

**İSTANBUL TEKNİK ÜNİVERSİTESİ ★ LİSANSÜSTÜ EĞİTİM ENSTİTÜSÜ**

**DEĞİŞTİRİLEBİLİR PLASTİK MAFSAL KAVRAMININ ÖNÜRETİMLİ  
BETONARME ÇERÇEVE TÜRÜ SİSTEMLERDE KULLANIMI**

**YÜKSEK LİSANS TEZİ**

**Orhan ŞAHİN**

**İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı**

**Yapı Mühendisliği Programı**

**Tez Danışmanı: Prof. Dr. Ercan YÜKSEL**

**ŞUBAT 2022**



**İSTANBUL TEKNİK ÜNİVERSİTESİ ★ LİSANSÜSTÜ EĞİTİM ENSTİTÜSÜ**

**DEĞİŞTİRİLEBİLİR PLASTİK MAFSAL KAVRAMININ ÖNÜRETİMLİ  
BETONARME ÇERÇEVE TÜRÜ SİSTEMLERDE KULLANIMI**

**YÜKSEK LİSANS TEZİ**

**Orhan ŞAHİN  
501181033**

**İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı**

**Yapı Mühendisliği Programı**

**Tez Danışmanı: Prof. Dr. Ercan YÜKSEL**

**ŞUBAT 2022**





İTÜ, Lisansüstü Eğitim Enstitüsü'nün 501181033 numaralı Yüksek Lisans Öğrencisi Orhan ŞAHİN, ilgili yönetmeliklerin belirlediği gerekli tüm şartları yerine getirdikten sonra hazırladığı “DEĞİŞTİRİLEBİLİR PLASTİK MAFSAL KAVRAMININ ÖNÜRETİMLİ BETONARME ÇERÇEVE TÜRÜ SİSTEMLERDE KULLANIMI” başlıklı tezini aşağıda imzaları olan jüri önünde başarı ile sunmuştur.

**Tez Danışmanı :** **Prof. Dr. Ercan YÜKSEL** .....

İstanbul Teknik Üniversitesi

**Jüri Üyeleri :** **Doç. Dr. Ufuk YAZGAN** .....

İstanbul Teknik Üniversitesi

**Dr. Öğr. Üyesi Ahmet Anıl DİNDAR** .....

Gebze Teknik Üniversitesi

**Teslim Tarihi** : **10 Ocak 2022**  
**Savunma Tarihi** : **17 Şubat 2022**





*Gelecekteki kendime,*



## ÖNSÖZ

Mühendislik hayatımın şekillenmesinde en büyük pay sahibi olan, öğrencisi olmaktan daima gurur duyduğum, çalışma azmi ve engin bilgi birikimi ile her zaman rol model olarak gördüğüm kıymetli danışman hocam Prof. Dr. Ercan Yüksel'e en içten teşekkürlerimi sunarım.

Tez çalışmam boyunca beraber çalışma şansına sahip olduğum, değerli vaktini ayırıp bilgi ve tecrübelerini cömertlikle paylaşan, tüm sorularımı sabırla yanıtlayıp yol gösteren değerli hocam Dr. Öğr. Üyesi Melih Sürmeli'ye sonsuz teşekkürlerimi sunarım.

TÜBİTAK TEYDEB 5190016 çalışma grubumuzun saygıdeğer üyeleri Doç. Dr. Hasan Özkaynak, Dr. Öğr. Üyesi Cihan Soydan, Ar. Gör. Erkan Şenol, Öğr. Gör. Hakan Saruhan ve İnş. Müh. Kubilay Karakuş'a özverili çalışmaları ve destekleri için teşekkürü bir borç bilirim. Ekip çalışmasının en güzel örneklerinden birine sizlerin vesilesiyle şahit ve dahil oldum.

Meslek hayatımın ilk yıllarında beraber çalışma şansına sahip olduğum, o günden bugüne dostlukları ile her zaman yanımda olan ve değerli yardımlarını esirgemeyen sevgili arkadaşlarım ve meslektaşlarım İnş. Yük. Müh. Ferit Kürkçü ve İnş. Yük. Müh. Uygur Çağatay Koçluk'a teşekkürü bir borç bilirim.

Lisans ve yüksek lisans eğitimim boyunca beni hayata ve mesleğe karşı en iyi şekilde hazırlayan güzide okulum İstanbul Teknik Üniversitesi'ne, onun değerli akademisyenlerine ve aynı sıraları paylaştığım arkadaşlarıma sevgi ve teşekkürlerimi sunarım.

Yüksek lisans eğitimimi destekleyip, bu süreç boyunca profesyonel tecrübe kazanmama vesile olan Tekfen Mühendislik, ENKA İnşaat & Sanayi A.Ş. ve beraber çalışma fırsatı yakaladığım tüm meslektaşlarım ve yöneticilerime teşekkürlerimi sunarım.

Eğitim hayatım boyunca maddi manevi desteklerini esirgemeyen, hayattaki en büyük şansım olan ailem; Güldane, İbrahim, Ogün, Emirhan, Gülten, Cem, Eylül, Tuana, Beton ve Cindy hepimize tek tek teşekkür ederim.

Son olarak, hayatıma girdiği ilk andan itibaren mutluluk kaynağım olan, motivasyonumu daima yüksek tutarak bu tezin tamamlanması için büyük emek veren Ayşenur Avşaroğlu'na çok teşekkür ederim.

Şubat 2022

Orhan Şahin  
İnşaat Mühendisi



## İÇİNDEKİLER

### Sayfa

ÖNSÖZ.....	vii
İÇİNDEKİLER .....	ix
KISALTMALAR .....	xi
SEMBOLLER .....	xiii
ÇİZELGE LİSTESİ.....	xvii
ŞEKİL LİSTESİ.....	xix
ÖZET.....	xxv
SUMMARY .....	xxvii
<b>1. GİRİŞ .....</b>	<b>1</b>
1.1 Prekast Yapılar .....	1
1.2 Prekast Yapılarda Moment Aktaran Bağlantılar .....	2
1.2.1 Islak kolon – kiriş bağlantısı (MAB1) .....	2
1.2.2 Tam ardgermeli kolon – kiriş bağlantısı (MAB2) .....	3
1.2.3 Üstte ıslak altta kaynaklı kolon – kiriş bağlantısı (MAB3) .....	4
1.2.4 Manşonlu-pimli kolon – kiriş bağlantısı (MAB4) .....	5
1.3 Çalışmanın Amacı ve Kapsamı .....	5
<b>2. BETONARME TAŞIYICI SİSTEMLERİN DOĞRUSAL OLMAYAN DAVRANIŞI .....</b>	<b>7</b>
2.1 Plastik Mafsal Kavramının İncelenmesi .....	7
2.1.1 Yığılı plastik mafsal kavramı .....	7
2.1.2 Yayılı plastik mafsal kavramı .....	10
<b>3. DEĞİŞTİRİLEBİLİR PLASTİK MAFSALIN ANALİTİK OLARAK MODELLENMESİ .....</b>	<b>11</b>
3.1 STMM Rijitliği.....	12
3.1.1 Çekme kuvveti etkisinde STMM rijitliği .....	12
3.1.2 Basınç kuvveti etkisinde STMM rijitliği .....	13
3.2 STMM Dayanımı .....	15
3.3 Deneysel Çalışmalar.....	16
3.4 Birleşime Ait Moment – Dönme İlişkisinin Elde Edilmesi .....	18
<b>4. DEĞİŞTİRİLEBİLİR PLASTİK MAFSAL UYGULAMALARI .....</b>	<b>23</b>
4.1 Prefabriğe Bir Sanayi Yapısının Dayanımına Göre Tasarımı .....	23
4.1.1 Yapı bilgileri .....	23
4.1.1.1 Sismik parametreler ve genel tasarım esasları .....	26
4.1.1.2 Dayanımına göre tasarım hesap esasları .....	32
4.1.1.3 Yükler.....	38
4.1.1.4 Yük birleşimleri .....	40
4.1.1.5 Çatı düzlemi diyaframının modellenmesi .....	40
4.1.1.6 Taşıyıcı elemanların ön boyutlandırılması.....	42
4.1.2 Doğrusal deprem hesabı.....	44
4.1.2.1 Modal analiz sonuçları .....	44

4.1.2.2 Eşdeğer deprem yükü taban kesme kuvveti hesabı .....	47
4.1.2.3 Düzensizlik kontrolleri .....	48
4.1.2.4 Mod birleştirme yöntemi ile elde edilen taban kesme kuvvetinin eşdeğer deprem yükü taban kesme kuvvetine göre ölçeklendirilmesi .....	50
4.1.2.5 Etkin görelî kat ötelemelerinin kontrolü ve sınırlandırılması .....	51
4.1.2.6 İkinci mertbe etkilerinin kontrolü.....	51
4.1.2.7 Taşıyıcı elemanların betonarme tasarımı .....	52
4.1.2.8 Kolonların kirişlerden daha güçlü olması koşulunun kontrolü .....	55
4.2 Prefabrike Bir Sanayi Yapısının Deprem Performansının Belirlenmesi .....	58
4.2.1 Doğrusal olmayan malzeme modellerinin oluşturulması.....	58
4.2.1.1 Beton modeli .....	58
4.2.1.2 Donatı çeliği modeli .....	60
4.2.2 Plastik mafsâl kesitlerinin tanımlanması.....	61
4.2.2.1 Kiriş plastik mafsallarının tanımlanması.....	64
4.2.2.2 Kolon plastik mafsallarının tanımlanması.....	67
4.2.3 Taşıyıcı eleman etkin kesit rijitliklerinin belirlenmesi.....	73
4.2.4 Taşıyıcı eleman kesitlerinde hasar durumlarının tanımlanması .....	75
4.2.5 Değişirilebilir plastik mafsâl özelliklerinin tanımlanması .....	76
4.2.6 Plastik mafsâl kesitlerinin atanması .....	81
4.2.7 Deprem kayıtlarının seçimi ve ölçeklendirilmesi.....	82
4.2.8 Zaman tanım alanında doğrusal olmayan yüklemenin tanımlanması .....	88
4.2.9 Zaman tanım alanında doğrusal olmayan analiz sonuçları .....	93
4.2.10 Statik itme analizi sonuçları .....	107
<b>5. SONUÇLARIN DEĞERLENDİRİLMESİ VE ÖNERİLER.....</b>	<b>111</b>
<b>KAYNAKLAR.....</b>	<b>115</b>
<b>EKLER.....</b>	<b>117</b>
<b>ÖZGEÇMİŞ.....</b>	<b>141</b>



## KISALTMALAR

<b>AFAD</b>	: Afet ve Acil Durum Yönetimi Başkanlığı
<b>BKS</b>	: Bina Kullanım Sınıfı
<b>BYS</b>	: Bina Yükseklik Sınıfı
<b>DBYBHY</b>	: Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında Yönetmelik
<b>DD</b>	: Deprem Yer Hareketi Düzeyi
<b>DPM</b>	: Değiştirilebilir Plastik Mafsal
<b>DTS</b>	: Deprem Tasarım Sınıfı
<b>FEMA</b>	: Federal Emergency Management Agency
<b>GÖ</b>	: Göçmenin Önlenmesi Performans Düzeyi
<b>KAF</b>	: Kuzey Anadolu Fay Hattı
<b>KH</b>	: Kontrollü Hasar Performans Düzeyi
<b>KK</b>	: Kesintisiz Kullanım Performans Düzeyi
<b>MAB1</b>	: Moment Aktaran Islak Kolon – Kiriş Bağlantısı
<b>MAB2</b>	: Moment Aktaran Tam Ardgermeli Kolon – Kiriş Bağlantısı
<b>MAB3</b>	: Moment Aktaran Üstte Islak Altta Kaynaklı Kolon – Kiriş Bağlantısı
<b>MAB4</b>	: Moment Aktaran Manşonlu-Pimli Kolon – Kiriş Bağlantısı
<b>PEER</b>	: Pacific Earthquake Engineering Research Center
<b>PGA</b>	: En Büyük Deprem Yer İvmesi (Peak Ground Acceleration)
<b>PGV</b>	: En Büyük Deprem Yer Hızı (Peak Ground Velocity)
<b>SH</b>	: Sınırlı Hasar Performans Düzeyi
<b>STMM</b>	: Sigorta Tipi Mekanik Manşon
<b>TBDY</b>	: Türkiye Bina Deprem Yönetmeliği
<b>TS</b>	: Türk Standardı
<b>ZTADOA</b>	: Zaman Tanım Alanında Doğrusal Olmayan Analiz



## SEMBOLLER

$(EI)_e$	: Etkin kesit rijitliği
$(V_s)_{30}$	: Zeminin üst 30 metresindeki ortalama kayma dalgası hızı [m/s]
$[C]$	: Sistem sönüm matrisi
$[K]$	: Sistem rijitlik matrisi
$[M]$	: Sistem kütle matrisi
$a_ç$	: Aşık aralığı [mm]
$C_t$	: Ampirik doğal titreşim hesabında kullanılan katsayı
$D$	: Dayanım fazlalığı katsayısı
$d_b$	: Boyuna donatı çapı
$D_{tr}$	: Trifon vida çapı [mm]
$E_C$	: Beton elastisite modülü [MPa]
$E_S$	: Donatı çeliği elastisite modülü [MPa]
$f_{ce}$	: Beton beklenen basınç dayanımı [MPa]
$f_{ck}$	: Beton karakteristik basınç dayanımı [MPa]
$f_{ctk}$	: Beton karakteristik eksenel çekme dayanımı [MPa]
$f_{su}$	: Donatı çeliği minimum kopma dayanımı [MPa]
$f_{y,sac}$	: Sandviç panel sacı akma gerilmesi [MPa]
$f_{ye}$	: Donatı çeliği beklenen akma dayanımı [MPa]
$f_{yk}$	: Donatı çeliği minimum akma dayanımı [MPa]
$g$	: Yerçekimi ivmesi [ $m/s^2$ ]
$H_N$	: Bina toplam yüksekliği [m]
$I$	: Bina önem katsayısı
$k^e_c$	: Sigorta kutusu elastik eksenel basınç rijitliği
$k^e_{fuse}$	: Sigorta eleman elastik eksenel rijitliği
$k^e_t$	: Sigorta kutusu elastik eksenel çekme rijitliği
$k_{jacket}$	: Ceket eksenel rijitliği
$k_{kontakt}$	: Kalibrasyon için kullanılan sanal rijitlik
$k_{mace bolt}$	: Donatı çeliği minimum kopma birim uzaması
$k_{main coupler\_1}$	: Ana manşon eksenel rijitliği
$k_{main coupler\_2}$	: Ana manşon eksenel rijitliği

$k_{steel\ mace}$	: Donatı çeliği minimum kopma birim uzaması
$k^{T_c}$	: Sigorta kutusu elastik ötesi eksenel basınç rijitliği
$k^{T_{fuse}}$	: Sigorta eleman elastik ötesi eksenel rijitliği
$k^{T_t}$	: Sigorta kutusu elastik ötesi eksenel çekme rijitliği
$L_p$	: Plastik mafsal boyu [m]
$L_{pan}$	: Pandül çubuk boyu [mm]
$L_s$	: Kesme açıklığı [m]
$m_t$	: Deprem hesabına esas toplam yapı kütlesi [ $kNxs^2/m$ ]
$n$	: Hareketli yük katılım katsayısı
$n_{tr}$	: Birim boydaki trifon vida adedi
$R$	: Taşıyıcı sistem davranış katsayısı
$R_a(T)$	: Öngörülen süneklik kapasitesi ve periyoda bağlı deprem yükü azaltma katsayısı
$S_{ae}(T)$	: Yatay elastik tasarım spektral ivmesi [g]
$S_{aeD}(T)$	: Düşey elastik tasarım spektral ivmesi [g]
$S_{aR}(T)$	: Azaltılmış tasarım spektral ivmesi [g]
$S_{D1}$	: 1.0 saniye periyot için tasarım spektral ivme katsayısı
$S_{DS}$	: Kısa periyot tasarım spektral ivme katsayısı
$S_s$	: Kısa periyot harita spektral ivme katsayısı
$t_{1,sac}$	: Sandviç panel alt sac kalınlığı [mm]
$t_{2,sac}$	: Sandviç panel üst sac kalınlığı [mm]
$T_A$	: Yatay elastik tasarım ivme spektrumu köşe periyodu [s]
$T_{AD}$	: Düşey elastik tasarım ivme spektrumu köşe periyodu [s]
$T_B$	: Yatay elastik tasarım ivme spektrumu köşe periyodu [s]
$T_{BD}$	: Düşey elastik tasarım ivme spektrumu köşe periyodu [s]
$T_L$	: Yatay elastik tasarım ivme spektrumunda sabit yer değiştirme bölgesine geçiş periyodu [s]
$T_{LD}$	: Düşey elastik tasarım ivme spektrumunda sabit yer değiştirme bölgesine köşe periyodu [s]
$T_{pA}$	: Yapı ampirik doğal titreşim periyodu [s]
$T_X$	: X doğrultusu için yapı doğal titreşim periyodu [s]
$T_Y$	: Y doğrultusu için yapı doğal titreşim periyodu [s]
$V_{tE}^{(X)}$	: X doğrultusu toplam eşdeğer deprem yükü [kN]
$V_{tX}^{(X)}$	: X doğrultusunda modal hesap yöntemleri ile elde edilen en büyük toplam deprem yükü [kN]
$\beta_{tE}$	: Eşdeğer taban kesme kuvveti büyütme katsayısı

$\gamma_E$	: Eşdeğer taban kesme kuvveti büyütme katsayısının belirlenmesinde kullanılan ampirik katsayı
$\epsilon_{su}$	: Donatı çeliği minimum kopma birim uzaması
$\theta_p$	: Plastik dönme
$\varphi_u$	: Maksimum eğrilik
$\varphi_y$	: Akma eğriliği
$\varphi_p$	: Plastik eğrilik





## ÇİZELGE LİSTESİ

### Sayfa

Çizelge 3.1 : STMM'yi oluşturan elemanların aksenal rijitlikleri.....	17
Çizelge 3.2 : Basınç ve çekme kuvveti altında STMM'nin eşdeğer aksenal rijitlikleri. ....	17
Çizelge 4.1 : Beton mekanik özellikleri. ....	25
Çizelge 4.2 : Donatı çeliği mekanik özellikleri. ....	26
Çizelge 4.3 : Sismik parametreler.....	26
Çizelge 4.4 : DD-2 deprem düzeyi için yatay elastik tasarım ivme spektrumu. ....	28
Çizelge 4.5 : DD-3 deprem düzeyi için yatay elastik tasarım ivme spektrumu. ....	28
Çizelge 4.6 : DD-2 deprem düzeyi için düşey elastik tasarım ivme spektrumu.....	28
Çizelge 4.7 : TBDY 2018'e göre bina kullanım sınıfları ve bina önem katsayısı.....	29
Çizelge 4.8 : TBDY 2018'e göre deprem tasarım sınıfları.....	30
Çizelge 4.9 : TBDY 2018'e göre bina yükseklik sınıfları. ....	30
Çizelge 4.10 : Bina performans hedefleri ve uygulanacak değerlendirme / tasarım yaklaşımları. ....	31
Çizelge 4.11 : Taşıyıcı sistem davranış katsayısı ve dayanım fazlalığı katsayısı.....	32
Çizelge 4.12 : DD-2 deprem düzeyi için azaltılmış yatay elastik tasarım ivme spektrumu.....	33
Çizelge 4.13 : Etkin kesit rijitliği çarpanları.....	34
Çizelge 4.14 : Hareketli yük kütle katılım katsayıları. ....	35
Çizelge 4.15 : Dış yükler. ....	38
Çizelge 4.16 : Yük birleşimleri.....	40
Çizelge 4.17 : Taşıyıcı eleman ön boyutları. ....	43
Çizelge 4.18 : Modal kütle katılım oranları ve periyotlar. ....	44
Çizelge 4.19 : Burulma düzensizliği kontrolü. ....	48
Çizelge 4.20 : Zayıf kat düzensizliği kontrolü.....	49
Çizelge 4.21 : B2 tipi düzensizlik kontrolü. ....	49
Çizelge 4.22 : Mod birleştirme yöntemi taban reaksiyonları. ....	50
Çizelge 4.23 : Ölçeklenmiş mod birleştirme yöntemi taban reaksiyonları.....	50
Çizelge 4.24 : Etkin Göreli kat ötelemesi kontrolü. ....	51
Çizelge 4.25 : İkinci mertebe etkilerinin kontrolü.....	51
Çizelge 4.26 : Kolon donatı detayları. ....	52
Çizelge 4.27 : Kiriş donatı detayları. ....	54
Çizelge 4.28 : Beklenen (ortalama) malzeme dayanımları.....	58
Çizelge 4.29 : Donatı çeliği mekanik özellikleri. ....	60
Çizelge 4.30 : Kirişler için şekil değiştirme ve artık dayanım değerleri. ....	63
Çizelge 4.31 : Kolonlar için şekil değiştirme ve artık dayanım değerleri. ....	63
Çizelge 4.32 : Kirişlerin moment – eğrilik ilişkisi. ....	64
Çizelge 4.33 : Kolonların moment – eğrilik ilişkisi. ....	67
Çizelge 4.34 : C101 ve C201 kolonları için karşılıklı etki diyagramı. ....	69
Çizelge 4.35 : C102 ve C202 kolonları için karşılıklı etki diyagramı. ....	70
Çizelge 4.36 : Kiriş etkin kesit rijitlikleri. ....	74

<b>Çizelge 4.37</b> : Kolon etkin kesit rijitlikleri. ....	<b>74</b>
<b>Çizelge 4.38</b> : Kirişlerin hasar sınır dönmeleri. ....	<b>75</b>
<b>Çizelge 4.39</b> : Kolonların hasar sınır dönmeleri. ....	<b>75</b>
<b>Çizelge 4.40</b> : Değiştirilebilir plastik mafsalların moment – dönme ilişkisi. ....	<b>77</b>
<b>Çizelge 4.41</b> : Değiştirilebilir plastik mafsal efektif kesit rijitlikleri. ....	<b>77</b>
<b>Çizelge 4.42</b> : Sanal malzeme mekanik özellikleri. ....	<b>80</b>
<b>Çizelge 4.43</b> : Sanal çubuk kesit özellikleri. ....	<b>81</b>
<b>Çizelge 4.44</b> : Doğrusal olmayan analiz için seçilen deprem kaydı takımları. ....	<b>86</b>
<b>Çizelge 4.45</b> : Taban kesme kuvveti istemleri. ....	<b>93</b>
<b>Çizelge 4.46</b> : En büyük kolon iç kuvvetleri. ....	<b>102</b>
<b>Çizelge 4.47</b> : Kolon iç kuvveti oranları. (MAB1/DPM) ....	<b>103</b>
<b>Çizelge 4.48</b> : En büyük kolon plastik dönme talepleri ve birbirine göre oranları. .	<b>103</b>
<b>Çizelge 4.49</b> : Tip-1 değiştirilebilir plastik mafsal için dönme talepleri. ....	<b>104</b>
<b>Çizelge 4.50</b> : Tip-2 değiştirilebilir plastik mafsal için dönme talepleri. ....	<b>105</b>
<b>Çizelge 4.51</b> : Tip-3 değiştirilebilir plastik mafsal için dönme talepleri. ....	<b>106</b>
<b>Çizelge 5.1</b> : Hakim doğal titreşim periyotları ve modal kütle katılım oranları. ....	<b>111</b>





## ŞEKİL LİSTESİ

### Sayfa

Şekil 1.1 : Islak kolon – giriş bağlantısı. (TBDY, 2018).....	3
Şekil 1.2 : Ardgermeli Kolon – Giriş Bağlantısı. (TBDY, 2018).....	3
Şekil 1.3 : Üstte ıslak altta kaynaklı kolon – giriş bağlantısı (TBDY, 2018). ....	4
Şekil 1.4 : Manşonlu-Pimli Kolon – Giriş Bağlantısı (TBDY, 2018). ....	5
Şekil 2.1 : Düzlem bir çubuk elemanda eğilme momenti – eğrilik ilişkisi. (Özer, 2009) .....	8
Şekil 2.2 : Betonarme bir kesitte fiber (lif) mafsal modeli. ....	10
Şekil 3.1 : STMM elemanının analitik olarak temsil edilmesi. ....	11
Şekil 3.2 : STMM’ye ait örnek kuvvet – yer değiştirme çevrimi. ....	15
Şekil 3.3 : Paslanmaz çeliğin gerilme – şekil değiştirme ilişkisi ve idealleştirilmesi. (Karakuş, 2022).....	16
Şekil 3.4 : STMM-1 ve STMM-2 numunelerinin deney sonuçlarının analiz sonuçları ile karşılaştırılması. ....	17
Şekil 3.5 : STMM-3 ve STMM-4 numunelerinin deney sonuçlarının analiz sonuçları ile karşılaştırılması. ....	18
Şekil 3.6 : Birleşim bölgesinin analitik olarak idealleştirilmesi. ....	18
Şekil 3.7 : Birleşime ait moment – dönme ilişkisi. ....	20
Şekil 3.8 : Birleşime ait idealleştirilmiş moment – dönme ilişkisi. ....	21
Şekil 4.1 : Bina kısa doğrultu dış aksların görünüşü (1 ve 11 aksları). ....	23
Şekil 4.2 : Bina kısa doğrultu iç aksların görünüşü (2 ve 10 aksları arası). ....	24
Şekil 4.3 : Bina uzun doğrultu dış aksların görünüşü (A ve C aksları). ....	24
Şekil 4.4 : Bina uzun doğrultu iç aks görünüşü (B aksı). ....	25
Şekil 4.5 : Bina çatı planı.....	25
Şekil 4.6 : Türkiye deprem haritası üzerinde yapının konumu.....	26
Şekil 4.7 : Kolonlar için etkin kesit rijitliği çarpanı tanımlanması.....	34
Şekil 4.8 : Kirişler için etkin kesit rijitliği çarpanı tanımlanması.....	35
Şekil 4.9 : Sismik kütlelerin analiz programında tanımlanması. ....	36
Şekil 4.10 : Cephe kaplamasının sismik kütleyle dahil edilmesi.....	39
Şekil 4.11 : Pandüllerin analiz programında tanımlanması. ....	41
Şekil 4.12 : Sanal malzemenin analiz programında tanımlanması. ....	42
Şekil 4.13 : Sayısal hesap modelinde çatı diyaframının oluşturulması. ....	42
Şekil 4.14 : X doğrultusu hakim moda ait şekil değiştirme görüntüsü. ( $T_x = 0.378$ s) .....	45
Şekil 4.15 : Y doğrultusu hakim moda ait şekil değiştirme görüntüsü. ( $T_y = 0.502$ s) .....	46
Şekil 4.16 : Z doğrultusu hakim moda ait şekil değiştirme görüntüsü. ( $T_z = 0.027$ s).....	46
Şekil 4.17 : (a) Kolon mekanizması durumu. (b) Kiriş mekanizması durumu.....	55
Şekil 4.18 : Düğüm noktasına birleşen kolon ve kirişlerin taşıma gücü momentlerinin gösterimi.....	55
Şekil 4.19 : C101 ve C201 kolonları karşılıklı etki diyagramı. ....	57

Şekil 4.20 : B101 kirişi karşılıklı etki diyagramı.....	57
Şekil 4.21 : Sargılı ve sargısız beton gerilme – şekil değiştirme eğrileri. ....	60
Şekil 4.22 : B420c gerilme – şekil değiştirme eğrisi. ....	61
Şekil 4.23 : (a) İdealleştirilmiş SAP2000 modeli, (b) FEMA356 modeli. ....	61
Şekil 4.24 : (a) B101 kirişi; (b) C101-C201 kolonları.....	62
Şekil 4.25 : Kirişlerin moment – eğrilik ilişkisi.....	65
Şekil 4.26 : Kiriş plastik mafsal tipinin seçilmesi. ....	66
Şekil 4.27 : Kiriş moment – plastik dönme ilişkilerinin tanımlanması. ....	66
Şekil 4.28 : C101 ve C201 kolonlarının moment eğrilik ilişkisi. ....	68
Şekil 4.29 : C102 ve C202 kolonlarının moment eğrilik ilişkisi. ....	68
Şekil 4.30 : C101 – C201 kolonları için karşılıklı etki diyagramı.....	69
Şekil 4.31 : C102 – C202 kolonları için karşılıklı etki diyagramı.....	70
Şekil 4.32 : Plastik mafsal tipinin seçimi.....	71
Şekil 4.33 : (a) Tanımlanan aksenal yük değerleri, (b) Etkileşim yüzeyi açıları.....	71
Şekil 4.34 : Karşılıklı etki diyagramlarının tanımlanması.....	72
Şekil 4.35 : Moment – plastik dönme ilişkilerinin tanımlanması.....	72
Şekil 4.36 : Değiştirilebilir plastik mafsalların moment – dönme ilişkisi.....	77
Şekil 4.37 : Link tipinin seçimi ve serbestliklerin belirlenmesi.....	78
Şekil 4.38 : Aksenal rijitliğin tanımlanması.....	79
Şekil 4.39 : Kayma rijitliğinin tanımlanması.....	79
Şekil 4.40 : Moment – dönme ilişkisi, dönme rijitliği ve çevrimsel modelin tanımlanması.....	80
Şekil 4.41 : Islak birleşimli modelde plastik mafsal kesitlerinin atanması. (a) Birleşim bölgesi detayı. (b) İdealleştirilmiş çubuk modeli.....	81
Şekil 4.42 : Değiştirilebilir plastik mafsallı modelde plastik mafsal kesitlerinin atanması. (a) Birleşim bölgesi detayı. (b) İdealleştirilmiş çubuk modeli.....	82
Şekil 4.43 : PEER veritabanı arama filtresi.....	84
Şekil 4.44 : Ölçeklenmemiş bileşke davranış spektrumları.....	86
Şekil 4.45 : Ölçeklenmiş bileşke davranış spektrumları.....	87
Şekil 4.46 : Ölçeklenmiş ortalama davranış spektrumu ile hedef spektrum karşılaştırması.....	87
Şekil 4.47 : Zaman tanım alanında doğrusal olmayan yüklemenin tanımlanması. ...	89
Şekil 4.48 : Nümerik integrasyon yönteminin tanımlanması.....	90
Şekil 4.49 : Doğrusal olmayan artımsal statik yüklemenin tanımlanması.....	90
Şekil 4.50 : Modal sönümün doğal frekansa bağlı olarak değişimi. (a) Kütle orantılı sönüm ve rijitlik orantılı sönüm. (b) Rayleigh sönümü.....	91
Şekil 4.51 : Viskoz sönüm fonksiyonunun tanımlanması.....	92
Şekil 4.52 : MAB1 tipi birleşimli yapı için kısa doğrultu kat yer değiştirmeleri.....	94
Şekil 4.53 : MAB1 tipi birleşimli yapı için kısa doğrultu görelî kat ötelemeleri.....	94
Şekil 4.54 : MAB1 tipi birleşimli yapı için uzun doğrultu kat yer değiştirmeleri.....	95
Şekil 4.55 : MAB1 tipi birleşimli yapı için uzun doğrultu görelî kat ötelemeleri.....	95
Şekil 4.56 : DPM tipi birleşimli yapı için kısa doğrultu kat yer değiştirmeleri.....	96
Şekil 4.57 : DPM tipi birleşimli yapı için kısa doğrultu görelî kat ötelemeleri.....	96
Şekil 4.58 : DPM tipi birleşimli yapı için uzun doğrultu kat yer değiştirmeleri.....	97
Şekil 4.59 : DPM tipi birleşimli yapı için uzun doğrultu görelî kat ötelemeleri.....	97
Şekil 4.60 : Kısa doğrultu ortalama kat yer değiştirmelerinin karşılaştırılması.....	98
Şekil 4.61 : Kısa doğrultu ortalama görelî kat ötelemelerinin karşılaştırılması.....	98
Şekil 4.62 : Uzun doğrultu ortalama kat yer değiştirmelerinin karşılaştırılması.....	99
Şekil 4.63 : Uzun doğrultu ortalama görelî kat ötelemelerinin karşılaştırılması.....	99

<b>Şekil 4.64</b> : MAB1 tipi birleşime sahip yapıda 164-1 numaralı analiz sonucu kiriş hasarları.....	<b>100</b>
<b>Şekil 4.65</b> : DPM tipi birleşime sahip yapıda 164-1 numaralı analiz sonucu kiriş hasarları.....	<b>100</b>
<b>Şekil 4.66</b> : MAB1 tipi birleşime sahip yapıda kiriş yığılı plastik mafsalının moment - plastik dönme çevrimi.....	<b>101</b>
<b>Şekil 4.67</b> : Değiştirilebilir plastik mafsal kesitinde moment - plastik dönme çevrimi.....	<b>101</b>
<b>Şekil 4.68</b> : 1. katta seçilen kolonlar.....	<b>102</b>
<b>Şekil 4.69</b> : 2. katta seçilen kolonlar.....	<b>102</b>
<b>Şekil 4.70</b> : Tip-1 değiştirilebilir plastik mafsal için dönme talepleri.....	<b>104</b>
<b>Şekil 4.71</b> : Tip-2 değiştirilebilir plastik mafsal için dönme talepleri.....	<b>105</b>
<b>Şekil 4.72</b> : Tip-3 değiştirilebilir plastik mafsal için dönme talepleri.....	<b>106</b>
<b>Şekil 4.73</b> : Örnek statik itme analizi eğrisi.....	<b>107</b>
<b>Şekil 4.74</b> : Kısa doğrultu statik itme analizi eğrileri.....	<b>108</b>
<b>Şekil 4.75</b> : Uzun doğrultu statik itme analizi eğrileri.....	<b>109</b>
<b>Şekil 5.1</b> : Düşey yükler ve deprem yüklemesinin ortak etkisi altında kiriş tipik eğilme momenti diyagramı.....	<b>113</b>
<b>Şekil A.1</b> : Parkfield, CA depremi yatay bileşen (0 derece) ivme – zaman kaydı. (RSN = 28).....	<b>118</b>
<b>Şekil A.2</b> : Parkfield, CA depremi yatay bileşen (90 derece) ivme – zaman kaydı. (RSN = 28).....	<b>118</b>
<b>Şekil A.3</b> : Parkfield, CA depremi düşey bileşen ivme – zaman kaydı. (RSN = 28).....	<b>118</b>
<b>Şekil A.4</b> : Imperial Valley – 06 depremi yatay bileşen (0 derece) ivme – zaman kaydı. (RSN = 164).....	<b>119</b>
<b>Şekil A.5</b> : Imperial Valley – 06 depremi yatay bileşen (90 derece) ivme – zaman kaydı. (RSN = 164).....	<b>119</b>
<b>Şekil A.6</b> : Imperial Valley – 06 depremi düşey bileşen ivme – zaman kaydı. (RSN = 164).....	<b>119</b>
<b>Şekil A.7</b> : Victoria, Mexico depremi yatay bileşen (0 derece) ivme – zaman kaydı. (RSN = 265).....	<b>120</b>
<b>Şekil A.8</b> : Victoria, Mexico depremi yatay bileşen (90 derece) ivme – zaman kaydı. (RSN = 265).....	<b>120</b>
<b>Şekil A.9</b> : Victoria, Mexico depremi düşey bileşen ivme – zaman kaydı. (RSN = 265).....	<b>120</b>
<b>Şekil A.10</b> : Chalfant Valley – 02 depremi yatay bileşen (0 derece) ivme – zaman kaydı. (RSN = 554).....	<b>121</b>
<b>Şekil A.11</b> : Chalfant Valley – 02 depremi yatay bileşen (90 derece) ivme – zaman kaydı. (RSN = 554).....	<b>121</b>
<b>Şekil A.12</b> : Chalfant Valley – 02 depremi düşey bileşen ivme – zaman kaydı. (RSN = 554).....	<b>121</b>
<b>Şekil A.13</b> : Kocaeli, Türkiye depremi yatay bileşen (0 derece) ivme – zaman kaydı. (RSN = 1148).....	<b>122</b>
<b>Şekil A.14</b> : Kocaeli, Türkiye depremi yatay bileşen (90 derece) ivme – zaman kaydı. (RSN = 1148).....	<b>122</b>
<b>Şekil A.15</b> : Kocaeli, Türkiye depremi düşey bileşen ivme – zaman kaydı. (RSN = 1148).....	<b>122</b>
<b>Şekil A.16</b> : Düzce, Türkiye depremi yatay bileşen (0 derece) ivme – zaman kaydı. (RSN = 1611).....	<b>123</b>

<b>Şekil A.17</b> : Düzce, Türkiye depremi yatay bileşen (90 derece) ivme – zaman kaydı. (RSN = 1611) .....	<b>123</b>
<b>Şekil A.18</b> : Düzce, Türkiye depremi düşey bileşen ivme – zaman kaydı. (RSN = 1611) .....	<b>123</b>
<b>Şekil A.19</b> : Düzce, Türkiye depremi yatay bileşen (0 derece) ivme – zaman kaydı. (RSN = 1612) .....	<b>124</b>
<b>Şekil A.20</b> : Düzce, Türkiye depremi yatay bileşen (90 derece) ivme – zaman kaydı. (RSN = 1612) .....	<b>124</b>
<b>Şekil A.21</b> : Düzce, Türkiye depremi düşey bileşen ivme – zaman kaydı. (RSN = 1612) .....	<b>124</b>
<b>Şekil A.22</b> : Landers depremi yatay bileşen (0 derece) ivme – zaman kaydı. (RSN = 3757) .....	<b>125</b>
<b>Şekil A.23</b> : Landers depremi yatay bileşen (90 derece) ivme – zaman kaydı. (RSN = 3757) .....	<b>125</b>
<b>Şekil A.24</b> : Landers depremi düşey bileşen ivme – zaman kaydı. (RSN = 3757)..	<b>125</b>
<b>Şekil A.25</b> : Parkfield – 02, CA depremi yatay bileşen (0 derece) ivme – zaman kaydı. (RSN = 4135) .....	<b>126</b>
<b>Şekil A.26</b> : Parkfield – 02, CA depremi yatay bileşen (90 derece) ivme – zaman kaydı. (RSN = 4135) .....	<b>126</b>
<b>Şekil A.27</b> : Parkfield – 02, CA depremi düşey bileşen ivme – zaman kaydı. (RSN = 4135) .....	<b>126</b>
<b>Şekil A.28</b> : Parkfield – 02, CA depremi yatay bileşen (0 derece) ivme – zaman kaydı. (RSN = 4139) .....	<b>127</b>
<b>Şekil A.29</b> : Parkfield – 02, CA depremi yatay bileşen (90 derece) ivme – zaman kaydı. (RSN = 4139) .....	<b>127</b>
<b>Şekil A.30</b> : Parkfield – 02, CA depremi düşey bileşen ivme – zaman kaydı. (RSN = 4139) .....	<b>127</b>
<b>Şekil A.31</b> : Joshua Tree, CA depremi yatay bileşen (0 derece) ivme – zaman kaydı. (RSN = 6878) .....	<b>128</b>
<b>Şekil A.32</b> : Joshua Tree, CA depremi yatay bileşen (90 derece) ivme – zaman kaydı. (RSN = 6878) .....	<b>128</b>
<b>Şekil A.33</b> : Joshua Tree, CA depremi düşey bileşen ivme – zaman kaydı. (RSN = 6878) .....	<b>128</b>
<b>Şekil A.34</b> : Parkfield, CA depremi yatay davranış spektrumları. (RSN = 28).....	<b>129</b>
<b>Şekil A.35</b> : Imperial Valley – 06 depremi yatay davranış spektrumları. (RSN = 164) .....	<b>129</b>
<b>Şekil A.36</b> : Victoria, Mexico depremi yatay davranış spektrumları. (RSN = 265)	<b>129</b>
<b>Şekil A.37</b> : Chalfant Valley – 02 depremi yatay davranış spektrumları. (RSN = 554) .....	<b>130</b>
<b>Şekil A.38</b> : Kocaeli, Türkiye depremi yatay davranış spektrumları. (RSN = 1148) .....	<b>130</b>
<b>Şekil A.39</b> : Düzce, Türkiye depremi yatay davranış spektrumları. (RSN = 1611)	<b>130</b>
<b>Şekil A.40</b> : Düzce, Türkiye depremi yatay davranış spektrumları. (RSN = 1612)	<b>131</b>
<b>Şekil A.41</b> : Landers depremi yatay davranış spektrumları. (RSN = 3757) .....	<b>131</b>
<b>Şekil A.42</b> : Parkfield – 02, CA depremi yatay davranış spektrumları. (RSN = 4135) .....	<b>131</b>
<b>Şekil A.43</b> : Parkfield – 02, CA depremi yatay davranış spektrumları. (RSN = 4139) .....	<b>132</b>
<b>Şekil A.44</b> : Joshua Tree, CA depremi yatay davranış spektrumları. (RSN = 6878) .....	<b>132</b>

<b>Şekil B.1</b> : 28 numaralı deprem kaydı, kısa doğrultu taban kesme kuvveti – tepe deplasmanı grafiği. ....	<b>133</b>
<b>Şekil B.2</b> : 164 numaralı deprem kaydı, kısa doğrultu taban kesme kuvveti – tepe deplasmanı grafiği. ....	<b>133</b>
<b>Şekil B.3</b> : 265 numaralı deprem kaydı, kısa doğrultu taban kesme kuvveti – tepe deplasmanı grafiği. ....	<b>133</b>
<b>Şekil B.4</b> : 554 numaralı deprem kaydı, kısa doğrultu taban kesme kuvveti – tepe deplasmanı grafiği. ....	<b>134</b>
<b>Şekil B.5</b> : 1148 numaralı deprem kaydı, kısa doğrultu taban kesme kuvveti – tepe deplasmanı grafiği. ....	<b>134</b>
<b>Şekil B.6</b> : 1611 numaralı deprem kaydı, kısa doğrultu taban kesme kuvveti – tepe deplasmanı grafiği. ....	<b>134</b>
<b>Şekil B.7</b> : 1612 numaralı deprem kaydı, kısa doğrultu taban kesme kuvveti – tepe deplasmanı grafiği. ....	<b>135</b>
<b>Şekil B.8</b> : 3757 numaralı deprem kaydı, kısa doğrultu taban kesme kuvveti – tepe deplasmanı grafiği. ....	<b>135</b>
<b>Şekil B.9</b> : 4135 numaralı deprem kaydı, kısa doğrultu taban kesme kuvveti – tepe deplasmanı grafiği. ....	<b>135</b>
<b>Şekil B.10</b> : 4139 numaralı deprem kaydı, kısa doğrultu taban kesme kuvveti – tepe deplasmanı grafiği. ....	<b>136</b>
<b>Şekil B.11</b> : 6878 numaralı deprem kaydı, kısa doğrultu taban kesme kuvveti – tepe deplasmanı grafiği. ....	<b>136</b>
<b>Şekil B.12</b> : 28 numaralı deprem kaydı, uzun doğrultu taban kesme kuvveti – tepe deplasmanı grafiği. ....	<b>136</b>
<b>Şekil B.13</b> : 164 numaralı deprem kaydı, uzun doğrultu taban kesme kuvveti – tepe deplasmanı grafiği. ....	<b>137</b>
<b>Şekil B.14</b> : 265 numaralı deprem kaydı, uzun doğrultu taban kesme kuvveti – tepe deplasmanı grafiği. ....	<b>137</b>
<b>Şekil B.15</b> : 554 numaralı deprem kaydı, uzun doğrultu taban kesme kuvveti – tepe deplasmanı grafiği. ....	<b>137</b>
<b>Şekil B.16</b> : 1148 numaralı deprem kaydı, uzun doğrultu taban kesme kuvveti – tepe deplasmanı grafiği. ....	<b>138</b>
<b>Şekil B.17</b> : 1611 numaralı deprem kaydı, uzun doğrultu taban kesme kuvveti – tepe deplasmanı grafiği. ....	<b>138</b>
<b>Şekil B.18</b> : 1612 numaralı deprem kaydı, uzun doğrultu taban kesme kuvveti – tepe deplasmanı grafiği. ....	<b>138</b>
<b>Şekil B.19</b> : 3757 numaralı deprem kaydı, uzun doğrultu taban kesme kuvveti – tepe deplasmanı grafiği. ....	<b>139</b>
<b>Şekil B.20</b> : 4135 numaralı deprem kaydı, uzun doğrultu taban kesme kuvveti – tepe deplasmanı grafiği. ....	<b>139</b>
<b>Şekil B.21</b> : 4139 numaralı deprem kaydı, uzun doğrultu taban kesme kuvveti – tepe deplasmanı grafiği. ....	<b>139</b>
<b>Şekil B.22</b> : 6878 numaralı deprem kaydı, uzun doğrultu taban kesme kuvveti – tepe deplasmanı grafiği. ....	<b>140</b>



## DEĞİŞTİRİLEBİLİR PLASTİK MAFSAL KAVRAMININ ÖNÜRETİMLİ BETONARME ÇERÇEVE TÜRÜ SİSTEMLERDE KULLANIMI

### ÖZET

Yüksek lisans tezi olarak hazırlanan bu çalışmada önüretimli bir sanayi yapısının moment aktaran kiriş – kolon bağlantılarında farklı iki birleşim detayı uygulanarak elde edilen yapıların deprem performansları ve dinamik davranışları karşılıklı olarak incelenmiştir. Birinci tip yapıda önüretimli yapı sektöründe sıklıkla tercih edilen geleneksel bir birleşim tipi olan ıslak birleşim kullanılırken, ikinci tip yapıda değiştirilebilir plastik mafsal ismi verilen yeni geliştirilen modern bir birleşim kullanılmıştır.

Çalışma toplam 5 bölümden oluşmaktadır. Birinci bölümde önüretimli yapılar hakkında genel bilgiler verilmiş, uygulamada sıklıkla tercih edilen moment aktaran birleşim tiplerinden bahsedilmiş ve çalışmanın amacı anlatılmıştır.

İkinci bölümde, betonarme yapıların doğrusal olmayan davranışı anlatılmış olup, yığılı plastik davranış modeli, yayılı plastik davranış modeli ve değiştirilebilir plastik mafsal modeli hakkında bilgi verilmiştir.

Üçüncü bölümde değiştirilebilir plastik mafsalın mekanik özellikleri verilip, ilgili çalışmalar referans gösterilerek yapılan deneyler ve deney sonuçları kısaca açıklanmış, deney sonuçlarından elde edilen verilerin bilgisayar destekli yapısal analiz modellerinde temsil edilmesi anlatılmıştır.

Çalışmanın dördüncü bölümünde ıslak birleşimli ve değiştirilebilir plastik mafsalı yapı modellerinin analizleri gerçekleştirilmiştir. Bu bölüm, değiştirilebilir plastik mafsal kavramının üç boyutlu yapı sistemlerinin analiz modellerinde uygulanmasını da adım adım göstermektedir. İlk olarak, analizi gerçekleştirilen yapının geometrik özellikleri anlatılmış, kullanılan malzemelerin mekanik özellikleri verilmiş ve yapı geometrisini görsel olarak anlatabilmek adına genel görünüş çizimleri gösterilmiştir. Daha sonra TBDY 2018 yönetmeliğine göre genel tasarım esasları anlatılıp, ilgili sismik tasarım parametreleri belirlenmiş, yapıya etki eden dış yükler ve tasarımda kullanılan yük birleşimleri verildikten sonra ön boyutlandırma yapılmış ve doğrusal deprem analizi tamamlanmıştır. Doğrusal deprem analizi yapılan yapının düzensizlik kontrolleri gerçekleştirildikten sonra çerçeve elemanlarının betonarme tasarımları yapılmıştır. Betonarme tasarım tamamlandıktan sonra doğrusal olmayan analiz modelleri oluşturulmuştur. Zaman tanım alanında doğrusal olmayan analizler için 11 adet deprem kaydı takımı seçilmiş olup, bu deprem kaydı takımlarının yatay ivme bileşenleri 90 derece döndürülerek analizler tekrarlanmış, her bir model için 22 adet toplamda iki model için 44 adet zaman tanım alanında doğrusal olmayan analiz gerçekleştirilmiştir. Ayrıca yapı davranışını adım adım izlemek; deplasman sünekliği, yapısal davranış katsayısı gibi parametreleri incelemek adına iki tip yapının her iki doğrultusu için statik itme analizleri yapılmıştır. Statik itme analizleri ayrıca plastik mafsal kesitlerinin istenildiği gibi davranış gösterip göstermediğinin izlenmesi açısından da önemli bir referans modeli olmuştur.

Beşinci ve son bölümde ise elde edilen analiz sonuçlarının karşılaştırmalı olarak değerlendirilmesi yapıp, çalışma sırasında edinilen tecrübelerle göre öneriler sunulmuştur. Her iki yapı tipi için incelenen değerlendirme kriterleri şu şekilde özetlenebilir; zaman tanım alanında doğrusal olmayan analiz sonucunda elde edilen taban kesme kuvveti ve tepe yer değiştirme istemleri, elastik ötesi hasarın görülebilmesi adına taban kesme kuvvetine karşılık tepe yer değiştirme grafikleri, seçilmiş bazı düğüm noktaları için plastik şekil değiştirme istemleri, seçilmiş bazı kolon kesitleri için iç kuvvet karşılaştırmaları, yapısal elemanlardaki plastik hasarların karşılaştırılması. Son olarak, statik itme analizinin sonuçlarına bağlı olarak taşıyıcı sistem davranış katsayısı ve dayanım fazlalığı katsayısı önerilerinde bulunulmuştur.





# **USE OF REPLACEABLE PLASTIC HINGES ON PRECAST REINFORCED CONCRETE STRUCTURES**

## **SUMMARY**

In this study, which is prepared as a master thesis, seismic performance and dynamic behavior of industrial precast reinforced concrete buildings with two different type of moment resisting beam to column connection is investigated comparatively. The first building has one of the widely used traditional moment resisting connection that is known as wet connection. The second building has the exact same geometrical properties with the first one except that it has moment resisting connection which is currently developed and called as replaceable plastic hinge.

The study is consist of five major sections. In the first section, precast reinforced concrete structures is introduced briefly. Then, most used moment resisting beam to column connections is explained with mentioning advantages and disadvantages of them. These moment resisting connections are classified as wet connections (MAB1), post-tensioned connections (MAB2), hybrid connections with welded components (MAB3), and bolted connections (MAB4) in the current Turkish seismic design code. At the end of first section, the aim and scope of this thesis explained.

In the second section, nonlinear behavior of reinforced concrete structures is mentioned. Two of the main approaches which represent the nonlinear behavior of the reinforced concrete structures is explained respectively. The first approach is known as lumped plasticity model that nonlinear deflection occurs on potential damage zones. The second approach is distributed plasticity model that nonlinear deflection is spread along the structural member. Damage limitations for both lumped plasticity model and distributed plasticity model is presented according to Turkish seismic code. The new approach which is called as replaceable plastic hinge is the last part that is explained in this section.

In the third section, mechanical properties of the replaceable plastic hinge is presented by referring the experimental test results that is made in the scope of this work. Experimental test procedures briefly explained. Collected informations from the experimental test results are idealized to create replaceable plastic hinge model which is used for structural analysis.

In the fourth section of this work, structural analysis and design of the reinforced concrete members were made for both type of buildings. This section also clarified the analysis steps of the structural model. First of all, geometrical properties of the building was explained with using related structural drawings. Mechanical properties of the concrete and reinforcement steel used in the design were given. Location of the building was shown on the map and local soil class was determined. By using AFAD database, seismic parameters for the specified location were collected. Horizontal and vertical elastic design spectrums were obtained according to seismic parameters of the site. After that, design parameters such as building importance factor, building height class etc. were determined in accord with Turkish seismic design code. Structural

behavior factor and overstrength factor were taken as 3 and 2 respectively. Convenience of these values were examined at the end of the thesis. Then, external loads acting on the building were determined and design load combinations were created in accordance with TBDY 2018 and TS 500 regulations. Seismic mass of the building was defined by using self weight of the structure and additional mass due to external loads. For linear static analysis, mode superposition method were selected that reflects dynamic behavior of the building better. Before starting the linear analysis, preliminary design for the structural members was made and sections were determined. After that, linear static analysis were performed. During the calculations, 5% additional eccentricity was considered. As a result of modal analysis, predominant natural vibration modes were presented with their natural vibration periods and modal participation mass ratios. For each direction, sufficiency of modal mass participation which is over 95% was shown. Then, structural irregularities were checked, and design of the reinforced concrete members were made. As one of the main concern of ductile frame design, weak beam and strong column philosophy explained. It was shown that columns of the structure is stronger than the beams.

Once the linear analysis is completed, preparation for the nonlinear analysis was started. For this aim, first of all nonlinear material models were created. For the reinforcing steel, stress – strain model is defined by considering parabolic strain hardening. On the core of the reinforced concrete beams and columns Mander confined concrete model was used, while on the cover Mander unconfined concrete model was used. Also, it should be mentioned that for these materials expected (average) strength was used as stated on the seismic code. Subsequently, cross section analysis for beams and columns was performed by using nonlinear material models. To create lumped plasticity models; moment – curvature relationships for the beams and columns were obtained. Additionally, interaction curves which show relation between axial force and bending moment obtained for the columns. Afterwards, effective stiffness and nonlinear damage limitations was calculated for each member. For the second type of building, replaceable plastic hinge sections were created, and assigning of them into the analysis model was explained.

Performance analysis of building was made by using nonlinear time history analysis. Historical earthquake records which is obtained from Pacific Earthquake Engineering Research Center (PEER) database were used for the analysis. The building is located on the North Anatolian Fault that is an strike slip fault. In the past, there were several massive earthquakes occurred around the building location. Earthquake records were filtered by considering some criterias such as fault mechanism, magnitude, soil shear wave velocity ( $V_{S30}$ ) etc. At the end, 11 earthquake acceleration records obtained that most perfectly match with the horizontal design acceleration spectrum.

Besides, static pushover analysis was made for the both horizontal direction of both type of buildings. Static pushover analysis is a good indicator to see the structural behavior. Thanks to that, some inference was made such as displacement ductility, behavior factor of the buildings. In addition, plastic hinge behaviors were followed during this analysis to prove that they work as desired.

In the final section, obtained results from performance analysis for both type of buildings compared. The main parameters that were checked could be listed as; base shear force demand comparison, roof displacement comparison, base shear force versus roof displacement graphs to see nonlinear displacements, internal force comparison for some specific joints, comparison of nonlinear deformation for

structural members etc. Also, structural behavior factor and overstrength factor were suggested based on static pushover analysis results.





# 1. GİRİŞ

## 1.1 Prekast Yapılar

Prefabrike yapı tekniği, ilk olarak 1900'lü yılların başında Avrupa'da uygulanmaya başlanmış, daha sonra tüm dünyaya yayılmıştır. Prekast yapılar 100 yılı aşkın bir süredir inşa edilmesine rağmen, hala mevcut betonarme yapı stoğunun çok büyük bir bölümünü yerinde dökme betonarme yapılar oluşturmaktadır. Ülkemizde de prekast yapıların kullanım oranı dünya ortalaması ile paralellik göstermekle beraber, bu tip yapılar genellikle sanayi bölgelerinde inşa edilen fabrika, depo gibi endüstriyel tesislerde tercih edilmektedir. Ancak; son yıllarda özellikle büyük şehirlerde yerinde dökme betonarme sistemler yerine önüretimli betonarme sistemlerin tercih edilirliliği artış göstermeye başlamıştır.

Önüretimli betonarme yapılar, yerinde dökme betonarme yapılara göre bir takım büyük avantajlara sahiptir. Bu avantajlardan ilki, inşaat süresinin büyük oranda azalmasıdır. Fabrikada üretilen prekast yapı elemanlarının inşaat sahasında yalnızca montajının gerçekleştirilmesi ile yapı kullanıma hazır hale gelebilmektedir. Böylece, hem çevredeki yaşama olumsuz etkileri olan hem de yüksek maliyete sebep olan uzun süreli şantiye kurulumunun önüne geçilebilmektedir. İnşaatın hızlı bir şekilde tamamlanması, özellikle büyük ve kalabalık şehirlerde günlük yaşamın olağan akışının olumsuz etkilenmemesi adına büyük önem teşkil etmektedir.

Prefabrike yapıların diğer önemli avantajı, üretim kalitesinin sürekli olarak kontrol altında tutulabilmesidir. Yüksek standartlı üretim tesislerinde imalatı gerçekleştirilen prekast yapı elemanları, yerinde dökme betonarme yapı elemanlarına kıyasla daha az ön kusurla üretilebilmektedir. Bunun nedenleri; eğitimli iş gücü kullanımı, yüksek kaliteli işçilik yapılması, ortam koşullarının uygunluğu, üretilen elemanların daha iyi kürlenmesi, betonun nakliyesi ve dökümü sırasında oluşacak sorunların önüne geçilmesi şeklinde özetlenebilir.

Prefabrike yapılar iş gücünün kısıtlı olduğu, veya işçilik maliyetlerinin yüksek olduğu durumlarda da iyi bir alternatif olarak karşımıza çıkmaktadır. İkinci Dünya Savaşı

sonrası yeniden inşa edilmek zorunda kalınan bir çok yapıda prefabrikasyon tekniklerinin kullanılması kıt insan gücünün verimli kullanımına dair en önemli göstergelerden biridir.

Bir diğer avantaj ise; prefabrike yapılar gerek üretim gerek montaj esnasında daha kalifiye iş gücü kullanımı nedeniyle işçi sağlığı ve iş güvenliği konusunda yerinde dökme betonarme yapılara üstünlük sağlayabilmektedir.

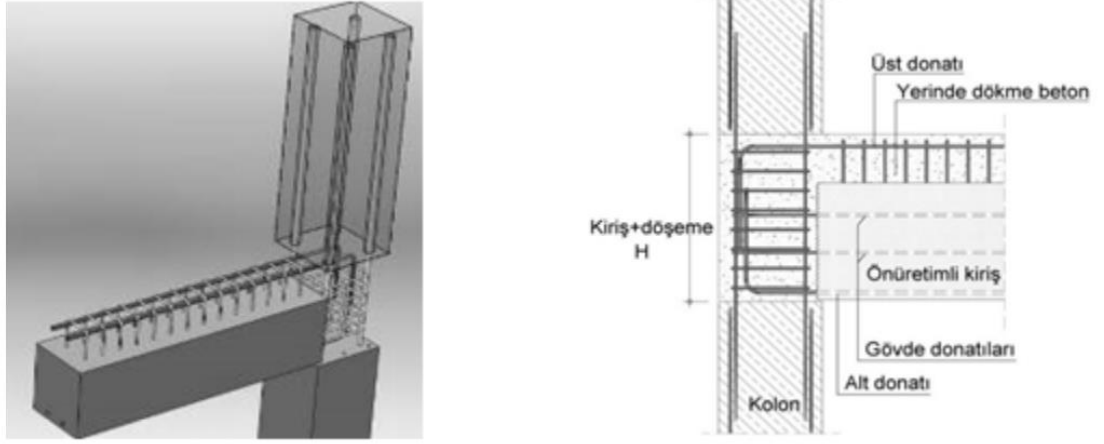
## **1.2 Prekast Yapılarda Moment Aktaran Bağlantılar**

Prekast yapılarda yaygın olarak kullanılan moment aktaran birleşim tipleri; donatıları birbirlerine bağlayan harç dolgulu çelik kılıflar ile ıslak birleşimler, alın ve pabuç levhaları kullanılarak oluşturulan birleşimler, yivli ve vidalı türden mekanik birleşimler ve ard-germeli birleşimler olarak sınıflandırılabilir. Bu birleşimler, 2018 yılında yayınlanan deprem yönetmeliğine göre 4 ana başlık altında toplanmıştır. Bunlar; ıslak kolon – kiriş bağlantısı (MAB1), tam ardgermeli kolon – kiriş bağlantısı (MAB2), üstte ıslak altta kaynaklı kolon – kiriş bağlantısı (MAB3), ve manşonlu-pimli kolon – kiriş bağlantısı (MAB4) olarak sıralanır. Deprem bölgelerinde inşa edilecek prefabrike yapılarda bu birleşimlerin tersinir tekrarlı yükler altında yeterli dayanım ve sünekliğe sahip olması gerekmektedir.

### **1.2.1 Islak kolon – kiriş bağlantısı (MAB1)**

Islak kolon – kiriş bağlantısı yöntemi, imalat sırasında elemanların birleşim bölgelerinde yeterli kenetlenmeyi sağlayacak süreklilik donatılarının teşkil edilmesi ve bu bölgelere daha sonra yerinde beton dökümü ile birleşimin sağlanması şeklinde uygulanır. Yöntemin çalışma prensibi, yerinde dökme betonarme sistemler ile büyük oranda benzerlik gösterir. Birleşimin yapılabilmesi için kolon üzerinde bırakılan boşluğa yapısal dolgu betonu dökülürken özenli bir işçilik yapılması gerekmektedir. Bu yöntem; sahada dökülen betonun priz alıp yeterli dayanıma ulaşmasını beklemeyi zorunlu kıldığı için, inşaat süresinde uzamalara neden olmaktadır.

MAB1 tipi birleşimlerin uygulama detayları Şekil 1.1’de görülebilir.

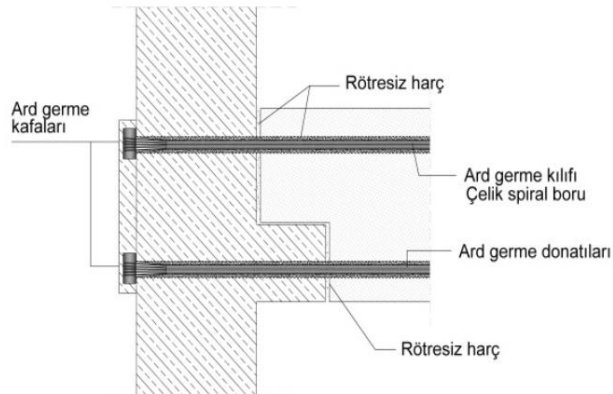


**Şekil 1.1** : Islak kolon – kiriş bağlantısı. (TBDY, 2018)

### 1.2.2 Tam ardgermeli kolon – kiriş bağlantısı (MAB2)

Prekast kirişler, kolonlara yalnızca ard germe halatları ile moment aktaracak şekilde bağlanabilirler. Bu yöntem kullanılarak tasarım yapılırken, birleşim bölgesine uygulanan ardgirmeden dolayı oluşacak iç kuvvetlerin dikkate alınması gereklidir. Ardgermeli bağlantılarda pozitif ve negatif moment ardgirme halatlarında oluşacak çekme kuvvetleri ile karşılanır. Kesme kuvveti ise, kiriş ve kolon arasındaki sürtünme kuvveti ve ardgirme halatları tarafından oluşturulan mengene kuvveti ile karşılanır. Kolon üzerinde guse yapıp kirişin bu guseye oturtulması durumunda yerçekimi doğrultusunda oluşan kesme kuvvetleri karşılanabilir; ancak bu durumun deprem gibi yanal yüklerin etkisi ile yerçekimi doğrultusuna ters yönde oluşan kesme kuvvetlerinin karşılanmasına bir katkısı yoktur.

MAB2 tipi birleşimlerin uygulama detayları Şekil 1.2’de görülebilir.

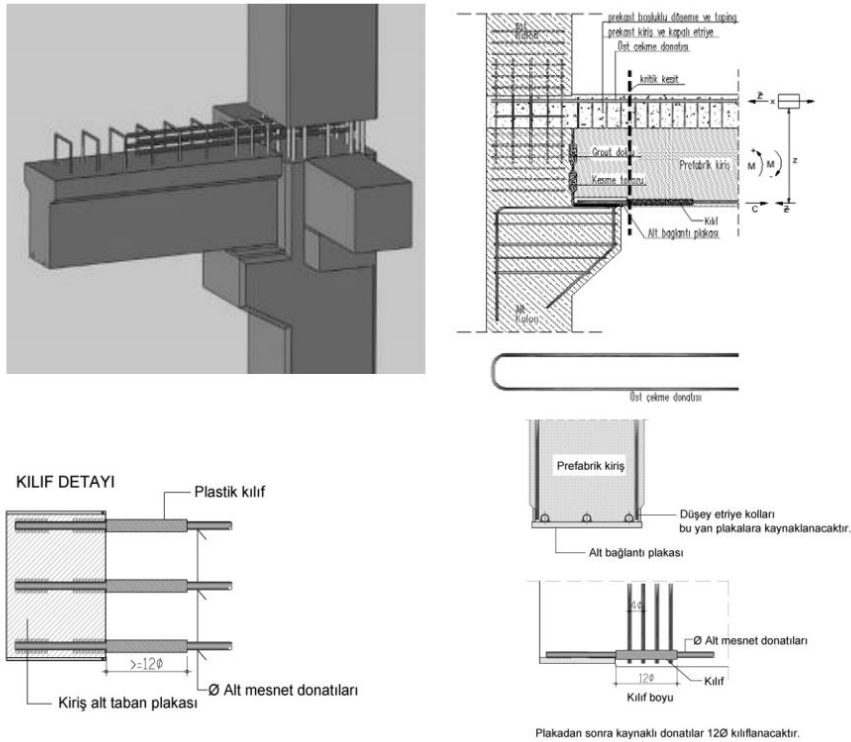


**Şekil 1.2** : Ardgermeli Kolon – Kiriş Bağlantısı. (TBDY, 2018)

### 1.2.3 Üstte ıslak altta kaynaklı kolon – kiriş bağlantısı (MAB3)

Ülkemizde en yaygın kullanılan moment aktaran kolon – kiriş bağlantısı, üstte ıslak altta kaynaklı bağlantıdır. Bu bağlantı tipinde negatif moment, tıpkı ıslak kolon – kiriş bağlantısında olduğu gibi yeterli kenetlenme boyuna sahip süreklilik donatıları ve yerinde dökme beton ile karşılanır. Pozitif moment ise; kolon üzerinde oluşturulacak guse ve bu gusenin içinde bırakılacak gömülü çelik plaka ile prekast kirişin alt yüzünde bırakılacak bağlantı plakasının birbirine kaynaklanması ile aktarılır. Islak kolon – kiriş birleşimlerinde olduğu gibi bu yöntemde de birleşim için dökülen yapısal betonun priz alıp, yeterli dayanıma ulaşması beklendiği için inşaat süresi olumsuz etkilenmektedir. Bu yöntemle ilgili diğer bir olumsuzluk ise; sahada kaynak işçiliği yapılması gerekliliğidir. Sahada yapılan kaynağın kalitesi ile ilgili ciddi bir soru işaretinin bulunması ile birlikte, yapılan kaynağın kalite kontrolünün sağlanması da zorluk çıkarmaktadır.

MAB3 tipi birleşimlerin uygulama detayları Şekil 1.3’de görülebilir.



