

KARADENİZ TEKNİK ÜNİVERSİTESİ
FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ

İNŞAAT MÜHENDİSLİĞİ ANABİLİM DALI

96702

DOĞU KARADENİZ BÖLÜMÜ AGREGALARIYLA YÜKSEK PERFORMANSLI
BETON ÜRETİMİ VE ÖZELİKLERİNİN DİĞER BETONLARLA
KARŞILAŞTIRMALI OLARAK İNCELENMESİ

İnş. Yük. Müh. Selim PUL

Karadeniz Teknik Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü'nce

“Doktor”

Ünvanı Verilmesi İçin Kabul Edilen Tezdir

Tezin Enstitüye Verildiği Tarih : 28.12.1999

Tezin Savunulduğu Tarih : 24.03.2000

Tez Danışmanı : Prof. Dr. Ing. Ahmet DURMUŞ

Jüri Üyesi : Prof. Dr. Turhan Y. ERDOĞAN

Jüri Üyesi : Yrd. Doç. Dr. Metin HÜSEM

Enstitü Müdürü : Prof. Dr. Asım KADIOĞLU

Trabzon 2000

EC. YÜKSEKÖĞRETİM KURULU
DOKÜMANTASYON MERKEZİ

ÖNSÖZ

Bu çalışma Karadeniz Teknik Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı'nda Doktora Tezi olarak gerçekleştirilmiştir.

“Doğu Karadeniz Bölümü Agregalarıyla Yüksek Performanslı Beton Üretimi ve Özelliklerinin Diğer Betonlarla Karşılaştırmalı Olarak İncelenmesi” konusundaki bu çalışmayı bana önererek, diğer önemli görevlerine rağmen, çalışmamı başlangıcından sonuna kadar sürekli takip edip, çalışmam boyunca bana araştırma zevki ve bilimsel düşünce disiplini aşılama için uğraş veren, tezimin her aşamasında bilgi ve tecrübesinden yararlandığım yönetici hocam Sayın Prof.Dr.Ing. Ahmet DURMUŞ'a minnet ve şükranlarımı sunmayı çok zevkli bir görev sayarım.

Bu çalışma, Devlet Planlama Teşkilatı tarafından desteklenen 97.112.001.1 kod numaralı “Doğu Karadeniz Bölgesi Agregalarıyla Üretilen Yüksek Performanslı Betonların Geleneksel, Hafif ve Ağır Betonlarla Karşılaştırmalı Olarak İncelenmesi” başlıklı araştırma kapsamında yapılmıştır. Çalışmaya maddi destek sağlayan Devlet Planlama Teşkilatı'na, başta Rektörümüz Sayın Prof.Dr. Türkay TÜDEŞ ve Araştırma Fonu Yönetim Kurulu Başkanı Sayın Prof.Dr. Hasan Basri ŞENTÜRK olmak üzere Araştırma Fonu personeli ile çalışmada emeği geçen tüm akademik ve idari personele şükranlarımı sunarım.

Jüri üyeliği gibi önemli bir görevi üstlenen ve tezimi inceleyip değerlendiren ODTÜ Öğretim Üyelerinden değerli hocamız Sayın Prof.Dr. Turhan Y. ERDOĞAN'a da samimi teşekkürlerimi sunarım.

Çalışmalarım sırasında yakın ilgi ve yardımlarını gördüğüm başta Sayın Yrd.Doç.Dr. Metin HÜSEM olmak üzere, bölüm arkadaşlarımdan Yavuz AKKURT, Levent USTAOĞLU, Hamdi ÖZTÜRK, Berkan MOROĞLU, Zeki KARACA, Ahmet ŞENOL ve Jeoloji Mühendisliği Bölümü'nden Dr. Hasan KOLAYLI'ya, Akçaabat Teknik Lisesi öğretmenlerinden Orhan KOÇ ve İhsan TÜRKER'e ve deneysel çalışmalarımın birçok aşamasında teknik destek sağlayan canım arkadaşım TCK 10. Bölge Müdürlüğü'nde görevli Asfalt Arazi Mühendisi Selahattin BAYRAMÇAVUŞ'a teşekkürlerimi sunarım.

Öğrenim hayatım boyunca bana emeği geçen tüm hocalarımı saygıyla anar, kendilerine minnettar olduğumu belirtmek isterim.

Çalışmam süresince beni sabır ve şefkatle destekleyen ailemin tüm fertlerine, özellikle Anne ve Babama müteşekkir olduğumu belirtir, çalışmanın ülkemize yararlı olmasını gönülden dilerim.

Trabzon, Mart 2000

Selim PUL

İÇİNDEKİLER

	<u>Sayfa No</u>
ÖNSÖZ.....	II
İÇİNDEKİLER.....	III
ÖZET.....	VII
SUMMARY.....	VIII
ŞEKİLLER DİZİNİ.....	IX
ÇİZELGELER DİZİNİ.....	XIII
SEMBOLLER DİZİNİ.....	XV
1. GENEL BİLGİLER	1
1.1. Giriş	1
1.2. Yüksek Performanslı Betonların Tanımı, Tarihsel Gelişimi ve Kullanım Alanları.....	2
1.3. Yüksek Performanslı Betonlar Konusunda Daha Önce Gerçekleştirilmiş Olan Bazı Araştırmalar.....	5
1.3.1. İç Yapı ve Diğer Özellikler Üzerinde Gerçekleştirilen Araştırmalar.....	5
1.3.1.1. Rötme ve Sünme	6
1.3.1.2. Dayanıklılık	6
1.3.2. Mekanik Özellikler Üzerinde Gerçekleştirilen Araştırmalar.....	7
1.3.2.1. Basınç ve Çekme Dayanımı.....	7
1.3.2.2. Gerilme-Şekildeğiştirme Eğrisi	8
1.3.2.3. Elastisite Modülü ve Poisson Oranı.....	10
1.3.2.4. Süneklik.....	13
1.3.3. Donatı-Beton Aderansı Üzerinde Gerçekleştirilen Araştırmalar.....	14
1.3.4. Taşıma Gücü Hesabında Bazı Yaklaşımlar ve Eğilme Etkisi Altında Davranış.....	14
1.3.5. Yüksek Performanslı Beton Üretim Yöntemleri.....	16
1.3.6. Yüksek Performanslı Betonların Bazı Üstünlük ve Sakıncaları.....	17
2. YAPILAN ÇALIŞMALAR, BULGULAR VE İRDELEMELER	19

2.1.Yüksek Performanslı, Geleneksel ve Hafif Betonlar Üzerinde Gerçekleştirilen Çalışmalar	19
2.1.1. Kullanılan Agrega Özellikleri.....	19
2.1.1.1. Agrega Üretiminde Kullanılan Kayaçların Temin Edildiği Yerler, Petrografik ve Mineralojik Özellikleri.....	19
2.1.1.2. Fiziksel Özellikler.....	23
2.1.1.3. Mekanik Özellikler.....	23
2.1.1.4. Granülometrik Bileşim.....	26
2.1.2. Kullanılan Çimento ve Katkı Özellikleri.....	27
2.1.3. Kullanılan Karma Suyu Özellikleri.....	29
2.1.4. Betonların Bileşimi.....	29
2.1.5. Betonların Üretimi, Saklanması ve Deney Anındaki Yaşları.....	32
2.1.5.1. Betonların Üretimi.....	32
2.1.5.2. Betonların Saklanması ve Deney Anındaki Yaşları.....	32
2.1.6. Beton Numunelerin Fiziksel ve Mekanik Özellikleri.....	32
2.1.6.1. Fiziksel Özellikler.....	32
2.1.6.2. Mekanik Özellikler.....	34
2.1.6.2.1. Merkezi Basınç Dayanımı ve Gerilme-Şekildeğiştirme Eğrileri	34
2.1.6.2.2. Eğilme ve Yarmada Çekme Dayanımları.....	40
2.1.7. Agrega ve Yüksek Performanslı, Geleneksel ve Hafif Beton Özelliklerinin Karşılaştırılması	43
2.2. Yüksek Performanslı, Geleneksel ve Hafif Betonarme Kirişler Üzerinde Gerçekleştirilen Çalışmalar	46
2.2.1. Deney Kirişleri	47
2.2.1.1. Deney Kirişlerinin Özellikleri ve Donatı Planları.....	47
2.2.1.2. Kullanılan Beton ve Donatı Özellikleri	47
2.2.1.2.1. Beton Özellikleri.....	47
2.2.1.2.2. Donatı Özellikleri.....	50
2.2.1.3. Deney Kirişlerinin Üretimi.....	51
2.2.1.3.1. Kalıp.....	51
2.2.1.3.2. Karma ve Yerine Koyma.....	51
2.2.1.4. Kirişlerin Saklanması ve Deney Anındaki Yaşları.....	55

2.2.2. Denetim Deneyleri.....	56
2.2.3. Eğilme Deney Düzenegi	57
2.2.3.1. Ölçme Aygıtları ve Ölçüm Yerleri	57
2.2.3.1.1. Yerdeğiştirme Ölçerleri	57
2.2.3.1.2. Şekildeğiştirme Ölçerleri	57
2.2.4. Kirişlerin Yüklenmesi	59
2.2.5. Kirişlerin Yük-Şekildeğiştirme ve Yük-Sehim Eğrileri.....	60
2.2.6. Kirişlerin Dengeli, Kritik ve Minimum Donatı Oranları.....	85
2.2.7. Kirişlerin Kırılma ve Kullanım Momentleri.....	85
2.2.7.1. Deneysel Emniyet Katsayıları	86
2.2.8. Kirişlerin Çatlama Durumlarının İncelenmesi.....	89
2.2.8.1. İlk Çatlamayı Oluşturan Momentin Belirlenmesi.....	89
2.2.9. Yüksek Performanslı, Geleneksel ve Hafif Betonarme Kiriş Davranışlarının Karşılaştırılması.....	93
2.3. Öngerilmeli Yüksek Performanslı ve Geleneksel Beton Kirişler Üzerinde Gerçekleştirilen Çalışmalar.....	96
2.3.1. Öngerilme Verme Düzeneginin Kısımları.....	97
2.3.1.1. Gövde.....	97
2.3.1.2. Yükleme Çerçevesi.....	102
2.3.1.3. Ankrajlar.....	102
2.3.1.4. Çekme Düzenegi.....	102
2.3.2. Öngerilme Donatısının Gerilmesi.....	104
2.3.3. Betonların Üretimi, Yerine Konması ve Saklanması.....	105
2.3.4. Öngerilmenin Kirişlere Aktarılması.....	105
2.3.5. Denetim Deneyleri.....	105
2.3.6. Kirişlerin Yüklenmesi.....	106
2.3.7. Öngerilmeli Yüksek Performanslı ve Geleneksel Beton Kiriş Davranışlarının Karşılaştırılması.....	109
3. SONUÇLAR VE ÖNERİLER.....	111
4. KAYNAKLAR.....	115
5. EKLER.....	123

EK 1. AGREGA PETROGRAFIK YAPISININ BETONLARIN KIRILMA MEKANİZMALARI ÜZERİNDEKİ ETKİSİ	123
EK 2. KUM EŞDEĞERLİĞİ DENEYİ.....	148
EK 3. BİRİM ŞEKİLDEĞİŞTİRME ÖLÇERLERİ.....	154
EK 4. BETONARMEDE ÇATLAMA MEKANİZMASI, EĞİLME ÇATLAĞI VE NERVÜRLÜ DONATIDAN DOĞAN ÇATLAKLAR.....	161
6. ÖZGEÇMİŞ.....	170



ÖZET

Yüksek performanslı beton konusunda bugüne kadar birçok araştırma gerçekleştirilmiş olmasına rağmen bu betonun özellikleri henüz geleneksel betonlarınkı kadar belirlenebilmiş değildir. Gerçekten, yönetmeliklere girip betonarme ve öngerilmeli beton yapıların hesap ve projelendirilmelerinde yeterli hassasiyetle kullanılmakta olan bağıntı, hüküm ve önerilerin birçoğu basınç dayanımı 40MPa'ya kadar olan betonlar üzerinde gerçekleştirilmiş olan deneylerden elde edilen verileri temel almaktadır. Bunların daha yüksek dayanımlı betonlarla inşa edilen yapılarda da aynı hassasiyetle kullanılıp kullanılmayacağı henüz tam olarak ortaya konabilmiş değildir. Zira gerilme-şekildeğiştirme ilişkisi, eğilme elemanlarının basınç bölgesindeki gerilme dağılımı, donatı-beton aderansı, kırılma mekanizması, maksimum-minimum donatı oranları, eğilme etkisindeki betonarme ve öngerilmeli beton elemanların davranışı ve çatlama durumları gibi konular üzerindeki bilgiler maalesef bugün de yeterli düzeye ulaşamamıştır. Durum böyle olunca, bu çalışmanın temel amacı da, Doğu Karadeniz agregalarıyla yüksek performanslı beton üretmek ve bu betonları geleneksel ve hafif betonlarla karşılaştırmalı olarak incelemekten ibarettir.

Bu amaçla gerçekleştirilen çalışma, toplam yedi bölümden oluşmaktadır. Birinci bölüm genel bilgiler bölümü olup, ikinci bölümde bu çalışmanın amacı doğrultusunda Doğu Karadeniz bölümü agregalarıyla üretilen yüksek performanslı, geleneksel ve hafif betonlar ve bu betonların kullanıldığı betonarme-öngerilmeli beton kirişler üzerinde gerçekleştirilen çalışmalar üzerinde durulmaktadır. Çalışmanın bütününden çıkartılabilecek sonuç ve öneriler üçüncü bölümde özetlenmekte ve bu son bölümü kaynaklar diziniyle, agrega petrografik yapının kırılma mekanizmaları üzerindeki etkisi, kum kirliliği, birim şekildeğiştirme ölçerleri ve çatlama konularındaki ek bölümler izlemektedir.

Elde edilen sonuçlar, Doğu Karadeniz bölümü çeşitli kayaçlarından elde edilen agregalarla yüksek performanslı sınıfına giren betonlar üretilebildiğini, bunların yapılarda kullanılmasının bir çok yönden yararlı olacağını ancak yüksek performanslı betonla inşa edilen yapıların projelendirilmesi için bugün yürürlükte bulunan "Betonarme Yapıların Hesap ve Yapım Kuralları"nın geçerli olmadığını da ortaya koymaktadır.

Anahtar Kelimeler: Yüksek Performanslı Beton, Deneysel ve Teorik karşılaştırma, Merkezi Basınç ve Eğilmede, Geleneksel Beton, Hafif Beton, Betonarme ve Öngerilmeli Beton Kirişler.

SUMMARY

Production of High Performance Concrete with Aggregates of the Eastern Black Sea Region and Comparative Analysis of Its Properties with Those of the Other Concrete

Despite so many investigations have been performed on high performance concrete the properties of this concrete are not known as well as those of the traditional concrete. Indeed, most of the equations, rules and suggestions in the codes which are used in the design of reinforced concrete and prestressed concrete structures are developed from the data obtained from experimental studies made on concrete that have a strength of less than 40 MPa. It is not exactly known that they could be used in the design of structures constructed by using high performance concrete. Therefore, the main purpose of this study is that to produced high performance concrete by using the aggregates of Eastern Black Sea Region and to compare this concrete to traditional and light weight concrete.

The study done for purpose consists of three chapters and four appendices. In the first chapter, general information is presented. In the second chapter, studies made on high performance, normal weight and light weight concrete produced by the aggregates of Eastern Black Sea Region, and reinforced concrete and prestressed concrete beams produced by using each of concrete mentioned above are given. The conclusions drawn from the results of this study and suggestions are summarized in the third chapter. This last chapter is followed by the list of references and four appendices including the topics on the effects of aggregate petrographic structure on collapse mechanism, purity of sand , stain-gauges, and cracks in flexure.

The conclusions obtained from this study showed that high performance concrete can be produced by using aggregates of Eastern Black Sea Region, and that the use of this concrete is useful in many ways, but “Building Code Requirements for Reinforced Concrete” which is valid can not be used in the design of structures constructed by using high performance concrete.

Key Words : High Performance Concrete, Experimental and Theoretical Comparison, Axial Compression and Flexure, Normal Weight Concrete, Light Weight Concrete, Reinforced and Prestressed Concrete Beams.

ŞEKİLLER DİZİNİ

Sayfa No

Şekil 1. Farklı dayanımlı betonlara ilişkin gerilme - şekildeğiştirme eğrileri	9
Şekil 2. Basınç bölgesi betonundaki gerilme dağılımı kabulleri	15
Şekil 3. Deneysel çalışmalarda kullanılan kayaçların temin edildiği yerler.....	20
Şekil 4. Kalker, granodiyorit, dasit ve dasitik tuf kayaçlarının tipik ince kesitleri	22
Şekil 5. Kum eşdeğerliği deney düzeneği.....	23
Şekil 6. Birim şekildeğiştirme ölçeri (ekstansometre) ve 12 kanallı Wheatstone köprüsü	25
Şekil 7. Üniversal deney aleti	25
Şekil 8. Michaelis deney aleti.....	26
Şekil 9. Beton üretiminde kullanılan agrega granülometrik bileşimi.....	27
Şekil 10. Hidrolik pres.....	34
Şekil 11. Granodiyorit agregalı yüksek performanslı betonların tipik gerilme-şekildeğiştirme eğrileri.....	35
Şekil 12. Dasit agregalı yüksek performanslı betonların tipik gerilme-şekildeğiştirme eğrileri.....	36
Şekil 13. Kalker agregalı yüksek performanslı betonların tipik gerilme-şekildeğiştirme eğrileri.....	36
Şekil 14. Granodiyorit agregalı geleneksel betonların tipik gerilme-şekildeğiştirme eğrileri.....	37
Şekil 15. Dasit agregalı geleneksel betonların tipik gerilme-şekildeğiştirme eğrileri.....	37
Şekil 16. Kalker agregalı geleneksel betonların tipik gerilme-şekildeğiştirme eğrileri.....	38
Şekil 17. Dasitik tuf agregalı hafif betonların tipik gerilme-şekildeğiştirme eğrileri.....	38
Şekil 18. Eğilmede çekme deneyinden bir görünüm.....	40
Şekil 19. Yarmada çekme deneyinden bir görünüm.....	40
Şekil 20. Yüksek performanslı betonların eğilmede çekme dayanımlarının karşılaştırılması.....	41
Şekil 21. Yüksek performanslı betonların yarmada çekme dayanımlarının karşılaştırılması.....	41

Şekil 22. Yüksek performanslı, geleneksel ve hafif betonların eğilmede çekme dayanımlarının karşılaştırılması.....	42
Şekil 23. Yüksek performanslı, geleneksel ve hafif betonların yarmada çekme dayanımlarının karşılaştırılması.....	42
Şekil 24. Deney Kirişlerinin kalıp ve tipik donatı planı.....	49
Şekil 25. Nervürlü donatının ($\phi 8$) görünen ve gerçek gerilme-şekildeğiştirme eğrileri.....	52
Şekil 26. Nervürlü donatının ($\phi 10$) görünen ve gerçek gerilme-şekildeğiştirme eğrileri.....	52
Şekil 27. Nervürlü donatının ($\phi 12$) görünen ve gerçek gerilme-şekildeğiştirme eğrileri.....	53
Şekil 28. Nervürlü donatının ($\phi 14$) görünen ve gerçek gerilme-şekildeğiştirme eğrileri.....	53
Şekil 29. Deney kirişlerinin üretiminde kullanılan kalıp.....	55
Şekil 30. Islak çuvalar altında saklanan kirişlerden bir görünüm.....	56
Şekil 31. Deney kirişlerinin yükleme düzeneği ve ölçme aygıtları.....	58
Şekil 32. Kiriş çekme bölgesinde şekildeğiştirme ölçerlerin konumu.....	59
Şekil 33. Betonarme kirişin deney anından bir görünüm.....	59
Şekil 34. Birinci seri yüksek performanslı beton kirişlerde yük-şekildeğiştirme eğrileri.....	61
Şekil 35. İkinci seri yüksek performanslı betonarme kirişlerde yük-şekildeğiştirme eğrileri.....	62
Şekil 36. İkinci seri yüksek performanslı betonarme kirişlerde yük-sehim eğrileri ve çatlamlar.....	63
Şekil 37. Üçüncü seri yüksek performanslı betonarme kirişlerin yük-şekildeğiştirme eğrileri.....	64
Şekil 38. Üçüncü seri yüksek performanslı betonarme kirişlerde yük-sehim eğrileri ve çatlamlar	65
Şekil 39. Dördüncü seri yüksek performanslı betonarme kirişlerde yük-şekildeğiştirme eğrileri	66
Şekil 40. Dördüncü seri yüksek performanslı betonarme kirişlerde yük-sehim eğrileri ve çatlamlar	67
Şekil 41. Beşinci seri yüksek performanslı betonarme kirişlerde yük-şekildeğiştirme eğrileri	68
Şekil 42. Beşinci seri yüksek performanslı betonarme kirişlerde yük-sehim eğrileri ve çatlamlar	69

Şekil 43. Altıncı seri yüksek performanslı betonarme kirişlerde yük-şekildeğiştirme eğrileri	70
Şekil 44. Altıncı seri yüksek performanslı betonarme kirişlerde yük-sehim eğrileri ve çatlamlar	71
Şekil 45. Yedinci seri yüksek performanslı betonarme kirişlerin yük-şekildeğiştirme eğrileri	72
Şekil 46. Yedinci seri yüksek performanslı betonarme kirişlerde yük-sehim eğrileri ve çatlamlar	73
Şekil 47. Sekizinci seri yüksek performanslı betonarme kirişlerde yük-şekildeğiştirme eğrileri	74
Şekil 48. Sekizinci seri yüksek performanslı betonarme kirişlerde yük-sehim eğrileri ve çatlamlar	75
Şekil 49. Sekizinci seri geleneksel ve hafif betonarme kirişlerde yük-şekildeğiştirme eğrileri	76
Şekil 50. Sekizinci seri geleneksel ve hafif betonarme kirişlerde yük-sehim eğrileri ve çatlamlar	77
Şekil 51. Granodiyorit agregasıyla üretilen yüksek performanslı Betonarme kirişlerin yük-sehim eğrileri.....	78
Şekil 52. Kalker agregasıyla üretilen yüksek performanslı Betonarme kirişlerin yük-sehim eğrileri.....	78
Şekil 53. İkinci seri betonarme kirişlerin yük-sehim eğrilerinin karşılaştırılması.....	79
Şekil 54. Üçüncü seri betonarme kirişlerin yük-sehim eğrilerinin karşılaştırılması.....	79
Şekil 55. Dördüncü seri betonarme kirişlerin yük-sehim eğrilerinin karşılaştırılması.....	80
Şekil 56. Beşinci seri betonarme kirişlerin yük-sehim eğrilerinin karşılaştırılması.....	80
Şekil 57. Altıncı seri betonarme kirişlerin yük-sehim eğrilerinin karşılaştırılması.....	81
Şekil 58. Yedinci seri betonarme kirişlerin yük-sehim eğrilerinin karşılaştırılması.....	81
Şekil 59. Sekizinci seri betonarme kirişlerin yük-sehim eğrilerinin karşılaştırılması.....	82
Şekil 60. Donatılı ve donatısız yüksek performanslı beton kirişlerin deneyden sonraki görünüşleri	83
Şekil 61.a. Kirişlerin sabit moment bölgesinin deneyden sonraki görünüşleri	83
Şekil 61.b. Kirişlerin sabit moment bölgesinin deneyden sonraki görünüşleri	84
Şekil 62. Betonarme kirişlerin sabit moment bölgelerinde kırılma yükü altında oluşan çatlak sayılarının donatı oranıyla değişimi.....	90
Şekil 63. Betonarme kirişlerin sabit moment bölgelerinde kırılma yükü altında oluşan çatlaklar arasındaki mesafenin donatı oranıyla değişimi.....	90
Şekil 64. Öngerilmeli beton kirişlerin boyut, donatı ve donatı dışmerkezlilikleri	97

Şekil 65. Öngerilme verme düzeneğinin genel görünüşleri.	98
Şekil 66. Öngerilme verme düzeneğinin önden görünümü	99
Şekil 67. Öngerilme verme düzeneğinin üstten görünümü	100
Şekil 68. Öngerilme verme düzeneğinin boyutları	101
Şekil 69. Öngerilme vermede kullanılan ankrajlar.....	102
Şekil 70. Çekme düzeneğinin konumları.....	103
Şekil 71. Tesbit vidalarının öngerilme düzeneğindeki konumları.....	106
Şekil 72. Öngerilmeli bir kirişin öngerilme aktarılmadan önceki görünümü	106
Şekil 73. Öngerilmeli kirişin deney anından bir görünüm	107
Şekil 63. Öngerilmeli kirişlerden bir bölümünün deneyden sonraki görünüşleri.....	107
Şekil 64. Öngerilmeli yüksek performanslı ve geleneksel beton kirişlerin yük-sehim eğrileri ve çatlama durumları	108



ÇİZELGELER DİZİNİ

Sayfa No

Çizelge 1. Bazı yönetmeliklere göre yüksek performanslı beton dayanım sınırları	3
Çizelge 2. Bazı araştırmacı ve yönetmeliklere göre yüksek performanslı betonda çekme dayanımı-basınç dayanımı ilişkisi	9
Çizelge 3. Bazı araştırmacı ve yönetmeliklere göre belirli sınırlar arasında kalan beton dayanımına karşılık gelen birim kısalmanın (ϵ_{co}) deneysel ifadeleri ve $f_c=80$ MPa ve $E_c=40$ GPa için değerleri	11
Çizelge 4. Bazı araştırmacı ve yönetmeliklere göre elastisite modülü-beton dayanımı ilişkisi ve $f_c=80$ MPa için E_c değerleri	12
Çizelge 5. Yüksek performanslı betonla geleneksel betonun bazı özelliklerinin karşılaştırılması	17
Çizelge 6. Agregada üretiminde kullanılan kayaların mineralojik bileşimleri	21
Çizelge 7. Çeşitli kayalardan üretilen agregaların fiziksel özellikleri ve eşdeğer kum kirlilikleri (ESV)	24
Çizelge 8. Agregada üretiminde kullanılan kayaların karot ve prizmatik numuneler üzerinde belirlenen bazı mekanik özellikleri	26
Çizelge 9. Beton üretimlerinde kullanılan çimentoların fiziksel ve mekanik özellikleri	28
Çizelge 10. Silis dumanının kimyasal bileşimi	28
Çizelge 11. Betonların karılmasında kullanılan suyun kimyasal özellikleri	29
Çizelge 12. Yüksek performanslı, geleneksel ve hafif betonların bileşimi	31
Çizelge 13. Betonların kuru ve doymuş kuru yüzeyli (DKY) birim kütleleri.....	33
Çizelge 14. Beton standart silindir ($\phi=150$ mm, $h=300$ mm) numunelerin mekanik özellikleri	39
Çizelge 15. Yüksek performanslı, geleneksel ve hafif betonların ortalama eğilmede ve yarmada çekme dayanımları	43
Çizelge 16. Yüksek performanslı betonların deneysel ve bazı bağıntılarla hesaplanan teorik değerleri.....	46
Çizelge 17. Deney kirişlerinde kullanılan nervürlü donatı miktar ve oranları	48
Çizelge 18. Deney kirişlerinde kullanılan nervürlü donatıların görünen ve gerçek bazı mekanik özellikleri	54

Çizelge 19. Deney kirişlerinin üretiminde kullanılan betonlardan alınan denetim numunelerinin ortalama merkezi basınç dayanımları	56
Çizelge 20. Yüksek performanslı, geleneksel ve hafif beton ve betonarme kirişlerin deneysel kırılma yükleri ve sehimleri.....	82
Çizelge 21. Deney kirişlerinin dengeli, kritik ve minimum donatı oranları.....	85
Çizelge 22. Deney kirişlerinde kullanılan beton ve donatının hesap ve karakteristik dayanımları	86
Çizelge 23. Yüksek performanslı, geleneksel ve hafif beton ve betonarme kirişlerin deneysel ve teorik hesap kırılma ve kullanım momentleri	87
Çizelge 24. Yüksek performanslı, geleneksel ve hafif beton ve betonarme kirişlerin karakteristik kırılma momentlerinden belirlenen γ_r ve γ_s değerleri	88
Çizelge 25. Yüksek performanslı, geleneksel ve hafif betonarme kirişlerde kırılma yükü altında oluşan çatlak sayıları ve mesafeleri	91
Çizelge 26. Yüksek performanslı, geleneksel ve hafif beton ve betonarme kirişlerin deneysel ve teorik ilk çatlama momentleriyle, ilk çatlama oluşturulan maksimum birim uzamalar.....	92
Çizelge 27. Öngerilmeli deney kirişlerinde kullanılan beton ve donatılar	96
Çizelge 28. Öngerilme donatısının bazı mekanik özellikleri	96
Çizelge 29. Beton dökümünden önce donatıdaki öngerilme kuvveti ve uzama miktarları	104
Çizelge 30. Denetim numunelerinin ortalama merkezi basınç dayanımları	105
Çizelge 31. Öngerilmeli yüksek performanslı ve geleneksel beton kirişlerin kırılma yükü ve sehimleri.....	107

SEMBOLLER DİZİNİ

- A : Numune kesit alanı, Abrams bağıntısında bir katsayı
- a : Agregaya, beton ya da harçta hacimce agrega miktarı
- A_c : Beton alanı
- A_s : Donatı alanı
- A_{st} : Toplam boyuna donatı alanı
- B : Abrams bağıntısında bir katsayı
- b : Kesit genişliği, Çimento türüne bağlı bir katsayı
- c : Beton ya da harçta hacimce çimento miktarı
- C_a : Agregaya bağlı bir katsayı
- C_c : Sünme katsayısı
- \mathcal{C} : Çimento miktarı
- \mathcal{CYPB} : Çok yüksek performanslı beton
- E_a : Agregaya elastisite modülü, betonun kırılması anında agrega sekant modülü
- E'_a : $v_a \epsilon_a$ şekildeğiştirmesine karşılık gelen agrega sekant modülü
- E_c : Betonun başlangıç elastisite modülü, betonun kırılması anında çimento hamuru sekant modülü
- E'_c : $v_c \epsilon_c$ şekildeğiştirmesine karşılık gelen çimento hamuru sekant modülü
- E_p : Çimento hamuru elastisite modülü
- ESV: Agregaya yüzey kirliliği değeri (Görünen kum eşdeğeri)
- f_{at} : Agregaya çekme dayanımı
- f_{adt} : Aderans çekme dayanımı
- f_c : Beton basınç dayanımı
- f_{c1} : Birinci şekil kırılmada beton basınç dayanımı
- f_{c2} : İkinci şekil kırılmada beton basınç dayanımı
- f'_{c2} : Betonun kırılmasına agrega dayanım düşüklüğünün neden olması halinde basınç dayanımı
- f_{ct} : Çimento hamuru çekme dayanımı
- f_{adt} : Çimento hamuru-agrega aderans dayanımı
- f_{cd} : Beton hesap basınç dayanımı
- f_{ck} : Beton karakteristik basınç dayanımı

- f_{cj} : j günlük beton basınç dayanımı, çimento sınıf dayanımı
- f_{ct} : Beton eğilmede çekme dayanımı, çimento hamuru çekme dayanımı
- f_{cts} : Beton yarmada çekme dayanımı
- f_{ct1} : Birinci şekil kırılmada beton çekme dayanımı
- f_{ct2} : İkinci şekil kırılmada beton çekme dayanımı
- f'_{ct2} : Betonun kırılmasına agrega dayanım düşüklüğünün neden olması halinde çekme dayanımı
- f_{ct3} : En genel bir cisim için önce bağlayıcının kırılmaması halinde aderans sökülmesine bağlı çekme dayanımı
- f'_{ct3} : En genel bir cisim için önce bağlayıcının kırılmaması halinde tanelerin kırılmasına bağlı çekme dayanımı
- f_{ct4} : En genel bir cisim için bağlayıcı kırılmasının tüm cismin kırılmasına neden olması halinde çekme dayanımı
- f_{ij} : j günlük beton çekme dayanımı
- f_{yd} : Donatı hesap akma dayanımı
- f_{yk} : Donatı karakteristik akma dayanımı
- F : Yük
- F_c : Basınç bölgesi betonundaki bileşke kuvvet
- g : Agrega hacim oranı
- G_i : Granodiyorit agregalı yüksek performanslı beton ya da betonarme kirişler
- GD_i : Dasit agregalı geleneksel betonlar
- GG_i : Granodiyorit agregalı geleneksel betonlar
- GK_i : Kalker agregalı geleneksel beton, kalker agregalı geleneksel beton ya da betonarme kirişler
- h : Yükseklik
- HK_i : Dasitik tuf agregalı hafif beton ya da betonarme kirişler
- HT_i : Dasitik tuf agregalı hafif betonlar
- K : Agrega granülometrisine bağlı bir katsayı, şekildeğiştirme ölçerlerinde duyarlılık katsayısı
- K_B : Bolomey bağıntısında bir katsayı
- K_i : Kalker agregalı yüksek performanslı beton ya da betonarme kirişler
- K_F : Feret bağıntısında bir katsayı
- K_g : Agreganın türüne bağlı bir katsayı
- K_G : Graf bağıntısında bir katsayı
- k : Çimento ve agrega yapısına bağlı bir katsayı, kompasite
- k_2, k_3, k_1k_3 : Basınç bölgesi betonundaki gerilme dağılımı parametreleri

L : Boy

LVDT : Doğrusal yerdeğiştirme ölçeri (Linear Variable Displacement Transducer)

m : Agrega granülometrisine bağlı bir katsayı

M_c : Basınç bölgesi betonundaki bileşke kuvvetin tarafsız eksene göre momenti

M_{cr} : Eğilme etkisindeki beton kesitin çatlama momenti

M_r : Teorik kırılma momenti

M_{re} : Deneysel kırılma momenti

M_{rd} : Teorik hesap kırılma momenti

M_{rk} : Teorik karakteristik kırılma momenti

M_s : Kullanım momenti

N₀ : Aksenal yük

N_r : Kırılma yükü

N_{rω} : ω elemanının s alanına düşen kırılma yükü

N_ω : ω elemanında ortalama normal kuvvet

ÖG1 : Öngerilmeli (1φ7) geleneksel beton kiriş

ÖG2 : Öngerilmeli (1φ7) yüksek performanslı beton kiriş

ÖG3 : Öngerilmeli (2φ7) geleneksel beton kiriş

ÖG4 : Öngerilmeli (2φ7) yüksek performanslı beton kiriş

r_c : Bolomey bağıntısında çimento hamuru basınç dayanımı

s : ω elemanının kesit alanı

s_a : s alanında agreganın işgal ettiği alan

s_c : s alanında sertleşmiş çimento hamurunun işgal ettiği alan

s_v : s alanında hapsedilmiş havanın işgal ettiği alan

S : Su

SD : Silis dumanı

SAK : Süper akışkanlaştırıcı katkı

t_{ad} : Aderansla ilgili bir katsayı

t_c : Çimentonun yapısına ve saklama koşullarına bağlı bir katsayı

V : Numune hacmi

V_h : Bir metreküp betondaki hapsedilmiş hava hacmi

V_d : Hesap kesme dayanımı

V_{test} : Deneysel kesme dayanımı

V_w : Bir metreküp betondaki su hacmi

- W_a : Bir metreküp betondaki agrega kütlesi
 W_c : Bir metreküp betondaki çimento kütlesi
 YD_1 : Dasit agregalı yüksek performanslı betonlar
 YG_1 : Granodiyorit agregalı yüksek performanslı betonlar
 YK_1 : Kalker agregalı yüksek performanslı betonlar
 YP : Yüksek performanslı
 YPB : Yüksek performanslı beton
 α_a : Agregaya bağı bir katsayı
 β : Süneklik katsayısı, Betonun plastisite oranı
 β_{wn} : Betonun özgül kütleğine bağı bir katsayı
 γ : Çimento hamurundaki çimento miktarı (çimento konsantrasyonu)
 γ_a : Agregaya özgül kütlesi
 γ_c : Çimento özgül kütlesi
 γ_0 : Hidratasyon için ancak yeterli olan çimento konsantrasyonu
 γ_1 : Aderans için ancak yeterli olan çimento konsantrasyonu
 ϵ : Şekildeğiştirme
 ϵ_a : Agregaya şekildeğiştirmesi
 ϵ_c : Çimento hamuru şekildeğiştirmesi, Beton şekildeğiştirmesi
 ϵ_{co} : Betonun basınç dayanımına karşılık gelen şekildeğiştirme
 ϵ_{cu} : Betonun maksimum şekildeğiştirmesi
 ϵ_{oa} : Aderans olmaması halinde agregaya enine şekildeğiştirmesi
 $\epsilon_{0,85}$: Betonda basınç dayanımının 0,85'ine karşılık gelen şekildeğiştirme
 ϵ_t : Betonun enine şekildeğiştirmesi
 ϵ_{oc} : Çimento hamuru enine şekildeğiştirmesi
 ϵ_{1a} : Agregaya ortalama şekildeğiştirmesi
 ϵ_{1c} : Aderans olmaması halinde çimento hamuru şekildeğiştirmesi
 μ : Sadece agregaya şekline bağı bir katsayı
 ν : Betonun poisson oranı
 ν_a : Agreganın poisson oranı
 ν_c : Çimento hamurunun poisson oranı
 ρ : Donatı oranı
 ρ_b : Dengeli donatı oranı

ρ_c : Kritik donatı oranı, Betonun deney anında kuru birim kütlesi

ρ_{min} : Minimum donatı oranı

σ : Normal gerilme

σ_a : Agregada çekme gerilmesi

σ_{adt} : Aderans bölgesinde çekme gerilmesi

σ_c : Betonda basınç gerilmesi, Çimento hamurunda çekme gerilmesi

σ_{ct} : Betonda ortalama çekme gerilmesi

x : Tarafsız eksen derinliği

Not : Bu dizinde yer almayan bazı semboller metin içinde ilgili oldukları yerde açıklanmışlardır.



1. GENEL BİLGİLER

1.1. Giriş

Önemli mühendislik yapılarında yaygın bir şekilde kullanılmakta olan yüksek performanslı beton konusunda yabancı ülkeler ve Türkiye'de bugüne kadar birçok araştırma gerçekleştirilmiş olmasına rağmen bu betonun özellikleri henüz geleneksel betonlarıki kadar belirlenmiş değildir. Öyle ki, yönetmeliklere girip betonarme hesaplarda problemsiz bir şekilde kullanılmakta olan denklem ve hükümlerin birçoğu basınç dayanımı 40 MPa 'a kadar olan betonlar üzerinde gerçekleştirilen deneyler sonucunda elde edilmiş olup, bunların yüksek performanslı betonlarda da rahatlıkla kullanılıp kullanılmayacağı halen tam olarak açıklığa kavuşmuş değildir [1,2,3,4]. Zira, sargılama etkisi, gerilme-şekildeğiştirme ilişkisi, basit ve bileşik eğilme etkisindeki yapı elemanlarının taşıma gücüne göre hesabında kullanılan basınç bölgesindeki gerilme dağılımı (basınç bloğu), donatı-beton aderansı, kırılma mekanizması, maksimum-minimum donatı oranı, basınç etkisindeki betonarme elemanların sünekliği, betonarme ve öngerilmeli beton eğilme elemanlarının davranışı ve çatlama durumları gibi konular üzerinde incelemeler, irdelemeler ve bu suretle elde edilen bilgiler henüz yetersiz durumdadır.

Bu bölümde, yüksek performanslı betonların tanımı, tarihsel gelişimi ve kullanım alanlarını içeren genel bilgiler verildikten sonra bu konuda daha önce gerçekleştirilen bazı deneysel ve teorik çalışmalara değinilmekte, bu betonun üretim tekniği, özellikleri, geleneksel betona göre üstünlükleri, sakıncaları ve bazı yönetmelik kayıtları ile, yüksek performanslı betonların önemi ve geleceğini kapsayan bir sentez çalışması verilmektedir.

1.2. Yüksek Performanslı Betonların Tanımı, Tarihsel Gelişimi ve Kullanım Alanları

Betonun zayıf olduğu kadar güvenilir de olmayan çekme dayanımından dolayı elemanların çekme etkisinde kalacak olan bölgelerine çelik çubuklar konmuş, adanstan yararlanarak ortak çalışma sağlanmış ve bu suretle betonarme yapı tekniği doğmuştur.

Bu yapı tekniği konusunda ilk patentlerin 1855'te Coignet ve 1857'de Monier adındaki Fransız mühendisler tarafından alınmasından bu yana, bu tekniğin uygulamaları giderek yaygınlaşmış ve betonarme bugün de modern mimarinin aranan malzemesi olmuştur. Yirminci yüzyılın başlarında Avrupa ve Amerika Birleşik Devletleri'nde betonarme ile ilgili ilk yönetmelikler hazırlanmış, beton karışım hesaplarıyla ilgili bağıntılar, ideal agrega granüloometri eğrileri ve ilk öngerilmeli beton uygulamaları Feret, Fuller ve Freyssinet tarafından geliştirilmiş, bu çalışmalardan sonra da deneysel ve teorik incelemelere artan bir hızla devam edilmiştir [5]. Gerçekten, çimento teknolojisindeki gelişmelerle beraber silis dumanı ve uçucu kül gibi puzolanik endüstriyel atıkların ve su/çimento oranının, işlenebilirlik kaybı olmaksızın, %20 civarına indirgenebilmesini sağlayan etkili akışkanlaştırıcıların beton bileşimine katılması sonucunda beton dayanımında büyük artışlar sağlanmış ve bu suretle üretilen betonlar "**yüksek performanslı beton**" olarak adlandırılmıştır. Bu betonlar üzerinde özellikle son 20 yıldan beri yabancı ülkelerde olduğu gibi Türkiye'de de araştırmalar devam etmektedir. Ancak, ülkelerin kullandıkları üretim teknolojilerinin farklılığı ve kalitenin giderek artması, yüksek performanslı beton tanımının ülkeden ülkeye ve zamanla değişmesine neden olmaktadır. Aşağıdaki Çizelge 1'de bazı ülkelerin yönetmeliklerine göre yüksek performanslı beton dayanım sınırları verilmektedir. Bu çizelgeden de görüldüğü gibi, yüksek performanslı beton tanımına giren betonların genellikle 50 MPa - 100 MPa arasında bir basınç dayanımına sahip olmaları beklenmektedir. Bu sınırı aşan dayanımlara sahip betonların ise "**çok yüksek performanslı beton**" olarak adlandırıldıkları bilinmektedir. Zamanla değişime gelince, örneğin, Amerika Birleşik Devletleri'nde 1950'li yıllarda şantiyede elde edilen 34 MPa standart silindir basınç dayanımına sahip beton yüksek performanslı beton olarak kabul edilirken, bu değer 1960'lı yıllarda 50 MPa'ya, 1970'li yıllarda 70 MPa'ya, 1980'li yıllarda 100 MPa'ya ulaşmış ve günümüzde bu değer de üstüne çıkmış bulunmaktadır. Bugün artık şantiyelerde bile basınç dayanımı 100 MPa'yı geçen betonlar kolayca üretilebilirken, laboratuvarında ise özel agrega, çimento ve katkıları kullanılarak 250 MPa - 280 MPa basınç dayanımına sahip betonların üretilebildiği de bilinen bir gerçektir[1,6,7]. Durum böyle olunca, diğer betonlar yanında yüksek performanslı betonlar da betonarme ve öngerilmeli beton yüksek yapılar, köprüler, viyadükler, nükleer santraller, yollar, uçak pistleri, tüneller, özel temeller, açık deniz platformları, arıtma tesisleri ve prefabrik yapılar gibi özel mühendislik yapılarında

Çizelge 1. Bazı yönetmeliklere göre yüksek performanslı beton dayanım sınırları

Yönetmelik	Min. Basınç dayanımı (MPa)	Maks. basınç dayanımı (MPa)	Numune tipi
TS 500 [8]	50	--	φ 150/300 silindir
ACI 318 [9] ve CAN3-A23.3 M84 [10]	62-69	100	φ 150/300 silindir
CEB-FIP MC90 [11]	60	80	φ 150/300 silindir
DIN1045 [12]	55	115	150*150*150 küp
NS 3473 [13]	65	105	100*100*100 küp
BS 8110 [14]	60	110	150*150*150 küp
Rak-MK4 [15]	60	100	150*150*150 küp

kullanılmaya başlamıştır. Ancak, daha önce de belirtilmiş olduğu gibi, yüksek performanslı betonların özellikleri henüz geleneksel betonlarınkı kadar bilinmemektedir[1,2,3,4]. Bu nedenledir ki, teknik literatürde [1,5] yüksek performanslı betona ilişkin;

- Daha yüksek performanslı katkı maddeleri üretimi ya da kullanımı,
- Yüksek dayanımlı çimento üretimi ve/veya kullanımı,
- 0-28 gün arasındaki rötrenin iç rötrenin (kendiliğinden su kaybı) ve kuruma rötresini birbirinden ayırmak suretiyle ölçülmesi,
- Sünme olayı,
- Basınç dayanımı ile birim kısalma arasındaki ilişki,
- Basınç dayanımı ile çekme dayanımı arasındaki ilişki,
- Ortalama dayanım ile standart sapma arasındaki ilişki,
- 7 gün, 28 gün ve daha ileri yaşlardaki dayanımları arasındaki ilişki,

- Yüksek ve çok yüksek performanslı betonlarda numune boyut etkisi,
- Yük geçmişinin performansa etkisi,
- Yorulma davranışı ve çok eksenli gerilmeler altında davranış (Bu özellikle kesitin kesme dayanımının belirlenmesi için gerekli olmaktadır.),
- Donma ve yangın dayanımı (Bu iki hususun gerçek ısı etkiler altında gerçekleştirilecek uygun deneylerle aydınlatılması gerekmektedir.),
- Ekonomik olarak üretilebilirlik,
- Dayanıklılık,
- Yüksek performanslı hafif betonlar,
- Optimum donatı özelliklerinin belirlenmesi,
- Kayma donatısının belirlenmesi,
- Betonarme eğilme elemanlarının davranışı ve çatlama durumları,
- Donatı-beton aderansı, sargılama etkisi,
- Donatı korozyonu,
- Basınç etkisindeki betonarme elemanların sünekliği,
- Merkezi yüklü elemanlarda akma dayanımı yüksek donatı kullanımının elemanın sünekliğini artırdığı belirtilmektedir. Bu hususun denetlenmesi gerekmektedir.
- Eğilme etkisindeki elemanların taşıma gücü hesabında kullanılan basınç bölgesindeki gerilme dağılımı,
- Maksimum ve minimum donatı oranlarının belirlenmesi,
- Yapıların güçlendirilmesine ilişkin, mantolama tekniğinde yüksek performanslı beton kullanımı,
- Yapıdaki beton dayanımının gerçek dayanım diye tanımlanan ideal laboratuvar koşullarında saklanan standart numune dayanımına oranının belirlenmesi,
- Maksimum taşıma süresinin belirlenmesi konularındaki araştırmaların yapılması önerilmektedir.

Yüksek performanslı betonların teknik literatürde bazen *yüksek dayanımlı beton* olarak adlandırıldığı bilinmektedir. Ancak, bu betonların basınç ve çekme dayanımları yüksek olduğu gibi, geleneksel betona göre daha dayanıklı da olduklarından, bu çalışmada yüksek dayanımlı beton yerine *yüksek performanslı beton* deyimini tercih edilmektedir.

1.3. Yüksek Performanslı Betonlar Konusunda Daha Önce Gerçekleştirilmiş Olan Bazı Araştırmalar

1.3.1. İç Yapı ve Diğer Özellikler Üzerinde Gerçekleştirilen Araştırmalar

Betonun kırılma mekanizmasını kontrol eden, dolayısıyla da beton dayanımını belirleyen etkenlerin başında sertleşmiş çimento hamuru dayanımı, çimento hamuru- agrega aderans dayanımı ve agrega dayanımının geldiği bilinmektedir. Çimento hamuru-agrega aderansı, su/çimento oranını azaltmak ve maksimum agrega tane boyutunu küçültmek suretiyle artmakla beraber, bu artışın bir üst sınırı bulunmaktadır. Bu üst sınırı aşabilmek için aderans bölgesinde oluşan, gevrek yapıdaki Ca(OH)_2 kristallerini önlemek gerekmektedir [6]. Bu amaçla beton bileşimine katılan ve çimento tanelerinden yaklaşık 100 kat daha küçük taneciklerden oluşan silis dumanı, Ca(OH)_2 'i kolay kırılmayan ve homojen yapı C-S-H (kalsiyum silikat hidrat)'a dönüştürmektedir. Buna ilaveten silis dumanı mikro boşlukları tıkayan bir dolgu görevi de yapmakta ve böylece çimento hamuru-agrega aderans bölgesini ve genel çimento hamuru yapısını güçlendirmektedir.

Malier'e [16] göre, geleneksel betonlarda görülen sürekli kapiler boşluklar yüksek performanslı betonlarda azalmakta ve süreksizleşmektedirler. Bunun yanı sıra silis dumanı çimento hamurundaki fazla suyu emerek, suyun agrega tanelerine doğru hareket etmesini önlemekte ve bu da aderans bölgesinde zayıf geçiş tabakası oluşumunu engellemektedir.

Akyüz [17], Oktar [18] ve Uyan [19], beton dayanımının, sertleşmiş çimento hamurundaki boşluk oranı kadar, boşluk geometrisinden de etkilendiğini, dolayısıyla da dayanımı sadece boşluk oranına bağlayan bağıntıların yetersiz olduğunu ve boşluk oranını azaltmanın yanında bunları küreleştirmenin de gerektiğini belirtmişlerdir.

Moranville [20], Skainy ve diğ.[21], çimento hamuru dayanımının, akışkanlaştırıcı kullanarak boşluk oranının %5'lere indirilmesi halinde, 200 MPa' ya, 150°C sıcaklık ve 1020 MPa basınç altında sıkıştırılması halinde ise 500 MPa - 600 MPa'ya kadar yükselebileceğini ancak, bu sonucun küçük boyutlu numuneler için geçerli olduğunu belirtmektedirler.

1.3.1.1. Rötire ve Sünme Üzerinde Gerçekleştirilen Araştırmalar

Parrot [22] ve Swamy [23], 180 günlük yüksek performanslı ve geleneksel betonların rötireleri arasındaki farkın küçük olduğunu, Smadi ve diğ. [24] ise geleneksel betonların rötiresinin yüksek performanslılarından daha büyük olduğunu belirtmektedir.

Larrard ve Malier [25] yapmış oldukları araştırmalarda yüksek performanslı betonların rötire hızının dikkate alınması gerektiği, kısa süreli deneylerle yapılacak karşılaştırmaların yanıltıcı olabileceği sonucuna varmışlardır.

Sünme konusunda daha önce gerçekleştirilen çalışmalar [4,27,28,29,30,31], yüksek performanslı betonların sünmesinin geleneksel betonlarınkine göre %25-50 oranında daha az olduğunu göstermektedir.

Üzümeri ve Özden [1] betonun sünme davranışının, diğer etkenler yanında, uygulanan küre de bağlı olduğunu, düşük su/çimento oranı ve yükleme anındaki yüksek hidratasyon derecesinin betonun sünme potansiyelini düşürdüğünü belirtmektedir.

1.3.1.2. Dayanıklılık Üzerinde Gerçekleştirilen Araştırmalar

Yüksek performanslı betonların kemirici ortam koşullarına karşı geleneksel betona göre çok daha dayanıklı olduğu bilinmektedir. Özellikle açık deniz yapıları, limanlar, tüneller, köprüler ve nükleer santral gibi yapılarda kullanılan yüksek performanslı betondan, yüksek dayanımla birlikte, fiziksel, kimyasal ve mekanik etkilere karşı dayanıklılık da beklenmektedir.

Perenchio ve Klieger [32] ürettikleri tüm yüksek performanslı betonların donma-çözülme dayanımlarının mükemmel olduğunu belirtmekte ve bunu beton yapısının oldukça boşluksuz olmasına bağlamaktadırlar.

Helland [33], Norveç'te yüksek performanslı betonla yapılmış yol kaplaması üzerinde gerçekleştirdiği aşınma deneyleri sonucunda, bu betonun granit kayacına yakın bir aşınma dayanımına sahip olduğunu göstermiştir.

Collepardi ve diğ. [34] çeşitli kimyasal etkiler altındaki yüksek performanslı beton dayanıklılıklarının aynı etkilere maruz geleneksel betonlarınkinden daha yüksek olduğunu göstermişlerdir.

Yüksek performanslı betonların, alkali-agrega reaksiyonu ihtimali bulunan durumlarda da geleneksel betondan üstün olduğu bilinmektedir[25]. Fransa ve Norveç'te yapılan araştırmalar, bu betonla inşa edilmiş bir köprüde geleneksel betona göre oldukça düşük derecede karbonatlaşma olduğunu ve yüksek performanslı betonda kullanılan silis dumanının betonun elektrik direncini artırdığını, dolayısıyla da donatı korozyonunu azalttığını göstermiştir [25].

1.3.2. Mekanik Özellikler Üzerinde Gerçekleştirilen Araştırmalar

1.3.2.1. Basınç ve Çekme Dayanımı Üzerinde Gerçekleştirilen Araştırmalar

Yüksek performanslı betonların basınç dayanımı, genellikle agregaya dayanımı 100 MPa -150 MPa arasında kaldığından ve/veya çimento hamuru-agrega aderansı sınırlı olduğundan en fazla 150 MPa değerini almaktadır. Bu durum çok kaliteli çimentoların üretilmesi, dolayısıyla da çimento hamuru-agrega aderansının artırılması halinde doğal agregaya dayanımını yükseltmenin imkansızlığı nedeniyle, beton dayanımının istenildiği kadar artırılamayacağını ortaya koymaktadır.

Alexander ve diğ. [35], beton dayanımını sertleşmiş çimento hamuru ve çimento hamuru-agrega aderans dayanımına bağlayan;

$$f_c = 3,4 + 2,08f_{ct} + 1,02f_{adt} \quad (1)$$

ifadeyi önermişlerdir. Bu ifadede Dzulunski'nin [36] çimento hamuru için önerdiği teorik basınç dayanımının 490 MPa olarak dikkate alınması ve çimento hamuru çekme dayanımının bu değerin %10'u, çimento hamuru-agrega aderans dayanımının da çekme dayanımının %90'ı olduğu varsayımıyla elde edilen beton dayanımı 150 MPa olmaktadır[37].

Larrard [38,39,40], geleneksel betonlar için kullanılan Feret[41] bağıntısını silis dumanı kullanılan yüksek performanslı betonlar için, f_{c28} çimento sınıf dayanımını göstermek üzere;

$$f_c = \frac{K_g \cdot f_{c28}}{\left[1 + \frac{3,1(S/\zeta)}{1,4 - 0,4e^{(-11(SD/\zeta))}} \right]^2} \quad (2)$$

şeklinde önermiştir. Ancak bu bağıntıların hiçbirinin agrega üretiminde kullanılan kayaların dayanımını dikkate almamaları, daima gerçekçi olmayacaklarını göstermektedir. Bu konuda daha ayrıntılı bilgi Ek-1'de verilmektedir.

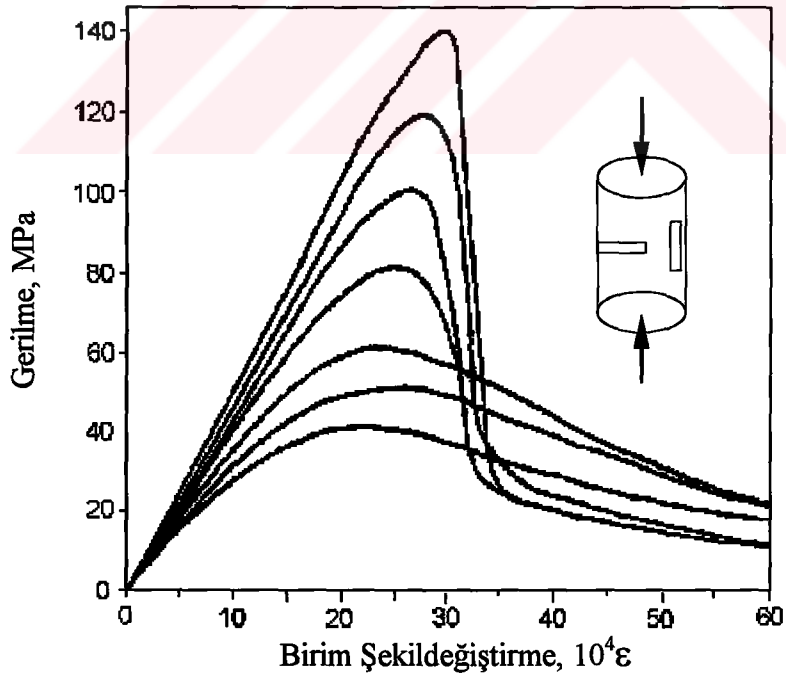
Teknik literatürden [22,25,42,43] geleneksel betonlarda çekme dayanımının basınç dayanımına oranının (f_{ct} / f_c) 1/10 civarında olduğu, dayanım düzeyi yükseldikçe bu oran giderek azaldığı ve 1/20 değerini aldığı ancak, yüksek performanslı betonlarda çekme dayanımının 8 MPa civarında kaldığı bilinmektedir. Bazı araştırmacı ve yönetmeliklere göre yüksek performanslı betonların çekme dayanımlarıyla basınç dayanımları arasındaki ilişki aşağıdaki Çizelge 2'de verilmektedir.

1.3.2.2. Gerilme - Şekildeğiştirme Eğrisi Üzerinde Gerçekleştirilen Araştırmalar

Betonlar üzerinde gerçekleştirilen çalışmalar, dayanım arttıkça σ - ϵ eğrisinin aldığı şeklin önemli derecede değiştiğini göstermektedir (Şekil 1). Bu şekle göre geleneksel betonla yüksek performanslı beton arasındaki başlıca farklılıklar aşağıda verilmektedir[2]:

Çizelge 2. Bazı araştırmacı ve yönetmeliklere göre yüksek performanslı betonda çekme dayanımı-basınç dayanımı ilişkisi

Bağıntıyı öneren	Bağıntı
ACI 363 [4]	$f_{cts} = 0,59\sqrt{f_c}$
TS 500 [8]	$f_{cts} = 0,53\sqrt{f_c}$
CEB-FIP [11]	$f_{cts} = 0,6 + 0,06f_c$
Carrasquillo ve diğ. [42]	$f_{cts} = 0,54\sqrt{f_c}$
Thornfeldt [44]	$f_{ct} = 0,3(f_{ck})^{0,6}$
Yerlici ve Ersoy [45]	$f_{cts} = 0,36f_{ck}^{0,62}$
Arnoğlu ve Köylüoğlu [46]	$f_{ct} = 0,573f_c^{0,700}$
Arnoğlu ve Köylüoğlu [46]	$f_{ct} = 0,321(f_c)^{0,661}$



Şekil 1. Farklı dayanımlı betonlara ilişkin gerilme-birim Şekildeğiştirme eğrileri [46]

- Yüksek performanslı betonlarda σ - ϵ eğrisinin yükselen kolu, dayanımın %80-%90'ına kadar doğrusal olduğu halde, geleneksel betonda bu kolun doğrusallığı ancak dayanımın %40'ına kadar devam etmektedir. Yüksek performanslı betonların bu özeliği, çimento hamuru-agrega aderans dayanımının büyük olması nedeniyle küçük yüklemelerde mikro çatlak oluşmasının gecikmesiyle açıklanabilmektedir.
- Beton dayanımı arttıkça bu dayanıma karşılık gelen birim kısalma (ϵ_{co}) artarken, maksimum birim kısalma (ϵ_{cu}) azalmaktadır.
- Beton dayanımı arttıkça, σ - ϵ eğrisinin alçalan kolunun eğimi de artmaktadır. Bu da yüksek performanslı betonun geleneksel betona göre çok daha kırılğan olduğunu göstermektedir.

Geleneksel betonlarda olduğu gibi, yüksek performanslı betonların da σ - ϵ eğrisini analitik olarak tanımlayabilmek için çeşitli deneysel ve teorik çalışmalar gerçekleştirilmiştir[1]. Bu çalışmaların bir kısmında, eğrinin yükselen ve alçalan kolları ayrı ayrı bağıntılarla, bir kısmında ise eğri tek bir bağıntıyla ifade edilmiştir. Beton dayanımını etkileyen, yükleme hızı, yükün uygulanma şekli ve agrega türü gibi tüm parametrelerin σ - ϵ eğrisini de etkilediği bilinmektedir.

Geleneksel betonun merkezi basınç dayanımına karşılık gelen birim kısalma (ϵ_{co}), genellikle 0,002 civarındayken yüksek performanslı betonda 0,003'e ulaşabilmektedir[2]. Bu kısılmaya (ϵ_{co}) ilişkin bazı araştırmacı ve yönetmelikler tarafından önerilen bağıntılar ve bu bağıntılarla $f_c=80$ MPa, $E_c=40$ GPa için hesaplanan kısılmalar karşılaştırma amacıyla Çizelge 3'te verilmektedir. Bu çizelgeden de görüldüğü gibi, ϵ_{co} 'yu numune hacmine bağlayan bağıntı mevcut olduğu gibi, agrega türüne bağlayan da mevcuttur.

1.3.2.3. Elastisite Modülü ve Poisson Oranı Üzerinde Gerçekleştirilen Araştırmalar

Bugüne kadar gerçekleştirilen deneyler, yüksek performanslı beton elastisite modülünün geleneksel betona ilişkin bağıntılarla gerçekçi olarak hesaplanamayacağını, zira

bu bağıntıların belli bir dayanım düzeyinden sonra yüksek performanslı beton elastisite modülünü olduğundan daha büyük verdiğini göstermektedir.

Çizelge 3. Bazı araştırmacı ve yönetmeliklere göre belirli sınırlar arasında kalan beton dayanımına karşılık gelen birim kısalmanın (ϵ_{co}) deneysel ifadeleri ve $f_c=80$ MPa ve $E_c=40$ Gpa için değerleri

ÖNEREN	B A Ğ İ N T İ	AÇIKLAMA	ϵ_{co}
CEB-FIP MC90 [11]	$\epsilon_{co} = [2,0 + 0,005(f_{ck} - 50)]10^{-3}$	ϕ 150/300 silindir 50 < f_{ck} < 100 MPa	0,0022
NS 3473 [13]	$\epsilon_{co} = (0,004 f_{cd} + 1,9)10^{-3}$	100*100*100 küp $f_{ck} < 85$ MPa	0,0021
Arioğlu (1995) [46]	$\epsilon_{co} = (0,7887 f_c^{0,27756})10^{-3}$	ϕ 15/30 cm silindir 7,5 < f_c < 140 MPa	0,00266
Arioğlu (1995) [46]	$\epsilon_{co} = (1,753 f_c^{0,27756} V^{-0,09314})10^{-3}$	ϕ 15/30 cm silindir	0,00266
Collins, Mitchell, Macgregor (1993) [47]	$\epsilon_{co} = \frac{f_c(0,8 + 0,0588 f_c)}{E_c(0,0588 f_c - 0,2)}$	ϕ 15/30 cm silindir 5 < f_c < 130 MPa	0,00244
Almusallam, Alsayed (1995) [48]	$\epsilon_{co} = (0,2 f_c + 13,06)10^{-4}$	ϕ 15/30 cm silindir 20 < f_c < 110 MPa	0,00291
Carreira, Chu (1985) [49]	$\epsilon_{co} = (0,71 f_c + 168)10^{-5}$	ϕ 7,5/15,2 silindir	0,00225
De Nicolo, Pani, Pozzo (1994) [50]	$\epsilon_{co} = 7,6 \cdot 10^{-4} + [(0,626 f_c - 4,33)10^{-7}]$	ϕ 16/32 cm silindir 10 < f_c < 100 MPa	0,00214
Sulayfani, Lamirault (1987) [51]	$\epsilon_{co} = (0,85 f_c^{0,246})10^{-3}$	ϕ 16/32 cm silindir 15 < f_c < 50 MPa	0,00250
Attard, Setunge (1996) [52]	$\epsilon_{co} = \frac{f_c K_g}{E_c f_c^{0,25}}$	Kırmataş ($K_g=4,26$) Çakıl ($K_g=3,78$)	0,00285 0,00253

Betonun elastisite modülüne ilişkin çeşitli araştırmacı ve yönetmelikler tarafından beton dayanımına, iri agrega mekanik özelliklerine ve betonun birim kütlesine bağlı olarak önerilen bazı bağıntılar Çizelge 4'te verilmektedir.

Çizelge 4. Bazı araştırmacı ve yönetmeliklere göre elastisite modülü-beton dayanımı (E_c - f_c) ilişkisi ve $f_c=80$ MPa için E_c değerleri

Öneren	B a ğ ı n t ı	Açıklama	E_c (GPa)
Pauw ve ACI 318-77 [53,54]	$E_c = 4730\sqrt{f_c}$	$21\text{MPa} \leq f_c \leq 83\text{MPa}$	42,31
Shin ve diğ.[55]	$E_c = 4700\sqrt{f_c}$	-	42,04
ACI 363R-84 [4]	$E_c = 3320\sqrt{f_c} + 6900$	$21\text{MPa} \leq f_c \leq 83\text{MPa}$	36,60
ACI 318-89 [9]	$E_c = 0,043\rho_c^{1,5}\sqrt{f_c}$	$1500\text{kg/m}^3 \leq \rho_c \leq 2500\text{kg/m}^3$	43,00
CEB-FIP ve EC-2 [30,56]	$E_c = 9,5(f_{ck} + 8)^{1/3}$	-	40,00
CEB-FIP MC90 [11]	$E_c = 21500\alpha_a^3\sqrt{f_c}/10$	$f_c \leq 80\text{MPa}$, $\alpha_a=0,70-1,20$	43,00
Ahmad ve Shah [57]	$E_c = 1/28\rho_c^{1,5}\sqrt{f_c}$	-	36,00
NS 3473 [13]	$E_c = 9500(f_{cd})^{0,3}(\rho_c / 2400)$	-	32,50
BS 8110 [14]	$E_c = 1,7\rho_c^2 f_c^{0,33} 10^{-6}$	-	39,00
Nilsen [58]	$E_c = 0,00845\rho_c^{1,8} f_c^{0,29}$	$50\text{MPa} \leq f_c \leq 120\text{MPa}$	34,00
Iravani [59]	$E_c = 4700C_a\sqrt{f_c}$	$55\text{MPa} \leq f_c \leq 125\text{MPa}$	---
Gutierrez ve Canovas [60]	$E_c = 1259,28\sqrt{E_a} f_c^{0,333}$	$10\text{MPa} \leq f_c \leq 115\text{MPa}$	48,46
Gradner ve Zhao [61]	$E_c = 3,50 + 4,3 f_c^{0,5}$	-	41,96
TS500 [8]	$E_c = 3250\sqrt{f_{ck}} + 14000$	$f_{ck} \leq 50\text{MPa}$	43,00

Teknik literatürden, geleneksel betonun Poisson oranının, 0,15- 0,20 arasında değiştiği bilinmektedir. Yüksek performanslı betonun Poisson oranını belirlemeye yönelik çalışmalar az olmakla beraber [2,4] bazı araştırmacılar bu oranın geleneksel betondaki gibi 0,20 olarak alınabileceğini, bazıları ise alınamayacağını savunmaktadırlar. Bu çalışmanın yazarı yüksek performanslı betonlar üzerinde yeterli veri elde edilinceye kadar Poisson oranının geleneksel betonlarınkine eşit alınmasını önermektedir. Burada Ahmad ve Shah'ın [57] Poisson oranını; $\nu = 6,855(f_c)^{-0,77}$ bağıntısıyla hesaplanabileceğini belirttiğini ve bu oranın beton dayanım düzeyi, saklama koşulları ve yükleme düzeyine bağlı olarak değiştiğini belirtmek uygun olmaktadır.

1.3.2.4. Süneklik Üzerinde Gerçekleştirilen Araştırmalar

Betonarme yapılarda taşıyıcı elemanların sadece dayanım yönünden istenen düzeyde olmaları yeterli olmayıp, özellikle deprem etkileri altında kendilerinden beklenen şekilde değiştirmeleri göçmeden yapabilmeleri için yeterli sünekliğe de sahip olmaları gerektiği bilinmektedir. Yapıda yüksek performanslı beton kullanılması durumunda ise süneklik çok daha önemli olmaktadır. Zira bu betonların sünekliği geleneksel betonlarınkinden çok daha azdır (bkz. Şekil 1). Şekilden görüldüğü gibi, geleneksel betondakinin aksine, yüksek performanslı betonda kırılma, gerilme beton dayanımına ulaştığında ani olarak meydana gelmektedir. Gerçekten, Cornell Üniversitesi'nde (ABD) aynı oranda fret donatısı ile sarılmış silindir numuneler üzerinde gerçekleştirilen deneyler de, yüksek performanslı fretli beton numunelerin sünekliklerinin geleneksel betonla üretilenlerinkinden çok daha küçük olduğunu göstermiştir [2,4]. Özcebe, Ersoy ve Tankut'un [62] bu konuda gerçekleştirmiş olduğu deneyler de bu sonucu desteklemektedir.

