

**T.C.
SÜLEYMAN DEMİREL ÜNİVERSİTESİ
FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ**

**DÜŞÜK BETON DAYANIMINA SAHİP BETONARME
KİRİŞLERİN EĞİLME KAPASİTELERİNİN BELİRLENMESİ**

Barış ESEN

**Danışman
Yrd. Doç. Dr. Hamide TEKELİ**

**II. Danışman
Prof. Dr. Fuat DEMİR**

**YÜKSEK LİSANS TEZİ
İNŞAAT MÜHENDİSLİĞİ ANABİLİM DALI
ISPARTA - 2016**



© 2016 [Barış ESEN]

TEZ ONAYI

Barış ESEN tarafından hazırlanan "Düşük Beton Dayanıma Sahip Betonarme Kirişlerin Eğilme Kapasitelerinin Belirlenmesi" adlı tez çalışması aşağıdaki jüri üyeleri önünde Süleyman Demirel Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı'nda YÜKSEK LİSANS TEZİ olarak başarı ile savunulmuştur.

Danışman Yrd. Doç. Dr. Hamide TEKELİ
Süleyman Demirel Üniversitesi

II. Danışman Prof. Dr. Fuat DEMİR
Süleyman Demirel Üniversitesi

Jüri Üyesi Doç. Dr. Alp CANER
Orta Doğu Teknik Üniversitesi

Jüri Üyesi Doç. Dr. Kemal T. YÜCEL
Süleyman Demirel Üniversitesi

Jüri Üyesi Yrd. Doç. Dr. Devran ÇELİK
Süleyman Demirel Üniversitesi

Enstitü Müdürü Doç. Dr. Yasin TUNCER

TAAHHÜTNAME

Bu tezin akademik ve etik kurallara uygun olarak yazıldığını ve kullanılan tüm literatür bilgilerinin referans gösterilerek tezde yer aldığını beyan ederim.

Barış ESEN


İÇİNDEKİLER TABLOSU

ÖZET	iii
ABSTRACT	iv
TEŞEKKÜR.....	v
ŞEKİLLER DİZİNİ	vi
ÇİZELGELER DİZİNİ	viii
SİMGELER VE KISALTMALAR DİZİNİ	ix
1. GİRİŞ.....	1
2. KAYNAK ÖZETLERİ.....	4
3. DENEYSEL ÇALIŞMA.....	8
3.1. Numunelerin Üretilmesi	8
3.1.1. Malzeme özelliklerinin belirlenmesi	8
3.1.1.1. Beton karışım oranlarının belirlenmesi.....	8
3.1.1.2. Donatı çeliği özelliklerinin belirlenmesi.....	12
3.1.2. Kiriş numunelerin üretilmesi.....	13
3.1.2.1. Numune donatılarının hazırlanması.....	15
3.1.2.2. Numune betonunun dökülmesi	16
3.2. Yükleme Düzenine Hazırlanması	18
4. KİRİŞ NUMUNE DENEYLERİNİN YAPILMASI VE DENEY SONUÇLARININ DEĞERLENDİRİLMESİ	21
4.1. Kiriş Hasarları Ve Deneylerden Elde Edilen Sonuçlar.....	21
4.1.1. K1025, K1027, K1029, K10220 numunelerine ait deney sonuçları	21
4.1.2. K1035, K1037, K1039, K10320 numunelerine ait deney sonuçları....	25
4.1.3. K3025, K3027, K3029, K30220 numunelerine ait deney sonuçları....	28
4.1.4. K3035, K3037, K3039, K30320 numunelerine ait deney sonuçları....	31
4.2. Deney Sonuçlarının Kıyaslanması.....	34
5. KİRİŞ NUMUNELERİNİN ANALİTİK ÇÖZÜMLEMELERİ İLE DENEY SONUÇLARININ KIYASLANMASI.....	38
5.1. Kiriş Moment Kapasitesinin Analitik Olarak Elde Edilmesi	39
5.2. Smap Programının Tanıtılması	42
5.3. Response Programının Tanıtılması	42
5.4. Ersoy ve Özcebe (2015) Tarafından Hazırlanan Excel Yazılımının Tanıtılması.....	43
5.5. Analitik Sonuçların Kıyaslanması.....	44
6. DÜŞÜK DAYANIMLI BETONA SAHİP KİRİŞLERDE MOMENT KAPASİTE HESABI İÇİN ÖNERİLER.....	48
7. SONUÇLAR.....	51
KAYNAKLAR	54
ÖZGEÇMİŞ.....	57

ÖZET

Yüksek Lisans Tezi

DÜŞÜK BETON DAYANIMINA SAHİP BETONARME KİRİŞLERİN EĞİLME KAPASİTELERİNİN BELİRLENMESİ

Barış ESEN

**Süleyman Demirel Üniversitesi
Fen Bilimleri Enstitüsü
İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı**

Danışman: Yrd. Doç. Dr. Hamide TEKELİ

II Danışman: Prof. Dr. Fuat DEMİR

Ülkemizdeki mevcut binaların önemli bir kısmı deprem riski altındadır. Binaların deprem güvenliğini etkileyen önemli parametrelerden biri beton dayanımıdır. Mevcut binaların beton dayanımının, proje dayanımdan oldukça düşük olduğu bilinmektedir. Deprem yükü etkisindeki yapının kapasitesi, taşıyıcı sistemi oluşturan elemanların kapasitesiyle birebir ilgilidir. Dolayısıyla elemanlara ait kapasite hesaplarının doğru şekilde yapılması oldukça önemlidir. Kirişlerin eksenel yük seviyesi genellikle çok düşük olduğundan bu elemanlarda moment etkin davranış gözlenmektedir. Kirişlerin moment kapasite hesabında kullanılan denklemler, beton ile donatı arasında tam aderans kabulüne dayanmaktadır. Düşük dayanımlı betonlarda, beton ile donatı arasında tam aderansın sağlandığı söylenemez. Dolayısıyla normal dayanımlı betonlar için önerilen kapasite formüllerinin düşük dayanımlı betonlar için kullanılması yanıltıcı olmaktadır. Bu çalışma kapsamında, eğilme davranışının hakim olduğu kiriş elemanlarda, düşük beton dayanımının eğilme kapasitesi üzerindeki etkisi deneysel ve analitik olarak incelenmiştir. Kuramsal ve deneysel olarak elde edilen kapasite değerleri karşılaştırılarak sonuçlar yorumlanmıştır. Çalışma kapsamında farklı boyuna donatı, enine donatı ve beton dayanımına sahip 16 adet kiriş numune üretilmiştir. Bu çalışmada düşük dayanımlı betona sahip kiriş elemanların kapasite hesaplarında kullanılabilecek bir denklem önerilmiştir.

Anahtar Kelimeler: Düşük Beton Dayanımı, Betonarme Kirişler, Eğilme Kapasitesi.

2016, 57 sayfa

ABSTRACT

M.Sc. Thesis

DETERMINATION OF FLEXURAL CAPACITY IN REINFORCED CONCRETE BEAMS WITH LOW STRENGTH CONCRETE

Barış ESEN

**Süleyman Demirel University
Graduate School of Applied and Natural Sciences
Department of Civil Engineering**

Supervisor: Asst. Prof. Dr. Hamide TEKELİ

Co-Supervisor: Prof. Dr. Fuat DEMİR

A major part of the existing structures in our country is vulnerable to earthquakes. The strength of concrete is one of the most important parameters affecting earthquake safety of buildings. It is known that actual concrete strength of existing buildings is quite lower than the design strength. The lateral load capacity of a structure under earthquake loading depends on capacity of structural elements. Therefore, determination of member capacities become very important. Since axial load level of beams is low, bending is dominant behavior in these elements. The equations which are used in bending capacity calculation of beams are based on complete adherence assumption between the steel reinforcing bar and the concrete. It is known that there is not such a complete adherence in beams with low concrete strength. Thus, the bending capacity equations suggested for beams normal strength concrete is not valid for in beams with low strength concrete. In this study, behavior of reinforced concrete flexure dominant beams with low strength concrete was examined experimentally and analytically. The capacities obtained from experiments are compared with the theoretical calculations. 16 reinforced concrete beam specimens with different compression strength, longitudinal and transverse steel reinforcement bars, which influence the behavior of reinforced concrete sections, were constructed and tested. An equation that can be used in capacity calculations of beam elements with low strength concrete is suggested.

Keywords: Low Strength Concrete, Reinforced Concrete Beams, Bending Capacity.

2016, 57 pages

TEŞEKKÜR

Tezimin her aşamasında bana yardımcı olan ve yol gösteren Hocam Hamide TEKELİ'ye teşekkür ederim.

Bilgisiyle ve eleştirisiyle tezime katkı sağlayan Hocam Fuat Demir'e teşekkür ederim.

Tezimin düzenlenmesinde yardımcı olan arkadaşım Ahmet BODUR'a, katkılarından dolayı teşekkür ederim.

Deneyleerin hazırlık aşaması öncesi ve sonraki süreçlerde ellerinden geleni yapan Osman KESKİN'e ve Murat DEMİREL'e emekleri için çok teşekkür ederim.

Orta Doğu Teknik Üniversite'si İnşaat Mühendisliği Fakültesi Yapı Mekaniği Laboratuvarı ve Yapı Malzemesi Hocalarına ve Personellerine çok teşekkür ederim.

Yapmış olduğum çalışmada her zaman bana destek olan sevgili eşim Gülsüm ESEN'e teşekkür ederim.

3419-YL1-13 No`lu Proje ile tezimi maddi olarak destekleyen Süleyman Demirel Üniversitesi Bilimsel Araştırma Projeleri Yönetim Birimi Başkanlığı'na teşekkür ederim.

Tezimin her aşamasında beni yalnız bırakmayan aileme sonsuz sevgi ve saygılarımı sunarım.

Barış ESEN
ISPARTA, 2016

ŞEKİLLER DİZİNİ

	Sayfa
Şekil 3.1. Agrega granülometrisi	9
Şekil 3.2. Slump deneyinin yapılması.....	11
Şekil 3.3. Numunelerin basınç dayanım deneyi öncesi görünümü.....	11
Şekil 3.4. Donatıya ait gerilme birim uzama grafiği	13
Şekil 3.5. Kirişlerin isimlendirilmesi	14
Şekil 3.6. Kiriş numunelere ait kesit (mm) ve donatı detayları.....	14
Şekil 3.7. Kiriş etriye kalıbı ve hazırlanan etriye örneği	16
Şekil 3.8. Bir seriye ait üretilen kiriş numunelerinin donatılarının görünüşü.....	16
Şekil 3.9. Beton dökümü için hazırlanan kiriş numunelerinden bir görünüm	17
Şekil 3.10. Numunelere beton döküm aşamasından bir görünüm	17
Şekil 3.11. Beton karot numunelerinin alınması	18
Şekil 3.12. Deney düzeneği.....	19
Şekil 3.13. Hazırlanan deney düzeneği ve ölçüm aletleri.....	20
Şekil 4.1. K1025, K1027, K1029, K10220 numunelerine ait görünümler	22
Şekil 4.2. K1025, K1027, K1029, K10220 numunelerine ait hasar görünümleri.....	23
Şekil 4.3. K1025, K1027, K1029, K10220 numunelerine ait yük-yerdeğiştirme grafikleri	24
Şekil 4.4. K1025, K1027, K1029, K10220 numunelerine ait moment-eğrilik grafikleri.....	24
Şekil 4.5. K1035, K1037, K1039, K10320 numunelerine ait görünümler	25
Şekil 4.6. K1035, K1037, K1039, K10320 numunelerine ait hasar görünümleri.....	26
Şekil 4.7. K1035, K1037, K1039, K10320 numunelerine ait yük-yerdeğiştirme grafikleri	27
Şekil 4.8. K1035, K1037, K1039, K10320 numunelerine ait moment-eğrilik grafikleri.....	27
Şekil 4.9. K3025, K3027, K3029, K30220 numunelerine ait görünümler	28
Şekil 4.10. K3025, K3027, K3029, K30220 numunelerine ait hasar görünümleri.....	29
Şekil 4.11. K3025, K3027, K3029, K30220 numunelerine ait yük-yerdeğiştirme grafikleri.....	30
Şekil 4.12. K3025, K3027, K3029, K30220 numunelerine ait moment-eğrilik grafikleri	30
Şekil 4.13. K3035, K3037, K3039, K30320 numunelerine ait görünümler.....	31
Şekil 4.14. K3035, K3037, K3039, K30320 numunelerine ait hasar görünümleri.....	32
Şekil 4.15. K3035, K3037, K3039, K30320 numunelerine ait yük-yerdeğiştirme grafikleri.....	33
Şekil 4.16. K3035, K3037, K3039, K30320 numunelerine ait moment-eğrilik grafikleri	33
Şekil 4.17. Kiriş numunelerine ait elde edilen taşıma gücü yükü.....	35
Şekil 4.18. Beton basınç dayanımı değişiminin numunelerin yük-yerdeğiştirme grafiği üzerindeki etkisi.....	36
Şekil 4.19. Sargı donatısı aralığının ve çekme donatısı miktarının yük-yerdeğiştirme grafiği üzerindeki etkisi	36
Şekil 4.20. Beton basınç dayanımı değişiminin numunelerin moment-eğrilik grafiği üzerindeki etkisi.....	37
Şekil 4.21. Sargı donatısı aralığının ve çekme donatısı miktarının moment-eğrilik grafiği üzerindeki etkisi	37

Şekil 5.1. Yaklaşık moment kapasitesi hesabı için hazırlanan Excel programından bir görünüş.....	41
Şekil 5.2. Semap programından bir görünüş.....	42
Şekil 5.3. Response programından bir görünüş.....	43
Şekil 5.4. Ersoy ve Özcebe (2015) tarafından geliştirilen kesit analiz programından bir görünüş.....	43
Şekil 5.5. K1025, K1027, K1029, K10220 numuneleri için moment eğrilik kıyası	44
Şekil 5.6. K1035, K1037, K1039, K10320 numuneleri için moment eğrilik kıyası	45
Şekil 5.7. K3025, K3027, K3029, K30220 numuneleri için moment eğrilik kıyası	46
Şekil 5.8. K3035, K3037, K3039, K30320 numuneleri için moment eğrilik kıyası	47
Şekil 6.1. Moment hesabında kullanılacak $1/\alpha$ katsayısı	49



ÇİZELGELER DİZİNİ

	Sayfa
Çizelge 3.1. Elek analizi sonuçları.....	9
Çizelge 3.2. Agregaların gevşek ve sıkışık durumdaki birim hacim ağırlıkları.....	10
Çizelge 3.3. Bir m ³ beton için hesapla elde edilen karışım oranları.....	10
Çizelge 3.4. Beton basınç dayanım sonuçları ve kırılma şekilleri.....	12
Çizelge 3.5. Donatı çubuklarının çekme deneylerinden elde edilen sonuçlar.....	13
Çizelge 3.6. Kiriş numunelerinin geometrik özellikleri.....	15
Çizelge 3.7. Beton basınç dayanımları.....	18
Çizelge 3.8. Kiriş deneylerinde kullanılan ölçüm cihazları.....	19
Çizelge 4.1. Kiriş numunelerine ait deneysel sonuçlar.....	34
Çizelge 5.1. Kiriş elemanlar için verilen hasar sınırları.....	39
Çizelge 6.1. Elde edilen moment değerlerinin kıyaslanması.....	48
Çizelge 6.2. Önerilen denkleme göre elde edilen moment kapasite değerleri.....	50

SİMGELER VE KISALTMALAR DİZİNİ

A_s	Çekme bölgesi donatısı alanı
A_s'	Basınç bölgesindeki donatı
b_w	Kesit gövde genişliği
c	Tarafsız eksenin derinliği
d	Etkili derinlik
d'	Beton örtü kalınlığı
DBYBHY	Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında Yönetmelik
f_{ctm}	Betonun çekme dayanımı
f_{yd}	Donatı tasarım akma gerilmesi
GÇ	Göçme hasar sınırı
GV	Güvenlik hasar sınırı
HPFRCC	Yüksek Performanslı Lif Donatılı Çimento Esaslı Kompozit
k_1	Beton basınç blok derinliğinin tarafsız eksen derinliğine oranı
M_E	Deprem momenti
MN	Minimum hasar sınırı
M_r	Moment taşıma kapasitesi
P_{deney}	Kiriş numunelerinin deneylerde ulaşılan taşıma gücü yükü
P_u	Kiriş numunelerinin kuramsal taşıma gücü yükü
r	Etki / kapasite oranı
RESPONSE	Toronto Üniversitesinin hazırlamış olduğu analiz programı
SEMAP	Sargı Etkisi Modelleme Analiz Programı
V_e	Kolon, kiriş ve perdede esas alınan tasarım kesme kuvveti
ρ	Çekme donatısı oranı
ρ_b	Dengeli donatı oranı
ρ'	Basınç donatısı oranı
σ_s	Çekme donatısı gerilmesi
σ_s'	Basınç donatısı gerilmesi

1. GİRİŞ

Ülkemiz topraklarının, nüfusunun ve sanayisinin %90' ından fazlası deprem bölgesinde bulunmaktadır. Son yıllarda meydana gelen, İzmit (1999), Düzce (1999), Afyon (2002), Bingöl (2003), Elazığ (2010), Van (2011) depremlerinde çok sayıda mal ve can kayıpları meydana gelmiştir.

Günümüzde önceden kestirilmesi ve önlenmesi mümkün olmayan deprem afetine karşı alınacak en akılcı önlem biçimi, kuşkusuz depreme dayanıklı yapıların inşa edilmesidir. Depreme dayanıklı yapı tasarımının temel ilkeleri ise ilgili yönetmelik ve standartlarla belirlenmiştir. Betonarme yapıların tasarım ve yapım kuralları, halen yürürlükte bulunan "TS 500- Betonarme Yapıların Hesap Ve Yapım Kuralları" ile "2007 Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında Yönetmelik"te (DBYBHY) verilmiştir. DBYBHY'in amacı, şiddetli depremlerde dahi yapının tamamen ya da kısmen göçmesinin önlenmesidir. Bu yaklaşım üç aşamalı bir yapısal davranış esasına dayanır:

1. Sık oluşabilecek hafif şiddetteki depremlerde yapıların elastik davranması, yapısal ve yapısal olmayan sistem elemanlarının herhangi bir hasar görmemesi,
2. Orta sıklıkta oluşabilecek orta şiddetteki depremlerde yapıların elastik limitine yaklaşması, yapısal ve yapısal olmayan sistem elemanlarında oluşabilecek hasarın onarılabılır düzeyde kalması,
3. Seyrek olarak oluşabilecek şiddetli depremlerde ise yapıların plastik davranması, can kaybını önlemek amacıyla binaların kısmen veya tamamen göçmesini önlemektir.

Deprem bir enerji yüklemesidir. Deprem etkisi altında doğrusal-elastik davranan yapılarda deprem sırasında oluşacak enerjinin tamamı plastik aşamaya geçmeden elastik aşamada sönmelenmelidir. Ancak bu durumun gerçekleşmesi için kesitlerin aşırı büyük boyutlarda seçilmesi gerekmektedir. Bu durumda ise yapının maliyeti artacaktır. Yapı maliyetini azaltmak ve

enerjinin bir kısmını plastik aşamada tüketmek amaçlanırsa, yapının sünek davranış gösterecek şekilde tasarlanması gerekmektedir. Enerjinin çoğu yapıda oluşacak plastik mafsallarda tüketilmektedir. Süneklik oranının büyük olduğu ve doğrusal olmayan şekil değiştirmelerin küçük bir bölgeye yayıldığı sistemlerde, doğrusal olmayan eğilme şekil değiştirmelerinin plastik mafsal adı verilen kesitlerde toplandığı, bunun dışındaki bölgelerde ise sistemin doğrusal- elastik davrandığı kabul edilebilir. Enerji tüketimi açısından plastik mafsal olan bir kesitte büyük şekil değiştirme kapasitesi olması gerekmektedir (Doğangün, 2005). Bu ise ancak süneklik ile sağlanabilir.

Sünek kırılmada basınç bölgesindeki beton ezilmeden çok önce çekme bölgesindeki donatıda akma gözlenir. Eleman dayanımında azalma olmadan şekil değiştirebilme yeteneğine sahiptir. Sünek olarak ortaya çıkan hasarla önemli miktarda enerji tüketilebilir ve tedbir almak mümkün olur. Gevrek kırılma ise hemen hiçbir belirti vermeden, genelde ani olarak ortaya çıkar. Eleman taşıma gücü yüküne ulaşmadan önce hemen hiçbir belirti vermediğinden önlem almaya fırsat vermez. Gevrek kırılma oldukça tehlikeli ve enerji tüketimi az bir kırılma biçimidir.

Geçmiş yıllarda meydana gelen depremler, deprem yönetmeliğinin yenilenmesinde ve mevcut binaların değerlendirilmesi ile ilgili doğrusal elastik ve doğrusal elastik olmayan hesap yöntemlerinin yönetmeliğe girmesinde önemli rol oynamıştır. Günümüzde bu analiz yöntemlerinin kullanılmasında genellikle gelişen bilgisayar teknolojilerinden yararlanılmaktadır. Ancak bu birtakım sorunları da beraberinde getirmiştir. Gelişen bilgisayar teknolojisine paralel olarak bir çok hazır program ile yapıların doğrusal olmayan davranışları hesaplara dahil edilebilse de yeterli yapısal bilgi birikimine sahip olmayan mühendisler sadece bilgisayar programı sonuçlarına göre hareket ederek istenmeyen durumların ortaya çıkmasına neden olabilmektedir (Ersoy, 1987).

