

İSTANBUL TEKNİK ÜNİVERSİTESİ ★ FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ

**DÜŞÜK SÜNEKLİKLİ BETONARME ÇERÇEVELERİN
GÜÇLENDİRİLMESİNDE İNCE ÇELİK LEVHALARIN KULLANIMI**

YÜKSEK LİSANS TEZİ

Ekin ŞİMŞEK

İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı

Yapı Mühendisliği Programı

MAYIS 2016

İSTANBUL TEKNİK ÜNİVERSİTESİ ★ FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ

**DÜŞÜK SÜNEKLİKLİ BETONARME ÇERÇEVELERİN
GÜÇLENDİRİLMESİNDE İNCE ÇELİK LEVHALARIN KULLANIMI**

YÜKSEK LİSANS TEZİ

**Ekin ŞİMŞEK
(501121079)**

İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı

Yapı Mühendisliği Programı

Tez Danışmanı: Yrd. Doç. Dr. Cüneyt VATANSEVER

MAYIS 2016

İTÜ, Fen Bilimleri Enstitüsü'nün 501121079 numaralı Yüksek Lisans Öğrencisi Ekin ŞİMŞEK ilgili yönetmeliklerin belirlediği gerekli tüm şartları yerine getirdikten sonra hazırladığı “DÜŞÜK SÜNEKLİKLİ BETONARME ÇERÇEVELERİN GÜÇLENDİRİLMESİNDE İNCE ÇELİK LEVHALARIN KULLANIMI” başlıklı tezini aşağıda imzaları olan jüri önünde başarı ile sunmuştur.

Tez Danışmanı : **Yrd. Doç. Dr. Cüneyt VATANSEVER**
İstanbul Teknik Üniversitesi

Jüri Üyeleri : **Doç. Dr. Ercan YÜKSEL**
İstanbul Teknik Üniversitesi

Yrd. Doç. Dr. Edip SEÇKİN
İstanbul Kültür Üniversitesi

Teslim Tarihi : **23 Mart 2016**
Savunma Tarihi : **20 Nisan 2016**





Aileme,



ÖNSÖZ

Yüksek lisans öğrenimim süresince yardımlarını benden esirgemeyen, hocam Sayın Yrd. Doç. Dr. Cüneyt VATANSEVER'e gönülden teşekkür ediyorum.

Tez çalışmalarım esnasında bana yardımlarını sunan Sayın Araş. Gör. Dr. Pınar TEYMUR'a, Araş Gör. Bayram TÜRK'e ve tüm İ.T.Ü. Yapı ve Deprem Mühendisliği Laboratuvarı çalışanlarına ve bu projeye destek olan İ.T.Ü. Genç Araştırmacıları Destekleme Programı'na teşekkür ederim.

Öğrenim hayatım boyunca her türlü maddi ve manevi desteklerini yanımda bulduğum annem Gülseven ŞİMŞEK, babam Memet ŞİMŞEK ve kardeşim Öykü ŞİMŞEK'e de sonsuz teşekkürlerimi sunarım.

Mayıs 2016

Ekin Şimşek
(İnşaat Mühendisi)



İÇİNDEKİLER

Sayfa

ÖNSÖZ.....	vii
İÇİNDEKİLER.....	ix
KISALTMALAR.....	xi
ÇİZELGE LİSTESİ.....	xiii
ŞEKİL LİSTESİ.....	xv
ÖZET.....	xix
SUMMARY.....	xxi
1. GİRİŞ	1
1.1 Amaç.....	1
1.2 Kapsam.....	3
2. MEVCUT ÇALIŞMALARIN İNCELENMESİ	7
2.1 Thorburn, Kulak ve Montgomery (1983).....	7
2.2 Trompsch ve Kulak (1987).....	8
2.3 Elgaaly ve Liu (1997).....	9
2.4 Berman ve Bruneau (2003).....	10
2.5 Vatansever ve Yardımcı (2011).....	10
2.6 Vatansever, Yorgun ve Özel (2012).....	11
2.7 Ismael ve Hassaballa (2013).....	12
3. DENEY NUMUNELERİ VE ANALİTİK MODELLER	15
3.1 Deney Numunelerinin Hazırlanması.....	15
3.2 Analitik Modellerin Kurulması.....	21
3.2.1 Malzeme özellikleri.....	22
3.2.2 Kesit özellikleri.....	26
3.3 Sonlu Eleman Modeli Analiz Sonuçları.....	30
3.4 Sonuçların Karşılaştırılması.....	33
3.5 Özet.....	37
4. DENEY NUMUNELERİNİN TASARIMI VE DENEY DÜZENEGİ	39
4.1 Tasarım Yükleri.....	39
4.2 Deney Numunelerinin Tasarımı.....	40
4.2.1 Çerçeve kolon ve giriş elemanların tasarımı.....	40
4.2.2 Betonarme – çelik bağlantı elemanlarının tasarımı.....	42
4.2.2.1 İnce çelik levha – taban bağlantı profili detaylarının tasarımı.....	42
4.2.2.2 Taban bağlantı profili levhalar arası kaynak dikişlerinin tasarımı.....	44
4.2.2.3 Taban bağlantı profilinin davranışının belirlenmesi.....	45
4.2.2.4 Ankraj bulonlarının tahkiki.....	47
4.3 Deney Düzenegi.....	52
4.4 Özet.....	53
5. MALZEME DENEYLERİ	55
5.1 Kupon Çekme Deneyleri.....	55
5.1.1 Test sonuçları.....	56

5.2 Donatı Çeliği Akma Dayanımının Belirlenmesi.....	57
5.2.1 Test sonuçları.....	58
5.3 Beton Eksenel Basınç Dayanımının Belirlenmesi	60
5.3.1 Test sonuçları.....	61
5.4 Ankraj Bulonlarının Kayma ve Çekme Dayanımlarının Belirlenmesi	63
5.4.1 Test sonuçları.....	64
5.6 Özet	67
6. DENEYSEL ÇALIŞMA VE GÖZLEMLER.....	69
6.1 Yükleme Programı	69
6.2 Deneysel Çalışma ve Gözlemler	70
6.2.1 Yalın çerçeve	70
6.2.2 SW-A numunesi.....	75
6.2.3 SW-B numunesi	79
6.3 Özet	83
7. DENEYSEL VE ANALİTİK ANALİZ SONUÇLARININ	
KARŞILAŞTIRILMASI.....	85
7.1 Yalın Çerçeve	85
7.1.1 Yalın çerçeve analitik model ve deneysel çalışma sonuçlarının	
karşılaştırılması.....	85
7.2 SW-A Numunesi.....	86
7.2.1 SW-A numunesi analitik model ve deneysel çalışma sonuçlarının	
karşılaştırılması.....	86
7.3 SW-B Numunesi	87
7.3.1 SW-B numunesi analitik model ve deneysel çalışma sonuçlarının	
karşılaştırılması.....	87
8. SONUÇ VE ÖNERİLER.....	89
KAYNAKLAR.....	95
EKLER	97
ÖZGEÇMİŞ.....	101

KISALTMALAR

AISC	: American Institute of Steel Construction
ASD	: Allowable Strength Design
DBYBHY	: Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında Yönetmelik
İTÜ	: İstanbul Teknik Üniversitesi





ÇİZELGE LİSTESİ

Sayfa

Çizelge 3.1 : Çelik gerilme ve birim şekil değiştirme bilgileri.....	25
Çizelge 3.2 : Kolon alt kesit özellikleri	27
Çizelge 3.3 : Kolon üst kesit özellikleri	27
Çizelge 3.4 : Kiriş mesnet kesiti kesit özellikleri.....	28
Çizelge 3.5 : Kiriş açıklık kesiti kesit özellikleri	29
Çizelge 3.6 : Yalın çerçeve itme eğrisi ordinat değerleri	31
Çizelge 3.7 : SW-A numunesinde itme eğrisi ordinat değerleri	33
Çizelge 3.8 : SW-B numunesinde itme eğrisi ordinat değerleri	34
Çizelge 5.1 : Çelik gerilme ve elastisite modülü bilgileri	56
Çizelge 5.2 : Donatı gerilme ve elastisite modülü bilgileri	58
Çizelge 5.3 : Donatı ortalama akma ve çekme dayanımları	58
Çizelge 5.4 : Silindir numuneler için beton kırım testi sonuçları	61
Çizelge 5.5 : Karot numuneler için beton kırım testi sonuçları	61
Çizelge 5.6 : Çerçeveler için belirlenen ortalama beton basınç gerilmeleri	61
Çizelge 5.7 : Ankraj bulonu çekme testi sonuçları.....	64
Çizelge 5.8 : Ankraj bulonu kayma testi sonuçları	65
Çizelge 5.9 : Ankraj bulonu sıyrılma testi sonuçları	66
Çizelge 5.10 : Ortalama ankraj bulonu kapasiteleri	66
Çizelge 5.11 : Deneysel çalışmalar ile elde edilen malzeme sonuçları	67
Çizelge 8.1 : Çerçeve süneklik gösterge değerleri	93