Leslie [63], Shin [55] ve Üzümeri [1,64,65] tarafından 60 MPa - 100 MPa dayanım aralığındaki yüksek performanslı betondan üretilmiş basit kirişler üzerinde gerçekleştirilen deneyler, asal çekme donatı oranının dengeli donatı oranına yaklaştıkça sünekliğin azaldığını göstermektedir. Burada yüksek performanslı betonarme kesitlerde dengeli donatı oranının geleneksel betonarme kesitlerdekinden çok daha büyük olduğunu belirtmek uygun olmaktadır.

1.3.3. Donatı-Beton Aderansı Üzerinde Gerçekleştirilen Araştırmalar

Bu konudaki mevcut bilgiler halen sınırlı olmakla beraber, gerçekleştirilen deneyler yüksek performanslı beton-donatı aderansının geleneksel beton-donatı aderansından daha fazla olduğunu göstermektedir [1,25].

Rosenberg ve Gaidis [66], çekip çıkarma yöntemiyle gerçekleştirdikleri aderans deneylerinde, basınç dayanımının %50 artışına karşılık, aderans dayanımının %40 arttığı sonucuna vardılar.

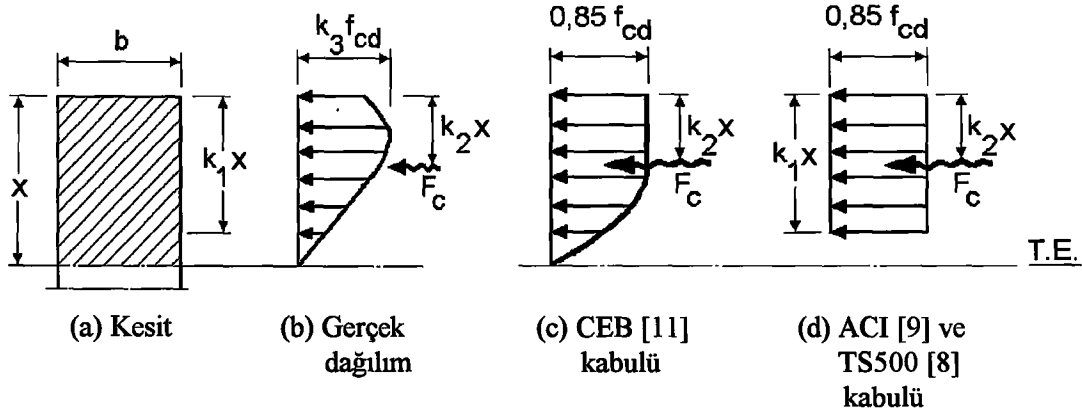
Larrard ve Malier [25], kirişler üzerinde yapmış oldukları deneysel çalışmalarıyla, büyük çaplı donatı çubuklarının aderansının küçük çaplılarınkinden daha az olduğunu gösterdiler.

Wecharatana ve Chimamphant'ın [67], ortalama dayanımı 80 MPa olan betonlar üzerinde gerçekleştirmiş oldukları çekip çıkarma deneylerine göre, enine donatılar bulunmaması halinde, numuneler yarılmaktadır.

1.3.4. Taşıma Gücü Hesabında Bazı Yaklaşımlar ve Eğilme Etkisi Altında Davranış

Ersoy [2,68], eğilme ya da bileşik eğilme etkisindeki betonarme elemanların taşıma gücü hesaplarında yapılan varsayımlarda araştırmacıların görüş ayrılığı içinde olduklarını ancak, bu hesaplarda genellikle ACI318[9], CEB-FIP[11] ve gerçek σ - ϵ eğrisi kabullerinden birinin benimsendiğini, diğer taraftan, merkezi basınç deneyinden elde edilen σ - ϵ eğrisinin yüksek performanslı betonarme elemanların eğilme hesapları için yetersiz olduğunu ve eğilme deneylerinden elde edilen sonuçlarla uyum içinde olan kuralların seçilmesinin daha gerçekçi olacağını belirtmektedir. Kesitin basınç bölgesindeki gerilme dağılımı için yapılan kabuller Şekil 2'de verilmektedir.

Burada basınç bölgesindeki gerçek gerilme dağılımı yerine bileşkeleri ve uygulama noktaları aynı olan çok sayıda gerilme dağılımı kabullerinin yapılabileceğini de belirtmek uygun olmaktadır.



Şekil 2. Basınç bölgesi betonundaki gerilme dağılımı kabulleri [2]

Ersoy ve Tankut [2], geleneksel ve yüksek performanslı betonlar için taşıma gücü parametrelerini karşılaştırmalı olarak incelemişlerdir. Bu karşılaştırmaya göre, geleneksel beton için ACI ve CEB kabullerinden elde edilen sonuçlar gerçekçi olmakla beraber, yüksek performanslı beton için aynı derecede gerçekçi olmamaktadır.

Hisham ve MacGregor[69] ACI kabulündeki dikdörtgen gerilme dağılımı parametrelerini, başka araştırmacılar tarafından gerçekleştirilen yüksek performanslı betonarme kolon deneylerini esas alarak incelemiş ve k_1 ve k_3 parametreleri için;

$$k_1 = 0,95 - \frac{f_c}{400} \geq 0,70 \quad \text{ve} \quad k_3 = 0,85 - \frac{f_c}{800} \geq 0,725 \quad (3)$$

değerlerini önermişlerdir.

Shin [55] ve Nilson [31] üçgen gerilme dağılımı önermekte, betonun maksimum kısılmasını ise Shin, $\epsilon_{cu} = 0,003$ ve Nilson, $\epsilon_{cu} = 0,0035$ olarak vermektedirler.

Özcebe ve diğ. [62], TS500 [8] ve ACI318-89 [9] yönetmeliklerinin geleneksel beton için, betonun çekme dayanımından bağımsız olarak, verdikleri minimum çekme donatısı oranının yüksek performanslı betonlar için yeterli olmadığını belirtmekte ve yeterli olabilmesi için bir takım öneriler yapmaktadır.

1.3.5. Yüksek Performanslı Beton Üretim Yöntemleri

Yüksek performanslı beton üretmek için kaliteli agrega, kaliteli çimento, süperakışkanlaştırıcı ve silis dumanı ya da uçucu kül kullanmanın kaçınılmaz olduğu bilinmektedir. Bu yöntemin dışında gerçekleştirilmiş bazı araştırmalar ise aşağıda verilmektedir.

İşlenebilirlik için gereken suyu önce kullanıp, sonra geri çekmek amacıyla vakumlama yöntemi bazı ülkelerde başarıyla uygulanmış[70], harç bileşimindeki fazla suyun elektro-osmoz tekniğiyle geri alınması düşüncesi ise pratiğe geçememiştir [71].

Kristal yapının tanelerini küçültmek amacıyla, beton karışımına önceden hidrate edilip sertleştirilmiş çimentonun öğütülerek katılması (tohumlama) denemeleri de uygulama alanı bulamamıştır [72].

Betona polimer emdirilmesi yoluyla yüksek performanslı beton üretimi denenmiş ve bu suretle basınç dayanımı 85 MPa olan bir betona bu işlemin uygulanmasıyla 268 MPa dayanımı kazandırılmıştır [21].

Portland çimentosu klinkerinin normalin 50 katı gibi çok yüksek oranda katılan öğütmeyi kolaylaştırıcı katkılarla öğütülmesiyle üretilen çimentoların süperakışkanlaştırıcı ve potasyum karbonatla birlikte kullanılmasıyla çok düşük poroziteli bir hamurun elde edilebildiği, bu hamurla 0,20 'den daha düşük bir su/çimento oranı ile 275 MPa ve daha üstü bir dayanıma ulaşıldığı da bilinmektedir [73].

Burada bugün de gerek laboratuvarında, gerekse şantiyelerde yüksek performanslı beton üretiminde genellikle yüksek dayanımlı agrega, kaliteli portland çimentosu, silis dumanı ve S/Ç oranını olabildiğince azaltabilmek için süperakışkanlaştırıcı katkıların kullanıldığı belirtilmelidir.

1.3.6. Yüksek Performanslı Betonların Bazı Üstünlük ve Sakıncaları

Yüksek performanslı betonun geleneksel betona göre en önemli üstünlüğü, dayanım ve dayanıklılığının çok daha yüksek olmasıdır. Bu özellik, bir çok önemli üstünlükleri de beraberinde getirmektedir. Bu betonun maliyeti geleneksel betonunkine göre daha fazla olmakla beraber, genellikle özel yapıların inşasında kullanıldığından, toplam yapı maliyeti çoğu zaman geleneksel beton yapı maliyetinden daha düşük düzeyde kalmaktadır. Maliyetin düşmesine etki eden başlıca nedenler;

- Çok katlı yapılarda kolon boyutlarının küçülmesiyle alan kazanımı, dolayısıyla da beton sarfiyatının azalması ve yürürlükte bulunan yönetmeliklerdeki minimum donatının kullanılması halinde donatıda ekonomi sağlanması,
- Öngerilmeli beton elemanlarda boyutların son derece küçülmesi, bu betona öngerilmenin daha erken yaşlarda verilebilmesi, öngerilme kayıplarının azalması ve daha büyük açıklıklar için daimi yükün bedava taşınabilmesi şeklinde sıralanabilmektedir.

Bazı özellikler bakımından yüksek performanslı ve geleneksel beton, bir fikir vermesi için Çizelge 5’te karşılaştırılmaktadır[74].

Çizelge 5. Yüksek performanslı betonla geleneksel betonun bazı özelliklerinin karşılaştırılması[74]

Karşılaştırma Kriteri	Geleneksel Beton	Yüksek Performanslı Beton
Malzeme Maliyeti	Normal	Pahalı
Birim Gerilmenin Taşınma Maliyeti	Pahalı	Ucuz
Alan Kazanım İmkanı	Yok	Var
Genel Kalite Kontrol Düzeyi	Orta-İyi	Yüksek
Yapım Hızı	Orta	Yüksek

Yüksek performanslı betonun geleneksel betona göre en önemli sakıncası, kırılmasının çok gevrek oluşudur. Ancak, bu sakıncanın sargı donatısı kullanmak suretiyle kısmen giderilebileceği de bir gerçektir.

Özetle, yüksek performanslı betonarme ve öngerilmeli beton yapılar dayanım ve dayanıklılık yönünden düşünüldüğünde geleneksel betonarme ve öngerilmeli beton yapılara göre genellikle daha ekonomik olmakla beraber bu betonların üretimi, yerine konması ve bakımının çok daha özenle yapılması gerekmektedir.



2. YAPILAN ÇALIŞMALAR, BULGULAR VE İRDELEMELER

2.1. Yüksek Performanslı, Geleneksel ve Hafif Betonlar Üzerinde Gerçekleştirilen Çalışmalar

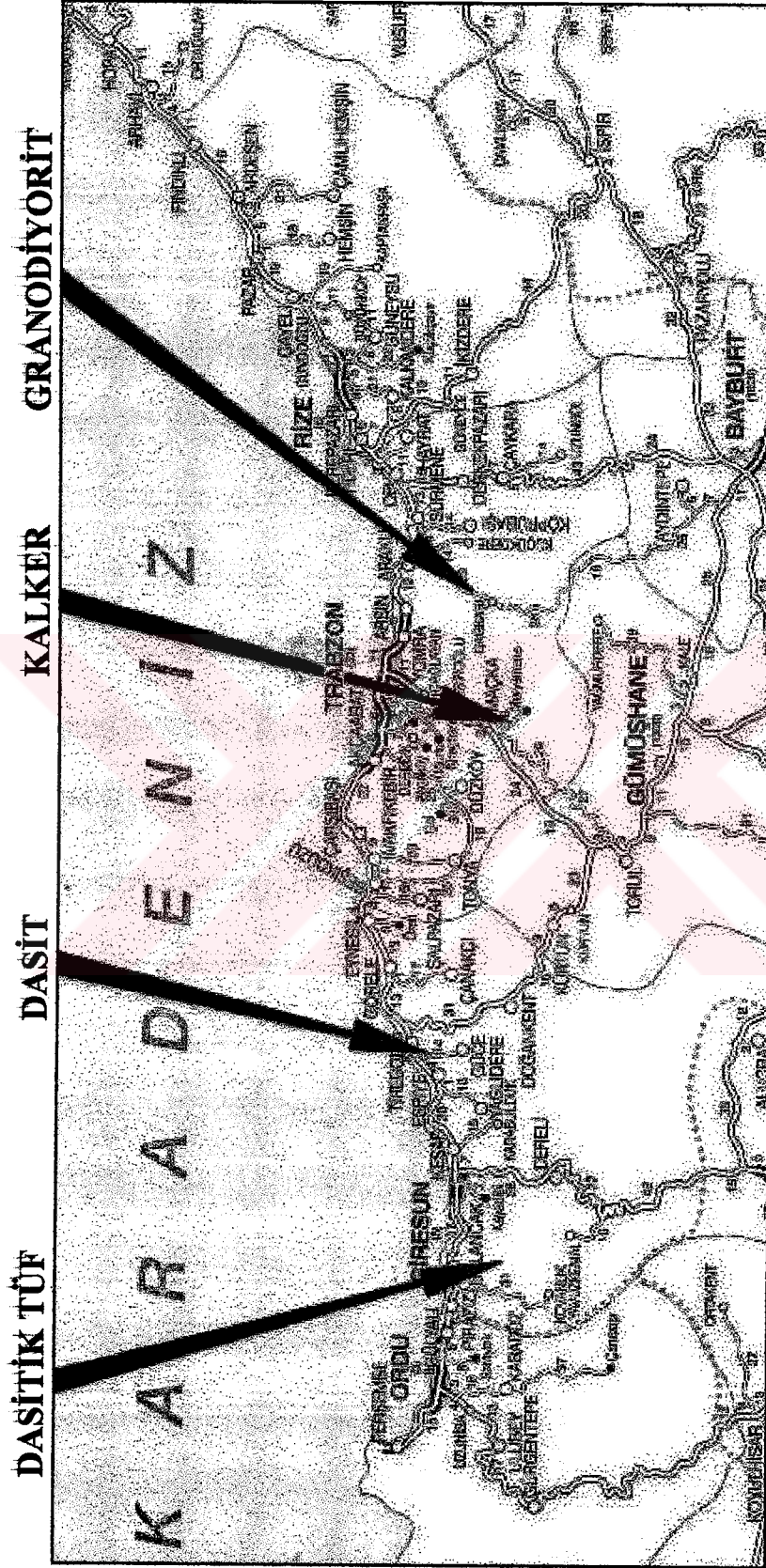
Bu başlık altında, Doğu Karadeniz kayaçlarının bazılarında elde edilen geleneksel ve hafif agregaların, fiziksel, petrografik ve mekanik özellikleri incelenerek, bu agregalarla farklı su/çimento oranlarında üretilen yüksek performanslı, geleneksel ve hafif betonların fiziksel ve mekanik özellikleri araştırılmaktadır.

2.1.1. Kullanılan Agregaların Özellikleri

2.1.1.1. Agregaların Üretiminde Kullanılan Kayaçların Temin Edildiği Yerler, Petrografik ve Mineralojik Özellikleri

Yüksek performanslı ve geleneksel betonların üretiminde kullanılan Granodiyorit agregası Trabzon İli Araklı İlçesi Dağbaşı Beldesinden, Kalker agregası Maçka İlçesi Meryemana - Medoş yöresinden, Dasit agregası Giresun İli Tirebolu İlçesi'nden, hafif betonların üretiminde kullanılan Biyotitli Dasitik Tüf agregası ise Giresun İli Bulancak İlçesi Kuşluhan Köyü'nden bloklar halinde temin edilmiştir (Şekil 3).

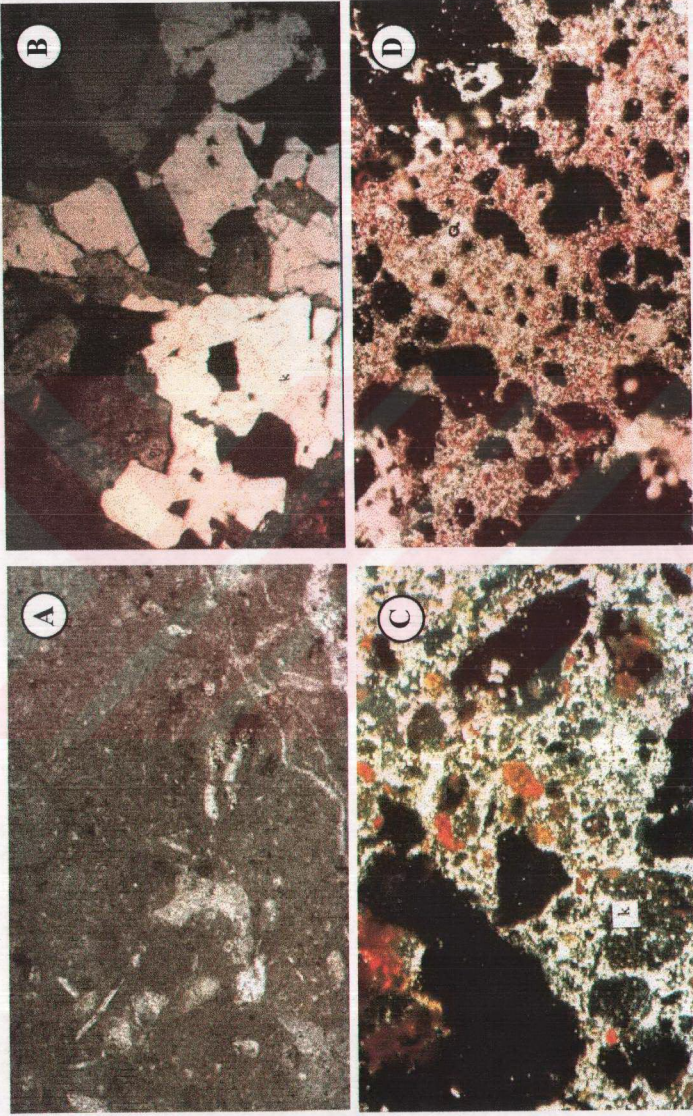
Arazi çalışmaları sonucunda laboratuvara getirilen kayaçların ince kesitleri üzerinde, KTÜ Jeoloji Mühendisliği Bölümü'nde, yapılan incelemelerle belirlenen petrografik ve mineralojik bileşimleri Çizelge 6'da, ince kesitlerin petrograf mikroskobu kullanılarak 50 kat büyütme oranıyla çekilmiş fotoğrafları ise Şekil 4'te verilmektedir.



Şekil 3. Deneysel çalışmalarda kullanılan kayaların temin edildiği yerler

Çizelge 6. Agrega üretiminde kullanılan kayaların mineralojik bileşimleri

Kayaç türü	Mineral	Mineralin kayaç içindeki durumu	Mineral yüzdesi
DASİT	Oligoklas-Andezin	Genellikle mikrolitler, nadiren fenokristaller halinde	50
	Kuvars	Genelde mikrogranüler, nadiren fenokristaller halinde	35
	Ortoklas	Hamurda mikrotaneler halinde	5
	Biyotit	Çok küçük kristaller halinde	5
	Opak (K feldispat)	Subtomorf şekilli, yer yer limonitleşmiş	2
	Sanidin (K feldispat)	Fenokristaller halinde taze ve ayrışmasız	3
	Klorit	Nadiren biyotitlerin ayrışma ürünü şeklinde	-
	Kil	Fay ve kırık zonlarından alınan örneklerde çok az var	-
GRANODİYORİT	Plajiyoklas	Kısmen kaolenleşmiş, epidotlaşmış, serisitleşmiş	45
	Kuvars	Yazı strüktürlü, tamamen özşekilsiz ve bol kırıklı	35
	Biyotit	Çoğunlukla kloritleşmiş	5
	Ortoklas	Kısmen kaolenleşmiş	10
	Epidot	Plajiyoklasların ayrışma ürünü şeklinde	5
KALKER	Kalsit	Mikritik çimentolu kireçtaşı, kısmen yaşlı mikrofosiller	99,5
	Opak	-----	0,5
DASİTİK TUF	Kuvars	Açık renkli minerallerin yaklaşık yarısını oluşturmakta ve genelde mikrotane, kısmen fenokristal halde	45
	Plajiyoklas	Açık renkli minerallerin yaklaşık yarısını oluşturmaktadır	45
	Biyotit	Kısmen kloritleşmiş	5
	Opak	Yer yer limonitleşmiş	5



Şekil 4. Kalker (A), granodiyorit (B), dasit (C) ve dasitik tuf (D) kayaların tipik ince kesitleri

2.1.1.2. Fiziksel Özellikler

Agrega üretmek amacıyla bloklar halindeki kayalar konkasörde kırılarak, özellikleri TS 1226 [75] ve TS 1227'de [76] verilen elek sistemiyle, TS 706'ya [77] uygun olarak, en büyük tane çapı 16 mm olacak şekilde sınıflandırılmıştır. Bu agregaların ince ($\leq 4\text{mm}$) ve iri ($>4\text{mm}$) kısımları üzerinde TS 3526 [78] ve TS 3529'a [79] göre belirlenen gevşek birim kütleleri, doymuş ve kuru haldeki özgül kütleleri (tane birim kütlesi), kütlece su emme yüzdeleri ve laboratuvarında mevcut Labotest marka bir deney düzeneğiyle (Şekil 5) TS 8536 [80] ve TS 8537'ye [81] göre belirlenen agregaya yüzey kirlilikleri (ESV) Çizelge 7'de verilmektedir. Bu düzeneğe ve deneyle ilgili ayrıntılı bilgi Ek-2'de mevcuttur.



Şekil 5. Kum eşdeğerliği deney düzeneği

2.1.1.3. Mekanik Özellikler

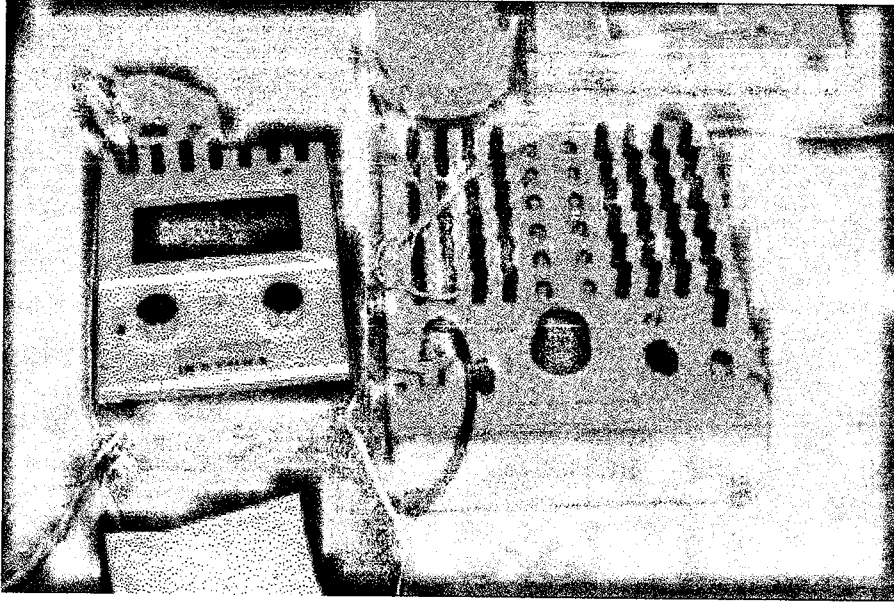
Betonların üretiminde kullanılan agregaların mekanik özellikleri (basınç dayanımları, eğilmede çekme dayanımları, başlangıç elastisite modülleri ve Poisson oranları) bu agregaların üretiminde kullanılan kayalardan alınan, çap ve yüksekliği sırasıyla 75 mm ve

Çizelge 7. Çeşitli kayalardan üretilen agregaların fiziksel özellikleri ve eşdeğer kum kirlilikleri (ESV)

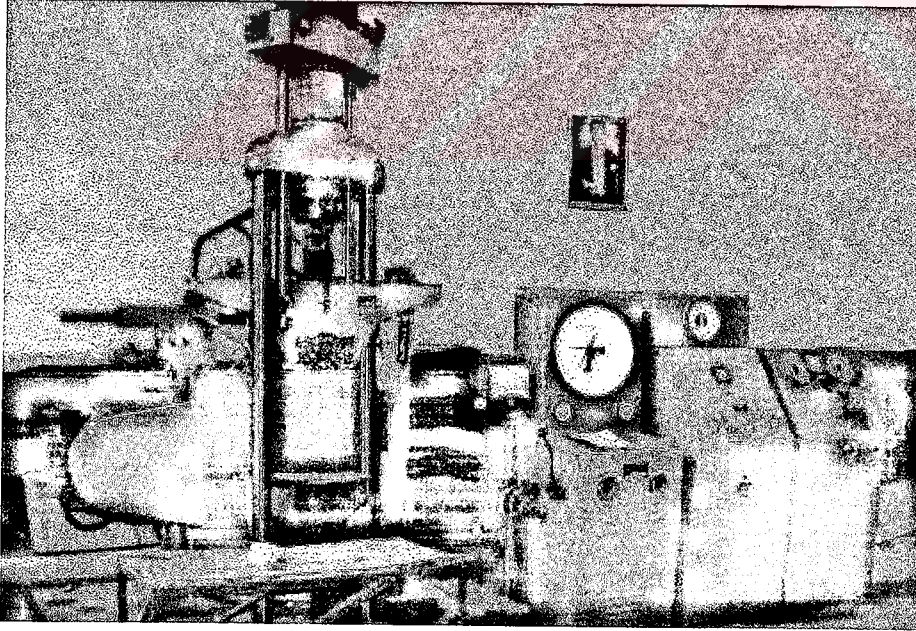
Agrega	Tane Boyutu (mm)	Gevşek Birim Kütle (kg/m ³)	Özgül kütle (kg/m ³)		Kütlece Su Emme (%)	ESV (%)
			Kuru	Doygun		
GRANO-DİYORİT	İri (>4 mm)	1360	2474	2506	1,26	86
	İnce (≤4 mm)	1240	2626	2655	2,00	
DASİT	İri (>4 mm)	1191	2360	2443	3,41	85
	İnce (≤4 mm)	1096	2278	2416	5,00	
KALKER	İri (>4 mm)	1400	2658	2670	0.42	80
	İnce (≤4 mm)	1450	2626	2640	0.52	
DASİTİK TUF	İri (>4 mm)	900	1860	2120	14,0	91
	İnce (≤4 mm)	1100	1840	2110	17,0	

150 mm olan karot ve 40mm x 40mm x 160mm boyutlarında kesilerek hazırlanan prizmatik numuneler üzerinde belirlenmiştir. Bu belirlemede, karot numuneler üzerine enine ve boyuna doğrultuda yerleştirilen ve aktif boyları 20mm olan TML-PL20 tipi birim şekildeğiştirme ölçerleri (strain-gauge) ve Kyowa marka 12 kanallı 30500.10⁻⁶ birim uzama, 29500.10⁻⁶ birim kısalma ölçme kapasiteli ve 5.10⁻⁶ üstündeki boy değişimini ölçebilen Wheatstone köprüsü (Şekil 6), merkezi basıncın uygulanmasında 600 kN kapasiteli Losenheimwerk marka universal deney aleti kullanılmıştır (Şekil 7). Prizmatik kayaç numunelerin eğilmede çekme dayanımının belirlenmesinde ise TS 3285'e [82] göre orta noktasından tekil yüklü basit kiriş prensibiyle çalışan Michaelis deney aleti kullanılmıştır (Şekil 8).

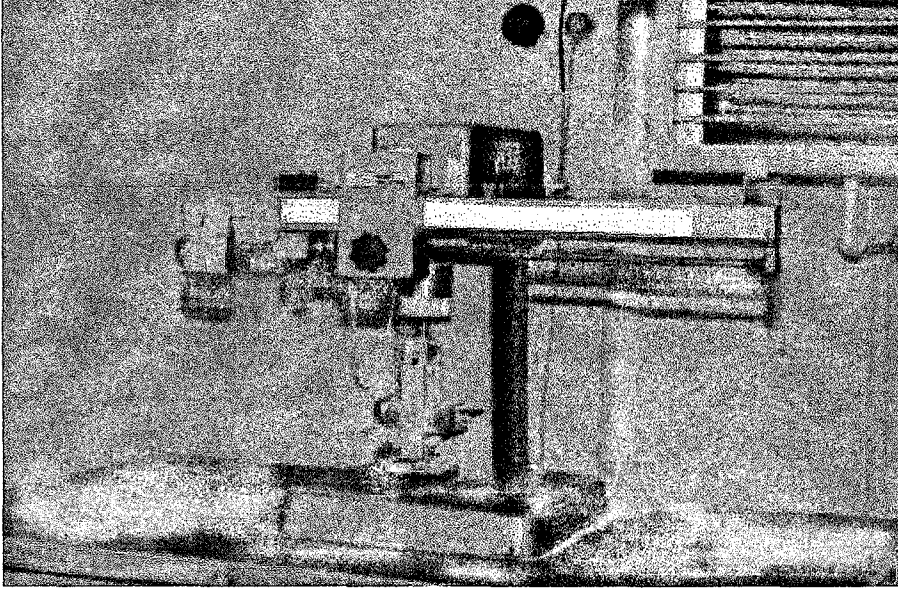
Karot ve prizmatik numuneler üzerinde gerçekleştirilen deneylerden elde edilen ortalama basınç, ortalama eğilmede çekme dayanımlarıyla başlangıç elastisite modülü ve Poisson oranları Çizelge 8'de, enine ve boyuna şekildeğiştirmelerin belirlenmesinde kullanılan birim şekildeğiştirme ölçerleri hakkında bazı bilgiler ise Ek-3'te verilmektedir.



Şekil 6. Birim şekilgeştirme ölçeri (ekstansometre) ve 12 kanallı Wheatstone köprüsü



Şekil 7. Üniversal deney aleti



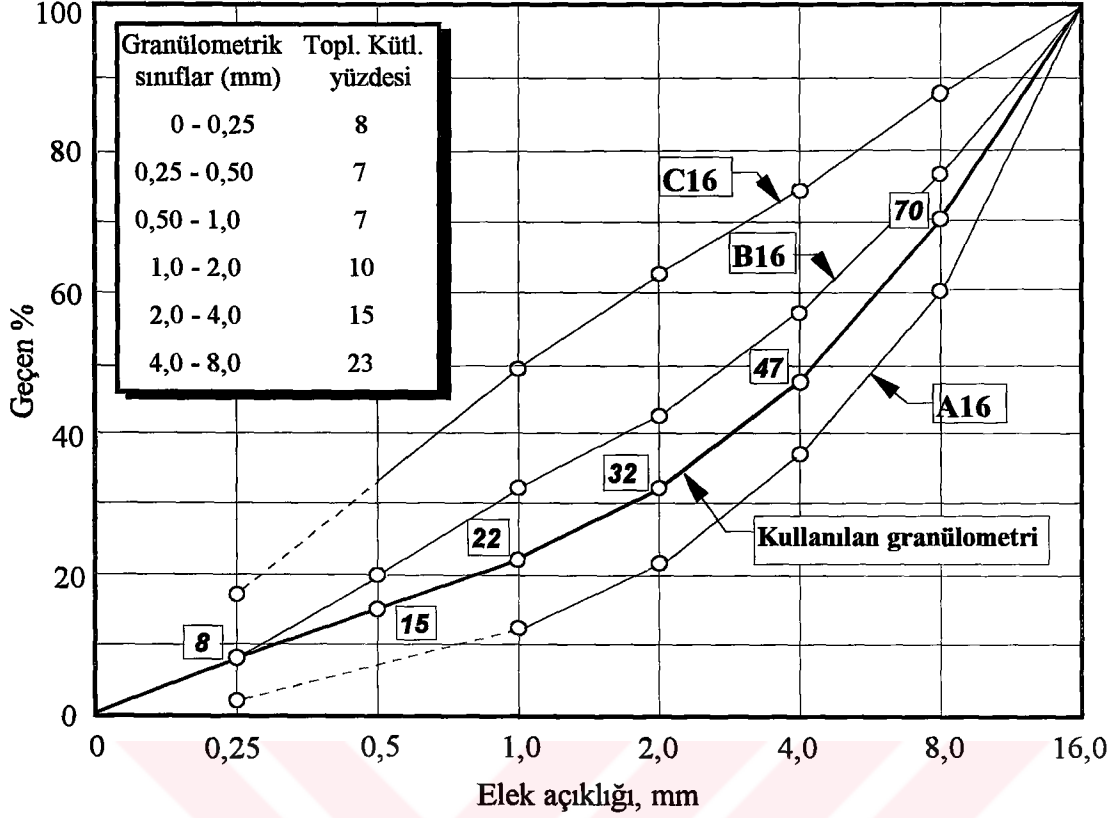
Şekil 8. Michaelis deney aleti

Çizelge 8. Agrega üretiminde kullanılan kayaların karot ve prizmatik numuneler üzerinde belirlenen bazı mekanik özellikleri

Kayaç	Ortalama basınç dayanımı (MPa) ($\phi = 75\text{mm}$, $h = 150\text{mm}$ boyutlarında karotlar üzerinde)	Ortalama eğilmede çekme dayanımı (MPa) ($40\text{mm} \times 40\text{mm} \times 160\text{mm}$ boyutlarında prizmalar üzerinde)	Elastisite modülü (MPa)	Poisson oranı
GRANODİYORİT	140	25	53000	0,20
DASİT	136	20	51500	0,20
KALKER	74	17	46000	0,17
DASİTİK TUF	39	11	4762	0,08

2.1.1.4. Granülometrik Bileşim

Yüksek performanslı, geleneksel ve hafif betonların üretiminde Şekil 9'da verilen ortak granülometrik bileşim kullanılmıştır.



Şekil 9. Beton üretiminde kullanılan agrega granülometrik bileşimi

2.1.2. Kullanılan Çimento ve Katkı Özellikleri

Geleneksel ve hafif betonların üretiminde Ünye Çimento Fabrikası'nda TS 10156'ya [83] uygun olarak üretilen KÇ32,5 çimentosu, yüksek performanslı betonların üretiminde ise Yibitaş Sivas Çimento Fabrikası tarafından TS 19'a [84] göre üretilen PÇ42,5 çimentosu kullanılmıştır. Özelliklerinin deneysel çalışmalar boyunca aynı kalmasını sağlamak amacıyla, kapalı naylon torbalar içinde saklanan bu çimentoların fabrikalarından alınan, fiziksel ve mekanik özellikleri Çizelge 9'da verilmektedir.

Yüksek performanslı betonların üretiminde, Kocaeli'deki bir hazır beton tesisinden temin edilen, kimyasal bileşimi Çizelge 10'da verilen, silis dumanı (hafif mikro silis) ve Sikament 300 tipinde süperakışkanlaştırıcı katkı maddeleri kullanılmıştır.

Çizelge 9. Beton üretimlerinde kullanılan çimentoların fiziksel ve mekanik özellikleri

Fiziksel özellikler		KÇ 32,5	PÇ 42,5
Özgül kütle (g/cm^3)		3,03	3,10
Blaine özgül yüzey (cm^2/g)		3349	3666
200 μ elek üstünde kalan (%)		0,00	0,00
90 μ elek üstünde kalan (%)		3,20	1,1
Priz süresi (saat) (Vicat İndisi)	Başlangıç :	2:00	2:35
	Bitiş :	3:15	4:00
Toplam hacim genişlemesi (mm)		0,00	1,0
Mekanik özellikler			
2. gün	Eğilme day. (MPa)	3,80	5,60
	Basınç day. (MPa)	19,3	28,9
7. gün	Eğilme day. (MPa)	5,30	7,30
	Basınç day. (MPa)	29,3	43,6
28. gün	Eğilme day. (MPa)	7,3	8,50
	Basınç day. (MPa)	41,3	52,9

Çizelge 10. Silis dumanının yaklaşık kimyasal bileşimi

Bileşen	Kütlece yüzdesi
SiO ₂	75,0 – 86,0
Fe ₂ O ₃	1,2 – 2,5
Al ₂ O ₃	1,5 – 4,5
CaO ₃	1,0 - 2,0
MgO ₃	4,0 - 7,0
CrO ₃	1,5 - 4,0
Kızdırma kaybı	1,0 - 3,5
Serbest karbon	1,0 - 1,5

2.1.3. Kullanılan Karma Suyu Özellikleri

Betonların karılmasında kullanılan içme suyunun KTÜ Kimya Bölümü laboratuvarında belirlenen kimyasal analiz sonuçları Çizelge 11'de verilmektedir.

Çizelge 11. Betonların karılmasında kullanılan suyun kimyasal özellikleri

Bileşenler	Miktarlar (mg/l)
Na^+	50,00
K^+	0,80
Ca^{+2}	100,80
Mg^{+2}	6,72
Fe^{+3}	3,00
Cl^-	125,00
SO_4^{-2}	45,00
HCO_3^-	210,00
NO_3^-	9,50
Toplam kation m.e.g. sayısı	7,9
Toplam anyon m.e.g. sayısı	8,1

2.1.4. Betonların Bileşimi

Yüksek performanslı, geleneksel ve hafif betonların bileşim hesaplarında mutlak hacim yöntemi kullanılmıştır [85]. Buna göre, W_c , W_a , V_w ve V_h sırasıyla yerine konmuş $1m^3$ betondaki çimento kütlelerini (kg/m^3), agrega kütlelerini (kg/m^3), su hacmini (dm^3) ve hapsedilmiş hava hacmini (dm^3), γ_c ve γ_a ise sırasıyla çimento ve agreganın doymun kuru yüzeyli (DKY) birim kütlelerini (kg/m^3) göstermek üzere agrega mutlak hacmi;

$$\frac{W_a}{\gamma_a} = 1000 - \left(\frac{W_c}{\gamma_c} + V_w + V_h \right) \quad (4)$$

bağıntısıyla hesaplanmaktadır. Bu agreganın i adet ayrı agrega sınıfından meydana geldiği ve β_i ile γ_{ai} nin sırasıyla her bir tane sınıfının kütlece oranı ile birim kütlelerini gösterdiği dikkate alındığında toplam agrega kütlesi, (4) bağıntısı yerine,

$$\sum (\beta_i \frac{W_a}{\gamma_{ai}}) = 1000 - \left(\frac{W_c}{\gamma_c} + V_w + V_h \right) \quad (5)$$

bağıntısıyla daha hassas bir şekilde belirlenmektedir. Bu şekilde belirlenen agrega kütlesi, doymun kuru yüzeyli agrega kütlesidir. Bu değerden doğal nem durumundaki agrega kütlesine geçmek için; SE ve DN, sırasıyla agreganın kütlece su emme ve doğal nem oranlarını göstermek üzere,

$$DS = (SE - DN)W_a \quad (6)$$

bağıntısıyla hesaplanan doyma suyu miktarını (kg/m^3), (4) bağıntısıyla belirlenen W_a değerinden çıkartmak gerekmektedir. Agreganın kütlesi (5) bağıntısıyla hesaplandığı takdirde, doyma suyunun da buna bağlı olarak her bir agrega tane sınıfı için hesaplanması, dolayısıyla da toplam doyma suyu miktarının;

$$D_s = \sum [(SE)_i - (DN)_i] W_{ai} \quad (7)$$

bağıntısıyla hesaplanmasının gereği açıktır. Bu esaslar doğrultusunda, geleneksel ve hafif betonlar için su/çimento oranı 0,50 , 0,55 , 0,60 ve çimento miktarı 350 kg/m^3 , yüksek performanslı betonlar için ise su/çimento oranı 0,25, 0,30, 0,35 ve çimento miktarı 500 kg/m^3 alınarak, hesaplanan beton bileşimleri Çizelge 12'de verilmektedir. Yüksek performanslı beton bileşimlerinde ilave olarak, ağırlıkça çimentonun %10'u oranında silis dumanı ve ağırlıkça (çimento + silis dumanı)'nın, yukarıda belirtilen S/Ç oranları için, sırasıyla %4, %3 ve %2'si oranında süperakışkanlaştırıcı katkıları kullanılmıştır.

Çizelge 12. Yüksek performanslı, geleneksel ve hafif betonların bileşimi

AGREGA	BETON TÜRÜ	AGREGA (TOPLAM) (kg/m ³)	DOYMA SUYU (kg/m ³)	SU (S) (kg/m ³)	ÇİMENTO (Ç) (kg/m ³)	ÇİM. CİNSİ	S/Ç	S/(Ç+SD)	SİLİS DUMANI		AKIŞKANLAŞTIRICI	
									(kg/m ³)	(%)		(kg/m ³)
GRANO- DİYORİT	YG1	1841	13,90	125	500	PÇ42,5	0,25	0,227	50	10	22,0	4
	YG2	1775	13,40	150	500	PÇ42,5	0,30	0,273	50	10	16,5	3
	YG3	1709	12,90	175	500	PÇ42,5	0,35	0,318	50	10	11,0	2
	GG1	1830	13,80	175	350	KÇ32,5	0,50	-	-	-	-	-
	GG2	1784	13,50	192,5	350	KÇ32,5	0,55	-	-	-	-	-
	GG3	1738	13,10	210	350	KÇ32,5	0,60	-	-	-	-	-
	YK1	1860	12,17	125	500	PÇ42,5	0,25	0,228	50	10	22,0	4
	YK2	1794	11,74	150	500	PÇ42,5	0,30	0,273	50	10	16,5	3
	YK3	1727	11,30	175	500	PÇ42,5	0,35	0,318	50	10	11,0	2
KALKER	GK1	1849	12,10	175	350	KÇ32,5	0,50	-	-	-	-	-
	GK2	1803	11,80	192,5	350	KÇ32,5	0,55	-	-	-	-	-
	GK3	1756	11,50	210	350	KÇ32,5	0,60	-	-	-	-	-
	YD1	1666	42,70	204	500	PÇ42,5	0,25	0,227	50	10	22,0	4
	YD2	1606	41,20	240	500	PÇ42,5	0,30	0,273	50	10	16,5	3
	YD3	1540	39,70	273	500	PÇ42,5	0,35	0,318	50	10	11,0	2
DASİT	GD1	1656	42,50	285	350	KÇ32,5	0,50	-	-	-	-	-
	GD2	1614	41,40	309	350	KÇ32,5	0,55	-	-	-	-	-
	GD3	1572	40,30	331	350	KÇ32,5	0,60	-	-	-	-	-
DASİTİK TUF	HT1	1250	212,0	175	350	KÇ32,5	0,50	-	-	-	-	-
	HT2	1219	206,0	192,5	350	KÇ32,5	0,55	-	-	-	-	-
	HT3	1188	210,0	210	350	KÇ32,5	0,60	-	-	-	-	-

(*) Ağırlıkça çimentonun yüzdesi (**) Ağırlıkça (çimento + silis dumanı) 'nın yüzdesi

2.1.5. Betonların Üretimi, Saklanması ve Deney Anındaki Yaşları

2.1.5.1. Betonların Üretimi

Beton üretimi için her bir sınıf agrega tartılarak önceden nemlendirilmiş 60 litre kapasiteli eğik eksenli betoniyere konmuş ve doyma suyu ilave edilerek 3 dakika, daha sonra çimento ilavesiyle 3 dakika, bunu takiben betoniyer hiç durdurulmadan karma suyu ilave edilerek bir üç dakika daha karılmıştır. Yüksek performanslı betonların üretiminde kullanılan silis dumanı çimentoya, süperakışkanlaştırıcı ise karma suyuna önceden ilave edilerek betoniyere konmuştur. Bu şekilde hazırlanan betonlar, frekansı 2800 dev/dak. olan titreşim tablası üzerine bağlanan, 150mm çapında, 300mm yüksekliğindeki standart silindir kalıplara her aşaması 15 saniye titreştirilmek suretiyle üç aşamada yerleştirilmiştir.

2.1.5.2. Betonların Saklanması ve Deney Anındaki Yaşları

Üretildikten 1 gün sonra kalıplarından çıkarılan beton numuneler, sıcaklığı $22\text{ }^{\circ}\text{C} \pm 2\text{ }^{\circ}\text{C}$ olan kür havuzunda 21 gün, bu süre sonunda deney anına kadar, sıcaklığı $23\text{ }^{\circ}\text{C} \pm 3\text{ }^{\circ}\text{C}$ ve bağıl nemi $75\% \pm 5\%$ olan, laboratuvar ortamında saklanmış ve 28. günde deneye tabi tutulmuşlardır.

2.1.6. Beton Numunelerin Fiziksel ve Mekanik Özellikleri

2.1.6.1. Fiziksel Özellikler

Bu çalışmaya konu olan yüksek performanslı, geleneksel ve hafif betonların belirlenen kuru ve doymuş kuru yüzeyli (DKY) birim kütleleri Çizelge 13'te verilmektedir.

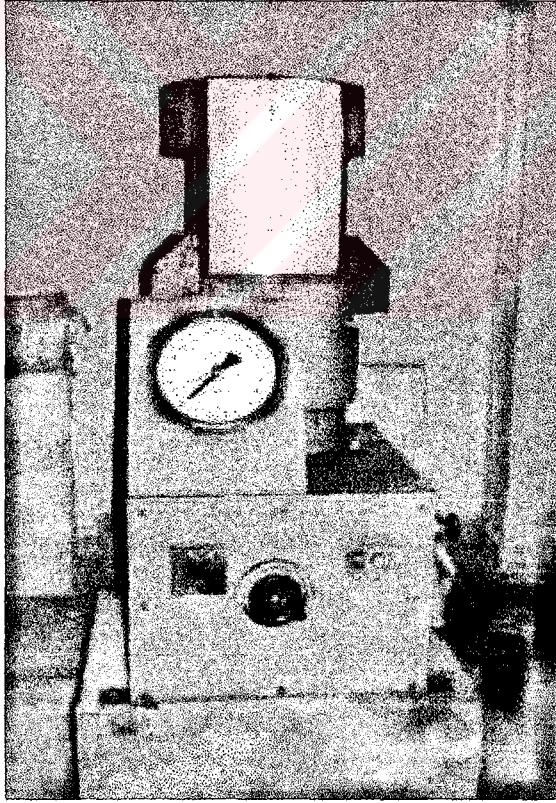
Çizelge 13. Betonların kuru ve doymun kuru yüzey (DKY) birim kütleleri

Agrega	Beton türü	S/Ç Oranı	Kuru birim kütle (kg/m ³)	DKY birim kütle (kg/m ³)
GRANO-DİYORİT	YG1	0,25	2350	2480
	YG2	0,30	2338	2452
	YG3	0,35	2322	2443
	GG1	0,50	2270	2385
	GG2	0,55	2252	2362
	GG3	0,60	2236	2350
KALKER	YK1	0,25	2372	2494
	YK2	0,30	2340	2462
	YK3	0,35	2329	2442
	GK1	0,50	2300	2415
	GK2	0,55	2255	2380
	GK3	0,60	2243	2360
DASİT	YD1	0,25	2240	2353
	YD2	0,30	2220	2340
	YD3	0,35	2189	2298
	GD1	0,50	2162	2270
	GD2	0,55	2138	2255
	GD3	0,60	2116	2237
DASİTİK TUF	HT1	0,50	1807	1990
	HT2	0,55	1782	1970
	HT3	0,60	1763	1955

2.1.6.2. Mekanik Özellikler

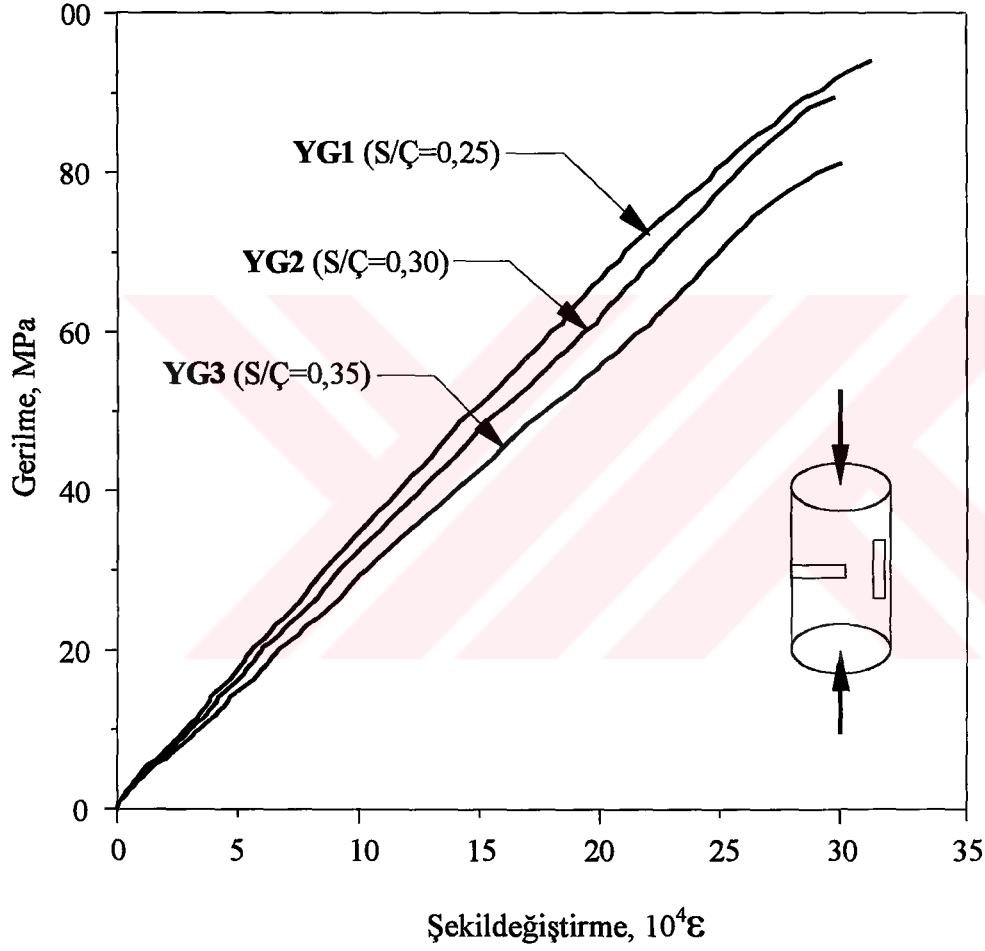
2.1.6.2.1. Merkezi Basınç Dayanımı ve Gerilme-Şekildeğiştirme Eğrileri

Betonların standart silindir numuneler üzerinde, WP300-EN tipinde 3000 kN kapasiteli hidrolik pres (Şekil 10) kullanılarak, pratik olarak 0,15 MPa/s. yükleme hızıyla, gerçekleştirilen merkezi basınç deneyinden elde edilen mekanik özellikleri (ortalama basınç dayanımı, başlangıç elastisite modülü ve Poisson oranı), kayaç karotların mekanik özelliklerinin saptanmasına benzer şekilde belirlenmiştir (bkz. Madde 2.1.1.3). Ancak, bu deneylerde, kayaç karotlarından farklı olarak, beton numuneler üzerine aktif boyları 90mm olan TML-PL90 tipinde birim şekildeğiştirme ölçerleri yapıştırılmıştır.

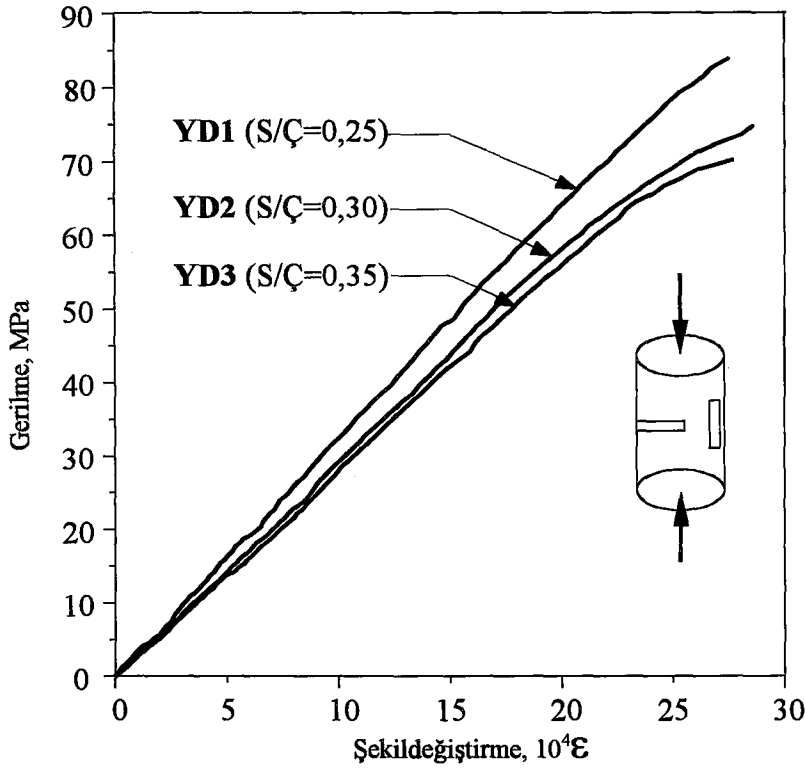


Şekil 10. Hidrolik pres

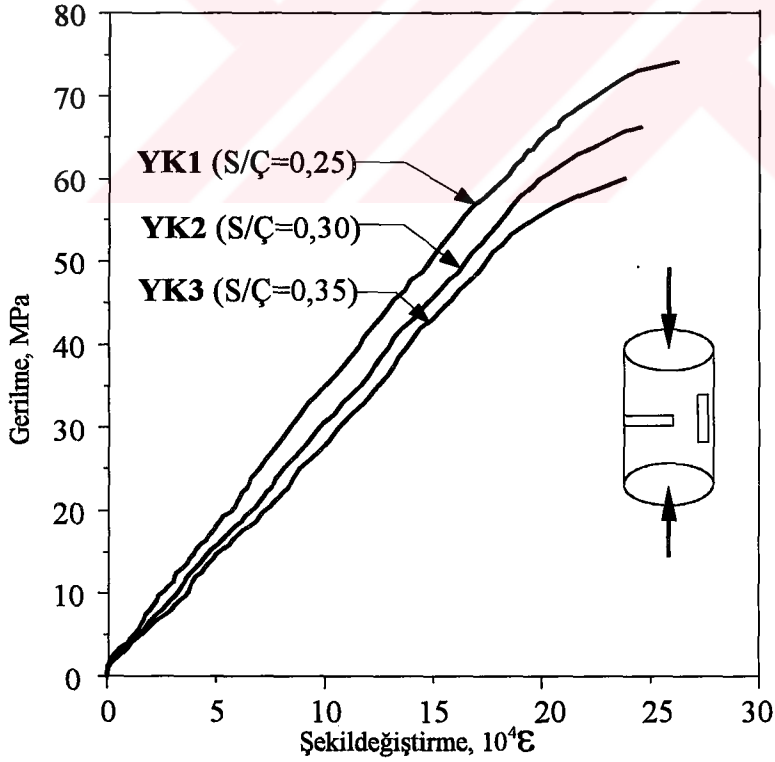
Standart silindir numuneler üzerinde gerçekleştirilen deneylerden elde edilen gerilme-şekildeğiştirme eğrileri yüksek performanslı betonlar için Şekil 11, 12 ve 13'te, geleneksel betonlar için Şekil 14, 15 ve 16'da, hafif betonlar için Şekil 17'de verilmektedir. Bu betonların ortalama ve karakteristik basınç dayanımlarıyla, başlangıç elastisite modülleri ve doğrusal davranış bölgesindeki Poisson oranları Çizelge 14'te verilmektedir.



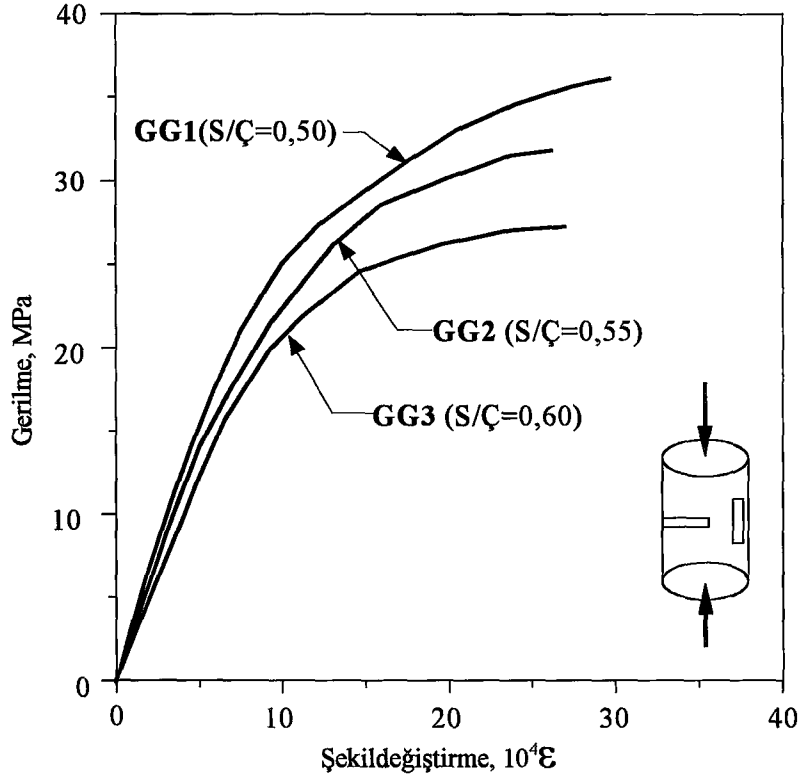
Şekil 11. Granodiyorit agregalı yüksek performanslı betonların tipik gerilme-şekildeğiştirme eğrileri



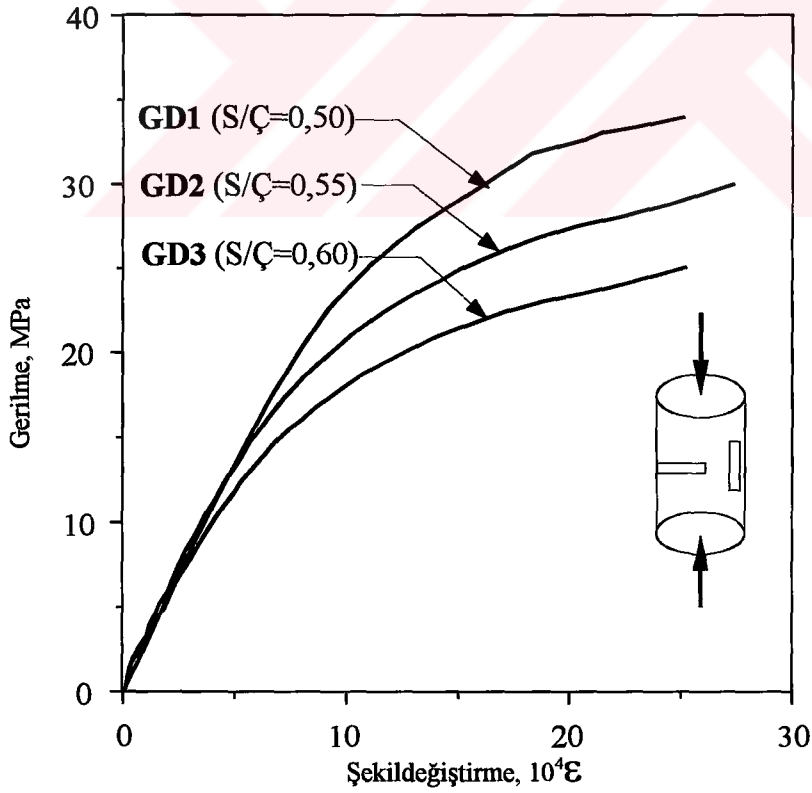
Şekil 12. Dasit agregalı yüksek performanslı betonların tipik gerilme-şekildeğiştirme eğrileri



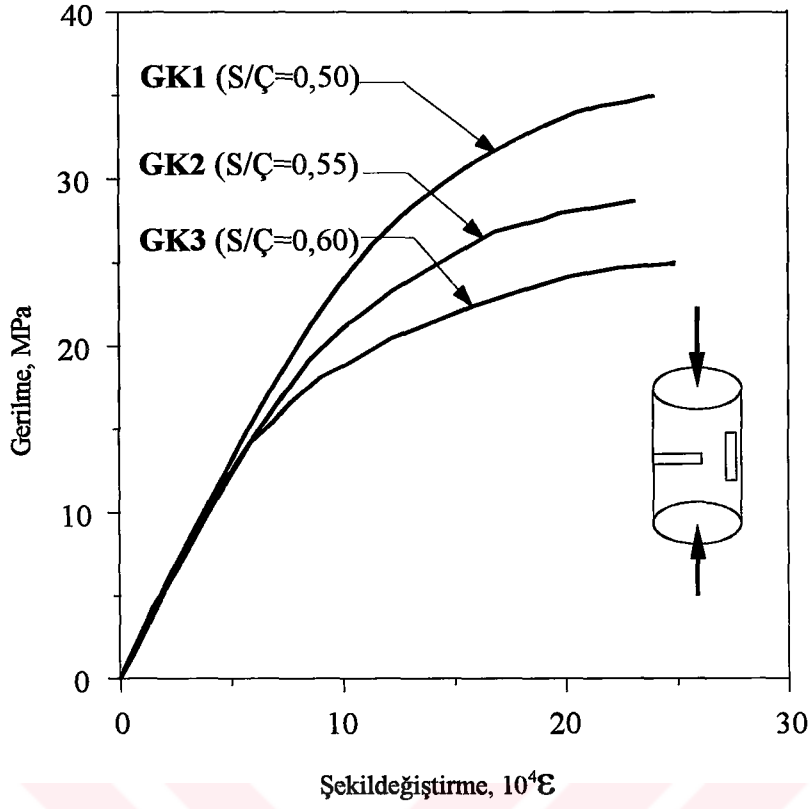
Şekil 13. Kalker agregalı yüksek performanslı betonların tipik gerilme-şekildeğiştirme eğrileri



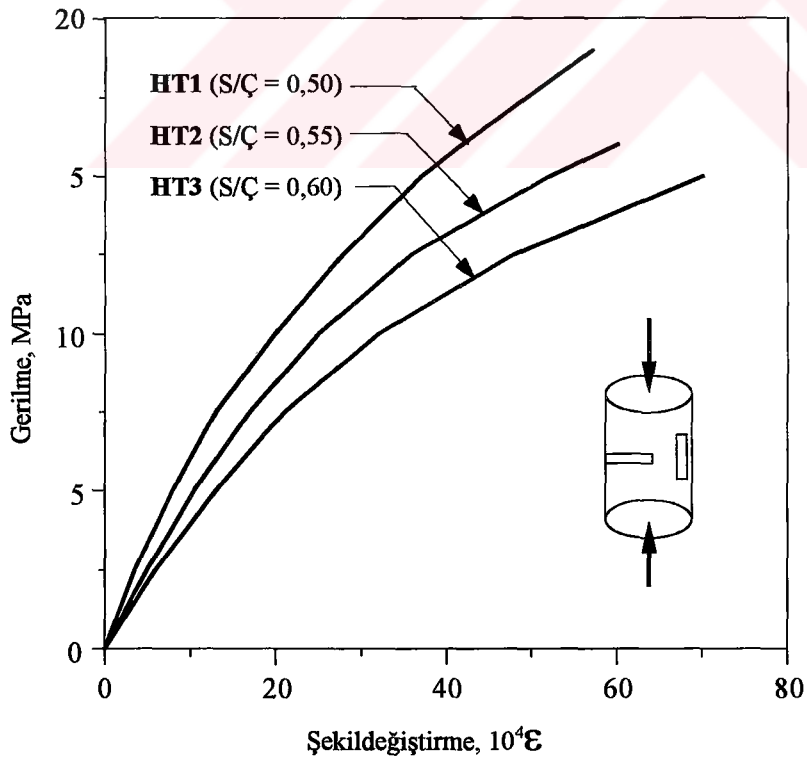
Şekil 14. Granodiyorit agregalı geleneksel betonların tipik gerilme-şekildeğiştirme eğrileri



Şekil 15. Dasit agregalı geleneksel betonların tipik gerilme-şekildeğiştirme eğrileri



Şekil 16. Kalker agregalı geleneksel betonların tipik gerilme-şekildeğiştirme eğrileri



Şekil 17. Dasitik tuf agregalı hafif betonların tipik gerilme-şekildeğiştirme eğrileri

Çizelge 14. Beton standart silindir ($\phi=15\text{mm}$, $h=300\text{mm}$) numunelerin mekanik özellikleri

Agrega türü	Beton türü	S/Ç	Ortalama basınç dayanımı (MPa)	Karakteristik basınç dayanımı (MPa)	Başlangıç elastisite modülü (MPa)	Poisson oranı	$10^3 \varepsilon_{co}$
GRANO-DİYORİT	YG1	0,25	94	88	35000	0,24	3,20
	YG2	0,30	89	83	32000	0,22	2,90
	YG3	0,35	81	75	29000	0,22	3,00
	GG1	0,50	36	34	29000	0,20	2,90
	GG2	0,55	32	30	27000	0,20	2,60
	GG3	0,60	27	25	26000	0,20	2,70
KALKER	YK1	0,25	74	69	33000	0,23	2,60
	YK2	0,30	66	61	31000	0,22	2,45
	YK3	0,35	60	56	29000	0,21	2,40
	GK1	0,50	35	33	27000	0,20	2,40
	GK2	0,55	28	26	26500	0,19	2,30
	GK3	0,60	25	24	25000	0,19	2,50
DASİT	YD1	0,25	84	78	32000	0,22	2,75
	YD2	0,30	75	70	30500	0,22	2,85
	YD3	0,35	70	65	30000	0,20	2,80
	GD1	0,50	34	32	28000	0,20	2,50
	GD2	0,55	30	29	27500	0,20	2,70
	GD3	0,60	25	24	25000	0,20	2,50
DASİTİK TUF	HT1	0,50	19	18	6600	0,16	5,80
	HT2	0,55	16	15	5500	0,14	6,00
	HT3	0,60	15	14	5100	0,11	6,50

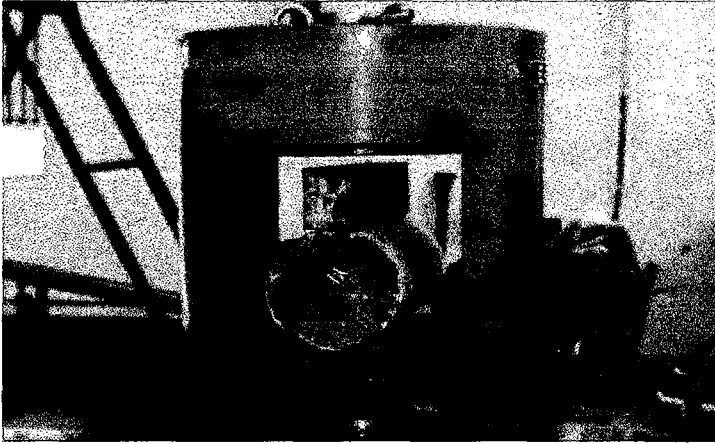
2.1.6.2.2. Eğilme ve Yarmada Çekme Dayanımları

Yüksek performanslı, geleneksel ve hafif betonların eğilmede çekme dayanımları, 10cmx10cmx40cm boyutlarında prizmatik elemanlar üzerinde, yarmada çekme dayanımları ise standart silindir numuneler üzerinde, ilgili standartlara [82,86] uygun olarak, gerçekleştirilen deneylerle belirlenmiştir (Şekil 18 ve Şekil 19).

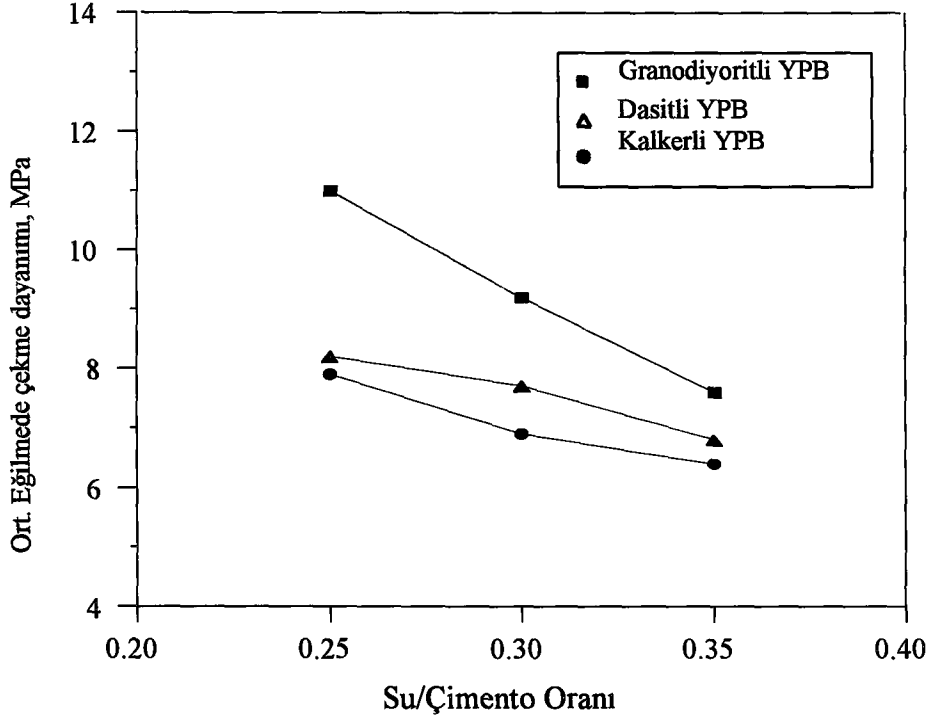
Yüksek performanslı beton numuneler üzerinde gerçekleştirilen deneylerden elde edilen eğilmede ve yarmada çekme dayanımları sırasıyla Şekil 20 ve Şekil 21'de, yüksek performanslı, geleneksel ve hafif betonlarınkiler, karşılaştırmak amacıyla, sırasıyla Şekil 22 ve Şekil 23'te, bu betonların ortalama eğilmede ve yarmada çekme dayanım değerleri ise Çizelge 15'te verilmektedir.