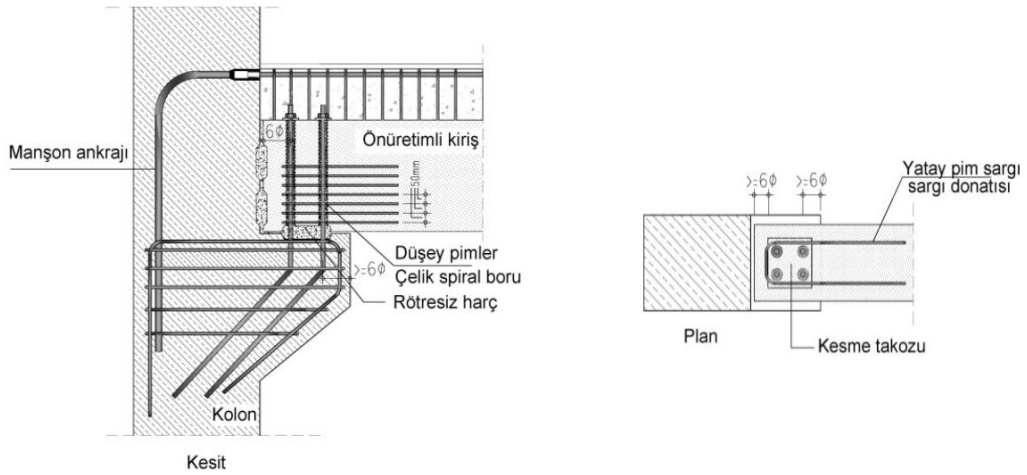
Şekil 1.3 : Üstte ıslak altta kaynaklı kolon – kiriş bağlantısı (TBDY, 2018).



### 1.2.4 Manşonlu-pimli kolon – kiriş bağlantısı (MAB4)

Manşonlu – pimli bağlantılarda negatif eğilme momentinin çekme bileşeni üst donatılar, basınç bileşeni ise kolon yüzünde ve gusede temas vasıtasıyla oluşan basınç bloğu ile karşılanır. Pozitif eğilme momenti durumunda ise, çekme bileşeni kolon gusesinde bırakılan en az 4 adet pimin kesme kapasitesi ile, basınç bileşeni ise tabliyede meydana gelen basınç bloğu ile karşılanır. Pozitif eğilme momenti durumunda, çekme kuvvetini karşılayan pimlerin kesme kapasitesinin, kirişin mesnet kesitinde bulunan alt donatıların toplam akma kuvveti kapasitesinden büyük olması gerekmektedir. Bu tip birleşimlerde güç tükenmesinin, birleşim bölgesi dışında sünek olarak gerçekleştiğinin gösterilmesi gerekmektedir.

MAB4 tipi birleşimlerin uygulama detayları Şekil 1.4’de görülebilir.



Şekil 1.4 : Manşonlu-Pimli Kolon – Kiriş Bağlantısı (TBDY, 2018).

### 1.3 Çalışmanın Amacı ve Kapsamı

Konvansiyonel yöntemlerle üretilen betonarme çerçeve tipi sistemler için tasarım yapılırken; deprem esnasında oluşan kalıcı şekil değiştirmelerin betonarme elemanlar, özellikle kirişler, üzerindeki potansiyel plastik mafsallarda dönme deformasyonları olarak yoğunlaşması en çok arzu edilen elastik ötesi hasar biçimidir. Bu elemanların, deprem esnasında oluşacak iç kuvvetleri karşılayabilecek kadar yeterli dayanıma ve deprem enerjisini sönmüleyecek kadar yeterli süneklığe sahip olması gerekmektedir. Büyük depremler esnasında kesintisiz kullanım performans düzeyini [KK] hedefleyen yapılar dışındaki tüm yapılarda büyük oranda elastik ötesi şekil değiştirmeler meydana gelmektedir. İyi tasarlanan bir yapı tasarım depremi

sonrasında göçmemesine rağmen, yapısal elemanlarında onarılamayacak düzeyde hasar oluşabilir. Bu durumda yapının yıkılarak yeniden inşa edilmesi gerekmektedir. Oluşan hasarlar onarılabilir düzeyde dahi olsa, onarım maliyetleri çok yüksek olmakla beraber ek güçlendirmelere de ihtiyaç duyulabilmektedir. Bahsedilen bu olumsuzluklar yeni bir tasarım felsefesi oluşturulması konusunda bu tezin asıl amacını oluşturmuştur. Değiştirilebilir plastik mafsal olarak isimlendirilen bu yöntemde, deprem esnasında oluşan plastik şekil değiştirmelerin oluşturulan özel birleşim kesitinde toplanması, böylece betonarme elemanlar üzerinde oluşacak hasarın önüne geçilmesi hedeflenmektedir. Oluşacak depremden sonra, hasar gören birleşim elemanları değiştirilerek yapı kesintisiz olarak servis vermeye devam edebilecektir. Geliştirilen yöntemin bir diğer avantajı ise; sökülüp-takılabilir olması nedeniyle inşası tamamlanan bir yapının sökülmesine, taşınmasına, istenildiğinde yeniden montajına izin vermesidir.

Çalışma toplam 5 ana bölümden oluşmaktadır. Birinci bölümde önüretimli yapılar hakkında genel bilgiler verilmiş; ikinci bölümde betonarme yapıların doğrusal olmayan davranışı kısaca anlatılmış; üçüncü bölümde değiştirilebilir plastik mafsalın mekanik özellikleri açıklanıp, analitik olarak temsili gösterilmiş; dördüncü bölümde genel tasarım esasları verildikten sonra doğrusal ve doğrusal olmayan analizlerin uygulanması adım adım gösterilmiş; son bölümde ise analiz verilerine ve çalışma sırasında edinilen tecrübelerle dayanarak sonuçlar değerlendirilip, öneriler sunulmuştur.

## **2. BETONARME TAŞIYICI SİSTEMLERİN DOĞRUSAL OLMAYAN DAVRANIŞI**

### **2.1 Plastik Mafsal Kavramının İncelenmesi**

Yapı elemanlarına etkiyen dış yükler altında, belirli bir noktadan sonra kalıcı şekil değiştirmeler oluşmaya başlar. Plastik mafsal, kesitte oluşan kalıcı şekil değiştirmelerin yoğunlaştığı bölgeleri ifade etmek için kullanılan bir kavramdır. Betonarme kesitlerde plastikleşme, donatı çeliğinin akmasıyla başlar ve betonun veya donatı çeliğinin maksimum birim şekil değiştirme sınırına ulaşmasına kadar devam eder. Kesitin, akma sınırına kadar gösterdiği davranış, elastik davranış olarak kabul edilir. Akma noktasından sonra, maksimum taşıma gücüne ulaşana kadar kesitin üzerinde hem elastik hem de plastik şekil değiştirmeler gözlemlenir. Bu bölgede ise kesitin davranışı elasto-plastik olarak kabul edilir. İdeal bir kesitte, teorik olarak taşıma gücü kapasitesine erişebilmek için şekil değiştirmelerin çok büyük değerlere ulaşması gereklidir.

Plastik mafsalın oluşabilmesi için, kesitin kesme kapasitesinin yeterli olması ve donatı oranının denge altında kalması gerekmektedir. Yani bir başka deyişle kesitte gevrek güç tükenmesi durumunun önüne geçilmelidir.

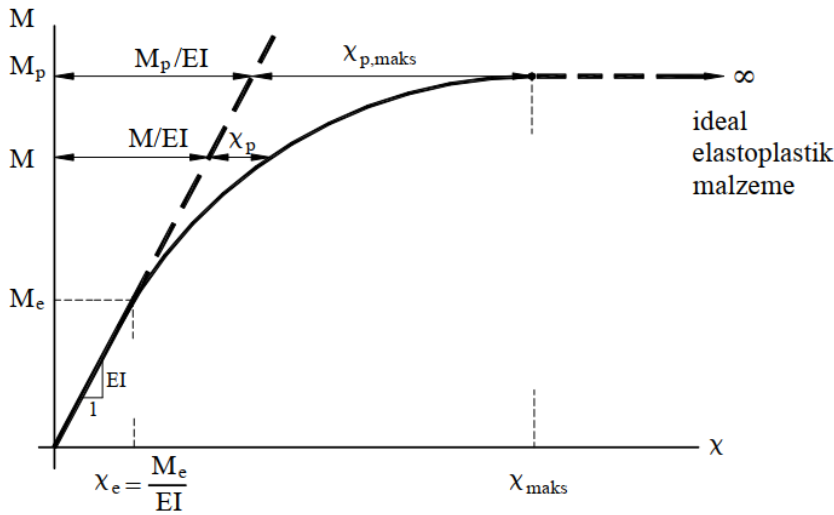
Bir yapı sisteminde olası plastik mafsal bölgeleri genellikle; kolonların veya perdelerin alt ve üst uçları, kirişlerin kolonlara mesnetlendiği yüzleri, büyük açıklık geçen kirişlerin orta noktaları, elemanlara tekil yüklerin etki ettiği bölgeler olarak karşımıza çıkar.

#### **2.1.1 Yığılı plastik mafsal kavramı**

Yığılı plastik mafsal kavramına göre, yapı elemanının plastik kapasitesine eriştiği limitli bölgeler boyunca elastik ötesi şekil değiştirmelerin düzgün yayılı olduğu kabul edilir. Plastik mafsal bölgeleri dışında ise elemanın doğrusal-elastik davrandığı varsayılmaktadır. Plastik şekil değiştirmelerin toplandığı bölgenin uzunluğu plastik mafsal boyu olarak tanımlanır. TBDY'ye göre plastik mafsal boyu  $L_p$ ; eğilme elemanları için, çalışan doğrultudaki enkesit boyunun yarısına eşit alınmalıdır, ancak

sadece aksel kuvvet altında plastik şekil değiştirme yapan elemanların plastik mafsalları boyu, ilgili elemanın serbest uzunluğına eşit olarak alınır. Hesap modellerinde plastik mafsallar tanımlanırken, teorik olarak plastik mafsalları bölgelerinin tam ortasına konumlandırılmalıdır; ancak uygulama kolaylığı açısından elemanların serbest açıklıklarının uç noktalarında da modellenenebilir.

Yığılı plastik mafsalları modeli, kolon ve kiriş gibi çubuk sonlu elemanlar ve bazı özel şartları sağlayan perdelerde kullanılabilir. Bu model, hesaplarda kullanılmak üzere idealleştirilirken; aksel kuvvet, birbirine dik iki doğrultudaki eğilme momenti, kayma şekil değiştirmelerinin ihmal edilemeyecek düzeyde olduğu elemanlarda kesme kuvveti veya tüm bu iç kuvvetlerin ortak etkileri dikkate alınarak taşıma gücü – şekil değiştirme eğrileri oluşturulur. Örneğin, kirişli döşemeleri bulunan konvansiyonel bir betonarme yapıda, pratik olarak kirişlerde ihmal edilebilecek düzeyde aksel kuvvet oluştuğu için bu kiriş için plastik mafsalları tanımlanırken yalnızca eğilme momentinin etkisini dikkate almak yeterli olacaktır. Ancak, aynı yapının kolonlarında hem aksel kuvvet hem de iki doğrultudaki eğilme momentinin ortak etkisi dikkate alınmak zorundadır. Düzlem bir çubuk eleman için örnek bir moment – eğrilik ilişkisi Şekil 2.1’de gösterilmiştir.



**Şekil 2.1 :** Düzlem bir çubuk elemanda eğilme momenti – eğrilik ilişkisi.  
(Özer, 2009)

Betonarme yapıların performans irdelemesi yapılırken, analiz sonucunda elde edilen iç kuvvetlerin veya şekil değiştirmelerin değerlendirilmesi gerekmektedir. Bu iç kuvvetler veya şekil değiştirmeler ilgili yönetmeliklerce hedeflenen performans düzeylerine göre belirli sayısal değerlerle sınırlandırılmıştır. Ülkemizde aktif olarak

kullanılan TBDY 2018 yönetmeliğine göre; bu performans düzeyleri sırasıyla; göçmenin önlenmesi [GÖ], kontrollü hasar [KH], sınırlı hasar [SH], ve kesintisiz kullanım [KK] olarak tanımlanmıştır. Hesaplar esnasında yığılı plastik mafsal hipotezi kullanılması durumunda; bu performans düzeyleri, ilgili elemanın plastik mafsal bölgesindeki dönme değerlerine göre belirlenmektedir. Betonarme bir kesitin moment – eğrilik ilişkisi elde edildikten sonra, moment – dönme ilişkisine eğrilik değerlerini plastik mafsal boyu ile çarpılarak geçiş yapılabilir. Bu bağıntı denklem 2.1’de gösterilmiştir.

$$\theta_p = \varphi_p \times L_p \quad (2.1)$$

Yeni yapılacak betonarme binalar için performans düzeylerinin sınır dönme değerleri ise aşağıdaki bağıntılarda tanımlanmıştır.

Göçmenin önlenmesi performans düzeyi [GÖ] için, denklem 2.2’de gösterilmiştir.

$$\theta_p^{(GÖ)} = \frac{2}{3} \left[ (\varphi_u - \varphi_y) L_p \left( 1 - 0.5 \frac{L_p}{L_s} \right) + 4.5 \varphi_u d_b \right] \quad (2.2)$$

Denklem 2.2’deki son terim, akma sonrası (göçme öncesine kadar) durum için akma uzaması penetrasyonuna bağlı donatı sıyrılması dönmesi’ne karşı gelmektedir ve bu tez çalışması kapsamında ihmal edilmiştir.

Kontrollü hasar performans düzeyi [KH] için denklem 2.3’de gösterilmiştir.

$$\theta_p^{(KH)} = 0.75 \theta_p^{(GÖ)} \quad (2.3)$$

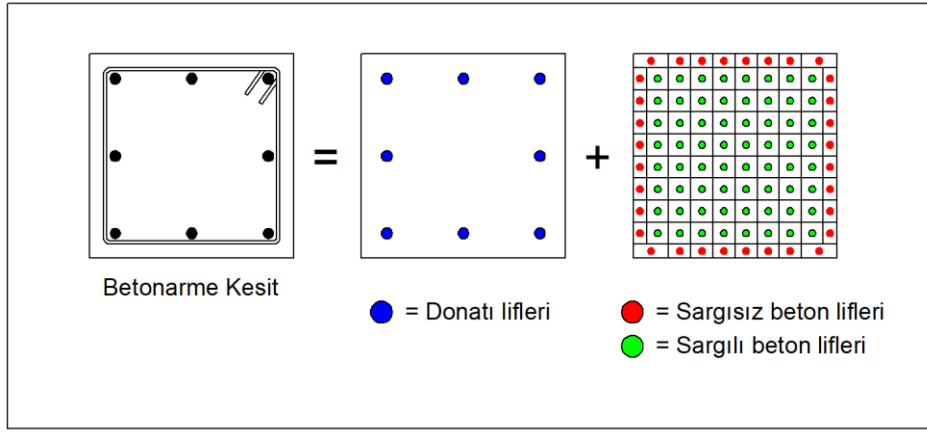
Sınırlı hasar performans düzeyi [SH] için ise denklem 2.4’de gösterilmiştir.

$$\theta_p^{(SH)} = 0 \quad (2.4)$$

Denklem 2.4’de görüldüğü üzere sınırlı hasar performans düzeyi için, yapısal elemanlarda plastik şekil değiştirme oluşmasına izin verilmemektedir.

### 2.1.2 Yayılı plastik mafsal kavramı

Yayıllı plastik mafsal kavramına göre, yapı elemanının tüm uzunluğu boyunca veya sonlu uzunluktaki uç bölgeleri boyunca elastik ötesi şekil değiştirmeler sürekli olarak dikkate alınır. Yayılı plastik mafsal uygulaması herhangi bir kısıtlama olmadan tüm yapı elemanlarında kullanılmakla birlikte, özellikle karmaşık geometrili perdelerin doğrusal olmayan davranışını modellemek için tercih edilir. Bu uygulamaya göre; betonarme bir kesitte bulunan donatıların her biri tekil lifler (fiberler), beton kısımlar ise yeterince küçük alt parçalara bölünerek her bir parçanın ağırlık merkezinden geçen tekil lifler olarak modellenirler. Şekil 2.2, betonarme bir kesitte fiber mafsal modellemesinin nasıl yapıldığını örnek olarak göstermektedir.

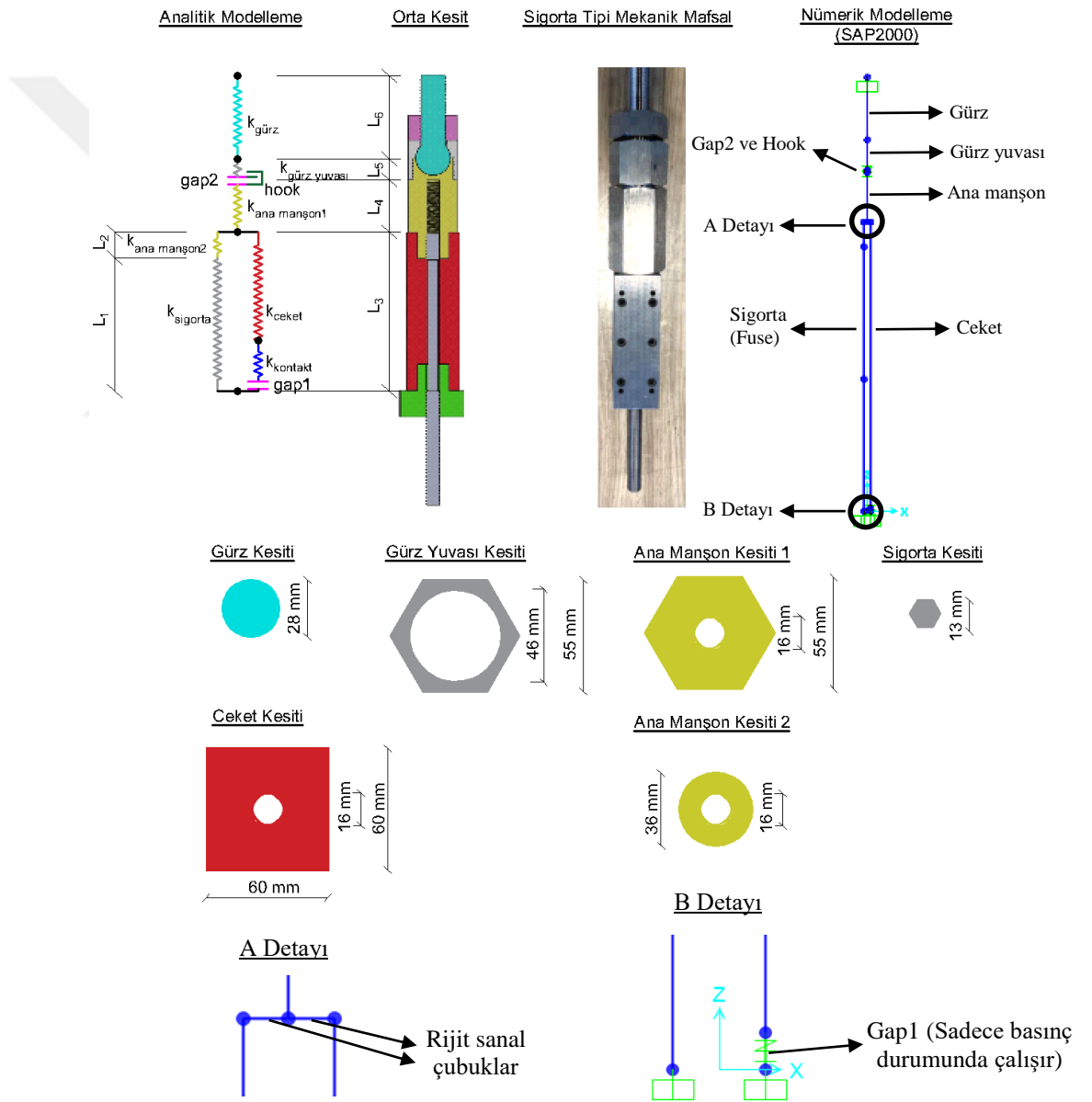


Şekil 2.2 : Betonarme bir kesitte fiber (lif) mafsal modeli.

Fiber mafsal modelinde, tanımlanan her bir fiber eleman için ilgili malzemenin doğrusal olmayan gerilme – şekil değiştirme bağıntıları çevrimsel olarak tanımlanmalıdır. Söz konusu fiberler; yükleme durumunda, tanımlanmış olan gerilme – şekil değiştirme diyagramlarını takip ederler. Hesaplar esnasında yayılı plastik mafsal hipotezi kullanılması durumunda; performans değerlendirilmesi yapılırken beton ve donatı çeliği için elde edilen birim uzama – kısalma değerleri yönetmeliklerce belirlenen performans düzeyleri ile karşılaştırılır.

### 3. DEĞİŞTİRİLEBİLİR PLASTİK MAFSALIN ANALİTİK OLARAK MODELLENMESİ

Sigorta tipi mekanik manşon (STMM) elemanını analitik olarak temsil etmek için, Şekil 3.1’de gösterildiği gibi birleşimde bulunan her elemanın ayrı ayrı temsil edildiği bir makro model oluşturulmuştur.



Şekil 3.1 : STMM elemanının analitik olarak temsil edilmesi.

Bu elemanlar, STMM çekme kuvveti etkisi altında iken birbirine seri olarak bağlanmış dört adet yay (gürz, gürz yuvası, ana manşon, sigorta eleman) ile temsil edilmiştir. STMM basınç kuvveti etkisi altında iken ise, aynı seri bağlı yaylara paralel bağlı olan ceket elemanının aksenal rijitliği de dikkate alınarak temsil edilmiştir.

### 3.1 STMM Rijitliği

#### 3.1.1 Çekme kuvveti etkisinde STMM rijitliği

Elastik bölgede, STMM elemanının aksenal rijitliği denklem 3.1’de gösterildiği gibi hesaplanmaktadır.

$$k_t^e = \left( \frac{1}{k_{\text{steel mace}}^e} + \frac{1}{k_{\text{mace bolt}}} + \frac{1}{k_{\text{main coupler}_1}} + \frac{1}{k_{\text{main coupler}_2}} + \frac{1}{k_{\text{fuse}}^e} \right)^{-1} \quad (3.1)$$

Kolay anlaşılabilmesi açısından, basınç ve çekme durumları için ortak rijitlik terimlerinin eşdeğer karşılıkları denklem 3.2’de tanımlanmıştır.

$$\frac{1}{k_{eq1}^e} = \left( \frac{1}{k_{\text{steel mace}}} + \frac{1}{k_{\text{mace bolt}}} + \frac{1}{k_{\text{main coupler}_1}} \right)^{-1} \quad (3.2a)$$

$$\frac{1}{k_{eq2}^e} = \left( \frac{1}{k_{\text{main coupler}_2}} + \frac{1}{k_{\text{fuse}}^e} \right)^{-1} \quad (3.2b)$$

Bu denklemlerde STMM’yi oluşturan elemanların her birinin aksenal rijitlik değerleri denklem 3.3’de gösterildiği gibi hesaplanmaktadır.

$$\begin{aligned} k_{\text{steel mace}} &= \frac{E_s A_{\text{steel mace}}}{L_6} & k_{\text{mace bolt}} &= \frac{E_s A_{\text{mace bolt}}}{L_5} \\ k_{\text{main coupler}_1} &= \frac{E_s A_{\text{main coupler}_1}}{L_4} & k_{\text{fuse}}^e &= \frac{E_{s\_fuse} A_{\text{fuse}}}{L_1} \\ k_{\text{main coupler}_2} &= \frac{E_s A_{\text{main coupler}_2}}{L_2} \end{aligned} \quad (3.3)$$

Denklem 3.3’de verilen rijitlik değerleri doğrusal elastik durum için geçerlidir. A ve L terimleri her bir elemanın kesit alanı ve uzunluğunu temsil etmektedir.



Sigorta elemanının akmasından sonra; tanjant modülü ( $E_s^T$ ) kullanılarak, akma sonrası eksenel rijitlik denklem 3.4’de gösterildiği gibi hesaplanmıştır.

$$k_{fuse}^T = \frac{E_{s\_fuse}^T A_{fuse}}{L_1} \quad \frac{1}{k_{eq2}^T} = \left( \frac{1}{k_{main\ coupler2}} + \frac{1}{k_{fuse}^T} \right)^{-1} \quad (3.4)$$

### 3.1.2 Basınç kuvveti etkisinde STMM rijitliği

Basınç kuvveti etkisinde davranışı açıklamadan önce ceketin önemli fonksiyonları anlaşılmalıdır. Ceket sigorta elemanının etrafını sararak, basınç kuvvetine maruz kalan sigorta elemanların burkulmasını engeller. Böylece elemanın taşıma gücü kapasitesine erişmeden, burkularak göçmesinin önüne geçilmesine olanak sağlar. Bir diğer nokta ise, eğer birleşimin çekme alan kesitinde basınç tarafına kıyasla daha fazla sigorta elemanı kullanıldıysa, yatay kuvvet dengesini sağlamak adına basınçta kalan sigorta elemanlarda ihtiyaç duyulan eksenel kuvvet talebini karşılar.

Deneysel çalışmalar, deney numunesinin basınç kuvveti almaya başladığı sırada ortalama 0.3 mm boşluk içerdiğini göstermiştir. Şekil 3.1’de ‘gap2’ olarak gösterilen bu boşluğun gürz yuvası ile ana manşon arasında olduğu varsayılmaktadır. Gerçek davranışı simüle etmek adına, yalnızca boşluk kapandıktan sonra basınç kuvveti alan doğrusal olmayan bir link eleman modeli kullanılmıştır. Çekme kuvveti etkisi altında süreksizliği ortadan kaldırmak üzere ise, yine gürz yuvası ile ana manşon arasına boşluk elemanına paralel bağlı olup sadece çekme kuvveti alan bir kanca (hook) elemanı tanımlanmıştır. Her iki sanal bağ elemanının eksenel rijitlik değerleri gürz yuvasının eksenel rijitliği  $k_{mace\ bolt}$  ile aynı olarak dikkate alınmıştır.

Sigorta elemanı akmadan ve ceketin aktivasyonundan önce, basınç kuvveti için hesaplanan bileşke rijitlik değeri, denklem 3.1’de gösterilen çekme durumu için hesaplanan değerle aynıdır.

$$k_c^e = k_t^e$$

Basınç kuvveti arttığında, ceket ve yükün aktarıldığı civata arasında Şekil 3.1’de ‘gap1’ olarak gösterilen başka bir boşluk tespit edilmiştir. Deneysel çalışmalar boşluk mesafesinin 0.4 mm ile 0.7 mm arasında değiştiğini göstermiştir. Basınç kuvveti altında bu boşluk kapandıktan sonra çelik ceket devreye girmekte ve ana yay serisine paralel bağlı bir yay şeklinde çalışmaktadır.

Deneysel çalışmalar, ceket nedeniyle analitik modelde elde edilen rijitlik artışının deneysel verilerden daha büyük değerlere ulaştığını göstermiştir. Bu nedenle, rijitliği azaltmak adına ceket yayına seri olarak bağlanan bir kontakt elemanı eklenmiştir. Şekil 3.1’de gösterilen temas rijitliği  $k_{\text{kontakt}}$ , deneysel sonuçlara göre kalibre edilmiştir.

STMM’nin çevrimsel yükleme durumunda basınç kuvveti altındaki davranışı iki farklı başlangıç durumu için aşağıdaki gibi açıklanabilir.

- 1) Yükleme STMM’de basınç kuvveti oluşturacak şekilde başlarsa; sigorta elemanı akma sınırına ulaşmadan önce ceket basınç kuvvetini almaya başlar, sigorta elemandaki basınç kuvveti azalarak elemanın burkulması ve akması engellenir. Bu durumda doğrusal elastik davranışa karşılık gelen eşdeğer eksenel rijitlik denklem 3.5’de gösterildiği gibi hesaplanır.

$$k_{c-j} = \left( \frac{1}{k_{eq1}^e} + \frac{1}{k_{eq2}^e + k_{eq3}^e} \right)^{-1} \quad (3.5)$$

Bu denklemde geçen  $k_{eq3}^e$  terimi denklem 3.6’da gösterildiği gibi hesaplanır.

$$k_{eq3}^e = \left( \frac{1}{k_{\text{jacket}}} + \frac{1}{k_{\text{kontakt}}} \right)^{-1} \quad k_{\text{jacket}} = \frac{E_s A_{\text{jacket}}}{L_3} \quad (3.6)$$

- 2) STMM’de oluşan basınç kuvveti; çekme kuvveti etkisinde büyük plastik deformasyon oluşumundan sonra etki ediyorsa, önce sigorta elemanı akmakta ve ceketin iç yüzeyine yaslanarak burkulmaktadır. Bu durumda, sigorta elemanının eksenel rijitliği hesaplanırken akma sonrası eksenel rijitlik dikkate alınmakta ve basınç etkisinde eşdeğer eksenel rijitlik denklem 3.7 ile hesaplanmaktadır.

$$k_c^T = \left( \frac{1}{k_{eq1}^e} + \frac{1}{k_{eq2}^T} \right)^{-1} \quad (3.7)$$

Denklem 3.7, aynı zamanda denklem 3.8’de gösterildiği gibi STMM’nin çekme kuvveti etkisi altındaki akma sonrası eksenel rijitliğine de karşılık gelmektedir.

$$k_t^T = k_c^T \quad (3.8)$$

Başlangıç konumuna ulaşıldıktan sonra birinci boşluk (gap1) elemanının kapanmasıyla ceket devreye girmekte ve denklem 3.9’da gösterildiği gibi eşdeğer aksenal rijitliğe katkı sağlamaktadır.

$$k_{c-j}^T = \left( \frac{1}{k_{eq1}^e} + \frac{1}{k_{eq2}^T + k_{eq3}^e} \right)^{-1} \quad (3.9)$$

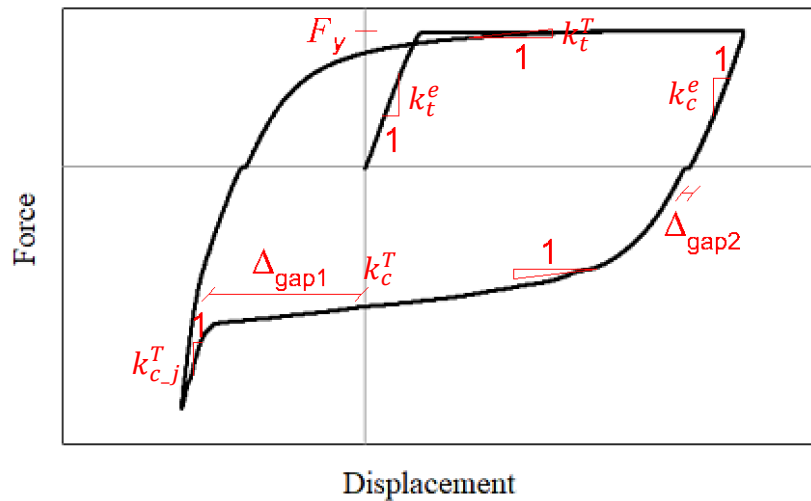
### 3.2 STMM Dayanımı

Çekme kuvveti etkisinde STMM’nin dayanımı, en zayıf parça olan sigorta (fuse) elemanın dayanımına eşit olarak, denklem 3.10’da gösterildiği gibi sigorta elemanın imal edildiği paslanmaz çeliğin dayanımı ve sigorta elemanın kesit alanının çarpımıyla bulunur.

$$F = A_{fuse} f_{fuse} \quad (3.10)$$

Basınç kuvveti etkisinde, ceketin aksenal yük kapasitesi STMM’nin dayanımında belirleyici olmaktadır. Ceketin hedeflenen basınç kapasitesi, sigorta elemanın aksenal yük kapasitesinin en az iki katı olmak zorundadır.

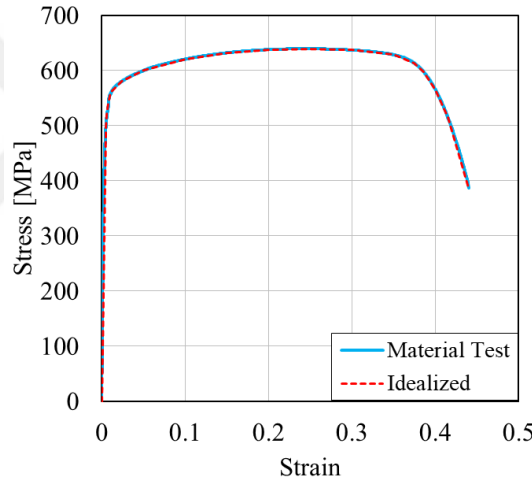
Tersinir tekrarlı analizden çıkartılmış bir çevrim için kuvvet – yer değiştirme ilişkisi; rijitlik, boşluk ve dayanım tanımları ile birlikte Şekil 3.2’de gösterilmiştir.



Şekil 3.2 : STMM’ye ait örnek kuvvet – yer değiştirme çevrimi.

### 3.3 Deneysel Çalışmalar

STMM'yi analitik olarak modellemek için SAP2000 programı kullanılmıştır. Gürz, gürz yuvası, ana manşon ve ceket çubuk sonlu elemanlarla temsil edilmiştir. Sigorta elemanı ise, kesit ağırlık merkezinde doğrusal olmayan fiber mafsalların yer aldığı iki parçaya bölünerek modellenmiştir. Sigorta elemanın imal edildiği paslanmaz çeliğin mekanik özellikleri Karakuş, 2022 yüksek lisans tezinden alınmıştır. Paslanmaz çelik malzemesi, çok parçalı doğrularla idealleştirilmiştir. STMM deneylerinde akma noktasına kadar doğrusal elastik bir davranış gözlemlendiği için, paslanmaz çeliğin gerilme – şekil değiştirme ilişkisinde elastisite modülü 100,000 MPa olan tek eğimli bir doğru ile temsil edilmiş, bu doğrunun akma gerilmesinin %90'ı olan gerilme değerine kadar geçerli olduğu kabul edilmiştir. Daha büyük gerilme değerleri için malzeme çok parçalı doğrularla temsil edilmektedir.



**Şekil 3.3 :** Paslanmaz çeliğin gerilme – şekil değiştirme ilişkisi ve idealleştirilmesi. (Karakuş, 2022)

Dört özdeş STMM numunesi deneysel olarak test edilmiştir. STMM-1 ve STMM-2 olarak isimlendirilen ilk iki numune için kullanılan yer değiştirme protokolü, ISO15385-1 standartının gereksinimlerini karşılamayı amaçlamaktadır. STMM-3 ve STMM-4 olarak isimlendirilen diğer numuneler çekme tarafında genliği artan yer değiştirmeleri gözlemek amacıyla yer değiştirme kontrollü, basınç tarafında ise birleşimde STMM'nin gerçek davranışını araştırmak amacıyla kuvvet kontrollü olarak uygulanmıştır. STMM'nin toplam uzunluğu 345 mm'dir ve STMM'yi oluşturan her bir elemanın aksenal rijitlik değerleri Çizelge 3.1'de gösterilmiştir.

**Çizelge 3.1 :** STMM'yi oluşturan elemanların eksenel rijitlikleri.

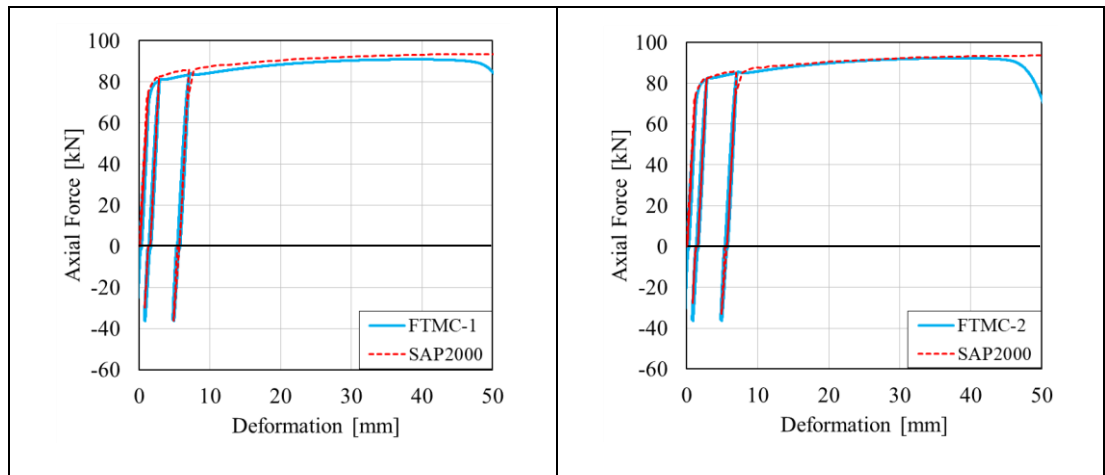
Kesit	Uzunluk [mm]	Alan [mm <sup>2</sup> ]	Rijitlik (kN/m)	
			Doğrusal Elastik	Tanjant / Doğrusal Olmayan
Gürz	50	616	2,463,009	-
Gürz Yuvası	25	958	7,662,595	-
Ana Manşon_1	40	2419	12,093,325	-
Ana Manşon_2	20	817	8,168,141	-
Sigorta	210	146	69,694	174
Ceket	210	3399	2,955,598	-
Kontakt	N.A.	N.A.	91,442	N.A.

Denklem 3.1 – denklem 3.10 arasında verilen ifadeler kullanılarak elde edilen eşdeğer eksenel rijitlik değerleri Çizelge 3.2’de gösterilmiştir.

**Çizelge 3.2 :** Basınç ve çekme kuvveti altında STMM'nin eşdeğer eksenel rijitlikleri.

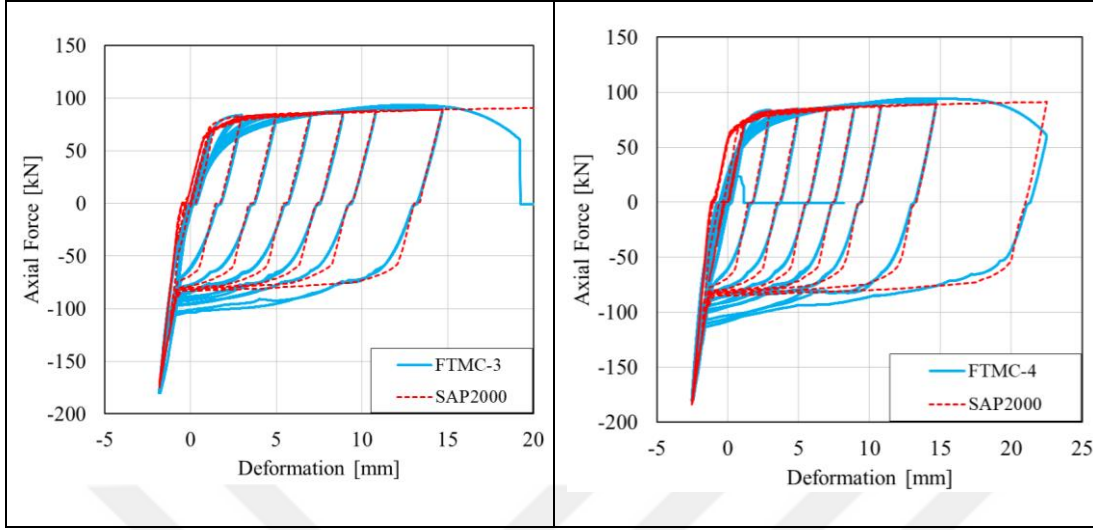
$k_{eq1}^e$	$k_{eq2}^e$	$k_{eq2}^T$	$k_{eq3}^e$	$k_c^e = k_t^e$	$k_c^T = k_t^T$	$k_{c-j}$	$k_{c-j}^T$
807491	68525	86114	174	63165	174	129784	77957

Şekil 3.4, birinci grup deneylerin kuvvet – yer değiştirme ilişkisi ile SAP2000’den elde edilen sonuçların karşılaştırılmasını göstermektedir. Buna göre, rijitlik ve dayanım değerleri yüksek hassasiyetle yakalanırken, nihai yer değiştirme değerleri tahmin edilememiştir.



**Şekil 3.4 :** STMM-1 ve STMM-2 numunelerinin deney sonuçlarının analiz sonuçları ile karşılaştırılması.

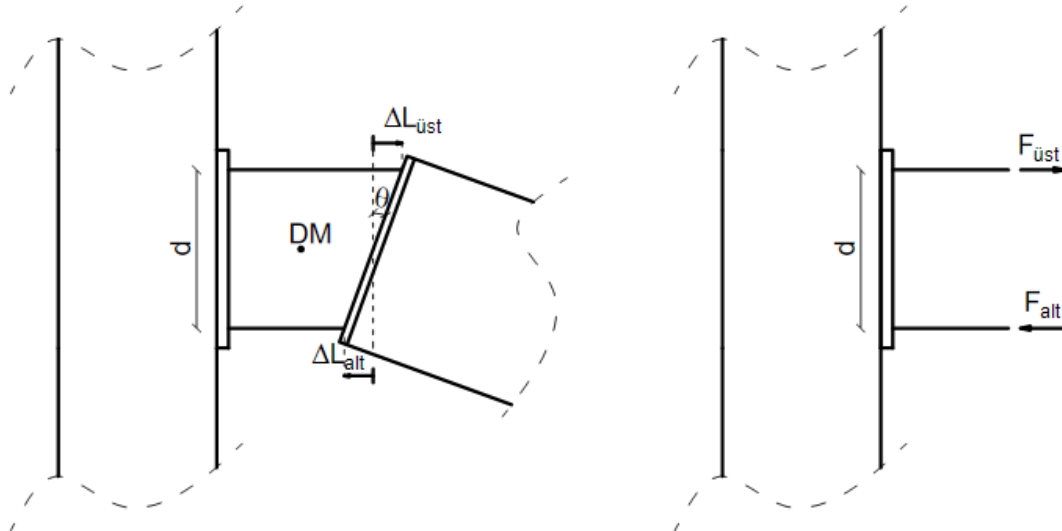
Şekil 3.5 ise, ikinci grup deneylerin kuvvet – yer değiştirme ilişkisi ile SAP2000’den elde edilen sonuçların karşılaştırılmasını göstermektedir.



Şekil 3.5 : STMM-3 ve STMM-4 numunelerinin deney sonuçlarının analiz sonuçları ile karşılaştırılması.

### 3.4 Birleşime Ait Moment – Dönme İlişkisinin Elde Edilmesi

Sigorta tipi mekanik birleşimler, kiriş – kolon birleşim noktalarında yeterli dayanım ve süneklik sağlayacak şekilde teşkil edilmektedir. Birleşim bölgesi, dış etkiler altında şekil değiştirirken düzlem kesit düzlem kalır varsayımı ile Şekil 3.6’da gösterildiği gibi idealize edilmiştir.



Şekil 3.6 : Birleşim bölgesinin analitik olarak idealleştirilmesi.

Şekil 3.6’da gösterilen  $F_{üst}$  ve  $F_{alt}$  kuvvetleri tek bir STMM’de oluşan kuvveti temsil etmektedir. Üst ve alt başlıklardaki STMM sayısı sırasıyla  $n_{üst}$  ve  $n_{alt}$  olmak üzere, yatay kuvvet dengesi denklem 3.11’de gösterildiği gibi sağlanır.

$$F_{üst}n_{üst} = F_{alt}n_{alt} \quad (3.11)$$

Birleşimde oluşacak eğilme momenti ise denklem 3.12’de gösterildiği gibi hesaplanır.

$$M = (F_{üst}n_{üst} + F_{alt}n_{alt}) \frac{d}{2} = F_{üst}n_{üst}d = F_{alt}n_{alt}d \quad (3.12)$$

Birleşimin üst ve alt başlıklarında bulunan STMM’lerde meydana gelen toplam uzama ve kısalmalar  $\Delta L_{üst}$  ve  $\Delta L_{alt}$ , STMM’lerde oluşacak eksenel kuvvetlerin ilgili eksenel rijitliğe bölünmesi ile denklem 3.13’de gösterildiği gibi bulunmaktadır.

$$\Delta L_{üst} = \frac{F_{üst}}{k_{üst}} \quad \Delta L_{alt} = \frac{F_{alt}}{k_{alt}} \quad (3.13)$$

Birleşimde meydana gelen toplam dönme değeri denklem 3.14’de gösterildiği gibi hesaplanmaktadır.

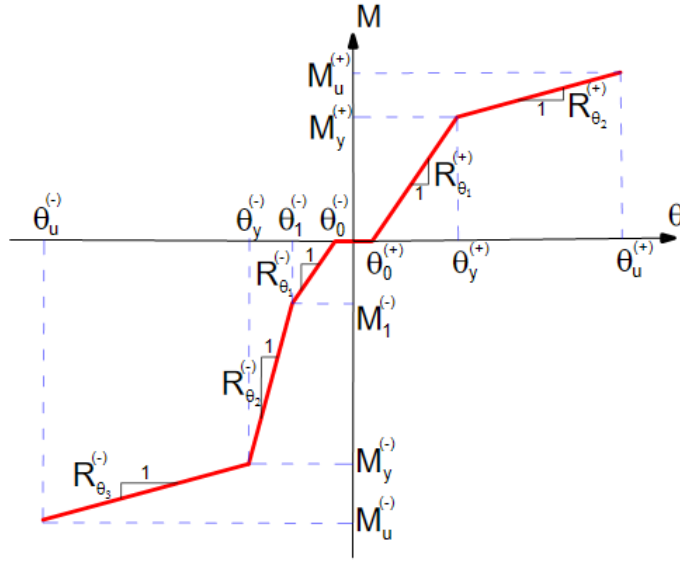
$$\theta = \frac{\Delta L_{üst} + \Delta L_{alt}}{d} = \frac{1}{d} \left( \frac{F_{üst}}{k_{üst}} + \frac{F_{alt}}{k_{alt}} \right) \quad (3.14)$$

Birleşimin dönme rijitliği  $R_{\theta}$  ise; denklem 3.12 ve denklem 3.14 kullanılarak, denklem 3.15’de gösterildiği gibi hesaplanır.

$$R_{\theta} = \frac{M}{\theta} = \frac{d^2 n_{alt} n_{üst} k_{alt} k_{üst}}{n_{alt} k_{alt} + n_{üst} k_{üst}} \quad (3.15)$$

Denklem 3.15’de  $k_{üst}$ ,  $k_{alt}$  ile gösterilen eksenel rijitlik ifadelerinde; STMM elemanlarının doğrusal ve doğrusal olmayan davranışı, ceketin aktivasyonu ile oluşan rijitlik artışı gibi farklı durumlar dikkate alınabilmektedir. STMM elemanlarının teşkili ve eğilme momentinin yönüne bağlı olarak  $k_{üst}$  ve  $k_{alt}$  terimleri;  $k_t^e$ ,  $k_c^e$ ,  $k_t^T$ ,  $k_c^T$ ,  $k_{c-j}^T$  rijitlik terimlerinin uygun seçimiyle tüm durumlara uyarlanabilmektedir.

Birleşimin moment – dönme ilişkisi Şekil 3.7’de gösterilmiştir. Alt ve üst başlıklarda eşit sayıda STMM kullanılmaması durumuna karşı, iki yöndeki eğilme davranışları farklılık göstereceği için rijitlik, dönme ve dayanım değerleri ayrı ayrı tanımlanmıştır.



Şekil 3.7 : Birleşime ait moment – dönme ilişkisi.

Şekil 3.7’de gösterilen eğilme momenti kapasitelerinin hesaplanması denklem 3.16’da gösterilmiştir.

$$\begin{aligned}
 M_y^{(+)} &= n_{\text{alt}} A_{\text{fuse}} f_y d & M_y^{(-)} &= n_{\text{üst}} A_{\text{fuse}} f_y d \\
 M_u^{(+)} &= n_{\text{alt}} A_{\text{fuse}} f_u d & M_u^{(-)} &= n_{\text{üst}} A_{\text{fuse}} f_u d
 \end{aligned}
 \tag{3.16}$$

Dönme rijitlikleri ise denklem 3.17’de gösterildiği gibi hesaplanmaktadır.

$$\begin{aligned}
 R_{\theta_1}^{(+)} &= \frac{d^2 n_{\text{alt}} n_{\text{üst}} k_t^e k_c^e}{n_{\text{alt}} k_t^e + n_{\text{üst}} k_c^e} & R_{\theta_1}^{(-)} &= \frac{d^2 n_{\text{alt}} n_{\text{üst}} k_c^e k_t^e}{n_{\text{alt}} k_c^e + n_{\text{üst}} k_t^e} \\
 R_{\theta_2}^{(+)} &= \frac{d^2 n_{\text{alt}} n_{\text{üst}} k_t^T k_c^e}{n_{\text{alt}} k_t^T + n_{\text{üst}} k_c^e} & R_{\theta_2}^{(-)} &= \frac{d^2 n_{\text{alt}} n_{\text{üst}} k_{c-j}^e k_t^e}{n_{\text{alt}} k_{c-j}^e + n_{\text{üst}} k_t^e} \\
 R_{\theta_3}^{(-)} &= \frac{d^2 n_{\text{alt}} n_{\text{üst}} k_{c-j}^e k_t^T}{n_{\text{alt}} k_{c-j}^e + n_{\text{üst}} k_t^T}
 \end{aligned}
 \tag{3.17}$$

$k_t^e$ ,  $k_c^e$  rijitlikleri birbirine eşit olduğundan,  $R_{\theta_1}^{(-)} = R_{\theta_1}^{(+)}$  durumu söz konusudur.

Şekil 3.7’deki dönme değerleri  $\theta_0^{(+)}$  ve  $\theta_0^{(-)}$  değerleri sırasıyla pozitif ve negatif moment etkisi altında STMM’lerin bünyesinde yer alan ortalama 0.3 mm boşluğun kapanması için gerekli olan dönme miktarını temsil etmekte ve denklem 3.18’de gösterildiği gibi hesaplanmaktadır.



$$\theta_0^{(+)} = \theta_0^{(-)} = \frac{\Delta_{gap2}}{d} \quad (3.18)$$

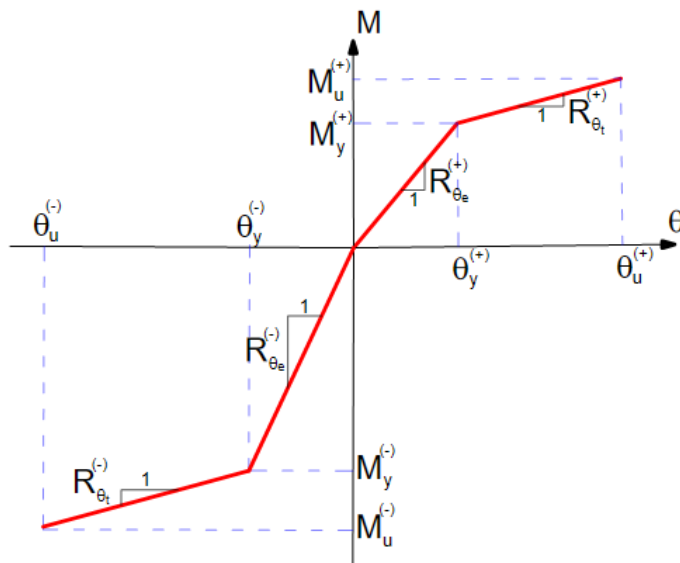
Basınç kuvveti etkisi altında STMM'lerin burkulmasını önlemek amacıyla kullanılan ceketin devreye girdiği anı temsil eden eğilme momenti  $M_1^{(-)}$ , denklem 3.19'da gösterilen ceket ve arayüz arasındaki boşluğun kapanma dönmesi  $\theta_1^{(-)}$ , ve  $R_{\theta_1}^{(-)}$  kullanılarak denklem 3.20'de gösterildiği gibi hesaplanmaktadır.

$$\theta_1^{(-)} = \frac{\Delta_{gap1} + \Delta_{gap2}}{d} \quad (3.19)$$

$$M_1^{(-)} = R_{\theta_1}^{(-)} \theta_1^{(-)} \quad (3.20)$$

Şekil 3.7'de verilen moment – dönme eğrisi daha çok üst başlıkta alt başlıktan daha fazla STMM olduğu, alt başlıkta STMM'lerin ceket ile sarıldığı durumu yansıtmaktadır. Üst ve alt başlıkta eşit sayıda STMM bulunması durumunda, moment – dönme eğrisindeki pozitif moment bölgesi aynı zamanda negatif moment bölgesi için de uygulanabilecektir. Bu durumda alt ve üst başlıklar ceketle sarılı olduğu halde, bu ceketler aktif olarak çalışmamakta, ceketin dayanımı ve rijitliği birleşime dahil edilmemektedir. Ceket yalnızca STMM'lerin burkulmasını önlemektedir.

Şekil 3.7'de verilen moment – dönme ilişkisi modelleme kolaylığı sağlamak adına Şekil 3.8'de gösterildiği gibi bi-lineer olarak idealleştirilebilir.



**Şekil 3.8 :** Birleşime ait idealleştirilmiş moment – dönme ilişkisi.

STMM elemanlarının çapının belirlenmesinde, dolayısıyla birleşime ait moment kapasitesinin hesaplanmasında dikkat edilmesi gereken önemli bir husus bulunmaktadır. Tasarım felsefesi olarak değiştirilebilir plastik mafsal kesiti, elastik ötesi hasarı üzerinde toplayıp kirişlerin kalıcı hasar almasını önlemek, deprem enerjisini birleşim kesitinde sönümlemek amacıyla kullanılmaktadır. Dolayısıyla denklem 3.21’de gösterildiği gibi, birleşimin maksimum moment kapasitesinin bağlı olduğu kirişin elastik moment kapasitesinden küçük olması gerekmektedir.

$$M_{ult} < \alpha M_y^{kiriş} \quad (3.21)$$

Buna göre, güvenli tarafta kalmak adına kirişin elastik moment kapasitesi belirlenmiş olan bir  $\alpha$  katsayısı ile azaltılmalı, birleşimin maksimum moment kapasitesi ise bu değerin mutlaka altında kalmalıdır.

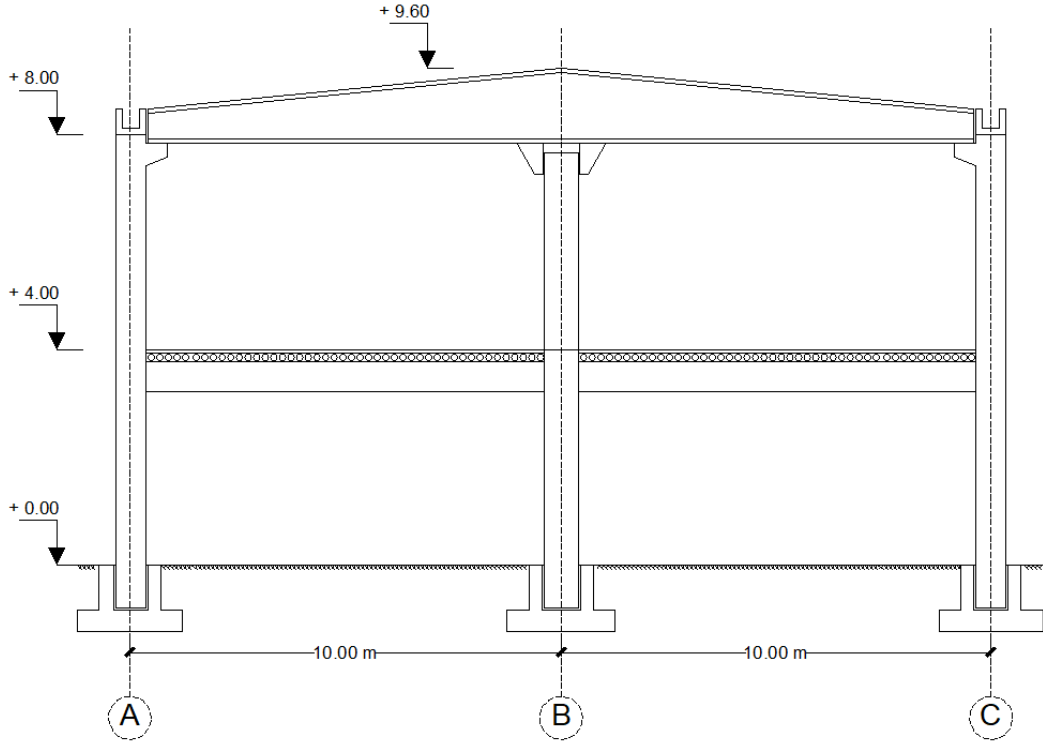
Bir diğer önemli konu, bu tezin hazırlandığı zamana kadar yapılmış olan deneysel çalışmalar birleşim bölgesinin aksenal yükler altında nasıl davranış gösterdiğini açıklamakta yeterli olmamıştır. Bu konu, ilerleyen zamanda yapılacak olan çerçeve deneyleri ve bir takım analitik çalışmalar ile daha detaylı irdelenecektir. Bugüne kadar yapılmış olan çalışmalar yalnızca birleşimin moment – dönme ilişkilerinin anlaşılmasına yardımcı olmuştur. Dolayısıyla bu tezin ilerleyen bölümlerinde yapılan, gerçek bir endüstri yapısına uygulama çalışmasında da aksenal kuvvetlerin varlığı ihmal edilmiştir.

## 4. DEĞİŞTİRİLEBİLİR PLASTİK MAFSAL UYGULAMALARI

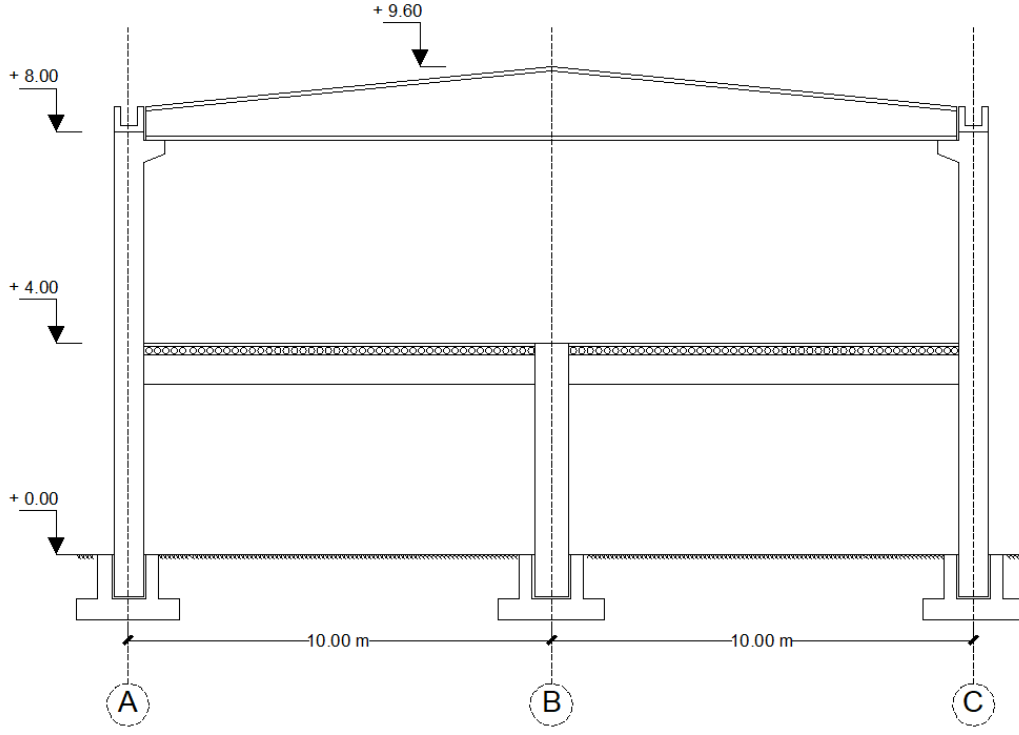
### 4.1 Prefabrike Bir Sanayi Yapısının Dayanıma Göre Tasarımı

#### 4.1.1 Yapı bilgileri

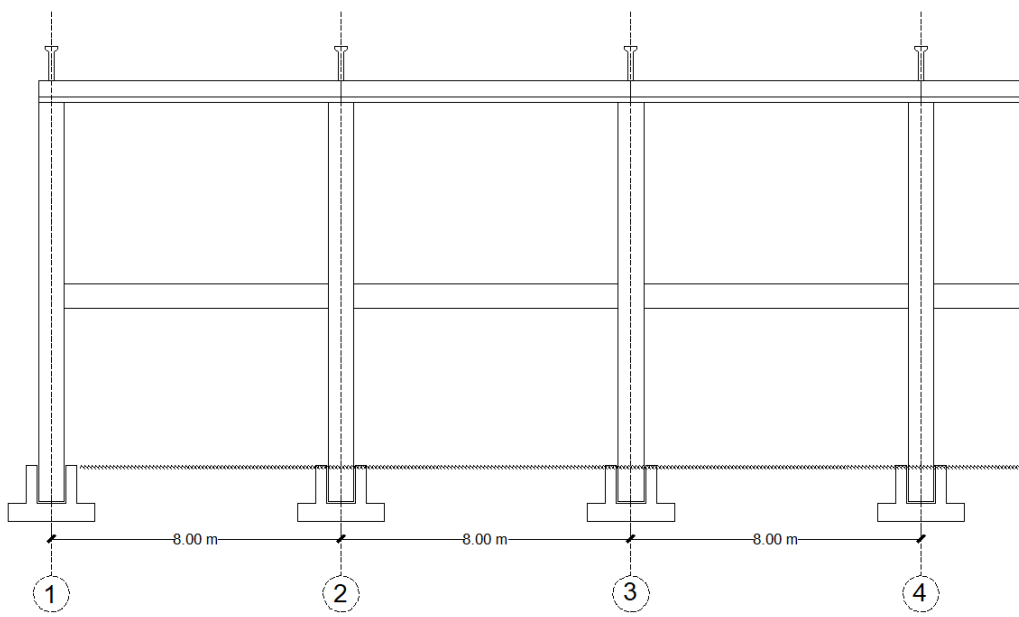
Analizi gerçekleştirilecek olan bina önüretimli betonarme sanayi tipi bir yapıdır. Bina, ilk katı toprak üst kotunda, ikinci katı +4.00 kotunda olmak üzere toplam iki kattan oluşmaktadır. Kısa doğrultuda, birinci katta 10'ar metre uzunluğa sahip toplam 2 açıklık, ikinci katta 20 metre uzunluğa sahip tek açıklık bulunmaktadır. Uzun doğrultuda ise her biri 8 metre açıklığa sahip toplam 10 açıklık bulunmaktadır. Binanın 1. ve 11. akslarında Şekil 4.1'de görülen, cephe panellerine yatayda mesnetlik eden konsol kolonlar bulunmaktadır. Bu kolonlar, +8.00 kotundaki değişken kesitli çatı kirişlerine aksel kuvvet ve uzun doğrultuda kesme kuvveti almayacak şekilde bağlanmışlardır. Yapıya ait genel görünüş çizimleri Şekil 4.1, Şekil 4.2, Şekil 4.3, Şekil 4.4 ve Şekil 4.5'de verilmiştir.



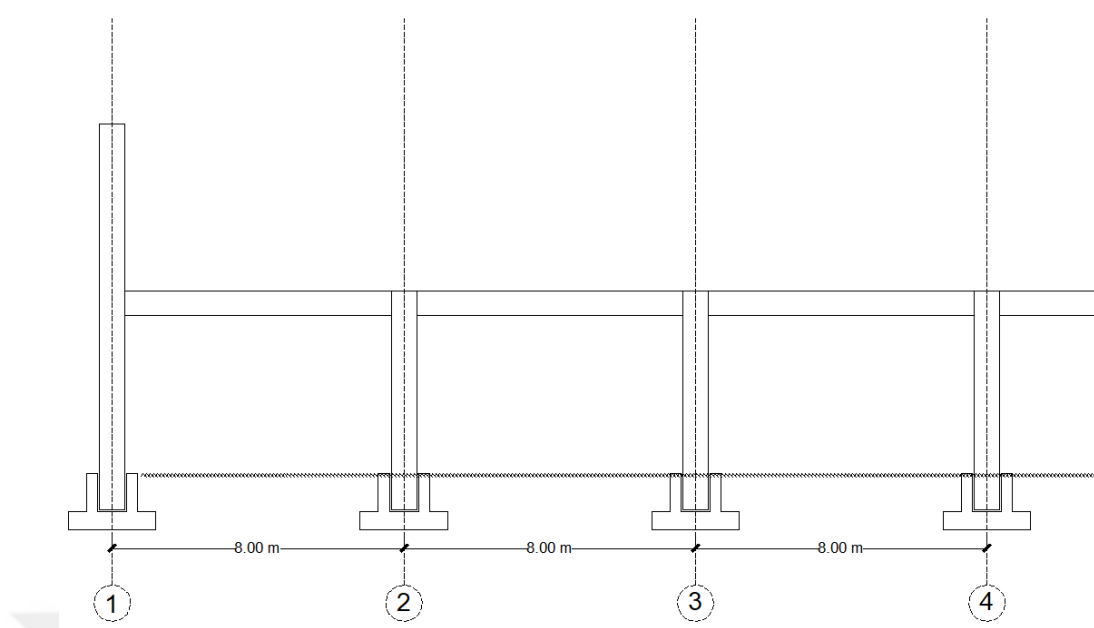
Şekil 4.1 : Bina kısa doğrultu dış aksların görünüşü (1 ve 11 aksları).



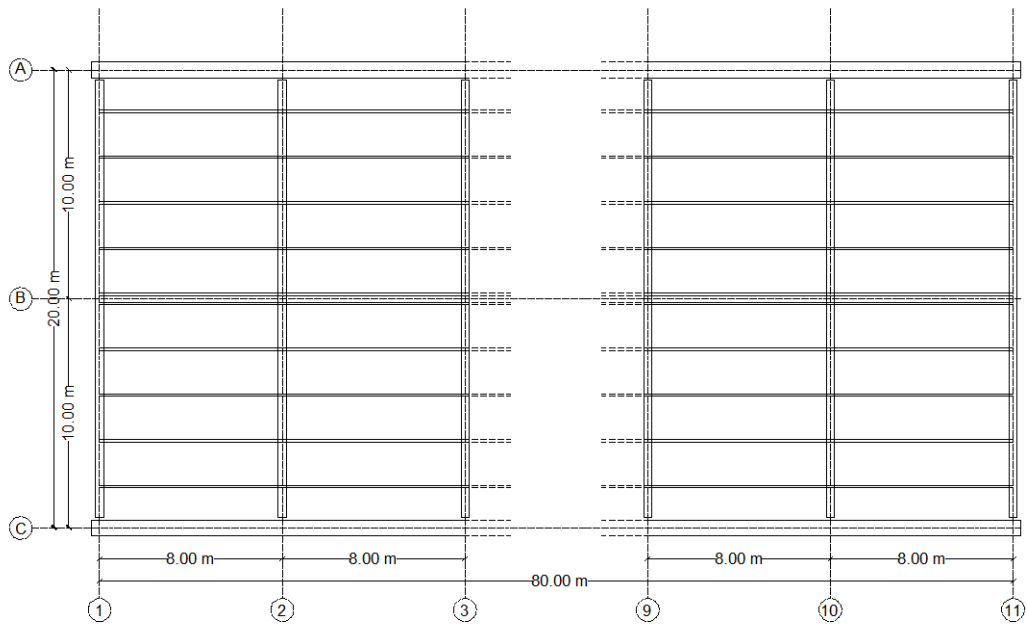
**Şekil 4.2 :** Bina kısa doğrultu iç aksların görünüşü (2 ve 10 aksları arası).