Mevcut bina stokunun büyüklüğü göz önüne alındığında, bina deprem performans değerlendirmesinin kolay olmadığı, maliyet yanında büyük bir mühendislik hizmeti gerektirdiği kolayca görülebilir. Bu nedenle, binaların

deprem performansına etki eden parametrelerin incelenmesi büyük önem arz etmektedir. Binaların deprem güvenliğini etkileyen önemli parametrelerden biri beton dayanımıdır. Mevcut binaların beton dayanımının, proje dayanımdan oldukça düşük olduğu bilinmektedir. Deprem yükü etkisindeki yapının kapasitesi, taşıyıcı sistemi oluşturan elemanların kapasitesiyle birebir ilgilidir. Dolayısıyla sistem için karar verirken elemanlara ait kapasite hesaplarının doğru şekilde yapılması oldukça önemlidir. Kirişlerin aksel yük seviyesi genellikle çok düşük olduğundan bu elemanlarda moment etkin davranış gözlenmektedir. Kirişlerin moment kapasite hesabında kullanılan denklemler, beton ile donatı arasında tam aderans kabulüne dayanmaktadır. Düşük dayanımlı betonlarda, beton ile donatı arasında tam aderansın sağlandığı söylenemez. Dolayısıyla normal dayanımlı betonlar için önerilen kapasite formüllerinin düşük dayanımlı betonlar için kullanılması yanıltıcı olabilmektedir.

Tez çalışması kapsamında; eğilme davranışının hakim olduğu kiriş elemanlarda, beton sınıfı, boyuna donatı oranı ve sargı donatısı aralığı değiştirilerek eleman kapasitesi üzerindeki etkileri deneysel olarak incelenmiştir. Kuramsal ve deneysel olarak elde edilen kapasite değerleri karşılaştırılarak sonuçlar yorumlanmıştır. Bu amaçla 16 adet kiriş numune üretilerek deneyleri yapılmıştır. Bu numuneler; 4 farklı beton sınıfı, 2 farklı boyuna donatı oranı ve 2 farklı sargı donatısı aralığı tasarlanarak üretilmiştir. Deneyler sırasında oluşan hasarlar gözlenmiş ve her bir elemana ait yük-yerdeğiştirme eğrileri elde edilmiştir. Deneylerden elde edilen sonuçlar, teorik olarak yaklaşık moment kapasite yöntemi, SEMAP (Sargı Etkisi Modelleme Analiz Programı), RESPONSE (Toronto Üniversitesinin Hazırlanmış Olduğu Analiz Programı), Ersoy ve Özcebe (2015) tarafından hazırlanan excel kiriş yazılımı kullanılarak elde edilen sonuçlar ile karşılaştırılmıştır.

2. KAYNAK ÖZETLERİ

Mevcut binaların deprem güvenliğinin ve güvenliği etkileyen parametrelerin incelenmesi son yıllarda yoğun olarak çalışılan konulardandır. Bu çalışmaların öncülüğünü yapan, Ersoy (1998) betonarme kiriş ve kolonların moment kapasitelerinin saptanması için pratik yaklaşımlar geliştirmiştir. Daha sonrasında Yağcı (1999), betonarme elemanlardaki moment kapasitesine etki eden parametreleri incelemiştir.

Aykaç vd. (2000) düşey yükler altında hasar görmüş veya yetersizliği anlaşılmış ve katman ekleme yöntem ile onarılmış/güçlendirilmiş betonarme kirişlerin depremi benzeştiren terislinir tekrarlanır yükler altındaki davranışını araştırmıştır.

Kaltakçı vd. (2001) yaptıkları çalışma kapsamında, betonarme elemanların dayanım ve davranışına beton basınç dayanımı, donatı çeliği çekme dayanımı, çekme, basınç ve sargı donatılarının miktarı ile donatıdaki pekleşme olayının etkisini incelemiştir.

Altun vd. (2002), deprem sonrası güçlendirilmiş betonarme kiriş elemanların taşıma gücü performanslarının deneysel incelenmesine yönelik bir araştırma yapmışlardır. Üretilen kiriş numuneler maksimum hasar seviyesine kadar yüklenerek hasar verilmiş ve sonrasında mantolama yöntemi ile güçlendirilmiştir. Elde edilen sonuçlarda farklı zamanlarda imal edilen beton tabakalarının birlikte çalışmış olduğu ve mantolu betonarme kirişlerin kesit alanları arttıkça süneklik özelliklerinin azaldığı dolayısıyla enerji tüketme kapasitelerinin düştüğü vurgulanmıştır.

Kaplan ve Şenel (2002), yaptıkları çalışmada farklı donatı oranlarına sahip derin kirişlerin deprem yükü altındaki davranışlarını hem kuramsal hem de deneysel olarak incelemiştir.

Topçu ve Gürer (2005), yaptıkları deneysel çalışmada kiriş numunelerde S220 ve S420 donatı sınıfı kullanılmasının eleman davranışı üzerindeki etkisini araştırmıştır. Elde edilen sonuçlardan S220 donatı sınıflı kiriş numunelerin S420 donatı sınıflı kiriş numunelere göre daha az yük taşıdığı, çatlak sayılarının daha az ve genişlerinin daha fazla olduğu gözlenmiştir.

Önal ve Koçak (2006), yapmış oldukları çalışmada, mantolama yöntemi ile güçlendirilen kirişlerin davranışını inceleyerek elde edilen sonuçları referans numunelerle karşılaştırmıştır.

Demir vd. (2007a) ve Demir vd. (2007b), tarafından yapılan çalışmalarda, beton dayanımının binaların yatay yük taşıma kapasitesi açısından değerlendirilmesi yapılmıştır. Çalışma sonucunda, 10 MPa ve daha düşük beton dayanımına sahip kesitlerin moment taşıma kapasitelerinin hesaplanmasında yeni bir düzenleme tavsiye edilmiştir.

Özmen vd. (2007), farklı sargı aralığı ve beton sınıflarının eleman ve sistem sünekliği üzerindeki etkilerini incelemişlerdir. Çözümlemelerde Geliştirilmiş Kent- Park, Mander, Saaatçioğlu-Razvi gibi farklı beton sargı modelleri kullanılarak kıyaslamalar yapılmıştır. Elde edilen sonuçlardan, eleman bazında belirgin olan moment-eğrilik farklılıklarının sistem bazında etkisini yitirdiği gözlenmiştir.

Tekeli vd. (2007), kısa süreli yığılmaların yaşandığı konferans salonu tipi büyük açıklıklı ve az katlı binaların deprem davranışlarının değerlendirilmesini amaçlamıştır. Bu amaçla, kolonları eğilme etkisi altında olan geniş açıklıklı ve az katlı binalar ele alınarak farklı donatı ve beton sınıfı için yapısal davranışları değerlendirilmiş ve parametrelerin etkisi incelenmiştir. Çalışmada, beton basınç dayanımının 10MPa değerinin altına düşmesi durumunda yönetmelikte verilen performans değerlendirme yöntemlerinin kullanımına bir sınırlandırma ya da düzenleme getirilmesi gerektiği belirtilmiştir.

Bedirhanoglu (2009), yaptığı tez çalışmasında, ülkemizdeki yapıların durumunu temsil edecek şekilde düşük dayanımlı beton, seyrek etriye ve düz yüzeyli donatıya sahip kısa kolon ve kolon-kiriş birleşim bölgelerinin deprem yükleri altındaki davranışlarını hem teorik hem de deneysel olarak incelemiştir. Bunu takiben, Bedirhanoglu ve İlki (2009) tarafından düşük dayanımlı betonarme elemanların deprem yükleri altında davranışlarını iyileştirmek amacı ile kullanılacak bir malzeme geliştirilmiştir. Bu amaçla, farklı özelliklerde Yüksek Performanslı Lif Donatılı Çimento Esaslı Kompozit (HPFRCC) numunelerin mekanik davranışı araştırılmıştır.

Cihanlı ve Arslan (2009), analitik çözümlerle beton dayanımı, çekme donatısı oranı ve çelik donatı akma dayanımı değişiminin kesit eğrilik sünekliğini nasıl etkilediğini incelemiştir.

Demir vd. (2009), yaptıkları çalışmada, beton dayanımı değişiminin eleman kapasitesi üzerindeki etkisini, bilgisayar programlarıyla gerçekleştirilen çözümlerinin tam olarak her zaman yansıtmadığını ve özellikle, eksenel yük seviyesi düşük olan ve eğilme davranışı gösteren elemanlarda bu durumun daha da belirgin olarak ortaya çıktığını belirtmiştir. Ancak tüm bu çalışmalarla ortaya konulan öneriler teorik esaslarla sınırlı kalmış ve deneysel çalışmalarla doğrulanmamıştır.

Kiracı ve Erdem (2010), yapmış oldukları çalışmada, betonarme bir elemanın eğrilik sünekliğini etkileyen faktörleri araştırmayı amaçlamıştır. Çalışma kapsamında beton basınç dayanımı, çekme donatısı akma dayanımı, çekme donatısı oranı, basınç donatısı oranı, etriye oranı ve sıklığı, etriye donatısı akma dayanımı parametre olarak seçilmiştir. Bu parametreler kullanılarak modellenen 51 tane kiriş numunesinin moment-eğrilik grafikleri SEMAP programı yardımıyla elde edilmiş ve elde edilen sonuçlar değerlendirilerek parametrelerin sünekliğe etkisi incelenmiştir.

Demirci vd. (2011), yaptıkları deneysel çalışmada, epoksi ile elik korniyer ve/veya lama yapıştırılarak gulendirilmiş betonarme kirişlerin eğilme altındaki davranışını karşılaştırmalı olarak incelemişlerdir.

zhan (2012), betonarme elemanların davranışı üzerinde etkili olan çok sayıda değişkenden bir kısmını dikkate alarak deneysel incelemeler yapmıştır. İncelenen değişkenler, eğilmeye çalışan betonarme elemanların davranışında önemli etkinliği olan beton basıncı dayanımı ve donatı geometrik oranıdır. Kiriş numunelerinin kuramsal taşıma gulerine karşı gelen yük (P_u) ile deneylerde ulaşılan en büyük yük (P_{deney}) belirlenerek, deneysel ve kuramsal taşıma gulerinin oranları (P_{deney}/P_u) hesaplanmıştır. Yapılan bu çalışma, normal dayanımlı betonları kapsamaktadır. Mevcut yapılarımızın beton dayanımının oldukça düşük olduğu bilinen bir gerçektir. Bu nedenle mevcut yapılar açısından gerçeği yansıtabilmesi için düşük dayanımlı beton kullanılarak ta incelemelerin yapılması gerekmektedir. Yapılan tez çalışması ile, bu konudaki eksikliğin giderilmesi amaçlanmaktadır.

3. DENEYSEL ÇALIŞMA

Deprem kuvvetlerine karşı yapı davranışının iyileştirilmesi amacıyla 2007 yılında depreme dayanıklı yapı tasarımı için öngörülen yönetmelik yenilenmiş ve geliştirilmiştir. Ancak yenilenen bu yönetmeliklerden önce inşa edilmiş yapılarda pek çok tasarım eksiklikleri ve uygulama yanlışlıkları bulunmaktadır. Bu eksikliklerin en önemlileri arasında taşıyıcı elemanların sarılma bölgelerinde yeterli enine donatı bulunmaması, boyuna donatı bindirme boylarının yeterli olmaması, kötü kalitede beton ve düz yüzeyli donatı çeliği kullanılması sayılabilir. Bu eksikliklere ek olarak kötü işçilikten kaynaklanan diğer uygulama yanlışlıkları yapıların depreme karşı davranışlarını olumsuz yönde etkileyen başlıca unsurlardır (İlki vd., 2005). Bu amaçla yapılan tez çalışması kapsamında düşük beton dayanımının kiriş davranışı üzerindeki etkisi incelenecektir.

3.1. Numunelerin Üretilmesi

Deney numunelerinin üretilmesinden önce düşük beton dayanımını elde edebilmek için referans beton karışım oranları hesaplanmış ve bu oranlarla ilgili parametreler elde edilmiştir. Elde edilen karışım oranlarından uygun görülenler kiriş numunelerinin üretilmesinde kullanılmıştır.

3.1.1. Malzeme özelliklerinin belirlenmesi

Kiriş numune üretiminde kullanılacak beton ve donatı malzemelerinin ön deney sonuçları aşağıda sunulmuştur.

3.1.1.1. Beton karışım oranlarının belirlenmesi

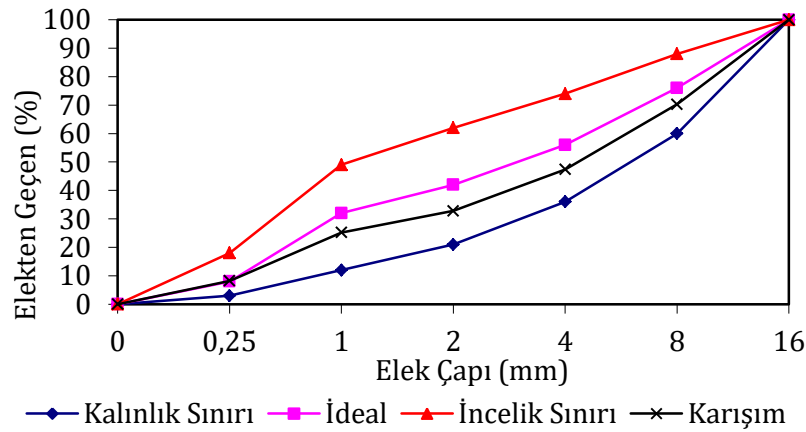
Kiriş numunenin üretiminde kullanılmak üzere 5 MPa, 7 MPa, 9 MPa ve 20 MPa beton dayanımlarının elde edilmesi amaçlanmaktadır. Bu nedenle öncelikle düşük dayanımlı beton üretiminde kullanılması gereken beton karışım oranlarını belirlemek için ön deneyler yapılmıştır. Deneylerden elde edilen sonuçlarla uygun beton karışım oranları elde edilmiştir.

Beton karışım numunelerinde 0-4 mm doğal agrega (kum), 4-16 mm kırma taş agregası (çakıl) ve bağlayıcı olarak CEM II B-M (P-L) 32,5R tipi çimento ve şebeke suyu kullanılmıştır. Beton numunelerinde aynı hacme sahip ince ve iri agrega kullanılmıştır. Agregaların tane dağılımını belirleyebilmek amacıyla elek analizi deneyi TS 3530 (1999)'a uygun olarak yapılmıştır. Elde edilen elek analizi sonuçları Çizelge 3.1 'de verilmiştir.

Çizelge 3.1. Elek analizi sonuçları

Elek Açıklığı (mm)	Kümülatif Geçen (%)	Kümülatif Kalan (%)
16	100	0
8	70,3	29,7
4	47,4	52,6
2	32,8	67,2
1	25,2	74,8
0,5	15,9	84,1
0,25	8,0	92
Elek Altı	0,3	100

Kiriş numunelere ait beton üretiminde kullanılacak agregaların tane dağılımının granülometrisi Şekil 3.1' de verilmiştir. Karışımlarda kullanılan agregaların tane dağılımının ideal tane dağılımına oldukça yakın olduğu görülebilir.



Şekil 3.1. Agreganın granülometrisi

Agregaların birim hacim ağırlıkları; TS EN 1097-3, "Agregaların fiziksel ve mekanik özellikleri için deneyler Bölüm 3: gevşek yığın yoğunluğunun ve boşluk

hacminin tayini" standardına göre belirlenmiştir. Elde edilen sonuçlar Çizelge 3.2' de verilmiştir.

Çizelge 3.2. Agregaların gevşek ve sıkışık durumdaki birim hacim ağırlıkları

Agrega	Agreganın Birim Hacim Ağırlığı (gr/cm ³)	
	İnce Agregası	İri Agregası
Gevşek	1,550	1,430
Sıkışık	1,725	1,640

Beton karışım oranları ön deneylerle dört farklı beton sınıfına sahip karışım numuneleri için belirlenmiştir. Beton karışımı TS 802 ve TS EN 206-1 standartlarına uygun olarak hazırlanmıştır. Bir m³ beton için hesaplanan karışım oranları Çizelge 3.3' te verilmiştir. Karışımların beton sınıfı C5, C7, C9, C20 olarak seçilmiştir. Hesapla belirlenen oranlar kullanılarak beton karışımları hazırlanmıştır. Hazırlanan beton karışımları öncelikle Slump testine tabi tutulmuştur. Slump (çökme) deneyleri, TS EN 12350-2, "Beton-Taze Beton Deneyleri-Bölüm 2: Çökme (Slump) Deneyi" standardına uygun şekilde yapılmıştır. Elde edilen değerler Çizelge 3.3' te, deney fotoğrafları ise Şekil 3.2' de verilmiştir.

Çizelge 3.3. Bir m³ beton için hesapla elde edilen karışım oranları

Malzeme	1. Karışım	2. Karışım	3. Karışım	4. Karışım
Çimento (CEM II B-M (P-L) 32,5R)	307	285	337	432
Su	309	285	278	251
W/C	1.01	1.0	0.82	0.58
İnce Agregası	656	659	675	754
İri Agregası	1008	1041	1036	863
Hava Miktarı	%1,17	%2,12	%1,55	%1,9
Birim Ağırlığı (kg/m ³)	2300	2300	2300	2300
Slump Değeri (cm)	17,5	18	18,2	16,5






Şekil 3.2. Slump deneyinin yapılması

Beton numunelerinin hazırlanması TS EN 12390-2 “Beton - Sertleşmiş beton deneyleri - Bölüm 2: dayanım deneylerinde kullanılacak deney numunelerinin hazırlanması ve kürlenmesi” standardına uygun olarak yapılmıştır. Hazırlanan her bir karışımdan, 150 mm×300 mm boyutlarında 6 adet silindir numune alınmıştır. Silindir numunelere beton karışımı 3 defada ve her seferinde 25 kez şişleme usulüne uygun olarak yerleştirilmiştir. Alınan numuneler 7 ve 28 günlük mukavemet değerlerine ulaşabilmesi için kür havuzuna bırakılmıştır. Numuneler, kür sürelerini tamamlamalarının ardından beton basınç presinde (Şekil 3.3) kırılmıştır. Çizelge 3.4’ te deneylerden elde edilen ortalama basınç dayanım değerleri ve numunelere ait kırılma şekilleri verilmiştir.



Şekil 3.3. Numunelerin basınç dayanım deneyi öncesi görünümü

Çizelge 3.4. Beton basınç dayanım sonuçları ve kırılma şekilleri

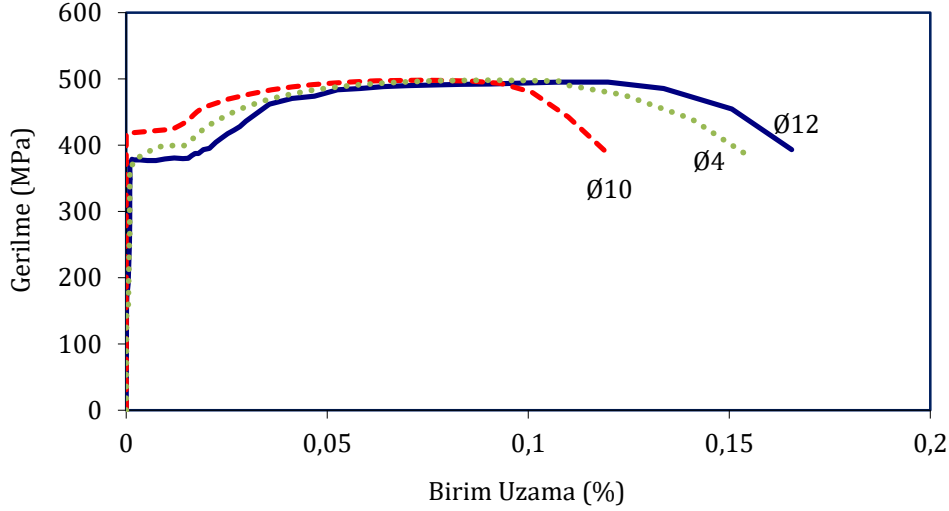
Beton basınç dayanımları (MPa)			Numune kırılma şekli
Karışımlar	7 Günlük	28 Günlük	
1.Karışım	2,8	5,2	
2.Karışım	3,9	7,1	
3.Karışım	6,4	9,3	
4.Karışım	14,8	20,4	

Hazırlanan karışımlara ait elde edilen beton basınç dayanımları değerlendirildiğinde hedeflenen değerlerin yaklaşık olarak tutturulduğu görülmüştür. Uygun görülen karışım oranları kiriş numunelerinin üretiminde aynen kullanılmıştır.