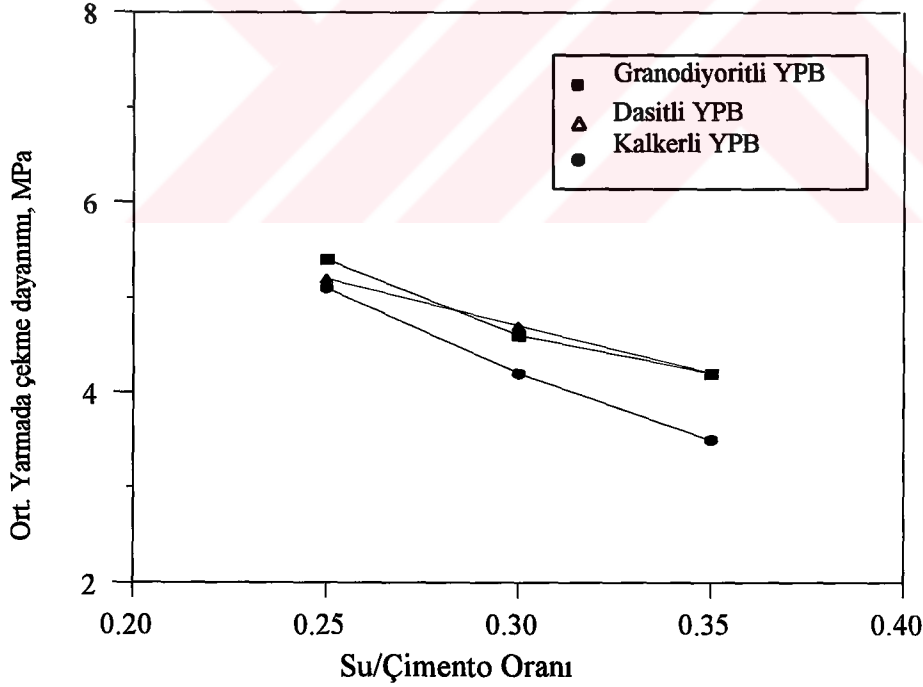
Şekil 18. Eğilmede çekme deneyinden bir görünüm



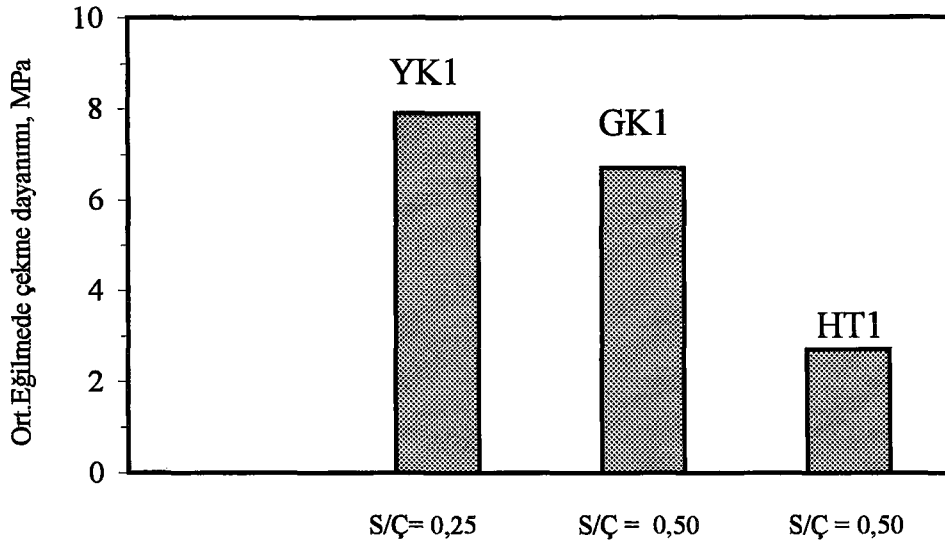
Şekil 19. Yarmada çekme deneyinden bir görünüm



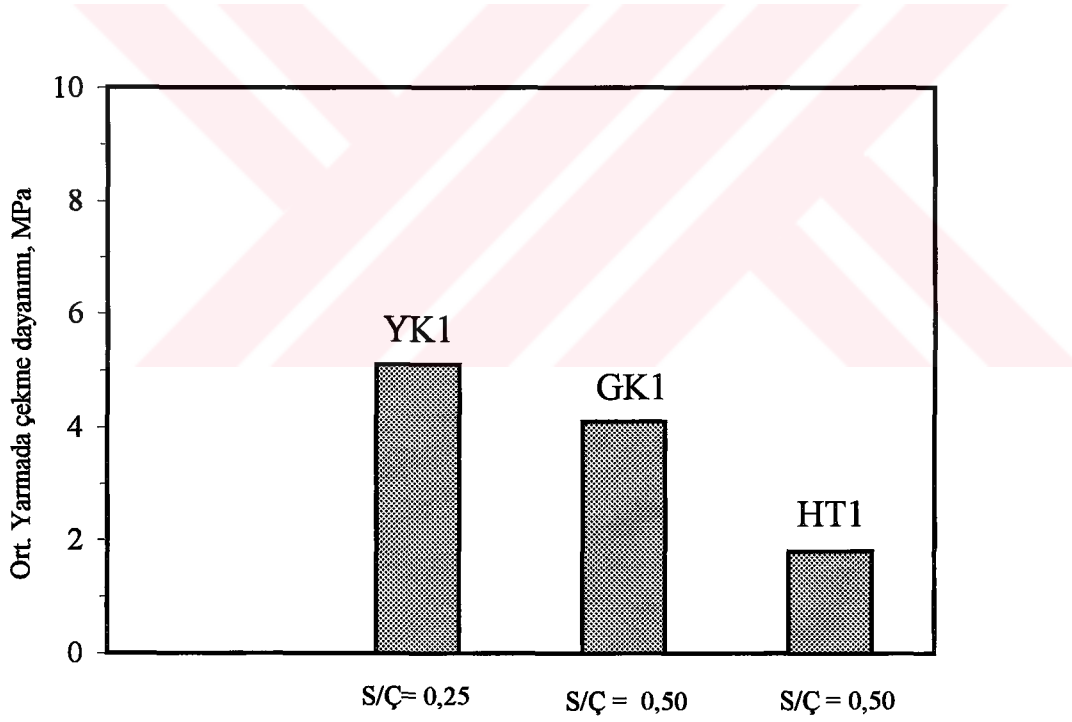
Şekil 20. Yüksek performanslı betonların eğilmede çekme dayanımlarının karşılaştırılması



Şekil 21. Yüksek performanslı betonların yarmada çekme dayanımlarının karşılaştırılması



Şekil 22. Yüksek performanslı, geleneksel ve hafif betonların eğilmede çekme dayanımlarının karşılaştırılması



Şekil 23. Yüksek performanslı, geleneksel ve hafif betonların yarmada çekme dayanımlarının karşılaştırılması

Çizelge 15. Yüksek performanslı, geleneksel ve hafif betonların ortalama eğilmede ve yarmada çekme dayanımları

Beton Türü	S/Ç Oranı	Ort. Eğilmede çekme dayanımı (MPa)	Ort. Yarmada çekme dayanımı (MPa)
YG1	0,25	11,0	5,4
YG2	0,30	9,2	4,8
YG3	0,35	7,6	4,6
YD1	0,25	8,2	5,2
YD2	0,30	7,7	4,7
YD3	0,35	6,8	4,2
YK1	0,25	7,9	5,1
YK2	0,30	6,9	4,2
YK3	0,35	6,4	3,5
GK1	0,50	6,7	4,1
HT1	0,50	2,7	1,8

2.1.7. Agrega ve Yüksek Performanslı, Geleneksel ve Hafif Beton Özelliklerinin Karşılaştırılması

Bu çalışmaya konu olan kayalar, bu kayalardan hazırlanan agregalar ve bunlarla üretilen yüksek performanslı, geleneksel ve hafif betonlar üzerinde gerçekleştirilen deneylerden elde edilen bulgular aşağıda karşılaştırmalı olarak verilmektedir.

Agrega üretiminde kullanılan kayaların ince kesitleri üzerinde yapılan incelemelerden dasitte %85 oranında oligoklas-andezin ve kuvars minerallerinin, granodiyorit ve dasitik tüfte %90 oranında kuvars ve plajiyoklas minerallerinin, kalkerde ise yaklaşık %99 oranında kalsit mineralinin bulunduğu anlaşılmaktadır (bkz Çizelge 6).

Agrega üretiminde kullanılan kayalardan alınan $\phi=75\text{mm}$, $h=150\text{ mm}$ boyutlarında karot numuneler üzerinde gerçekleştirilen merkezi basınç deneylerinden; granodiyorit ortalama basınç dayanımının, dasit, kalker ve dasitik tufünden sırasıyla %3, %89 ve %359 daha büyük olduğu, bu kayalardan kesilerek hazırlanan $40\text{mm} \times 40\text{mm} \times 160\text{mm}$ boyutlarındaki prizmatik numuneler üzerinde yapılan eğilmede çekme deneylerinden ise granodiyorit eğilmede çekme dayanımının dasit, kalker ve dasitik tufünden sırasıyla %25, %47 ve %227 daha büyük olduğu görülmektedir(bkz.Çizelge 8).

Beton üretiminde kullanılan agregaların ince ($\leq 4\text{mm}$) ve iri ($>4\text{mm}$) kısımları üzerinde yapılan fiziksel özellik deneylerinden elde edilen kütlece su emme oranları, ince ve iri kısımlar için dasitik tufte sırasıyla %17 ve %14, dasitte %5,0 ve %3,41, granodiyoritte %2,0 ve %1,26, kalkerde ise %0,52 ve %0,42 olarak belirlenmiştir. Bu da dasitik tuf agregasının diğerlerine göre çok daha boşluklu bir yapıya sahip olduğunu göstermektedir. Söz konusu agregaların $\leq 4\text{ mm}$ 'lik kısımları üzerinde gerçekleştirilen kum eşdeğerliği deneylerinden, granodiyorit, dasit, kalker ve dasitik tuf agregaları için belirlenen görsel yüzey kirlilikleri (ESV) sırasıyla %86, %85, %80 ve %91'dir. Bu da beton üretiminde kullanılan agregaların yüzey kirliliğinin kabul sınırları içinde olduğunu göstermektedir (bkz. Çizelge 7).

Yüksek performanslı betonların doygun kuru yüzeyli (DKY) birim kütleleri, geleneksel betonlarınkinden granodiyorit agregası için %4, kalker ve dasit agregaları için %3,4 daha büyüktür. Kalker agregalı geleneksel betonların doygun kuru yüzeyli birim kütleleri ise dasitik tuf agregalı hafif betonlarınkinden yaklaşık %21 daha büyüktür (bkz. Çizelge 7).

Granodiyorit agregalarıyla üretilen geleneksel betonların ortalama merkezi basınç dayanımları, su/çimento oranlarının 0,50, 0,55 ve 0,60 değerleri için, sırasıyla 36 MPa, 32MPa ve 27MPa, dasit agregasıyla üretilenlerinkiler 34 MPa, 30 MPa ve 25 MPa ve kalker agregasıyla üretilenlerinkiler ise 35 MPa, 28 MPa ve 25 MPa olarak elde edilmiştir.

Yüksek performanslı beton üretmek amacıyla, granodiyorit agregaları kullanılarak yapılan betonların ortalama merkezi basınç dayanımları, su/çimento oranının 0,25, 0,30 ve 0,35 değerleri için, sırasıyla 94 MPa, 89 MPa ve 81 MPa olarak, dasit agregalı betonları 84 MPa, 75 MPa ve 70 MPa, kalker agregalı betonları ise 74 MPa, 66 MPa ve 60 MPa olarak elde edilmiştir. Bu da, söz konusu agregalarla üretilen betonların bugün yürürlükte

bulunan yönetmeliklere [8,9,10,11,12,13,14,15] göre yüksek performanslı beton sınıfına girdiğini göstermektedir.

Granodiyorit, dasit ve kalker agregalarıyla üretilen ve $S/C=0,30$ olan yüksek performanslı betonların merkezi basınç dayanımları, aynı agregalarla $S/C=0,50$ ile üretilen geleneksel betonlarından sırasıyla 2,6 , 2,5 ve 2,1 kat daha büyüktür.

Bu çalışmaya konu olan yüksek performanslı betonların elastisite modülü 33000 MPa, geleneksel betonlarınki 26600 MPa ve hafif betonlarınki ise 5700 MPa'dır. Teknik literatürde betonun elastisite modülünü belirlemeye yönelik bağıntılar (bkz. Çizelge 4), üretilen yüksek performanslı betonların deneysel elastisite modüllerinden yaklaşık 1,25 kat daha büyük değerler vermektedir. Bu betonların deneysel elastisite modülleri, bazı yönetmelikler, araştırmacılar ve bizzat tarafımızdan önerilen bağıntılarla hesaplanarak Çizelge 16'da karşılaştırılmaktadır. Bu çizelgeden, tarafımızdan önerilen bağıntının, özellikle $60 \text{ MPa} \leq f_c \leq 85 \text{ MPa}$ dayanım aralığında üretilen betonlar için, diğer bağıntılara göre daha gerçekçi olduğu görülmektedir.

Yüksek performanslı, geleneksel ve hafif betonların Poisson oranları ise sırasıyla, 0,22, 0,20 ve 0,14'tür. Bu bulgu, yüksek performanslı ve geleneksel betonların Poisson oranları arasındaki farkın ihmal edilebilir düzeyde olduğunu göstermekte ve daha önce yapılan çalışmalardan [2,4] elde edilen bulguları da desteklemektedir.

Yüksek performanslı betonlar üzerinde gerçekleştirilen yarma deneylerinden elde edilen çekme dayanımları, merkezi basınç dayanımlarına bağlı olarak TS500'de [8] önerilen bağıntıyla, diğer bağıntılara göre, uyum içindedir (bkz. Çizelge 2 ve Çizelge 15).

Gerçekleştirilen deneylerden, granodiyoritle üretilen yüksek performanslı betonların eğilmede ve yarmada çekme dayanımlarının diğer agregalarla üretilen yüksek performanslı betonlarından yüksek olduğu görülmektedir(bkz Çizelge 15).

Çizelge 16. Yüksek performanslı betonların deneysel elastisite modülleri ve bazı bağıntılarla hesaplanan teorik değerleri

f_c (MPa)	f_{ck} (MPa)	E_c (GPa)	ACI363 [4]	ACI318 [54]	TS500 [8]	CEB ve EC2 [30,56]	Gradner ve Zhao [61]	Bu çalışmada önerilen
			1	2	3	4	5	6
94	88	42	39,09	45,86	44,49	43,50	45,19	34,29
89	83	38	38,22	44,62	43,61	42,73	44,07	33,50
84	78	32	37,33	43,35	42,70	41,93	42,91	32,70
81	75	32	36,78	42,57	42,15	41,44	42,20	32,20
75	70	30,5	35,65	40,96	41,19	40,59	40,74	31,18
70	65	30	34,68	39,57	40,20	39,70	39,48	30,30
66	61	31	33,87	38,43	39,38	38,96	38,43	29,57
60	56	29	32,62	36,64	38,32	38,00	36,81	28,44
1			4					
$E_c = 3320\sqrt{f_c} + 690$			$E_c = 9500(f_{ck} + 8)^{1/3}$					
2			5					
$E_c = 4730\sqrt{f_c}$			$E_c = 4300\sqrt{f_c} + 3500$					
3			6					
$E_c = 3250\sqrt{f_{ck}} + 14000$			$E_c = 3000\sqrt{f_c} + 5200$					

2.2. Yüksek Performanslı, Geleneksel ve Hafif Betonarme Kirişler Üzerinde Gerçekleştirilen Çalışmalar

Doğu Karadeniz agregalarıyla üretilen yüksek performanslı, geleneksel ve hafif betonların fiziksel ve mekanik özellikleri daha önce incelenmişti. Burada ise bu betonlarla üretilen betonarme kirişlerin basit eğilme etkisindeki davranışları deneysel ve teorik olarak incelenmektedir. Deneysel ve teorik incelemeler, bu çalışmada üretilen yüksek performanslı, geleneksel ve hafif betonarme kirişlerin hem kendi aralarında, hem de daha önceki çalışmalardan [87] elde edilen sonuçlarla karşılaştırması suretiyle yapılmaktadır.

2.2.1. Deney Kirişleri

2.2.1.1. Deney Kirişlerinin Özellikleri ve Donatı Planları

Bu çalışma, laboratuvar imkanları ve daha önce yapılan çalışmalar da dikkate alınarak üretilen, eni 100 mm, yüksekliği 200 mm ve boyu 2100 mm olan deney kirişleri üzerinde gerçekleştirilmiştir. Deneyler, granodiyorit ve kalker agregalarıyla ayrı ayrı üretilen yüksek performanslı betonarme kirişlerin davranışlarının, donatı oranlarına bağlı olarak, değişimleri geleneksel ve hafif betonarme kirişlerinkilerle karşılaştırmak amacıyla, farklı donatı oranlarında (sekiz seri) üretilen betonarme kirişler üzerinde yapılmıştır.

Birinci seri deneyler, söz konusu betonarme kirişlerin en çok zorlanan liflerindeki birim şekildeğişirmelerin dış yükü değişimlerini, betonların birim uzama kapasiteleri ile ilk mikro çatlak oluşturana birim uzama ve eğilme momentinin değerini belirlemek için, donatısız kirişler üzerinde gerçekleştirilmiştir. Bu deneylerin temel amacı, beton kirişlerin eğilme etkisindeki mekanik davranışlarının betonarme kirişlerinkilerle karşılaştırılması suretiyle, donatıların yüksek performanslı, geleneksel ve hafif betonların birim uzama kapasitelerini, dolayısıyla da ilk çatlama momentini değiştirip değiştirmediği hususuyla, diğer mekanik özelliklerinin donatı oranıyla değişimini denetim altında tutmaktır. Bu deneylerde üretilen kirişlerin donatı miktar ve oranları Çizelge 17’de, tipik donatı planı ve kesit detayları ise Şekil 24’te verilmektedir.

2.2.1.2. Kullanılan Beton ve Donatı Özellikleri

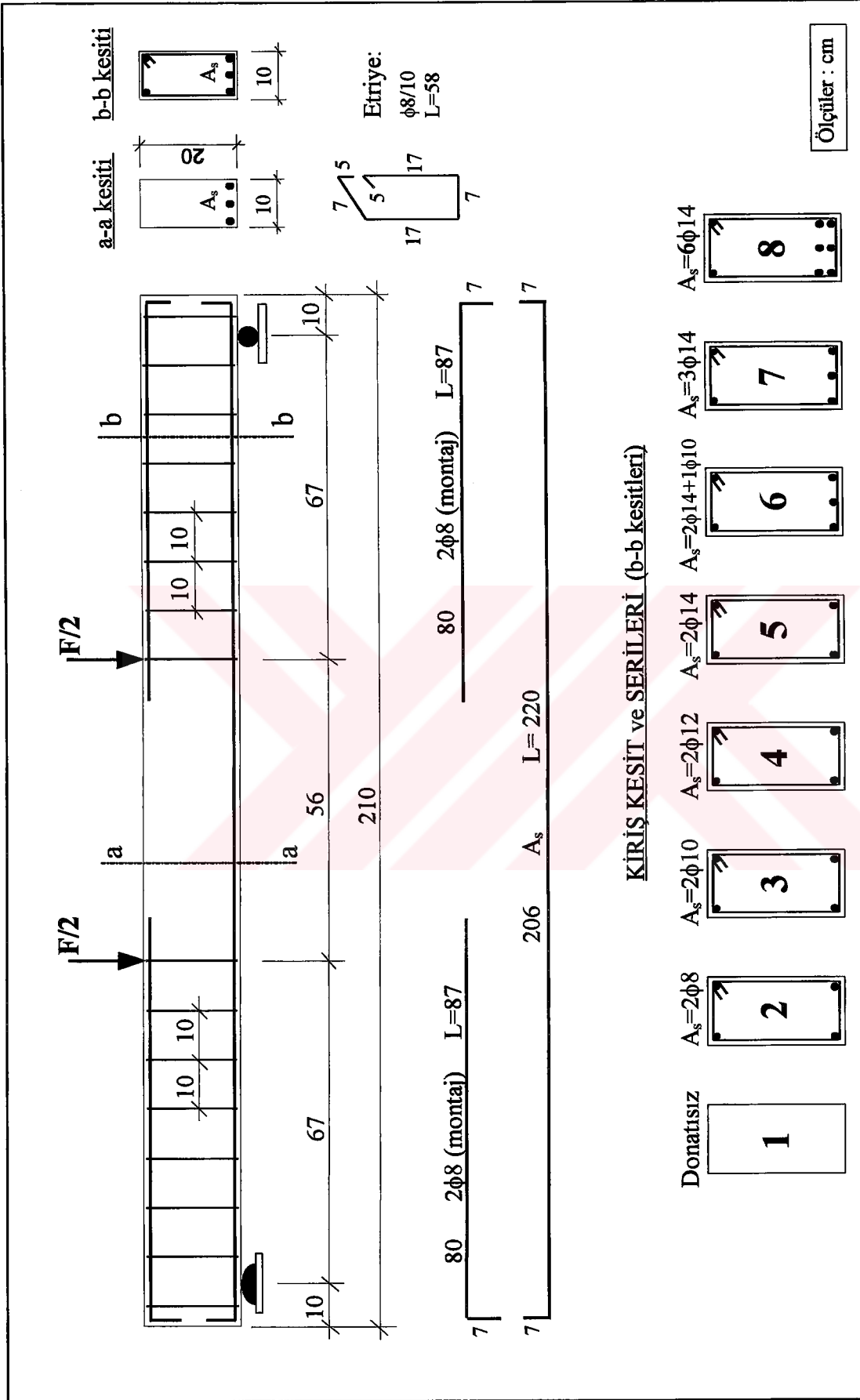
2.2.1.2.1. Beton Özellikleri

Yüksek performanslı betonarme deney kirişlerinin yapımında, özellikleri Madde 2.1.’de belirtilen, su/çimento oranı 0.30 olan, granodiyorit ve kalker agregalı yüksek performanslı betonlar, geleneksel ve hafif betonarme kirişlerin yapımında ise su/çimento oranı 0,50 olan kalker ve dasitik tuf agregalı betonlar kullanılmıştır (bkz. Çizelge 12).

Çizelge 17. Deney kirişlerinde kullanılan donatı miktar ve oranları

Kiriş Seri No	Kiriş Adı	Asal Çekme Donatısı (A_s)	Donatı Oranı (ρ)	Kayma Bölgesinde Etriye
1	G1, K1, GK1*, HK1*	Donatısız	---	---
2	G2, K2, GK2*, HK2*	2 ϕ 8	0,0050	ϕ 8/10
3	G3, K3, GK3*, HK3*	2 ϕ 10	0,0079	ϕ 8/10
4	G4, K4, GK4*, HK4*	2 ϕ 12	0,0113	ϕ 8/10
5	G5, K5, GK5*, HK5*	2 ϕ 14	0,0154	ϕ 8/10
6	G6, K6, GK6*, HK6*	2 ϕ 14 + 1 ϕ 10	0,0193	ϕ 8/10
7	G7, K7, GK7*, HK7*	3 ϕ 14	0,0231	ϕ 8/10
8	G8, K8, GK8, HK8	6 ϕ 14	0,0462	ϕ 8/10

G_i : Granodiyorit agregalı yüksek performanslı kirişler
 K_i : Kalker agregalı yüksek performanslı kirişler
 GK_i : Kalker agregalı geleneksel kirişler
 HK_i : Dasitik tüf agregalı hafif kirişler
(*) : Bu kirişlere ait değerler [87] nolu kaynaktan alınmıştır



Şekil 24. Deneysel Kirişlerin kalıp ve tipik donatı planı

2.2.1.2.2. Donatı Özellikleri

Betonarme kirişlerin üretiminde çapları 8mm, 10mm, 12mm ve 14mm olan nervürlü donatılar kullanılmıştır. Bu donatıların mekanik özellikleri, üzerlerine TML-YL20 tipinde şekildegıştırme ölçeri yapıştırdıktan sonra, TS 138 [88] ve TS708'e [89] uygun olarak yapılan merkezi çekme deneyleriyle belirlenmiştir. Bu deneyler yardımıyla belirlenen görünen gerilme-şekildegıştırme eğrilerinden elde edilen dayanım ve birim uzama değerleri, deneye tabi tutulan donatı çubuğu enkesitinin kopma anına kadar sabit kaldığı varsayılarak hesaplanmıştır. Bu şartlar altında belirlenen gerilmeler gerçek gerilmelerden küçük, birim uzamalar ise gerçek birim uzamalardan daha büyüktür. Görünen gerilme-şekildegıştırme eğrilerinden gerçek gerilme-şekildegıştırme eğrilerine aşağıda verilen bağıntılar yardımıyla geçmek mümkün olmaktadır. Gerçekten de, A_0 ve l_0 , sırasıyla donatının ilk enkesit alanını ve ilk boyunu, A ve l aynı donatının herhangi bir N eksenel yükü altındaki enkesit alanını ve boyunu, V_0 ve V ise donatının sırasıyla ilk hacmini ve N eksenel yükü altındaki hacmini göstermek üzere; şekildegıştirmeler sırasında hacim değişimi olmadığı kabulüyle;

$$A_0 l_0 = A l \quad (8)$$

bağıntısını yazmak mümkündür. Bu bağıntıdan, $A = A_0 \frac{l_0}{l}$ olarak elde edilir. Tanım gereği görünen gerilme;

$$\sigma = N / A_0 \quad (9)$$

bağıntısıyla, gerçek gerilmeler ise,

$$\sigma_g = \frac{N}{A} \quad (10)$$

bağıntısıyla hesaplanır. Bu son bağıntıda A yerine yukarıdaki değeri yazılarak gerekli düzenlemeler yapılır ve $\epsilon = \Delta l / l_0$ görünen birim şekildegıştirmeyi göstermek üzere (10) bağıntısı,

$$\sigma_g = \sigma (1 + \epsilon) \quad (11)$$

şekline gelir. Bu da, gerçek gerilmelerin görünen gerilmelerden büyük olduğunu göstermektedir. Gerçek şekildeğiştirmeler ise,

$$\varepsilon_g = \ln(1 + \varepsilon) \quad (12)$$

olarak elde edilir[90,91]. Bu ise, gerçek şekildeğiştirmelerin görünen şekildeğiştirmelerden daha küçük olduğunu göstermektedir.

Donatı çubuklarının görünen ve (11) ve (12) bağıntıları yardımıyla elde edilen gerçek gerilme-şekildeğiştirme eğrileri her bir çap için Şekil 25'te Şekil 28'e kadar, karşılaştırmak amacıyla donatıların görünen ve gerçek mekanik özellikleri ise Çizelge 18'de verilmektedir.

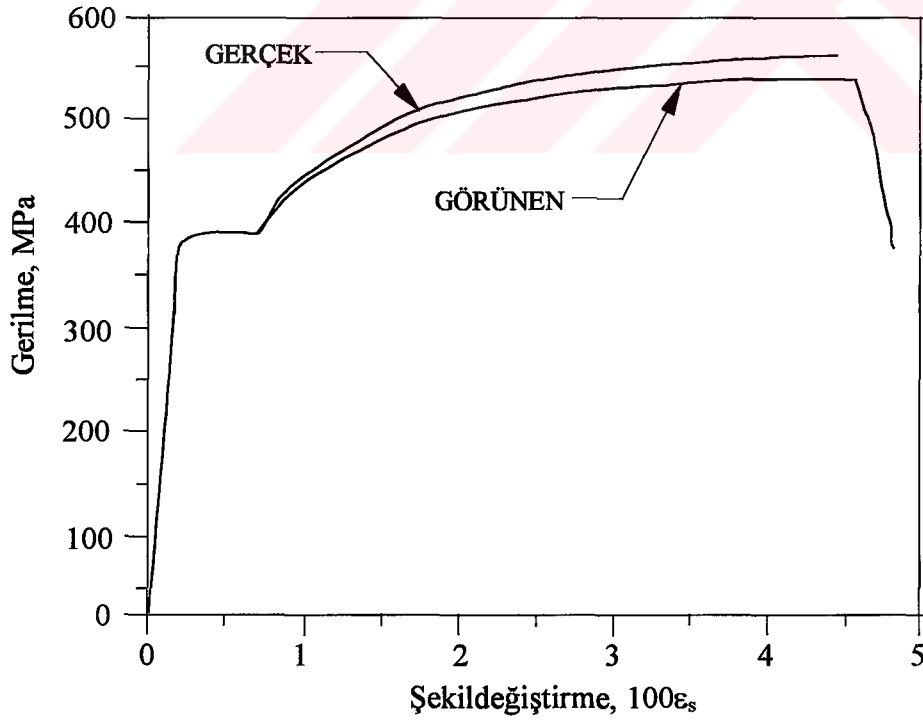
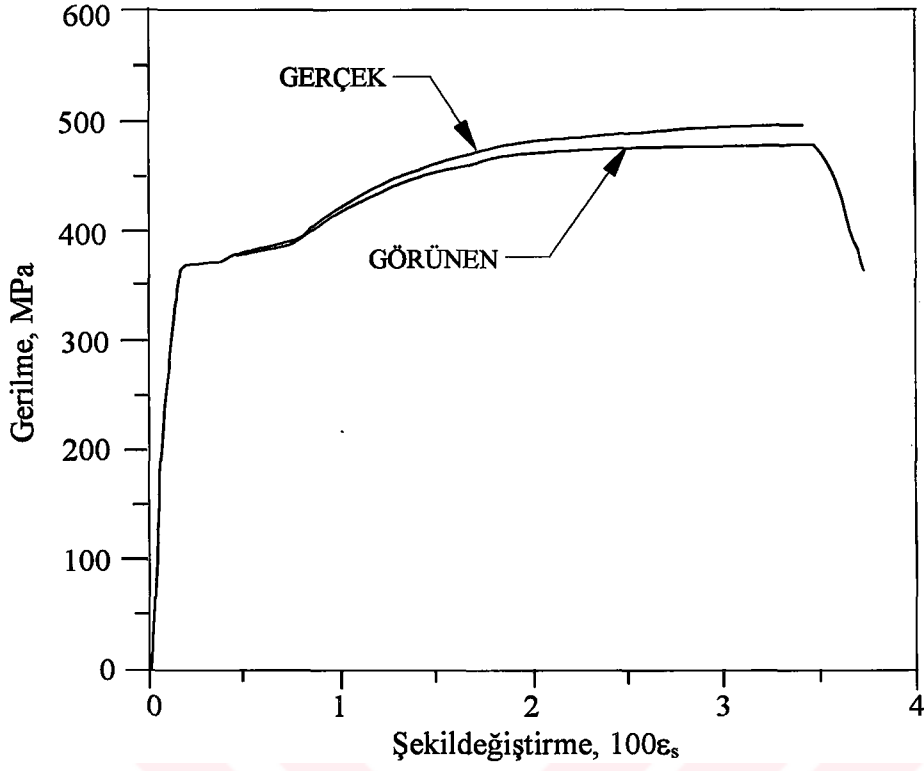
2.2.1.3. Deney Kirişlerinin Üretimi

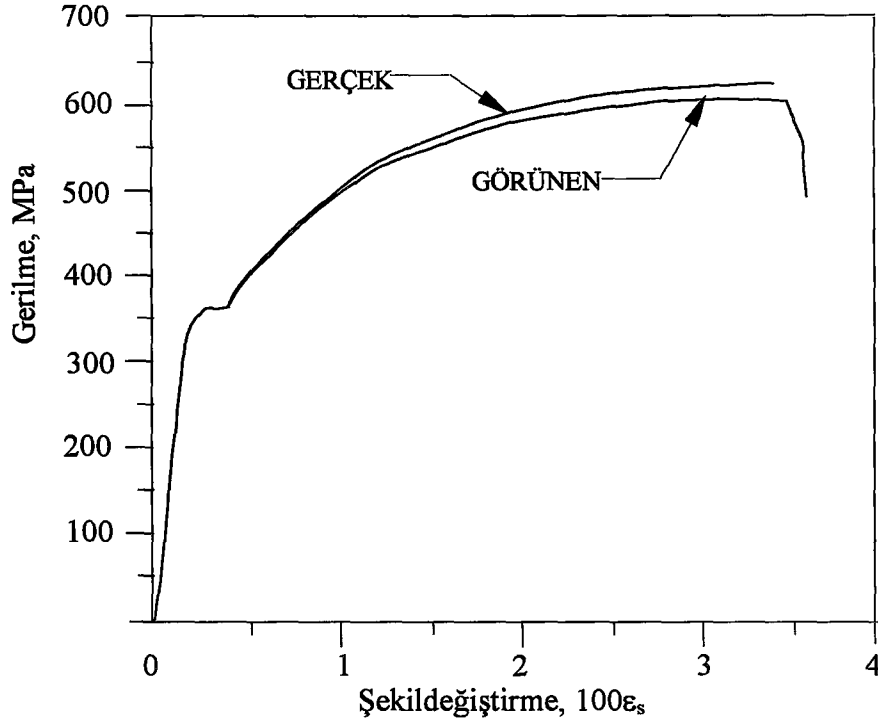
2.2.1.3.1. Kalıp

Deney kirişlerinin üretiminde kullanılan kalıplar, üretimler boyunca bir şekil bozulmasını önlemek için, 40mm kalınlıklı ahşap (sarı çam) malzemeyle, kolayca sökülüp takılabilecek şekilde geçmeli ve cıvatalı olarak yapılmıştır. Kalıplar üzerine, taze betonun yerleşmesini sağlamak amacıyla, iki adet vibratör yuvası da monte edilmiştir (Şekil 29).

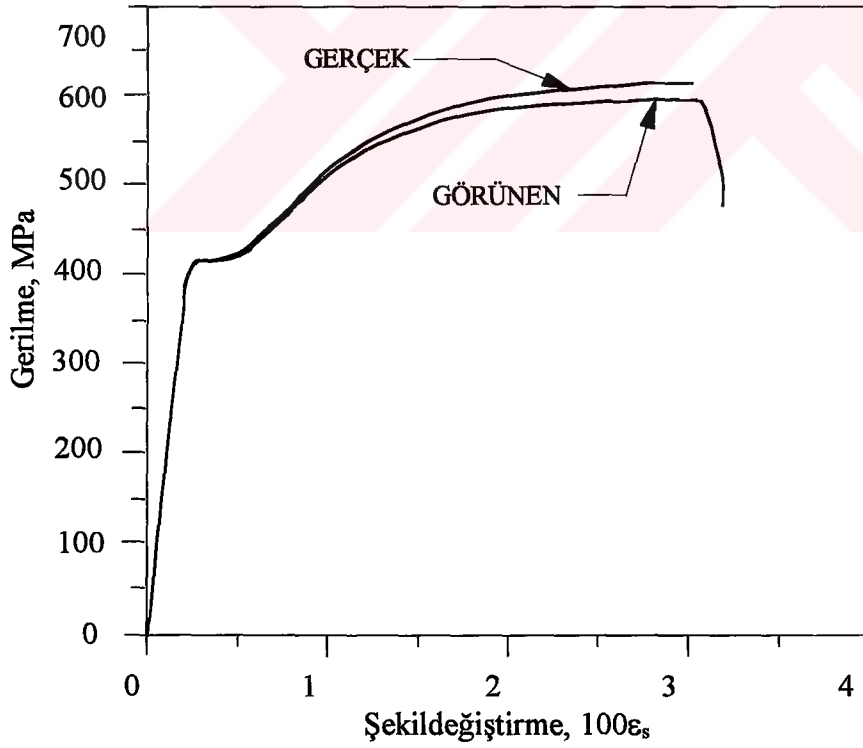
2.2.1.3.2. Karma ve Yerine Koyma

Madde 2.1.5.1'de belirtilen şekilde karılan betonlar, pas payı için altlarına belirli aralıklarla önceden hazırlanmış 15mmx15mmx15mm boyutlarında harç takozlar bağlı donatıların yerleştirilmesi ve sadece birim şekildeğiştirme ölçeri yapıştırılacak kısımlarının önceden pürüzsüzleştirilmesinden sonra, kalıplara üç aşamada yerleştirilmiştir. Bu aşamaların her birinde, taze betonu sıkıştırmak amacıyla, kalıba vibratör yuvalarından 20 saniye süreyle titreşim uygulanmıştır.





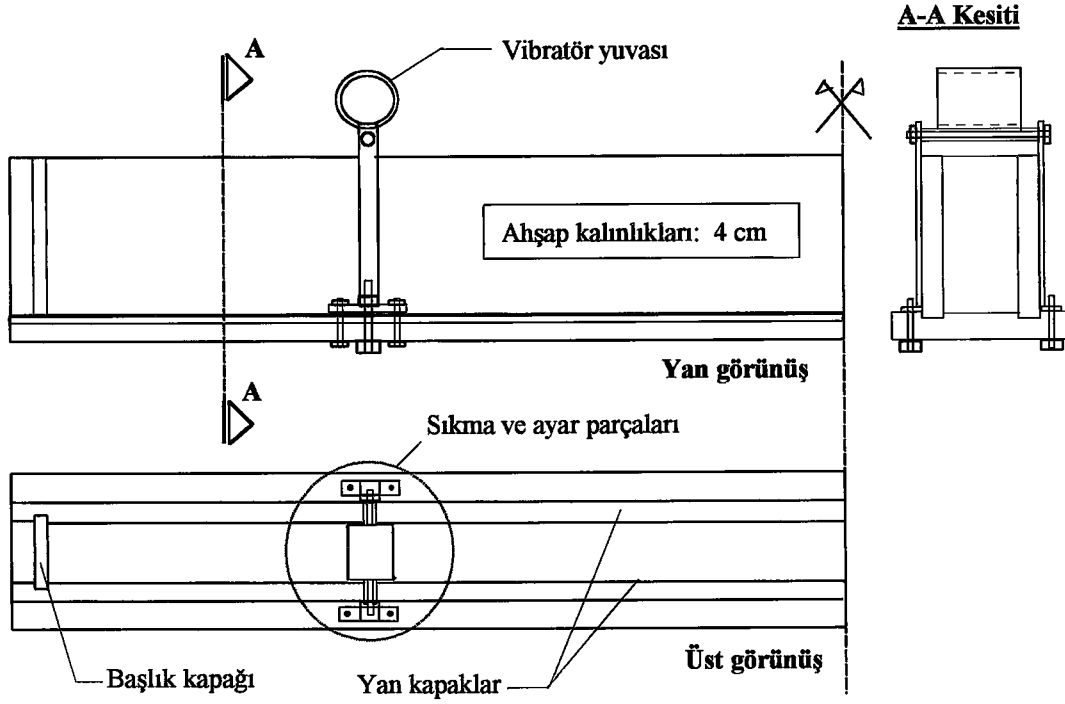
Şekil 27. Nervürlü donatının ($\phi 12$) görünen ve gerçek gerilme-şekildeğiştirme eğrileri



Şekil 28. Nervürlü donatının ($\phi 14$) görünen ve gerçek gerilme-şekildeğiştirme eğrileri

Çizelge 18. Deneysel kırılgarlık kullanılan nervürlü donatıların görünen ve gerçek bazı mekanik özellikleri

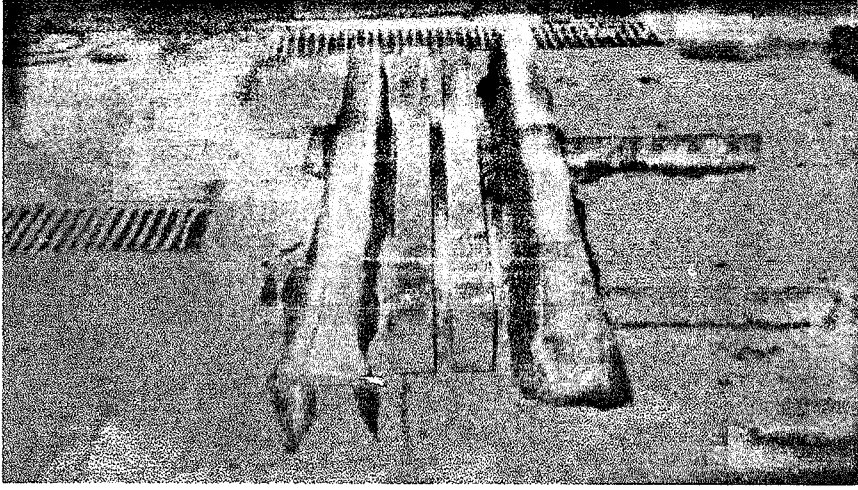
Anma çapı (mm)	Ortalama akma dayanımı (MPa)		Karakteristik akma dayanımı (MPa)		Hesap akma dayanımı (MPa)		Ortalama çekme dayanımı (MPa)		Karakteristik çekme dayanımı (MPa)		Ortalama kopma dayanımı (MPa)		Ortalama akma uzaması ($10^5 \epsilon_{sy}$)		Karak. kopma birim uzaması ($\epsilon_{sub} \%$)
	Gör.	Gerç.	Gör.	Gerç.	Gör.	Gerç.	Gör.	Gerç.	Gör.	Gerç.	Gör.	Gerç.	Gör.	Gerç.	
φ8	355	356	338	339	294	295	478	494	474	490	364	814	160	159,9	24
φ10	363	364	354	356	308	310	513	536	509	533	367	895	180	179,8	26
φ12	362	364	358	360	311	313	603	624	600	620	486	840	240	239,7	22
φ14	409	410	406	407	353	354	605	623	602	620	515	762	268	267,6	20



Şekil 29. Deney kirişlerinin üretiminde kullanılan kalıp

2.2.1.4. Kirişlerin Saklanması ve Deney Anındaki Yaşları

Deney kirişleri ve bu kirişlerle beraber dökülen denetim numuneleri 1 gün laboratuvar ortamında kalıplarında bekletilmişlerdir. Yüksek performanslı kirişler katılaşma sırasında ortaya çıkan rötrenin betona zarar vermesini engellemek amacıyla, dökümlerinden 1 saat sonra ıslak çuvallarla örtülmüştür. Üretimlerinden 1 gün sonra kalıplarından özenle çıkartılan kiriş ve denetim numuneleri, 21 gün boyunca, sürekli ıslak tutulan çuvallar altında saklanmışlardır (Şekil 30). Bu sürenin sonunda kirişler ve denetim numuneleri, birim şekildeğiştirme ölçerlerinin daha iyi yapıştırılabilmesi amacıyla, sıcaklığı $20^{\circ}\text{C} \pm 5^{\circ}\text{C}$ ve bağıl nemi $\% 70 \pm \%5$ olan bir ortamda bekletildikten sonra 28 günlükken deneylere tabi tutulmuşlardır.



Şekil 30. Islak çuvallar altında saklanan kirişlerden bir görünüm

2.2.2. Denetim Deneyleri

Kirişlerin üretiminde kullanılan betonların, mekanik özellikleri yönünden, yeniden üretilebilirliklerini denetlemek amacıyla her karışımdan alınan $\phi=100\text{mm}$, $h=200\text{mm}$ 'lik silindir numuneler üzerinde merkezi basınç deneyleri gerçekleştirilmiştir. Bu numunelerin ortalama basınç dayanımları Çizelge 19'da verilmektedir.

Çizelge 19. Deney kirişlerinde kullanılan betonlardan alınan denetim numunelerinin ortalama merkezi basınç dayanımları

Kiriş Serileri (i)	Ortalama Basınç Dayanımı (MPa)			
	G_i	K_i	GK_i [87]	HK_i [87]
1	84	65	38	20
2	84	66	39	21
3	85	64	40	21
4	86	66	38	22
5	83	69	38	22
6	85	70	39	21
7	88	64	40	22
8	85	65	40	20

G_i : Granodiyoritli YP kiriş, K_i : Kalkerli YP kiriş,
 GK_i : Kalkerli Geleneksel kiriş, HK_i : Dasitik Tüflü Hafif kiriş

2.2.3. Eğilme Deney Düzenegi

Deney kirişlerin yüklenmesinde kullanılan eğilme deney düzenegi, 200 kN kapasiteli hidrolik yükleme yapabilen, Hi-Tech Magnus marka yükleme çerçevesi ve iki noktadan simetrik olarak yükleme yapabilecek şekilde, 300 mm yüksekliğinde bir "T" profilinden hazırlanan [92] yük dağıtma köprüsünden (palonye) meydana gelmektedir. Kiriş ve yük dağıtma köprüsünün birer mesnetleri boyuna doğrultuda yatay yerdeğiştirmeye uygun olduğundan, yük köprüsü mesnetleri arasında kalan kiriş orta bölgesinde oluşan kesit etkisinin salt basit eğilme olacağı açıktır. Eğilme deney düzenegi ve ölçme aygıtlarının şematik görünümü Şekil 31'de verilmektedir.

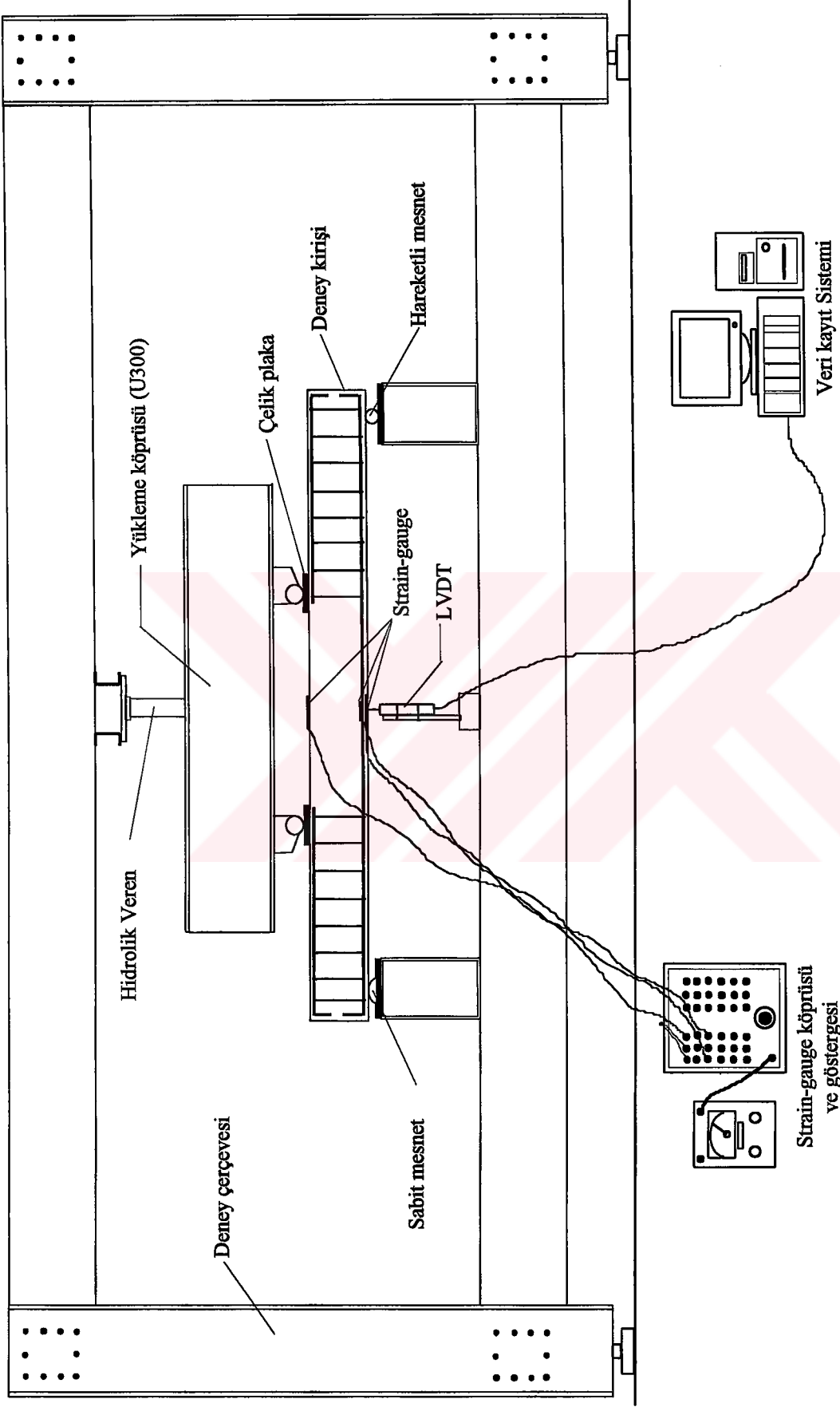
2.2.3.1. Ölçme Aygıtları ve Ölçüm Yerleri

2.2.3.1.1. Yerdeğiştirme Ölçerleri

Yükleme boyunca kirişlerin açıklık ortasında meydana gelen yerdeğiştirmelerin belirlenmesi amacıyla 50 mm ölçme kapasiteli ve 10^{-2} mm hassasiyetli elektronik yerdeğiştirme ölçerleri (LVDT - Linear Variable Displacement Transducer) kullanılmıştır.

2.2.3.1.2. Şekildeğiştirme Ölçerleri

Eğilme deneylerinde betonarme kirişlerin en çok zorlanan liflerinde beton ve donatıdaki birim boy değişimlerinin belirlenmesi amacıyla betonda aktif boyu 90 mm olan TML-PL90 tipi, donatılarda ise aktif boyu 20 mm olan ve %20 şekildeğiştirme kapasitesine sahip TML-YL20 tipi birim şekildeğiştirme ölçerleri (Strain gauge) kullanılmıştır. Şekildeğiştirme ölçerleri kirişlerin üst yüzlerinde sadece betonların üzerine, alt yüzlerinde ise beton ve asal çekme donatılarının üzerine boyuna doğrultuda yapıştırılmıştır. İlk mikro çatlağı oluşturan maksimum birim uzama değerini belirleyebilmek amacıyla, alt yüze üst yüzden daha fazla şekildeğiştirme ölçeri yapıştırılmıştır. Bu yapıştırma işlemi, beton yüzeyleri şekildeğiştirme ölçerlerinin yapıştırılacağı yerlerdeki pürüzlülük ve kir gibi düzensizlikleri gidermek amacıyla, spiral



Şekil 3.1. Deney kirişlerinin yükleme düzeniği ve ölçme aygıtları

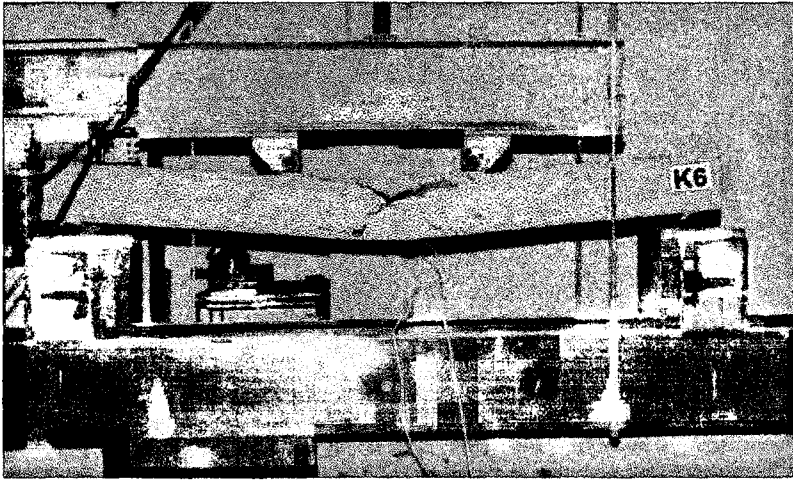
taş ve zımpara kağıdıyla düzgün hale getirildikten sonra, çabuk kuruyan TML-CN tipi bir yapıştırıcıyla gerçekleştirilmiştir. Kirişin çekme bölgesinde beton ve donatıya yapıştırılan bu ölçerlere ilişkin yakın bir görünüm Şekil 32’de verilmektedir.



Şekil 32. Kiriş çekme bölgesinde şekildeğiştirme ölçerlerin konumu

2.2.4. Kirişlerin Yüklenmesi

Deney kirişleri, mesnet açıklığı 56 cm olan çelik palonye yardımıyla yüklenmişlerdir. Donatısız kirişlerin yüklenmesi 1kN’luk adımlarla, donatılı olanlar ise 20kN’a kadar 1kN, daha yukarı yükleme aşamalarında ise 2’şer kN’luk adımlarla, hiç boşaltma yapmaksızın, sabit yükleme hızıyla, yapılmıştır. Kirişlerin deney anına ilişkin bir görünüm Şekil 33’te verilmektedir.



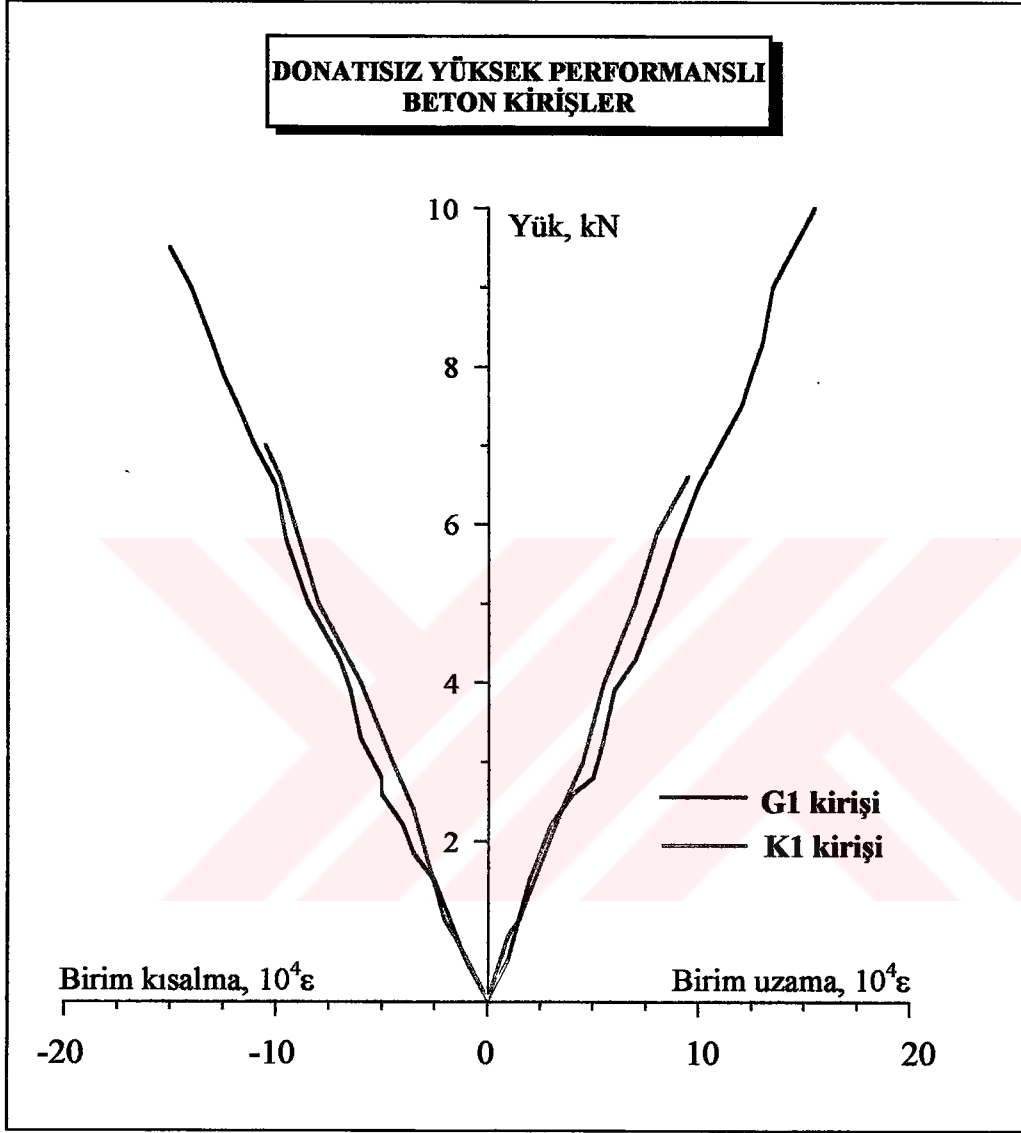
Şekil 33. Betonarme kirişin deney anından bir görünüm

2.2.5. Kirişlerin Yük-Şekildeğiştirme ve Yük-Sehim Eğrileri

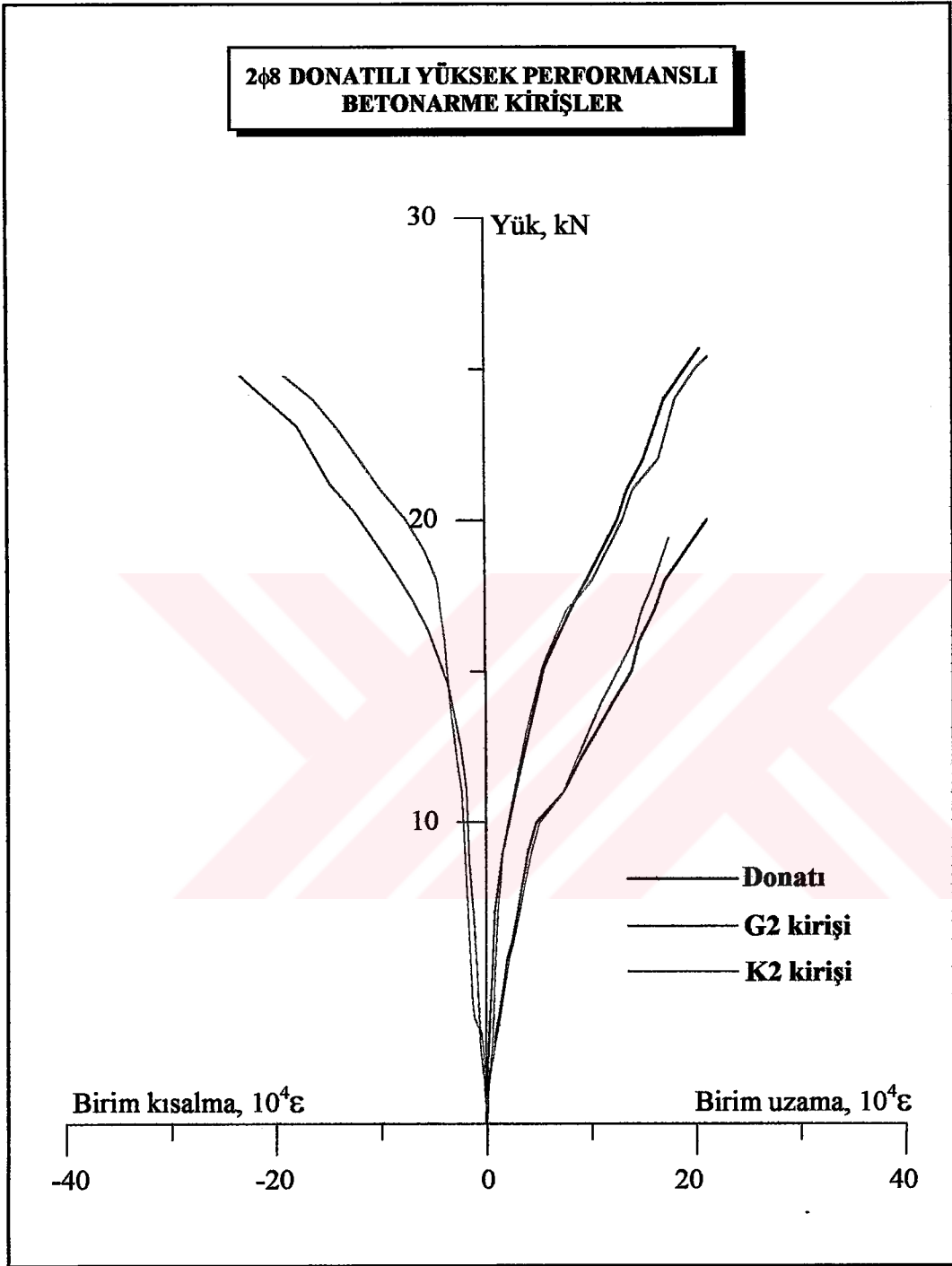
Daha önce de belirtildiği gibi, yüksek performanslı, geleneksel ve hafif kirişlerin eğilme deneyi boyunca şekildeğiştirme ve sehimleri ölçülmüştür. Bu değerler yüksek performanslı 1.seri kirişler için (G1,K1) Şekil 34'te, 2. seri kirişler için (G2,K2) Şekil 35 ve Şekil 36'da, 3. seri kirişler için (G3,K3) Şekil 37 ve Şekil 38'de, 4. seri kirişler için (G4,K4) Şekil 39 ve Şekil 40'ta, 5. seri kirişler için (G5,K5) Şekil 41 ve Şekil 42'de, 6. seri kirişler için (G6,K6) Şekil 43 ve Şekil 44'te, 7. seri kirişler için (G7,K7) Şekil 45 ve Şekil 46'da, 8. seri kirişler için (G8,K8) Şekil 47 ve Şekil 48'de, geleneksel ve hafif 8. seri kirişler için (GK8, HK8) ise Şekil 49 ve Şekil 50'de, şematik çatlama durumlarıyla birlikte verilmektedir. Yüksek performanslı betonarme kirişlere ait söz konusu yük-sehim eğrilerinin aynı eksen takımındaki durumları granodiyorit agregalılar (G_i) ve kalker agregalılar (K_i) için sırasıyla Şekil 51 ve Şekil 52'de görülmektedir.

Yüksek performanslı, geleneksel [87] ve hafif [87] betonarme kirişlerin yük-sehim eğrileri, karşılaştırmak amacıyla, tüm seriler için (ikinci seriden sekizinci seriye kadar) sırasıyla Şekil 53, Şekil 54, Şekil 55, Şekil 56, Şekil 57, Şekil 58 ve Şekil 59'da verilmektedir.

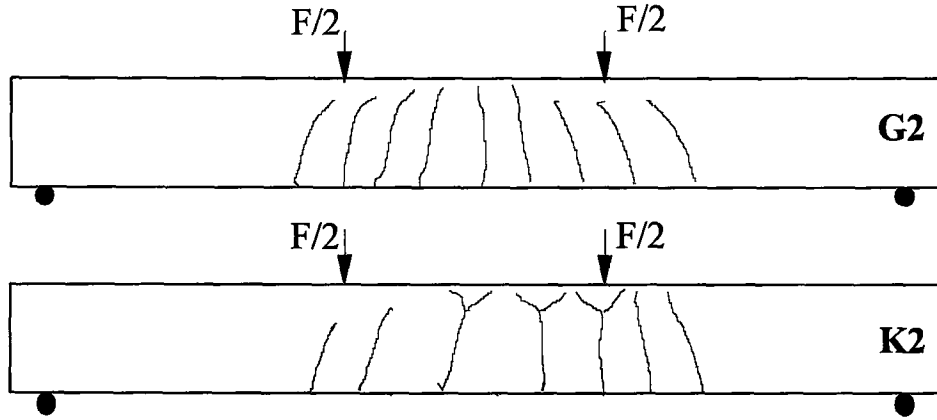
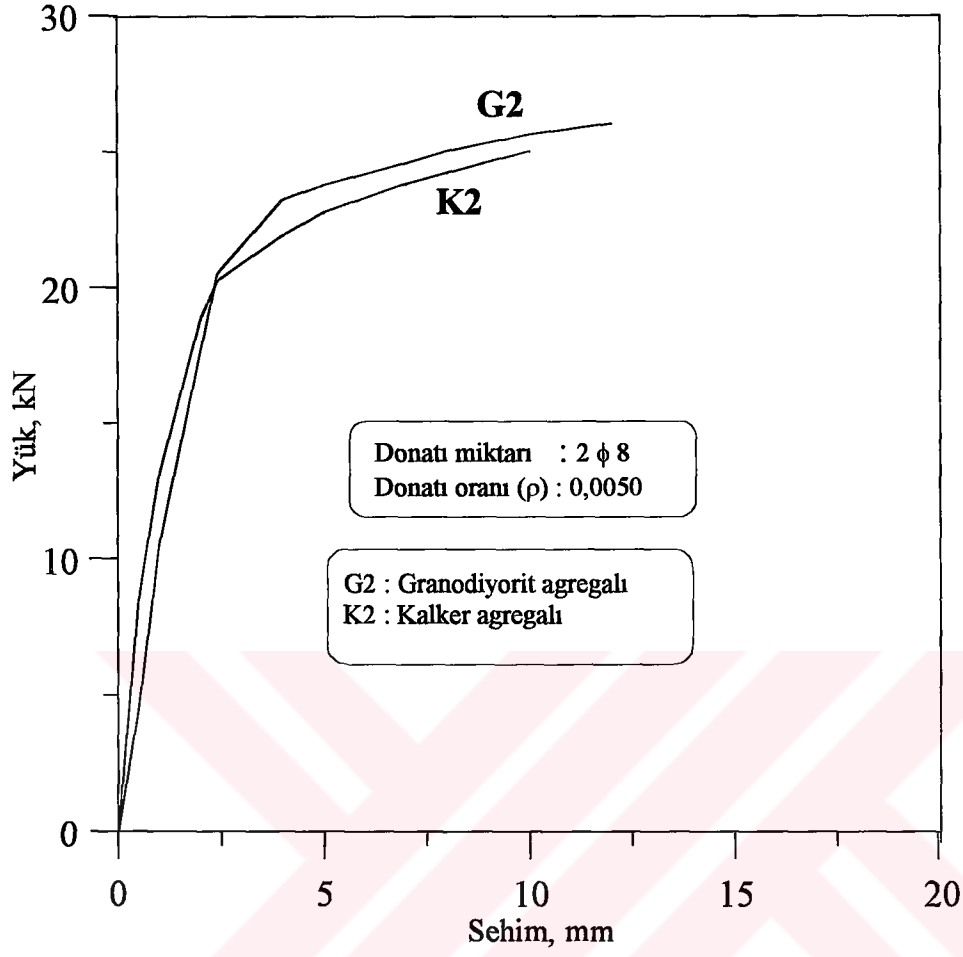
Yüksek performanslı beton ve betonarme kirişlerin yukarıda verilen deneysel eğrilerden belirlenen kırılma yükleri ve sehimleri, karşılaştırmak amacıyla, daha önceki çalışmalardan [87] alınan ve bu çalışma kapsamında üretilen geleneksel ve hafif beton ve betonarme kirişlerinkilerle birlikte Çizelge 20'de verilmektedir. Deneye tabi tutulan kirişlerden bazılarının genel görünümü Şekil 60'ta, sabit moment bölgesindeki çatlama durumlarının yakın görünümü ise Şekil 61.a ve Şekil 61.b'de verilmektedir.