**Şekil 4.3 :** Bina uzun doğrultu dış aksların görünüşü (A ve C aksları).



Şekil 4.4 : Bina uzun doğruyu iç aks görünüşü (B aksı).



Şekil 4.5 : Bina çatı planı.

Tasarımda kullanılan beton ve donatı çeliğine ait malzeme mekanik özellikleri aşağıdaki Çizelge 4.1 ve Çizelge 4.2’de verilmiştir.

Çizelge 4.1 : Beton mekanik özellikleri.

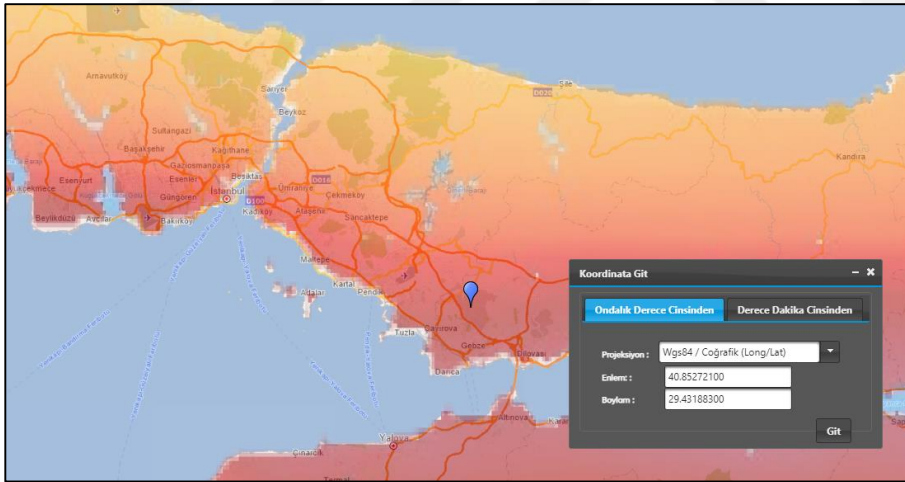
Beton Sınıfı	Karakteristik Basınç Dayanımı, $f_{ck}$ [MPa]	Eşdeğer Küp (200 mm) Basınç Dayanımı [MPa]	Karakteristik Eksenel Çekme Dayanımı, $f_{ctk}$ [MPa]	28 Günlük Elastisite Modülü, $E_c$ [MPa]
C35	35	45	2.1	33227

**Çizelge 4.2 :** Donatı çeliği mekanik özellikleri.

Çelik Sınıfı	Minimum Akma Dayanımı, $f_{yk}$ [MPa]	Minimum Kopma Dayanımı, $f_{su}$ [MPa]	Minimum Kopma Uzaması, $\epsilon_{su}$	Elastisite Modülü, $E_s$ [MPa]
S420b	420	500	0.08	200000

#### 4.1.1.1 Sismik parametreler ve genel tasarım esasları

Analizi gerçekleştirilecek olan bina Kocaeli ili Gebze Organize Sanayi Bölgesinde bulunmaktadır. Yapının kesin koordinatları 40.852721 K / 29.431883 D olarak belirlenmiştir. İnşaatın yapılacağı bölgede bulunan zemin sınıfı ZC (Çok sıkı kum, çakıl ve sert kil tabakaları veya ayrılmış, çok çatlaklı zayıf kayalar  $(V_s)_{30} = 360-760$  m/s) olarak belirlenmiştir. Bu bilgiler <https://tdth.afad.gov.tr/> adresinde bulunan Türkiye Deprem Haritaları İnteraktif Web Uygulamasına girilerek gerekli olan sismik parametreler elde edilmiştir. Yapının Türkiye deprem haritası üzerindeki konumu Şekil 4.6’da gösterilmiştir. Analizlerde kullanılmak üzere TBDY 2018’de tanımlanmış olan DD-2 (50 yılda aşılma olasılığı %10, tekrarlanma periyodu 475 yıl) ve DD-3 (50 yılda aşılma olasılığı %50 tekrarlanma periyodu 72 yıl) yer hareketi düzeyleri için sismik bilgiler aşağıdaki Çizelge 4.3’de verilmiştir.



**Şekil 4.6 :** Türkiye deprem haritası üzerinde yapının konumu.

**Çizelge 4.3 :** Sismik parametreler.

Deprem Yer Hareketi Düzeyi	DD-2	DD-3
$S_s$	1.153	0.451
$S_1$	0.318	0.118
$S_{DS}$	1.384	0.586
$S_{D1}$	0.477	0.177
PGA [g]	0.473	0.196
PGV [cm/s]	30.077	11.654

### Yatay ve düşey elastik tasarım ivme spektrumlarının elde edilmesi

Gözönüne alınan herhangi bir deprem yer hareketi düzeyi için yatay elastik tasarım spektral ivmeleri  $S_{ae}(T)$ , yapının hakim doğal titreşim periyodu  $T$ 'ye bağlı olarak yerçekimi ivmesi [g] cinsinden denklem 4.1 ile hesaplanır.

$$S_{ae}(T) = \left(0.4 + 0.6 \frac{T}{T_A}\right) S_{DS} \quad 0 \leq T \leq T_A \quad (4.1a)$$

$$S_{ae}(T) = S_{DS} \quad T_A \leq T \leq T_B \quad (4.1b)$$

$$S_{ae}(T) = \frac{S_{D1}}{T} \quad T_B \leq T \leq T_L \quad (4.1c)$$

$$S_{ae}(T) = \frac{S_{D1} T_L}{T^2} \quad T_L \leq T \quad (4.1d)$$

Bu ifadelerde geçen  $T_A$  ve  $T_B$  yatay tasarım spektrumunun köşe periyotlarını ifade eder ve denklem 4.2 ile hesaplanır.

$$T_A = 0.2 \frac{S_{D1}}{S_{DS}} \quad T_B = \frac{S_{D1}}{S_{DS}} \quad (4.2)$$

$T_L$  ise sabit yerdeğiştirme bölgesine geçiş periyodunu temsil eder, ve 6 s olarak alınır. Gözönüne alınan herhangi bir deprem yer hareketi düzeyi için düşey elastik tasarım spektral ivmeleri  $S_{aeD}(T)$  ise yerçekimi ivmesi [g] cinsinden denklem 4.3 ile hesaplanır.

$$S_{aeD}(T) = \left(0.32 + 0.48 \frac{T}{T_{AD}}\right) S_{DS} \quad 0 \leq T \leq T_{AD} \quad (4.3a)$$

$$S_{aeD}(T) = 0.8 S_{DS} \quad T_{AD} \leq T \leq T_{BD} \quad (4.3b)$$

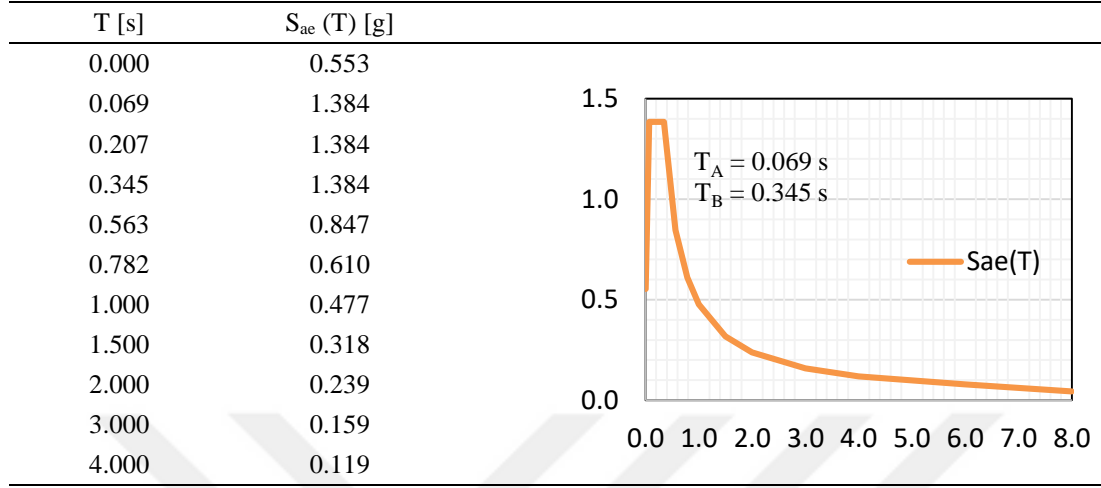
$$S_{aeD}(T) = 0.8 S_{DS} \frac{T_{BD}}{T} \quad T_{BD} \leq T \leq T_{LD} \quad (4.3c)$$

Denklem 4.3'te yer alan  $T_{AD}$ ,  $T_{BD}$  köşe periyotları ile  $T_{LD}$  periyodu denklem 4.4'te verilmiştir.

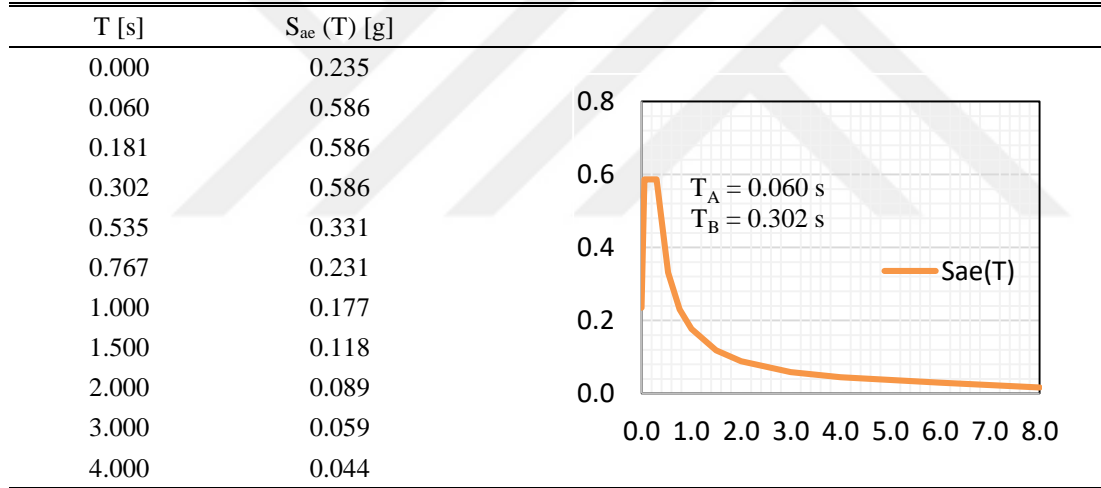
$$T_{AD} = T_A/3 \quad T_{BD} = T_B/3 \quad T_{LD} = T_L/2 \quad (4.4)$$

Bu bilgilere göre DD-2 ve DD-3 deprem yer hareketi düzeyleri için elde edilen tasarım ivme spektrumları aşağıdaki Çizelge 4.4, Çizelge 4.5 ve Çizelge 4.6’da verilmiştir.

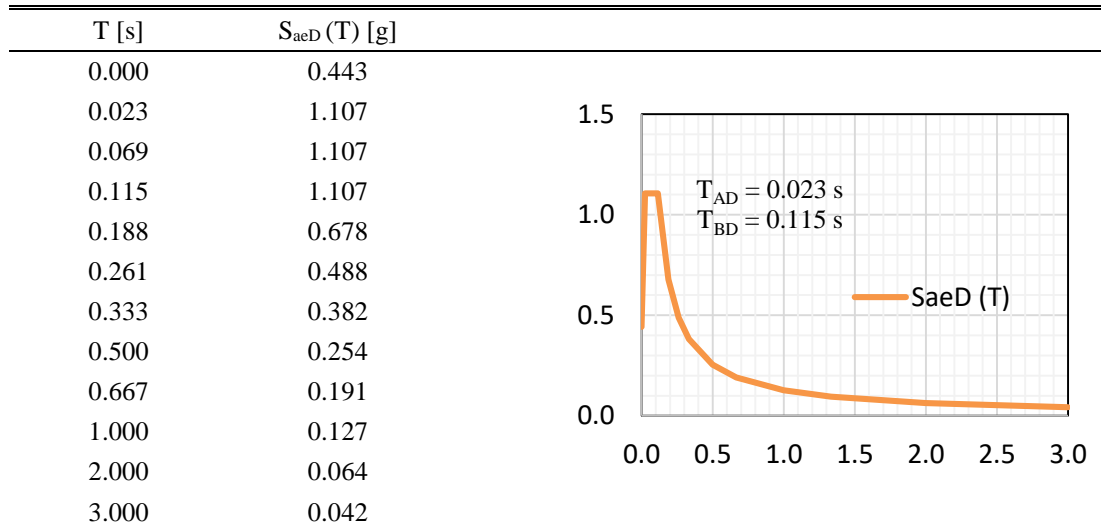
**Çizelge 4.4 :** DD-2 deprem düzeyi için yatay elastik tasarım ivme spektrumu.



**Çizelge 4.5 :** DD-3 deprem düzeyi için yatay elastik tasarım ivme spektrumu.



**Çizelge 4.6 :** DD-2 deprem düzeyi için düşey elastik tasarım ivme spektrumu.





## Bina kullanım sınıfı (BKS) ve bina önem katsayısı (I)

TBDY 2018, yapıları kullanım amaçlarına göre sınıflamış ve her bir sınıf için önem katsayısı belirlemiştir. Bina kullanım sınıfı BKS, yapının deprem tasarım sınıfının belirlenmesinde rol oynarken; bina önem katsayısı I, deprem yükü azaltma katsayısının hesabında kullanılmaktadır. Bina kullanım sınıfları ve bina önem katsayıları ayrıntılı olarak Çizelge 4.7’de verilmiştir. Analizi gerçekleştirilecek olan yapı bina türü endüstri yapısı olduğu için, BKS = 3, ve I = 1.0 olarak belirlenir.

**Çizelge 4.7 : TBDY 2018’e göre bina kullanım sınıfları ve bina önem katsayısı.**

Bina Kullanım Sınıfı	Binanın Kullanım Amacı	Bina Önem Katsayısı (I)
BKS = 1	Deprem sonrası kullanımı gereken binalar, insanların uzun süreli ve yoğun olarak bulunduğu binalar, değerli eşyanın saklandığı binalar ve tehlikeli madde içeren binalar: a) Deprem sonrasında hemen kullanılması gerekli binalar (Hastaneler, dispanserler, sağlık ocakları, itfaiye bina ve tesisleri, PTT ve diğer haberleşme tesisleri, ulaşım istasyonları ve terminalleri, enerji üretim ve dağıtım tesisleri, vilayet, kaymakamlık ve belediye yönetim binaları, ilk yardım ve afet planlama istasyonları) b) Okullar, diğer eğitim bina ve tesisleri, yurt ve yatakhaneler, askeri kışlalar, cezaevleri, vb. c) Müzeler d) Toksik, patlayıcı, parlayıcı, vb. özellikleri olan maddelerin bulunduğu veya depolandığı binalar	1.5
BKS = 2	İnsanların kısa süreli ve yoğun olarak bulunduğu binalar: Alışveriş merkezleri, spor tesisleri, sinema, tiyatro, konser salonları, ibadethaneler, vb.	1.2
BKS = 3	Diğer binalar: BKS=1 ve BKS=2 için verilen tanımlara girmeyen diğer binalar (Konutlar, işyerleri, oteller, bina türü endüstri yapıları, vb.)	1.0

### Deprem tasarım sınıfı (DTS)

Deprem tasarım sınıfı DTS, kısa periyot tasarım spektral ivme katsayısı ve bina kullanım sınıfına bağlı olarak Çizelge 4.8'e göre belirlenir.

**Çizelge 4.8 : TBDY 2018'e göre deprem tasarım sınıfları.**

DD-2 Deprem Yer Hareketi Düzeyinde Kısa Periyot Tasarım Spektral İvme Katsayısı ( $S_{DS}$ )	Bina Kullanım Sınıfı	
	BKS = 1	BKS = 2, 3
$S_{DS} < 0.33$	DTS = 4a	DTS = 4
$0.33 \leq S_{DS} < 0.50$	DTS = 3a	DTS = 3
$0.50 \leq S_{DS} < 0.75$	DTS = 2a	DTS = 2
$0.75 \leq S_{DS}$	DTS = 1a	DTS = 1

DD-2 deprem yer hareketi düzeyi için  $S_{DS} = 1.384$  ve BKS = 3 olduğuna göre, yapının deprem tasarımı sınıfı DTS = 1 olarak belirlenir.

### Bina yükseklik sınıfı (BYS)

Deprem hesabına esas alınacak olan bina yüksekliği  $H_n$ , temel üst kotundan çatı mahyasına kadar 9.60 metre olarak belirlenmiştir. Binanın deprem tasarım sınıfı DTS = 1'i de göz önüne alarak bina yükseklik sınıfı Çizelge 4.9'a göre BYS = 7 olarak belirlenir.

**Çizelge 4.9 : TBDY 2018'e göre bina yükseklik sınıfları.**

Bina Yükseklik Sınıfları ve Deprem Tasarım Sınıflarına Göre Tanımlanan Bina Yükseklik Aralıkları [m]			
Bina Yükseklik Sınıfı	DTS = 1, 1a, 2, 2a	DTS = 3, 3a	DTS = 4, 4a
BYS = 1	$H_N > 70$	$H_N > 91$	$H_N > 105$
BYS = 2	$56 < H_N \leq 70$	$70 < H_N \leq 91$	$91 < H_N \leq 105$
BYS = 3	$42 < H_N \leq 56$	$56 < H_N \leq 70$	$56 < H_N \leq 91$
BYS = 4	$28 < H_N \leq 42$	$42 < H_N \leq 56$	
BYS = 5	$17.5 < H_N \leq 28$	$28 < H_N \leq 42$	

**Çizelge 4.9 (Devamı) : TBDY 2018'e göre bina yükseklik sınıfları.**

Bina Yükseklik Sınıfı	DTS = 1, 1a, 2, 2a	DTS = 3, 3a	DTS = 4, 4a
BYS = 6	$10.5 < H_N \leq 17.5$	$17.5 < H_N \leq 28$	
BYS = 7	$7 < H_N \leq 10.5$	$10.5 < H_N \leq 17.5$	
BYS = 8	$H_N \leq 7$	$H_N \leq 10.5$	

**Bina performans hedefi ve uygulanacak değerlendirme / tasarım yaklaşımı**

Yapıların, deprem tasarım sınıfı, bina yükseklik sınıfı ve deprem yer hareketi düzeyine göre uygulanacak olan performans hedefleri ve değerlendirme / tasarım yaklaşımları Çizelge 4.10'da verilmiştir.

**Çizelge 4.10 : Bina performans hedefleri ve uygulanacak değerlendirme / tasarım yaklaşımları.**

DTS = 1, 1a <sup>(1)</sup> , 2, 2a <sup>(1)</sup> , 3, 3a, 4, 4a		DTS = 1a <sup>(2)</sup> , 2a <sup>(2)</sup>		
Deprem Yer H. Düzeyi	Normal Performans Hedefi	Değerlendirme/Tasarım Yaklaşımı	İleri Performans Hedefi	Değerlendirme/Tasarım Yaklaşımı
DD-3	-	-	SH	ŞGDT
DD-2	KH	DGT <sup>(5)</sup>	KH	DGT <sup>(3,4)</sup>
DD-1	-	-	KH	ŞGDT

Buna göre; DTS = 1, BYS = 6 olan yapıya, DD-2 deprem yer hareketi düzeyi için Dayanıma Göre Tasarım (DGT) yaklaşımı uygulanacaktır. Buna göre hedeflenen performans düzeyi ise Kontrollü Hasar (KH) olarak belirlenir.

#### 4.1.1.2 Dayanıma göre tasarım hesap esasları

##### Taşıyıcı sistem davranış katsayısı ve dayanım fazlalığı katsayısı

Yapı sistemlerinin dayanıma göre tasarım yaklaşımı ile hesabı yapılırken, belirlenmiş olan taşıyıcı sistem süneklik kapasitesine göre deprem yükleri azaltılır. Azaltılmış olan deprem yüklerine göre yapının doğrusal – elastik analizi yapıp gereken yerlerde dayanım fazlalığı katsayıları dikkate alınarak kuvvet talepleri artırılır ve buna göre yapısal elemanlar tasarlanır. Süneklik düzeyi yüksek, önüretimli betonarme bina taşıyıcı sistemleri için taşıyıcı sistem davranış katsayısı (R) ve dayanım fazlalığı katsayısı (D) Çizelge 4.11’de verilmiştir.

**Çizelge 4.11 :** Taşıyıcı sistem davranış katsayısı ve dayanım fazlalığı katsayısı.

Bina Taşıyıcı Sistemi	Taşıyıcı Sistem Davranış Katsayısı R	Dayanım Fazlalığı Katsayısı D	Bina Yükseklik Sınıfı BYS
B11. Deprem etkilerinin tamamının bağlantıları moment aktaran süneklik düzeyi yüksek önüretimli çerçevelerle karşılandığı binalar			
MAB1, MAB2 tipi moment aktaran bağlantılar:	7	2.5	BYS ≥ 4
MAB3, MAB4 tipi moment aktaran bağlantılar:	5	2.5	BYS ≥ 6
B15. Deprem etkilerinin tamamının çatı düzeyindeki bağlantıları mafsallı olan ve yüksekliği 12 m’yi geçmeyen süneklik düzeyi yüksek kolonlar tarafından karşılandığı tek katlı binalar	3	2	-

Söz konusu yapının çatı düzeyindeki bağlantıları mafsallı, +4.00 kotundaki kolon – giriş bağlantıları ise MAB1 tipi birleşim detayı ile moment aktaracak şekilde tasarlanmıştır. Çizelge 4.11’e göre yapı hem B11 hem B15 kategorisine girmektedir. Bu durumda taşıyıcı sistemin alt ve üst kısmı için ayrı R ve D katsayılarının kullanılması gerekmektedir. Ancak, bu tez kapsamında tasarlanan yapıda güvenli tarafta kalınarak R = 3, D = 2 kabulü yapılmıştır.

### Deprem yükü azaltma katsayısı

Doğrusal hesap yapılırken; deprem yükleri, yapının öngörülen süneklik seviyesine bağlı olarak azaltılır. Bu azaltmanın amacı, yapının doğrusal olmayan davranışını göz önüne almaktır. TBDY 2018'e göre deprem yükü azaltma katsayısı  $R_a^{(T)}$ , denklem 4.5'e göre, yapı periyodu ve tasarım spektrumunun köşe periyoduna bağlı olarak iki parçalı olarak tanımlanmıştır.

$$R_a(T) = \frac{R}{I} \quad T > T_B \quad (4.5a)$$

$$R_a(T) = D + \left(\frac{R}{I} - D\right) \frac{T}{T_B} \quad T \leq T_B \quad (4.5b)$$

Bu ifadelerde adı geçen R, taşıyıcı sistem davranış katsayısını; D, dayanım fazlalığı katsayısını; T ve  $T_B$  ise sırasıyla yapının hakim doğal titreşim periyodunu ve spektrum köşe periyodunu ifade eder.

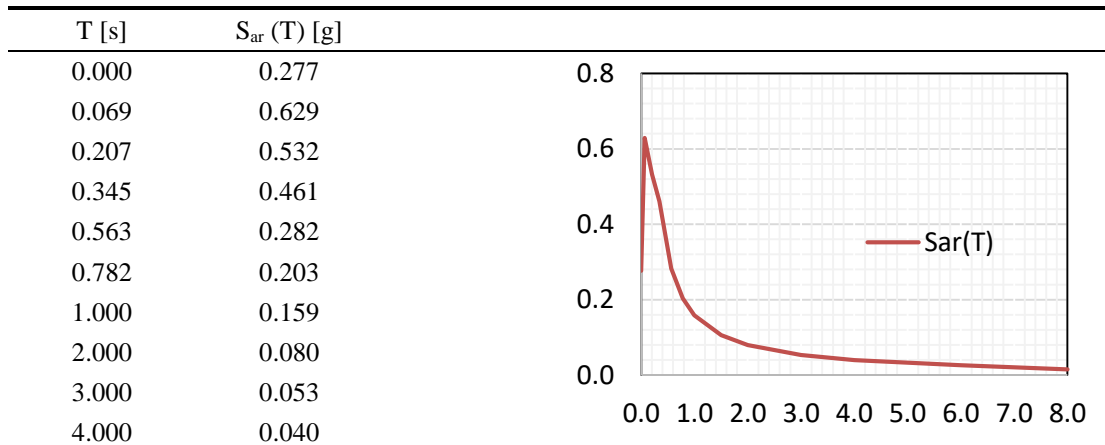
### Azaltılmış yatay elastik tasarım ivme spektrumunun elde edilmesi

Deprem yükü azaltma katsayısı  $R_a^{(T)}$ 'ye bağlı olarak, azaltılmış yatay elastik tasarım ivme spektrumunun ordinat değerleri denklem 4.6 kullanılarak hesaplanır.

$$S_{aR}(T) = \frac{S_{ae}(T)}{R_a(T)} \quad (4.6)$$

Buna göre; DD-2 deprem yer hareketi düzeyi için azaltılmış yatay elastik tasarım ivme spektrumu Çizelge 4.12'de verilmiştir.

**Çizelge 4.12 :** DD-2 deprem düzeyi için azaltılmış yatay elastik tasarım ivme spektrumu.



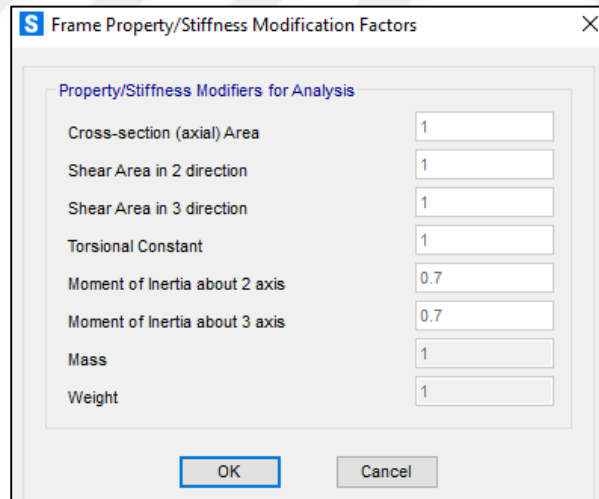
## Etkin kesit rijitliği arpanları

Betonarme elemanlarda deprem esnasında oluşacak çatlaklar sebebiyle brüt rijitliklerin belirli oranlarda azaltılması önerilmektedir. TBDY 2018'e göre kesit rijitliklerinin azaltma katsayıları izelge 4.13'de verilmiştir.

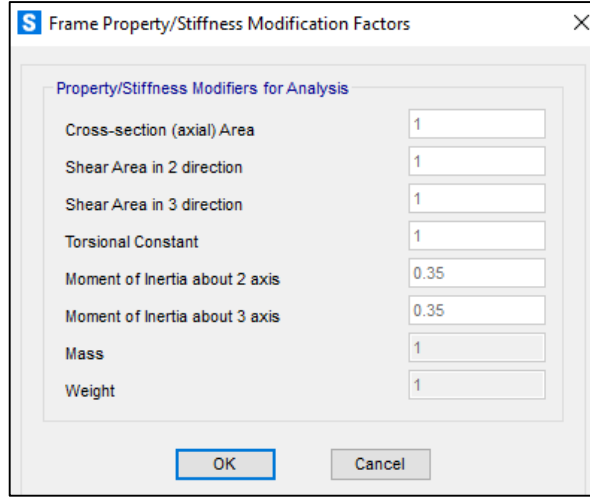
**Çizelge 4.13 :** Etkin kesit rijitliği arpanları.

Betonarme Taşıyıcı Sistem Elemanı	Etkin Kesit Rijitliği arpanı	
	Eğilme	Kesme
ereve kirişi	0.35	1.00
ereve kolonu	0.70	1.00

Tabloda öngörölen çarpanlara göre yapının kolon ve kirişlerinde gereken rijitlik azaltmaları yapılmıştır. +4.00 kotunda bulunan döşemenin yalnızca düşey yükü dikkate alınıp, kata rijit diyafram tanımlandığı için döşemeyle ilgili bir işlem yapılmamıştır. Kolonlar ve kirişler için etkin kesit rijitliği çarpanlarının analiz programında tanımlanması Şekil 4.7 ve Şekil 4.8'de gösterilmiştir.



**Şekil 4.7 :** Kolonlar için etkin kesit rijitliği çarpanı tanımlanması.



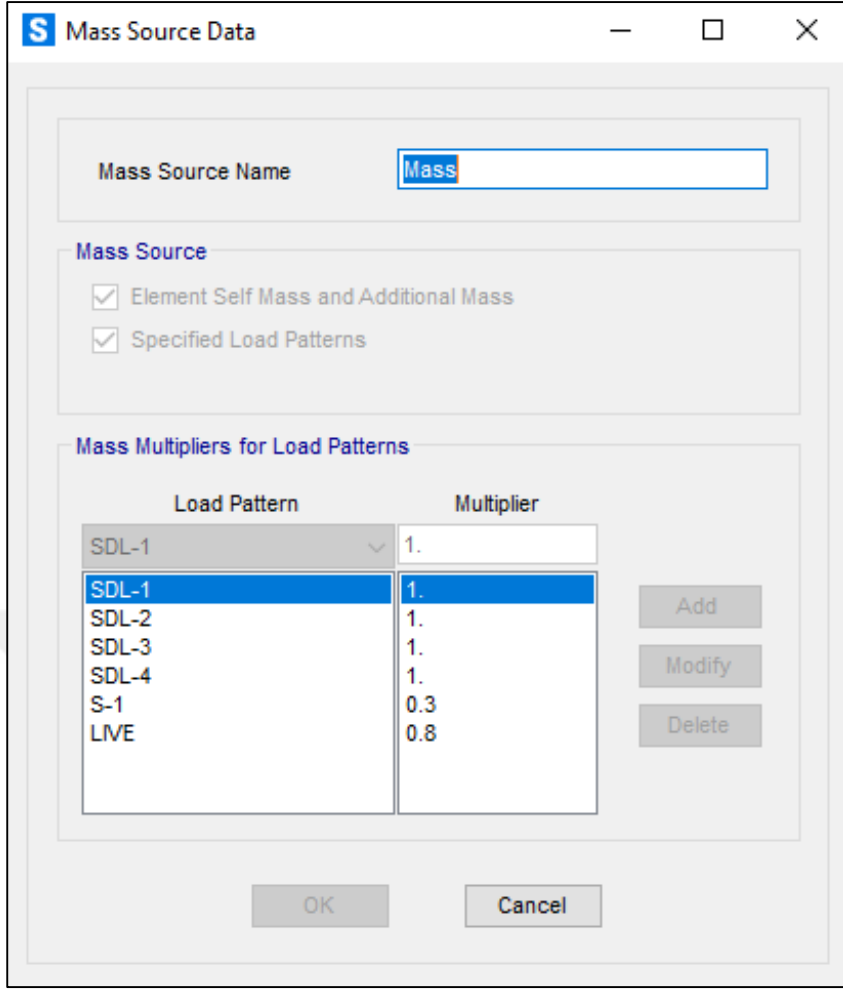
**Şekil 4.8 :** Kirişler için etkin kesit rijitliği çarpanı tanımlanması.

### Hareketli yük kütle katılım katsayısı

Yapıya etki eden hareketli yükler ve kar yüklemesi için sismik kütle katılım katsayıları sırasıyla 0.80 ve 0.30 olarak dikkate alınmıştır. TBDY 2018'e göre önerilen katılım katsayıları Çizelge 4.14'de görülebilir. Analiz programında sismik kütle katılım katsayıları ise Şekil 4.9'da gösterilmiştir.

**Çizelge 4.14 :** Hareketli yük kütle katılım katsayıları.

Binanın kullanım amacı	n
Depo, antrepo, vb.	0.80
Okul, öğrenci yurdu, spor tesisi, sinema, tiyatro, konser salonu, ibadethane, lokanta vb.	0.60
Konut, işyeri, otel, hastane, otopark, vb.	0.30



Şekil 4.9 : Sismik kütle analiz programında tanımlanması.

### Düşey deprem etkisi

Yapıya gelen düşey deprem etkileri, herhangi bir kısıtlama olmaksızın yapının düşey titreşim modları ve düşey elastik tasarım ivme spektrumu kullanarak modal hesap yöntemleri ile yapılabilmektedir. Bu şekilde yapılan düşey deprem hesabında, taşıyıcı sistem tipinden bağımsız olarak tüm yapılarda  $R/I = 1$  ve  $D = 1$  olarak ele alınır. Burada dikkat edilmesi gereken en önemli nokta, yeterli kütle katılım oranını sağlayacak kadar mod sayısının dikkate alınmasıdır.

### Doğrusal hesap yönteminin seçilmesi

Dayanıma göre tasarım doğrultusunda, doğrusal deprem hesabı yapılırken eşdeğer deprem yükü yöntemi veya modal hesap yöntemleri kullanılabilir. Eşdeğer deprem yükü yönteminin uygulanmasında bir takım kısıtlamalar bulunurken modal hesap yöntemleri kısıtlama olmaksızın her tip yapıda uygulanabilmektedir. Bu tez çalışması kapsamında analiz edilecek yapının dinamik özelliklerini daha iyi yansıtması



açısından doğrusal deprem hesabı modal analiz yöntemlerinden biri olan mod birleştirme yöntemi ile yapılacaktır. Ancak; yapının bir takım düzensizlik kontrollerinin yapılması ve modal analiz sonucunda elde edilen taban kesme kuvvetinin eşdeğer deprem yükü yöntemi ile elde edilen taban kesme kuvvetine göre ölçeklendirilmesi gibi işlemler için aynı zamanda eşdeğer deprem yükü yöntemi ile hesaplar yapılacaktır.

### **Eşdeğer deprem yükü yöntemi ile doğrusal deprem hesabı**

Eşdeğer deprem yükü yönteminde toplam deprem yükü, yapının ilgili doğrultudaki periyoduna bağlı olan azaltılmış spektral ivme değeri ile yapının toplam sismik kütlelerinin çarpılması sonucu denklem 4.7’de gösterildiği gibi hesaplanır.

$$V_{tE} = m_t \times S_{aR}(T_p) \quad (4.7)$$

Hesaplanan bu değer, aşağıdaki denklem 4.8’de gösterilen minimum eşdeğer deprem yükünden büyük olması gerekmektedir.

$$0.04 \times m_t \times I \times S_{DS} \times g \quad (4.8)$$

Sonrasında hesaplanan taban kesme kuvveti her kata, ilgili katın yüksekliği ve sismik kütlelerine bağlı olacak şekilde dağıtılır. Bu tez kapsamında eşdeğer deprem yükü yöntemi ile hesap yapılan bölümlerde kat kuvvetleri analiz programı tarafından hesaplanmıştır.

Azaltılmış spektral ivme değerini hesaplarken kullanılan  $T_p$  hakim doğal titreşim periyodu, denklem 4.9’da verilen ampirik doğal titreşim periyodu  $T_{pA}$ ’nın 1.4 katından hiçbir zaman daha fazla olmayacaktır.

$$T_{pA} = C_t H_N^{3/4} \quad (4.9)$$

Denklem 4.9’da geçen  $C_t$  katsayısı, deprem etkilerinin betonarme çerçeveler ile karşılandığı binalarda 0.1 olarak dikkate alınmaktadır.

### **Modal hesap yöntemleri ile doğrusal deprem hesabı**

Modal hesap yöntemleri ile doğrusal deprem hesabı yapılırken hesaba dahil edilmesi gereken minimum serbest titreşim mod sayısı, yapının birbirine dik iki yatay doğrultusunun her biri için hesaplanan taban kesme kuvveti modal etkin kütlelerinin,

yapının toplam sismik kütlelerinin %95'inden az olmaması kuralına göre belirlenir. Ancak %95 kütle katılımı sağlanmış olsa dahi, katkısı %3'den büyük olan her mod hesaba dahil edilmelidir.

$$\sum_{n=1}^{YM} m_{txn}^{(X)} \geq 0.95m_t \quad ; \quad \sum_{n=1}^{YM} m_{tyn}^{(Y)} \geq 0.95m_t \quad (4.10)$$

Birbirine dik herhangi bir deprem doğrultusu için (X)  $V_t^{(X)} < \gamma V_{tE}^{(X)}$  olması durumunda, modal hesap yöntemlerine göre elde edilen taban kesme kuvveti denklem 4.11'de verilen eşdeğer taban kesme kuvveti büyütme katsayısı ile büyütülür.

$$\beta_{tE}^{(X)} = \frac{\gamma_E V_{tE}^{(X)}}{V_t^{(X)}} \geq 1 \quad (4.11)$$

Bu ifadede geçen  $\gamma_E$  katsayısı, yapıda A1,B2 veya B3 türü düzensizliklerden en az biri bulunduğu takdirde %90, hiçbiri bulunmaz ise %80 olarak dikkate alınır.

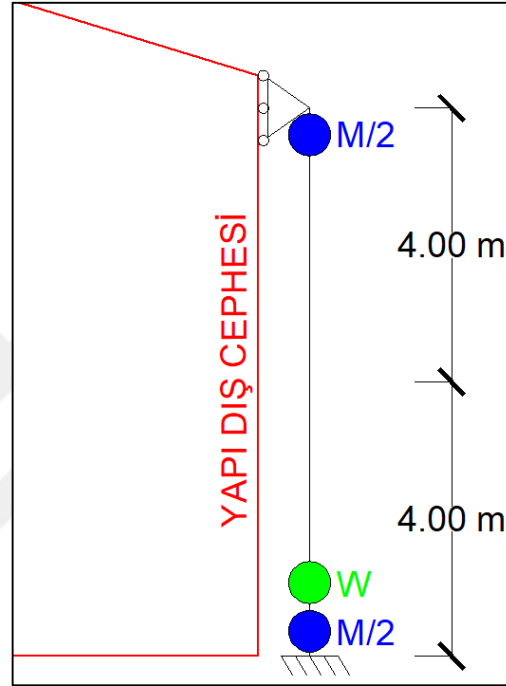
#### 4.1.1.3 Yükler

Yapıya etki eden dış yükler Çizelge 4.15'de verilmiştir.

**Çizelge 4.15 : Dış yükler.**

Dış Yükler	
DEAD	Elemanların öz ağırlıkları analiz programı tarafından otomatik hesaplanmıştır.
LIVE	+4.00 kotunda 7.50 kPa olarak dikkate alınmıştır
S	Çatı kar yükü 0.75 kPa olarak dikkate alınmıştır.
SDL-1	Çatı kaplaması 0.12 kPa olarak dikkate alınmıştır.
SDL-2	+4.00 kotunda duvar, tesisat vb. yükler için 2.00 kPa olarak dikkate alınmıştır.
SDL-3	Boşluklu döşemenin öz ağırlığı 2.80 kPa olarak dikkate alınmıştır.
SDL-4	7 cm kaplama betonu için 1.75 kPa olarak dikkate alınmıştır.

Detayları tabloda açıklanan dış yüklere ek olarak, yapının dört kenarında bulunan cephe kaplamalarının zemine ankastre olarak, +8.00 metre kotundaki kirişlere ise düşey yönde kayıcı olarak bağlandığı varsayılmıştır. Bu durumda cephe kaplamalarının yapıya düşey yönde yük aktarmadığı kabul edilmiştir. Ancak; cephe kaplamaları deprem esnasında yapıyla beraber titreşeceği için toplam kütesinin yarısı +8.00 kotundaki kirişlere etki ettirilmiştir. Bu yükleme, aşağıdaki Şekil 4.10'da şematik olarak gösterilmiştir.



**Şekil 4.10 :** Cephe kaplamasının sismik kütleyle dahil edilmesi.

Cephe kaplamasının öz ağırlığı  $4.50 \text{ kN} / \text{m}^2$  olarak kabul edilmiştir. Buna göre; +8.00 kotunda sadece yatay doğrultuda dikkate alınacak sismik kütle birim uzunluk için aşağıdaki gibi hesaplanır.

$$M = \frac{4.50 \text{ kN} / \text{m}^2 \times 4.00 \text{ m}}{9.81 \text{ m} / \text{s}^2} = 1.83 \text{ kN} \times \text{s}^2 / \text{m}^2$$

#### 4.1.1.4 Yük birleşimleri

Yapısal elemanların boyutlandırılmasında kullanılan yük birleşimleri Çizelge 4.16’da verilmiştir. İlgili yük birleşimleri TS 500 ve TBDY 2018’de önerildiği şekilde dikkate alınmıştır.

**Çizelge 4.16 : Yük birleşimleri.**

Yük Birleşimleri
1.4G + 1.6Q
G + Q + 0.2S ± Ex ± 0.3Ey + 0.3Ez
G + Q + 0.2S ± 0.3Ex ± 0.3Ey + 0.3Ez
0.9G ± Ex ± 0.3Ey - 0.3Ez
0.9G ± 0.3Ex ± Ey - 0.3Ez

#### 4.1.1.5 Çatı düzlemi diyaframının modellenmesi

Üç boyutlu hesap modelinde, çatı düzlem içi rijitliğini temsil etmek üzere TBDY 2018 EK 8B’de tarif edildiği şekilde iki ucu mafsalı sanal elemanlar tanımlanmıştır.

Yüksel ve diğ. (2019), çatı örtü malzemesi olarak sandviç panel kullanılması durumunda çatı düzlem içi rijitliğini temsil etmek üzere bir yöntem önermiştir. Tez çalışması kapsamında çatı düzlem içi rijitliği bu yöntem kullanılarak temsil edilmiştir.

Buna göre; sandviç panel çatı örtüsünden dolayı oluşacak eşdeğer eksenel rijitlikler  $(EA)_e$ , aşağıda verilen denklem 4.12 ile hesaplanır.

$$(EA)_e = L_{pan} \times \left( \frac{\pi}{0.02} \right) \times \left( \frac{D_{tr} \times (t_{1,sac} + t_{2,sac}) \times n_{tr} \times f_{y,sac}}{a_{\zeta}} \right) \times \gamma \quad (4.12)$$

Oluşturulan sanal çubukların her birinin taşıyabileceği en büyük eksenel kuvvet  $F_{maks,pan}$  ise aşağıdaki denklem 4.13 ile hesaplanır.

$$F_{maks,pan} = 0.02 \times (EA)_e \times \cos \alpha \quad (4.13)$$

Bu denklemlerin uygulanabilmesi için aşık aralığının en fazla 2 metre, sanal çubukların açısının ise yaklaşık 45 derece olması gerekmektedir.

Binanın uzun doğrultudaki aks açıklığı olan 8.00 metre, 4 eşit parçaya bölünmüş; aşık aralığı ise 1930 milimetre olarak belirlenmiştir. Bu durumda pandül boyu (sanal eleman boyu),  $L_{pan} = 2779$  mm olarak belirlenmiştir. Düzenlenen geometriye göre pandüllerin açısı ise 43.94 derece olmaktadır. Sandviç panelin alt ve üst sac kalınlıkları  $t_{1,sac}$  ve  $t_{2,sac}$  sırasıyla 0.5 ve 0.4 mm olarak seçilmiştir. Sac malzemesinin akma dayanımı  $f_{y,sac} = 255$  MPa olarak belirlenmiştir. Sandviç panellerin aşıklara bağlantısında çapı  $D_{tr} = 4$  mm olan trifon vidalardan birim boyda  $n_{tr} = 5.5$  adet kullanılacaktır. Yükleme doğrultusunun etkisi ve deneysel belirsizliklerden dolayı kullanılan güvenlik katsayısı  $\gamma$  ise 0.67 olarak belirlenmiştir.

Buna göre eşdeğer eksenel rijitlik aşağıdaki gibi hesaplanır.

$$(EA)_e = 2779 \times \left( \frac{\pi}{0.02} \right) \times \left( \frac{4 \times (0.5 + 0.4) \times 5.5 \times 255}{1930} \right) \times 0.67 = 765,123 \text{ MPa}$$

Pandüllerin her birinin taşıyabileceği eksenel kuvvet ise aşağıdaki gibi hesaplanır.

$$F_{maks,pan} = 0.02 \times 765,123 \times 0.72 = 11,017 \text{ N} = 11.02 \text{ kN}$$

Pandüller, analiz programına aşağıdaki Şekil 4.11’de gösterildiği gibi 1 mm<sup>2</sup> alana sahip çubuk eleman olarak tanımlanmıştır.

The image shows a 'Property Data' dialog box with the following fields and values:

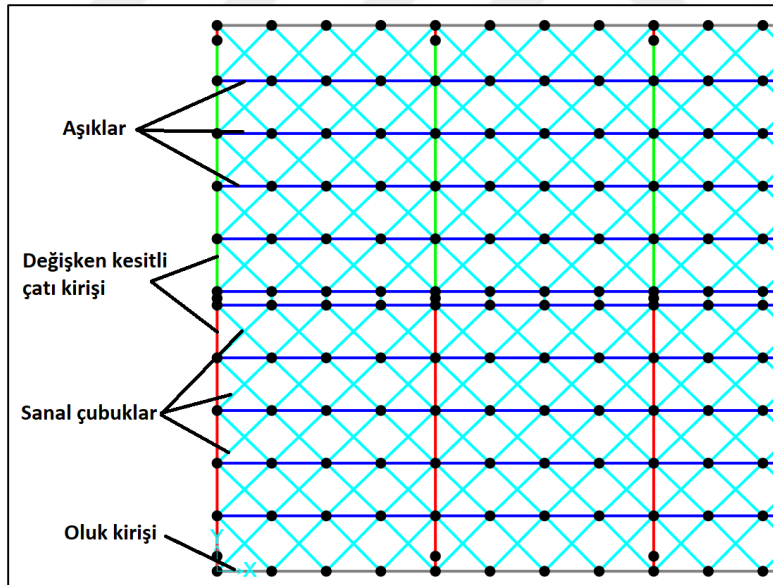
Property	Value
Section Name	Pandul
Cross-section (axial) area	1.000E-06
Moment of Inertia about 3 axis	1.
Moment of Inertia about 2 axis	1.
Product of Inertia about 2-3	0.
Shear area in 2 direction	1.
Shear area in 3 direction	1.
Torsional constant	1.
Section modulus about 3 axis	1.
Section modulus about 2 axis	1.
Plastic modulus about 3 axis	1.
Plastic modulus about 2 axis	1.
Radius of Gyration about 3 axis	1.
Radius of Gyration about 2 axis	1.
Shear Center Eccentricity (x3)	0.

Şekil 4.11 : Pandüllerin analiz programında tanımlanması.

Bu çubuk üzerinde tanımlı olan sanal malzeme aşağıdaki Şekil 4.12’de gösterilmiştir.

Şekil 4.12 : Sanal malzemenin analiz programında tanımlanması.

Çatı düzlem içi rijitliğinin sayısal hesap modelinde sanal çubuk elemanlar yardımıyla tanımlanması ise aşağıdaki Şekil 4.13’de gösterilmiştir.



Şekil 4.13 : Sayısal hesap modelinde çatı diyaframının oluşturulması.

#### 4.1.1.6 Taşıyıcı elemanların ön boyutlandırılması

Ön boyutlandırma sonucu elde edilen taşıyıcı eleman kesitleri aşağıdaki Çizelge 4.17’de gösterilmiştir. Ön boyutlandırma yapılırken TBDY 2018 ve TS 500 yönetmeliklerine göre sağlanması gereken enkesit koşulları dikkate alınmıştır.

Hesap ve imalat kolaylığı sağlamak açısından uygun yerlerde taşıyıcı elemanlar tipleştirilmiştir.

**Çizelge 4.17 : Taşıyıcı eleman ön boyutları.**

Kesit	Şekil	Kesit	Şekil
<p>B101</p> <p>Kısa doğrultu çerçeve kirişi.</p> <p>+4.00 kotu, 2 – 10 aksları arası.</p>		<p>B102</p> <p>Kısa doğrultu çerçeve kirişi.</p> <p>+4.00 kotu, 1 ve 11 aksları.</p>	
<p>B103</p> <p>Uzun doğrultu çerçeve kirişi.</p> <p>+4.00 kotu, B aksı.</p>		<p>B104</p> <p>Uzun doğrultu çerçeve kirişi.</p> <p>+4.00 kotu, A ve C aksları.</p>	
<p>C101-C102-C201-C202</p> <p>Tüm çerçeve kolonları.</p>		<p>Oluk kirişi</p> <p>+8.00 kotu, A ve C aksları.</p>	
<p>Aşıklar</p>		<p>Boşluklu döşeme</p>	
<p>Değişken kesitli çatı kirişi, mesnet kesiti.</p> <p>1 ve 11 aksları arası.</p>		<p>Değişken kesitli çatı kirişi, açıklık ortası kesiti.</p> <p>1 ve 11 aksları arası.</p>	

Çizelge 4.17’de görülen taşıyıcı elemanlarda mavi renkle taranmış bölgeler önüretimli kısımları temsil ederken, kırmızı renkle taranmış bölgeler yerinde dökülecek betonu temsil etmektedir.

Tez çalışması kapsamında, yalnızca yapının deprem performansını belirleyecek ve etkileyecek olan çerçeve kolonları ve çerçeve kirişlerinin analizi gerçekleştirilmiştir. Aşıklar, oluk kirişi ve değişken kesitli çatı kirişi sisteme her iki ucundan da moment aktarmayacak şekilde basit bağlantı ile bağlanmıştır. Bu elemanlar üzerine gelen yükleri düşey taşıyıcı elemanlara aktarmakla beraber; değişken kesitli çatı kirişi ve oluk kirişleri, ikinci katta bulunan kolon üst uçlarını kısa ve uzun doğrultuda birbirine bağlayarak çerçevenin beraber hareketini sağlayacaktır. Boşluklu döşeme ise, analiz modelinde yalnızca rijit diyafram olarak temsil edilmiştir. Boşluklu döşemenin zati ağırlığı ve birinci kattaki diğer düşey yüklemeler doğrudan kısa doğrultudaki çerçeve kirişlerine aktarılmıştır.

## 4.1.2 Doğrusal deprem hesabı

### 4.1.2.1 Modal analiz sonuçları

Belirlenen ön kesitlere ve sismik kütleğe göre elde edilen, her bir doğrultu için minimum %95 katılımın sağlandığı ve etkisi %3'den büyük tüm serbest titreşim modlarına ait kütle katılım oranları ve serbest titreşim periyotları aşağıdaki Çizelge 4.18'de özetlenmiştir. Çizelgede gösterilen X doğrultusu yapının uzun doğrultusunu, Y doğrultusu ise yapının kısa doğrultusunu temsil etmektedir.

**Çizelge 4.18** : Modal kütle katılım oranları ve periyotlar.

Hakim Doğrultu	Mod Numarası	Periyot [s]	UX [%]	UY [%]	UZ [%]
X	1. etkin mod	0.378	64.82	0.00	0.00
X	2. etkin mod	0.151	20.44	0.00	0.00
X	3. etkin mod	0.999	10.92	0.00	0.00
Y	1. etkin mod	0.502	0.00	38.92	0.00
Y	2. etkin mod	0.293	0.00	27.54	0.00
Y	3. etkin mod	0.134	0.00	10.96	0.00
Y	4. etkin mod	0.203	0.00	9.39	0.00
Y	5. etkin mod	0.235	0.00	8.37	0.00
Z	1. etkin mod	0.027	0.00	0.00	35.44
Z	2. etkin mod	0.034	0.00	0.00	29.49
Z	3. etkin mod	0.518	0.00	0.00	6.54
Z	4. etkin mod	0.026	0.00	0.00	4.26
Z	5. etkin mod	0.027	0.00	0.00	3.57
Z	6. etkin mod	0.034	0.00	0.00	3.00
Z	7. etkin mod	0.441	0.00	0.00	2.82

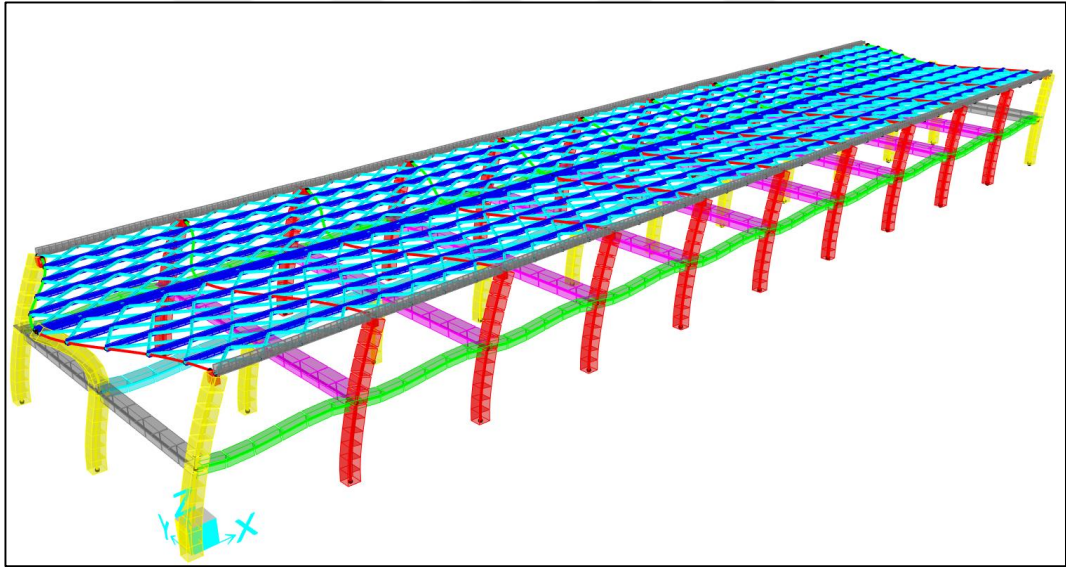


**Çizelge 4.18 (Devamı) :** Modal kütle katılım oranları ve periyotlar.

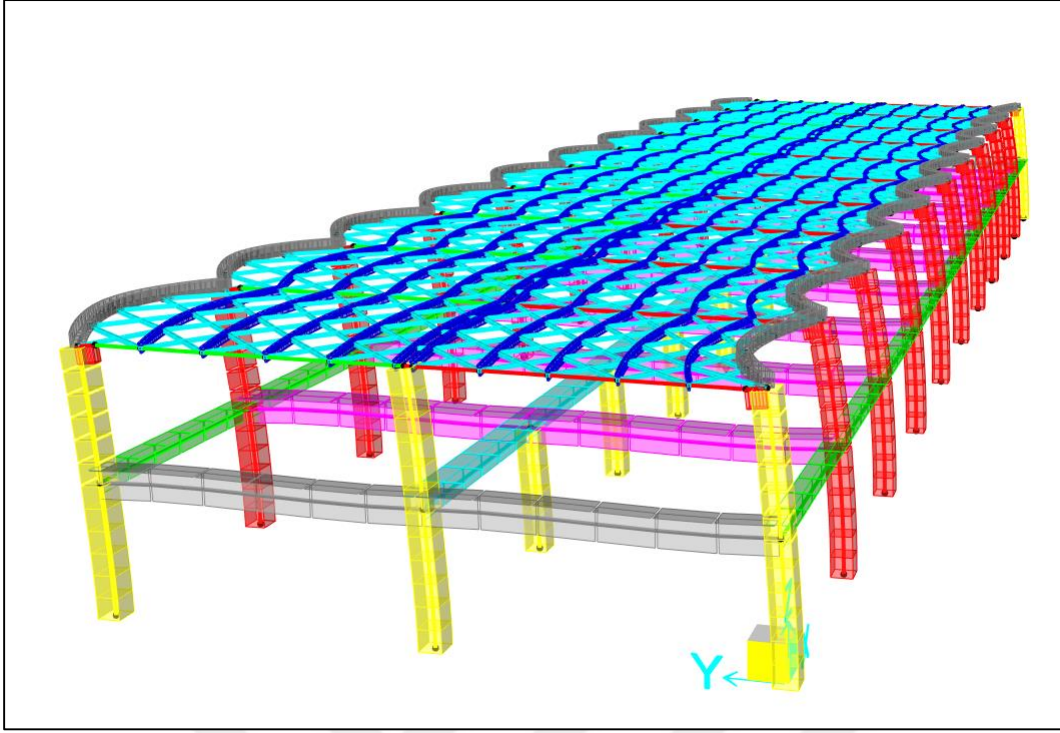
Hakim Doğrultu	Mod Numarası	Periyot [s]	UX [%]	UY [%]	UZ [%]
Z	8. etkin mod	0.021	0.00	0.00	2.55
Z	9. etkin mod	0.023	0.00	0.00	1.94
Z	10. etkin mod	0.624	0.00	0.00	1.91
Z	11. etkin mod	0.027	0.00	0.00	0.97
Z	12. etkin mod	0.624	0.00	0.00	0.91
Z	13. etkin mod	0.034	0.00	0.00	0.84
Z	14. etkin mod	0.023	0.00	0.00	0.70
Z	15. etkin mod	0.518	0.00	0.00	0.65

Buna göre; yapının X yönündeki hakim moduna ait kütle katılım oranı %64.82 ve periyot 0.378 s olarak elde edilmiştir. Benzer şekilde Y yönündeki hakim moduna ait kütle katılım oranı %38.92 ve periyot 0.502 s olarak elde edilmiştir.

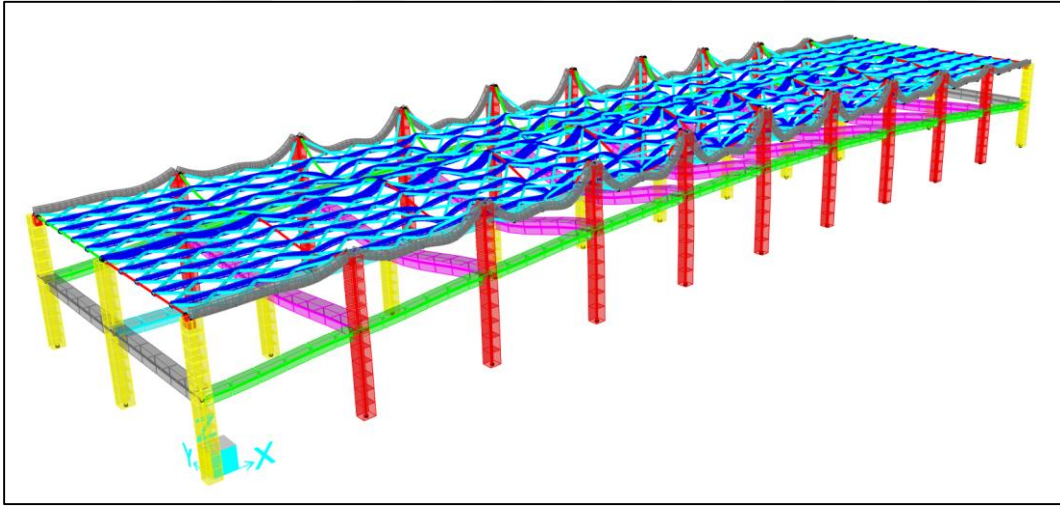
Her doğrultu için hakim moda ait şekil değiştirme görüntüsü Şekil 4.14, Şekil 4.15 ve Şekil 4.16'da verilmiştir.



**Şekil 4.14 :** X doğrultusu hakim moda ait şekil değiştirme görüntüsü. ( $T_x = 0.378$  s)



Şekil 4.15 : Y doğrultusu hakim moda ait şekil değiştirme görüntüsü. ( $T_y = 0.502$  s)



Şekil 4.16 : Z doğrultusu hakim moda ait şekil değiştirme görüntüsü. ( $T_z = 0.027$  s)

#### 4.1.2.2 Eşdeğer deprem yükü taban kesme kuvveti hesabı

Hesap esasları daha önce verilen deprem yükü azaltma katsayısı aşağıdaki gibi hesaplanır.

$$T_X = 0.378 \text{ s} > T_B = 0.345 \text{ s} \quad R_a(T)^{(X)} = \frac{R}{I} = \frac{3}{1} = 3$$

$$T_Y = 0.502 \text{ s} > T_B = 0.345 \text{ s} \quad R_a(T)^{(Y)} = \frac{R}{I} = \frac{3}{1} = 3$$

Hesap esasları daha önce verilen tasarım ivme değerleri aşağıdaki gibi hesaplanır.

$$T_B = 0.345 \text{ s} < T_X = 0.378 \text{ s} < T_L = 6 \text{ s} \quad S_{ae}(T)^{(X)} = \frac{S_{D1}}{T_X} = \frac{0.477}{0.378} = 1.262$$

$$T_B = 0.345 \text{ s} < T_Y = 0.502 \text{ s} < T_L = 6 \text{ s} \quad S_{ae}(T)^{(Y)} = \frac{S_{D1}}{T_Y} = \frac{0.477}{0.502} = 0.950$$

Yapının ampirik hakim doğal titreşim periyodu aşağıdaki gibi hesaplanır.

$$T_{pA} = 0.1 \times 9.60^{\left(\frac{3}{4}\right)} = 0.545 \text{ s}$$

$$1.4 \times T_{pA} = 1.4 \times 0.545 = 0.764 \text{ s}$$

Yapının her iki doğrultudaki doğal titreşim periyotlarının  $1.4 T_{pA}$  değerinden küçük olduğu teyit edilmiştir.

Hesap esasları daha önce verilen azaltılmış tasarım ivme değerleri aşağıdaki gibi hesaplanır.

$$S_{aR}(T_p)^{(X)} = \frac{S_{ae}(T)^{(X)}}{R_a(T)^{(X)}} = \frac{1.262}{3} = 0.421$$

$$S_{aR}(T_p)^{(Y)} = \frac{S_{ae}(T)^{(Y)}}{R_a(T)^{(Y)}} = \frac{0.950}{3} = 0.317$$

Yapının deprem hesabına esas kütlesi, kullanılan analiz programı yardımıyla  $3358.68 \text{ kN} \times \text{s}^2/\text{m}$  olarak hesaplanmıştır. Buna göre; hesap esasları daha önce verilen eşdeğer deprem taban kesme kuvveti yapının birbirine dik iki doğrultusu için aşağıdaki gibi hesaplanır.

$$V_{tE}^{(X)} = 3358.68 \times 9.81 \times 0.421 = 13871.39 \text{ kN}$$

$$V_{tE}^{(Y)} = 3358.68 \times 9.81 \times 0.317 = 10444.73 \text{ kN}$$

Minimum eşdeğer deprem taban kesme kuvveti aşağıdaki gibi hesaplanır.

$$V_{tE(\min)} = 0.04 \times 3358.68 \times 1 \times 1.384 \times 9.81 = 1824.04 \text{ kN}$$

Hesaplanan eşdeğer deprem taban kesme kuvvetlerinin minimum değerden büyük olduğu teyit edilmiştir.

Hesaplanan taban kesme kuvvetlerinin katlara dağılımı kullanılan analiz programı yardımıyla otomatik olarak yapılmıştır.

#### 4.1.2.3 Düzensizlik kontrolleri

##### A1 tipi düzensizlik kontrolü (Burulma düzensizliği)

Her bir kat ve birbirine dik iki deprem doğrultusu için burulma düzensizliği kontrolü aşağıda verilen Çizelge 4.19’da özetlenmiştir.

**Çizelge 4.19 : Burulma düzensizliği kontrolü.**

Kat	Doğrultu	$\Delta_{\max}$	$\Delta_{\text{ort}}$	$\eta_{bi}$
1.Kat	X	13.17	13.03	1.01
2.Kat	X	26.88	26.32	1.02
1.Kat	Y	9.77	8.02	1.22
2.Kat	Y	18.51	16.74	1.11

Elde edilen sonuçlara göre burulma düzensizliği katsayısı  $\eta_{bi}$ , Y doğrultusu 1. katta sınır değer olan 1.2’den büyük hesaplanmıştır. Bu durumda yapının Y doğrultusunda A1 tipi düzensizlik mevcuttur.

##### A2 tipi düzensizlik kontrolü (Döşeme süreksizlikleri)

Birinci katta bulunan döşemede boşluk teşkil edilmemesi, aynı zamanda ani rijitlik veya dayanım azalması olmadığı için binada A2 tipi düzensizlik bulunmamaktadır.

##### A3 tipi düzensizlik kontrolü (Planda çıkıntılar bulunması)

Bina kat planlarında çıkıntılar olmadığı için A3 tipi düzensizlik bulunmamaktadır.

### B1 tipi düzensizlik kontrolü (Zayıf kat)

Binada yapısal perdeler ve kesme dayanımına katkısı olan kargir duvarlar bulunmadığı için herhangi bir kattaki etkili kesme alanı, yalnızca o kattaki kolon enkesit alanlarının toplamına eşittir. Zayıf kat düzensizliği kontrolü Çizelge 4.20’de gösterilmiştir.

**Çizelge 4.20 : Zayıf kat düzensizliği kontrolü.**

Kat	Kolon Adedi	Kolon Boyutu	Kolon Enkesit Alanı	$\sum A_e$	Oran
1	33	70 cm x 70 cm	0.49 m <sup>2</sup>	16.17 m <sup>2</sup>	1.38
2	24	70 cm x 70 cm	0.49 m <sup>2</sup>	11.76 m <sup>2</sup>	

$$\eta_{ci} = \frac{\sum A_{e1}}{\sum A_{e2}} = 1.38 > 0.80$$

Katlar arasındaki etkili kesme alanları oranı 0.80’den büyük olduğu için yapıda B1 tipi düzensizlik bulunmamaktadır.

### B2 tipi düzensizlik kontrolü (Yumuşak kat)

B2 tipi düzensizlik kontrolü hesabı Çizelge 4.21’de özetlenmiştir.

**Çizelge 4.21 : B2 tipi düzensizlik kontrolü.**

Kat	Doğrultu	$\Delta_{iort}$ [mm]	$h_i$ [mm]	$\Delta_{iort} / h_i$	$\eta_{ki}$
1	X	13.03	4000	0.0033	2.02
2	X	26.32	4000	0.0066	
1	Y	8.02	4000	0.0020	2.09
2	Y	16.74	4000	0.0042	

Buna göre rijitlik düzensizliği katsayısı  $\eta_{ki}$ , her iki doğrultuda da sınır değer olan 2.0’den fazla bulunmuştur. Ancak; yapının doğrusal deprem hesabında mod birleştirme yöntemi tercih edildiği için rijitlik düzensizliği bulunması sorun teşkil etmemektedir.

### B3 tipi düzensizlik kontrolü (Düşey taşıyıcı süreksizliği)

Binanın düşey taşıyıcı elemanlarında süreksizlik olmadığı için B3 tipi düzensizlik bulunmamaktadır.

#### 4.1.2.4 Mod birleştirme yöntemi ile elde edilen taban kesme kuvvetinin eşdeğer deprem yükü taban kesme kuvvetine göre ölçeklendirilmesi

Yapının Y doğrultusunda A1 tipi düzensizlik ve hem X hem Y doğrultusunda B2 tipi düzensizlik bulunduğu için mod birleştirme yöntemi ile elde edilen taban kesme kuvvetlerinin, eşdeğer deprem yükü yöntemi ile elde edilen taban kesme kuvvetlerinin en az yüzde 90'ı olması gerekmektedir.