3.1.1.2. Donatı çeliği özelliklerinin belirlenmesi

Kiriş numunelerinde kullanılacak donatıların dayanımlarının belirlenmesi ve kullanılabilirliklerinin kontrol edilebilmesi amacıyla düz yüzeyli farklı çaplarda gerekli numuneler temin edilmiştir. Farklı donatı demetlerinden uygun ölçüde numuneler alınmıştır. Alınan numunelerin çekme deneyleri Orta Doğu Teknik Üniversitesi Yapı Malzemesi Laboratuvarında TS 138 EN 10002-1 standardına uygun olarak yapılmıştır. Malzeme olarak kullanılabilirliği uygun olan donatılar

çalışmada kullanılmak üzere seçilmiştir. Donatılara ait elde edilen gerilme-şekil değiştirme grafikleri Şekil 3.4' te, mekanik sonuçları ise Çizelge 3.5' de verilmiştir.



Şekil 3.4. Donatıya ait gerilme birim uzama grafiği

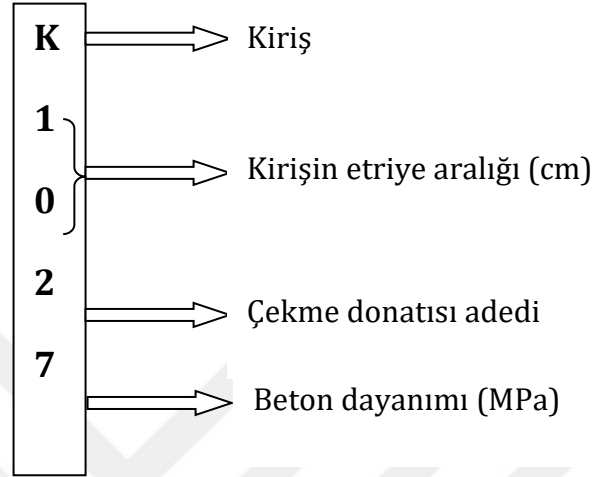
Çizelge 3.5. Donatı çubuklarının çekme deneylerinden elde edilen sonuçlar

Donatı Çapı Ø (mm)	Mekanik Özellikler	
	Akma Dayanımı f_{yk} (MPa)	Kopma Dayanımı f_{su} (MPa)
4	340	460
10	354	494
12	345	496

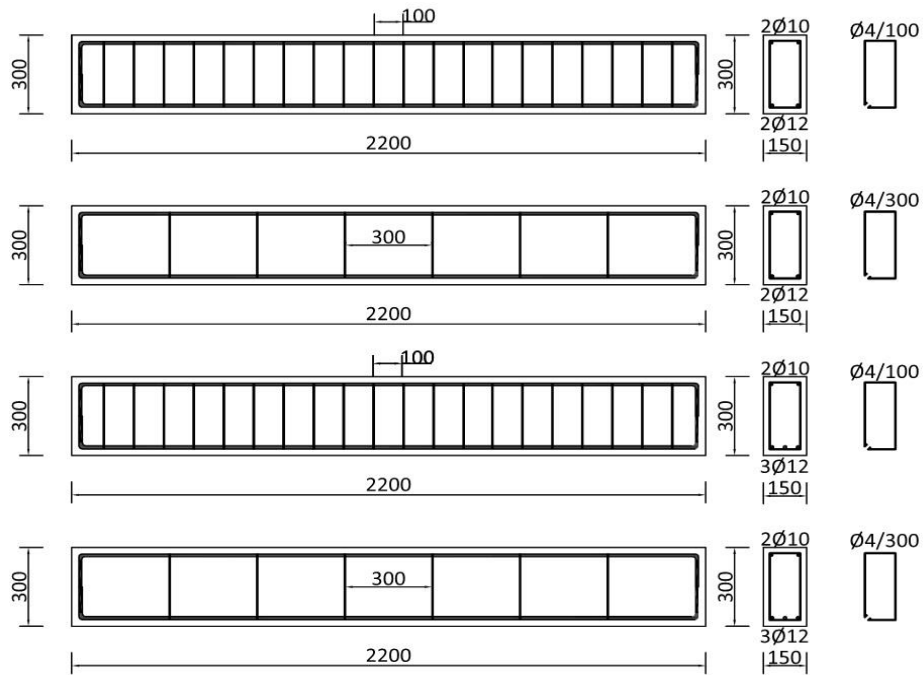
3.1.2. Kiriş numunelerin üretilmesi

Çalışma kapsamında aynı kesit boyutlarına sahip 16 adet kiriş numune üretilmiştir. Bu numunelerde sargı donatısı aralığı, beton dayanımı, boyuna donatı miktarı değiştirilmiş ve eğilme deneyleri yapılmıştır. Her bir beton sınıfına 4 farklı donatı tasarımı karşılık gelmektedir. Numuneler, ön deneylerden elde edilen karışım oranları kullanılarak 5MPa, 7MPa, 9MPa ve referans kiriş için 20MPa beton dayanımına sahip olacak şekilde üretilmiştir. Çekme bölgesindeki boyuna donatı tasarımında 2Ø12 ve 3Ø12 olmak üzere 2 farklı durum dikkate alınmıştır. Enine donatıda ise etriye sıklaştırmasının yapıldığı ve yapılmadığı numuneler üretilmiştir. Etriye sıklaştırılması yapılan numuneler de etriye aralığı 10 cm iken, etriye sıklaştırılması yapılmamış

numunelerde 30 cm olarak dikkate alınmıştır. Çalışma boyunca kirişler bu özelliklerini yansıtacak şekilde isimlendirilmiştir. Şekil 3.5’ de örnek bir kirişe ait isimlendirme gösterilmiştir. Kiriş numunelerin kesit boyutları, kullanılan boyuna ve enine donatı miktarları Şekil 3.6’ da verilmiştir.



Şekil 3.5. Kirişlerin isimlendirilmesi



Şekil 3.6. Kiriş numunelere ait kesit (mm) ve donatı detayları

Üretilen kiriş numunelerin geometrik ve malzeme özellikleri Çizelge 3.6’ da verilmiştir.

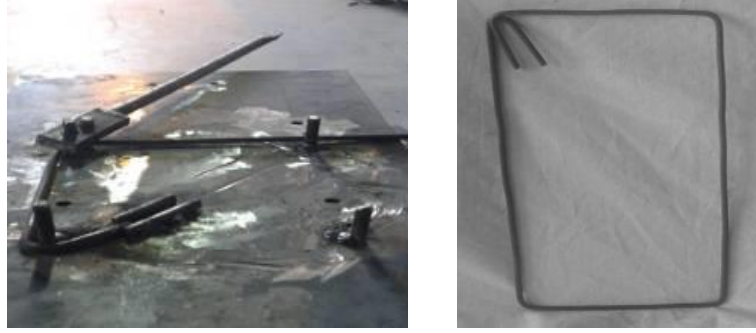
Çizelge 3.6. Kiriş numunelerinin geometrik özellikleri

Numune No	Boyut (cm)		Enine Donatı	Boyuna Donatı		Boyuna Donatı Alanları(mm ²)		Boyuna Donatı Oranları		f _{ck} (MPa)
				Çekme	Basınç	As	As'	ρ	ρ'	
K3025	15	30	Ø4/30	2Ø12	2Ø10	226	157	0,005	0,004	5
K3035	15	30	Ø4/30	3Ø12	2Ø10	339	157	0,008	0,004	5
K1025	15	30	Ø4/10	2Ø12	2Ø10	226	157	0,005	0,004	5
K1035	15	30	Ø4/10	3Ø12	2Ø10	339	157	0,008	0,004	5
K3027	15	30	Ø4/30	2Ø12	2Ø10	226	157	0,005	0,004	7
K3037	15	30	Ø4/30	3Ø12	2Ø10	339	157	0,008	0,004	7
K1027	15	30	Ø4/10	2Ø12	2Ø10	226	157	0,005	0,004	7
K1037	15	30	Ø4/10	3Ø12	2Ø10	339	157	0,008	0,004	7
K3029	15	30	Ø4/30	2Ø12	2Ø10	226	157	0,005	0,004	9
K3039	15	30	Ø4/30	3Ø12	2Ø10	339	157	0,008	0,004	9
K1029	15	30	Ø4/10	2Ø12	2Ø10	226	157	0,005	0,004	9
K1039	15	30	Ø4/10	3Ø12	2Ø10	339	157	0,008	0,004	9
K30220	15	30	Ø4/30	2Ø12	2Ø10	226	157	0,005	0,004	20
K30320	15	30	Ø4/30	3Ø12	2Ø10	339	157	0,008	0,004	20
K10220	15	30	Ø4/10	2Ø12	2Ø10	226	157	0,005	0,004	20
K10320	15	30	Ø4/10	3Ø12	2Ø10	339	157	0,008	0,004	20

3.1.2.1. Numune donatılarının hazırlanması

Numune üretiminin yapılabilmesi için öncelikle boyuna ve enine donatı hazırlıkları yapılmıştır. Enine donatıların hızlı ve standart ölçülerinde üretilebilmesi için metalden kalıp ve bükme kolu üretilmiştir. Üretilen kiriş kalıbı mengeneyle sabitlenerek bükme kolu yardımıyla kirişlerin etriyesi hazırlanmıştır. Şekil 3.7' de etriye kalıbı ve bu kalıp ile hazırlanan etriyeye ait bir görünüm verilmiştir. Üretilen etriye numunesinin kancaları 135° olacak şekilde bükülmüştür.

Boyuna donatılar ise belirlenen ölçülerde demir makasında kesilerek hazırlanmıştır. Hazırlanan enine ve boyuna donatılar kullanılarak kiriş numunelerinin tüm serisine ait donatı üretimi gerçekleştirilmiştir. Hazırlanan boyuna ve enine donatılar bağ telleriyle kerpeten yardımıyla bağlanmıştır.



Şekil 3.7. Kiriş etriye kalıbı ve hazırlanan etriye örneği

Üretilen bir seriye ait kiriş numunelerinin donatıları Şekil 3.8' de verilmiştir.



Şekil 3.8. Bir seriye ait üretilen kiriş numunelerinin donatılarının görünüşü

3.1.2.2. Numune betonunun dökülmesi

Kirişlerin beton dökümünde çelik kalıplar kullanılmıştır. Bu kalıpların içi yağlanarak, numune için gerekli paspasları ve kaldırma kancaları yerleştirilmiştir. Daha sonra hazırlanan kiriş donatıları çelik kalıplara yerleştirilerek numuneler beton dökümüne hazır hale getirilmiştir (Şekil 3.9). Numunelerin beton dökümünde, daha önce yapılan ön deneyler sonucunda elde edilen karışım oranları kullanılmıştır. Numunelerin beton dökümü, her seferinde uygun olan dört farklı beton sınıfına göre dört adet kiriş olarak gerçekleştirilmiştir.



Şekil 3.9. Beton dökümü için hazırlanan kiriş numunelerinden bir görünüm

Numune betonunun üretilebilmesi için, belirlenen karışım miktarları oranında (Çizelge 3.3) agrega, çimento, su hazırlanarak beton mikserine ilave edilmiştir. Mikserde karışımı hazırlanan beton harcı el arabaları yardımıyla çelik kalıplara taşınmış ve numunelere beton dökümü gerçekleştirilmiştir. Beton dökümü sırasında iyi bir sıkışmanın sağlanabilmesi için vibratör kullanılmıştır. Beton döküm aşamasından bir görünüm Şekil 3.10' da verilmiştir.



Şekil 3.10. Numunelere beton döküm aşamasından bir görünüm

Beton dökümü esnasında hazırlanan silindir kalıplara 3 kademede ve her seferinde 25 kere şişleme yapılarak numune alınmıştır (Şekil 3.11). Hazırlanan silindir numuneler kür tankına yerleştirilmiştir. Silindir numunelerin 7 ve 28 günlük kür sürelerinin tamamlanmasının ardından beton basınç presinde kırılarak dayanımları belirlenmiştir. Elde edilen basınç dayanım değerleri Çizelge 3.7' de verilmiştir.



Şekil 3.11. Beton karot numunelerinin alınması

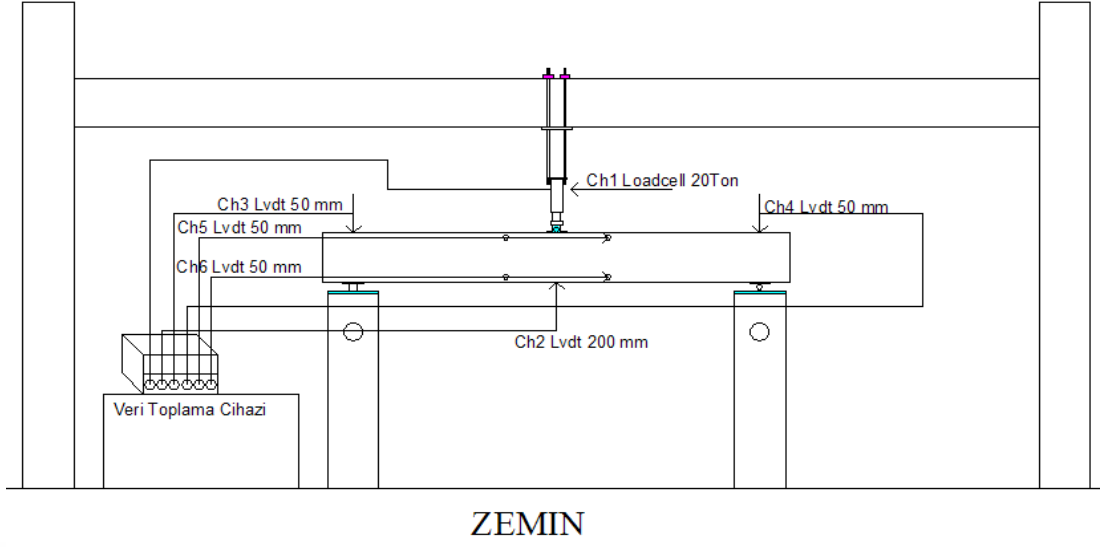
Çizelge 3.7. Beton basınç dayanımları

Beton Basınç Dayanımları (MPa)		
Karışımlar	7 Günlük	28 Günlük
1.Karışım	2,8	5,2
2.Karışım	3,9	7,1
3.Karışım	6,4	9,3
4.Karışım	14,8	20,4

Hazırlanan beton karışımlarıyla toplamda 16 adet kirişin üretimi gerçekleştirilmiştir. Üretilen tüm kiriş numunelerine gerekli kür ve bakım işlemi 28 günlük süreçte yapılmıştır. Deneyler sırasında oluşacak hasarların daha net bir şekilde gözlenebilmesi için kiriş numuneler kireç ile boyanmıştır. Daha sonrasında ölçüm aletlerinin yerleştirileceği bölgeler kirişlerin üzerine işaretlenmiştir.

3.2. Yükleme Düzeneginin Hazırlanması

Kiriş numunelerinin deneye tabi tutulacağı düzenek Şekil 3.12' de verildiği gibi hazırlanmıştır. Tüm numuneler sırasıyla deney düzenegine yerleştirilerek deneyleri yapılmıştır. Kirişler sabit ve hareketli mafsalların üzerine konulmak suretiyle tek noktadan, kirişlerin merkezinden tek eksenli yüklemeye tabi tutulmuştur. Deneylerde yük, yük hücresi (load cell) yardımıyla ölçülmüştür. Yerdeğıştirmelerin belirlenebilmesi için kirişin orta bölgesi altına, mesnet bölgelerine ve numunenin çekme ve basınç bölgesindeki şekil değıştirmelerin belirlenebilmesi için alt ve üstüne Şekil 3.12' de gösterildiği gibi yerdeğıştirme ölçerler yerleştirilmiştir.



Şekil 3.12. Deney düzeneği

Deney düzeneğinde kullanılan ölçüm cihazları ve mekanik aletler Çizelge 3.8’ de verilmiştir.

Çizelge 3.8. Kiriş deneylerinde kullanılan ölçüm cihazları

Cihazın Adı	Özelliği	Adet
Bilgisayar	Masa Üstü	1
Veri Toplama	8 Kanallı	1
Yerdeğiştirme Ölçer (LVDT)	30,50,200 mm	7
Yüh hücresi	20 ton kapasite	1
Hidrolik Piston	30 ton kapasite	1
Hidrolik Piston Yağ Ünitesi	15 litre	1
Piston Hortumları	5 metre	2
Makaralı Uzatma Kablosu	4 gözlü, 20 metre	1
Kesintisiz Güç Kaynağı	-	1

Deneye hazır hale getirilen kiriş numuneye ait bir görünüm Şekil 3.13’de verilmiştir. Bütün ölçüm aletlerinin deney öncesinde çalışıp çalışmadığı elle ve bilgisayar yardımıyla kontrol edilmiştir.



Şekil 3.13. Hazırlanan deney düzeneği ve ölçüm aletleri

4. KİRİŞ NUMUNE DENEYLERİNİN YAPILMASI VE DENEY SONUÇLARININ DEĞERLENDİRİLMESİ

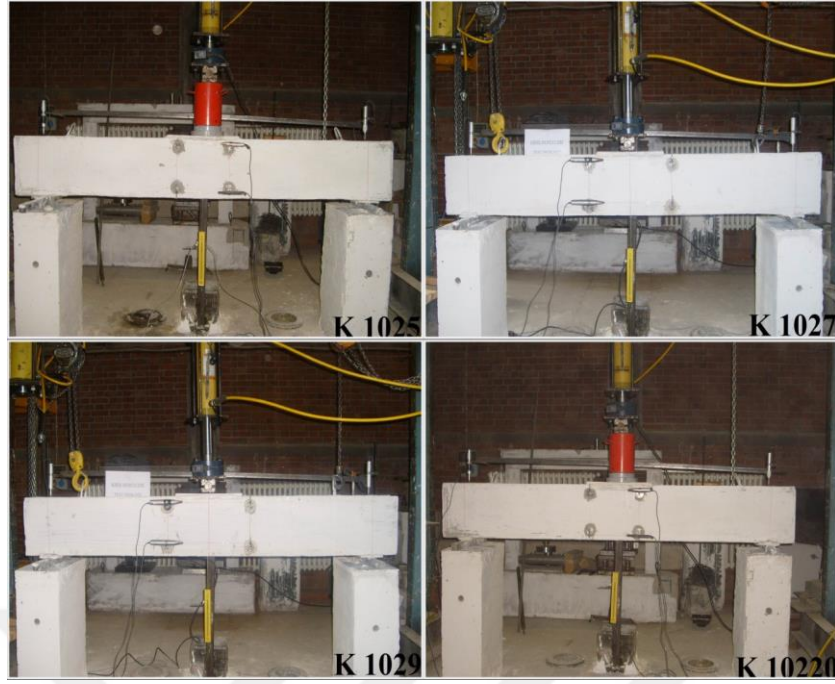
Hazırlanan yükleme düzeneğinde üretilmiş olan 16 adet kiriş numunenin düşey yük altında deneyleri yapılmıştır. Ölçüm aletleri (Lvdt ve Loadcell) yardımıyla deneylerden elde edilen veriler değerlendirilerek, elde edilen sonuçlar kıyaslanmıştır.

4.1. Kiriş Hasarları Ve Deneylerden Elde Edilen Sonuçlar

Üretilen numuneler sırasıyla yükleme düzeneğine yerleştirilerek deneyleri yapılmıştır. Deneylerde veri toplama cihazıyla saniyede 3 veri alınması sağlanmıştır. Deney sırasında bilgisayarda oluşturulan yük-yerdeğiştirme grafikleri ve numunede oluşan hasarlar takip edilmiştir. Yerdeğiştirme değeri kirişin orta bölgesinden ölçülmüştür. Aynı zamanda kiriş yan yüzüne yerleştirilen yerdeğiştirme ölçerlerle numunenin çekme ve basınç bölgelerinde meydana gelen uzama ve kısalma değerleri belirlenmiştir. Bu değerler kullanılarak elemanın şekil değiştirme ve kesitte oluşan eğrilik değerleri hesaplanmıştır. Moment değerleri ise yük hücresinden okunan değer ile mesnet ile kiriş orta noktası arasındaki mesafenin çarpımından elde edilmiştir. Böylece kiriş için moment-eğrilik grafiği çizilmiştir. Oluşan hasarlar numune üzerinde işaretlenmiş ve gerekli notlar alınmıştır.

4.1.1. K1025, K1027, K1029, K10220 numunelerine ait deney sonuçları

K1025, K1027, K1029, K10220 kiriş numuneleri 2Ø12 çekme donatısı, etriye aralığı 10 cm olan ve farklı beton dayanımına sahip numuneleri temsil etmektedir. Kiriş numunelerine ait deney öncesi görünümleri Şekil 4.1'de verilmiştir.