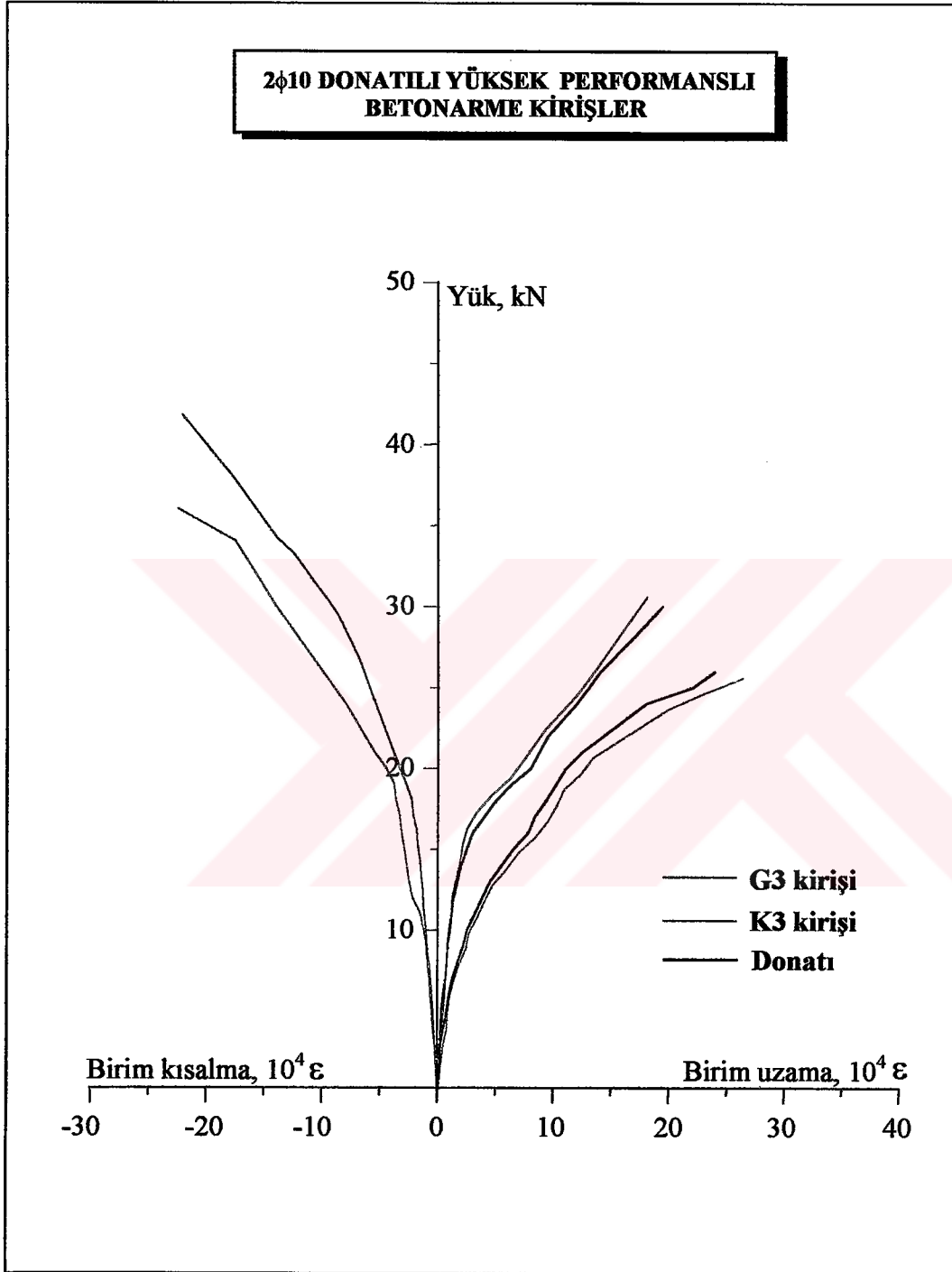
Şekil 34. Birinci seri yüksek performanslı beton kirişlerde yük-şekildeğiştirme eğrileri



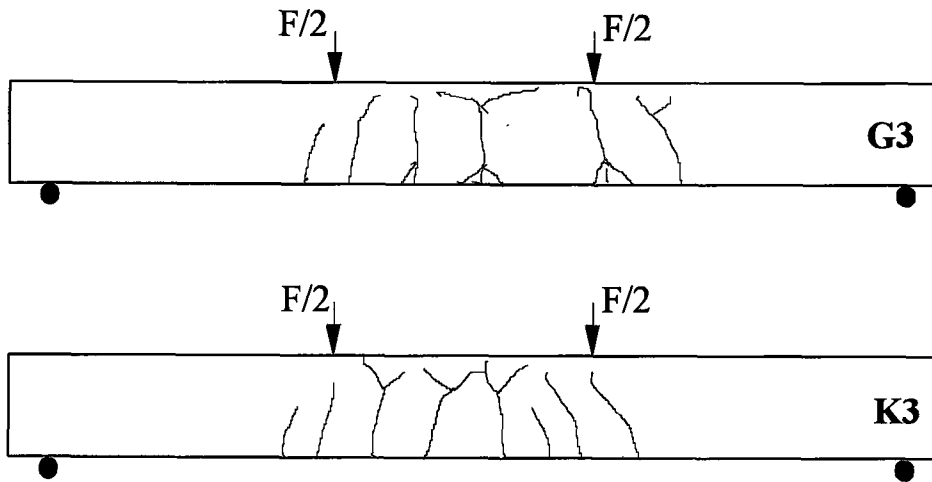
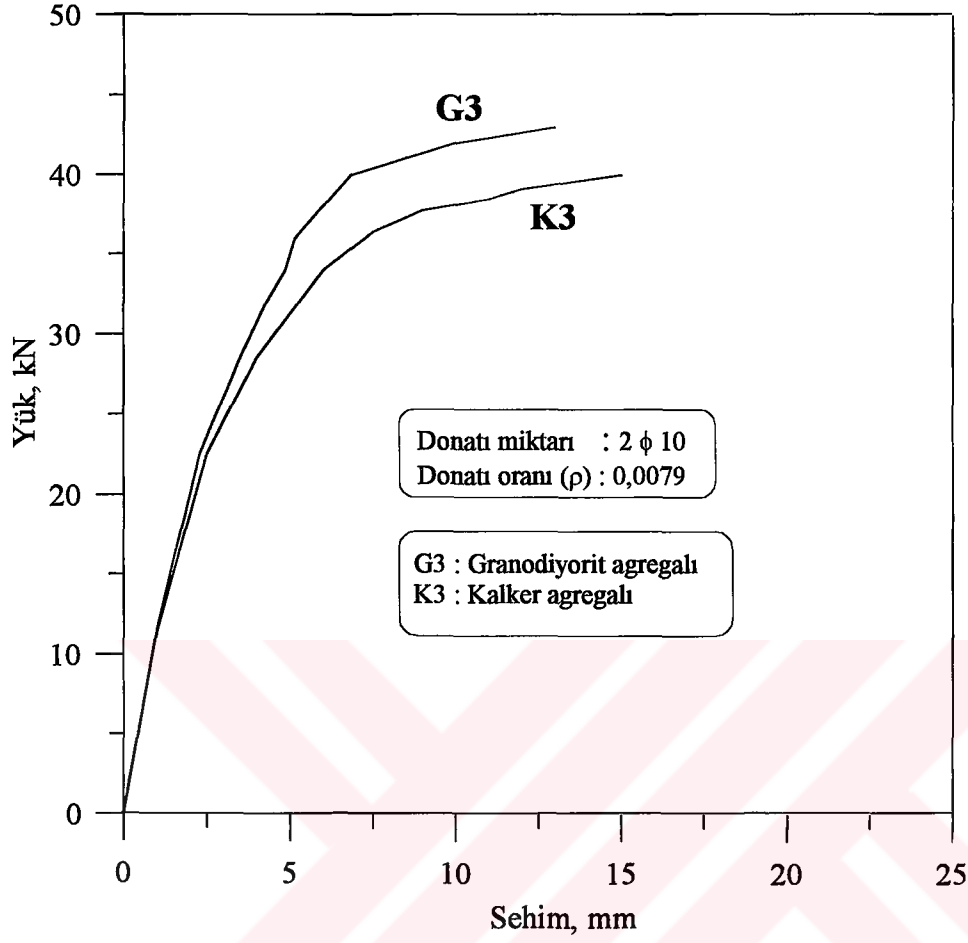
Şekil 35. İkinci seri yüksek performanslı betonarme kirişlerde yük-şekildeğiştirme eğrileri



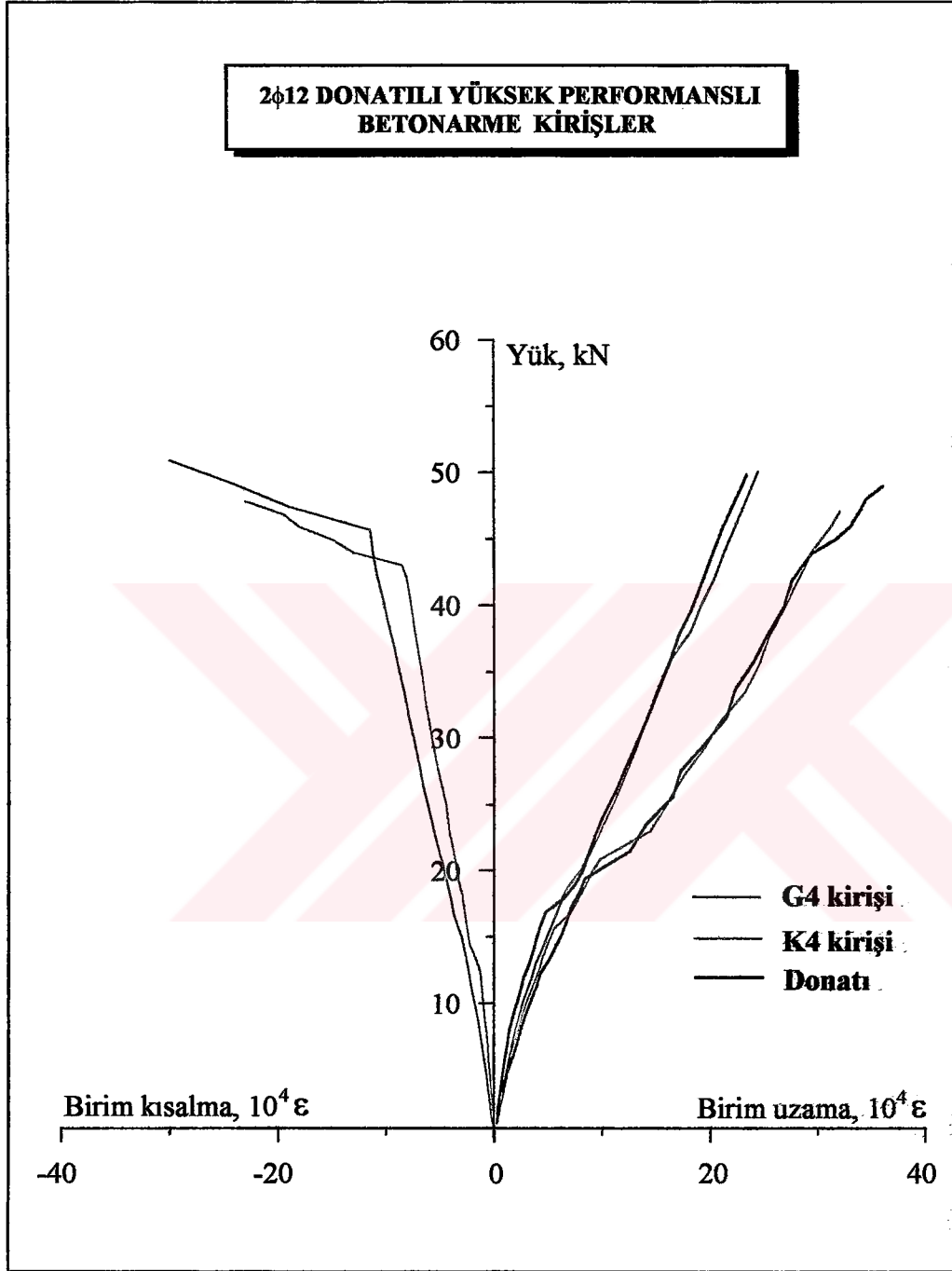
Şekil 36. İkinci seri yüksek performanslı betonarme kirişlerde yük-sehim eğrileri ve çatlama



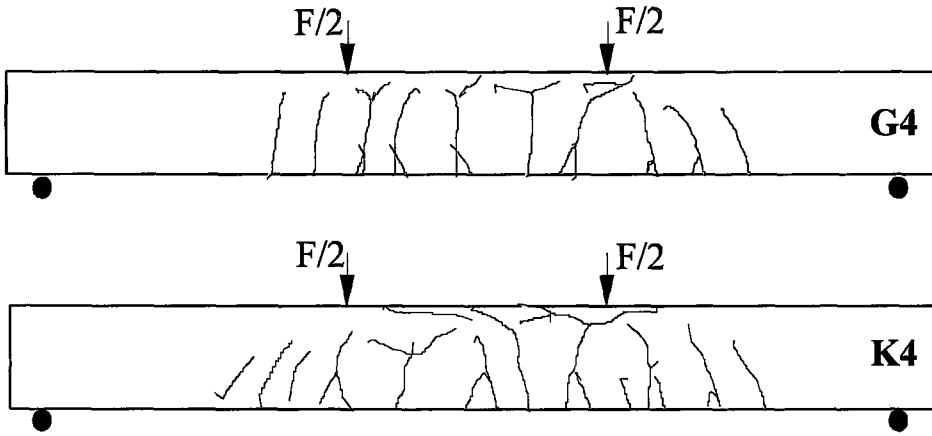
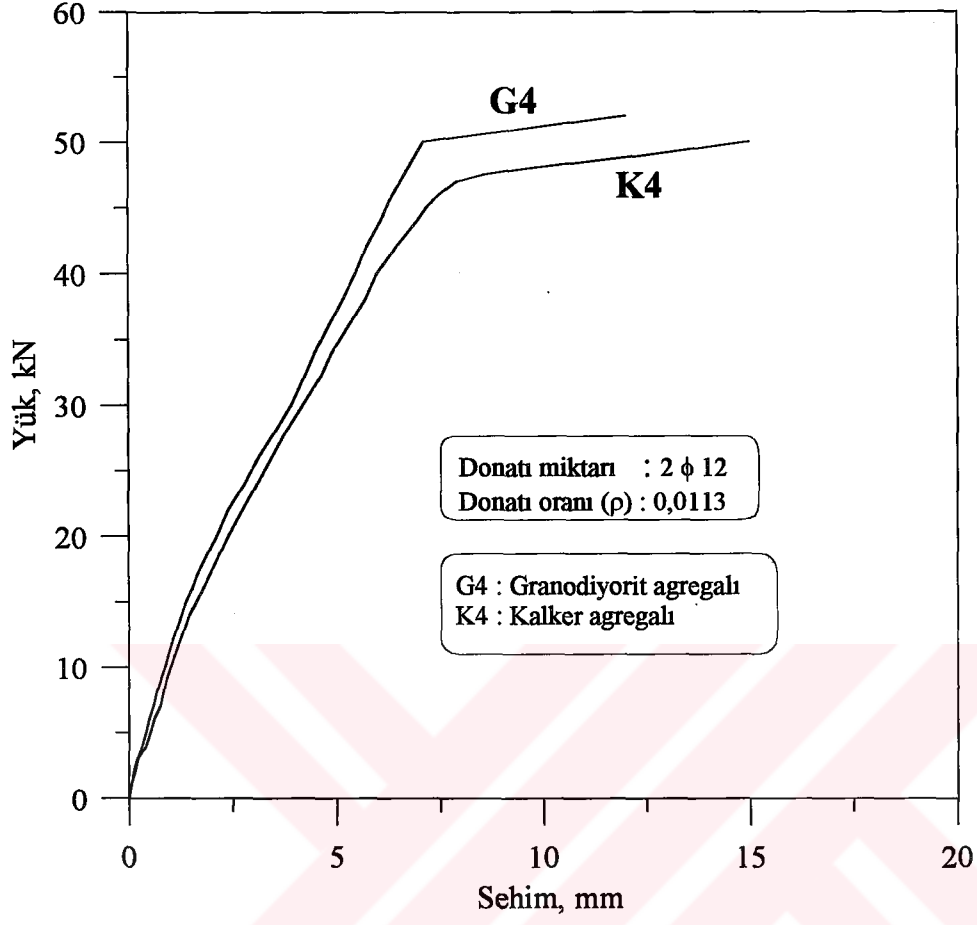
Şekil 37. Üçüncü seri yüksek performanslı betonarme kirişlerin yük-şekildeğiştirme eğrileri



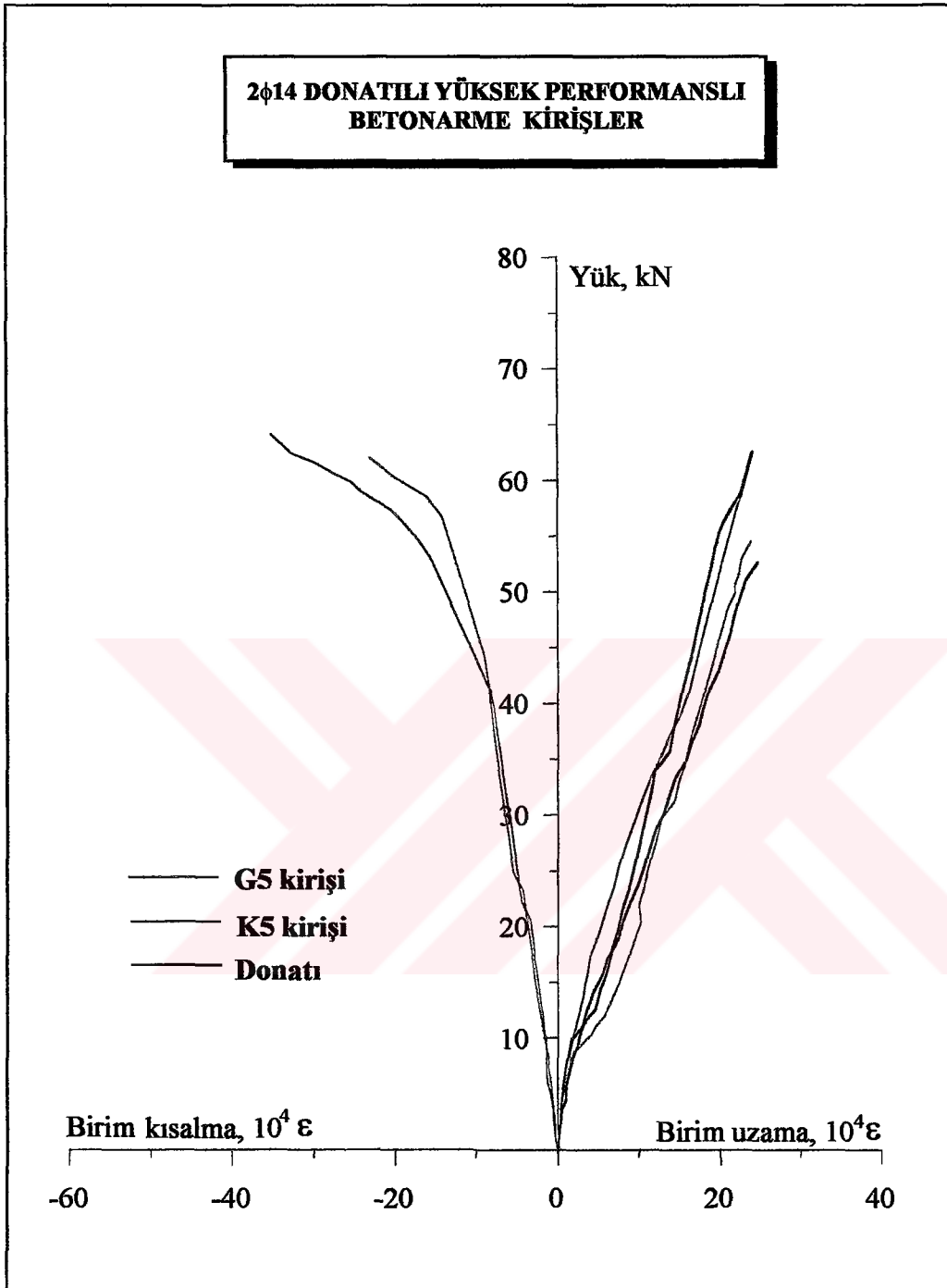
Şekil 38. Üçüncü seri yüksek performanslı betonarme kirişlerde yük-sehim eğrileri ve çatlamlar



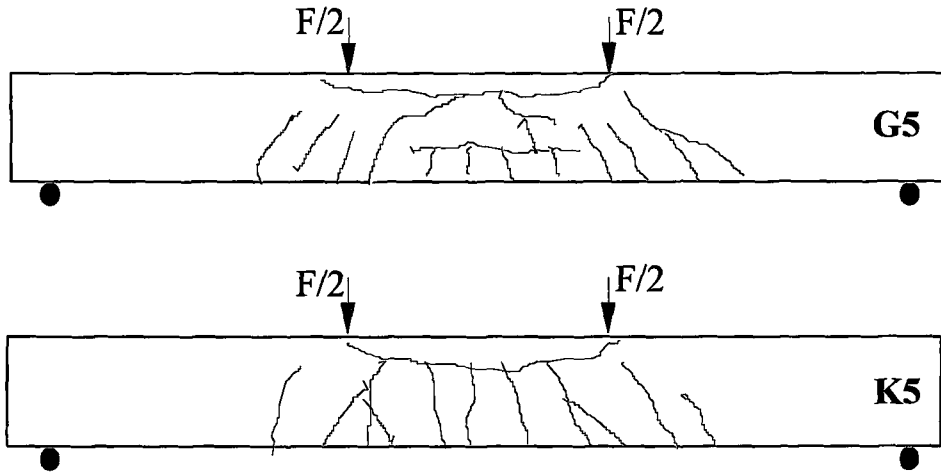
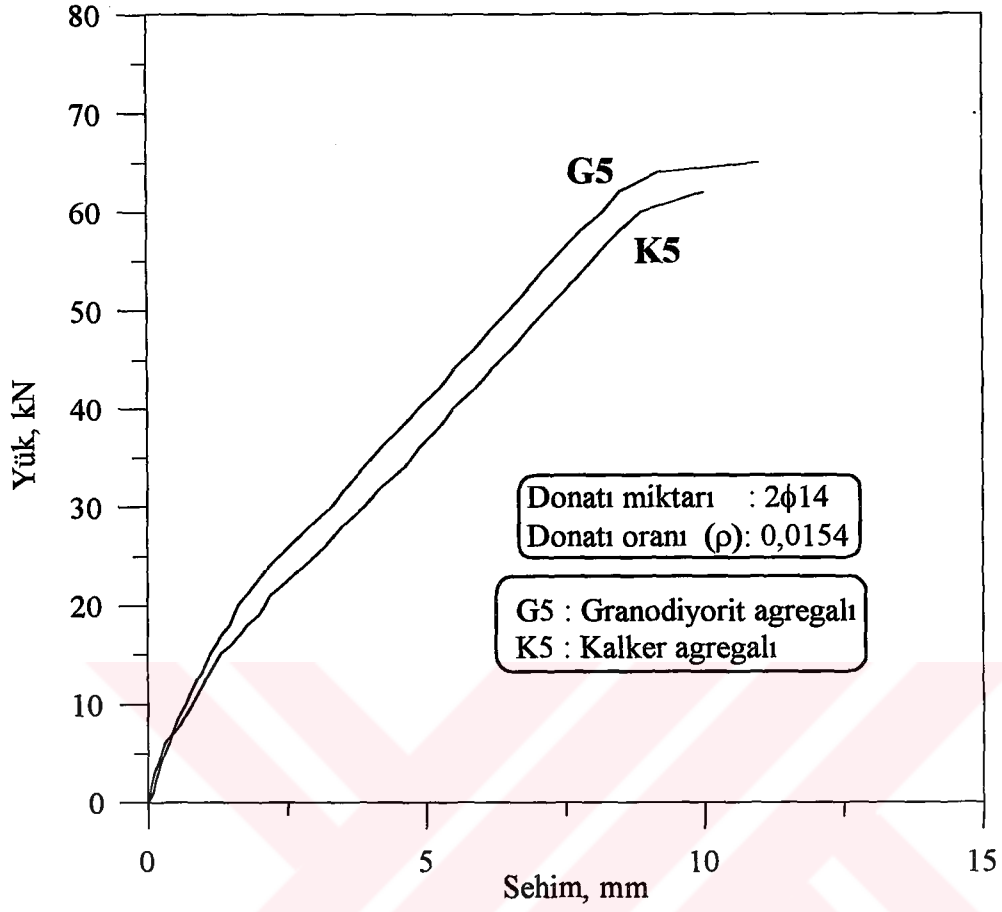
Şekil 39. Dördüncü seri yüksek performanslı betonarme kirişlerde yük-şekildeğiştirme eğrileri



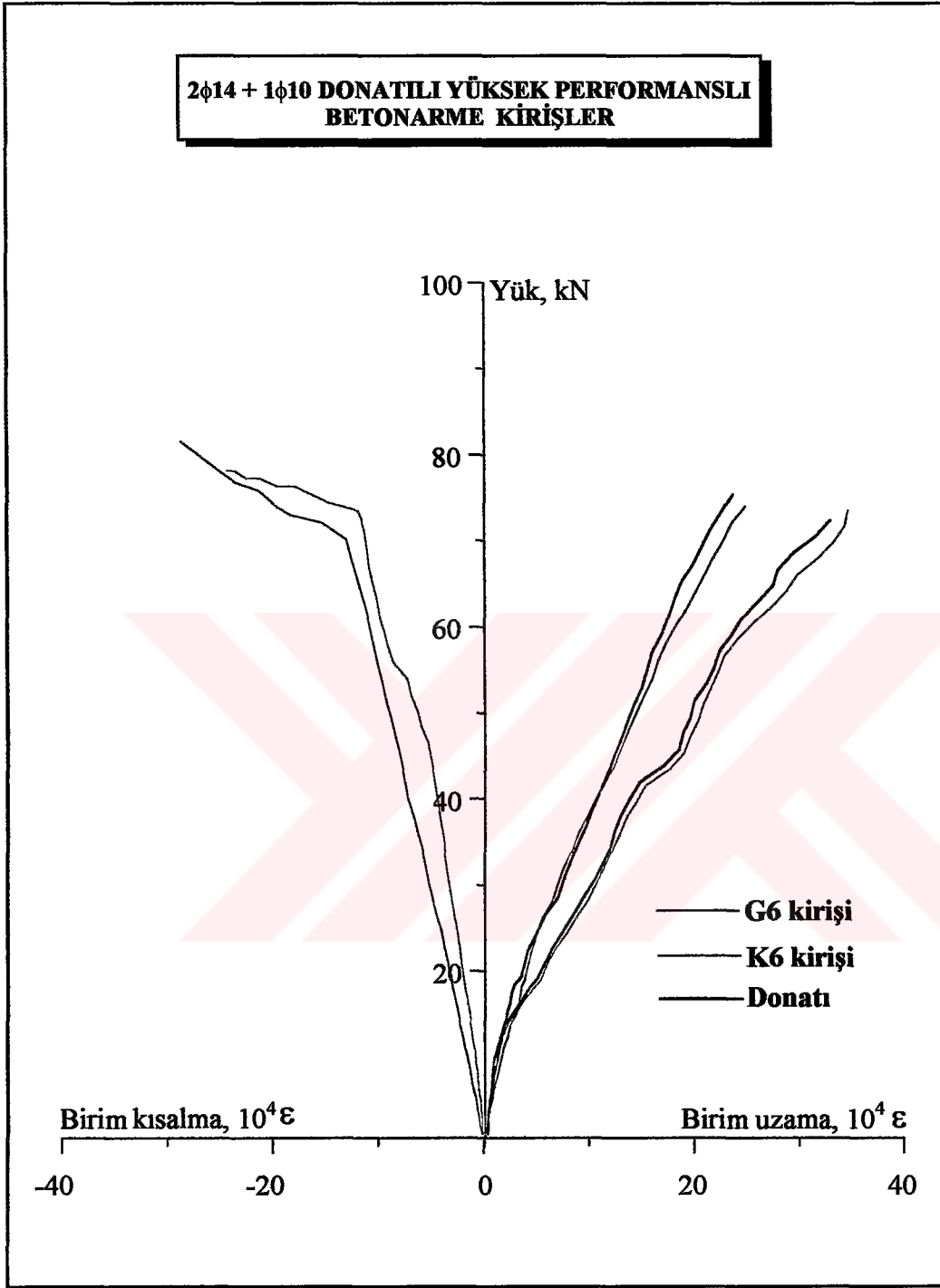
Şekil 40. Dördüncü seri yüksek performanslı betonarme kirişlerde yük-sehim eğrileri ve çatlamlar



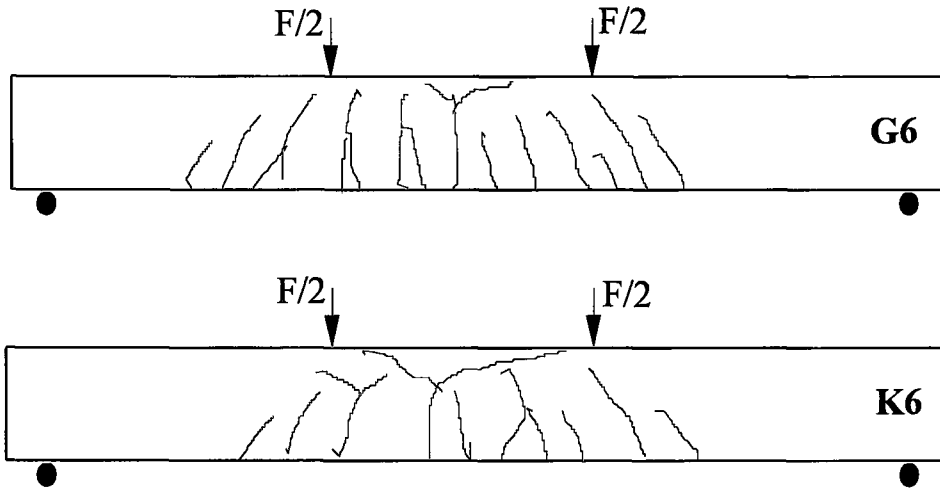
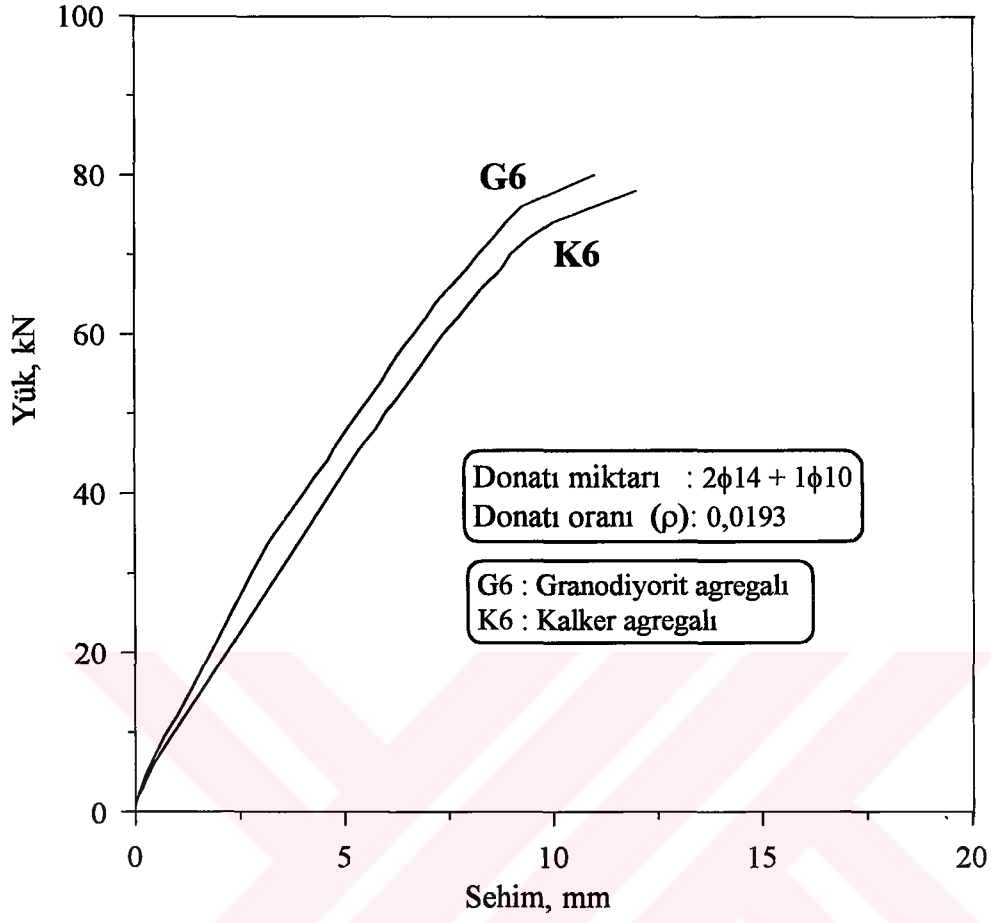
Şekil 41. Beşinci seri yüksek performanslı betonarme kirişlerde yük- şekildeğiştirme eğrileri



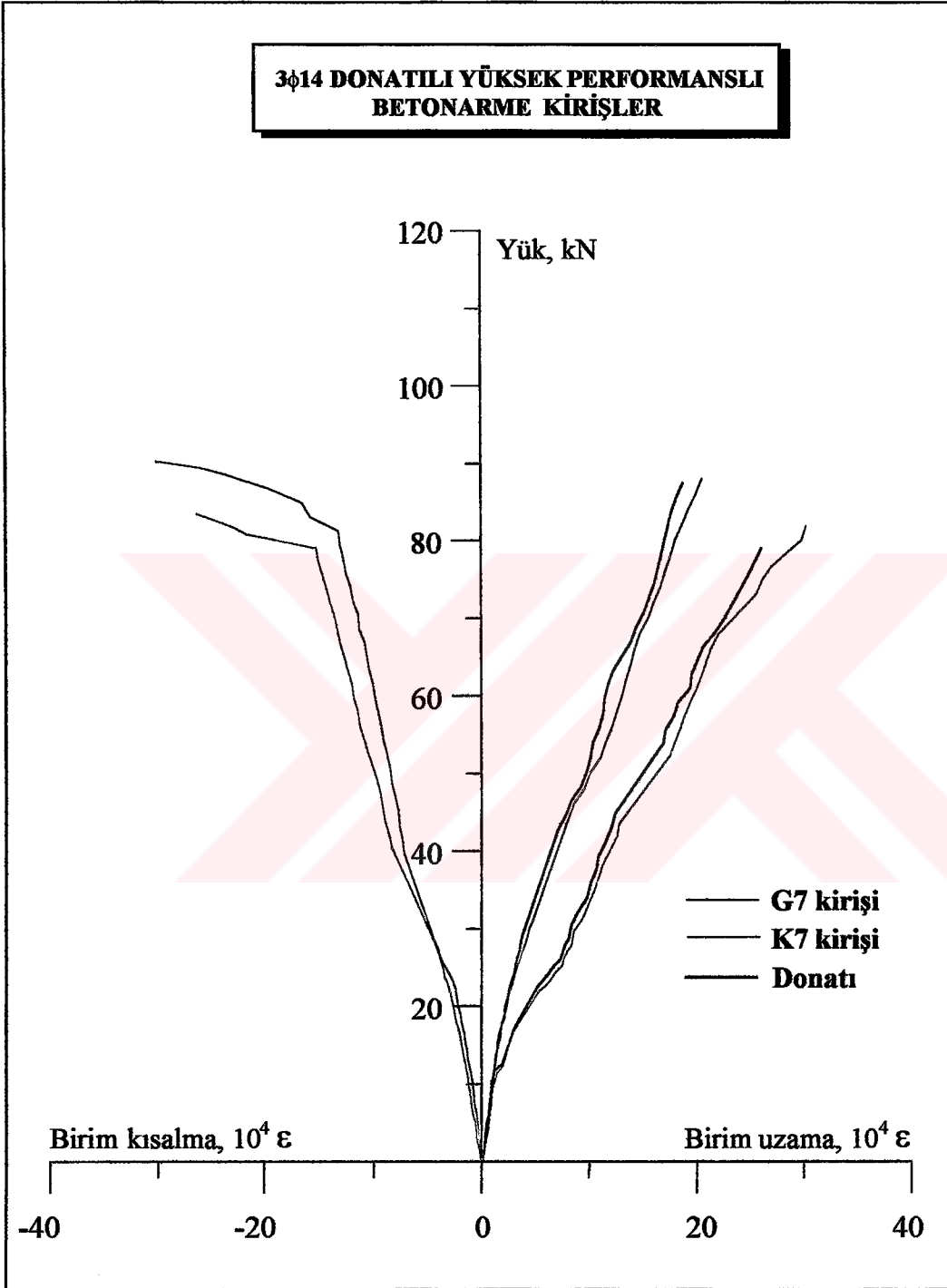
Şekil 42. Beşinci seri yüksek performanslı betonarme kirişlerde yük-sehim eğrileri ve çatlamlar



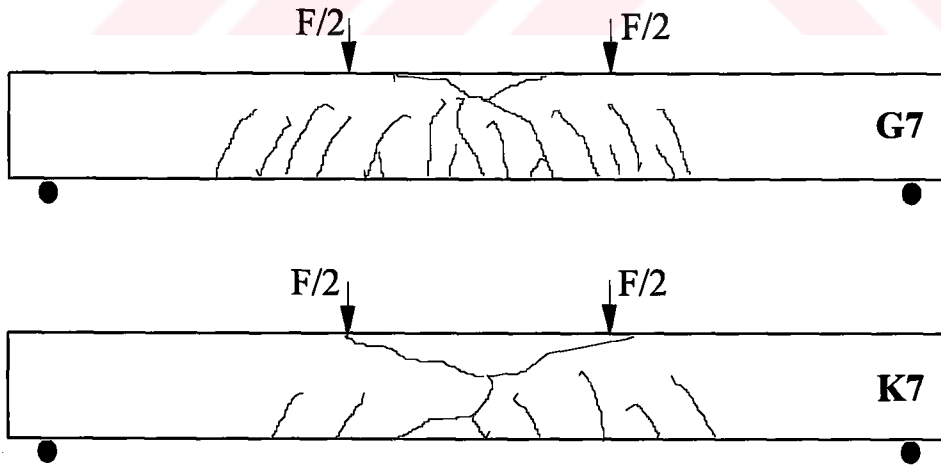
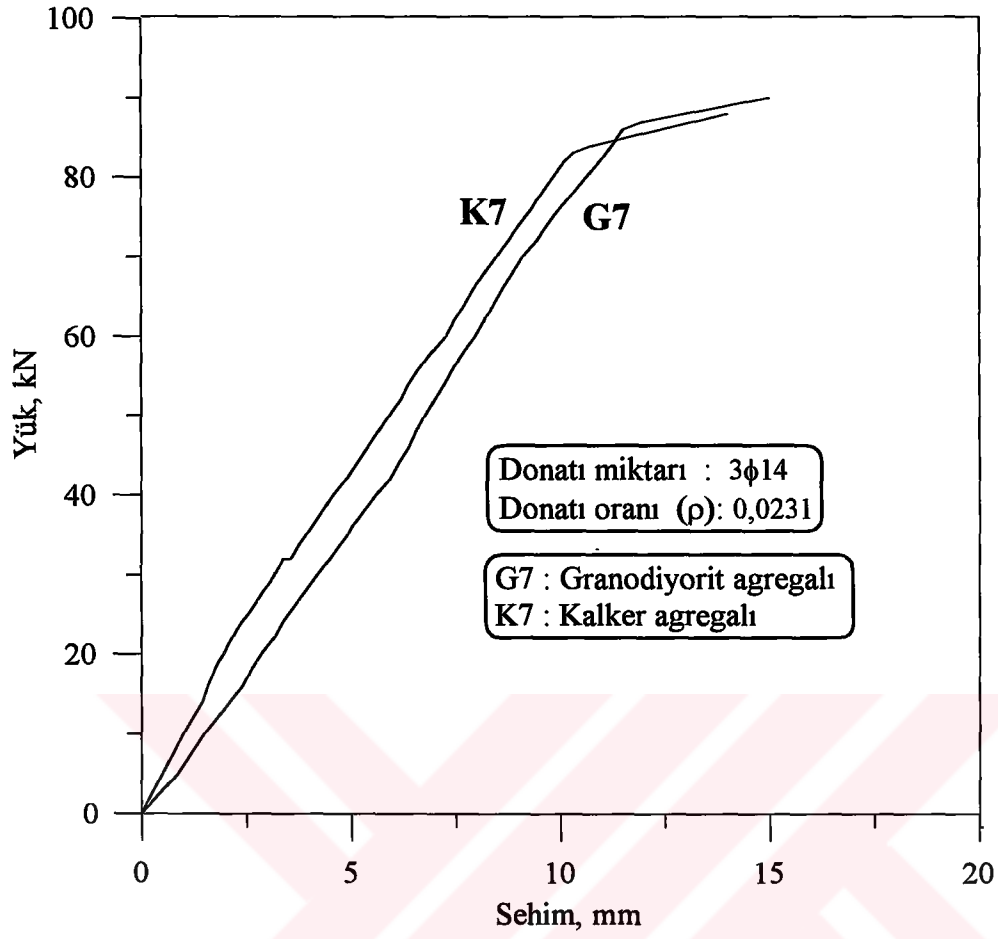
Şekil 43. Altıncı seri yüksek performanslı betonarme kirişlerde yük- şekildeğiştirme eğrileri



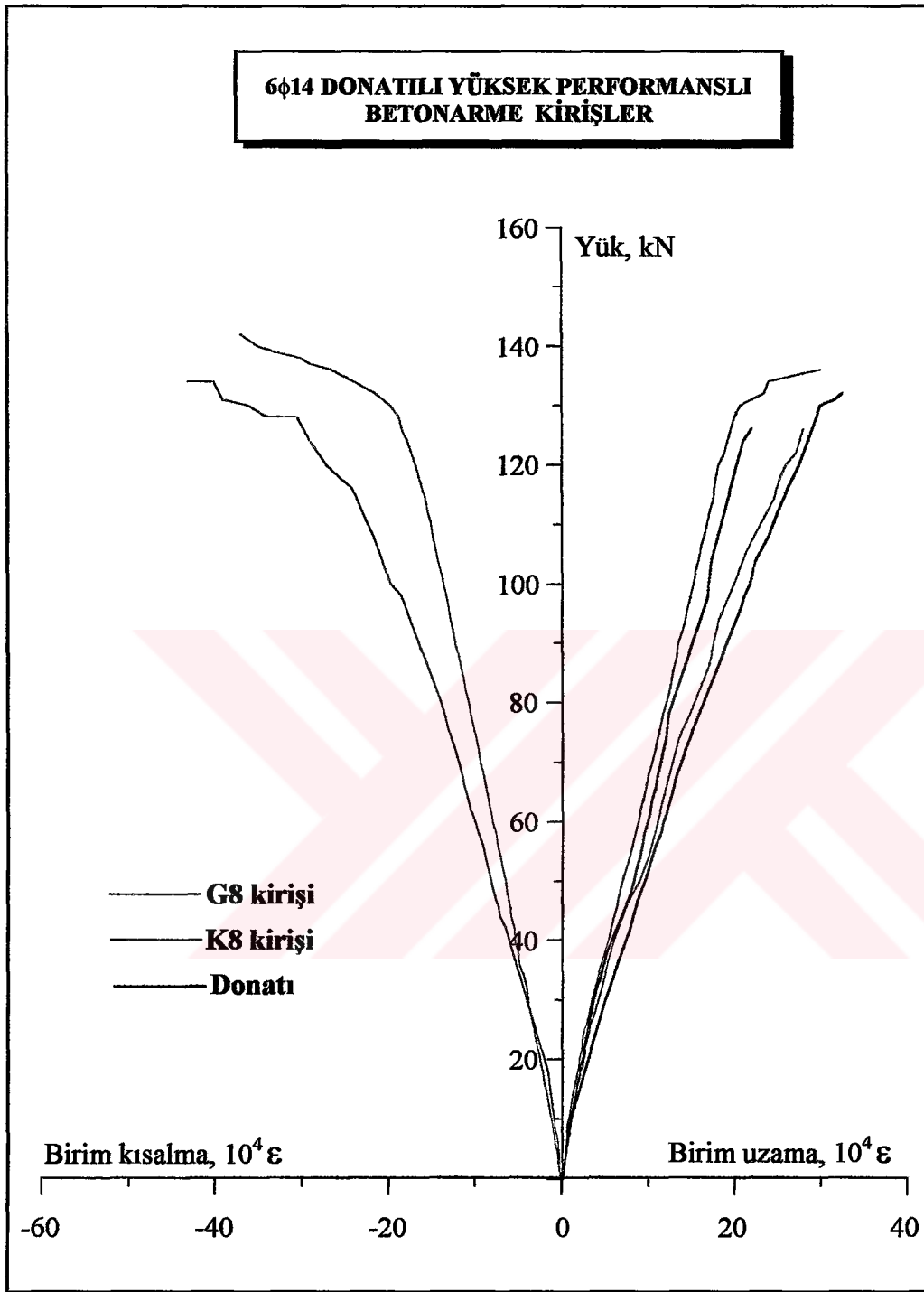
Şekil 44. Altıncı seri yüksek performanslı betonarme kirişlerde yük-sehim eğrileri ve çatlama



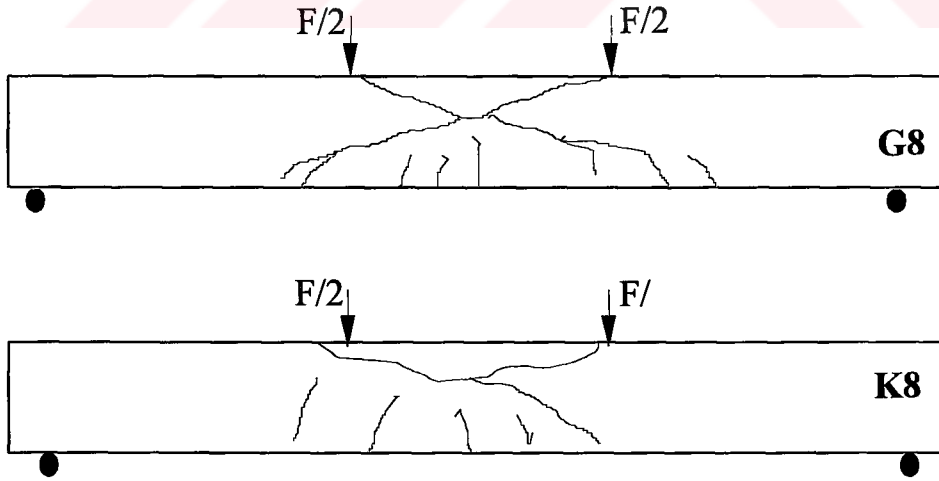
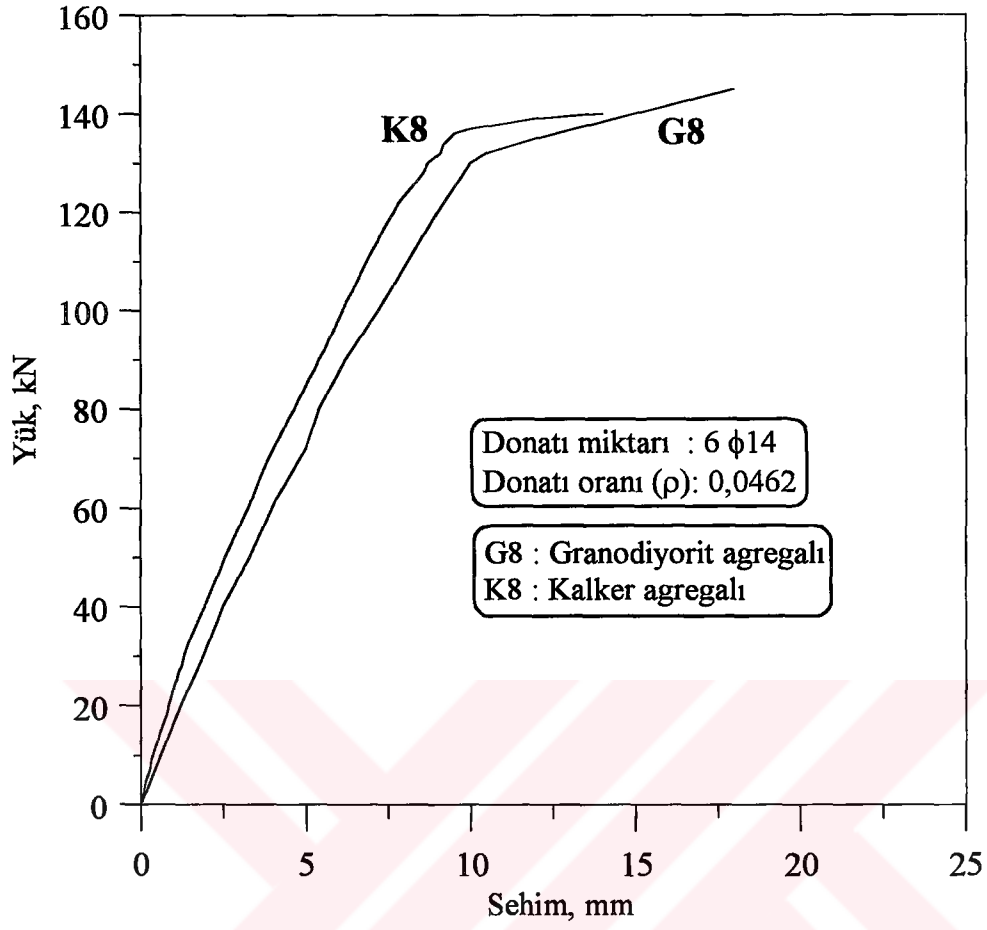
Şekil 45. Yedinci seri yüksek performanslı betonarme kirişlerin yük- şekildeğiştirme eğrileri



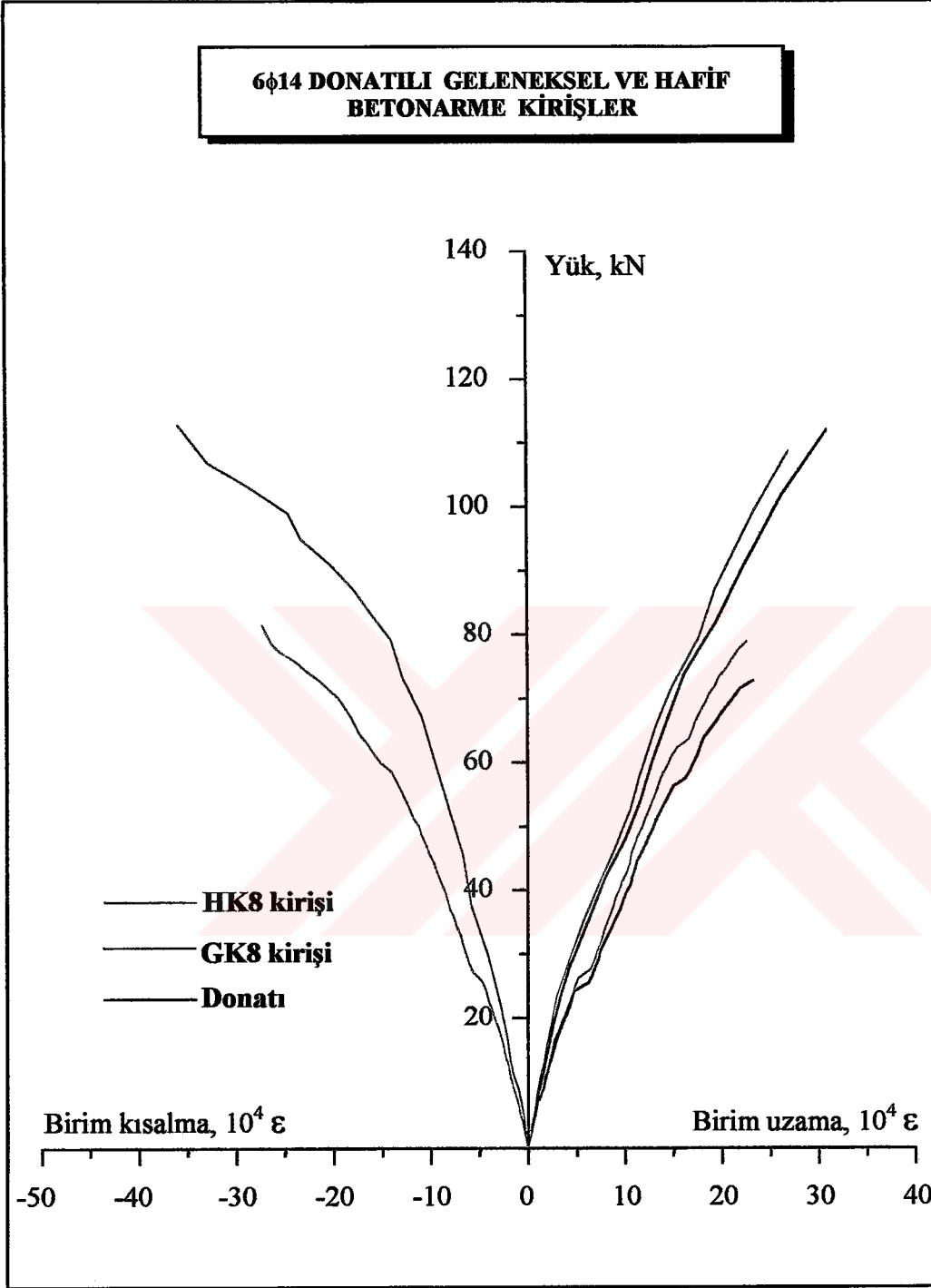
Şekil 46. Yedinci seri yüksek performanslı betonarme kirişlerde yük-sehim eğrileri ve çatlamlar



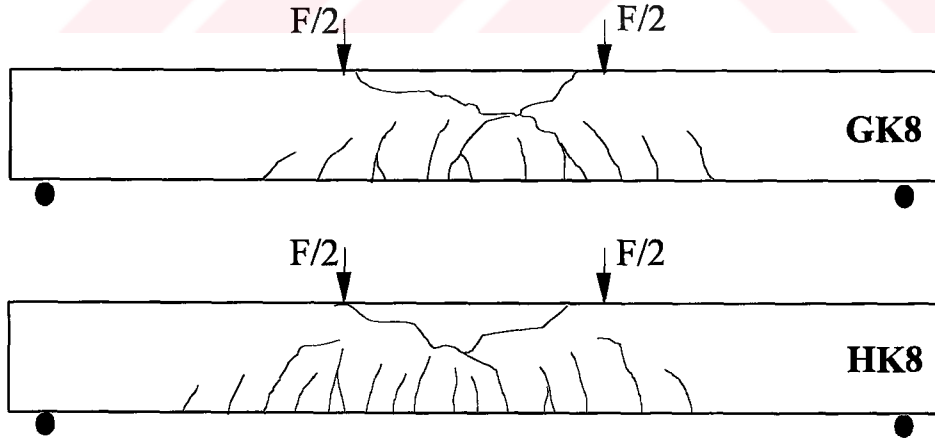
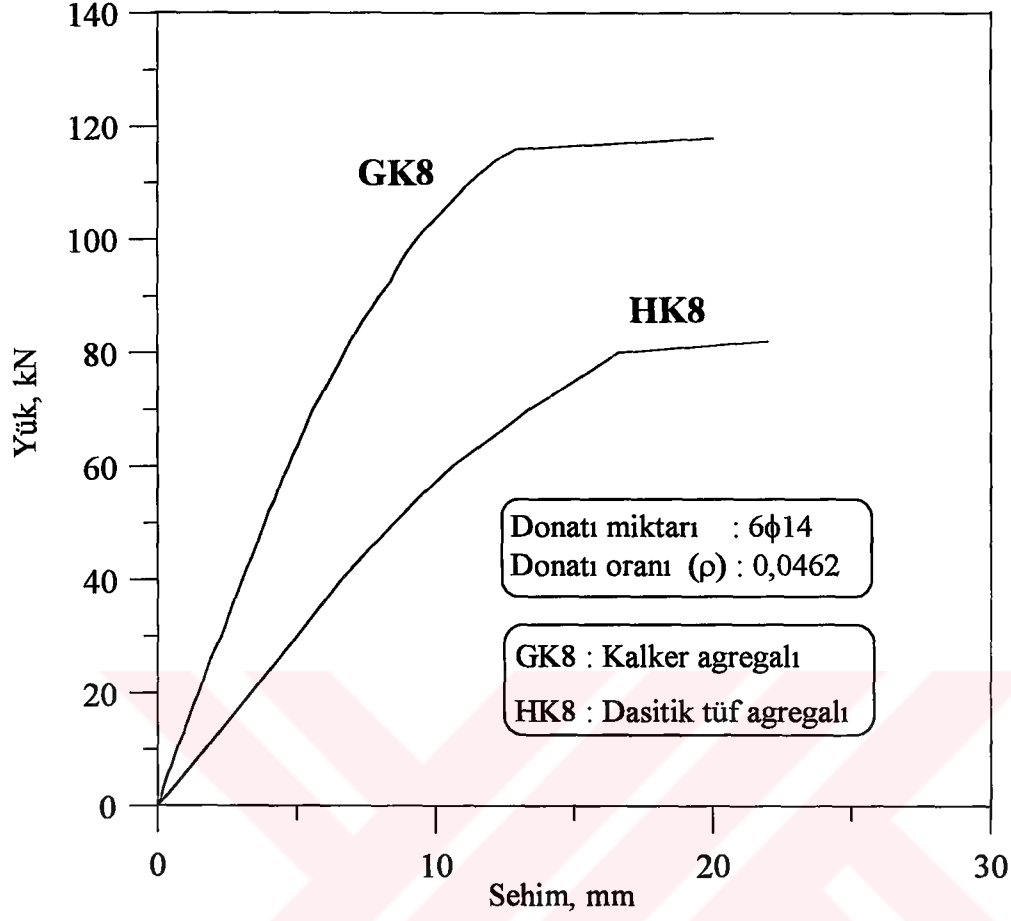
Şekil 47. Sekizinci seri yüksek performanslı betonarme kirişlerde yük- şekildeğiştirme eğrileri



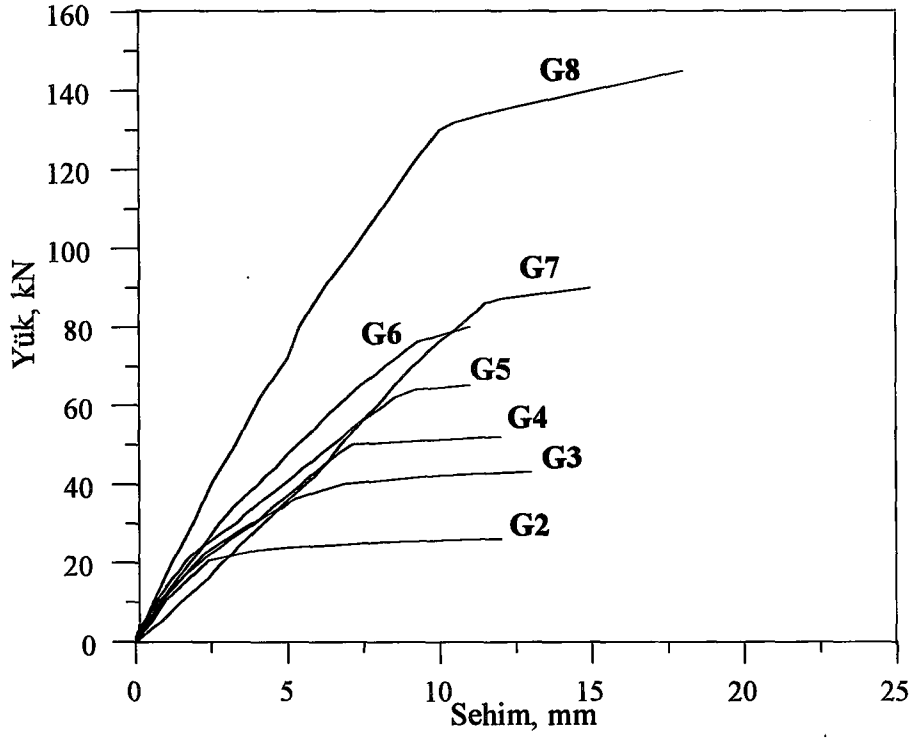
Şekil 48. Sekizinci seri yüksek performanslı betonarme kirişlerde yük-sehim eğrileri ve çatlamlar



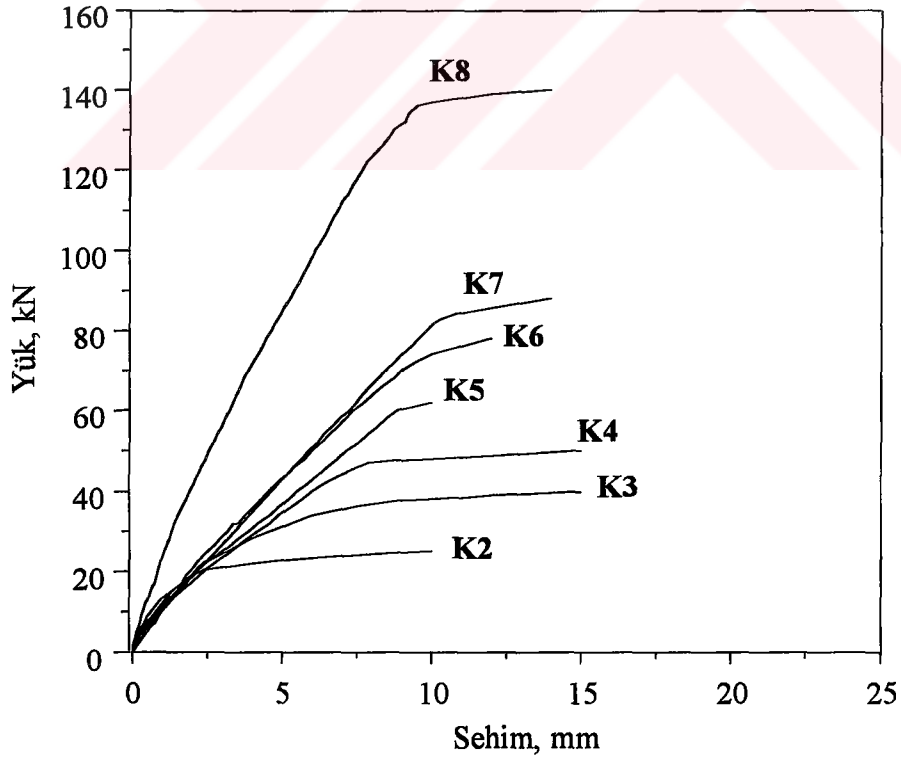
Şekil 49. Sekizinci seri geleneksel ve hafif betonarme kirişlerde yük-şekildeğiştirme eğrileri



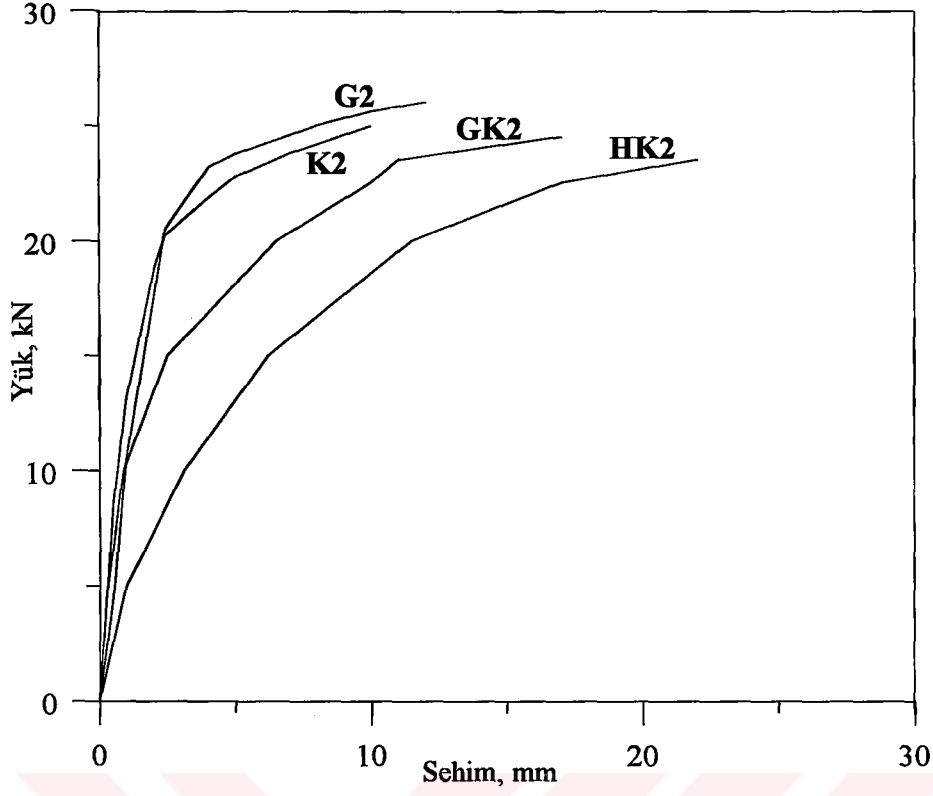
Şekil 50. Sekizinci seri geleneksel ve hafif betonarme kirişlerde yük-sehim eğrileri ve çatlamlar



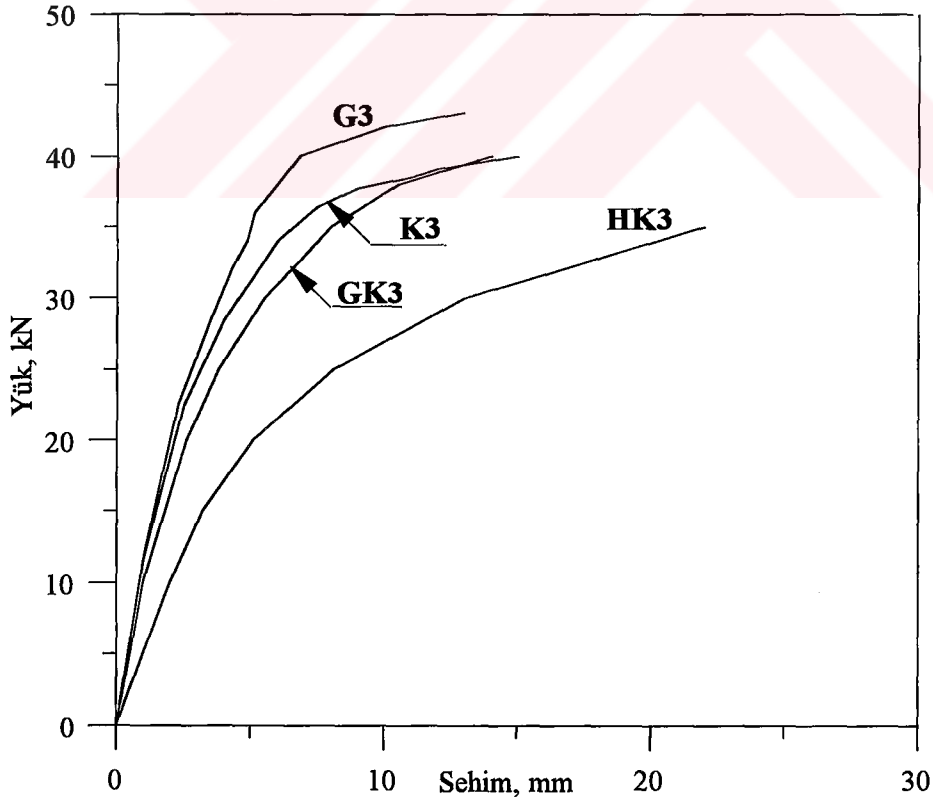
Şekil 51. Granodiyorit agregasıyla üretilen yüksek performanslı betonarme kirişlerin yük-sehim eğrileri



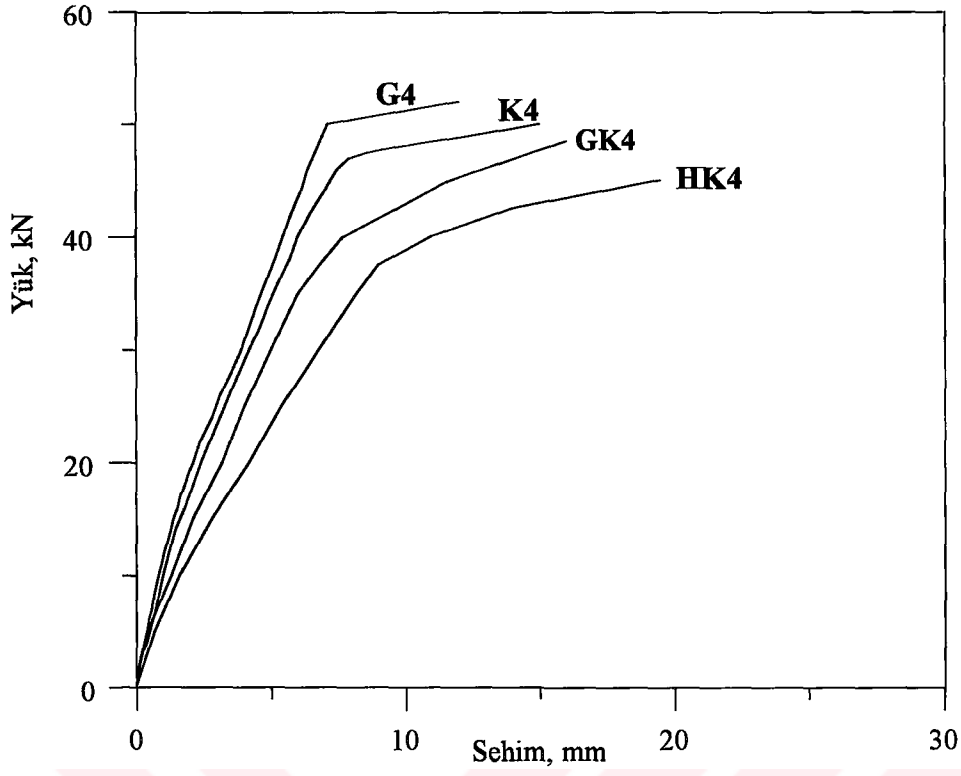
Şekil 52. Kalker agregasıyla üretilen yüksek performanslı betonarme kirişlerin yük-sehim eğrileri