ŞEKİL LİSTESİ

Sayfa

Şekil 1.1 : Betonarme güçlendirme perdesi şematik gösterimi.....	2
Şekil 1.2 : İnce çelik levhalar ile teşkil edilmiş perde sistemler	2
Şekil 1.3 : Çalışmalarda kullanılan betonarme çerçeve.....	4
Şekil 1.4 : Güçlendirilmiş çerçeve tip 1	5
Şekil 1.5 : Güçlendirilmiş çerçeve tip 2	6
Şekil 2.1 : Test numunesi.....	8
Şekil 2.2 : Eşdeğer çubuk eleman modeli.....	9
Şekil 2.3 : Dispozisyon planı ve ETABS modeli	11
Şekil 2.4 : SAP2000 modeli.....	12
Şekil 3.1 : Çalışmalarda kullanılan betonarme yalın çerçeve.....	15
Şekil 3.2 : Numune donatı düzeni ve gerinim pullarının yerleşimi	16
Şekil 3.3 : Betonarme çerçeveler.....	17
Şekil 3.4 : İnce çelik paneller ile güçlendirilmiş betonarme çerçeveler	17
Şekil 3.5 : Eleman bağlantı detayları.....	18
Şekil 3.6 : Çelik elemanların betonarme çerçeveye montajı	19
Şekil 3.7 : Montajı tamamlanarak deney düzeneğine yerleştirilmiş numune	20
Şekil 3.8 : İnce çelik panel eşdeğer çerçeve modeli.....	21
Şekil 3.9 : DBYBHY 2007’de beton için verilen gerilme-şekil değiştirme eğrisi.....	23
Şekil 3.10 : SAP2000’de tanımlanan malzeme için gerilme-şekildeğiştirme eğrisi ..	24
Şekil 3.11 : DBYBHY 2007’de çelik için verilen gerilme-şekil değiştirme eğrisi ..	25
Şekil 3.12 : SAP2000’de tanımlanan malzeme için gerilme-şekildeğiştirme eğrisi ..	25
Şekil 3.13 : Eleman kesit tipleri	26
Şekil 3.13 : Kolon alt kesiti enkesit görünüşü	26
Şekil 3.14 : Kolon üst kesiti enkesit görünüşü.....	27
Şekil 3.15 : Kiriş mesnet kesiti enkesit görünüşü	28
Şekil 3.16 : Kesit moment-eğrilik ilişkisi	28
Şekil 3.17 : Kiriş açıklık kesiti enkesit görünüşü.....	29
Şekil 3.18 : Kesit moment-eğrilik ilişkisi	29
Şekil 3.19 : Yalın çerçeve modeli üzerinde plastik mafsalların yerleşimi	30
Şekil 3.20 : Yalın çerçeve modelinde plastik mafsal oluşumları	31
Şekil 3.21 : Yalın çerçeve modeline ait itme eğrisi.....	31
Şekil 3.22 : SW-A numunesine ait SAP2000 modeli.....	32
Şekil 3.23 : SW-A numunesinde plastik mafsal oluşumları	32
Şekil 3.24 : SW-A modeline ait itme eğrisi	33
Şekil 3.25 : SW-B numunesine ait SAP2000 modeli	33
Şekil 3.26 : SW-B numunesinde plastik mafsal oluşumları	34
Şekil 3.27 : SW-B modeline ait itme eğrisi	34
Şekil 3.28 : Üç modele ait itme eğrisinin karşılaştırılması	35
Şekil 3.29 : Üç modele ait plastik mafsal oluşumlarının karşılaştırılması	35
Şekil 4.1 : Birleşim bölgesi ve yük analizleri	39

Şekil 4.2 : Betonarme elemanlarda donatı alanlarının tahkiki.....	41
Şekil 4.3 : İnce çelik levha – taban bağlantı profili birleşim bölgesi ve yükler	42
Şekil 4.4 : Taban bağlantı profilinde levhaların birleşimi ve yükleme	44
Şekil 4.5 : Hesaplamalara esas serbest cisim diyagramı	45
Şekil 4.6 : Ankraj detayı ve yükleme	47
Şekil 4.7 : Çekme kuvveti etkisindeki kayma birleşimleri için etkileşim zarfı	48
Şekil 4.8 : Bulon etkili alanlarının hesabı (ACI 318M, 2011)	50
Şekil 4.9 : SW-A ve SW-B için bulon etkili mesafeleri	51
Şekil 4.10 : Deney düzeneği.....	52
Şekil 5.1 : Kupon numune ve ebatları.....	55
Şekil 5.2 : Kupon çekme deneyi düzeneği	56
Şekil 5.3 : Malzeme gerilme-şekil değiştirme grafiği.....	57
Şekil 5.4 : Çelik çekme deney düzeneği ve deney numuneleri	57
Şekil 5.5 : 8.00 mm çaplı donatı çeliği için gerilme – şekil değiştirme eğrileri.....	58
Şekil 5.6 : 10.00 mm çaplı donatı çeliği için gerilme – şekil değiştirme eğrileri.....	59
Şekil 5.7 : 16.00 mm çaplı donatı çeliği için gerilme – şekil değiştirme eğrileri.....	59
Şekil 5.8 : Beton kırım deney düzeneği	60
Şekil 5.9 : Numunelerden karot alımı	60
Şekil 5.10 : Silindir numuneler için beton gerilme-şekil değiştirme grafiği	62
Şekil 5.11 : Ankraj bulonu çekme testi numuneleri.....	62
Şekil 5.12 : Ankraj bulonu kayma testi deney düzeneği.....	63
Şekil 5.13 : Ankraj bulonu sıyrılma testi deney düzeneği.....	63
Şekil 5.14 : Ankraj bulonu çekme testi sonrası deformasyonlar	64
Şekil 5.15 : Ankraj bulonu çekme testi sonucu gerilme–şekildeğiştirme grafikleri ..	64
Şekil 5.16 : Ankraj bulonu kayma testi sonrası deformasyonlar	65
Şekil 5.17 : Ankraj bulonu sıyrılma testi sonucu meydana gelen güç tükenmesi	66
Şekil 6.1 : Yükleme programının gösteren örnek bir deney föyü.....	69
Şekil 6.2 : Yalın çerçeve üzerinde bulunan uzunluk ölçerlerin yerleşimi.....	70
Şekil 6.3 : Yalın çerçeve kolon-kiriş birleşim bölgesinde gözlemlenen ilk çatlaklar	70
Şekil 6.4 : Numunede oluşan yatay ve diyagonal çatlaklar	71
Şekil 6.5 : 15. adım sonrası numunede oluşan derin çatlaklar	72
Şekil 6.6 : Numunede gözlemlenen dökülmeler ve derin çatlaklar	72
Şekil 6.7 : Kolon elemanlarda parçalanmalar.....	73
Şekil 6.8 : Yalın çerçeve deney sonucundaki görünümü	74
Şekil 6.9 : Yalın çerçeve deplasman-yük grafiği.....	74
Şekil 6.10 : SW-A üzerinde bulunan uzunluk ölçerlerin yerleşimi	75
Şekil 6.11 : 9. adım sonunda numune görünümü	76
Şekil 6.12 : 13. adım sonunda kolon-kiriş birleşim bölgesi çatlakları.....	77
Şekil 6.13 : 15. adım sonunda numunenin görünümü.....	77
Şekil 6.14 : Deney sonrası numunenin görünümü	78
Şekil 6.15 : Kolonlarda meydana gelen çatlak ve kopmalar	78
Şekil 6.16 : SW-A yük-tepe yer değiştirme eğrisi	79
Şekil 6.17 : SW-B üzerinde bulunan uzunluk ölçerlerin yerleşimi	79
Şekil 6.18 : 7. adımda kirişte meydana gelen çatlaklar	80
Şekil 6.19 : Betonarme kirişte oluşmaya başlayan çatlaklar	81
Şekil 6.20 : 13. adım sonunda numunenin görünüşü	81
Şekil 6.21 : Deney sonrası numune görünüşü	82
Şekil 6.22 : SW-B yük-tepe yer değiştirme eğrisi	82
Şekil 6.23 : Yük-deplasman eğrilerinin karşılaştırılması.....	83
Şekil 7.1 : Yalın çerçeve deneysel ve analitik analiz sonuçlarının karşılaştırılması ..	86

