

**DOKUZ EYLÜL ÜNİVERSİTESİ**  
**FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ**

**PREFABRİK BETONARME ÇERÇEVE TİPİ**  
**YAPILARIN SİSMİK PERFORMANS**  
**FAKTÖRLERİNİN BELİRLENMESİ**

**Papatya İRİZ**

**Ekim, 2019**  
**İZMİR**

# **PREFABRİK BETONARME ÇERÇEVE TİPİ YAPILARIN SİSMİK PERFORMANS FAKTÖRLERİNİN BELİRLENMESİ**

**Dokuz Eylül Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü  
Yüksek Lisans Tezi  
İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı, Yapı Programı**

**Papatya İRİZ**

**Ekim, 2019  
İZMİR**

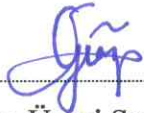
## YÜKSEK LİSANS TEZİ SINAV SONUÇ FORMU

PAPATYA İRİZ, tarafından PROF. DR. SERAP KAHRAMAN yönetiminde hazırlanan “**PREFABRİK BETONARME ÇERÇEVE TİPİ YAPILARIN SİSMİK PERFORMANS FAKTÖRLERİNİN BELİRLENMESİ**” başlıklı tez tarafımdan okunmuş, kapsamı ve niteliği açısından bir Yüksek Lisans tezi olarak kabul edilmiştir.



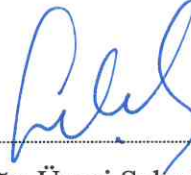
Prof. Dr. Serap KAHRAMAN

Danışman



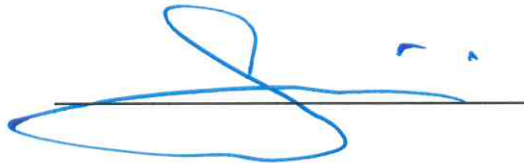
Dr. Öğr. Üyesi Sadık Can GİRGİN

Jüri Üyesi



Dr. Öğr. Üyesi Selçuk SAATÇI

Jüri Üyesi



Prof. Dr. Kadriye Ertekin

Müdür

Fen Bilimleri Enstitüsü

## TEŞEKKÜR

Lisans ve yüksek lisans öğrenimim boyunca bana hep destek olan, bilgi ve tecrübelerini benimle paylaşan tez danışmanım Prof. Dr. Serap KAHRAMAN'a teşekkürü bir borç bilirim.

Çalışmanın her aşamasında gece gündüz demeden her konuda yardımcı olan, fikirlerini ve desteğini esirgemeyen Dr. Öğr. Üyesi Sadık Can GİRĞİN'e; görüş ve önerileri için Dr. Öğr. Üyesi Selçuk SAATÇI'ye ve Doç. Dr. İbrahim Serkan MISIR'a çok teşekkür ederim.

Bu çalışma kapsamında incelenen prefabrik yapının proje çizimlerini ve bilgilerini paylaştığı için İnş. Müh. Şerif GÜNER'e çok teşekkür ederim.

Sevgili annem Yüksel İRİZ, babam Taner İRİZ, kardeşim Çınar İRİZ ve arkadaşım Mert KOÇ'a çalışmam boyunca bana gösterdikleri destek, sevgi ve sabır için çok teşekkür ederim.

Son olarak benimle aynı tez sürecini paylaşan İnş. Müh. Zeynep Tuğçe KEYİK'e destekleri ve arkadaşlığı için çok teşekkür ederim.

Papatya İRİZ

# PREFABRİK BETONARME ÇERÇEVE TİPİ YAPILARIN SİSMİK PERFORMANS FAKTÖRLERİNİN BELİRLENMESİ

## ÖZ

Sanayinin gelişmesiyle ülkemizde artış gösteren prefabrik yapıların 1998 Adana-Ceyhan, 1999 Kocaeli ve Düzce depremleri sonrasında özellikle bağlantı detaylarının yetersiz kalması sonucu büyük hasar aldığı ve yıkıldığı görülmüştür. Prefabrik yapılarda her bağlantının doğru bir şekilde seçimi ve tasarımı, yapının sismik performansını ve ekonomisini büyük ölçüde etkilemektedir. Bu yüzden elemanlar arası moment aktarabilmek ve stabiliteyi sağlamak üzere moment aktaran bağlantılar tercih edilmektedir. Bu çalışmada, ülkemizde yaygın olarak uygulanan ıslak ve mekanik (kaynaklı) bileşenlerden meydana gelen üstte ıslak-altta kaynaklı (MAB3) kolon-kiriş bağlantısının tersinir-tekrarlı yükler altındaki davranışını benzeştirmek için yığılı plastisite yaklaşımı ile sayısal modeller kurulmuştur ve iç bağlantı testi ile karşılaştırılmıştır. Doğrusal olmayan hesap yöntemleri ile deprem etkisi altındaki yapıların performansları belirlenmektedir. Analizlerde kullanılan deprem kayıtları hedef tasarım spektrumu göz önüne alınarak SeismoMatch programında spektral uyum sağlanacak şekilde ölçeklendirilmiştir. Çalışma kapsamında, DBYBHY (2007)'e göre tasarlanmış mevcut bir pazaryeri projesinden seçilen 3 katlı, 7 açıklıklı çerçeve modelinin zaman tanım alanında artımsal dinamik analizleri SeismoStruct programında gerçekleştirilerek, sismik performans faktörlerinden deprem yükü azaltma katsayısı araştırılmıştır ve TBDY (2018)'deki değerlerle karşılaştırılmıştır.

**Anahtar kelimeler:** Prefabrik betonarme yapılar, moment-aktaran bağlantı, artımsal dinamik analiz, deprem yükü azaltma katsayısı

# DETERMINATION OF SEISMIC PERFORMANCE FACTORS FOR PRECAST CONCRETE FRAME TYPE STRUCTURES

## ABSTRACT

Precast buildings, which increased in our country with the development of industry, suffered great damage and collapsed after the 1998 Adana-Ceyhan, 1999 Kocaeli and Düzce earthquakes, especially due to insufficient connection details. The correct selection and design of each connection in precast structures greatly affects the seismic performance and economy of the structure. Therefore, in precast structures, moment resisting connections are generally preferred in order to transfer moment between elements and increase strength and lateral stiffness. In this study, numerical models established with the lumped plasticity approach to simulate the behavior of emulative-welded (MAB3) column-beam connection consisting of emulative and mechanical (welded) components commonly applied in Turkey under cyclic loads have been compared with interior connection test. Non-linear analyses methods determine the performances of earthquake-affected buildings. Earthquake recordings were scaled to make spectral agreement considering target design spectrum by SeismoMatch program. Within the scope of this study, 3-storey, 7-span frame model selected from an existing marketplace project designed in accordance with the 2007 Earthquake Code. Seismic load reduction factors were investigated and compared with the values in TBDY (2018) with incremental dynamic analysis of frame model by SeismoStruct program.

**Keywords:** Precast concrete structures, moment-resisting connection, incremental dynamic analysis, seismic load reduction factor

## İÇİNDEKİLER

|                                                                              | Sayfa     |
|------------------------------------------------------------------------------|-----------|
| YÜKSEK LİSANS TEZİ SINAV SONUÇ FORMU .....                                   | ii        |
| TEŞEKKÜR.....                                                                | iii       |
| ÖZ .....                                                                     | iv        |
| ABSTRACT.....                                                                | v         |
| ŞEKİLLER LİSTESİ .....                                                       | viii      |
| TABLolar LİSTESİ.....                                                        | xi        |
| <br><b>BÖLÜM BİR - GİRİŞ</b> .....                                           | <br>1     |
| 1.1 Giriş .....                                                              | 1         |
| 1.2 Tezin Amacı ve Kapsamı .....                                             | 3         |
| <br><b>BÖLÜM İKİ - PREFABRİK YAPILARDA KOLON-KİRİŞ BAĞLANTILARI</b><br>..... | <br><br>4 |
| 2.1 Giriş .....                                                              | 4         |
| 2.2 Bağlantılar Üzerine Deneysel Çalışmalar .....                            | 6         |
| 2.3 Prefabrik Kolon-Kiriş Bağlantıları .....                                 | 9         |
| 2.3.1 Mafsallı Bağlantılar (MFB) .....                                       | 10        |
| 2.3.1.1 Pimli Bağlantılar (MFB1) .....                                       | 11        |
| 2.3.1.2 Kaynaklı Bağlantılar (MFB2) .....                                    | 12        |
| 2.3.1.3 Yuvalı Bağlantılar (MFB3).....                                       | 12        |
| 2.3.2 Moment Aktaran Bağlantılar (MAB) .....                                 | 13        |
| 2.3.2.1 Islak Kolon-Kiriş Bağlantıları (MAB1).....                           | 13        |
| 2.3.2.2 Tam Ard-germeli Bağlantılar (MAB2).....                              | 14        |
| 2.3.2.3 Üstte Islak-Altta Kaynaklı Bağlantılar (MAB3).....                   | 15        |
| 2.3.2.4 Manşonlu-Pimli Bağlantılar (MAB4) .....                              | 16        |
| <br><b>BÖLÜM ÜÇ - DOĞRUSAL OLMAYAN MODEL YAKLAŞIMLARI</b> .....              | <br>18    |
| 3.1 Giriş .....                                                              | 18        |
| 3.2 Yığılı Plastik Davranış Modeli.....                                      | 19        |
| 3.3 Yayılı Plastik Davranış Modeli .....                                     | 19        |

|                                                                          |           |
|--------------------------------------------------------------------------|-----------|
| 3.4 Analitik çalışmalar .....                                            | 20        |
| <b>BÖLÜM DÖRT - KOLON-KİRİŞ BAĞLANTISININ SAYISAL MODELLERİ</b><br>..... | <b>25</b> |
| 4.1 Mevcut Deney Özeti.....                                              | 25        |
| 4.2 Bağlantının Sayısal Modelleri .....                                  | 26        |
| 4.3 Zaman Tanım Alanında Doğrusal Olmayan Statik Analiz .....            | 29        |
| <b>BÖLÜM BEŞ - SAYISAL MODEL ÇALIŞMASI</b> .....                         | <b>33</b> |
| 5.1 Betonarme Çerçeve Tipi Bir Yapının Yapısal Analiz Modeli .....       | 33        |
| 5.1.1 Yapı Özellikleri .....                                             | 33        |
| 5.1.2 Yapının Modellenmesi.....                                          | 34        |
| 5.1.3 Kolon ve Kirişler için Moment-Dönme İlişkisi.....                  | 36        |
| 5.2 Deprem Kayıtlarının Seçimi ve Ölçeklendirilmesi .....                | 39        |
| 5.3 Doğrusal Olmayan Artımsal Dinamik Analiz Yöntemi (IDA) .....         | 43        |
| 5.4 Analiz Sonuçları .....                                               | 44        |
| 5.5 Deprem Yüğü Azaltma Katsayısının Belirlenmesi .....                  | 48        |
| <b>BÖLÜM ALTI - SONUÇLAR</b> .....                                       | <b>52</b> |
| <b>KAYNAKLAR</b> .....                                                   | <b>54</b> |

## ŞEKİLLER LİSTESİ

|                                                                                                                        | Sayfa |
|------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-------|
| Şekil 1.1 Örnek Yapı .....                                                                                             | 2     |
| Şekil 2.1 Kolon-kiriş bağlantılarının yetersizliği nedeni ile çatı elemanlarında düşme .....                           | 4     |
| Şekil 2.2 Kolonlarda yanal ötelenme hasarı.....                                                                        | 5     |
| Şekil 2.3 Moment aktaran bağlantı hasarı.....                                                                          | 5     |
| Şekil 2.4 Tek katlı mafsallı prefabrik yapının görünümü .....                                                          | 10    |
| Şekil 2.5 Pimli bağlantı detayı .....                                                                                  | 11    |
| Şekil 2.6 Kaynaklı bağlantı detayı .....                                                                               | 12    |
| Şekil 2.7 Yuvalı mafsallı bağlantı detayı .....                                                                        | 12    |
| Şekil 2.8 Islak kolon-kiriş bağlantı detayı.....                                                                       | 13    |
| Şekil 2.9 Tam ard-germeli bağlantı detayı.....                                                                         | 14    |
| Şekil 2.10 Merkeze yönelimli çevrimsel davranış modeli .....                                                           | 14    |
| Şekil 2.11 Üstte ıslak-altta kaynaklı bağlantı detayı.....                                                             | 15    |
| Şekil 2.12 Sırasıyla negatif ve pozitif moment için aktarma mekanizmaları. ....                                        | 16    |
| Şekil 2.13 Manşonlu-pimli bağlantı detayı .....                                                                        | 17    |
| Şekil 3.1 Kolon-kiriş elemanları için davranış modelleri .....                                                         | 18    |
| Şekil 3.2 Fiber (lif) esaslı model .....                                                                               | 20    |
| Şekil 3.3 Histeretik modeller için iskelet eğrisi .....                                                                | 21    |
| Şekil 3.4 Birleşimin analitik modeli.....                                                                              | 23    |
| Şekil 4.1 a) Prefabrik kompozit kolon-kiriş bağlantısı, b) Kiriş kesiti, c) Kolon kesiti .....                         | 25    |
| Şekil 4.2 Yükleme profili.....                                                                                         | 26    |
| Şekil 4.3 Model 1 için kurulan fiber esaslı sayısal model .....                                                        | 27    |
| Şekil 4.4 Model 2 ve Model 3 için kurulan sayısal model.....                                                           | 27    |
| Şekil 4.5 a) Asimetrik iki doğrulu (bl_asm) zarf eğrisi, b) Asimetrik çevrim sıkışması (pinched_asm) zarf eğrisi ..... | 28    |
| Şekil 4.6 Eğilme momenti-eğrilik diyagramı.....                                                                        | 30    |
| Şekil 4.7 Model 1’de kiriş-kısa konsol birleşimindeki noktanın moment-kesit dönmesi .....                              | 30    |
| Şekil 4.8 Model 2 bağlantı (link) elemanında moment-kesit dönmesi grafiği.....                                         | 31    |

|                                                                                                                                                           |    |
|-----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|----|
| Şekil 4.9 Model 3 bağlantı (link) elemanında moment-kesit dönmesi grafiği.....                                                                            | 31 |
| Şekil 4.10 Test numunesi ile çevrim sıkışması modelinin taban kesme kuvveti-tepe<br>ötelenme oranının karşılaştırılması .....                             | 32 |
| Şekil 5.1 Yapıya ait kat planı ve seçilen çerçeve aksı .....                                                                                              | 33 |
| Şekil 5.2 Seçilen çerçeve sisteminin yapısal modeli.....                                                                                                  | 34 |
| Şekil 5.3 a) Bodrum ve zemin kat kolon kesiti, b) Normal katın kolon kesiti.....                                                                          | 35 |
| Şekil 5.4 a) Deprem Kirişi (DK) 1-5 ve kısa konsol kesiti, b) Deprem Kirişi (DK) 2-<br>3-4-6 ve kısa konsol kesiti .....                                  | 35 |
| Şekil 5.5 SeismoStruct programında oluşturulan çerçeve modeli .....                                                                                       | 36 |
| Şekil 5.6 Deprem kirişi (DK) 1 ve 5 için moment-eğrilik grafiği.....                                                                                      | 37 |
| Şekil 5.7 Deprem kirişi (DK) 2, 3, 4 ve 6 için moment-eğrilik grafiği.....                                                                                | 37 |
| Şekil 5.8 Kolon için moment-eğrilik grafiği .....                                                                                                         | 38 |
| Şekil 5.9 Üstte ıslak-altta kaynaklı birleşim için moment-dönme ilişkisi .....                                                                            | 38 |
| Şekil 5.10 Mevcut yapıya ait yatay elastik tasarım spektrumu.....                                                                                         | 40 |
| Şekil 5.11 Imperial Valley-El Centro Array#12 ölçeklendirilmiş deprem kaydı.....                                                                          | 41 |
| Şekil 5.12 Imperial Valley-El Centro Array#5 ölçeklendirilmiş deprem kaydı.....                                                                           | 42 |
| Şekil 5.13 Imperial Valley-Brawley Airport ölçeklendirilmiş deprem kaydı.....                                                                             | 42 |
| Şekil 5.14 Northridge-El Monte ölçeklendirilmiş deprem kaydı.....                                                                                         | 42 |
| Şekil 5.15 Northridge-LA-Pico ve Sentous ölçeklendirilmiş deprem kaydı .....                                                                              | 42 |
| Şekil 5.16 Kocaeli-Düzce ölçeklendirilmiş deprem kaydı.....                                                                                               | 43 |
| Şekil 5.17 Landers-Baker Fire Station ölçeklendirilmiş deprem kaydı .....                                                                                 | 43 |
| Şekil 5.18 Imperial Valley-Brawley Airport depremi için artımsal dinamik analizden<br>elde edilen taban kesme kuvveti-tepe yerdeğiştirmesi ilişkisi ..... | 45 |
| Şekil 5.19 Imperial Valley-El Centro Array#5 depremi için artımsal dinamik<br>analizden elde edilen taban kesme kuvveti-tepe yerdeğiştirmesi ilişkisi     | 45 |
| Şekil 5.20 Imperial Valley-El Centro Array#12 depremi için artımsal dinamik<br>analizden elde edilen taban kesme kuvveti-tepe yerdeğiştirmesi ilişkisi    | 46 |
| Şekil 5.21 Kocaeli-Düzce depremi için artımsal dinamik analizden elde edilen taban<br>kesme kuvveti-tepe yerdeğiştirmesi ilişkisi .....                   | 46 |
| Şekil 5.22 Northridge-El Monte depremi için artımsal dinamik analizden elde edilen<br>taban kesme kuvveti-tepe yerdeğiştirmesi ilişkisi.....              | 47 |

|                                                                                                                                                      |    |
|------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|----|
| Şekil 5.23 Northridge-LA-Pico ve Sentous depremi için artımsal dinamik analizden elde edilen taban kesme kuvveti-tepe yerdeğiştirmesi ilişkisi ..... | 47 |
| Şekil 5.24 Landers-Baker Fire Station depremi için artımsal dinamik analizden elde edilen taban kesme kuvveti-tepe yerdeğiştirmesi ilişkisi.....     | 48 |
| Şekil 5.25 Süneklik kapasitesi-dayanım talebi ilişkisi.....                                                                                          | 49 |



## TABLÖLER LİSTESİ

|                                                                                                                                                         | <b>Sayfa</b> |
|---------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|--------------|
| Tablo 4.1 Asimetrik iki doğrulu histeretik model parametreleri.....                                                                                     | 29           |
| Tablo 4.2 Asimetrik çevrim sıkışması için histeretik model parametreleri .....                                                                          | 29           |
| Tablo 5.1 Asimetrik çevrim sıkışması için çerçeve model parametreleri.....                                                                              | 39           |
| Tablo 5.2 Artımsal dinamik analizde kullanılan deprem kayıtları.....                                                                                    | 41           |
| Tablo 5.3 TBDY (2018)'de süneklik düzeyi yüksek moment aktaran bağlantılar için taşıyıcı sistem davranış katsayısı ve dayanım fazlalığı katsayısı ..... | 51           |
| Tablo 5.4 Yapısal analiz modeli için hesaplanan deprem yükü azaltma katsayıları..                                                                       | 51           |

# BÖLÜM BİR

## GİRİŞ

### 1.1 Giriş

Prefabrikasyon yöntemi, yapıyı oluşturan taşıyıcı ve taşıyıcı olmayan elemanların şantiye dışında üretilmesi daha sonrasında şantiye ortamına taşınarak birleştirilme sürecidir. Sismik aktivitesi yüksek olan ülkelerde yaygın kullanım alanı bulmuştur; bunun nedeni kalite, hız, ekonomiklik, verimlilik ve süreklilik bakımından olumlu özellikler barındırmasıdır (Kurama ve diğer., 2018).

Prefabrik elemanlar fabrika ortamında üretildiği için belirli bir standarda sahiptir, bu yüzden kalitesi daha yüksektir ve hata payı düşüktür. Bu sayede kontrollü malzeme kullanımı ve üretimi sağlanmaktadır. Öngörülmesi elemanların kullanılması ve betonun kaliteli olması sonucunda hafif kesitler kullanılmakta, ağır yükler taşınabilmekte ve geniş açıklıklar geçilebilmektedir. Üretilen elemanların montajı kısa sürmektedir, bu yüzden iklim şartlarının yapım sürecine etkisi çok azdır. Prefabrik yapıların artan bir şekilde tercih edilmesinin en önemli sebebi bu avantajlardan dolayı toplam maliyetin düşmesidir. Bunların yanı sıra tasarım ve projelendirme zorluğu, uygulamada hata payının çok düşük olması prefabrik yapıların başlıca dezavantajlarıdır (Kayhan, 2004).

Özellikle sanayinin gelişmesiyle birlikte prefabrik yapılar 1980'den sonra yaygın olarak kullanılmaya başlanmıştır. Bu dönemde sanayileşen firmalar prefabrik yapı sistemlerini deprem tehlikesinin fazla olmadığı Avrupa ülkelerinden tedarik etmiştir ve aynı şekilde uygulamıştır. Bu durum deprem kuşağında bulunan ülkemiz için büyük bir risk meydana getirmiştir. Bunu destekler nitelikte olan 1998 Adana-Ceyhan, 1999 Kocaeli ve Düzce depremleri sonrasında yapılan testler ve araştırma çalışmaları sonucunda yapıların yüksek oranda hasar aldığı veya yıkıldığı görülmüştür (Şenel ve Palancı, 2011). Örnek bir yapının 1999 Marmara depremi öncesi ve sonrası durumu Şekil 1.1'de verilmiştir.



Örnek yapının 1999 Marmara depremi öncesi durumu



Örnek yapının 1999 Marmara depremi sonrası durumu

Şekil 1.1 Örnek Yapı (Arslan ve diğer., 2008)

Prefabrik yapıların yüksek performansı ve ekonomisi büyük ölçüde her bağlantının doğru bir şekilde seçimine ve tasarımına bağlıdır. Bir prefabrik elemandan diğerine yük aktarmak ve stabiliteyi sağlamak bağlantının görevidir. İyi bir bağlantı hem maruz kalacağı yüklere karşı yeterli dayanıma hem de büyük deformasyonlar altında yeterli sünekliğe sahip olmalıdır (Qian, 1994).

Genel olarak yapıların sismik tasarımı kuvvet esaslı tasarım yaklaşımı üzerine kuruludur ve doğrusal elastik analiz için gereklidir (Zerbin, 2019). Deprem güvenliği belirlenecek ya da güçlendirilecek yapılarda sistem davranış katsayısı ve deprem yükü azaltma katsayılarıyla birlikte taşıyıcı sistemin elastik ötesi davranışı göz önüne alınmaktadır (Arslan ve diğer., 2008).

Sistem davranış katsayısı ( $R$ ); sönümleme, yapının aşırı dayanımını ve enerji yayma kapasitesini göz önüne alarak tasarım kuvvetlerini azaltmak için kullanılmaktadır. Yapının elastik olmayan davranış yoluyla enerjiyi dağıtma yeteneğini yansıtmaktadır (Zafar, 2009). Yapıya etkiyen eşdeğer deprem yüklerinin belirlenebilmesi için dayanıma göre tasarım kapsamında deprem yükü azaltma katsayısı  $R_a(T)$  ana değişkendir.