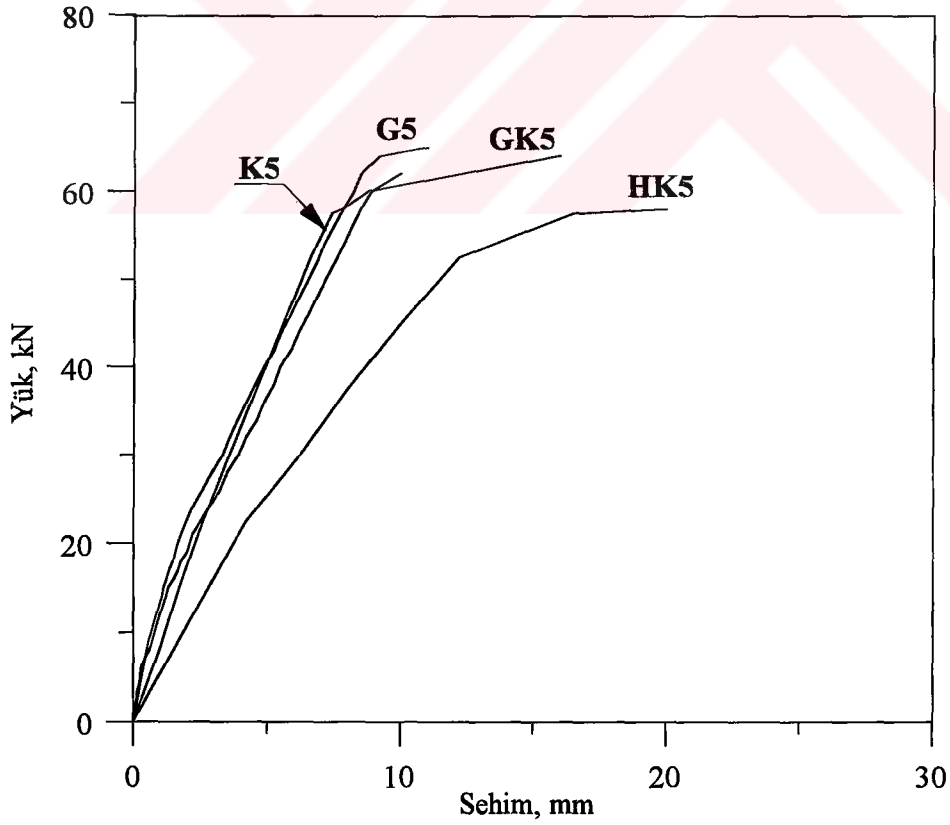
Şekil 53. İkinci seri betonarme kirişlerin yük-sehim eğrilerinin karşılaştırılması



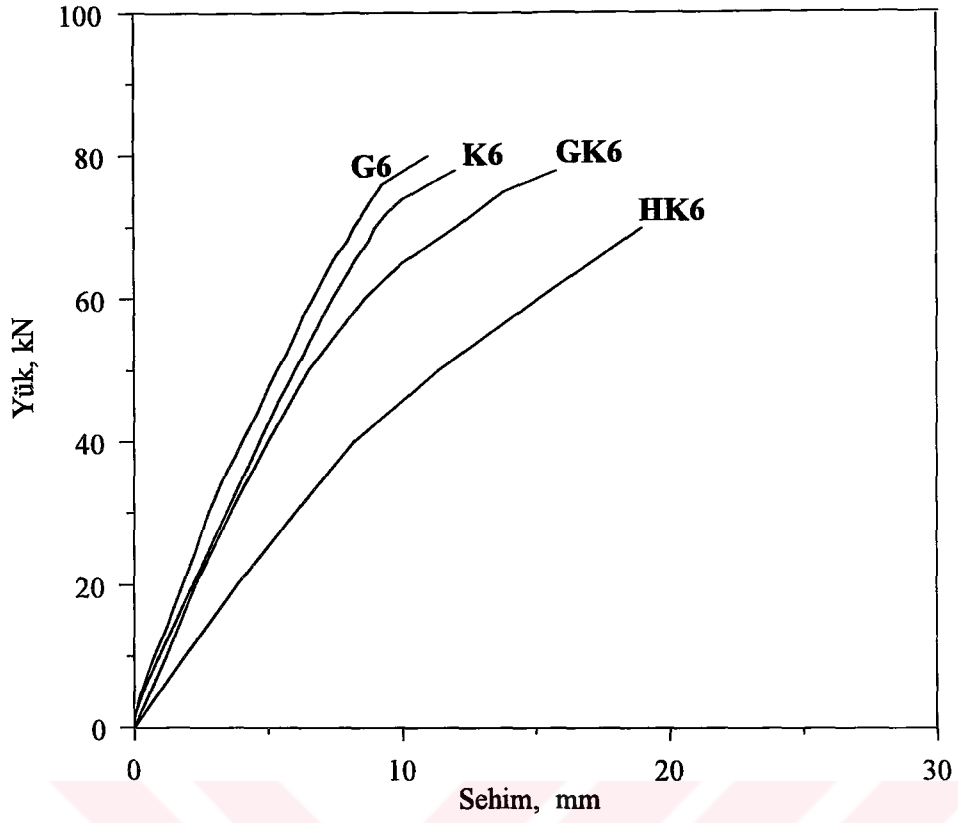
Şekil 54. Üçüncü seri betonarme kirişlerin yük-sehim eğrilerinin karşılaştırılması



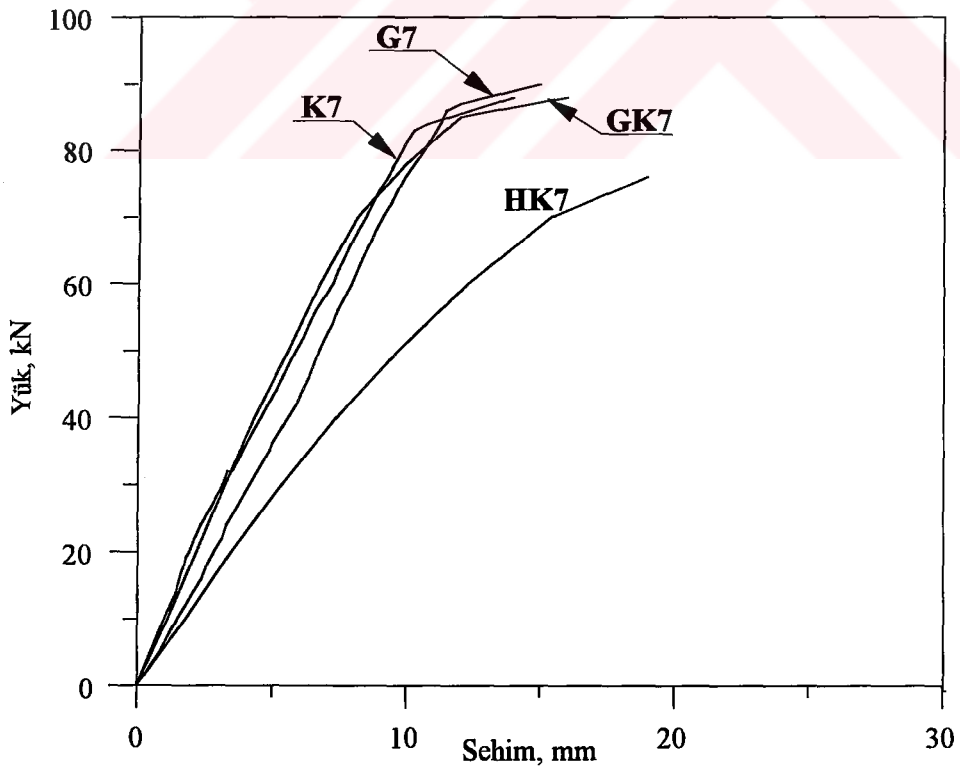
Şekil 55. Dördüncü seri betonarme kirişlerin yük-sehim eğrilerinin karşılaştırılması



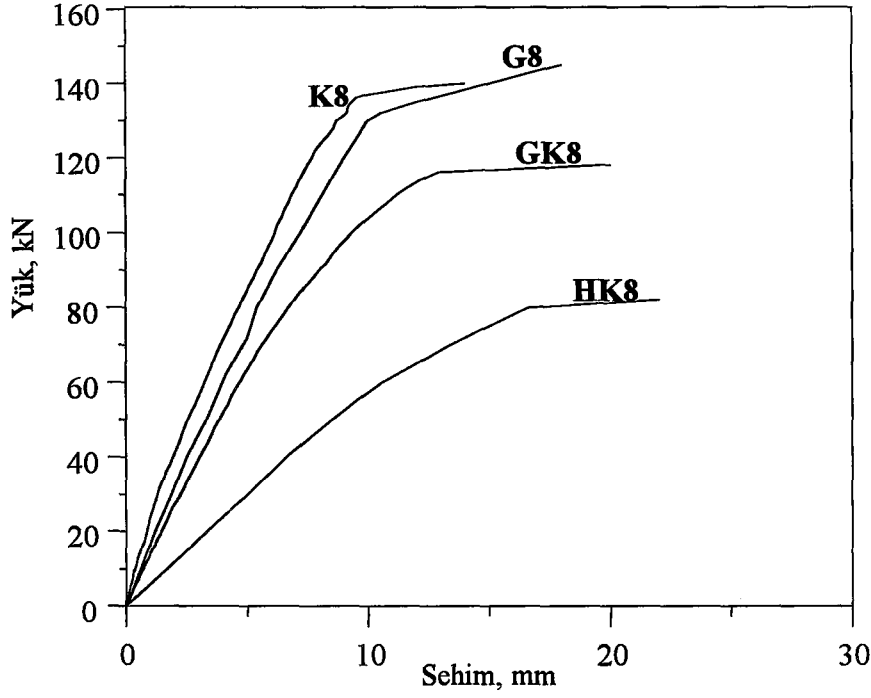
Şekil 56. Beşinci seri betonarme kirişlerin yük-sehim eğrilerinin karşılaştırılması



Şekil 57. Altıncı seri betonarme kirişlerin yük-sehim eğrilerinin karşılaştırılması



Şekil 58. Yedinci seri betonarme kirişlerin yük-sehim eğrilerinin karşılaştırılması



Şekil 59. Sekizinci seri betonarme kirişlerin yük-sehim eğrilerinin karşılaştırılması

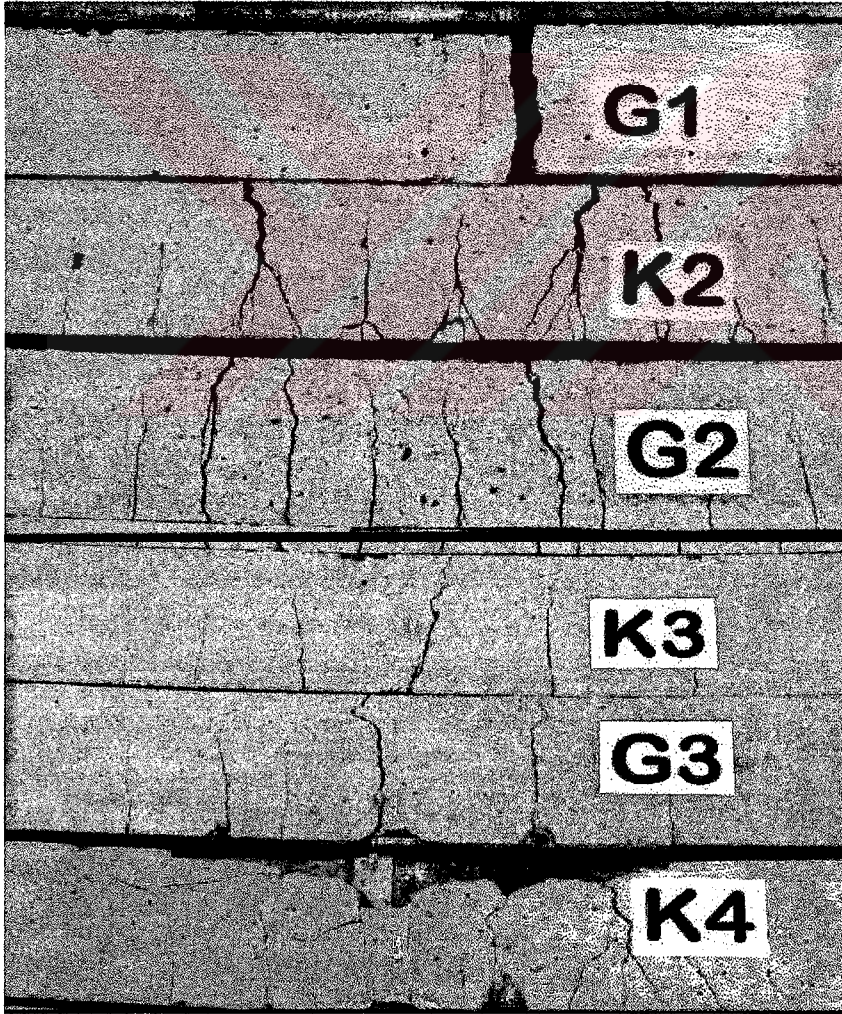
Çizelge 20. Yüksek performanslı, geleneksel ve hafif beton ve betonarme kirişlerin deneysel kırılma yükleri (kN) ve sehimleri (mm)

Seri no (i)	Donatı	G_i		K_i		GK_i [87]		HK_i [87]	
		Yük	Sehim	Yük	Sehim	Yük	Sehim	Yük	Sehim
1	Donatısız	10	-	7,5	-	6	-	5	-
2	2 ϕ 8	26	12	25	10	24,5	17	23,5	22
3	2 ϕ 10	43	13	40	15	40	14	35	22
4	2 ϕ 12	52	12	50	15	48,5	16	45	20
5	2 ϕ 14	65	11	62	10	64	16	58	20
6	2 ϕ 14+1 ϕ 10	80	11	78	12	77,5	16	70	19
7	3 ϕ 14	90	15	88	14	88	16	76	19
8	6 ϕ 14	145	18	140	14	118*	20*	82*	22*

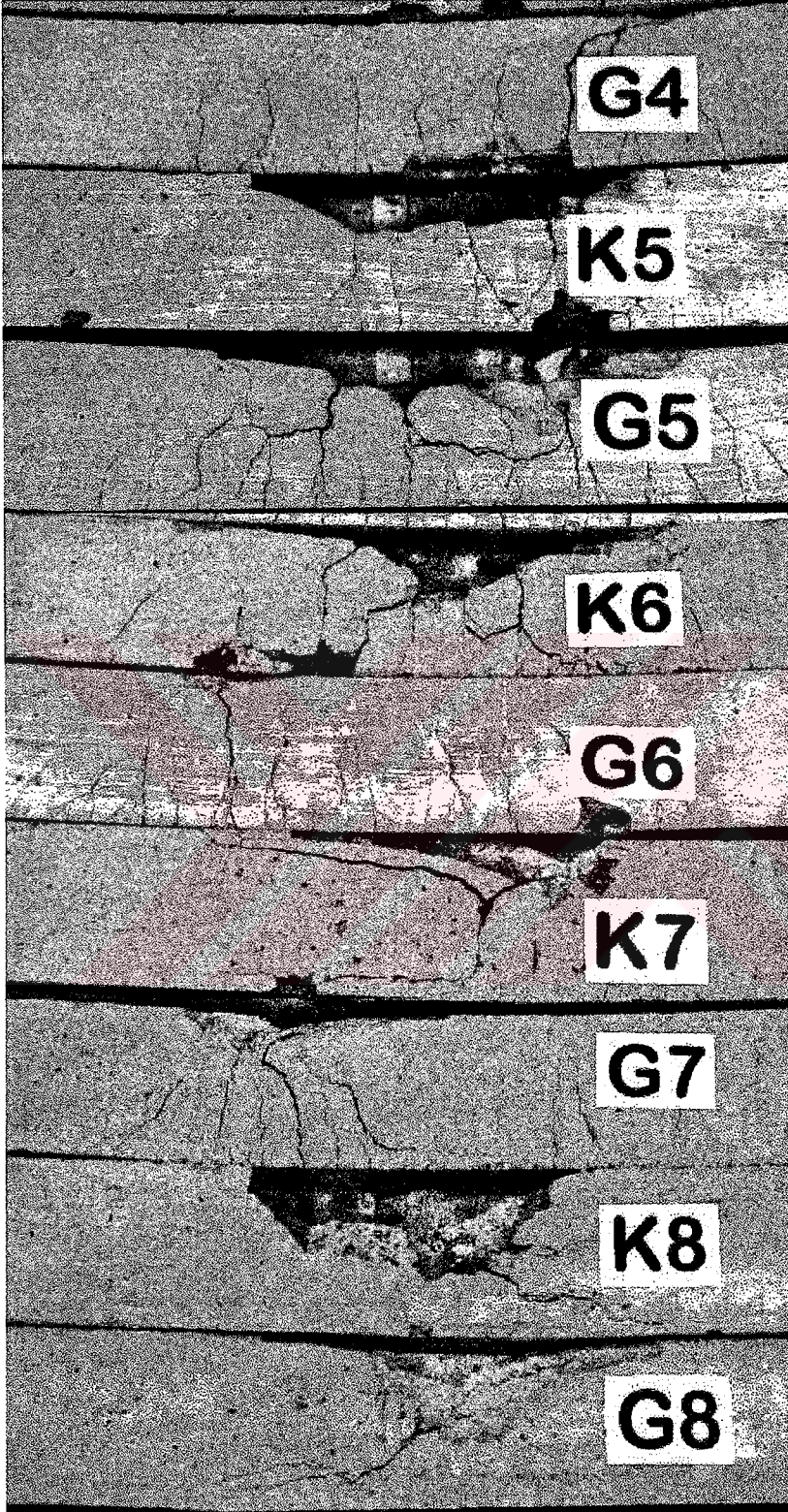
(*)Bu çalışmada, yüksek performanslı kirişlerle beraber, üretilmiştir



Şekil 60. Donatılı ve donatısız yüksek performanslı beton kirişlerin deneyden sonraki görünüşleri



Şekil 61.a. Kirişlerin sabit moment bölgesinin deneyden sonraki görünüşleri



Şekil 61.b. Kirişlerin sabit moment bölgesinin deneyden sonraki görünümleri

2.2.6. Kirişlerin Dengeli, Kritik ve Minimum Donatı Oranları

Yüksek performanslı, geleneksel ve hafif betonarme kirişlerin TS 500'e [8] göre karakteristik dengeli donatı oranı, hesap dengeli donatı oranı, kritik ve minimum donatı oranları belirlenmiştir. Karakteristik dengeli donatı oranının belirlenmesinde bu çalışmaya konu olan beton ve donatının karakteristik dayanımları, hesap dengeli donatı oranı, kritik ve minimum donatı oranlarının belirlenmesinde ise hesap dayanımları kullanılmıştır. Hesaplanan bu oranlar Çizelge 21'de verilmektedir.

Çizelge 21. Deneysel kirişlerin dengeli, kritik ve minimum donatı oranları

Kiriş türü	Karakt. Dengeli Donatı Oranı (ρ_b) (TS500)	Hesap Dengeli Donatı Oranı (ρ_b) (TS500)	Kritik Donatı Oranı (ρ_c) ($0,122\sqrt{f_{cd}/f_{yd}}$)	Minimum Donatı Oranı (ρ_{min}) ($1,2 / f_{yd}$)
G	0,061	0,048	0,0029	0,0038
K	0,056	0,045	0,0025	0,0038
GK	0,041	0,033	0,0019	0,0038
HK	0,022	0,018	0,0013	0,0038

2.2.7. Kirişlerin Kırılma ve Kullanım Momentleri

Kirişlerin deneysel kırılma momentleri, gerçek kırılma yükleri (F) kullanılarak; yükleme şekli ve geometrisinden hesaplanan; $M_{re}=0,67F/2$ bağıntısıyla, teorik hesap kırılma momentleri (M_{rd}) ise;

$$M_{rd} = A_s f_{yd} \left(1 - 0,59 \rho \frac{f_{yd}}{f_{cd}}\right) d \quad (13)$$

bağıntısıyla, hesaplanmaktadır[8]. Yüksek performanslı betonarme kirişlerin teorik karakteristik kırılma momentleri (M_{rk}), karşılaştırmak amacıyla, Zia [93] ve Hisham-MacGregor [69] tarafından yüksek performanslı betonlar için önerilen bağıntılarla da, hesaplanmıştır.

Bu çalışmaya konu olan betonarme kirişlerin kullanım momentleri sadece göçme sınır durumu dikkate alınarak ve kullanım yükü altında başka hiçbir özel koşulun sağlanmasının da istenmemesi halinde, izostatik kirişler için geçerli olan; $M_s = M_{rk} / 1,5$ bağıntısıyla hesaplanmaktadır[94]. Aksine, çatlama ve şekildeğiştirme için başka sınırlar konmak isteniyor ve bu sınırlar yukarıda tanımlanan M_s 'den daha küçük değerleri gerektiriyorsa, bu durumda kullanım momentinin bir kiriş çiftinden diğerine değişeceği açıktır. Durum böyle olmakla beraber, bu çalışmada kirişlerin maksimum kullanım yüküne karşılık gelen kullanım momenti değerine kadar olan mekanik davranışlarının kendi aralarında karşılaştırılmasıyla yetinilmektedir.

Bu bağıntılarla, Çizelge 22'de verilen, kirişlerin üretiminde kullanılan beton ve donatıların hesap ve karakteristik dayanımları dikkate alınarak belirlenen kırılma momentleri, deneysel kırılma momentleriyle birlikte, Çizelge 23'te verilmektedir.

Çizelge 22. Deney kirişlerinde kullanılan beton ve donatının hesap ve karakteristik dayanımları

Kiriş türü	f_{ck} (MPa)	f_{cd} (MPa)	f_{yk} (MPa)	f_{yd} (MPa)
G	83	55	364	317
K	61	41	364	317
GK [87]	35,60	23,73	364	317
HK [87]	18,40	12,27	364	317
$f_{cd} = f_{ck} / \gamma_c$; $\gamma_c = 1,50$; $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s$; $\gamma_s = 1,15$				

2.2.7.1. Deneysel Emniyet Katsayıları

Bu çalışmada deneysel kırılma momentinin kullanım momentine oranı, deneysel emniyet katsayısı olarak adlandırılmaktadır. Çizelge 23 yardımıyla, $\gamma_r = M_{re} / M_{rk}$ ve $\gamma_s = M_{re} / M_s$ olarak hesaplanan bu oranlar Çizelge 24'te verilmektedir.

Çizelge 23. Yüksek performanslı, geleneksel ve hafif beton ve betonarme kirişlerin deneysel ve teorik kırılma ve kullanım momentleri

K İ R İ Ş S E R İ L E R İ																
Momentler (kNm)	1. SERİ (Donatısız)				2. SERİ (2φ8)				3. SERİ (2φ10)				4. SERİ (2φ12)			
	G1	K1	GK1	HK1	G2	K2	GK2	HK2	G3	K3	GK3	HK3	G4	K4	GK4	HK4
M_{fe}	3,35	2,51	1,97	1,65	8,71	8,38	8,21	7,87	14,41	13,40	13,40	11,73	17,42	16,75	16,25	15,08
M_{rk} (TS500[8])	-	-	-	-	6,50	6,47	6,39	6,20	10,08	10,01	9,80	9,34	14,38	14,23	13,81	12,87
M_{rd} (TS500[8])	-	-	-	-	5,64	5,60	5,51	5,30	8,72	8,64	8,41	7,88	12,41	12,24	11,76	10,68
M_{rk} (Zia[93])	-	-	-	-	6,58	6,58	-	-	10,28	10,28	-	-	14,81	14,81	-	-
M_{rk} (Hisham ve MacGregor[69])	-	-	-	-	6,49	6,46	-	-	10,05	9,94	-	-	14,33	13,53	-	-
M_s	-	-	-	-	4,33	4,31	4,26	4,13	6,72	6,67	6,53	6,23	9,59	9,49	9,21	8,58
Momentler (kNm)	5. SERİ (2φ14)				6. SERİ (2φ14+1φ10)				7. SERİ (3φ14)				8. SERİ (6φ14)			
	G5	K5	GK5	HK5	G6	K6	GK6	HK6	G7	K7	GK7	HK7	G8	K8	GK8	HK8
M_{fe}	21,78	20,77	21,44	19,43	26,80	26,13	25,94	23,32	30,15	29,48	29,48	25,46	48,58	46,90	39,53	27,47
M_{rk} (TS500[8])	19,37	19,08	18,30	16,55	24,05	23,60	22,37	19,61	28,45	27,80	26,05	22,10	47,37	45,05	38,80	24,79
M_{rd} (TS500[8])	16,65	16,33	15,44	13,44	20,60	20,11	18,69	15,56	24,29	23,58	21,56	17,08	39,49	36,98	29,79	13,86
M_{rk} (Zia[93])	20,15	20,15	-	-	25,29	25,29	-	-	30,23	30,23	-	-	53,74	53,74	-	-
M_{rk} (Hisham ve MacGregor[69])	19,25	18,98	-	-	23,89	23,43	-	-	28,21	27,57	-	-	46,48	44,22	-	-
M_s	12,91	12,72	12,20	11,03	16,03	15,73	14,91	13,07	18,97	18,53	17,37	14,73	31,58	30,03	25,87	16,53

Çizelge24. Yüksek performanslı, geleneksel ve hafif beton ve betonarme kirişler için karakteristik kırılma momentlerinden belirlenen γ_r ve γ_s değerleri

K İ R İ Ş S E R İ L E R İ																	
γ değerleri	1. SERİ (Donatısız)				2. SERİ (2 ϕ 8)				3. SERİ (2 ϕ 10)				4. SERİ (2 ϕ 12)				
	G1	K1	GK1	HK1	G2	K2	GK2	HK2	G3	K3	GK3	HK3	G4	K4	GK4	HK4	
γ_r	-	-	-	-	1,34	1,30	1,28	1,27	1,43	1,34	1,37	1,26	1,21	1,18	1,18	1,17	
γ_s	-	-	-	-	2,01	1,94	1,93	1,91	2,14	2,01	2,05	1,88	1,82	1,77	1,76	1,76	
γ değerleri	5. SERİ (2 ϕ 14)				6. SERİ (2 ϕ 14+1 ϕ 10)				7. SERİ (3 ϕ 14)				8. SERİ (6 ϕ 14)				
	G5	K5	GK5	HK5	G6	K6	GK6	HK6	G7	K7	GK7	HK7	G8	K8	GK8	HK8	
γ_r	1,12	1,09	1,17	1,17	1,11	1,11	1,16	1,19	1,06	1,06	1,13	1,15	1,03	1,04	1,02	1,11	
γ_s	1,69	1,63	1,76	1,76	1,67	1,66	1,74	1,78	1,59	1,59	1,70	1,73	1,54	1,56	1,53	1,66	
$\gamma_r = \frac{M_{re}}{M_{rk}}$														$\gamma_s = \frac{M_{re}}{M_s}$			

2.2.8. Kirişlerin Çatlama Durumlarının İncelenmesi

Yüksek performanslı, geleneksel ve hafif betonarme kirişlerin kırılma anında sabit moment bölgelerinde belirlenen çatlak sayılarının donatı oranıyla değişimleri Şekil 62’de, bu çatlaklar arasındaki ortalama mesafenin donatı oranıyla değişimleri ise Şekil 63’te verilmektedir. Eğilme çatlakları ve nervürlü donatıdan doğan çatlaklara ilişkin ayrıntılı bilgi Ek 4’te mevcuttur.

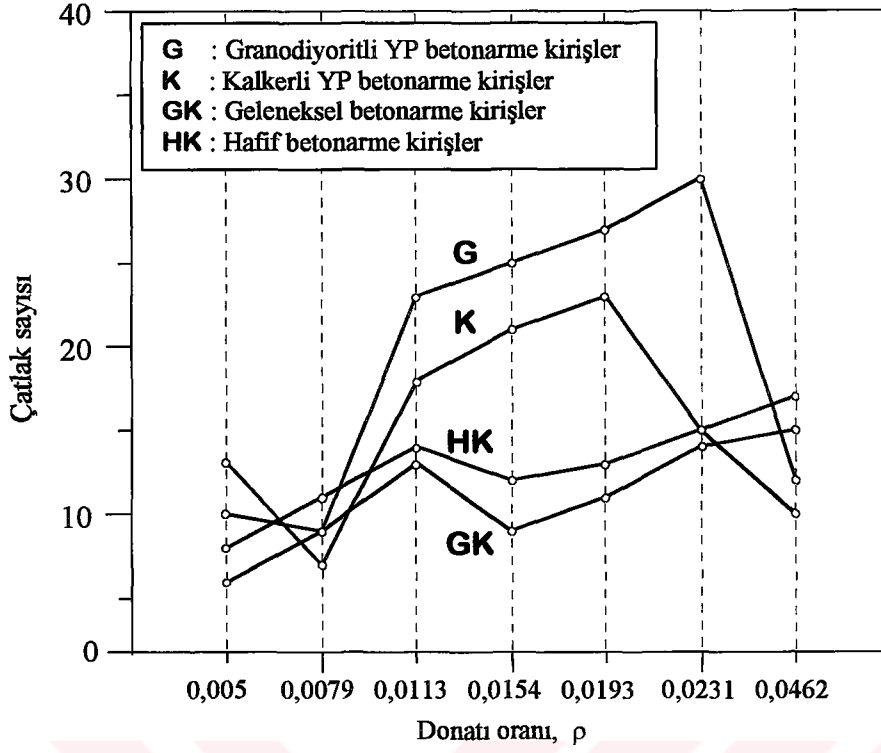
2.2.8.1. İlk Çatlamayı Oluşturan Momentin Belirlenmesi

DeneySEL ilk çatlama momentleri, kiriş alt yüzünde beton ve donatıya yapıştırılan birim şekildeğiştirme ölçerleri yardımıyla belirlenen maksimum birim uzamalara bağlı olarak hesaplanmıştır. Zira, betonda ilk mikro çatlak oluşur oluşmaz yük şekildeğiştirme eğrileri ani olarak eğim değiştirmektedir. Burada teorik ilk çatlama momentinin hesabında deneylerde kullanılan betonların laboratuvarında belirlenen deneysel elastisite modüllerinin kullanılmasıyla (bkz. Çizelge 14) bulunan modüler oranların ($n=E_s/E_c$) granodiyorit agregalı yüksek performanslı kirişlerde 5,5 , kalker agregalı yüksek performanslı kirişlerde 6,8 , geleneksel kirişlerde 10,0 ve hafif kirişlerde 30,0 olarak alındığını, kesit itibari eylemsizlik momentinin;

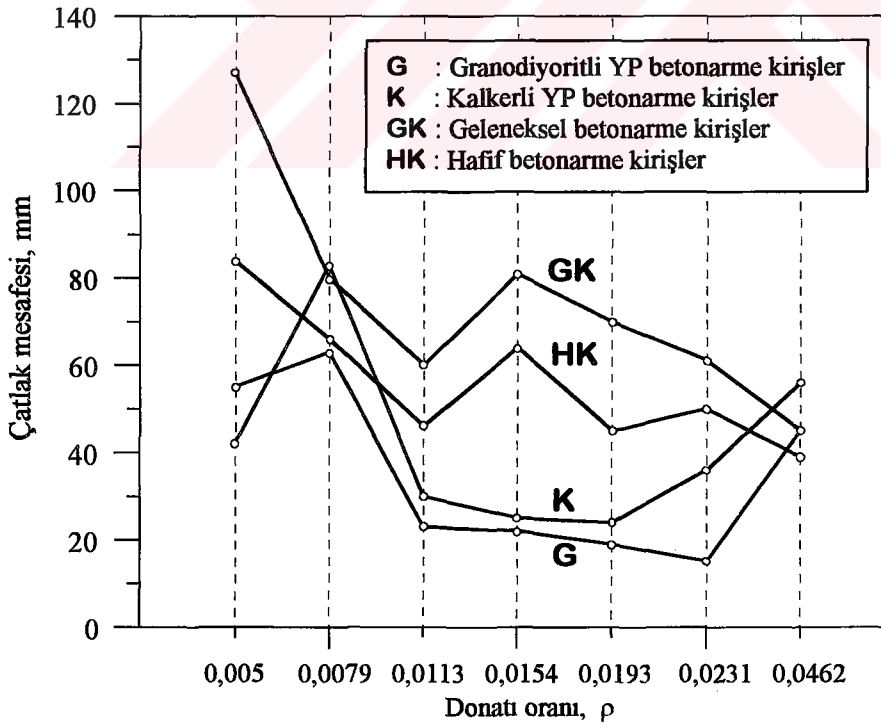
$$I_i = \frac{b_w h^3}{12} + n A_s \left(d - \frac{h}{2}\right)^2 \quad (14)$$

bağıntısıyla hesaplandığını [87, 92], betonun çekmede plastikleşmediğini ve çekme-basınç bölgelerindeki betonun Hooke yasasına uyduğu kabullerinin yapıldığını ve eğilmede çekme dayanımının (f_{ctr}) granodiyoritli yüksek performanslı betonda 9,2 MPa, kalkerli yüksek performanslı betonda 6,9 MPa, geleneksel betonda 2,65 MPa ve hafif betonda 2,1 MPa olarak kullanıldığını belirtmek gerekmektedir.

Yüksek performanslı, geleneksel ve hafif beton ve betonarme kirişlerin kırılma yükü altında oluşan çatlak sayı ve mesafeleri Çizelge 25’te, deneysel ve teorik ilk çatlama momentleriyle, ilk çatlamayı oluşturan maksimum birim uzamaları ise Çizelge 26’da verilmektedir.



Şekil 62 Betonarme kirişlerin sabit moment bölgelerinde kırılma yükü altında oluşan çatlak sayılarının donatı oranıyla değişimi



Şekil 63. Betonarme kirişlerin sabit moment bölgelerinde kırılma yükü altında oluşan çatlaklar arasındaki mesafenin donatı oranıyla değişimi

Çizelge 25. Yüksek performanslı, geleneksel ve hafif betonarme kirişlerde kırılma yükü altında oluşan çatlak sayıları ve mesafeleri

K İ R İ Ş S E R İ L E R İ																
Çatlak sayısı ve mesafeleri	1. SERİ (Donatısız)				2. SERİ (2φ8)				3. SERİ (2φ10)				4. SERİ (2φ12)			
	G1	K1	GK1	HK1	G2	K2	GK2	HK2	G3	K3	GK3	HK3	G4	K4	GK4	HK4
Çatlak sayısı	-	-	-	-	10	13	6	8	9	7	9	11	23	18	13	14
Ortalama çatlak mesafesi (mm)	-	-	-	-	55	42	127	84	63	83	80	66	23	30	60	46
Çatlak sayısı ve mesafeleri	5. SERİ (2φ14)				6. SERİ (2φ14+1φ10)				7. SERİ (3φ14)				8. SERİ (6φ14)			
	G5	K5	GK5	HK5	G6	K6	GK6	HK6	G7	K7	GK7	HK7	G8	K8	GK8	HK8
Çatlak sayısı	25	21	9	12	27	23	11	13	30	15	14	15	12	10	15	17
Ortalama çatlak mesafesi (mm)	22	25	81	64	19	24	70	45	15	36	61	50	45	56	45	39

Çizelge 26. Yüksek performanslı, geleneksel ve hafif beton ve betonarme kirişlerin deneysel ve teorik ilk çatlama momentleriyle, ilk çatlama momentini oluşturan maksimum birim uzamalar

K İ R İ Ş S E R İ L E R İ																
İlk çatlama momentleri ve ilk çatlama momentini oluşturan maksimum birim uzamalar ($10^6 \epsilon_{ct}$)	1. SERİ (Donatısız)				2. SERİ (2 ϕ 8)				3. SERİ (2 ϕ 10)				4. SERİ (2 ϕ 12)			
	G1	K1	GK1	HK1	G2	K2	GK2	HK2	G3	K3	GK3	HK3	G4	K4	GK4	HK4
Deneysel ilk çatlama momentleri (kNm)	3,35	2,51	1,97	1,65	5,70	3,35	2,87	2,01	5,03	4,02	3,02	2,16	6,03	5,20	3,35	2,20
Teorik ilk çatlama momentleri (kNm)	6,13	4,60	1,77	1,40	6,46	4,90	1,87	1,76	6,64	5,07	1,96	1,93	6,87	5,28	2,20	2,00
İlk çatlama momentini oluşturan maksimum birim uzamalar ($10^6 \epsilon_{ct}$)	95	100	100	255	90	105	110	260	100	105	115	265	100	120	110	270
İlk çatlama momentleri ve ilk çatlama momentini oluşturan maksimum birim uzamalar ($10^6 \epsilon_{ct}$)	5. SERİ (2 ϕ 14)				6. SERİ (2 ϕ 14+1 ϕ 10)				7. SERİ (3 ϕ 14)				8. SERİ (6 ϕ 14)			
	G5	K5	GK5	HK5	G6	K6	GK6	HK6	G7	K7	GK7	HK7	G8	K8	GK8	HK8
Deneysel ilk çatlama momentleri (kNm)	6,05	4,60	3,40	2,40	6,37	6,03	3,42	2,55	6,70	5,03	3,55	2,68	6,37	5,70	4,69	3,70
Teorik ilk çatlama momentleri (kNm)	7,13	5,52	2,49	2,08	7,38	5,76	2,77	2,16	7,63	5,99	3,04	2,24	9,12	7,37	3,33	2,82
İlk çatlama momentini oluşturan maksimum birim uzamalar ($10^6 \epsilon_{ct}$)	90	90	120	250	105	95	115	275	100	100	115	280	110	115	120	290

2.2.9. Yüksek Performanslı, Geleneksel ve Hafif Betonarme Kiriş Davranışlarının Karşılaştırılması

Bu başlık altında, çalışmaya konu olan yüksek performanslı, geleneksel ve hafif betonarme kirişler üzerinde gerçekleştirilen deneysel ve teorik çalışmalardan elde edilen bulgular karşılaştırmalı olarak verilmektedir.

Granodiyorit agregası kullanılarak su/çimento oranının 0,30 değeriyle üretilen yüksek performanslı betonarme kirişlerin deneysel kırılma yükleri ve bu yüklere bağlı olarak hesaplanan deneysel kırılma momentleri (M_{re}), kalker agregasıyla aynı su/çimento oranı kullanılarak üretilenlerinkinden ortalama %4 daha büyüktür (bkz. Çizelge 20 ve Çizelge 23). Bu durum, kırılmanın önce agregadan başladığı, dolayısıyla da granodiyorit basıncı dayanımının kalkerinkinden daha büyük olması ve/veya granodiyorit agregalı yüksek performanslı beton-donatı aderansının kalker agregalı yüksek performanslı beton-donatı aderansından daha yüksek olmasıyla açıklanabilir.

Kalker agregası kullanılarak denge altı asal çekme donatısı oranları ve su/çimento oranının 0,30 değeriyle üretilen yüksek performanslı betonarme kirişlerin deneysel kırılma yükleri, dolayısıyla da deneysel kırılma momentleri (M_{re}) aynı donatı oranları, aynı agrega ve su/çimento oranının 0,50 değeriyle üretilen [88] geleneksel betonarme kirişlerinkilerle pratik olarak aynı, dasitik tuf agregası kullanılarak, aynı donatı oranları ve su/çimento oranının 0,50 değeriyle üretilen hafif betonarme kirişlerinkinden %10 daha büyüktür(bkz. Çizelge 20). Denge altı donatıya sahip betonarme kirişlerin deneysel kırılma momentleri arasındaki bu fark, beton-donatı aderansı ve donatı akma dayanımlarının farklı olabileceğine atfedilecek düzeydedir. Buradan, yüksek performanslı betonarme kirişlerde denge altı donatının kullanılmasının geleneksel ve hafif betonarme kirişlere göre pratik olarak önemli bir üstünlük sağlamayacağı sonucuna varılabilmektedir.

Granodiyorit ve kalker agregalı yüksek performanslı, aynı asal çekme donatılı, betonarme kirişlerle, geleneksel ve hafif betonarme kirişlerin kırılma anındaki ortalama sehimleri sırasıyla 13mm, 13mm, 16mm ve 20mm'dir. Bu da, yüksek performanslı betonarme kirişlerin geleneksel ve hafif betonarme kirişlere göre sünekliklerinin, dolayısıyla da tüketecekleri enerjinin daha az olduğunu göstermektedir (bkz. Çizelge20).

Granodiyorit ve kalker agregalı yüksek performanslı betonarme kirişlerin dengeli donatı oranı geleneksel betonarme kirişlerinkinden sırasıyla %49 ve %37 daha büyük, hafif betonarme kirişlerinkinden ise sırasıyla %177 ve %155 daha büyüktür (bkz. Çizelge 21).

Granodiyorit ve kalker agregalı yüksek performanslı, kalker agregalı geleneksel ve dasitik tuf agregalı hafif betonarme kirişlerin deneysel kırılma momentleri (M_{re}), TS500'e göre hesaplanan teorik karakteristik kırılma momentlerinden (M_{rk}) sırasıyla en çok %43, %34, %37 ve %27 daha büyüktür (bkz. Çizelge 23).

Karakteristik kırılma momentlerine göre hesaplanan deneysel emniyet katsayıları (γ_r), asal çekme donatısı oranına bağlı olarak, granodiyorit agregalı yüksek performanslı betonarme kirişlerde 1,03-1,43 arasında, kalker agregalı yüksek performanslı betonarme kirişlerde 1,04-1,34 arasındadır. Bu katsayı, geleneksel betonarme kirişlerde 1,02-1,37 arasında olurken, hafif betonarme kirişlerde ise 1,11-1,27 arasındadır (bkz. Çizelge 24).

Granodiyorit agregalı yüksek performanslı betonarme kirişlerin sabit moment bölgesinde kırılma yükü altında oluşan çatlakların sayısı, kalker agregalılarından, 2. seriden 8. Seriyeye kadar sırasıyla; %23 az, %29 fazla, %28 fazla, %19 fazla, %17 fazla, %100 fazla ve %20 fazladır (bkz. Çizelge 25 ve Şekil 62).

Kalker agregalı yüksek performanslı kirişlerin sabit moment bölgesinde kırılma yükü altında oluşan çatlakların sayısı, geleneksel betonarme kirişlerinkilerden, 2. Seriden 8. Seriyeye kadar sırasıyla; %116 fazla, %22 az, %38 fazla, %133 fazla, %109 fazla, %7 fazla ve %33 azdır (bkz. Çizelge 25 ve Şekil 62).

Kalker agregalı yüksek performanslı kirişlerin aynı bölgesinde oluşan çatlakların sayısı, hafif betonarme kirişlerinkilerden, 2. Seriden 8. Seriyeye kadar sırasıyla; %63 fazla, %36 az, %29 fazla, %75 fazla, %77 fazla, (7. Seride aynı), ve %41 azdır (bkz. Çizelge 25 ve Şekil 62).

Kalker agregalı yüksek performanslı betonarme kirişlerin sabit moment bölgesinde kırılma yükü altında oluşan ortalama çatlak mesafeleri granodiyorit agregalılarından, 2. Seriden 8. Seriyeye kadar sırasıyla; %24 az, %32 fazla, %30 fazla, %14 fazla, %26 fazla, %140 fazla ve %24 fazladır (bkz. Çizelge 25 ve Şekil 63).

Kalker agregalı yüksek performanslı betonarme kirişlerin sabit moment bölgesinde kırılma yükü altında oluşan ortalama çatlak mesafeleri geleneksel betonarme kirişlerinkinden, 2. Seriden 8. Seriyeye kadar sırasıyla; %12 az, %20 fazla, %38 az, %60 az, %64 az, %26 az ve %49 fazladır (bkz. Çizelge 25 ve Şekil 63).

Kalker agregalı yüksek performanslı betonarme kirişlerin aynı bölgesinde oluşan ortalama çatlak mesafeleri hafif kirişlerinkinden, 2. Seriden 8. Seriyeye kadar sırasıyla; %33 fazla, %45 fazla, %20 az, %50 az, %44 az, %10 az ve %72 fazladır (bkz. Çizelge 25 ve Şekil 63).

Beton dayanımı yükseldikçe beton-donatı aderansının artışı sonucunda çatlak sayılarının artması, dolayısıyla da ortalama çatlak mesafelerinin azalması beklenen bir durum olmasına rağmen, 8. Seri olarak üretilen (6 ϕ 14 asal çekme donatılı) yüksek performanslı betonarme kirişlerde oluşan çatlaklar bu kuralı sağlamamaktadır. Bu durum, A_s toplam asal çekme donatısı alanını, h kiriş yüksekliğini, d faydalı yüksekliği ve b_w kiriş genişliğini göstermek üzere; etkin donatı alanının [$\rho=A_s/2.b_w(h-d)$] büyük olmasına atfedilebilmektedir.

Granodiyorit agregalı yüksek performanslı betonarme kirişlerin deneysel ilk çatlama momentleri kalker agregalılarıinkinden %25, kalker agregalı yüksek performanslı betonarme kirişlerin deneysel ilk çatlama momentleri ise geleneksel ve hafif betonarme kirişlerinkinden sırasıyla %38 ve %89 daha büyük olmaktadır (bkz.Çizelge 26). Bu da, beton çekme dayanımındaki değişimin ilk çatlama momenti üzerindeki etkisinin basınç dayanımı değişiminin direnme momenti üzerindeki etkisinden çok daha büyük olduğunu göstermektedir.

2.3. Öngerilmeli Yüksek Performanslı ve Geleneksel Beton Kirişler Üzerinde Gerçekleştirilen Çalışmalar

Bu başlık altında, kalker agregası kullanılarak yüksek performanslı ve geleneksel öngerilmeli beton kirişlerin üretilebilmesi amacıyla geliştirilen bir deney düzeneği tanıtılmakta ve bu kirişlerin eğilme davranışları deneysel olarak incelenmektedir.

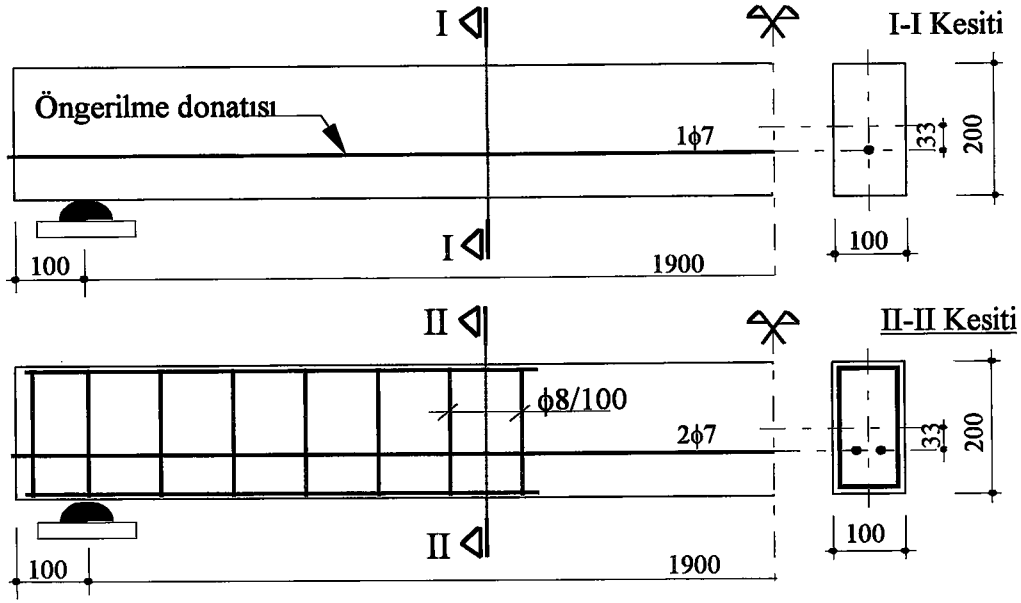
Deneysel incelemeler, betonarme kirişlerde olduğu gibi, öngerilmeli yüksek performanslı ve geleneksel beton kirişlerin eğilme etkisi altında kırılma yükleri ve sehimlerinin karşılaştırılması şeklinde gerçekleştirilmektedir. İncelemelerde, öngerilmeli beton deney kirişleri, betonarme kirişlerde kullanılan kalıplar kullanılarak, geleneksel ve yüksek performanslı betonla, iki seri olarak üretilmektedir (Çizelge 27). Üretilen öngerilmeli yüksek performanslı ve geleneksel beton kirişlerde, bazı mekanik özellikleri Çizelge 28’de verilen, çentikli ve düşük gevşemeli [95] öngerilme donatısı kiriş üst lifindeki gerilmenin sıfır olmasını sağlayan teorik dışmerkezliğe göre ($e=h/6$) yerleştirilmektedir(Şekil 64).

Çizelge 27. Öngerilmeli deney kirişlerinde kullanılan beton ve donatılar

Kiriş türü	Beton türü	Donatı	Etriye
ÖG1	Yüksek Performanslı (S/Ç=0,30)	1 ϕ 7	Yok
ÖG2	Geleneksel (S/Ç=0,50)	1 ϕ 7	Yok
ÖG3	Yüksek performanslı (S/Ç=0,30)	2 ϕ 7	ϕ 8/10
ÖG4	Geleneksel (S/Ç=0,50)	2 ϕ 7	ϕ 8/10

Çizelge 28. Öngerilme donatısının bazı mekanik özellikleri

Anma çapı (mm)	Çap (mm)	0,1 Akma Dayanımı (MPa)	Kopma Dayanımı (MPa)	Elastisite Modülü (MPa)	Kopma Uzaması (%)
7	6,94	148	175	19721	4



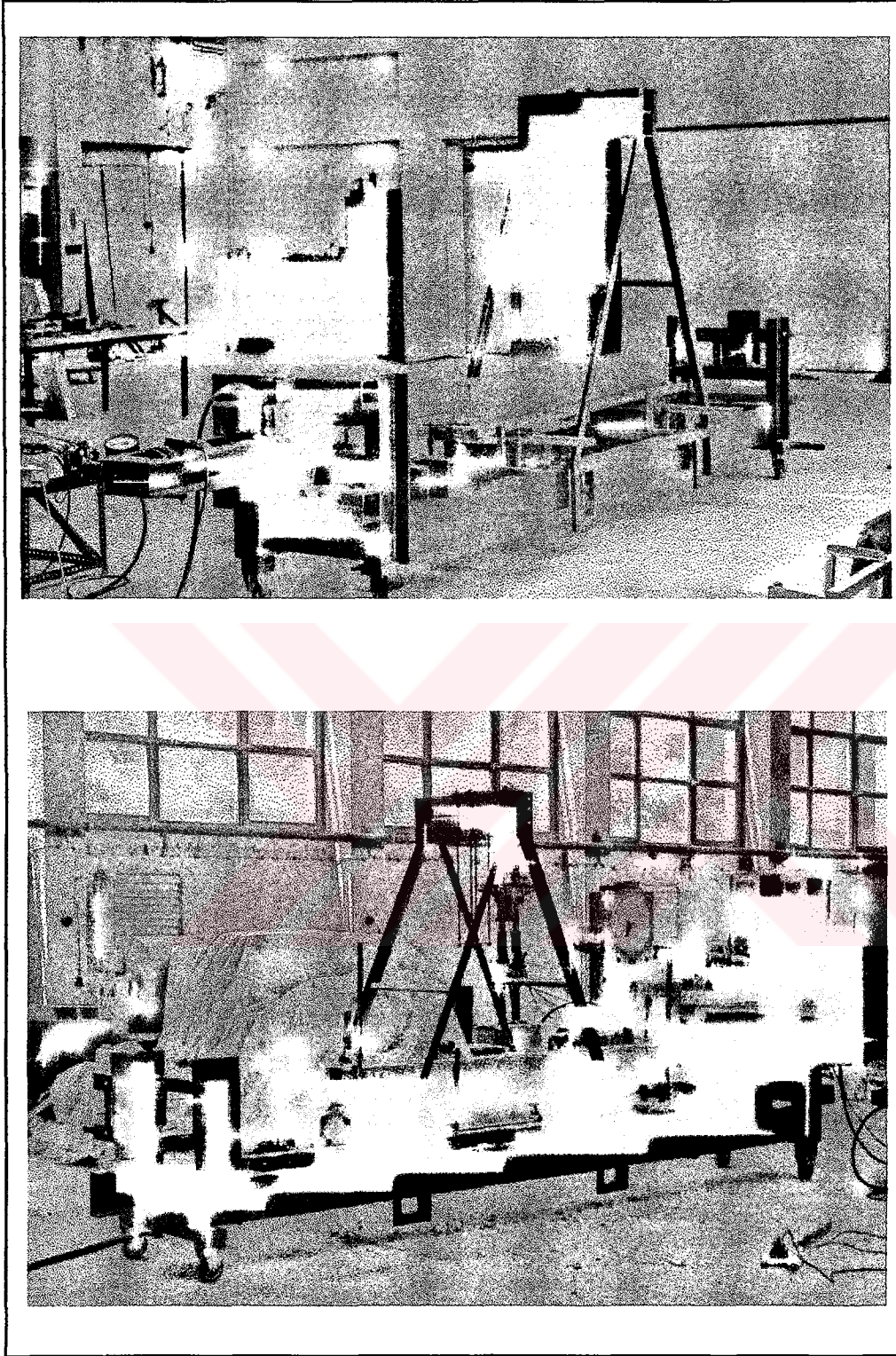
Şekil 64. Öngerilmeli beton kirişlerin boyut, donatı ve donatı dışmerkezlikleri

2.3.1. Öngerilme Verme Düzenine Kısımları

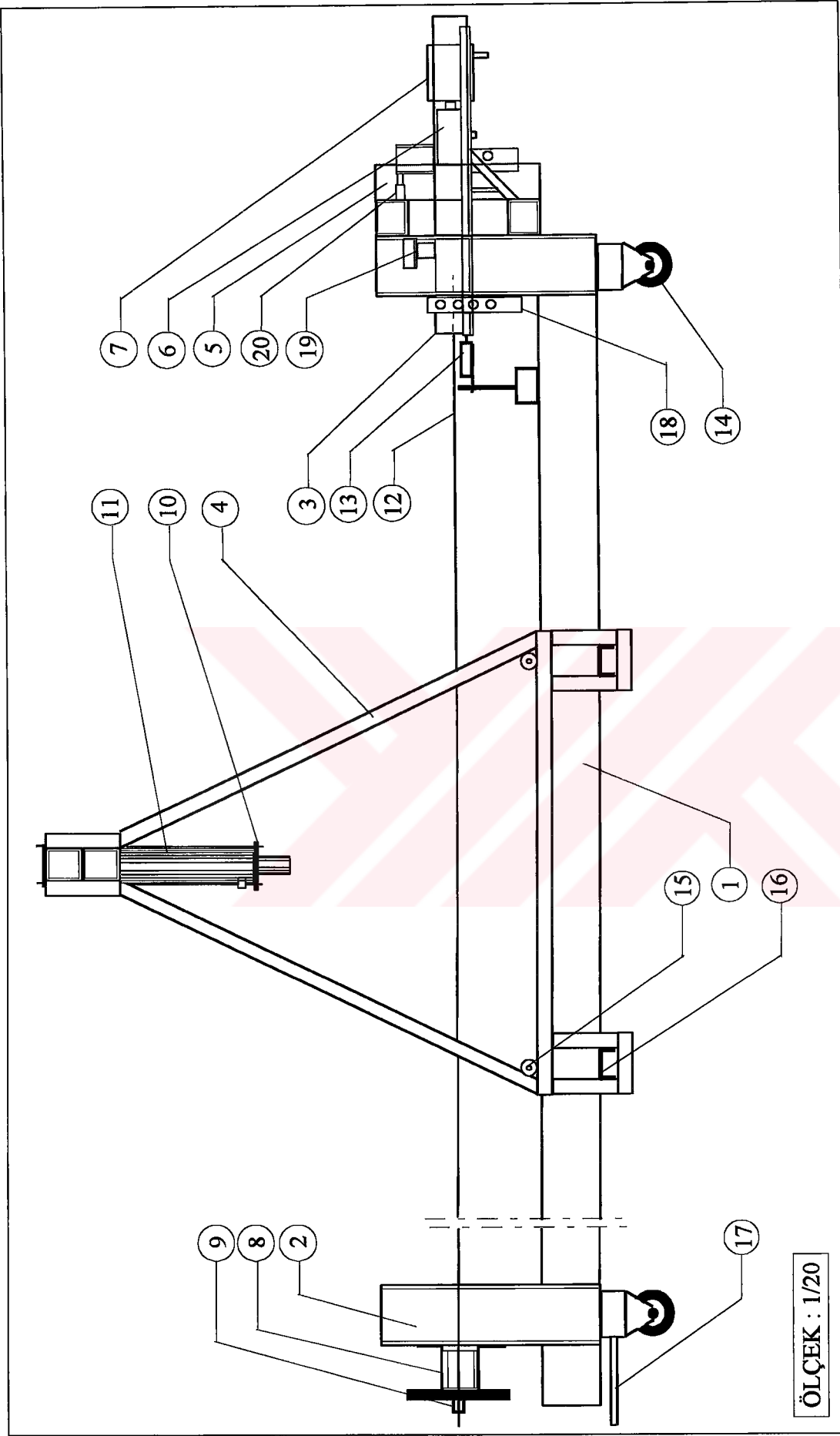
Öngerilmeli yüksek performanslı ve geleneksel beton kirişlerin üretilmesi amacıyla araştırmacı tarafından projelendirilen öngerilme verme düzeni, biri öngerilmeli ve ardgerilmeli kiriş elemanların üretimine imkan tanıyan gövde, diğeri ise bu elemanlara eğilme etkisi verebilen hareketli yükleme çerçevesi olan, başlıca iki ana bölümden oluşmaktadır. Söz konusu deney düzeninin fotoğrafları Şekil 65'te, teknik resimleri ise Şekil 66, Şekil 67 ve Şekil 68'de verilmektedir.

2.3.1.1. Gövde

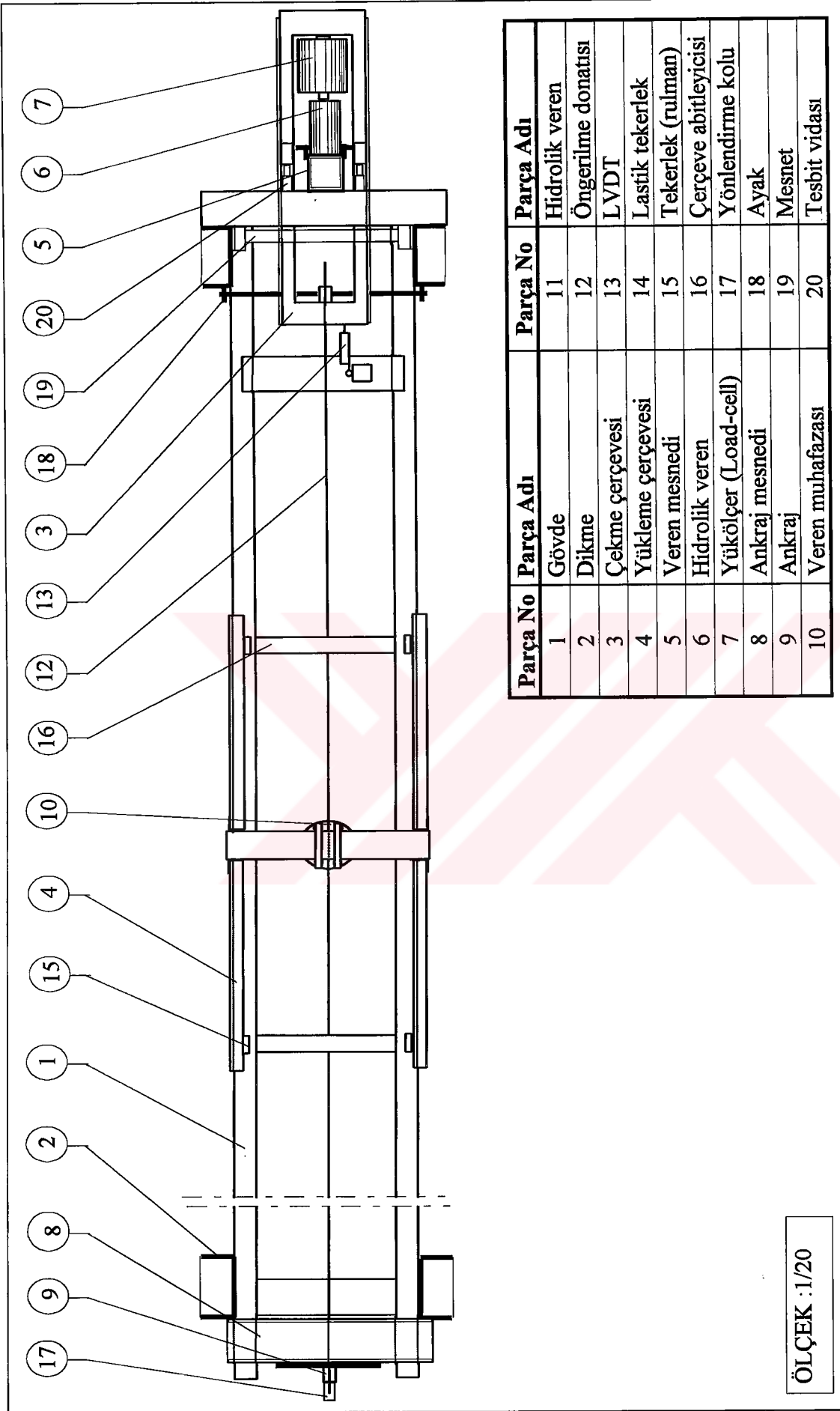
Üzerinde yükleme çerçevesi ve çekme düzenini taşıyan gövde, iki adet U 200'lük çelik profil kiriş ve bunlara, hem öngerilme donatılarına hem de çekme düzenine mesnet görevi yapması amacıyla, kaynaklanmış aynı boyutta profil dikmelerden meydana gelmektedir. Toplam ağırlığı 640 kg olan deney düzeni, boyu 400 cm'ye kadar olan deney elemanlarına öngerilme ya da ardgerilme uygulamaya imkan vermektedir.



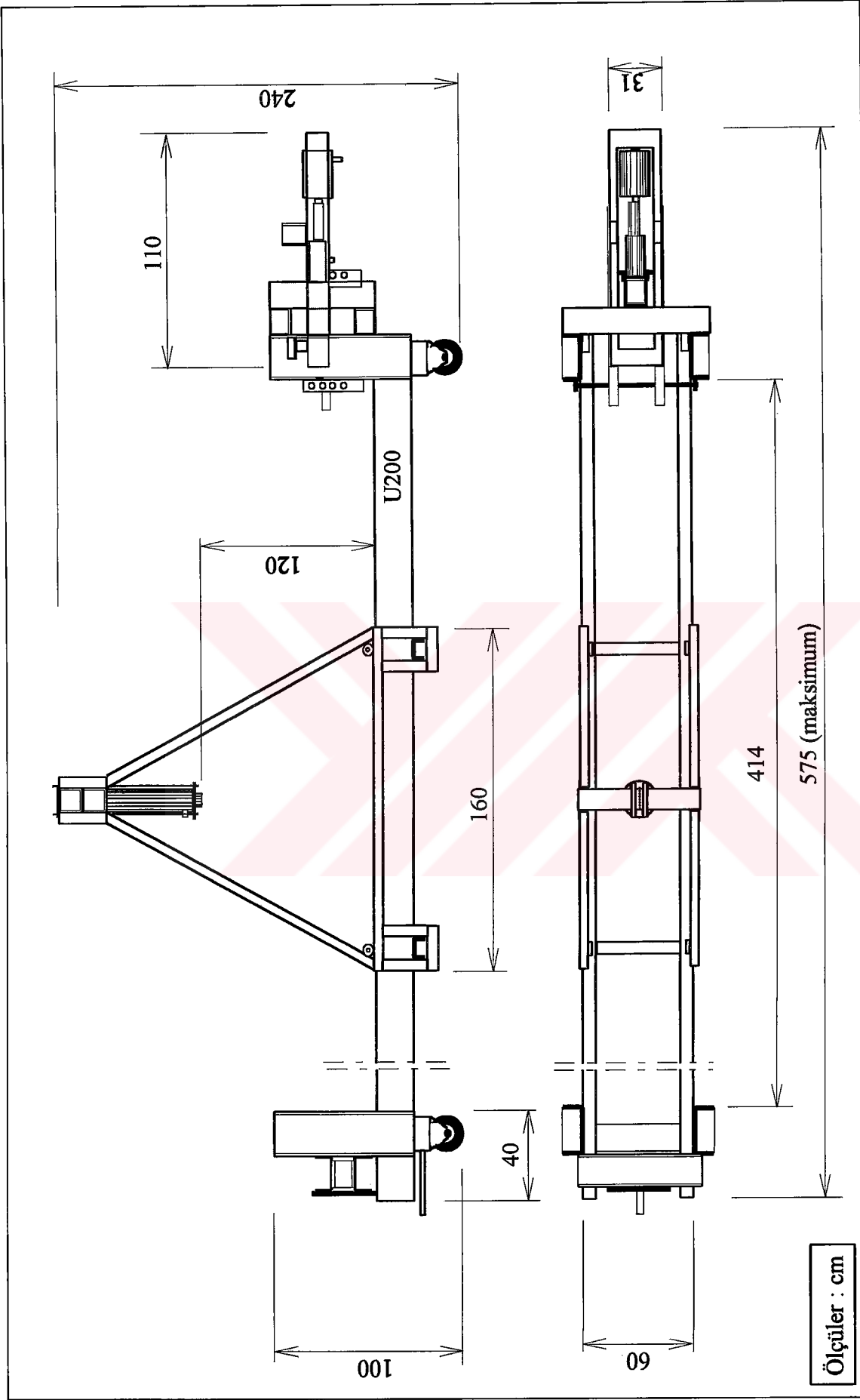
Şekil 65. Öngerilme verme düzeneğinin genel görünüşleri



Şekil 66. Öngerilme verme düzencesinin önden görünümü



Şekil 67. Öngerilme verme düzeniğinin üstten görünümü



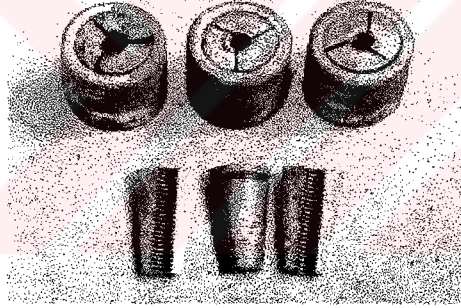
Şekil 68. Öngerilme verme düzeneğinin boyutları

2.3.1.2. Yükleme Çerçevesi

Öngerilmeli beton ya da betonarme elemanlar üzerinde eğilme deneylerinin yapılmasına, başka bir deney çerçevesine gerek kalmadan, imkan veren 300 kN kapasiteli yükleme çerçevesi, gövde kirişleri boyunca hareket edebilmekte ve yükleme ile birlikte kendiliğinden sabitlenmektedir.

2.3.1.3. Ankrajlar

Bu çalışma kapsamında gerçekleştirilen deneylerde 7 mm çapında öngerilme donatıları kullanıldığından, ankrajlar da bu çaptaki donatıları tutabilecek boyutta üretilmiştir. Konik sıkma prensibiyle çalışan ankrajlar, konik yuva ve bu yuvaya giren üç parçalı yüksek kalitedeki çelik elemanlardan oluşmaktadır. Kullanılan ankrajların bir kısmı Şekil 69'da görülmektedir.