Şekil 7.2 : SW-A deneysel ve analitik analiz sonuçlarının karşılaştırılması	87
Şekil 7.3 : SW-B deneysel ve analitik analiz sonuçlarının karşılaştırılması	88
Şekil 8.1 : Deneysel veriler ile elde edilen çerçeve itme eğrileri.....	92
Şekil 8.2 : Süneklik gösterge değeri hesap yöntemi.....	92





DÜŞÜK SÜNEKLİKLİ BETONARME ÇERÇEVELERİN GÜÇLENDİRİLMESİNDE İNCE ÇELİK LEVHALARIN KULLANIMI

ÖZET

Deprem kuşağında yer alan ülkemizde, özellikle İstanbul gibi büyük şehirlerdeki yapı stoğunun önemli bir kısmı kalitesiz malzeme kullanımı, yeterli ve gerekli mühendislik hizmetini almamış olması veya bu hizmeti almış olsa dahi günümüz standart ve yönetmeliklerinde ön görülen performans düzeylerine ulaşamaması sebebiyle insan hayatı açısından risk arz etmektedir. Bu nedenle, söz konusu yapıların belirlenen performans düzeylerine ulaşmalarını sağlamak amacıyla güçlendirme uygulamaları yapılmakta ve mevcut elemanlara ek olarak yeni yatay yük taşıyıcı sistemler ilave edilmektedir. Hedeflenen performansa ulaşmak için, bina türü yapılarda en çok tercih edilen güçlendirme tipleri kuşkusuz ki betonarme perdeler ve çelik çaprazlı sistemlerdir. Bu geleneksel yöntemlerin, yapının güçlendirilmesinde etkili oldukları ispatlanmış olsa da, özellikle betonarme perdelerin mevcut yapıya eklenmesindeki zorluklar ve yapıya kattıkları ilave ağırlıklar nedeniyle yeni güçlendirme metodları geliştirilmeye çalışılmaktadır. Hem uygulama kolaylığı, hem de diğer yöntemlere kıyasla ağırlığının düşük olması sebebiyle, ince çelik levhalar ile oluşturan yatay yük taşıyıcı sistemler bu anlamda ön plana çıkmaya başlamıştır. Son yıllarda ince çelik levhalar kullanılarak teşkil edilmiş perde sistemler, çeşitli ülkelerde meydana gelen birçok depremde sünek davranış sergilemiş ve iyi bir performans göstermiştir. Bu durum ince çelik levhali yatay yük taşıyıcı sistemlerin mevcut binaların güçlendirilmesinde de kullanılabileceğinin bir göstergesi olmuştur. Bu amaçla ince çelik levhalar ile oluşturulan perde sistemlerin davranışları ve yine bu sistemlerin mevcut betonarme çerçevelerle birlikte deprem yükleri gibi yatay yükler karşındaki davranışları konusunda araştırmalar devam etmektedir.

Yüksek lisans tezi olarak sunulan bu çalışmada, yukarıda belirtilen araştırmalara paralel olarak, tek açıklıklı, süneklik düzeyi düşük bir betonarme çerçevenin, ince çelik levhalar kullanılarak güçlendirilmesi sonrası yatay yük taşıma kapasitesi, enerji yutma kapasitesi ve sağladığı rijitlik özelliklerinde meydana gelen değişimler kuramsal ve deneysel olarak incelenmiştir. Bu amaçla biri betonarme yalın çerçeve, diğer ikisi ise ince çelik levhalarla güçlendirilmiş üç çerçeve analitik olarak modellenmiş ve deneysel çalışmalarda kullanılmak üzere bu üç çerçeveyi temsil eden numuneler hazırlanmıştır.

Söz konusu çerçeveler tipik tek katlı bina türü betonarme bir yapıya ait moment çerçevesinin $\frac{1}{2}$ oranında ölçeklendirilmiş hali olup, kiriş açıklıkları 1,700m, kat yükseklikleri 1,525m'dir. Çerçeve kolon boyutları 0.25mx0.20m, kiriş boyutları 0.325mx0.200m'dir. Ayrıca kiriş eleman üzerinde, döşeme etkilerini de göz önüne almak amacıyla 0.82mx0.12m boyutlarında bir tabla bulunmaktadır. Çerçeveye ait temelin boyutları ise 3mx0.6mx0.5m'dir. Betonarme çerçevede kullanılan malzemelerin dayanımları, ülkemizde özellikle güçlendirmeye ihtiyaç duyan 30 yaş üstü betonarme yapılarda sıklıkla karşılaşıldığı gibi, beton için aksel basıncı

dayanımı 10Mpa, donatı çeliği için ise aksenal çekme dayanımı yaklaşık olarak 220Mpa olarak belirlenmiştir. Numunelerde mesnet bölgelerinde etriye sıklaştırması yapılmamış olup, kullanılan tüm donatılar nervürsüzdür. Güçlendirilmiş numunelerde kullanılan ince çelik levha kalınlığı 1mm, malzeme kalitesi ise S235'dir.

Kuramsal çalışmalarda çerçeve analizleri SAP2000 programı aracılığıyla hazırlanan sonlu eleman modeliyle ve güçlendirme levhaları için "strip modeling" yaklaşımı kullanılarak yapılmıştır. Beton malzeme özelliklerinin programa tanıtılması amacıyla, Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında Yönetmelik (DBYBHY) Bilgilendirme Eki 7B'de doğrusal elastik olmayan davranış gösteren sargısız beton için önerilen ve "Mander Modeli" olarak da bilinen malzeme modeli kullanılmıştır. Donatı çeliği de dahil olmak üzere, tüm çelik elemanlar için de aynı bölümde çelik için önerilmiş olan malzeme modeli esas alınmıştır. Kesit özellikleri ise yine SAP2000 programı Section Designer modülü aracılığıyla tanımlanmıştır. Oluşturulan güçlendirilmiş ve güçlendirilmemiş modellere doğrusal olmayan statik itme analizi uygulanarak yatay yük taşıma kapasiteleri belirlenmiştir. Çerçeve bağlantı detayları ise ince çelik levhanın akma sınır durumuna karşı gelen etkiler altında, AISC 360-2005 Çelik Yapılar Yönetmeliği'nde belirtildiği şekilde eleman kapasiteleri hesaplanarak tahkik edilmiştir.

Deneyisel inceleme amacıyla analitik modeller ile aynı özelliklere sahip üç adet çerçeve numunesi tamamiyle laboratuvar ortamında üretilmiştir. Hazırlanan numunelerin yatay yük taşıma kapasiteleri İTÜ Yapı ve Deprem Mühendisliği Laboratuvarı'nda gerçekleştirilen deneyler sonucunda belirlenmiştir. Kuramsal ve deneysel çalışmalar sonucunda elde edilen sonuçlar karşılaştırılarak meydana gelen yatay yük taşıma kapasitesi, enerji yutma kapasitesi ve sistem rijitliği değişimleri incelenmiştir.

Yukarıda özetlenen çalışmaların anlatıldığı bu tez altı bölümden oluşmaktadır. Birinci bölümde giriş başlığı altında genel bilgiler sunulmuştur. Bu kısımda geleneksel güçlendirme teknikleri, ince çelik levhalı perde sistemler ve sistem modelleri hakkında açıklamalar bulunmaktadır.

Çalışmanın ikinci bölümünde, konuyla ilgili çeşitli araştırmacılar tarafından yapılan çalışmalara ilişkin özet bilgiler kronolojik sıralamaya uygun bir biçimde sunulmuştur.