Şekil 4.1. K1025, K1027, K1029, K10220 numunelerine ait görünüm

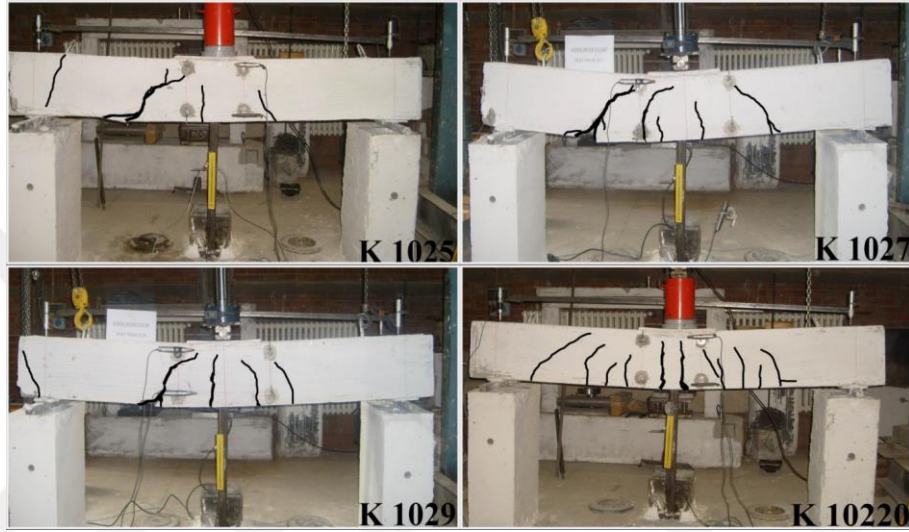
K1025 kirişinde ilk çatlama 10,8 kN değerinde başlamıştır. 20 kN yük seviyesinde ise kılcal kesme çatlakları oluşmuştur. Yükün artmasıyla oluşan bu çatlakların genişliğinde artma gözlenmiştir. Kirişte en büyük yük 36,6 kN ve bu yüke karşı gelen yerdeğiştirme 8 mm olarak elde edilmiştir. Kesme kırılması sonucu çatlakların genişlemesi ile yük hızla düşmeye başlamıştır. Deney 28 kN yük ve 16 mm yerdeğiştirme değerinde sonlandırılmıştır.

K1027 kirişinde ilk çatlak 13 kN yük değerinde oluşmuştur. 20 kN'da kesme çatlağı başlamıştır. 30 ve 40 kN yük değerinde yeni çatlaklar oluşmuştur. Kirişte en büyük yük 43,5 kN ve bu yüke karşı gelen yerdeğiştirme 7,4 mm olarak elde edilmiştir. Kiriş deneyi 37 kN yük ve 58 mm yerdeğiştirme değerinde bitirilmiştir.

K1029 kirişinde ilk çatlama 16 kN yük değerinde oluşmuştur. 20 kN yük değerinde kesme çatlağı başlamıştır. Kiriş 50 kN yük kapasitesine ulaşmıştır. Kiriş elemanı deneyi 36 kN yük ve 39 mm yerdeğiştirmeyele çatlak genişlemesi sonucu sonlandırılmıştır.

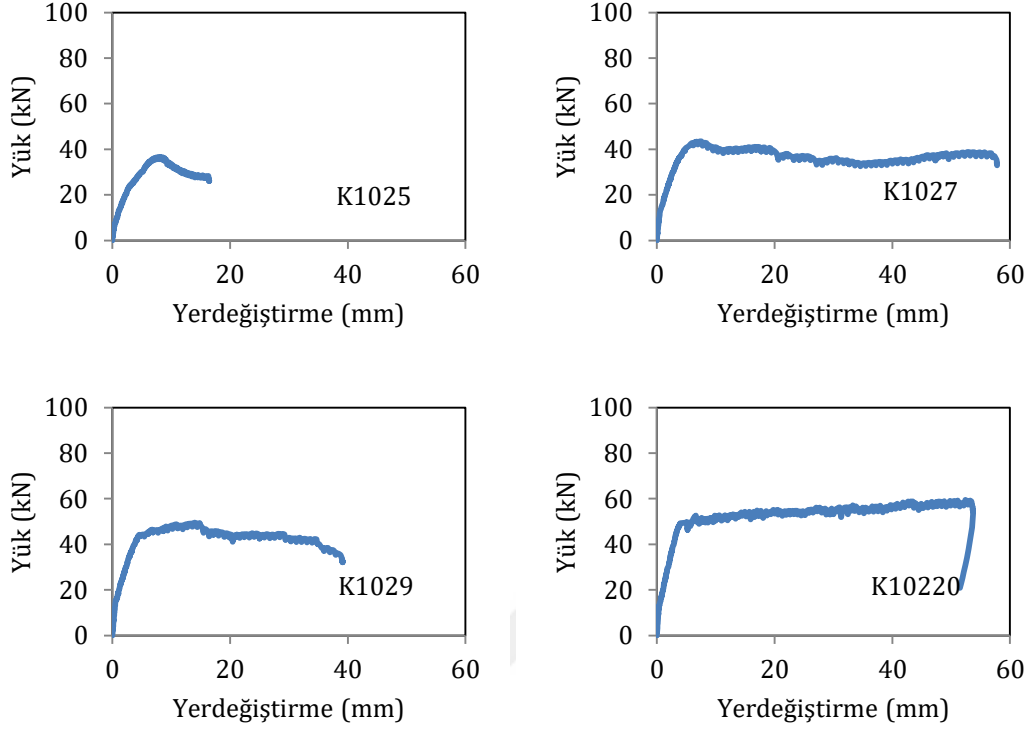
K10220 kirişi eğilme davranışıyla kapasitesine ulaşmıştır. İlk çatlak 13,4 kN yük seviyesinde oluşmuştur. Yükün artışıyla çatlak sayısında artma gözlenmiştir. Kiriş en büyük yük kapasite değerine 60 kN'da ulaşmıştır. Kiriş elemanı enerji tüketerek 59 kN ve 51 mm yerdeğiştirme değerinde eğilme davranışı ve çatlak genişlemesi sonucu güç tükenmesine ulaşmıştır.

Kirişlerin güç tükenme seviyesindeki hasar görünümleri Şekil 4.2' de verilmiştir.

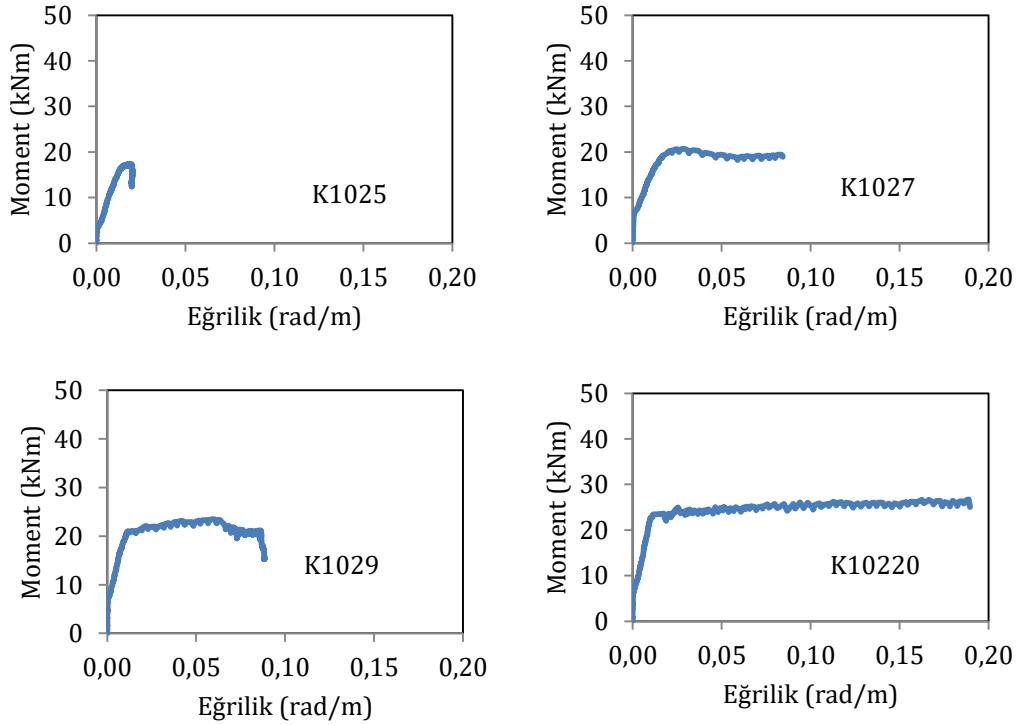


Şekil 4.2. K1025, K1027, K1029, K10220 numunelerine ait hasar görünümleri

Farklı beton dayanımına sahip 2 ϕ 12 boyuna ve ϕ 4/10 enine donatılı kirişlerin deneylerinden elde edilen yük-yerdeğiştirme grafikleri Şekil 4.3' te moment-eğrilik grafikleri ise Şekil 4.4' te verilmiştir.



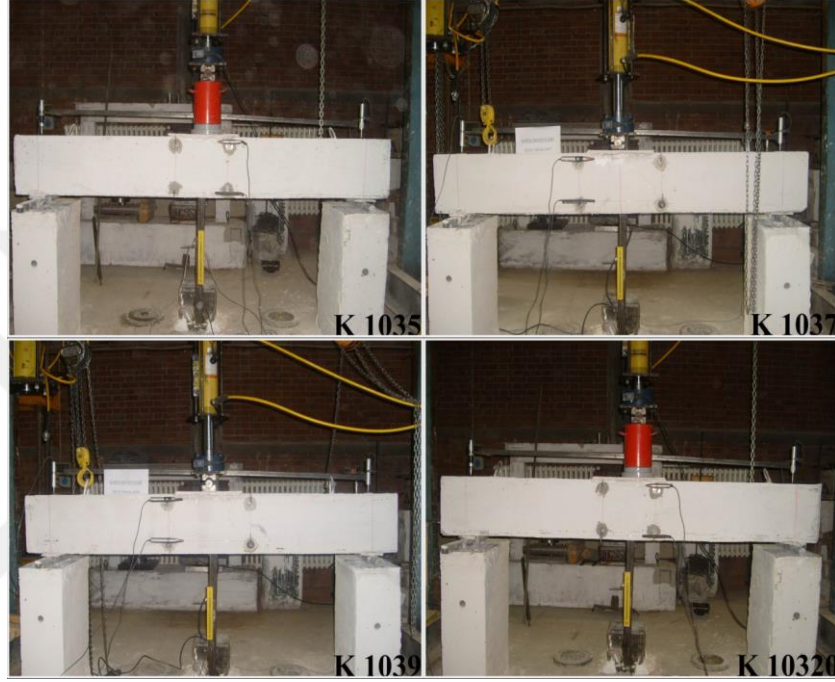
Şekil 4.3. K1025, K1027, K1029, K10220 numunelerine ait yük-yerdeğiştirme grafikleri



Şekil 4.4. K1025, K1027, K1029, K10220 numunelerine ait moment-eğrilik grafikleri

4.1.2. K1035, K1037, K1039, K10320 numunelerine ait deney sonuçları

K1035, K1037, K1039, K10320 kiriş numuneleri 3Ø12 çekme donatısı, etriye aralığı 10 cm olan ve farklı beton dayanımına sahip numuneleri temsil etmektedir. Kiriş numunelerine ait deney öncesi görünüşleri Şekil 4.5' te verilmiştir.



Şekil 4.5. K1035, K1037, K1039, K10320 numunelerine ait görünüşler

K1035 kirişinde ilk çatlak 16,3 kN yük değerinde oluşmuştur. 20 kN yük değerinde kesme çatlağı başlamıştır. 40 kN yük değerinde yeni çatlaklar oluşmuştur. En büyük yük kapasitesi 11,58 mm yerdeğiştirme seviyesinde 44,2 kN yük değerinde meydana gelmiştir. Maksimum kapasite sonrası yük düşmeye başlamıştır. Deney 39 kN yük ve 21 mm yerdeğiştirme seviyesinde çatlak genişlemesi sonucu durdurulmuştur.

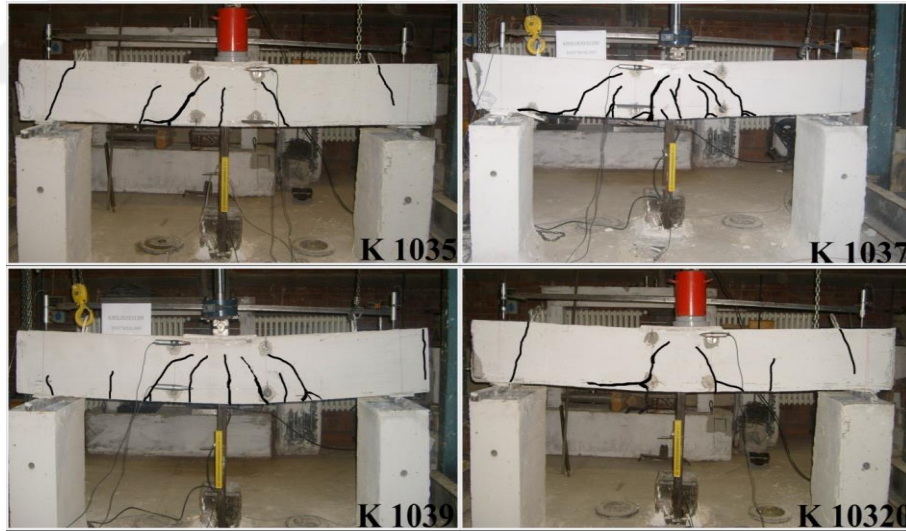
K1037 kirişinde ilk çatlama 16,8 kN yük değerinde oluşmuştur. 20 kN yüklemesinde kesme çatlağı başlamıştır. 40 kN ve 60 kN yük seviyelerinde yeni çatlaklar oluşmuştur. Kiriş 6,8 mm yerdeğiştirme değerinde 62,7 kN yük kapasite değerine ulaşılmıştır. Maksimum kapasite sonrası yük ani olarak

düşmeye başlamıştır. Deney 48 kN yük ve 35 mm yerdeğiştirme değerinde sonlandırılmıştır.

K1039 kirişinde ilk çatlak 15,5 kN yük seviyesinde oluşmuştur. 20 kN yük seviyesinde kirişte kesme çatlağı başlamıştır. 40 kN ve 60 kN yük seviyelerinde yeni çatlaklar oluşmuştur. Kirişte en büyük yük kapasitesi 70 kN olarak elde edilmiştir. Deney 58,5 kN yük ve 41 mm yerdeğiştirme seviyesinde sonlandırılmıştır.

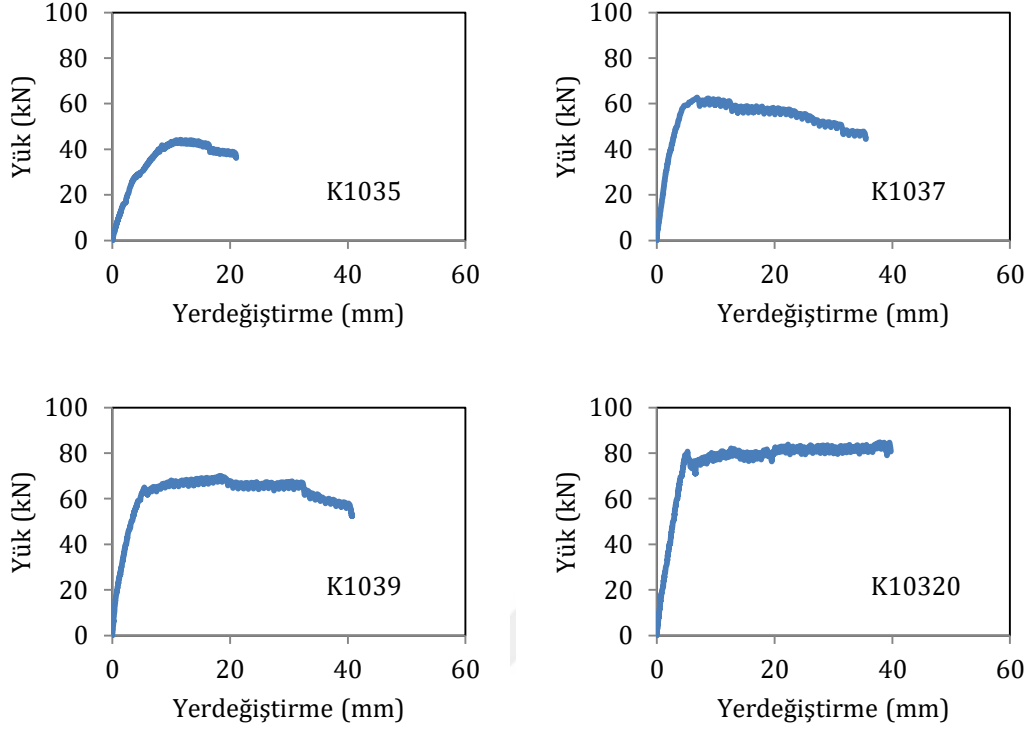
K10320 kirişinde ilk çatlama 20,2 kN yük seviyesinde gözlenmiştir. 30 kN ve 50 kN yüklemesinde yeni çatlaklar oluşmuştur. Kiriş maksimum kapasiteye 84,7 kN değerinde ulaşmıştır. Deney 80 kN yük ve 39,5 mm yerdeğiştirme seviyesinde çatlak genişlemesi sonucu sonlandırılmıştır.

Kirişlerin güç tükenme seviyesindeki hasar görünümleri Şekil 4.6' da verilmiştir.

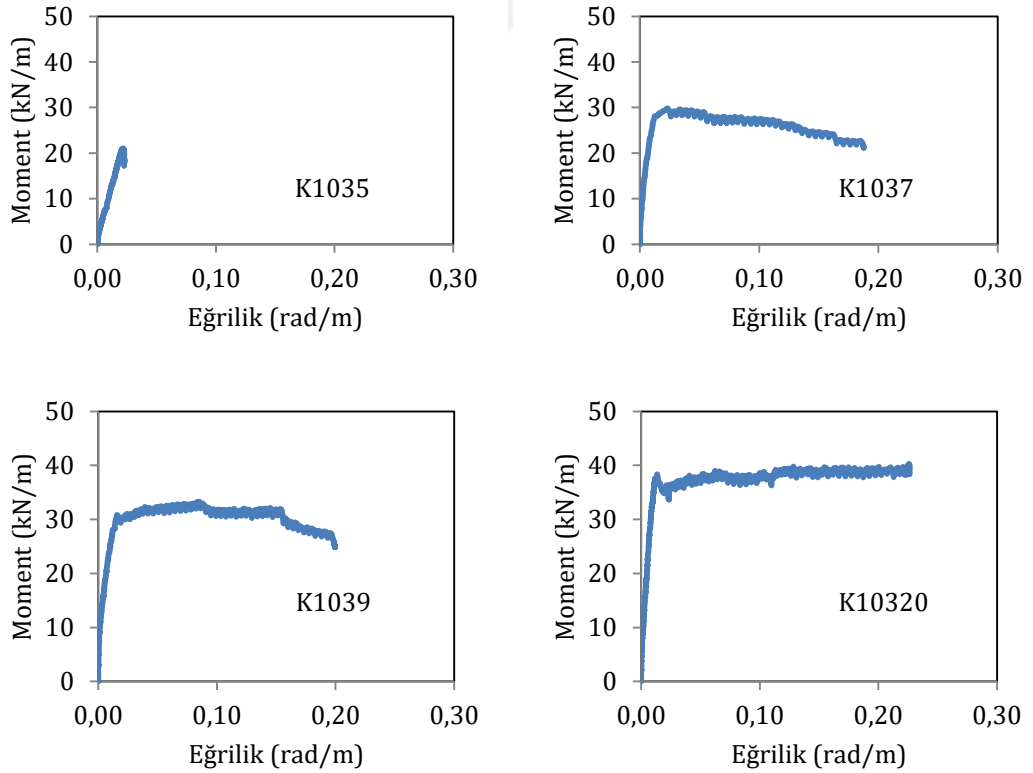


Şekil 4.6. K1035, K1037, K1039, K10320 numunelerine ait hasar görünümleri

Farklı beton dayanımına sahip 3 ϕ 12 boyuna ve ϕ 4/10 enine donatılı kirişlerin deneylerinden elde edilen yük-yerdeğiştirme grafikleri Şekil 4.7' de moment-eğrilik grafikleri ise Şekil 4.8' de verilmiştir.



Şekil 4.7. K1035, K1037, K1039, K10320 numunelerine ait yük-yerdeğiştirme grafikleri



Şekil 4.8. K1035, K1037, K1039, K10320 numunelerine ait moment-eğrilik grafikleri

4.1.3. K3025, K3027, K3029, K30220 numunelerine ait deney sonuçları

K3025, K3027, K3029, K30220 kiriş numuneleri 2Ø12 çekme donatısı, etriye aralığı 30 cm olan ve farklı beton dayanımına sahip numuneleri temsil etmektedir. Kiriş numunelerine ait deney öncesi görünüşleri Şekil 4.9' da verilmiştir.



Şekil 4.9. K3025, K3027, K3029, K30220 numunelerine ait görünüşler

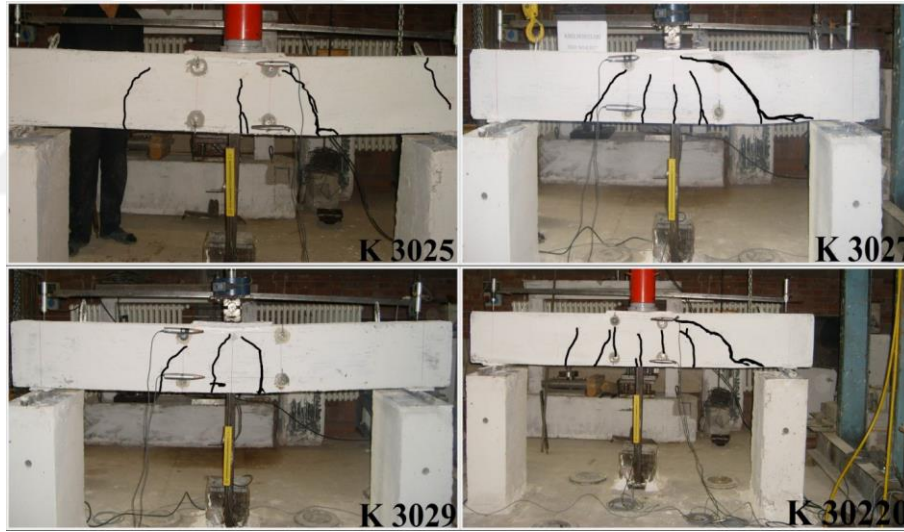
K3025 kirişinde ilk çatlak 6,3 kN yük seviyesinde oluşmuştur. 15 kN'da kesme çatlağı başlamıştır. Çatlaklarda ani genişlemeyle 18 kN yük ve 10 mm yerdeğiştirme değerinde yük hızla düşmeye başlamış ve kesme çatlağının genişlemesi sonucu güç tükenmesine ulaşmıştır.

