

## Mevcut Prefabrik Binaların Mafsallı Birleşimlerinin Kesme ve Devrilme Güvenliğinin Araştırılması

Şevket Murat ŞENEL\*

Mehmet PALANCI\*\*

Ali KALKAN\*\*\*

Yasin YILMAZ\*\*\*

### ÖZ

Türkiye’de özellikle son yirmi yıl içinde yaşanan depremler sonucunda, ülkemizin sanayi yapısı stokunun önemli bir kısmını oluşturan tek katlı prefabrik binalar önemli seviyede hasar görmüştür. Yapılan çalışmalar yetersiz yanall rijitlik ve süneklik kapasitesinin yanı sıra, mafsallı birleşimlerde meydana gelen kesme ve devrilme etkileri sebebiyle hasarların oluştuğunu göstermiştir. Özellikle birleşim bölgeleri ile ilgili sorunlara daha yakından bakabilmek amacıyla aktif deprem bölgesi üzerinde bulunan ve ülkemizin önemli sanayi kuruluşlarını barındıran Denizli Organize Sanayi Bölgesi’nde çalışmalar yapılmıştır. Bu çalışmalar kapsamında bölgede bulunan tüm tek katlı ve mafsallı prefabrik sanayi yapıları incelenmiş ve yapısal özellikleri belirlenmiştir. Proje üzerinde ve sahada yapılan çalışmalar ile birleşimlere ait bilgiler toplanmış ve söz konusu birleşimlerin kesme ve devrilme kapasiteleri belirlenmiştir. Deprem sebebiyle meydana gelen talebin belirlenebilmesi için ise 40 adet ivme kaydı seçilmiştir. Doğrusal olmayan zaman tanım alanındaki analizler ile binalara ait deprem talepleri hesaplanmış ve birleşimlerin güvenliği belirlenmiştir. Kesme ve devrilme güvenliği tahkik edilirken kuvvet tabanlı bir değerlendirme yapılmış ve kesme ve devrilme kapasitelerinin aşılmış aşılmadığı kontrol edilmiştir. Elde edilen sonuçlar makas girişinin devrilmesi durumunun kesme hasarına göre daha kritik sonuçlar verdiğini göstermiştir. Rijitlik ve dayanımı yüksek olan mafsallı prefabrik binaların kesme ve özellikle de devrilme güvenliği açısından kritik sonuçlar verebileceği belirlenmiştir.

**Anahtar Kelimeler:** Prefabrik binalar, deprem performansı, birleşimlerin kesme güvenliği, birleşimlerin devrilme güvenliği.

### ABSTRACT

#### Investigation of Shear and Overturning Safety of Hinged Connections in Existing Precast Buildings

In last two decades, as a result of earthquakes, one storey precast buildings that represent majority of industrial building stock of Turkey have damaged significantly. Reconnaissance

---

Not: Bu yazı

- Yayın Kurulu’na 11.10.2012 günü ulaşmıştır.
- 31 Aralık 2013 gününe kadar tartışmaya açıktır.

\* Pamukkale Üniversitesi, İnşaat Mühendisliği Bölümü, Denizli - smsenel@pau.edu.tr

\*\* Pamukkale Üniversitesi, İnşaat Mühendisliği Bölümü, Denizli - mehmetpalanci@gmail.com

\*\*\* Pamukkale Üniversitesi, İnşaat Mühendisliği Bölümü, Denizli - akalkan@pau.edu.tr

\*\*\*\* Pamukkale Üniversitesi, İnşaat Mühendisliği Bölümü, Denizli - yasinyilmaz@gmail.co

studies have shown that as well as insufficient stiffness and ductility capacities of buildings, low shear and overturning resistance of hinged connections are the common problems of precast construction. In order to concentrate on connection problems in existing precast buildings, Denizli Organized Industrial Zone, which is one of the important industrial zones of Turkey, was invented. During inventory studies structural properties of precast buildings were determined. Details of hinged connections were obtained from building inventories and shear and overturning capacities of connections were calculated. Seismic demands occurred in connections were calculated by using 40 acceleration records selected from real earthquakes. Shear and overturning demands were then obtained by using non-linear time history analyses and safety of connections was determined. During these studies capacities and demands were compared using force based approach. Results have shown that overturning of roof girder failure yields more critical situation with respect to shear failure of connection. It is also determined that shear and overturning safety of connections decreases depending on the increasing strength and stiffness capacities of buildings.

**Keywords:** Precast buildings, seismic performance, shear safety of connections, overturning safety of connections.

## 1. GİRİŞ

Dünyada ve Türkiye’de yaşanan sanayi devrimiyle birlikte, üretimin gerçekleştirileceği binalara olan ihtiyaç hızla artmıştır. Bu hızlı sanayileşme sürecinde prefabrike inşaat teknolojisi, özellikle sanayi yapılarının bir an önce tamamlanarak üretime katılmasını sağladığı için pek çok Avrupa ülkesinde tercih edilmiş ve yaygın biçimde kullanılmıştır.

Ülkemizde prefabrik yapıların kullanımı özel sektör yatırımlarının başladığı 1950’li yıllara dayanmaktadır. Fakat prefabrik yapıların yaygın kullanımı sanayi yatırımlarının hızla arttığı 1980’li yıllarda başlamıştır. Bu hızlı sanayileşme sürecinde sektörde faaliyet gösteren firmaların büyük bir çoğunluğu, kullandıkları sistemleri genelde Avrupa’dan almış veya adapte ederek uygulamıştır. Bu tür sistemlerin alındığı pek çok Avrupa ülkesinde deprem tehlikesinin bulunmaması ise ülkemizdeki riski meydana getiren başlıca sebeptir. Prefabrik yapılar artan sanayi yapısı ihtiyacını karşılamak amacıyla deprem performansları sorgulanmadan Avrupa ülkelerinden alınmış ve ülkemizde çoğunlukla tek katlı ve birleşimleri mafsallı olarak inşa edilerek kullanılmaya başlanmıştır [1].

1998 Adana-Ceyhan ve ardından 1999 Kocaeli ve Düzce depremleri ile bu yapıların deprem performansları ilk kez test edilmiş ve yapılan araştırmalar bu yapıların önemli oranda ağır hasar gördüğünü veya yıkıldığını göstermiştir [2, 3, 4]. Yapılan çalışmalardan elde edilen bulgular yetersiz yanıl rijitliğin yanı sıra çoğu mafsallı olan birleşim bölgelerinde meydana gelen (kesme ve makas girişinin devrilmesi) hasarlar sebebiyle binaların kullanılamaz hale geldiğini göstermektedir [5, 6, 7].

Yaşanan bu yıkıcı felaketlerin ardından binaların tasarımı ve hesabı ilgili düzenlemelere gidilmiş ve deprem yönetmeliği yeniden düzenlenmiştir [8]. Bu yönetmelik düzenlemeleri ile birlikte mafsallı prefabrik binalara etki ettirilen tasarım deprem kuvvetleri artırılmış, meydana gelecek deplasmanlara sınır getirilmiş ve bu binalarda kullanılacak malzeme sınıfı ve detaylandırılması ile ilgili kurallar ağırlaştırılmıştır. 2007 yılında, yönetmelik bir kere daha yenilenerek tasarımda esas alınacak deprem kuvvetleri daha da artırılmış ve şu an

yürürlükte olan deprem yönetmeliğine son son şekli verilmiştir [9]. 1998 ve 2007 tarihli yönetmelikler prefabrik binaların güvenliğinin artırılması ile ilgili önemli düzenlemeler içermesine rağmen, mevcut prefabrik sanayi yapısı stoğunun büyük bir bölümü bu düzenlemelerden önce inşa edilen yapılardan oluşmaktadır. Bu yüzden sanayi yapısı stoğumuz içinde çok büyük bir yer tutan bu yapıların deprem performanslarının belirlenmesi gerekmektedir.

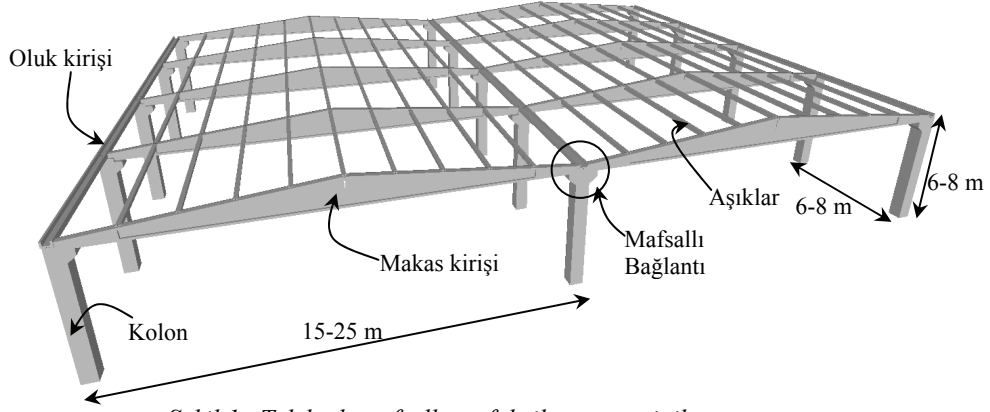
Bu amaç doğrultusunda Ege Bölgesi'nin önemli sanayi merkezlerinden biri olan Denizli Organize Sanayi Bölgesi'nde (DOSB) yaklaşık iki yıl süren proje ve saha çalışmaları yapılmıştır. Çalışma kapsamında bölgedeki binaların projeleri incelenmiş, binalara ait yapısal özellikler (makas uzunlukları, kolon boyutları, bina yükseklikleri v.b.) belirlenmiş ve bina envanterleri hazırlanmıştır. Proje incelemelerinin ardından yapılan saha çalışmaları ile envanter bilgileri yerinde kontrol edilmiş ve güncellenmiştir.