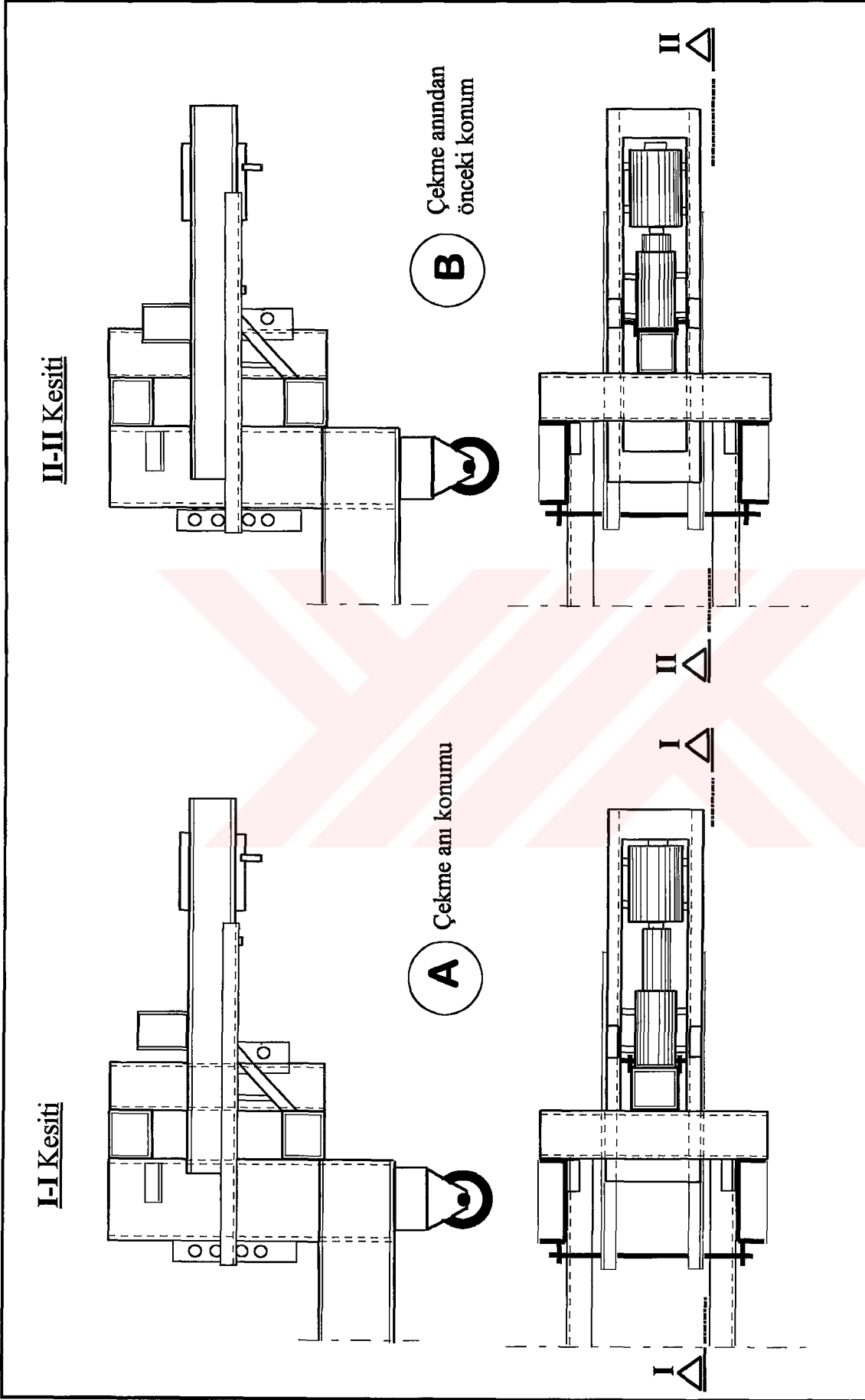
Şekil 69. Öngerilme vermede kullanılan ankrajlar

2.3.1.4. Çekme Düzeneği

Çekme düzeneği, içine hidrolik veren ve yük ölçer monte edilen kapalı bir çerçevenin dikmelerden destek alarak köşebent profil kızaklar üstünde kayması ile çalışmaktadır. Bu düzenek, öngerilme donatılarının çekilmesinden sonra veren yükünün boşaltılabilmesi amacıyla, yüksek dayanımlı çelikten (St70) imal edilmiş vidalı elemanlarla, ihmal edilebilecek düzeydeki bir yük kaybıyla dikmelere mesnetlenmektedir.

Çekme düzeneğinin çalışma ilkesi, çekme anı (A) ve çekme anından önceki konumları

(B) için Şekil 70'te verilmektedir.



Şekil 70. Çekme düzeninin konumları

2.3.2. Öngerilme Donatısının Gerilmesi

Deney düzeneğine yerleştirildikten sonra uçlarına ankrajlar (9) takılan öngerilme donatıları (12) çekme düzeneğinin hidrolik pompasıyla (6) çekilmektedir. Ankrajların öngerilme donatılarını tam kavramalarını sağlamak ve donatıların boşluğunu almak amacıyla, 5kN'luk bir ön yükleme yapılmaktadır. Bu ön yüklemeden sonra sisteme bağlanan LVDT (13) ve elektronik yük ölçerden (7) (load-cell) okunan çekme yüküne karşılık gelen donatı uzamaları (Δl) kaydedilerek çekme işlemi gerçekleştirilmektedir. Öngerilmeli kiriş donatılarına bu şekilde uygulanan yük ve bu yüklere karşılık gelen donatı uzamaları Çizelge 29'da verilmektedir.

Hedeflenen öngerilme yüküne ulaşıldığında, hidrolik verenin gevşetilerek boşa alınması amacıyla, çekme düzeneğine tesbit vidaları (20) takılmakta ve veren yavaşça boşaltılarak donatılardaki yük dikmelere aktarılmaktadır. Verenin gevşetilmesi sırasında çekme düzeneğinde bir miktar öngerilme kaybı oluşmaktadır. Bu öngerilme kaybı, verenin gevşetilmesinden, diğer bir deyişle yükün aktarılmasından önce sisteme yerleştirilen bir komparatör saatiyle 10^{-2} mm hassasiyetle okunan geri boşalmanın yüke çevrilmesiyle belirlenmektedir. Her bir çekme işleminde pratik olarak aynı düzeyde oluşan bu öngerilme kaybı, yükleme başlangıcında dikkate alınmaktadır. Öngerilme donatılarının çekilmesi işleminden, betonun yeterli dayanımı kazanması ve öngerilme yükünün betona aktarılmasına kadar geçen süre boyunca donatının ankrajlardan sıyrılmasıyla oluşabilecek öngerilme kayıpları sisteme bağlı bir komparatör saatiyle kontrol altında tutulmaktadır.

Çizelge 29. Beton dökümünden önce donatıdaki öngerilme kuvveti ve uzama miktarları

Kiriş Türü	İlk öngerilme kuvveti (kN)	Aktarmadan dolayı öngerilme kaybı (kN)	Kalan öngerilme kuvveti (kN)	Birim uzama (%)
ÖG1	54,00	4,12	49,80	0,67
ÖG2	54,00	4,87	49,13	0,66
ÖG3	55,50	6,49	49,01	0,66
ÖG4	54,00	5,15	48,85	0,64

2.3.3. Betonların Üretimi, Yerine Konması ve Saklanması

Öngerilmeli yüksek performanslı ve geleneksel beton kirişlerin üretilebilmesi amacıyla, öngerilme donatılarının çekilmesinden sonra, özellikleri Madde 2.1.1'de verilen kalker agregası kullanılarak, su/çimento oranının 0,30 ve 0,50 değerleriyle hazırlanan (bkz. Madde 2.1.4) yüksek performanslı ve geleneksel betonlar, Madde 2.2.1.3.2 'de belirtilen şekilde kalıba yerleştirilmiştir. Deney kirişleri ve bu kirişlerle beraber dökülen denetim numuneleri Madde 2.2.1.4'te belirtilen şekilde saklanmıştır.

2.3.4. Öngerilmenin Kirişe Aktarılması

Donatılarındaki öngerilme kuvveti kirişlere beton dökümünden 14 gün sonra aktarılmaktadır. Bu aktarma işlemi için tesbit vidalarıyla dikmelere mesnetlenen (Şekil 71) öngerilme yükü tekrar veren üzerine alındıktan ve tesbit vidaları yerlerinden çıkarıldıktan sonra verenin yavaşça boşaltılmasıyla kirişlere aktarılmıştır. Bu işlemden sonra donatıların kiriş dışında kalan kısımları spiral taşla beton yüzünden kesilmiştir. Böylece elde edilmiş olan öngerilmeli kirişler, 21 günlük oluncaya kadar, tekrar ıslak çuvallarla örtülmüştür. Öngerilmeli bir kirişin öngerilme aktarılmadan önceki görünümü Şekil 72'de verilmektedir.

2.3.5. Denetim Deneyleri

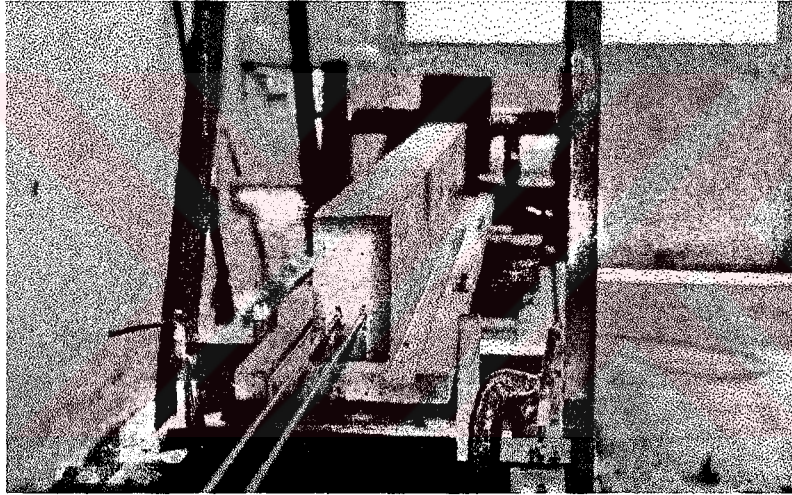
Öngerilmeli kirişlerin üretiminde kullanılan betonların mekanik özellikleri yönünden yeniden üretilebilirliklerini denetlemek amacıyla her bir karışımdan alınan numuneler üzerinde Madde 2.2.2'de belirtildiği gibi gerçekleştirilen deneylerden elde edilen sonuçlar Çizelge 30'da verilmektedir.

Çizelge 30. Denetim numunelerinin ortalama merkezi basınç dayanımları

Kiriş türü	ÖG1	ÖG2	ÖG3	ÖG4
Ortalama basınç dayanımı (MPa)	61	38	64	40



Şekil 71. Tesbit vidalarının öngerilme düzeneğindeki konumu



Şekil 72. Öngerilmeli bir kirişin öngerilme aktarılmadan önceki görünümü

2.3.6. Kirişlerin Yüklenmesi

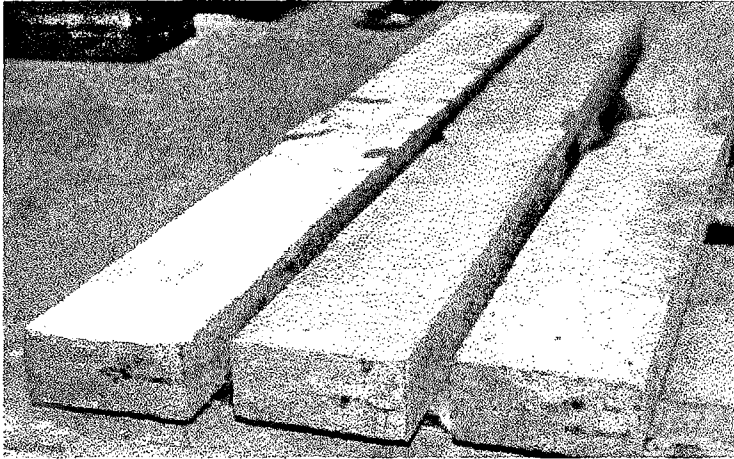
Öngerilmeli kirişlerin eğilme davranışlarının belirlenmesi için yapılan deneyler betonarme kirişlerdekine benzer şekilde gerçekleştirilmiştir(bkz. Madde 2.2.3). Öngerilmeli kirişlerin deney anından bir görünüm Şekil 73'te, deneyden sonraki görünümleri Şekil 74'te yük-sehim eğrileri ve çatlama durumları Şekil 75'te, kırılma yükleri, kırılma momentleri ve sehimleri ise Çizelge 31'de verilmektedir.

Çizelge 31. Öngerilmeli yüksek performanslı ve geleneksel beton kirişlerin kırılma yükü ve sehimleri

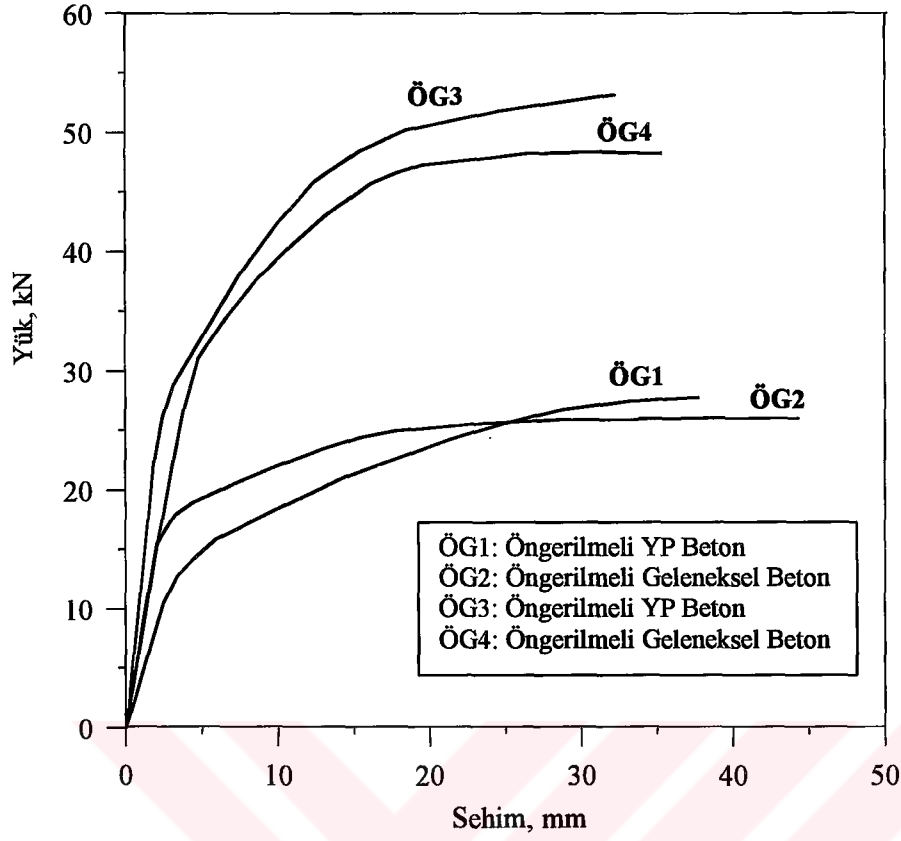
Kiriş türü	Beton türü	Donatı	Kırılma Yükü (kN)	Deneysel kırılma momenti (kNm)	Kırılma yükünün %85'i altındaki sehim (mm)	Elastik Sehim (mm)	Plastik sehim (mm)
ÖG1	Yük. perf.	1 ϕ 7	28	9,38	34	25	9
ÖG2	Geleneksel	1 ϕ 7	26	8,71	44	34	10
ÖG3	Yük. perf.	2 ϕ 7	53	17,76	26	18	8
ÖG4	Geleneksel	2 ϕ 7	48	16,08	32	24	8



Şekil 73 . Öngerilmeli beton kirişin deney anından bir görünüm



Şekil 74 . Öngerilmeli beton kirişlerden bir bölümünün deneyden sonraki görünümü



Şekil 75. Öngerilmeli yüksek performanslı ve geleneksel beton kirişlerin yük-sehim eğrileri ve çatlama durumları

2.3.7. Öngerilmeli Yüksek Performanslı ve Geleneksel Beton Kiriş Davranışlarının Karşılaştırılması

Bu başlık altında, projelendirilip imal edilen bir öngerilme deney düzeneği yardımıyla üretilen, öngerilmeli yüksek performanslı ve geleneksel beton kirişler üzerinde, gerçekleştirilen eğilme deneylerden elde edilen bulgular karşılaştırmalı olarak verilmektedir.

Öngerilme donatısı 2φ7 olan yüksek performanslı kirişlerin (ÖG3) deneysel kırılma yükü, dolayısıyla da deneysel kırılma momentleri, öngerilme donatısı 1φ7 olan yüksek performanslı kirişlerinkinden (ÖG1) %89 daha büyük, Öngerilme donatısı 2φ7 olan geleneksel kirişlerin (ÖG4) deneysel kırılma yükü ise öngerilme donatısı 1φ7 olan geleneksel kirişlerinkinden (ÖG2) %85 daha büyük olmaktadır (bkz. Çizelge 31).

Donatısı 1φ7 olan yüksek performanslı kirişlerin (ÖG1) deneysel kırılma yükü, aynı donatıya sahip öngerilmeli geleneksel beton kirişlerinkinden (ÖG2) %8 daha büyük, donatısı 2φ7 olan öngerilmeli yüksek performanslı kirişlerin (ÖG3) deneysel kırılma yükü ise aynı donatıya sahip öngerilmeli geleneksel beton kirişlerinkinden (ÖG4) % 10 daha büyük olmaktadır (bkz. Çizelge 31).

Öngerilme donatısı 1φ7 olan yüksek performanslı beton kirişlerin (ÖG1) kırılma yükünün 0,85'i altındaki sehimleri, donatısı 2φ7 olanlarınkinden (ÖG3) %30 daha büyük, donatısı 1φ7 olan geleneksel öngerilmeli beton kirişlerin (ÖG2) sehimleri ise donatısı 2φ7 olanlarınkinden (ÖG4) %38 daha büyük olmaktadır. Uygulanan yük boşaltıldığında, öngerilmeli yüksek performanslı beton kirişlerin kırılma anındaki sehimlerinin, 1φ7 ve 2φ7 donatılılar için sırasıyla %74 ve %69'u geri dönerken, öngerilmeli geleneksel beton kirişlerde ise sırasıyla %77 ve %75'i geri dönmektedir. Bu durum, geleneksel beton davranışının yüksek performanslı betondan daha sünek olmasına atfedilebilmektedir.

Öngerilme donatısı 1φ7 olan yüksek performanslı beton kirişlerin sabit moment bölgesinde oluşan çatlak sayısı 1φ7 donatılı öngerilmeli geleneksel beton kirişlerinkinden %33 daha fazla, çatlak mesafeleri ise ortalama %32 daha azdır. Donatısı 2φ7 olan öngerilmeli yüksek performanslı beton kirişlerin çatlak sayısı aynı donatıya sahip

önerilmeli geleneksel beton kirişlerinkinden %50 daha fazla, çatlak mesafeleri ise ortalama %40 daha azdır. Bu sonuç yüksek performanslı beton-donatı aderansının geleneksel beton-donatı aderansından fazla olmasıyla açıklanabilmektedir. Donatı oranı arttıkça çatlak sayısının arttığı da bilinen bir gerçektir.



3. SONUÇLAR VE ÖNERİLER

Bu çalışmanın temel amacı, Doğu Karadeniz bölümü agregalarıyla yüksek performanslı beton üretmek ve üretilen bu betonları, geleneksel ve hafif betonlarla karşılaştırmalı olarak incelemektir. Bu amaçla birinci bölümde yüksek performanslı betonlar konusunda daha önce gerçekleştirilen bazı çalışmaları içeren genel bilgiler verilmiş, ikinci bölümde, sözkonusu agregalarla üretilen yüksek performanslı, geleneksel ve hafif betonlar ve bu betonların kullanıldığı betonarme-öngerilmeli beton kirişler üzerinde gerçekleştirilen çalışmalar üzerinde durulmuş ve elde edilen bulgular karşılaştırmalı olarak değerlendirilmiştir.

Gerçekleştirilmiş olan deneysel ve teorik çalışmaların tümünden çıkartılabilecek bazı sonuç ve öneriler aşağıda özetlenmektedir:

1) Doğu Karadeniz bölümü granodiyorit, dasit ve kalker kayaçlarından elde edilen agregalarla yüksek performanslı sınıfına giren betonlar üretilmiştir. Granodiyorit agregaları kullanılarak yapılan betonların ortalama merkezi basınç dayanımları, su/çimento oranının 0,25, 0,30 ve 0,35 değerleri için, sırasıyla 94 MPa, 89 MPa ve 81 MPa olarak, dasit agregalı betonlarınki 84 MPa, 75 MPa ve 70 MPa, kalker agregalı betonlarınki ise 74 MPa, 66 MPa ve 60 MPa olarak elde edilmiştir (bkz. Çizelge 14). Bu durum granodiyorit ve dasit agregalı betonlardaki kırılmanın sertleşmiş çimento hamuru dayanımı yetersizliğinden, kalker agregalılarınki ise agrega dayanımı yetersizliğinden meydana geldiğine işaret etmektedir. Bu çalışmaya konu olan diğer betonlardan geleneksel betonlardaki kırılmalar sertleşmiş çimento hamuru dayanımı yetersizliğinden, hafif betonlardakiler ise agrega dayanımı yetersizliğinden meydana gelmiştir.

2) Granodiyorit, dasit ve kalker agregalarıyla üretilen ve $S/Ç=0,30$ olan yüksek performanslı betonların merkezi basınç dayanımları, aynı agregalar ve $S/Ç=0,50$ ile üretilen geleneksel betonlarınkinden sırasıyla 2,6 , 2,5 ve 2,1 kat daha büyüktür(bkz. Çizelge 14). Granodiyorit, dasit ve kalker agregaları ve $S/Ç =0,30$ değeriyle üretilen yüksek performanslı betonların eğilmede çekme dayanımları geleneksel betonunkinden sırasıyla 1,37 , 1,15 ve 1,03 kat, yarmada çekme dayanımları ise yine sırasıyla 1,17 , 1,15

ve 1,02 kat daha büyüktür. Granodiyoritle üretilen yüksek performanslı betonların eğilmede ve yarmada çekme dayanımları diğer agregalarla üretilen yüksek performanslı betonlarından yüksektir. Yüksek performanslı betonların yarmada çekme dayanımları, merkezi basınç dayanımlarına bağlı olarak, TS500[8]'de verilen bağıntıyla hesaplanırlara göre diğer kaynaklardakilerle hesaplanırlardan daha yakındır.(bkz Çizelge 15).

3) Bu çalışmaya konu olan yüksek performanslı betonların elastisite modülleri 29000 MPa - 35000 MPa arasında, geleneksel betonlarıunki 25000 MPa - 29000 MPa arasında, hafif betonlarıunki ise 5100 MPa - 6600 MPa arasında değerler almaktadır(bkz Çizelge 14). Yüksek performanslı betonların deneysel elastisite modüllerine en yakın sonuç veren bağıntı kaynak [13]'te önerilen, en uzak sonuç veren ise kaynak [8]'de önerilen bağıntıdır (bkz. Çizelge 4). Bu çalışmada $60\text{MPa} \leq f_c \leq 85\text{MPa}$ dayanım aralığındaki betonlar için önerilen bağıntıyla (bkz. Çizelge 16) hesaplanan elastisite modülleri ise deneysel elastisite modülleriyle pratik olarak çakışmaktadır.

4) Yüksek performanslı, geleneksel ve hafif betonların ortalama Poisson oranları sırasıyla, 0,22, 0,20 ve 0,14'tür. Bu bulgular, daha önce yapılan çalışmalardan elde edilenlerle de desteklenmektedir (bkz. Çizelge 14).

5) Yüksek performanslı betonların gerilme-şekildeğiştirme eğrileri geleneksel ve hafif betonlarınkilere göre çok daha dik olmakta ve bu eğriler basınç dayanımlarının yaklaşık %90'ına kadar doğrusal kalmaktadır. Bu durum yüksek performanslı betonların diğer betonlara göre çok daha gevrek olduklarını, bunlarla inşa edilen hiperstatik yapılarda yeniden dağılımın güçleşeceğini, merkezi yük düzeyi yüksek olan elemanlarda yeterli sünekliğin sağlanması için geleneksel betonla üretilenlere göre çok daha fazla sargı donatısı kullanmak gerektiğini gösterdiği gibi, bugün yürürlükte bulunan betonarme yönetmeliğindeki [8] hesap ve yapıım kurallarının bu betonlar için geçerli olmadığını da göstermektedir. Gerçekten, yapıımın emniyeti için dayanım kadar sünekliğin de gerekli olması gerilme-şekildeğiştirme eğrisi ordinatı kadar absisinin de önemli olduğunu ortaya koymaktadır.

6) Su/çimento oranının 0,30 değeriyle üretilen yüksek performanslı betonların dayanımına karşılık gelen birim kısalmalar kaynak [62] ve [64]'teki bağıntılarla hesaplanırlarla pratik olarak örtüşmektedir(bkz. Çizelge 3).

7) Yüksek performanslı betonarme kirişlerin dengeli donatı oranı geleneksel betonarme kirişlerinkinden ortalama %45, hafif betonarme kirişlerinkinden ise %165 daha büyüktür(bkz. Çizelge 21). Bu durum Yüksek performanslı betonarme kirişlerde gevrek kırılmaya meydan vermeden ve boyutları değiştirmeden geleneksel betonarme kirişlere göre çok daha fazla miktarda asal çekme donatısı kullanılabilceğini göstermektedir.

8) Kirişlerde denge altı donatının kullanılması halinde, beton türü ne olursa olsun, kırılma momentleri arasındaki fark, maksimum %10 civarında olmaktadır. Bu da, denge altı donatılı kirişlerde yüksek performanslı beton kullanmanın rasyonel olmayacağını, ancak dengeli ya da denge üstü donatı oranının kullanılması halinde yüksek performanslı betonarme kirişlerdeki direnme momentlerinin diğerlerininkinden çok daha büyük olacağını göstermektedir.

9) Yüksek performanslı betonarme kirişlerin deneysel ilk çatlama momentleri geleneksel ve hafif betonarme kirişlerinkinden önemli derecede büyük olmaktadır (bkz. Çizelge 26). Bu durum, beton çekme dayanımındaki değişimin ilk çatlama momenti üzerindeki etkisinin basınç dayanımı değişiminin direnme momenti üzerindeki etkisinden çok daha büyük olduğunu göstermektedir.

10) Donatı miktarı, yüksek performanslı, geleneksel ve hafif betonarme kirişlerde ilk çatlama oluşturulan maksimum birim uzamaları hissedilebilecek derecede değiştirmemektedir. Bu da ilk çatlamanın maksimum çekme gerilmelerinden çok maksimum birim uzamalardan meydana geldiğini göstermekte, dolayısıyla da betonda kırılma olayının diğer kriterlerden çok, Saint-Venant kriterini sağladığını desteklemektedir.

11) Yüksek performanslı betonarme kirişlerin sabit moment bölgesinde kırılma yükü altında oluşan çatlak sayıları diğer betonarme kirişlerinkinden daha fazla, dolayısıyla da ortalama çatlak mesafeleri daha az olmaktadır. Bu da, bu çalışmaya konu olan yüksek performanslı beton-donatı aderansının diğer beton-donatı aderanslarından daha yüksek, dolayısıyla da bunlarda kesitten kesite yeniden dağılım yapma yeteneğinin daha yüksek olduğunu ortaya koymaktadır.

12) Bu çalışma kapsamında bir öngerilme verme düzeneği bizzat tasarlanıp imal edilmiş ve çalıştığını göstermek üzere, bu düzeneğe yardımıyla öngerilme verilen yüksek performanslı ve geleneksel beton kırımlar üzerinde bir seri deney gerçekleştirilmiş ve elde edilen sonuçlar Madde 2.3.7’de verilmiştir.

Özetle bu çalışma, Doğu Karadeniz bölümü kayalarından elde edilen agregalarla yüksek performanslı sınıfına giren betonlar üretilebildiğini, bunların yapılarda kullanılmasının bir çok yönden yararlı olacağını ancak, yüksek performanslı betonla inşa edilen yapıların projelendirilmesi için bugün yürürlükte bulunan “Betonarme Yapıların Hesap ve Yapım Kuralları”nın geçerli olmadığını da ortaya koymuş bulunmaktadır. Ancak bu sonuçların çalışmaya konu olan betonlar, betonarme ve öngerilmeli beton deney elemanları için ve çalışma koşullarında geçerli olduğunu, daha farklı agregalar ve farklı koşullarda üretilen yüksek performanslı betonlar için bunların temkinli olarak kullanılmasını gerektiğini ve Doğu Karadeniz bölümü agregalarıyla üretilen yüksek performanslı betonların dayanıklılığı, donma-çözülme ve yangın dayanımı, basınç etkisindeki elemanların sünekliği, bu betonlarla inşa edilen betonarme yapıların hesap ve yapım kurallarının belirlenmesi için gerekli çalışmaların yapılmasının yararlı olacağını belirtmek uygun olmaktadır.

4. KAYNAKLAR

1. Üzümeri, Ş.M., Özden, Ş., Yüksek Dayanımlı Betonun Kullanımı Konusunda Standartlar ve Yönetmeliklerdeki Gelişmeler, 2. Ulusal Beton Kongresi, 27-30 Mayıs 1991, İstanbul, Bildiriler Kitabı, 159-182.
2. Ersoy, U., Tankut, T., Yüksek Dayanımlı Betonun Yapısal Davranışı İle İlgili Bir İrdeleme , 2. Ulusal Beton Kongresi, 27-30 Mayıs 1991, İstanbul, Bildiriler Kitabı, 122-139.
3. Roller J.J., Russel H.G., Shear Strength Concrete Beams with Web Reinforcement, ACI Structural Journal, March-April (1990) 191-198.
4. ACI 363-R-84, State-of-the-Art Report on High-Strength Concrete, ACI Journal, Proceedings, 81,4 (1984) 364-411.
5. Kocataşkın, F., Betonun Dünü, Bugünü, Yarını , 2. Ulusal Beton Kongresi, 27-30 Mayıs 1991, İstanbul, Bildiriler Kitabı, 23-41.
6. Özkul, M.H., Karagüler, M.E., Yüksek Yapılarda Yüksek Dayanımlı Beton, 2. Ulusal Beton Kongresi, 27-30 Mayıs 1991, İstanbul, Bildiriler Kitabı, 256-261.
7. Özberki, H., Kuzey Amerika'da Yüksek Yapılar ve Yüksek Dayanımlı Beton, 2. Ulusal Beton Kongresi, 27-30 Mayıs 1991, İstanbul, Bildiriler Kitabı, 42-52.
8. TS 500, Betonarme Yapıların Hesap ve Yapım Kuralları, TSE, Ankara, 1985.
9. ACI 318-89, Building Code Requirements for Reinforced Concrete, American Concrete Institute, Detroit, 1989.
10. CAN3-A23.3 M84, Design of Concrete Structures for Buildings, Canadian Standard Association, Rexdale, Ontario, Canada, 1984.
11. CEB-FIP (MC90) Model Code for Concrete Structures, Committee Euro-International du Beton, Bulletin d'Information No.213/214, Lausanne, Switzerland, 1990.
12. DIN 1045, Beton - Und Stahlbetonbau, Bemessung und Ausführung, 1982.
13. NS 3473, Design Rules, Norwegian Standard for Design of Concrete Structures Oslo, Norway, 1992.
14. BS 8110, Structural Use of Concrete: Code of Practice for Design and Construction, Part 1, London, 1985.

15. Rak MK4, National Building Code of Finland, Concrete Structures, Concrete Association of Finland, 1989.
16. Malier, Y., Yüksek Performanslı Beton, 2. Ulusal Beton Kongresi, 27-30 Mayıs 1991, İstanbul, Bildiriler Kitabı, 15-22. (Fransızca'dan çeviri)
17. Akyüz, S., Boşluk Oranı ve Geometrisinin Betonun Basınç Dayanımına Etkisi, Yüksek Dayanımlı Betonda Boşluk Yapısı, 2. Ulusal Beton Kongresi, 27-30 Mayıs 1991, İstanbul, Bildiriler Kitabı, 53-66.
18. Oktar, O.N., Bağlayıcı Hamurun Yapısının Betonun Kısa Süreli İnelastik Davranışındaki Etkisi, Doktora Tezi, İTÜ İnşaat Fakültesi, İstanbul, 1977.
19. Uyan, M., Beton ve Harçlarda Kılcallık Olayı, Doktora Tezi, İTÜ İnşaat Fakültesi, İstanbul, 1974.
20. Moranville, M.-R., Microstructure des Bétons a Hautes Performances , Les Bétons a Hautes Performances du Matériau L'ouvrage, Presse de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées.
21. Skainy, J., Roberts, L.R., High Strength Concrete, Ann. Rev. Materials Science, 17 (1989) 35-56.
22. Parrot, L.J., The properties of High Strength Concrete , Technical Report No. 42.417, Cement and Concrete Association, Wexham Springs, 1969, 12 pp.
23. Swamy, R.N., Anand, K.L., Shrinkage and Creep of High Strength Concrete, Civil Engineering and Public Works Review , 68, 807 (1973) 859-868.
24. Smadi, M., Slate, F.O., Nilson, A.H., Shrinkage and Creep of High, Medium and Low-Strength Concretes, Including Overloads , ACI Materials Journal, May-June (1987) 224-234.
25. Larrard, F., Malier, Y., Çok Yüksek Mukavemetli Betonların Mühendislik Özellikleri, 2. Ulusal Beton Kongresi, 27-30 Mayıs 1991, İstanbul, Bildiriler Kitabı, 76-113. (Fransızca'dan çeviri)
26. Yüksek Dayanımlı Beton, 2. Ulusal Beton kongresi, Bildiriler Kitabı, 27-30 Mayıs 1991, İstanbul.
27. Held, M., Mechanical Properties of High Strength Concrete , Darmstadt Concrete, 4 (1989) 71-79.
28. Ngab, S.A., Nilson, A.H., Slate, F.O., Shrinkage and Creep of High Strength Concrete, ACI Journal, July-August 1981, 262-268.
29. Ngab, S.A., Slate, F.O., Nilson, A.H., Microcracking and the Time Dependent Strains in High Strength Concrete , ACI Journal, July-August (1981).

30. CEB-FIP, High Strength Concrete, State-of-the-Art Report , FIP/CEB Bulletin d'Information 197, August (1990), 61pages.
31. Nilson, A.H., Design Implications of Current Research on High Strength Concrete , High Strength Concrete ACI SP-87, Detroit, 1985, 85-118.
32. Perenchio, W.F., Klieger, P., Some Physical Properties of High Strength Concrete, Portland Cement Association, Research and Development Bulletin RD056.01T, Skokie, 1978, 7 pp.
33. Helland, A., High Strength Concrete Used in Highway Pavements, Second International Symposium on the Utilization of High Strength Concrete, May 1990 Berkeley, California,.
34. Colleparidi, M., Kozanoğlu, C., Yanardağ, C., Yüksek Dayanımlı Betonda Durabilite, 2. Ulusal Beton Kongresi, 27-30 Mayıs 1991, İstanbul, Bildiriler Kitabı, 67-75.
35. Alexander, K.M., Wardlaw, J., Gilbert, D.J., Aggregate-Cement Bond, Cement Paste Strength and the Strength of Concrete, Ibid 3, 59-81.
36. Dzulunski, M., Relation Entre la Résistance et l'Hydratation des Liants Hydrauliques , These de Doctorat, Extrait du Bull. Du Centre d'Etudés, de Recherches et d'Essais Scientifiques des Constructions du Génie Civil et d'Hydraulique Fluviale, Tome VI, Liège, 1953.
37. Akman, S., Beton Niteliğini Yükseltme Amacı İle Polimerlerin Kullanılması , 2. Ulusal Beton Kongresi, 27-30 Mayıs 1991, İstanbul, Bildiriler Kitabı, 312-324.
38. Larrard, F., Puch, C., Yüksek Performanslı Betonların Bileşimlerinin Belirlenmesi, Çimento Harçları Yöntemi, 2. Ulusal Beton Kongresi, 27-30 Mayıs 1991, İstanbul, Bildiriler Kitabı, 227-245. (Fransızca'dan çeviri)
39. Larrard, F., Acker, P., Malier, Y., Bétons a Très Hautes Performances: du Laboratoire au Chantier, Bull. Liason Labo. P. et Ch., 149, Mai-Juin, 1987, 71-74.
40. Larrard, F., Formulation et Propriétés des Bétons a Très Hautes Performances, Thèse de Doctorat ENPC et Rapp. Rech. LPC, 149, 1988.
41. Feret, R., Compacité des Mortiers Hydrauliques (Packing Densities of Mortars) Ann. P. et Ch., Paris, 1892.
42. Carrasquillo, R., Nilson, A., Slate, F.O. Properties of High Strength Concrete Subject to Short -Term Loads , ACI Journal, May -June (1981) 171-178.
43. Dewar, J.D., The Indirect Tensile Strength of Concretes of High Compressive Strength, Technical Report No. 42.377, Cement and Concrete Association, Wexham Springs, Mar. 1964, 12 pp.

44. Thorenfeldt, E., Lettog Hoyfast Betong , Delraport S. Pilotforsok med Kry i Hoyfast Betong, SINTEF Report STF65 A85006.
45. Yerlici, V., Ersoy, U., Betonun Çekme ve Basınç Dayanımı Arasındaki İlişki, Teknik Dergi, TMMOB İnşaat Mühendisleri Odası, 4 (1995) 1059-1062.
46. Arioğlu, E., Köylüoğlu, Ö.S., Yüksek ve Çok Yüksek Dayanımlı Betonlarda Gerilme-Birim Kısalma Karakteristikleri , Beton Prefabrikasyon Dergisi, 39 (1996) 10-13.
47. Ahmad, S., Shah, S.P., High Strength Concrete - A Review , Utilization of High Strength Concrete, Proceedings, Symposium in Stavanger, Norway, June 15-18, 1987, 255-268.
48. Collins, M.P., Mitchell, D., MacGregor, J.G., Structural Design Considerations for High Strength Concrete , Concrete International, May (1993) 27-34.
49. Almussallam, T.H., Alsayed, S.H., Stress-Strain Relationship of Normal, High Strength and Lightweight Concrete , Magazine of Concrete Research, 47, 170 (1995) 39-44.
50. Carreira, D.J., Chu, K.H., Stress-Strain Relationship for Plain Concrete in Compression, ACI Journal, 82 (1985) 797-804.
51. Nicolo De, B., Pani, L., Pozzo, E., Strain of Concrete at Peak Compressive Stress for a Wide Range of Compressive Strengths , Materials and Structures, RILEM, 27 (1994) 206-210.
52. Sulayfani, B.A., Lamirault, J., Contribution a l'Analyse Experimentale du Comportement Mechanique Cyclique du Béton, Materials and Structures, RILEM, 20 (1987) 283-292.
53. Attard, M.M., Setunge, S., Stress-Strain Relationship of Confined and Unconfined Concrete , ACI Materials Journal 93, 5 (1996).
54. Pauw, A., Static Modulus of Elasticity of Concrete as Affected by Density, ACI Journal, Proceedings, 157, 6 (1960) 679-688.
55. ACI 318-77, Building Code Requirements for Reinforcement Concrete, American Concrete Institute, Detroit, 1977.
56. Shin, S., Kamara, M., Ghosh, S.K., Flexural Ductility, Strength Prediction and Hysteretic Behaviour of Ultra High-Strength Concrete Members , High Strength Concrete, Second International Symposium, ACI SP-121, American Concrete Institute, Detroit, 1990, pp.239-264.
57. Eurocode-2 (EC2), Calcul des Ouvrages en Beton, 31 Oct. 1990.
58. Nilsen, A.U., Elastic Behavior of Concrete, Dr. Eng. Thesis, The Norwegian Institute of Technology, Division of Building Materials, Trondheim, Norway, 1992.

59. Iravani, S., Mechanical Properties of High Performance Concrete, ACI Materials Journal, 93, 5 (1996) 416-426.
60. Gutierrez, P.A., Canovas, M.F., the Modulus of Elasticity of High Performance Concrete, Materials and Structure, RILEM, 28,184, (1995) 559-568.
61. Gradner, N.J., Zhao, J.W., Creep and Shrinkage Revised, ACI Materials Journal, 90, 3 (1993) 236-246.
62. Özcebe, G., Ersoy, U., Tankut, T., Yüksek Dayanımlı Betondan Yapılan Betonarme Elemanların Dayanım ve Davranışlarının İncelenmesi , TÜBİTAK İnşaat Teknolojileri Araştırma Grubu, Proje Sonuç Raporu, İNTAG 502, Şubat 1995, Ankara, 79 sayfa.
63. Leslie, K.E., Rajagopalan, K.S., Everard, N.J., Flexural Behaviour of High-Strength Concrete Beams , ACI Journal, 73, 9 (1976) 517-521.
64. Üzümeri, Ş.M., Yüksek Dayanımlı Beton Elemanların Yapısal Davranışı , Türkiye İnşaat Mühendisliği X. Teknik Kongre Bildiriler Kitabı, TMMOB, İnşaat Mühendisleri Odası, 9-12 Ekim 1989, Ankara, 503-518.
65. Üzümeri, Ş.M., Basset, R., Behaviour of High Strength Concrete Members , Utilization of High Strength Concrete, Proceedings, Symposium in Stavanger, Norway, June 15-18, 1987, 237-248.
66. Rosenberg, A.M., Gaidis, J.M., A New Mineral Admixture for High-Strength Concrete - Proposed Mechanism for Strength Enhancement, Second International Conference on the Use of Fly Ash, Silica Fume, Slag and Natural Pozzolans in Concrete, Supplementary Paper, Madrid, 1986.
67. Wecharatana, M., Chimamphant, S., Bond Strength of Deformed Bars and Steel Fibers in High Strength Concrete , MRS Symposium, Boston, 1987.
68. Ersoy, U., Betonarme - Temel İlkeler ve Taşıma Gücü Hesabı, Cilt 1, Evrim yayınevi, Ankara, 1986.
69. Hisham, H.H., MacGregor, J.G., Modification of the ACI Rectangular Stress Block for High-Strength Concrete, ACI Structural Journal, 94 (1997) 40-48.
70. Akman, S., Betonun Vibrasyonu, İTÜ Dergisi, 35, 3 (1977) 21-31.
71. Malinowski, R., Wenander, H., Factors Determining Characteristics and Composition Vacuum Dewatering Concrete, ACI Journal, 72, 3 (1975) 98-101.
72. Türker, F., Akman, S., Application of Electro-Osmosis on Portland Cement Mortars , Proceedings, First International RILEM Congress: From Materials Science to Constructions Materials Engineering, Chapman and Hall V.1, Paris, 1987, 131-134.

73. Duriez, M., Arrambide, J., Nouveau Traité de Matériaux de Construction, Dunod Ed., Tome 1, Paris, 1961, 1491p.
74. Arıoğlu, E., Yüksek Dayanımlı Betonların Karışım Tasarımı İçin Ortalama Dayanım- Standart Sapma İlişkisinin Araştırılması, Beton Prefabrikasyon Dergisi, 36 (1995).
75. TS 1226, Deney Eleklere-Metal Levhalı, Yuvarlak veya Kare Delikli, Türk Standardları Enstitüsü, Ankara, 1985.
76. TS 1227, Deney Eleklere-Tel Kafesli, Kare Göz Açıklıklı, Türk Standardları Enstitüsü, Ankara, 1985.
77. TS 706, Beton Agregaları, Türk Standardları Enstitüsü, Ankara, 1980.
78. TS 3526, Beton Agregalarında Özgöl Ağırlık ve Su Emme Oranı Tayini, Türk Standardları Enstitüsü, Ankara, 1980.
79. TS 3529, Beton Agregalarında Birim Ağırlık Tayini, Türk Standardları Enstitüsü, Ankara, 1980.
80. TS 8536, Kum Temizliğinin %10 İnce Eleman İhtiva Eden Kum Eşdeğerliğiyle Tayini Metodu, Türk Standardları Enstitüsü, Ankara, 1990.
81. TS 8537, Kum Eşdeğerliği Tayini, Türk Standardları Enstitüsü, Ankara, 1990.
82. TS 3285, Betonun Eğilmede Çekme Dayanımı Tayini Deneyi (Orta Noktasından Yüklendi Basit Kiriş Metodu İle), Türk Standardları Enstitüsü, Ankara, 1979.
83. TS 10156, Çimento-Katkılı Çimento, Türk Standardları Enstitüsü, Ankara, 1992.
84. TS 19, Portland Çimentosu, Türk Standardları Enstitüsü, Ankara, 1992.
85. TS 802, Beton Karışım Hesapları, Türk Standardları Enstitüsü, Ankara, 1985.
86. TS 3129, Betonun Yarmada Çekme Dayanımı Tayini Deneyi (silindir Yarma Metodu), Türk Standardları Enstitüsü, Ankara, 1978.
87. Karaca, Z., Bir Sentez Çalışması Işığında Nervürlü Donatılı Hafif ve Geleneksel Betonarme Kiriş davranışlarının karşılaştırmalı Olarak İncelenmesi, Yüksek Lisans Tezi, KTÜ Fen Bilimleri Enstitüsü, Trabzon, 1996
88. TS 138, Çekme Deneyleri (Metalik Malzeme İçin), Türk Standardları Enstitüsü, Ankara, 1978.
89. TS 708, Beton Çelik Çubukları, Türk Standardları Enstitüsü, Ankara, 1985.
90. Onaran, K., Malzeme Bilimi, 4. Baskı, Bilim Teknik Yayınevi, İstanbul, 1993.

91. Postacıoğlu, B., Cisimlerin Yapısı ve Özellikleri, Cilt 1, İTÜ Matbaası, İstanbul, 1981.
92. Hüsem, M., Doğu Karadeniz Bölgesi Doğal Hafif Agregalarından Biriyle Yapılan Hafif Betonun Geleneksel Bir Betonla Karşılaştırmalı Olarak İncelenmesi, Doktora Tezi, KTÜ Fen Bilimleri Enstitüsü, Trabzon, 1995.
93. Zia, P., Review of ACI Code for Design With High-Strength Concrete, Concrete International, 5,8 (1983) 16-20.
94. Durmuş, A., Döşemelerle beraber Çalışan Öngerilmeli Beton ve Öngerilmeli Betonarme Kirişlerin Mekanik Davranışlarının Bu Sistemin Güvenliğine Etkileri, Doçentlik Tezi, KTÜ İnşaat Mühendisliği Bölümü, Trabzon, 1982.
95. TS 3721, Çelik Teller-Öngerilmeli Beton İçin, Türk Standardları Enstitüsü, Ankara, 1988.
96. Durmuş, A., Pul, S., Agregada Petrografik Yapısının Betonun Kırılma Mekanizmaları Üzerindeki Etkisi, İnşaat Mühendisliğinde Gelişmeler 1. Teknik Kongresi, Ekim 1993, Gazi Mağusa, KKTC, Bildiriler Kitabı, 673-684.
97. Feret, R., Annales des Ponts et Chaussées, Nov.-Dec. 1942.
98. Durmuş, A., Contribution a l'Etude des Criteres de Ruine d'Eléments de Structures en Beton-Application aux Pièces Armées, Thèse de Docteur Ingénieur, Université Paul Sabatier, Toulouse, 1976.
99. Akman, M.S., Yapı Malzemeleri, 1. Baskı, İTÜ Matbaası, İstanbul, 1987.
100. Cimilli, T., Yapı Malzemesi, 2. Baskı, KTÜ MMF Yayınları, Trabzon, 1986.
101. PUL, S., Agregada Petrografik Yapısının Betonun Dayanım ve Akışkanlığı Üzerindeki Etkileri, Yüksek Lisans Tezi, KTÜ Fen Bilimleri Enstitüsü, Trabzon, 1994.
102. Farran, J., Contribution Minéralogique a l'Etude de l'Adhérence Entre les Constituants Hydratés des Ciments et les Matériaux Enrobés, Thèse, Toulouse, 1956.
103. Maso, J.C., La Nature Minéralogique des Agrégats Facteur Essentiel de la Résistance des Bétons a la Rupture et a l'Action du Gel, Thèse de Docteur Ingénieur, Université Paul Sabatier, Toulouse, France, 1967.
104. Arredi, A., Rapport No: 112 au 7, Congres International des Grands Barrages, Rome, 1961.
105. Daniels, W., Béton de Calcite, Betong, Stockholm, 1948.
106. Stolnikov, V., Rapport No: 110 au 7, Congres International des Grands Barrages, Rome, 1961.

107. Vile, G.W.D., Strength of Concrete Under Short Term Static Biaxial Stress, Paper F2, International Conference on the Structure of Concrete, London, 1965.
108. Dantu, H., Etude des Contraintes dans les Milieux Hétérogènes, Applications au Béton, ITBTP, 1, 1958.
109. Durmuş, A., Arnaud, M., Lorrain, M., Le Role des Effets Transversaux Dans la Flexion des Planchers Nervurés en Béton Armé: Conséquences sur la Sécurité, Annales de l'ITBTP, No: 376, série EM/173, 10, 1979.
110. Durmuş, A., Sur le Mécanismes de Ruine de Poutres en Béton, International Nazım Terziğlı Symposium on Mathematics, Karadeniz University Mathematical Journal, 1, 1982.
111. L'Hermite, R., Idées Actuelles sur la Technologie du Béton, ITBTP, 1948.
112. Durmuş, A., Beton Nitelikleri Yönünden Optimum Kum Kirliliğinin Belirlenmesi, Beton Prefabrikasyon, Türkiye Prefabrik Birliğı, ISSN 1300-3488, 36, 1995.
113. Durmuş, A., Hüsem, M., Birim Şekildeğıştirme Ölçerleri, KTÜ Matbaası, Trabzon, 2000.
114. Durmuş, A., Karaca, Z., Betonarmede Çatlama Mekanizması, Çatlak Çeşitleri ve Denetimleri, TMMOB İnşaat Mühendisleri Odası Trabzon Şubesi Mühendislik Bülteni, Sayı: 54, Temmuz 1998, sayfa : 43-57.
115. Probst, E., The Influence of Rapidly Alternating Loading on Concrete and Reinforced Concrete, The Structural Engineering, 9 (1931) 180-184.

4. EKLER

EK 1. AGREGA PETROGRAFİK YAPISININ BETONLARIN KIRILMA MEKANİZMALARI ÜZERİNDEKİ ETKİSİ

1.1. Betonların Yapısı ve Davranışı

Betonun bir taraftan agregası, diğer taraftan sertleşmiş çimento hamuru olmak üzere iki fazlı heterojen bir malzeme olarak dikkate alınması basitleştirici bir kabuldür. Zira, çimento hamuru genel olarak jel özeliğinde olup, çok ince boyutlu çimento tanelerinin suyla hidrasyonu sonucu oluşan amorf yapısı nedeniyle kendi içinde heterojen olduğu gibi, agregası da kendi fazı içinde son derece heterojen bir yapıya sahiptir. Diğer taraftan, betonun sertleşmiş çimento hamuru fazında da rötreye, sünmeye, şişmeye gibi şekildeğişiklikler meydana geldiğinden, bu malzemenin dış kuvvetler altındaki davranışı klasik teorilerle açıklanamamaktadır. Gerçekten, beton üzerinde gerçekleştirilen deneylerden elde edilen sonuçlar elastisite teorisiyle elde edilenlerden çok farklı olmaktadır. Bu farklar değişik yapıdaki iki cisimden meydana gelen, bağlantıları (kenetlenmeleri) kendisini oluşturan cisimlerin yapısına, oranlarına, sertleşme süresine ve saklama koşullarına bağlı olan bu malzemenin, yukarıda belirtilmeye çalışılan, kendi özel yapısından ileri geldiği açıktır[96].

Bilim tarihinde, 1967 yılına kadar, Feret'in çalışmaları [97] temel alındığından, agregası petrografik yapısının beton kırılma mekanizması üzerinde etkisi olmadığı kabul edilmekteydi. Oysa agregası petrografik yapısının da bu etkenler arasında olması akla daha uygun gelmektedir. Zira, agregası petrografik yapısını belirlemek, beton içine yerleşmiş bulunan agregası taneleri ve bu tanelerin çimento hamuru ile olan bağlantılarının özelliklerini de belirlemek anlamına geldiğinden, bu düşünce daha gerçekçi gözükmektedir.

1.2. Betonun Kırılma Mekanizmaları

1.2.1. Merkezi Çekme Etkisindeki Kırılma Mekanizmaları

1.2.1.1. Betonun Merkezi Çekme Dayanımı

Betonarme hesaplarda beton çekme dayanımının genellikle sıfır olarak dikkate alındığı bilinmektedir. Bununla beraber betonun çekme etkisi altında davranışının bilinmesi de gerekli olmaktadır. Zira betonun çatlaması, uzama kapasitesinin aşılmasıyla meydana gelmektedir[98]. Oysa, sıfır betondan imal edilen pist ve yol gibi yapılarda meydana gelen çekme gerilmelerinin beton tarafından emniyetle taşınması gerektiği gibi, rötreye etkisinden dolayı çatlama olmaması için de betonun çekme dayanımının belirli bir değerin üstünde olması arzulanan bir durumdur.

(Ek-1'in devamı)

Betonun merkezi çekme dayanımının deneysel olarak belirlenmesi bir takım zorluklar göstermektedir. Bu nedenle eğilme ya da yarmada çekme dayanımları belirlenerek merkezi çekme dayanımına bir takım ampirik bağıntılarla dolaylı yoldan geçilmektedir[8].

Betonun merkezi çekme ve merkezi basınç altında kırılma mekanizmasının incelenmesi için yapılan kabuller aşağıda verilmektedir:

a) Beton heterojen ancak, yeterli derecede izotrop ve ilk yaklaşım olarak çatlaksız bir malzemedir.

b) Yük altında davranışları için sadece ortalama gerilme ve şekildeğişiklikler dikkate alınmaktadır.

c) Bu çalışmayı ilgilendiren kırılma anında E kırılmaya karşılık gelen sekant modülünü göstermek üzere, gerilmeler (σ) şekildeğişikliklere (ϵ), $\sigma = E \epsilon$ ifadesiyle bağlıdır. Betonun elasto-plastik bir cisim olmasına rağmen çatlama yükünden önceki aşamada gerilmelerle şekildeğişiklikler arasında birebir tekabül olduğundan, bu varsayım oldukça geçerli sayılabilir.

d) Kırılma sadece yükleme hızının yeterince büyük olduğu durumlar için incelenmektedir.

1.2.1.2. Merkezi Çekme Dayanımının İfadesi

Kesit alanı A olan bir beton ya da harç numune N merkezi çekme kuvvetinin etkisinde ise, N_r kırılma yükünü göstermek üzere numunenin çekme dayanımının;

$$f_{ct} = \frac{N_r}{A} \quad (E.1)$$

bağıntısıyla hesaplandığı bilinmektedir. Bu oran bazı genelleştirilmiş kabuller içerdiğinden, gerçek kırılmanın meydana geldiği yüzeyden bağımsız olup, bu yüzeydeki her bir noktada oluşan farklı gerçek gerilmelerin ortalama bir değeri olarak kabul edilmektedir.

ω , A numune kesit alanının s alanlı küçük bir elemanı olarak dikkate alınsın. Ancak, heterojen bir malzeme olan beton için bu elemanın boyutlarının **istenildiği kadar küçük** seçilmesi gerçekçi olmayacağından, bunun en büyük agrega tane boyutundan daha büyük olduğu kabul edilsin. Bu özellikteki elemanın alanı (s); s_a , s_c , s_v sırasıyla agrega, sertleşmiş çimento hamuru ve hapsedilmiş hava boşluğu alanlarını göstermek üzere;

$$s = s_a + s_c + s_v \quad (E.2)$$

şeklinde ifade edilsin. Ayrıca bu dağılımın gerçek kırılma yüzeyinin numune kesit alanındaki (A) izdüşümü için de geçerli olduğu kabul edilsin.

(Ek-1'in devamı)

Numunenin merkezi çekme etkisinde kırılması için genel bir varsayım olarak, hem karışımdaki çimento hamuru ve agregası oranlarına hem de aderans, çimento hamuru ve agregası dayanımlarına bağlı olarak, iki durum söz konusu olabilir:

1) Aderans ya da agregası kırılması betonun kırılmasına neden olmamaktadır.

Bu durumda betonun dayanımı sadece sertleşmiş çimento hamuru tarafından sağlanmaktadır.

$N_{r\omega}$, s alanına düşen kırılma yükünü ve f_{ct} çimento hamuru çekme dayanımını göstermek üzere,

$$N_{r\omega} = f_{ct} s_c \quad (E.3)$$

olarak ifade edilebilir. Bu durumda kırılma anında A numune kesitindeki ortalama gerilme, çimento hamuru çekme dayanımı cinsinden;

$$f_{ct1} = f_{ct} \frac{s_c}{s} \quad (E.4)$$

şeklinde yazılabilir. Bu tür kırılma, çekme dayanımı düşük ya da aderansı zayıf agregası içeren veya çok az oranda çekme dayanımı ve aderansı yüksek agregası içeren betonlardaki kırılmaya karşılık gelmektedir.

2) Aderans ya da agregası kırılması betonun kırılmasına neden olmaktadır.

Bu durumda çimento hamuru kırılma anından hemen önce çatlamamış olduğundan dayanıma katkıda bulunmaktadır.

σ_a ve σ_c sırasıyla agregası ve çimento hamuru tarafından taşınan ortalama normal gerilmeleri göstermek üzere ω kesit alanı içinde kırılma anına kadar ortalama normal kuvvet;

$$N_{\omega} = \sigma_a s_a + \sigma_c s_c \quad (E.5)$$

ve ortalama normal gerilme ise;

$$\sigma_{ct} = \frac{N_{\omega}}{s} = \sigma_a \frac{s_a}{s} + \sigma_c \frac{s_c}{s} \quad (E.6)$$

bağıntılarıyla ifade edilebilir. Bu son bağıntıya göre iki durum söz konusu olabilir:

(Ek-1'in devamı)

- **Betonun kırılmasına *aderans sökülmesi* neden olmaktadır.**

Bu durumda f_{adt} aderans dayanımını göstermek üzere (E.6) bağıntısı kırılma anında;

$$f_{ct2} = f_{adt} \left(\frac{S_a}{S} + \frac{\sigma_c S_c}{\sigma_a S} \right) \quad (E.7)$$

şeklinde yazılabilir.

- **Betonun kırılmasına *agrega dayanım düşüklüğü* neden olmaktadır.**

f_{at} agrega çekme dayanımını gösterme üzere (E.6) bağıntısı bu kez ;

$$f'_{ct2} = f_{at} \left(\frac{S_a}{S} + \frac{\sigma_c S_c}{\sigma_a S} \right) \quad (E.8)$$

şeklini almaktadır. Ayrıca, bir bağlayıcı ile sarılmış çeşitli boyutlardaki tanelerden meydana gelen en genel bir cisim için kırılmanın önce bağlayıcı fazından olabileceği de düşünülebilir. Eğer bu tür bir kırılma tüm cismin kırılmasına neden olmuyorsa, bu heterojen cismin çekme dayanımı kırılmanın aderans sökülmesi ya da bağlayıcıyla sarılmış tanelerin kırılmasına bağlı olarak sırasıyla;

$$f_{ct3} = f_{adt} \frac{S_a}{S} \quad (E.9)$$

$$f'_{ct3} = f_{at} \frac{S_a}{S} \quad (E.10)$$

bağıntılarıyla belirlenebilir. Bağlayıcı kırılmasının tüm cismin kırılmasına neden olması halinde ise cismin çekme dayanımı;

$$f_{ct4} = f_{ct} \left(\frac{S_c}{S} + \frac{\sigma_a S_a}{\sigma_c S} \right) \quad (E.11)$$

şeklinde ifade edilebilir. Yukarıdaki (E.9), (E.10) ve (E.11) bağıntıları, cismin içerdiği tanelerin şekildeğiştirme kapasitelerinin bağlayıcınınkinden daha büyük olması hali için geçerlidir. Dolayısıyla da geleneksel beton ya da harçlara uygulanamazlar. Diğer taraftan (E.9) ve (E.10) bağıntıları, iddiaların aksine, çekme dayanımının bağlayıcı içindeki tanelerin yapısından hiçbir zaman bağımsız olamayacağını, ancak bağlayıcı yapısından bağımsız olabileceğini göstermektedir.

(Ek-1'in devamı)

1.2.1.2.1. f_{ct1} , f_{ct2} ve f'_{ct2} 'nün Beton Bileşimine Bağlı İfadesi

Bu başlık altında f_{ct} , f_{adt} , $\frac{s_c}{s}$, $\frac{s_a}{s}$ ve $\frac{\sigma_a}{\sigma_c}$ nin betonun birer bileşeninin oranına (γ) bağlı olarak ifade edilmeleri üzerinde durulmaktadır.

1) f_{ct} 'nin ifadesi

Bağlayıcı çekme dayanımının, kendi fazı içinde bağlı katı bir yapı oluşmadığı sürece, sıfır olduğu bilinmektedir. Gerçekten çimento hamuru içinde c , e ve v sırasıyla betonda hacimce çimento, su ve hapsedilmiş hava miktarlarını göstermek üzere ;

$$\gamma = \frac{c}{c+e+v} \quad (E.12)$$

oranyla tanımlanan çimento hamuru içindeki çimento oranının (*çimento konsantrasyonu*), γ_0 gibi, çimento yapısına bağlı, belirli bir değerden küçük ya da eşit olması halinde durum böyle olmaktadır. $\gamma > \gamma_0$ olması durumunda ise bağlayıcının çekme dayanımı, çimento konsantrasyonu ve zamana bağlı olarak artmaktadır. Bu durumda sertleşmiş çimento hamuru çekme dayanımı (f_{ct}), α_1 zamanla artan bir fonksiyonu ve t_c çimento yapısına ve muhafaza koşullarına bağlı bir katsayıyı göstermek üzere;

$$f_{ct} = \alpha_1 (\gamma - \gamma_0) t_c \quad (E.13)$$

olarak ifade edilebilir. Burada çalışmanın bundan sonraki kısmında, basitleştirmek amacıyla, betonda hapsedilmiş hava olmadığı kabulüyle ($v = 0$) $\gamma = c/(c+e)$ olarak dikkate alındığını belirtmek uygun olmaktadır.

2) f_{adt} 'nin ifadesi

Aderans dayanımının da zamanla ve bağlayıcı içindeki çimento konsantrasyonu ile değiştiği düşünülebilir. Bu durumda α_2 yine zamanla artan bir fonksiyonu, γ_1 çimento hamurunun bağlayıcı özellikte olabilmesi için ancak yeterli olan γ değerini, t_{ad} mevcut katı elemanların yapısına bağlı, aderansla ilgili bir katsayıyı göstermek üzere;

$$f_{adt} = \alpha_2 (\gamma - \gamma_1) t_{ad} \quad (E.14)$$

şeklinde ifade edilebilir.

(Ek-1'in devamı)

3) σ_a / σ_c 'nin ifadesi

ε_a ve ε_c sırasıyla agrega ve çimento hamurunun ortalama birim boy değişimlerini, E_a ve E_c ise betonun kırılması anında sırasıyla agrega ve çimento hamurunun sekant modülünü göstermek üzere; $\sigma_a = E_a \varepsilon_a$ ve $\sigma_c = E_c \varepsilon_c$ bağıntıları yazılabilir. Daha önce çimento hamuru dayanımı için elde edilen hipotez (E.13 bağıntısı) dikkate alınır ve E_c 'nin zamanla ve çimento konsantrasyonuyla artan bir fonksiyon olduğu oysa, E_a nın bunlara bağlı olmadığı düşünülürse, α_3 zamanla artan bir fonksiyonu, k çimento ve agrega yapısına bağlı bir katsayıyı göstermek üzere ;

$$\frac{E_c}{E_a} = \alpha_3 k (\gamma - \gamma_0) \quad (E.15)$$

şeklinde ifade edilebilir. Diğer taraftan, kırılma meydana gelmediği sürece agrega ve çimento hamurunda numune kesitine dik doğrultudaki birim şekildeğiştirmelerin temas yüzeylerinde birbirine eşit olduğu açık olmakla beraber, çimento hamuru şekildeğiştirmesi sardığı tanelerden uzaklaştıkça artmaktadır. Ancak agrega oranı yüksek olduğu sürece $\varepsilon_c / \varepsilon_a$ şekildeğiştirme oranı dayanıma etki etmemektedir. Zira bu durumda agregalar arasında mesafe küçük olduğu için, $\varepsilon_c \cong \varepsilon_a$ yazılabileceğinden ,

$$\frac{\sigma_c}{\sigma_a} = \alpha_3 k (\gamma - \gamma_0) \quad (E.16)$$

olarak elde edilir.

4) s_a / s 'nin ifadesi

Kesit alanı s olan bir beton küp numune göz önüne alınsın. Bu hacimde karakteristik boyutu d_i olan agrega sınıfındaki tane sayısının n_i^3 olduğu düşünölsün. Eğer bu küpteki agrega dağılımının homojen olduğu ve şekillerinin boyutlarıyla değişmediği kabul edilirse, μ ve ξ sadece agrega şekline bağlı katsayıları göstermek üzere küpteki agrega hacmi; $V_a = \mu \sum n_i^3 d_i^3$ şeklinde ve kesitte agregalar tarafından işgal edilen yüzey ise; $s_a = \xi \sum n_i^3 d_i^3$ şeklinde hesaplanabilir. Buna göre, d_1 ve n_1 maksimum tane çaplı agregalara karşılık gelmek ve $\lambda_i = \frac{d_i n_i}{d_1 n_1}$ olmak üzere s alanı içindeki agrega alanı;

$$s_a = \frac{\xi}{\mu^{2/3}} V_a^{2/3} \frac{\sum \lambda_i^2}{(\sum \lambda_i^3)^{2/3}} \quad (E.17)$$

olarak ifade edilebilir. Bu bağıntıda, sadece agrega geometrisine bağlı terim $K = \frac{\xi}{\mu^{2/3}}$ ve

sadece agrega granölometrisine bağlı terim ise; $m = \frac{\sum \lambda_i^2}{(\sum \lambda_i^3)^{2/3}}$ olarak gösterilirse,

İC. YÜKSEKÖĞRETİM KURULU
DOKÜMANTASYON MERKEZİ

(Ek-1'in devamı)

$$s_a = mKv_a^{2/3} \quad \text{ve} \quad \frac{s_a}{s} = mKa^{2/3} \quad (\text{E.18})$$

bağıntısı elde edilir.

5) s_c/s 'nin ifadesi

Kesitte, alanı s_v olan hava boşluğuna rastlanması durumunda benzer hesapla;

$$\frac{s_v}{s} = m'K'v^{2/3}$$

olarak elde edilir. $s = s_a + s_c + s_v$ olduğundan, yukarıdaki oranlar bu son bağıntıda yerine konup gerekli işlemler yapıldığında ;

$$\frac{s_c}{s} = 1 - mKa^{2/3} - m'K'v^{2/3} \quad (\text{E.19})$$

olarak ifade edilebilir. (E.13), (E.14), (E.16), (E.18) ve (E.19) bağıntıları (E.4), (E.7) ve (E.8) bağıntılarında yerlerine yazılırsa, bağlı oldukları başlıca faktörlerin fonksiyonu olarak, betonun çekme dayanımı;

$$f_{ct1} = \alpha_1(\gamma - \gamma_0)t_c(1 - mKa^{2/3} - m'K'v^{2/3}) \quad (\text{E.20})$$

$$f_{ct2} = \alpha_2(\gamma - \gamma_0)t_{ad}[mKa^{2/3} + \alpha_3k(\gamma - \gamma_0)(1 - mKa^{2/3} - m'K'v^{2/3})] \quad (\text{E.21})$$

$$f'_{ct2} = f_{ct2}[mKa^{2/3} + \alpha_3k(\gamma - \gamma_0)(1 - mKa^{2/3} - m'K'v^{2/3})] \quad (\text{E.22})$$

bağıntılarının biriyle elde edilmektedir. Bu dayanım, $\gamma < \gamma_0$ için sıfır olup, $\gamma > \gamma_0$ için f_{ct1} 'in f_{ct2} ve f'_{ct2} den büyük olması halinde (birinci şekil kırılma) f_{ct1} 'e; $f_{ct1} < f_{ct2} < f'_{ct2}$ iken f_{ct2} 'ye ve $f_{ct1} < f_{ct2} < f'_{ct2}$ olduğunda ise (ikinci şekil kırılma) f_{ct2} 'ne eşit olmaktadır.

1.2.1.3. Grafik Gösterilim

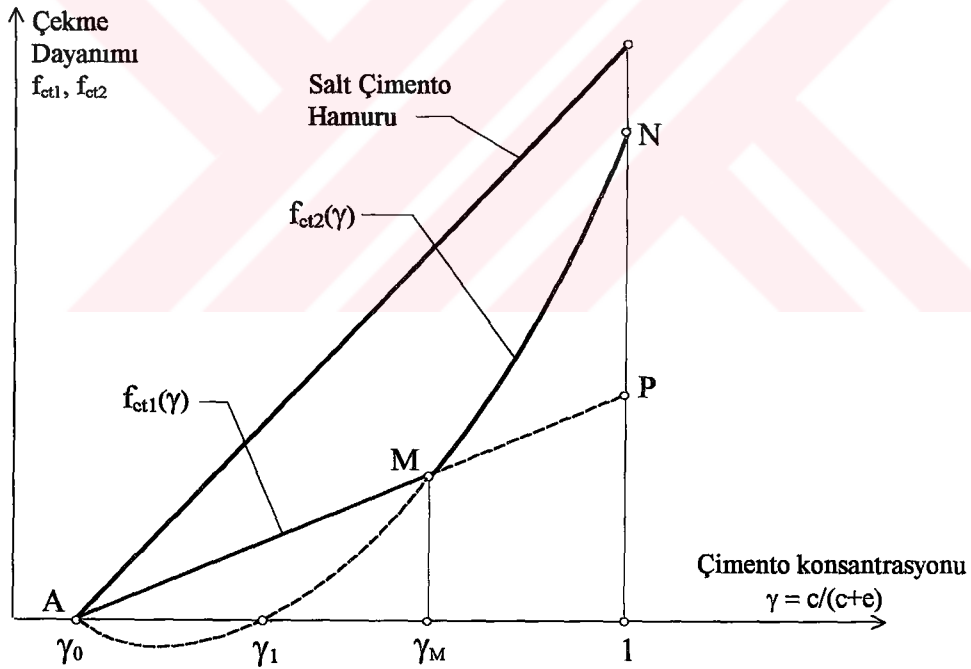
Bu incelemede belirli bir agrega şekline (α_j , m ve K sabit) ve granülometrik bileşimine sahip belirli bir yaştaki beton için $f_{ct} = f(\gamma)$ şeklinde, üç düzlem gösterilimle sınırlı olarak, sırasıyla; a ile v sabit, e ile v sabit ve c ile v sabit hallerine karşılık gelen eğriler dikkate alınmaktadır.