Mod birleştirme yöntemi ile elde edilen taban reaksiyonları Çizelge 4.22'de verilmiştir.

**Çizelge 4.22 :** Mod birleştirme yöntemi taban reaksiyonları.

	Global FX [kN]	Global FY [kN]	Global FZ [kN]	Global MX [kNm]	Global MY [kNm]	Global MZ [kNm]
EX	9899.98	0.00	0.00	0.00	49223.86	112171.70
EY	0.00	7363.79	0.00	37039.92	0.00	342188.26

Buna göre, eşdeğer taban kesme kuvveti büyütme katsayısı  $\beta_{TE}$  aşağıdaki gibi hesaplanır.

$$\beta_{TE}^{(X)} = \frac{0.90 \times 13871.39}{9899.98} = 1.261$$

$$\beta_{TE}^{(Y)} = \frac{0.90 \times 10444.73}{7363.79} = 1.277$$

Eşdeğer taban kesme kuvveti büyütme katsayısı ile artırılmış mod birleştirme yöntemi taban reaksiyonları Çizelge 4.23'de verilmiştir.

**Çizelge 4.23 :** Ölçeklenmiş mod birleştirme yöntemi taban reaksiyonları.

	Global FX [kN]	Global FY [kN]	Global FZ [kN]	Global MX [kNm]	Global MY [kNm]	Global MZ [kNm]
EX	12484.25	0.00	0.00	0.00	62073.17	141452.81
EY	0.00	9400.26	0.00	47283.39	0.00	436821.10

#### 4.1.2.5 Etkin görelî kat ötelemelerinin kontrolü ve sınırlandırılması

DD3 deprem yer hareketi düzeyi için spektral ivme değerleri aşağıdaki gibi hesaplanır.

$$T_B = 0.302 \text{ s} < T_X = 0.378 \text{ s} < T_L = 6 \text{ s} \quad S_{ae}(T)^{(X)} = \frac{S_{D1}}{T_X} = \frac{0.177}{0.378} = 0.468$$

$$T_B = 0.302 \text{ s} < T_Y = 0.502 \text{ s} < T_L = 6 \text{ s} \quad S_{ae}(T)^{(Y)} = \frac{S_{D1}}{T_Y} = \frac{0.177}{0.502} = 0.353$$

Daha önce hesaplanmış olan DD2 deprem yer hareketi spektral ivme değerleri de kullanılarak  $\lambda$  katsayısı aşağıdaki gibi hesaplanır.

$$\lambda = \frac{0.468}{1.262} = \frac{0.353}{0.950} = 0.371$$

Çizelge 4.24'de gösterildiği üzere etkin görelî kat ötelemeleri, sınır değer olan 0.016'dan küçük hesaplanmış, dolayısıyla görelî kat ötelemeleri sınırlandırılmıştır.

**Çizelge 4.24 : Etkin Görelî kat ötelemesi kontrolü.**

Kat	Yükleme	$\Delta_{i\max}$ [mm]	R/I	$\delta_{i\max}$	$h_i$ [mm]	$\lambda$	$(\lambda \times \delta_{i\max})/h_i$
1. Kat	EX	13.17	3	39.51	4000	0.371	0.004
2. Kat	EX	26.88	3	80.64	4000	0.371	0.007
1.Kat	EY	9.77	3	29.31	4000	0.371	0.003
2.Kat	EY	18.51	3	55.53	4000	0.371	0.005

#### 4.1.2.6 İkinci mertebe etkilerinin kontrolü

İkinci mertebe etkilerinin kontrolü, aşağıdaki Çizelge 4.25'de görülebilir.

**Çizelge 4.25 : İkinci mertebe etkilerinin kontrolü.**

Kat	Doğrultu	$h_i$ [mm]	$V_i$ [kN]	$W_k$ [kN]	$\Delta_{iort}$ [mm]	$\theta_{II,i}$
2	X	4000	4385.12	6980.48	26.32	0.010
1	X	4000	8099.13	32948.68	13.03	0.013
2	Y	4000	3777.74	6980.48	16.74	0.008
1	Y	4000	5622.52	32948.68	8.02	0.012

Yapılan hesaplar doğrultusunda, ikinci mertebe gösterge değeri  $\theta_{II,i}$ 'nin en büyük değeri 0.013 olarak elde edilmiştir.

$$\theta_{II,i,max} = 0.013 < 0.12 \times \frac{D}{C_h \times R} = 0.12 \times \frac{2}{0.5 \times 3} = 0.16$$

Bu değer, sınır değer olan 0.16'dan küçük olduğu için ikinci mertebe etkilerinin tasarıma esas iç kuvvetlerin hesabında göz önüne alınması gerekli değildir.

Ancak, istenildiği takdirde yapısal elemanlar tasarlanırken yerel ikinci mertebe etkileri dikkate alınabilir.

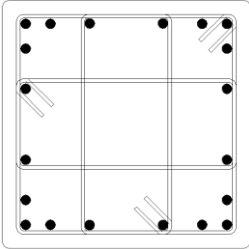
#### 4.1.2.7 Taşıyıcı elemanların betonarme tasarımı

Doğrusal deprem analizi sonrasında taşıyıcı elemanların betonarme hesapları, TBDY 2018 ve TS 500'e uygun şekilde taşıma gücü yöntemi esaslarına göre yapılmıştır. Tasarımda; düşey yükler ile düşey yükler ve deprem etkisinin birlikte göz önüne alındığı tüm yükleme kombinasyonları değerlendirilmiştir. Tüm yükleme kombinasyonları arasında, her bir taşıyıcı eleman için en elverişsiz yükleme durumu belirlenmiş, betonarme tasarım buna göre gerçekleştirilmiştir.

#### Kolonların tasarımı

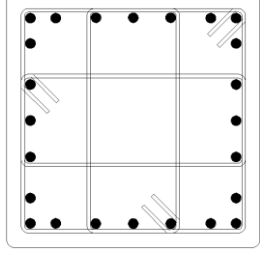
Ön tasarım esnasında yapının tüm kolonları 70 cm  $\times$  70 cm olarak boyutlandırılmıştı. Doğrusal analiz sonrasında seçilen kolon boyutlarının yeterli olduğu görülmüş ve iki adet kolon tipi oluşturulmuştur. Seçilen boyuna ve enine donatılar ile donatı şeması Çizelge 4.26'da görülebilir.

**Çizelge 4.26 : Kolon donatı detayları.**

Kolon	Boyuna Donatı	Boyuna Donatı Oranı	Enine Donatı	Donatı Şeması
C101 - C201	20 $\phi$ 28 12315 mm <sup>2</sup>	% 2.50	$\Phi$ 10/100	



**Çizelge 4.26 (Devamı) : Kolon donatı detayları.**

Kolon	Boyuna Donatı	Boyuna Donatı Oranı	Enine Donatı	Donatı Şeması
C102 - C202	24 $\phi$ 28 14778 mm <sup>2</sup>	% 3.00	$\Phi$ 10/100	

Boyuna donatı oranı görece daha fazla olan C102 ve C202 kolonları, yapının kısa doğrultusundaki kenar akslarda (1 ve 11 aksları) ve uzun doğrultudaki orta aksta (B aksı) kullanılmıştır. Kısa doğrultudaki kenar akslarda daha fazla boyuna donatı oranına ihtiyaç duyulmasının nedeni; deprem yüklemesinin  $\pm$  %5 dış merkezlik etkisiyle dikkate alınmasından dolayı özellikle kenar akslarda oluşan iç kuvvet artışıdır.

Tüm kolonlarda donatı seçiminin ve düzenlenmesinin yönetmeliklerce verilen kurallara uygun olduğu teyit edilmiştir. Ayrıca kolonların kesme güvenliğinin sağlandığı da teyit edilmiştir; ancak bu tez kapsamında enine donatı hesap detaylarına girilmeyecektir.

### **Kirişlerin tasarımı**

Yapıda bulunan kirişler, çalışma prensibi olarak iki kategoriye ayrılmaktadır. Bunlardan birincisi kısa doğrultudaki yüksekliği 970 mm olan kirişler (B101 ve B102 kirişleri); ikincisi ise uzun doğrultudaki yüksekliği 670 mm olan kirişlerdir (B103 ve B104 kirişleri). Bu kirişler arasındaki fark, döşemelerin tek doğrultuda çalışmasından dolayı yüklerini kısa doğrultuda bulunan B101 ve B102 kirişlerine aktarmalarıdır. Dolayısıyla bu kirişler hem düşey yüklerin kolonlara aktarılmasını sağlarken, hem de deprem yüklemesi altında çalışmaktadır. B103 ve B104 kirişleri ise; üzerine düşey yük almayıp, deprem esnasında çalışmaktadır. Dolayısıyla bu kirişlerin mesnet kesitlerinde ihtiyaç duyulan alt ve üst donatıların eşit olması beklenebilir.

Ön tasarım esnasında seçilmiş olan kiriş boyutlarının yeterli olduğu doğrusal analiz sonucunda teyit edilmiştir. Kiriş boyuna donatıları da kolonlara benzer şekilde her bir elemanın mesnet ve açıklık kesitlerindeki en elverişsiz yükleme durumları dikkate alınarak seçilmiştir. Ana donatılara ek olarak; B101 ve B102 kirişlerinin prekast bölümlerinin montaj esnasında üzerine gelecek yükleri taşıyabileceğinin, yerinde

dökülen beton priz alıp ana donatılar çalışana kadar güvenle aktarabileceğinin teyit edilmesi gerekmektedir. Bu sebeple, bahsedilen yükleme durumunu temsil edecek bir düşey yükleme kombinasyonu oluşturulup, prekast kiriş donatıları bu yüklemeye göre kontrol edilmiştir.

Kiriş enine donatıları; açıklıklarda  $\phi 10/200$ , sıkılaştırma bölgelerinde ise  $\phi 10/100$  olarak belirlenmiştir. Seçilen enine donatıların kesme güvenliğini sağladığı teyit edilmiştir.

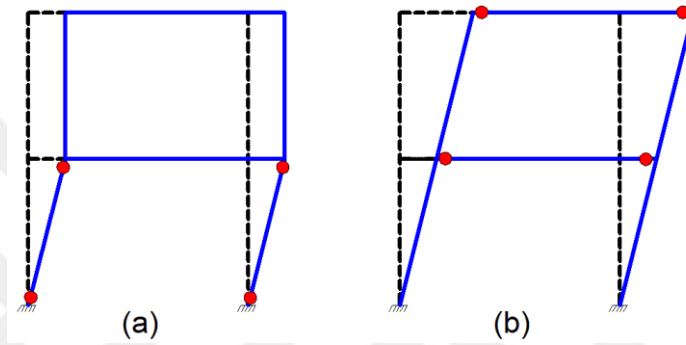
Tüm kirişler için seçilen donatılar ve donatı yerleşimleri Çizelge 4.27’de görülebilir.

**Çizelge 4.27 : Kiriş donatı detayları.**

Kiriş	Boyuna Donatı	Donatı Şeması	
		Mesnet Kesiti	Açıklık Kesiti
B101	<p>Mesnet Kesiti  <math>6 \phi 32</math> (4825 mm<sup>2</sup>) – Üst  <math>3 \phi 32</math> (2412 mm<sup>2</sup>) – Alt</p> <p>Açıklık Kesiti  <math>2 \phi 32</math> (1608 mm<sup>2</sup>) – Üst  <math>3 \phi 32 + 2 \phi 28</math> (3644 mm<sup>2</sup>) – Alt</p>		
B102	<p>Mesnet Kesiti  <math>5 \phi 32</math> (4021 mm<sup>2</sup>) – Üst  <math>3 \phi 32</math> (2412 mm<sup>2</sup>) – Alt</p> <p>Açıklık Kesiti  <math>2 \phi 32</math> (1608 mm<sup>2</sup>) – Üst  <math>3 \phi 32</math> (2412 mm<sup>2</sup>) – Alt</p>		
B103	<p>Mesnet Kesiti  <math>4 \phi 26</math> (2124 mm<sup>2</sup>) – Üst  <math>4 \phi 26</math> (2124 mm<sup>2</sup>) – Alt</p> <p>Açıklık Kesiti  <math>2 \phi 26</math> (1062 mm<sup>2</sup>) – Üst  <math>2 \phi 26</math> (1062 mm<sup>2</sup>) – Alt</p>		
B104	<p>Mesnet Kesiti  <math>4 \phi 26</math> (2124 mm<sup>2</sup>) – Üst  <math>4 \phi 26</math> (2124 mm<sup>2</sup>) – Alt</p> <p>Açıklık Kesiti  <math>2 \phi 26</math> (1062 mm<sup>2</sup>) – Üst  <math>2 \phi 26</math> (1062 mm<sup>2</sup>) – Alt</p>		

#### 4.1.2.8 Kolonların kirişlerden daha güçlü olması koşulunun kontrolü

Yapısal taşıyıcı sistemler tasarlanırken, deprem esnasında oluşacak güç tükenmesi durumunun kolonlar yerine kirişlerde olması tercih edilir. Kolonlarda oluşacak güç tükenmesi durumu Şekil 4.17’de gösterildiği gibi kat mekanizmasına yol açıp toptan göçmeye neden olabileceği için, hasarın öncelikle kiriş uçlarında toplanması ve deprem enerjisinin bu noktalarda sönmülmesi hedeflenir. Bu yaklaşımın sonucu olarak, ilgili kolon – kiriş düğüm noktalarında depremin yönü de dikkate alınarak, bu noktaya bağlanan kolonların toplam taşıma gücü momentlerinin kirişlerin toplam taşıma gücü momentlerinden büyük olması gerekmektedir.

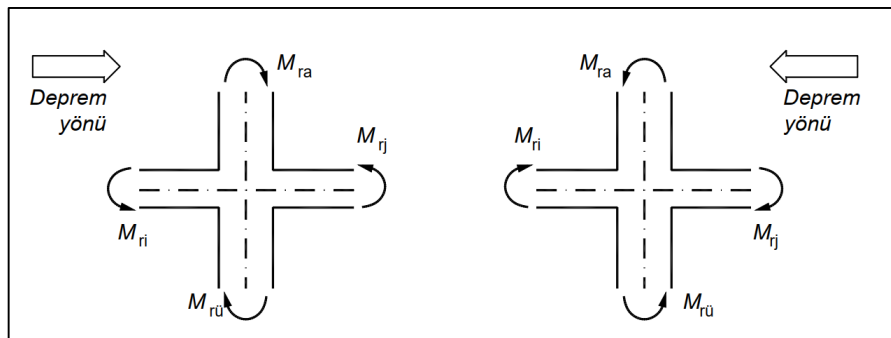


Şekil 4.17 : (a) Kolon mekanizması durumu. (b) Kiriş mekanizması durumu.

TBDY 2018’e göre, ilgili düğüm noktasındaki kolonların toplam taşıma gücü, kirişlerin toplam taşıma gücünden en az %20 daha fazla olmak zorundadır. Bu ifade denklem 4.14’de gösterilmiştir.

$$(M_{ra} + M_{r\bar{u}}) \geq 1.2(M_{ri} + M_{rj}) \quad (4.14)$$

Denklem 4.14’de geçen kolon ve kiriş taşıma gücü momentlerini ifade eden,  $M_{ra}$ ,  $M_{r\bar{u}}$ ,  $M_{ri}$ ,  $M_{rj}$  ifadeleri Şekil 4.18’de görülebilir.



Şekil 4.18 : Düğüm noktasına birleşen kolon ve kirişlerin taşıma gücü momentlerinin gösterimi.

Kolonların kirişlerden güçlü olması koşulunun bazı durumlarda sağlanması zorunlu değildir. Bu durumlar aşağıdaki maddelerde açıklanmıştır.

- a) Düğüm noktasına birleşen her iki kolonda da  $N_d \leq 0.10 \times A_c \times f_{ck}$  koşulunun sağlanması halinde
- b) Tek katlı binalarda veya çok katlı binaların yukarıya devam etmeyen kolonlarında
- c) Kirişlerin saplandığı perdenin zayıf doğrultuda kolon gibi çalışması durumunda

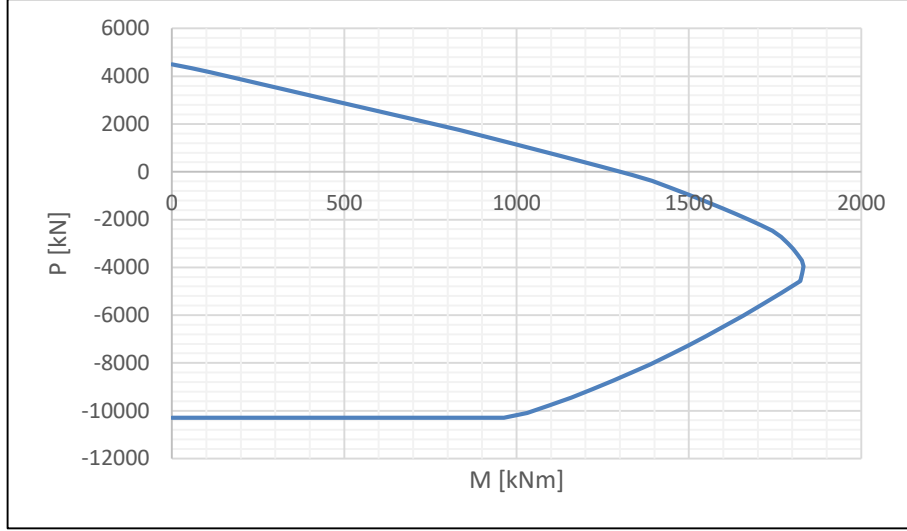
Bu durumlar göz önüne alındığında, analizi gerçekleştirilen yapıda B aksı üzerindeki kolonların hiçbirinde kolonların kirişlerden güçlü olması durumu zorunlu değildir; çünkü bu kolonlar 'b' maddesinde açıklandığı gibi üst kata devam etmeyen kolonlardır. B aksı üzerinde yapının baş ve son kısmında bulunan kenar kolonlar üst kata devam ediyor olsa da, bu kolonlar üst ucunda aksel yük ve eğilme momenti almayacak şekilde, yani konsol kolon şeklinde tasarlanmışlardır. Buna göre kontrol için oluşabilecek en kritik nokta; kısa doğrultuda oluşacak deprem için A2 – A10 ve C2 – C10 aksları arasında kalan düğüm noktalarıdır. Bu düğüm noktalarına bağlanan kolonlar C101 ve C201 kolonları, kirişler ise B101 kirişidir. İlgili kolonların ve kirişin karşılıklı etki diyagramları aşağıdaki Şekil 4.19 ve Şekil 4.20'de görülebilir.

Belirtilen bölgedeki birinci kat kolonlarının tasarım aksel kuvveti  $N_d$ , -92.33 kN ile -1233.95 kN arasında değişkenlik göstermektedir. İkinci kat kolonlarının tasarım aksel kuvveti ise, -49.33 kN ile -180.76 kN arasında değişkenlik göstermektedir.

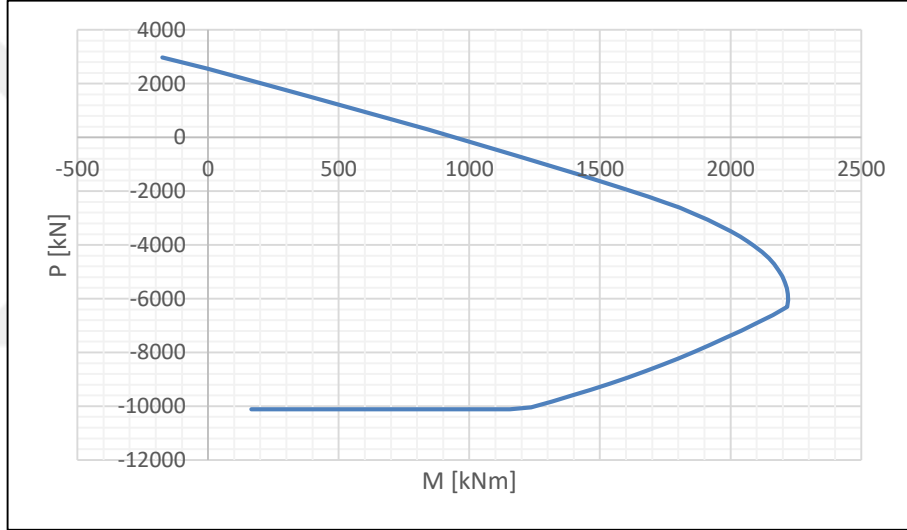
$$0.10 \times A_c \times f_{ck} = 0.10 \times 700 \times 700 \times 35 \times 10^{-3} = 1715 \text{ kN}$$

Tasarım aksel kuvvetleri, 'a' maddesinde belirtildiği gibi  $N_d \leq 0.10 \times A_c \times f_{ck}$  şartını sağlamaktadır. Bu durumda yapının hiçbir kolonunda TBDY 2018'e göre kolonların kirişlerden daha güçlü olması koşulunun sağlanması zorunlu değildir. Ancak güçlü kolon – zayıf kiriş tasarım felsefesi performans değerlendirmesi esnasında da önemli rol oynadığı için, kolonların kirişlerden daha güçlü olduğu gösterilecektir.

1. kat kolonları için taşıma gücü momentini en küçük yapan aksel kuvvet: -92.33 kN, aynı noktada ikinci kat kolonu için taşıma gücü momentini en küçük yapan aksel kuvvet: -49.33 kN olarak belirlenmiştir.



**Şekil 4.19 :** C101 ve C201 kolonları karşılıklı etki diyagramı.



**Şekil 4.20 :** B101 kirişi karşılıklı etki diyagramı.

Bu değerlere karşı gelen taşıma gücü momentleri Şekil 4.19'daki karşılıklı etki diyagramı yardımıyla,  $M_{ra} \approx 1350$  kNm,  $M_{ri} \approx 1325$  kNm olarak belirlenir. Kiriş üzerinde aksel kuvvet oluşmadığı kabul edilirse, kirişin taşıma gücü momenti ise 950 kNm olarak belirlenir.

$$\frac{1350 + 1325}{950} = 2.82 > 1.20$$

Sonuç olarak, kolonların kirişlerden daha güçlü olduğu koşulunun sağlandığı gösterilmiştir.

## 4.2 Prefabrike Bir Sanayi Yapısının Deprem Performansının Belirlenmesi

### 4.2.1 Doğrusal olmayan malzeme modellerinin oluşturulması

Şekil değiştirmeye göre değerlendirme ve tasarım yaklaşımında, beton ve donatı çeliği için doğrusal olmayan malzeme gerilme – şekil değiştirme ilişkilerinin elde edilmesi gerekmektedir.

Tez kapsamında çalışılan bina yeni yapılacak bir bina olduğu için; doğrusal olmayan malzeme modelleri oluşturulurken, TBDY 2018 5.4.1.5 – (b)'ye göre beton ve donatı çeliğinin beklenen (ortalama) dayanımları dikkate alınmalıdır. Bu oranlar malzemenin karakteristik dayanımına bağlı olarak Çizelge 4.28'de verilmiştir.

**Çizelge 4.28 :** Beklenen (ortalama) malzeme dayanımları.

Beton	$f_{cc} = 1.3 f_{ck}$
Donatı Çeliği	$f_{ye} = 1.2 f_{yk}$

#### 4.2.1.1 Beton modeli

Sargılı ve sargısız beton gerilme – şekil değiştirme bağıntıları için, Mander ve diğ. (1988) önermiş olduğu beton modeli tercih edilmiştir. Buna göre, kullanılan bağıntılar ve elde edilen gerilme – şekil değiştirme ilişkileri aşağıda gösterilmiştir.

Sargı etkisinin dikkate alındığı durumda  $f_c$ ,  $\varepsilon_c$ 'nin bir fonksiyonu olarak denklem 4.15'teki gibi tanımlanır.

$$f_c = \frac{f_{cc} x^r}{r - 1 + x^r} \quad (4.15)$$

Bu denklemde geçen sargılı beton dayanımı  $f_{cc}$  ile sargısız beton dayanımı  $f_{co}$  arasındaki ilişki denklem 4.16'da verilmiştir.

$$f_{cc} = \lambda_c f_{co} \quad , \quad \lambda_c = 2.254 \sqrt{1 + 7.94 \frac{f_e}{f_{co}}} - 2 \frac{f_e}{f_{co}} - 1.254 \quad (4.16)$$

Denklem 4.16’da  $f_e$  olarak gösterilen terim etkili sargılama basıncını temsil eder ve dikdörtgen kesitlerde birbirine dik iki doğrultu için denklem 4.17’de verilen değerlerin ortalaması kabul edilebilir.

$$f_{ex} = k_e \rho_x f_{yw} \quad ; \quad f_{ey} = k_e \rho_y f_{yw} \quad (4.17)$$

Denklem 4.17’de geçen  $f_{yw}$  enine donatının akma dayanımını,  $\rho_x$  ve  $\rho_y$  birbirine dik iki doğrultu için hacimsel enine donatı oranını,  $k_e$  ise denklem 4.18’de tanımlanan sargılama etkinlik katsayısı oranını temsil etmektedir.

$$k_e = \left(1 - \frac{\sum a_i^2}{6b_o h_o}\right) \left(1 - \frac{s}{2b_o}\right) \left(1 - \frac{s}{2h_o}\right) \left(1 - \frac{A_s}{b_o h_o}\right)^{-1} \quad (4.18)$$

Denklem 4.18’de geçen  $a_i$  kesitteki sıralı boyuna donatıların eksenleri arasındaki uzaklığı,  $b_o$  ve  $h_o$  göbek betonunu sargılayan etriyelerin eksenleri arasında kalan kesit boyutlarını,  $s$  boyuna doğrultuda etriyelerin eksenleri arasındaki aralığı,  $A_s$  ise boyuna donatı alanını göstermektedir.

Denklem 4.15’de geçen normalize edilmiş beton birim şekildeğiştirmesi  $x$  ile  $r$  değişkenine ilişkin bağıntılar denklem 4.19 ve denklem 4.20’de gösterilmiştir.

$$x = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{cc}}; \quad \varepsilon_{cc} = \varepsilon_{co}[1 + 5(\lambda_c - 1)]; \quad \varepsilon_{co} \cong 0.002 \quad (4.19)$$

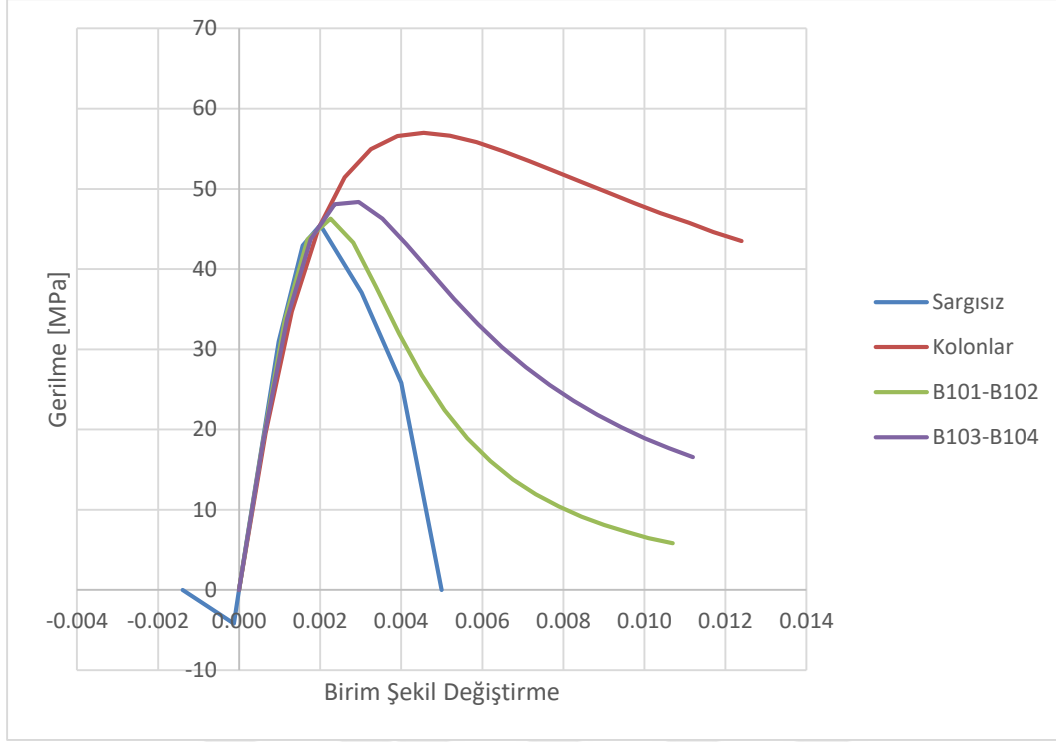
$$r = \frac{E_c}{E_c - E_{sec}}; \quad E_c \cong 5000\sqrt{f_{co}} \text{ [MPa]}; \quad E_{sec} = \frac{f_{cc}}{\varepsilon_{cc}} \quad (4.20)$$

Sargılı betonda oluşan maksimum basınç birim şekil değiştirmesi ise denklem 4.21 ile hesaplanır.

$$\varepsilon_{cu} = 0.004 + \frac{1.4\rho_s f_{yw} \varepsilon_{su}}{f_{cc}} \quad (4.21)$$

Bu denklemde geçen  $\varepsilon_{su}$  enine donatı çeliğinin maksimum birim uzama şekil değiştirmesini temsil ederken  $\rho_s$  ise enine donatının toplam hacimsel oranını gösterir.

Verilen bağıntılar kullanılarak, MS Excel ortamında sargılı ve sargısız beton modellerini oluşturmak adına fonksiyonlar yazılmış ve Şekil 4.21’de verilen gerilme – şekil değiştirme eğrileri elde edilmiştir.



Şekil 4.21 : Sargılı ve sargısız beton gerilme – şekil değiştirme eğrileri.

#### 4.2.1.2 Donatı çeliği modeli

Analizlerde kullanılacak donatı çeliği modeli, TBDY 2018 5.A.2'ye göre pekleşmeli çelik modeli olarak dikkate alınmıştır.

Kullanılacak donatı çeliği sınıfı B420c olup, mekanik özellikleri Çizelge 4.29'da verilmiştir.

Çizelge 4.29 : Donatı çeliği mekanik özellikleri.

Kalite	$f_{sy}$ [MPa]	$f_{su}$ [MPa]	E [MPa]	$\epsilon_{sy}$	$\epsilon_{sh}$	$\epsilon_{su}$
B420c	420	500	200000	0.0021	0.008	0.08

Malzemenin gerilme şekil değiştirme bağıntıları ise aşağıdaki denklem 4.22 vasıtasıyla elde edilir.

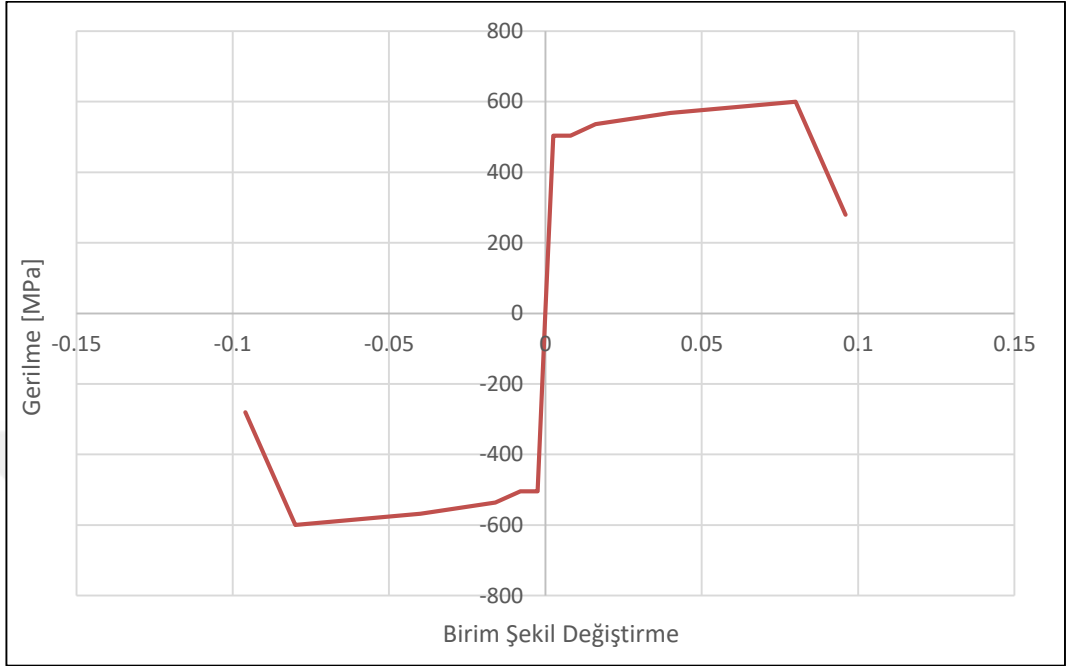
$$f_s = E_s \times \epsilon_s \quad (\epsilon_s \leq \epsilon_{sy}) \quad (4.22a)$$

$$f_s = f_{sy} \quad (\epsilon_{sy} < \epsilon_s \leq \epsilon_{sh}) \quad (4.22b)$$

$$f_s = f_{su} - (f_{su} - f_{sy}) \frac{(\epsilon_{su} - \epsilon_s)^2}{(\epsilon_{su} - \epsilon_{sh})^2} \quad (\epsilon_{sh} < \epsilon_s \leq \epsilon_{su}) \quad (4.22c)$$



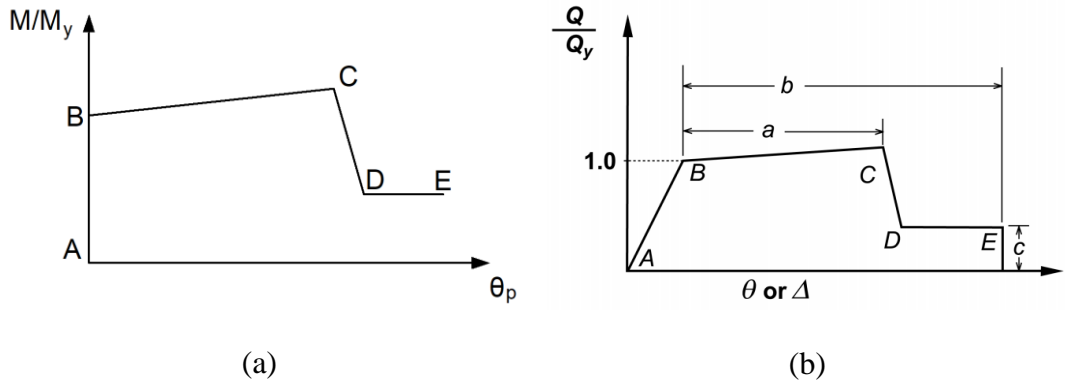
Bu denklemlere göre elde edilen gerilme – şekil değiştirme grafiği Şekil 4.22’de gösterilmiştir. Grafik elde edilirken izelge 4.28’de verilen beklenen (ortalama) malzeme dayanımı da dikkate alınmıştır.



Şekil 4.22 : B420c gerilme – Şekil değiştirme eğrisi.

#### 4.2.2 Plastik mafsal kesitlerinin tanımlanması

Yapısal elemanların elastik ötesi davranışı yığılı plastik davranış modeli ile temsil edilmiştir. SAP2000 programında plastik mafsallar Şekil 4.23’de gösterildiği gibi, FEMA356’nın bir uyarlaması olarak elastik tesi Şekil değiştirmeler ve buna karşı gelen kuvvet / akma kuvveti oranı olarak tanımlanmaktadır.



Şekil 4.23 : (a) İdealleştirilmiş SAP2000 modeli, (b) FEMA356 modeli.

Şekil 4.23’de verilen grafikler üzerindeki noktaların ve bu noktalar arasında kalan bölgelerin anlamları şu şekildedir;

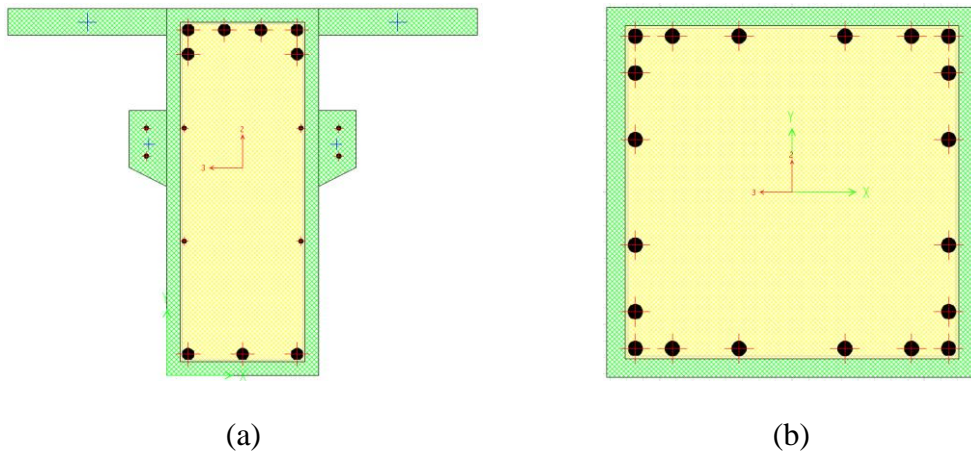
A-B arası: Akma kapasitesine erişilene kadar kesitin doğrusal elastik davranış gösterdiği bölge. (B noktası akma noktasını temsil eder.)

B-C arası: Elastik ötesi şekil değiştirmelerin gerçekleştiği bölge. (C noktası maksimum taşıma gücüne erişilen noktayı temsil eder.)

C-D arası: Kesitin taşıma gücüne eriştikten sonra ani güç tükenmesi yaşadığı bölge.

D-E arası: Artık dayanım bölgesi.

Buna göre plastik mafsal kesitlerinin analiz programında tanımlanabilmesi için öncelikle yapıda plastikleşme potansiyeli taşıyan her bir elemanın kesit analizinin yapılıp moment – eğrilik ilişkilerinin elde edilmesi gerekmektedir. Söz konusu eleman aksenal yük taşımayıp sadece eğilmeye çalışan bir eleman ise, plastik mafsal modeli yalnızca ilgili eğilme serbestliğini temsil eden moment – eğrilik ilişkileri ile tanımlanabilir. Ancak; söz konusu eleman eğilmenin yanı sıra aksenal kuvvet de taşıyorsa, aksenal kuvvet etkisinin de dikkate alınarak plastik mafsal modelinin oluşturulması gerekmektedir. Bu sebeple kesitin, aksenal kuvvet ve eğilme momenti/momentlerine bağlı olarak karşılıklı etki diyagramlarının elde edilmesi gerekmektedir. Çalışma kapsamında, tüm kesitlerin moment – eğrilik ilişkileri ve karşılıklı etki diyagramları SAP2000 programı kullanılarak elde edilmiştir. Kolon ve kiriş kesitlerinin çekirdek bölgelerinde sargılama etkisi dikkate alınıp, ilgili sargılı beton modelleri kullanılmıştır. SAP2000 programında oluşturulan kiriş ve kolon kesiti örneği Şekil 4.24’de görülebilir.



Şekil 4.24 : (a) B101 kirişi; (b) C101-C201 kolonları

Şekil 4.23 üzerindeki B ve C noktaları yapılan kesit analizleri sonucunda kolaylıkla bulunup tanımlanabilmektedir. Ancak; D ve E noktaları ile gösterilen artık dayanım bölgesinde kesitin ne kadar taşıma gücüne sahip olacağı ve ne kadar daha şekil değiştirme yapabileceği ile ilgili bilgileri elde etmek için referans çalışmalardan faydalanılması gerekmektedir. FEMA356'nın bu konuyla ilgili önerdiği sayısal değerler kirişlerin boyuna donatı oranına ve kesme kuvveti oranına bağlı olarak, kolonların ise eksenel kuvvet oranına ve kesme kuvveti oranına bağlı olarak sırasıyla Çizelge 4.30 ve Çizelge 4.31'de verilmiştir.

**Çizelge 4.30 : Kirişler için şekil değiştirme ve artık dayanım değerleri.**

$\frac{\rho - \rho'}{\rho_b}$	$\frac{V}{b_w d \sqrt{f_{ck}}}$	a [rad]	b [rad]	b-a [rad]	c
$\leq 0.0$	$\leq 3$	0.025	0.050	0.025	0.20
$\leq 0.0$	$\geq 6$	0.020	0.040	0.020	0.20
$\geq 0.5$	$\leq 3$	0.020	0.030	0.010	0.20
$\geq 0.5$	$\geq 6$	0.015	0.020	0.005	0.20

**Çizelge 4.31 : Kolonlar için şekil değiştirme ve artık dayanım değerleri.**

$\frac{P}{A_g f_{ck}}$	$\frac{V}{b_w d \sqrt{f_{ck}}}$	a [rad]	b [rad]	b-a [rad]	c
$\leq 0.1$	$\leq 3$	0.020	0.030	0.010	0.20
$\leq 0.1$	$\geq 6$	0.016	0.024	0.008	0.20
$\geq 0.4$	$\leq 3$	0.015	0.025	0.010	0.20
$\geq 0.4$	$\geq 6$	0.012	0.020	0.008	0.20

Çizelge 4.30 ve Çizelge 4.31'de gösterilen a,b,c değerleri Şekil 4.23 (b)'deki grafik üzerinde görülen a,b,c değerlerini temsil etmektedir. Buna göre; kirişler için artık dayanım bölgesindeki şekil değiştirme kapasitesi 0.005 rad ile 0.025 rad arasında değişirken, kolonlar için bu değer 0.008 rad ve 0.010 rad arasında değişmektedir. Artık dayanım oranı ise hem kirişler hem kolonlar için akma momentinin %20'si olarak belirlenmiştir. Tez çalışması kapsamında, tüm kolonlar ve kirişler için artık dayanım bölgesindeki şekil değiştirme kapasitesi 0.010 rad, ve artık dayanım oranı akma momentinin %20'si olarak kabul edilmiştir.

#### 4.2.2.1 Kiriş plastik mafsallarının tanımlanması

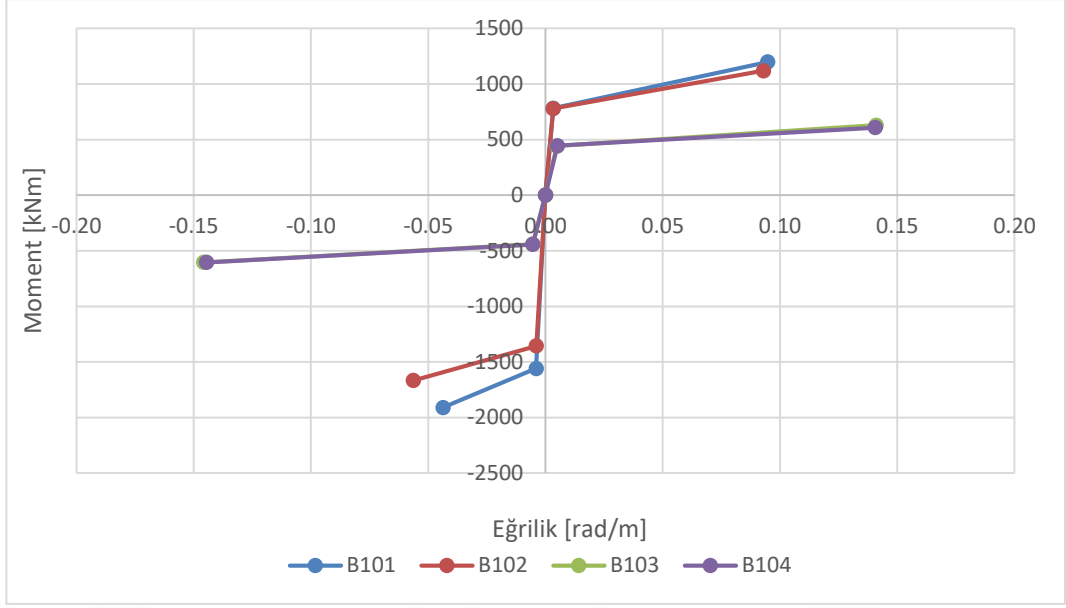
Birinci katta bulunan döşemenin rijit diyafram davrandığı kabul edilerek kirişlerin ihmal edilebilir seviyede aksel yük alacağı ön görülmüştür. Dolayısıyla, kirişlerin doğrusal olmayan davranışını temsil edecek olan plastik mafsalları yalnızca kirişin güçlü eksenindeki eğilme serbestliği ( $M_3$ ) ile temsil edilecektir.

Çerçeve kirişlerinin, kolonlara bağlantısının MAB1 tipi moment aktaran bağlantı ile yapılacağı düşünülmüştür. MAB1 tipi bağlantının çalışma prensibi yerinde dökme betonarme sistemler ile yüksek oranda benzerlik gösterdiği için; kiriş plastik mafsalları, bağlantıdan bağımsız olarak, yerinde dökme betonarme çerçevelerdeki gibi kiriş kapasitesine bağlı olarak temsil edilecektir. Ancak; Im ve diğ. (2013) tekrarlı tersinir yükleme durumunda çevrim sayısı arttıkça taşıma gücünün düştüğünü, bu sebeple uzun süren bir depreme dayanacak moment çerçevenin kiriş – kolon birleşim bölgelerindeki dayanımın, hesaplanan teorik dayanımın %80'i olarak dikkate alınması gerektiğini önermiştir. Bu tez çalışması, yapının deprem performansını irdelemeye yönelik hazırlanmıştır, dolayısıyla gerçek bir deprem esnasında birleşim bölgesi çok sayıda tersinir yüklemeye maruz kalacağı için bu öneri dikkate alınarak kiriş dayanımları %20 oranında azaltılmıştır.

Yapılan kesit analizleri sonucunda elde edilen kiriş iç kuvvet – şekil değiştirme ilişkileri Çizelge 4.32'de, bu değerlerin grafiksel gösterimi ise Şekil 4.25'de verilmiştir.

**Çizelge 4.32 : Kirişlerin moment – eğrilik ilişkisi.**

Kesit	Yön	$\phi_y$ [rad/m]	$\phi_u$ [rad/m]	$\phi_p$ [rad/m]	$\theta_p$ [rad]	$M_y$ [kNm]	%80 $M_y$	$M_u$ [kNm]	%80 $M_u$	$M_u/M_y$
B101	Pozitif	0.0033	0.0947	0.0914	0.0443	978.17	782.54	1498.76	1199.01	1.532
	Negatif	0.0040	0.0437	0.0397	0.0193	1948.24	1558.59	2387.94	1910.35	1.226
B102	Pozitif	0.0033	0.0929	0.0896	0.0435	974.50	779.60	1398.16	1118.53	1.435
	Negatif	0.0039	0.0564	0.0525	0.0255	1694.89	1355.91	2083.76	1667.01	1.229
B103	Pozitif	0.0049	0.1410	0.1361	0.0456	553.30	442.64	786.16	628.93	1.421
	Negatif	0.0054	0.1458	0.1404	0.0470	550.40	440.32	756.35	605.08	1.374
B104	Pozitif	0.0051	0.1406	0.1355	0.0454	556.34	445.07	759.36	607.49	1.365
	Negatif	0.0054	0.1446	0.1392	0.0466	553.61	442.89	755.57	604.46	1.365



**Şekil 4.25 :** Kirişlerin moment – eğrilik ilişkisi.

Çizelge 4.32’de verilen değerlerden,  $\phi_y$  ve  $\phi_u$  sırasıyla akma eğriliğini ve maksimum eğriliği temsil ederken;  $\phi_p$  ise plastik eğriliği temsil eder ve denklem 4.23’de gösterildiği üzere maksimum eğrilik ile akma eğriliği arasındaki farka eşittir.

$$\phi_p = \phi_u - \phi_y \quad (4.23)$$

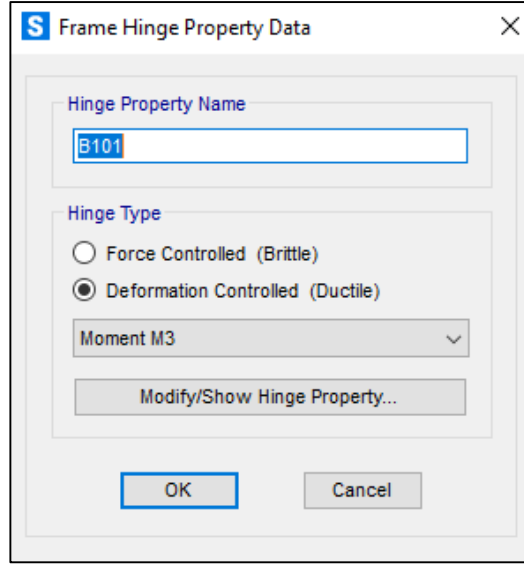
$\theta_p$  ifadesi ise plastik dönmeyi temsil eder ve denklem 4.24’de gösterildiği üzere plastik eğrilik ile plastik mafsal boyunun çarpımına eşittir. Plastik mafsal boyu, betonarme kesitlerde kesit yüksekliğinin yarısı olarak kabul edilebilir.

$$\theta_p = \phi_p \times l_p \quad (4.24a)$$

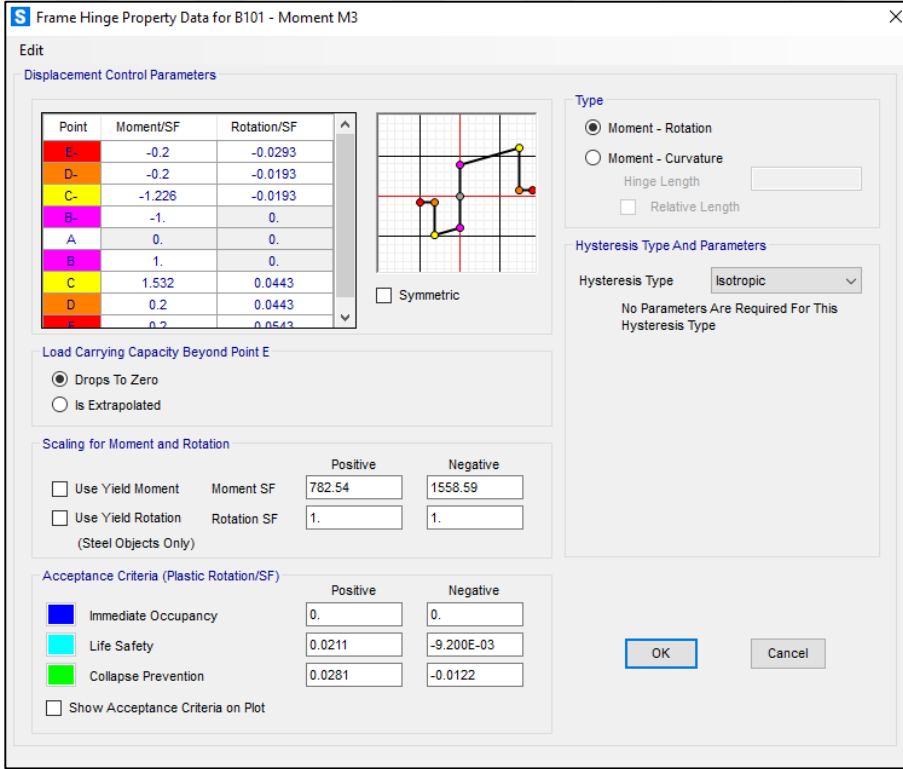
$$l_p = 0.5 \times h \quad (4.24b)$$

Son olarak  $M_y$  ve  $M_u$  değerleri ise sırasıyla akma momenti ve maksimum momenti temsil eder.

B101 kirişine ait plastik mafsal modelinin SAP2000’de oluşturulması aşağıdaki Şekil 4.26 ve Şekil 4.27 üzerinde örnek olarak gösterilmiştir.



Şekil 4.26 : Kiriş plastik mafsal tipinin seçilmesi.



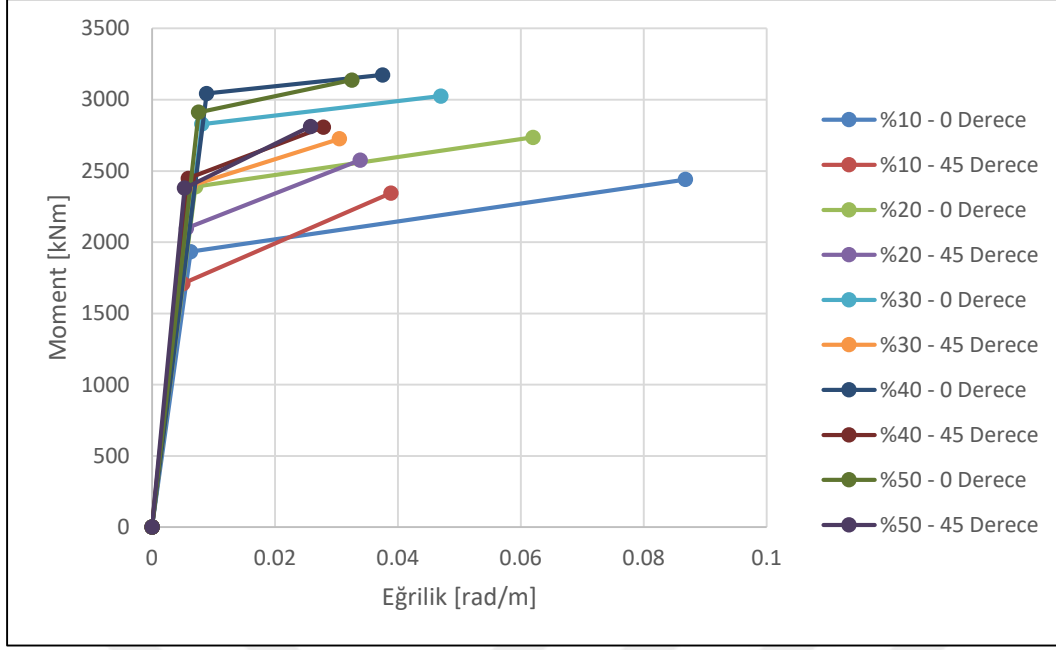
Şekil 4.27 : Kiriş moment – plastik dönme ilişkilerinin tanımlanması.

#### 4.2.2.2 Kolon plastik mafsallarının tanımlanması

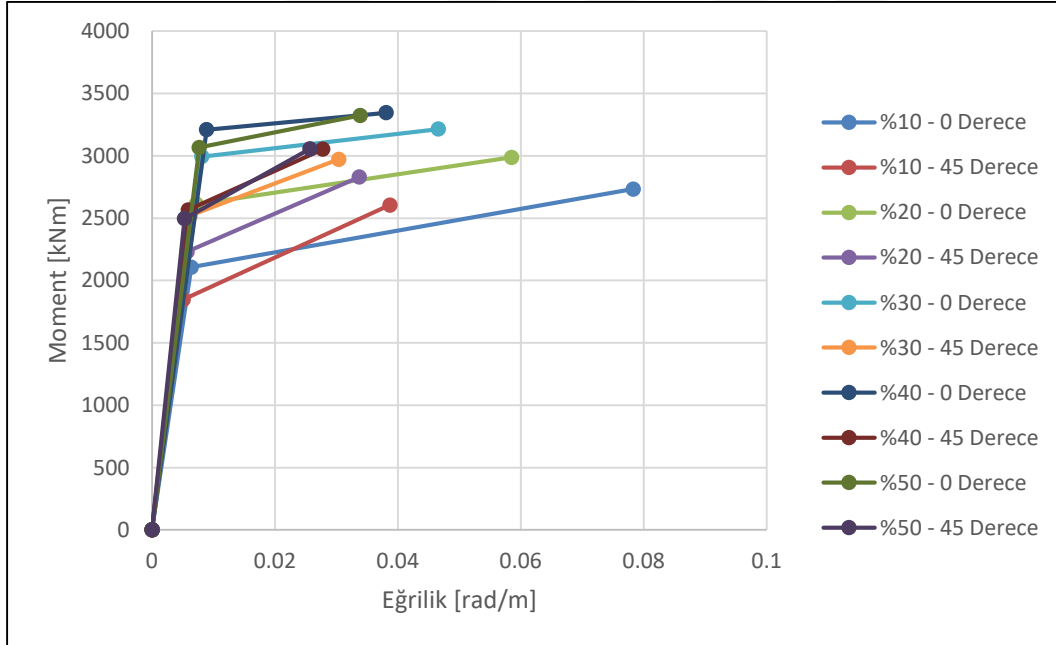
Kolon kesitleri için, aksenal kuvvet ve birbirine dik iki doğrultudaki eğilme momentlerinin ortak etkisi dikkate alınarak (P-M2-M3) plastik mafsalları modeli oluşturulmuştur. Moment – eğrilik analizleri, her bir kolon kesiti için %10, %20, %30, %40 ve %50 aksenal kuvvet kapasitesine karşılık gelen değerlerde 0, 45 ve 90 derece etkileşim yüzeyleri için hesaplanmıştır. Kesitin çift simetri ekseni donatılmasından dolayı 0 ve 90 derece etkileşim yüzeylerinde değerler aynı olmaktadır. Elde edilen moment – eğrilik ilişkileri ve bunların grafiksel gösterimi Çizelge 4.33, Şekil 4.28 ve, Şekil 4.29’da verilmiştir. Plastik eğrilik, plastik mafsalları boyu ve plastik dönmeler bir önceki bölümde anlatıldığı şekilde elde edilmiştir.

**Çizelge 4.33 : Kolonların moment – eğrilik ilişkisi.**

Kolon	Eksenal Yük %	Etkileşim Yüzeyi	$\phi_y$ [rad/m]	$\phi_u$ [rad/m]	$\phi_p$ [rad/m]	$\theta_p$ [rad]	$M_y$ [kNm]	$M_u$ [kNm]	$M_u/M_y$
C101 – C201	10	0-90	0.0063	0.0868	0.0805	0.0282	1933.25	2439.87	1.26
		45	0.0050	0.0389	0.0339	0.0119	1708.94	2344.19	1.37
	20	0-90	0.0071	0.0620	0.0549	0.0192	2390.13	2735.54	1.14
		45	0.0056	0.0339	0.0283	0.0099	2097.85	2576.07	1.23
	30	0-90	0.0081	0.0470	0.0389	0.0136	2829.21	3025.26	1.07
		45	0.0062	0.0305	0.0243	0.0085	2395.24	2724.93	1.14
	40	0-90	0.0089	0.0375	0.0286	0.0100	3043.11	3174.17	1.04
		45	0.0059	0.0279	0.0220	0.0077	2447.91	2807.08	1.15
	50	0-90	0.0076	0.0325	0.0249	0.0087	2911.99	3138.08	1.08
		45	0.0053	0.0258	0.0205	0.0072	2378.97	2811.41	1.18
C102 – C202	10	0-90	0.0064	0.0783	0.0719	0.0252	2107.02	2733.54	1.30
		45	0.0051	0.0387	0.0336	0.0118	1848.05	2604.89	1.41
	20	0-90	0.0072	0.0585	0.0513	0.0180	2611.14	2987.14	1.14
		45	0.0057	0.0337	0.0280	0.0098	2229.84	2829.14	1.27
	30	0-90	0.0081	0.0466	0.0385	0.0135	2993.88	3215.47	1.07
		45	0.0062	0.0304	0.0242	0.0085	2521.38	2972.71	1.18
	40	0-90	0.0089	0.0381	0.0292	0.0102	3209.52	3345.85	1.04
		45	0.0059	0.0278	0.0219	0.0077	2566.71	3053.20	1.19
	50	0-90	0.0077	0.0339	0.0262	0.0092	3067.85	3323.82	1.08
		45	0.0053	0.0257	0.0204	0.0071	2496.17	3055.97	1.22



Şekil 4.28 : C101 ve C201 kolonlarının moment eğrilik ilişkisi.



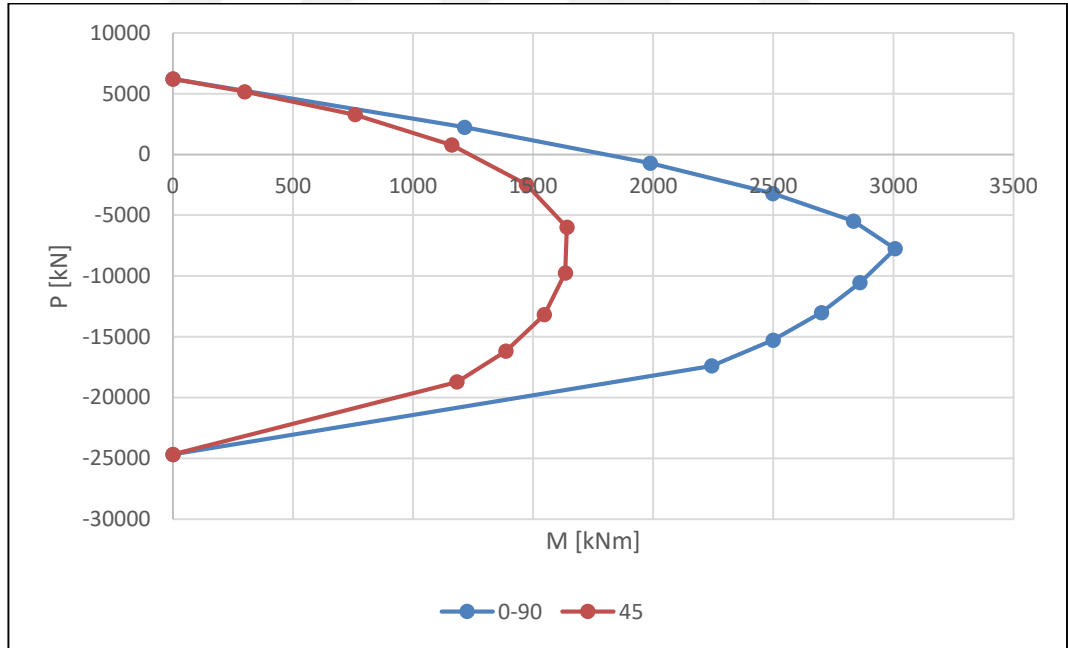
Şekil 4.29 : C102 ve C202 kolonlarının moment eğrilik ilişkisi.



C101 ve C201 kolonlarına ait karşılıklı etki diyagramını ve bunların grafiksel gösterimi Çizelge 4.34 ve Şekil 4.30 üzerinde verilmiştir.

**Çizelge 4.34 : C101 ve C201 kolonları için karşılıklı etki diyagramını.**

C101 – C201 (20φ28)					
Etkileşim Yüzeyi: 0°-90°			Etkileşim Yüzeyi: 45°		
P [kN]	M2 [kNm]	M3 [kNm]	P [kN]	M2 [kNm]	M3 [kNm]
-24684	0	0	-24684	0	0
-17394	0	2243	-18712	1183	1183
-15279	0	2499	-16194	1386	1386
-13015	0	2700	-13188	1547	1547
-10555	0	2861	-9756	1634	1634
-7760	0	3007	-6000	1641	1641
-5484	0	2834	-2476	1472	1472
-3225	0	2499	775	1162	1162
-720	0	1987	3266	758	758
2228	0	1215	5161	300	300
6209	0	0	6209	0	0

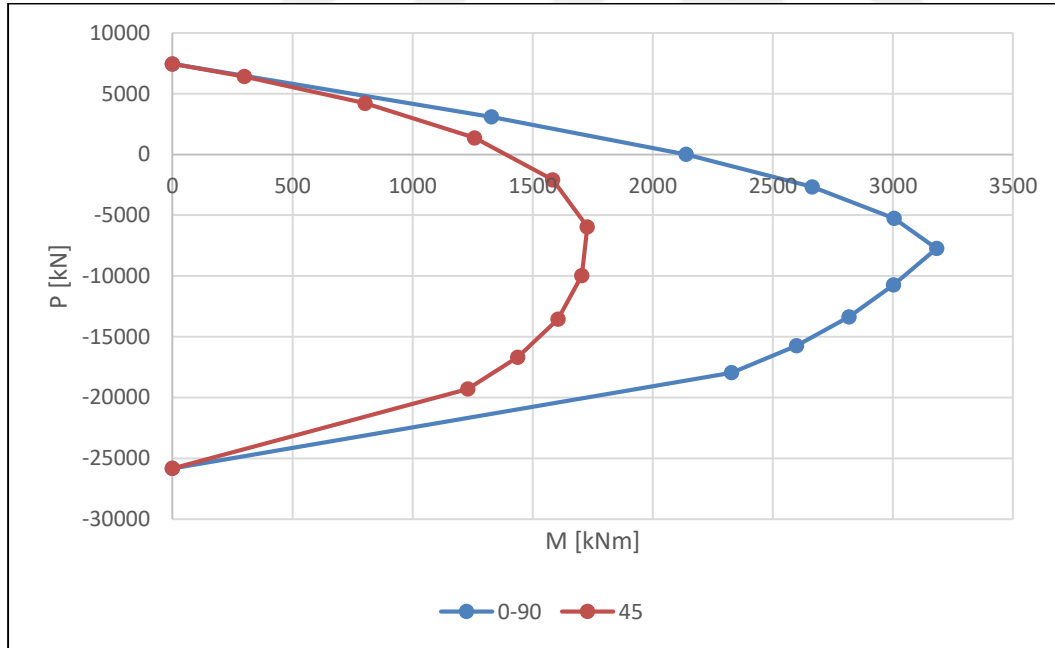


**Şekil 4.30 : C101 – C201 kolonları için karşılıklı etki diyagramını.**

C102 ve C202 kolonlarına ait karşılıklı etki diyagramını ve bunların grafiksel gösterimi Çizelge 4.35 ve Şekil 4.31 üzerinde verilmiştir.

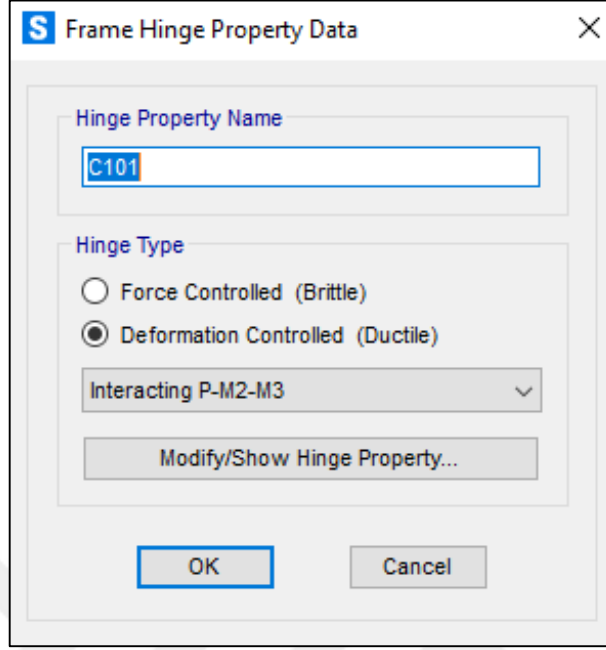
**Çizelge 4.35 : C102 ve C202 kolonları için karşılıklı etki diyagramı.**

C102 – C202 (24φ28)					
Etkileşim Yüzeyi: 0°-90°			Etkileşim Yüzeyi: 45°		
P [kN]	M2 [kNm]	M3 [kNm]	P [kN]	M2 [kNm]	M3 [kNm]
-25830	0	0	-25830	0	0
-17948	0	2328	-19290	1229	1229
-15740	0	2598	-16682	1438	1438
-13358	0	2817	-13561	1605	1605
-10741	0	3002	-9957	1704	1704
-7730	0	3182	-5962	1727	1727
-5259	0	3005	-2083	1583	1583
-2671	0	2663	1369	1258	1258
10	0	2138	4212	802	802
3086	0	1329	6403	300	300
7451	0	0	7451	0	0



**Şekil 4.31 : C102 – C202 kolonları için karşılıklı etki diyagramı.**

C101 kolonlarına ait plastik mafsalin tanımlanması örnek olarak Şekil 4.32, Şekil 4.33, Şekil 4.34 ve Şekil 4.35 üzerinde gösterilmiştir.