Envanter çalışmasının ardından istatistiksel çalışmalar ile yapısal özelliklerin dağılımları belirlenmiştir. Bulunan sonuçlar envanteri çıkarılan binalardan elde edilen yapısal özelliklerin, geçmiş depremler sırasında ağır hasar gördüğü tespit edilen prefabrik binalar ile büyük benzerlikler taşıdığını göstermiştir [10]. Denizli Organize Sanayi bölgesinde bulunan binaların deprem performanslarının belirlenmesi için yapılan bir diğer çalışmada, kuramsal olarak hesaplanan hasar oranları ile geçmiş depremlerden sonra tespit edilen hasar dağılımlarının benzer olduğu gösterilmiştir [11].

Yürütülen bu çalışmada ise mafsallı birleşimlerin deprem performansı araştırılmıştır. Geçmiş depremlerden sonra yapılan çalışmalar makas kirişlerinde meydana gelen kesme veya devrilme etkileri sebebiyle binaların hasara uğradığını göstermektedir. DOSB'de bulunan binalara ait envanterler hazırlanırken birleşimlere ait bilgiler de (pim adet ve çapları) toplanmıştır. Toplanan bu bilgiler kullanılarak prefabrik binaların genel özelliklerini yansıtan iki ve üç boyutlu analiz modelleri hazırlanmıştır. Oluşturulan modellerin zaman tanım alanında doğrusal olmayan analizlerini gerçekleştirebilmek amacıyla geçmiş depremler sırasında kaydedilen 40 adet ivme kaydı seçilmiş ve analizler buna göre yapılmıştır. Elde edilen sonuçlar hem kesme, hem de devrilme durumlarının binaların dayanım ve rijitlik kapasitelerine bağlı olarak kritik sonuçlar verebileceğini göstermiştir.

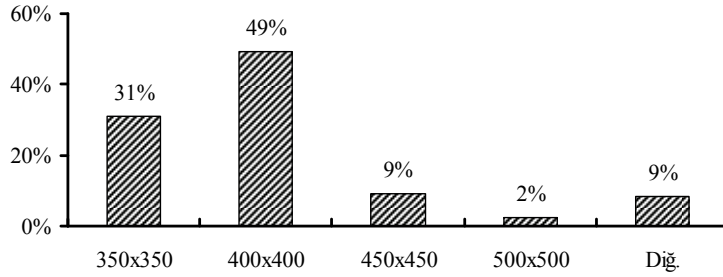
## **2. PREFABRİK BİNALARIN İSTATİSTİKSEL DEĞERLENDİRMESİ VE BİRLEŞİM BÖLGESİ DETAYLARI**

Envanter çalışması kapsamında DOSB'de 203 adet sanayi yapısı bulunduğu tespit edilmiştir. Yapılan saha incelemeleri bölgedeki 203 adet binadan 154 tanesinin prefabrik olduğunu ve bunlardan 102 tanesinin ise tek katlı ve birleşimleri mafsallı binalardan oluştuğunu göstermiştir. Tespit edilen 102 binadan ise 98 tanesinin proje bilgilerine ulaşılabilmektedir. Tek katlı ve birleşimleri mafsallı yapıların genel görünümü Şekil 1'de verilmiştir.



Prefabrik yapılara ait kesme ve devrilme güvenlikleri değerlendirilirken bu binaların yatay dayanım, rijitlik ve süneklik kapasitelerinin göz önünde bulundurulması gerekmektedir. Bu sebeple hazırlanan yapısal modeller mevcut durumu mümkün olduğunca gerçekçi bir şekilde yansıtılmalıdır. Bunun için bina envanterlerinden elde edilen istatistiksel bilgilere başvurulmuştur. Envanterde yer alan binaların incelenmesiyle, bölgedeki binaların büyük bir çoğunluğunun (%85) 1998 yılından önce inşa edildiği tespit edilmiştir.

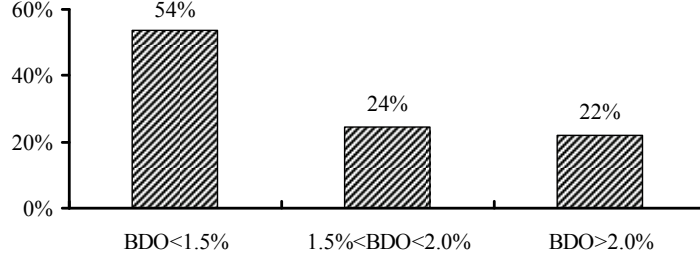
Şekil 2’de ise prefabrik binalarda tespit edilen kolon boyutlarının dağılımı verilmiştir. Şekilden de görüldüğü gibi prefabrik taşıyıcı elemanlarda daha çok kare kesitler kullanılmaktadır.



Şekil 2. Kolon boyutlarının dağılımı (mm)

Bölgedeki binaların yüksekliklerinin çoğunlukla 6-8 m arasında değiştiği tespit edilmiştir. Yapılan proje incelemeleri sonucunda binaların taşıyıcı elemanlarının tamamında S420 boyuna donatı sınıfının kullanıldığı belirlenmiştir. Türk deprem yönetmeliğinde boyuna donatı oranı minimum ve maksimum %1~%4 olarak tarif edilmektedir. Şekil 3 incelendiğinde ise prefabrik taşıyıcı elemanlarda kullanılan boyuna donatı oranının %1 ile

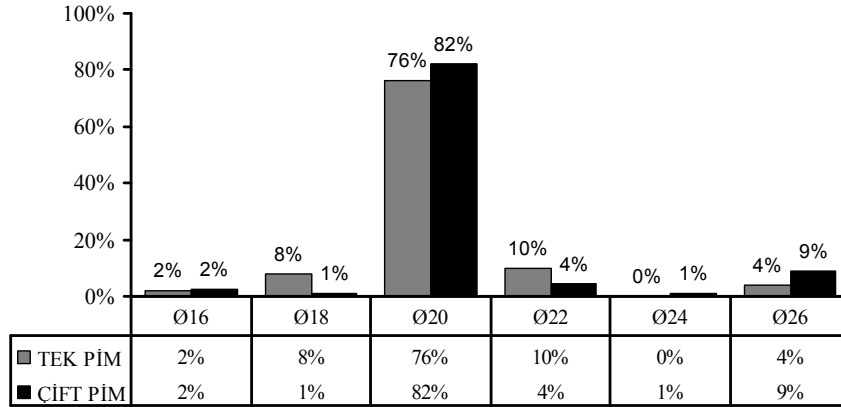
%2 arasında olduğu görülmektedir. Dolayısıyla elde edilen sonuçlar mevcut binalarda kullanılan boyuna donatı oranlarının yönetmelikte verilen minimum sınırlara yakın olduğunu göstermektedir.



Şekil 3. Envanterdeki bina kolonlarının boyuna donatı oranının dağılımı

Envanterdeki binaların kolonlarında yanal donatı olarak çoğunlukla (%72) S220 sınıfı donatının, yaklaşık dörde birinde ise (%28) S420 sınıfı donatının kullanıldığı belirlenmiştir. Ayrıca taşıyıcı elemanların çok büyük çoğunluğunda (>%99) yanal donatı oranının %1'den az olduğu tespit edilmiştir. Bu durum enine donatı açısından incelen binalardaki kolonlarının neredeyse tamamının yönetmelikte verilen sargılama koşullarını sağlamadığını göstermektedir.

Şekil 4'te envanterdeki binaların proje bilgilerinden elde edilen birleşim bölgelerindeki pim adet ve çaplarının dağılımı verilmiştir. Şekil dikkatlice incelendiğinde birleşimlerin büyük çoğunluğunda 20mm çapındaki pim donatısının kullanıldığı ve genellikle çift pimli teşkil edildiği görülmektedir.



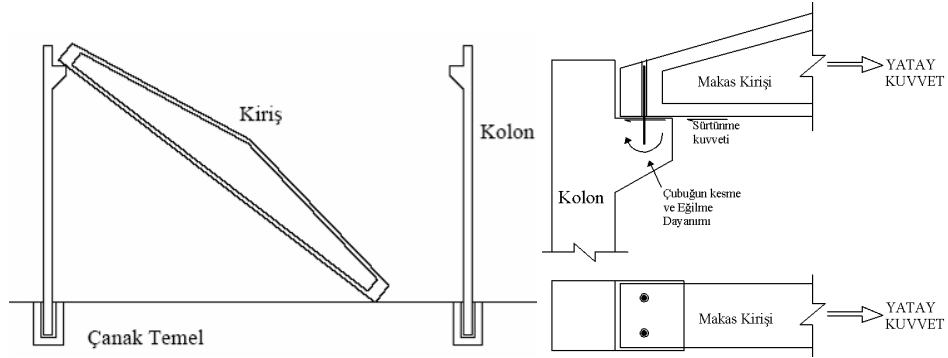
Şekil 4. Envanterdeki binaların pim adet ve çaplarının dağılımı

### 3. PREFABRİK BİNALARIN MAFSALLI BİRLEŞİMLERİNDE KESMENİN KONTROLÜ

Modellemeler sırasında mevcut yapısal özellikleri yansıtan farklı kolon tipleri kullanılmış ve bu kolonlara ait efektif rijitlik, dayanım, yer değiştirme kapasitesi gibi özellikler moment-eğrilik analizleri ile hesaplanmıştır. Analizler sırasında sargılı beton davranışı geliştirilmiş kent-park modeli ile belirlenmiştir [12].

#### 3.1. Prefabrik Kesme Modellerinin Oluşturulması

Mafsallı birleşimlerde meydana gelen önemli hasar türlerinden biri, kolona gömülü olan pimlerin deprem sebebiyle oluşan kesme talebini karşılayamaması ve makasın pimden sıyrılarak düşmesi ile gerçekleşmektedir. Bu deprem hasarının şematik gösterimi Şekil 5'te ve geçmiş depremlerde bu yüzden hasar gören binalara ait resimler ise Şekil 6'da verilmiştir.