Yapıda yeterli yer değiştirme kapasitesinin elde edilmesi ve plastik mafsalların yapı yüksekliği boyunca eşit olarak dağıtılması sonucunda sünek davranış sağlanmış olur. Yapının deprem etkisindeki sünek davranışı enerji tüketmesiyle doğru orantılıdır, yani fazla enerji tüketimi sismik performansı artırır (Choi, 2013).

Sismik performans faktörleri, deprem yer hareketine karşı verilen tepkinin doğrusal olmayan simülasyonuna ve göçme riskinin değerlendirilmesiyle belirlenmektedir (FEMA, 2009).

## 1.2 Tezin Amacı ve Kapsamı

Depremler sonrası prefabrik yapılarda gözlenen hasarların genel olarak kolon-kiriş bağlantı yetersizliklerinden kaynaklı olduğu vurgulanmıştır. Çalışmada, ülkemizde prefabrik yapılarda yaygın olarak kullanılan üstte ıslak-altta kaynaklı bağlantıların (MAB3) deprem etkisi altındaki nasıl bir davranış sergilediği ve sismik performans faktörleri araştırılmıştır.

İlk olarak mevcut deneysel çalışmadaki kolon-kiriş bağlantı numunesinin yayılı ve yığılı sayısal modelleri oluşturularak, tersinir-tekrarlı yükler altında doğrusal olmayan analiz sonucu modellerin deney numunesine nasıl bir yaklaşım sağladığı araştırılmıştır.

Çalışma kapsamında, mevcut prefabrik betonarme bir yapıdan çerçeve sistemi seçilerek yığılı plastisite yaklaşımına göre modellenmiştir. Yapının bulunduğu alanın zemin sınıfı ile uyumlu deprem kayıt takımı ölçeklendirilerek deprem yükü azaltma katsayısını ( $R_a$ ) elde etmek için artımsal dinamik yönteminde (IDA) kullanılmıştır.

Çerçeveye etkiyen her bir ölçeklendirilmiş deprem kaydı için artımsal dinamik analiz sonucu elde edilen taban kesme kuvveti-tepe yerdeğiştirme grafiklerinden akma dayanımı azaltma katsayıları sayısal olarak elde edilmiştir.

## BÖLÜM İKİ

### PREFABRİK YAPILARDA KOLON-KİRİŞ BAĞLANTILARI

#### 2.1 Giriş

Geçmiş depremlerde, prefabrik betonarme çerçeve tipi yapılar yetersiz bağlantı detayları nedeniyle kötü performans sergilemiştir ve bağlantıların monolitik davranışa benzer davranış sergilemeleri için yöntemler geliştirilmiştir (Alcocer ve diğer., 2002).

Ülkemizde depremler sonrası yapılan araştırmalarda, prefabrik yapıların çoğunda meydana gelen hasarların en büyük nedenlerinin yanal rijitlik ve süneklik kapasitelerinin yetersiz kalması ve çoğu mafsallı birleşimden kaynaklı kesme ve devrilme etkilerinin olduğu belirlenmiştir (Kayhan, 2004). Prefabrik yapıların kolon-kiriş bağlantı yetersizliğinden kaynaklı hasarı Şekil 2.1’de, kolonlarda yanal ötelenme hasarı Şekil 2.2’de verilmiştir.



Şekil 2.1 Kolon-kiriş bağlantılarının yetersizliği nedeni ile çatı elemanlarında düşme (Özden ve diğer., 2012)



Şekil 2.2 Kolonlarda yanal ötelenme hasarı (Kayhan, 2004)

Moment aktaran bağlantılar, depremler sırasında genel olarak mafsallı bağlantılardan daha iyi performans sergilemiştir. Fakat kiriş alt donatısının sürekliliğinin yetersiz olması, yerinde döküm beton bölgesinde üst kiriş donatı bindirme boyunun yetersiz kalması, plastik mafsal nedeniyle birleşim bölgesinde meydana gelen ezilme ve çatlamlar, kaynak bölgesinde plaka boyunun az olmasından kaynaklı hasarlar moment aktaran bağlantılarda gözlenmiştir (Atalay, 2010). Moment aktaran bağlantı hasarı Şekil 2.3'te gösterilmiştir.



Şekil 2.3 Moment aktaran bağlantı hasarı (Atalay, 2010)

## 2.2 Bağlantılar Üzerine Deneysel Çalışmalar

Prefabrik yapıların inşası ve yapı tasarımında büyük önem taşıyan bağlantılar için yeni deprem yönetmeliği geliştirme ihtiyacı 1980'lerde ortaya çıkmıştır (Kurama, 2018). Prefabrik elemanlar arasındaki bağlantıların deprem etkisi altında yeterli dayanım, rijitlik ve elastik olmayan döngüsel yükleme sırasında süneklik göstermesi gerekmektedir. Prefabrik yapı tasarımındaki en büyük problem bu yapı elemanlarını birbirine bağlamak için pratik ve ekonomik bir yöntem bulmaktır (Bull ve Park, 1986).

Englekirk (1987) makalesinde yüksek sismik aktiviteli bölgelerde prefabrik betonarme sünek moment aktaran çerçevelerin geliştirilmesi üzerine temel kavramlar ortaya koymaktadır. Bağlantı türü için üç temel kullanım sınıfı belirlemiştir: Dayanaklı, sünek ve mafsallı.

Bull ve Park (1986) çalışmasında, 3 adet tam ölçekli prefabrik U kiriş-dış kolon örneklerini test ederek kolon yanlarındaki kirişlerde oluşan plastik mafsal bölgelerinin sismik performans özelliklerini belirlemek istemişlerdir. Test sonuçlarına göre tasarım önerileri sunmuşlar ve tasarım yaklaşımını göstermek için sayısal bir örneği çalışmalarına eklemişlerdir.

Prefabrik yapıların performansına odaklanan ilk büyük araştırma çalışması 1990'lı yıllarda Amerika'daki Ulusal Standartlar ve Teknoloji Enstitüsü'nde yapılmıştır (Kurama, 2018). Bu çalışmanın amacı, yüksek sismik bölgelerde ekonomik prefabrik kiriş-kolon bağlantısı oluşturmaya yönelik kılavuz geliştirmektir. Ayrıca bu çalışmada moment çerçeveleri kurmaya odaklanılmıştır. 1/3 ölçekli, prefabrik betonarme iç kolon-kiriş bağlantı örnekleri ters çevrimli yüklemeye tabi tutulmuştur ve daha önce test edilen monolitik örneklerle süneklik, dayanım ve enerji dağılımı bakımından karşılaştırılmıştır (Cheok ve Lew, 1993).

1990'lı yılların başında, ABD-Japonya ortak araştırma programı olan Prefabrik Sismik Yapı Sistemleri Araştırma Projesi (PRESSS) birçok bireysel araştırma

projesinden oluşmaktadır ve prefabrik yapıların sismik tepkisini ölçmek için büyük ölçekli testler gerçekleştirilmiştir. Projenin amacı ise prefabrik yapılar için etkili sismik yapısal sistemler geliştirmek, analitik ve deneysel araştırmalara dayalı sismik tasarım önerileri hazırlamaktır (Priestley, 1991).

Qian (1994), tezinde prefabrik betonarme çerçeve tipi yapılarda kullanılmak üzere iki çeşit moment aktaran kolon-kiriş bağlantısının performansını PCI (American Prestressed Concrete Institute) ve APCG (Australian Prestressed Concrete Group)'ye göre araştırmaktadır. Bağlantıların performansları; dayanım, süneklik, çatlama özellikleri, göçme modları, enerji dağılımları özelliklerine bağlı olarak değerlendirilmiştir. Çalışmanın sonucunda, bağlantıların genel olarak süneklikleri monolitik eşlerine göre daha üstündür. Ayrıca her iki bağlantının eğilme dayanımı kapasitesi ve enerji sönmeme kapasitesi monolitik olanlara göre daha tatmin edici bir performans sergilemiştir ve her iki moment aktaran sünek bağlantının prefabrik yapı çerçevelerinde kullanılması yönünden güvenli bulunmuştur.

Park (1995) araştırma projesinde, prefabrik moment aktaran bağlantılardan oluşan 6 tam ölçekli çerçevelerin, şiddetli deprem etkilerini simüle eden döngüsel yükleme altında yerinde döküm betondan oluşan çerçevelere dayanım, rijitlik ve süneklik bakımından benzer davranış gösterdiğini belirlemiştir.

Stone ve diğer. (1995) çalışmasında, 10 adet prefabrik betonarme hibrit kolon-kiriş bağlantısı ters çevrimli döngüsel yükleme altında test edilmiştir. Bağlantı performansları, bağlantı dayanımı, enerji yayma kapasiteleri ve ötelenme kapasiteleri bakımından, 1987'de amacı yüksek sismik bölgelerde uygulanmak üzere ekonomik prefabrik moment aktaran bağlantılar için tasarım kılavuzu geliştirmek olan National Institute of Standards and Technology (NIST) programının testleriyle karşılaştırılmıştır.

Cheok ve diğer. (1998), test edilen hibrit bağlantılara (ard-germeli çelik ve hafif çelik) sahip moment aktaran prefabrik betonarme çok katlı çerçeveleri analitik olarak modelleyerek sismik yük altındaki davranışlarını incelemişlerdir. Test sonuçlarına

göre hibrit bağlantılar; monolitik bağlantılara göre daha az hasar görmüştür ve büyük elastik deformasyonlar olmadan kendiliğinden merkezlenmiştir. Analizlerde ise hibrit bağlantılı prefabrik betonarme çerçevelerin göçme modları ve ötelenme talepleri monolitik çerçevelere göre benzer veya daha iyi bulunmuştur.

Alcocer ve diğer. (2002) çalışmalarında, prefabrik çerçevedeki iki tam ölçekli kiriş-kolon bağlantısını tek ve çift yönlü döngüsel yükleme altında test etmişlerdir. Kiriş sürekliliğini sağlamak için bağlantıda kaynak veya cıvatalar yerine daha geleneksel düşük karbonlu (yumuşak) çelik donatılar veya öngerme halatları kullanılmıştır. Örnekler dayanım ve süneklik bakımından yeterli bulunsa da tam olarak monolitik davranışı sergileyememiştir.

SAFECAST projesi, 2009 yılında Portekiz, İspanya, Türkiye, Almanya, İtalya, Yunanistan ve Slovenya'dan 16 ortağın katılımıyla başlamıştır; gerçekleştirilen deneylerle prefabrik yapıların sismik davranışını incelemişler ve Eurocode 8 dahilinde prefabrik yapıların tasarım kurallarında standartlaştırmayı amaç edinmişlerdir (Toniolo, 2012).

Güney Kore'de gerçekleştirilen araştırma programında sismik yüklemeye dayanabilen betonarme çerçeveler için sünek moment aktaran bağlantı geliştirmek ve çerçeve davranışını döngüsel yük altında incelemek amaçlanmıştır. Bunun için bir tane monolitik, dört prefabrik örnek test edilmiştir. Kiriş donatısı, kirişte oluşacak plastik mafsalları geliştirmek ve birleşimde oluşacak büyük elastik olmayan kesme kuveetlerini karşılayabilmek için tasarlanmıştır. Test sonuçlarında bağlantı sünek bir davranış sergilemiştir ve dayanımı monolitik yapıdan beklenilenin 1,15 katıdır. Aynı zamanda kirişte oluşan plastik mafsallar yapının hasar durumunu etkilemektedir (Choi, 2013).

Yooprasertchai ve Warnitchai, (2016)'nın çalışmasında; prefabrik, hibrit- moment aktaran bağlantılardan oluşan beş katlı bir konut binası için; ters çevrimli döngüsel yükleme testleri, doğrusal olmayan dinamik analizler ve hibrit çerçevelerin kapasite tasarımı ile sismik performans değerlendirmesi yapılmıştır. Buradaki hibrit terimi, iki

geleneksel yapı çeliğinin birlikte kullanılmasından kaynaklanmaktadır ve yapının bütünlüğünü arttırmak için kullanılmaktadır. Sonradan gerdirilmiş çelik (post-tensioned steel) kendiliğinden merkezleme ve hafif çelik (mild steel) ise enerji dağıtımı için kullanılmaktadır. Sistemin doğrusal olmayan mekanizması prefabrik elemanların ara yüzlerindeki boşukların açık ve kapalı olmasıyla yönetilmiştir. Hibrit bağlantı tipi kullanılmasıyla ağır hasar olmaksızın %6'lık ötelenme oranına kadar kuvvet-deformasyon grafiğinde, sünek kararlı histeretik halkalar oluşmuştur.

Türkiye'de yaygın olarak kullanılan üstte ıslak-altta kaynaklı (hibrit) kolon-kiriş bağlantılarında; kirişteki uzunlamasına alt donatı kiriş ucundaki konsollara kaynaklanırken, kiriş üst donatısı da yerinde döküm beton uygulanacak kısma yerleştirilmektedir. Beş hibrit bağlantılı ve bir monolitik iç kolon-kiriş örnekleri kaynak katsayıları ve bağlandığı plaka uzunlukları test parametresi olarak kabul edilerek dayanım, rijitlik ve enerji dağılımı bakımından değerlendirilmiştir (Girgin ve diğer., 2017).

### **2.3 Prefabrik Kolon-Kiriş Bağlantıları**

Prefabrik yapılarda birleşim, kolon ve kiriş elemanlarının birleştiği düğüm noktalarıdır; bağlantı ise birleşim ve komşu elemanların ara yüzlerinden meydana gelen kısımdır. Prefabrik elemanlar arasındaki bağlantı tipinin seçimi, betonarme prefabrik tasarımı için gereklidir. Bu bağlantıların güçlü, sünek ve deforme olabilmesi istenir (ACI 550.2R-13).

Bağlantının özellikleri, çerçevelerin yapısal davranışında ve elemanlar arası kuvvet aktarımında rol oynar. Her bağlantı; düşey ve enine yatay kesme kuvvetini, eksenel basınç ve gerilmeyi, eğilme momenti ve burulmayı elemanlar arasında güvenli bir şekilde aktarmalıdır (Choi ve diğer., 2013).

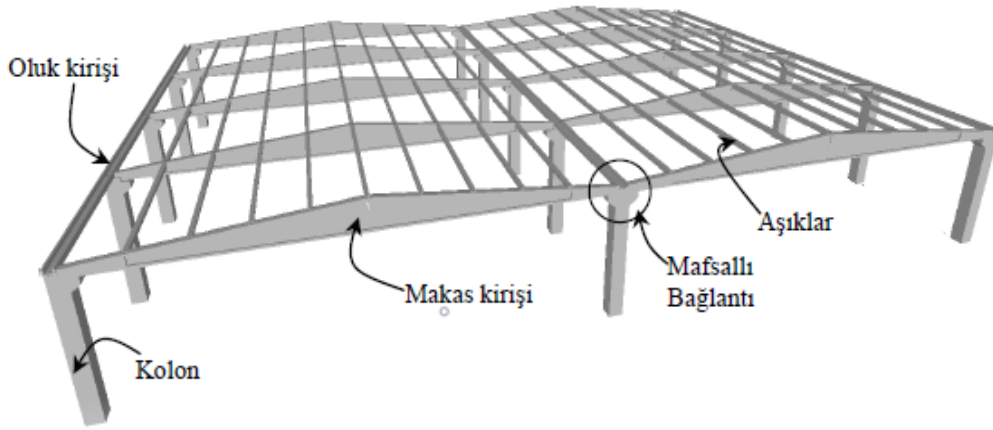
Güçlü bir bağlantı; belirlenmiş doğrusal olmayan hareket bölgeleri (plastik mafsallar) sismik yer hareketi altında elastik olmayan bir tepki alırken, elastik kalan bir bağlantıdır. Ayrıca doğrusal olmayan hareket bölgeleri güçlü kolon-zayıf kiriş

deplasman ilkesini sağlamalıdır. Güçlü bağlantıdaki hem kesme hem de kayma sözde kuvvetleri, mafsallı bölgesinde karşılığında gelişmekte olan muhtemel eğilme kuvvetlerinden daha büyük olmalıdır (Ghosh ve diğer., 1997).

Prefabrik yapılarda bağlantılar Mafsallı Bağlantılar ve Moment Aktaran Bağlantılar olmak üzere ikiye ayrılmaktadır.

### 2.3.1 Mafsallı Bağlantılar (MFB)

Mafsallı birleşimler, çerçeve düzleminde, kesme kuvveti ve eksenel kuvvet aktarabilen, moment aktaramayan birleşimlerdir. Genellikle tek katlı sanayi yapılarında kullanılmaktadır. Çok katlı yapılarda yalnızca yerinde dökme veya prefabrik betonarme perdeler ile kullanılabilmektedir (TBDY, 2018). Şekil 2.4'te tek katlı mafsallı prefabrik yapının görünümü verilmiştir.

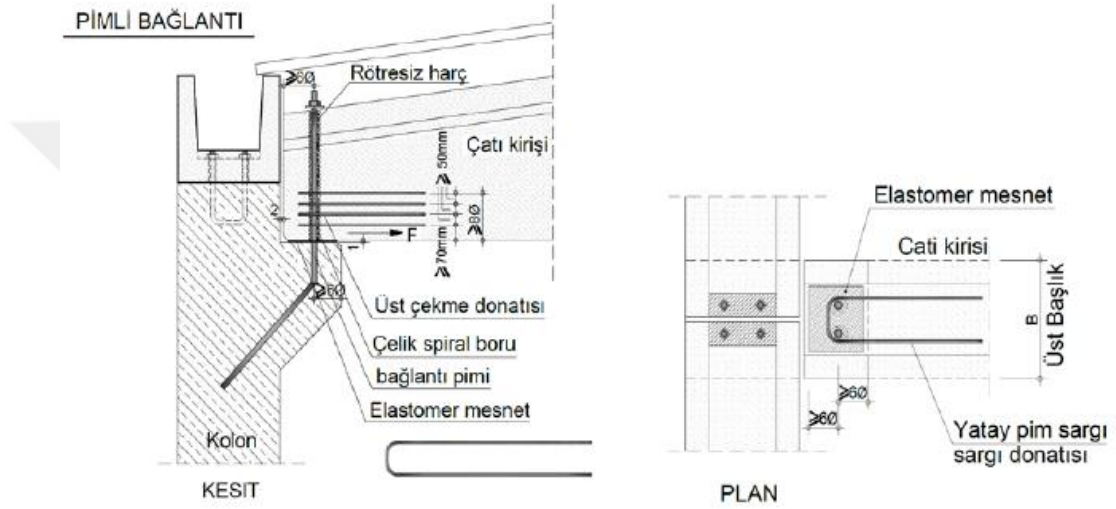


Şekil 2.4 Tek katlı mafsallı prefabrik yapının görünümü (Şenel ve diğer., 2013)

Prefabrik yapılarda mafsallı birleşimlerde, plastik mafsallı kolon uçlarında oluşur. Enerji tüketebilmesi için kolon alt uçlarının mafsallaştırılması gerekmektedir. Bu özellik mafsallı prefabrik yapıları (kiriş uçlarında mafsallar oluşturarak) monolitik yapılardan ayırmaktadır (Kayhan 2004).

### 2.3.1.1 Pimli Bağlantılar (MFB1)

Pimli bağlantı detayı Şekil 2.5'te verilmiştir. Kolonda çıkan pimler kirişte bırakılan yuvalara girmektedir. Pimlerin ankrajını sağlamak için bu yuvalar yeterli dayanıma sahip harç ile doldurulmaktadır. Dolgu harcında oluşacak bölgesel hasarları engellemek için elastomer mesnetler kullanılmaktadır (Negro ve Toniolo, 2012).



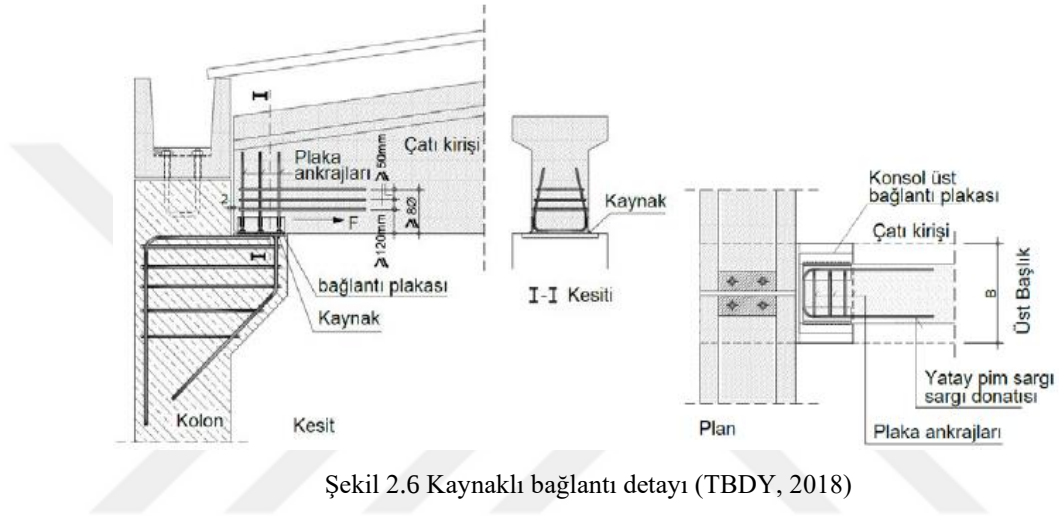
Şekil 2.5 Pimli bağlantı detayı (TBDY, 2018)

Pimli bağlantılar, devrilmeden kaynaklanan arttırıcı kuvvetler ve yerçekimi kuvvetleri için; aksel ve kesme kuvvetlerini aktarmaktadır. Tanımsal olarak momenti ve burulmayı aktarmasalar; kesme sürtünmesi ve derz dolgusu gibi elemanlar arası etkileşimden kaynaklanan küçük momentleri hızlıca sönmeler (Elliott, 2016).

Kolon ve kiriş uçlarında yani pimin kullanıldığı bölgede, yoğun çekme gerilmesi için iyi şekilde sargılama yapılmalıdır. Sargı donatı olarak yatay U etriyeler kiriş uç bölgelerinde, kapalı etriyeler kolon uç bölgelerinde kullanılarak etkin pim boyu kadar uzunlukta yerleştirilmelidir (TBDY, 2018).

### 2.3.1.2 Kaynaklı Bağlantılar (MFB2)

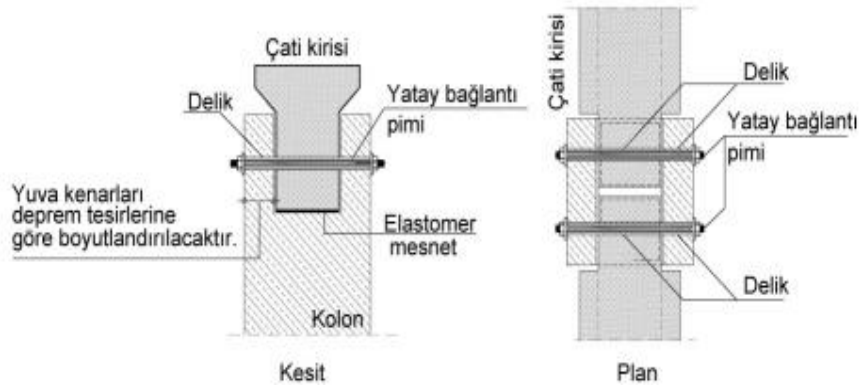
Kaynaklı bağlantı detayı Şekil 2.6’da verilmiştir. Bu bağlantılar kolay uygulanabilir, hafif ve ekonomik olmasından; ayrıca perçin, cıvata gibi deliklerle zayıflatılmış olmamasından dolayı tercih edilmektedir. Bağlantı noktasında, kaynak kapasitesi için birleşim metali akma dayanımının (birleştirilen malzemelerin akma dayanımına eşit ya da büyük ise) %45’ine kadar izin verilmektedir. (TBDY, 2018).