Üçüncü bölümde deney öncesi hazırlık süreci, bu süreçte karşılaşılan zorluklar ile SAP200'de analitik modellerin oluşturulmasına ilişkin detaylı bilgiler, analitik çalışmalara ilişkin sonuçlar ile birlikte sunulmuştur.

Tezin dördüncü bölümünde deney numunelerinin tasarımı, birleşim bölgelerinde yer alan bağlantı elemanlarının tahkiki ve deney düzeneğine ilişkin bilgilere yer verilmiştir.

Beşinci bölümde deneysel çalışmalar öncesi donatı çeliği, yapı çeliği, beton ve bulon elemanlar üzerinde gerçekleştirilen malzeme deneylerine ilişkin veriler ve elde edilen sonuçlar paylaşılmıştır.

Tezin altıncı ve yedinci bölümlerinde ise yapılan deneysel çalışmalara ilişkin gözlemler, elde edilen sonuçlar sunulmuş, analitik çalışma sonucunda elde edilen veriler karşılaştırmalı olarak sunulmuştur.

USE OF THIN STEEL INFILL PLATES FOR SEISMIC RETROFIT OF LOW DUCTILE REINFORCED CONCRETE FRAMES

SUMMARY

Turkey is located in an active earthquake zone. Therefore, earthquake resistant design of buildings and determining structure performance under seismic effects are critical points for structural engineers. In many regions in Turkey, especially in İstanbul, most of existing buildings are in danger of collapse because of lack of engineering support and being used poor quality material. Even so some of buildings designed and constructed under control of engineers, they do not have required performance level which is stated in contemporary seismic codes. As a result of this, to improve performance level and ductility of the structure, various retrofitting methods are applied and some structural elements are added to system. For reaching demanded earthquake resistance in codes, most preferred two methods are adding new reinforced concrete shear walls and retrofitting with steel braced frames. Even if positive effects of these traditional retrofitting methods on earthquake resistance of structure are proved experimentally, new strengthening methods are researched because of application difficulties of adding reinforced concrete shear walls and additional masses transferred on existing buildings by them. At this point, the steel plate shear wall systems stand out due to ease of application and low weight. In recent years, steel plate shear walls reveal excellent performance and ductile behavior during earthquakes in several countries. These show us that shear walls which consist of thin steel infill plates are useful for retrofitting existing buildings against seismic effects. The studies about behavior of reinforced concrete frames which are strengthened by using steel plate shear walls are proceeded.

In this study that is presented as master thesis, changes in structural properties such as story shears, energy absorption ability and rigidity of a single span low ductile reinforced concrete frame are investigated after the frame is retrofitted by using thin infill plates. Studies are carried out theoretically as well as experimentally. For that purpose, analytical models and test specimens is prepared for three different type of frame. First of them is produced to determine structural properties of low ductile reinforced concrete frame which is not retrofitted. Other types of frames are designed as shear walls which are composed of a reinforced concrete boundary frame and thin steel infill plates. It is aimed in this study to see if an additional ductility will be provided adding steel infill plates. Difference between last two type is elements that steel infill plates connect to. In one of them, thin steel plate is connected to all structural elements such as beam, columns and foundation which is bounded it. However, in the other type, steel infill plate is connected only to beam and foundation, not to columns. The aim here is to determine effects of retrofitting type on structural properties of a strengthened reinforced concrete frame.

These frames are $\frac{1}{2}$ scaled form of one of the moment frames of a single story building. The frames have one span in length 1,700m and their story height is 1,525m. Column dimensions are 0.250mx0.200m and beam dimensions are 0.325mx0.200m. Besides,

a reinforced concrete slab in dimension 0.82mx0.12m is located to top of the beam for considering slab effects on reinforced concrete frame. Foundation system is continuous footing that has 3.00m length, 0.60m width and 0.50m height. Axial compression strength of concrete is chosen as 10MPa and axial tension strength of rebar steel is selected as 275MPa. Given material strengths of reinforced concrete members are determined by considering low ductile behavior of existing buildings which were constructed by using poor quality material and are needed to retrofit as soon as possible. There is not any confinement zone on beam and columns. Also, all reinforcement steel elements are unribbed. Thin steel infill plate which is used in retrofitted specimens has 1mm thickness and is in S235 quality. By using all informations given above, analytical models and test specimens are prepared.

Analytical models are developed by using SAP2000. In this process, strip modelling technique is used for modeling thin steel infill plates. According to this technique, steel infill plate is divided to 23 tension-only pieces (strips) which have 45° angle with horizontal axis. Each strip is connected as pinned to existing reinforced concrete beam and columns and plastic hinges are defined at strips' mid-points. As a result of using this technique, in model, beam and column elements are divided where they have intersection point with strip elements and plastic hinges are defined at start and end points of these column and beam parts. Foundation is not attached to analytical models and all points at which columns connect to foundation are defined as fixed support and it is not allowed any rotation and translation. Concrete material properties are defined by using linear inelastic methods given in "Specification For Structures To Be Built In Disaster Areas Information Annex 7B" (Turkish Seismic Code, a.k.a. DBYBHY 2007 Bilgilendirme Eki 7B). This model also known as "Mander Material Model". Inelastic material properties of reinforcement and retrofitting materials are taken also from same chapter of mentioned specification. Sections are defined by using Section Designer, which is a module in software SAP2000. All axial force - moment interaction curves and moment - curvature curves are obtained through this module. After modelling step, systems are analyzed in SAP2000 with displacement controlled nonlinear pushover method and base reaction - displacement curve of system is obtained. As a result of this process, changes in structural properties of reinforced concrete frame after retrofitting is reported.

Connection details are designed accordingly "American Institute of Steel Construction 360-05 : Specification for Structural Steel Buildings (ANSI/AISC 360-05)". At this point, it is assumed that yielding stress of steel infill plate will be a limitation for the system stability. On this basis, it is supposed that the forces which act on connections will reach their maximum when yield occurs on steel infill plate. Based on these assumptions and mentioned code, element load bearing capacities are calculated and details are designed. Connection between thin steel infill plate and reinforced concrete elements is constituted via built-up T-Shape steel base profiles which have 20mm flange thickness and 6 mm web thickness. Behavior of this bolted T-Shape base profile under tension force is determined by using ultimate prying models. Infill plates are connect to the T-Shape base profile by using pre-tensioned M16 bolts. These connections are designed as slip-critical connections. The T-Shape steel base profiles are connect to reinforced concrete elements by using M12 post-installed anchor rods. All bolts and rods be used in connections are in 10.9 quality (Yielding stress is 900 N/mm², Ultimate tension strength is 1000 N/mm²). After connection details are designed, all data which are needed for producing test specimens are obtained.

Specimens which are used in experimental studies are produced in İstanbul Technical University Structural and Earthquake Engineering Laboratory (ITU STEEL). With this aim, first of all, concrete mix design is prepared. In accordance with this design, cubic specimens are produced and tested for determining its compressive strength. Also, all steel elements are tested for determining their tensile strengths. During producing process of frame specimens, strain gauges are located on rebars at nearby to beam – column nodal points, system support points and mid-span of beam because these are probable plastic hinge points on the frame. There is not any confinement zone on beam and columns. Spacing between two confinement bar is 0.25m. All frame loading tests are performed in ITU Structural and Earthquake Engineering Laboratory. Results of this experimental study are investigated and compared with analytical results which are obtained through SAP2000 models.

This master thesis that summarized above is consist of six chapters. In first chapter, general informations about traditional retrofitting methos, steel plate shear walls and frame systems which are used in this study are given.

In chapter two, recent researches about topic are given chronologically.

Chapter three is about preparing process of specimens and analytical models developed by using SAP2000.

Chapter four contains informations about design of specimens and connection details.

In chapter five, results of material tests of rebar, structural steel, anchor bolts and concrete are given.

In chapter six and seven, observations and results obtained from experimental studies are given.