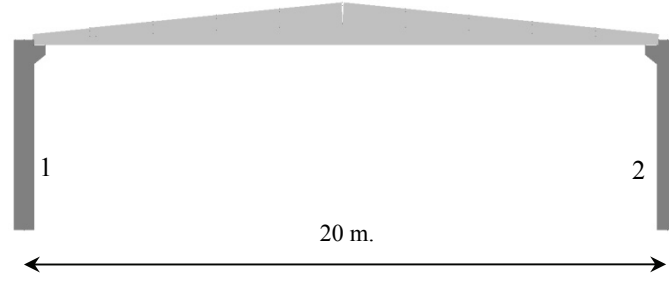
Şekil 5. Kesme hasarına ilişkin hasarın şematik gösterimi



Şekil 6. Birleşim bölgesinde kesme sebebiyle hasar gören binalardan görüntüler

Şekillerden de görüldüğü gibi bu hasar tipi daha çok makasın kolona oturduğu kesme düzleminde gerçekleşmektedir. Bu durum söz konusu problemin iki boyutlu prefabrik bina modelleri ile analiz edilebilmesine imkan tanımaktadır.

Analizler sırasında mevcut prefabrik bina modellerini temsil eden 2 boyutlu çerçeveler kullanılmıştır. Oluşturulan iki boyutlu ve tek açıklıklı çerçeve modelinin görünüşü Şekil 7’de verilmiştir. Kullanılan çerçevelerin açıklığı sabit kabul edilmiş ve 20 m. alınmıştır. Yapılan çalışmanın temel amacı birleşimlerde meydana gelen kesme talebi ile pimler tarafından taşınabilen kesme kapasitelerini belirlemek ve karşılaştırmaktır. Bu sebeple, kesme taleplerinin farklı yapısal özelliklere sahip binalarda nasıl değiştiğini inceleyebilmek için bina modelleri çeşitlendirilmiştir.



Şekil 7. Analizler sırasında kullanılan 2 boyutlu çerçeve modeli

Prefabrik sistemi oluşturan kolonların farklı dayanım ve rijitlik değerlerine sahip olması durumunda birleşimlerde oluşan kesme kuvvetlerinin değişimini inceleyebilmek için üç ayrı durum göz önüne alınmıştır. Bunlarda ilkinde, (Tip 1) Şekil 7’de gösterilen 2 adet kolonun dayanım ve rijitlik olarak özdeş olduğu ( $M_1=M_2=M$ ) kabul edilmiş ve analizler buna göre yapılmıştır. İkinci durumda ise (Tip 2) betonarmenin homojen olmayan yapısı göz önüne alınmış, sistemdeki ilk kolonun moment dayanımı %15 azaltılırken ikinci kolonun moment dayanımı %15 artırılmıştır (0.85M-1.15M). Böylelikle imalattan ve malzemedan kaynaklanan dayanım değişkenliğinin sonuçlar üzerindeki etkisi araştırılmıştır. Son olarak (Tip 3) modelinde ise sistemi oluşturan kolonların tamamen farklı boyutlarda olduğu kabul edilmiş, böylece hem dayanım hem de rijitlikten kaynaklanan farklılıkların birleşimlerde oluşan kesme talebini nasıl etkilediği araştırılmıştır.

Bütün modellerde beton dayanımı 30 MPa ( $f_c=30 \text{ N/mm}^2$ ) alınmış ve ayrıca her tip yapı grubunun kendi içinde çeşitliğini arttırmak amacıyla kolon yükseklikleri 6 ve 8 m, boyuna donatı oranları ise %1 ve %2 alınarak bina modelleri hazırlanmıştır. Söz konusu tasarım parametrelerine karar verilirken bölüm 2’de ayrıntıları sunulan envanter çalışmalarından elde edilen bilgiler esas alınmıştır. Hazırlanan bina modellerinin özellikleri Tablo 1-3’te verilmiştir.

Tablo 1. Tip 1 binaların yapısal özellikleri

1.kolon boyutu	1. kolon boy. don. oranı ( $\rho_1$ )	2.kolon boyutu	2. kolon boy. don. oranı ( $\rho_1$ )	Bina Yüks.	Boy. don. Sınıfı	Moment kapasiteleri
BxH (cm)	%	BxH (cm)	%	(m)	$f_y/f_u$ (MPa)	-
35x35	1%	35x35	1%	8	420/500	$M_1=M_2=M$
35x35	2%	35x35	2%	8	420/500	$M_1=M_2=M$
45x45	1%	45x45	1%	8	420/500	$M_1=M_2=M$
45x45	2%	45x45	2%	8	420/500	$M_1=M_2=M$
55x55	1%	55x55	1%	8	420/500	$M_1=M_2=M$
55x55	2%	55x55	2%	8	420/500	$M_1=M_2=M$
35x35	1%	35x35	1%	6	420/500	$M_1=M_2=M$
35x35	2%	35x35	2%	6	420/500	$M_1=M_2=M$
45x45	1%	45x45	1%	6	420/500	$M_1=M_2=M$
45x45	2%	45x45	2%	6	420/500	$M_1=M_2=M$
55x55	1%	55x55	1%	6	420/500	$M_1=M_2=M$
55x55	2%	55x55	2%	6	420/500	$M_1=M_2=M$

Tablo 2. Tip 2 binaların yapısal özellikleri

1.kolon boyutu	1. kolon boy. don. oranı ( $\rho_1$ )	2.kolon boyutu	2. Kolon boy. don. oranı ( $\rho_1$ )	Bina Yüksekliği	Moment kapasiteleri
BxH (cm)	%	BxH (cm)	%	(m)	-
35x35	1%	35x35	1%	8	0.85M-1.15M
35x35	2%	35x35	2%	8	0.85M-1.15M
45x45	1%	45x45	1%	8	0.85M-1.15M
45x45	2%	45x45	2%	8	0.85M-1.15M
55x55	1%	55x55	1%	8	0.85M-1.15M
55x55	2%	55x55	2%	8	0.85M-1.15M
35x35	1%	35x35	1%	6	0.85M-1.15M
35x35	2%	35x35	2%	6	0.85M-1.15M
45x45	1%	45x45	1%	6	0.85M-1.15M
45x45	2%	45x45	2%	6	0.85M-1.15M
55x55	1%	55x55	1%	6	0.85M-1.15M
55x55	2%	55x55	2%	6	0.85M-1.15M

**Not:** Beton sınıfı ( $f_c$ ) 30 MPa, boyuna donatı sınıfı ( $f_y/f_u$ ) 420/500 MPa alınmıştır.



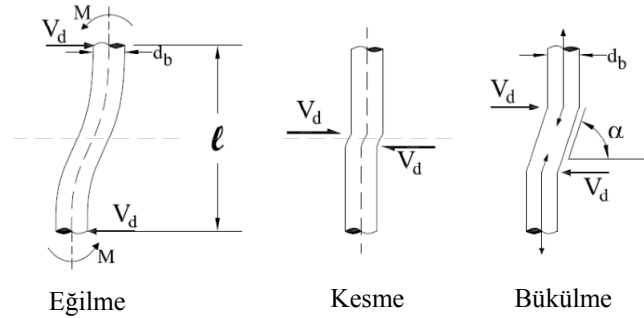
Tablo 3. Tip 3 binaların yapısal özellikleri

1.Kolon boyutu	1. Kolon boy. don. oranı ( $\rho_1$ )	2.Kolon boyutu	2. Kolon boy. don. oranı ( $\rho_2$ )	Bina Yüks.	Boy. don. sınıfı	Moment kapasiteleri
BxH (cm)	%	BxH (cm)	%	(m)	$f_y/f_u$ (MPa)	-
35x35	1%	45x45	1%	8	420/500	$M_1 < M_2$
35x35	2%	45x45	2%	8	420/500	$M_1 < M_2$
35x35	1%	55x55	1%	8	420/500	$M_1 \ll M_2$
35x35	2%	55x55	2%	8	420/500	$M_1 \ll M_2$
35x35	1%	65x65	1%	8	420/500	$M_1 \ll M_2$
35x35	2%	65x65	2%	8	420/500	$M_1 \ll M_2$
35x35	1%	45x45	1%	6	420/500	$M_1 < M_2$
35x35	2%	45x45	2%	6	420/500	$M_1 < M_2$
35x35	1%	55x55	1%	6	420/500	$M_1 \ll M_2$
35x35	2%	55x55	2%	6	420/500	$M_1 \ll M_2$
35x35	1%	65x65	1%	6	420/500	$M_1 \ll M_2$
35x35	2%	65x65	2%	6	420/500	$M_1 \ll M_2$

### 3.2. Birleşim bölgesinde kesme kapasitesinin belirlenmesi

Yapılan proje incelemeleri neticesinde birleşimlerde kullanılan pim çapları ve adetleri belirlenmiş ve Şekil 4’de gösterilmiştir. Birleşimde bulunan pim donatısının konumu ise Şekil 5’te verilmektedir.

Literatürde yapılan çalışmalar bu tür birleşimlerin temel olarak 3 ayrı mekanizma (eğilme, kesme ve bükülme) ile hasar görebileceğini göstermektedir. Bununla ilgili olarak Park ve Paulay [13] tarafından yapılan çalışmalardan yararlanılmıştır. Eğilme, kesme ve bükülme ile temsil edilen bu hasar oluşumlarının şematik gösterimleri Şekil 8’de verilmektedir.



Şekil 8. Birleşim bölgesinde meydana gelen kesme mekanizmaları

Prefabrik kolon-kiriş birleşim bölgesinde meydana gelen davranış yukarıda gösterilen kesme mekanizmasına uymaktadır. Makas kirişinin kolon üzerine pimler aracılığıyla oturduğu mafsallı birleşim bölgesinde eğilme esaslı bir mekanizma beklenmemelidir. Ayrıca prefabrik yapılardaki birleşimler daha yakından incelendiğinde iki eleman arasındaki kesme yüzeyinin çok dar bir alanda olduğu görülecektir. Bu durum pimlerde bükülme davranışının da mümkün olmayacağını göstermektedir. Ayrıca Philips [14] tarafından yapılan deneylerde böyle bir mekanizma oluşumunun ancak boyu uzun çapı küçük donatı çubuklarının kullanılması durumunda meydana geleceğini göstermiştir. Bu yüzden kesme kapasitesinin hesabı yapılırken şekilde gösterilen “kesme” mekanizması esas alınmıştır.