Şekil 2.6 Kaynaklı bağlantı detayı (TBDY, 2018)

### 2.3.1.3 Yuvalı Bağlantılar (MFB3)

Yuva yanaklarında kalınlık en az 15 cm olacaktır ve hesaplanan deprem yükünden elde edilen kesme kuvveti bu yanaklardaki donatılarla karşılanacaktır. Yuva yanaklarında yatay bağlantılar için pim kullanılacaktır (TBDY, 2018). Yuvalı bağlantı detayı Şekil 2.7’de verilmiştir.



Şekil 2.7 Yuvalı mafsallı bağlantı detayı (TBDY, 2018)

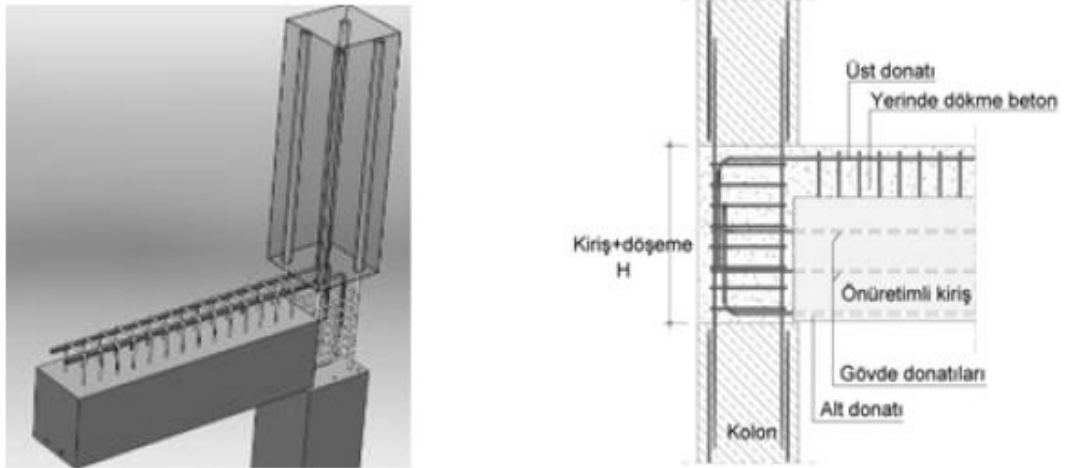
### 2.3.2 Moment Aktaran Bağlantılar (MAB)

Prefabrik yapılarda, moment aktaran bağlantılar genel olarak 3 sınıfa ayrılmaktadır: Kuru bağlantılar, ıslak bağlantılar ve kompozit bağlantılar. Yapının yanal dayanım ve rijitliğini arttırmak ve elemanları arasındaki düzlem-içi momentleri aktarabilmek için bu bağlantılar kullanılmaktadır (Girgin ve diğer., 2015).

Tersinir tekrarlı deprem yükleri altında moment aktaran bağlantılar, sünek davranış gösterecek şekilde tasarlanmalıdır. Bu bağlantı türü dayanım ve süneklik kapasitelerinde azalma olmaksızın bağlanan elemanlarının iç kuvvetlerini aktarmaktadır (TBDY, 2018). Bu tür birleşimler tek katlı endüstri yapılarından, çok katlı ve ağır yüklerin olduğu yapılara kadar uygulanmaktadır.

#### 2.3.2.1 Islak Kolon-Kiriş Bağlantıları (MAB1)

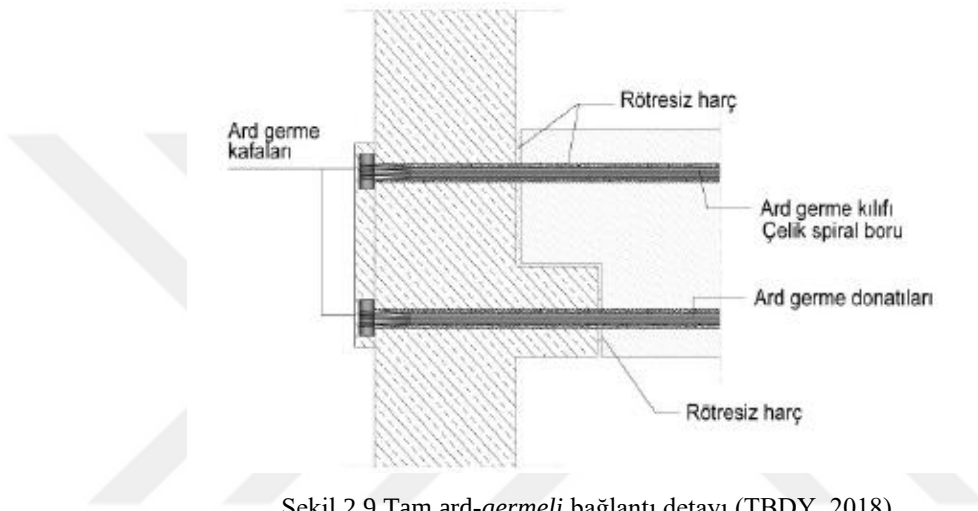
Islak kolon-kiriş bağlantı detayı Şekil 2.8’de verilmiştir. Bu bağlantı kuvvet ve moment aktarımı sağlayarak monolitik bağlantı oluşturmaktadır. Bu bağlantının üst tarafı ilave donatılar ile yerinde dökme betondan meydana gelmektedir (Negro ve Toniolo, 2012).



Şekil 2.8 Islak kolon-kiriş bağlantı detayı (TBDY, 2018)

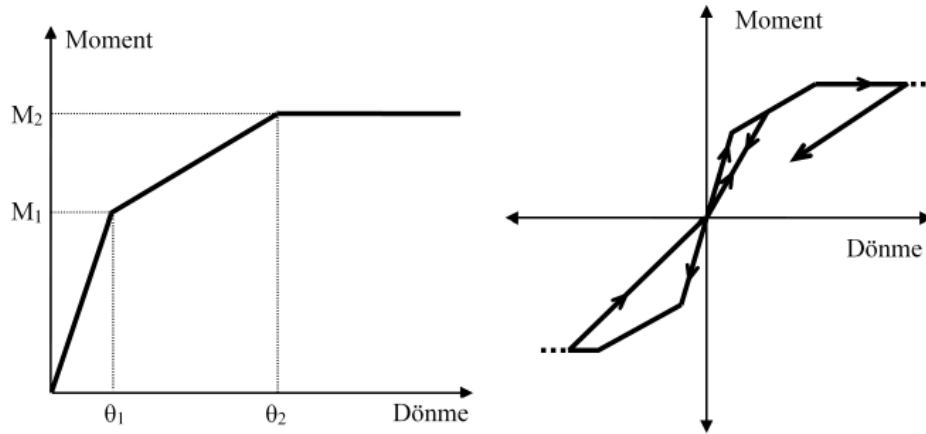
### 2.3.2.2 Tam Ard-germeli Bağlantılar (MAB2)

Tam ard-germeli bağlantı detayı Şekil 2.9’da verilmiştir. Bu bağlantı kalıcı deformasyonları önlemek için kullanılmaktadır. Ard-germe halatları kılıfların içinden geçirilmektedir ve daha sonra çimento harcıyla doldurulmaktadır. Bu bağlantılarda, ard-germe halatlarından dolayı oluşturulan sürtünme ve mengene kuvvetleri ile kesme kuvveti aktarımı gerçekleştirilir (TBDY, 2018).



Şekil 2.9 Tam ard-germeli bağlantı detayı (TBDY, 2018)

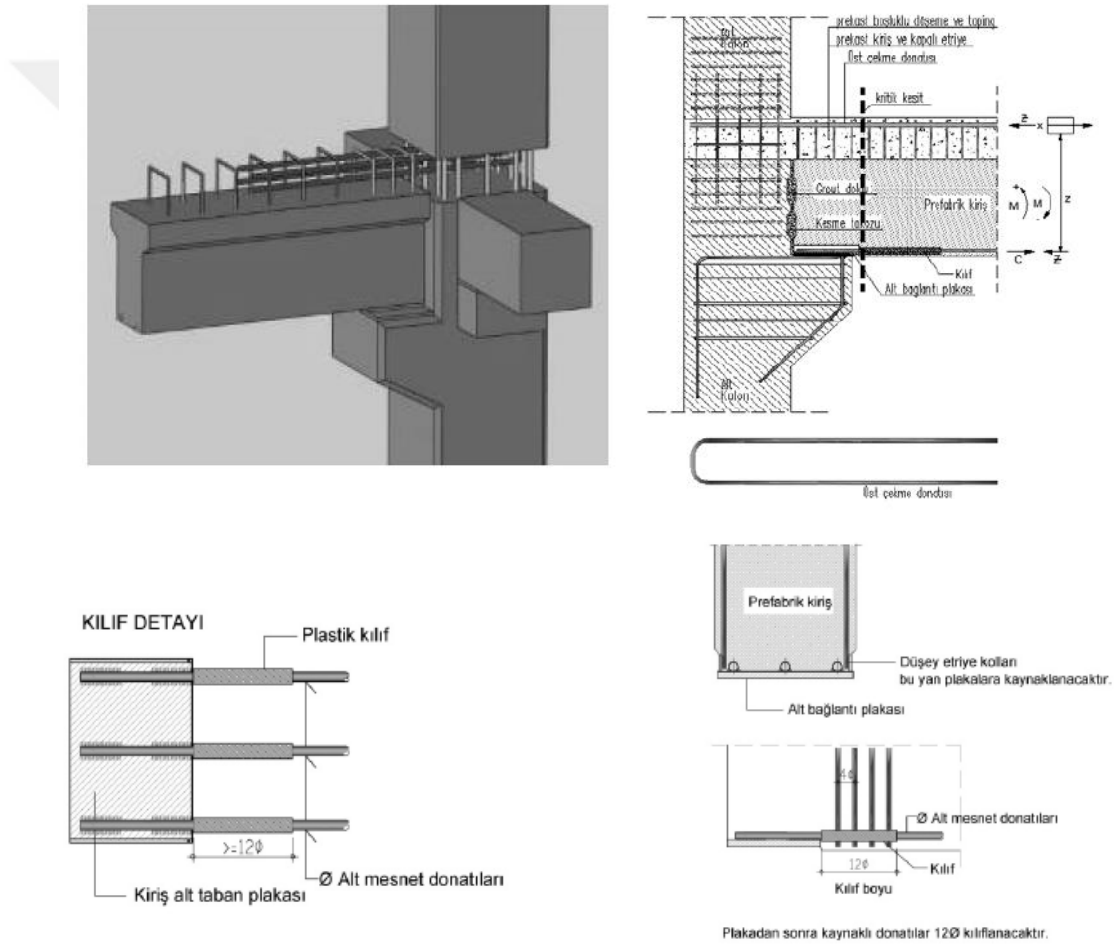
Doğrusal olmayan hesap yöntemi kullanıldığında ard-germeli bağlantılar için Şekil 2.10’daki merkeze yönelimli çevrimsel davranış modeli kullanılmaktadır. Ard-germe kuvvetinin etkisiz kaldığı moment-dönme,  $M_1$  ve  $\theta_1$ ; akma dayanımının %90’ı sağladığı andaki moment-dönme,  $M_2$  ve  $\theta_2$  göstermektedir.



Şekil 2.10 Merkezi yönelimli çevrimsel davranış modeli (TBDY, 2018)

### 2.3.2.3 Üstte Islak-Altta Kaynaklı Bağlantılar (MAB3)

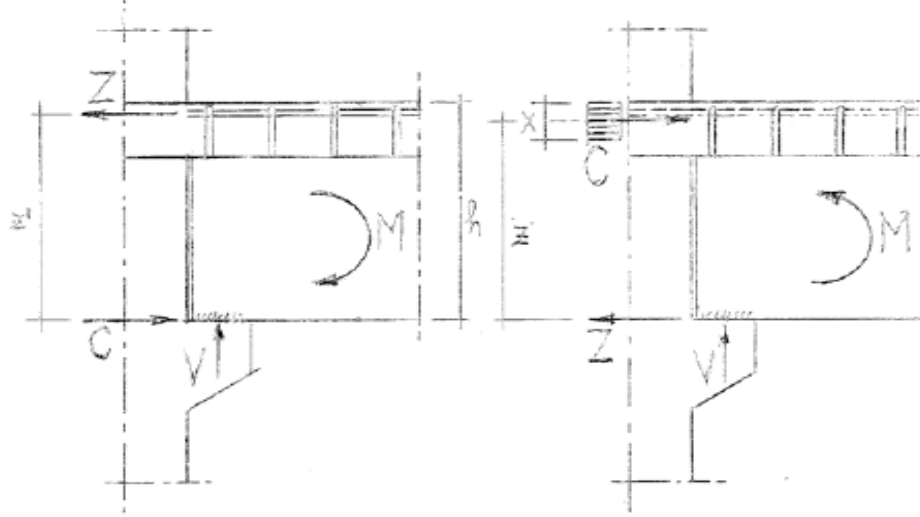
Ülkemizde yaygın olarak kullanılan üstte ıslak-altta kaynaklı bağlantıların (hibrit bağlantılar) alt tarafı çelik bağlantı elemanları ile oluşturulup, kolon guselerine kaynaklanmıştır. Üst tarafı ise ilave donatılar ile yerinde dökme betondan meydana gelmektedir. Bu birleşim, elemanlar arasında moment aktaran bir mesnetlenme sağlar ve pozitif ve negatif momentler için simetrik olmayan davranış sergiler (Negro ve Toniolo, 2012). Üstte ıslak-altta kaynaklı bağlantı detayı Şekil 2.11’de verilmiştir.



Şekil 2.11 Üstte ıslak-altta kaynaklı bağlantı detayı (TBDY, 2018)

Kaynaklanan kiriş boyuna donatılarına betonla arasındaki aderansı yok etmek için en az  $12 \phi_L$  ( $\phi_L$  boyuna donatı çapı) uzunluğunda plaka-kiriş açıklığı bölgesinde plastik kılıf uygulamaktadır. Böylece boyuna kiriş donatılarının şekil değiştirme kapasiteleri artırılmış olur. Kısa konsol üzerine yerleştirilen kirişin o bölgede ters U

şeklindeki etriyeler; alt plakaya doğrudan kaynaklanması istenmediği için, alt plaka üstündeki çelik plakalara kaynak dikişiyle tutturulmaktadır. Ayrıca etriye aralığı en çok  $4 \phi_L$  ve 75 mm olmalıdır (TBDY, 2018). Şekil 2.12’de üstte ıslak-altta kaynaklı bağlantılar için moment aktarma mekanizmaları gösterilmektedir.

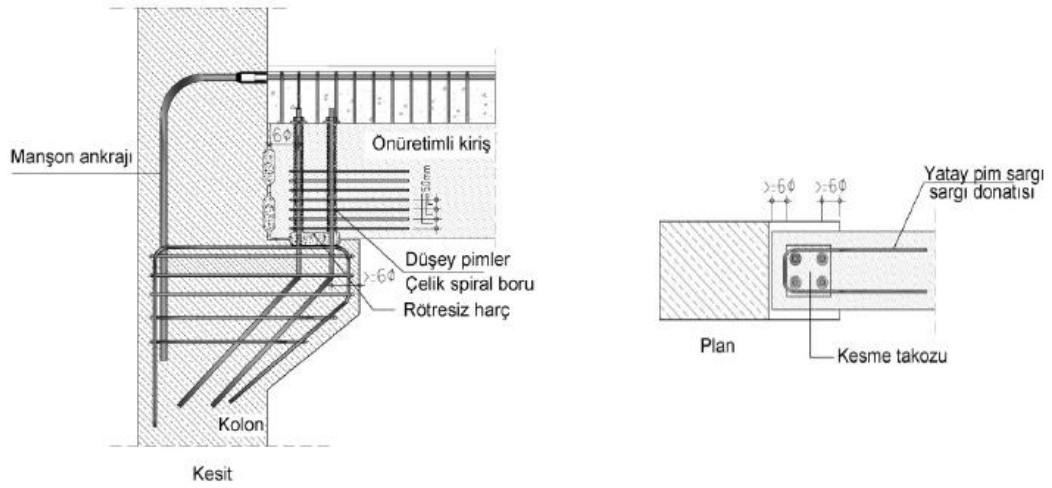


Şekil 2.12 Sırasıyla negatif ve pozitif moment için aktarma mekanizmaları (Negro, 2012)

Şekil 2.12’deki ilk mekanizmada çekme kuvveti Z yerinde döküm bölgesinde yer alan boyuna donatılara etki etmektedir ve basınç kuvveti C ise  $z'$  kuvvet koluyla alt kaynaklardan gelmektedir. İkinci mekanizmada ise tam tersi durum söz konusudur (Negro ve Toniolo, 2012).

#### 2.3.2.4 Manşonlu-Pimli Bağlantılar (MAB4)

Manşonlu-pimli bağlantı detayı Şekil 2.13’te verilmiştir. Bu bağlantıda kullanılan manşonlar çekmeye çalışmaktadır ve manşon aracılığıyla eğilme momentinden kaynaklanan yatay kuvvet donatı çubuklarına aktarılmaktadır. Kirişten gelen kesme kuvvetinin kolondan çıkan konsol ile taşındığı kabul edilmektedir. Bu bağlantıda pimler ise enine eğilme dayanımını ve yatay kesme aktarımını sağlamaktadır (Negro ve Toniolo, 2012).



Şekil 2.13 Manşonlu-pimli bağlantı detayı (TBDY, 2018)

Manşonlu-pimli bağlantılarda, pozitif moment konsola yerleştirilen en az 4 adet pimin kesme kapasitesiyle, yerinde dökme beton ile ise negatif moment karşılanmaktadır. Özellikle kiriş mesnetindeki alt donatılarının akma kapasitesi mutlaka pimlerin kesme kapasitesinden küçük olmalıdır (TDBY, 2018).

## BÖLÜM ÜÇ

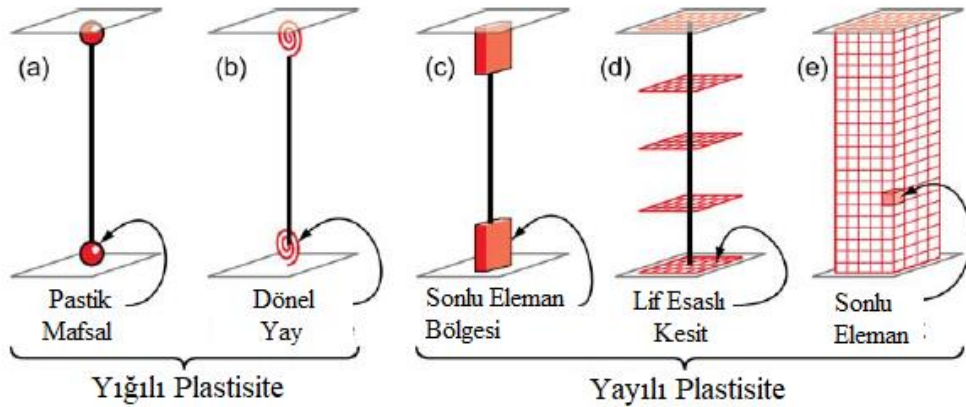
### DOĞRUSAL OLMAYAN MODEL YAKLAŞIMLARI

#### 3.1 Giriş

Deprem etkisi altındaki yapıların tepkisinin analitik yöntemler ile tahmin edilmesi yapılan deneysel çalışmaların devamı niteliğindedir ve deneyler sırasında dayanım, süneklik, rijitlik, enerji tüketimi bakımından gösterdikleri davranışları analitik modelle yaklaşık sonuçlar vermelidir (Girgin, 2014).

Mevcut yapıların ‘Şekil Değiştirmeye Göre Değerlendirme ve Tasarım’ kapsamında taşıyıcı sistemlerinin iç kuvvet-şekil değiştirme ilişkileri doğrusal olmayan modelleme ile belirlenmektedir. Taşıyıcı sistemin deprem hareketleri altında statik ve zaman tanım alanında dinamik yöntemlerle dayanım ve şekil değiştirme kapasiteleri belirlenmektedir. Performans hedefleriyle uyumlu bu kapasiteler, iç kuvvet ve şekil değiştirme talepleriyle karşılaştırılmaktadır (TBDY, 2018).

Doğrusal olmayan analizin başlangıcından bu yana, kolon-kiriş davranışını benzeştirmek için çeşitli yapısal model geliştirilmiştir. Şekil 3.1’de yapı elemanlarının doğrusal olmayan davranışını modelleme yöntemleri gösterilmiştir.



Şekil 3.1 Kolon-kiriş elemanları için davranış modelleri (Deierlein ve diğer., 2010)

### 3.2 Yığılı Plastik Davranış Modeli

Yığılı plastik davranış modelinde, kolon kiriş elemanları çerçeve sonlu elemanları olarak modellenenbilmektedir ve plastik şekil değiştirmeleri düzgün yayılı şekilde dağıldığı varsayılmaktadır (TBDY, 2018). Yığılı plastisitede, plastik deformasyonlar doğrusal bir elastik elemanın uç noktalarında toplanmıştır ve bu uç bölgelerin moment-dönme ilişkilerine dayanmaktadır (Antoniou ve Pinho, 2018).

Yığılı plastisite modelleri basit yaklaşımlarına rağmen betonarme moment çerçevelerindeki kolon ve kirişlerin elastik olmayan aralıktaki davranışını önemli ölçüde yakalayabilmektedir. Beton ezilmesi, donatı burkulması, çeliğin akması, dayanım ve rijitlik bozulması gibi doğrusal olmayan etkiler modellenenbilmektedir. Dezavantaj olarak yapısal modelleme sırasında moment-dönme eğrilerinin tanımlanması gereklidir ayrıca plastik mafsallık uzunluğuna ve doğrusal olmayan kesit parametrelerine de dikkat edilmelidir (Antoniou ve Pinho, 2018).

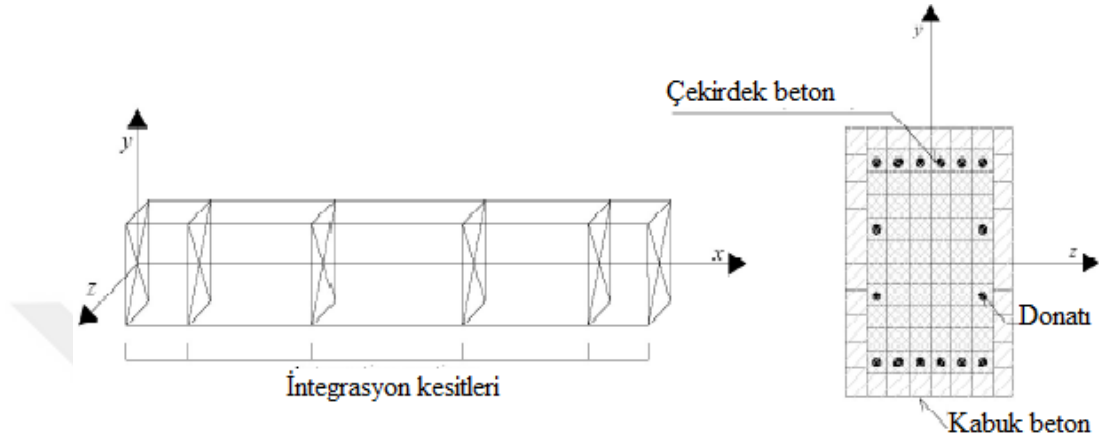
Prefabrik birleşimlerde, monolitik birleşimlerde oluşan elemanlardaki eğilme çatlakları görülmemektedir (ihmal edilebilir). Yapı elemanları elastik elemanlar olarak modellenmektedir. Dönel yaylar, doğrusal olmayan davranışın sergilendiği birleşim ara yüzüne tanımlanmaktadır (Atalay, 2010).