K3027 kirişinde ilk çatlak 13,7 kN yük seviyesinde oluşmuştur. 30 kN yük seviyesinde kesme çatlağı başlamıştır. Kiriş 5,5 mm yerdeğiştirme seviyesinde 43,5 kN yük taşıma kapasitesine ulaşmıştır. Deney 39 kN yük ve 13 mm yerdeğiştirme seviyesinde çatlaklarda genişleme ve ani yük düşüşü nedeniyle sonlandırılmıştır.

K3029 kirişinde ilk çatlama 13,5 kN yük seviyesinde oluşmuştur. 20 kN yükte kesme çatlağı başlamıştır. 30 kN ve 40 kN yük seviyelerinde yeni çatlaklar oluşmuştur. Kirişte en büyük yük kapasitesi 48,2 kN olarak elde edilmiştir. Deney 39 kN yük ve 21 mm yerdeğiştirme seviyesinde sonlandırılmıştır.

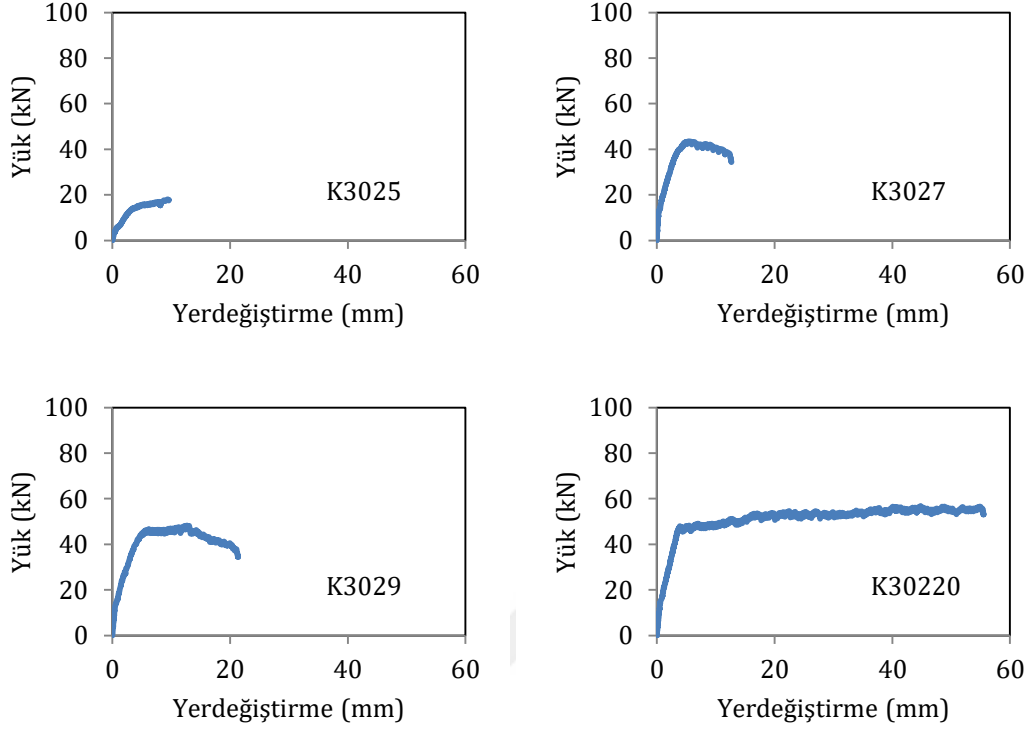
K30220 kirişinde ilk çatlak 15,8 kN yük seviyesinde oluşmuştur. 20 kN yükte kesme çatlağı başlamıştır. Bu numunede bu gruptaki diğer kirişlere göre daha sünek davranış elde edilmiştir. Kiriş yük taşıma kapasitesine 56,9 kN değerinde ulaşmıştır. Deney 56,9 kN yük ve 56 mm yerdeğiştirme seviyesinde sonlandırılmıştır.

Kirişlerin güç tükenme seviyesindeki hasar görünümleri Şekil 4.10'da verilmiştir.

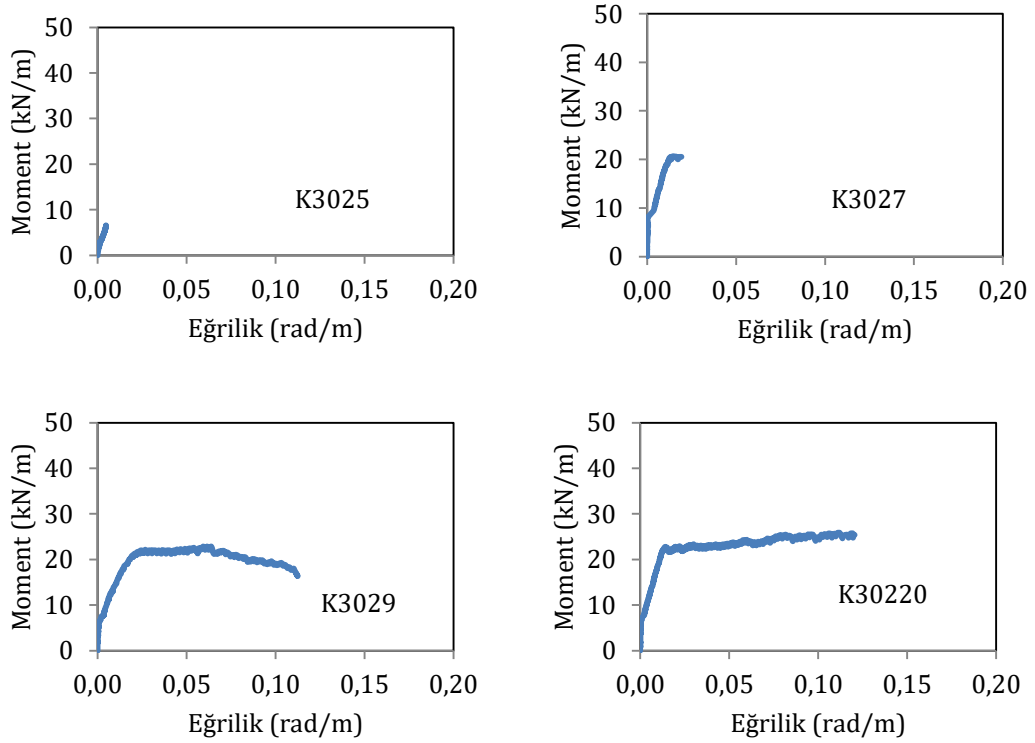


Şekil 4.10. K3025, K3027, K3029, K30220 numunelerine ait hasar görünümleri

Farklı beton dayanımına sahip 2 ϕ 12 boyuna ve ϕ 4/30 enine donatılı kirişlerin deneylerinden elde edilen yük-yerdeğiştirme grafikleri Şekil 4.11' de, moment-eğrilik grafikleri ise Şekil 4.12' de verilmiştir.



Şekil 4.11. K3025, K3027, K3029, K30220 numunelerine ait yük-yerdeğiştirme grafikleri



Şekil 4.12. K3025, K3027, K3029, K30220 numunelerine ait moment-eğrilik grafikleri

4.1.4. K3035, K3037, K3039, K30320 numunelerine ait deney sonuçları

K3035, K3037, K3039, K30320 kiriş numuneleri 3Ø12 çekme donatısı, etriye aralığı 30 cm olan ve farklı beton dayanımına sahip numuneleri temsil etmektedir. Kiriş numunelerine ait deney öncesi görünüşleri Şekil 4.13' te verilmiştir.



Şekil 4.13. K3035, K3037, K3039, K30320 numunelerine ait görünüşler

K3035 kirişinde ilk çatlak 7,1 kN yük değerinde oluşmuştur. 20 kN ve 30 kN yük değerinde kesme çatlağı başlamıştır. Kirişte en büyük yük taşıma kapasitesine 10 mm yerdeğiştirme seviyesinde 46,1 kN değerinde ulaşılmıştır. Deney 42 kN yük ve 14 mm yerdeğiştirme değerinde çatlak genişlemesi ve ani yük düşüşü nedeni ile sonlandırılmıştır.

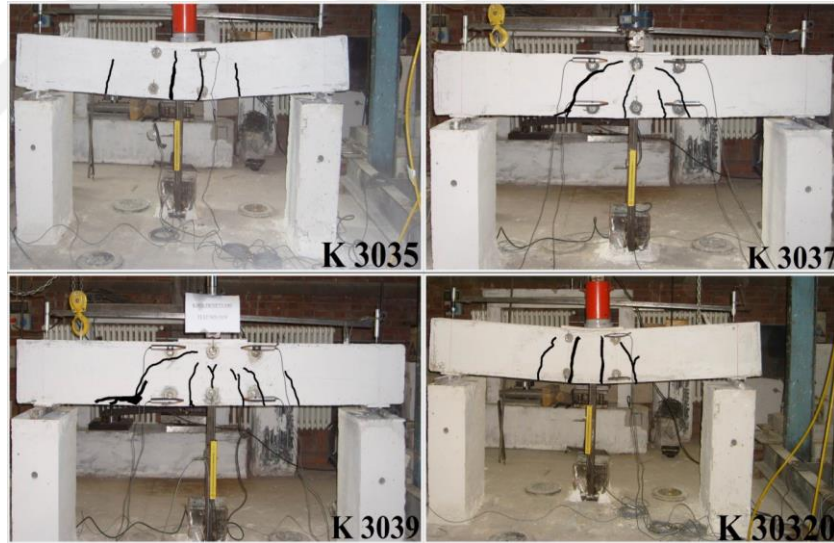
K3037 kirişinde ilk çatlama 15,7 kN yük seviyesinde oluşmuştur. 20 kN ve 30 kN yük değerinde kesme çatlağı başlamıştır. 40 kN ve 50 kN yük değerlerinde yeni çatlaklar oluşmuştur. Kiriş en büyük yük taşıma kapasitene 59,8 kN olarak 7,7 mm yerdeğiştirme seviyesinde ulaşılmıştır. Maksimum kapasite sonrası yük

düşmeye başlamıştır. Kiriş 58 kN yük ve 10 mm yerdeğiştirmeye kesme çatlağının genişlemesi sonucu güç tükenmesine ulaşmıştır.

K3039 kirişinde ilk çatlak 17,8 kN yük değerinde oluşmuştur. Numune 5,2 mm yerdeğiştirme seviyesinde en büyük yük taşıma kapasitesine 57,4 kN olarak ulaşmıştır. Deney 57 kN ve 6 mm yerdeğiştirme seviyesinde kesme çatlağının genişlemesi sonucu sonlandırılmıştır.

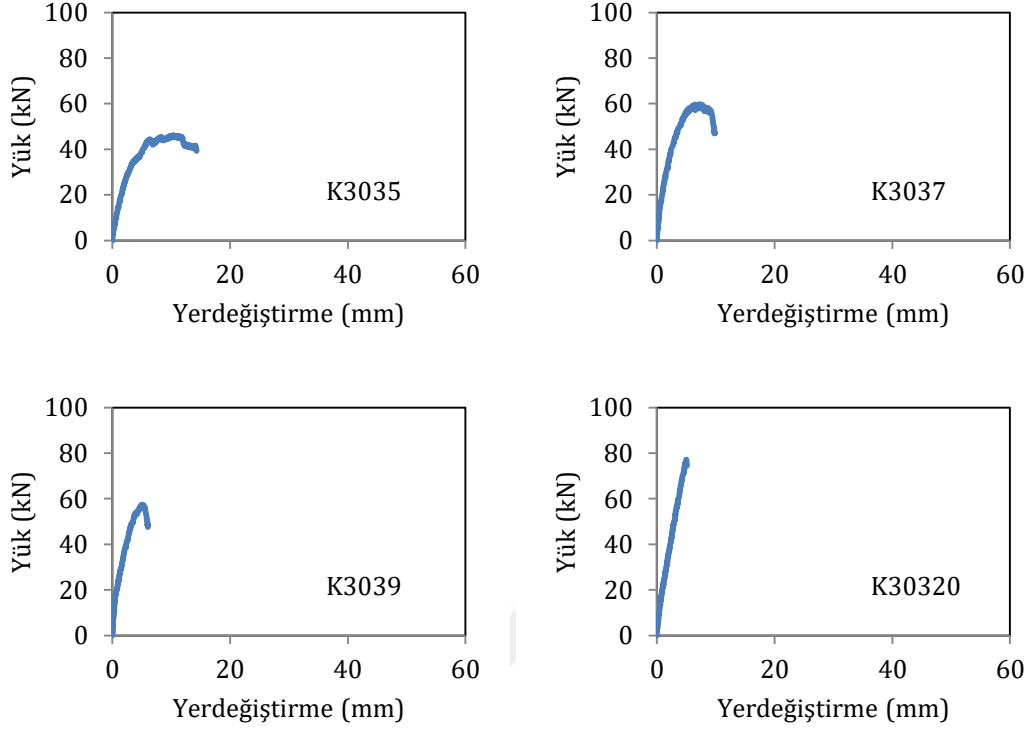
K30320 kirişinde ilk çatlak 19 kN seviyesinde oluşmuştur. Kiriş en büyük yük kapasitesine 77,2 kN değerinde 5 mm yerdeğiştirme seviyesinde ulaşmıştır. Deney mekanik bir problem nedeniyle tamamlanamamıştır.

Kirişlerin güç tükenme seviyesindeki hasar görünümleri Şekil 4.14' te verilmiştir.

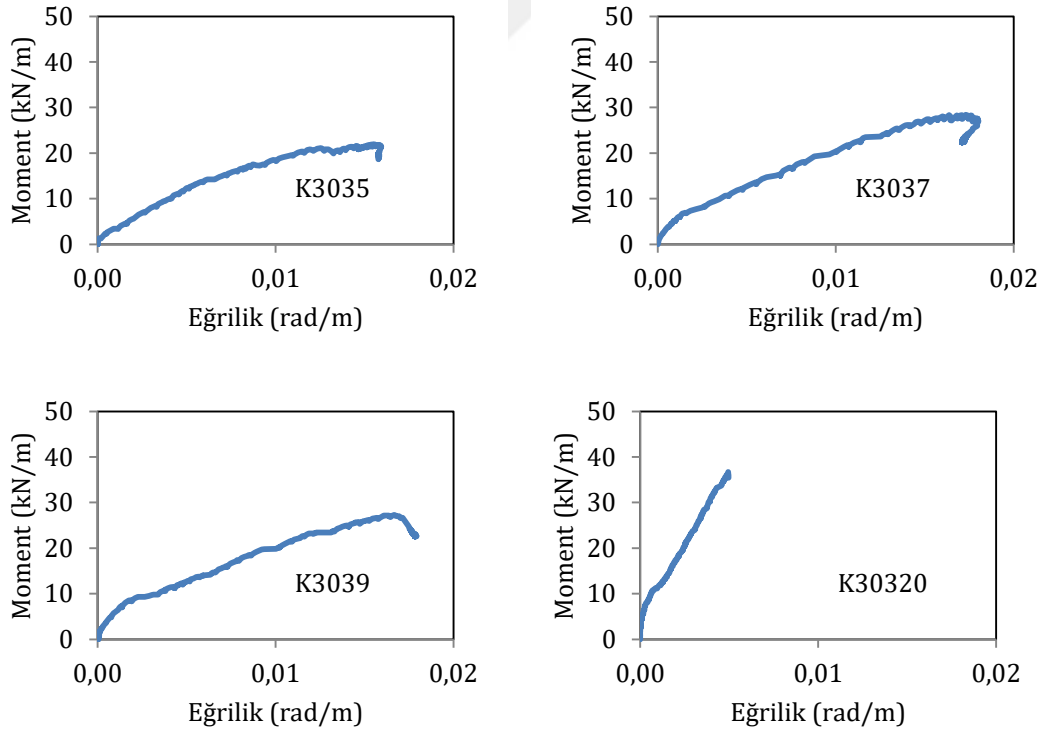


Şekil 4.14. K3035, K3037, K3039, K30320 numunelerine ait hasar görünümleri

Farklı beton dayanımına sahip 3 ϕ 12 boyuna ve ϕ 4/30 enine donatılı kirişlerin deneylerinden elde edilen yük-yerdeğiştirme grafikleri Şekil 4.15'te moment-eğrilik grafikleri ise Şekil 4.16' da verilmiştir.



Şekil 4.15. K3035, K3037, K3039, K30320 numunelerine ait yük-yerdeğiştirme grafikleri



Şekil 4.16. K3035, K3037, K3039, K30320 numunelerine ait moment-eğrilik grafikleri

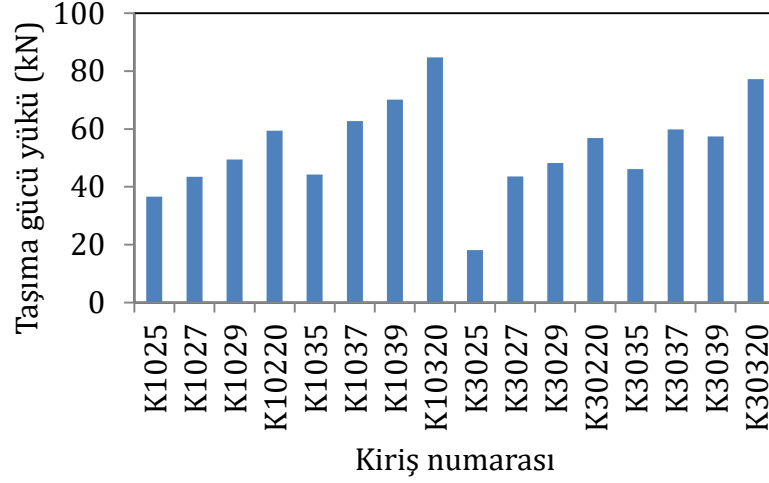
4.2. Deney Sonuçlarının Kıyaslanması

Deneyleri yapılan tüm kiriş numunelerinden elde edilen çatlama yükü ve taşıma gücü yükü sonuçları Çizelge 4.1' de karşılaştırmalı olarak verilmiştir.

Çizelge 4.1. Kiriş numunelerine ait deneysel sonuçlar

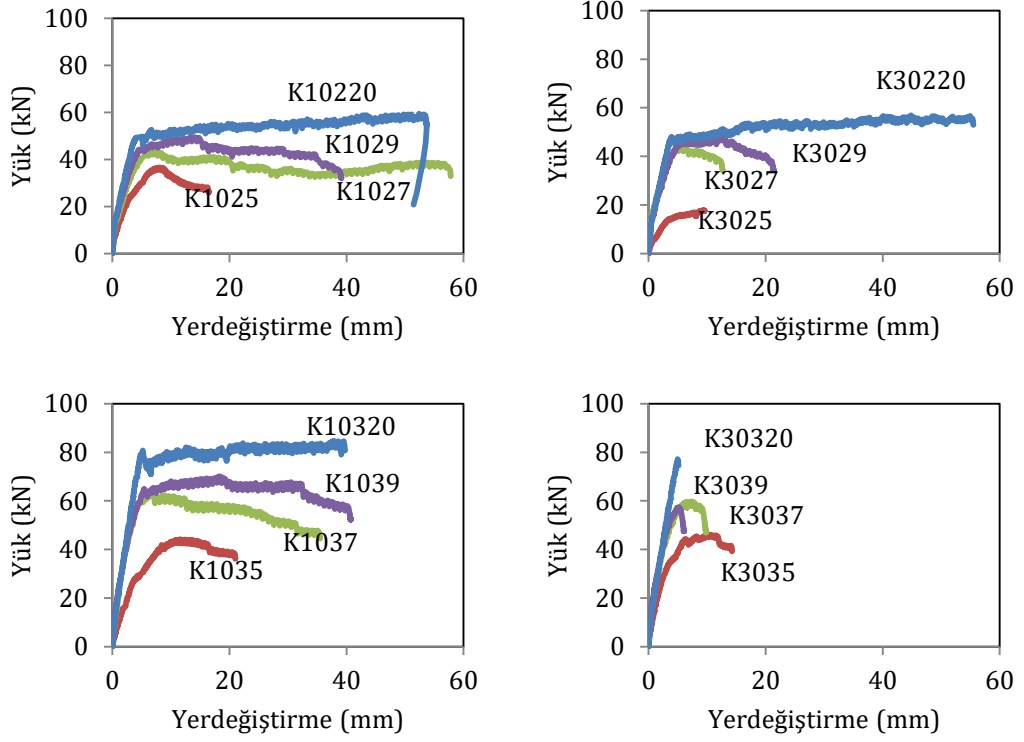
Kiriş No	Çatlama yükü (kN)	Taşıma gücü yükü (kN)
K1025	10,78	36,628
K1027	13,00	43,488
K1029	16,00	49,490
K10220	13,42	59,437
K1035	16,28	44,223
K1037	16,77	62,745
K1039	15,50	70,095
K10320	20,20	84,721
K3025	6,30	18,106
K3027	13,67	43,537
K3029	13,50	48,192
K30220	15,76	56,865
K3035	7,15	46,158
K3037	15,72	59,805
K3039	17,82	57,428
K30320	19,13	77,200

Çizelge 4.1'da verilen değerlerin grafik olarak sunulması, taşıma gücü yükü için Şekil 4.17'de verilmiştir.