(Ek-1'in devamı)

1.2.1.3.1. a ve v nin Sabit Hallerine Karşılık Gelen Eğriler

Bu eğriler, çimento konsantrasyonu (γ) değiştikçe sabit agrega ve sabit hapsedilmiş hava miktarına sahip bir betonun çekme dayanımının gelişimi gösterilmektedir (Ek Şekil 1). Bu şekilden görüldüğü gibi $f_{ct1}(\gamma)$ eğrileri doğrusal olup, a ve v değerleri sabit olduğundan aynı tür çimento ile üretilen tüm betonlar için sadece bir tane $f_{ct1}(\gamma)$ doğrusu söz konusu olmaktadır. $f_{ct2}(\gamma)$ eğrileri ise eksenine f_{ct} eksenine paralel parabol şeklindedir. a ve v değerleri sabit olduğundan aynı tür çimento için agrega petrografik yapısı türü kadar $f_{ct2}(\gamma)$ eğrisi vardır. Burada (E.21) bağıntısındaki γ_1 , t_{ad} ve k değerlerinin agrega petrografik yapısına bağlı olduğunu belirtmek uygun olmaktadır.

Çimento konsantrasyonu γ_0 dan maksimum teorik değeri olan 1'e doğru arttıkça f_{ct2} nin f_{ct1} den daha büyük değerler alabilmesi için, aderans yetersizse, betonun dayanımını gösteren nokta $f_{ct1}(\gamma)$ doğrusu üzerinde A dan P ye yerdeğistir. Bu da aderansın yeterli olmaması durumunda, betonun çekme dayanımının agrega petrografik yapısından bağımsız olduğunu göstermektedir.



Ek Şekil 1. a ve v sabit halleri için teorik çekme dayanımı eğrileri.

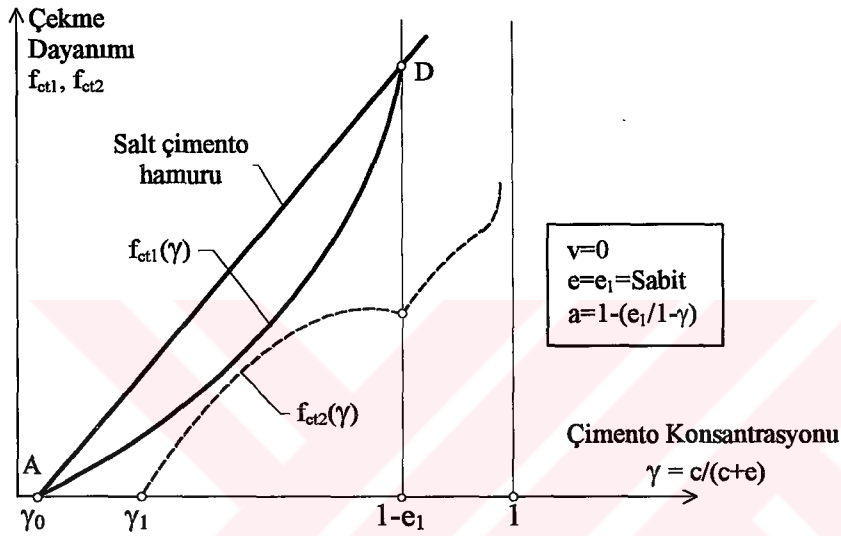
Eğer γ 'nın γ_m gibi belirli bir değerinden sonra f_{ct2} nin f_{ct1} den daha büyük olabilmesi için aderans yeterli oluyorsa, beton dayanımını gösteren nokta $f_{ct1}(\gamma)$ doğrusu üzerinde A 'dan M 'ye, daha sonra da $f_{ct2}(\gamma)$ eğrisi üzerinde M 'den N 'ye doğru yerdeğistir. Diğer taraftan f_{ct2} değeriyle bilinen bölgede, diğer koşulların hiçbiri değişmemek üzere, bu dayanım aderans iyileştikçe artmaktadır. Ancak, AP doğrusu ya da MN parabol yayının P ve N noktaları $e=0$ olması haline karşılık geldiğinden, bu noktalar pratik bir anlam taşımamaktadır.

(Ek-1'in devamı)

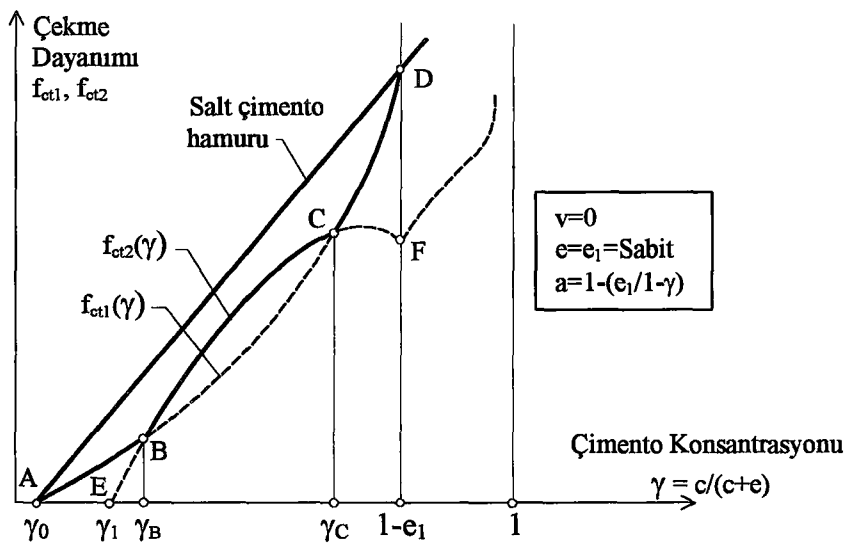
1.2.2.1.3.2. e ve v 'nin Sabit Hallerine Karşılık Gelen Eğriler

Bu eğriler, su ve hapsedilmiş hava miktarı sabit olmak üzere agrega ve çimento oranlarının değişimine bağlı olarak betonun çekme dayanımının gelişimini göstermektedir (Ek Şekil 2 ve Ek Şekil 3). Ayrıca, kolaylık açısından sadece $e=e_1=\text{sabit}$ ve $v=0$ durumu

için inceleme yapılmakta ve böylece, $a+c+e=1$ olup, buradan; $a=1-\frac{e_1}{1-\gamma}$ olarak bulunur. Bu son bağıntı (E.20) ve (E.21) bağıntılarında yerine konursa ;



Ek Şekil 2. Aderansın zayıf ya da hiç olmaması durumunda e ve v nin sabit halleri için teorik çekme dayanımı eğrileri



Ek Şekil 3. Aderansın yeterli olması durumunda e ve v nin sabit halleri için teorik çekme dayanımı eğrileri

(Ek-1'in devamı)

$$f_{ct1} = \alpha_1(\gamma - \gamma_0)t_c \left[1 - mK \left(1 - \frac{e_1}{1-\gamma} \right)^{2/3} \right] \quad (E.23)$$

$$f_{ct2} = \alpha_2(\gamma - \gamma_1)t_{ad} \left[mK \left(1 - \frac{e_1}{1-\gamma} \right)^{2/3} + \alpha_3 k(\gamma - \gamma_0) \left(1 - mK \left(1 - \frac{e_1}{1-\gamma} \right)^{2/3} \right) \right] \quad (E.24)$$

bağıntıları elde edilmektedir. Burada $\gamma = 1 - e_1$ değeri için $a = 0$ olduğundan, beton sadece çimento hamurundan ibarettir. Ancak (E.24) bağıntısı beton bileşiminde agrega olması ve $\gamma < 1 - e_1$ hali için fiziksel bir anlam taşımaktadır. Bu nedenle f_{ct1} in γ 'ya bağlı değişimi, $\gamma_0 < \gamma < 1 - e_1$ aralığında ve f_{ct2} 'nin γ 'ya bağlı değişimi ise, $\gamma_1 < \gamma < 1 - e_1$ aralığında incelenmekte ve böylece Ek Şekil 2 ve Ek Şekil 3 'teki eğriler elde edilmektedir. Burada da e ve v değerleri sabit olduğundan aynı tür çimento ile yapılan tüm betonlar için sadece bir tane $f_{ct1}(\gamma)$ eğrisine karşılık, agrega petrografik yapısı türü kadar $f_{ct2}(\gamma)$ eğrisi söz konusu olmaktadır.

Aderansın zayıf ya da hiç olmaması durumunda $f_{ct2}(\gamma)$ eğrisi daima $f_{ct1}(\gamma)$ eğrisinin altında kalmakta ve beton dayanımı agrega petrografik yapısından bağımsız olmaktadır (bkz. Ek Şekil 2).

f_{ct2} 'nin f_{ct1} 'den daha büyük değerler alabilmesi için aderansın yeteri kadar büyük olması gerekmektedir. Agrega ile çimento hamuru arasında yeterli miktarda aderans olması halinde $f_{ct2}(\gamma)$ eğrisi $f_{ct1}(\gamma)$ eğrisini B ve C gibi iki noktada kesmekte ve üstte kalmaktadır (bkz. Ek Şekil 3). Bu da (E.24) bağıntısıyla tanımlanan beton çekme dayanımının, B ve C noktaları arasında, aderans dayanımına ve dolayısıyla agrega petrografik yapısına bağlı olduğunu göstermektedir.

1.2.2.1.3.3. c ve v nin Sabit Hallerine Karşılık Gelen Eğriler

Bu eğriler, çimento ve hapsedilmiş hava miktarları sabit olmak üzere agrega ve su oranlarının değişimine bağlı olarak betonun çekme dayanımının gelişimini göstermektedir (Ek Şekil 4). e ve v nin sabit hallerinde olduğu gibi burada da basitleştirmek amacıyla sadece $c = c_1 = \text{sabit}$ ve $v = 0$ olması haline karşılık gelen eğriler incelenmekte ve böylece,

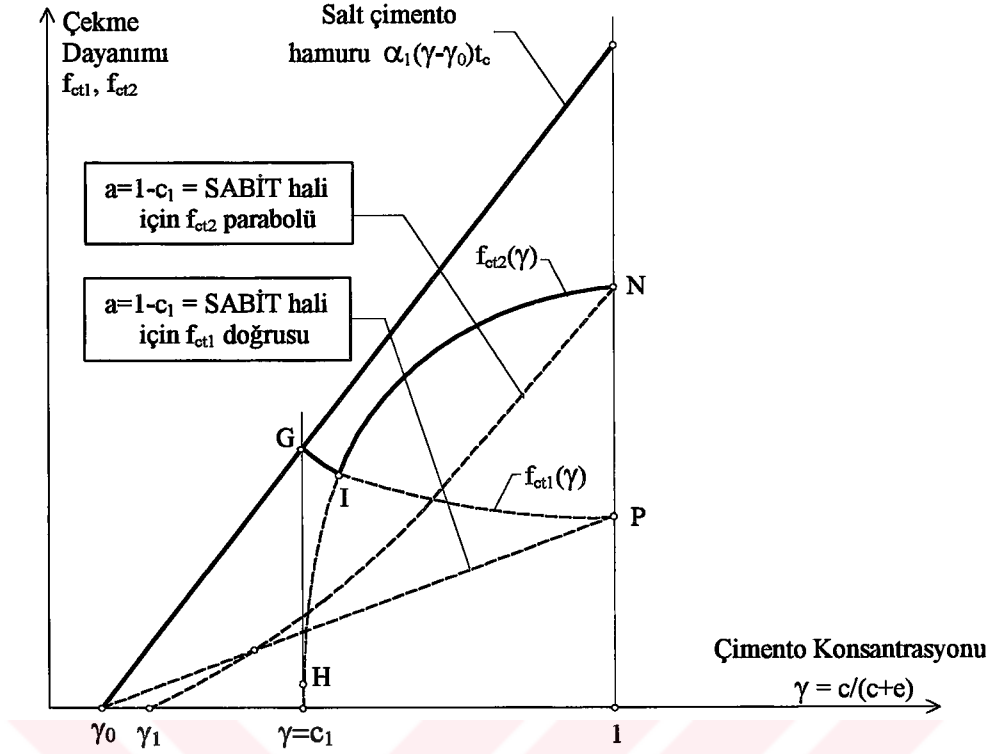
$a = 1 - \frac{c_1}{\gamma}$ olduğundan; betonun çekme dayanımı ,

$$f_{ct1} = \alpha_1(\gamma - \gamma_0)t_c \left[1 - mK \left(1 - \frac{c_1}{\gamma} \right)^{2/3} \right] \quad (E.25)$$

$$f_{ct2} = \alpha_2(\gamma - \gamma_1)t_{ad} \left[mK \left(1 - \frac{c_1}{\gamma} \right)^{2/3} + \alpha_3 k(\gamma - \gamma_0) \left(1 - mK \left(1 - \frac{c_1}{\gamma} \right)^{2/3} \right) \right] \quad (E.26)$$

olarak elde edilmektedir.

Ek-1'in devamı



Ek Şekil 4. c ve v sabit halleri için teorik çekme dayanımı eğrileri

Bu durumda da çimento türü ve oranı ile hapsedilmiş hava miktarı sabit olduğundan sadece bir tane $f_{ct1}(\gamma)$ eğrisi ve buna karşılık agrega petrografik yapısı türü kadar $f_{ct2}(\gamma)$ eğrisi vardır.

$f_{ct1}(\gamma)$ eğrisi soldan salt çimento hamuru dayanımını gösteren doğru ile ve sağdan, varsa, $f_{ct2}(\gamma)$; yoksa, $\gamma = 1$ doğrusuyla sınırlıdır. $f_{ct2}(\gamma)$ eğrileri ise soldan $f_{ct1}(\gamma)$ eğrisi ve sağdan $\gamma = 1$ doğrusuyla sınırlıdır. Eğer $f_{ct2}(\gamma)$ eğrisi $f_{ct1}(\gamma)$ eğrisini herhangi bir noktada kesiyorsa beton çekme dayanımını gösteren nokta önce $f_{ct1}(\gamma)$ üzerinde G den I ya, daha sonra γ, c_1 den 1'e doğru arttıkça $f_{ct2}(\gamma)$ üzerinde I dan N ye doğru yerdeğiştirmektedir. Aderansın yetersiz kalması durumunda ise bu nokta, $f_{ct1}(\gamma)$ üzerinde G den P ye doğru yerdeğiştirmektedir.

1.2. Merkezi Basınç Etkisindeki Kırılma Mekanizması

1.2.1. Betonun Merkezi Basınç Dayanımı

Bir betonda beklenen en önemli özelliklerden birinin yüksek bir basınç dayanımı olduğu bilinmektedir. Betonun basınç dayanımı, kemirici (agresif) ortam etkisinde kalmadığı sürece, zamanla artan bir mekanik özeliği olup, ilk 7 günde bu değer yaklaşık %70'ine ve 28. gün sonunda da standart dayanım olarak kabul edilen değerine ulaşmaktadır. Betonun basınç dayanımının maksimum değerini alması ise, yine ortam koşullarına bağlı olarak, birkaç yıl kadar sürebileceğinden basınç dayanımından söz ederken betonun yaşının da belirtilmesi zorunlu olmaktadır.

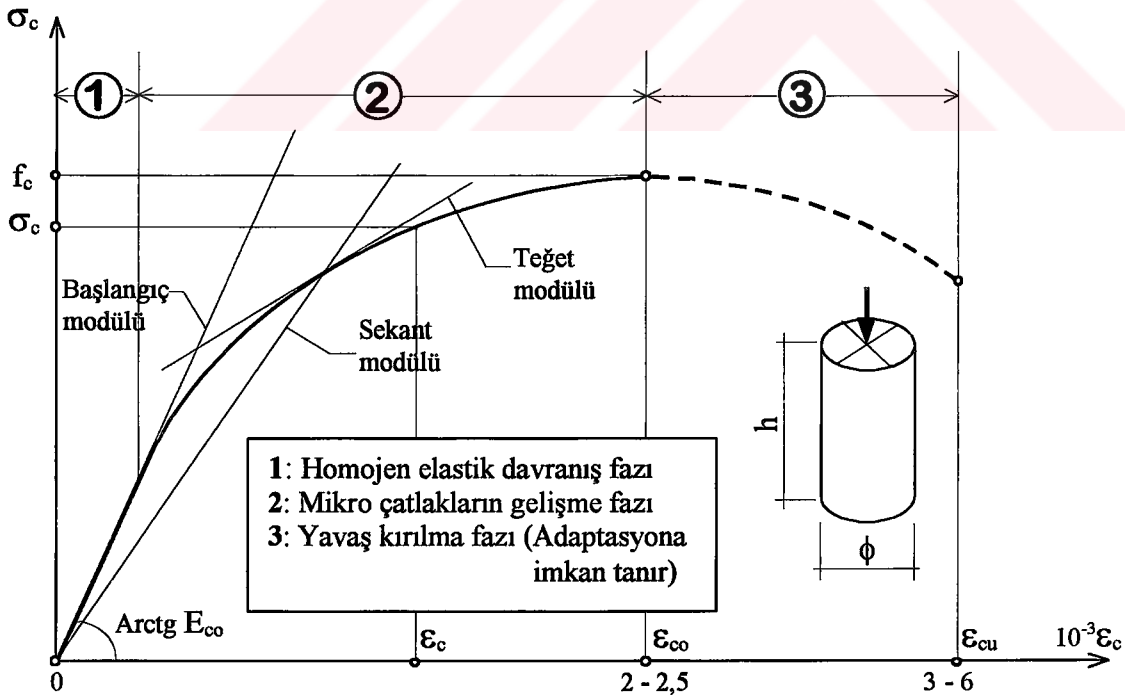
(Ek-1'in devamı)

Birçok ülkede olduğu gibi Türkiye' de de $20^{\circ}\text{C} \pm 2^{\circ}\text{C}$ sıcaklıktaki su içinde 28 gün boyunca saklanmış standart beton silindir numunelerin ($\phi = 15\text{ cm}$, $h = 30\text{ cm}$) sabit yükleme hızıyla bir eksenli merkezi basınç dayanımları standart numune dayanımı olarak adlandırılmaktadır. Beton sınıfları ise genellikle karakteristik silindir basınç dayanımlarına göre belirlenmektedir. Bununla beraber bazen küp numuneler de standart numune olarak kullanılmakta ve bu dayanımlardan, istendiğinde yaklaşık bir takım bağıntılarla silindir dayanımına çevrilebilmektedir [98]. Sabit şekildeğiştirme hızıyla, geleneksel betonlar üzerinde elde edilen gerilme-birim şekildeğiştirme diyagramının genel görünümü ise Ek Şekil 5'te verilmektedir.

Betonların gerilme-birim şekildeğiştirme diyagramlarını birçok parametre etkilediğinden, tüm betonları temsil edecek şekilde, analitik bir bağıntıyla ifade edilmesi imkansız denecek kadar zor olmaktadır. Bununla beraber bazı araştırmacılar bu eğrinin genel ifadesini analitik olarak vermeye çalışmıştır. Bunlara örnek olarak; sırasıyla Smith-Young, Voellmy, Torraja ve Sargın tarafından önerilen aşağıdaki (E.27), (E.28), (E.29) ve (E.30) bağıntıları verilebilir [94,91].

$$\sigma_c = f_c \frac{\epsilon_c}{\epsilon_{co}} e^{\left(1 - \frac{\epsilon_c}{\epsilon_{co}}\right)} \quad (\text{E.27})$$

$$\sigma_c = f_c \frac{\epsilon_c}{\epsilon_{co}} \left(2 - \frac{\epsilon_c}{\epsilon_{co}}\right) \quad (\text{E.28})$$



Ek Şekil 5. Geleneksel betonun bir eksenli merkezi basınç altında şematik gerilme-birim şekildeğiştirme diyagramı [94]

(Ek-1'in devamı)

$$\sigma_c = f_c \left[1 - \left(1 - \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{co}} \right)^{7/3} \right] \quad (\text{E.29})$$

ve $x = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{co}}$, $y = \frac{\sigma_c}{f_c}$, $k = \frac{E_{co} \varepsilon_{co}}{f_c}$ ve k' de sözkonusu eğrinin alçalan kısmının şekline bağlı olarak seçilen bir parametre olmak üzere;

$$y = \frac{kx + (k'-1)x^2}{1 + (k-2)x + k'x} \quad (\text{E.30})$$

şekindedir. Bu teorik bağıntılar betonun davranışını yaklaşık olarak göstermektedirler.

Betonun dayanımının bileşenlerine bağlı olarak önceden tahmini için de bazı bağıntılar önerilmiştir. Bunlara örnek olarak da, A, B, K_B, K_G, K_F birer katsayıyı r_c çimento hamuru dayanımını göstermek üzere;

$$f_c = \frac{A}{B^{w/c}} \quad (\text{E.31})$$

Abrams,

$$f_c = K_B \left[\frac{C}{W} - 0,5 \right] \quad (\text{E.32})$$

Bolomey,

$$f_c = \frac{r_c}{K_G} \left(\frac{C}{W} \right)^2 \quad (\text{E.33})$$

Graf ve beton basınç dayanımına etkiyen en önemli faktörün çimento konsantrasyonu olduğu varsayımına dayanan,

$$f_c = K_F \gamma^2 \quad (\text{E.34})$$

şeklindeki Feret bağıntısı verilebilir [99,100,101]. Bu bağıntıların en çarpıcı ortak özeliği, agrega petrografik yapısının etkisini içermemiş olmalarıdır.

1.2.2. Kırılma Mekanizması

Merkezi basınç yükü F olan, A kesit alanlı bir beton numunede ortalama gerilmenin $\sigma = F/A$ bağıntısıyla hesaplandığı bilinmektedir. Bu gerilmenin belirli bir değerinden sonra beton içindeki mevcut çatlaklar ya da süreksizliklerin yoğun olduğu zayıf hatlar boyunca

(Ek-1'in devamı)

oluşan çatlaklar büyümekte, kırılma yüküne ulaşıldığında ise numune, kırılmaktadır.

Kırılma mekanizmasına birçok faktörün etki ettiği bilinen bir gerçektir. Ancak çekme ya da basınç etkisindeki beton ya da harç numunelerin kırılma yüzeyleri, agreganın dayanımı az olmamak koşuluyla, genellikle agregaya çevresini kısmen takip etmektedir. Diğer bir deyişle, bağlantının katı-katı tipinde olması halinde kırılma çimento hamuru-agrega ara yüzeyindeki aderans bölgesinde meydana gelmektedir. Bu olayın açıklaması üç şekilde yapılabilir :

- 1) Agregalarla çimento hamuru arasındaki aderans, dayanımı düşük özel bir hamurla sağlanmış olabilir.
- 2) Aderans bölgesi çok yüksek gerilmelerin etkisinde kalmış olabilir.
- 3) Aderans bölgesinde çok sayıda süreksizlikler olabilir.

Bir betonda bu üç açıklama aynı anda da geçerli olabilir.

Gerçekten, yapılmış olan deneylere göre çimento anhidritlerinin su ile reaksiyonu sonucu meydana gelen iyonlar yapılarına bağlı olarak farklı hareketliliğe sahiptirler. Böylece çimento hamuru içinde en çabuk olarak yayılan iyonlar tarafından meydana getirilen hidratlar agregaya etrafında ilk önce çökelmektedirler [102]. Diğerleri ise daha çok anhidrit çimento tanelerinin etrafında bulunmakta, bu da çimento hamuru yapısının aderans bölgesinde ve global çimento hamuru bünyesinde farklı olmasına neden olmaktadır.

Diğer taraftan hidrate olmuş bileşenlere göre aşırı doygunluk bir çimento taneciği etrafına göre agregaya yakınında daha zayıf kalmakta, bu da çimento hamuru ile agregaya temas yüzeyinde kristalleşmenin hem daha yavaş, hem de daha büyük olmasına neden olmaktadır. Böylece bu bölgedeki dayanım çimento hamurunun diğer kısımlarında daha iyi koşullar altında oluşan dayanımdan daha zayıf kalmaktadır.

Ayrıca aderans bölgesinde yapılan mikroskobik gözlemler, burada çok sayıda boşluğun varlığını göstermektedir [103]. Bu boşlukların bir kısmı agregalara bağlı olan hava kabarcıklarından, bir kısmı da agregaya yakınılarında çimento hamurunun katı eleman yönünden zayıf oluşundan ve bu bölgede hidrate olmuş tanecik konsantrasyonunun minimum oluşundan ileri gelmektedir. Bu durum karma suyu oranı arttıkça daha net olarak ortaya çıkmakta, diğer bir deyişle beton içindeki su miktarı arttıkça agregaya ve çimento hamuru arasındaki aderans kuvveti azalmaktadır.

Diğer taraftan geleneksel agregaya elastisite modüllerinin çimento hamurununkinden çok daha büyük olduğu da bilinmektedir. Bu durumda aderans bölgesi bazı noktalarda çimento hamuru kütlesi içinde taşınan gerilmelerden daha büyük gerilmelerin etkisinde kalmaktadır. Böylece beton ya da harcın başlıca iki bileşeni olan hidrate olmuş çimento hamuru ve agregalar, dayanımı global çimento hamuru ve agregaların dayanımından daha düşük olan ve çok sayıda süreksizlikler içeren, özel bir hamur tabakası ile birbirine bağlanmaktadır. Bu bağ, dış yüklerin etkisinde maksimum gerilmelerin etkisinde kaldığından ilk kırılma genellikle bu düzeyde meydana gelmektedir. Bunun tüm hafif agregalara genellenmenin doğru olmayabileceği açıktır.

Deneyler, çekme durumunda kırılma yüzeyinin dış kuvvete dik konumda olduğunu ve bu durumda bu yüzeye rastlayan agregaların pratik olarak, çimento hamurundan ayrılır ayrılmaz hiçbir etki altında kalmadığını göstermektedir.

(Ek-1'in devamı)

Birinci kabule göre beton, aderans sökülmesinden sonra hemen kırılmaktadır. Bu durumda betonun dayanımı aderans dayanımına ve bu yüzeyde uygulanan gerilmelere bağlı olmaktadır. Farran'ın [102] gösterdiği gibi, birinci faktör agregaların petrografik yapılarıyla önemli derecede değişmektedir. Aderans bölgesindeki gerilmeler ise çimento hamuru ve agregaların elastisite modüllerine bağlıdır. Zira çimento hamuru ile agregaların elastisite modülleri çok farklı olduğu gibi, bileşimde bulunan agregaların da elastisite modülleri arasında, petrografik yapılarına bağlı olarak, büyük farklılıklar olabilmektedir.

Diğer bir kabule göre betonun aderans sökülmesini meydana getiren kuvvetten daha büyük bir kuvveti taşıyabileceği düşünülebilir. Aderans sökülmesinden sonra dış kuvvetlere sadece, birtakım hava boşlukları içeren, çimento hamuru karşı koymaktadır. Zira, aderans sökülmesinden sonra agregalar, sadece şekilleri, oranları ve beton içindeki dağılımlarıyla etkili olmaktadır.

Basınç etkisindeki bir numunede eğer yanal bir sıkışma (fretaj) etkisi yoksa, diğer bir deyişle numune serbest yüzeylerinden rahatça şekildeğiştirme yapabiliyorsa, genellikle dış yük doğrultusunda birbirine paralel birçok kırılma yüzeyi meydana gelmektedir. Bu durumda numunenin tamamen parçalanıp dağılmasına kadar çimento hamuruyla birlikte agregalar da gerilme etkisinde kalmaktadır. O halde basınç altındaki kırılma şekli ne olursa olsun betonun basınç dayanımı, içerdiği agregaların mekanik özellikleri ve dolayısıyla petrografik yapıları ile de yakından ilgili olmak durumundadır. Bununla beraber Feret[97], yapmış olduğu deneyler sonucunda çimento hamuruyla reaksiyon dışında agrega petrografik yapısının betonun dayanımı üzerinde hiçbir etkisi olmadığı sonucuna varmıştır. Feret ' in çalışmalarını esas alan çağdaş birçok araştırmacı tarafından da kabul edilen bu sonuçların doğruluğu özellikle basınç durumunda kanıtlanamamakta ve sonradan yapılan bazı deneylerin sonuçları da Feret ' in sonuçlarıyla kısmen çelişmektedir [104,105,106]. Durum böyle olunca, bunların sınırlı çalışmalarından genel bir kural çıkarmak zor olmaktadır.

1.2.3. Merkezi Basınç Dayanımının İfadesi

Madde 1.2.2 ' de kırılıncaya kadar, merkezi basınç etkisinde kalan bir beton numunede, serbest genişmesi engellenmediği takdirde, dış yük doğrultusuna paralel çatlaklar oluştuğu belirtilmiştir. Bu durumda numunenin dış yüke dik doğrultuda çekme etkisinde kırılıyormuş gibi davrandığı düşünülebilir.

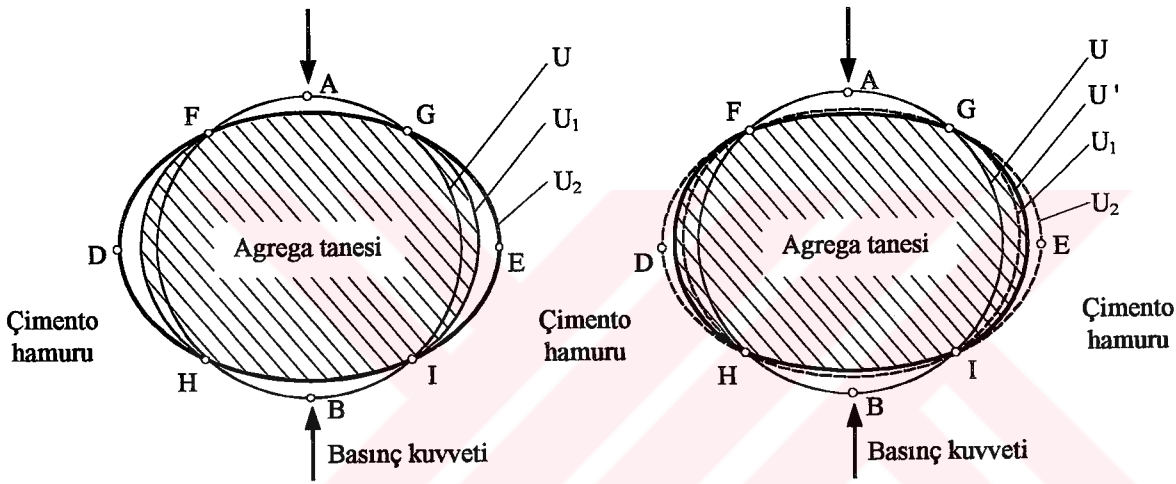
O halde, yüksüz durumda, ortak çevreleri U olan çimento hamuruyla sarılmış bir agrega tanesi basınç kuvveti etkisinde kaldığında, Poisson oranları birbirine yakın olduğu halde beton agregalarının elastisite modülleri genellikle çimento hamurununkinden büyük olduğundan [103], çimento hamuru agrega yanal yüzeyleri boyunca agregadan ayrılma eğilimi gösterir. Ek Şekil 6.a 'dan görüldüğü gibi eğer çimento hamuruyla agrega arasında **aderans yoksa** U çevresi agrega için U_1 çevresinde dönüşmekte ve agrega yüzeyleri daima bazı pürüzler içerdiğinden, çimento hamurunun yanal genişmesi A ve B noktaları etrafında engellenmektedir. Fretaj etkisi adı verilen bu etki, çimento hamurunun dış yüke dik doğrultuda serbestçe şekildeğiştirebildiği FG ve HI paralelleri boyunca ortadan

(Ek-1'in devamı)

kalkmaktadır. Bu durumda çimento hamurunun gerçek çevresi FDH-GEI bölgesinde U_2 , FAG ve HBI boyunca ise U_1 olmaktadır.

Çimento hamuruyla agrega arasında **aderans olması** halinde, kırılma yüküne varılmadan önce aderans bölgesindeki ortak gerilmeden dolayı her ikisinin de yanıl şekildeğıştirmeleri aynı kalmaktadır. Bu durumda başlangıçtaki U çevresi, önceki U_1 ve U_2 çevrelerinin arasından geçen U' agrega ve çimento hamuru ortak çevresine dönüşmektedir (Ek Şekil 6.b).

Aderans bölgesi bu durumda agrega yüzeyindeki FAG-HBI bölgelerinde basınç gerilmesi, F, G, H ve I noktaları sıfır gerilme ve FDH-GEI bölgelerinde ise çekme gerilmesi etkisinde kalmaktadır.



Ek Şekil 6. Merkezi basınçta *aderans olmaması ve olması* halinde agrega ve çimento hamuru şekildeğıştirmeleri

İlk kırılmanın agregada **oluşmaması** halinde, aderans bölgesine etkiyen çekme gerilmesi aderans dayanımını yendiği anda aderans kırılması meydana gelmekte ve bu durumda çimento hamuru, agrega ya da aderans kırılması meydana gelir gelmez, yanıl doğrultuda serbestçe genişlebilmektedir.

Eğer agreganın FDH ve GEI yüzeyleri boyunca yaptığı enine şekildeğıştirme çimento hamurunun çekmede kırılma şekildeğıştirmesinden küçükse, agrega ya da aderans kırılması betonun kırılmasına neden olmamaktadır. Aksi halde agrega ya da aderans kırılması meydana gelir gelmez beton kırılmaktadır. Bu durum, daha önce çekme için açıklanan iki türlü kırılma şeklinin merkezi basınç durumunda da mevcut olduğunu göstermektedir:

1) Aderans ya da agrega kırılması betonun kırılmasına neden *olmamaktadır*.

Betonun kırılması sadece agrega kırılma çizgisi boyunca ya da FG ve HI paralelleri doğrultusunda meydana gelen enine şekildeğıştirmelerin çimento hamurunun çekme kırılmasındaki şekildeğıştirmelerine eşit olması halinde meydana gelmektedir. Bu eşitlik

(Ek-1'in devamı)

sağlandığında çimento hamuru içinde oluşan ilk mikroçatlaklar, aynı kaynaklı başka bir çatlak oluşuncaya kadar gelişmekte ve olay, benzer şekilde ardarda meydana gelen çatlaklarla, beton tamamen kırılıncaya kadar, devam etmektedir. Buna göre beton basınç dayanımının ifadesi aşağıdaki yolla belirlenebilir:

σ_z , dış yüke dik bir s yüzey elemanına etkiyen ortalama normal gerilmeyi göstermek üzere, betonun çekme dayanımının incelenmesinde kullanılan aynı sembollerle ;

$$\sigma_z = \sigma_a \frac{s_a}{s} + \sigma_c \frac{s_c}{s} \quad (\text{E.35})$$

olarak yazılabilir. Kırılma anında çimento hamuru ortalama enine şekildeğıştirmesinin çekme kırılmasındaki boyuna şekildeğıştirmesine eşitliğinden, f_{ct} çimento hamuru çekme dayanımını, ν_c çimento hamuru poisson oranını ve E'_c , $\nu_c \epsilon_c$ şekildeğıştirmesine karşılık gelen sekant modülünü göstermek üzere ;

$$\nu_c \epsilon_c = \frac{f_{ct}}{E'_c} \quad (\text{E.36})$$

bağıntısı yazılabilir. Buradan σ_z nin en büyük değeri olan beton basınç dayanımı f_{c1} ile gösterilirse;

$$f_{ct} = E'_c \nu_c \epsilon_c = \nu_c \frac{E'_c}{E'_c} \frac{f_c}{\frac{s_c}{s} + \frac{\sigma_a s_a}{\sigma_c s}}$$

ya da

$$f_{c1} = \frac{f_{ct}}{\nu_c} \left(\frac{\sigma_a s_a}{\sigma_c s} + \frac{s_c}{s} \right) \frac{E'_c}{E'_c} \quad (\text{E.37})$$

olarak elde edilir.

2) Aderans ya da agregaya kırılması betonun kırılmasına neden olmaktadır.

Burada iki durum söz konusu olabilir :

- **Betonun kırılmasına aderans kırılması neden olmaktadır.**

Bu durumda aderans bölgesine uygulanan çekme gerilmesi, ϵ_{1c} aderans yokken çimento hamurunun yapacağı ortalama birim şekildeğıştirmeyi, ϵ_{0a} aderans yokken bir eksenli basınç etkisinde gerçek şekildeğıştirmeye eşit bir yanal şekildeğıştirme oluşturan agregaya birim şekildeğıştirmesini, ν_a agregaya Poisson oranını göstermek üzere ;

(Ek-1'in devamı)

$$\sigma_{adt} = E'_c (v_c \varepsilon_{1c} - v_a \varepsilon_{0a}) \quad (E.38)$$

şeklinde ifade edilebilir. Böylece (E.38) bağıntısı f_{adt} aderans çekme dayanımını göstermek üzere;

$$f_{adt} = E'_c (v_c \varepsilon_{1c} - v_a \varepsilon_{0a}) \quad (E.39)$$

şeklinde ve betonun basınç dayanımı ;

$$f_{c2} = \sigma_a \frac{s_a}{s} + \sigma_c \frac{s_c}{s} \quad (E.40)$$

olarak yazılabilir. Aderans yokken ε_{1a} agreganın yapacağı ortalama boyuna birim şekil değiştirmeyi göstermek üzere σ_a ve σ_c nin ifadeleri,

$$\sigma_a = E_a \varepsilon_{1a} \quad (E.41)$$

$$\sigma_c = E_c \varepsilon_{1c} \quad (E.42)$$

şeklindedir. Bu durumda (E.39) bağıntısından çekilen ε_{1c} değeri (E.40) bağıntısında yerine yazılır ve (E.42) bağıntısı dikkate alınır;

$$f_{c2} = \frac{E_c}{E'_c} \frac{f_{adt}}{v_c - v_a \frac{\varepsilon_{0a}}{\varepsilon_{1c}}} \left(\frac{s_c}{s} + \frac{\sigma_a s_a}{\sigma_c s} \right) \quad (E.43)$$

olarak elde edilmektedir.

• **Betonun kırılmasına *agrega kırılması* neden olmaktadır.**

Kırılma anında agrega ortalama enine şekil değiştirmesinin çekme kırılmasındaki boyuna şekil değiştirmesine eşit olduğu varsayımıyla; E'_a , $v_a \varepsilon_a$ şekil değiştirmesine karşılık gelen agrega sekant modülünü ve f_{at} agrega çekme dayanımını göstermek üzere ;

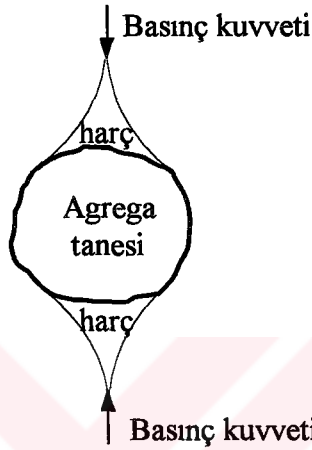
$$v_a \varepsilon_a = \frac{f_{at}}{E'_a} \quad (E.44)$$

yazılabilir. Bu bağıntılardan ε_a çekilir ve elde edilen değer (E.40) bağıntısında yerine yazılırsa;

(Ek-1'in devamı)

$$f'_{c2} = \frac{f_{at}}{v_a} \left(\frac{s_a}{s} + \frac{\sigma_c s_c}{\sigma_a s} \right) \frac{E_a}{E'_a} \quad (E.45)$$

olarak elde edilir. Bu teori, Vile [107] tarafından geliştirilen varsayımlarla uyduğu gibi, merkezi basınç etkisinde kırılan numuneden çıkarılan bir agrega tanesinin genellikle Ek Şekil 7'deki görünümü almasıyla da doğrulanmaktadır.



Ek Şekil 7. Merkezi basınçta bir beton numunenin ezilmesinden sonra agrega tanesinin durumu

Bu şekilde görülen, agregaya yapışık, konik şekilli iki çimento hamuru elemanı, agreganın çimento hamuruna uyguladığı fretaj etkisi agregadan uzaklaştıkça azalmaktadır. Diğer taraftan Dantu [108], elastik teoriye dayanarak, çimento hamurunda dış basınç kuvvetine dik doğrultuda çekme gerilmelerinin varlığını ortaya koymuş ve içinde iri agregalar da bulunan harç numuneler üzerinde yaptığı deneyler sonucunda;

- Çimento hamurundaki ortalama boyuna şekildeğiştirmelerin agregalardakinden daha büyük olduğunu,
- Harçta çok yüksek uzama yığılmaları oluşan noktaların bulunduğunu,
- Gerilme yığılması oluşan noktaların iri agregalarda bulunduğunu

göstermiştir. Dantu'nun yapmış olduğu deneylere göre maksimum gerilme ve şekildeğiştirmeler daima, FAG ve HBI olarak adlandırılan, çimento hamuru agrega temas yüzeylerinde meydana gelmektedir.

Burada bir bağlayıcı ile sarılmış tanelerden meydana gelen en genel bir cisim için tanelerin yanıl şekildeğiştirmelerinin bağlayıcıyı patlatabileceğini de belirtmek uygun olmaktadır.

Pratikte üretilen betonların davranışını yansıtmamakla birlikte, kırılma anında tanelerin ortalama enine şekildeğiştirmelerinin bağlayıcının çekmede boyuna şekildeğiştirmesine eşitliğinden;

(Ek-1'in devamı)

$$\varepsilon_a v_a = \frac{f_{ct}}{E_c} \quad (\text{E.46})$$

bağıntısı, yada basınç dayanımı cinsinden ;

$$f_c = \frac{f_{ct}}{v_a} \left(\frac{s_a}{s} + \frac{\sigma_c s_c}{\sigma_a s} \right) \frac{E_a}{E_c} \quad (\text{E.47})$$

bağıntısı yazılabilir.

1.2.3.1. f_{c1} , f_{c2} ve f'_{c2} nün Beton Bileşimine Bağlı İfadeleri

Betonun, çekme etkisi altında kırılması için yapılan varsayımlar ve bunlardan elde edilen ifadeler kullanılarak, basınç dayanımı;

$$f_{c1} = \frac{\alpha_1 (\gamma - \gamma_0) t_c E_c}{v_c} \left(\frac{mKa^{2/3}}{E_c} \frac{\varepsilon_a}{\alpha_4 k' (\gamma - \gamma_0) \varepsilon_c} + 1 - mKa^{2/3} - m'K'v^{2/3} \right) \quad (\text{E.48})$$

$$f_{c2} = \frac{\alpha_2 (\gamma - \gamma_1) t_{ad} E_c}{v_c - v_a \frac{\varepsilon_{0a}}{\varepsilon_{1c}}} \left(\frac{mKa^{2/3}}{E_c} \frac{\varepsilon_{1a}}{\alpha_4 k' (\gamma - \gamma_0) \varepsilon_{1c}} + 1 - mKa^{2/3} - m'K'v^{2/3} \right) \quad (\text{E.49})$$

$$f'_{c2} = \frac{f_{at}}{v_a} \left(mKa^{2/3} + \alpha_4 k' (\gamma - \gamma_0) \frac{\varepsilon_{1c}}{\varepsilon_{1a}} (1 - mKa^{2/3} - m'K'v^{2/3}) \right) \quad (\text{E.50})$$

olarak ifade edilebilir. Bu bağıntılarda geçen k' , kırılma anı için

$$\frac{E_c}{E_a} = \alpha_4 k' (\gamma - \gamma_0) \quad (\text{E.51})$$

bağıntısıyla elde edilmektedir.

1.2.3.1.1. v_c nin ifadesi

Çimento hamurunun su ve hidrate olmuş çimento kristallerinden meydana geldiği bilinmektedir. Fakat reaksiyonlar tamamen gerçekleşmemişse (genellikle durum böyledir) çimento hamurunda anhidrit taneler bulunur. Su biraz sıkışabilir olmakla birlikte, betonda, maruz kaldığı basınçları fazla sıkışmadan her doğrultuda iletmektedir. Böylece beton bileşimindeki katı eleman oranı arttıkça Poisson oranı da o nispette azalmaktadır. $\gamma=0$ sınır

(Ek-1'in devamı)

durumunda $v_c=0.5$ ($=v_e$) olmak zorundadır. Diğer taraftan hidrasyonla birlikte çimento hamurunda çok sayıda gaz kabarcığının oluşturduğu boşluklar meydana gelmekte ve bu boşlukların sayısı katılaşma başlangıcında γ büyüdükçe poisson oranının azalmasını gerektirmektedir. Bu durumda V hacimli bir çimento hamuru için, b çimento türüne ve α_5 zamana bağlı birer katsayıyı göstermek üzere;

$$\frac{\Delta V}{V} = \alpha_5 b \gamma \varepsilon_c$$

ifadesi yazılabilir. Buradan, $1-2v_c = \alpha_5 b \gamma$ bulunur ve

$$v_c = \frac{1}{2}(1 - \alpha_5 b \gamma) \quad (E.52)$$

olarak elde edilir.

1.2.3.2. E_c / E'_c nin ifadesi

Basınç ve çekmede E_c/E_a için verilen (E.15) ve (E.51) nolu ifadelerin karşılaştırılmasından,

$$\frac{E_c}{E'_c} = h = \text{sabit} \quad (E.53)$$

yazılabilir. Bu çalışmada $\frac{\varepsilon_a}{\varepsilon_c}$, $\frac{\varepsilon_{1a}}{\varepsilon_{1c}}$ ve $\frac{\varepsilon_{0a}}{\varepsilon_{0c}}$ oranlarını beton bileşimine bağlayan ifadeler

elde edilmemiş olmakla beraber bunlar ilgili oldukları bağıntılarda muhafaza edilmektedir. Bununla birlikte, sabit su oranı için bunların ne yönde değiştiği tahmin edilebilir. Gerçekten, $\gamma = \gamma_0$ civarında çimento hamuru çok az katı eleman içerdiğinden betondaki basınç dağılımı pratik olarak hidrostatiktir. Bu da ε_c değerlerinin bu koşullar altında ε_a değerlerinden çok

daha büyük olduğunu ve çimento hamurunda katı eleman miktarı arttıkça $\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_a}$ oranının

azalacağını göstermektedir. Ancak, agrega taneleri arasındaki mesafe γ arttıkça artmakta ve böylece agregalar tarafından çimento hamuruna uygulanan fretaj etkisi de azaldığından $\gamma_0 \leq \gamma \leq 1 - e_1$ aralığında γ arttıkça $\varepsilon_c/\varepsilon_a$ oranı artmaktadır. Bu oranın geleneksel betonlar için, daima 1 den büyük bir minimuma sahip olduğu açıktır. Bu koşullar altında $f_{c1}(\gamma)$ ve $f_{c2}(\gamma)$ eğrilerinin şeklini belirlemek mümkündür. Bunun için (E.52) ve (E.53) bağıntıları (E.49) ve (E.50) bağıntılarındaki yerlerine yazılıp gerekli düzenlemeler yapıldığında ;

(Ek-1'in devamı)

$$f_{c1} = \frac{2\alpha_1(\gamma - \gamma_0)t_c h}{1 - \alpha_3 b \gamma} \left(\frac{mKa^{2/3}}{\alpha_4 k'(\gamma - \gamma_0)} \frac{\varepsilon_a}{\varepsilon_c} + 1 - mKa^{2/3} - m'K'v^{2/3} \right) \quad (E.54)$$

$$f_{c2} = \frac{2\alpha_2(\gamma - \gamma_1)t_{ad} h}{1 - \alpha_3 b \gamma - 2v_a \frac{\varepsilon_{0a}}{\varepsilon_{1c}}} \left(\frac{mKa^{2/3}}{\alpha_4 k'(\gamma - \gamma_0)} \frac{\varepsilon_{1a}}{\varepsilon_{1c}} + 1 - mKa^{2/3} - m'K'v^{2/3} \right) \quad (E.55)$$

olarak elde edilmektedir. Bu bağıntılara göre $\gamma \leq \gamma_0$ için betonun basınç dayanımı sıfırdır. $\gamma > \gamma_0$ için ise eğer f_{c1} ; f_{c2} ve f'_{c2} den daha büyükse (*birinci şekil kırılma*) bu dayanım f_{c1} 'e, $f_{c1} < f_{c2} < f'_{c2}$ ise f_{c2} 'ye ya da $f_{c1} < f'_{c2} < f_{c2}$ ise f'_{c2} 'ne eşit olmaktadır ki bu son iki kırılma şekli, daha önce de belirtilmiş olduğu gibi ikinci şekil kırılma olarak adlandırılmaktadır.

1.2.4. Grafik Gösterilim

Bu başlık altında sadece çok ilginç sonuçların çıkarılmasına imkan veren, e ve v nin sabit hallerine karşılık gelen $f_{c1}(\gamma)$ ve $f_{c2}(\gamma)$ eğrileri incelenmekle beraber, e ve v nin değişken olması durumunda karşılık gelen eğriler de bu eğri ailesinden kolayca elde edilebilir. Bu incelemede $e = e_1 = \text{sabit}$ ve $v = v_1 = \text{sabit}$ halleri için; $a = 1 - \frac{e_1}{1 - \gamma}$ olduğundan ,

$$f_{c1} = \frac{2\alpha_1(\gamma - \gamma_0)t_c h}{1 - \alpha_3 b \gamma} \left(\frac{mK}{\alpha_4 k'(\gamma - \gamma_0)} \frac{\varepsilon_a}{\varepsilon_c} \left(1 - \frac{e_1}{1 - \gamma}\right)^{2/3} + 1 - mK \left(1 - \frac{e_1}{1 - \gamma}\right)^{2/3} \right) \quad (E.56)$$

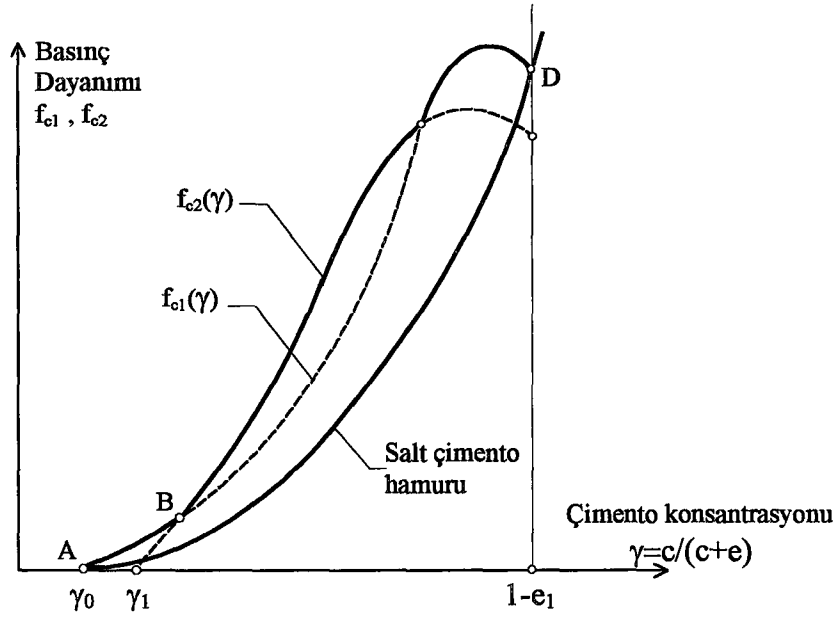
$$f_{c2} = \frac{2\alpha_2(\gamma - \gamma_1)t_{ad} h}{1 - \alpha_3 b \gamma - 2v_a \frac{\varepsilon_{0a}}{\varepsilon_{1c}}} \left(\frac{mK}{\alpha_4 k'(\gamma - \gamma_0)} \frac{\varepsilon_{1a}}{\varepsilon_{1c}} \left(1 - \frac{e_1}{1 - \gamma}\right)^{2/3} + 1 - mK \left(1 - \frac{e_1}{1 - \gamma}\right)^{2/3} \right) \quad (E.57)$$

olarak elde edilebilir.

Bu bağıntılardan (E.56) bağıntısı, $\gamma = 1$, $\gamma = 0$ ve $\gamma = \frac{1}{\alpha_3 b}$ değerleri dışındaki tüm $\gamma_0 < \gamma < 1 - e_1$ değerleri için , (E.57) bağıntısı ise $\gamma = 1$, $\gamma = 0$ ve

$$\gamma = \frac{1 - 2v_a \frac{\varepsilon_{0a}}{\varepsilon_{1c}}}{\alpha_3 b}$$

(Ek-1'in devamı)



Ek Şekil 8. e ve v nin sabit halleri için teorik basınç dayanımı eğrileri

değerleri dışındaki tüm $\gamma_1 < \gamma < 1-e_1$ değerleri için matematikçe tanımlıdır. Bu bağıntılarla (E.56 ve E.57) belirlenen $f_{c1}(\gamma)$ ve $f_{c2}(\gamma)$ değerleri Ek Şekil 8'de verilmektedir.

Aynı şekil üzerinde (E.37) bağıntısında $\sigma_a = \sigma_c$ yazmak suretiyle; $f_c = \frac{\sigma_c E_c}{v_c E_c'}$ ya da

$$f_c = \frac{2\alpha_i(\gamma - \gamma_0)f_{c1}h}{1 - \alpha_s b} \quad (E.58)$$

olarak elde edilen salt çimento hamuru dayanımını veren eğri de gösterilmiştir. Bu şekilden de görüldüğü gibi, $f_{c2}(\gamma)$ eğrisi $f_{c1}(\gamma)$ eğrisinin ya devamlı üstünde kalmakta ya da onu kesmektedir. Eğer $f_{c2}(\gamma)$ eğrisi $f_{c1}(\gamma)$ eğrisini kesmiyorsa, γ değeri ne olursa olsun, **betonun kırılması aderansın bağımsız olmaktadır**. Bu durumda betonun basınç dayanımını gösteren nokta γ , γ_0 'dan $1-e_1$ 'e kadar arttıkça, sadece $f_{c1}(\gamma)$ eğrisi üzerinde A 'dan D 'ye kadar yerdeğiştirmektedir. Burada agrega petrografik yapısı beton dayanımı üzerinde **sadece elastisite modülüyle etkili olmaktadır**. Oysa çekme kırılmasındaki $f_{c1}(\gamma)$ eğrisi agrega petrografik yapısından bağımsızdır. Bu da, merkezi basınç durumunda agrega petrografik yapısı türü kadar $f_{c1}(\gamma)$ eğrisi olduğunu göstermektedir. Aksine eğer $f_{c2}(\gamma)$ eğrisi $f_{c1}(\gamma)$ eğrisini B ve C gibi iki noktada kesiyorsa betonun iki kırılma şekli ortaya çıkmaktadır. Ayrıca γ 'nın sıfırla γ_0 arasındaki değerleri için dayanım yine sıfır olmaktadır. γ 'nın γ_0 ile B noktasının absisi arasındaki değerleri için beton basınç dayanımını gösteren nokta $f_{c1}(\gamma)$ eğrisi üzerinde A 'dan B 'ye yerdeğiştirir ve bu birinci şekil kırılmayı gösterir. γ 'nın B ve C noktalarının absisleri arasındaki değerleri için kırılma aderansın fonksiyonu olmakta ve beton basınç dayanımını gösteren nokta $f_{c2}(\gamma)$ eğrisi üzerinde B'den C 'ye yerdeğiştirmektedir. Bu kırılma ise **ikinci şekil kırılma** olarak adlandırılmaktadır. Son olarak γ 'nın C noktasının absisinden büyük değerleri için aderans hala yeterli olmakla beraber, kırılmanın artık aderans sökülmesiyle meydana gelebilmesi için yeterli miktarda agrega

(Ek-1'in devamı)

bulunmamaktadır. Bu durumda beton basınç dayanımı yeniden f_{c1} 'e eşit olmakta ve bu dayanımı gösteren nokta $f_{c1}(\gamma)$ eğrisi üzerinde C 'den D 'ye yerdeğiştirmektedir. Bu kırılma da tekrar *birinci şekil kırılma* olmaktadır. Burada betonun basınç dayanımının daima bu betona karşılık gelen salt çimento hamuru dayanımından daha büyük olduğunu ve aradaki farkın agrega elastisite modülüyle arttığını belirtmek mümkün olmaktadır.

1.3. Betonun Çekme ve Basınç Dayanımı Arasındaki Bağlıntılar, Basınç Dayanımının Yaklaşıklığı ve Harçtan Betona Geçiş

1.3.1. Betonun Çekme ve Basınç Dayanımı Arasındaki Bağlıntılar

σ_a ve σ_c sırasıyla agrega ve çimento hamuruna etkiyen ortalama basınç gerilmelerini göstermek üzere, (E.4) ve (E.37) bağıntılarından, betonun çekme ve basınç dayanımları arasındaki ifade;

$$f_{c1} = \frac{f_{ct1}}{v_c} \left(1 + \frac{\sigma_a s_a}{\sigma_c s} \right) \frac{E_c}{E_c'} \quad (E.59)$$

olarak elde edilir. Bu bağıntı, birinci şekil kırılma durumunda sözkonusu olmaktadır. Betonun çekme ve basınç dayanımları arasında ikinci şekil kırılma durumunda geçerli olan bağıntı ise, (E.7) ve (E.43) ifadelerinden, σ'_a ve σ'_c çekme etkisindeki gerilmelere karşılık gelmek üzere;

$$f_{c2} = \frac{f_{ct2}}{v_c + v_a \frac{\epsilon_{0a}}{\epsilon_{1c}}} \frac{\sigma_a s_a + \frac{\sigma_c}{\sigma_a} s_c}{s_a + \frac{\sigma_c}{\sigma_a} s_c} \frac{E_c}{E_c'} \quad (E.60)$$

şeklinde elde edilir. Böylece, aynı betonun basınç ve çekme dayanımları birbirine bağlanmış olmaktadır. f_{ct1}/f_{c1} ve f_{ct2}/f_{c2} oranlarının betonun gevrekliğini karakterize ettiği de bilinmektedir [109,110].

1.3.2. Betonun Basınç Dayanımının Yaklaşıklığı

Pratikte, bir beton elemanın taşıyabileceği maksimum basınç yükünün o elemanın kesitine oranı basınç dayanımı olarak adlandırılmaktadır. Oysa çekmedekinin aksine, basınç kırılması yavaşça ve aşamalı olarak meydana gelmektedir. Gerçekten de basınç kırılması L' Hermite'in [111] *betonun önkırılması* olarak adlandırdığı ilk boyuna çatlakların oluşmasıyla başlamakta ve kırılma bu çatlakların gelişimini takiben meydana gelmektedir.

İlk yaklaşım olarak beton, önkırılmaya kadar çatlaksız bir malzeme olarak dikkate alınabilirse de, bu sınır durumdan sonraki aşamalarda böyle bir kabul geçersiz kalmaktadır.

(Ek-1'in devamı)

Zira beton numune artık merkezi basınç durumuyla bağdaşmayan iç etkiler altında tüm gerçekleriyle geçerek, parçalara ayrılmaktadır. Bu da tam (son) kırılma dayanımının halen uygulanan deney yöntemiyle belirlenemediğini, belirlenen dayanımın gerçek dayanım olmadığını göstermektedir.

Kırılma mekanizmasının incelenmesi, her bir agregayı tekil olarak düşünmeye imkan vermemektedir. Oysa, aynı tür mineral için bile aderans da agrega dayanımı gibi bir taneden diğerine değişebilmektedir. Diğer taraftan, gerilme dağılımı eşit yayılı olmadığı gibi, aderans bölgesi de her noktada eşit gerilme altında değildir.

Buradan, kırılmaların aderans bölgesinde ya da agregalarda aynı anda ve aynı dış yük değeri altında meydana gelmediği sonucuna varılmaktadır. En çok yüklü ve en zayıf aderans bölgeleri ya da agregalar ilk olarak kırılmakta ve böylece meydana gelen ilk çatlaklar tüm numune boyunca agregadan agregaya gelişmektedir.

Bu durumda önkırılmanın aderansı karakterize eden f_{adt} 'nin en küçük değerine karşılık gelen f_{c2} ya da f_{at} değerinin en küçüğüne karşılık gelen f'_{c2} ile belirlenebileceği söylenebilir.

Tam kırılma, bu faktörlerin en büyüğüne karşılık getirilebilir. Ancak, bu durumda sonuçların önemli derecede dağılım göstereceği açıktır. Diğer taraftan, bir numuneden diğerine farklı olabilecek ilk çatlama nedeniyle bu dağılım daha da artmaktadır.

EK 2 . KUM EŞDEĞERLİĞİ DENEYİ

2.1. Giriş

Kumun çimento kadar betonun önemli bir bileşeni olduğu bilinmektedir. Çimento standardlaştırılmış olduğundan genellikle güvenilir ve düzgün bir şekilde üretilmektedir. Oysa kum için çimento üretimindeki gibi güvenilir bir üretim sözkonusu değildir. Kum kirlilik ve petrografik yapısının betonun nitelikleri üzerindeki etkisi şimdiye kadar birçok araştırmaya konu olmuştur [112]. Ancak, gözlemlerimiz bu araştırma sonuçlarının pratik hayata yeterli derecede yansıdığını söylemeye maalesef bugün de imkan vermemektedir.

Burada, esas itibariyle kirlilikleri kum eşdeğerliği (ES) değeriyle karakterize edilen kumlarla üretilen betonlar üzerinde gerçekleştirilen çeşitli deneylerden elde edilen sonuçların eğrisel olarak gösterimleri sistematik bir şekilde bu eğrilerin $75 \leq ES \leq 85$ değerleri için bir optimumdan geçtiğini göstermektedir. Bu da, kumun belirli bir temizliğe sahip olması gerektiğini ancak, çok temiz olmasının da arzulanan bir durum olmadığını göstermektedir. Zira, bir agrega içinde ince elemanların varlığı betonun işlenebilirliğini iyileştirmektedir. Bu nedenle kum eşdeğerliğinin çok büyük olması (kumun çok temiz olması) aynı miktardaki karma suyu için katı bir beton veren bir kuma karşılık gelmektedir. Bu durumda uygun bir işlenebilirlik elde edebilmek için karma suyunu artırmak gerekmektedir. Bunun da kütlece su/çimento oranının (S/Ç) büyümesine dolayısıyla da mekanik dayanımın azalmasına neden olduğu bilinmektedir. İşlenebilirlik için ilave edilen sudan dolayı meydana gelen dayanım kaybı, ince elemanların yokluğundan doğan kayıptan daha büyük olduğundan beton nitelikleri yönünden ES'nin maksimum değeri (kumun tam temiz olması) optimum değer olmamaktadır. Gerçekten de bu sonuç bu konuda laboratuvarında gerçekleştirilmiş olan deneysel çalışmalardan elde edilen sonuçlarla da doğrulanmaktadır [112].

Bugün Karadeniz Teknik Üniversitesi'nde Fransa'dan satın alınan ve bu standartlara göre kum kirliliğinin belirlenmesinde de kullanılan kum eşdeğerliği deney düzeneği, sanayiye hizmet etmek ve araştırma çalışmalarında kullanılmak üzere kurulmuş bulunmaktadır. Bu düzener, kendine özgü cihaz ve kimyasal maddeler yardımıyla kum kirliliğinin çok hassas olarak belirlenmesine imkan tanıyan özel bir düzenerdir. Bu deney düzeneği mekanik ve kimyasal stabilizasyonda kullanılacak olan optimum zeminlerin, hidrolik ve hidrokarbonlu betonlar için kirlilik bakımından optimum kumların seçim ve denetiminde kullanılmaktadır

Burada bu deneyi, inşaatlarda kullanılacak olan kumu sipariş vermeden önce ve inşaat esnasında daha önce teslim alınmış olan kumu denetlemek için yapmanın en az beton üretimindeki diğer işlemler kadar, gerekli olduğunu belirtmekte yarar bulunmaktadır.

(Ek-2'nin devamı)

2.2. Kum Eşdeğerliği Deneyinin Yapılışı

Burada cihazlar, kimyasal maddeler ve elenmiş kumun hazır durumda olduğu varsayılmaktadır [81,112] :

- 5 Litrelik damacana da yıkama çözeltisi (deney kabının tabanından itibaren 1m. yükseklikte bulunan).
 - Yıkama tüpüne bağlı çalışabilir durumda sifon tertibatı.
 - İki temiz deney kabı (iki deneyin ortalaması alınacaktır).
- Deney sürecinin tamamı şematik olarak Ek Şekil 1 ' de verilmektedir.

- 1) Deney kaplarını birinci işaret çizgisine kadar yıkama çözeltisiyle doldur.
- 2) Bir deney için gerekli kum miktarını bu durumdaki deney kabına boşalt.
- 3) Silindirik deney kabının dibine el ayası ile birkaç kez kuvvetlice vurmak suretiyle hava kabarcıklarını yoket ve 10 dakika dinlenmeye bırak.
- 4) Deney kaplarının tapalarını tak ve çalkala: Doğrusal hareket, yatay, sinüzoidal, genliği 20 cm., 30 saniyede 90 çevrim. Çalkalama işi 90 çevrim sonunda kendiliğinden duran elektrikli bir aletle yapılabileceği gibi elle de yapılabilir. Elle çalkalama elektrik akımı gerektirmediği için her zaman kullanılabilir ve daha ucuzdur. Çalkalamanın elle yapılması halinde bir kronometre düzgün bir hareket elde etmeye imkan vermektedir.
- 5) Yıkama tüpüyle deney kaplarını yıka ve doldur:
 - Tapayı deney kabının üzerine yıka.
 - Parmaklar arasında döndürmek suretiyle, yıkama tüpünü deney kabına daldır. Böylece deney kabı cidarının iç yüzü yıkanmaktadır.
 - Kumı yıka. Bunun için parmaklar arasında döndürülen yıkama tüpünü kum kütlesi içinde yavaşça indir ve kaldır. Böylece kumda bulunan ince elemanlar yükselmektedir.
 - Yıkama çözeltisi seviyesi, deney kabı üzerinde bulunan üst işaret çemberine ulaştınca yıkama tüpünü çıkar ve musluğu kapat.
- 6) 20 dakika süreyle dinlenmeye (durulmaya) bırak. Tüm titreşimlerden sakın. Tolerans ± 10 s.'dir. Zira, flokülât (ince tane yumağı) dinlenme süresine bağlıdır.
- 7) h_1 ve h_2 yü görerek ölç. Kum kirliliğinin belirli bir düzeyin üstünde olması halinde yıkanmış kum ve flokülât arasındaki sınırı ayırt etmek güçleştiğinden h_2 nün görerek ölçülmesi her zaman kolay olmadığından

(Ek-2'nin devamı)

bu h'_2 ile hesaplanan ESV değeri de bir belirsizlik içermektedir. Bu belirsizliği ortadan kaldırmak aşağıda belirtilen daha hassas ölçümün yapılmasını gerektirmektedir.

- 8) Manşon deney kabının üst kenarına mesnetlenecek şekilde, daralı pistonu flokülattan geçecek şekilde yavaşça deney kabının içine daldır. Kuma değince durdur ve h_2 yi ölç.
- 9) Standartta öngörülenden (20°C) farklı olması halinde sıcaklığı kaydet.
 - Doğal olarak iki deney kabı için bu işlemler özdeştir.
 - Ölçümlerin hassasiyeti:
 - h_1 , h_2 ve h'_2 en yakın mm.'ye yuvarlatılır.
 - Sıcaklık en yakın santigrad dereceye yuvarlatılır.
- 10) Deney cihazlarını yıka
- 11) Hesapları yap

2.3. Hesaplama ve Sonuçların Gösterilmesi

Sonuçlar bir kum eşdeğerliği deney çizelgesine kaydedilerek, gerekli hesaplar yapılır (Ek Çizelge 1). Herbir deney kabı için ESV ve ES virgülden sonra bir basamak olacak şekilde hesaplanır. Numune ESV ya da ES değeri olarak herbiri en yakın tamsayıya yuvarlatılan aritmetik ortalamalar kullanılır [112].

2.4. Önlemler

- Deney cihazları çok temiz ve yıkama çözeltisi yeni üretilmiş olmalıdır.
- Yıkama tüpünün küçük deliklerine dikkat edilmelidir.
- Deney esnasında deney kapları hiçbir sarsıntının etkisinde kalmamalıdır.