### 3.3 Yayılı Plastik Davranış Modeli

Yayılı plastik davranış modelinde, tüm eleman uzunluğu boyunca ya da plastik şekil değiştirmelerin gerçekleştiği bölgelerdeki doğrusal olmayan şekil değiştirmeler yayılı olarak kabul edilmektedir. Avantaj olarak yığılı plastik modellere göre yapı elemanların gerçek davranışına daha yakın bir yaklaşım sağlamaktadır ancak doğrusal olmayan davranışın gerçekleşeceği belirlenmiş bir yer yoktur (Antoniou ve Pinho, 2018).

Kesit hücresi (lif) modelinde (Şekil 3.2) her bir beton ve çelik küçük hücrelere ayrılarak modellenmekte ve çevrimsel olarak hücrelerdeki eksenel gerilme-şekil

değiştirme ilişkisi elde edilmektedir (TDBY, 2018). Fiber (lif) modellemesinde, eleman kesiti boyunca gerilme-şekil değiştirme dağılımının yeterli bir şekilde elde edilmesi için şekil ve malzeme özelliklerine göre ideal lif sayısının tanımlanması gereklidir (Antoniou ve Pinho, 2018).



Şekil 3.2 Fiber (lif) esaslı model (Antoniou ve Pinho, 2018)

Yayıllı plastik kolon-kiriş elemanlarında, eleman boyunca herhangi bir yerde plastik mafsall oluşmasına izin verilmektedir ve doğrusal olmayan davranış kesitlerin liflerindeki gerilmeler ve şekil değiştirmeler ile ifade edilmektedir (Antoniou ve Pinho, 2018).

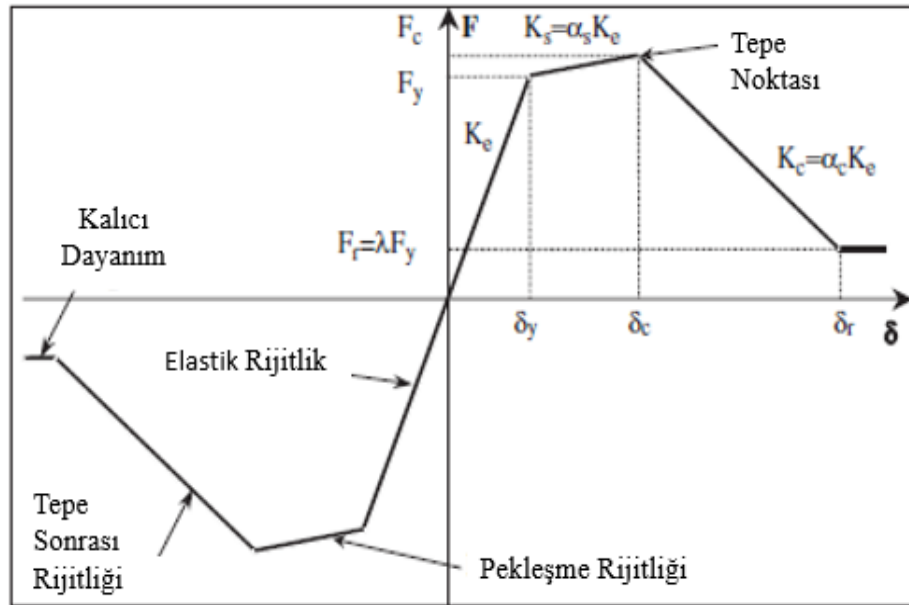
### 3.4 Analitik çalışmalar

Genel olarak, deprem yükü etkisindeki betonarme yapıların modellenmesinde kolon-kiriş bağlantılarının esnek kaldığı varsayılmaktadır. Betonarme çerçevelerin tepkisini simüle etmek için yapılan öncü çalışmalarda, çerçeve elemanının eğilme tepkisi ve elastik olmayan bağlantı hareketi kiriş-kolon çizgi elemanlarının uçlarına tanımlanan plastik mafsallarla temsil edilmektedir. Daha sonraki modellerde kolon, kiriş ve bağlantıların elastik olmayan davranışı için sıfır uzunlukta dönme yayı tanımlanmıştır (Lowes ve Altoontash, 2003).

Klasik kesit analizi yöntemi yerine prefabrik elemanlar için yeni bir kesit analiz yöntemi sunan Pampanin ve diğer. (2001) çalışmasında ilk olarak hibrit (öngerme

çeliği ve hafif çelik) kolon-kiriş bağlantısı üzerine yapılan testler deneysel verilerle doğrulanmıştır. Deneyde gözlemlenen histeratik davranışa dayanarak, kuvvet-deformasyon döngüsünün özelliklerini birleştirmek için çok yönlü histeretik model geliştirilmiştir. Bağlanmayan öngerme çubuklarının davranışını açıklamak için fiber (lif) bazlı eleman yaklaşımı kullanılmıştır. Beş katlı PRESS test binasının uygun histeretik kurallara göre kesit analiz yöntemi ile davranışı hakkında tahminlerde bulunulmuştur. Önerilen yöntemin geçerliliği analitik ve deneysel sonuçları arasındaki uyumla doğrulanmıştır.

Sismik davranış değerlendirilmesinde Ibarra ve diğer. (2005) bozulma özellikleri içeren iki doğrulu, pik-eğilimli ve çevrim sıkışması histeretik modelleri kullanmıştır. Histeretik modeller; döngüsel bozulma, maksimum dayanım sonrası gevşeme dalı ve kalıcı dayanım ( $F_r$ ) içermektedir. Şekil 3.3'te verilen iskelet eğrisi modeller için monoton olarak artan deformasyon tepkisini ele almaktadır. Bozulma olmadığı takdirde iskelet eğrisi, elastik rijitlik ( $K_e$ ), akma dayanımı ( $F_y$ ) ve pekleşme rijitliği ( $K_s$ ) parameteleri ile tanımlanmaktadır. Bozulma dahi edildiğinde ise maksimum dayanıma ( $F_c$ ) karşılık gelen yer değiştirmede ( $\delta_c$ ) gevşeme dalı başlamaktadır. Bu dal tepe sonrası rijitliği ( $K_c$ ) olarak da adlandırılmaktadır.



Şekil 3.3 Histeretik modeller için iskelet eğrisi (Ibarra ve diğer., 2005)

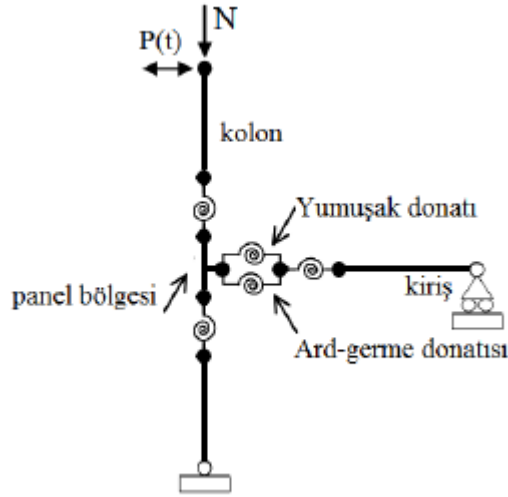
Ertaş (2005) çalışmasında, prefabrik dört adet sünek moment aktarabilen bulonlu, kompozit ve yerinde döküm kolon-kiriş birleşimleri ve daha sonrasında tersinir tekrarlı yük altında beş adet ard-germeli birleşim test edilmiştir. Test edilen numuneler kuvvet tahminleri, süneklik, rijitlik ve enerji dağılımı özelliklerine göre karşılaştırılmıştır. Ayrıca deprem etkisindeki hafif çelikli ard-germeli birleşimlerin moment-dönme davranışını belirlemek için basit bir sayısal yaklaşım açıklanmıştır ve modellenmiştir. Histeretik model davranışı test sonuçlarıyla uyumlu bulunmuştur.

Kaya (2007)'nın çalışmasında, altı adet prefabrik ard-germeli kolon-kiriş birleşimleri ve iki adet monolitik birleşimler test edilmiştir ve sonlu elemanlar yöntemiyle sayısal modellemesi gerçekleştirilmiştir. Test değişkeni olarak öngerme çeliğinin çapı ve çeliğe uygulanan gerilme miktarı kabul edilerek elemanlar rijitlik, dayanım kapasitesi ve enerji tüketimi bakımından değerlendirilmiştir. Analitik çalışmanın sonucunda elemanlar %1,5 ötelenme oranına kadar rijitlik ve dayanım kapasitesi bakımından deneydeki elemanlardan büyük ölçüde farklıdır, daha sonraki ötelenme oranlarında ise bu fark giderek azalmıştır.

Favvata ve diğer. (2008) tarafından geliştirilen bağlantı elemanı sıfır uzunlukta bir yay elemanı olarak düşünülmektedir. Bu bağlantı elemanı aynı koordinatlara sahip iki nokta tarafından tanımlanmaktadır ve sadece bu iki nokta arasındaki görelî dönme yer değiştirmelerden etkilenmektedir. Bağlantı alanı içinde kalan kiriş-kolon bölümlerini simüle etmek için ise rijit elemanlar tanımlanmıştır

Ulusal Standartlar ve Teknoloji Enstitüsü (NIST)'nde döngüsel yük altında test edilen prefabrik hibrit (ardgerme çeliği ve yumuşak çelik) kolon-kiriş bağlantısının davranışını belirlemek için üç boyutlu sonlu elemanlar modeli geliştirilmiştir. Modelde, hibrit bağlantı sonlu elemanlar ağına bölünerek ayrıştırılmış ve bağlantının sürekli alanı her eleman içindeki sınırlı sayıda nokta üzerinden meydana gelen eşit büyüklükteki parçalarla ifade edilmektedir. Sonlu elemanlar analiz sonuçlarının ve deneysel sonuçların karşılaştırılmasıyla geliştirilen modelin geçerliliği incelenmiştir ve sonuçların döngüsel yüklemenin orta aşamalarına kadar uyumlu olduğu görülmüştür (Hawileh ve diğer., 2010).

Atalay (2010)'ın çalışmasında, akma dayanımı yüksek ard-germe bulonlarından oluşan moment aktaran prefabrik kolon-kiriş birleşimi geliştirilerek, monolitik birleşimlerle birlikte deneye tabi tutulmuştur ve rijitlik, moment kapasitesi, deformasyonlar ve enerji tüketimi bakımından değerlendirilmiştir. Analitik çalışmada ise deneydeki bu birleşim dönel yaylar tanımlanarak modellenmiş, moment-dönme kapasiteleri belirlenmiştir. Yığılı plastik davranış modeli kullanılarak modellenen kolon-kiriş bağlantısı Şekil 3.4'te gösterilmektedir. Analitik olarak elde edilen moment-dönme ilişkileri ard-germe tendonuna öngerme kuvveti uygulanmayan deney sonuçlarıyla yeteri kadar uyumlu değildir ancak öngerme uygulanan deney sonuçlarıyla yakın bir davranış sergilemiştir.



Şekil 3.4 Birleşimin analitik modeli (Atalay, 2010)

Girgin (2014) çalışmasında, 1/2 ölçekli prefabrik kompozit (ıslak-kaynaklı) iç kolon-kiriş bağlantıları deneye tabi tutulmuştur. Numunelerin döngüsel davranışını benzetmek için yığılı plastisite yaklaşımı ve fiber (lif) esaslı model yaklaşımı ile Opensees programında sayısal modelleri kurulmuştur. Sayısal modellemesi gerçekleştirilen numunelerin %3,5 ötelenme oranının ikinci çevrimine kadar rijitlik, enerji tüketimi, tepe yükleri bakımından uyumlu olduğu görülmüştür.

Yuksel ve diğer. (2015) çalışmalarında, mekanik-ıslak bileşenlerden oluşmuş endüstriyel tip bağlantı ve ıslak konut tipi bağlantıların süneklik, dayanım ve rijitlik

özellikleri hakkında bilgi edinmek için bu bağlantılar İTÜ-SAFECAST projesi bünyesinde deneysel olarak incelemiştir. Test edilen bağlantılar fiber esaslı yaklaşımla sayısal olarak modellenmiştir. Deneysel ve sayısal sonuçlar arasında tatmin edici bir yaklaşım elde edilmiştir. Her iki bağlantı türü dayanım ve süneklik açısından farklılık göstermiştir. Ayrıca %2'lik ötelenme oranına kadar yüksek enerji yayılımına sahip kararlı yük-deplasman döngüleri elde edilmiştir. Döngüde önemli düzeyde sıkışma ve bozulma %3'lük ötelenme oranında meydana gelmiştir.



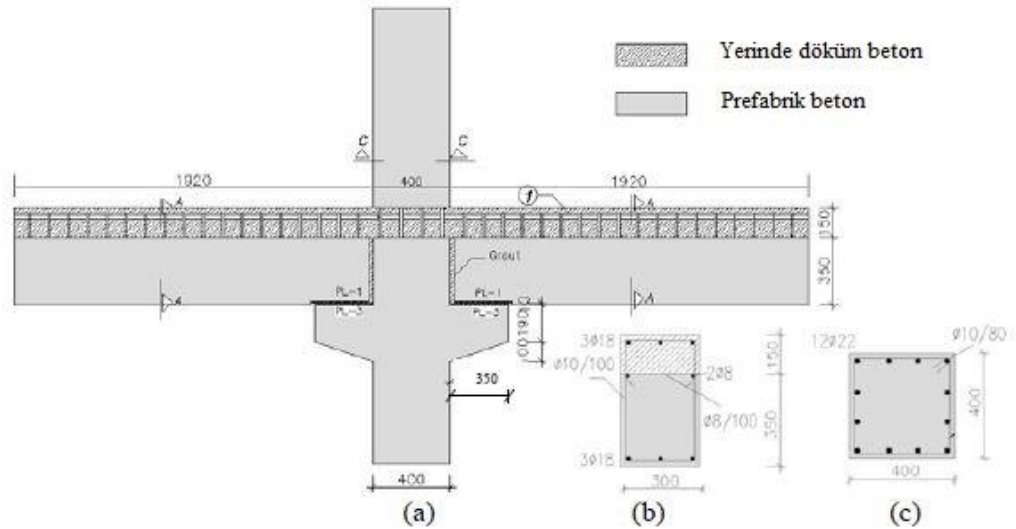
## BÖLÜM DÖRT

### KOLON-KİRİŞ BAĞLANTISININ SAYISAL MODELLERİ

#### 4.1 Mevcut Deney Özeti

Girgin (2014) tarafından gerçekleştirilen çalışmada, deprem etkisi altında  $\frac{1}{2}$  ölçekli bir adet monolitik ve beş adet kompozit (ıslak-kaynaklı) moment aktaran iç kolon-kiriş bağlantısının performansı deneysel olarak ortaya konmuştur ve hasar modları belirlenmiştir.

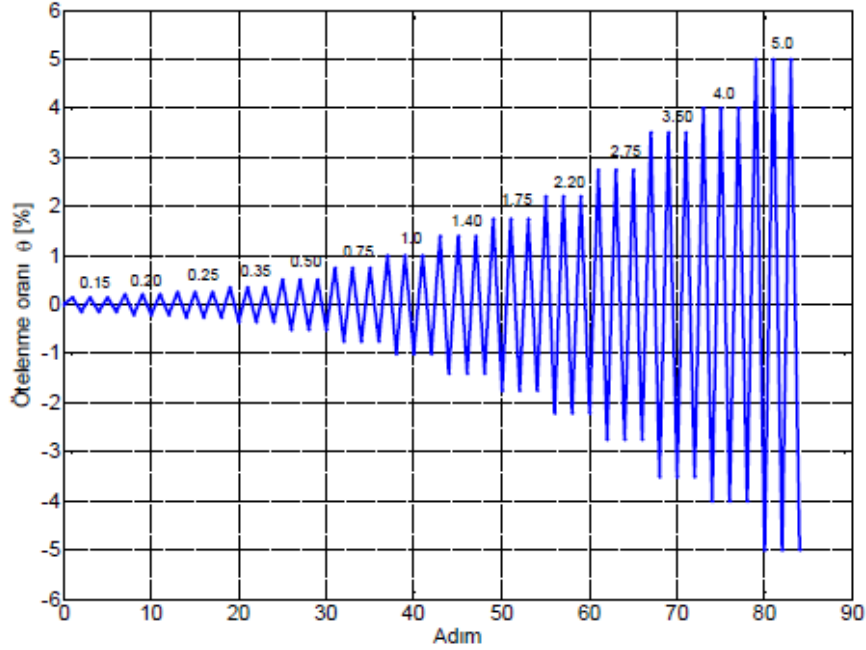
Şekil 4.1’de Dokuz Eylül Üniversitesi, Yapı Mühendisliği Laboratuvarı’nda gerçekleştirilen deneysel çalışmada kullanılan SP3 kompozit iç kolon-kiriş bağlantısının geometrisi ve detayları verilmiştir.



Şekil 4.1 a) Prefabrik kompozit kolon-kiriş bağlantısı, b) Kiriş kesiti, c) Kolon kesiti (Girgin, 2014)

Birleşime ait beton basınç dayanımları; prefabrik kirişler için 40 MPa, kolon elemanlar için 45 MPa ve tamamlayıcı beton ise 35 MPa olarak belirtilmiştir. Numunelerde  $\phi 10$ ,  $\phi 18$  ve  $\phi 22$  donatı çelikleri kullanılmış olup, boyuna donatı oranları kolonda %2,8 ve kirişte %0,55’tir. Kolona uygulanan aksenal yük 600 kN’dur.

Testlerde, yer deşiftirmeler ötelenme oranlarına çevrilerek (Şekil 4.2) numunenin kolon ucuna üçer kez tam çevrim olarak uygulanmıştır ve %5 kat ötelenme oranına kadar doğrusal olmayan davranışının elde edilmesi için deneyler devam ettirilmiştir.



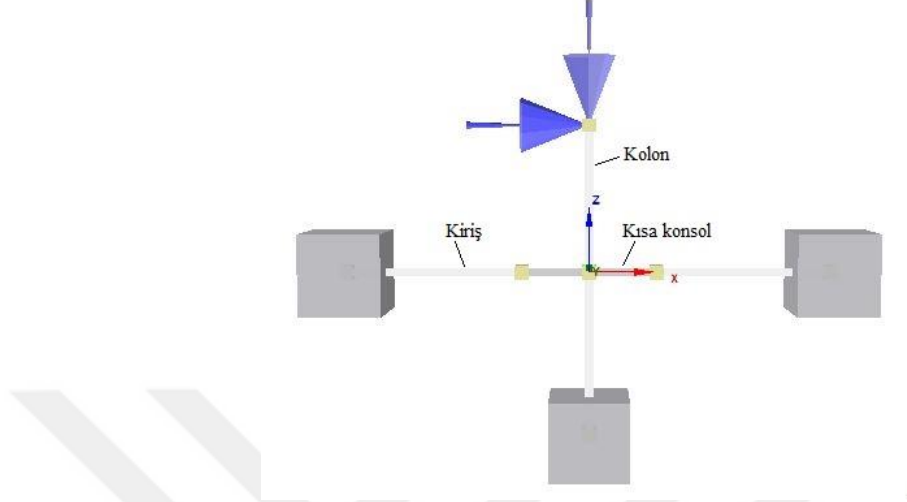
Şekil 4.2 Yükleme profili (Ertaş, 2005; Girgin, 2014)

#### 4.2 Bağlantının Sayısal Modelleri

Bu bölümde, Dokuz Eylül Üniversitesi Yapı Mühendisliği Laboratuvarı'nda gerçekleştirilen deneysel çalışmada kullanılan Şekil 4.2'de gösterilen tersinir tekrarlı yük altındaki numunenin davranışını SeismoStruct yapısal analiz programında simüle etmek amacıyla yığılı plastisite modeli ve fiber (lif) esaslı model kullanılmıştır. SeismoStruct (Seismosoft, 2018) yapıların doğrusal olmayan malzeme ve geometri özelliklerini göz önüne alarak statik ve dinamik yükler altında davranışını modelleyebilen yapısal analiz programıdır.

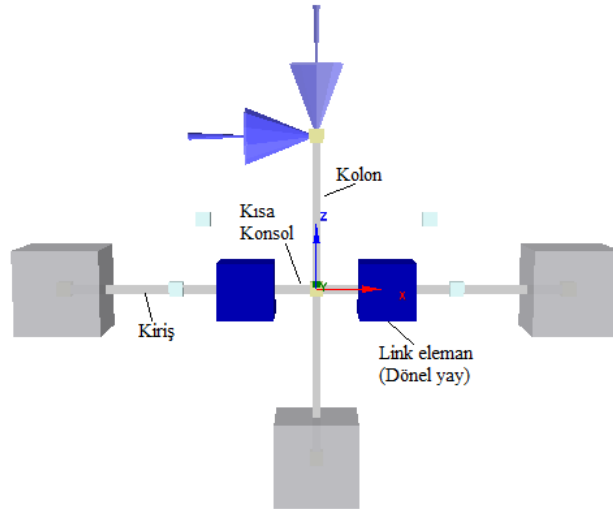
Fiber (lif) esaslı yaklaşıma göre kurulan Model 1 Şekil 4.3'te gösterilmektedir. Kolon, kiriş ve kısa konsol doğrusal olmayan kuvvet esaslı eleman olarak modellenmiştir. Bu yaklaşımda; doğrusal olmayan davranış eleman uzunluğu ve

kesit derinliği boyunca liflerle dağıtılmaktadır. Ayrıca hiğbir eleman için moment-eğrilik ilişkilerinin tanımlanmasına gerek yoktur.



Şekil 4.3 Model 1 için kurulan fiber esaslı sayısal model

Yığılı plastisite yaklaşımına göre kurulan Model 2 ve Model 3 Şekil 4.4'te gösterilmektedir. Bu yaklaşıma göre; numunedeki kolon, kiriş ve kısa konsol elastik kabul edilmiştir ve elastik olmayan davranışın birleşim ara yüzünde meydana geldiği kabul edilerek kısa konsolun sona erdiği kiriş yüzünde aynı koordinata sahip yapısal iki nokta arasına (x düzleminde ve x-z düzleminde yapısal olmayan iki nokta da dahil olmak üzere) sıfır uzunlukta bağlantı elemanları (*link eleman*) tanımlanmıştır.