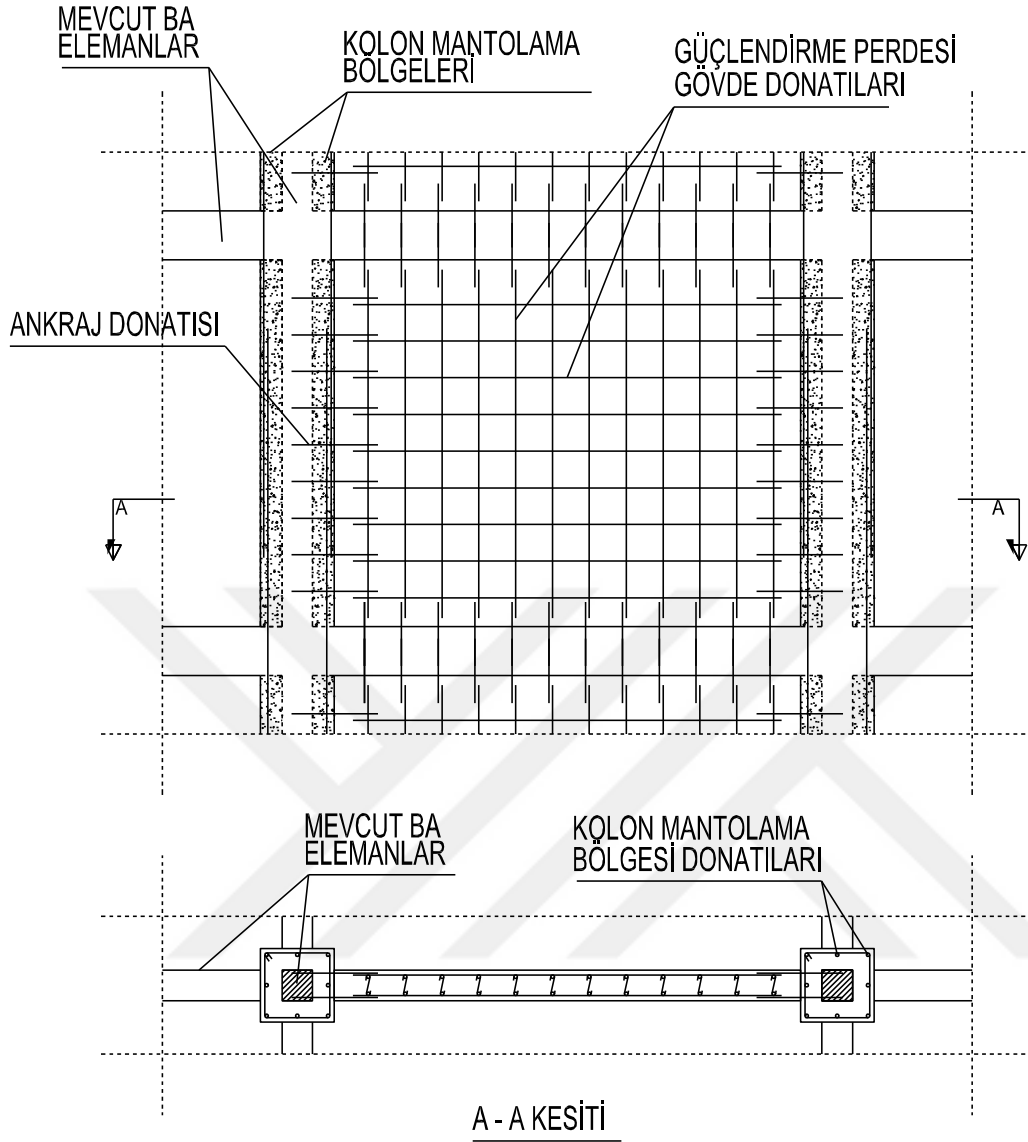


1. GİRİŞ

1.1 Amaç

Sismik olarak aktif bir bölgede yer alan Türkiye, yüzyıllar boyunca bir çok büyük depremle sarsılmıştır. Yüz binlerce kişinin ölümüyle sonuçlanan bu büyük felaketler, mühendislik açısından da birer dönüm noktası olmuş, ortaya çıkan kayıpları azaltmak için önlemler alınmış ve özellikle mevcut yapıların güçlendirilmesine yönelik yeni metodlar geliştirilmeye çalışılmıştır. Türk deprem ve yapı mühendisliği için en önemli kilometre taşı kuşkusuz ki 1999 Gölcük depremidir. Resmi rakamlara göre söz konusu depremde, yapıların toptan veya kısmen göçmesi sebebiyle, yaklaşık olarak 18000 kişi hayatını kaybetmiş, 48000 kişi ise yaralanmıştır. Bu afetin ardından, ülke genelinde halkı depreme karşı bilinçlendirme çalışmaları artmış, modern metodlarla yapıların deprem performansı belirlenmeye başlanmıştır. Günümüzde bu çalışmaların bir sonucu olarak, mülk sahipleri hazırlanan kentsel dönüşüm projeleri aracılığıyla insan hayatı açısından risk arz eden yapılarını yıkıp yeniden yapmak suretiyle yenilemekte veya çeşitli yöntemlerle güçlendirerek depreme dayanıklı hale getirmektedirler.

Özellikle İstanbul gibi, mevcut yapı stoğunun önemli bir bölümünün kalitesiz malzeme kullanımı, yeterli ve gerekli mühendislik hizmeti alamamış olması veya bu hizmeti almış olsa dahi günümüz yönetmeliklerinde ön görülen performans seviyelerine ulaşamaması nedeniyle can güvenliğinin sağlanamadığı binalardan oluştuğu şehirlerde, güçlendirme faaliyetleri son yıllarda hız kazanmıştır. Bu faaliyetlerin amacı; yapının yatay yük taşıma kapasitesi ile rijitlik ve enerji yutma kapasitesi gibi karakteristik özelliklerinin artırılması ve deprem etkisi altında sünek bir davranış sergilemesinin sağlanmasıdır. Ülkemizde güçlendirme uygulamalarında en sık kullanılan yöntem mevcut kolonların betonarme mantolama tekniğiyle sarılması ve yapıya yeni betonarme perde sistemlerin (Şekil 1.1) eklenmesidir. Bu amaçla, mevcut yapı içerisinde uygun görülen açıklıklarda dolgu duvarlar kaldırılmakta ve perde başlık bölgelerini oluşturacak mevcut kolonlarında mantolama yöntemiyle güçlendirilmesi sağlanmaktadır.



Şeki 1.1 : Betonarme güçlendirme perdesi şematik gösterimi.



Şeki 1.2 : İnce çelik levhalar ile teşkil edilmiş perde sistemler (Sabelli, R. ve Bruneau, M., *A.I.S.C. Steel Design Guide 20 : Steel Plate Shear Walls*, 2006).

Ardından güçlendirme perdesi, mantolama öncesi yerleştirilmiş olan ankraj donatıları aracılığıyla mevcut elemanlara bağlanmakta ve sistemin bir bütün halinde çalışması sağlanmaktadır. Bu geleneksel yöntemin yapıların güçlendirilmesinde etkili olduğu deneysel olarak kanıtlanmış olsa da, metodun uygulanmasının zorluğu, getirdiği maddi külfet ve yapı ağırlığını çoğunlukla önemli ölçüde arttırması araştırmacıları yeni metodlar geliştirmeye yöneltmiştir.

Özellikle Amerika ve Japonya’da yapılan çalışmalar sonucunda, ince çelik levhalar kullanılarak teşkil edilen perde sistemlerin (Şekil 1.2) önemli ölçüde sünek davranış sergilediği gözlemlenmiştir. Tüm bu gözlemlerle birlikte, uygulama kolaylıkları ve yapıya kattıkları ek ağırlıkların son derece düşük olması sebebiyle söz konusu sistemlerin mevcut yapıların güçlendirilmesinde de kullanılabileceği düşünülmektedir. Bu metotta; kalınlığı 1 mm ile 5 mm arasında değişen çelik paneller, çerçevenin kolon ve kiriş elemanlarına bağlanarak perdeler oluşturulmaktadır. Bu çalışmada, söz konusu ince çelik levhalardan teşkil edilen perde sistemlerde ince çelik levhanın, yapı enerji yutma kapasitesi, süneklik ve yatay yük taşıma kapasitesi bakımından sağladığı katkının araştırılması amaçlanmıştır.