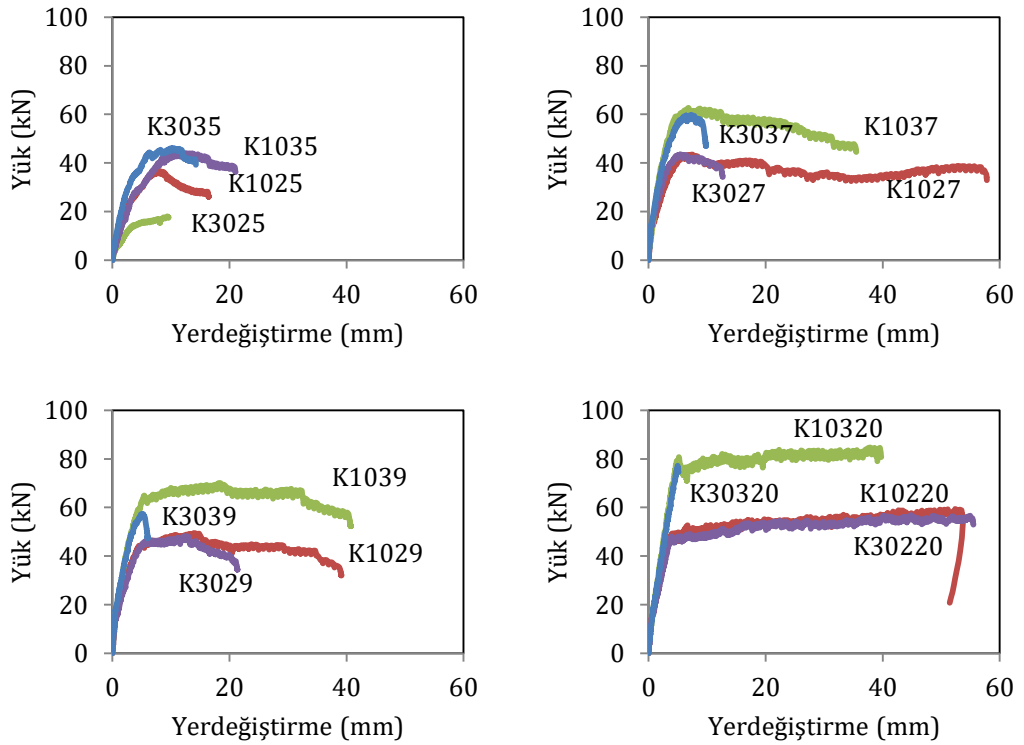


Şekil 4.17. Kiriş numunelerine ait elde edilen taşıma gücü yükü

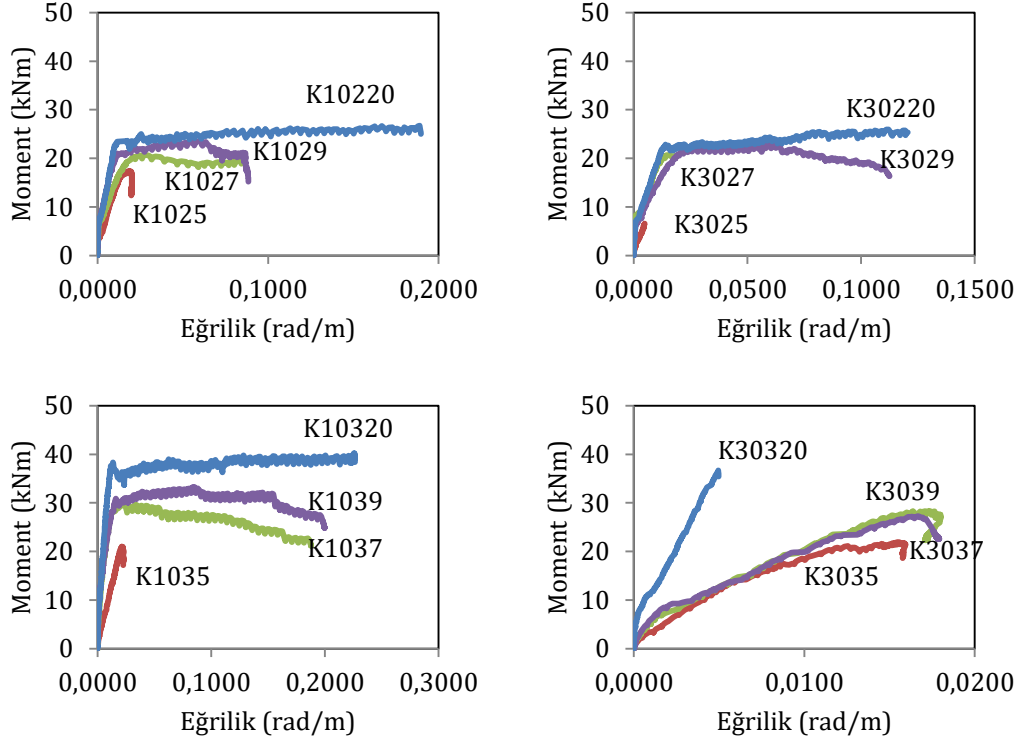
Kiriş deney numunelerinin sonuçlarından elde edilen, beton basınç dayanımının yük-yerdeğiştirme grafiği üzerindeki etkisi Şekil 4.18'de, sargı donatısı aralığının ve çekme donatısı miktarının yük-yerdeğiştirme grafiği üzerindeki etkisi ise Şekil 4.19'da verilmiştir. Benzer olarak beton basınç dayanımının moment-eğrilik grafiği üzerindeki etkisi Şekil 4.20'de, sargı donatısı aralığının ve çekme donatısı miktarının moment-eğrilik grafiği üzerindeki etkisi ise Şekil 4.21'de verilmiştir.



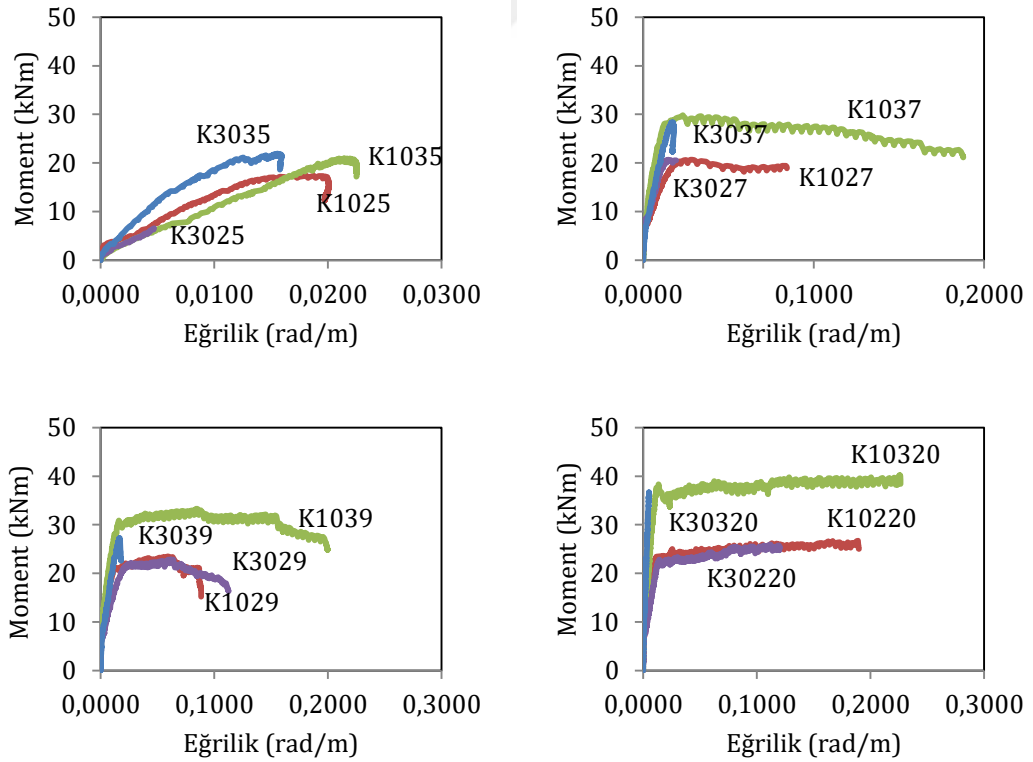
Şekil 4.18. Beton basınç dayanımı değişiminin numunelerin yük-yerdeğiştirme grafiği üzerindeki etkisi



Şekil 4.19. Sargı donatısı aralığının ve çekme donatısı miktarının yük-yerdeğiştirme grafiği üzerindeki etkisi



Şekil 4.20. Beton basınç dayanımı değişiminin numunelerin moment-eğrilik grafiği üzerindeki etkisi



Şekil 4.21. Sargı donatısı aralığının ve çekme donatısı miktarının moment-eğrilik grafiği üzerindeki etkisi

5. KİRİŞ NUMUNELERİNİN ANALİTİK ÇÖZÜMLEMELERİ İLE DENEY SONUÇLARININ KIYASLANMASI

Deprem etkisindeki betonarme yapılarda büyük hasarın veya toptan göçmenin önlenmesi, taşıyıcı sistemin enerji yutma kapasitesi ile ilgilidir. Deprem etkisinde açığa çıkan enerji, aşırı zorlanan kolon-kiriş birleşimlerinde yutulabilmelidir. Bu enerjinin yutulabilmesi, kiriş plastik mafsallarının kiriş uçlarında ve eğilme-dönme mafsalları olarak gerçekleşebilmesi ile mümkün olabilir. Ancak, bu aşamaya gelmeden önce kesme ve aderans kaybı yolu ile göçme oluşmasının önlenmiş olması gerekir (Arslan, 2005).

DBYBHY 2007'ye göre, betonarme elemanların güç tükenmesi eğilme etkisinde ortaya çıkarsa "sünek", kesme etkisinde ortaya çıkarsa "gevrek" olarak sınıflandırılır. Yönetmelikte, kolon ve kiriş elemanların sünek sayılabilmesi için Denklem (5.1), Denklem (5.2) ve Denklem (5.3) ile verilen kontroller yapılarak güç tükenme türüne karar verilmektedir.

$$V_e \leq V_r \quad (5.1)$$

$$V_r = V_c + V_w \quad (5.2)$$

$$V_e \leq 0.22 \times f_{cm} \times A_w \quad (5.3)$$

Elemanların kritik kesitlerinde eğilme kapasitesi ile uyumlu olarak hesaplanan V_e 'nin kesme kapasitesi V_r 'yi aşmaması gerekir. 2007 Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında Yönetmelik'te (DBYBHY) kiriş elemanlarda kesme etkisinin kritik olmadığı ve her iki uç kesitinde eğilme davranışı hakim olduğu için sadece moment etkisinde hasar seviyesine karar verilmektedir. Kiriş elemanlara ait kesit, donatı ve malzeme özellikleri tanımlanarak M_r moment taşıma kapasiteleri bulunabilir. Kiriş kesit tesirleri ve kapasite değerleri kullanılarak etki/kapasite oranları, Denklem (5.4) ile belirlenir. Burada r etki/kapasite oranını, M_E deprem yükleri altında oluşan deprem momentini, M_r kesitin eğilme kapasitesini temsil etmektedir.

$$r = \frac{M_E}{M_r - M_{G+Q}} \quad (5.4)$$

Elde edilen etki/kapasite oranları kiriş elemanlar için Çizelge 5.1' de verilen sınır değerlerle kıyaslanarak elemanların hasar seviyelerine karar verilmektedir.

Çizelge 5.1. Kiriş elemanlar için verilen hasar sınırları

$(\rho-\rho')/\rho_b$	Sargılama	$V_e/(b_w d f_{ctm})$	MN	GV	GÇ
≤ 0	Var	≤ 0.65	3	7	10
≤ 0	Var	≥ 1.3	2.5	5	8
≥ 0.5	Var	≤ 0.65	3	5	7
≥ 0.5	Var	≥ 1.3	2.5	4	5
≤ 0	Yok	≤ 0.65	2.5	4	6
≤ 0	Yok	≥ 1.3	2	3	5
≥ 0.5	Yok	≤ 0.65	2	3	5
≥ 0.5	Yok	≥ 1.3	1.5	2.5	4

Kiriş elemanların hasarına karar verebilmek için öncelikle moment kapasitelerinin belirlenmesi gerekmektedir. Burada öncelikle analitik olarak moment kapasitesi elde edilmiş, daha sonra SEMAP, Response programları ve Ersoy ve Özcebe (2015) tarafından geliştirilen excel yazılımı yardımıyla moment eğrilik grafikleri elde edilmiştir. Analitik olarak elde edilen tüm sonuçlar deney sonuçları ile kıyaslanarak yorumlamalar yapılmıştır.

5.1. Kiriş Moment Kapasitesinin Analitik Olarak Elde Edilmesi

Kapasiteyi etkileyen parametrelerden biri de beton dayanımıdır. Betonarmede, beton ve çeliğin birlikte çalışabilmesi için aralarındaki gerilme geçişinin sıyrılma problemi olmadan gerçekleşmesi gerekir. Ancak bu suretle iki malzemenin beraberce kullanılması ve birbirini tamamlaması mümkün olabilir (Celep, 2016). 2007 DBYBHY'te, 1. ve 2. derece deprem bölgelerinde en az C20 beton sınıfının kullanımının öngörülmesinin bir nedeni de budur. Fakat mevcut

yapı stoğu açısından değerlendirildiğinde beton dayanımı kalitesi açısından durumun oldukça kötü olduğu görülmektedir.

Betonarme proje hesaplarında beton dayanımı 20MPa olarak öngörülen bir yapı, şantiye şartlarında oluşabilecek olumsuzluklardan dolayı emniyet için 1,5 gibi bir katsayıya bölünmektedir. Böylece uygulamada beton dayanımının 13 MPa olarak elde edildiği düşünülmekte ve bu değer üzerinden hesaplar yapılmaktadır. Bu, yapı için bir emniyet sağlamakta olsa dahi bu değerden daha düşük bir beton dayanımının elde edilmesi, aderans ve dayanım açısından problem oluşturabilir. Yapılan incelemeler bu dayanımın altında çok sayıda yapı olduğunu göstermektedir.

Kirişlerin taşıma kapasitesi üzerindeki aksel yük seviyesi çok düşük olduğundan bu elemanlarda moment etkin davranış gözlenmektedir. Eğilme etkisindeki betonarme bir kesitte moment taşıma kapasitesi (5.5) bağıntısıyla hesaplanmaktadır (Ersoy, 1987; Celep, 2016).

$$M_r = A_s \times f_{yd} \times (d - k_1 \times c / 2) + A_s' \times \sigma_s' \times (d - d') \quad (5.5)$$

Burada; A_s , çekme donatısı alanını; A_s' , basınç bölgesindeki donatı alanını; f_{yd} , donatının tasarım akma gerilmesini; σ_s' , basınç donatısı gerilmesini; d , kirişin etkili derinliğini; d' , beton örtü tabakası kalınlığını; c , tarafsız eksenin derinliğini göstermektedir.

Bu bağıntı incelendiğinde beton dayanımı ile ilgili parametrenin sadece “ $k_1 c$ ” olduğu görülebilir. Bu, eğilme etkisindeki elemanların moment taşıma kapasitelerinin belirlenmesinde donatı kadar etkili olmadığını göstermektedir.

Bazı araştırmacılar Denklem (5.5) yerine Denklem (5.6) ve (5.7)' nin kullanılmasının, moment kapasitesini hesaplamada küçük bir hata oranına neden olduğunu belirtmişlerdir (Atımtay, 2000a; Atımtay, 2000b; Ersoy, 1998; Kaltakçı vd., 2001).

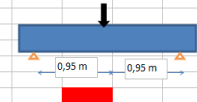
$$M_r = A_s \times f_{yd} \times 0.9 \times d \quad (5.6)$$

$$M_r = A_s \times f_{yd} \times (d - d') \quad (5.7)$$

Beton basınç dayanımındaki \pm %30'luk bir değişim, kirişin moment taşıma kapasitesinde \pm %3'lük bir değişime neden olmaktadır. Halbuki donatı akma dayanımındaki \pm %30'luk bir değişim kirişin eğilme dayanımında da yaklaşık \pm %30'luk bir değişime neden olmaktadır (Yağcı, 1999; Ersoy ve Özcebe, 1998; Kaltakçı vd., 2001). Bu yüzden aynı bağıntıyı düşük dayanımlı betonlar için uygulamak son derece yanlış sonuçların ortaya çıkmasına neden olabilir. Çünkü beton ile donatı arasında tam bir aderans olduğu kabulünün düşük dayanımlı betonlar için de geçerli olduğu söylenemez. Bu bağıntılara göre performans hesapları yapıldığında beton dayanımı yatay yük taşıma kapasitesini çok az değiştirmektedir. Bunun sonucu olarak çok düşük beton dayanımlı betonarme yapıların değerlendirilmesinde güvenli oldukları şeklinde yanlış neticeler elde edilebilmektedir. Beton dayanımının sadece eğilme etkisindeki elemanların taşıma kapasitesinin belirlenmesinde fazla etkili olmaması, binanın deprem güvenliği hakkında önemli bir katkısı olan "beton dayanımının belirlenmesi" ne gerek olmadığı şeklinde çok yanlış yorumlar yapılmasına neden olabilmektedir.

Tez çalışması kapsamında yaklaşık moment taşıma kapasitesi Denklem (5.7) kullanılarak elde edilmiştir. Hesaplamaların pratik bir şekilde yapılabilmesi için Excel programında bir yazılım hazırlanmıştır (Şekil 5.1).

YAKLAŞIK HESAP											
1											
2	Denej No:	K-1035									
3	b (cm)	15	Kesme kapasitesi	Vcr=	22.12869	kN	Eğilme kapasitesi	Mr=	43.90112	kNm	
4	h (cm)	30	Vc=	17.70295	kN	P=	92.42341	kN			
5	d' (cm)	1	Vw=	33.51008	kN	Vr=	51.21303	kN			
6	Beton	fc (Mpa)	5	P=	102.4261	kN	Mr=	48.65238	kNm		
7		f _{ywk} (Mpa)	340								
8		f _{wsu} (Mpa)	460								
9	Enine donatı	f _y *	460								
10		φ (mm)	4								
11		s (mm)	100								
12		f _{yk} (Mpa)	345								
13		f _{su} (Mpa)	496								
14	Boyuna donatı	f _y *	496								
15		n	3								
16		φ (mm)	12								
17											
18											
19	f _y *	Hesaplarda kullanmak istediğiniz f _y değerini yazın									
20											

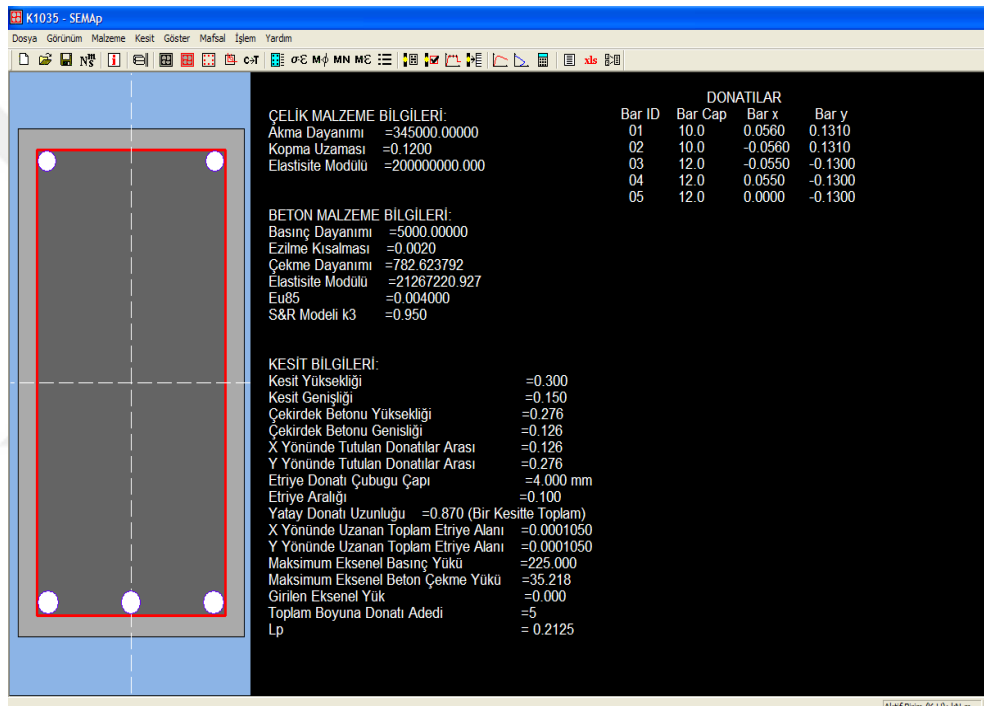


EĞİLME KIRILMASI
Emniyetle taşıyabildiği yük= 92.42 kN

Şekil 5.1. Yaklaşık moment kapasitesi hesabı için hazırlanan Excel programından bir görünüş

5.2. Semap Programının Tanıtılması

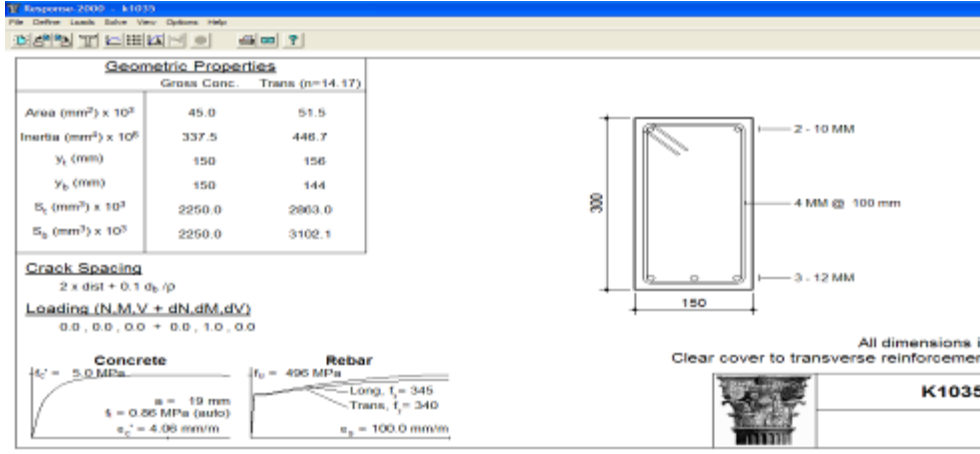
Semap (Sargı Etkisi Modelleme Analiz Programı) yazılımı betonarme bir kesitin kesme, aksenal yük ve moment özellikleri için plastik mafsal bilgilerini hesaplayarak veri dosyaları aracılığıyla, programların veri transfer özelliklerini kullanarak analiz programlarına birkaç tuşa basarak aktarılmasını sağlayabilmektedir. Bu işlem için kullanıcıya farklı beton modellerini, farklı plastik mafsal boyu bağıntılarını ve farklı süneklik kriterlerini kullanma şansı verilmektedir. Semap programına ait bir görünüm Şekil 5.2’de verilmiştir.