Park ve Paulay [13] kesme mekanizması durumunda donatının kesme kapasitesinin Denklem 1 ile hesaplanabileceğini belirtmiştir. Fakat yazarlar bu denklem ile hesaplanacak kesme kapasitesinin üst limitini temsil ettiğine dikkat çekmiştir. Bu yüzden daha gerçekçi bir yaklaşım elde edebilmek amacıyla Denklem 1 ile hesaplanan kesme kapasiteleri emniyet faktörü (1.5) ile azaltılmıştır. Bu yöntem ile bulunan bina birleşimlerinin kesme kapasiteleri Tablo 4’de gösterilmiştir.

$$V_d = \frac{A_s f_y}{\sqrt{3}} \quad (1)$$

*Tablo 4. Yaygın kullanılan birleşim bölgesi pimleri ve kesme kapasiteleri*

Çap	Adet	Pim sayısı	Dayanım (ton)	Çap	Adet	Pim sayısı	Dayanım (ton)
Ø16	1	Tek	3.25	Ø16	2	Cift	6.50
Ø18	4	Tek	4.11	Ø18	1	Cift	8.23
Ø20	38	Tek	5.08	Ø20	73	Cift	10.16
Ø22	5	Tek	6.15	Ø22	4	Cift	12.29
Ø24	0	Tek	7.31	Ø24	1	Cift	14.63
Ø26	2	Tek	8.58	Ø26	8	Cift	17.17

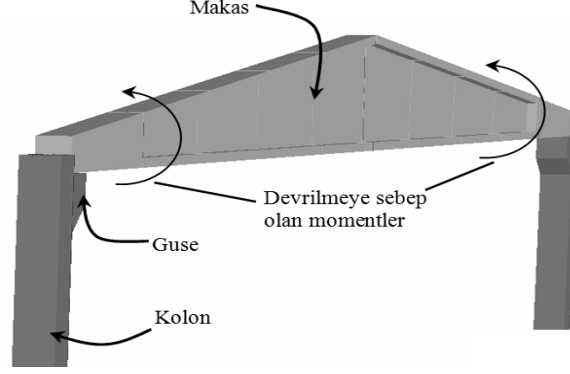
#### **4. PREFABRİK BİNALARIN MAFSALLI BİRLEŞİMLERİNDE DEVRİLMENİN KONTROLÜ**

Envanter çalışmaları sırasında tespit edilen yapısal özellikler devrilme modelleri hazırlanırken de kullanılmıştır. Betonarme elemanların doğrusal ötesi davranışları moment-eğrilik analizleri ile belirlenmiş ve analizler sırasında sargılı beton davranışı kesme ile ilgili çalışmalar sırasında olduğu gibi Geliştirilmiş Kent-Park Modeli ile temsil edilmiştir [12].

##### **4.1. Prefabrik Devrilme Modellerinin Oluşturulması**

Birleşim bölgelerinde meydana gelen diğer bir önemli hasar şekli makas düzlemine dik yönde etkiyen deprem kuvvetleri sebebiyle, makasın birleşim bölgesi etrafında dönerek devrilmesi ile meydana gelmektedir. Devrilme hasarı oluşumunun şematik olarak gösterimi

Şekil 9’da verilmiştir. Geçmiş depremlerde meydana gelen birleşim hasarlarına ait örnekler ise Şekil 10’da gösterilmiştir.

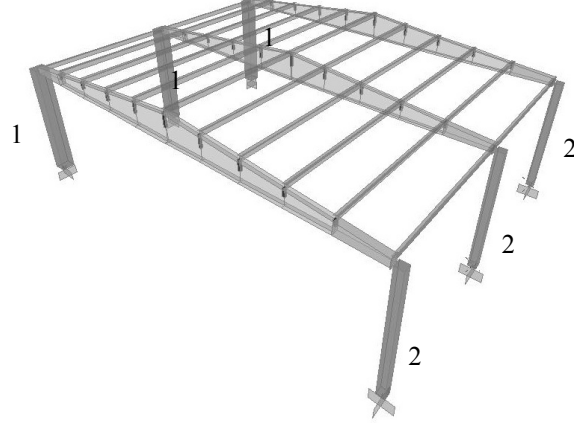


Şekil 9. Makasın birleşim bölgesi etrafında dönerek devrilmesi



Şekil 10. Makasın birleşim bölgesi etrafında dönmesi sonucu hasar gören binaların resimleri

Şekil 9 ve 10’den anlaşılacağı gibi makasın düzlem dışı hareketi sebebiyle meydana gelen devrilme momentleri birleşim bölgesinde kullanılan pimler aracılığıyla karşılanmaktadır. Dolayısıyla birleşim bölgesinin devrilme güvenliğinin sorgulanabilmesi için 3 boyutlu modellerin hazırlanmasına ihtiyaç duyulmuştur (Şekil 11). Bina açıklığı kesme modellerinde olduğu 20 m. alınmış ve sabit kabul edilmiştir. Modeller hazırlanırken 2. bölümde verilen envanter çalışmalarından elde edilen sonuçlar göz önüne alınmış ve bina modellerinin mevcut yapıları mümkün olduğunca temsil edilebilmesine özen gösterilmiştir. Envanterde bulunan bina çeşitliğini yansıtabilmek amacıyla farklı kolon tipleri kullanılmıştır. Hazırlanan devrilme modellerine ait özellikler Tablo 5’te verilmiştir.



Şekil 11. Analizler sırasında kullanılan 3 boyutlu bina modeli

Tablo 5. Devrilme modellerine ait yapısal özellikler

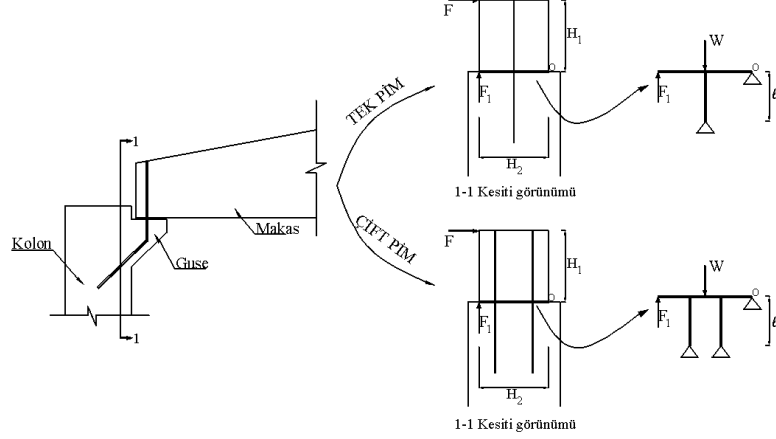
1.kolon boyutu	1. kolon boy. don. oranı ( $\rho_1$ )	2.kolon boyutu	2. kolon boy. don. oranı ( $\rho_1$ )	Bina Yüksekliği	Moment kapasiteleri
BxH (cm)	%	BxH (cm)	%	(m)	-
35x35	1%	35x35	1%	8	$M_1=M_3=M$
35x35	2%	35x35	2%	8	$M_1=M_3=M$
45x45	1%	45x45	1%	8	$M_1=M_3=M$
45x45	2%	45x45	2%	8	$M_1=M_3=M$
55x55	1%	55x55	1%	8	$M_1=M_3=M$
55x55	2%	55x55	2%	8	$M_1=M_3=M$
65x65	1%	65x65	1%	8	$M_1=M_3=M$
65x65	2%	65x65	2%	8	$M_1=M_3=M$
35x35	1%	35x35	1%	6	$M_1=M_3=M$
35x35	2%	35x35	2%	6	$M_1=M_3=M$
45x45	1%	45x45	1%	6	$M_1=M_3=M$
45x45	2%	45x45	2%	6	$M_1=M_3=M$
55x55	1%	55x55	1%	6	$M_1=M_3=M$
55x55	2%	55x55	2%	6	$M_1=M_3=M$
65x65	1%	65x65	1%	6	$M_1=M_3=M$
65x65	2%	65x65	2%	6	$M_1=M_3=M$

**Not:** Beton sınıfı ( $f_c$ ) 30 N/mm<sup>2</sup>, boyuna donatı sınıfı ( $f_y/f_u$ ) 420/500 MPa alınmıştır.

#### 4.2. Birleşim bölgesinde devrilme kapasitesinin belirlenmesi

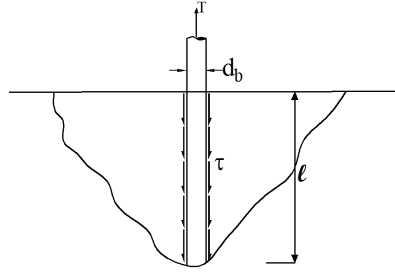
Devrilme kapasitesinin hesabı yapılırken birleşimde gerçekleşen devrilme mekanizmasının oluşumu incelenmiş ve tek ve çift pimli birleşimleri temsil eden mekanizma durumları Şekil 12'de gösterilmiştir. Şekle yakından bakıldığında deprem sebebiyle oluşan

kuvvetlerin ( $F_1$ ) makası “O” noktası etrafında döndürmeye çalıştığı görülmektedir. Makasın ağırlığı ve pimler tarafından taşınan kuvvetler ise buna karşı koyan ve devrilmeyi engellemeye çalışan kuvvetlerdir.



Şekil 12. Birleşim bölgesinde devrilme mekanizmasının görünümü

Söz konusu aksenal kuvvetlerin pimlere aktarılabilmesi için aderans gerilmelerinin oluşması gerekmektedir ve bu gerilmeler sayesinde söz konusu devrilme etkileri pimlere aktarılabilir. Yukarıda bahsi geçen mekanizmanın tipik olarak gösterimi Şekil 13’te verilmiştir.