Frame Hinge Property Data

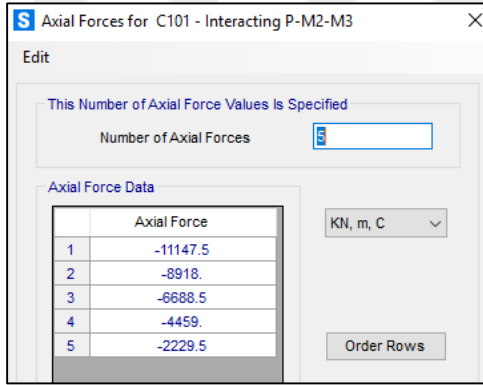
Hinge Property Name  
C101

Hinge Type  
 Force Controlled (Brittle)  
 Deformation Controlled (Ductile)  
Interacting P-M2-M3

Modify/Show Hinge Property...

OK Cancel

Şekil 4.32 : Plastik mafsal tipinin seçimi.



Axial Forces for C101 - Interacting P-M2-M3

Edit

This Number of Axial Force Values Is Specified  
Number of Axial Forces: 5

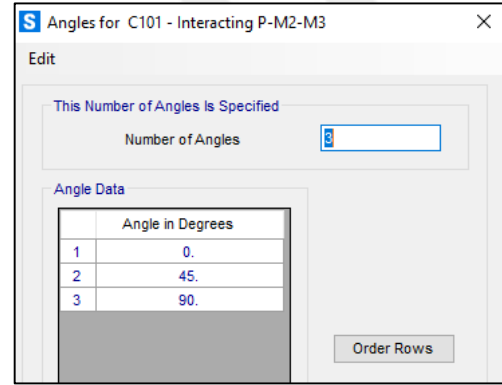
Axial Force Data

	Axial Force
1	-11147.5
2	-8918.
3	-6688.5
4	-4459.
5	-2229.5

KN, m, C

Order Rows

(a)



Angles for C101 - Interacting P-M2-M3

Edit

This Number of Angles Is Specified  
Number of Angles: 3

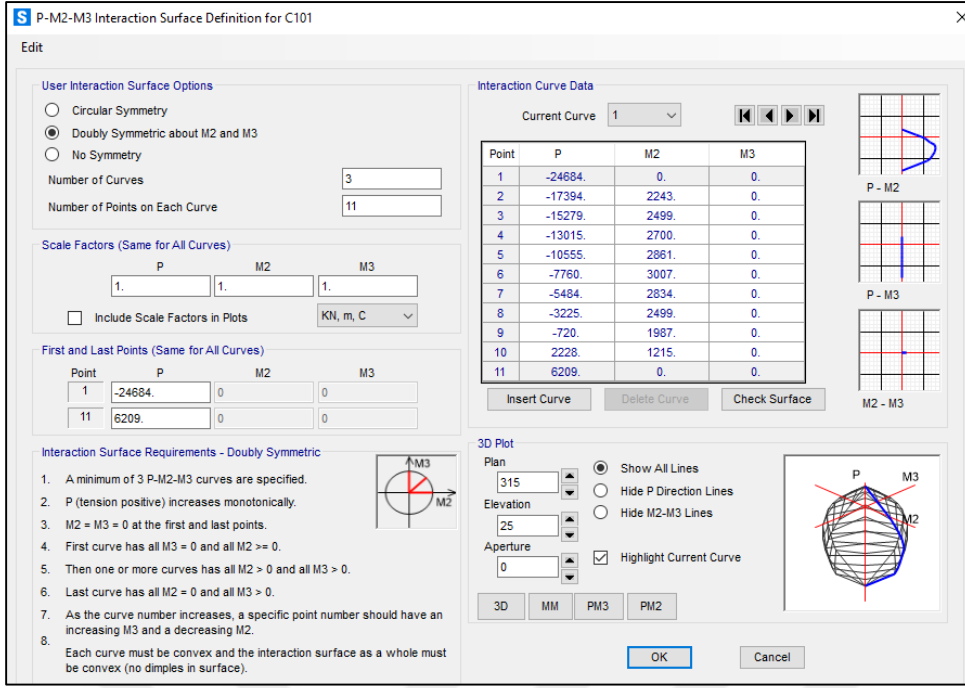
Angle Data

	Angle in Degrees
1	0.
2	45.
3	90.

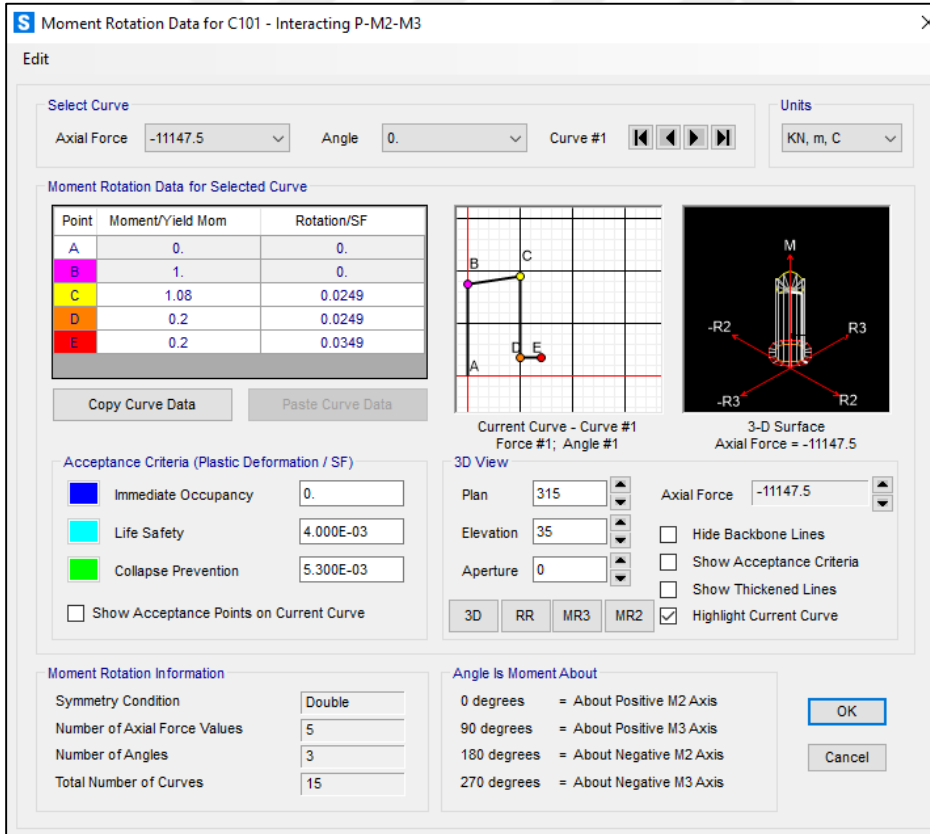
Order Rows

(b)

Şekil 4.33 : (a) Tanımlanan eksenel yük değerleri, (b) Etkileşim yüzeyi açıları.



Şekil 4.34 : Karşılıklı etki diyagramlarının tanımlanması.



Şekil 4.35 : Moment – plastik dönme ilişkilerinin tanımlanması.

### 4.2.3 Taşıyıcı eleman etkin kesit rijitliklerinin belirlenmesi

Yığılı plastik mafsal teorisine göre elastik ötesi hasar, olası plastik mafsal noktalarında toplanırken; kesitin plastik mafsal noktaları arasında kalan bölgelerinin elastik davrandığı kabul edilir. Ancak deprem gibi dinamik yatay yüklemeler altında betonarme kesitte oluşacak çatlaklar sebebiyle kesitin brüt rijitliğinde azalmalar meydana gelecektir; ve bu azalmaların analizler esnasında dikkate alınması gerekmektedir.

Yığılı plastik davranışa göre modellenen kolon ve kirişlerin elastik bölgelerinde kullanılmak üzere etkin kesit rijitliği denklem 4.25 ile hesaplanır.

$$(EI)_e = \frac{M_y L_s}{\theta_y} \frac{1}{3} \quad (4.25)$$

Bu ifadede geçen  $M_y$  ve  $\theta_y$  ilgili çubuk elemanın uçlarına tanımlanmış olan plastik mafsalların etkin akma momentlerini ve akma dönmelerinin ortalamalarını temsil eder.  $L_s$  ise kesme açıklığı; yani kesitteki moment/kesme kuvveti oranıdır. İki ucundan da moment aktaracak şekilde bağlı elemanlar için bu değer yaklaşık olarak serbest açıklığın yarısı mertebelerinde dikkate alınabilir.

Denklem 4.25’de geçen  $\theta_y$  akma dönmesi, aşağıdaki denklem 4.26 ile hesaplanır.

$$\theta_y = \frac{\phi_y L_s}{3} + 0.0015\eta \left(1 + 1.5 \frac{h}{L_s}\right) + \frac{\phi_y d_b f_{ye}}{8\sqrt{f_{ce}}} \quad (4.26)$$

Bu ifadede geçen  $\phi_y$ , plastik mafsal kesitindeki etkin akma eğriliğini göstermektedir. Kiriş ve kolonlarda  $\eta$  katsayısı 1 olarak alınırken,  $h$  ise kesit yüksekliğini ifade etmektedir. Son terim, donatı sıyrılması dönmesini temsil eder ve  $d_b$  mesnete kenetlenen donatı çubuklarının ortalama çapını,  $f_{ce}$  ve  $f_{ye}$  ise betonun ortalama basınç dayanımı ile donatı çeliğinin ortalama akma dayanımını göstermektedir. Tez kapsamında elemanların etkin kesit rijitlikleri hesaplanırken donatı sıyrılması dönmesini temsil eden ifade terk edilmiştir.

Kirişlerin etkin kesit rijitliği belirlenirken, pozitif ve negatif eğilme yönü için elde edilen etkin kesit rijitliklerinin ortalaması kullanılmıştır. Kesme açıklığı, B101 ve B102 kirişleri için 10 metre serbest açıklığın yarısı 5 metre, B103 ve B104 kirişleri için ise 8 metre serbest açıklığın yarısı 4 metre olarak dikkate alınmıştır.

Buna göre elde edilen kiriş etkin kesit rijitlikleri ve bunların brüt kesit rijitliğine oranları Çizelge 4.36’de gösterilmiştir.

**Çizelge 4.36 : Kiriş etkin kesit rijitlikleri.**

Kesit	Yön	$\phi_y$ [rad/m]	$M_y$ [kNm]	$L_s$ [m]	$h$ [m]	$I$ [m <sup>4</sup> ]	$EI_o$ [kNm <sup>2</sup> ]	$\theta_y$ [rad]	$(EI)_e$ [kNm <sup>2</sup> ]	$EI_{e,ort}/EI_o$
B101	Pozitif	0.0033	978.17	5.00	0.97	0.0410	1362307	0.0074	219227	0.22
	Negatif	0.0040	1948.24	5.00	0.97	0.0410	1362307	0.0086	377427	
B102	Pozitif	0.0033	974.50	5.00	0.97	0.0362	1202817	0.0074	218405	0.23
	Negatif	0.0039	1694.89	5.00	0.97	0.0362	1202817	0.0084	334833	
B103	Pozitif	0.0049	553.30	4.00	0.67	0.0144	478469	0.0084	87719	0.18
	Negatif	0.0054	550.40	4.00	0.67	0.0144	478469	0.0091	80851	
B104	Pozitif	0.0051	556.34	4.00	0.67	0.0124	412015	0.0087	85489	0.20
	Negatif	0.0054	553.61	4.00	0.67	0.0124	412015	0.0091	81322	

Kolonların etkin kesit rijitliği belirlenirken ise 0, 45 ve 90 derece etkileşim yüzeylerinden elde edilen ortalama rijitlik kullanılmıştır. Kolonlarda moment – eğrilik ilişkileri elde edilirken, kirişlerden farklı olarak eksenel yükün de dikkate alınması gerekmektedir. Eksenel yük değeri için, doğrusal olmayan yüklemenin başlangıç adımı olarak kabul edilen G+nQ yüklemesi sonucunda elde edilen değerler kullanılmıştır. Birinci kat kolonlarında ortalama eksenel kuvvet kolon eksenel yük kapasitesinin %5’i olarak belirlenirken, ikinci kat kolonlarında eksenel yük seviyesi ihmal edilebilir düzeyde olduğu için dikkate alınmamıştır. Kolonların kesme açıklıkları ise birinci kat kolonları için 4 metre serbest yüksekliğin yarısı 2 metre olarak belirlenmiştir. İkinci kat kolonları üst uçlarından her iki doğrultuda da mafsallı bağlandıkları için kesme açıklığı olarak kolonun serbest yüksekliği olan 4 metre dikkate alınmıştır. Buna göre elde edilen kolon etkin kesit rijitlikleri ve bunların brüt kesit rijitliğine oranları Çizelge 4.37’de gösterilmiştir.

**Çizelge 4.37 : Kolon etkin kesit rijitlikleri.**

Kolon	Eksenel Yük %	Etkileşim Yüzeyi	$\phi_y$ [rad/m]	$M_y$ [kNm]	$L_s$ [m]	$H$ [m]	$I$ [m <sup>4</sup> ]	$EI_o$ [kNm <sup>2</sup> ]	$\theta_{y(eff)}$ [rad]	$(EI)_e$	$EI_{e,ort}/EI_o$
C201	0	0-90	0.0055	1428.00	4	0.7	0.02	664540	0.0092	206349	0.31
		45	0.0044	1232.10	4	0.7	0.02	664540	0.0078	211690	
C101	5	0-90	0.0059	1637.21	2	0.7	0.02	664540	0.0062	175455	0.27
		45	0.0047	1456.33	2	0.7	0.02	664540	0.0054	179103	
C202	0	0-90	0.0057	1630.81	4	0.7	0.02	664540	0.0095	229036	0.35
		45	0.0045	1396.07	4	0.7	0.02	664540	0.0079	235810	
C102	5	0-90	0.0061	1878.17	2	0.7	0.02	664540	0.0064	197054	0.30
		45	0.0048	1617.69	2	0.7	0.02	664540	0.0055	196530	

#### 4.2.4 Taşıyıcı eleman kesitlerinde hasar durumlarının tanımlanması

Yapının doğrusal olmayan davranış modeli yığılı plastik davranış modeli ile temsil edildiği için; betonarme elemanlarda oluşacak hasar sınırları ilgili kesitteki plastik mafsalsal dönmelerine bağlı olarak belirlenecektir.

Bölüm 2’de verilen denklemler kullanılarak kirişler için elde edilen eleman hasar sınır dönmeleri Çizelge 4.38’de gösterilmiştir.

**Çizelge 4.38 : Kirişlerin hasar sınır dönmeleri.**

Kesit	Yön	$\phi_y$ [rad/m]	$\phi_u$ [rad/m]	$L_p$ [m]	$L_s$ [m]	$\theta_p^{(KH)}$ [rad]	$\theta_p^{(GÖ)}$ [rad]
B101	Pozitif	0.0033	0.0947	0.485	5.00	0.0211	0.0281
	Negatif	0.0040	0.0437	0.485	5.00	0.0092	0.0122
B102	Pozitif	0.0033	0.0929	0.485	5.00	0.0207	0.0276
	Negatif	0.0039	0.0564	0.485	5.00	0.0121	0.0162
B103	Pozitif	0.0049	0.1410	0.335	4.00	0.0218	0.0291
	Negatif	0.0054	0.1458	0.335	4.00	0.0225	0.0300
B104	Pozitif	0.0051	0.1406	0.335	4.00	0.0217	0.0290
	Negatif	0.0054	0.1446	0.335	4.00	0.0223	0.0298

Kolonlar için elde edilen hasar sınır dönmeleri ise Çizelge 4.39’da gösterilmiştir.

**Çizelge 4.39 : Kolonların hasar sınır dönmeleri.**

Kolon	Eksenel Yük %	Etkileşim Yüzeyi	$\phi_y$ [rad/m]	$\phi_u$ [rad/m]	$L_p$ [m]	$L_s$ [m]	$\theta_p^{(KH)}$ [rad]	$\theta_p^{(GÖ)}$ [rad]	
C101	10	0-90	0.0063	0.0868	0.35	2.00	0.0129	0.0171	
		45	0.0050	0.0389	0.35	2.00	0.0054	0.0072	
	20	0-90	0.0071	0.0620	0.35	2.00	0.0088	0.0117	
		45	0.0056	0.0339	0.35	2.00	0.0045	0.0060	
	30	0-90	0.0081	0.0470	0.35	2.00	0.0062	0.0083	
		45	0.0062	0.0305	0.35	2.00	0.0039	0.0052	
	40	0-90	0.0089	0.0375	0.35	2.00	0.0046	0.0061	
		45	0.0059	0.0279	0.35	2.00	0.0035	0.0047	
	50	0-90	0.0076	0.0325	0.35	2.00	0.0040	0.0053	
		45	0.0053	0.0258	0.35	2.00	0.0033	0.0044	
	C102	10	0-90	0.0064	0.0783	0.35	2.00	0.0115	0.0153
			45	0.0051	0.0387	0.35	2.00	0.0054	0.0072
20		0-90	0.0072	0.0585	0.35	2.00	0.0082	0.0109	
		45	0.0057	0.0337	0.35	2.00	0.0045	0.0060	
30		0-90	0.0081	0.0466	0.35	2.00	0.0061	0.0082	
		45	0.0062	0.0304	0.35	2.00	0.0039	0.0052	
40		0-90	0.0089	0.0381	0.35	2.00	0.0047	0.0062	
		45	0.0059	0.0278	0.35	2.00	0.0035	0.0047	
50		0-90	0.0077	0.0339	0.35	2.00	0.0042	0.0056	
		45	0.0053	0.0257	0.35	2.00	0.0033	0.0043	

**Çizelge 4.39 (Devamı) : Kolonların hasar sınır dönmeleri.**

Kolon	Eksenel Yük %	Etkileşim Yüzeyi	$\phi_y$ [rad/m]	$\phi_u$ [rad/m]	$L_p$ [m]	$L_s$ [m]	$\theta_p^{(KH)}$ [rad]	$\theta_p^{(GÖ)}$ [rad]
C201	10	0-90	0.0063	0.0868	0.35	4.00	0.0135	0.0180
		45	0.0050	0.0389	0.35	4.00	0.0057	0.0076
	20	0-90	0.0071	0.0620	0.35	4.00	0.0092	0.0122
		45	0.0056	0.0339	0.35	4.00	0.0047	0.0063
	30	0-90	0.0081	0.0470	0.35	4.00	0.0065	0.0087
		45	0.0062	0.0305	0.35	4.00	0.0041	0.0054
	40	0-90	0.0089	0.0375	0.35	4.00	0.0048	0.0064
		45	0.0059	0.0279	0.35	4.00	0.0037	0.0049
	50	0-90	0.0076	0.0325	0.35	4.00	0.0042	0.0056
		45	0.0053	0.0258	0.35	4.00	0.0034	0.0046
C202	10	0-90	0.0064	0.0783	0.35	4.00	0.0120	0.0160
		45	0.0051	0.0387	0.35	4.00	0.0056	0.0075
	20	0-90	0.0072	0.0585	0.35	4.00	0.0086	0.0114
		45	0.0057	0.0337	0.35	4.00	0.0047	0.0062
	30	0-90	0.0081	0.0466	0.35	4.00	0.0064	0.0086
		45	0.0062	0.0304	0.35	4.00	0.0040	0.0054
	40	0-90	0.0089	0.0381	0.35	4.00	0.0049	0.0065
		45	0.0059	0.0278	0.35	4.00	0.0037	0.0049
	50	0-90	0.0077	0.0339	0.35	4.00	0.0044	0.0058
		45	0.0053	0.0257	0.35	4.00	0.0034	0.0046

#### 4.2.5 Değiştirilebilir plastik mafsallık özelliklerinin tanımlanması

Değiştirilebilir plastik mafsallar analiz modelinde multi-lineer plastik link elemanlar olarak tanımlanmıştır. Yapıda bulunan 4 farklı kiriş tipi için toplamda 3 tip değiştirilebilir plastik mafsallık kesiti tanımlanmıştır. B101 kirişlerinin kolonlara bağlantısı için Tip-1, B102 kirişlerinin bağlantısı için Tip-2, B103 ve B104 kirişlerinin bağlantısı için ise Tip-3 şeklinde isimlendirme yapılmıştır. B103 ve B104 kirişlerinin moment – eğrilik ilişkileri çok benzer olduğu için iki kesitte de aynı tip değiştirilebilir plastik mafsallık kullanılmıştır. Kesitler tanımlanırken elemanların yalnızca 3 serbestlikte çalışacağı, bunun dışındaki serbestliklerin tutulu olduğu ve harekete izin verilmediği kabul edilmiştir. Hareketin tanımlandığı serbestlikler; düzlem içi dönme, düzlem içi kayma ve eksenel uzama – kısalmadır.

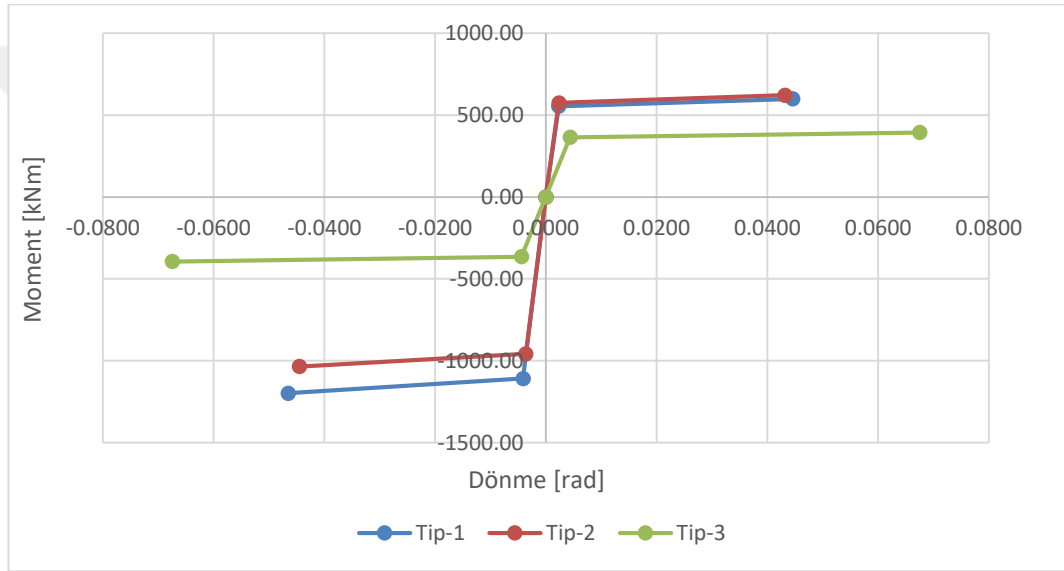


Kullanılan değiştirilebilir plastik mafsallara ait moment – dönme ilişkileri izelge 4.40’da verilmiştir.

**Çizelge 4.40 :** Değiştirilebilir plastik mafsalların moment – dönme ilişkisi.

Tip-1		Tip-2		Tip-3	
Dönme [rad]	Moment [kNm]	Dönme [rad]	Moment [kNm]	Dönme [rad]	Moment [kNm]
-0.0465	-1198.95	-0.0445	-1035.68	-0.0675	-393.88
-0.0041	-1108.63	-0.0036	-957.66	-0.0044	-364.21
0.0000	0.00	0.0000	0.00	0.0000	0.00
0.0023	554.31	0.0024	574.59	0.0044	364.21
0.0446	599.48	0.0432	621.41	0.0675	393.88

Moment dönme ilişkilerinin grafiksel gösterimi ise Şekil 4.36’da görülebilir.



**Şekil 4.36 :** Değiştirilebilir plastik mafsalların moment – dönme ilişkisi.

Değiştirilebilir plastik mafsalların efektif kesit rijitlikleri ise izelge 4.41’de verilmiştir.

**Çizelge 4.41 :** Değiştirilebilir plastik mafsal efektif kesit rijitlikleri.

	Tip-1	Tip-2	Tip-3
Dönme Rijitliği [kNm/rad]	254223	253645	82865
Eksenel Rijitlik [kN/m]	1691347	1503419	1104599
Kayma Rijitliği [kN/m]	4046365	4046365	2697576

Tip-1 değiştirilebilir plastik mafsal kesitinin, kullanılan analiz programında tanımlanması ise aşağıdaki şekillerde örnek olarak gösterilmiştir.

şekil 4.37’de görüldüğü üzere link eleman tipi olarak multi-lineer plastik link seçilmiştir. Düzlem dışı kaymayı temsil eden U3, burulmayı temsil eden R1, ve düzlem dışı dönmeyi temsil eden R2 serbestliklerinde hareket engellenmiştir.

Link/Support Property Data

Link/Support Type: MultiLinear Plastic

Property Name: TYPE\_1

Property Notes: Modify/Show...

P-Delta Parameters

Shear Couple

Equal End Moments

Advanced

Modify/Show

Total Mass and Weight

Mass: 0. Rotational Inertia 1: 0.

Weight: 0. Rotational Inertia 2: 0.

Rotational Inertia 3: 0.

Factors For Line, Area and Solid Springs

Property is Defined for This Length In a Line Spring: 1.

Property is Defined for This Area In Area and Solid Springs: 1.

Directional Properties

Direction	Fixed	NonLinear	Properties	Direction	Fixed	Nonlinear	Properties
<input checked="" type="checkbox"/> U1	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Modify/Show for U1...	<input checked="" type="checkbox"/> R1	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Modify/Show for R1...
<input checked="" type="checkbox"/> U2	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Modify/Show for U2...	<input checked="" type="checkbox"/> R2	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Modify/Show for R2...
<input checked="" type="checkbox"/> U3	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Modify/Show for U3...	<input checked="" type="checkbox"/> R3	<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	Modify/Show for R3...

Fix All Clear All

Stiffness Options

Stiffness Used for Linear and Modal Load Cases: Effective Stiffness from Zero, Else Nonlinear

Stiffness Used for Stiffness-proportional Viscous Damping: Initial Stiffness (K0)

Stiffness-proportional Viscous Damping Coefficient Modification Factor: 1.

OK Cancel

şekil 4.37 : Link tipinin seçimi ve serbestliklerin belirlenmesi.

Birleşim bölgesinin aksel rijitliğinin (U1) tanımlanması Şekil 4.38’de gösterilmiştir.

Link/Support Directional Properties

Identification

Property Name: TYPE\_1

Direction: U1

Type: MultiLinear Plastic

NonLinear: No

Properties Used For All Analysis Cases

Effective Stiffness: 1691347.

Effective Damping: 0.

OK Cancel

Şekil 4.38 : Aksel rijitliğin tanımlanması.

Birleşim bölgesinin kayma rijitliğinin (U2) tanımlanması Şekil 4.39’da gösterilmiştir.

Link/Support Directional Properties

Identification

Property Name: TYPE\_1

Direction: U2

Type: MultiLinear Plastic

NonLinear: No

Properties Used For All Analysis Cases

Effective Stiffness: 4046365.

Effective Damping: 0.

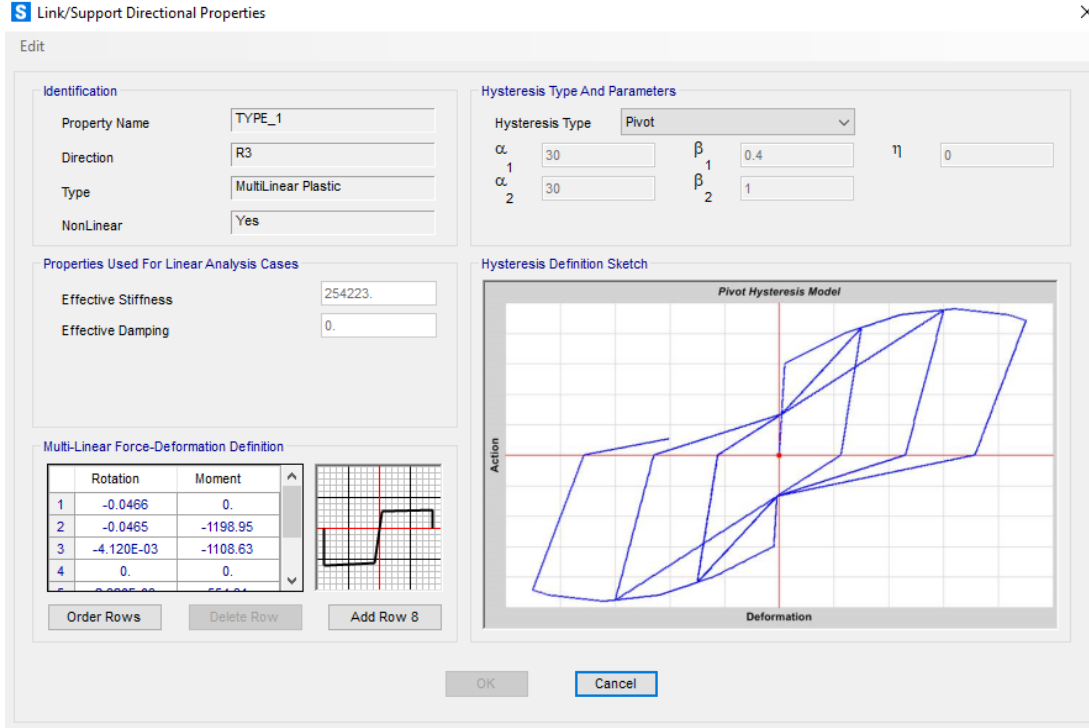
Shear Deformation Location

Distance from End-J: 0.

OK Cancel

Şekil 4.39 : Kayma rijitliğinin tanımlanması.

Birleşim bölgesinin dönme karakteristiğini (R3) belirleyen parametrelerin belirlenmesi ise Şekil 4.40’da gösterilmiştir.



**Şekil 4.40 :** Moment – dönme ilişkisi, dönme rijitliği ve çevrimsel modelin tanımlanması.

Birleşim bölgesinin doğrusal elastik davranışı sanal çubuk elemanlar ile temsil edilmiştir. Oluşturulan değiştirilebilir plastik mafsalları kesitlerinin efektif rijitliklerini aynı sayısal değerler ile çubuk eleman üzerinde temsil etmek için öncelikle sanal bir malzeme modeli oluşturulmuştur. Oluşturulan sanal malzemenin mekanik özellikleri Çizelge 4.42’de verilmiştir.

**Çizelge 4.42 :** Sanal malzeme mekanik özellikleri.

Elastisite modülü, E [kN/m <sup>2</sup> ]	Poisson oranı, $\nu$	Kayma modülü, G [kN/m <sup>2</sup> ]
100000.00	0.3	38461.54

Sanal malzemenin mekanik özellikleri kullanılarak; ilgili eğilme, kayma, ve aksel rijitlikleri elde edebilmek adına sanal çubuğun kesit özellikleri Çizelge 4.43’deki gibi belirlenmiştir.

**Çizelge 4.43 : Sanal çubuk kesit özellikleri.**

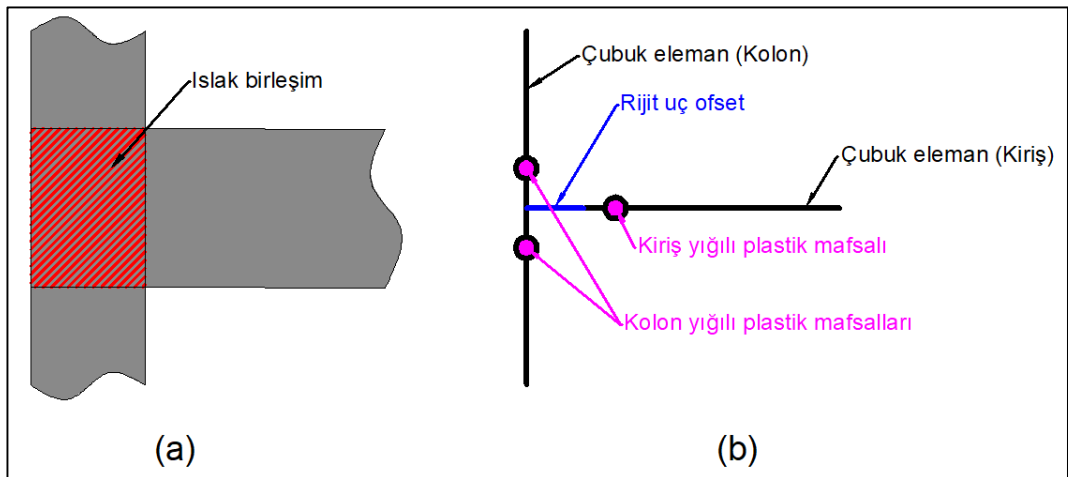
	Tip-1	Tip-2	Tip-3
Atalet momenti [m <sup>4</sup> ]	0.464	0.463	0.151
Alan [m <sup>2</sup> ]	3.087	2.744	2.016
Kayma alanı [m <sup>2</sup> ]	19.200	19.200	12.800

#### 4.2.6 Plastik mafsall kesitlerinin atanması

Oluşturulan plastik mafsall kesitlerinin 3 boyutlu analiz modelinde uygun şekilde temsil edilmesi analizlerin doğruluğu açısından önem arz etmektedir. Bu nedenle hem MAB1 birleşimli hem de değiştirilebilir plastik mafsallı yapı sistemlerinin çubuk sonlu elemanlar, plastik mafsallar ve doğrusal olmayan link elemanlar kullanılarak modellenmesi şematik olarak bu bölümde açıklanmıştır.

MAB1 tipi birleşimli olan modelde elastik ötesi davranış yalnızca kolonlara ve kirişlere atanan plastik mafsallar ile temsil edilmiştir. Plastik mafsallar atanırken, çubuk elemanların uç bölgelerinde kalan rijit bölgeler de dikkate alınarak pratikte plastik hasarın oluşması öngörülen noktaların ağırlık merkezine konumlandırılmıştır.

MAB1 tipi birleşimli bir yapının, analiz modelinde temsil edilmesi şematik olarak Şekil 4.41’de gösterilmiştir.



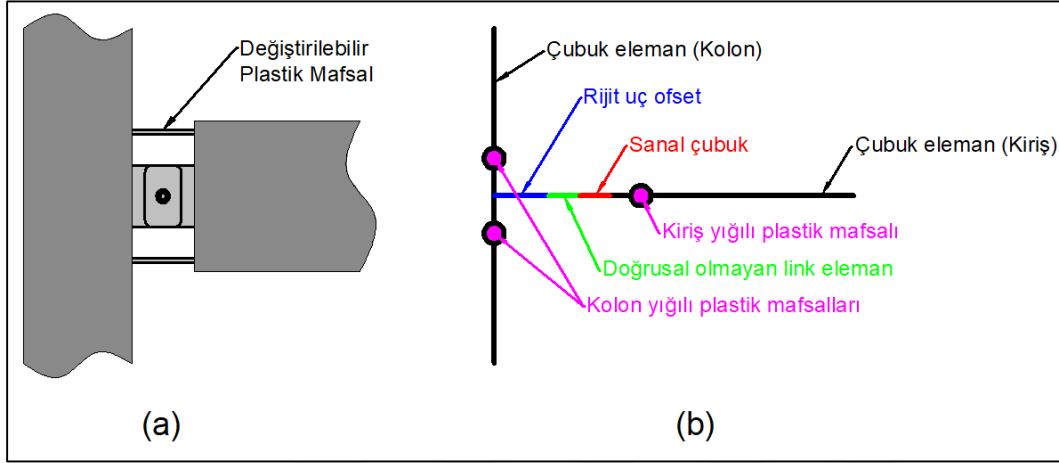
**Şekil 4.41 : Islak birleşimli modelde plastik mafsall kesitlerinin atanması.**

(a) Birleşim bölgesi detayı. (b) İdealleştirilmiş çubuk modeli.

Değiştirilebilir plastik mafsall kullanılan modelde ise elastik ötesi davranış, kolonlara atanan plastik mafsallar ve birleşim bölgesine atanan doğrusal olmayan link elemanlar

vasıtasıyla temsil edilmiştir. Bu modelde kiriş kesitlerinde elastik ötesi hasar oluşması beklenmemektedir. Ancak, analiz modelinin doğruluğunu kontrol etmek ve kirişlerde hasar oluşmadığını teyit etmek amacıyla birleşim bölgesinin hemen dışında kalan olası kiriş hasar bölgesinin ağırlık merkezine kiriş plastik mafsalları atanmıştır.

Değiştirilebilir plastik mafsallı bir yapının, analiz modelinde temsil edilmesi şematik olarak Şekil 4.42’de gösterilmiştir.



**Şekil 4.42 :** Değiştirilebilir plastik mafsallı modelde plastik mafsal kesitlerinin atanması. (a) Birleşim bölgesi detayı. (b) İdealleştirilmiş çubuk modeli.

#### 4.2.7 Deprem kayıtlarının seçimi ve ölçeklendirilmesi

Yapıların zaman tanım alanında doğrusal olmayan deprem hesabında kullanılacak olan deprem kayıtları seçilirken; fay mekanizması, yerel zemin koşulları, faya olan mesafe, tasarım depremine uyumlu deprem büyüklüğü gibi parametreler analizin gerçeğe yakınsaması için önemli rol oynamaktadır. Analizler esnasında tarihsel depremler kullanılabileceği gibi, eğer yeterli sayı veya nitelikte tarihsel kayıt bulunamazsa benzeştirilmiş deprem kayıtları da kullanılabilir. Ancak; benzeştirilmiş deprem kayıtlarının, yapı lokasyonundaki fay kaynağının ürettiği depremlerle uyumlu olduğu kanıtlanmalıdır.

Gerçek deprem kayıtları, yer sarsıntısının doğası ve belli başlı özellikleri (genliği, süresi, faz özellikleri ve frekans muhteviyatı) hakkında sağlıklı bilgiler içerir. Ayrıca, kayıtları etkileyen kaynak, yayılım ortamı ve zemin gibi bütün faktörleri de yansıtır. Bu yüzden sahanın sismolojik parametrelerini de göz önünde bulundurarak bu tür kayıtların seçilmesi diğer alternatiflere göre büyük üstünlük sağlar (Fahjan, 2008). TBDY 2018 de benzer şekilde yapının bulunduğu bölgede tarihsel deprem kayıtları varsa öncelikle onların kullanılmasını önermektedir. 1999 yılında gerçekleşen Kocaeli

ve Düzce depremleri bölgede olan tarihsel depremlere örnek olarak gösterilebilir. Bu bilgiler ışığında, çalışma kapsamında önce bölgede gerçekleşen tarihsel depremler olmak üzere, benzerlik gösteren tarihsel depremler tercih edilmiştir.

Tarihsel deprem kayıtlarına erişmek için internet ortamında bir çok veritabanı bulunmaktadır. Tez çalışması kapsamında, en yaygın kullanılan deprem veritabanlarından biri olan Pacific Earthquake Engineering Research Center (PEER) kullanılmıştır.

PEER üzerinde tarihsel deprem kayıtlarını araştırırken kullanılan bir çok parametre bulunmaktadır. Bu parametreler, binlerce kaydın bulunduğu veritabanında, yapılan çalışmaya uygun nitelikte depremlerin seçimi için büyük önem teşkil etmektedir. Bu parametrelerin kullanımı aşağıda açıklanmıştır.

Yapının bulunduğu lokasyon, Kuzey Anadolu Fay Hattı (KAF) üzerindedir. Kuzey Anadolu Fay Hattı yanal atımlı bir fay olduğu için arama parametresinde ilk olarak fay mekanizması olarak yanal atımlı (strike slip) faylar seçilmiştir. Bununla beraber, yine bölgenin sismik karakterine uygun olacak şekilde deprem büyüklükleri 6 ve 8 arasında sınırlandırılmıştır. Kayıtların alındığı istasyonların, deprem merkezinin yeryüzündeki projeksiyonuna en yakın uzaklığını ifade eden Joyner – Boore mesafe birimi  $R_{JB}$  ve istasyonların fay kırılma düzlemine olan en yakın dik uzaklığı  $R_{RUP}$ , 0 – 30 km arasında sınırlandırılmıştır. Yapının bulunduğu bölgedeki yerel zemin sınıfı ZC olarak kabul edilmişti; buna göre ZC zemin sınıfı için zeminin ilk 30 metresindeki kayma dalgası hızı değeri  $V_{S30} = 360 - 760$  m/s olarak belirlenmiş, arama parametrelerinde bu değer filtre olarak kullanılmıştır. Tüm arama parametrelerini ve yapılan filtrelemeleri gösteren PEER web sayfası arayüzü Şekil 4.43’de görülebilir.

### New Search

Load Sample Input Values
Clear Input Values

**Search**

These characteristics are defined in the NGA-West2 Flatfile. You need to re-run Search when any of these parameters are updated.

**Record Characteristics:**

RSN(s) :  RSN1,..RSNn

Event Name :

Station Name :

**Search Parameters:**

Fault Type :

Magnitude :   
min,max

R\_JB(km) :   
min,max

R\_rup(km) :   
min,max

Vs30(m/s) :   
min,max

D5-95(sec) :   
min,max

Pulse :

**Additional Characteristics:**

Max No. Records :   
(<=100)

Initial ScaleFactor :   
min,max

**Suite**

Spectral Ordinate :

Damping Ratio :

Suite Average :

**Scaling**

Scaling Method :

MSE = Computed Weighted Mean Squared Error of record, and suite average, wrt target spectrum.

**Weight Function**

Used in both search and scaling when computing MSE. Values can be updated for rescaling. Intermediate points are interpolated with  $W = f_{xn}(\log(T))$

Period Points :  (T1,T2, ... Tn)

Weights :  (W1,W2, ... Wn)

**Şekil 4.43** : PEER veritabanı arama filtresi.

Seçilen deprem kayıtlarının ölçeklendirilmesi için, zaman tanım alanında basit ölçeklendirme yöntemi kullanılmıştır. Bu yöntem, deprem kaydının frekans içeriğini değiştirmeden yalnızca genliklerinin büyütülmesi – küçültülmesi esasına dayanır. TBDY 2018, üç boyutlu hesap için en az 11 deprem kaydı takımı seçilmesini ve aynı depremden seçilecek kayıt takımı sayısının ise en fazla 3 adet olmasını zorunlu kılmıştır. Seçilen 11 deprem kaydı takımının, iki yatay bileşenine ait davranış spektrumlarının karelerinin toplamının karekökü alınarak bileşke yatay spektrum elde edilecektir. Elde edilen bileşke yatay spektruma ait spektral ivme değerleri, DD2 deprem yer hareketi düzeyi için oluşturulan tasarım spektrumunun  $0.2 T_P$  ve  $1.5 T_P$  aralığındaki spektral ivme değerlerinden %30 daha büyük olacaktır. Burada  $T_P$  yapının hakim periyodunu ifade etmektedir. Analizi gerçekleştirilen yapının birbirine dik iki doğrultusu için hakim periyotlar birbirinden farklı olduğu için alt sınır olan  $0.2 T_P$  değerine küçük olan hakim periyottan,  $1.5 T_P$  değerine ise büyük olan periyottan sınır belirlenmiştir. Böylelikle her iki sınırı da kapsayan daha elverişsiz bir durum elde edilmiştir.



Fahjan (2008), zaman tanım alanında ölçekleme için genel bir yöntem önermiştir. Bu yöntem, en küçük kareler tekniği kullanılarak, ölçeklenmiş hareketin davranış spektrumu ile tasarım ivme spektrumu arasındaki farkın küçültülmesi esasına dayanır. Bu çalışmada kullanılan yöntemde “*Fark*” fonksiyonu, ölçeklenmiş davranış spektrumu ve hedef tasarım spektrumu genlikleri arasındaki farkın karesinin entegrasyonu olarak tanımlanmış ve denklem 4.27’de gösterilmiştir.

$$|Fark| = \int_{T_A}^{T_B} [\alpha S_a^{gercek}(T) - S_a^{hedef}(T)]^2 dT \quad (4.27)$$

Denklem 4.27’deki entegrasyonun  $T_A$  ve  $T_B$  ile gösterilen sınır değerleri, hedef aralığımız olan  $0.2 T_P$  ve  $1.5 T_P$  aralığını temsil etmektedir.

Fark fonksiyonunun mümkün olduğunca küçülmesi için, denklem 4.28’de gösterildiği gibi bu fonksiyonun lineer ölçekleme katsayısına göre türevi 0’a eşit olmalıdır.

$$\min|Fark| = \frac{d|Fark|}{d\alpha} = 0 \quad (4.28)$$

Denklem 4.27’de geçen integral ayırık forma dönüştürülüp, sınır periyot değerleri arasında  $\Delta t$  artımlarla toplam fonksiyonuna çevrilirse; lineer ölçekleme katsayısı  $\alpha$  denklem 4.29 ile elde edilir.

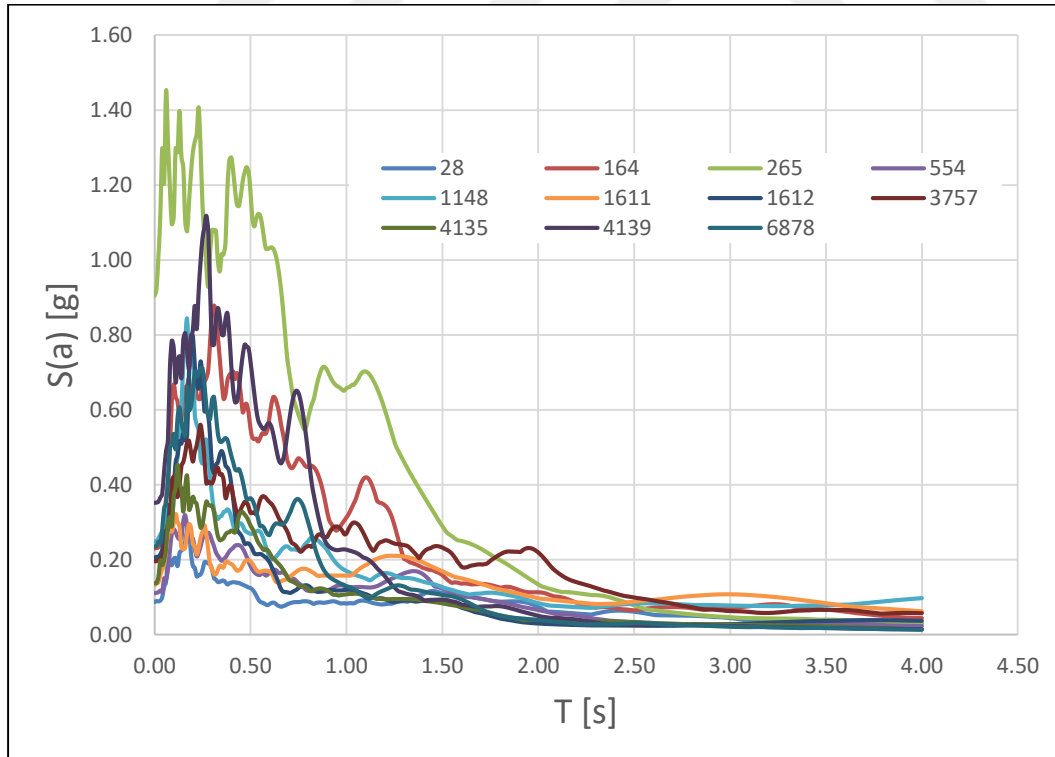
$$\alpha = \frac{\sum_{T=T_A}^{T_B} (S_a^{gercek}(T) S_a^{hedef}(T))}{\sum_{T=T_A}^{T_B} (S_a^{gercek}(T))^2} \quad (4.29)$$

Yukarıda açıklanan kriterlere göre zaman tanım alanında doğrusal olmayan analiz için seçilen deprem kaydı takımları ve bu kayıtlara ait ölçek katsayıları Çizelge 4.44’de gösterilmiştir.

**Çizelge 4.44 : Doğrusal olmayan analiz için seçilen deprem kaydı takımları.**

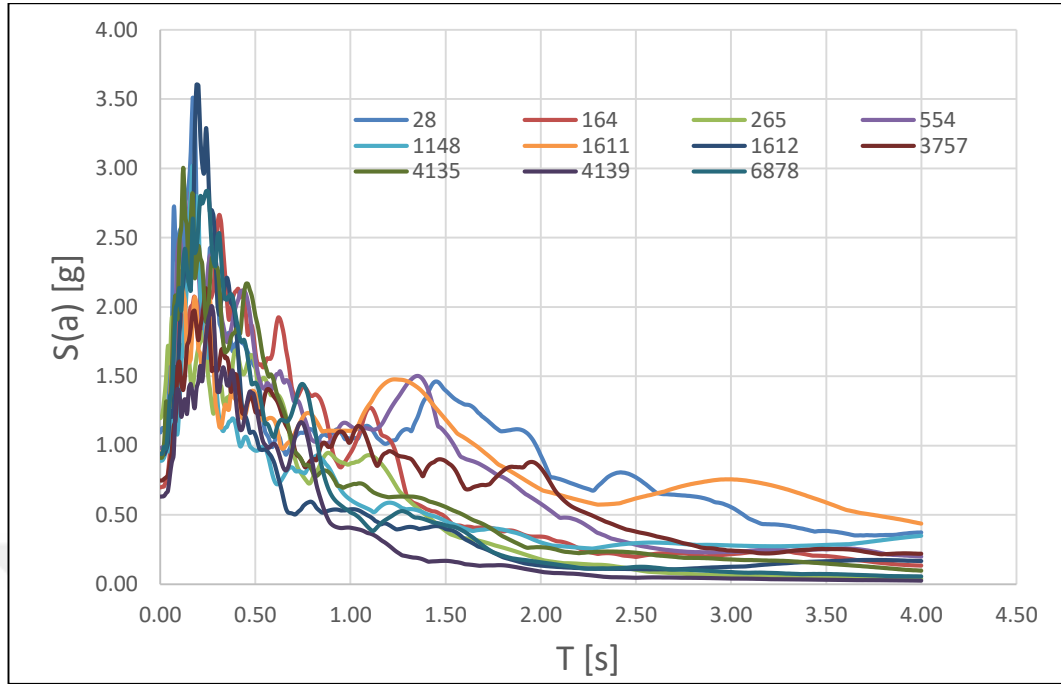
#	RSN	Deprem	İstasyon	Fay Mekanizması	Büyüklik	Vs30 [m/s]	Ölçek Katsayısı
1	28	Parkfield, CA	Cholame – Shandon Array #12	Yanal Atımlı	6.19	408.93	12.558
2	164	Imperial Valley – 06	Cerro Prieto	Yanal Atımlı	6.53	471.53	3.032
3	265	Victoria, Mexico	Cerro Prieto	Yanal Atımlı	6.33	471.53	1.325
4	554	Chalfant Valley – 02	Long Valley Dam	Yanal Atımlı	6.19	537.16	8.858
5	1148	Kocaeli, Türkiye	Arcelik	Yanal Atımlı	7.51	523.00	3.576
6	1611	Düzce, Türkiye	Lamont 1058	Yanal Atımlı	7.14	529.18	7.016
7	1612	Düzce, Türkiye	Lamont 1059	Yanal Atımlı	7.14	551.30	4.515
8	3757	Landers	North Palm Springs Fire Station #36	Yanal Atımlı	7.28	367.84	3.809
9	4135	Parkfield – 02, CA	Parkfield – Vineyard Cany 4W	Yanal Atımlı	6.00	386.19	6.628
10	4139	Parkfield – 02, CA	Parkfield – Upsar #02	Yanal Atımlı	6.00	416.82	1.795
11	6878	Joshua Tree, CA	North Palm Springs Fire Station #36	Yanal Atımlı	6.10	367.84	3.988

Seçilen bu deprem kayıtlarının birbirine dik iki doğrultusuna ait spektral ivme değerlerinin karelerinin toplamının karekökü alınarak oluşturulmuş ölçeklenmemiş bileşke davranış spektrumları Şekil 4.44’de görülebilir.



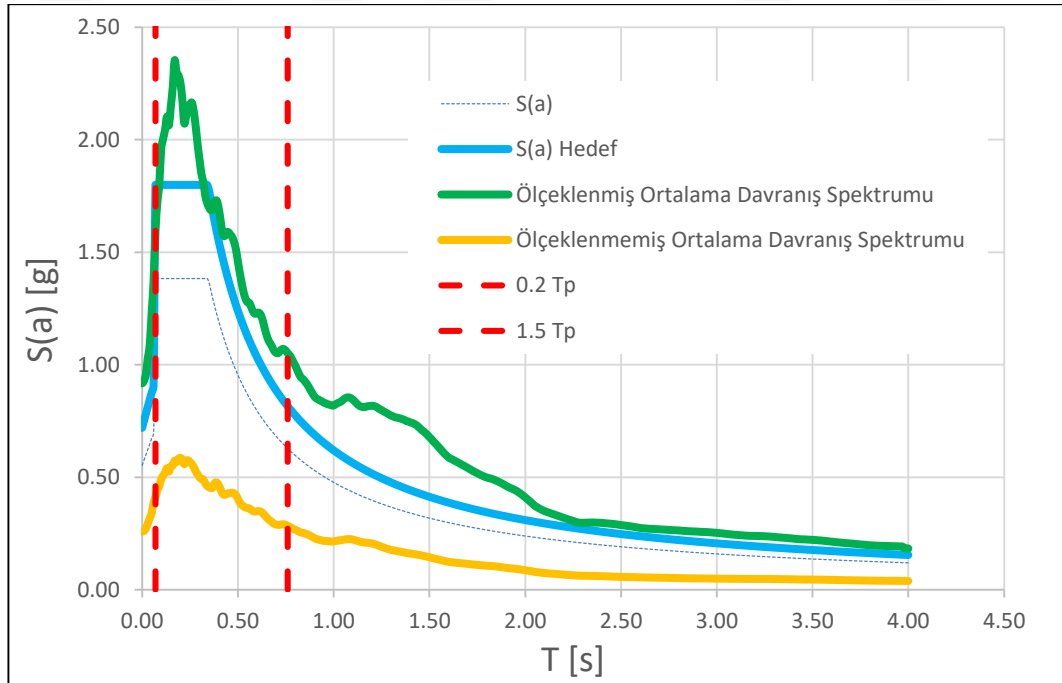
**Şekil 4.44 : Ölçeklenmemiş bileşke davranış spektrumları.**

Bileşke davranış spektrumlarının ölçeklenmiş halleri ise Şekil 4.45’de görülebilir.



Şekil 4.45 : Ölçeklenmiş bileşke davranış spektrumları.

Ölçeklenmiş bileşke davranış spektrumlarının ortalamaları ile hedef spektrumun kıyaslanması ise Şekil 4.46’da görülebilir.



Şekil 4.46 : Ölçeklenmiş ortalama davranış spektrumu ile hedef spektrum karşılaştırması.

Şekil 4.46’da görüldüğü üzere, tasarım spektrumunun genlikleri 1.3 katına çıkarılıp hedef spektrum belirlenmiş ve hedeflenen periyot aralığında ölçeklenmiş ortalama spektrum genliklerinin hedef spektrum genliklerinden büyük olduğu teyit edilmiştir.

Seçilen tüm deprem kayıtlarına ait zaman serileri ve davranış spektrumları Ek A’da görülebilir.

#### 4.2.8 Zaman tanım alanında doğrusal olmayan yüklemenin tanımlanması

Zaman tanım alanında doğrusal olmayan hesap, denklem 4.30’da gösterilen yapı sistemine ait genel hareket denkleminin seçilen deprem ivme kayıtları altında her bir zaman adımında doğrudan integrasyonuna denir.

$$m\ddot{u} + c\dot{u} + ku = p(t) \quad (4.30)$$

$$p(t) = -m\ddot{u}_g(t)$$

Yapı sistemi genel hareket denkleminin sağ tarafında bulunan  $p(t)$  ifadesi dış yüklemeyi temsil etmektedir. Bu ifade; deprem durumunda, yer ivmesinin yapının kütlesi sebebiyle oluşturduğu atalet kuvveti  $-m\ddot{u}_g(t)$  olarak yazılabilir.

$\ddot{u}_g(t)$  ile temsil edilen deprem yer ivmeleri, birbirine dik iki yatay doğrultuda ve düşey doğrultuda yapıya aynı anda etki ettirilmiştir. Her bir deprem kaydı takımı için, yatay deprem kayıtları 90 derece döndürülerek hesap tekrar edilmiştir. Böylece; toplam 11 deprem kaydı takımı için 22 adet zaman tanım alanında doğrusal olmayan analiz yapılmıştır. Bu analizlerden birinin tanımlanması aşağıdaki Şekil 4.47 üzerinde örnek olarak gösterilmiştir.

**S** Load Case Data - Nonlinear Direct Integration History ×

Load Case Name: TH\_0265-1 Set Def Name Notes Modify/Show...

Initial Conditions  
 Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State  
 Continue from State at End of Nonlinear Case Dusey\_NL  
 Important Note: Loads from this previous case are included in the current case

Modal Load Case  
 Use Modes from Case: MODAL

Loads Applied

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Accel	U1	265-0	9.81
Accel	U2	265-90	9.81
Accel	U3	265-UP	9.81

Show Advanced Load Parameters

Time Step Data  
 Number of Output Time Steps: 2450  
 Output Time Step Size: 0.01

Other Parameters  
 Damping: Proportional Modify/Show...  
 Time Integration: Newmark Modify/Show...  
 Nonlinear Parameters: Default Modify/Show...

Load Case Type: Time History Design...

Analysis Type:  Linear  Nonlinear  
 Solution Type:  Modal  Direct Integration

Geometric Nonlinearity Parameters  
 None  P-Delta  P-Delta plus Large Displacements

History Type  
 Transient  Consider Collapse  
 Periodic

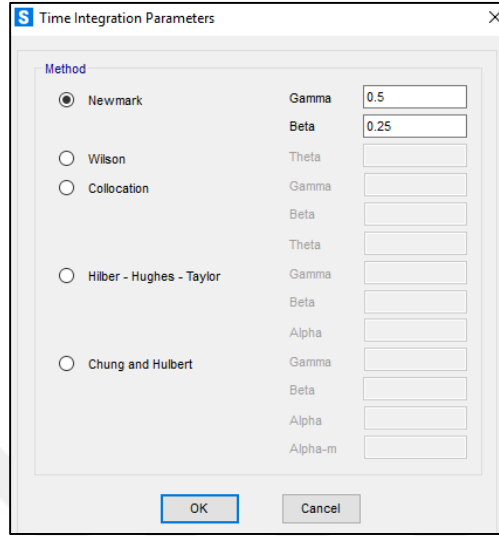
Mass Source: Mass

OK Cancel

**Şekil 4.47** : Zaman tanım alanında doğrusal olmayan yüklemenin tanımlanması.

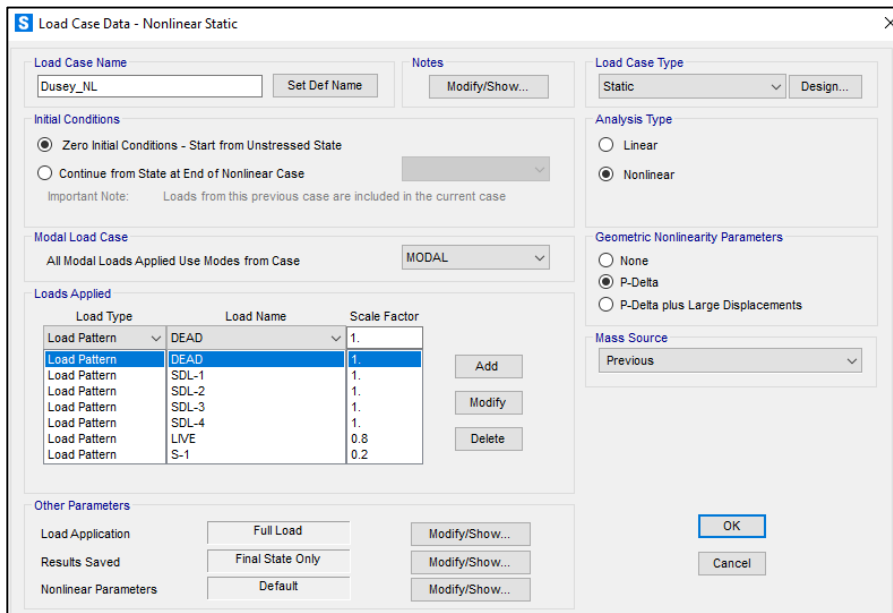
Deprem hareketinin rastgeleliğinden dolayı genel hareket denkleminin analitik çözümünün yapılması mümkün değildir. Bu sebeple diferansiyel denklem takımının çözümü için nümerik integrasyon yöntemlerinden faydalanılması gerekmektedir. Newmark metodu en yaygın kullanılan nümerik integrasyon yöntemlerinden biridir. Newmark metodunun iki özel durumundan biri, değişkenlerin  $\gamma = \frac{1}{2}$  ve  $\beta = \frac{1}{4}$  olarak tanımlandığı sabit ortalama ivme yöntemi; diğeri ise değişkenlerin  $\gamma = \frac{1}{2}$  ve  $\beta = \frac{1}{6}$  olarak tanımlandığı doğrusal ivme yöntemidir. Doğrusal ivme yöntemi yalnızca integrasyon zaman adımı  $\Delta t \leq 0.551T_j$  ( $T_j$ , j. moda ait doğal titreşim periyodunu ifade eder.) koşulunu sağladığında kararlı olurken; sabit ortalama ivme yöntemi koşulsuz kararlıdır. Eğer; integrasyon zaman adımı verilen bu sınırdan çok daha küçük olursa doğrusal ivme yöntemi sabit ortalama ivme yöntemine kıyasla daha hassas sonuçlar vermektedir. Doğrusal ivme yönteminin kullanımı özellikle lineer sistemler için uygun olmaktadır; çünkü zaman adımı olarak en yüksek moda ait periyot dikkate alınarak seçim yapılırsa kararlılık sağlanabilecek ve daha hassas sonuçlar elde edilebilecektir (Chopra, 2000). Ancak; tez çalışması kapsamında incelenen yapı sisteminin lineer olmaması, dolayısıyla rijitlik matrisinin zamana bağlı değişkenlik göstermesi sebebiyle; ayrıca integrasyon zaman adımına müdahale şansı da olmadığı için sabit

ortalama ivme yönteminin kullanılması daha garanti sonuç verecektir. Analiz programında Newmark sabit ortalama ivme yöntemi değişkenlerinin tanımlanması aşağıdaki Şekil 4.48’de gösterilmiştir.



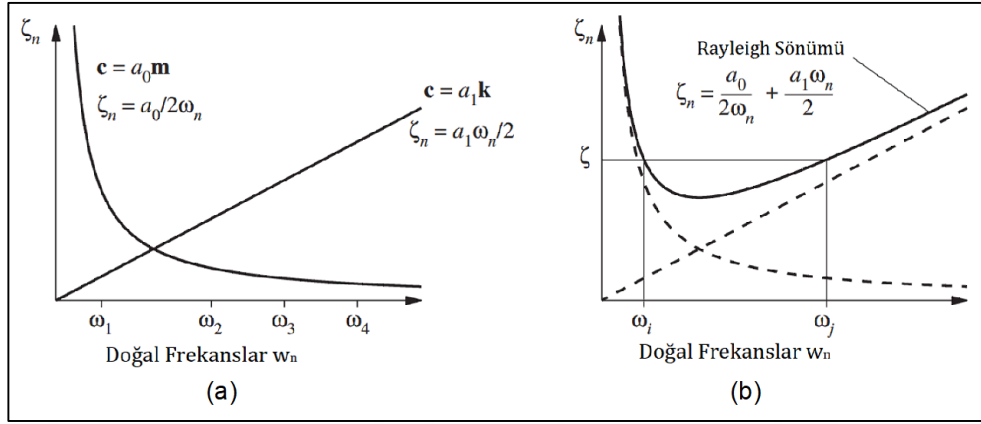
Şekil 4.48 : Nümerik integrasyon yönteminin tanımlanması.

Tüm doğrusal olmayan hesap yöntemlerinde, analizin başlangıç adımı olarak düşey yükler altında doğrusal olmayan artımsal statik hesap yapılması gerekmektedir. Bu hesap sonucunda elde edilen iç kuvvetler ve doğrusal olmayan şekil değiştirmeler doğrusal olmayan deprem hesabının başlangıç değerleri olarak göz önüne alınır. Sistemdeki mevcut düşey yükleri ve bunların katılım oranlarını gözönüne alarak oluşturulmuş artımsal statik yükleme Şekil 4.49’da gösterilmiştir.



Şekil 4.49 : Doğrusal olmayan artımsal statik yüklemenin tanımlanması.

Yapı sisteminde bulunan doğrusal elemanların dinamik enerji kaybı, grafiksel gösterimi Şekil 4.50’de verilen Rayleigh kütle ve rijitlik orantılı sönüm matrisi ile temsil edilmiştir.



**Şekil 4.50** : Modal sönümün doğal frekansa bağlı olarak değişimi. (a) Kütle orantılı sönüm ve rijitlik orantılı sönüm. (b) Rayleigh sönümü.

Sönüm matrisi, hareket denkleminde denklem 4.31’de gösterilen ifade ile temsil edilir.

$$c = a_0 m + a_1 k \quad (4.31)$$

Bu denklemde geçen  $a_0$  ve  $a_1$  katsayıları yapının doğal titreşim frekansına ve sönüm oranına bağlı olarak denklem 4.32’de gösterildiği gibi hesaplanır.

$$a_0 = \zeta \frac{2\omega_i\omega_j}{\omega_i + \omega_j} \quad a_1 = \zeta \frac{2}{\omega_i + \omega_j} \quad (4.32)$$

Yapının doğal titreşim modları değerlendirilerek, viskoz sönüm için kullanılacak olan periyot aralığı 0.2 s ve 1.1 s olarak belirlenmiştir. Periyot aralığı seçilirken, dinamik yüklemeler altında hasara bağlı olarak yapı periyodunun artacağı, aynı zamanda etkisi küçük olan modların da dikkate alınması gerekliliğinden dolayı periyot aralığı hakim doğal titreşim periyotlarına kıyasla daha geniş tutulmuştur.