Şekil 5.2. Semap programından bir görünüş

5.3. Response Programının Tanıtılması

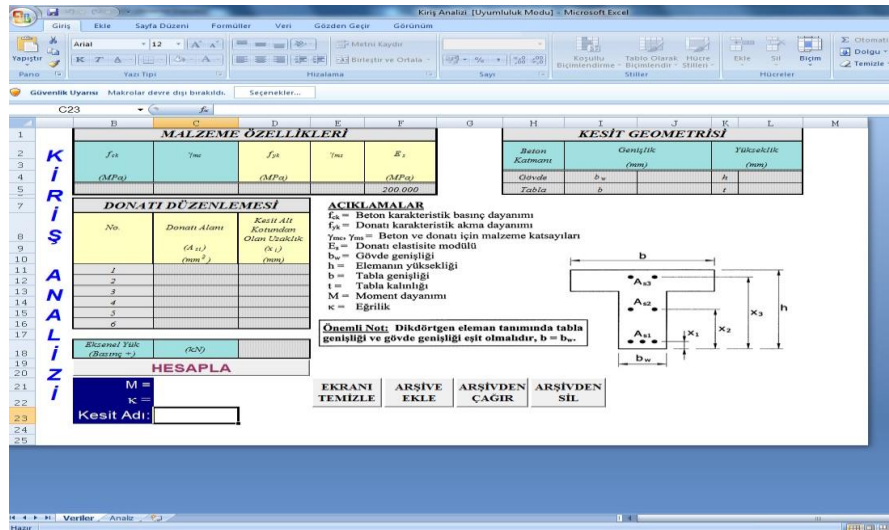
Response 2000 analiz programı Toronto Üniversitesi’nde İnşaat Mühendisliği bölümünün geliştirmiş olduğu bir kesit analiz programıdır. İlgili program ile kesite ait moment eğrilik ve etkileşim diyagramları elde edilebilmektedir. FEMA 356 standardını kullanarak analiz yapan bir programdır. Programa ait bir görünüm Şekil 5.3’te verilmiştir.



Şekil 5.3. Response programından bir görünüş

5.4. Ersoy ve Özcebe (2015) Tarafından Hazırlanan Excel Yazılımının Tanıtılması

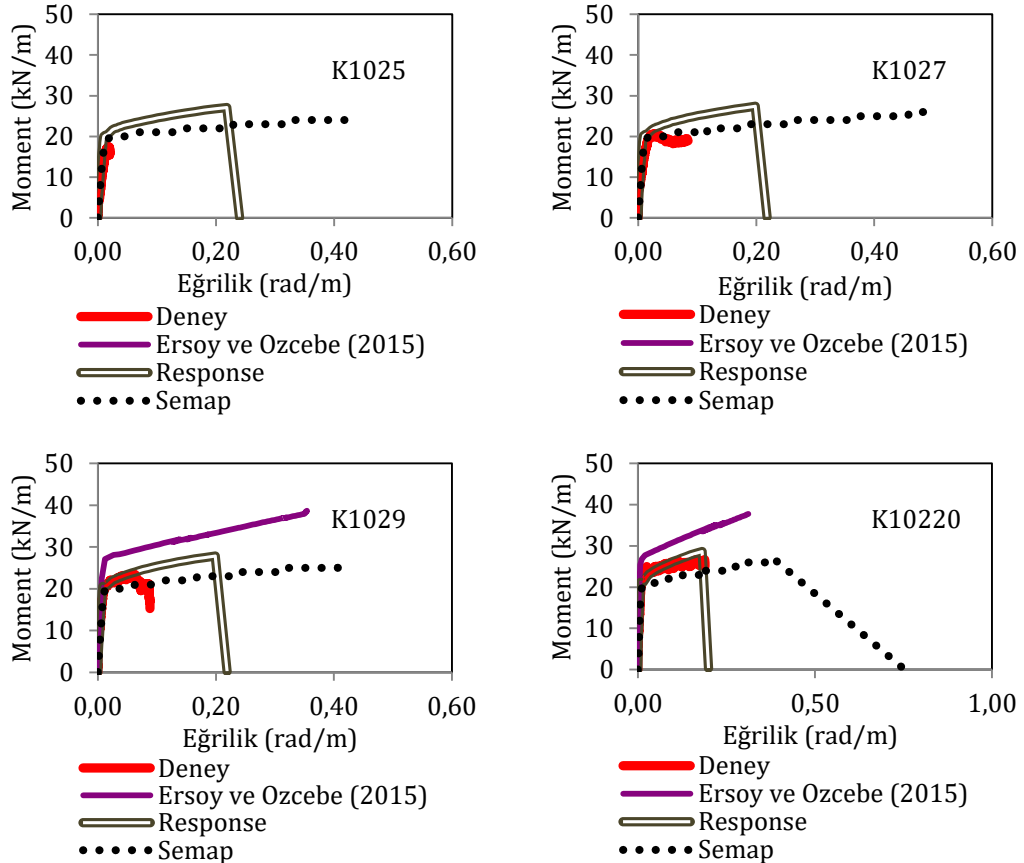
Ersoy ve Özcebe (2015) tarafından geliştirilen kiriş analiz programı, Excel ile macrolar kullanılarak hazırlanmış bir kesit analiz programıdır. Programda kesit geometrik özellikleri, donatıları ve malzeme özellikleri tanımlanarak moment eğrilik değerleri kolayca elde edilebilmektedir. Programa ait bir görünüm Şekil 5.4'te verilmiştir.



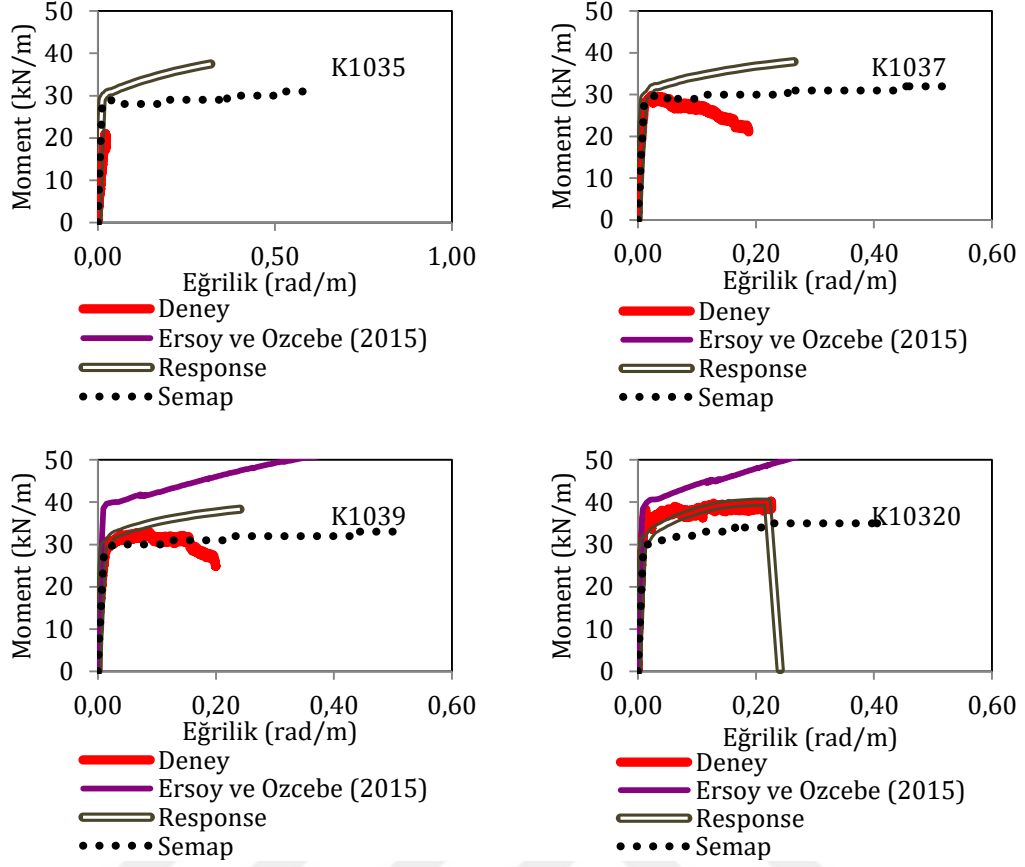
Şekil 5.4. Ersoy ve Özcebe (2015) tarafından geliştirilen kesit analiz programından bir görünüş

5.5. Analitik Sonuçların Kıyaslanması

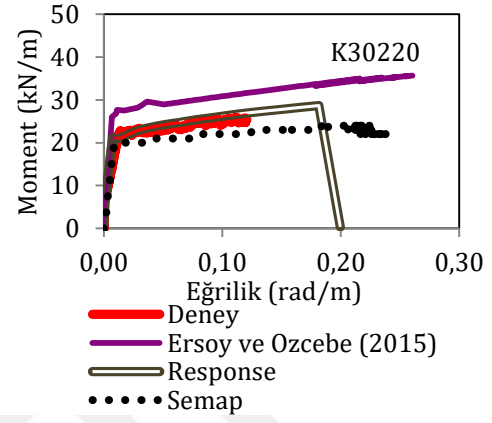
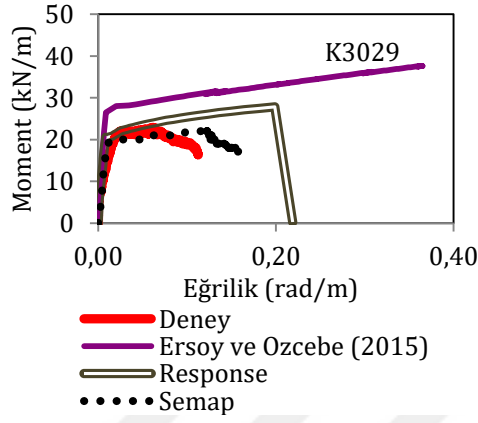
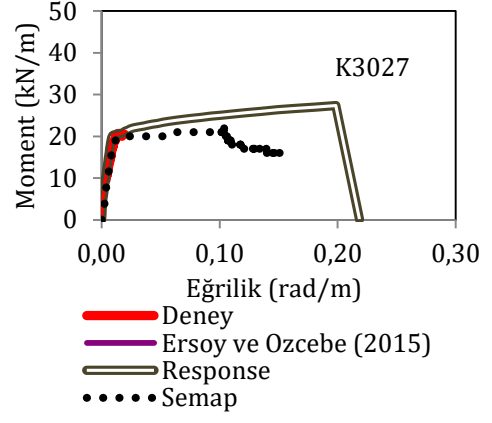
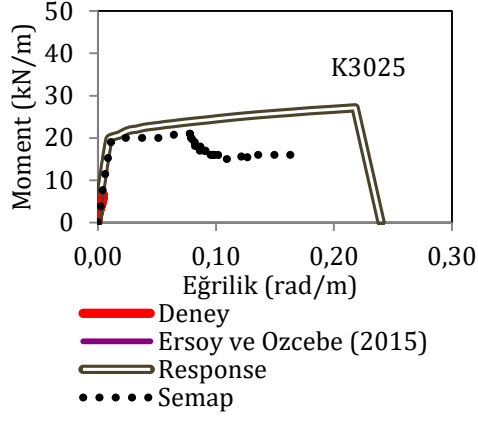
Deneysel olarak elde edilen moment eğrilik grafiklerinin sonuçları, bilgisayar kesit analiz programı sonuçları ile kıyaslanmıştır. Ersoy ve Özcebe (2015) tarafından hazırlanan excel yazılımı ile düşük dayanımlı betona sahip kesitlerde herhangi bir sonuç elde edilememiştir. Aynı zamanda Semap programında etriye sıklaştırmasının yapıldığı (10 cm etriye aralığına sahip) numunelerde sargılı kesit Mander beton modeli kullanılmıştır. Ancak etriye sıklaştırmasının yapılmadığı (30 cm etriye aralığına sahip) numunelerde sargısız kesit Hognestad beton modeli kullanılmıştır. Elde edilen karşılaştırmalı moment-eğrilik grafikleri K1025, K1027, K1029, K10220 için Şekil 5.5'te, K1035, K1037, K1039, K10320 için Şekil 5.6'da, K3025, K3027, K3029, K30220 için Şekil 5.7'de, K3035, K3037, K3039, K30320 için Şekil 5.8'de verilmiştir.



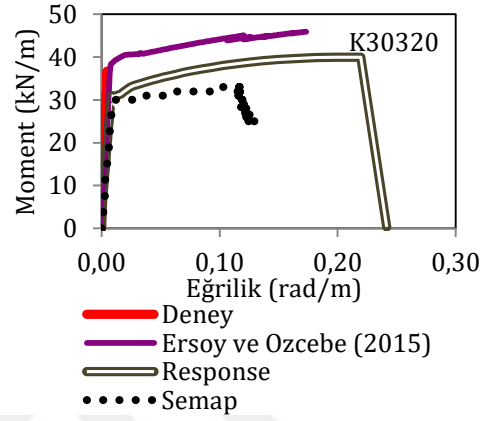
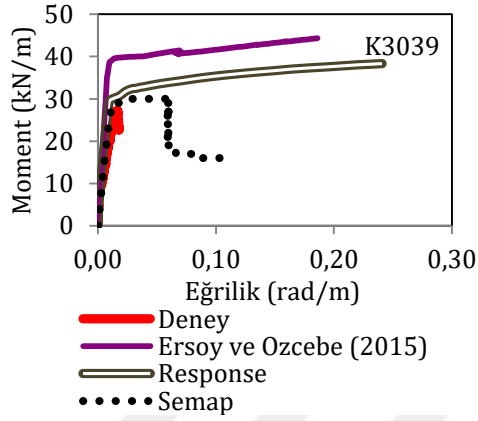
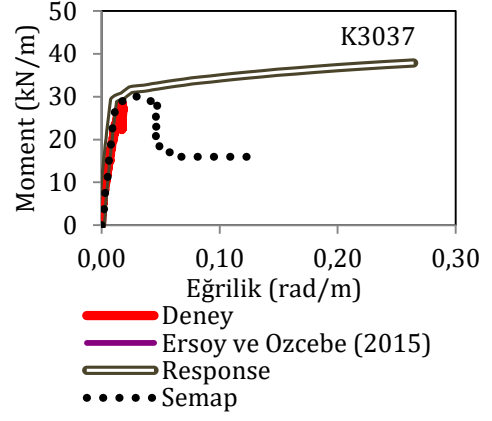
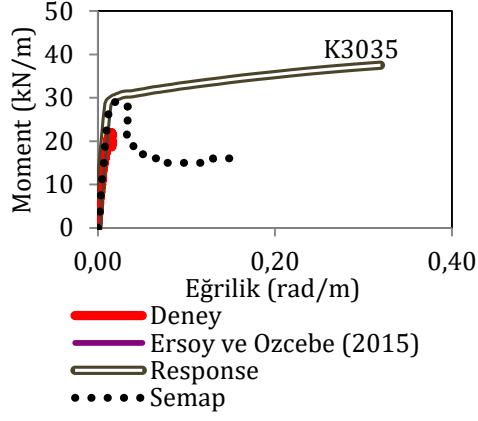
Şekil 5.5. K1025, K1027, K1029, K10220 numuneleri için moment eğrilik kıyası



Şekil 5.6. K1035, K1037, K1039, K10320 numuneleri için moment eğrilik kıyası



Şekil 5.7. K3025, K3027, K3029, K30220 numuneleri için moment eğrilik kıyası



Şekil 5.8. K3035, K3037, K3039, K30320 numuneleri için moment eğrilik kıyası

6. DÜŞÜK DAYANIMLI BETONA SAHİP KİRİŞLERDE MOMENT KAPASİTE HESABI İÇİN ÖNERİLER

Deney sırasında kiriş için elde edilen en büyük moment değerleri; kullanılan analiz paket programlarının sonuçları ve Denklem (5.4) ile hesaplanan yaklaşık moment sonuçları ile karşılaştırılmıştır. Programlar ile deney sonuçları arasındaki oran α katsayısı ile belirlenmiştir. Elde edilen sonuçlar Çizelge 6.1’de verilmiştir. Burada yapılan değerlendirmelerde hedef beton basınç dayanımı değeri 20 MPa olarak öngörülmüştür. Değerlendirmeler mevcut beton dayanımının (f_c') hedef beton dayanımına (f_c) oranına bağlı olarak yapılmıştır.

Çizelge 6.1. Elde edilen moment değerlerinin kıyaslanması

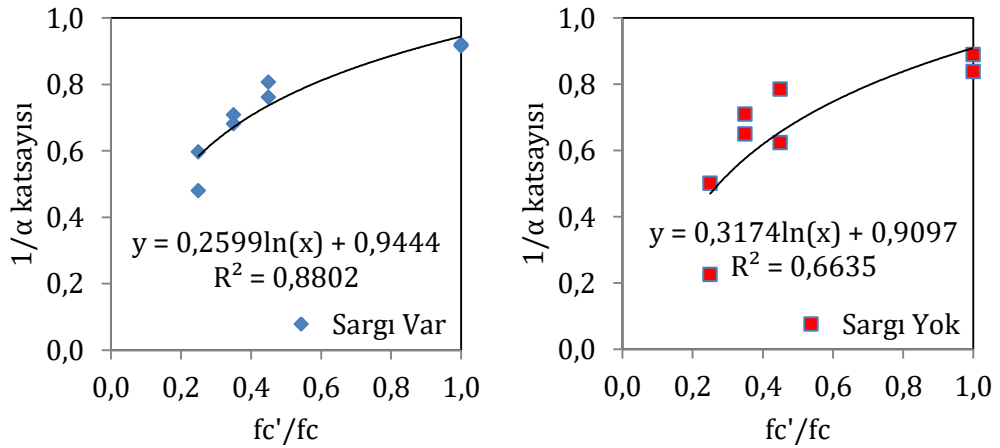
Kiriş No	f_c'/f_c	M_{deney}	Ersoy ve Özcebe (2015)		Response		Semap		Yaklaşık hesap Denklem (5.4)		
			M_{mak}^E	α^*	M_{mak}^R	α^*	M_{mak}^S	α^*	M_{mak}^{YH}	α^*	$1/\alpha^*$
K1025	0.25	17.40	-	-	27.21	1.56	24.00	1.38	29.14	1.68	0.60
K1027	0.35	20.66	-	-	27.38	1.33	26.00	1.26	29.14	1.41	0.71
K1029	0.45	23.51	38.64	1.64	27.82	1.18	26.00	1.11	29.14	1.24	0.81
K10220	1.00	26.71	37.73	1.41	28.66	1.07	27.00	1.01	29.14	1.09	0.92
K1035	0.25	21.01	-	-	37.51	1.79	31.00	1.48	43.72	2.08	0.48
K1037	0.35	29.80	-	-	37.91	1.27	32.00	1.07	43.72	1.47	0.68
K1039	0.45	33.29	51.57	1.55	38.32	1.15	33.00	0.99	43.72	1.31	0.76
K10320	1.00	40.24	53.39	1.33	39.97	0.99	35.00	0.87	43.72	1.09	0.92
K3025	0.25	6.58	-	-	27.12	4.12	24.00	3.65	29.14	4.43	0.23
K3027	0.35	20.68	-	-	27.38	1.32	25.00	1.21	29.14	1.41	0.71
K3029	0.45	22.89	37.62	1.64	27.82	1.22	25.00	1.09	29.14	1.27	0.79
K30220	1.00	25.92	35.68	1.38	28.66	1.11	26.00	1.00	29.14	1.12	0.89
K3035	0.25	21.93	-	-	37.51	1.71	29.00	1.32	43.72	1.99	0.50
K3037	0.35	28.41	-	-	37.91	1.33	30.00	1.06	43.72	1.54	0.65
K3039	0.45	27.28	44.32	1.62	38.32	1.40	31.00	1.14	43.72	1.60	0.62
K30320	1.00	36.67	45.94	1.25	39.97	1.09	35.00	0.95	43.72	1.19	0.84

* $\alpha = M_{mak}/M_{deney}$

Deney sonuçlarında elemanın moment kapasitesinde beton dayanımının oldukça etkili bir parametre olduğu görülebilirken programlar ile yapılan hesaplamalarda bu etkinin oldukça düşük seviyelerde kaldığı görülmektedir.