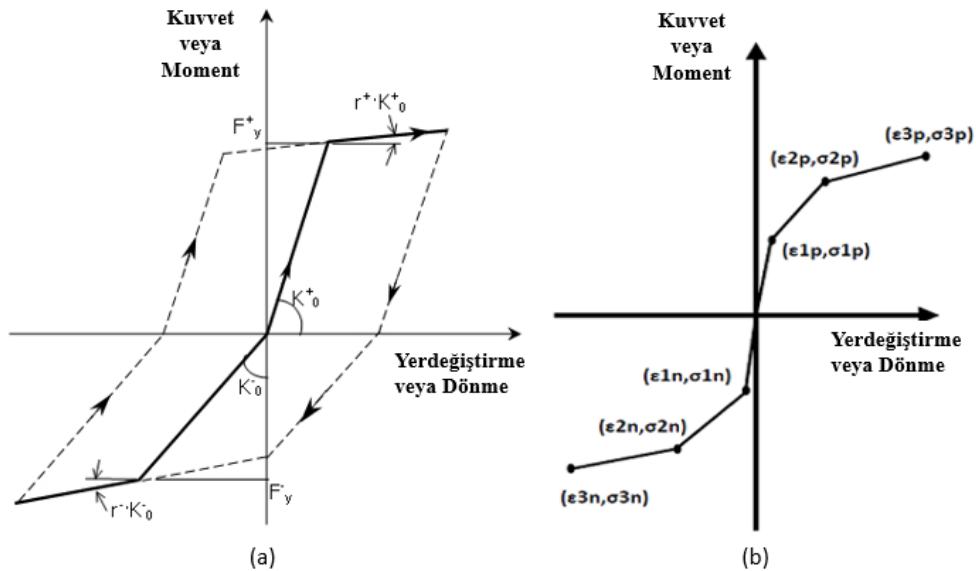


Şekil 4.4 Model 2 ve Model 3 için kurulan sayısal model

Kiriş uçlarındaki moment-kesit dönmesi ilişkisi için; Model 2’de kısa konsol ve kiriş ara yüzüne yerleştirilen bağlantı elemanlarına asimetrik iki doğrulu (*bl\_asm*) histeretik model ve Model 3’ün bağlantı elamanı için asimetrik çevrim sıkışması (*pinched\_asm*) histeretik model parametreleri tanımlanmıştır.

İki doğrulu (*bilinear*) model, kinematik kesit zorlanmasıyla birlikte zirve sonrası (*post-capping*) ve kalıcı dayanım dallarının dahil edildiği histeretik kuralları temel almaktadır. Omurga eğrisi negatif eğimli bir dal içerdiğinde kuvvet sınırını belirlemek gerekmektedir (Ibarra ve diğer., 2005). Modelin yükleme ve boşalma sırasında meydana gelen rijitlik azalmalarında yetersizlik vardır. Modelde aşırı derecede büyük kalıcı şekil değiştirmeler ve enerji tüketimi meydana gelmektedir (Pakyürek, 2006).

Çevrim sıkışması (*pinching*) modelinde ise yeniden yükleme yolu, maksimum kalıcı deformasyonun ve yükleme yönünde yaşanan maksimum yükün bir fonksiyonu olan bir kırılma noktasına doğru yönlendirilmektedir. Kuvvet ve yerdeğiştirmenin sıkıştırılması ile karakterize edilen bir modeldir. Dayanım ve rijitlik bozulma kurallarını içermektedir (Ibarra ve diğer., 2005).



Şekil 4.5 a) Asimetrik iki doğrulu (*bl\_asm*) zarf eğrisi, b) Asimetrik çevrim sıkışması (*pinched\_asm*) zarf eğrisi (Saissomsoft, 2018)

Deneysel çalışmadan moment-kesit dönmesi ilişkisi belirlenmiş olup, Şekil 4.5'teki moment-kesit dönmesi zarf eğrilerine göre Tablo 4.1'de ve Tablo 4.2'de bağlantı elemanına tanımlanan asimetrik iki doğrulu ve asimetrik çevrim sıkışması histeretik model parametreleri verilmiştir.

Tablo 4.1 Asimetrik iki doğrulu histeretik model parametreleri

| Elastik Rijitlik Ko(+) | Akma Dayanımı Fy(+) | Akma Sonrası Pekleşme Oranı r(+) | Elastik Rijitlik Ko(-) | Akma Dayanımı Fy(-) | Akma Sonrası Pekleşme Oranı r(-) |
|------------------------|---------------------|----------------------------------|------------------------|---------------------|----------------------------------|
| 74600                  | 186,50              | 0,005                            | 74600                  | -186,50             | 0,005                            |

Tablo 4.2 Asimetrik çevrim sıkışması için histeretik model parametreleri

| 1. Noktada Kesit Dönmesi ( $\theta_y$ ) | 2. Noktada Kesit Dönmesi ( $\theta_c$ ) | 3. Noktada Kesit Dönmesi ( $\theta_u$ ) | Kesit Dönmesi Çevrim Sıkışması | 1. Noktada Moment ( $M_y$ ) | 2. Noktada Moment ( $M_c$ ) | 3. Noktada Moment ( $M_u$ ) | Moment Çevrim Sıkışması |
|-----------------------------------------|-----------------------------------------|-----------------------------------------|--------------------------------|-----------------------------|-----------------------------|-----------------------------|-------------------------|
| 0,012                                   | 0,03                                    | 0,04                                    | 0,3                            | 186,5                       | 186,5                       | 100                         | 0,2                     |

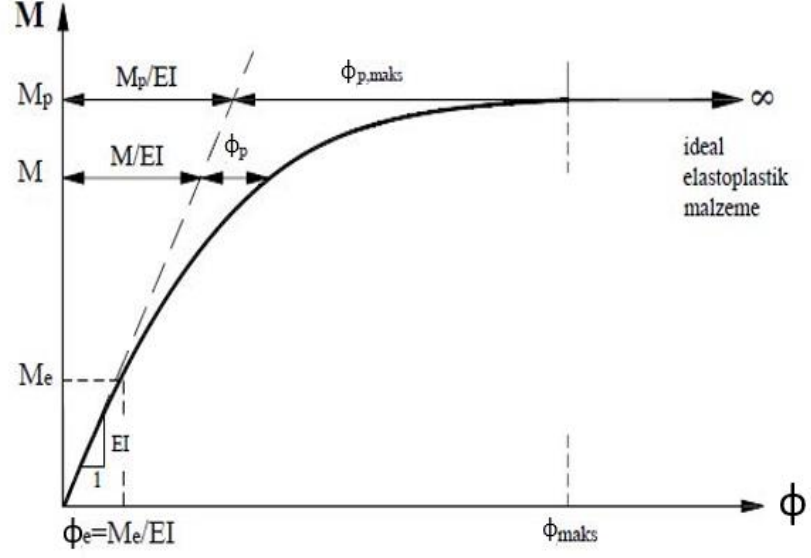
#### 4.3 Zaman Tanım Alanında Doğrusal Olmayan Statik Analiz

Zaman tanım alanında doğrusal olmayan hesapta, deprem etkisi altındaki yapısal sistemin hareket denklemleri diferansiyel denklemlerle gösterilmektedir ve sistemin doğrusal olmayan davranışı nedeniyle bu denklemler zaman artımlarıyla adım adım doğrudan integrasyona dönüştürülmektedir (TBDY, 2018).

Tersinir-tekrarlı yük altındaki kolon-kiriş bağlantı modellerinin analiz sonucu bağlantı elemanlarında moment-kesit dönmesi ilişkisi elde edilmiştir. Yeterli süneklikteki betonarme kesitlerin moment-eğrilik ( $M-\phi$ ) grafiği Şekil 4.6'da verilmektedir.

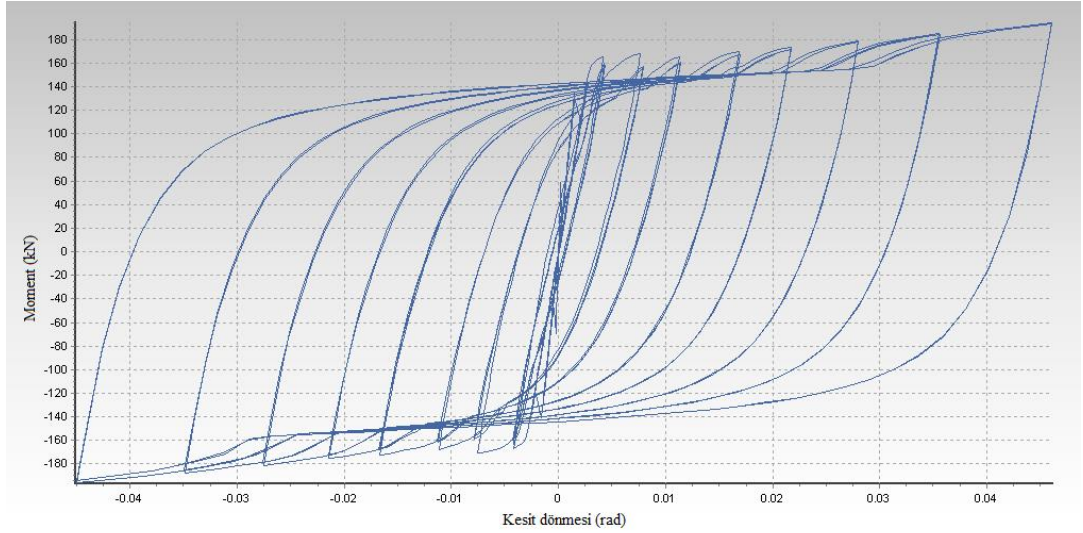
Grafiğin ilk bölgesinde kesit malzemesi doğrusal davranış sergilediği için moment-eğrilik bağıntısı da doğrusal elastik olarak kabul edilmektedir. Kesitin çatlaması ve donatı akması eğilme momentinin artmasıyla gerçekleşir ve artan

gerilmeler sonucu kesitin moment-eğrilik bağıntısı doğrusal olmayan davranışa geçer; ikinci bölgede pastik davranış etkilidir.



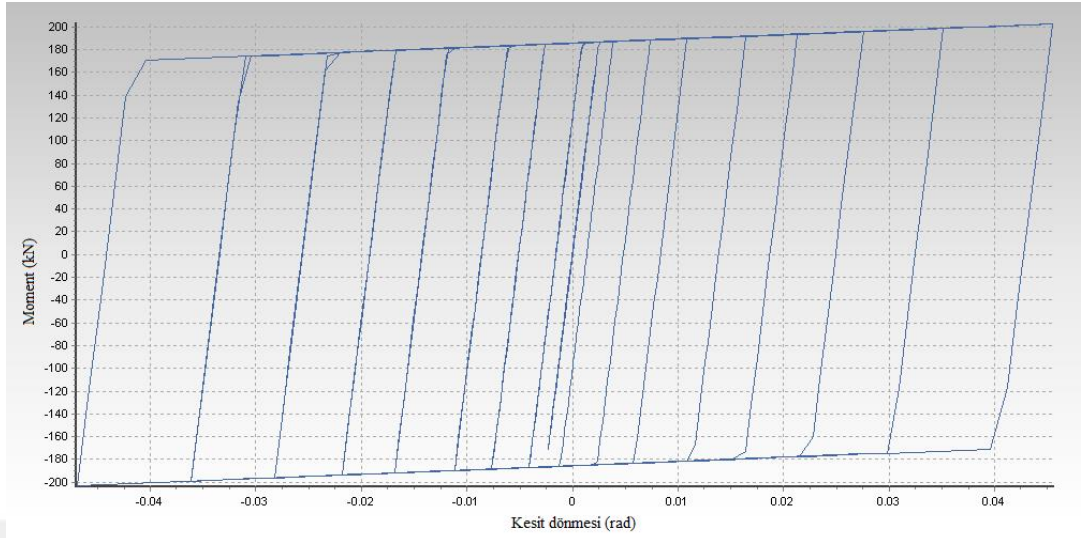
Şekil 4.6 Eğilme momenti-eğrilik diyagramı (Sezer, 2007)

Model 1 için kiriş-kısa konsol birleşimindeki noktanın moment-kesit dönmesi grafiği Şekil 4.7’de verilmektedir.

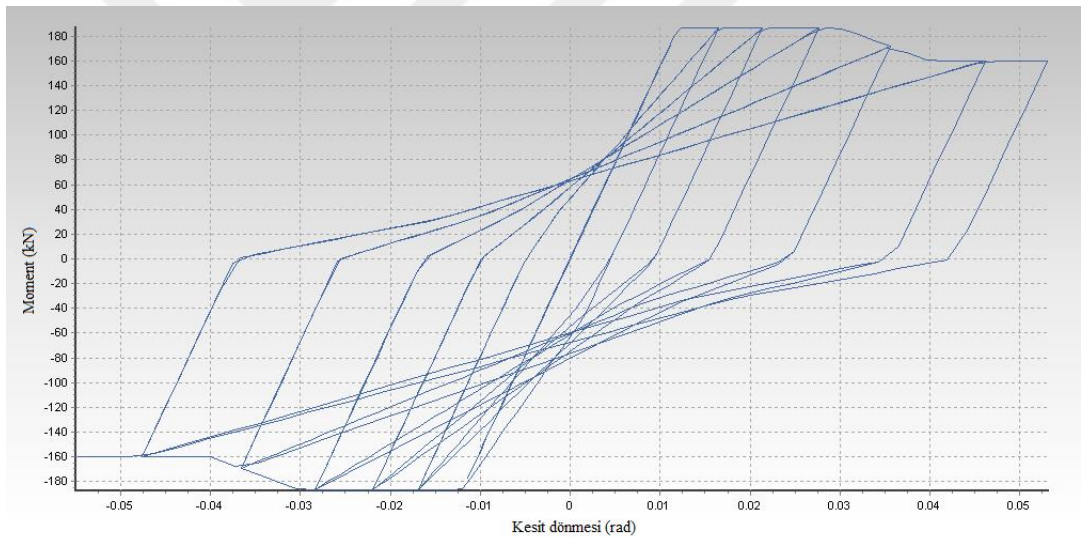


Şekil 4.7 Model 1’de kiriş-kısa konsol birleşimindeki noktanın moment-kesit dönmesi

Bağlantı (*link*) elemanında meydana gelen moment-kesit dönmesi grafiği Model 2 için Şekil 4.8’de, Model 3 için ise Şekil 4.9’da verilmektedir.



Şekil 4.8 Model 2 bağlantı (link) elemanında moment-kesit dönmesi grafiği

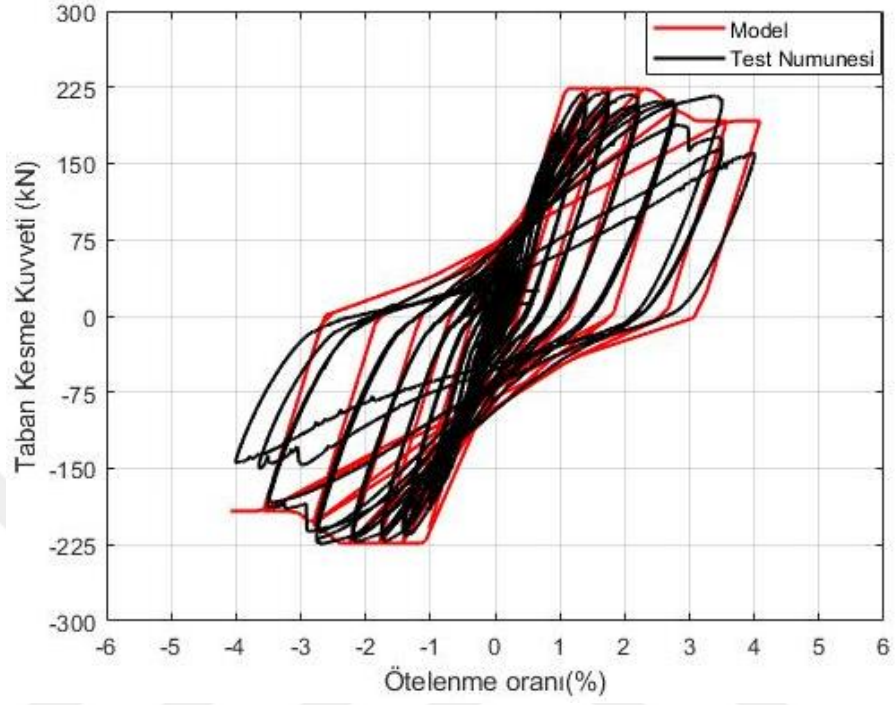


Şekil 4.9 Model 3 bağlantı (link) elemanında moment-kesit dönmesi grafiği

Güçlü deprem etkisindeki yapılar, elastik olmayan malzeme davranışı, arayüz sürtünmesi vb. ile enerjiyi dağıtmak için tasarlanmıştır ve tekrarlanan döngüsel deformasyon altında histeretik davranışın özelliklerinde her zaman bozulma vardır. Modellemede bu bozulmalar dikkate alınmalıdır (Sivaselvan ve Reinhorn, 2000).

Çevrim sıkışması modelinin (Model 3) zaman tanım alanında statik analizden elde edilen taban kesme kuvveti-ötelenme oranı ile test numunesinin verileri arasındaki ilişki Şekil 4.10'da gösterilmektedir. Yığılı plastisite yaklaşımına göre kurulan model

ile deneysel numune dayanım ve rijitlik azalmaları, enerji tüketimi bakımından birbirine yakın bir davranış sergilemektedir.



Şekil 4.10 Test numunesi ile çevrim sıkışması modelinin taban kesme kuvveti-tepe ötelenme oranının karşılaştırılması

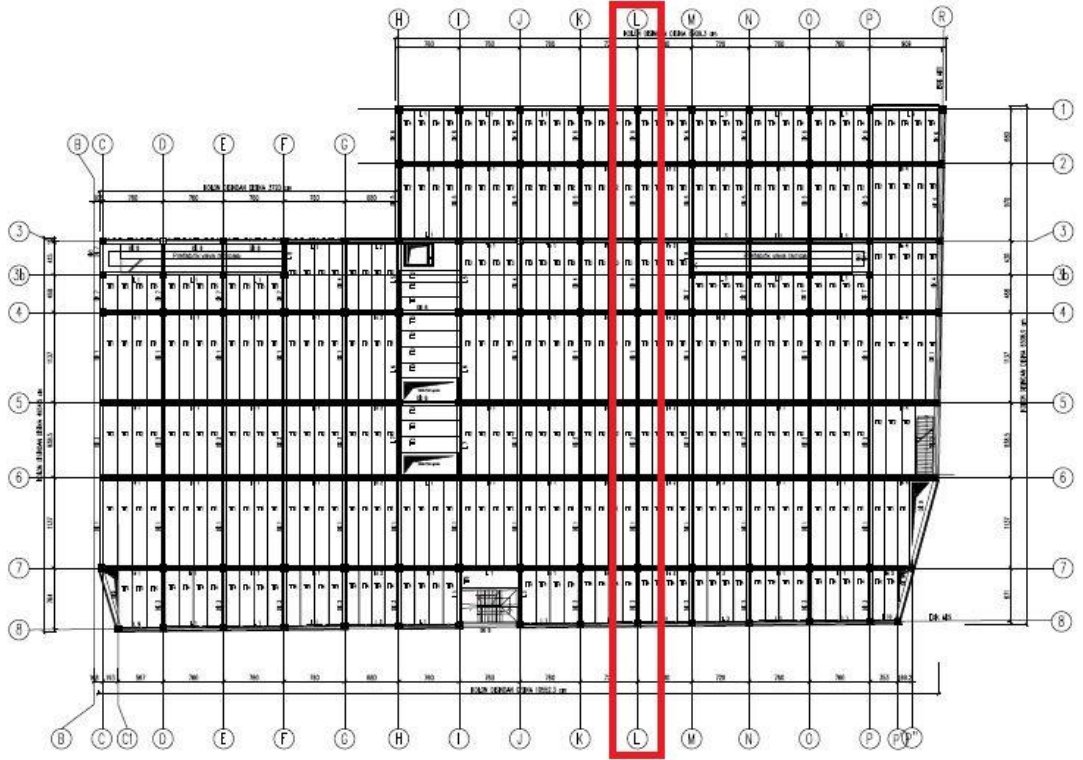
## BÖLÜM BEŞ

### SAYISAL MODEL ÇALIŞMASI

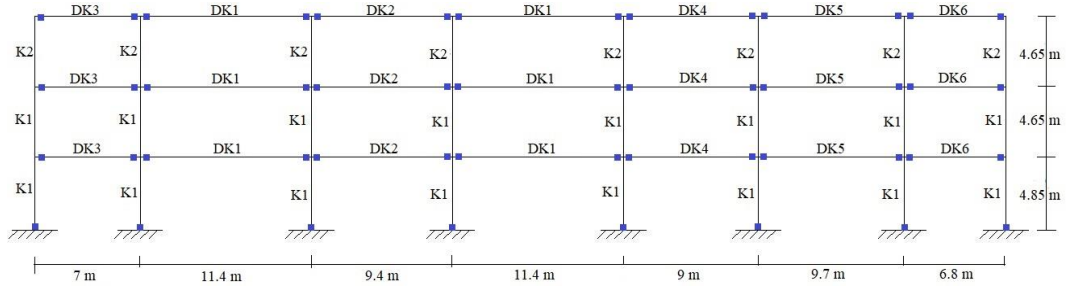
#### 5.1 Betonarme Çerçeve Tipi Bir Yapının Yapısal Analiz Modeli

##### 5.1.1 Yapı Özellikleri

DBYBHY (2007)'ye göre boyutlandırılan mevcut üstte ıslak-alta kaynaklı (MAB3) bağlantılı prefabrik betonarme bir pazar yeri projesinden üç katlı ve 7 açıklıklı çerçeve sistemi seçilerek deprem davranışı altında doğrusal ve doğrusal olmayan davranışı yığılı plastik davranış modeli yaklaşımıyla SeismoStruct programı kullanılarak incelenmiştir. Yapının kat planı Şekil 5.1'de ve seçilen çerçeve sisteminin yapısal modeli Şekil 5.2'de verilmektedir.



Şekil 5.1 Yapıya ait kat planı ve seçilen çerçeve aksı



Şekil 5.2 Seçilen çerçeve sisteminin yapısal modeli

DBYBHY (2007)'ye göre yapının tasarım bilgileri aşağıdaki gibidir:

- Deprem Bölgesi: 1
- Bina Önem Katsayısı: 1,2
- Yerel Zemin Sınıfı: Z2
- Taşıyıcı Sistem Davranış Katsayısı: 7
- Emniyetli Zemin Gerilmesi: 2 kg/cm<sup>2</sup>

Yapı; bir bodrum, zemin ve bir normal kattan meydana gelmektedir. Yapının bodrum katı 4,85 m, diğer iki katı ise 4,65 m yüksekliğindedir. Yapı sisteminde kolon boyutları 80x80 cm, kiriş boyutları 50x50 cm ve 10 cm topping betonudur. Prefabrik kolon ve kiriş elemanlarının beton dayanımı 30 MPa, kiriş üst yerinde döküm beton dayanımı 25 MPa; çelik karakteristik dayanımı 420 MPa'dır.