Seçilen doğal titreşim periyotlarına göre doğal titreşim frekansları aşağıdaki gibi hesaplanır.

$$T_i = 0.2 \text{ s} \rightarrow \omega_i = \frac{2\pi}{T_i} = 31.42 \text{ rad/s}$$

$$T_j = 1.1 \text{ s} \rightarrow \omega_j = \frac{2\pi}{T_j} = 5.71 \text{ rad/s}$$

Buna göre  $a_0$  ve  $a_1$  katsayıları aşağıdaki gibi hesaplanır.

$$a_0 = 0.05 \frac{2 \times 31.42 \times 5.71}{31.42 + 5.71} = 0.483 \text{ 1/s}$$

$$a_1 = 0.05 \frac{2}{31.42 + 5.71} = 2.693 \times 10^{-3} \text{ s}$$

Bu değerlerin analiz programına tanımlanması ise Şekil 4.51’de gösterilmiştir.

Şekil 4.51 : Viskoz sönüm fonksiyonunun tanımlanması.



#### 4.2.9 Zaman tanım alanında doğrusal olmayan analiz sonuçları

Zaman tanım alanında doğrusal olmayan analizler sonucunda, MAB1 tipi birleşime ve Değiştirilebilir Plastik Mafsal (DPM) tipi birleşime sahip her iki yapı için taban kesme kuvveti talepleri, kat deplasman talepleri ve görelî kat ötelemesi oranları, bazı kolon kesitlerinde iç kuvvet ve plastik şekil değiştirme talepleri, değiştirilebilir plastik mafsalardaki plastik şekil değiştirme talepleri gibi veriler toplanıp kıyas yapılmıştır.

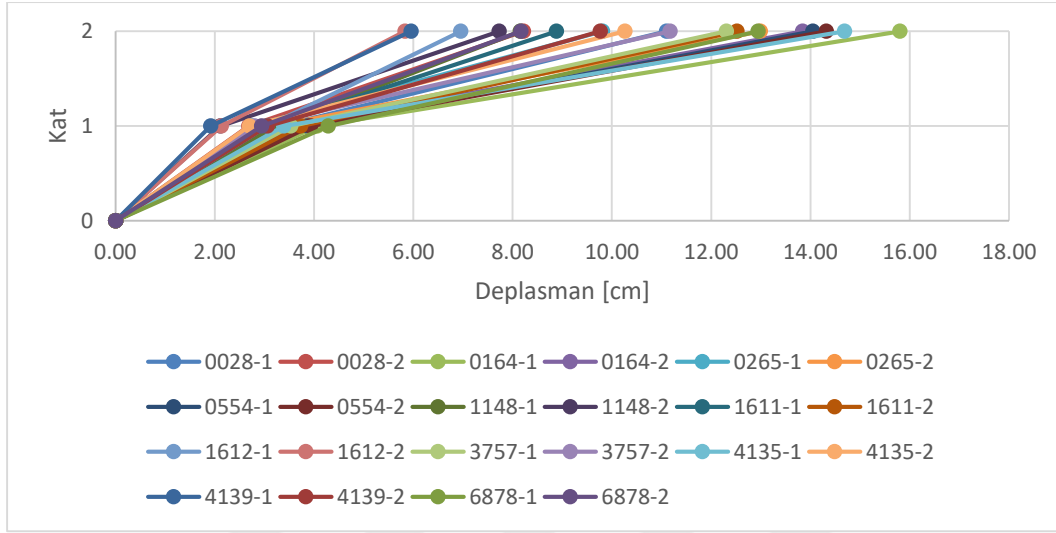
Her iki tip yapı için gerçekleştirilen 22 adet analiz sonucunda elde edilen mutlak maksimum taban kesme kuvveti istemleri ve bunların birbirine göre oranları Çizelge 4.45’de gösterilmiştir. Çizelgedeki kayıt numaralarında bulunan ‘-1, -2’ indisleri aynı deprem kaydı takımının yatay bileşenlerinin 90 derece döndürülerek analizin tekrarlanmasını temsil etmektedir.

**Çizelge 4.45 : Taban kesme kuvveti istemleri.**

Kayıt Numarası	Taban kesme kuvvetleri [kN]					
	MAB1		DPM		MAB1/DPM Oranı	
	Kısa Doğrultu (Y)	Uzun Doğrultu (X)	Kısa Doğrultu (Y)	Uzun Doğrultu (X)	Kısa Doğrultu (Y)	Uzun Doğrultu (X)
0028-1	18673	19630	17046	21307	1.10	0.92
0028-2	20252	20862	18119	19360	1.12	1.08
0164-1	20489	20922	19897	19638	1.03	1.07
0164-2	20887	21064	15211	22143	1.37	0.95
0265-1	18661	19349	12713	18113	1.47	1.07
0265-2	18113	15275	14321	15117	1.26	1.01
0554-1	20024	23190	16406	21765	1.22	1.07
0554-2	20847	17441	17886	17861	1.17	0.98
1148-1	22029	17643	16631	13767	1.32	1.28
1148-2	15470	16733	14134	17628	1.09	0.95
1611-1	20462	21334	19352	21266	1.06	1.00
1611-2	21502	19431	17208	19039	1.25	1.02
1612-1	23367	13837	19012	17032	1.23	0.81
1612-2	17100	23189	17299	22285	0.99	1.04
3757-1	17854	19111	14070	16522	1.27	1.16
3757-2	17243	18462	16391	18725	1.05	0.99
4135-1	18128	20658	19159	18391	0.95	1.12
4135-2	15941	25434	16249	23051	0.98	1.10
4139-1	13363	22543	14252	21491	0.94	1.05
4139-2	20518	14870	20582	12746	1.00	1.17
6878-1	24206	14374	21735	13981	1.11	1.03
6878-2	20240	21172	19529	19523	1.04	1.08
<b>Ortalama</b>	<b>19335</b>	<b>19387</b>	<b>17146</b>	<b>18670</b>	<b>1.14</b>	<b>1.04</b>

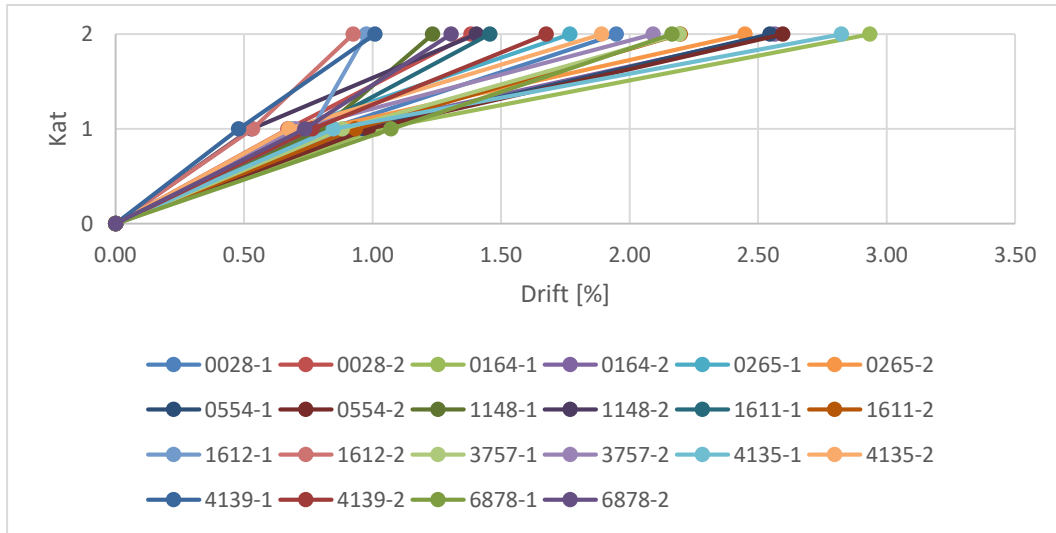
Tüm kayıtların ortalaması alındığında MAB1 tipi birleşime sahip yapı için kısa doğrultuda 19335 kN, uzun doğrultuda 19387 kN; DPM tipi birleşime sahip yapı için kısa doğrultuda 17146 kN, uzun doğrultuda 18670 kN mutlak maksimum taban kesme kuvveti talebi oluşmuştur. Bu kuvvetlerin birbirine göre oranı ise kısa doğrultuda 1.14, uzun doğrultuda 1.04 olarak hesaplanmıştır.

MAB1 tipi birleşime sahip olan yapının kısa doğrultusu için, zaman tanım alanında doğrusal olmayan analizler sonucunda elde edilen mutlak maksimum kat yer değiştirme talepleri ve buna bağlı göreceli kat ötelemeleri Şekil 4.52 ve Şekil 4.53’de sırasıyla gösterilmiştir.



**Şekil 4.52 :** MAB1 tipi birleşimli yapı için kısa doğrultu kat yer değiştirmeleri.

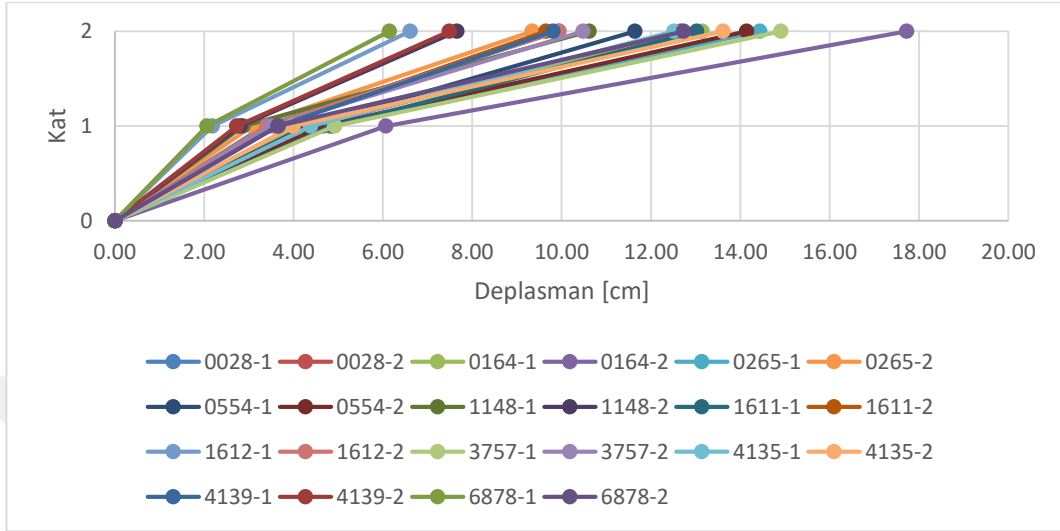
Buna göre; birinci katta deplasman talepleri 1.92 cm ve 4.29 cm aralığında, ikinci katta ise 5.83 ve 15.80 cm aralığında değişmektedir.



**Şekil 4.53 :** MAB1 tipi birleşimli yapı için kısa doğrultu göreceli kat ötelemeleri.

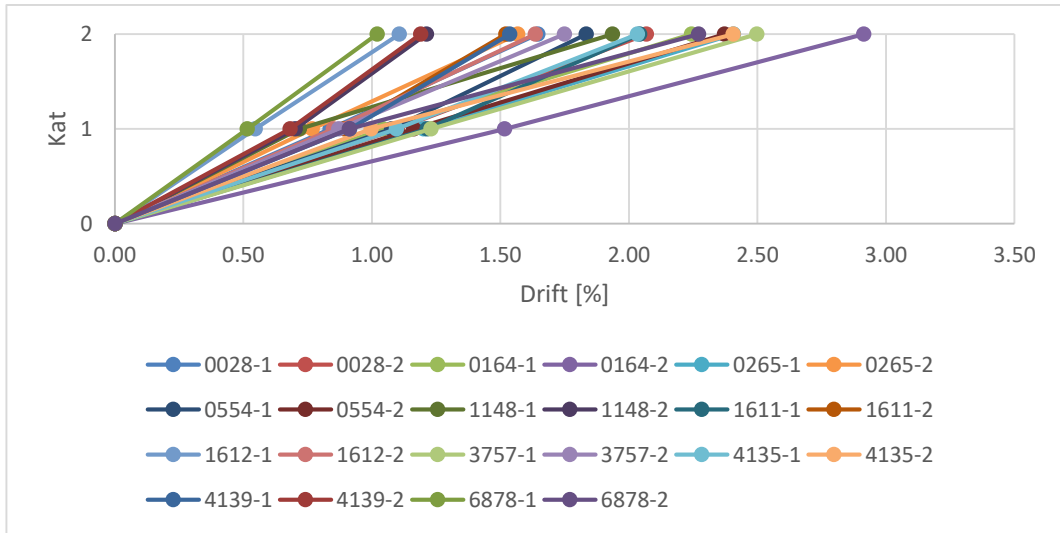
Kat deplasmanlarına bağlı olarak; birinci katta göreceli kat ötelemesi değerleri % 0.48 ve % 1.07 aralığında, ikinci katta ise % 0.92 ve % 2.94 aralığında değişmektedir.

MAB1 tipi birleşime sahip olan yapının uzun doğrultusu için, zaman tanım alanında doğrusal olmayan analizler sonucunda elde edilen mutlak maksimum kat yer değiştirme talepleri ve buna bağlı göreceli kat ötelemeleri Şekil 4.54 ve Şekil 4.55’de sırasıyla gösterilmiştir.



**Şekil 4.54 :** MAB1 tipi birleşimli yapı için uzun doğrultu kat yer değiştirmeleri.

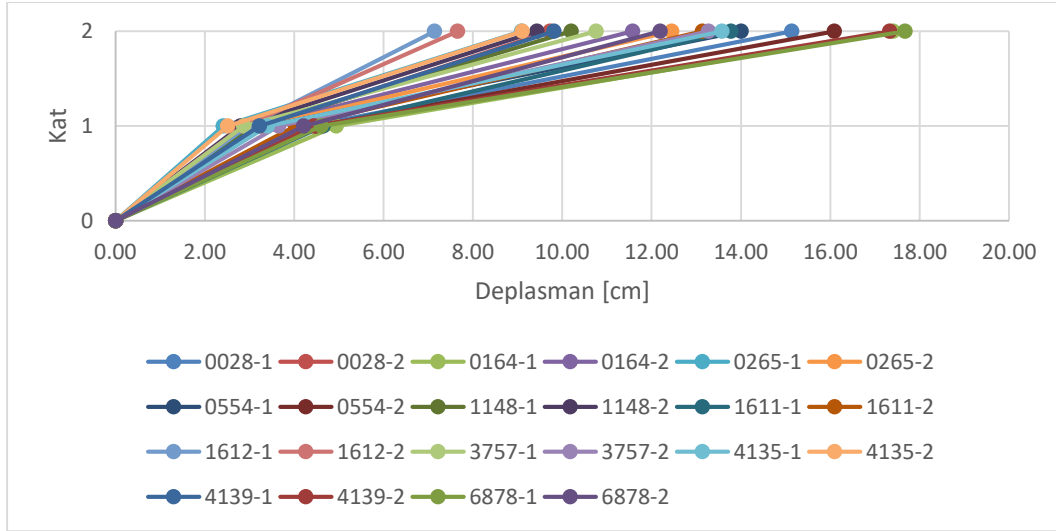
Buna göre; birinci katta deplasman talepleri 2.06 cm ve 6.07 cm aralığında, ikinci katta ise 6.14 ve 17.72 cm aralığında değişmektedir.



**Şekil 4.55 :** MAB1 tipi birleşimli yapı için uzun doğrultu göreceli kat ötelemeleri.

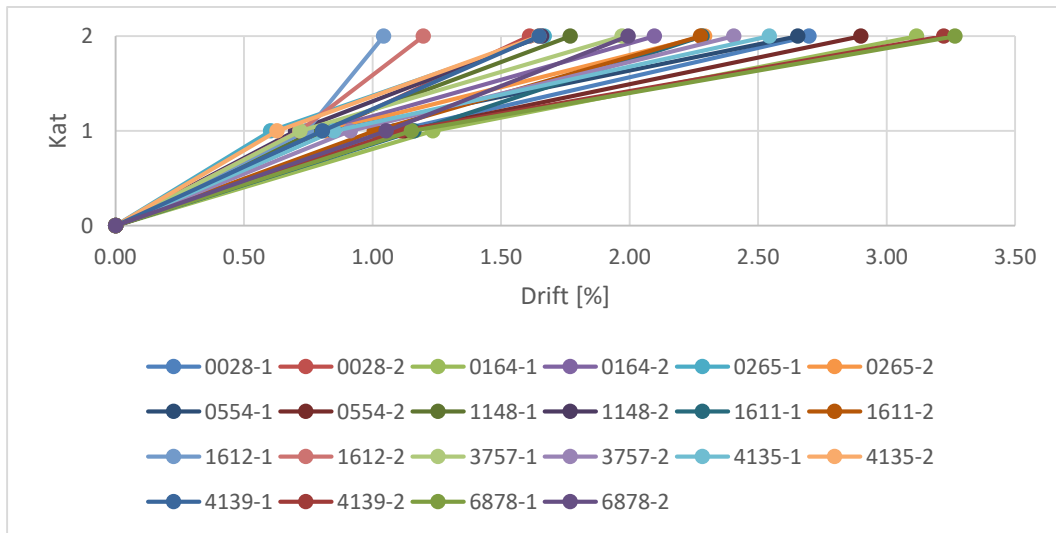
Kat deplasmanlarına bağlı olarak; birinci katta göreceli kat ötelemesi değerleri % 0.51 ve % 1.52 aralığında, ikinci katta ise % 1.02 ve % 2.91 aralığında değişmektedir.

DPM tipi birleşime sahip olan yapının kısa doğrultusu için, zaman tanım alanında doğrusal olmayan analizler sonucunda elde edilen mutlak maksimum kat yer değiştirme talepleri ve buna bağlı görel kat ötelemeleri Şekil 4.56 ve Şekil 4.57’de sırasıyla gösterilmiştir.



**Şekil 4.56** : DPM tipi birleşimli yapı için kısa doğrultu kat yer değiştirmeleri.

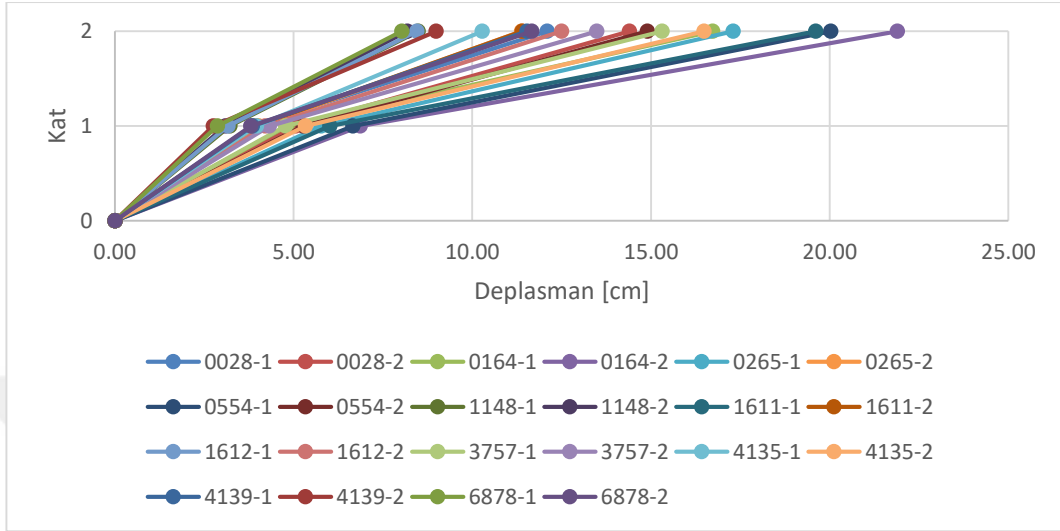
Buna göre; birinci katta deplasman talepleri 2.41 cm ve 4.94 cm aralığında, ikinci katta ise 7.14 ve 17.67 cm aralığında değişmektedir.



**Şekil 4.57** : DPM tipi birleşimli yapı için kısa doğrultu görel kat ötelemeleri.

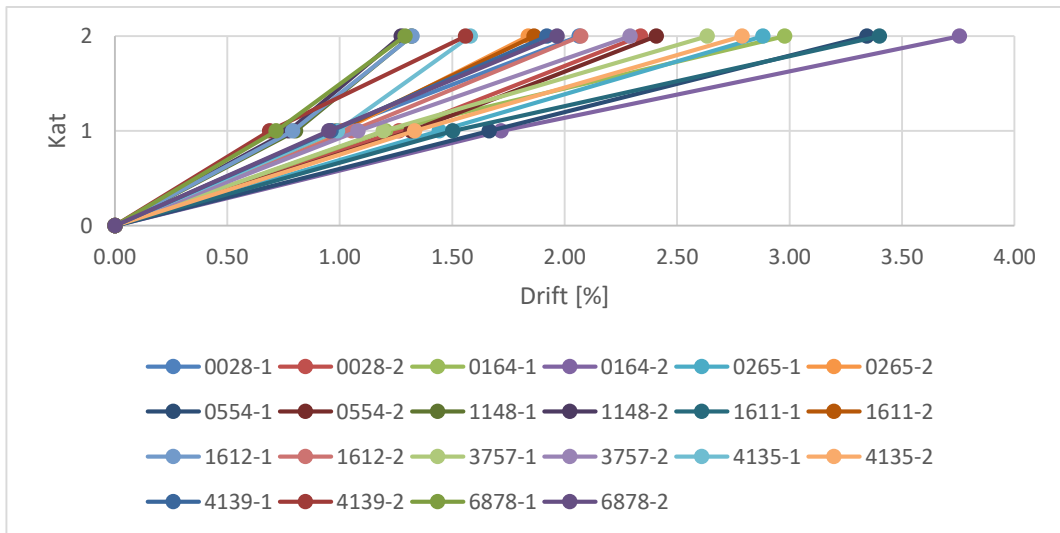
Kat deplasmanlarına bağlı olarak; birinci katta görel kat ötelemesi değerleri % 0.60 ve % 1.23 aralığında, ikinci katta ise % 1.04 ve % 3.27 aralığında değişmektedir.

DPM tipi birleşime sahip olan yapının uzun doğrultusu için, zaman tanım alanında doğrusal olmayan analizler sonucunda elde edilen mutlak maksimum kat yer değiştirme talepleri ve buna bağlı görel kat ötelemeleri Şekil 4.58 ve Şekil 4.59'da sırasıyla gösterilmiştir.



Şekil 4.58 : DPM tipi birleşimli yapı için uzun doğrultu kat yer değiştirmeleri.

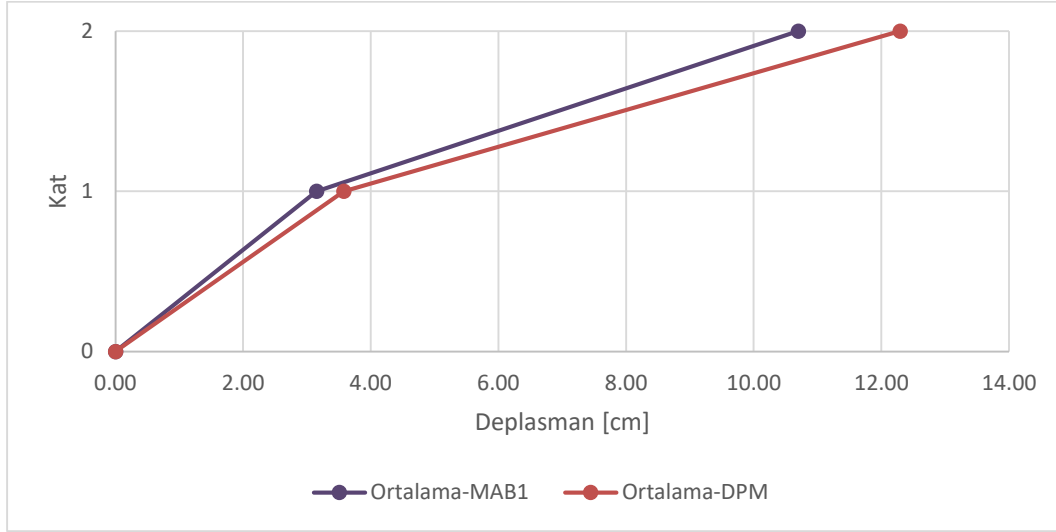
Buna göre; birinci katta deplasman talepleri 2.75 cm ve 6.87 cm aralığında, ikinci katta ise 8.03 ve 21.89 cm aralığında değişmektedir.



Şekil 4.59 : DPM tipi birleşimli yapı için uzun doğrultu görel kat ötelemeleri.

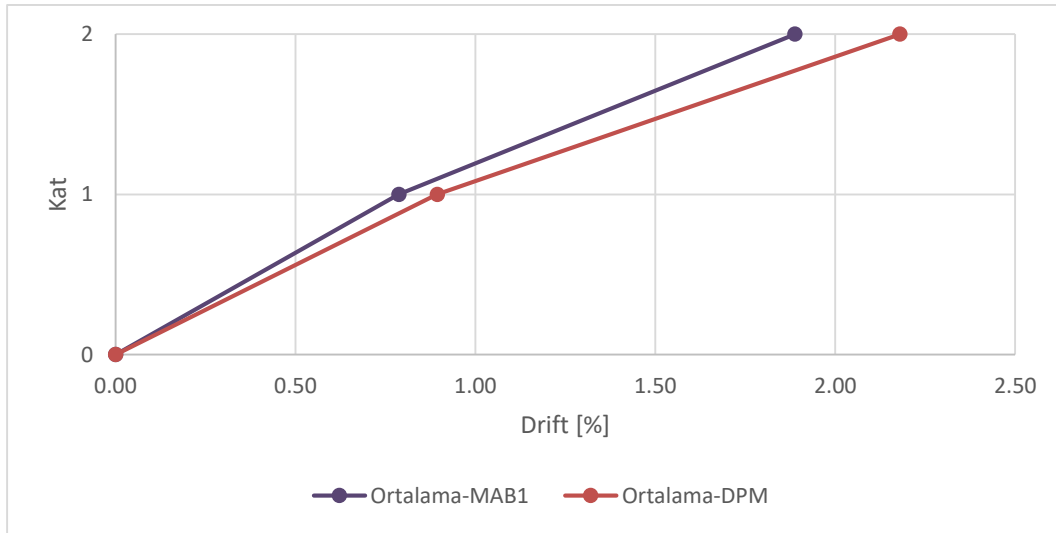
Kat deplasmanlarına bağlı olarak; birinci katta görel kat ötelemesi değerleri % 0.69 ve % 1.72 aralığında, ikinci katta ise % 1.27 ve % 3.76 aralığında değişmektedir.

Her iki tip yapının kısa doğrultusu için zaman tanım alanında doğrusal olmayan analizler sonucunda elde edilen ortalama kat yer değiştirme talepleri ve buna bağlı ortalama göreli kat ötelemeleri Şekil 4.60 ve Şekil 4.61’de sırasıyla gösterilmiştir.



**Şekil 4.60 :** Kısa doğrultu ortalama kat yer değiştirmelerinin karşılaştırılması.

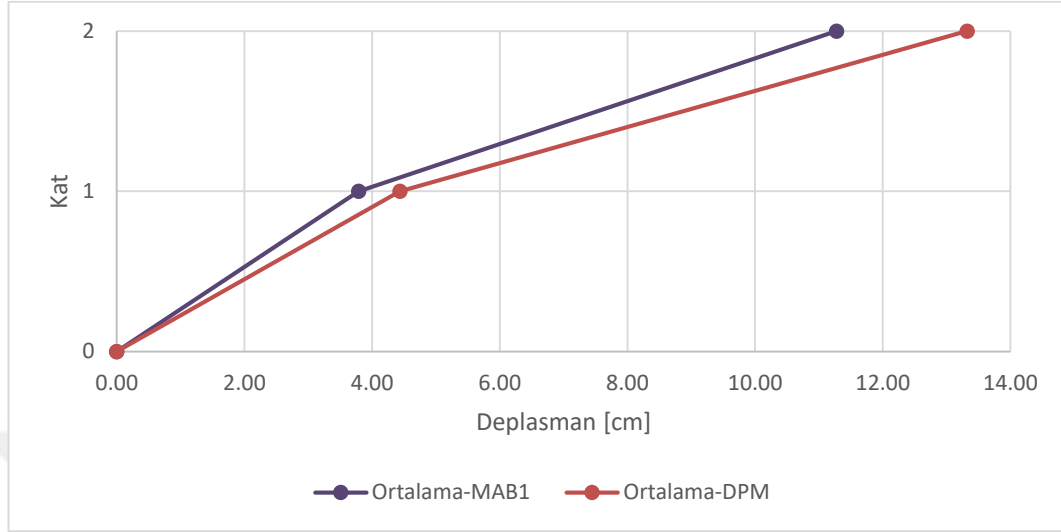
Buna göre; MAB1 ve DPM tipi bağlantılara sahip yapılar için sırasıyla birinci katta 3.15 cm ve 3.58 cm, ikinci katta ise 10.70 cm ve 12.30 cm ortalama deplasman talebi oluşmuştur.



**Şekil 4.61 :** Kısa doğrultu ortalama göreli kat ötelemelerinin karşılaştırılması.

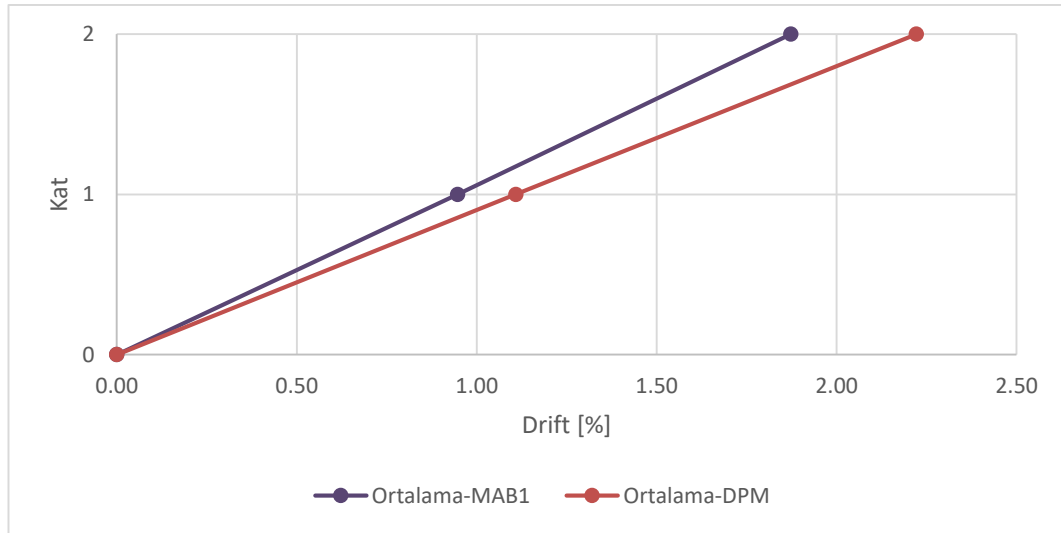
Ortalama kat deplasmanlarına bağlı olarak; MAB1 ve DPM tipi bağlantılara sahip yapılar için sırasıyla birinci katta % 0.79 ve % 0.89, ikinci katta ise % 1.89 ve % 2.18 ortalama göreli kat ötelemesi oluşmuştur.

Her iki tip yapının uzun doğrultusu için zaman tanım alanında doğrusal olmayan analizler sonucunda elde edilen ortalama kat yer değiştirme talepleri ve buna bağlı ortalama göreli kat telemeleri Şekil 4.62 ve Şekil 4.63’de sırasıyla gösterilmiştir.



**Şekil 4.62 :** Uzun doğrultu ortalama kat yer değiştirmelerinin karşılaştırılması.

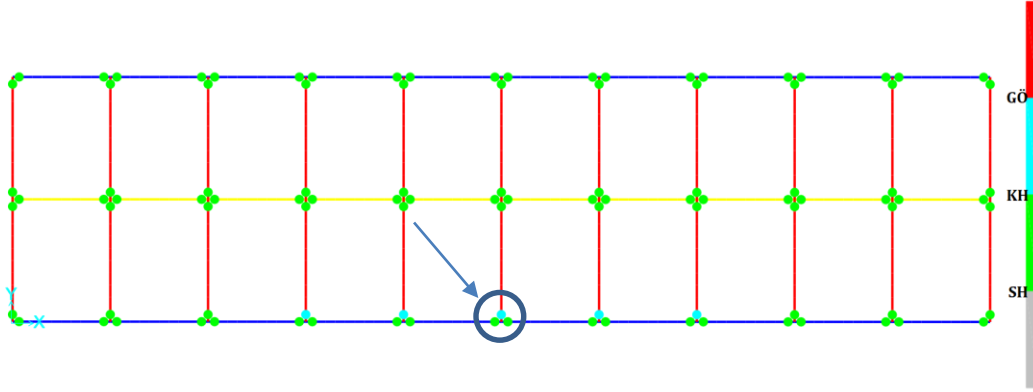
Buna göre; MAB1 ve DPM tipi bağlantılara sahip yapılar için sırasıyla birinci katta 3.79 cm ve 4.43 cm, ikinci katta ise 11.28 cm ve 13.32 cm ortalama deplasman talebi oluşmuştur.



**Şekil 4.63 :** Uzun doğrultu ortalama göreli kat ötelemelerinin karşılaştırılması.

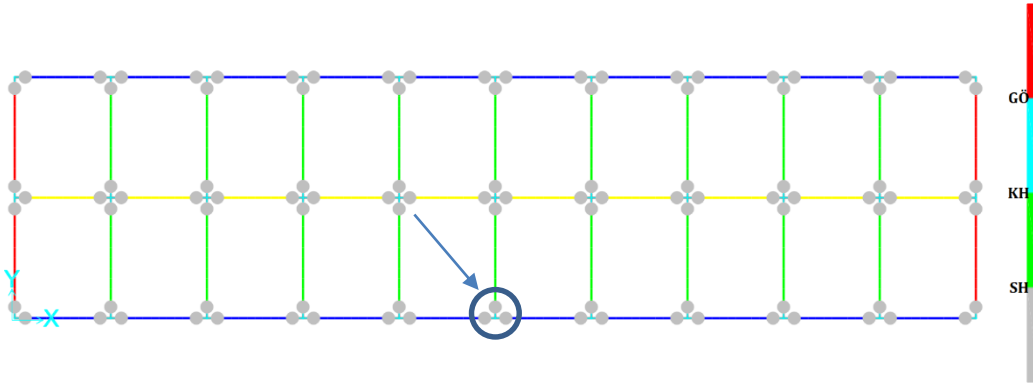
Ortalama kat deplasmanlarına bağlı olarak; MAB1 ve DPM tipi bağlantılara sahip yapılar için sırasıyla birinci katta % 0.95 ve % 1.11, ikinci katta ise % 1.87 ve % 2.22 ortalama göreli kat ötelemesi oluşmuştur.

Zaman tanım alanında doğrusal olmayan analizler sonucunda incelenen parametrelerden bir diğeri kirişlerde oluşan elastik ötesi hasarın boyutudur. Bu bağlamda, örnek olarak 164-1 numaralı analiz sonucu kirişlerde oluşan elastik ötesi hasar durumları MAB1 ve DPM tipi birleşimli yapılar için sırasıyla Şekil 4.64 ve Şekil 4.65’de gösterilmiştir.



**Şekil 4.64 :** MAB1 tipi birleşime sahip yapıda 164-1 numaralı analiz sonucu kiriş hasarları.

MAB1 tipi birleşimli yapıda, Şekil 4.64’de verilen kat planı üzerinde görüldüğü gibi 5 adet B101 kirişi [GÖ] performans düzeyine ulaşırken, diğer tüm kirişler [KH] performans düzeyinde kalmıştır.

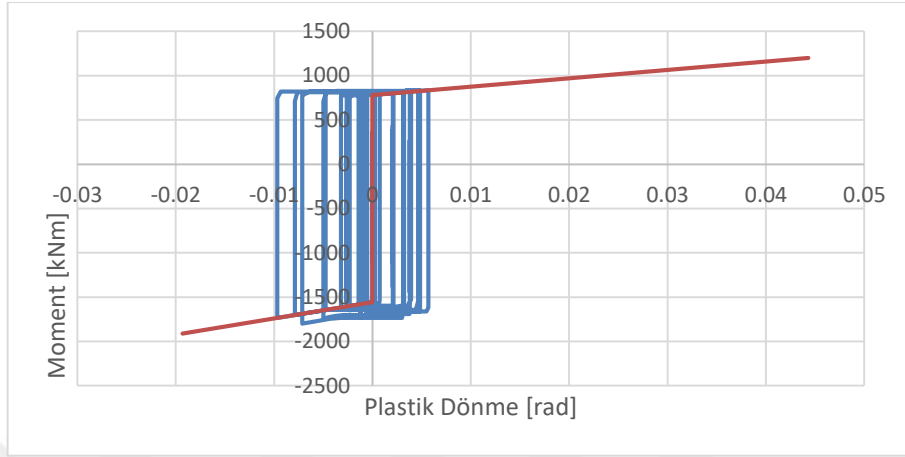


**Şekil 4.65 :** DPM tipi birleşime sahip yapıda 164-1 numaralı analiz sonucu kiriş hasarları.

DPM tipi birleşimli yapıda ise beklenildiği gibi kirişlerde plastik hasar meydana gelmeyip, tüm kirişler [SH] performans düzeyinde kalırken; plastik hasar, moment kapasitesi kirişe göre daha küçük tutulup hasarı üzerine çeken değiştirilebilir plastik mafsallarda toplanmıştır.



Şekil 4.64 ve Şekil 4.65 üzerinde ok işareti ile gösterilmiş olan kesitte; MAB1 tipi birleşimli yapı için kiriş yığılı plastik mafsalında, DPM tipi birleşimli yapı için değiştirilebilir plastik mafsal kesitinde meydana gelen moment – plastik dönme çevrimleri örnek olarak Şekil 4.66 ve Şekil 4.67’de gösterilmiştir.

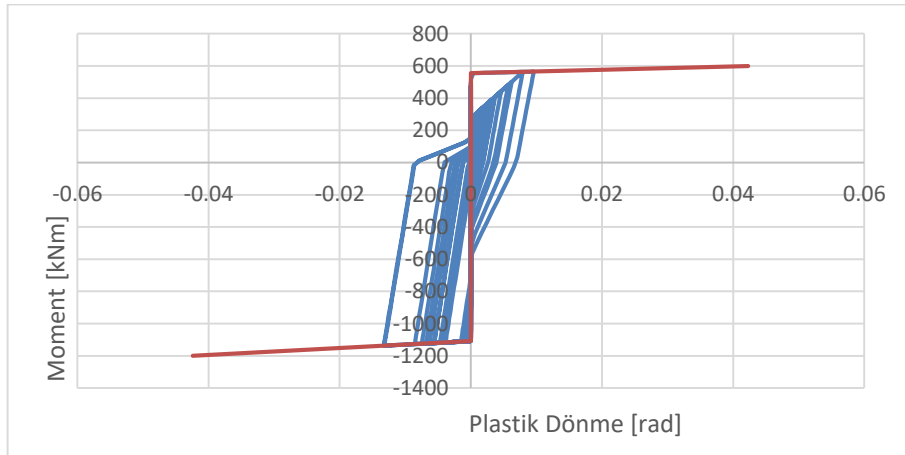


**Şekil 4.66 :** MAB1 tipi birleşime sahip yapıda kiriş yığılı plastik mafsalının moment - plastik dönme çevrimi.

Şekil 4.66'ya göre; meydana gelen en büyük pozitif plastik dönme 0.0057 rad, en büyük negatif plastik dönme ise 0.0097 rad olarak görülmektedir. Bu değerler B101 kirişi için daha önce hesaplanmış olan hasar sınır dönmeleri ile kıyaslanırsa;

Pozitif dönme için:  $0.0057 \text{ rad} < \theta_p^{(KH)} = 0.0211 \text{ rad}$ ;

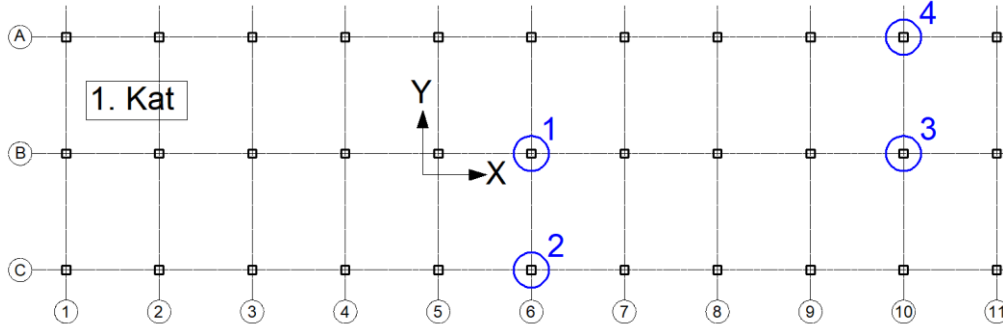
Negatif dönme için:  $\theta_p^{(KH)} = 0.0092 \text{ rad} < 0.0097 \text{ rad} < \theta_p^{(GÖ)} = 0.0122$



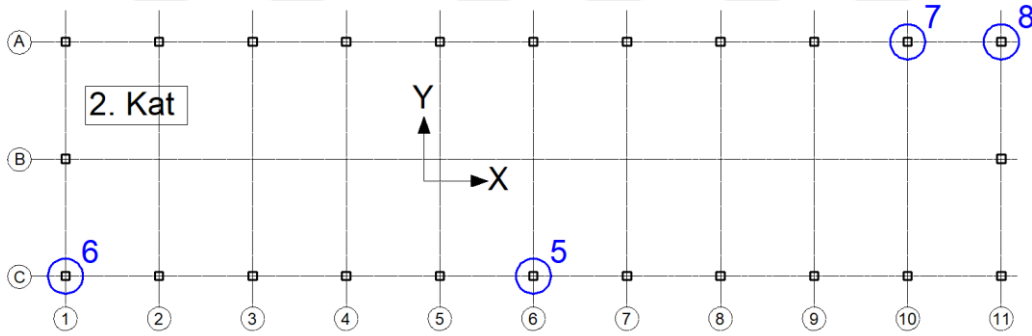
**Şekil 4.67 :** Değiştirilebilir plastik mafsal kesitinde moment - plastik dönme çevrimi.

Şekil 4.67'ye göre; DPM kesitinde meydana gelen en büyük pozitif plastik dönme 0.0096 rad, en büyük negatif plastik dönme ise -0.0133 rad olarak görülmektedir.

Yapının seçilen bazı kolon kesitleri için zaman tanım alanında doğrusal olmayan analizler sonucunda elde edilen ortalama en büyük iç kuvvet ve plastik şekil değiştirme talepleri kıyaslanmıştır. Birinci ve ikinci kattan kıyaslama için seçilen kolonlar Şekil 4.68 ve Şekil 4.69’da görülebilir.



Şekil 4.68 : 1. katta seçilen kolonlar.



Şekil 4.69 : 2. katta seçilen kolonlar.

Seçilen kolonlarda elde edilen iç kuvvet talepleri Çizelge 4.46’da gösterilmiştir.

Çizelge 4.46 : En büyük kolon iç kuvvetleri.

Kolon	Tip	Lokasyon	$V_Y$ [kN]		$V_X$ [kN]		$M_Y$ [kNm]		$M_X$ [kNm]	
			MAB1	DPM	MAB1	DPM	MAB1	DPM	MAB1	DPM
1	C102	Alt Uç	881.05	784.32	646.23	624.42	1741.05	1871.56	1901.70	1866.31
		Üst Uç	881.05	784.32	646.23	624.42	930.51	704.80	1666.64	1351.13
2	C101	Alt Uç	560.61	493.19	557.59	531.68	1479.28	1604.35	1316.84	1260.57
		Üst Uç	560.61	493.19	557.59	531.68	919.82	768.48	1168.72	1099.81
3	C102	Alt Uç	864.68	769.88	648.13	627.15	1744.47	1877.02	1881.02	1856.44
		Üst Uç	864.68	769.88	648.13	627.15	938.30	708.33	1622.47	1311.15
4	C101	Alt Uç	640.77	579.98	564.64	530.47	1492.93	1603.67	1435.15	1461.63
		Üst Uç	640.77	579.98	564.64	530.47	938.81	761.09	1280.80	1175.41
5	C201	Alt Uç	422.35	400.73	318.74	306.07	1311.03	1259.65	1706.75	1622.71
6	C202	Alt Uç	397.23	428.44	304.73	342.35	1250.55	1324.81	1652.79	1585.82
7	C201	Alt Uç	434.43	403.76	320.68	297.77	1318.92	1225.53	1748.36	1622.57
8	C202	Alt Uç	420.02	373.44	315.41	295.88	1231.68	1214.97	1639.16	1551.57

Elde edilen iç kuvvet taleplerinin iki yapı arasında oransal olarak kıyaslanması ise Çizelge 4.47’de gösterilmiştir.

**Çizelge 4.47 : Kolon iç kuvveti oranları. (MAB1/DPM)**

Kolon	Tip	Lokasyon	$V_Y$	$V_X$	$M_Y$	$M_X$
1	C102	Alt Uç	1.12	1.03	0.93	1.02
		Üst Uç	1.12	1.03	1.32	1.23
2	C101	Alt Uç	1.14	1.05	0.92	1.04
		Üst Uç	1.14	1.05	1.20	1.06
3	C102	Alt Uç	1.12	1.03	0.93	1.01
		Üst Uç	1.12	1.03	1.32	1.24
4	C101	Alt Uç	1.10	1.06	0.93	0.98
		Üst Uç	1.10	1.06	1.23	1.09
5	C201	Alt Uç	1.05	1.04	1.04	1.05
6	C202	Alt Uç	0.93	0.89	0.94	1.04
7	C201	Alt Uç	1.08	1.08	1.08	1.08
8	C202	Alt Uç	1.12	1.07	1.01	1.06

Seçilen aynı kolonlara ait en büyük plastik dönme talepleri ve bunların birbirine göre oranları ise Çizelge 4.48’de gösterilmiştir.

**Çizelge 4.48 : En büyük kolon plastik dönme talepleri ve birbirine göre oranları.**

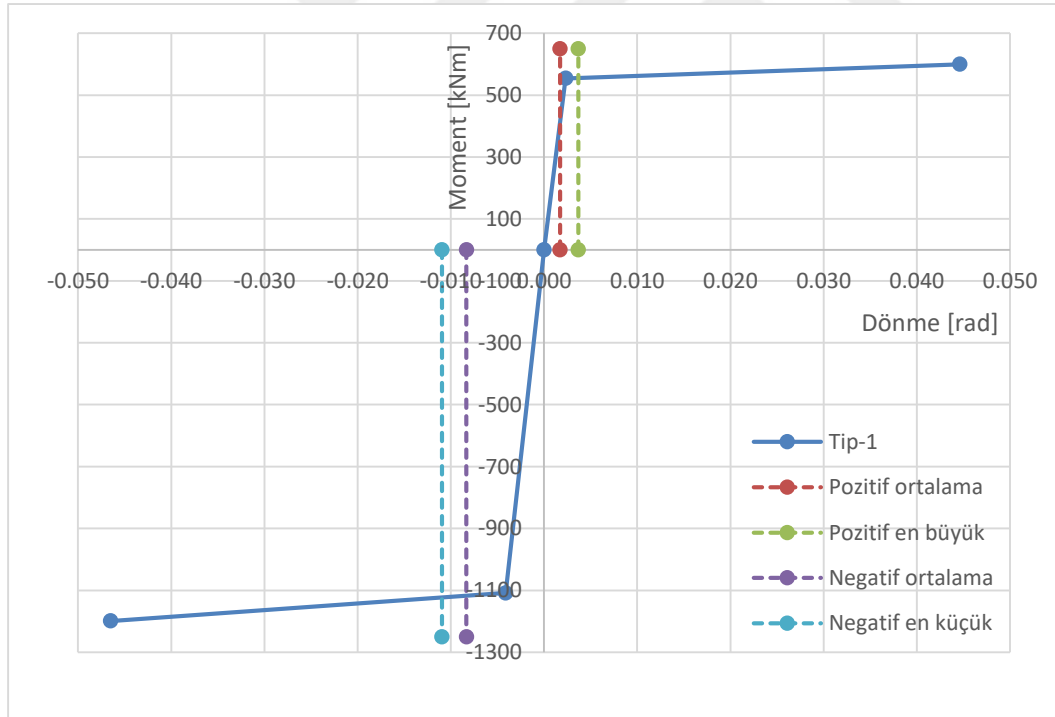
Kolon	Tip	Lokasyon	$R_{Y_{MAB1}}$	$R_{X_{MAB1}}$	$R_{Y_{DPM}}$	$R_{X_{DPM}}$	$R_{Y_{MAB1/DPM}}$	$R_{X_{MAB1/DPM}}$
1	C102	Alt Uç	0.00047	0.00047	0.00078	0.00070	0.60	0.68
		Üst Uç	-	-	-	-	-	-
2	C101	Alt Uç	0.00013	0.00005	0.00017	0.00022	0.76	0.22
		Üst Uç	-	-	-	-	-	-
3	C102	Alt Uç	0.00043	0.00044	0.00075	0.00069	0.57	0.64
		Üst Uç	-	-	-	-	-	-
4	C101	Alt Uç	0.00019	0.00011	0.00018	0.00010	1.05	1.15
		Üst Uç	-	-	-	-	-	-
5	C201	Alt Uç	0.00047	0.00202	0.00039	0.00126	1.23	1.60
6	C202	Alt Uç	0.00011	0.00025	0.00006	0.00012	1.86	2.02
7	C201	Alt Uç	0.00070	0.00173	0.00050	0.00120	1.39	1.44
8	C202	Alt Uç	0.00004	0.00014	0.00004	0.00013	1.07	1.09

Zaman tanım alanında doğrusal olmayan analizler sonucunda, DPM tipi birleşime sahip yapıda tüm DPM kesitlerinin dönme talepleri incelenmiştir. Her DPM kesiti için 22 adet analizin ortalaması alınarak pozitif ve negatif eğilme yönlerinde en büyük ve en küçük dönme talepleri toplanmıştır. Daha sonra DPM kesitleri kendi içlerinde gruplandırılarak her bir tipe ait en büyük, en küçük ve ortalama dönme talepleri belirlenmiştir.

Buna göre Tip-1 DPM kesiti için elde edilen dönme talepleri Çizelge 4.49’da, bu değerlerin Tip-1’e ait moment – dönme ilişkisi grafiği üzerinde gösterimi ise Şekil 4.70’de verilmiştir. Negatif dönme için tabloda ve grafikte en küçük olarak gösterilen değer aslında skaler olarak en büyük dönme değerini temsil etmektedir.

**Çizelge 4.49 :** Tip-1 değiştirilebilir plastik mafsallık için dönme talepleri.

	Pozitif Dönme [rad]	Negatif Dönme [rad]
En büyük	0.0037	En büyük -0.0055
En küçük	-0.0003	En küçük -0.0110
Ortalama	0.0017	Ortalama -0.0083



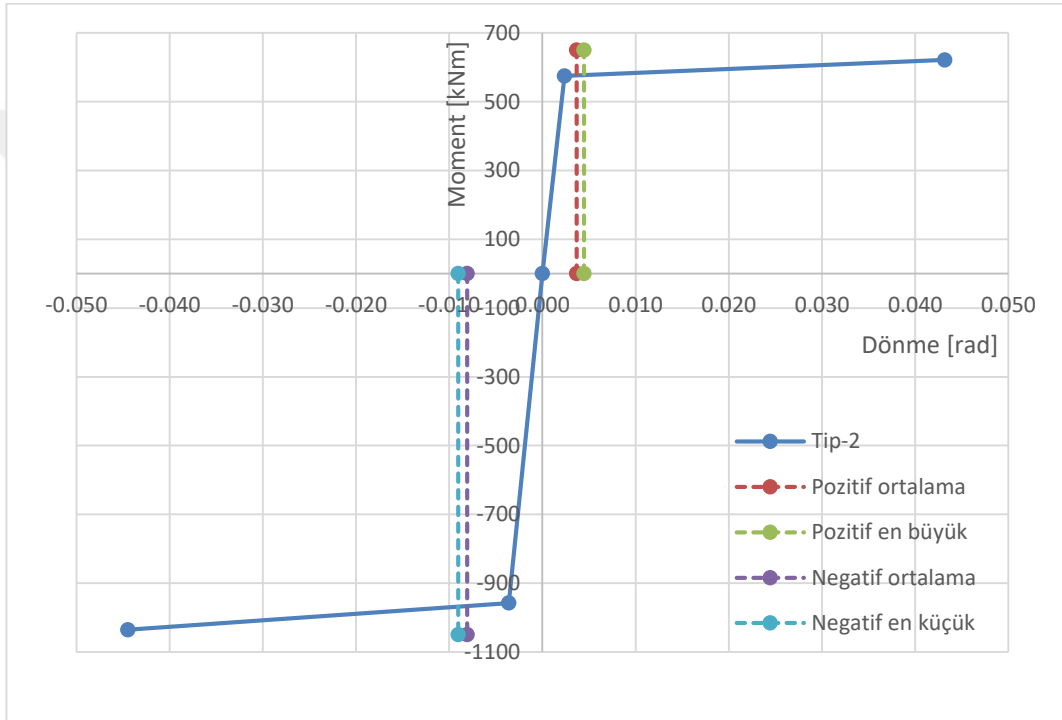
**Şekil 4.70 :** Tip-1 değiştirilebilir plastik mafsallık için dönme talepleri.

Tip-1 DPM kesitleri arasında en büyük pozitif dönme talebi 0.0037 rad, tüm Tip-1 kesitlerinin ortalama pozitif dönme talebi ise 0.0017 rad olarak hesaplanmıştır. Negatif dönme talebi ise; skaler olarak en büyük 0.0110 rad, ortalamada ise 0.0083 rad olarak hesaplanmıştır.

Tip-2 DPM kesiti için elde edilen dönme talepleri Çizelge 4.50’de, bu değerlerin Tip-2’ye ait moment – dönme ilişkisi grafiği üzerinde gösterimi ise Şekil 4.71’de verilmiştir.

**Çizelge 4.50 :** Tip-2 değiştirilebilir plastik mafsalsal için dönme talepleri.

Pozitif Dönme [rad]		Negatif Dönme [rad]	
En büyük	0.0045	En büyük	-0.0071
En küçük	0.0029	En küçük	-0.0090
Ortalama	0.0037	Ortalama	-0.0081



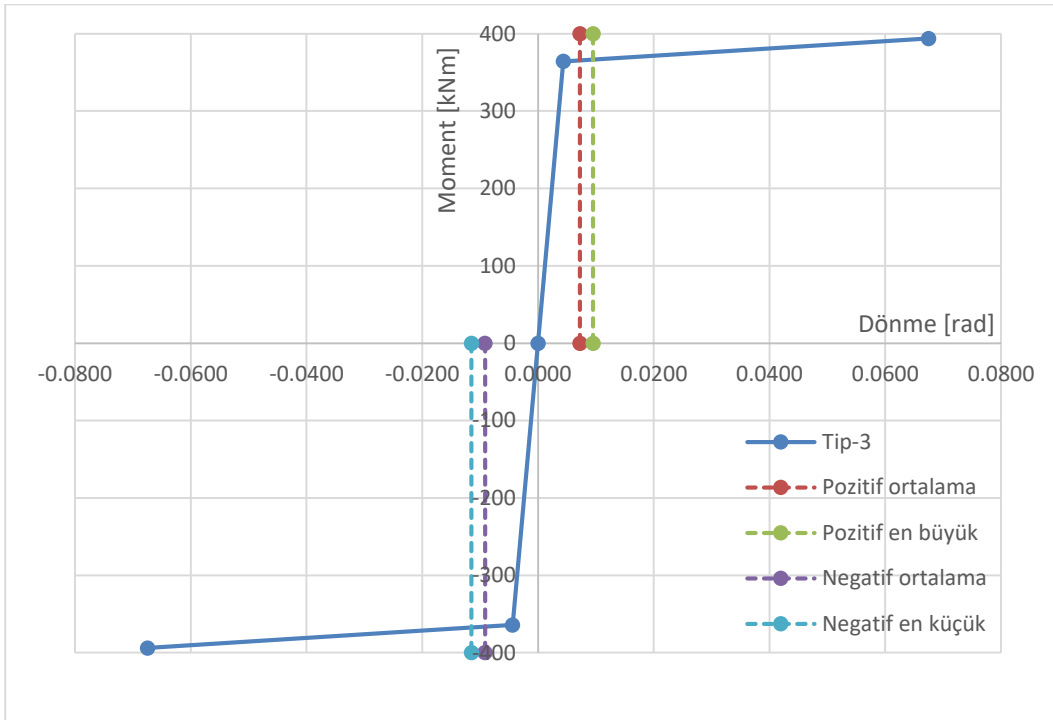
**Şekil 4.71 :** Tip-2 değiştirilebilir plastik mafsalsal için dönme talepleri.

Tip-2 DPM kesitleri arasında en büyük pozitif dönme talebi 0.0045 rad, tüm Tip-2 kesitlerinin ortalama pozitif dönme talebi ise 0.0037 rad olarak hesaplanmıştır. Negatif dönme talebi ise; skaler olarak en büyük 0.0090 rad, ortalamada ise 0.0081 rad olarak hesaplanmıştır.

Tip-3 DPM kesiti için elde edilen dönme talepleri Çizelge 4.51’de, bu değerlerin Tip-3’e ait moment – dönme ilişkisi grafiği üzerinde gösterimi ise Şekil 4.72’de verilmiştir.

**Çizelge 4.51 :** Tip-3 değiştirilebilir plastik mafsal için dönme talepleri.

	Pozitif Dönme [rad]	Negatif Dönme [rad]
En büyük	0.0095	En büyük -0.0068
En küçük	0.0053	En küçük -0.0115
Ortalama	0.0073	Ortalama -0.0091



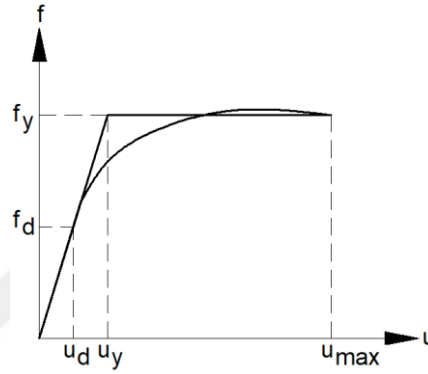
**Şekil 4.72 :** Tip-3 değiştirilebilir plastik mafsal için dönme talepleri.

Tip-3 DPM kesitleri arasında en büyük pozitif dönme talebi 0.0095 rad, tüm Tip-3 kesitlerinin ortalama pozitif dönme talebi ise 0.0073 rad olarak hesaplanmıştır. Negatif dönme talebi ise; skaler olarak en büyük 0.0115 rad, ortalamada ise 0.0091 rad olarak hesaplanmıştır.

#### 4.2.10 Statik itme analizi sonuçları

MAB1 ve DPM tipi bağlantılara sahip yapıların taşıyıcı sistem davranış katsayısını belirlemek için statik itme analizi yapılmıştır. Yapılar, birbirine dik iki yatay doğrultusu için hakim doğal titreşim moduna göre ayrı ayrı itme analizine tabi tutulup, taban kesme kuvveti – yer değiştirme grafikleri elde edilmiştir.

Aşağıdaki Şekil 4.73’de örnek bir statik itme analizi eğrisi gösterilmiş, grafikteki verileri kullanarak taşıyıcı sistem davranış katsayısının hesaplanması açıklanmıştır.



Şekil 4.73 : Örnek statik itme analizi eğrisi.

Statik itme analizi sonucu elde edilen taban kesme kuvveti – yer değiştirme eğrisi bi-lineer hale getirilerek sistemin akma dayanımı  $f_y$ , ve akma anındaki deplasman değeri  $u_y$  elde edilir. Sistemin tasarım dayanımı ise  $f_d$  ile gösterilmiştir.

Buna göre; dayanım fazlalığı katsayısı  $D$ , akma dayanımının tasarım dayanımına oranı olarak denklem 4.33’de gösterildiği gibi hesaplanır.

$$D = f_y / f_d \quad (4.33)$$

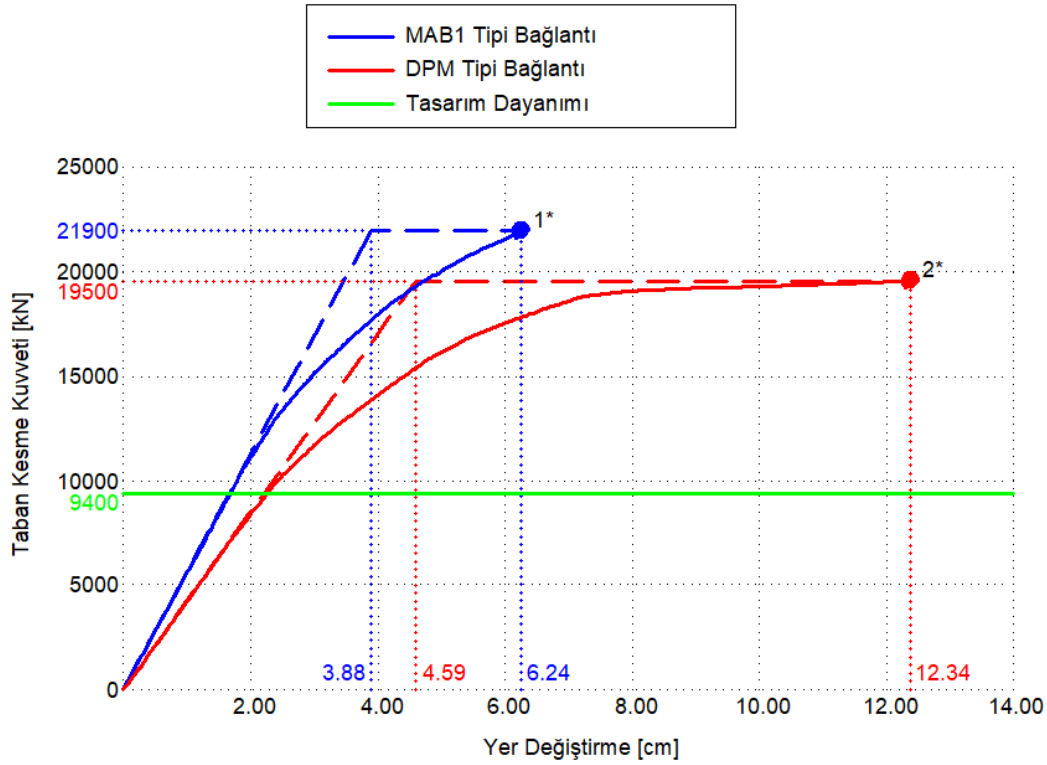
Süneklik kapasitesi  $\mu$ , sistemin taşıma gücünü kaybetmeden yapabileceği en büyük deplasmanın akma anındaki deplasmana oranı olarak denklem 4.34’de gösterildiği gibi hesaplanır.

$$\mu = u_{max} / u_y \quad (4.34)$$

Taşıyıcı sistem davranış katsayısı  $R$  ise; dayanım fazlalığı katsayısı, süneklik kapasitesi ve bina önem katsayısına bağlı olarak denklem 4.35’de gösterildiği gibi hesaplanır.

$$R = I \times D \times \mu \quad (4.35)$$

Yapının kısa doğrultusu için elde edilen statik itme analizi eğrileri Şekil 4.74’de gösterilmiştir.



1\* : B101 kirişlerinde beton ezilmesine bağlı güç tükenmesi sonucu çerçeve taşıma gücünü kaybetti.

2\* : Tip-1 sigorta elemanların kopması sonucu çerçeve taşıma gücünü kaybetti.

Şekil 4.74 : Kısa doğrultu statik itme analizi eğrileri.

Grafiğe göre dayanım fazlalığı katsayısı  $D$ , her iki sistem için aşağıda gösterildiği gibi hesaplanır.

$$D_{MAB1} = \frac{21900 \text{ kN}}{9400 \text{ kN}} = 2.33$$

$$D_{DPM} = \frac{19500 \text{ kN}}{9400 \text{ kN}} = 2.07$$

DPM tipi bağlantıya sahip yapı için doğrusal deprem analizi ve tasarım yapılmamıştır. Eğer DPM tipi bağlantıya sahip yapı için doğrusal deprem analizi yapılmış olsaydı, yapının rijitliğinin azalmasına bağlı olarak bir miktar periyot artışı gözlenecek, bu durumda tasarım spektral ivme değerinde küçülme meydana gelecekti. Bu küçülme de tasarım deprem yükünün azalmasına neden olacaktı. Ancak; taşıyıcı sistem görece daha küçük olan tasarım deprem yüküne göre boyutlandırılacağı için, taşıyıcı sistem elemanlarının taşıma kapasitesi azalacak, dolayısıyla sistemin akma dayanımında da azalma meydana gelecekti. Bu sebeple tasarım deprem yükünün her iki sistem için de aynı olduğu varsayılarak hesaplara devam edilmiştir.



Sistemlerin deplasman sünekliği aşağıdaki gibi hesaplanır:

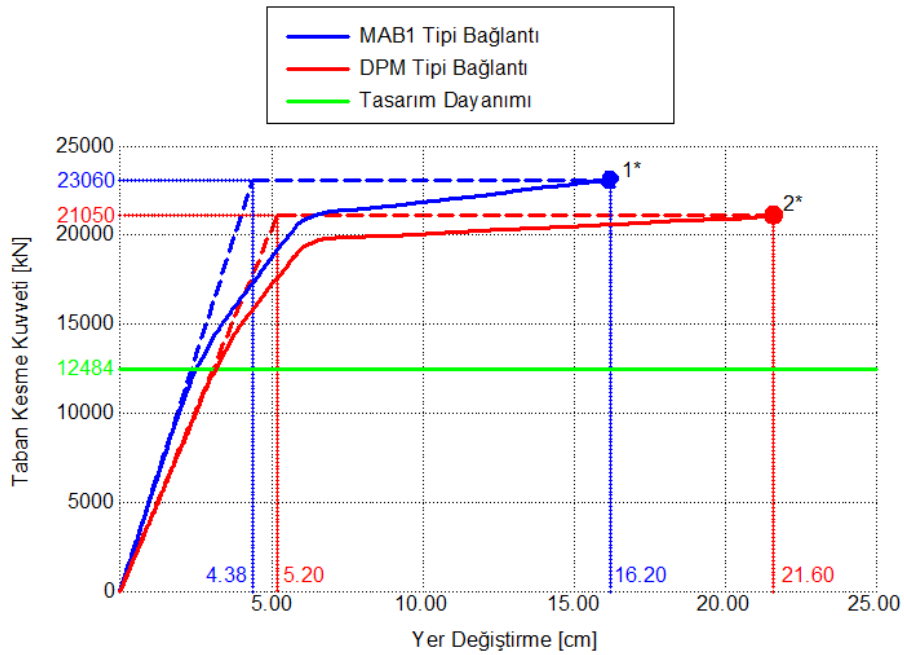
$$\mu_{MAB1} = \frac{6.24 \text{ cm}}{3.88 \text{ cm}} = 1.61 \quad \mu_{DPM} = \frac{12.34 \text{ cm}}{4.59 \text{ cm}} = 2.69$$

Buna göre taşıyıcı sistem davranış katsayısı R; aşağıdaki gibi hesaplanır:

$$R_{MAB1} = 2.33 \times 1.61 \times 1.00 = 3.75 \quad R_{DPM} = 2.07 \times 2.69 \times 1.00 = 5.57$$

Sonuç olarak, MAB1 tipi bağlantıya sahip yapı için taşıyıcı sistem davranış katsayısı 3.75, DPM tipi bağlantıya sahip yapı için taşıyıcı sistem davranış katsayısı 5.57 olarak hesaplanmıştır.