1.2 Kapsam

Yüksek lisans tezi olarak sunulan bu çalışmada, özellikle İstanbul’daki bir çok eski yapıyı temsil eden süneklik düzeyi düşük betonarme bir çerçevenin (Şekil 1.3), 1mm kalınlığında ince çelik levhalar kullanılarak güçlendirilmesi sonucu, yapının yatay yük taşıma kapasitesi, enerji yutma kapasitesi ve rijitliğinde meydana gelen değişimler incelenmiştir. Bu amaçla iki farklı güçlendirme tipi (Şekil 1.4 ve Şekil 1.5) belirlenmiş olup, ince çelik levhaların mevcut betonarme çerçeve ile tüm bağlantıları kimyasal ankraj bulonları aracılığıyla gerçekleştirilmiştir. Analitik modeller SAP2000 bilgisayar yazılımı ile, ince levha için öngörülen “Strip Modelling” metodu kullanılarak geliştirilmiş, deneysel çalışmalar ise İTÜ Yapı ve Deprem Mühendisliği Laboratuvar’ında gerçekleştirilmiştir.

Tezin ilk bölümünde çalışmanın amacı ve kapsamına ilişkin bilgiler sunulmuştur. İkinci bölümde, yapılan literatür taraması aracılığıyla, geçmiş yıllarda konuya ilişkin yapılmış önemli çalışmalara yer verilmiştir.

Üçüncü bölümde deney numuneleri hakkında genel bilgiler ile SAP2000 programıyla hazırlanan analitik modellere ilişkin detaylar ve bu modeller kullanılarak elde edilen sonuçlar verilmektedir.

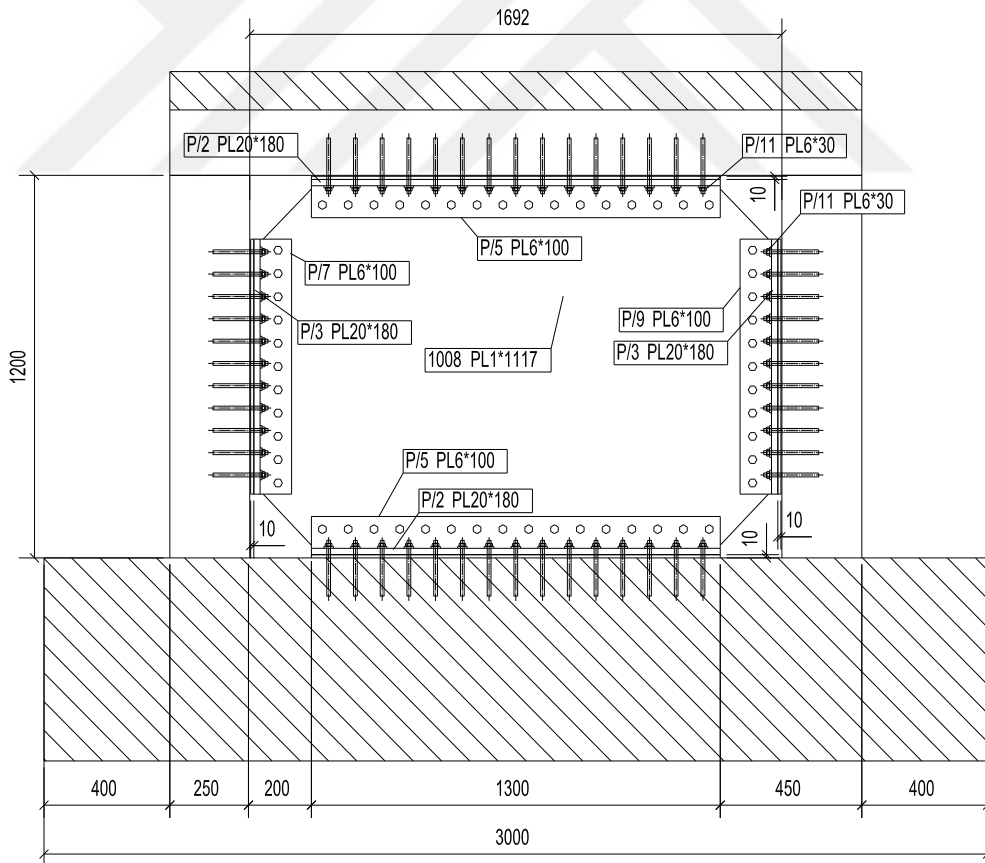
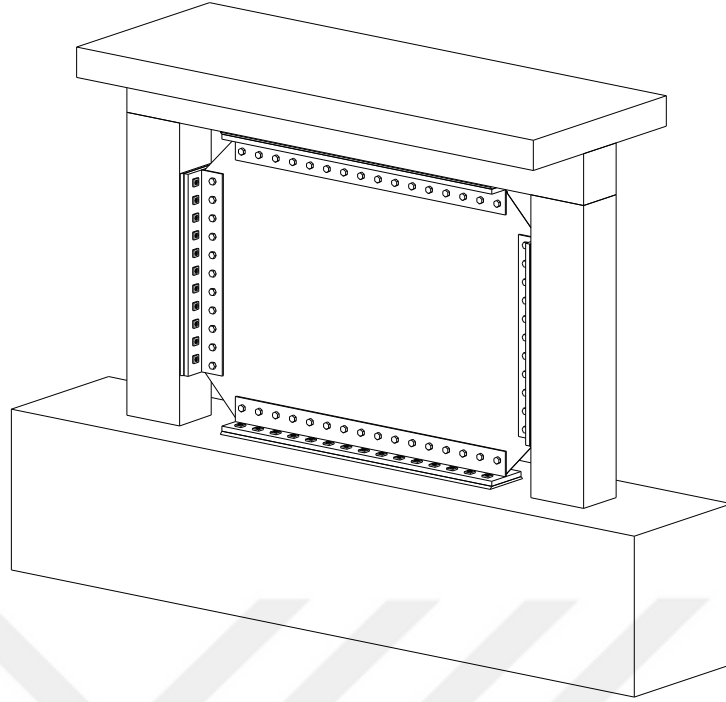
Çalışmanın dördüncü ve beşinci bölümlerinde deney düzenekleri, deney numunelerinin tasarımı ve deney öncesi yapılan malzeme çekme, kayma ve eksenel basınç yükleme testlerine ilişkin veriler sunulmuştur. Bu kapsamda ince çelik levhadan alınan papyon numunelere uygulanan çekme testleri, betonarme donatı çeliği akma dayanımının ve beton eksenel basınç dayanımının belirlenmesi için uygulanan prosedürler ve deney sonuçları detaylı olarak verilmiştir.

Altıncı ve yedinci bölümlerde deneysel çalışmalar sırasında yapılan gözlemler, deney sonuçları, analitik modeller ile deneysel çalışmalar sonucu elde edilen sonuçların karşılaştırılmasına yer verilmiştir.