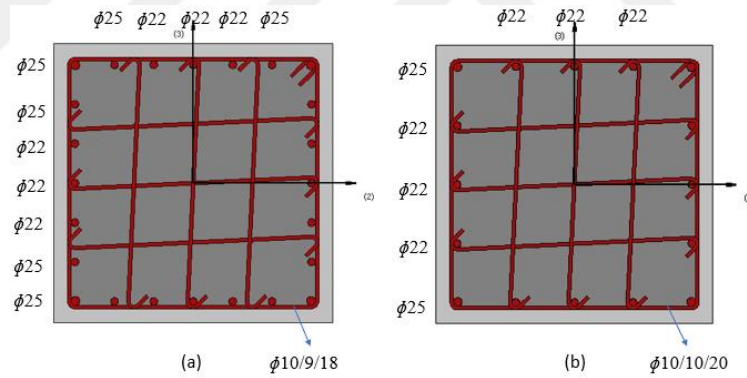
### 5.1.2 Yapının Modellenmesi

Seçilen çerçeve, projedeki malzeme ve kesit özelliklerine uygun olarak SeismoStruct programında modellenmiştir. Artımsal dinamik analizler için hem doğrusal hem de doğrusal olmayan çerçeve modellenmiştir. Modelleme sırasında yapılan kabuller aşağıdaki gibidir:

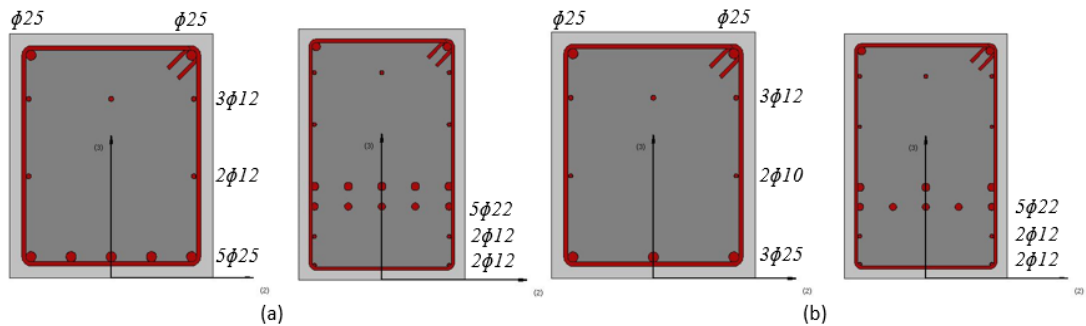
- Beton ve çelik yapısal davranışı için beton için Mander sargılı beton modeli ve donatı çeliği için Menegotto-Pinto çelik modeli kullanılmıştır.

- Kolon-temel birleşim noktaları için ankastre mesnetler tanımlanmıştır. Kalan bütün yapısal noktalar için ise y yönünde yerdeğiştirmeler, x ve z yönündeki dönmeler engellenmiştir.
- Çerçeve elemanlarında çatlamış kesit rijitlikleri dikkate alınmıştır. Etkin kesit rijitliği çarpanları kolonlar için 0,70; kirişler için ise 0,35 olarak alınmıştır.
- Modelde; sönüm mekanizmalarını daha gerçekçi yansıtan Rayleigh sönümü uygulanmıştır.
- Zaman tanım aralığında ivmede meydana gelen değişimi seri integrasyon denklemleri ile ifade eden Newmark yöntemi kullanılmıştır.

Kirişlere etkiyen toplam yük ( $1.4G+1.6Q$ ) 32 kN/m'dir. Kat kütleleri, her bir kolon-kiriş birleşimine tanımlanmıştır. Çerçevenin eigenvalue analizi ile hâkim periyodu 1,12 sn olarak belirlenmiştir. Çerçeve elemanlarına ait kolon kesitleri Şekil 5.3'te, kiriş ve kısa konsol kesitleri ise Şekil 5.4'te verilmektedir.



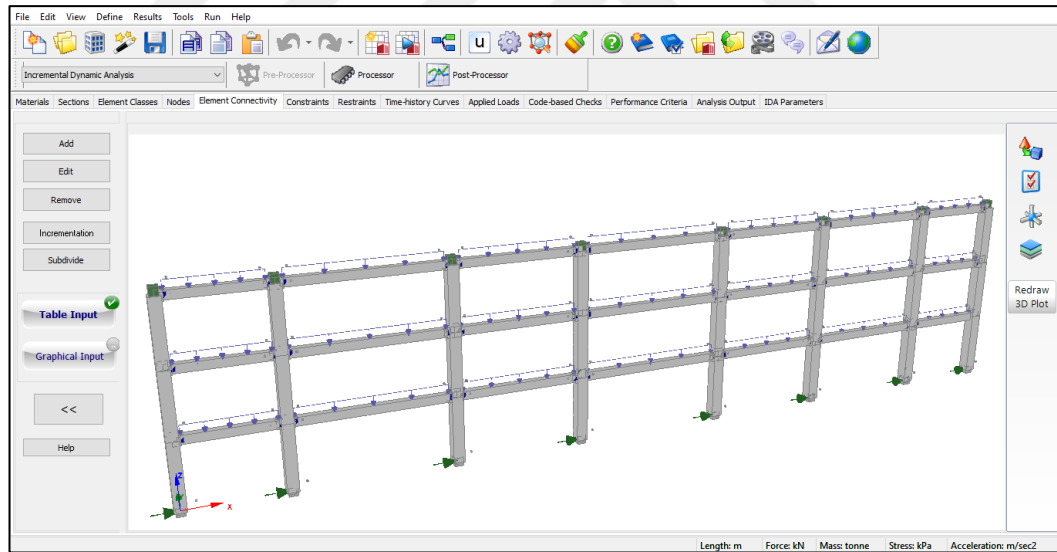
Şekil 5.3 a) Bodrum ve zemin kat kolon kesiti, b) Normal katın kolon kesiti



Şekil 5.4 a) Deprem Kirişi (DK) 1-5 ve kısa konsol kesiti, b) Deprem Kirişi (DK) 2-3-4-6 ve kısa konsol kesiti

Prefabrik betonarme çerçevenin bağlantılarına Bölüm 4'te deney numunesiyle yeterli benzerlikte davranış sergileyen yığılı plastisite yaklaşımı uygulanmıştır. Kiriş ve kısa konsollar elastik olarak kabul edilmiştir. Kısa konsolun sona erdiği kiriş yüzünde aynı koordinata sahip yapısal iki nokta arasına sıfır uzunlukta bağlantı (*link*) elemanları tanımlanmıştır. Doğrusal olmayan bağlantı elemanları için çevrim sıkışması (*pinched\_asm*) histeretik model parametreleri kullanılmıştır. Kolonlarda oluşacak olan plastik mafsal davranışı ise kolon-temel ara yüzündeki noktaya tanımlanan bağlantı (*link*) elemanı ile sağlanmıştır. SeismoStruct'ta oluşturulan çerçeve modeli Şekil 5.5'te gösterilmektedir.

Doğrusal çerçeve modelinde, bağlantı (*link*) elemanları için doğrusal simetrik (*lin\_sym*) kabulü yapılarak moment-dönme ilişkisinden elde edilen başlangıç rijitlik ( $K_0$ ) değerleri girilmiştir. Doğrusal olmayan geometrik etkiler hesaba katılmayarak elastik özellikler dahilinde model analiz edilmiştir.



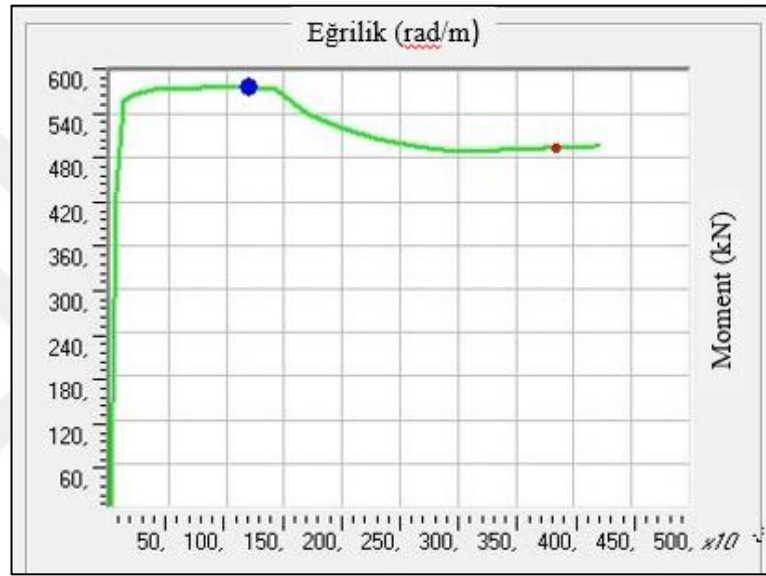
Şekil 5.5 SeismoStruct programında oluşturulan çerçeve modeli

### 5.1.3 Kolon ve Kirişler için Moment-Dönme İlişkisi

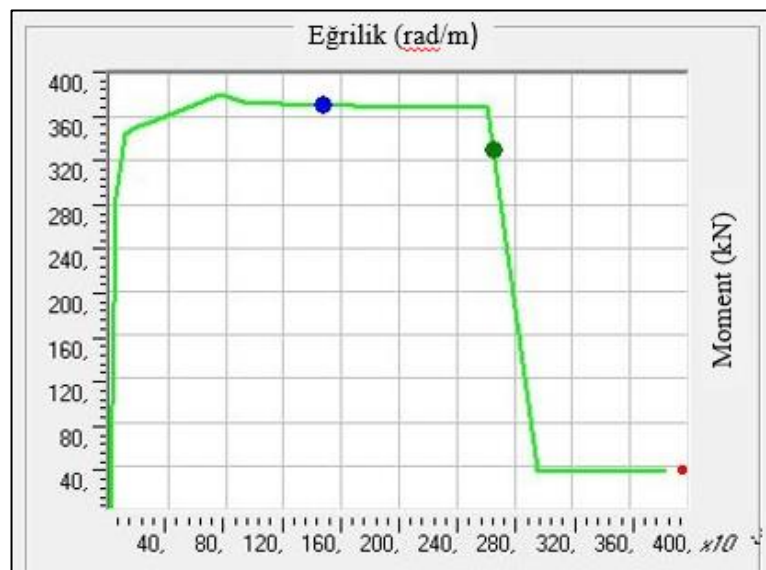
Elastik olmayan davranış, sünek bağlantılara sahip prefabrik çerçevelerde kiriş-kolon ara yüzünde meydana gelen tek bir çatlağın açılması ve kapanması ile o bölgede yoğunlaşmakta ve sonsuz bir eğrilik meydana getirmektedir. Bu nedenle

kesit davranışını tanımlamak için kolon-kiriş görelî dönmesi eğriliğe göre tercih edilmelidir (Pampanin ve diğer., 2001).

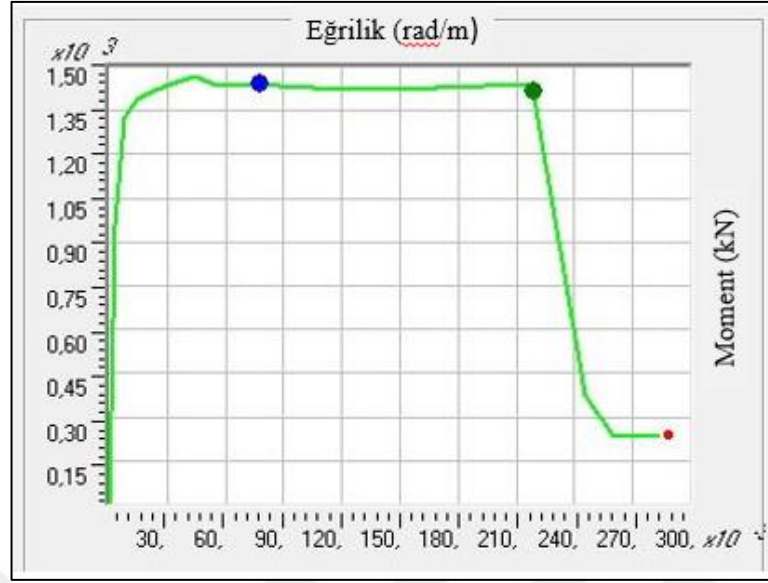
Çerçeveye ait kolon ve kiriş kesitleri SAP2000 programında modellenerek moment-eğrilik grafikleri elde edilmiştir. Moment-eğrilik grafikleri deprem kirişî 1 ve 5 için Şekil 5.6’da; deprem kirişî 2, 3, 4 ve 6 için Şekil 5.7’de; kolon için ise Şekil 5.8’de verilmiştir.



Şekil 5.6 Deprem kirişî (DK) 1 ve 5 için moment-eğrilik grafiği

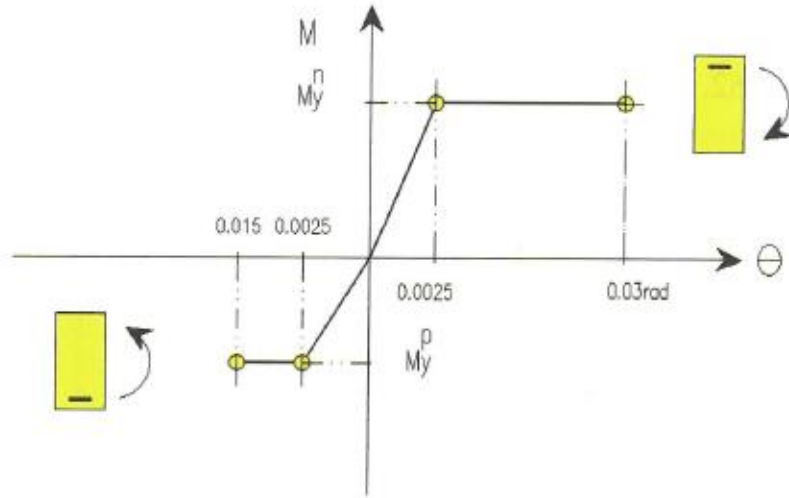


Şekil 5.7 Deprem kirişî (DK) 2, 3, 4 ve 6 için moment-eğrilik grafiği



Şekil 5.8 Kolon için moment-eğrilik grafiği

Kirişlerdeki dönme değerleri üstte ıslak-altta kaynaklı moment aktaran birleşim için Şekil 5.9'da verilen moment-dönme ilişkisi göz önüne alınarak elde edilmiştir.



Şekil 5.9 Üstte ıslak-altta kaynaklı birleşim için moment-dönme ilişkisi (Girgin ve diğer., 2017; Barka ve diğer., 2018)

Kolonun plastik mafsal akma dönmesi ( $\theta_y$ ) Denklem 5.1 ile göçme öncesi ulaşılan en büyük dönme ( $\theta_p^{GÖ}$ ) değeri ise Denklem 5.2 ile TBDY (2018)'e göre hesaplanmıştır. Denklemlerde  $\phi_y$  etkin akma eğriliğini,  $\phi_u$  göçme öncesi toplam eğriliği,  $h$  kesit yüksekliğini,  $d_b$  mesnetteki donatıların ortalama çapını,  $L_s$  kesme

açıklığını,  $L_p$  plastik mafsallık uzunluğunu,  $f_{ce}$  ve  $f_{ye}$  ise beton basınç ve donatı akma dayanımlarını ifade etmektedir. Kiriş ve kolonlarda  $\eta = 1$  alınmaktadır.

$$\theta_y = \frac{\phi_y L_s}{3} + 0.0015\eta \left(1 + 1.5 \frac{h}{L_s}\right) + \frac{\phi_y d_b f_{ye}}{8\sqrt{f_{ce}}} \quad (5.1)$$

$$\theta_P^{G\ddot{O}} = \frac{2}{3} [(\phi_u - \phi_y) L_p \left(1 - 0.5 \frac{L_p}{L_s}\right) + 4.5 \phi_u d_b] \quad (5.2)$$

Hesaplanan çevrimsel model parametreleri kolon-kiriş bağlantı elemanı ve kolonlar için Tablo 5.1’de verilmiştir.

Tablo 5.1 Asimetrik çevrim sıkışması (pinched\_asm) için çerçeve model parametreleri

|                  | Kesit dönmesi ( $\theta$ )-radyan |                |                |                             | Moment (kNm) |           |           |                             |
|------------------|-----------------------------------|----------------|----------------|-----------------------------|--------------|-----------|-----------|-----------------------------|
|                  | ( $\theta_y$ )                    | ( $\theta_c$ ) | ( $\theta_u$ ) | Çevrim Sıkıştırma Katsayısı | ( $M_y$ )    | ( $M_c$ ) | ( $M_u$ ) | Çevrim Sıkıştırma Katsayısı |
| DK1, DK5         | 0,012                             | 0,3            | 0,4            | 0,3                         | 447,7        | 447,7     | 223,5     | 0,2                         |
| DK2,DK3, DK4,DK6 | 0,012                             | 0,3            | 0,4            | 0,3                         | 290,3        | 290,3     | 145       | 0,2                         |
| Kolon            | 0,01                              | 0,091          | 0,12           | 0,3                         | 995          | 1440      | 720       | 0,2                         |

## 5.2 Deprem Kayıtlarının Seçimi ve Ölçeklendirilmesi

Mevcut yapının yer aldığı konuma ait AFAD’a ait Türkiye Deprem Tehlike Haritaları Uygulamasından elde edilen bilgiler aşağıdaki gibidir:

- Deprem yer hareketi: DD-2
- Zemin sınıfı: Z2 (ZC)
- Kısa periyot harita spektral ivme katsayısı ( $S_S$ ): 1,150
- 1,0 saniye periyot için harita spektral ivme katsayısı ( $S_1$ ): 0,286
- En büyük yer ivmesi (PGA): 0,469 g
- En büyük yer hızı (PGV): 28,918 cm/sn

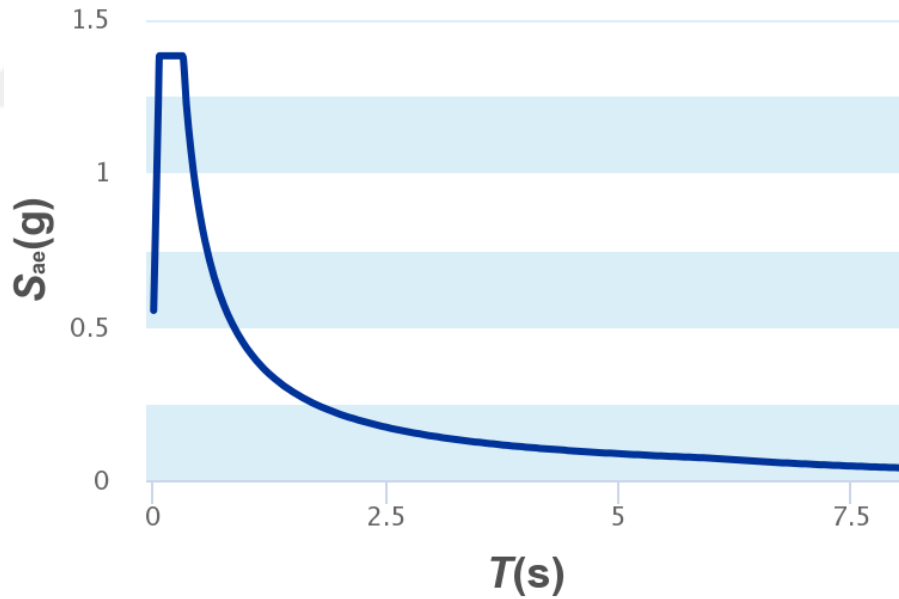
Yerel zemin etki katsayıları yerel zemin sınıfı ZC ve  $S_S = 1,150$  için  $F_S = 1,200$  ve  $S_1 = 0,286$  için  $F_1 = 1,500$  olarak belirlenmiştir.

TBDY, 2018'e göre  $S_S$  ve  $S_1$  harita spektral ivme katsayılarının,  $F_S$  ve  $F_1$  yerel zemin etki katsayılarıyla çarpılmasıyla Denklem 5.3 ve 5.4'ten tasarım spektral ivme katsayıları  $S_{DS}$  ve  $S_{D1}$  elde edilmektedir.

$$S_{DS} = S_S F_S = 1,150 \times 1,200 = 1,380 \quad (5.3)$$

$$S_{D1} = S_1 F_1 = 0,286 \times 1,500 = 0,429 \quad (5.4)$$

$T_A$  ve  $T_B$  yatay tasarım spektrumu köşe periyotları Şekil 5.10'da verilen yatay elastik tasarım spektrumu grafiğinden elde edilmiştir. Köşe periyotları  $T_A = 0.062$  s,  $T_B = 0.311$  s olarak bulunmuştur.



Şekil 5.10 Mevcut yapıya ait yatay elastik tasarım spektrumu

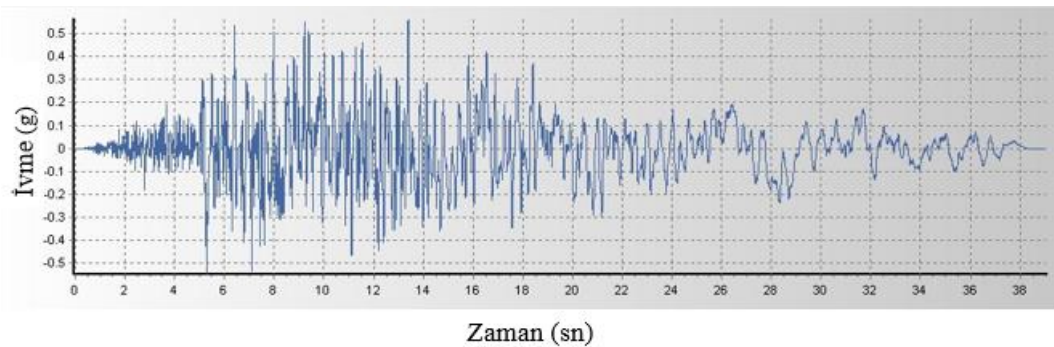
Deprem kayıtları seçilirken; yapının bulunduğu yerel zemin şartları, fay uzunlukları, kaynak özellikleri ve tasarıma dayalı deprem yer hareketi düzeyi ile uyum içinde olan deprem büyüklükleri (öncelikle var olan geçmiş deprem kayıtları) dikkate alınmalıdır (TBDY, 2018).

Çalışmada, artımsal dinamik analizde kullanılan deprem kayıtları Fahjan (2008) tarafından Z2 zemin sınıfı için verilen deprem kayıt takımından seçilmiştir. Pasifik Deprem Mühendisliği Araştırma Merkezi (PEER, 2019)’nin sitesinden elde edilen gerçek deprem kayıtları Tablo 5.2’de verilmiştir.