Şekil 13. Beton ile pim arasındaki sürtünme kuvvetlerinin tipik gösterimi

Kritik durumda pimde meydana gelen aksenal çekmenin değeri sürtünme yüzeyinde oluşan kayma gerilmeleri ile sürtünme alanınının çarpımına eşit olmaktadır ve bu eşitlik Denklem 2 ile ifade edilebilir. Pim akma anına ulaştığında, aksenal çekme kapasitesi donatının akma gerilmesi ile donatı alanının çarpımına eşit olacaktır (denklem 3).

$$T = \tau \cdot l \cdot d_b \cdot \pi \quad (2)$$

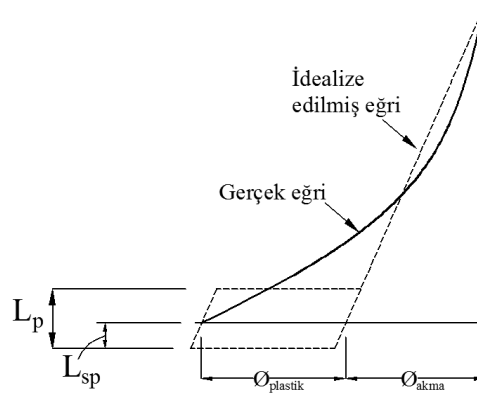
$$\sigma_s \frac{\pi d_b^2}{4} = \tau \cdot l \cdot d_b \cdot \pi \quad (3)$$

Denklem 3'te yer alan ifadenin sadeleştirilmesi ve gerekli düzenlemelerin yapılması ile kolon içerisine gömülü olan pim uzunluğunun bir katsayıya (c), donatının akma gerilmesine (akma dayanımı) ve donatının çapına bağlı olduğu Denklem 4 elde edilmiş olur.

$$l = c\sigma_s d_b \quad (4)$$

Şekil 13'te gösterilen şekil değiştirmelerin oluştuğu uzunluğun hesabı için literatürde bulunan çalışmalardan faydalanılmış [15] ve önerilen gömülü şekil değiştirme uzunluğu Denklem 5'te verilmiştir. Denklem 4'te gösterilen ifadenin Denklem 5'te verilen ifade ile mantık olarak oldukça benzer olduğu görülmektedir. Ortaya çıkan bu benzerlik söz konusu yaklaşımın gerçekçi olduğunun göstergesidir. Bahsi geçen gömülü şekil değiştirme uzunluğu Şekil 14'te şematik olarak gösterilmiştir.

$$l_{sp} = 0.022 f_{yk} d_{bl} \quad (\text{MPa}) \quad (5)$$



Şekil 14. Pim donatısında aderans gerilmeleri sebebiyle oluşan eğriliğin görünümü

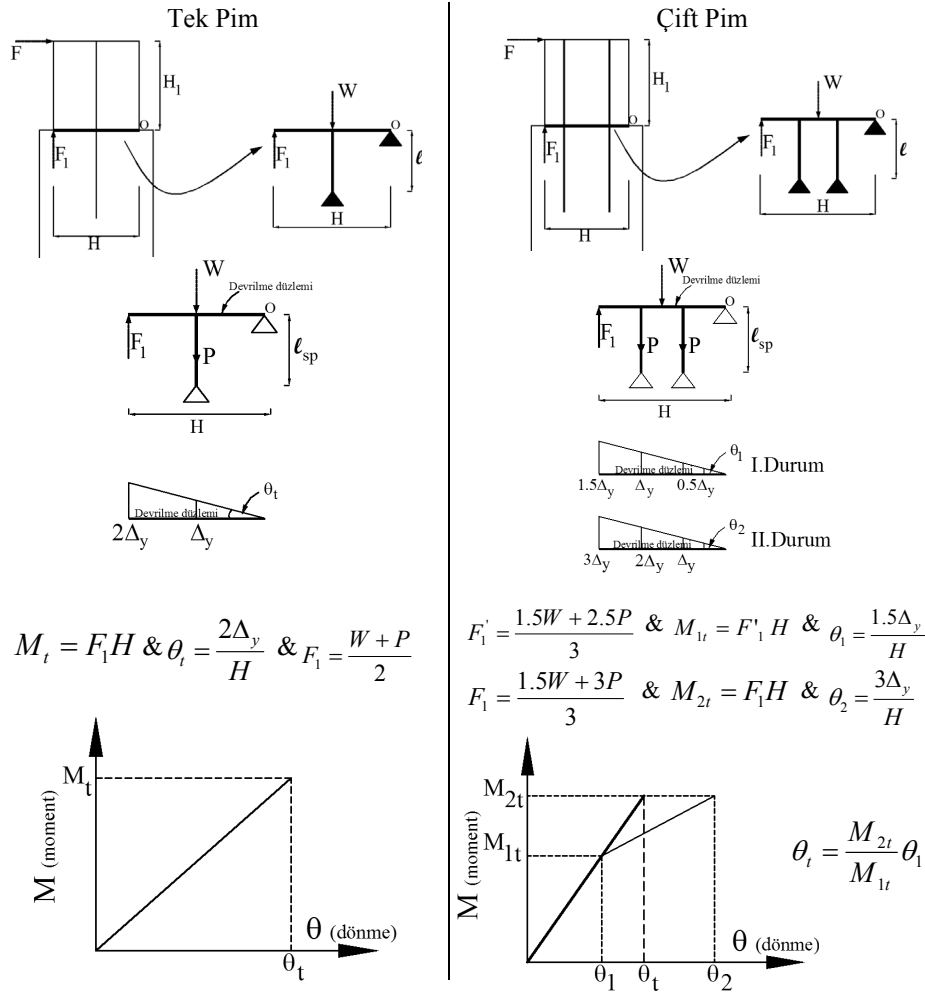
Gömülü şekil değiştirme uzunluğu hesaplanırken Tablo 4'te verilen envanter bilgilerinden yararlanılmıştır. Denklem 5'te donatı çapı 20 mm ve donatı sınıfı S420 alınarak gömülü uzunluk 18.5 cm hesaplanmıştır. Bu uzunluğunun belirlenmesinden sonra birleşim bölgelerinde oluşacak doğrusal ötesi davranışı temsil edebilmek için eksenel kuvvet mafsallarından yararlanılmıştır. Eksenel kuvvet mafsalları hesaplanırken donatının gerilme-şekildeğiştirme ilişkisi esas alınmış ve akma dayanımına karşılık gelen değer sınır durum olarak kabul edilmiştir. Buna ait hesaplamaların gösterildiği ifadeler Denklem 6-8 verilmektedir.

$$P = A_s f_{yk} \quad (6)$$

$$\delta_y = \varepsilon_{sy} l_{sp} \quad (7)$$

$$\delta_u = \varepsilon_{su} l_{sp} \quad (8)$$

Denklem 6-7’de yer alan  $f_y$ ,  $\epsilon_{sy}$ ,  $\epsilon_{su}$  değerleri envanterler çalışmalarıyla uyumlu olarak sırasıyla 420 N/mm<sup>2</sup>, 0.0021 ve 0.01 alınmıştır. Ancak birleşim bölgesindeki kapasite hesapları yapılırken donatının korozyonu, birleşim bölgesindeki kusurlar, makas ile pim arasındaki aderans yetersizliği göz önüne alınarak donatıdaki gerilme kapasitesinin  $\frac{3}{4}$ ,  $\frac{2}{4}$ ,  $\frac{1}{4}$  ve  $\frac{1}{10}$  ’u alınarak bu kusurlar göz önüne alınmış ve birleşimlerin tek ve çift pimli olması durumları için mafsallar oluşturulmuştur. Söz konusu ilişkiler kullanılarak öncelikle kuvvet-yerdeğiştirme, ardından Şekil 15’te gösterilen işlemler yardımıyla moment-dönme mafsalları (M- $\theta$ ) hesaplanmıştır. Sonuçta, Şekil 15’de gösterilen hesap adımları toplam 10 ayrı durum için tekrarlanmış ve moment-dönme kapasiteleri elde edilmiştir. Bulunan sonuçlar Tablo 6’da verilmiştir.



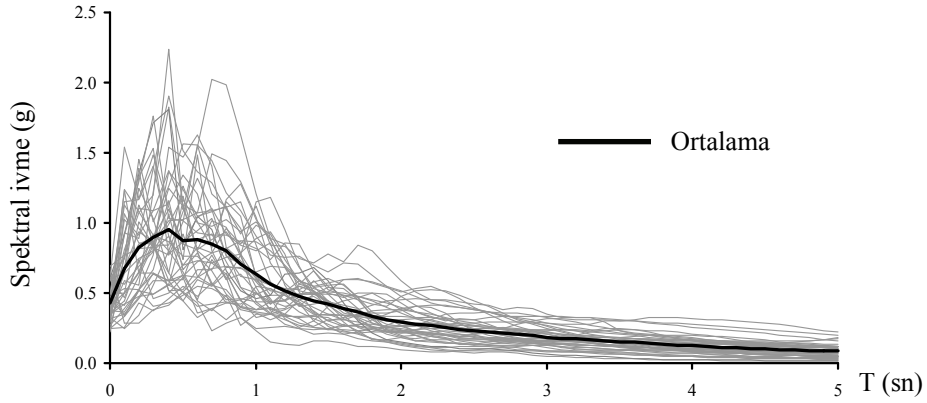
Şekil 15. Aderansın tam olduğu birleşimlerde moment-dönme kapasitesinin hesabı

Tablo 6. Aderans ve pim adedine göre kapasite hesap sonuçları

Aderans	Tek Pim		Çift Pim	
	$M_t$	$\theta_t$	$M_{2t}$	$\theta_t$
Tam	208.75	0.311%	373.75	0.273%
%75	167.50	0.233%	291.25	0.204%
%50	126.25	0.155%	208.75	0.134%
0.25	85.00	0.078%	126.25	0.065%
0.10	60.25	0.031%	76.75	0.025%

## 5. ZAMAN TANIM ALANINDA ANALİZLER İÇİN KULLANILAN DEPREM KAYITLARI

Dinamik yüklerin birleşim bölgesinde meydana getirdiği kesme ve devrilme taleplerini belirleyebilmek amacıyla gerçek depremlerden alınan 40 adet kayıt seçilmiştir. Çalışmada kullanılan deprem kayıtları ve maksimum yer ivmesi (MYİ) değerleri Ekl'de verilmiştir. Seçilen kayıtlara ait ivme mukabele spektrumları ve söz konusu spektrumların ortalaması Şekil 16 üzerinde gösterilmiştir.