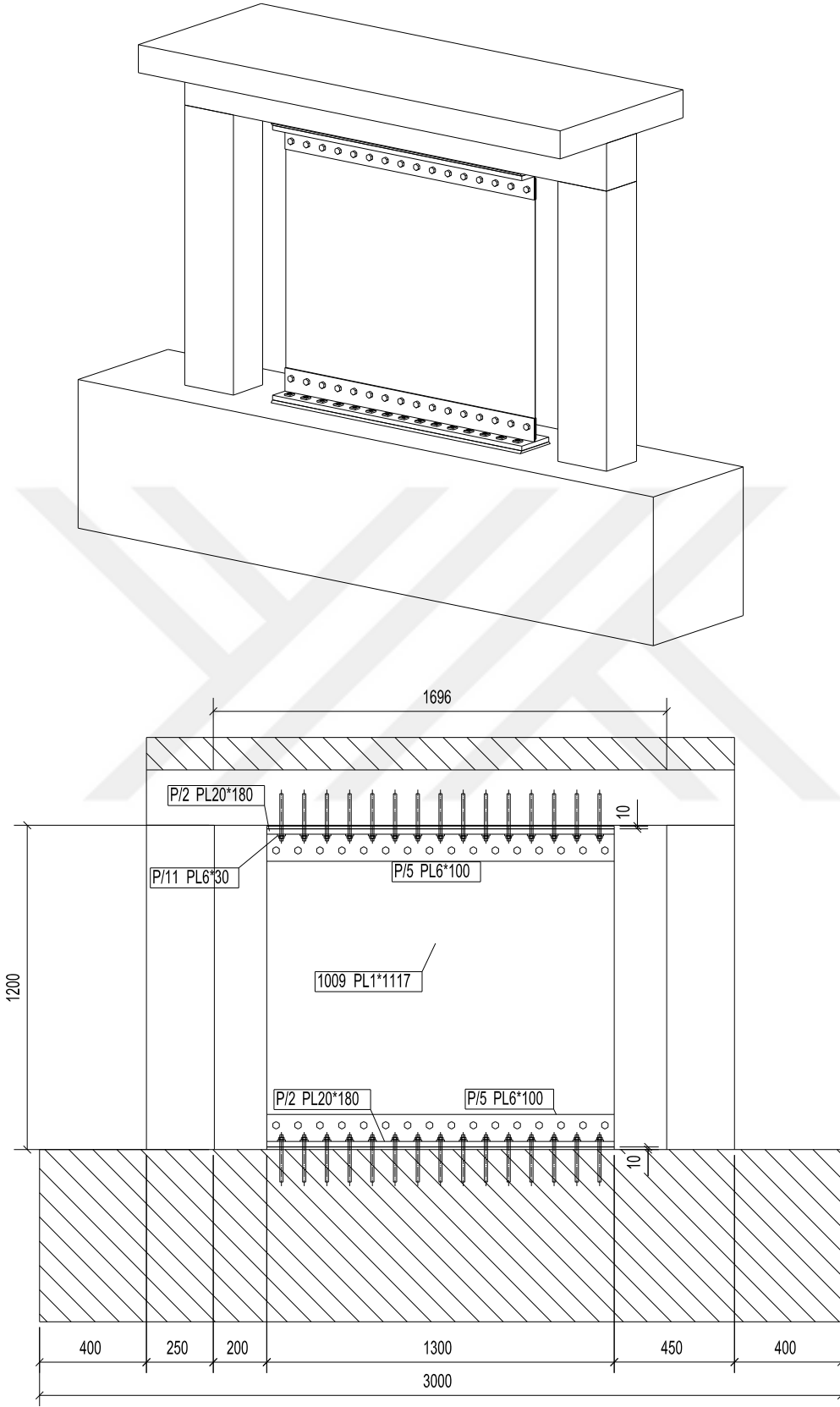
Son bölümde ise çalışmaya ilişkin sonuçlar ile öneriler paylaşılmıştır.



Şekil 1.3 : Çalışmalarda kullanılan betonarme çerçeve.



Şekil 1.4 : Güçlendirilmiş çerçeve tip 1.



Şekil 1.5 : Güçlendirilmiş çerçeve tip 1.

2. MEVCUT ÇALIŞMALARIN İNCELENMESİ

Bu bölümde tez konusuna ilişkin geçmiş yıllarda yapılmış akademik çalışmalar kronolojiye uygun olarak paylaşılmıştır.

İnce çelik levhalardan teşkil edilen perde sistemlerin yatay yük taşıyıcı elemanlar olarak yapılarda kullanılmasına ilişkin ilk çalışmalar 1970’li yıllarda depremsellik açısından son derece aktif bir bölgede yer alan Japonya ve Amerika Birleşik Devletleri’nde başlamıştır. 1978 yılında Dallas’ta inşa edilen Hyatt Regency Oteli’nin rüzgar etkilerine karşı tasarımında ince çelik levhalardan oluşan yatay yük taşıyıcı sistemler kullanılmış ve başarılı sonuçlar elde edilmiştir (Sabelli, R. ve Bruneau, M., 2006). İlerleyen yıllarda yapılan benzer uygulamalar, 1994 Northridge depreminde yatay yüklere karşı başarılı performanslar sergilemişlerdir.

Aşağıda bu konuda yapılmış olan bazı önemli çalışmaların içeriğine ilişkin bilgiler sunulmuştur.

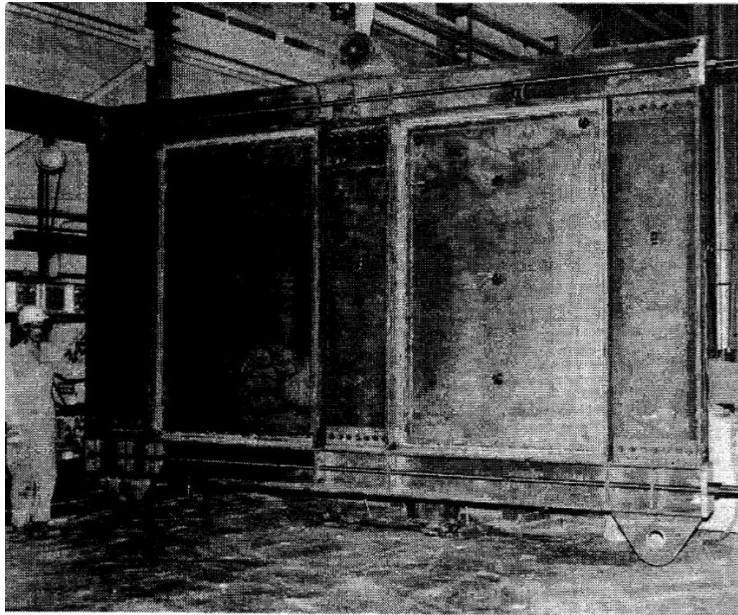
2.1 Thorburn, Kulak ve Montgomery (1983)

İnce çelik levhaların yatay yük taşıyıcı sistemler olarak kullanılmasına ilişkin bilimsel çalışmalar ise özellikle 1980’lerden sonra hız kazanmıştır. 1983 yılında L. Jane Thorburn, G. L. Kulak ve C. J. Montgomery tarafından yapılan ve “Analysis of Steel Plate Shear Walls” ismiyle yayımlanan çalışmada, ince çelik levhalar kullanılarak oluşturulan perde sistemlerin yatay yükler altındaki davranışı, “Strip Modeling” ve “Equivalent Truss Method” yöntemlerine dayanılarak hazırlanmış olan analitik modeller aracılığıyla incelenmiştir. Bu metoda uygun olarak, çelik levhalar eşit genişlikte ve yalnızca aksenal yük aktarabilen bantlar halinde modellenmiştir. Farklı et kalınlıklarında çelik levhalara, kat sayılarına ve eleman boyutlarına sahip modeller üzerinde incelemeler yapılmış ve bu değişkenlerin sistem davranışı üzerindeki etkileri söz konusu yayında aktarılmıştır. Ayrıca, yapılan saha uygulamalarda, ince çelik levhaların burkulma sonrası yük taşıma kapasitesi ihmal edildiği ve bunun bir sonucu olarak tasarımlarda gerekli olandan çok daha büyük kesitler kullanıldığı çalışmada belirtilmiştir. Bu nedenle çalışmadaki bir diğer amaç da ince çelik levhaların burkulma

sonrası dayanımlarının ihmal edilemeyecek kadar büyük olduğunu göstermek ve bu dayanımı da göz önüne alarak yeni bir tasarım metodunun önünü açabilmektir.