Yapının uzun doğrultusu için elde edilen statik itme analizi eğrileri Şekil 4.75'de gösterilmiştir.



1\* : B103 ve B104 kirişlerinde donatı kopmasına bağlı güç tükenmesi sonucu çerçeve taşıma gücünü kaybetti.

2\* : Tip-3 sigorta elemanların kopması sonucu çerçeve taşıma gücünü kaybetti.

**Şekil 4.75 :** Uzun doğrultu statik itme analizi eğrileri.

Grafiğe göre dayanım fazlalığı katsayısı D, her iki sistem için aşağıda gösterildiği gibi hesaplanır.

$$D_{MAB1} = \frac{23060 \text{ kN}}{12484 \text{ kN}} = 1.85 \quad D_{DPM} = \frac{21050 \text{ kN}}{12484 \text{ kN}} = 1.69$$

DPM tipi bağlantıya sahip yapının dayanım fazlalığı katsayısının hesaplanmasında yapılan varsayım, kısa doğrultuda yapılan hesapta açıklandığı gibidir.

Sistemlerin deplasman sünekliği aşağıdaki gibi hesaplanır:

$$\mu_{MAB1} = \frac{16.20 \text{ cm}}{4.38 \text{ cm}} = 3.70 \qquad \mu_{DPM} = \frac{21.60 \text{ cm}}{5.20 \text{ cm}} = 4.15$$

Buna göre taşıyıcı sistem davranış katsayısı R; aşağıdaki gibi hesaplanır:

$$R_{MAB1} = 1.85 \times 3.70 \times 1.00 = 6.85 \qquad R_{DPM} = 1.69 \times 4.15 \times 1.00 = 7.01$$

Sonuç olarak, MAB1 tipi bağlantıya sahip yapı için taşıyıcı sistem davranış katsayısı 6.85, DPM tipi bağlantıya sahip yapı için taşıyıcı sistem davranış katsayısı 7.01 olarak hesaplanmıştır.

## 5. SONUÇLARIN DEĞERLENDİRİLMESİ VE ÖNERİLER

Bu tez çalışması kapsamında, uygulamada sıklıkla karşılaştığımız tipte bir endüstri yapısının doğrusal tasarımı yapılmış ve sonrasında iki farklı birleşim tipi kullanılması durumuna göre karşılıklı olarak performans değerlendirmesi yapılmıştır. Her iki yapı tipi için 22 adet ZTADOA ve statik itme analizi yapıp elde edilen sonuçların değerlendirilmesi ve birtakım öneriler aşağıda maddeler halinde sıralanmıştır.

- DPM kesitlerinin dönme rijitlikleri betonarme kiriş kesitlerine kıyasla görece daha küçük olduğu için, DPM tipi birleşim kullanılan yapının çerçeve rijitliği azalmış ve doğal titreşim periyotlarında yaklaşık %10 artış gözlenmiştir. Çizelge 5.1’de her iki yapının doğrusal olmayan analizde kullanılan etkin kesit rijitlikleri ile hesaplanan hakim doğal titreşim periyotları ve modal kütle katılım oranları gösterilmiştir.

**Çizelge 5.1** : Hakim doğal titreşim periyotları ve modal kütle katılım oranları.

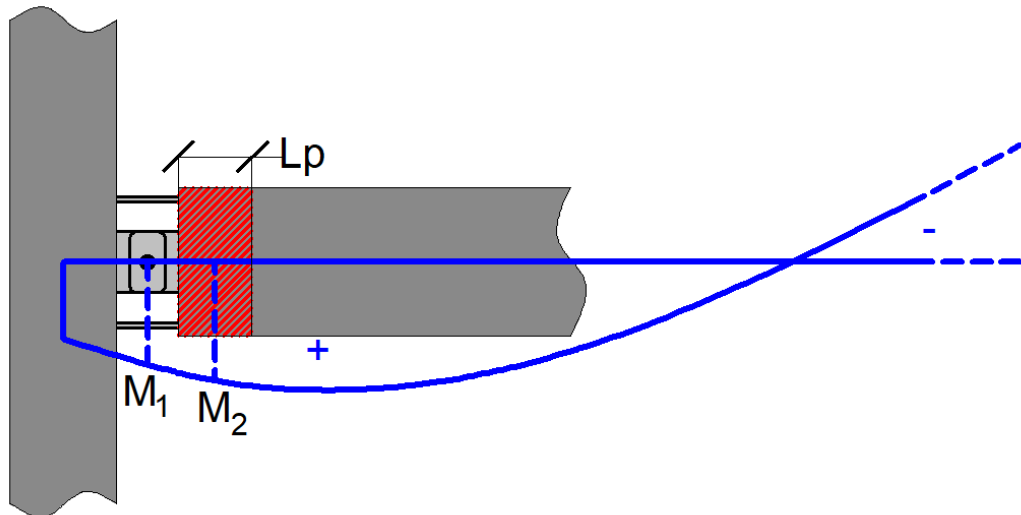
	$T_{kisa}$ [s]	% <sub>kisa</sub>	$T_{uzun}$ [s]	% <sub>uzun</sub>
MAB1	0.648	53%	0.534	60%
DPM	0.714	59%	0.591	53%

- ZTADOA sonucunda en büyük taban kesme kuvveti talepleri, MAB1 tipi yapı için kısa doğrultuda %14, uzun doğrultuda %4 daha fazla hesaplanmıştır.
- ZTADOA sonucunda, kesme kuvveti talebi daha küçük olmasına rağmen, DPM tipi bağlantıya sahip yapının deplasman talepleri her iki kat için kısa doğrultuda yaklaşık %15, uzun doğrultuda ise yaklaşık %18 daha fazla hesaplanmıştır.
- ZTADOA sonucunda MAB1 tipi birleşime sahip yapının tüm kirişleri kontrollü hasar performans düzeyinde [KH] kalırken, DPM tipi birleşime sahip yapının herhangi bir kirişinde plastik hasar görülmemiş, tüm plastik hasar hedeflendiği gibi DPM kesitlerinde toplanmıştır.
- ZTADOA sonucunda MAB1 ve DPM tipi birleşime sahip yapıların tüm kolonları kontrollü hasar performans düzeyinde [KH] kalmıştır.

- Birinci kat kolonlarında, yalnızca alt uçlarda elastik ötesi hasar gözlenmiştir. Üst düğüm noktasına birleşen kiriş yükseklikleri boyunca kolon kesiti üzerinde yarı rijit bölge tanımlanıp, plastik mafsal bu bölgenin dışına atanmıştır. Dolayısıyla üst plastik mafsal kesitinde okunan eğilme momenti değerleri görece küçülüp, elastik ötesi hasara sebebiyet vermemiştir.
- ZTADOA sonucunda kıyaslanan kolon kesitlerinde meydana gelen plastik şekil değiştirmeler çok küçük mertebelerde olduğu için, bir başka deyişle kolonlar elastik sınıra çok yakın oldukları için, plastik şekil değiştirmelerde iki yapı arasında mantıklı bir kıyaslama yapılamayacak kadar sapmalar gözlemlenmiştir. Kolonlarda plastik şekil değiştirmelerin çok küçük mertebelerde olması iki sonuca bağlanabilir. Bunlardan birincisi; kolonlar tasarlanırken hasar almaları istenmeyip, sahip olması gereken dayanımdan bir miktar daha güçlü donatılmış olmalarıdır. İkinci neden ise, tasarım yapılırken kabul edilen taşıyıcı sistem davranış katsayısının gerçekte olan taşıyıcı sistem davranış katsayısından küçük olmasıdır.
- Kolon iç kuvvetlerinin kıyaslamasına bakıldığında, birinci kat kolonlarında kesme kuvveti talepleri oranının her iki doğrultu için yapı toplam taban kesme kuvveti oranlarıyla benzer olduğu görülmektedir. İkinci kat kolonlarında bu şekilde bir benzerlik görülmemektedir. Çünkü kat rijitliklerinin değişmesiyle birlikte, katların toplam taban kesme kuvvetini paylaşımları da farklı olacaktır.
- Statik itme analizleri sonucu; kısa doğrultu için MAB1 ve DPM tipi birleşimli yapıların taşıyıcı sistem davranış katsayısı sırasıyla 3.75 ve 5.57 olarak hesaplanmıştır. Buna göre iki sistemin taşıyıcı sistem davranış katsayıları arasındaki fark % 48.5 mertebelerinde olmaktadır.
- Statik itme analizleri sonucu; MAB1 tipi birleşimli yapı, kısa doğrultuda B101 kirişlerinde beton ezilmesine bağlı güç tükenmesi sonucu taşıma gücünü kaybetmiştir. Bu duruma sebep olan ana neden, bu kirişlerin düşey yükleri de taşımaları sebebiyle mesnet kesitlerinde negatif moment etkisinde (üstte çekme) donatı oranının artmasıdır. Bu donatı artışına bağlı olarak, negatif moment etkisinde kesit sünekliğinde ciddi bir azalma meydana gelmiş, bu durum tüm yapının davranışına yansımıştır.
- Statik itme analizleri sonucu; uzun doğrultu için MAB1 ve DPM tipi birleşimli yapıların taşıyıcı sistem davranış katsayısı sırasıyla 6.85 ve 7.01 olarak

hesaplanmıştır. Buna göre iki sistemin taşıyıcı sistem davranış katsayıları arasındaki fark % 2.3 mertebelerinde olmaktadır.

- MAB1 tipi birleşime sahip yapı için, iki doğrultudaki taşıyıcı sistem davranış katsayıları büyük oranda farklılık göstermektedir. Ekonomik ve güvenli bir tasarım yapabilmek adına bu tip yapıların her iki doğrultusu için ayrı taşıyıcı sistem davranış katsayısının kullanılması uygun olacaktır.
- Doğrusal tasarıma başlarken taşıyıcı sistem davranış katsayısı  $R = 3$  olarak kabul edilmişti. Analizler sonucu elde edilen taşıyıcı sistem davranış katsayıları yapılan bu kabulün fazla konservatif kaldığını, dolayısıyla taşıyıcı sistem elemanlarının gerektiğinden fazla dayanıma göre tasarlandığını göstermiştir. Bu durum, üstte de bahsedildiği gibi boyutlandırılan elemanlarda oluşan elastik ötesi hasarın küçük mertebelerde kalmasının nedenlerinden biridir.
- Döşemelerin düşey yükünü aktardığı kirişler için, deprem ve düşey yüklerin ortak etkisi altında mesnette pozitif moment oluşması durumunda, Şekil 5.1’de gösterildiği gibi kiriş olası plastik mafsallık bölgesindeki pozitif eğilme momenti değeri birleşim bölgesindeki değerin üzerinde çıkabilmektedir. Bu durum kirişe aktarılan düşey yük miktarıyla doğrudan ilişkili olup, DPM kesitinin eğilme kapasitesi Bölüm 3’de bahsedilen  $\alpha$  katsayısı ile sınırlandırılırken, kirişte meydana gelecek olası plastik mafsallığın önüne geçilmesi gerekmektedir.



**Şekil 5.1 :** Düşey yükler ve deprem yüklemesinin ortak etkisi altında kiriş tipik eğilme momenti diyagramı.



## KAYNAKLAR

- Barka G., Ataköy H., Yüksel E.** (2018). *Beton Prefabrikasyon El Kitabı: Tasarım, Üretim ve Montaj Esasları*, Türkiye Prefabrik Birliği, Ankara.
- Chopra, A.K.** (2000). *Dynamics of Structures: Theory and Applications to Earthquake Engineering*, Prentice Hall, New Jersey.
- DBYBHY** (2007). Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında Yönetmelik, *Bayındırlık ve İskan Bakanlığı*, Ankara.
- Fahjan, Y.M.** (2008). Türkiye Deprem Yönetmeliği (DBYBHY, 2007) Tasarım İvme Spektrumuna Uygun Gerçek Deprem Kayıtlarının Seçilmesi ve Ölçeklenmesi, *İMO Teknik Dergi*, Cilt:19, Sayı:3, 4423-4444.
- FEMA 356** (2000). Prestandard and Commentary for The Seismic Rehabilitation of Buildings, *Federal Emergency Management Agency*, Washington D.C.
- Im H.J., Park H.G, Eom T.S.** (2013). Cyclic Loading Test for Reinforced Concrete Emulated Beam – Column Connection of Precast Concrete Moment Frame, *ACI Structural Journal*, Vol:110, No:1, 115-126.
- Karakuş, K.** (2022). *Betonarme Önüretim Kiriş Kolon Bağlantısı İçin Önerilen Sigorta Tipi Mekanik Maşonun Özelliklerinin Deneysel Olarak Belirlenmesi* (Yüksek Lisans Tezi). İstanbul Teknik Üniversitesi, Lisansüstü Eğitim Enstitüsü, İstanbul.
- Mander, J.B., Priestley, M.J.N., Park, R.** (1988). Theoretical Stress – Strain Model for Confined Concrete, *Journal of Structural Engineering (ASCE)*, 114 (8), 1804-1826.
- Özer, E.** (2009). Yapı Sistemlerinin Lineer Olmayan Analizi Ders Notları, İstanbul
- SAP2000** (Version 23.2.0) [Computer Software]. *Structural Analysis Program*, Computer and Structures Inc., Berkeley, California.
- SeismoSignal** (Version 4.3.0) [Computer Software]. *Earthquake Software for Signal Processing of Strong-Motion Data*, Seismosoft, Pavia, Lombardia.
- TBDY** (2018). Deprem Etkisi Altında Binaların Tasarımı İçin Esaslar, *Çevre ve Şehircilik Bakanlığı*, Ankara.
- TS 498** (1977). Yapı Elemanlarının Boyutlandırılmasında Alınacak Yüklerin Hesap Değerleri, *Türk Standartları Enstitüsü*, Ankara.
- TS 500** (2000). Betonarme Yapıların Tasarım ve Yapım Kuralları, *Türk Standartları Enstitüsü*, Ankara.
- Yüksel E., Özkan Ü.** (2018). *Önüretimli Betonarme Örnek Bir Sanayi Binasının TBDY-2018'e Göre Analiz ve Tasarımı*, Türkiye Prefabrik Birliği, Ankara.

**Yüksel E., Özkaynak H, Soydan C., Güllü A.** (2019). Sandviç Panellerin Düzlem İçi Yükler Etkisindeki Davranışı ve Çatı Düzlem İçi Rijitliğine Katkıları, *Beton Prefabrikasyon*, Sayı:129, 5-13.

**Url-1** <<https://tdth.afad.gov.tr/TDTH/main.xhtml>>, erişim tarihi 02.11.2021.

**Url-2** <<https://ngawest2.berkeley.edu/>>, erişim tarihi 20.11.2021.





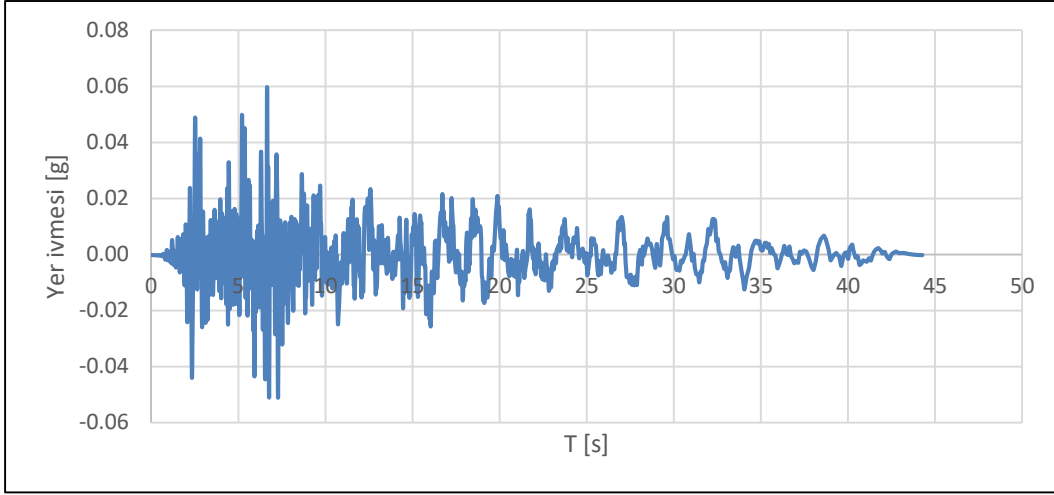
## **EKLER**

**EK A:** Deprem İvme Kayıtları ve Yatay Davranış Spektrumları

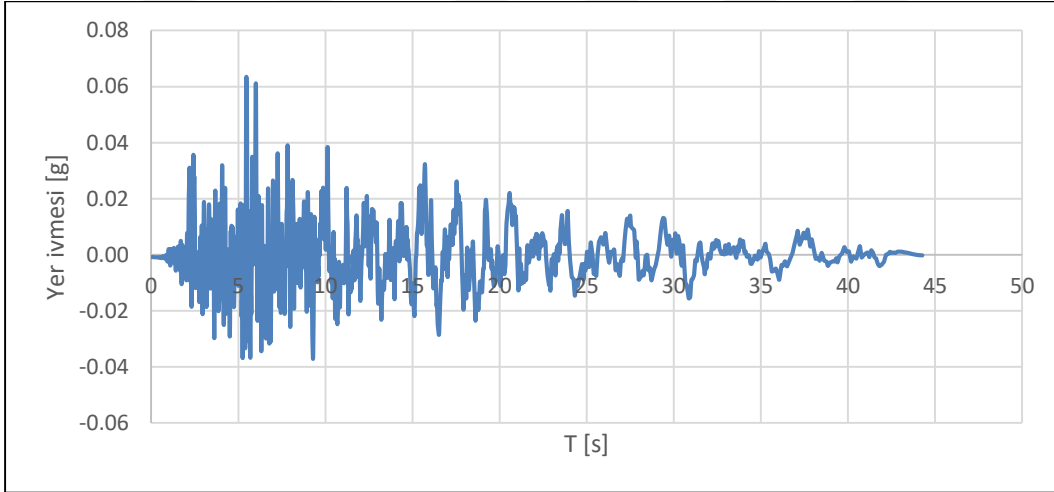
**EK B:** Zaman Tanım Alanında Doğrusal Olmayan Analiz Taban Kesme Kuvveti –  
Tepe Yer Değiştirmesi Grafikleri



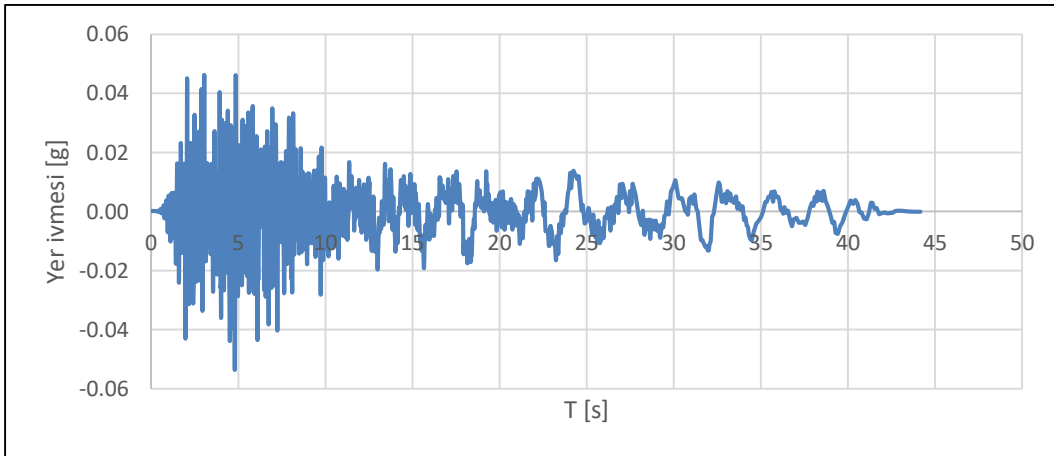
## EK A



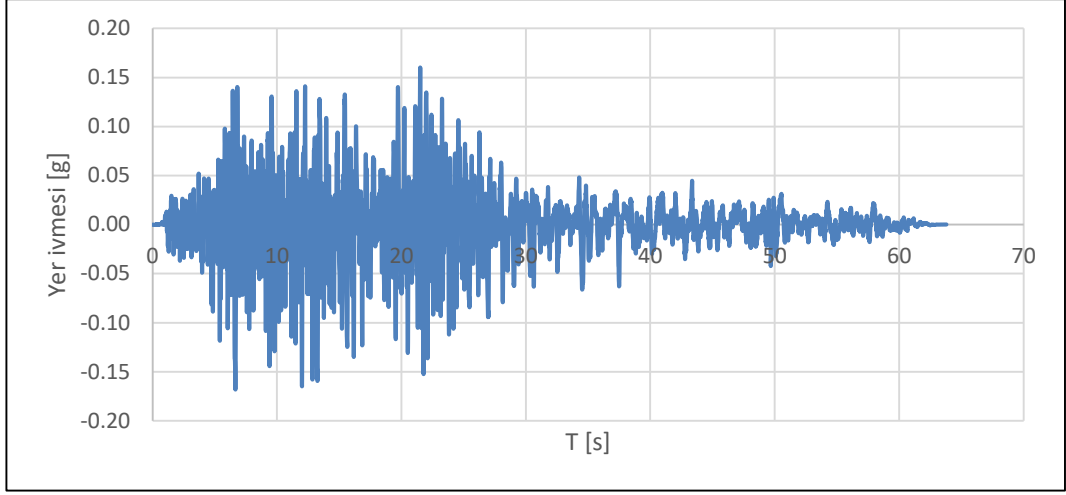
**Şekil A.1** : Parkfield, CA depremi yatay bileşen (0 derece) ivme – zaman kaydı.  
(RSN = 28)



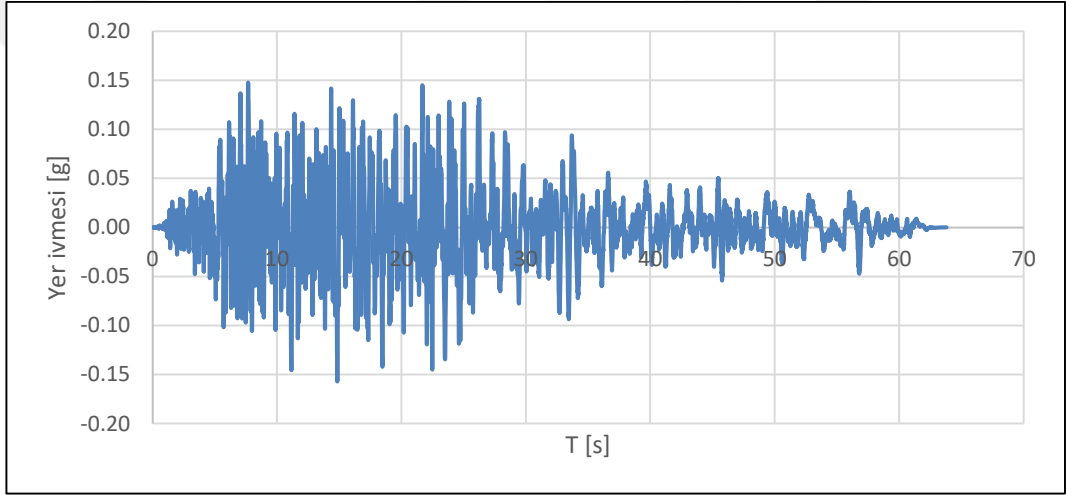
**Şekil A.2** : Parkfield, CA depremi yatay bileşen (90 derece) ivme – zaman kaydı.  
(RSN = 28)



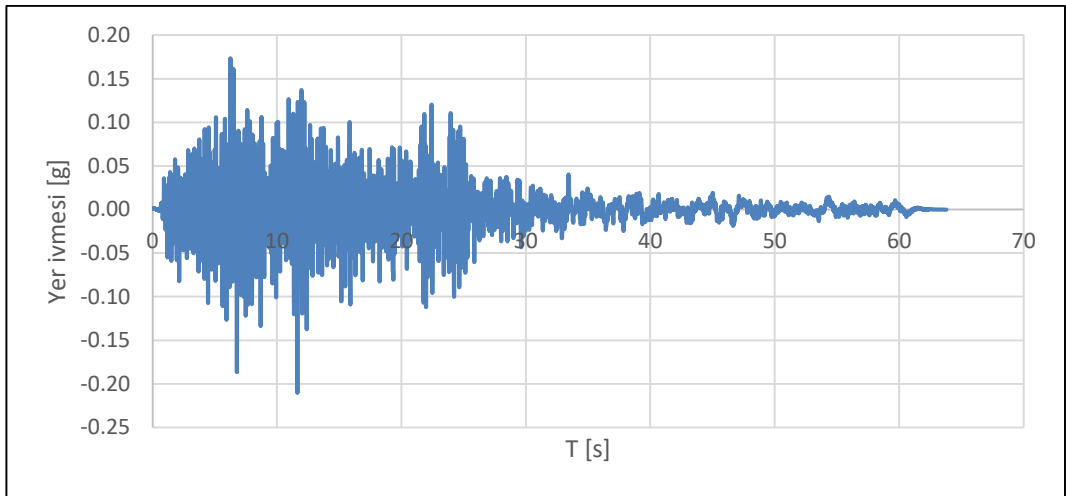
**Şekil A.3** : Parkfield, CA depremi düşey bileşen ivme – zaman kaydı.  
(RSN = 28)



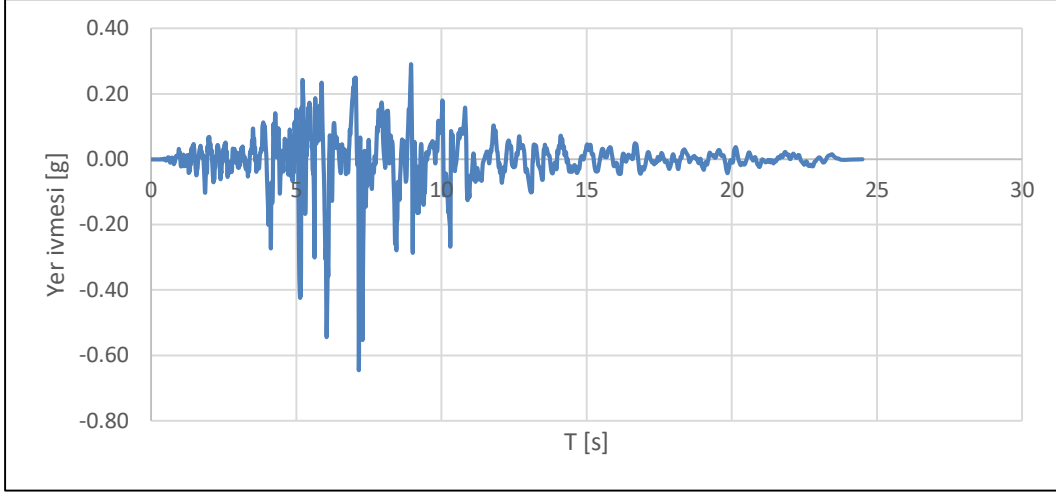
**Şekil A.4 :** Imperial Valley – 06 depremi yatay bileşen (0 derece) ivme – zaman kaydı. (RSN = 164)



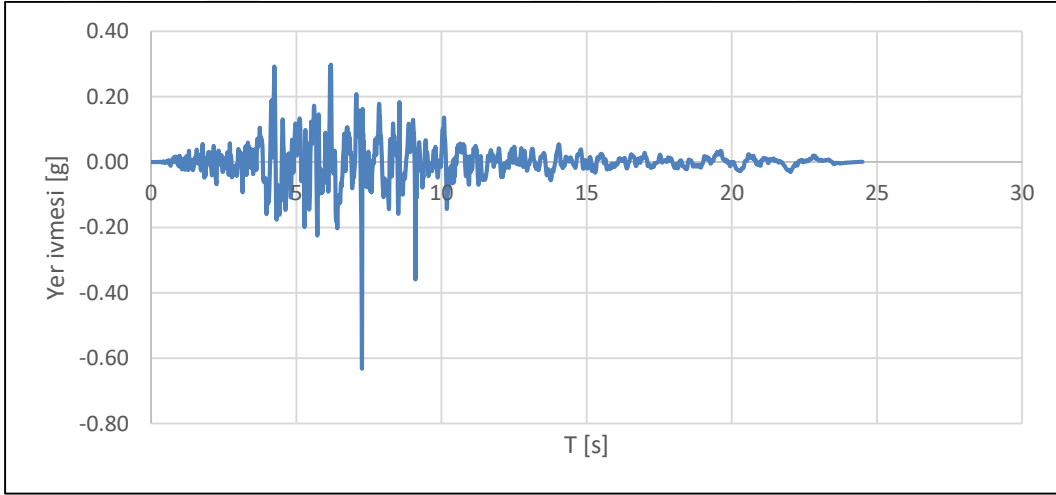
**Şekil A.5 :** Imperial Valley – 06 depremi yatay bileşen (90 derece) ivme – zaman kaydı. (RSN = 164)



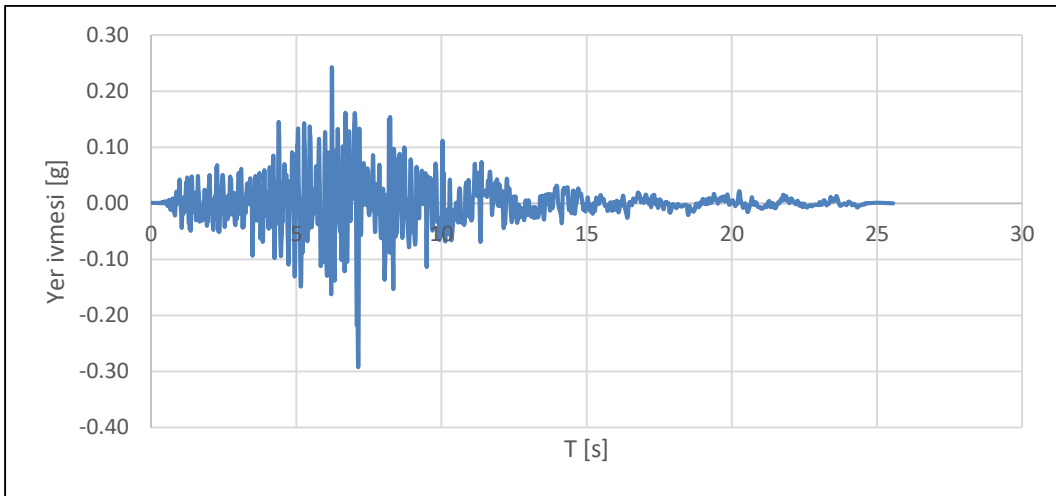
**Şekil A.6 :** Imperial Valley – 06 depremi düşey bileşen ivme – zaman kaydı. (RSN = 164)



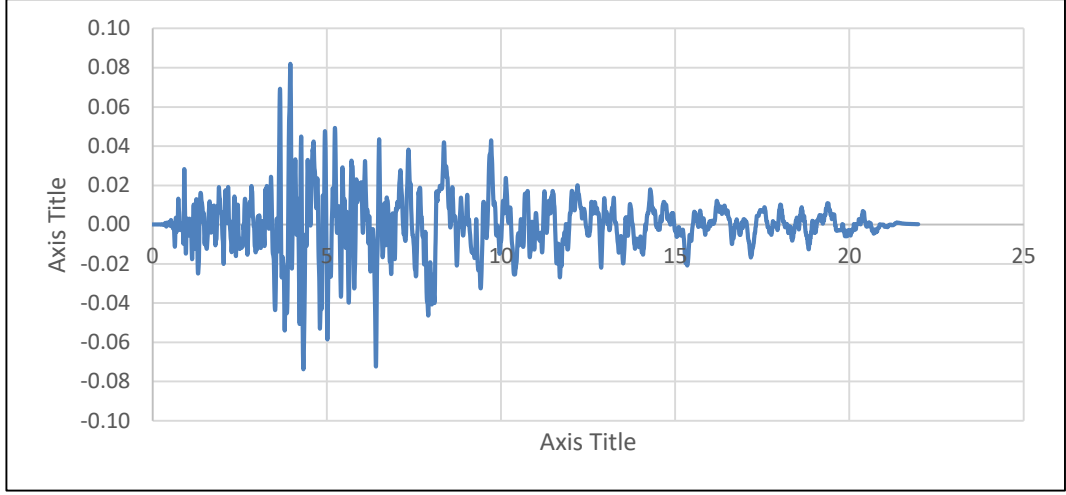
**Şekil A.7 :** Victoria, Mexico depremi yatay bileşen (0 derece) ivme – zaman kaydı. (RSN = 265)



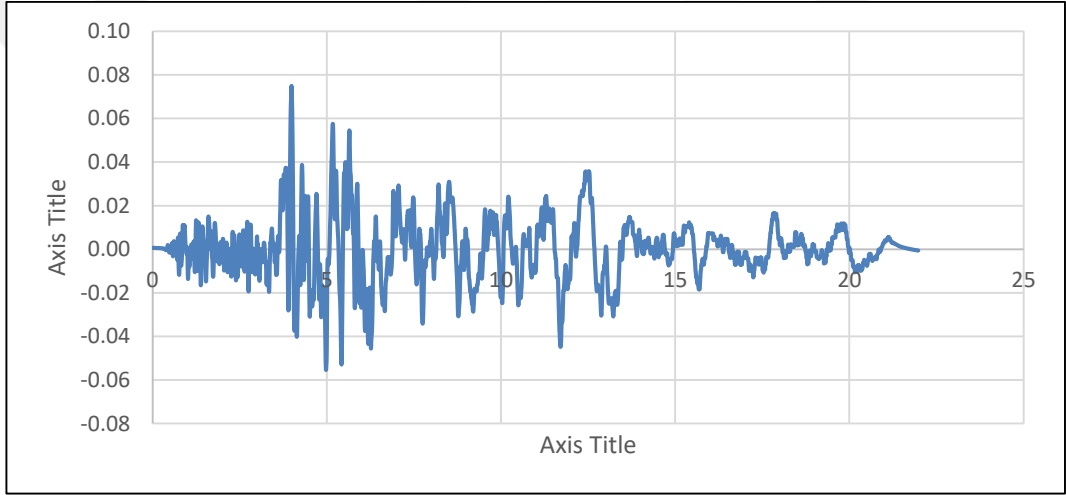
**Şekil A.8 :** Victoria, Mexico depremi yatay bileşen (90 derece) ivme – zaman kaydı. (RSN = 265)



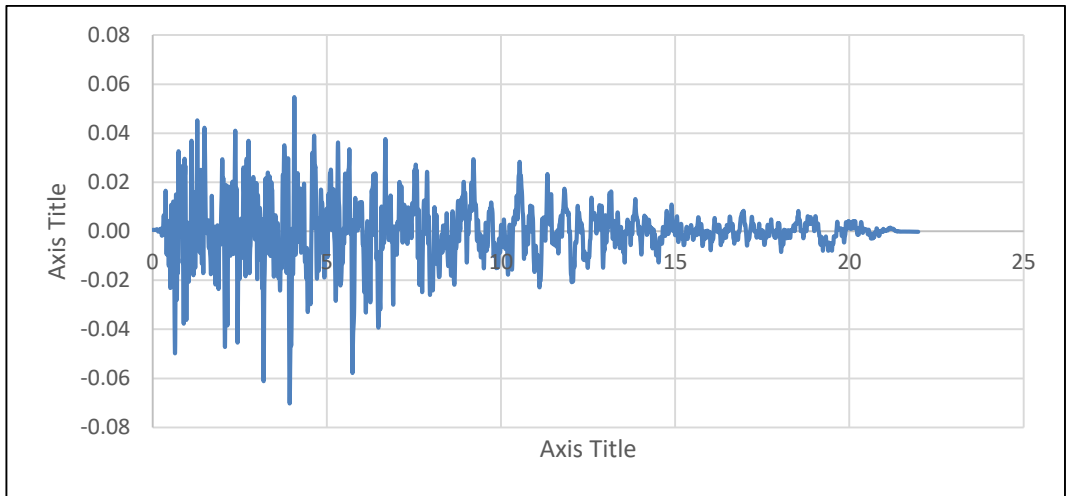
**Şekil A.9 :** Victoria, Mexico depremi düşey bileşen ivme – zaman kaydı. (RSN = 265)



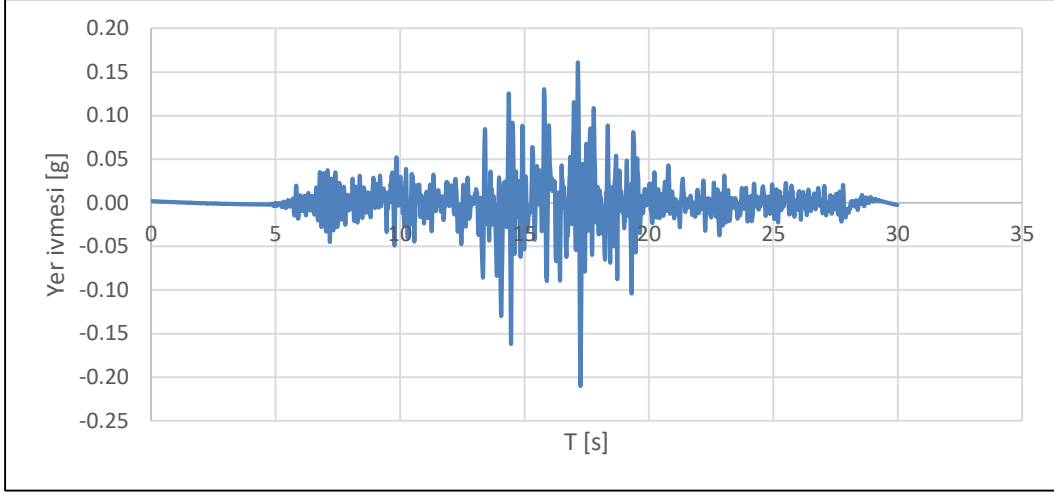
**Şekil A.10 :** Chalfant Valley – 02 depremi yatay bileşen (0 derece) ivme – zaman kaydı. (RSN = 554)



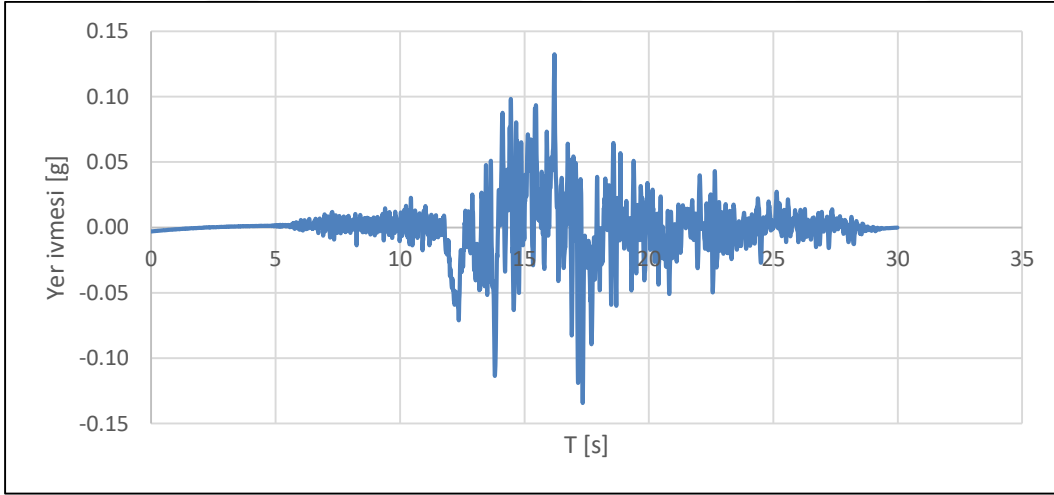
**Şekil A.11 :** Chalfant Valley – 02 depremi yatay bileşen (90 derece) ivme – zaman kaydı. (RSN = 554)



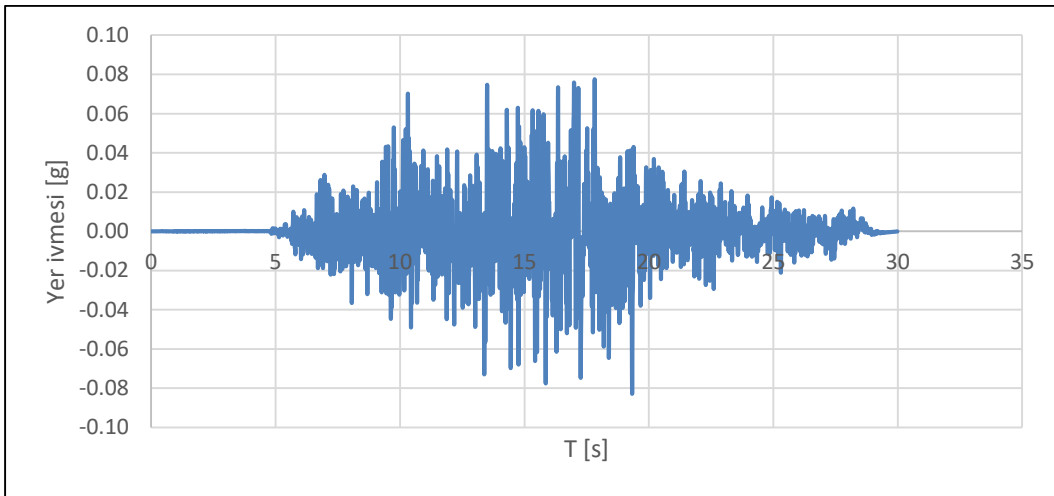
**Şekil A.12 :** Chalfant Valley – 02 depremi düşey bileşen ivme – zaman kaydı. (RSN = 554)



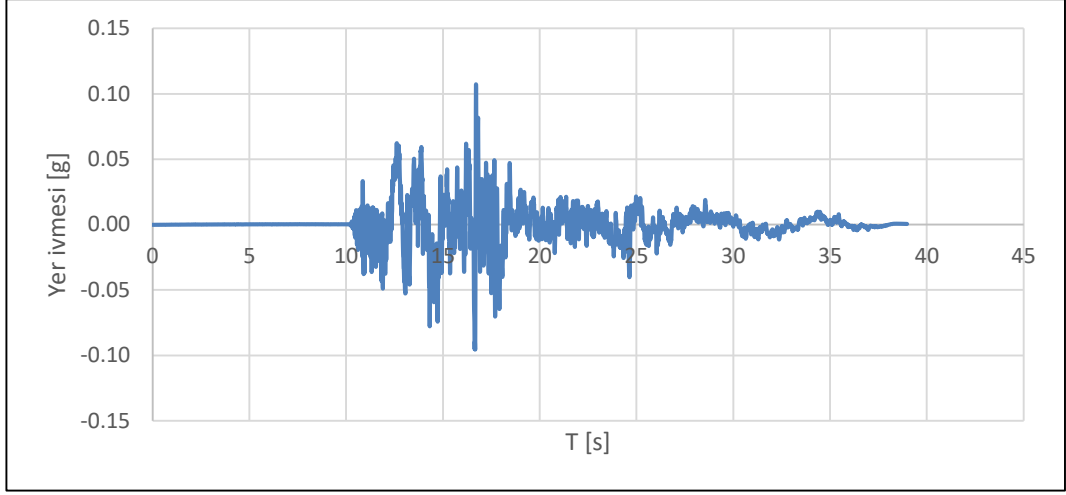
**Şekil A.13** : Kocaeli, Türkiye depremi yatay bileşen (0 derece) ivme – zaman kaydı. (RSN = 1148)



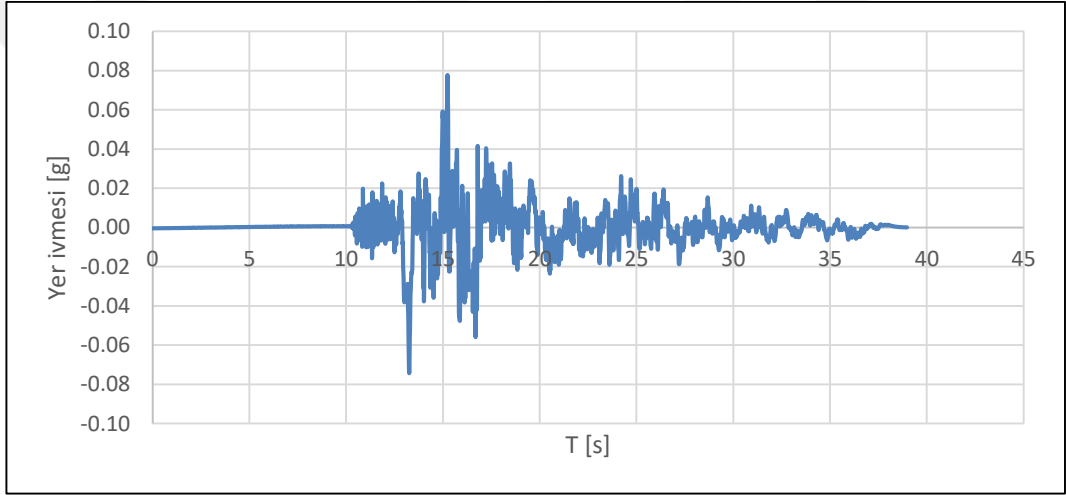
**Şekil A.14** : Kocaeli, Türkiye depremi yatay bileşen (90 derece) ivme – zaman kaydı. (RSN = 1148)



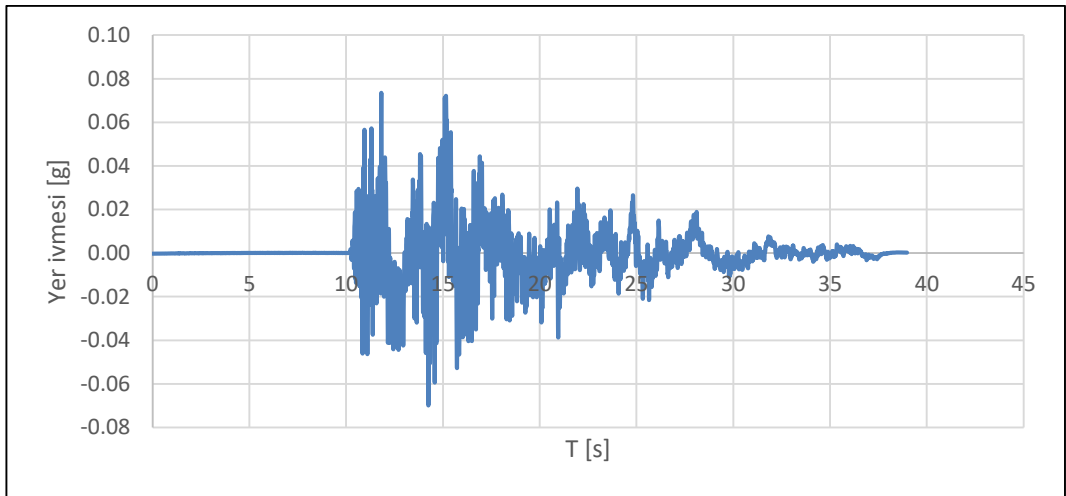
**Şekil A.15** : Kocaeli, Türkiye depremi düşey bileşen ivme – zaman kaydı. (RSN = 1148)



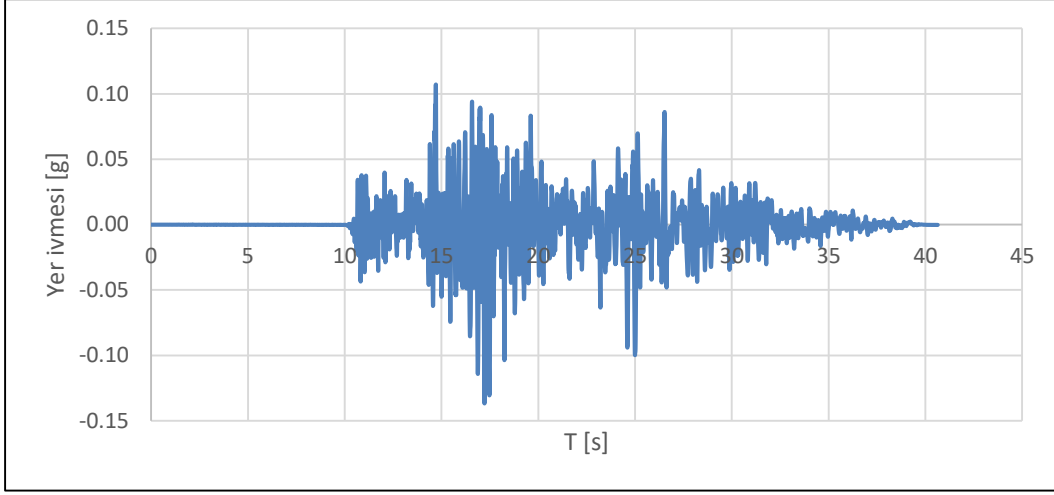
**Şekil A.16 :** Düzce, Türkiye depremi yatay bileşen (0 derece) ivme – zaman kaydı. (RSN = 1611)



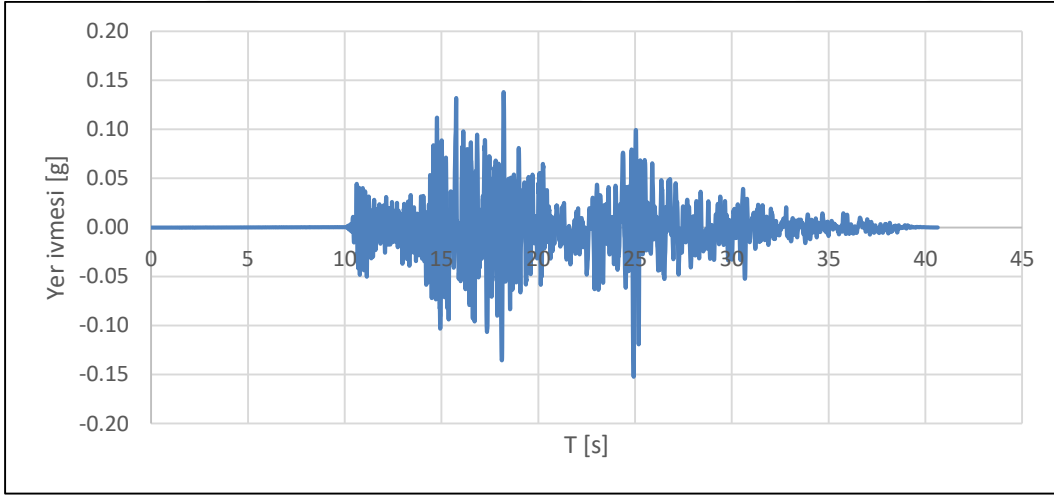
**Şekil A.17 :** Düzce, Türkiye depremi yatay bileşen (90 derece) ivme – zaman kaydı. (RSN = 1611)



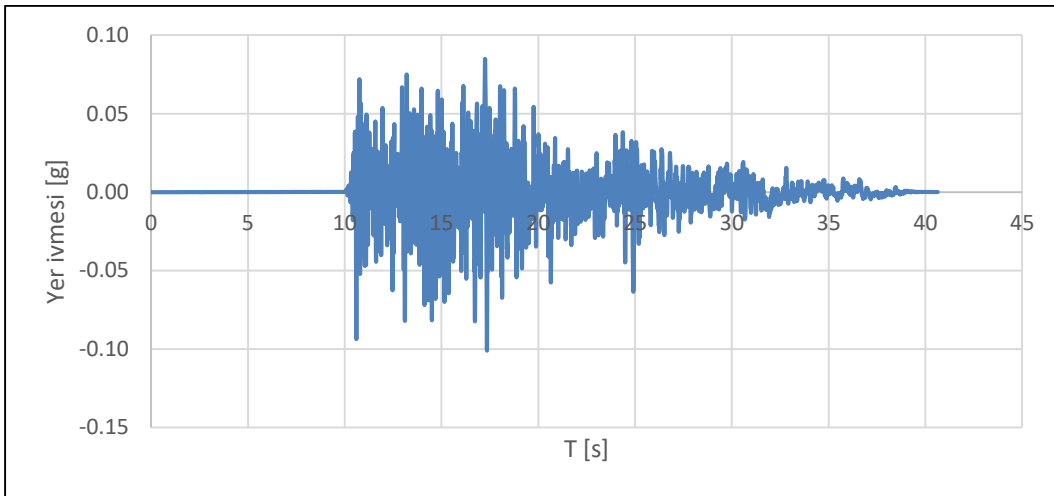
**Şekil A.18 :** Düzce, Türkiye depremi düşey bileşen ivme – zaman kaydı. (RSN = 1611)



**Şekil A.19 :** Düzce, Türkiye depremi yatay bileşen (0 derece) ivme – zaman kaydı. (RSN = 1612)

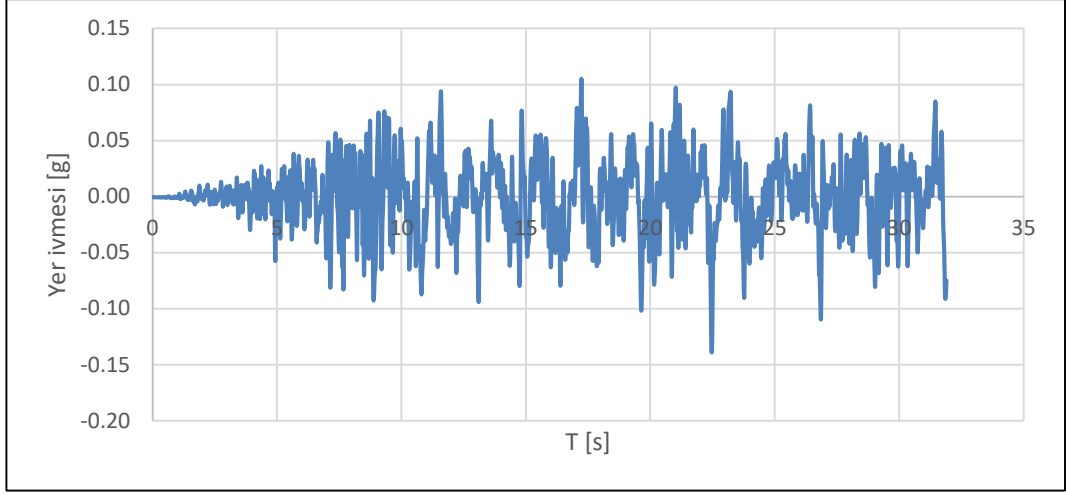


**Şekil A.20 :** Düzce, Türkiye depremi yatay bileşen (90 derece) ivme – zaman kaydı. (RSN = 1612)

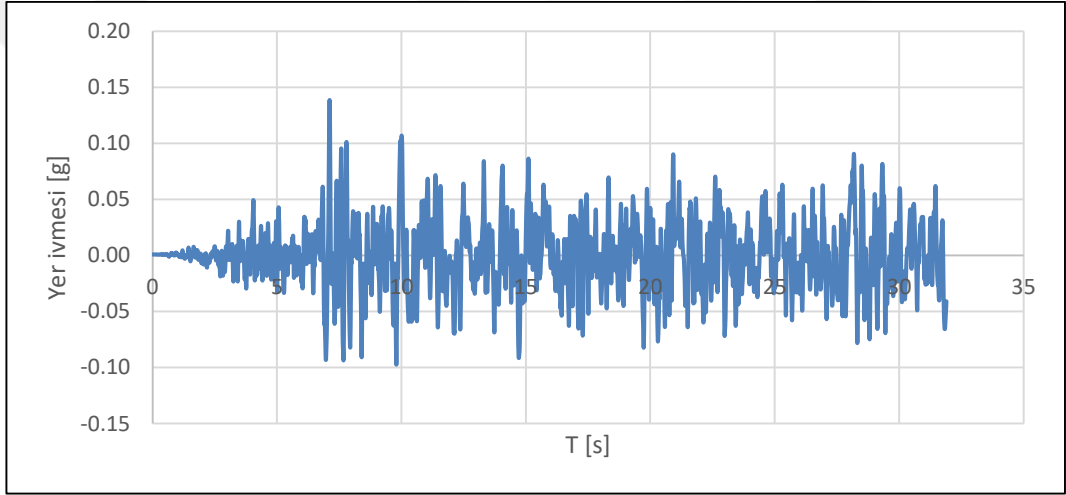


**Şekil A.21 :** Düzce, Türkiye depremi düşey bileşen ivme – zaman kaydı. (RSN = 1612)

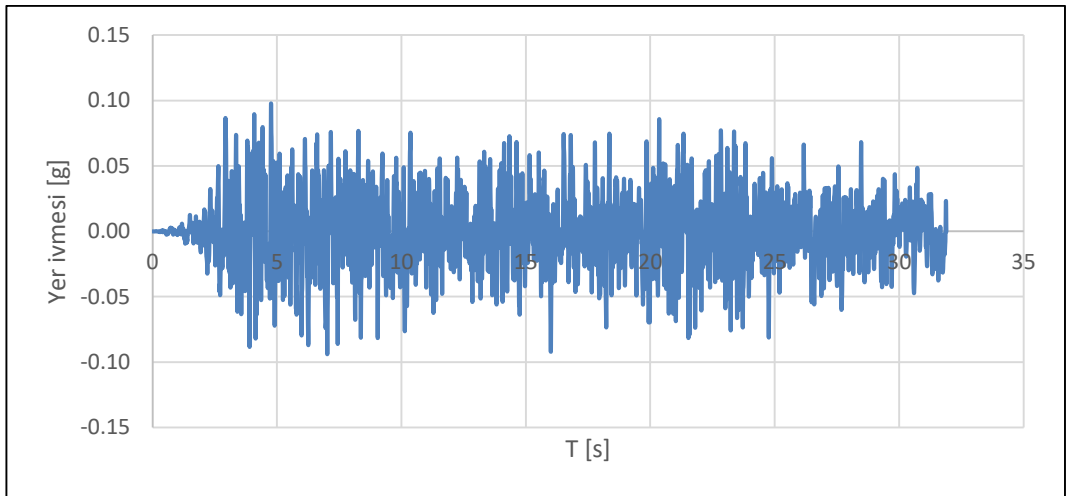




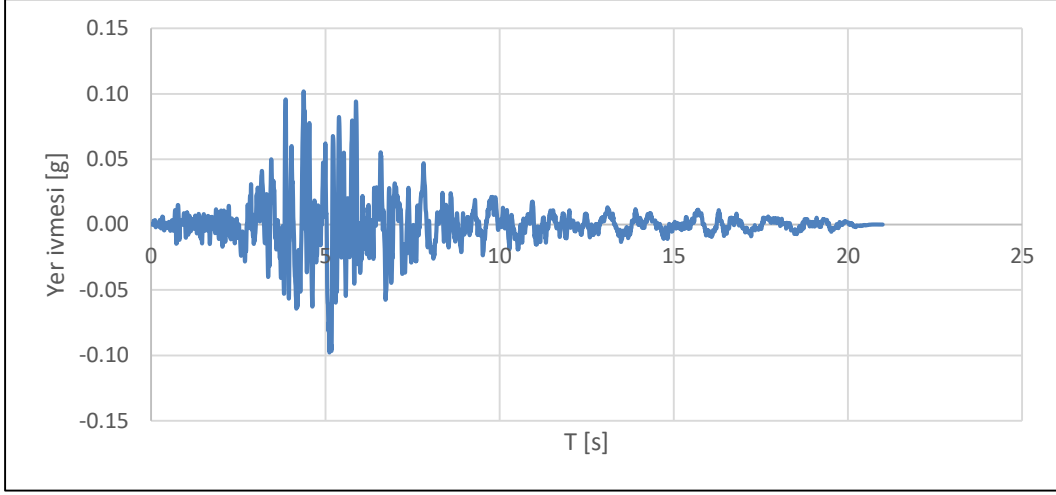
**Şekil A.22** : Landers depremi yatay bileşen (0 derece) ivme – zaman kaydı.  
(RSN = 3757)



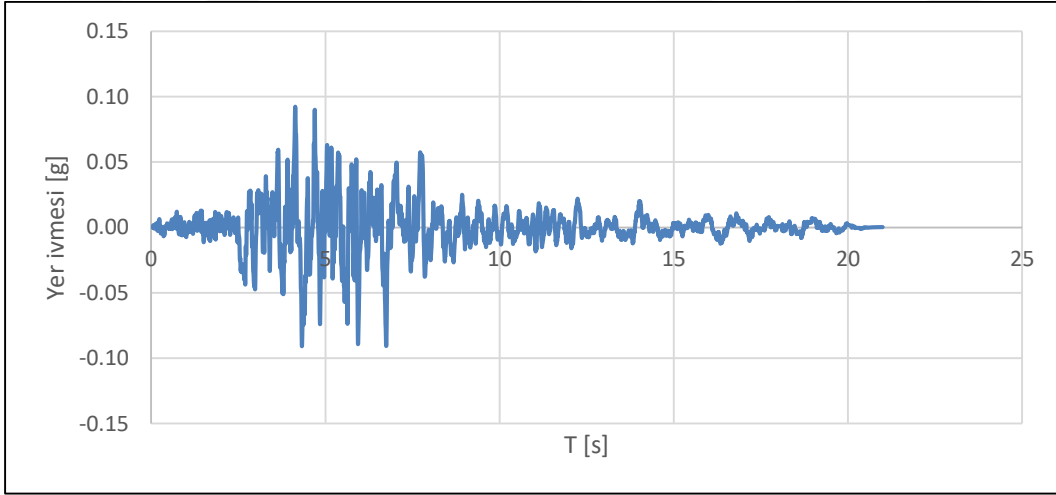
**Şekil A.23** : Landers depremi yatay bileşen (90 derece) ivme – zaman kaydı.  
(RSN = 3757)



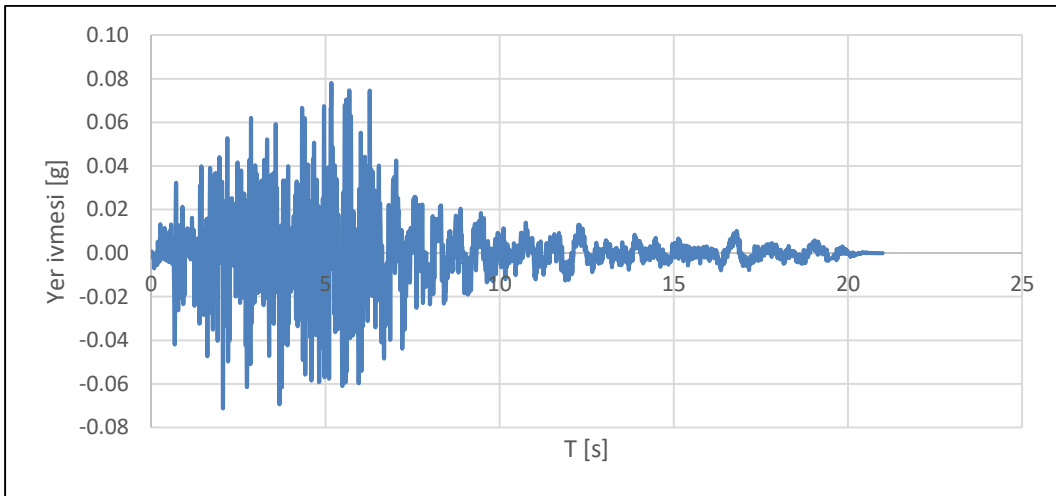
**Şekil A.24** : Landers depremi düşey bileşen ivme – zaman kaydı. (RSN = 3757)



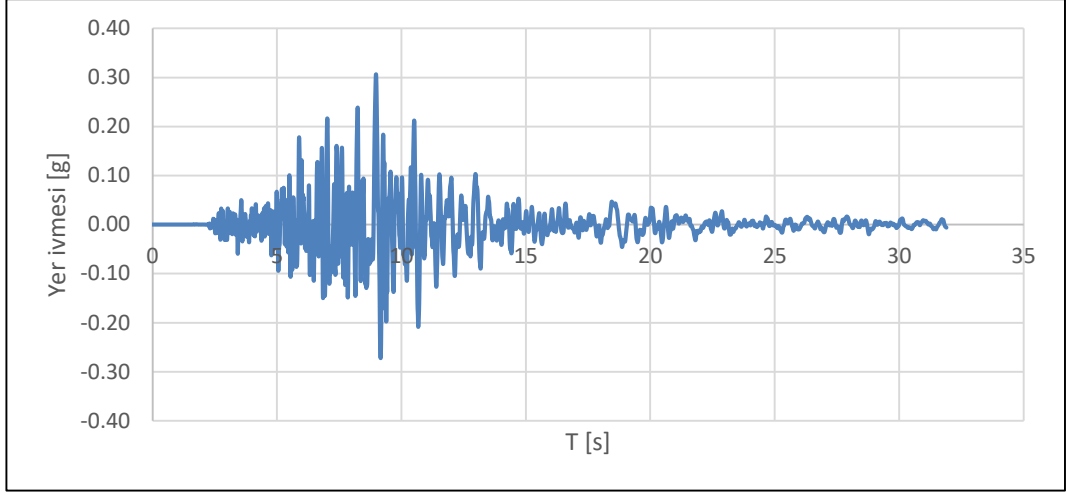
**Şekil A.25** : Parkfield – 02, CA depremi yatay bileşen (0 derece) ivme – zaman kaydı. (RSN = 4135)



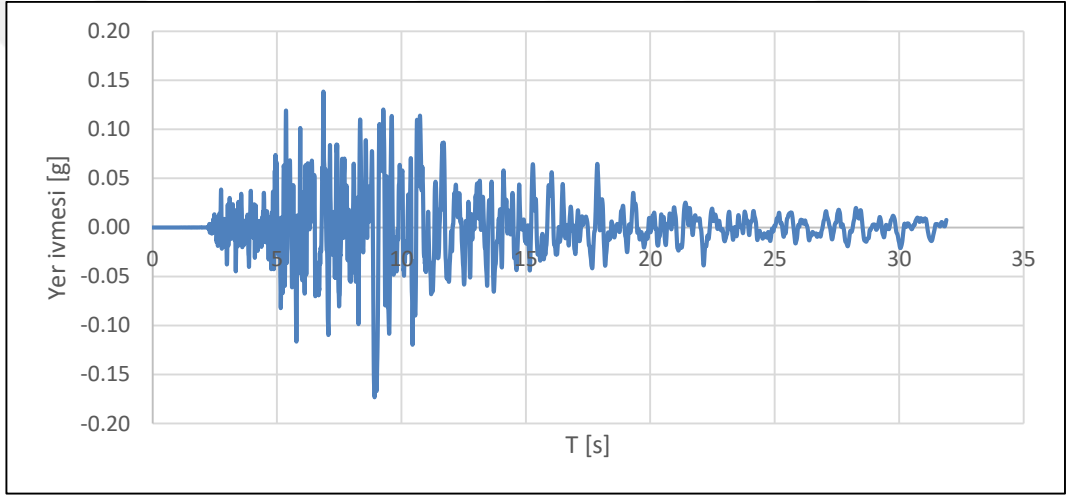
**Şekil A.26** : Parkfield – 02, CA depremi yatay bileşen (90 derece) ivme – zaman kaydı. (RSN = 4135)