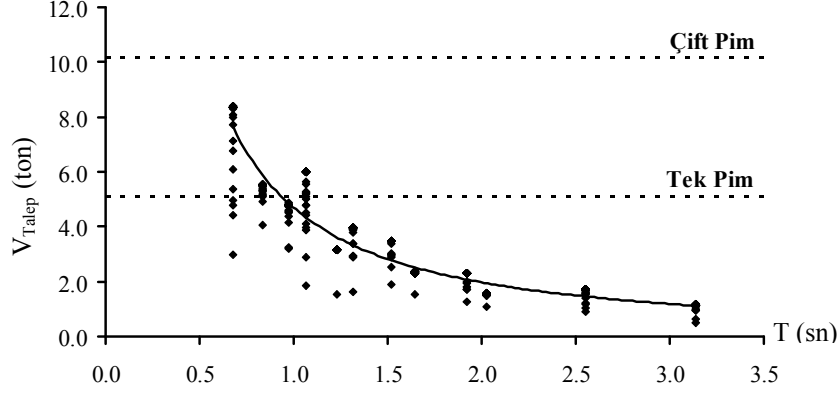
Şekil 16. Seçilen ivme kayıtlarının periyoda bağlı spektral ivme değerleri ve kayıtları ortalaması

## 6. BİRLEŞİMLERDE KESME GÜVENLİĞİNİN TAHKİKİ

Kesme kapasitesi ve taleplerinin belirlenmesinden sonra birleşim bölgesindeki güvenliğin kontrolü için zaman tanım alanında analizlerden elde edilen kesme talepleri ile kesme kapasiteleri karşılaştırılmış ve söz konusu kapasitelerin aşılmadığı kontrol edilmiştir. Şekil 17'de Tip 1 binaların birleşimlerinde oluşan kesme taleplerinin bina periyoduna göre değişimi gösterilmektedir. Şekil incelendiğinde yüksek periyotlara sahip binaların

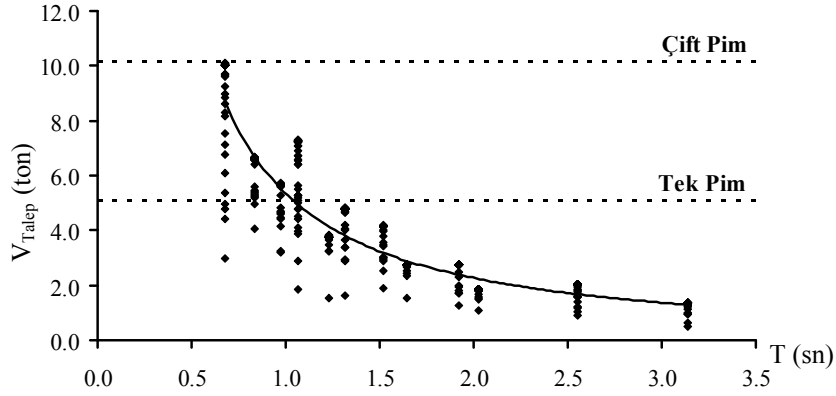


birleşimlerinde kesme taleplerinin düştüğü görülmektedir. Başka bir ifadeyle rijitliği yüksek yapılarda özellikle tek pimli birleşimler açısından kritik durumlar oluşabileceği, fakat çift pimli birleşimlerde herhangi bir problem bulunmadığını anlaşılmaktadır.



Şekil 17. Tip 1 binalarda birleşim bölgesi güvenliğinin araştırılması

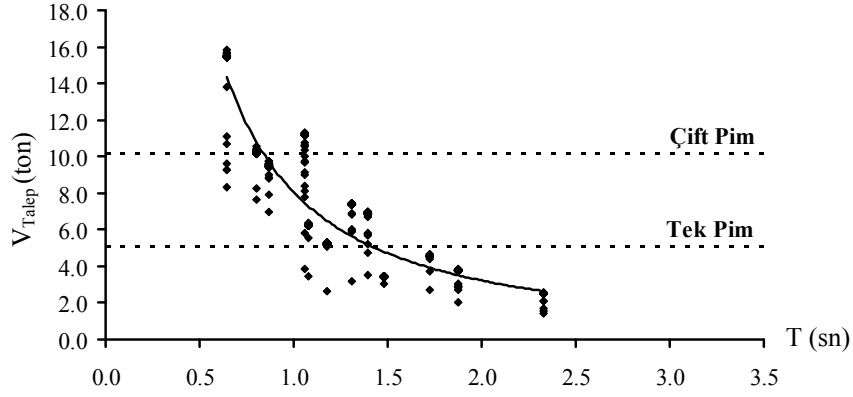
Şekil 18'de Tip 2 (0.85M-1.15M) binalarında kesme talebinin periyoda göre değişimi verilmiştir. Bu şekilden de anlaşıldığı gibi sistemi oluşturan kolonların dayanım kapasitelerindeki değişim, birleşimlerde kesme oluşan kesme taleplerinin de artmasına sebep olmaktadır. Ancak çift pimli birleşimler söz konusu olduğunda kesme güvenliği açısından kritik bir durumun oluşmadığı görülmektedir.



Şekil 18. Tip 2 binalarda birleşim bölgesi güvenliğinin araştırılması

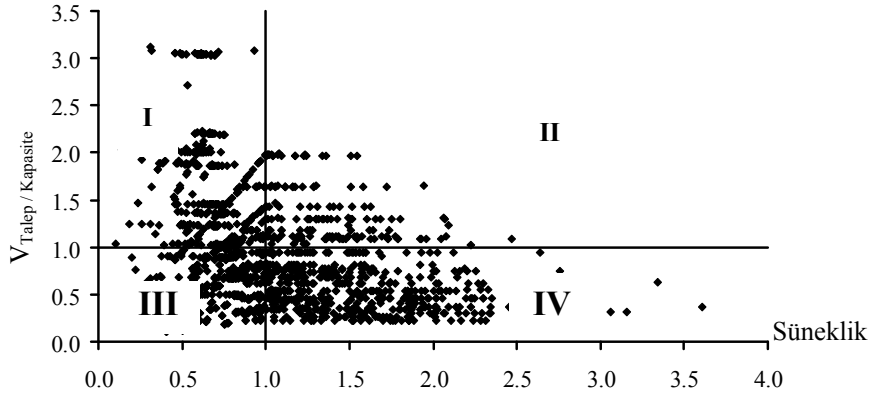
Tip 3 ( $M_2 > M_1$ ) binalarında kesme talebinin değişimi ise Şekil 19'da verilmiştir. Elemanlar arasındaki dayanım ve rijitlik farklılıklarının kesme taleplerini daha da arttırdığı, bu durumun ise birleşimlerin kesme güvenliğini olumsuz yönde etkilediği görülmektedir. Şekil

19'da gösterilen değerler, yüksek dayanım ve rijitliğe sahip binalarda bulunan tek pimli birleşimlerin kesme güvenliğinin yetersiz olduğunu göstermektedir. Çift pimli birleşimlerde ise bu problem önemli oranda azalmaktadır.



Şekil 19. Tip 3 binalarda birleşim bölgesi güvenliğinin araştırılması

Kuvvet tabanlı olarak hesaplanan talep/kapasite kontrolünün ardından, söz konusu kesme talebine ulaşıldığı anda binanın akma anını aşmış ve aşmadığı ayrıca kontrol edilmiştir. Bunun için talep/kapasite oranlarının en büyük değerleri belirlenmiş ve bu değerlerin olduğu andaki yerdeğiştirme talebi sünekliği hesaplanmıştır. Elde edilen sonuçların dağılımı daha kritik olan tek pimli birleşime sahip binalar için Şekil 20'de verilmiştir.



Şekil 20. Tek pimli binalarda kesme güvenliği ile süneklik seviyesinin görünüşü

Her iki eksen üzerinde de işaretlenen 1 değeri yatayda elastik ötesi ve elastik davranış bölgelerini düşeyde ise kesme kapasitesinin aşıldığı ve aşılmadığı durumları temsil etmektedir. Yapılan bu bölme işlemi ile Şekil 20'de gösterilen değerler 4 ayrı bölge altında

toplanmaktadır. III. ve IV. bölgeler kesme kapasitesinin aşılmadığı bölgelerdir ve bu bölgelerdeki binaların birleşimlerinde kesme güvenliği açısından problem oluşmadığını söylemek mümkündür. Bu bölgelerde yer alan binaların tüm binalar içerisindeki oranının %61 olduğu belirlenmiştir. II. Bölge, akma sınırını aşarak doğrusal ötesi davranışa geçen binalarda kesme güvenliğinin aşılması durumunu göstermektedir. Bu bölgede bulunan modellerin toplam içindeki oranı ise %11 olarak hesaplanmıştır.