2.5. Sayısal Değerler ve İrdeleme

Salt kil için $ES = ESV = 0$ dır. Tam temiz bir kum için $h_1 = h'_2$ olduğundan $ESV = 100$ dür. Ancak, $ES < 100$ 'dür. Zira piston kullanılması durumunda $h_2 < h'_2$ olduğundan pratikte $ES \leq 95$ olmaktadır.

(Ek-2'nin devamı)

2.6. Yönetmelik Kayıtları

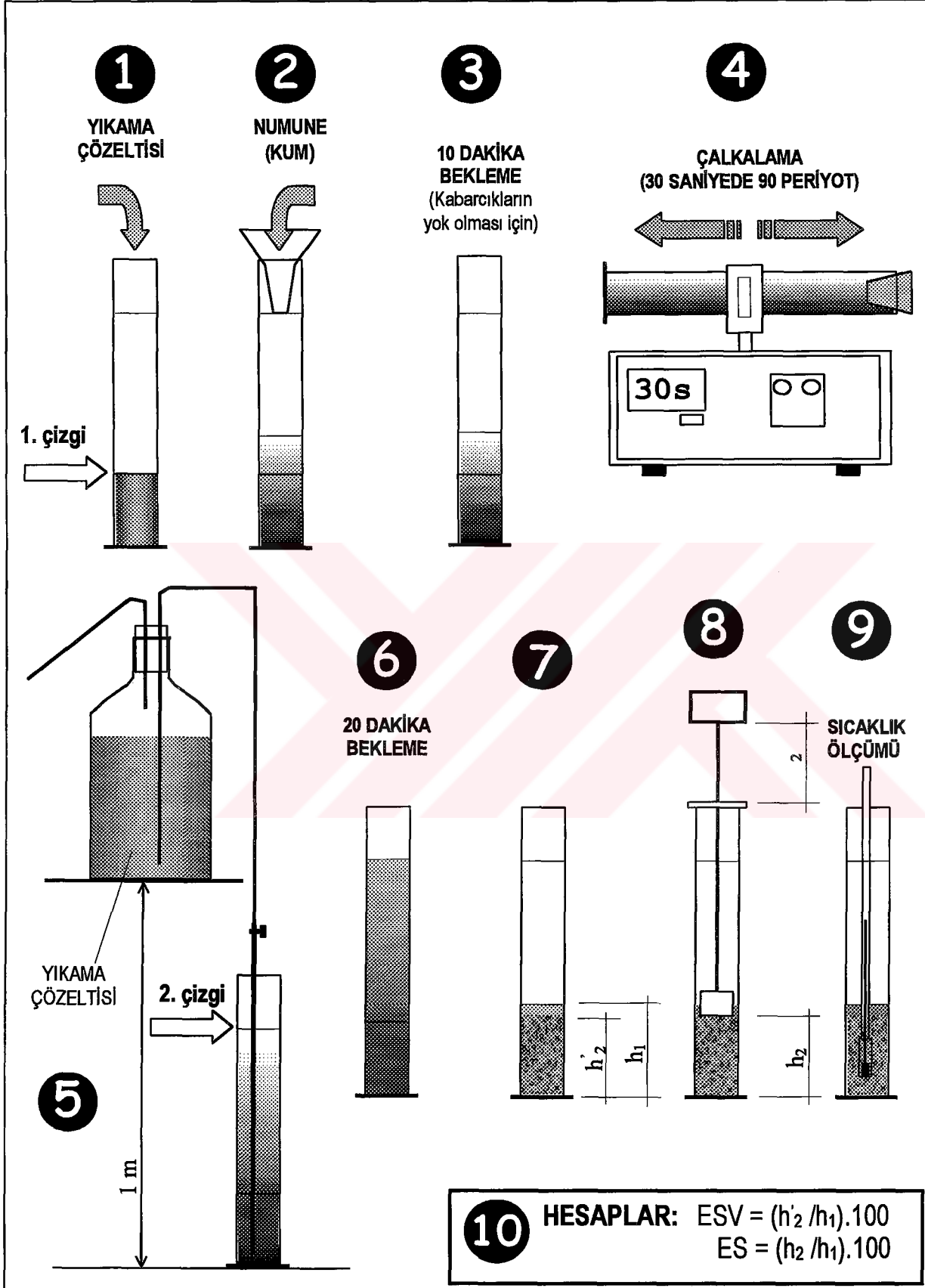
- a) $ES \geq 80$ ise yüzey temizliği yönünden agrega iyi durumdadır.
b) $70 \leq ES < 80$ ise bu agrega sadece portland çimentosu kullanmak koşuluyla beton üretiminde kullanılabilir.
c) $ES < 70$ ise ince elemanları yoketmek için kumu yıkamak gerekmektedir.

Burada, ES ' yi petrografik yapı, çimento cinsi, deney sıcaklığı ve bölgenin iklimi etkilediğini dolayısıyla da yukarıdaki değerlerin itiyatla kullanmak gerektiğini belirtmek uygun olmaktadır.

Ek Çizelge 1. Kum eşdeğerliği deney sonuçlarının gösterimine bir örnek

Laboratuvar : Dosya :		Tarih : Yapan :		
	1. Numune		2. Numune	
Deney kabının dibinden itibaren flokülât üst seviyesinin yüksekliği h_1 (cm)	1. Deney numunesi	2. Deney numunesi	1. Deney numunesi	2. Deney numunesi
	14.8	14.6	28.2	28.1
Pistonla ölçülen çökelti yüksekliği h_2 (cm)	9.3	8.9	7.7	7.5
Görerek ölçülen çökelti yüksekliği h'_2 (cm)	11.4	11.2	8.0	8.0
Deney numunesi üzerinde: Pistonla (ES)	62.8	61.0	26.3	26.7
Görerek (ESV)	77.0	76.8	28.4	28.5
Numune üzerinde: Pistonla (ES)	62.0		27.0	
Görerek (ESV)	77.0		28.0	
Sıcaklık (°C)	22		21	

Ek-2'nin devamı



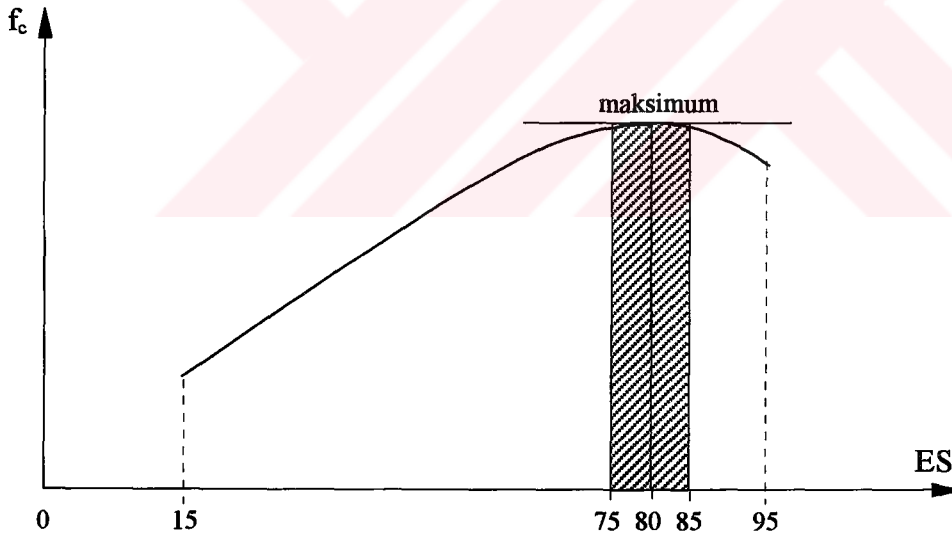
Ek Şekil 9. Kum eşdeğerliği deneyi sürecinin şematik gösterilimi

(Ek-2'nin devamı)

2.7. Önemli Sınırlama

Bir agreganın içinde ince elemanların varlığı betonun işlenebilirliğini iyileştirmektedir. Bu nedenle kum eşdeğerliğinin çok büyük olması (kumun çok temiz olması) katı bir beton (yerine konması zor) veren bir kuma karşılık gelmektedir. Bu durumda uygun bir işlenebilirlik elde edebilmek için, karma suyunu artırmak gerekmektedir. Bu da kütlece su/çimento oranının büyümesine, dolayısıyla da mekanik dayanımın azalmasına neden olmaktadır. İşlenebilirlik için ilave edilen karma suyundan dolayı meydana gelen dayanım kaybı, ince elemanların yokluğundan doğan dayanım kaybından daha büyük olduğundan, ES nin maksimum değeri (kumun tertemiz olması) optimum değer olmamaktadır. Bu sonuç, laboratuvarında gerçekleştirilen deneysel çalışmalarla da doğrulanmıştır [112].

Bu deneylerde ES değerleri, beşer beşer, 15 'ten 95 'e kadar değişen kumlar kullanılmıştır. Üretilen tüm betonların işlenebilirlikleri eşit idi. İşlenebilirliğin ölçüsü olarak Abrams Konisi'nin çökmesi esas alınmıştır. Deneylerden elde edilen sonuçlara göre beton dayanımının ES ile değişimi Ek Şekil 2 'de verilmektedir.



Ek Şekil 10. Beton dayanımının ES ile değişim şeması [112]

Görüldüğü gibi, eğrinin bir maksimumdan sonra uygun bir işlenebilirlik sağlamak için karma suyu ilave edilmesi gereken bir faza karşılık gelen alçalan bir kolu bulunmaktadır. Diğer taraftan, maksimum dayanım genellikle 80 'den belirli derecede küçük ES değerleri ile elde edilmektedir. Bu nedenle ES 'nin 80 'den büyük olmasını istemek yerine, petrografik yapısı **Silis-Kalker** 'den ibaret olan kumlar için maksimum dayanıma karşılık gelen $75 \leq ES \leq 85$ değerlerini almasını sağlamak daha uygun olmaktadır.

EK 3. BİRİM ŞEKİLDEĞİŞTİRME ÖLÇERLERİ

3.1. Giriş

Genellikle hesap yöntemleri yapının gerçek davranışını tam olarak dikkate alamamaktadır. Diğer taraftan, bazı durumlarda hesap çok karmaşık durum almakta, dolayısıyla da çözüm imkansız denecek kadar zor olmaktadır. Bu nedenle mühendisler bazen incelemelerini sürdürmek için deneylere dayalı amprik yöntemlere başvurmak zorunda kalmaktadırlar. Hatta gerçek boyutlu elemanlar ya da modeller üzerinde bazı deneyler de gerçekleştirmektedirler. Eğer hesap kabulleri isabetli yapılmamış ya da veriler sağlıklı bir şekilde bilinmiyorsa, mühendis bizzat yapı üzerinde taşıyıcı sistemini doğru seçip seçmediğini denetlemek gereğini de duyabilir. Bu durumda gerekli bilgi ancak ölçü yoluyla elde edilebilmektedir. Görüldüğü gibi böyle bir deneyde gerilmelerin belirlenmesi özel bir önem arz etmektedir. Şekildeğiştirme ölçerleri bu ölçüyü gerçekleştirmeye imkan vermektedir.

Birim şekildeğiştirme ölçerlerinin amacı, dış yüklerin etkisinde bulunan cisimlerde meydana gelen şekildeğiştirmeleri ölçü yoluyla belirlemektir. Şekildeğiştirme ölçerleri elektriksel bir büyüklüğü fiziksel bir büyüklüğe çevirmede de kullanılabilir.

Birim şekildeğiştirme ölçerlerinin kullanılmasına 2. Dünya savaşı yıllarında ABD'de başlanmış ve yaygın olarak gemi ve uçak sanayi laboratuvarlarında kullanılmıştır. O tarihten itibaren şekildeğiştirme ölçerleri teknolojisinde olduğu kadar, bunlarla birlikte kullanılan ölçü aletleri teknolojisinde de çok önemli gelişmeler meydana gelmiştir.

Laboratuvarlarda kullanılan şekildeğiştirme ölçerlerinin kullanımları şantiyelerde de giderek yaygınlaşmakla beraber, kullanım alanlarının sınırlı olmadığı zannedilmemelidir [113].

3.2. Hatırlatmalar

- a) Şekildeğiştirme ölçerleri gerilmelerin doğrudan ölçülmesine imkan vermektedir. Bunlar birim boy değişimlerini ($\epsilon = \Delta l / l$) ölçen ekstansometrelerdir. Birim boy değişimleri yardımıyla gerilmelerin hesabı elastisite bağıntılarıyla gerçekleştirilmektedir. Bu nedenle bunlara teknik literatürde bazen gerilme ölçer adı verilmesi doğru değildir.
- b) Şekildeğiştirme ölçerleri sadece birim boy değişimlerinin ölçülmesinde değil, aynı zamanda kaptörler (capteurs) içinde elektrik çeviricileri olarak da kullanılmaktadır.

(Ek-3'ün devamı)

3.3. Birim Şekildeğiştirme Ölçerlerinin Çalışma İlkeleri

Birim şekildeğiştirme ölçerlerinin çalışma ilkesi, ince (çapı 25 μ civarında) silindirik metal bir tel dikkate alınırsa, dış etkilerin özellikle sıcaklığın değişmediği kabul edilerek, iletken telin elektrik direncinin (R); ρ telin özgül direncini, l telin boyunu, A telin kesit alanını göstermek üzere;

$$R = \frac{\rho l}{A} \quad (\text{E.61})$$

bağıntısıyla belirlenebileceği bilinmektedir. Bu tel üzerinde bir çekme kuvveti uygulanarak elastiklik sınırını geçmeyecek şekilde bir Δl uzaması verilsin, Bu durumda R direnci ΔR kadar değişir. Küçük değişimleri δ matematik diferansiyeli olarak kullanılırsa, (E.61) bağıntısının logaritmik türevi,

$$\frac{\Delta R}{R} = \frac{\Delta \rho}{\rho} + \frac{\Delta l}{l} - \frac{\Delta A}{A} \quad (\text{E.62})$$

şeklinde yazılabilir. Tel elastik bölgede olduğundan r telin kesit yarıçapını ve ν telin poisson oranını göstermek üzere;

$$\frac{\Delta A}{A} = \frac{2\Delta r}{r} = -\frac{2\nu\Delta l}{l} \quad (\text{E.63})$$

bağıntısı yazılabileceğinden, tel üzerindeki çekme etkisi;

$$\frac{\Delta R}{R} = \frac{\Delta \rho}{\rho} + (1+2\nu)\frac{\Delta l}{l} \quad (\text{E.64})$$

şeklinde yazılabilir. Şekildeğiştirme esnasında ρ 'nun sabit kaldığı ve $\nu = 0.3$ olduğu kabul edilirse (E.64) bağıntısı;

$$\frac{\Delta R}{R} = 1,6\frac{\Delta l}{l} \quad (\text{E.65})$$

şekline gelir. Deneysel çalışmalar da (E.64) bağıntısının ;

$$\frac{\Delta R}{R} = K\frac{\Delta l}{l} \quad (\text{E.66})$$

şeklinde olduğunu göstermektedir. Bu bağıntıdaki K genellikle 2 civarında sabit bir katsayıdır. Şekildeğiştirme duyarlılık katsayısı adı verilen bu katsayının değeri teli oluşturan metalin cinsine göre değişmektedir. Ancak yukarıda kabul edildiği gibi $\Delta\rho/\rho$ oranı gerçekte

(Ek-3'ün devamı)

sıfır değildir. Bu nedenle $\Delta R/R$ ile $\Delta l/l$ arasındaki kesin bağıntının elde edilmesinde bu faktörün de dikkate alınması gerekmektedir. Burada K 'nın kesin değerinin ancak deneysel olarak belirlenebileceğini belirtmek uygun olmaktadır.

Uzunluğu l olan bir tel, bir cismin yüzeyine tam olarak yapıştırılırsa (cismin iletken olması halinde elektrik yalıtkanlığının sağlanması gerekir) cismin l uzunluğunda meydana gelen boy değişimi, olduğu gibi tele intikal eder. Bu durumda $\Delta R/R$ birim direnç değişiminin ölçülmesi (E.6) bağıntısından görüldüğü gibi, $\Delta l/l$ birim şekildeğiştirmesine imkan verir. Bu birim şekildeğiştirmeler genellikle mikro-deformasyon olarak ifade edilmektedir. 1 mikro-deformasyon; 1 metre ölçü boyunda meydana gelen 1μ 'luk boy değişimidir ($\epsilon = 10^{-6}$). Bu değer, şekildeğiştirme ölçerlerinin ölçebilecekleri en küçük birim şekildeğiştirme değerine karşılık gelmektedir.

Kısaca, bu iletken telin bir yapı elemanına tamamen yapışmış olduğu kabul edilirse (yapı elemanının iletken olması halinde elektrik yalıtkanlığına özen gösterilmeli) tel, yapı elemanı ile aynı şekildeğiştirmeyi yapar. Bu durumda şekildeğiştirmeyi belirtmek için uygun bir elektrik aletiyle birim direnç ($\Delta R/R$) değişimini ölçmek yeterli olmaktadır. İşte şekildeğiştirme ölçerlerinin çalışma ilkesi bundan ibarettir.

3.4. Şekildeğiştirme Ölçerlerinin Genel Görünümü

Bir şekildeğiştirme ölçeri, yalıtkan bir malzemeden ince bir taşıyıcı içine yerleştirilen duyarlı bir telden oluşmaktadır. Bu, yapı yüzeyine yapıştırılmak suretiyle yerleştirilir. Bir şekildeğiştirme ölçerinin klasik şeması Ek Şekil 11 'de verilmektedir.

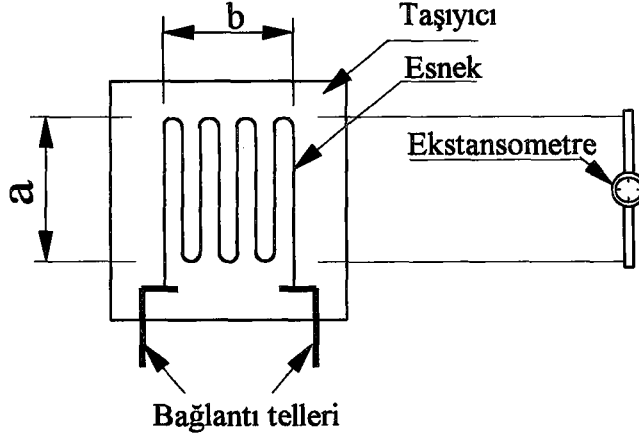
Şekilden de görüldüğü gibi tel bir ızgara şeklinde yerleştirilmiştir. a ızgaranın bir kolunun uzunluğunu, n kol sayısını, ρ telin özgül direncini ve A tel kesit alanını göstermek üzere telin direnci;

$$R = \frac{\rho n a}{A} \quad (E.67)$$

$$\frac{\Delta R}{R} = \frac{\Delta \rho}{\rho} + (1+2\nu) \frac{\Delta a}{a} = K \frac{\Delta a}{a} \quad (E.68)$$

olarak yazılabilir. Bu durumda a şekildeğiştirme ölçerinin aktif boyunu göstermektedir. Bu uzunluk ölçü tabanı l olan bir mekanik ekstansometrenin iki mesneti arasında bir Δl boy uzaması ölçtüğünü, l bilindiğinden, burada birim şekildeğiştirmenin $\Delta l/l$ olarak hesaplandığını belirtmek uygun olmaktadır. Oysa yapı yüzeyine yapıştırılmış bir şekildeğiştirme ölçeri, doğrudan " a " ölçü tabanına ait $\Delta a/a$ birim şekildeğiştirmesini ölçer. Bu " a " aktif boyu, şekildeğiştirme ölçerinin başlıca geometrik özeliğidir ve genellikle imalatçılar tarafından bu boy, şekildeğiştirme ölçerlerinin adlandırılmasında kullanılmaktadır.

(Ek-3'ün devamı)



Ek Şekil 11. Bir şekildeğiştirme ölçerinin klasik şeması

Kullanılacak şekildeğiştirme ölçerlerinin seçiminde göz önünde bulundurulması gerekli hususların başlıcaları aşağıda verilmektedir.

a) Şekildeğiştirme ölçerleri yapının malzemesine bağlı olarak seçilir. Homojen bir malzeme olan çelik üzerinde aktif boyu küçük olan şekildeğiştirme ölçerleri kullanmak mümkündür. Buna karşılık bayındırlık yapılarında kullanılan (granülometri 0 - 20 mm) beton gibi heterojen malzeme üzerinde ortalama bir şekildeğiştirmeyi ölçmek için aktif boyu büyük olan şekildeğiştirme ölçerlerini tercih etmenin yararlı olacağı açıktır.

b) Şekildeğiştirme ölçerlerinin yerleştirileceği yerin büyüklüğüne uygun olarak seçilir.

c) Dikkate alınan ölçüm noktasının şekildeğiştirme gradyanına göre seçilir. Büyük bir şekildeğiştirme gradyanı ortaya konmak istendiğinde, küçük şekildeğiştirme ölçerlerini kullanmak gerektiği açıktır.

Sunuluşuna göre farklı ancak çalışma ilkesi özdeş bir başka şekildeğiştirme ölçeri de, son yıllarda önemli bir yer işgal eden baskı şekildeğiştirme ölçerleridir. Zira bunların imalat şekli elektronikte yaygın olarak kullanılan baskı devresi tekniğine dayanmaktadır.

3.5. Şekildeğiştirme Ölçerlerinin Yerleştirilmesi

İç (gömme) ve kaynaklanabilir şekildeğiştirme ölçerleri hariç diğerlerinin tümü yapıya yapıştırılmak suretiyle yerleştirilmektedir. Basit ve önemsiz gibi gözükabilen bu yapıştırma işlemi aslında önemli ve hassas bir işlemdir. Zira, doğru bir yapıştırma yapmadan iyi bir ölçüm gerçekleştirmek mümkün değildir.

Şekildeğiştirme ölçerlerinin yapıştırılması için çok sayıda yapıştırma tekniği mevcuttur. Bu nedenle imalatçılar kendi imalatları hakkında çeşitli problem türlerine göre bir takım öneriler yapmaktadır. Yapıştırma işlemlerinin belirli kuralları sağlanması ve birçok durumda geçerli olan genel bir sürece göre yapılması gerekmektedir.

(Ek-3'ün devamı)

Şekildeğiştirme ölçerlerinin yapıştırılmasında kullanılacak yapıştırıcıların taşınması gerekli bazı özellikler vardır. Bu özelliklerin başlıcaları aşağıda verilmektedir.

- o Yapı malzemesiyle iyi bir aderans yapmalıdır.
- o Şekildeğiştirme ölçeri taşıyıcısıyla iyi bir aderans yapmalıdır.
- o Ölçülebilecek maksimum uzama için yeterli kapasiteye sahip olmalıdır.
- o Deney süresiyle uyumlu bir stabiliteye sahip olmalıdır.
- o Dinamik deneyler için yorulmaya karşı büyük bir dayanımı olmalıdır.
- o İyi bir elektrik yalıtım direnci olmalıdır.

Bu durumda kullanılacak yapıştırıcının seçimi aşağıdaki hususlara bağlıdır:

- o Yapı malzemesinin cinsine,
- o Şekildeğiştirme ölçeri taşıyıcısının cinsine,
- o Ölçülebilecek maksimum şekildeğiştirmeye,
- o Deney süresine,
- o Deney türüne (statik, dinamik),
- o Kuruma koşullarına (sıcaklık, zaman)

3.5.1. Şekildeğiştirme Ölçerlerinin Çelik Üzerine Yapıştırılması

Kullanılan yapıştırıcı ne olursa olsun şekildeğiştirme ölçerlerinin uygulanacağı yüzeyin her zaman hazırlanması gerekmektedir. Bu hazırlık, yapıştırılacakları yüzeyin çelik, alüminyum, plastik malzeme ve beton vb. oluşuna göre farklı olmaktadır. Aşağıda siyanoakrilikli yapıştırıcı ile çelik bir yapıya yapıştırılacak şekildeğiştirme ölçerinin yapıştırılacağı yüzeyin hazırlanması bir örnek olarak açıklanmaktadır.

- a) Yüzeyin mekanik hazırlanması: Olabildiğince temiz, düzgün ve pürüzsüz bir yüzeyin elde edilmesi egrekmemektedir. Bunun için özellikle kaplama (boya, pas, vb.) bileği taşı ve zımpara kağıdı kullanılarak yüzey pürüzsüz hale getirilir.
- b) Aseton ya da trikloretilen yardımıyla yüzey temizlenir.
- c) Sodyumbikarbonatla kimyasal temizleme yapılır.
- d) Damıtık su ile yıkanır.
- e) Bazik bir çözeltide yüzeyin nötrleştirilmesi: Asitik ortamda yapıştırıcı polimerize olmadığından bu işlem kaçınılmazdır.

3.5.2. Şekildeğiştirme Ölçerlerinin Beton Üzerine Yapıştırılması

Şekildeğiştirme ölçerlerinin beton üzerine yapıştırılmasında aşağıdaki yol izlenmektedir.

- a) Yüzeyin mekanik temizlenmesi : Bu işlem düzgün yüzey elde edilinceye kadar bileği taşı ya da zımpara kağıdı yardımıyla gerçekleştirilir.
- b) Yapıştırılacak yerler seçilir: Şekildeğiştirme ölçerleri büyük boşluklardan sakınılarak yerleştirilir. Gerek görüldüğünde yapıştırılmaya hazır yüzeyin hemen altında boşluk olup olmadığı bir pergel ucuyla kontrol edilir. Aynı zamanda, çok büyük agregalardan ya da

(Ek 3'ün devamı)

agregaları çok yoğun veya seyrek olan yerlerden de kaçınmak gerekmektedir. Bu husus, şekil değiştirme ölçerlerinin teorik yerleştirme yerlerinden bazen birkaç cm yer değiştirmesini gerektirmektedir. Bu da köprü tabliyesi ya da bir giriş gibi elemanlarda bir sorun yaratmamaktadır. Buna karşılık bu durum standard silindir veya karot gibi küçük boyutlu elemanlarda problem yaratmaktadır.

c) Yüzeyin temizlenmesi

d) Yüzeyin düzeltilmesi: Şekil değiştirme ölçerlerinin yapıştırılacağı yere yeterli derecede akışkan bir hamur şeklinde olan polyster bir kaplama yapılır. Bu işlem küçük bir mala ile gerçekleştirilebilir.

e) Kaplamanın polimerizasyonundan sonra (30-60 dk.) zımpara kağıdı yardımıyla yüzey yine mekanik olarak hazırlanır. Böylece düzgün bir yüzey elde edilir. Burada kaplama kalınlığı olabildiğince ince olmalıdır.

f) böylece elde edilen yüzeye çabuk kuruyan bir yapıştırıcı ile şekil değiştirme ölçeri çelik üzerine yapıldığı gibi yapıştırılır.

Yapıştırma tekniğinin doğruluğunu ya da kullanılan malzemelerin uygunluğunu kanıtlamak için uygulanan deneylerden biri, şekil değiştirme ölçerinden bir kenarı 1 mm olan kare şeklinde bir parçacığı falçata yardımıyla kesip çıkartmaktan ibarettir. Böylece şekil değiştirme ölçerinden elde edilen küçük karenin de malzemeye yapışıklığını korumak zorundadır. Bu küçük parçanın olduğu yerden ayrılması yapışmanın iyi olmadığını göstermektedir. Bu yöntemin tahripkar oluşu bir sakıncadır. Tahripkar olmayan yöntemler ise aşağıda verilmektedir.

o Optik inceleme: Bunun için şekil değiştirme ölçeri taşıyıcısının saydam olması gerekmektedir. Böylece, her zaman zararlı olan hava kabarcıklarının varlığını belirlemek mümkün olmaktadır.

o Şekil değiştirme ölçeri üzerine bir basınç uygulamak : Bu uygulamada ölçü aleti ibresinin sıfırdan görünür bir sapma yapmaması gerekmektedir.

Yerleştirilmiş bir şekil değiştirme ölçeri, neme ve bazen mekanik şoka yada kimyasal etkilere karşı korunmak zorundadır. Bu koruma işlemi, şekil değiştirme ölçerlerinin kötü hava koşullarına maruz kalıp kalmayacağına hatta bazen su içinde bulunup bulunamayacağına göre farklı olmaktadır. Laboratuvarında genellikle silikon mumuyla örtmek yeterli olmaktadır. Genel koruma kuralı, şekil değiştirme ölçerlerini doğrudan yumuşak bir cisimle ettirmektir. Bu birinci tabaka üzerine daha sonra mekanik şoklara dayanabilecek daha sert bir tabaka yerleştirilebilir. Şantiyelerde birinci tabaka parafine , mineral yağı ve kollophen (collophone) adı verilen kolloidal yapı bir malzemenin birlikte kullanılmasıyla gerçekleştirilmekte, ikinci tabaka ise bir epoksi reçinesi ile yapılmaktadır.

İnşaat mühendisliği alanında, şekil değiştirme ölçerleri genellikle beton ve çelik malzeme üzerine yerleştirilmektedir. Ek çizelge 1 ' de iki uygulama arasında bir karşılaştırma yapılmaktadır. Bu çizelgeden de görüldüğü gibi beton üzerindeki ölçümler, çeliğe göre daha zor olmaktadır.

(Ek-3'ün devamı)

Ek Çizelge 2. Beton ve çelik üzerine yerleştirilmiş birim şekildeğiştirme ölçerlerinin karşılaştırılması

MALZEMENİN YAPISI	ÇELİK	BETON
	HOMOJEN	HETEROJEN
Ölçer seçimi	Her çeşit boyut uygundur	Ortalama bir şekildeğiştirme ölçmek için ölçer yeteri kadar uzun olmalıdır. Bu büyüklük agrega tane boyutuna bağlıdır.
Ölçerlerin dağılımı	Malzemeden meydana gelen dağılım yoktur	Belirli bir yerdeki ölçünün ortalama şekildeğiştirmeyi vermesinin garantisi yoktur. Bu nedenle ölçü noktalarının sayısını artırmakta yarar vardır. Bu dağılım sonuçların yorumlanmasında dikkate almak gerekmektedir.
YERLEŞTİRME	Genellikle problem yoktur	Agrega yapısı ve brüt beton yüzeyine bağlı olarak bazen zordur. Çok sert agrega için taşlamak gerekli olabilmektedir.
Yüzeyin hazırlanması	Geleneksel	Kurutmadan sonra birinci tabaka sürülür. Yeniden hazırlanan yüzeye ölçer yapıştırılır. Yerleştirme süresi: Çelik üzerine yerleştirmek için gerekli sürenin yaklaşık iki katıdır. Eğer yüzey çok boşluklu ise yerleştirmek bazen imkansızdır.
Koruma	--	Havanın bağıl neminden ve bizzat betondan gelen suya karşı ölçerin korunması gerekmektedir.
DENGELEME	Dengeleme ölçerlerinin bir çelik plaka üzerine yapıştırılarak yapı ile temas ettirilmesi etkin bir dengelemeye yetmektedir.	Dengeleme ölçeri yapıyı oluşturan aynı bir beton parçası üzerine yapıştırılır. Örneğin, yapıdan çıkartılmış karot üzerine ancak küçük boyutlu bir tanık numuneye göre yerine konmuş betonun ısıl eylemsizliği nedeniyle hiçbir zaman aktif ölçerle aynı ısıl koşullarda bulunan bir dengeleme ölçerinin yerleştirilmesi sağlanamaz.
BÜYÜKLÜK MERTEBELERİ	$E=2.10^5 \text{MPa}$, $K=2$ ve $\sigma=10 \text{MPa}$ için $\Delta R/R=2\varepsilon =\sigma/E$ $\Delta R/R=2 \times 10 / 2.10^5$, $\Delta R/R=1 \times 10^{-5}$ 'in elde edilmesi 1 MPa'ya karşılık gelmektedir. Bu da bir yapı üzerindeki ölçümler için yeterlidir.	$E=40000 \text{MPa}$, $K=2$ ve $\sigma=0.1 \text{MPa}$ için; $\Delta R/R=2 \times 0.1 / 4.10^4 = 5.10^{-6}$ bulunur. Bu, şantiyede mümkün olabilecek en yüksek hassasiyettir.
KULLANILABİLİLECEKLERİ AKIM	Ölçü köprüsü 120 Ohm'luk ölçerlerle 3 Volt yada daha büyük gerilimler altında beslenebilir.	Ölçerlerin ısınması dikkate alınarak şekildeğiştirme ölçeri köprüsü 1.5V ya da daha küçük gerilim altında beslenir. Bu nedenle çeliğe göre bir duyarlılık kaybı olmaktadır. Oysa Yukarıdaki uyarı beton üzerinde, çeliğe göre daha yüksek bir duyarlılığa ihtiyaç olduğunu göstermektedir

EK-4. BETONARMEDE ÇATLAMA MEKANİZMASI, EĞİLME ÇATLAĞI VE NERVÜRLÜ DONATIDAN DOĞAN ÇATLAKLAR

4.1. Giriş

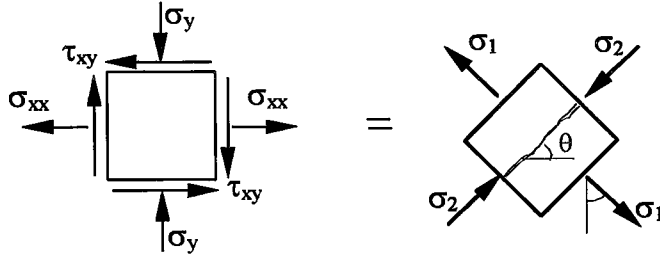
Beton basınç dayanımının (f_{ck}) yüksek, kesme dayanımının (f_{cv}) yaklaşık basınç dayanımının yarısına eşit, buna karşılık çekme dayanımının çok düşük olduğu ($\sim 0,1f_{ck}$) olduğu, hatta sıfır değerini alabildiğinden, güvenilir cinsten de olmadığı meslekle ilgili hemen herkesçe bilinmektedir. Oysa, yapı elemanlarının çoğunda büyük eğilme momentleri ve merkezi çekme kuvvetleri, dolayısıyla da büyük çekme gerilmeleri oluşmaktadır. Bu nedenle bu tür yapılarda beton kullanmak için çekme gerilmelerini karşılamak üzere, bu gerilmeler doğrultusunda yapı elemanının çekme etkisinde kalacak olan bölgelerine çelik donatı konmuş, donatıyla beton arasındaki aderanstan yararlanarak ortak çalışma sağlanmış, bu suretle betonarme yapı tekniği doğmuştur. Ancak, betonarme yapı elemanları çekme gerilmelerine dayanmakla beraber, betonun uzama kapasitesi donatınınkinden çok küçük olduğundan, çekme bölgesindeki betonun çatlaması önlenememektedir. Bununla beraber, çatlak genişlikleri ve çatlaklar arasındaki mesafeler donatıya ilişkin geometrik ve mekanik özelliklere bağlı olduğundan, bunların sınırlandırılması büyük ölçüde sağlanabilmektedir. Bilindiği gibi, çatlak genişliklerinin çok büyük değerler alması, görünüm bozukluklarına, su ve nem sızıntısına, dolayısıyla da donatının korozyonuna neden olduğundan, istenmemektedir.

Yapılarda meydana gelen hasar nedenlerinin belirlenmesinde çok önemli ölçüde çatlaklardan yararlanılmaktadır. Zira çatlak şekli ve genişlikleri, inceleme konusu yapı elemanında ya da yapıdaki kesit etkileri ve bunlara bağlı olan gerilmelerin tahmin edilmesinde yardımcı olduklarından, hasar yada göçme nedenlerinin belirlenmesinde çok önemli derecede kolaylık sağlamaktadırlar. Teşhis konulduktan sonra geriye yapının onarım ve/veya güçlendirilmesi için bir takım çözümler üretmek ve bunlardan inceleme konusu yapı ya da yapı elemanı için en uygun olanını önermek kalmaktadır.

4.2. Çatlama Mekanizması

Son 25 yıl içerisinde gerçekleştirilmiş olan araştırmaların bir kısmında, betonun çatlamasına, dolayısıyla da kırılmasına gerilmelerden çok uzama şekil değiştirmelerinin neden olduğu belirtilmekle beraber, burada çatlamanın asal çekme gerilmelerinden meydana geldiği ve çatlakların asal çekme gerilmelerine dik olduğu kabul edilmektedir (Ek Şekil 12).

(Ek-4'ün devamı)



Ek Şekil 12. Eğilme etkisindeki bir elemanda asal çekme gerilmelerine dik doğrultuda çatlama olayı

- Ortalama Çatlak Mesafesi (Δl_m)

Bu mesafenin belirlenmesinde Ek Şekil 13'teki gergi dikkate alınsın. N merkezi yükünden oluşan asal çekme gerilmeleri gergiyi oluşturan betonun merkezi çekme dayanımına ulaştığında, beton bu gerilmelere dik doğrultuda çatlacaktır. İlk çatlak en zayıf kesitte oluşacağından, elemanın rastgele bir yerinde meydana gelecektir. Merkezi yük arttıkça genellikle çatlak sayısı da artmakla beraber Şekil 13.a'da bunların sadece iki tanesi görülmektedir. Bu çatlaklardan sonra eleman boyunca donatı, beton ve donatı-beton aderans gerilmelerinin değişim şemaları sırasıyla Şekil 13.b, Şekil 13.c ve Şekil 13.d'de verilmektedir.

Çatlak kesitlerinde merkezi yükün tümü donatı tarafından taşınmaktadır. Buna göre A_s , donatı alanını ve σ_{so} çatlak kesitteki donatı gerilmesini göstermek üzere bu kesitlerde,

$$N = A_s \cdot \sigma_{so} \quad (E.69)$$

bağıntısı yazılabilmektedir. Çatlaktan x kadar uzaklıktaki bir kesitte merkezi yük beton ve donatı tarafından birlikte taşındığından, bu kesitte;

$$N = A_s \cdot \sigma_{sx} + A_c \cdot \sigma_{ctx} \quad (E.70)$$

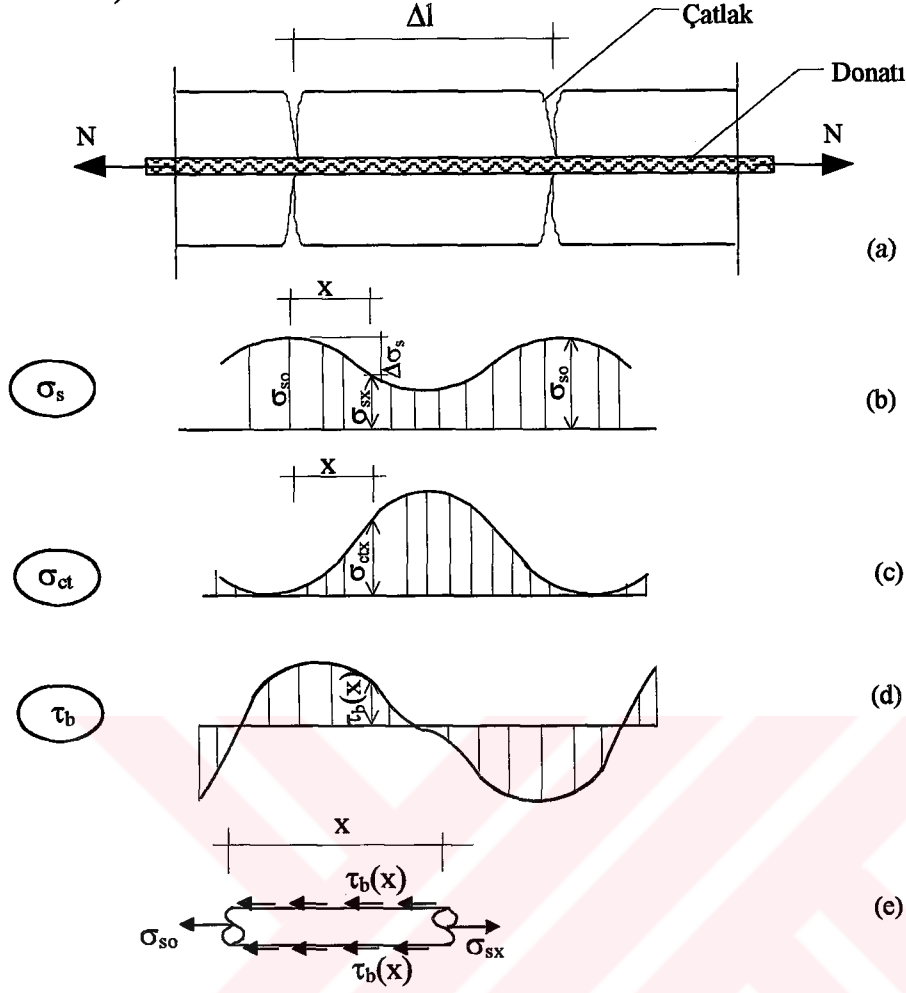
olacaktır. Bu durumda (E.69) ve (E.70) bağıntılarının sağ tarafları birbirine eşitlenir ve bu eşitliğin her iki tarafı A_c 'ye bölünür, $\rho = A_s / A_c$, $\Delta \sigma_s = \sigma_{so} - \sigma_{sx}$ ile gösterilirse;

$$\Delta \sigma_s = \sigma_{ctx} / \rho \quad (E.71)$$

olarak elde edilir. $\tau_b(x)$, x'e bağlı aderans gerilmesini, ϕ (mm) donatı çapını göstermek üzere donatının x uzunluğundaki parçasının dengesinden (Ek Şekil 13.e),

$$A_s = \Delta \sigma_s = \pi \phi \int_0^x \tau_b(x) dx \quad (E.72)$$

(Ek- 4'ün devamı)



Ek Şekil 13. Merkezi çekme etkisindeki bir elemanda çatlaklar, donatı, beton ve donatı-beton arasındaki aderans gerilmeleri

ifadesi elde edilir. Bu ifadedeki $\tau_b(x)$ aderans gerilmesinin değişimi bilinmediğinden bu bağıntı;

$$\Delta \sigma_s \frac{\pi \phi^2}{4} = \frac{1}{k_1} \tau_b \cdot \pi \cdot \phi \cdot x \quad (E.73)$$

şeklinde yazılır ve $\Delta \sigma_s$ yerine (E.71) bağıntısındaki değeri konduktan sonra x çekilir ve $k_1/4=k_2$ yazılırsa;

$$x = k_2 \frac{\sigma_{ctx} \cdot \phi}{\tau_b \cdot \rho} \quad (E.74)$$

olarak bulunur. Bu ifadede, çatlaktan x kadar uzaktaki kesitteki betonda çekme gerilmesi (σ_{ctx}) yerine betonun çekme dayanımı (f_{ct}) konursa, minimum çatlak mesafesi;

(Ek-4'ün devamı)

$$x_{\min} = \Delta l_{\min} = k_2 \frac{f_{ct} \cdot \phi}{\tau_b \cdot \rho} \quad (\text{E.75})$$

olarak elde edilmektedir. Ancak, (E.74) nolu bağıntı, gerilmelerin yatay kesit üzerinde eşit yayılı olması kabulüyle elde edilmiştir. Gerilmeler yatay kesit üzerinde belirli bir mesafede eşit yayılı olsalar bile, çatlakların yakın civarında durum böyle değildir. Diğer bir deyişle, minimum çatlak mesafesinin belirlenmesinde pas payı (c) etkisinin de dikkate alınması gerekmektedir. Bu yapıldığı takdirde (E.75) bağıntısı,

$$\Delta l_{\min} = k_3 \cdot c + k_2 \cdot \frac{f_{ct} \cdot \phi}{\tau_b \cdot \rho} \quad (\text{E.76})$$

şeklini almaktadır. İki çatlak arasındaki mesafenin ortasındaki ($\Delta l/2$) kesitte betondaki gerilme betonun çekme dayanımına ulaştığında iki çatlak arasındaki mesafe,

$$\Delta l_{\max} = 2 \Delta l_{\min} \quad (\text{E.77})$$

bağıntısıyla hesaplanabilen maksimum değerini almaktadır. Ortalama çatlak mesafesi de farklı olmak koşuluyla,

$$\Delta l_m = k_4 \cdot c + k_5 \cdot \frac{f_{ct} \cdot \phi}{\tau_b \cdot \rho} \quad (\text{E.78})$$

şeklinde (E.76) bağıntısına benzer olmaktadır.

A çatlağından x kadar uzakta bulunan kesitte donatıdaki gerilme ise, (E.71) bağıntısı dikkate alınmak suretiyle,

$$\sigma_{sx} = \sigma_{so} - \frac{1}{\rho} \cdot \sigma_{ctx} \quad (\text{E.79})$$

olarak elde edilmektedir. Bu bağıntıdaki σ_{ctx} yerine betondaki ortalama çekme gerilmesi (σ_{ctm}) konursa, donatıdaki ortalama gerilme,

$$\sigma_{sm} = \sigma_{so} - \frac{1}{\rho} \cdot \sigma_{ctm} \quad (\text{E.80})$$

bağıntısıyla, ortalama şekildeğiştirme ise,

$$\varepsilon_{sm} = \frac{\sigma_{sm}}{E_s} = \left(\sigma_{so} - \frac{\sigma_{ctm}}{\rho} \right) \cdot \frac{1}{E_s} \quad (\text{E.81})$$

(Ek-4'ün devamı)

bağıntısıyla elde edilmektedir. Durum böyle olunca, ortalama çatlak genişliği (w_m), (E.78) bağıntısıyla belirlenen ortalama çatlak mesafesi ve (E.81) bağıntısıyla belirlenen ortalama donatı şekildeğiştirmesinin çarpılması suretiyle,

$$w_m = \left[k_4 \cdot c + k_5 \cdot \frac{f_{ct} \cdot \phi}{\tau_b \cdot \rho} \right] \left[\sigma_{so} - \frac{\sigma_{ctm}}{\rho} \right] \cdot \frac{1}{E_s} \quad (E.82)$$

olarak elde edilmektedir. Bu bağıntıdaki σ_{ctm} yerine k_6 bir sabiti göstermek üzere $k_6 f_{ct}$, $k_5 f_{ct} / \tau_b$ yerine ise k_7 yazılırsa, ortalama çatlak genişliği bağıntısı,

$$w_m = \left[k_4 \cdot c + k_7 \frac{\phi}{\rho} \right] \left[\sigma_{so} - k_6 \frac{f_{ct}}{\rho} \right] \cdot \frac{1}{E_s} \quad (E.83)$$

şeklini alır. Bu bağıntı, özel sabitler deneysel yolla belirlendiği takdirde, çatlak genişliğinin tahminine imkan tanımaktadır. Bu bağıntıdan da görüldüğü gibi, ortalama çatlak genişliğine etki eden başlıca parametreler; pas payı, donatı çapı, donatı oranı, donatı-beton aderansı, betonun çekme dayanımı ve çatlama kesit donatısındaki gerilme (σ_{so}) değeridir. Deneysel çalışmalar bu sonucu doğrulamakla beraber, donatı çapı ve beton dayanımının diğer parametreler kadar etkili olmadığını da ortaya koymuştur[114].

Burada çatlama olayının rastgele bir olay olduğunu, çatlak genişliğinin de rastgele değerler aldığını, bu nedenle (E.83) bağıntısıyla hesaplanan ortalama çatlak genişliğinin, deneylerden elde edilen sonuca yaklaşabilmesi için deneye tabi tutulan numune sayısının yeterli donatıya sahip olması halinde, bu bağıntının ilk çatlamadan itibaren kırılma anına kadar kullanılabileceğini belirtmek uygun olmaktadır.

Daha önce de belirtilmiş olduğu gibi (E.83) bağıntısı her ne kadar merkezi çekme etkisindeki bir gergi için çıkarılmış olsa da, uygun donatı oranları tanımlamak suretiyle diğer kesit etkilerine maruz elemanlar için de kullanılabileceğinden, buna ortalama çatlak genişliğinin hesabında kullanılabilecek genel bir bağıntı gözüyle bakmak da mümkündür.

2.3. Çatlak Çeşitleri

Bu başlık altında betonarmede oluşan çatlak çeşitlerinden eğime çatlağı ve nervürlü donatıdan doğan çatlaklar incelenmektedir.

2.3.1. Eğilme Çatlağı

Eğilme çatlağının donatı ağırlık merkezindeki ortalama genişliği, (E.83) bağıntısında $k_4=2$, $k_7=0,12$, $k_6 f_{ct}=\beta$ ve $E_s=2.10^5$ MPa konmak suretiyle elde edilen, çatlak çeşitlerinden merkezi çekme çatlağının ortalama genişliği olarak tanımlanan,

(Ek-4'ün devamı)

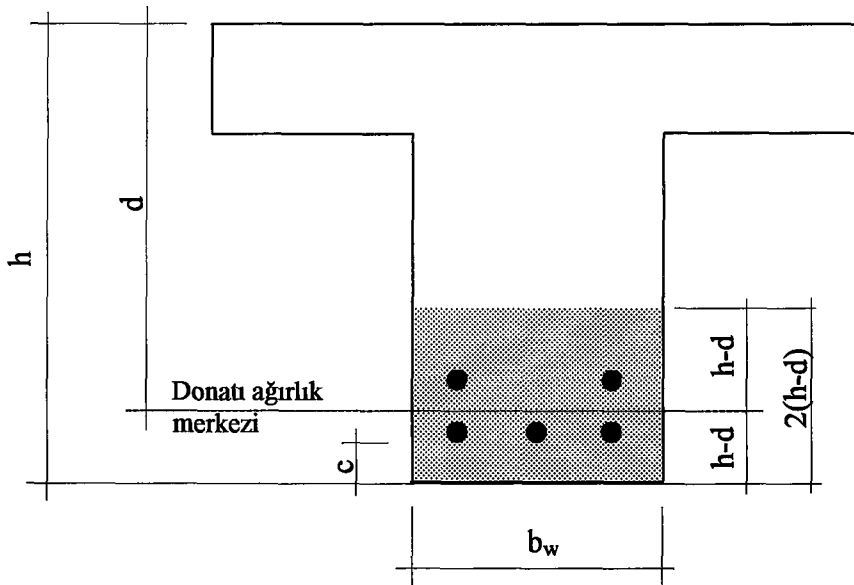
$$w_m = \left[2.c + 0,12 \cdot \frac{\phi}{\rho} \right] \left[\sigma_{so} - \frac{\beta}{\rho} \right] \cdot 5 \cdot 10^{-6} \quad (\text{E.84})$$

bağıntıdaki ρ yerine A_s toplam asal çekme donatısını, h kesit yüksekliğini, d faydalı yüksekliği, b_w kesitin enini göstermek üzere $\rho_r = A_s / 2 \cdot b_w (h-d)$ ile tanımlanan (Ek Şekil 14) etkin donatı oranının konması suretiyle,

$$w_m = \left[2.c + 0,12 \cdot \frac{\phi}{\rho_r} \right] \left[\sigma_{so} - \frac{\beta}{\rho_r} \right] \cdot 5 \cdot 10^{-6} \quad (\text{E.85})$$

bağıntısıyla hesaplanabilir. Bu bağıntıda düz yüzeyle donatı için $b=0$, nervürlü donatı için ise $b=2\text{MPa}$ koymak uygun olmaktadır. Merkezi çekme etkisindeki elemanlarda olduğu gibi, karakteristik çatlak genişliğinin (E.85) bağıntısıyla belirlenen, ortalama çatlak genişliğinin 1,7 ile çarpılmasıyla hesaplanacağı belirtilmelidir.

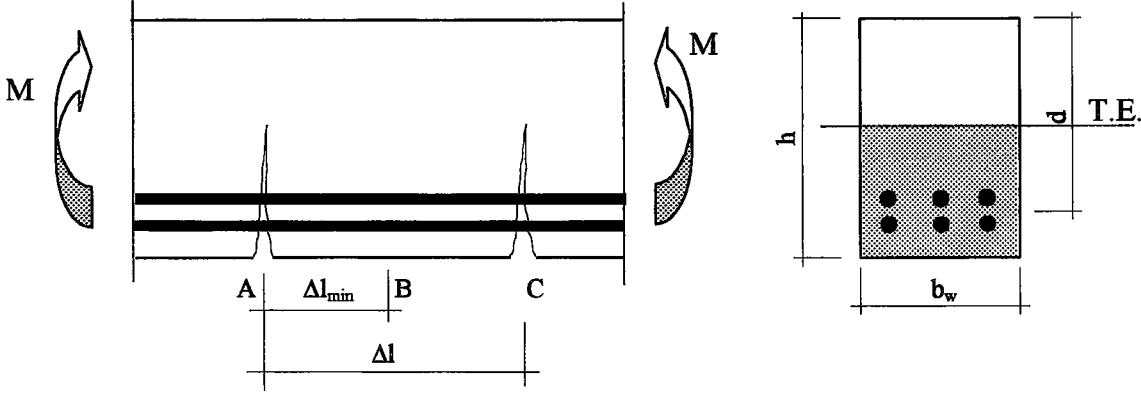
Basit eğilme etkisindeki elemanlarda en çok çekme etkisinde kalan lifteki gerilme betonun eğilmedeki çekme dayanımına ulaştığında, maksimum moment bölgesinde ilk çatlak meydana gelir. Momentin sabit olduğu, diğer bir deyişle kesme kuvvetinin sıfır olduğu bölgelerde meydana gelen çatlaklar, eleman eksenine dik doğrultuda oluşmaktadır. İlk çatlağın genişlik ve boyu genellikle çok küçük olmaktadır. Bu nedenle, bilimsel çalışmalarda bunları çıplak gözle belirlemek çok güç olduğundan, bu amaçla büyüteç ya da büyütme gücü yüksek mikroskoplar kullanılmaktadır. Yük artmaya devam ettiğinde çatlak boyları ve genişlikleri artmakta ve yeni çatlaklar meydana gelirken, mevcut çatlaklar da dallanıp budaklanabilmektedir. Kesitte eğilme momentine ilaveten kesme kuvvetinin de bulunması halinde meydana gelen çatlaklar, artık eleman eksenine dik olmamakla beraber, diğerleri gibi genellikle asal çekme gerilmelerine dik doğrultuda oluşmaktadırlar.



Ek Şekil 14. Eğilme etkisindeki kiriş enkesitinde çatlaklı ilgilendiren alan

(Ek-4'ün devamı)

Eğilme çatlakları, genellikle en çok çekme etkisinde kalan lifte en geniş olup, bu genişlik tarafsız eksen düzeyine doğru giderek azalmaktadır (Ek Şekil 15).



Ek Şekil 15. Tarafsız eksen düzeyine doğru gidildikçe genişlikleri azalan eğilme çatlakları

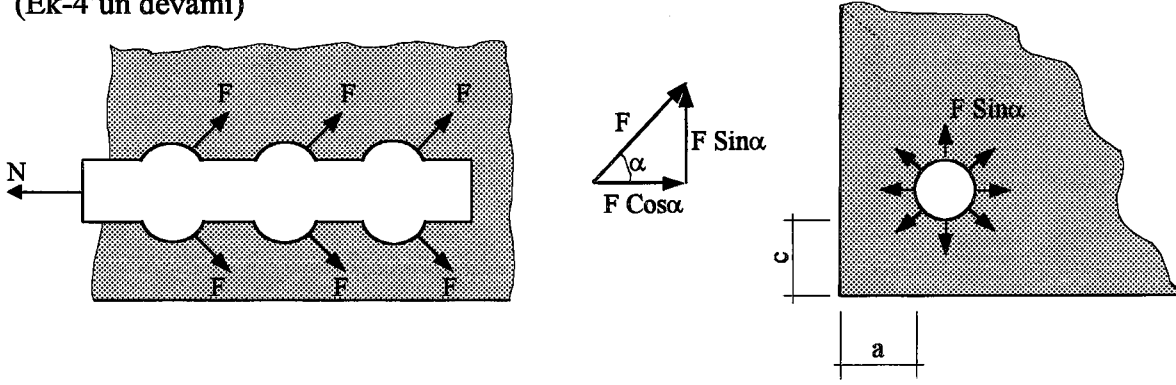
Deneysel çalışmalarda yük artmaya devam ederken, çatlak genişlik ve boylarındaki çok çabuk artmalar, donatıdaki akmanın başladığına işaret etmektedir. Kırılma anında elemanın basınç etkisindeki en üst lifi ile çatlakın ucu arasındaki basınç bölgesinde beton ezilmektedir. Burada bu tür çatlama ve kırılmanın özellikle normal donatılı eğilme etkisindeki elemanlarda meydana geldiğini, dengeli, denge üstü ve kritik donatılı elemanlarda kırılmanın gevrek olduğunu belirtmek uygun olmaktadır.

Durum böyle olunca, eğilme etkisindeki betonarme elemanlarda gevrek kırılmaların meydana gelmemesi için asal çekme donatısı oranına alttan ve üstten belli sınırlar koymak gerekmektedir. Alt sınır minimum donatı oranı olarak tanımlanırsa, bu donatı oranı beton kesitin ilk çatlama momentinin, betonarme kesitin direnme momentine eşitlenip, bu eşitlikten donatı oranının çekilmesiyle elde edilmektedir.

2.3.2. Nervürlü Donatıdan Doğan Çatlaklar

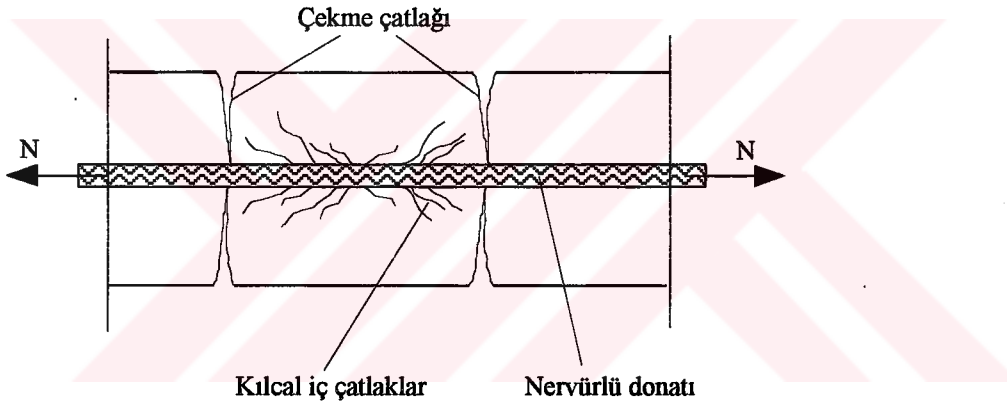
Aderansı geliştirilmiş donatı adıyla anılmakta olan nervürlü donatıların betonla kenetlenmesi düz yüzeyli donatılara göre daha iyi olmakla beraber bunların, nervürleri (dişleri) düz yüzeyli donatılardan farklı olarak, betona eğik kuvvet (F) uygulamaktadırlar (Ek Şekil 15.a). Bu kuvvetin düşey ve yatay bileşenleri sırasıyla $F \sin \alpha$ ve $F \cos \alpha$ şeklindedir. Bunlardan düşey bileşenler, iç basınç etkisindeki bir boru cidarında meydana gelen çekme gerilmelerine benzer şekilde, betonda çekme gerilmesi oluşmaktadır (Ek Şekil 15.b ve Ek Şekil 15.c).

(Ek-4'ün devamı)



Ek Şekil 15. Nervürlerin betona uyguladığı eğik kuvvetler, bileşenleri ve düşey bileşenin betonda oluşturduğu iç basınçlar

Nervürlerin betona uyguladığı kuvvetlerin yatay ve düşey bileşenlerinin, diğer bir deyişle teğetsel ve radyal kuvvetlerin oluşturduğu asal çekme gerilmeleri betonda içi çatlakların oluşmasına neden olmaktadır.(Ek Şekil 16) [114].



Ek Şekil 16. Bir gergide nervürlü donatıdan meydana gelen kılcal iç çatlaklar

Bu kılcal iç çatlaklar, donatı-beton aderansını sağlayan kuvvetin düşey bileşeninin kaybolduğunu ve bu aşamadan sonra betonla donatı arasındaki aderansı sadece yatay bileşenin temin ettiğini göstermiştir.

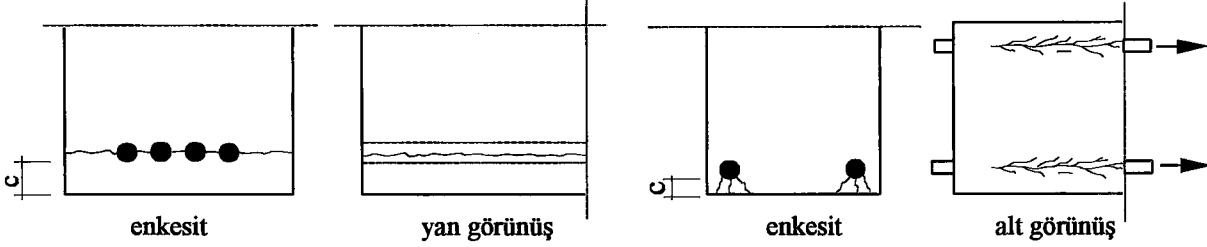
Donatıdaki gerilme arttıkça iç çatlaklar ilerleyerek pas payının en küçük olduğu eleman yüzeylerine ulaşarak buralardan görülmeye başlamaktadır(Ek Şekil 17.a ve Ek Şekil 17.b).

Durum böyle olunca, bu tür çatlakların en belirgin özeliği donatı eksenini boyunca meydana gelmiş olmalarıdır. Aşağıda ispatlanacağı gibi, çatlağın elemanın hangi yüzünde meydana geleceği, donatı çubukları arasındaki serbest aralığın pas payına oranına (a/c) bağlıdır. Önce çatlamamanın elemanın yan yüzünde meydana geldiği (Ek Şekil 17.c) ve serbest cisminde Ek Şekil 17.d ve Ek Şekil 17.e'deki gibi olduğu, nervürlü donatının betona uyguladığı eğik kuvvetin donatı eksenine yaptığı açının 45° , dolayısıyla da

(Ek-4'ün devamı)

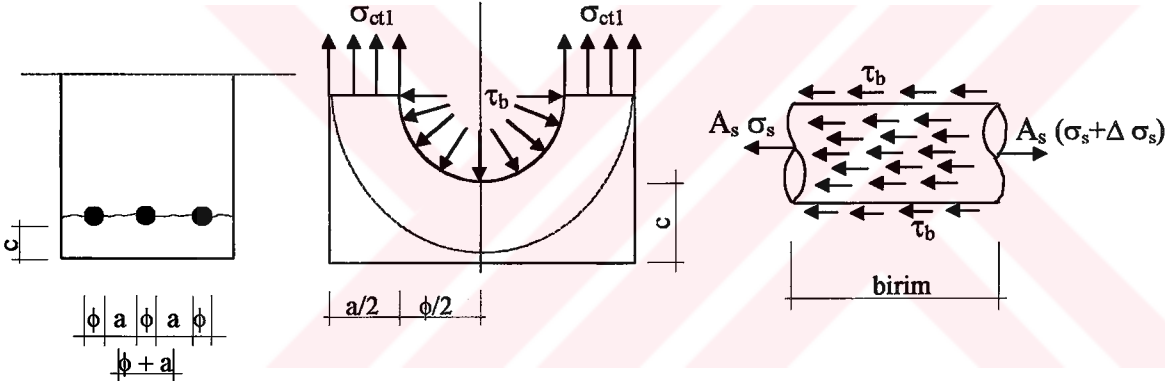
söz konusu kuvvetin ve bundan doğan gerilmelerin yatay ve düşey bileşenlerinin birbirine eşit olduğu dikkate alınsın. Bu da söz konusu iki bileşenden her birinin τ_b aderans gerilmesine eşit olduğunu kabul etmek demektir. Bu durumda Ek Şekil 17.d 'de verilen serbest cismin kuvvet denge denklemleri gereği;

$$\sigma_{ct1} \cdot a/2 = \int_0^{\pi/2} \tau_b \cdot dA \cdot \sin \theta \quad (E.86)$$



a) Büyük pas payı ve donatıların sık yerleştirilmesi durumunda yan yüzlerde çatlama (yatay yarıлма)

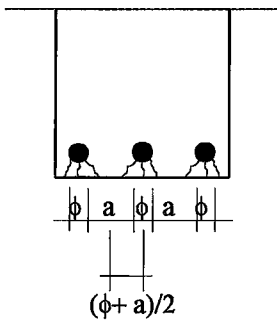
b) Küçük pas payı ve donatıların büyük aralıklarla yerleştirilmesi durumunda alt yüzde çatlama (düşey yarıлма)



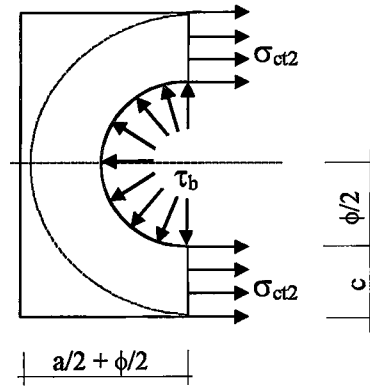
c) Çatlamanın elemanın yüzlerinde oluşması durumu (yatay yarıлма)

d) Yan yüzlerde çatlama için serbest cismin kesitteki konumu

e) Serbest cisim



f) Çatlamanın elemanın alt yüzünde meydana gelmesi durumu (düşey yarıлма)



g) Alt yüzlerde çatlama için serbest cismin kesitteki konumu

Ek Şekil 17. Nervürlü donatıdan doğan çeşitli çatlaklar

(Ek-4'ün devamı)

bağıntısı yazılabilmektedir. Bu bağıntıda $dA = \phi/2.d\theta$ olarak yerine konup gerekli işlemler yapılırsa,

$$\sigma_{ct1} = \tau_b \cdot \frac{\phi}{a} \quad (E.87)$$

olarak elde edilir. Diğer taraftan, Ek Şekil 17.e'den denge gereği $A_s = \pi\phi^2/4$ 'ü göstermek üzere,

$$\tau_b = \frac{A_s \cdot \Delta\sigma_s}{\pi\phi} = \frac{\phi \cdot A_s}{4} \quad (E.88)$$

olarak elde edilir. Bunun da kullanılmasıyla (E. 86) bağıntısı,

$$\sigma_{ct1} = \frac{\phi^2 \cdot \Delta\sigma_s}{4a} \quad (E.89)$$

şekline gelmektedir. Çatlamanın elemanın alt yüzünde (Ek Şekil 17.f) olduğu ve bunun için serbest cismin Ek Şekil 17.g'deki gibi olduğu dikkate alınır ve kuvvet denge denklemleri yazılırsa,

$$\sigma_{ct2} \cdot c = \int_0^{\pi/2} \tau_b \cdot \frac{\phi}{2} \cdot \sin\theta \cdot d\theta \quad (E.90)$$

olarak elde edilir. Bu bağıntı gerekli işlemlerden sonra,

$$\sigma_{ct2} = \tau_b \cdot \frac{\phi}{2 \cdot c} \quad (E.91)$$

şeklini almaktadır. Bu bağıntıdaki τ_b yerine (E.88) bağıntısındaki değeri yazılırsa,

$$\sigma_{cta} = \frac{\phi^2 \cdot \Delta\sigma_s}{8 \cdot c} \quad (E.92)$$

olarak elde edilmektedir. Bu tür çatlama elemanın meydana gelebilmesi için (E.87) ve (E.91) bağıntılarında $\sigma_{ct1} = f_{ct}$ ve $\sigma_{ct2} = f_{ct}$ olmak zorundadır. Bu da $a=2c$ için, çatlakların elemanın alt ve yan yüzünde aynı anda oluşacağını göstermektedir. Buradan aşağıdaki sonuçlara varmak mümkündür:

- 1) $a/c=2$ için çatlama elemanın alt ve yan yüzlerinde aynı anda meydana gelir
- 2) $a/c<2$ için çatlama elemanın sadece yan yüzünde meydana gelir
- 3) $a/c>2$ için ise çatlama elemanın sadece alt yüzünde meydana gelir.

6. ÖZGEÇMİŞ

Selim PUL, 1966 yılında Trabzon'da doğdu. İlköğrenimini 1972-1980 yılları arasında Akçaabat'ta tamamladıktan sonra Trabzon Teknik Lisesi Makine-Fen kolundan 1984 yılında mezun oldu. 1985-1986 öğretim yılında Karadeniz Teknik Üniversitesi Mühendislik-Mimarlık Fakültesi İnşaat Mühendisliği Bölümü'ne girerek bu bölümden 1989 yılında mezun oldu. Aynı yıl açılan sınavlar sonucunda KTÜ Fen Bilimleri Enstitüsü'nde Yüksek Lisans öğrenimine ve Karayolları 12.Bölge Müdürlüğü (Erzurum) emrinde mühendislik hizmetine başladı. Şubat 1991'de mezun olduğu bölümün Yapı Anabilim Dalı'na, Karayolları Genel Müdürlüğü oluruyla, geçiş yaparak Araştırma Görevlisi oldu. Yüksek Lisans öğrenimini 1994 yılında tamamladıktan sonra aynı yıl KTÜ Fen Bilimleri Enstitüsü İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı'nda Doktora öğrenimine başladı. Bekar olan Selim PUL, İngilizce bilmekte ve halen KTÜ İnşaat mühendisliği Bölümü'nde görevine devam etmektedir.