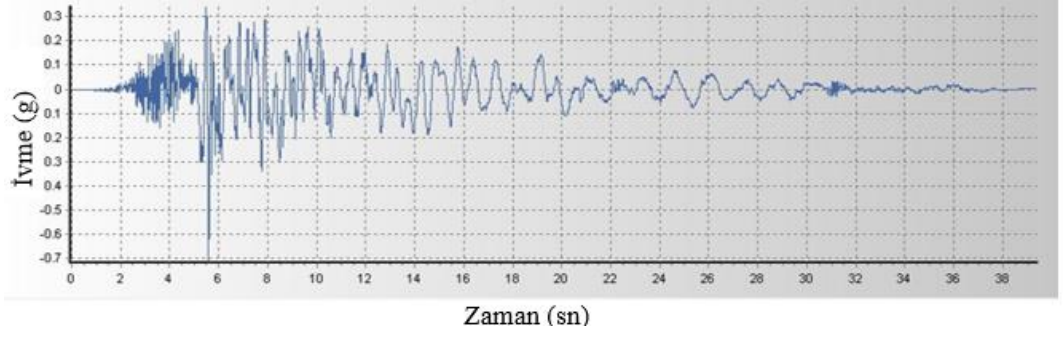
Tablo 5.2 Artımsal dinamik analizde kullanılan deprem kayıtları

| Deprem          | Tarih      | İstasyon                   | Kayıt    | Fay Kırğına en yakın mesafe | Kayıt Süresi | Büyüklik |
|-----------------|------------|----------------------------|----------|-----------------------------|--------------|----------|
| Imperial Valley | 15.10.1979 | 931 El Centro Array #12    | H-E12230 | 18,20                       | 39,0         | 6,53     |
| Imperial Valley | 15.10.1979 | 952 El Centro Array #5     | H-E05140 | 1,00                        | 39,3         | 6,53     |
| Imperial Valley | 15.10.1979 | 5060 Brawley Airport       | H-BRA315 | 8,50                        | 37,8         | 6,53     |
| Northridge      | 17.01.1994 | 90066 El Monte-Fairview Av | FAI095   | 47,4                        | 35           | 6,69     |
| Northridge      | 17.01.1994 | 24612 LA-Pico & Sentous    | PIC090   | 32,7                        | 40           | 6,69     |
| Kocaeli         | 17.08.1999 | Duzce                      | DZC180   | 12,70                       | 27,2         | 7,51     |
| Landers         | 28.06.1992 | 32075 Baker Fire Station   | BAK140   | 88,5                        | 19,9         | 7,28     |

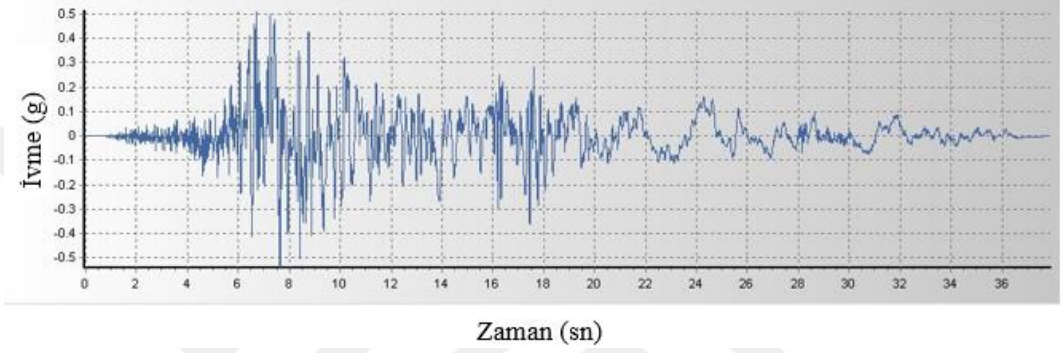
Deprem kayıtları seçilirken, yönetmelikte yer alan tasarım spektrumlarıyla kayıtların elastik ivme spektrumları birbirleriyle uyum içinde olmalıdır fakat yönetmelik şartlarını tümüyle karşılayabilmesi zordur. İvme kayıtları bu nedenle ölçeklendirilmelidir. (Uçar ve Merter, 2015). Çerçeveye uygulanan doğrusal olmayan dinamik analizler için ZC yerel zemin sınıfı ve elastik tasarım ivme spektrumuna bağlı 7 adet gerçek deprem kaydı SeismoMatch programında ölçeklendirilmiştir. Ölçeklendirilen deprem kayıtları Şekil 5.11, 5.12, 5.13, 5.14, 5.15, 5.16 ve 5.17’de gösterilmektedir.



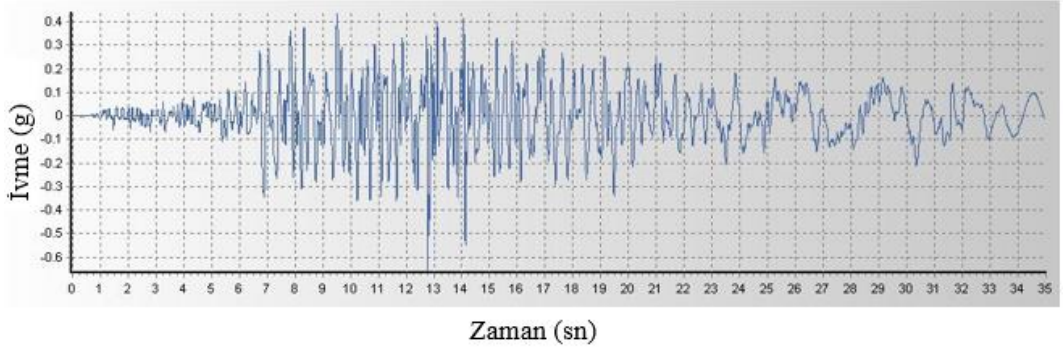
Şekil 5.11 Imperial Valley-El Centro Array#12 ölçeklendirilmiş deprem kaydı



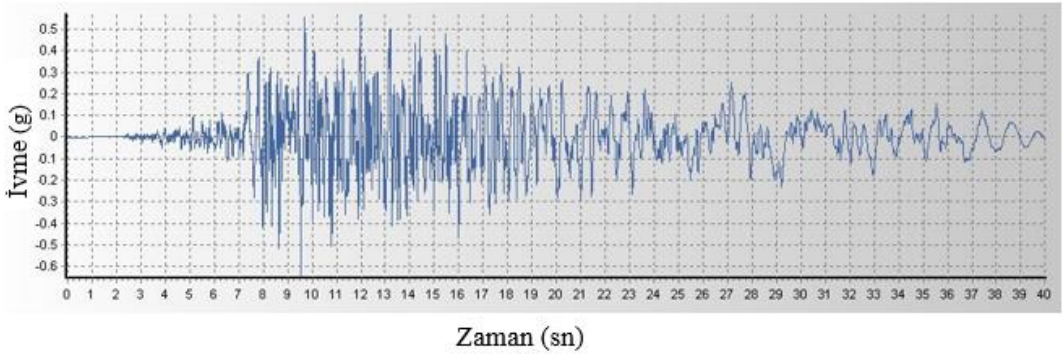
Şekil 5.12 Imperial Valley-El Centro Array#5 ölçeklendirilmiş deprem kaydı



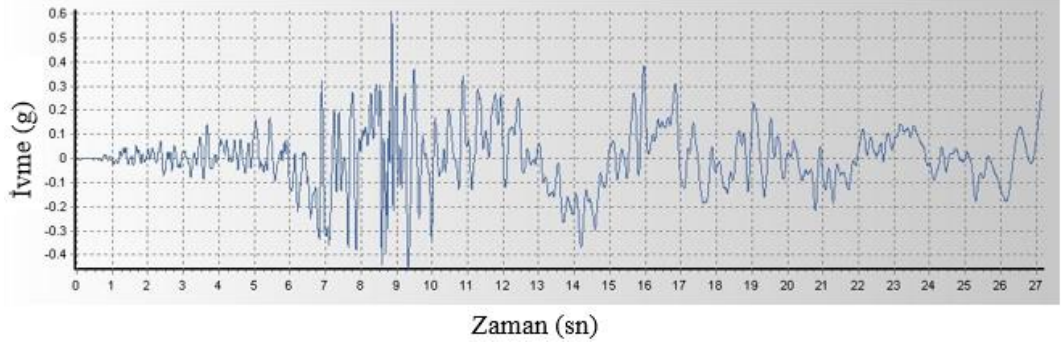
Şekil 5.13 Imperial Valley-Brawley Airport ölçeklendirilmiş deprem kaydı



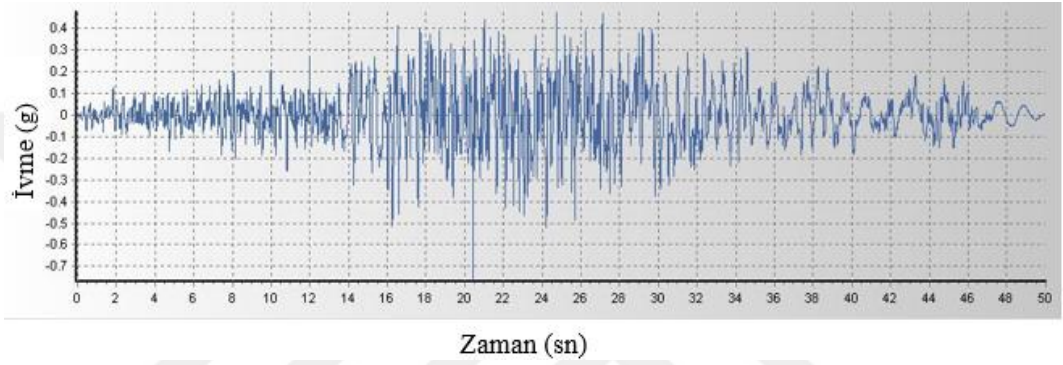
Şekil 5.14 Northridge-El Monte ölçeklendirilmiş deprem kaydı



Şekil 5.15 Northridge-LA-Pico ve Sentous ölçeklendirilmiş deprem kaydı



Şekil 5.16 Kocaeli-Düzce ölçeklendirilmiş deprem kaydı



Şekil 5.17 Landers-Baker Fire Station ölçeklendirilmiş deprem kaydı

### 5.3 Doğrusal Olmayan Artımsal Dinamik Analiz Yöntemi (IDA)

Artımsal dinamik analiz (IDA) yaklaşımı, Vamvatsikos ve Cornell (2002) tarafından geliştirilen, sismik yük altında yapısal performans hakkında daha ayrıntılı bilgi edinmek amacıyla ortaya konmuş bir yöntemdir. Artımsal dinamik analiz, deprem yükü altındaki yapısal kapasiteyi tahmin etmek için kullanılan doğrusal olmayan zaman tanımlı analiz yöntemidir. Elde edilen IDA grafikleri, statik itme yönteminden elde edilen yük-yerdeğiştirme eğrisine benzemektedir ve sistem performansını göstermektedir (Zafar, 2009).

IDA eğrisini oluşturmak için her zaman tanım alanında analizinde; maksimum taban kesme kuvveti ve ona karşılık gelen spektral ivme (PGA), en büyük yer değiştirme veya ötelenme oranına karşı çizilmektedir (Repapis, 2018).

Zafar (2009) çalışmasında deprem yükü azaltma katsayısını belirlemek için moment aktaran çerçeve tipli yapılarda artımsal dinamik analiz (IDA) yöntemini ve en yüksek zemin parametrelerini kullanmıştır. Maksimum yer ivmesinin ( $PGA_u$ ), akma anındaki yer ivmesine ( $PGA_y$ ) bölünmesiyle deprem yükü azaltma katsayısı elde edilmiştir ve Denklem 5.5'te gösterilmektedir.

$$R_a(T) = \frac{PGA_u}{PGA_y} \quad (5.5)$$

Binaların yapısal performanslarının belirlenmesi hem yerel hem de genel düzeyde yapılmaktadır. Bunun için ilgili olan tepki parametreleri elemanın akma anındaki minimum elastik tepki spektrum ivmesi ( $S_a^{el,y}$ ), göçme anındaki minimum elastik tepki spektrum ivmesi ( $S_a^{el,c}$ ) ve bu değerlere karşılık gelen ötelenme oranları  $\delta_y$  ve  $\delta_u$  dikkate alınmalıdır (Repapis, 2018). IDA yöntemi kullanılarak değerlendirilen davranış faktörü R Denklem 5.6'da verilmiştir.

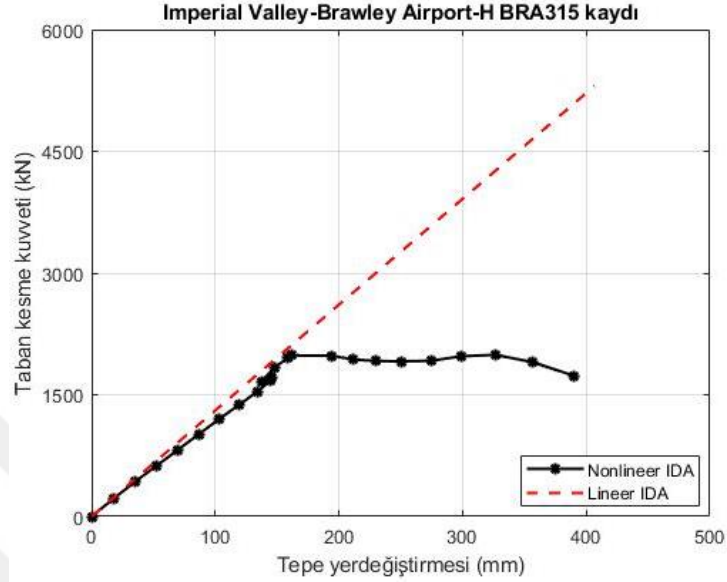
$$R = \frac{(S_a)^{el,c}}{(S_a)^{el,y}} \quad (5.6)$$

Mevcut bir pazaryeri projesinden seçilen 3 katlı 7 açıklıklı çerçevenin doğrusal ve doğrusal olmayan modelleri için artımsal dinamik analizler gerçekleştirilmiştir. Ölçeklenmiş deprem kayıtları yapıya 0,05g ölçek faktörü ile artırılarak uygulanmıştır. Her bir gerçekleşen dinamik analiz için maksimum ötelenme oranlarına karşılık gelen taban kesme kuvveti değerleri elde edilerek eğriler çizilmiştir. Analizler taban kesme kuvvetinde büyük bir azalma meydana gelene kadar devam ettirilmiştir.

#### 5.4 Analiz Sonuçları

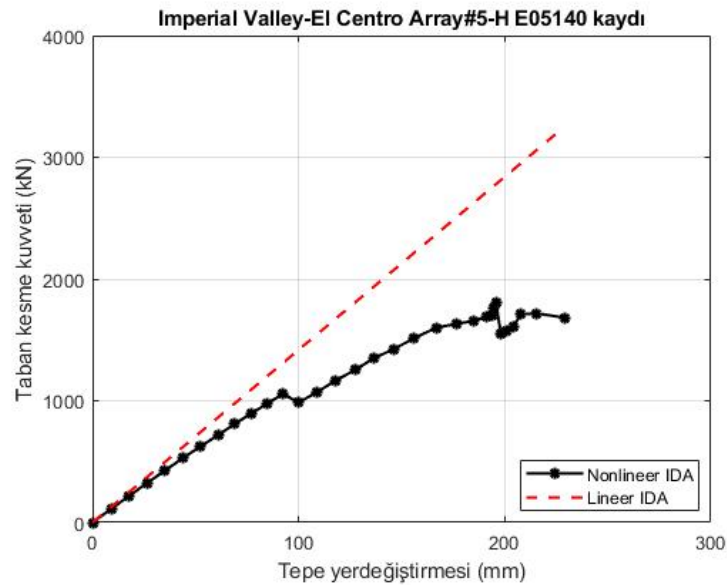
Artımsal dinamik analizler sonucu elde edilen maksimum yerdeğiştirmeye karşılık gelen taban kesme kuvveti değerlerinin birleştirilmesiyle eğriler elde edilmiştir. Analiz sonucu elde edilen bu eğrilerden deprem yükü azaltma katsayısı belirlenmiştir ve mevcut yönetmelikteki değerlerle kıyaslanmıştır. Artımsal dinamik analizlerden

elde edilen doğrusal ve doğrusal olmayan modeller için tepe yerdeğiştirmesi-taban kesme kuvveti ilişkileri şekil 5.18, 5.19, 5.20, 5.21, 5.22, 5.23 ve 5.24'te verilmiştir.



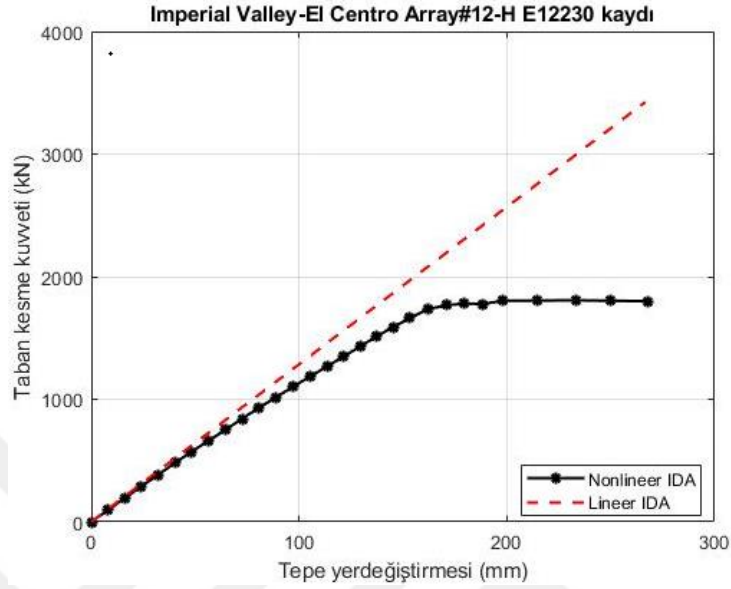
şekil 5.18 Imperial Valley-Brawley Airport depremi için artımsal dinamik analizden elde edilen taban kesme kuvveti-tepe yerdeğiştirmesi ilişkisi

şekil 5.18'deki grafikten akma dayanımı ( $V_y$ ) 1984 kN, doğrusal dayanım talebi ( $V_e$ ) 4864 kN olarak bulunmuştur.



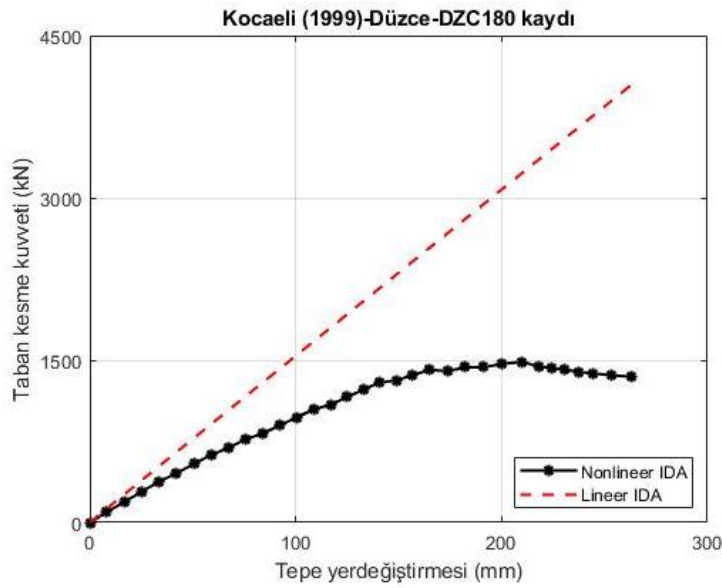
şekil 5.19 Imperial Valley-El Centro Array#5 depremi için artımsal dinamik analizden elde edilen taban kesme kuvveti-tepe yerdeğiştirmesi ilişkisi

Şekil 5.19'daki grafikten akma dayanımı ( $V_y$ ) 1600 kN, doğrusal dayanım talebi ( $V_e$ ) 3234 kN olarak bulunmuştur.



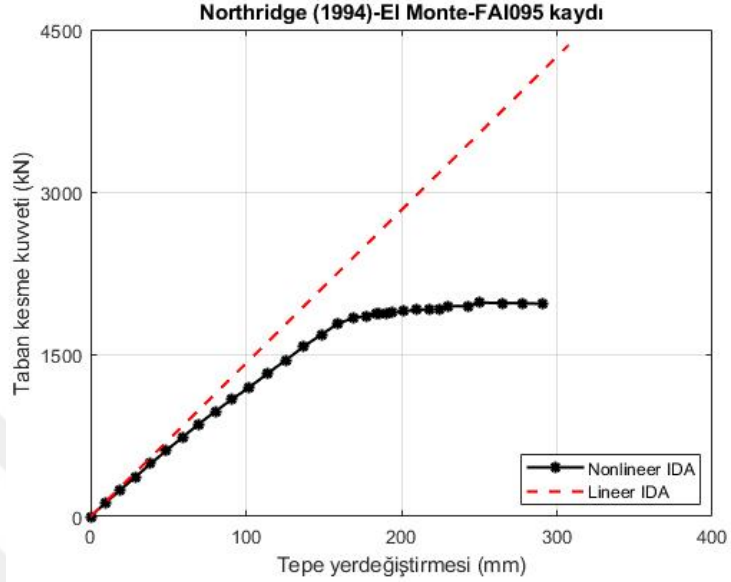
Şekil 5.20 Imperial Valley-El Centro Array#12 depremi için artımsal dinamik analizden elde edilen taban kesme kuvveti-tepe yerdeğiştirmesi ilişkisi

Şekil 5.20'deki grafikten akma dayanımı ( $V_y$ ) 1734 kN, doğrusal dayanım talebi ( $V_e$ ) 3425 kN olarak bulunmuştur.



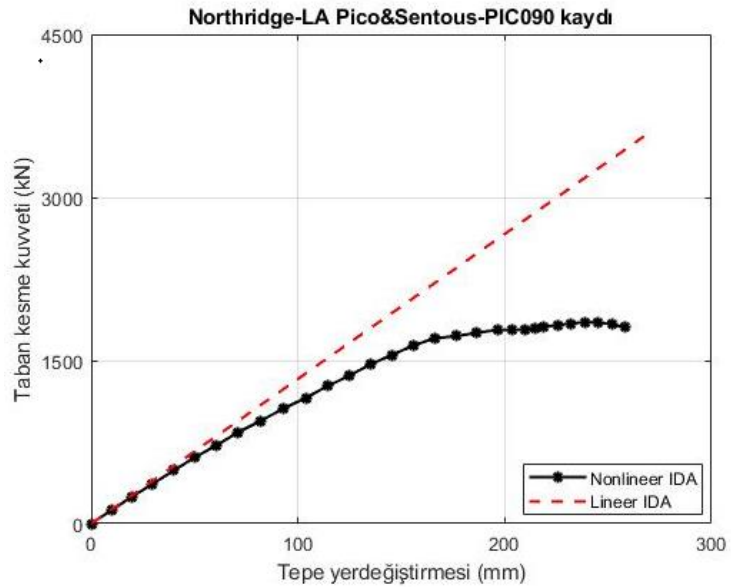
Şekil 5.21 Kocaeli-Düzce depremi için artımsal dinamik analizden elde edilen taban kesme kuvveti-tepe yerdeğiştirmesi ilişkisi

Şekil 5.21'deki grafikten akma dayanımı ( $V_y$ ) 1484 kN, doğrusal dayanım talebi ( $V_e$ ) 4060 kN olarak bulunmuştur.



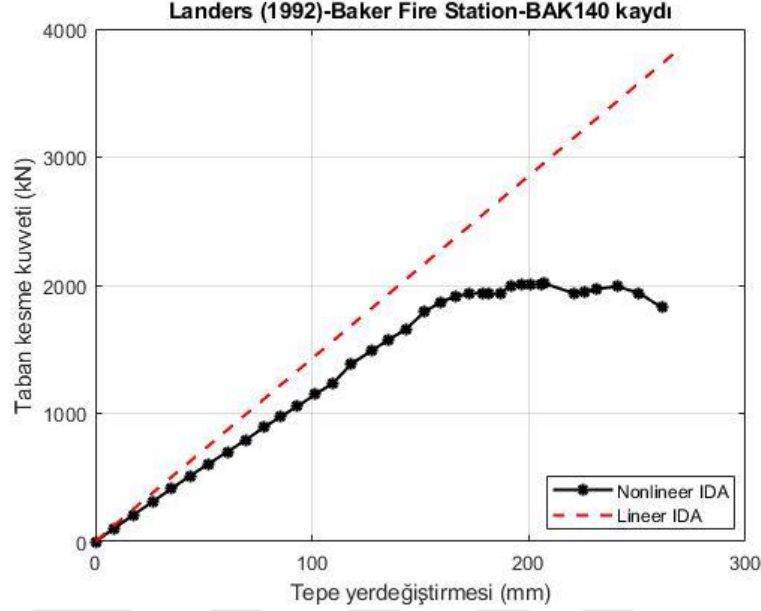
Şekil 5.22 Northridge-El Monte depremi için artımsal dinamik analizden elde edilen taban kesme kuvveti-tepe yerdeğiştirmesi ilişkisi

Şekil 5.22'deki grafikten akma dayanımı ( $V_y$ ) 1781 kN, doğrusal dayanım talebi ( $V_e$ ) 4115 kN olarak bulunmuştur.