Şekil 20’de gösterilen ve üzerinde durulması gereken bir diğer nokta ise I. bölgedeki binalar ile ilgilidir. Bu bölgedeki binalar akma noktasına ulaşmadan kesme kapasitesinin aşılması ile hasar görmektedir. I. bölgenin tüm sonuçlar içerisindeki payı %28’dir. Bu dilim içerisinde yer alan binaların büyük bir çoğunluğunu (%76) farklı dayanıma sahip kolonlardan oluşan Tip 3 modelleri ( $M_2 > M_1$ ) oluşturmaktadır. Tip 2 (0.85 M-1.15 M) binaları %13’lük dilimi temsil ederken geri kalan binalar (%11) Tip 1 ( $M_1 = M_2$ ) modellerinden oluşmaktadır.

Sonuç olarak, dayanım ve rijitlikteki artışın birleşim bölgelerinde kesme güvenliğini düşürdüğünü söylemek mümkündür. Bu yüzden birleşim bölgeleri tasarlanırken dayanım ve rijitliğin dikkate alınması gerekmektedir.

## **7. BİRLEŞİMLERDE DEVRİLME GÜVENLİĞİNİN TAHKİKİ**

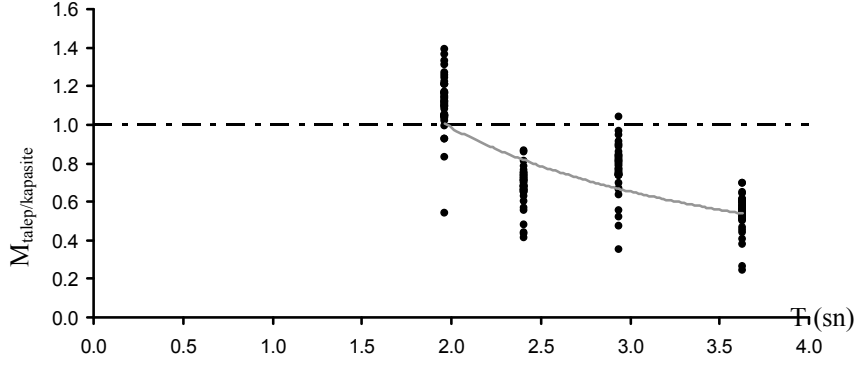
Zaman tanım alanında doğrusal olmayan analizler neticesinde elde edilen devrilme momenti talepleri ile daha önceden hesaplanan moment kapasiteleri karşılaştırılmış ve mafsallı birleşimlerin devrilme güvenliği araştırılmıştır. Karşılaştırmalar yapılırken birleşimlerdeki pim adetleri, kolonların boyutları ve birleşimi oluşturan pimlerin aderans kapasiteleri göz önüne alınarak elde edilen sonuçlar sınıflandırılmıştır.

Öncelikle pim adedinin devrilme güvenliği üzerindeki etkisi araştırılmıştır. Yapılan incelemeler neticesinde birleşim bölgesinde çift pim kullanımının devrilme güvenliğini arttırdığı belirlenmiştir. Pim adedinin etkisini gösterebilmek amacıyla 35x35cm kesite ve %50 aderans kapasitesine sahip tek ve çift pimli birleşimlerin talep/kapasite oranlarının değişimi Şekil 21-22’de gösterilmiştir. Şekillerden de görüldüğü gibi artan bina periyoduna bağlı olarak spektral ivme değerlerinde meydana gelen azalmalar moment taleplerinin düşmekte ve böylelikle talep/kapasite oranları azalmaktadır.

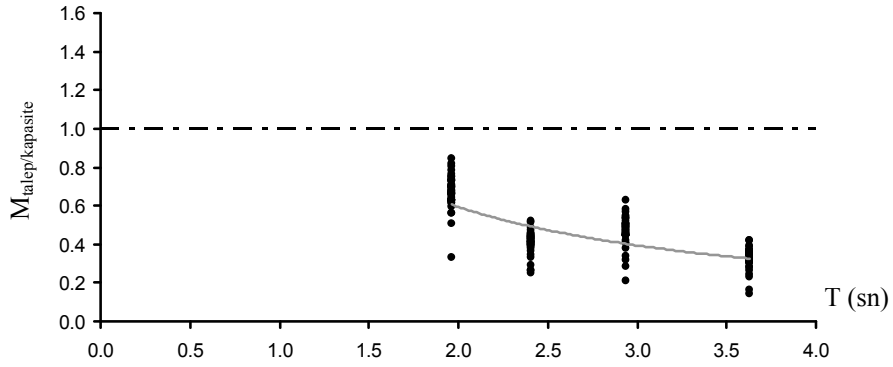
Sonraki aşamada bina rijitliğinin devrilme güvenliği açısından önemi araştırılmıştır. 35, 45 ve 65 cm boyutlara, %50 aderans kapasitesine sahip binalar için hesaplanan talep/kapasite oranlarının dağılımı Şekil 22-24’te verilmiştir. Şekillerden de görüldüğü gibi rijitlik artışı devrilme güvenliğini ciddi oranda düşürebilmektedir.

Son olarak birleşim bölgesindeki aderans kapasitenin devrilme güvenliği üzerindeki etkisi araştırılmıştır. Bunun için tam aderans durumu ile en kötü durumu temsil eden (1/10) modellerden elde edilen sonuçlar karşılaştırılarak devrilme güvenliği kontrol edilmiştir. Şekil 25’de görüldüğü gibi bu iki durum arasında ciddi bir farklılık bulunmaktadır.

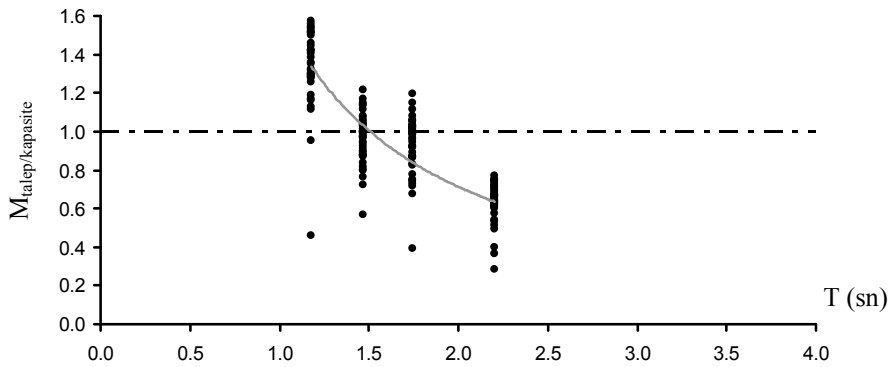
Elde edilen sonuçlar, mafsallı birleşimlere sahip prefabrik binalarda çatı makasının devrilme güvenliğinin bina rijitliğinden ve dayanımından önemli ölçüde etkilendiğini, devrilme probleminin kesmeye oranla daha kritik sonuçlar verebildiğini göstermektedir.



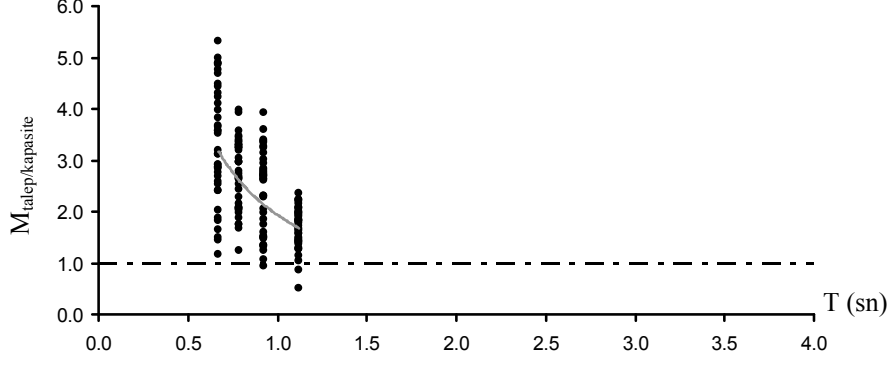
Şekil 21. 35x35 kesitli, aderansın %50 olduğu tek pimli modelde talep/kapasite oranlarının periyoda göre değişimi



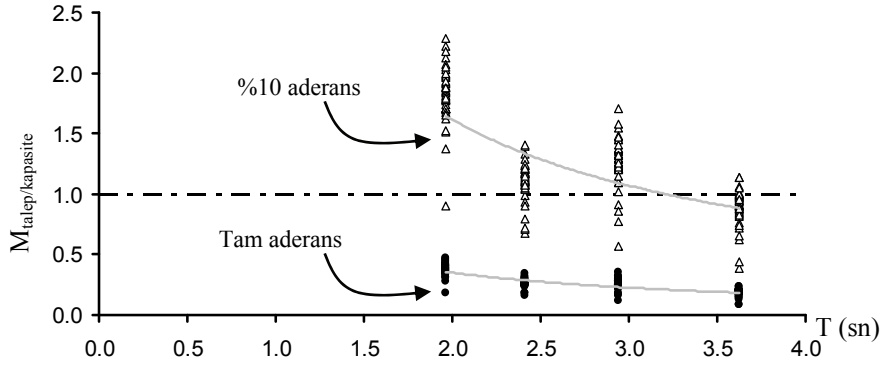
Şekil 22. 35x35 kesitli, aderansın %50 olduğu çift pimli modelde talep/kapasite oranlarının periyoda göre değişimi



Şekil 23. 45x45 kesitli, aderansın %50 olduğu çift pimli modelde talep/kapasite oranlarının periyoda göre değişimi



Şekil 24. 65x65 kesitli, aderansın %50 olduğu çift pimli modellerde talep/kapasite oranlarının periyoda göre değişimi



Şekil 25. 35x35 kesitli, aderansın tam ve %10 olduğu çift pimli modellerde talep/kapasite oranlarının periyoda göre değişimi

## 8. SONUÇLAR

Denizli Organize Sanayi Bölgesinde yapılan envanter çalışmalarından elde edilen sonuçlar, tek katlı prefabrik binaların mafsallı birleşimlerden oluştuğunu göstermektedir. Yapılan incelemeler söz konusu birleşimlerin çok büyük bir çoğunluğunun tek veya çift pimli olarak teşkil edildiğini ve kullanılan pim donatısının çapının ise 20 mm olduğunu göstermektedir. Analizler sırasında bu bilgilerden yararlanılmış, 20 mm çapındaki tek ve çift pimli birleşimler kullanılarak kesme ve devrilme tahkikleri yapılmıştır.