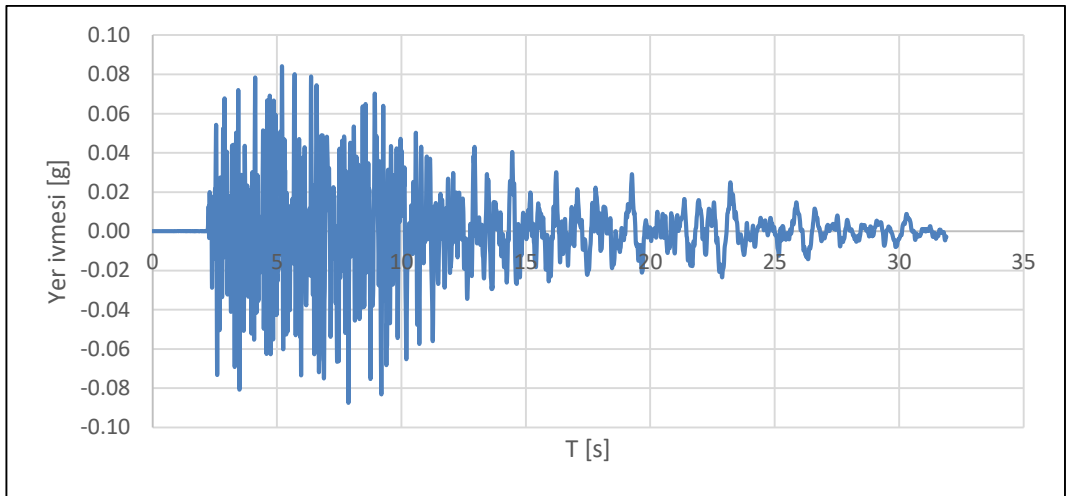
**Şekil A.27** : Parkfield – 02, CA depremi düşey bileşen ivme – zaman kaydı. (RSN = 4135)



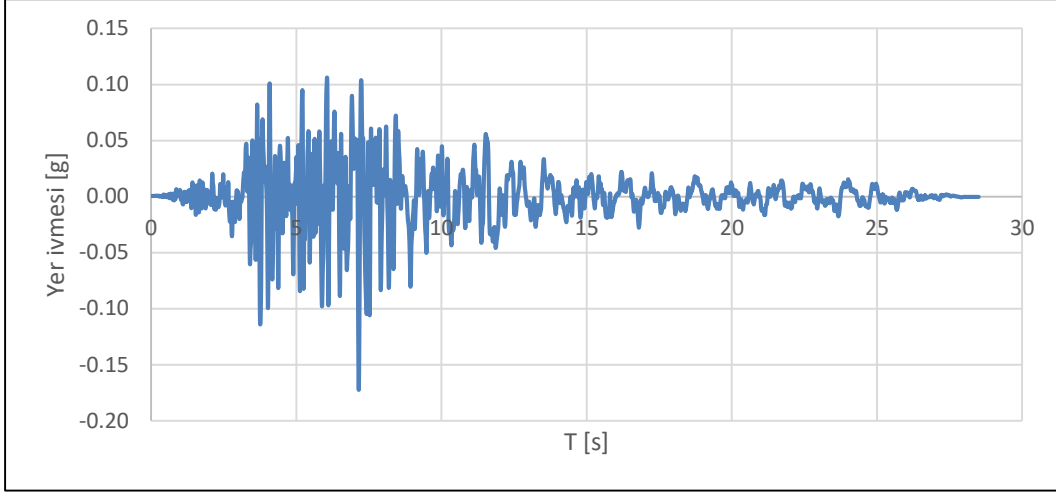
**Şekil A.28** : Parkfield – 02, CA depremi yatay bileşen (0 derece) ivme – zaman kaydı. (RSN = 4139)



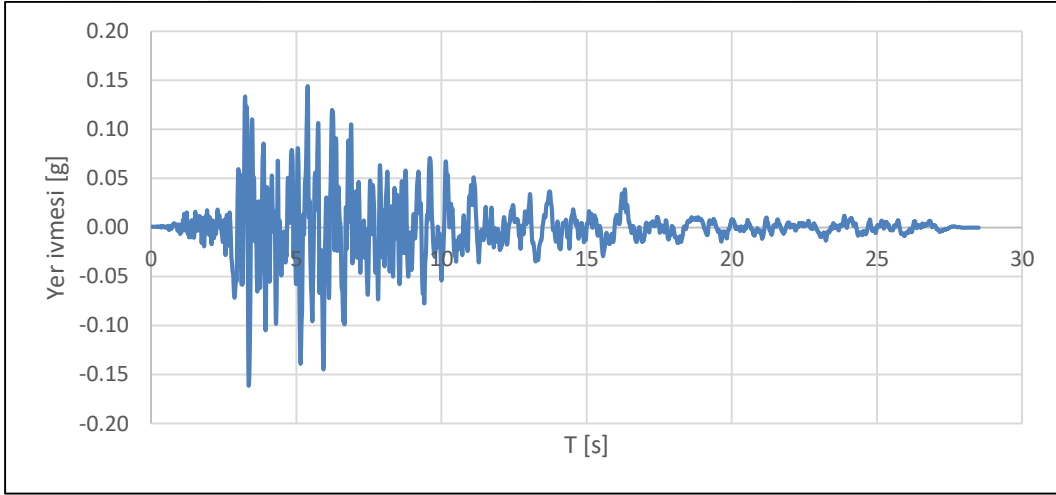
**Şekil A.29** : Parkfield – 02, CA depremi yatay bileşen (90 derece) ivme – zaman kaydı. (RSN = 4139)



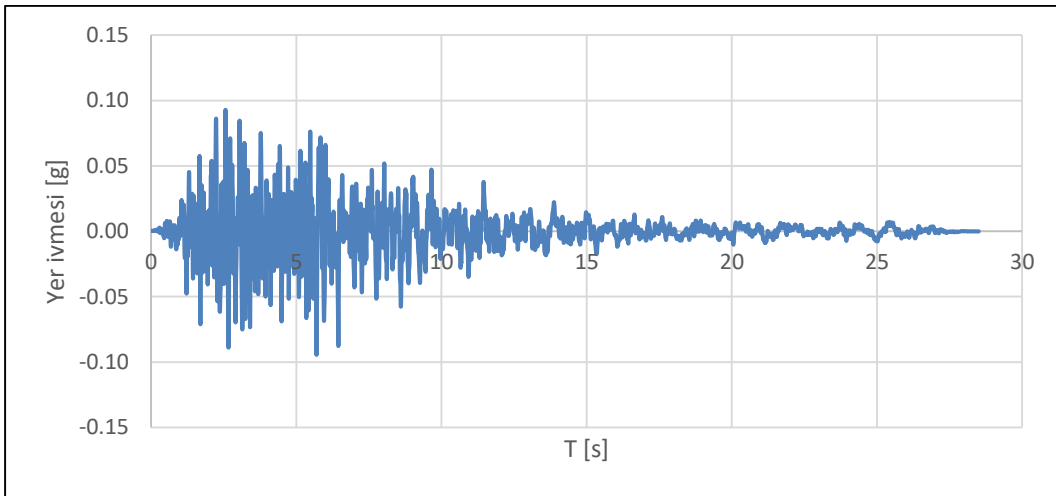
**Şekil A.30** : Parkfield – 02, CA depremi düşey bileşen ivme – zaman kaydı. (RSN = 4139)



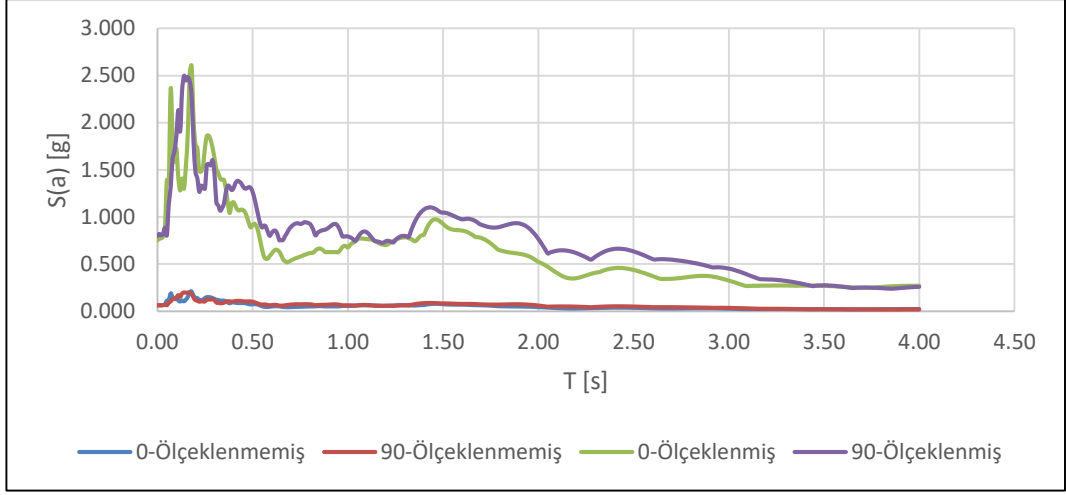
**Şekil A.31** : Joshua Tree, CA depremi yatay bileşen (0 derece) ivme – zaman kaydı. (RSN = 6878)



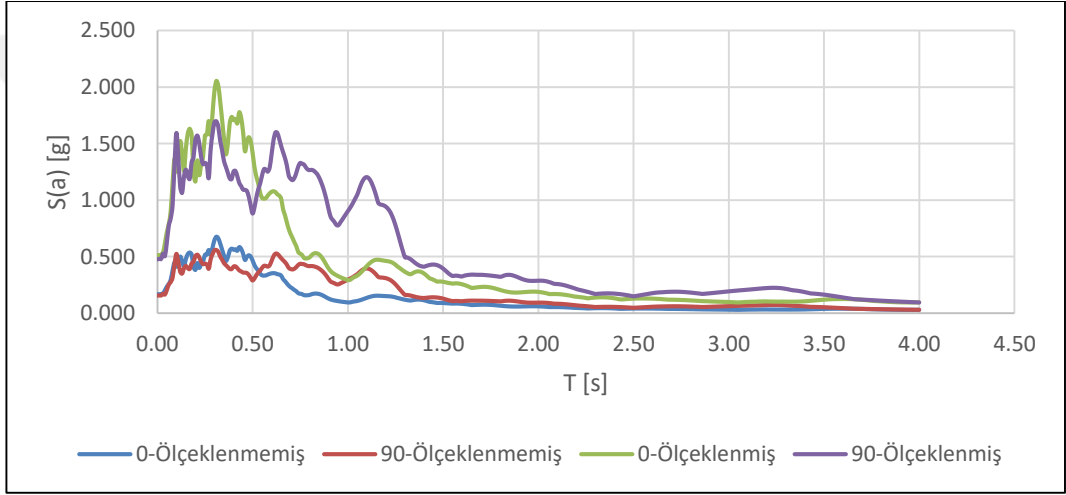
**Şekil A.32** : Joshua Tree, CA depremi yatay bileşen (90 derece) ivme – zaman kaydı. (RSN = 6878)



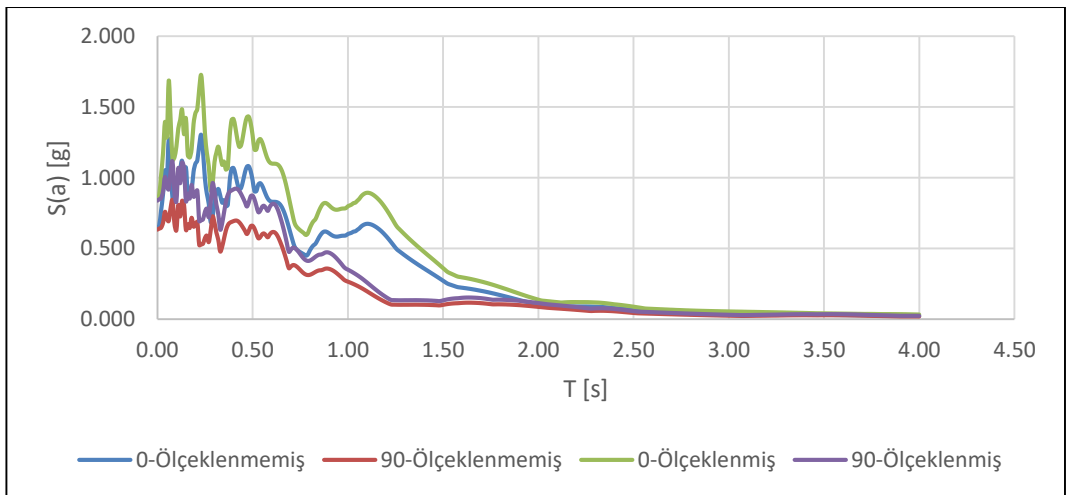
**Şekil A.33** : Joshua Tree, CA depremi düşey bileşen ivme – zaman kaydı. (RSN = 6878)



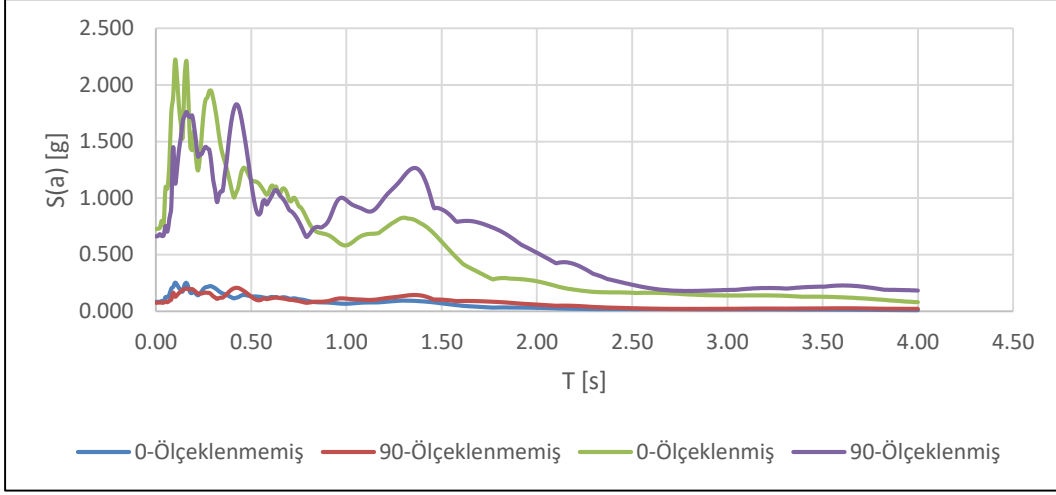
Şekil A.34 : Parkfield, CA depremi yatay davranış spektrumları. (RSN = 28)



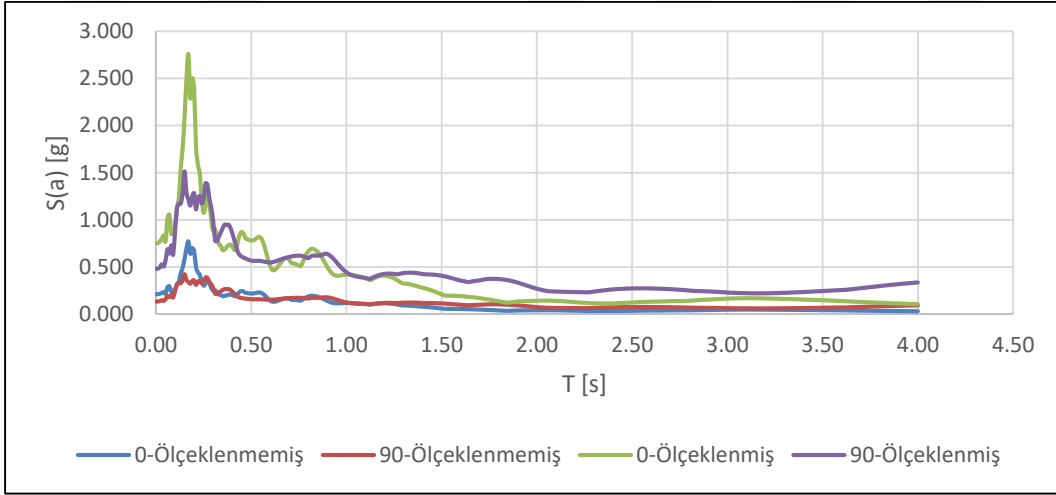
Şekil A.35 : Imperial Valley - 06 depremi yatay davranış spektrumları. (RSN = 164)



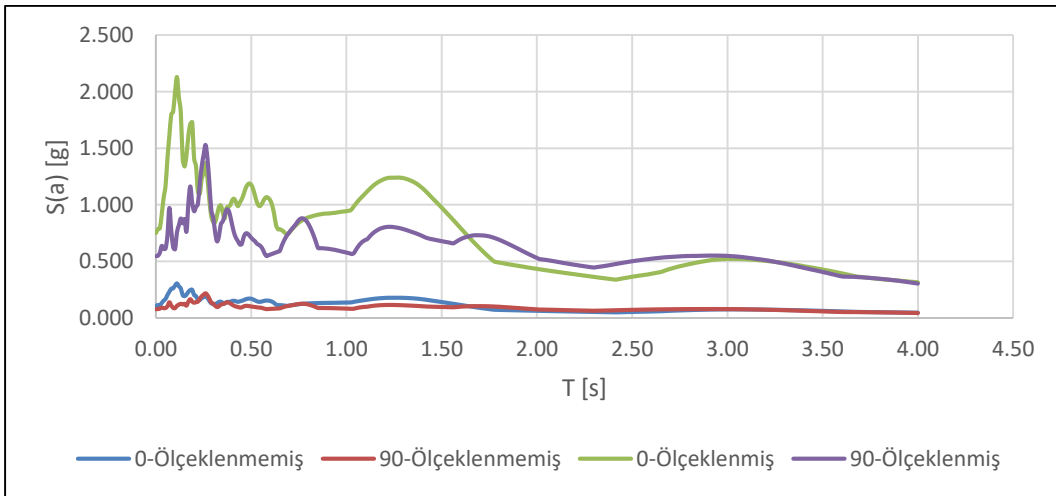
Şekil A.36 : Victoria, Mexico depremi yatay davranış spektrumları. (RSN = 265)



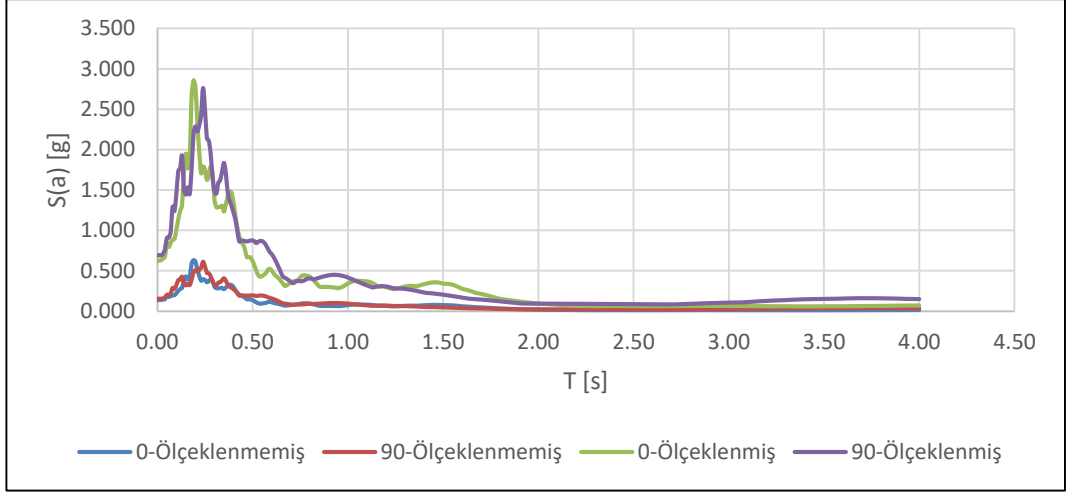
**Şekil A.37 :** Chalfant Valley – 02 depremi yatay davranış spektrumları.  
(RSN = 554)



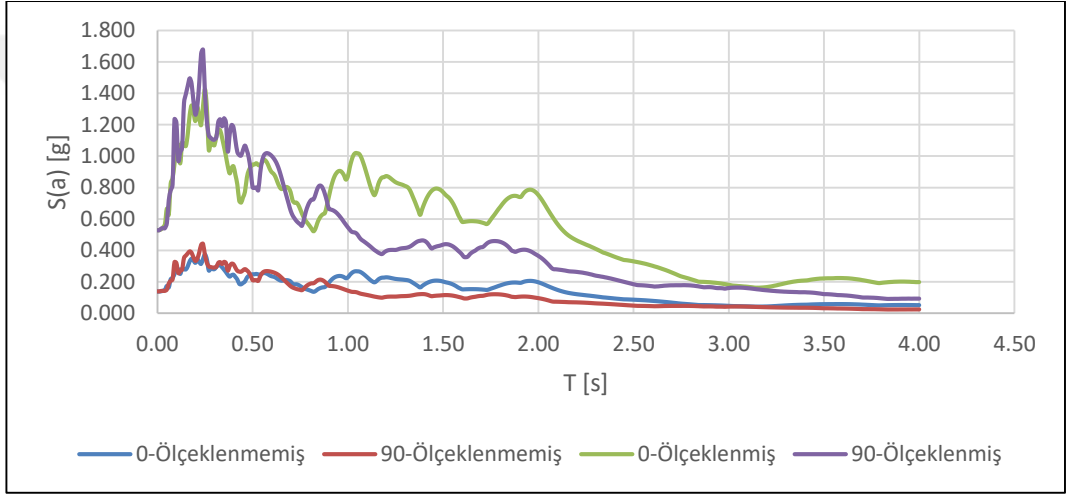
**Şekil A.38 :** Kocaeli, Türkiye depremi yatay davranış spektrumları.  
(RSN = 1148)



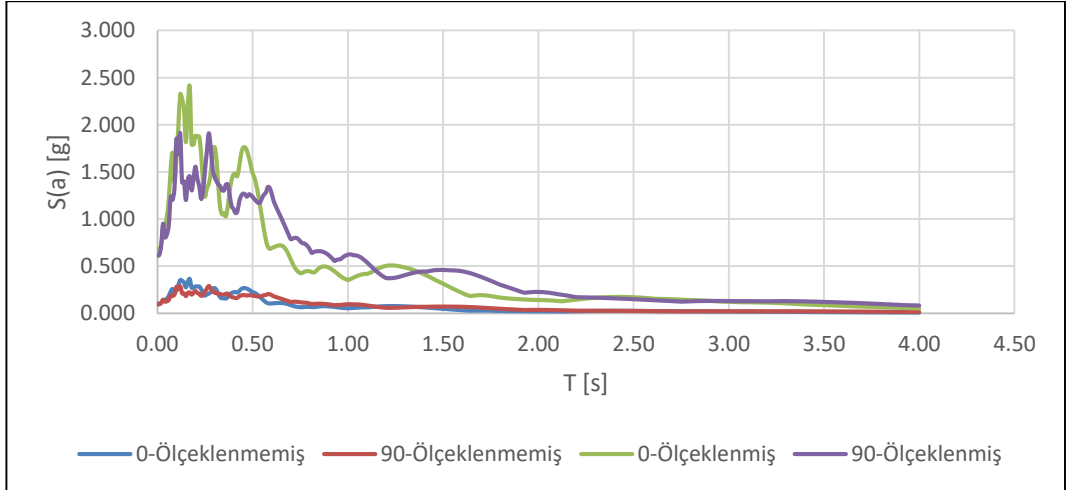
**Şekil A.39 :** Düzce, Türkiye depremi yatay davranış spektrumları. (RSN = 1611)



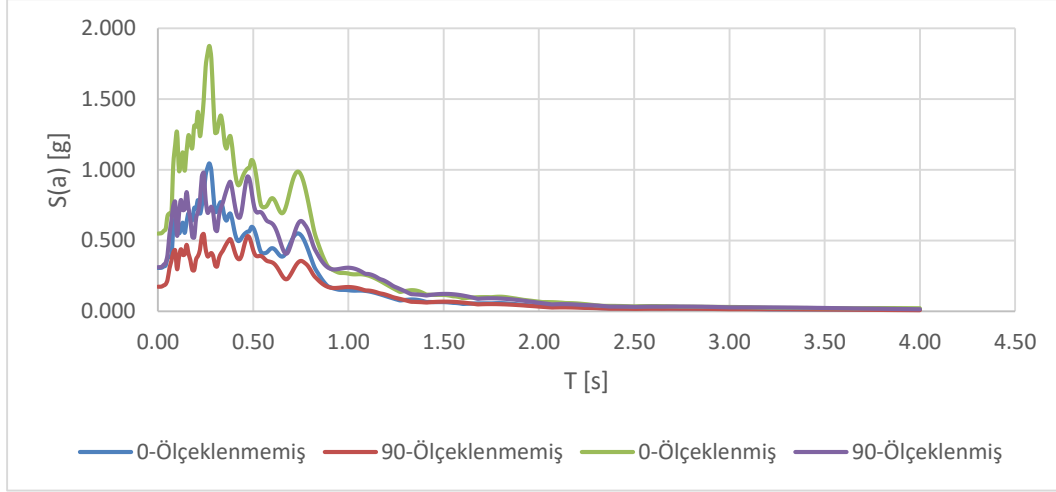
Şekil A.40 : Düzce, Türkiye depremi yatay davranış spektrumları. (RSN = 1612)



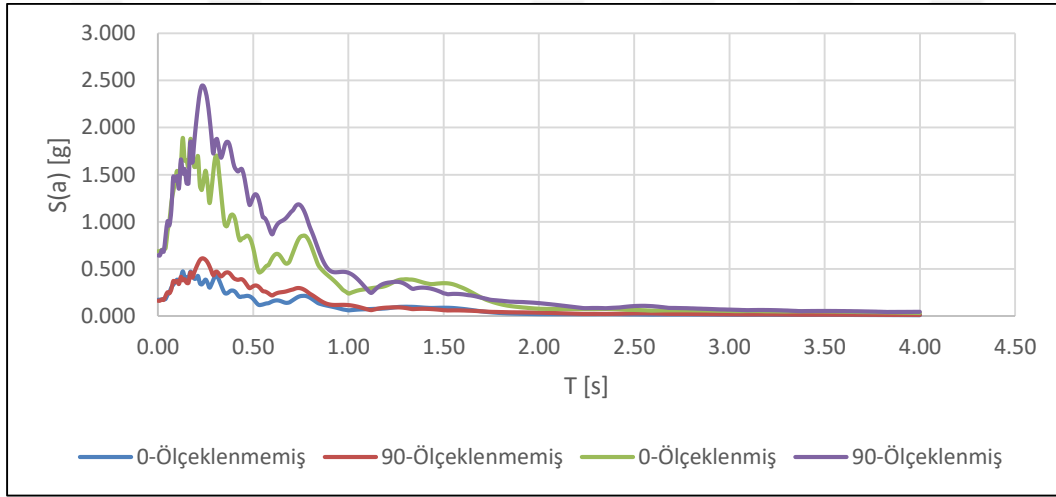
Şekil A.41 : Landers depremi yatay davranış spektrumları. (RSN = 3757)



Şekil A.42 : Parkfield – 02, CA depremi yatay davranış spektrumları. (RSN = 4135)



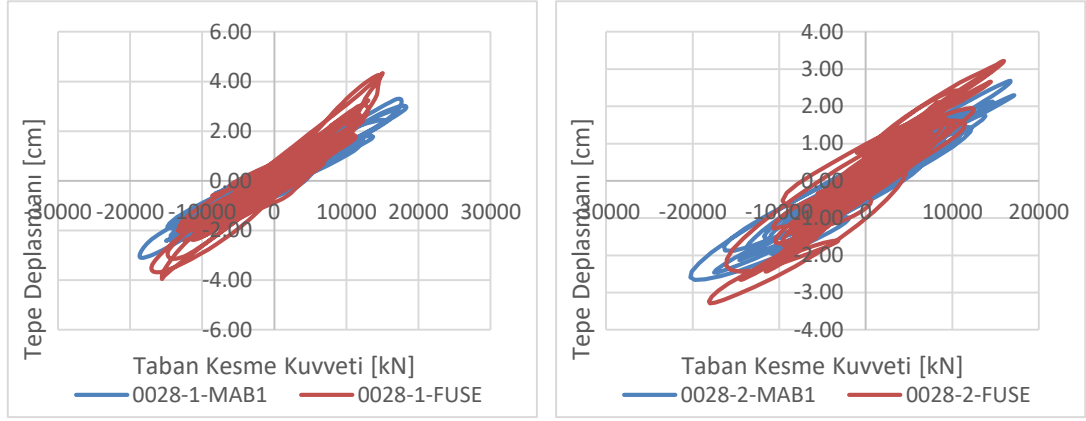
**Şekil A.43 :** Parkfield – 02, CA depremi yatay davranış spektrumları.  
(RSN = 4139)



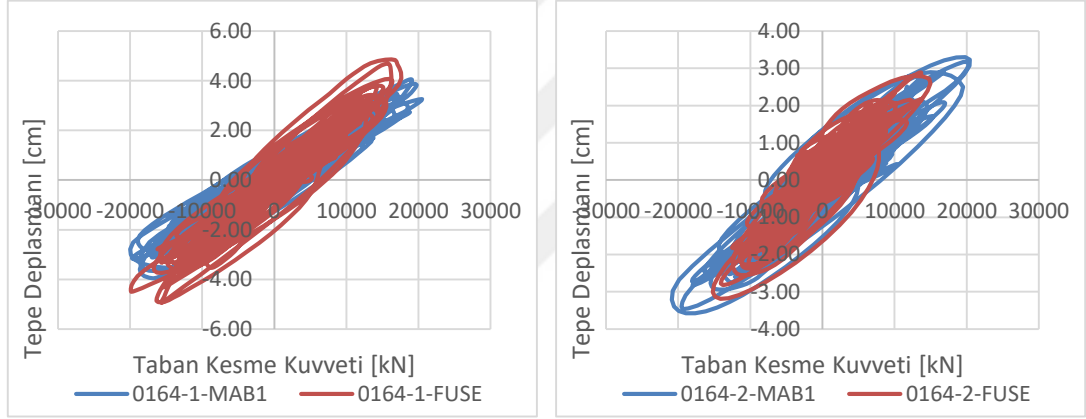
**Şekil A.44 :** Joshua Tree, CA depremi yatay davranış spektrumları.  
(RSN = 6878)



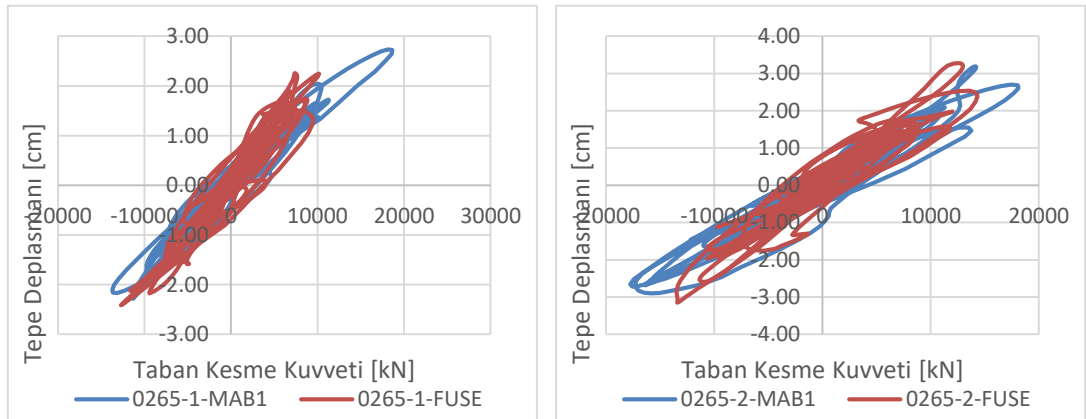
## EK B



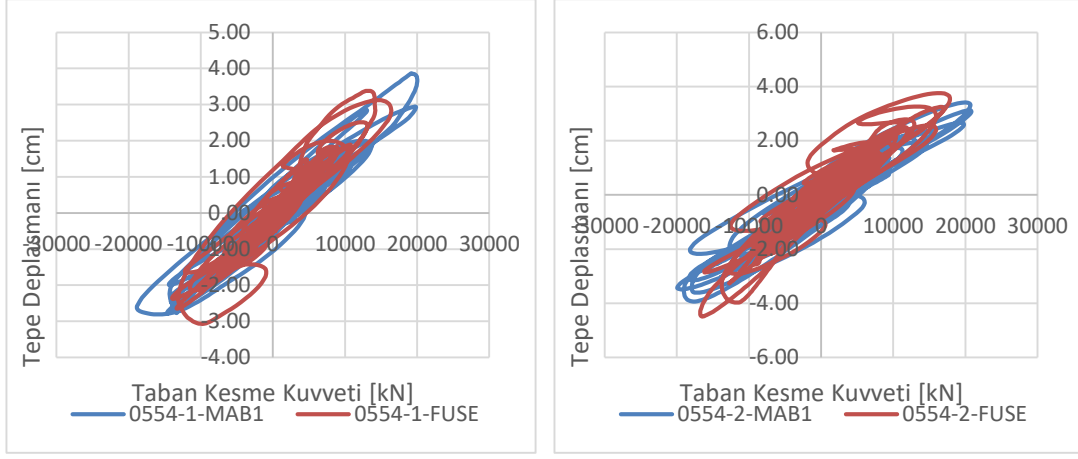
Şekil B.1 : 28 numaralı deprem kaydı, kısa doğrultu taban kesme kuvveti – tepe deplasmanı grafiği.



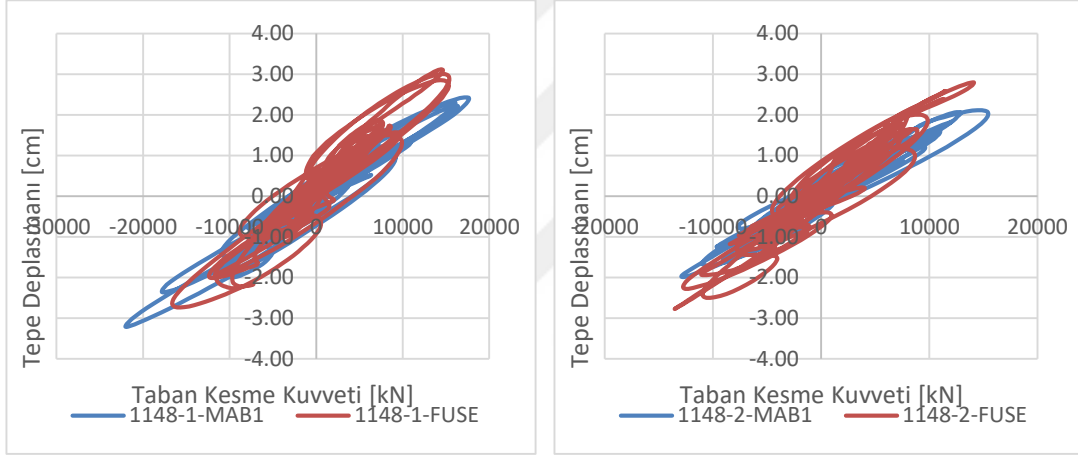
Şekil B.2 : 164 numaralı deprem kaydı, kısa doğrultu taban kesme kuvveti – tepe deplasmanı grafiği.



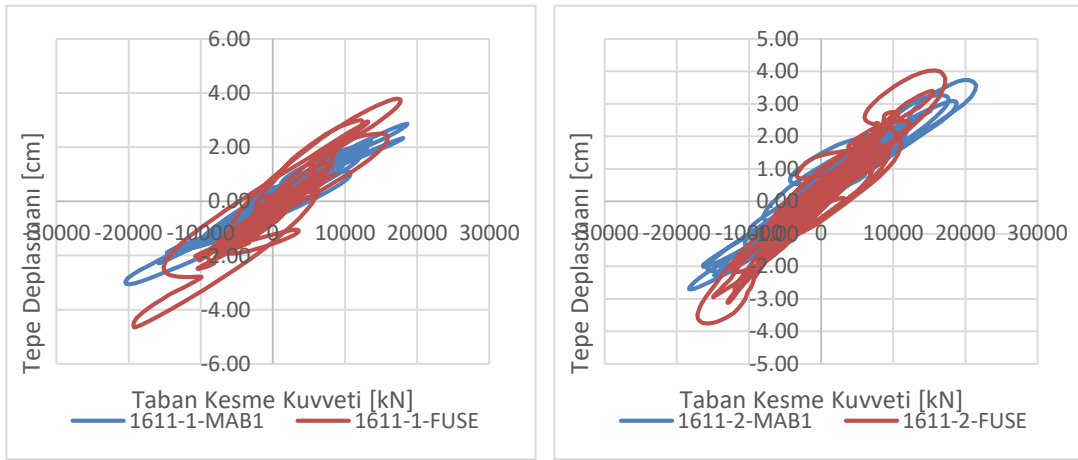
Şekil B.3 : 265 numaralı deprem kaydı, kısa doğrultu taban kesme kuvveti – tepe deplasmanı grafiği.



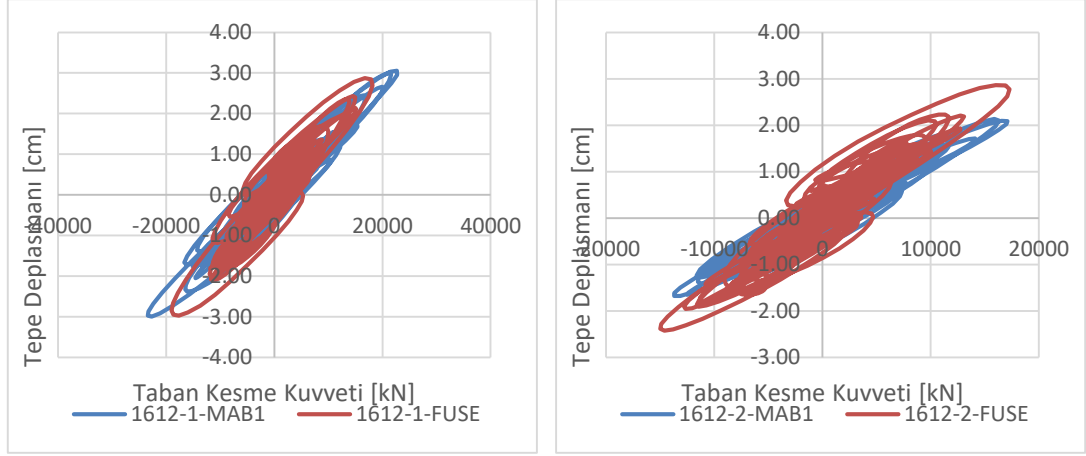
**Şekil B.4 :** 554 numaralı deprem kaydı, kısa doğrultu taban kesme kuvveti – tepe deplasmanı grafiği.



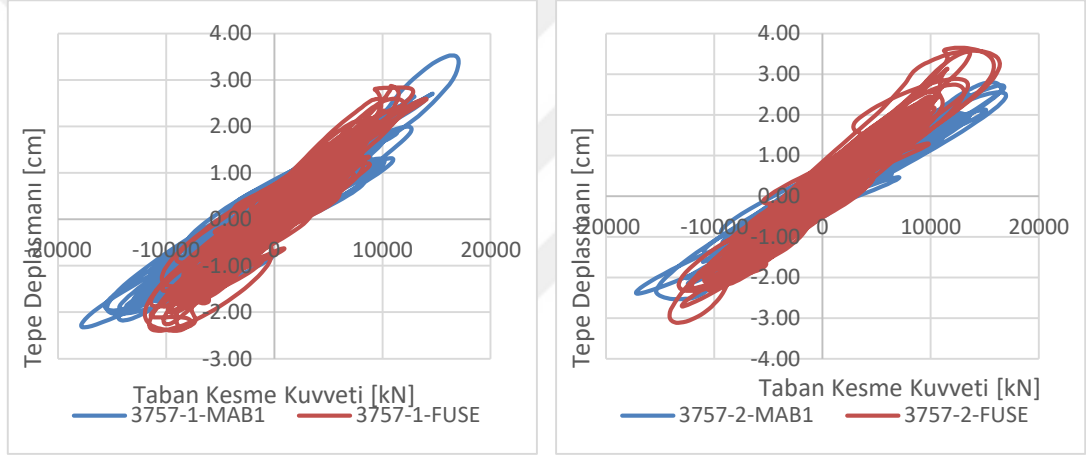
**Şekil B.5 :** 1148 numaralı deprem kaydı, kısa doğrultu taban kesme kuvveti – tepe deplasmanı grafiği.



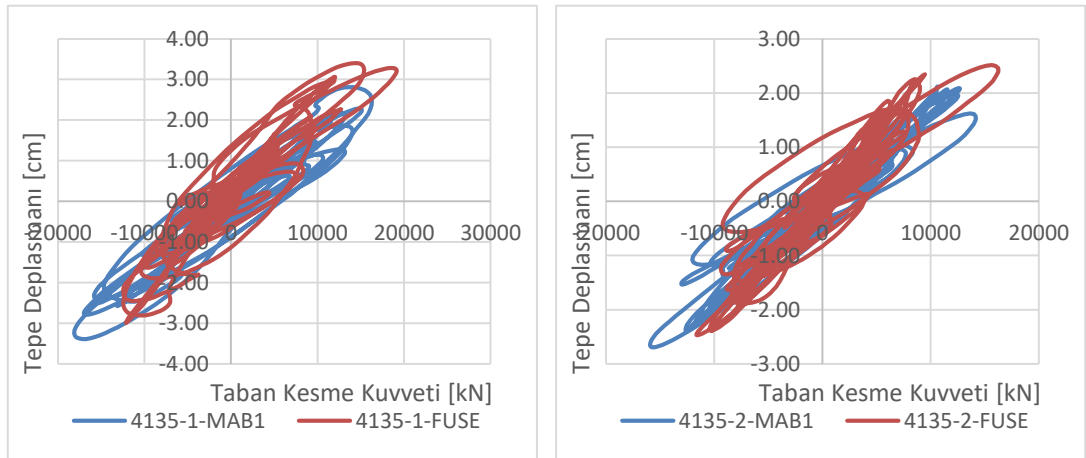
**Şekil B.6 :** 1611 numaralı deprem kaydı, kısa doğrultu taban kesme kuvveti – tepe deplasmanı grafiği.



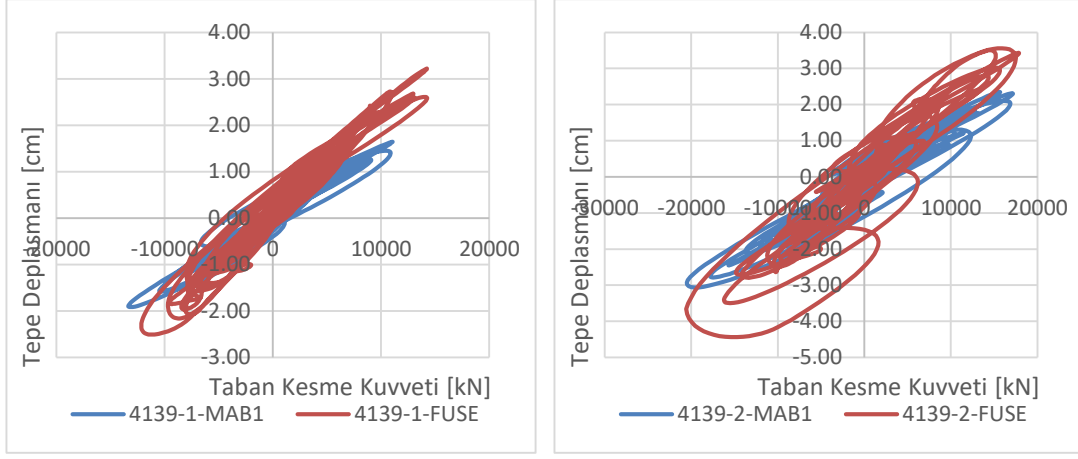
**Şekil B.7 :** 1612 numaralı deprem kaydı, kısa doğrultu taban kesme kuvveti – tepe deplasmanı grafiği.



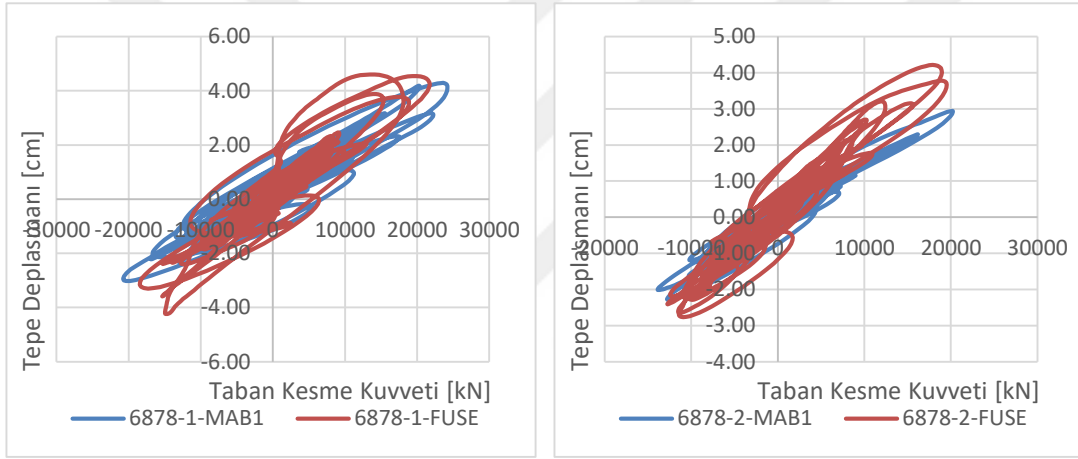
**Şekil B.8 :** 3757 numaralı deprem kaydı, kısa doğrultu taban kesme kuvveti – tepe deplasmanı grafiği.



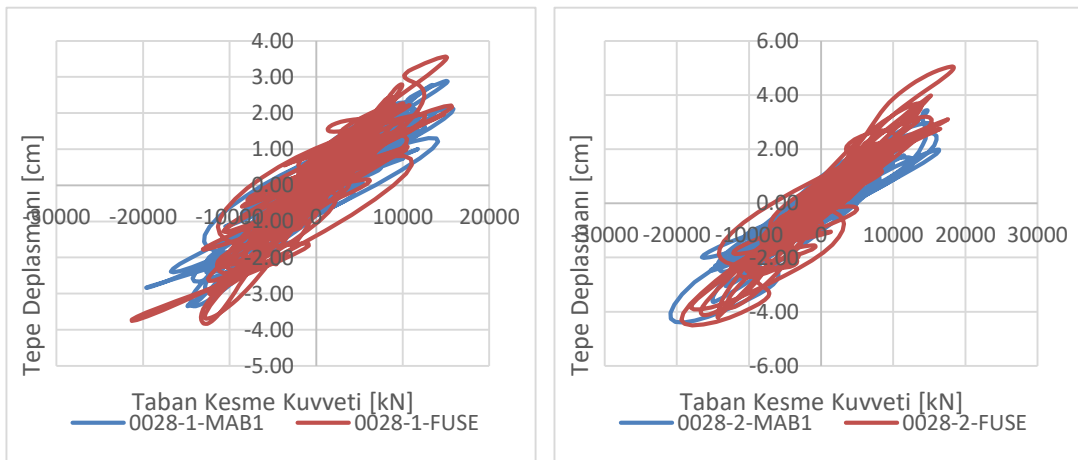
**Şekil B.9 :** 4135 numaralı deprem kaydı, kısa doğrultu taban kesme kuvveti – tepe deplasmanı grafiği.



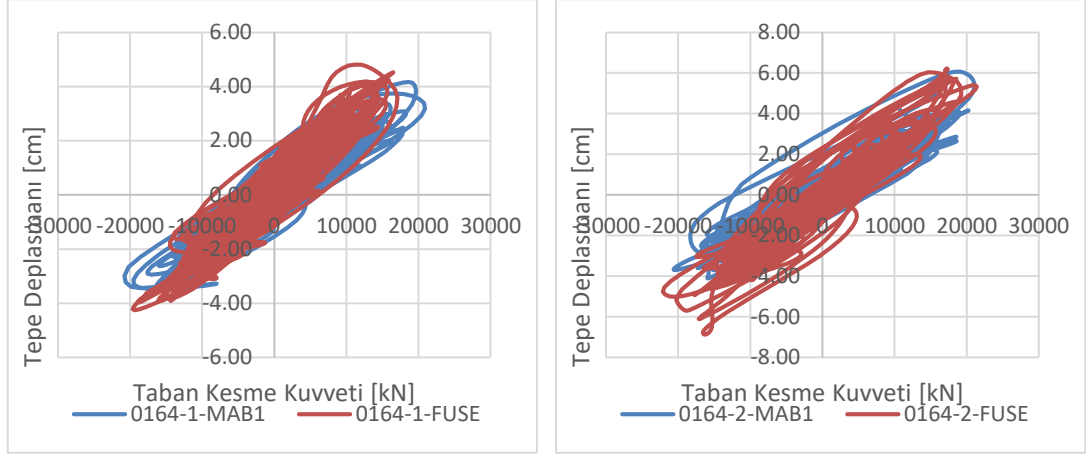
**Şekil B.10 :** 4139 numaralı deprem kaydı, kısa doğrultu taban kesme kuvveti – tepe deplasmanı grafiği.



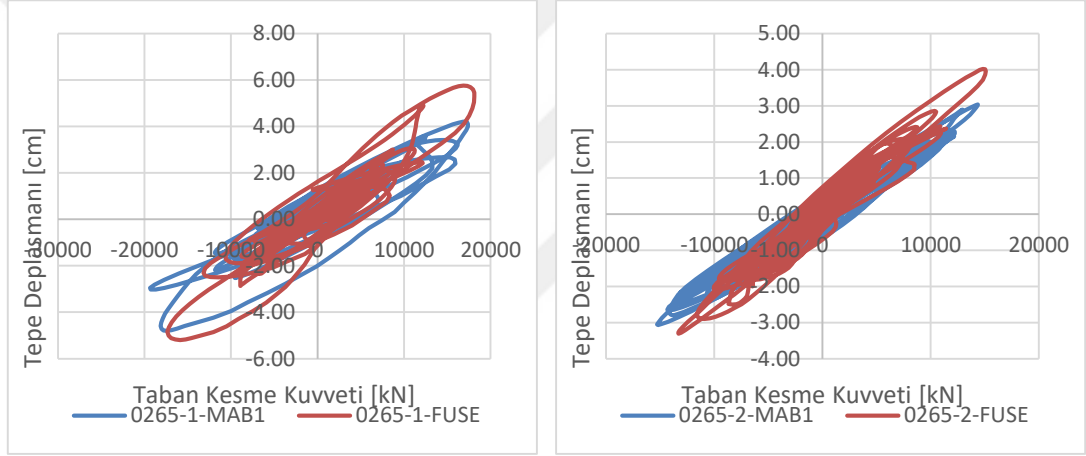
**Şekil B.11 :** 6878 numaralı deprem kaydı, kısa doğrultu taban kesme kuvveti – tepe deplasmanı grafiği.



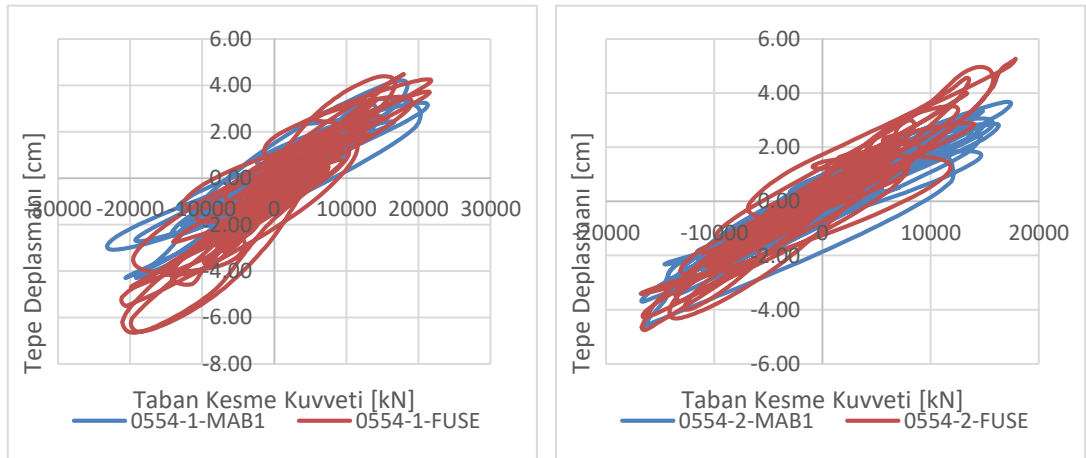
**Şekil B.12 :** 28 numaralı deprem kaydı, uzun doğrultu taban kesme kuvveti – tepe deplasmanı grafiği.



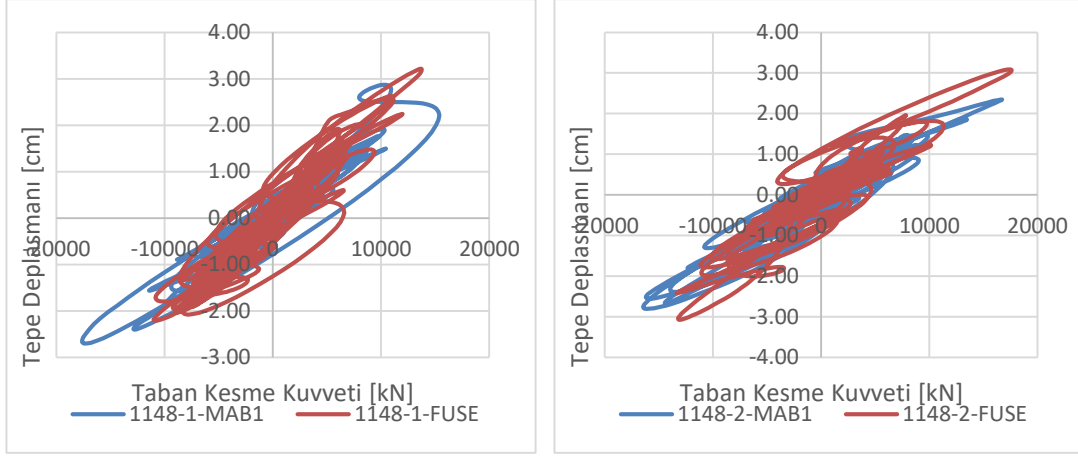
**Şekil B.13 :** 164 numaralı deprem kaydı, uzun doğrultu taban kesme kuvveti – tepe deplasmanı grafiği.



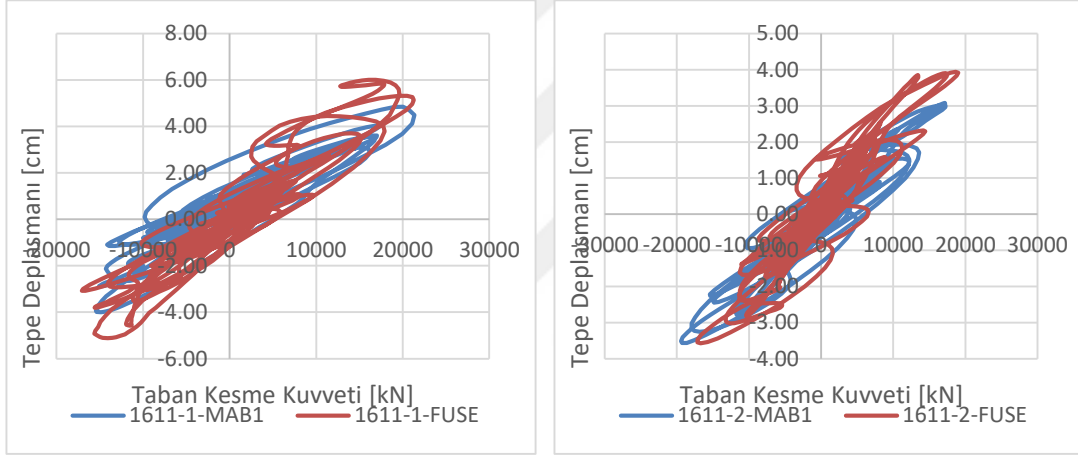
**Şekil B.14 :** 265 numaralı deprem kaydı, uzun doğrultu taban kesme kuvveti – tepe deplasmanı grafiği.



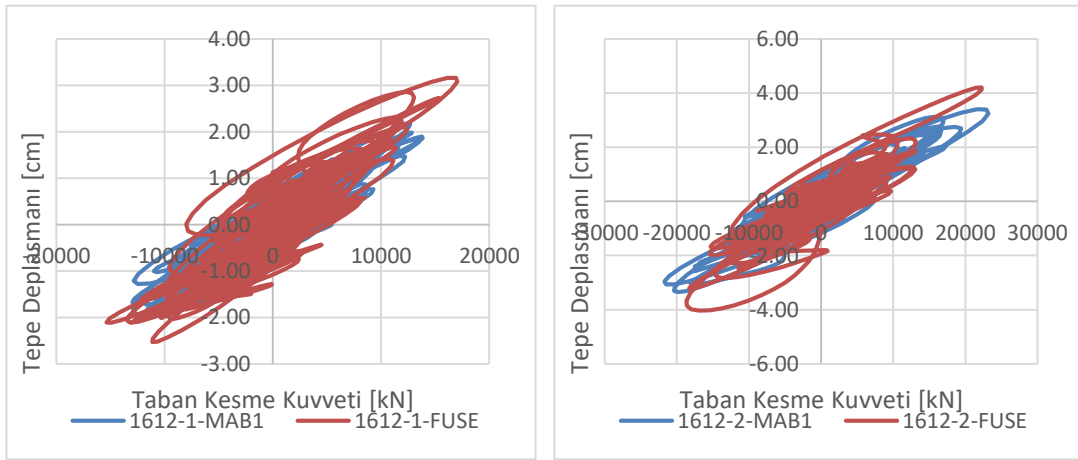
**Şekil B.15 :** 554 numaralı deprem kaydı, uzun doğrultu taban kesme kuvveti – tepe deplasmanı grafiği.



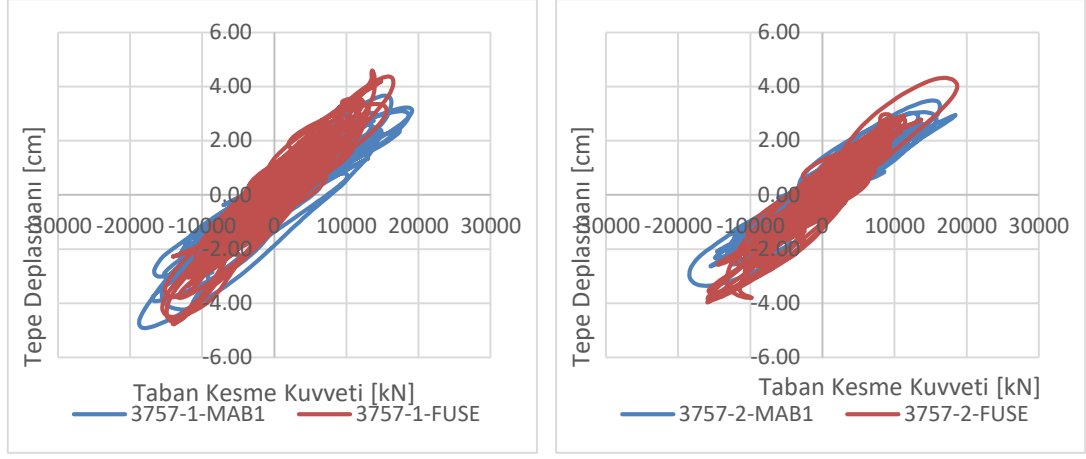
**Şekil B.16 :** 1148 numaralı deprem kaydı, uzun doğrultu taban kesme kuvveti – tepe deplasmanı grafiği.



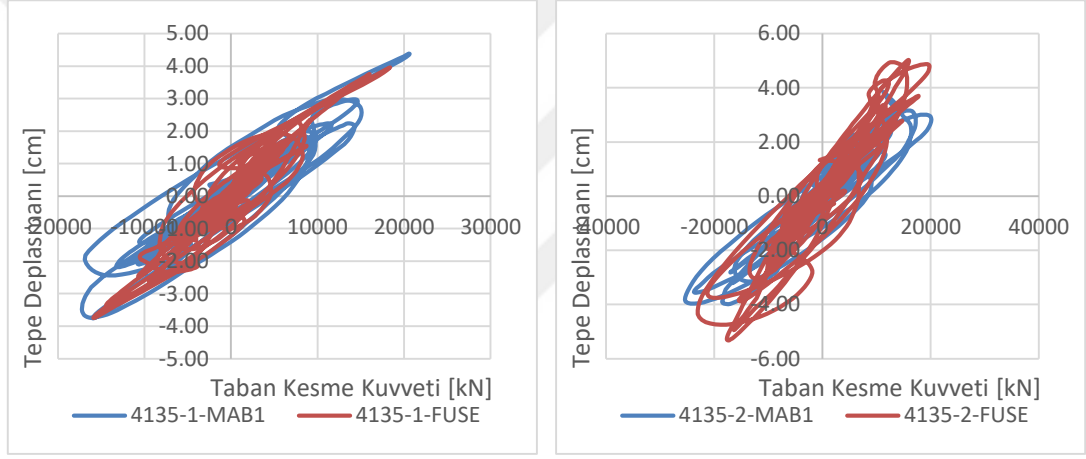
**Şekil B.17 :** 1611 numaralı deprem kaydı, uzun doğrultu taban kesme kuvveti – tepe deplasmanı grafiği.



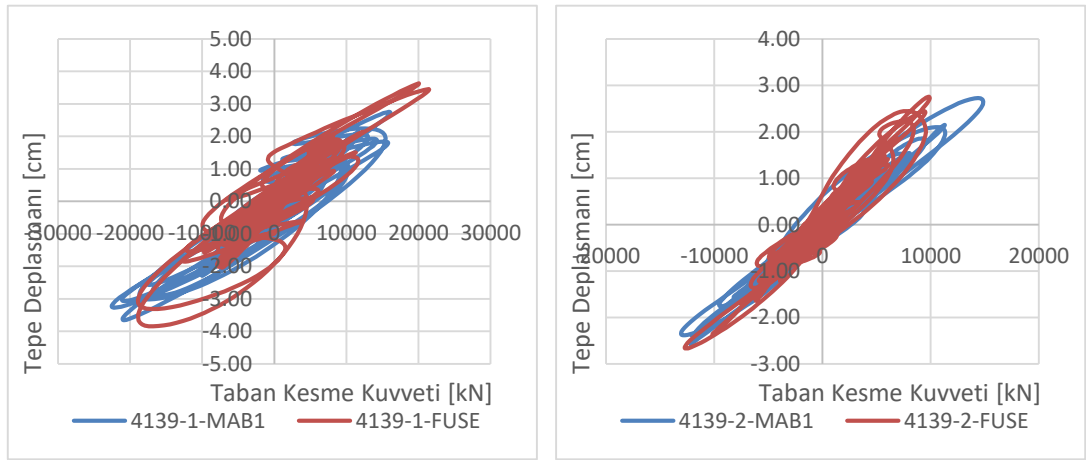
**Şekil B.18 :** 1612 numaralı deprem kaydı, uzun doğrultu taban kesme kuvveti – tepe deplasmanı grafiği.



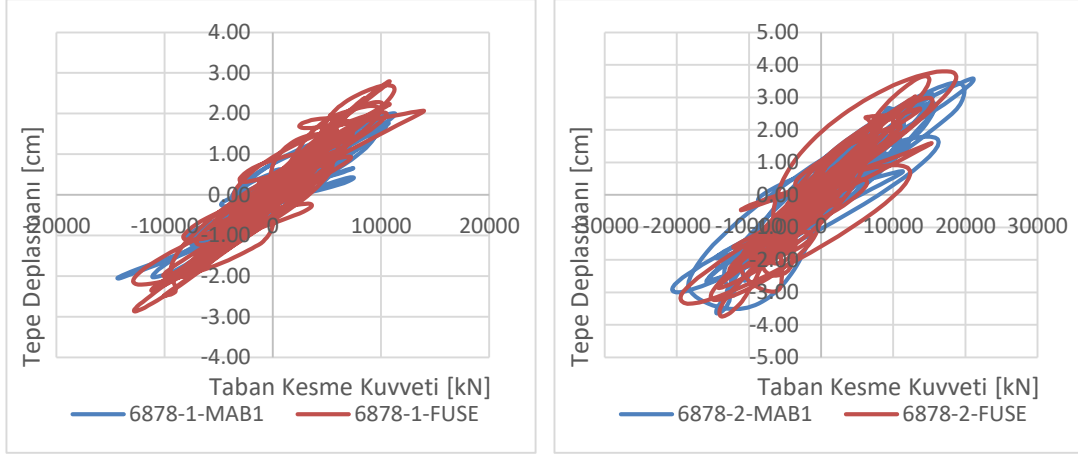
**Şekil B.19 :** 3757 numaralı deprem kaydı, uzun doğrultu taban kesme kuvveti – tepe deplasmanı grafiği.



**Şekil B.20 :** 4135 numaralı deprem kaydı, uzun doğrultu taban kesme kuvveti – tepe deplasmanı grafiği.



**Şekil B.21 :** 4139 numaralı deprem kaydı, uzun doğrultu taban kesme kuvveti – tepe deplasmanı grafiği.

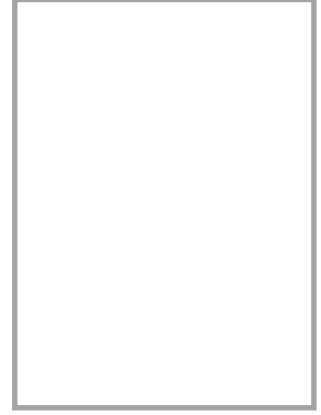


**Şekil B.22** : 6878 numaralı deprem kaydı, uzun doğrultu taban kesme kuvveti – tepe deplasmanı grafiği.





## ÖZGEÇMİŞ



**Ad-Soyad** : Orhan Şahin



### ÖĞRENİM DURUMU

- **Lisans** : 2018, İstanbul Teknik Üniversitesi, İnşaat Fakültesi, İnşaat Mühendisliği (%100 İngilizce)

### MESLEKİ DENEYİM

- 2018 – 2021, Tekfen Mühendislik, Yapısal Tasarım Mühendisi
- 2021 – Halen, ENKA, Yapısal Tasarım Mühendisi