Örneğin K1025 (5MPa beton) ve K10220 (20MPa beton) kirişlerinin moment kapasiteleri arasındaki oran; deney sonuçları için, $26.71/17.40=1.54$ kat olarak elde edilirken; Response programı sonuçları için, $28.66/27.21=1.05$ olarak elde edilmiştir. Bu sonuçlar; literatürdeki moment kapasite hesap yöntemlerinin düşük dayanımlı betonlar için geçerli olmadığını ve denklemlerde yeni düzenlemelere ihtiyaç duyulduğunu açıkça göstermektedir. Bu amaçla yapılan çalışmada f'_c/f_c oranı ile Denklem (5.4) ile verilen yaklaşık moment kapasite hesap yönteminden elde edilen $1/\alpha$ katsayısı arasındaki ilişkiler kullanılarak değerlendirmeler yapılmıştır (Şekil 6.1).

Beton dayanımının davranışa etkisinin değerlendirilmesinde etriye sıklaştırma durumunda etkili bir parametre olması nedeniyle değerlendirmeler etriye sıklaştırmasının olduğu (sargı var) ve sıklaştırmanın olmadığı (sargı yok) durumları için ayrı ayrı yapılmıştır. Regresyon analizinde her ne kadar R^2 katsayısı düşük olarak gözlense de elde edilen denklemlerden elde edilen moment kapasite değerlerinin deneysel sonuçlara kabul edilebilir seviyede yakınlığı elde edilen sonuçlardan görülebilir.



Şekil 6.1. Moment hesabında kullanılacak $1/\alpha$ katsayısı

Şekil 6.1' deki verilerden f'_c/f_c oranına bağlı olarak ortalama bir eğri denklemi elde edilmiştir. Bu aşamadan sonraki hesaplamalarda bu denklemlerden elde edilen $1/\alpha$ katsayıları kullanılmıştır. Çalışmada, normal dayanımlı betona sahip kiriş elemanların hesabında kullanılmak üzere Denklem (5.4)'de verilen

yaklaşık moment kapasitesi formülünün düşük dayanımlı betona sahip kirişlerde uygulanabilmesi için bu değerin $1/\alpha$ katsayısı ile azaltılması öngörülmektedir (Denklem 6.1).

$$M_{\text{öneri}} = M^{\text{YH}} \times \frac{1}{\alpha} = A_s f_{yd} (d - d') \times \frac{1}{\alpha} \quad (6.1)$$

Kiriş numunelere ait moment kapasite değerleri önerilen denklem ile hesaplanmış ve elde edilen sonuçlar deney sonuçları ile Çizelge 6.2' de kıyaslanmıştır. Elde edilen $M_{\text{öneri}}/M_{\text{deney}}$ oranları incelenirse sonuçların birbirine genel olarak oldukça yakın olduğu söylenebilir.

Çizelge 6.2. Önerilen denkleme göre elde edilen moment kapasite değerleri

Kiriş No	M_{deney}	$M^{\text{YH}}_{\text{mak}}$	(Gerçek değer) $1/\alpha$	(Önerilen denklem) $1/\alpha$	$M_{\text{öneri}}$	$M_{\text{öneri}}/M_{\text{deney}}$
K1025	17.40	29.14	0.60	0.58	17.02	0.98
K1027	20.66	29.14	0.71	0.67	19.57	0.95
K1029	23.51	29.14	0.81	0.74	21.47	0.91
K10220	26.71	29.14	0.92	0.94	27.52	1.03
K1035	21.01	43.72	0.48	0.58	25.54	1.22
K1037	29.80	43.72	0.68	0.67	29.36	0.99
K1039	33.29	43.72	0.76	0.74	32.21	0.97
K10320	40.24	43.72	0.92	0.94	41.29	1.03
K3025	6.58	29.14	0.23	0.47	13.69	2.08
K3027	20.68	29.14	0.71	0.58	16.80	0.81
K3029	22.89	29.14	0.79	0.66	19.12	0.84
K30220	25.92	29.14	0.89	0.91	26.51	1.02
K3035	21.93	43.72	0.50	0.47	20.53	0.94
K3037	28.41	43.72	0.65	0.58	25.20	0.89
K3039	27.28	43.72	0.62	0.66	28.69	1.05
K30320	36.67	43.72	0.84	0.91	39.77	1.08

7. SONUÇLAR

Mevcut binaların deprem güvenliğinin ve güvenliği etkileyen parametrelerin incelenmesi oldukça önemli konulardan biridir. Bu nedenle çalışma kapsamında; beton dayanımı, boyuna ve enine donatı miktarı farklılıklarının davranışa ve kiriş elemanın moment kapasitesine etkisi deneysel ve analitik olarak incelenmiştir. Elde edilen sonuçlardan aşağıdaki gözlemler yapılmıştır.

1. Beton dayanımının yüksek olduğu ve etriye sıklaştırmasının yapıldığı numunelerde hasar sünek eğilme kırılması ile ortaya çıkmıştır. Etriye sıklaştırmasının bulunduğu numunelerde beton dayanımının düşük olması ile eleman sünekliği bir miktar azalmış ve kırılma biçimi daha ani olarak ortaya çıkmıştır. Etriye sıklaştırmasının bulunmadığı numunelerde ise beton dayanımının düşük olması çok ani kesme kırılmalarının ortaya çıkmasına sebep olmuştur. Bu kirişlerde çatlakların ani olarak genişlemesi ile yükte hızlı bir düşüş meydana gelmiştir.
2. Donatı miktarındaki artış kesitin moment/ yük taşıma kapasitesinde bir artışa neden olmuştur. Bu artış beton dayanımının yüksek olduğu durumlarda daha belirgin olarak ortaya çıkmaktadır. Özellikle 5MPa beton dayanımına sahip numunelerde bu artış fazla gözlenmemiştir.
3. Etriye aralığının değişimi, numunenin sünekliğini önemli derecede etkilemektedir. 20 MPa beton dayanımına sahip numunelerde etriye sıklaştırmasının yapılmaması süneklikte bir miktar azalmaya neden olsada çok gevrek bir kırılma meydana gelmemiştir. Ancak, etriye sıklaştırmasının yapılmadığı numunelerde beton dayanımının 7 ve 9 MPa olması durumlarında elemanda ani gevrek kırılmalar ortaya çıkmıştır. Özellikle de 5 MPa olması durumunda elemanda hiçbir süneklik gözlenmemiştir.
4. Beton dayanımının düşük olması durumunda; etriye sıklaştırmasının bulunduğu kirişlerde genel olarak düşük bir miktarda olsa sünek davranış gözlenirken, etriye sıklaştırmasının bulunmadığı kirişlerde kapasite değerine bile ulaşmadan ani olarak ortaya çıkan yük/moment düşüşleri görülmüştür. Dolayısıyla beton dayanımının düşük olması

etriye sıklaştırmasının bulunmadığı numunelerde daha etkin bir şekilde ortaya çıkmaktadır. Etriye sıklaştırmasının olmaması ve beton dayanımının düşük olması olumsuzluklarının birarada bulunması uygulamada oldukça sık rastlanan bir durumdur. Burada dikkati çeken diğer bir husus ise, 5 MPa beton dayanımına sahip numunede etriye sıklaştırmasının yapılması ve yapılmaması durumlarında numunenin elastik bölgede ani bir kırılma ile güç tükenmesine ulaşmasıdır. Bu durum ise yapılacak performans değerlendirmelerinde beton dayanımına bağlı yeni bir düzenlemenin getirilmesini gündeme getirmektedir.

5. Deney sonuçlarında elemanın moment kapasitesinde beton dayanımının oldukça etkili bir parametre olduğu gözlenmiştir. Ancak literatürde bulunan programlardan ve yaklaşık moment kapasite denklemlerinden elde edilen hesap sonuçlarına bu etki yansımamaktadır. Bu durum; literatürdeki moment kapasite hesap yöntemlerinin düşük dayanımlı betonlar için geçerli olmadığını ve denklemde yeni düzenlemelere ihtiyaç duyulduğunu açıkça göstermektedir.
6. Çalışmada, etriye sıklaştırması bulunan ve bulunmayan kiriş elemanların moment kapasite hesaplarında; literatürdeki yaklaşık moment kapasite denklemlerinin f_c'/f_c oranına bağlı olarak elde edilen $1/\alpha$ katsayısı ile azaltılması önerilmektedir. Önerilen katsayılar en düşük beton dayanımının 1 MPa olması durumunda geçerlidir.
7. Beton dayanımının 20 MPa dan daha düşük olması durumunda kirişlerin moment taşıma kapasitesinin hesaplanmasında beton dayanımı ve sargılama durumuna bağlı olarak bir azaltma önerilmektedir. Yapılan çalışmada $1/\alpha$ katsayısı; deneyden ve yaklaşık formülden elde edilen moment kapasite oranlarının değerlendirilmesi ile f_c'/f_c oranı ve etriye sıklaştırması durumlarına bağlı olarak elde edilmektedir.
8. Kiriş numunelerinin önerilen denkleme göre moment kapasiteleri ve bu değerlere bağlı olarak $M_{\text{öneri}}/M_{\text{deney}}$ oranları hesap edilmiştir. Belirlenen oranlar incelenirse sonuçların birbirine genel olarak oldukça yakın olduğu söylenebilir. Dolayısıyla düşük beton dayanımına sahip kiriş

elemanlarda çalışmada önerilen denklemin kullanılmasının gerçek davranışı yansıtmada daha doğru olacağını söylemek mümkündür.

9. Betonarme binaların deprem güvenliklerinin belirlenmesinde kirişlerin moment taşıma kapasitelerinin hesaplara olan katkısı son derece önemlidir. Düşük dayanımlı betonarme elemanlarda, betonarme hesaplarında yapılan kabullerden kaynaklanan, kapasite azalması dikkate alınmamaktadır. Bu durumda bina yatay yük taşıma kapasitesi gerçek kapasiteden çok daha fazla hesap edilmektedir. Bu çalışmada kirişlerin kapasite azalmasını dikkate almak için bir öneri getirilmiştir. Bu azalma dikkate alınarak bina deprem güvenlikleri daha gerçekçi olarak göz önüne alınabilecektir.



KAYNAKLAR

- Altun, F., Vekli, M., Özcan, D.M., Haktanır, T., 2002. Mantolu Betonarme Kirişlerin Taşıma Gücünün Deneysel İncelenmesi, ECAS2002 Uluslararası Yapı ve Deprem Mühendisliği Sempozyumu, 14 Ekim, Ankara, 197-204.
- Arslan G., 2005. Tersinir Yükler Altında Betonarme Çubukların Kesme Mukavemeti, YTÜ Fen Bilimleri Enstitüsü, Doktora Tezi, İstanbul.
- Atımtay, E., 2000a. Afet Bölgelerinde Yapılacak Yapılar Hakkında Yönetmelik (Betonarme Yapılar). Orta Doğu Teknik Üniversitesi, 2 Cilt, Ankara.
- Atımtay, E., 2000b. Çerçevesiz ve Perdeli Betonarme Sistemlerin Tasarımı –Temel Kavramlar ve Hesap Yöntemleri, Bizim Büro Basımevi, Ankara, Türkiye.
- Aykaç, S., Can, H., Tankut, T., Ogün, F., 2000. Onarılmış/Güçlendirilmiş Betonarme Kirişlerin Deprem Davranışı, Proje No:INTAG-549.
- Bedirhanoglu, İ., İlki, A., 2009. Düşük dayanımlı betona sahip betonarme elemanların güçlendirilmesi için HPRCC, İstanbul Teknik Üniversitesi Dergisi/d, 8(6), 146-156.
- Bedirhanoglu, İ., 2009. Düşük Dayanımlı Betona Sahip Betonarme Kolon Ve Birleşimlerin Deprem Yükleri Altında Davranışlarının İncelenmesi Ve İyileştirilmesi, İstanbul Teknik Üniversitesi, Fen Bilimleri Enstitüsü, Yüksek Lisans Tezi.
- Celep, Z., 2016. Betonarme Yapılar, Beta Dağıtım, İstanbul, Türkiye.
- Cihanlı, E., Arslan, G., 2009. Yüksek Beton Dayanımlı Sargısız Betonarme Kiriş Kesitlerinde Eğrilik Sünekliği, Sigma Mühendislik ve Fen Bilimleri Dergisi, 27, 139-150.
- Demir, F., Korkmaz, K.A., Gençoğlu, M., Tekeli, H., 2007a. Beton Basınç Dayanımının Yapısal Davranışa Etkisi, 7. Ulusal Beton Kongresi, İstanbul, 323-332.
- Demir, F., Korkmaz, A., Gençoğlu, M., Tekeli, H., 2007b. Beton Dayanımının Betonarme Yapıların Güçlendirilmesi Açısından Değerlendirilmesi, TMMOB Antalya Şube Bülteni, 50, 7-12.
- Demir, F., Korkmaz, K.A., Tekeli, H., 2009. Mevcut Yapıların Deprem Davranışlarının DBYBHY-2007'e Göre İncelenmesinin Beton Dayanımı Açısından Değerlendirilmesi, Uluslararası Sakarya Deprem Sempozyumu, 1-3 Ekim 2009, Sakarya.

- Demirci, E.E., Amil, P.A., Şahin, R., 2011. Çelik Korniyer ve Lamalar Yapıştırarak Suretiyle Betonarme Kirişlerin Eğilmeye Karşı Güçlendirilmesi, Tubav Bilim Dergisi, 4(2), 103-112.
- Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında Yönetmelik, Bayındırlık ve İskan Bakanlığı, Ankara, (2007).
- Doğangün, A., 2005. Betonarme Yapıların Hesap ve Tasarımı, Birsen Yayınevi, İstanbul, Türkiye.
- Ersoy, U., 1987. Betonarme Temel İlkeler ve Taşıma Gücü Hesabı, Evrim-Basım-Yayın Dağıtım, İstanbul, Türkiye.
- Ersoy, U., Özcebe, G., 2015. Betonarme , İstanbul, Türkiye.
- Ersoy, U., 1998. Betonarme Kiriş Ve Kolonların Moment Kapasitelerinin Saptanması, Teknik Dergi, 9(4), 1781-1997.
- İlki, A., Demir, C., Kumbasar, N., 2005. Bindirme Boyu ve/veya Sargı Donatısı Yetersizliği Bulunan Hasarlı ve Hasarsız Betonarme Elemanların Onarım ve/veya Güçlendirilmesi, Tübitak Proje No: 102I020.
- Kaltakçı, M.Y, Korkmaz, H.H., Korkmaz, S.Z., 2001. Basit Eğilme Etkisindeki Betonarme Elemanların Moment-Eğrilik Ve Tasarım Değişkenleri Üzerine Bir İnceleme, Pamukkale Üniversitesi, Mühendislik Bilimleri Dergisi, 7(1), 71-80.
- Kaplan, H., Şenel, Ş.M., 2002. Değişik Donatı Taşıyan Denge Altı Betonarme Kirişlerin Eğilme Davranışının Tersinir Yükleme Altında İncelenmesi, Proje No: INTAG-564.
- Kıracı, S., Erdem, R.T., 2010. Betonarme Bir Elemanda Eğrilik Sünekliğinin İncelenmesi, Celal Bayar Üniversitesi, Fen Bilimleri Dergisi, 6(2), 141-154.
- Önal, M., Koçak, A., 2006. Betonarme Mantolama ile Güçlendirilmiş Hasarlı Kirişlerin Deneysel Olarak İncelenmesi, Sigma Mühendislik ve Fen Bilimleri Dergisi, 1, 94-106.
- Özhan, V.K., 2012. Farklı Beton Sınıfına Bağlı Betonarme Kirişlerin Eğilme Kapasitelerinin Deneysel Olarak İncelenmesi, Afyon Kocatepe Üniversitesi, Fen Bilimleri Enstitüsü, Yüksek Lisans Tezi, Afyon.
- Özmen, B, H., İnel, M., Bilgin, H., 2007. Sargılı Beton Davranışının Betonarme Eleman ve Sistem Davranışına Etkisi, Gazi Üniversitesi, Mühendislik Mimarlık Fakültesi Dergisi, 2, 375-383.
- SEMAp, 2008. Sargı Etkisi Modelleme Analiz Programı, Tübitak proje numarası 105M024.

- Response, 2000. Reinforced Concrete Sectional Analysis Computer Program, Toronto, Kanada. <http://www.ecf.utoronto.ca/~bentz/download.htm>
- Tekeli, H., Demir, F., Korkmaz, A., Gençoğlu, M., Ay, Z., 2007. Büyük Açıklıklı ve Az Katlı Yapıların Performanslarının Değerlendirilmesi, International Symposium on Advances in Earthquake & Structural Engineering, October 24-26, Süleyman Demirel University, Isparta-Antalya, Turkey.
- Topçu, B., Gürer, C., 2005. Hasarlı Betonarme Kirişlerin Epoksi İle Onarılması, Kocaeli Deprem Sempozyumu, 23-25 Mart, 982-988, Kocaeli.
- TS 138 EN 10002-1, 2004. Metalik Malzemeler-Çekme Deneyi, Türk Standartları Enstitüsü, Ankara.
- TS EN 206-1, 2002. Beton-Bölüm1: Özellik, Performans, İmalat ve Uygunluk, Türk Standartları Enstitüsü, Ankara.
- TS 500, 2000. Betonarme Yapıların Hesap Ve Yapım Kuralları, Türk Standartları Enstitüsü, Ankara.
- TS 802, 2009. Beton Karışım Tasarım Hesapları, Türk Standartları Enstitüsü, Ankara.
- TS EN 1097-3, 1999. Agregaların Fiziksel ve Mekanik Özellikleri İçin Deneyler Bölüm 3: Gevşek Yığın Yoğunluğunun ve Boşluk Hacminin Tayini, Türk Standartları Enstitüsü, Ankara.
- TS 3530 EN 933-1, 1999. Agregaların Geometrik Özellikleri İçin Deneyler Bölüm 1; Tane Büyüklüğü Dağılımı - Eleme Metodu, Türk Standartları Enstitüsü, Ankara.
- TS EN 12350-2, 2002. Beton-Taze Beton Deneyleri- Bölüm 2: Çökme (Slump) Deneyi, Türk Standartları Enstitüsü, Ankara.
- TS EN 12390-2, 2002. Beton-Sertleşmiş Beton Deneyleri- Bölüm 2: Dayanım Deneylerinde Kullanılacak Deney Numunelerinin Hazırlanması ve Kürlenmesi, Türk Standartları Enstitüsü, Ankara.
- Yağcı, A. 1999. Study on Moment Curvature Relationship in Reinforced Concrete, Orta Doğu Teknik Üniversitesi, Yüksek Lisans Tezi, Ankara.

ÖZGEÇMİŞ

Adı Soyadı : Barış ESEN

Doğum Yeri ve Yılı : Bursa, 1984

Medeni Hali : Evli

Yabancı Dili : İngilizce

E-posta : ebaris@metu.edu.tr

Eğitim Durumu

Lise : Bursa, Hürriyet Anadolu Meslek Lisesi, 2002

Lisans : Gazi Üniversitesi, Teknik Eğitim Fakültesi,
Yapı Öğretmenliği
SDÜ, Mühendislik Fakültesi, İnşaat Mühendisliği

Yüksek Lisans : Ahmet Yesevi Üniversitesi, Eğitim Yönetimi ve Denetimi

Mesleki Deneyim

Orta Doğu Teknik Üniversitesi 2007-..... (halen)

Yayımları

Tekeli, H., **Esen, B.**, Övey, H.M., Arapoğlu, M., Pınarlık, M., Turgut, R., "Betonarme Kirişlerin Çelik Levhalarla Kesmeye Karşı Güçlendirilmesi", Niğde Üniversitesi, Mühendislik Bilimleri Dergisi, 4(1), 13-20, 2015.