Kesme tahkiki üzerine yapılan incelemeler, 20 mm çapındaki çift pimlerden oluşan birleşimlerin genel itibarı ile yeterli kesme güvenliğine sahip olduğunu göstermiştir. Bununla birlikte, tek pimli birleşimlere sahip modellerin zaman tanım alanında doğrusal olmayan analizinden elde edilen sonuçlar, yüksek dayanım ve rijitlik kapasitesine sahip

binalarda kesme güvenliği açısından kritik sonuçlar oluşabildiğini göstermektedir. Bu durum, özellikle kolonları farklı dayanım ve rijitlik kapasitesine sahip binalarda daha belirgin şekilde görülmektedir.

Devrilme tahkiki üzerine yapılan araştırmalar sırasında dayanım, rijitlik ve birleşimdeki pim sayısı ile birlikte imalat kusurları v.b. olumsuzlukların etkilerini yansıtan farklı aderans kapasiteleri göz önüne alınmıştır. Tam aderans, %75, %50, %25 ve %10 durumları için oluşturulan bina modellerinin zaman tanım alanında doğrusal olmayan analizleri yapılmıştır. Elde edilen sonuçlar bina rijitliğinin ve dayanımının devrilme güvenliği üzerinde önemli etkileri olduğunu göstermiştir. Rijitlik ve dayanımın artması, binaya gelen deprem kuvvetlerini arttırmakta ve bu da birleşimlerde oluşan devrilme taleplerini büyütmektedir.

Devrilme tahkiklerinden elde edilen bir diğer önemli sonuç ise aderans kapasitesinin etkisi ile ilgilidir. Aderans kapasitesinin azalması, makasın devrilme güvenliğini önemli oranda düşürmektedir. Yapılan değerlendirmeler, devrilme güvenliğinin kesmeye göre daha kritik sonuçlar verdiğini göstermiştir.

Elde edilen sonuçlar uygulama açısından ele alınarak aşağıdaki tespitler yapılmıştır.

- Birleşim bölgelerinde aderansın sağlanması için kullanılan bağlayıcı malzemelerden ve uygulama hatalarından kaynaklanan problemler, devrilme güvenliğini ciddi şekilde düşürmektedir. Bu türden problemlerin önlenmesi için sadece şerbetleme ve epoksi enjeksiyonu gibi uygulamalar ile yetinilmemeli, cıvata ve somun gibi detaylar ile devrilme güvenliği sağlanmalıdır.
- Bulunan sonuçlar genel uygulamayı yansıtan 20 mm çapındaki tek pimli birleşimlerin hem kesme, hem de devrilme açısından yetersiz olduğunu göstermiştir. Bu durum tek pimden oluşan birleşimlerin kullanılmaması gerektiğini ve bu türden birleşimlere sahip mevcut binalarda makas girişinin kesme ve devrilme riski ile karşı karşıya olduğunu göstermektedir.
- Mevcut tek katlı ve mafsallı prefabrik bina kolonlarının tamamının veya bir kısmının dayanımını ve rijitliğini arttırmaya yönelik güçlendirme çalışmaları yapılırken birleşimlerin performansı da göz önünde bulundurulmalıdır. Aksi takdirde makas girişlerinin kesme ve devrilme riskinin artabileceği, yapılan işlemin faydadan çok zarar getirebileceği unutulmamalıdır.

### **Teşekkür**

Bu çalışma 110M255 nolu proje kapsamında TÜBİTAK tarafından desteklenmektedir. Ayrıca saha çalışmaları sırasında Türkiye Prefabrik Birliği ve Denizli Organize Sanayi Bölge Müdürlüğü'nden destek alınmıştır. Yazarlar, destek ve katkılarından dolayı bütün kuruluşlara teşekkür etmektedir.

### **Kaynaklar**

- [1] Karaesmen, E. (2001). "Prefabrication in Turkey: Facts and Figures." Department of Civil Engineering, Middle East Technical University, Ankara, Turkey.

- [2] Ataköy H., 17 Ağustos 1999 Marmara Depremi ve Türkiye Prefabrik Birliği Üyelerince Yapılan Prefabrike Yapılar, Beton Prefabrikasyon Dergisi, 52, 5-14, 1999.
- [3] Ersoy U, Özcebe G, Tankut, T., 1999 Marmara ve Düzce Depremlerinde Gözlenen Önüretimli Yapı Hasarları, 10. Prefabrikasyon Sempozyumu, İstanbul, 2000.
- [4] Posada, M. and Wood, S., L., Seismic Performance of Precast Industrial Buildings in Turkey, 7th U.S. National Conference on Earthquake Engineering, Boston, 2002.
- [5] Zorbozan, M., Barka, G. ve Sarıfakıoğlu, F., Ceyhan Depreminde Prefabrik Yapılarda Görülen Hasarlar, Nedenleri ve Çözüm Önerileri, Beton Prefabrikasyon Dergisi, 48, 20-24, 1998.
- [6] Akçaözoglu, S., Endüstri Yapılarının Üretiminde Kullanılan Prefabrik Betonarme İskelet Sistemler ve 1998 Adana – Ceyhan Depreminde Bu Sistemlerde Ortaya Çıkan Sorunlar, Yüksek Lisans Tezi, Çukurova Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü, Adana, 2003.
- [7] Arslan, M.H., Korkmaz, H.H. and Gulay, F.G., Damage and Failure Pattern of Prefabricated Structures after Major Earthquakes in Turkey and Shortfalls of the Turkish Earthquake Code, Eng Fail Anal., 13(4), 537-557, 2006.
- [8] Afet Bölgelerinde Yapılacak Yapılar Hakkında Yönetmelik, T.C. Bayındırlık ve İskân Bakanlığı, Afet İşleri Genel Müdürlüğü, 1998.
- [9] Deprem Bölgelerinde Yapılacak Yapılar Hakkında Yönetmelik, T.C. Bayındırlık ve İskân Bakanlığı, Afet İşleri Genel Müdürlüğü, 2007.
- [10] Palanci M., Mevcut Prefabrik Sanayi Yapılarının Deprem Performansının Bina Envanterlerine Dayalı Tahmini, Yüksek Lisans Tezi, Pamukkale Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü, Denizli, 2010.
- [11] Senel, S., Palanci, M., Structural Aspects and Seismic Performance of One Story Precast Buildings in Turkey, J. Perform. Constr. Facil. doi: 10.1061/(ASCE)CF.1943-5509.0000316.
- [12] Park R, Priestley MJN, Gill WD., Ductility of square-confined concrete columns, Journal of Structural Division-ASCE, 108(ST4), 929–950, 1982.
- [13] Park, R. and Paulay, T. (1975). Reinforced Concrete Structures, John Wiley & Sons Inc. New York.
- [14] Paulay, T., Park, R. and Phillips, M.H., Horizontal construction joints in cast-in-place reinforced concrete, Shear in Reinforced Concrete, ACI SP-42, Detroit, 599-616, 1974.
- [15] Priestley, M.J.N., Calvi, M.C., Kowalsky, M.J., Displacement Based Seismic Design of Structures, IUSS Press, Pavia, Italy, 2007.

**Ek1. Zaman Tanım Alanında Analizler için seçilen ivme kayıtları**

No	Deprem Adı	MYİ (g)	No	Deprem Adı	MYİ (g)
1	Chi-Chi, Taiwan 1999/09/20	0.364	21	Kocaeli, Turkey 1999/08/17	0.376
2	Chi-Chi, Taiwan 1999/09/20	0.603	22	Kocaeli, Turkey 1999/08/17	0.268
3	Chi-Chi, Taiwan 1999/09/20	0.325	23	Kocaeli, Turkey 1999/08/17	0.349
4	Chi-Chi, Taiwan 1999/09/20	0.503	24	Landers 1992/06/28 11:58	0.245
5	Chi-Chi, Taiwan 1999/09/20	0.400	25	Loma Prieta 1989/10/18 00:05	0.274
6	Chi-Chi, Taiwan 1999/09/20	0.489	26	Loma Prieta 1989/10/18 00:05	0.453
7	Chi-Chi, Taiwan 1999/09/20	0.223	27	Loma Prieta 1989/10/18 00:05	0.371
8	Duzce, Turkey 1999/11/12	0.348	28	Loma Prieta 1989/10/18 00:05	0.605
9	Erzincan, Turkey 1992/03/13	0.496	29	Loma Prieta 1989/10/18 00:05	0.529
10	Gazli, USSR 1976/05/17	0.608	30	Imperial Valley 1979/10/15 23:16	0.235
11	Imperial Valley 1979/10/15 23:16	0.314	31	Loma Prieta 1989/10/18 00:05	0.332
12	Imperial Valley 1979/10/15 23:16	0.360	32	Northridge 1994/01/17 12:31	0.420
13	Imperial Valley 1979/10/15 23:16	0.410	33	Northridge 1994/01/17 12:31	0.416
14	Imperial Valley 1979/10/15 23:16	0.602	34	Northridge 1994/01/17 12:31	0.472
15	Imperial Valley 1979/10/15 23:16	0.352	35	Northridge 1994/01/17 12:31	0.493
16	Irpinia, Italy 1980/11/23 19:34	0.358	36	Northridge 1994/01/17 12:31	0.604
17	Kobe 1995/01/16 20:46	0.599	37	Northridge 1994/01/17 12:31	0.325
18	Kobe 1995/01/16 20:46	0.693	38	N. Palm Springs 1986/07/08 09:20	0.594
19	Kocaeli, Turkey 1999/08/17	0.312	39	Parkfield 1966/06/28 04:26	0.476
20	Kocaeli, Turkey 1999/08/17	0.244	40	Coalinga 1983/05/02 23:42	0.592