Şekil 5.23 Northridge-LA-Pico ve Sentous depremi için artımsal dinamik analizden elde edilen taban kesme kuvveti-tepe yerdeğiştirmesi ilişkisi

Şekil 5.23'teki grafikten akma dayanımı ( $V_y$ ) 1705 kN, doğrusal dayanım talebi ( $V_e$ ) 3460 kN olarak bulunmuştur.



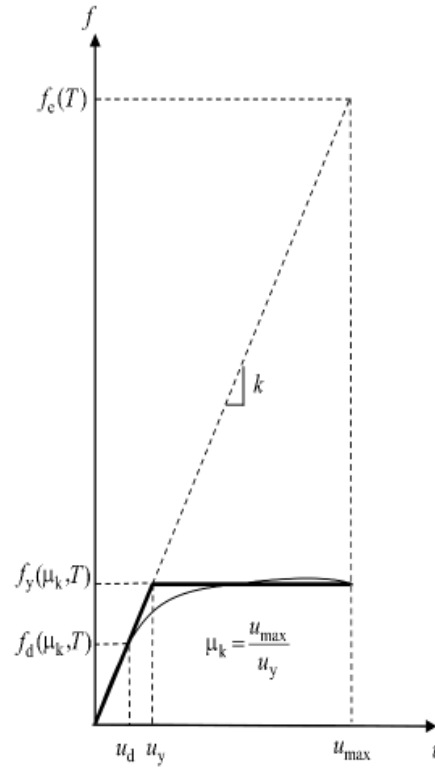
Şekil 5.24 Landers-Baker Fire Station depremi için artımsal dinamik analizden elde edilen taban kesme kuvveti-tepe yerdeğiştirmesi ilişkisi

Şekil 5.24'teki grafikten akma dayanımı ( $V_y$ ) 1871 kN, doğrusal dayanım talebi ( $V_e$ ) 3619 kN olarak bulunmuştur.

### 5.5 Deprem Yüğü Azaltma Katsayısının Belirlenmesi

Dayanıma Göre Tasarım yaklaşımında, süneklik kapasitesine karşılık gelen azaltılmış deprem yükleri belirlenerek doğrusal deprem hesabında kullanılır. Belirlenen performans hedefi için tanımlanan eleman iç kuvvetleri, hesaptan elde edilen dayanım talepleri ile karşılaştırılmaktadır (TBDY, 2018).

2018 Türkiye Bina Deprem Yönetmeliği'nde modal tek serbestlik dereceli sistem için öngörülen süneklik kapasitesi – dayanım talebi ilişkisi ve buna bağılı olarak tanımlanan deprem yüğü katsayıları Şekil 5.25'teki gibidir:



Şekil 5.25 Süneklik kapasitesi-dayanım talebi ilişkisi (TBDY, 2018)

Akma dayanımı azaltma katsayısı  $R_y(\mu_k, T)$ , rijitliği fazla olmayan taşıyıcı sistemler için Denklem 5.7’de verildiği üzere öngörülen süneklik kapasitesi  $\mu_k$  ’ya eşit alınmaktadır.

$$R_y(\mu_k, T) = \mu_k, \quad T > T_B \quad (5.7)$$

Akma dayanımı azaltma katsayısı yapının doğrusal dayanım talebinin ( $V_e$ ) akma dayanımına ( $V_y$ ) bölünmesiyle elde edilmektedir.

Öngörülen süneklik kapasitesine bağlı olarak, taşıma gücü yaklaşımı ile kesit tasarımı için, taşıyıcı sistemin sahip olması gereken tasarım dayanım  $f_d(\mu_k, T)$  Denklem 5.8’de belirtilmiştir. D, dayanım fazlalığı katsayısını göstermektedir. Bu katsayı ile, akma dayanımının tasarım dayanımına göre fazlalığı ifade edilmektedir.

$$f_d(\mu_k, T) = \frac{f_y(\mu_k, T)}{D} \quad (5.8)$$

Yönetmelikte, deprem etkisi altındaki yapı elemanlarının sünek davranarak enerji tüketecekleri kabulü ile deprem kuvvetleri azaltılabilmektedir. Yapıya etkiyen eşdeğer deprem yüklerinin belirlenebilmesi için dayanıma göre tasarım kapsamında deprem yükü azaltma katsayısı  $R_a(T)$  gereklidir ve uygulamada kullanılmak üzere Denklem 5.9 ile ifade edilmektedir.

$$R_a(T) = \frac{R}{I}, T > T_B \quad (5.9)$$

Deprem yükü azaltma katsayısı ( $R_a$ ), akma dayanımı azaltma katsayısı ( $R_y$ ) ve dayanım fazlalığı katsayısının ( $D$ ) çarpılmasıyla elde edilmektedir (Denklem 5.10).

$$R_a(T) = DR_y(\mu_k, T) \quad (5.10)$$

Taşıyıcı sistem davranış katsayısı ( $R$ ) öngörülen süneklik kapasitesi ( $\mu_k$ )'ya, Denklem 4'te tanımlanan dayanım fazlalığı katsayısı ( $D$ )'ye ve bina önem katsayısı ( $I$ )'ya bağlı olarak Denklem 5.11 ile tanımlanmaktadır.

$$\frac{R}{I} = \mu_k D \quad (5.11)$$

DBYBHY (2007)'ye göre tasarımı yapılan üstte ıslak-altta kaynaklı prefabrik betonarme mevcut bir pazar yeri projesinin bina önem katsayısı ( $I$ ) 1,20 ve sistem davranış katsayısı ( $R$ ) 7'dir. DBYBHY (2007)'ye göre deprem yükü azaltma katsayısı sistem davranış katsayısına eşittir.

TBDY (2018)'de verilen taşıyıcı sistem davranış ve dayanım fazlalığı katsayıları süneklik düzeyi yüksek moment aktaran bağlantılar için Tablo 5.3'te verilmiştir. MAB3 tipi moment aktaran bağlantılar için sistem davranış katsayısı ( $R$ ) 5 ve dayanım fazlalığı katsayısı ( $D$ ) 2,5'tir. TBDY (2018)'e göre deprem yükü azaltma

katsayısı sistem davranış katsayısının bina önem katsayısına bölünmesiyle elde edilmektedir.

Tablo 5.3 TBDY (2018)'de süreklilik düzeyi yüksek moment aktaran bağlantılar için taşıyıcı sistem davranış katsayısı ve dayanım fazlalığı katsayısı

| Bina Taşıyıcı Sistemi                                                                                                                      | Taşıyıcı Sistem Davranış Katsayısı $R$ | Dayanım Fazlalığı Katsayısı $D$ | İzin Verilen Bina Yükseklik Sınıfları $BYS$ |
|--------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|----------------------------------------|---------------------------------|---------------------------------------------|
| <b>B. ÖNÜRETİMLİ BETONARME BİNA TAŞIYICI SİSTEMLERİ</b>                                                                                    |                                        |                                 |                                             |
| <b>B1. Süreklilik Düzeyi Yüksek Taşıyıcı Sistemler</b>                                                                                     |                                        |                                 |                                             |
| <b>B11. Deprem etkilerinin tamamının bağlantıları moment aktaran süreklilik düzeyi yüksek önüretimli çerçevelerle karşılandığı binalar</b> |                                        |                                 |                                             |
| <b>MAB1, MAB2</b> tipi moment aktaran bağlantılar:                                                                                         | 7                                      | 2.5                             | $BYS \geq 4$                                |
| <b>MAB3, MAB4</b> tipi moment aktaran bağlantılar:                                                                                         | 5                                      | 2.5                             | $BYS \geq 6$                                |

DBYBHY (2007)'de dayanıma göre tasarlanan üstte ıslak-altta kaynaklı prefabrik betonarme mevcut bir pazar yeri projesinden seçilen 3 katlı ve 7 açıklıklı çerçeve sistemi modelinin artımsal dinamik analizinden elde edilen taban kesme kuvveti-tepe yerdeğiştirmesi grafiklerinden okunan değerlerle hesaplanan akma dayanımı azaltma katsayısı ( $R_y$ ) ve deprem yükü azaltma katsayısı ( $R_a$ ) Tablo 5.4'te verilmiştir.

Tablo 5.4 Yapısal analiz modeli için hesaplanan deprem yükü azaltma katsayıları

| Deprem                                 | Kayıt    | $V_e$ (kN) | $V_y$ (kN) | $R_y$ | $R_a$ | DBYBHY (2007)<br>$R_a(T)=R$ ( $T_A < T_1$ )<br>$R=7, I=1.2$ | TBDY (2018)<br>$R_a(T)=R/I$ ( $T_B < T_1$ )<br>$R=5, I=1.2$ |
|----------------------------------------|----------|------------|------------|-------|-------|-------------------------------------------------------------|-------------------------------------------------------------|
| Imperial Valley (Brawley Airport)      | H-BRA315 | 4864       | 1984       | 2,45  | 6,13  | 7,00                                                        | 4,17                                                        |
| Imperial Valley (El Centro Array # 5)  | H-E05140 | 3234       | 1600       | 2,02  | 5,05  |                                                             |                                                             |
| Imperial Valley (El Centro Array # 12) | H-E12230 | 3425       | 1734       | 1,98  | 4,94  |                                                             |                                                             |
| Kocaeli (Düzce)                        | DZC180   | 4060       | 1484       | 2,74  | 6,84  |                                                             |                                                             |
| Northridge (Elmonte)                   | FAI095   | 4115       | 1781       | 2,31  | 5,78  |                                                             |                                                             |
| Northridge (LA)                        | PIC090   | 3460       | 1705       | 2,03  | 5,07  |                                                             |                                                             |
| Landers (Baker Fire Station)           | BAK140   | 3619       | 1871       | 1,93  | 4,84  |                                                             |                                                             |

## BÖLÜM ALTI

### SONUÇLAR

Çalışma kapsamında üstte ıslak-altta kaynaklı kolon-kiriş bağlantılarına sahip prefabrik betonarme mevcut bir prefabrik betonarme yapı projesinden seçilen çerçeve sisteminin deprem yükü azaltma katsayısı araştırılmıştır.

Deprem etkisi altındaki çerçeve sistemin davranışının doğru bir şekilde benzeştirilebilmesi için ilk olarak mevcut deneysel çalışmada yer alan üstte ıslak-altta kaynaklı (MAB3) kolon-kiriş bağlantısı SeismoStruct programında modellenmiştir ve deney sırasında gösterdiği davranışla karşılaştırılmıştır.

Prefabrik 3 katlı-7 açıklıklı doğrusal ve doğrusal olmayan çerçeve modelleri ölçeklendirilmiş deprem kayıtları ile artımsal dinamik analizlere tabi tutulmuştur. Analizler sonucu binanın deprem yükü azaltma katsayısı belirlenmiştir.

- Fiber esaslı ve yığılı plastisite yaklaşımına göre deneysel kolon-kiriş bağlantısının sayısal modellemeleri gerçekleştirilmiştir. Yığılı plastisite yaklaşımında bağlantı elemanları için iki doğrulu (*bl\_asm*) histeretik model ve asimetrik çevrim sıkışması (*pinched\_asm*) histeretik model parametreleri tanımlanmıştır.
- Taban kesme kuvveti-ötelenme oranı grafiği incelendiğinde; çevrim sıkışması (*pinched\_asm*) model davranışı her döngüdeki kesme kuvveti, rijitlik ve dayanım azalmaları bakımından test numunesinin davranışına benzemektedir.
- 3 katlı, 7 açıklı çerçeve yığılı plastisite yaklaşımına göre modellenmiştir ve bağlantı elemanlarında çevrim sıkışması (*pinched\_asm*) model parametreleri tanımlanmıştır. Doğrusal ve doğrusal olmayan modellere uygulanan artımsal dinamik analizler sonucunda her bir ölçeklendirilmiş deprem kaydı altında yapıya ait taban kesme kuvveti-tepe yerdeğiştirmesi grafikleri elde edilmiştir.

- Akma dayanımı azaltma katsayısına ( $R_y$ ) grafiklerden elde edilen doğrusal dayanım talebinin ( $V_e$ ) akma dayanımına ( $V_y$ ) bölünmesiyle ulaşılmıştır. Deprem yükü azaltma katsayısı ise akma dayanımının ( $R_y$ ) dayanım fazlalığı ( $D$ ) ile çarpılmasıyla elde edilmiştir.
- Deprem yükü azaltma katsayısı ortalama 5,5 olarak hesaplanmıştır. Hesaplanan deprem yükü azaltma katsayısı değerleri TBDY (2018)'deki prefabrik moment aktaran çerçeveler için olan değerlerden daha büyük olabilmektedir.

İlerleyen çalışmalarda deprem yükü azaltma katsayısı; farklı kat ve açıklıktaki binalar ve farklı zemin sınıfındaki deprem kayıtları için analizler gerçekleştirilerek bulunabilir.

## KAYNAKLAR

- Afet ve Acil Durum Yönetim Başkanlığı (2018). *Türkiye bina deprem yönetmeliği (TBDY)*. 30364 Sayılı Resmî Gazete, Ankara.
- Alcocer, S. M., Carranza, R., Perez-Navarrete, D. ve Martinez, R. (2002). Seismic tests of beam-to-column connections in a precast concrete frame. *PCI Journal*, 47(3), 70-89.
- American Concrete Institute (2013). *ACI 550.2R-13 Design guide for connections in precast jointed systems*. Michigan, USA.
- Antoniou, S., & Pinho, R. (2018). Nonlinear seismic analysis of framed structures. In *Engineering dynamics and vibrations* (268-301). Florida, USA: CRC Press.
- Arslan, M. H., Akın, A., Erkan, İ. H. ve Gülay, F. G. (2008). Prefabrike endüstri yapılarının 2007 deprem yönetmeliği koşullarına göre deprem güvenliğinin belirlenmesi. *Selçuk Üniversitesi Mühendislik, Bilim ve Teknoloji Dergisi*, 23(4), 1-10.
- Atalay, H. M. (2010). *Moment aktarabilen prefabrike kolon-kiriş birleşimlerinin tersinir yükler etkisindeki performansı*. Doktora Tezi, Kocaeli Üniversitesi, Kocaeli.
- Barka, G., Ataköy, H. ve Yüksel, E. (2018). *Beton prefabrikasyon el kitabı*. Ankara: Türkiye Prefabrik Birliği.
- Bayındırlık ve İskan Bakanlığı (2007). *Deprem bölgelerinde yapılacak binalar hakkında yönetmelik (DBYBHY)*. 26454 Sayılı Resmî Gazete, Ankara.
- Bull, D. K. ve Park, R. (1986). Seismic resistance of frames incorporating precast prestressed concrete beam shells. *PCI Journal*, 31(4), 54-93.

- Cheok, G. S. ve Lew, H. S. (1993). Model precast concrete beam-to-column connections subject to cyclic loading. *PCI Journal*, 38(4), 80-92.
- Cheok, G. S., Stone, W. C. ve Kunnath, S. K. (1998). Seismic response of precast concrete frames with hybrid connections. *Structural Journal*, 95(5), 527-539.
- Choi, H. K., Choi, Y. C. ve Choi, C. S. (2013). Development and testing of precast concrete beam-to-column connections. *Engineering Structures*, 56, 1820-1835.
- Deierlein, G. G., Reinhorn, A. M. ve Willford, M. R. (2010). Nonlinear structural analysis for seismic design. *NEHRP Seismic Design Technical Brief*, 4, 1-36.
- Elliott, K. S. (2016). *Precast concrete structures* (2nd ed.). Boca Raton: Crc Press.
- Englekirk, R. E. (1987). Concepts for the development of earthquake resistant ductile frames of precast concrete. *PCI Journal*, 32, 30-48.
- Ertaş, O. (2005). *Ductile beam-column connections in precast concrete comert resisting frames*. Phd Thesis, Boğaziçi University, İstanbul.
- Fahjan, Y. M. (2008). Türkiye deprem yönetmeliği (DBYBHY, 2007) tasarım ivme spektrumuna uygun gerçek deprem kayıtlarının seçilmesi ve ölçeklenmesi. *Teknik Dergi*, 19(93), 4423-4444.
- Favvata, M. J., Izzuddin, B. A. ve Karayannis, C. G. (2008). Modelling exterior beam-column joints for seismic analysis of RC frame structures. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 37(13), 1527-1548.
- Federal Emergency Management Agency (2009). *FEMA P-695 Quantification of building seismic performance factors*, Washington DC.

- Ghosh, S. K., Nakaki, S. D. ve Krishnan, K. (1997). Precast structures in regions of high seismicity: 1997 UBC design provisions. *PCI Journal*, 42(6), 76-91.
- Girgin, S. C. (2014). *Moment aktaran prefabrik betonarme kompozit iç kolon-kiriş bağlantılarının iyileştirilmesi*. Doktora Tezi, Dokuz Eylül Üniversitesi, İzmir.
- Girgin, S. C., Kahraman, S. ve Mısır, İ. S. (2015). Prefabrik kompozit kolon-kiriş bağlantılarının sismik performansının deneysel araştırılması. 3. *Türkiye Deprem Mühendisliği ve Sismoloji Konferansı*, İzmir. 21 Nisan 2019, <https://bit.ly/2CHdSZW>.
- Girgin, S. C., Misir, I. S. ve Kahraman, S. (2017). Experimental cyclic behavior of precast hybrid beam-column connections with welded components. *International Journal of Concrete Structures and Materials*, 11(2), 229.
- Hawileh, R. A., Rahman, A. ve Tabatabai, H. (2010). Nonlinear finite element analysis and modeling of a precast hybrid beam-column connection subjected to cyclic loads. *Applied Mathematical Modelling*, 34(9), 2562-2583.
- Ibarra, L. F., Medina, R. A. ve Krawinkler, H. (2005). Hysteretic models that incorporate strength and stiffness deterioration. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 34(12), 1489-1511.
- Kaya, M. (2007). *Prefabrike yapılarda art çekmeli kolon-kiriş birleşimlerinin tersinir yükler altında performansının incelenmesi*. Doktora Tezi, Gazi Üniversitesi, Ankara.
- Kayhan, A. H. (2004). *Prefabrik sanayi yapılarının deprem performansının belirlenmesi için hızlı değerlendirme yöntemi*. Yüksek Lisans Tezi, Pamukkale Üniversitesi, Denizli.

- Kurama, Y. C., Sritharan, S., Fleischman, R. B., Restrepo, J. I., Henry, R. S., Cleland, N. M., Ghosh, S. K. ve Bonelli, P. (2018). *Seismic-resistant precast concrete structures: State of the art*. Doctoral dissertation, American Society of Civil Engineers, USA.
- Lowes, L. N. ve Altoontash, A. (2003). Modeling reinforced-concrete beam-column joints subjected to cyclic loading. *Journal of Structural Engineering*, 129(12), 1686-1697.
- Negro, P. ve Toniolo, G. (2012). Design guidelines for connections of precast structures under seismic actions. *JRC Scientific and Policy Reports*, European Commission. 24 Şubat 2019, <https://bit.ly/2CDLFmz>.
- Özden, Ş., Atalay, H. M., Akpınar, E., Doyranlı, B. ve İmren, Ö. (2012). Betonarme prefabrik yapıların 23 Ekim 2011 Van depreminde gözlenen performansı. *Beton Prefabrikasyon*, 103, 11-19.
- Pakyürek, E. K. (2006). *1994 Northridge depreminde hasar görmüş Van Nuys binasının doğrusal olmayan dinamik analizi*. Doktora Tezi, İstanbul Teknik Üniversitesi, İstanbul.
- Pampanin, S. P., Priestley, M. N. ve Sritharan, S. (2001). Analytical modelling of the seismic behaviour of precast concrete frames designed with ductile connections. *Journal of Earthquake Engineering*, 5(03), 329-367.
- Park, R. (1995). A perspective on the seismic design of precast concrete structures in New Zealand. *PCI Journal*, 40(3), 40-60.
- PEER (2019). *PEER Strong Motion Database*. 10 Temmuz 2019, <http://peer.berkeley.edu/>.
- Priestley, M. N. (1991). Overview of PRESSS research program. *PCI Journal*, 36(4), 50-57.

- Qian, H. (1994). *Behaviour of precast reinforced concrete beam-column connections under static and repeated loading*. Master Thesis, University of Wollongong, Australia.
- Repapis, C. C. ve Zeris, C. A. (2018). Seismic assessment of non-conforming infilled RC buildings using IDA procedures. *Frontiers in Built Environment*, 4, 88.
- Seismosoft (2018). Seismostruct, A computer program for static and dynamic nonlinear analysis of framed structures. 11 Mayıs 2019, <http://www.seismosoft.com>.
- Seismosoft (2018). SeismoMatch Software. 12 Mayıs 2019, <http://www.seismosoft.com>.
- Sezer, F. (2007). *Betonarme bir yapının doğrusal olmayan yöntemle deprem güvenliğinin incelenmesi*. Yüksek Lisans Tezi, İstanbul Teknik Üniversitesi, İstanbul.
- Sivaselman, M. V. ve Reinhorn, A. M. (2000). Hysteretic models for deteriorating inelastic structures. *Journal of Engineering Mechanics*, 126(6), 633-640.
- Stone, W. C., Cheok, G. S. ve Stanton, J. F. (1995). Performance of hybrid moment-resisting precast beam-column concrete connections subjected to cyclic loading. *Structural Journal*, 92(2), 229-249.
- Şenel, S. M. ve Palancı, M. (2011). Structural aspects and seismic performance of 1-story precast buildings in Turkey. *Journal of Performance of Constructed Facilities*, 27(4), 437-449.

Şenel, Ş. M., Palancı, M., Kalkan, A., ve Yılmaz, Y. (2013). Mevcut prefabrik binaların mafsallı birleşimlerinin kesme ve devrilme güvenliğinin araştırılması. *Teknik Dergi*, 24(119), 6505-6528.

Toniolo, G. (2012). Safecast project: European research on seismic behaviour of the connections of precast structures. *15th World Conference on Earthquake Engineering (15WCEE)*, Lisbon, Portugal. 31 Mart 2019, [http://www.iitk.ac.in/nicee/wcee/article/WCEE2012\\_1389.pdf](http://www.iitk.ac.in/nicee/wcee/article/WCEE2012_1389.pdf).

Uçar, T. ve Merter O. (2015). Gerçek depremlerin ölçeklenmiş kayıtlarına ait tepki spektrumlarının farklı tasarım ivme spektrumları ile uyuşumunun araştırılması. 3. *Türkiye Deprem Mühendisliği ve Sismoloji Konferansı*, İzmir. 22 Nisan 2019, <https://bit.ly/34YuBUq>.

Yooprasertchai, E. ve Warnitchai, P. (2016). An application of precast hybrid moment-resisting frames for seismic improvement. *Magazine of Concrete Research*, 68(20), 1051-1069.

Yuksel, E., Karadogan, H. F., Bal, İ. E., Ilki, A., Bal, A. ve Inci, P. (2015). Seismic behavior of two exterior beam-column connections made of normal-strength concrete developed for precast construction. *Engineering Structures*, 99, 157-172.

Zafar, A. (2009). *Response modification factor of reinforced concrete moment resisting frames in developing countries*. Master Thesis, University of Illinois, Urbana.

Zerbin, M. A., Aprile, A., Beyer, K. ve Spacone, E. (2019). Ductility reduction factor formulations for seismic design of RC wall and frame structures. *Engineering Structures*, 178, 102-115.