2.2 Tromposch ve Kulak (1987)

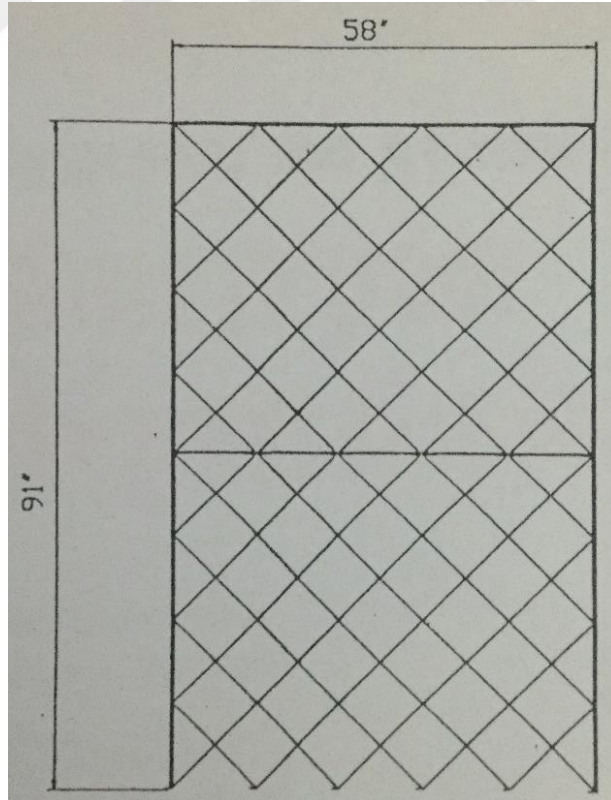
E. W. Tromposch ve G. L. Kulak tarafından 1987 yılında yapılan ve konuyu deneysel olarak ele alan “Cyclic and Static Behaviour of Thin Panel Steel Plate Shear Walls” adlı çalışmada ise ince çelik levhalardan teşkil edilen perdelerin monolitik ve çevrimsel yatay yükleme etkisi altındaki davranışları incelenmiştir. E.W. Tromposch’un Alberta Üniversitesi’ndeki yüksek lisans tezini temel alan bu çalışmada, 2.20m x 2.75m boyutlarında iki açıklığa sahip bir çerçeve (Şekil 2.1) 3.5mm kalınlığında çelik paneller kullanılarak güçlendirilmiştir. Söz konusu çerçeve kolonları W610x241, kirişleri ise W310x129 çelik profiller kullanılarak teşkil edilmiştir. Kolon-kiriş bağlantısı, çelik kirişlere kaynaklı 20mm kalınlığında iki çelik plaka kullanılarak 14 adet bulon vasıtasıyla yapılmıştır. Çelik panellerin çerçeve elemanlara bağlantısı ise bu elemanlara bağlı 5mm kalınlığında levhalar aracılığıyla tamamen kaynaklı yapılmıştır. Deney süresince yükler sistemin orta noktasından etkilmiştir. Numune 4000kN’a kadar çevrimli yükler altında, bu noktadan sonra yaklaşık 6000 kN’a kadar tek yönlü yükleme etkisi altında test edilmiş ve elde edilen sonuçlar çalışmada paylaşılmıştır.



Şekil 2.1 : Test numunesi (Tromposch, E. W. ve Kulak, G.L., 1987, Cyclic and Static Behaviour of Thin Panel Steel Plate Shear Walls).

2.3 Elgaaly ve Liu (1997)

90'lı yıllara gelindiğinde, özellikle Muhammed Elgaaly ve beraberindeki araştırmacılar tarafından bu konuda önemli çalışmalar yapıldığı görülmektedir. 1997 yılında, “Analysis of Thin-Steel-Plate Shear Walls” adıyla M. Elgaaly ve Y. Liu tarafından yayımlanmıştır. Bu çalışmada, ince çelik panellerin burkulma sonrası davranışı da göz önüne alınarak tasarlanması amacıyla biri ana çerçeveye kaynak aracılığıyla, diğeri bulonlar aracılığıyla bağlı iki analitik model incelenmiştir. Araştırmacılar bu çalışmada, ince çelik levhanın teorik burkulma yükünün sistem yatay yük taşıma kapasitesini belirlemede yetersiz kalacağını, levhaların burkulma sonrası da kendisini çevreleyen çerçeve elemanları sayesinde yük taşımaya devam edeceğini ve bunun ihmal edilemeyecek düzeylerde olacağını ispatlamayı amaçlamışlardır. Panel modellemesinde eş değer çubuk elemanlar kullanılmıştır. Levha eşit kalınlıkta ve yatay ile yaklaşık 45° açı yapan çekme kuvveti doğrultusunda elemanlara ayrılarak modellenmiş ve iki modele ait karşılaştırmalar ile, ince çelik levhanın burkulma sonrası davranışına ilişkin bilgiler sunulmuştur.



Şekil 2.2 : Eşdeğer Çubuk Eleman Modeli (Elgaaly, M. ve Liu, Y., 1997, Analysis of Thin-Steel-Plate Shear Walls).

2.4 Bermen ve Bruneau (2003)

2000’li yıllara gelindiğinde ise, ince çelik levhalardan teşkil edilen perde sistemlere ilişkin araştırmalar hız kazanmış, deneysel ve analitik çalışmaları içeren bir çok yayın literatüre girmiştir. J. Bermen ve M. Bruneau tarafından 2003 yılında yayımlanan “Plastic Analysis and Design of Steel Plate Shear Walls” adlı çalışmada, “Strip Modeling” metodu kullanılarak oluşturulan yapı modelinde, plastik analiz sonuçlarına bağlı olarak türetilen bağıntıları kullanılarak ince levha kalınlığının bulunabileceğini belirtmiştir. Bu amaçla farklı mesnet koşullarına ve kat sayısına sahip yapılar için söz konusu bu bağıntılar verilmiş, tasarımda izlenecek yol açıklanmıştır.

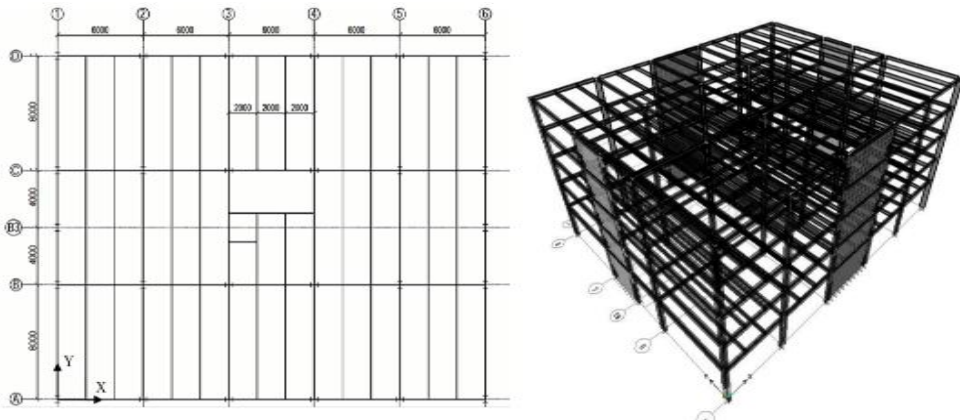
2.5 Vatansver ve Yardımcı (2011)

2011 yılı Mayıs ayında, “Experimental Investigation of Thin Steel Plate Shear Walls with Different Infill-to-Boundary Frame Connections” adıyla yayımlanan çalışmalarında C. Vatansver ve N. Yardımcı, ince çelik levhalı sistemlerin çevrimsel yükler altındaki davranışlarını da gözönüne alarak incelemelerde bulunmuşlardır. Kullanılan çerçeve sistem hareket verici yük kapasitesi de göz önüne alınarak 1/3 oranında ölçeklendirilmiştir. Bu çalışmada 1.8m x 1.2m boyutlarında iki çelik çerçeve (SW-A-H ve SW-B-H) 0.50mm kalınlığında çelik paneller kullanılarak güçlendirilmiştir. Çerçeve kolon elemanları HEB 280, çerçeve kiriş elemanları ise IPE270 profillerden imal edilmiştir. Çerçeve kolon kiriş birleşimi ve ince çelik panel çerçeve birleşimi bulonlar kullanılarak oluşturulan mafsallı bağlantılar ile teşkil edilmiştir. Bu numunelerden SW-A-H’da, ince çelik levha çerçeve elemanlarının tümüne bağlanırken, SW-B-H’da söz konusu perde eleman yalnızca çelik kirişlere bağlanmaktadır. Çalışmada kullanılan analitik modeller ise “Strip Modeling” yaklaşımı kullanılarak geliştirilmiştir. Yalnızca aksenal yük aktarabilen eşit genişlikteki bu bantlar, çerçeve eleman kalınlıklarının eleman boyuna ve sistem davranışına etkisini de göz önüne alabilmek amacıyla kirişlerde 135 mm, kolonlarda ise 140mm boyunda rijit çubuklar aracılığıyla ana elemanlara bağlanmışlardır. Bant genişliği SW-A-H numunesi için 133.3mm, SW-B-H numunesi için ise 100.6 mm’dir. Bu eş değer çubuk elemanlar levha üzerinde oluşacak çekme kuvvetinin doğrultusu göz önüne alınarak, ilk numunede yatay ile yaklaşık olarak 45°, ikinci numunede ise yine yatay ile yaklaşık 28°’lik açılar yapacak şekilde modellenmişlerdir. Bu iki farklı

güçlendirme tipi için yapılan deneysel ve teorik çalışmalar sonucu elde edilen veriler adı geçen yayında paylaşılmıştır.

2.6 Vatansever, Yorgun ve Özel (2012)

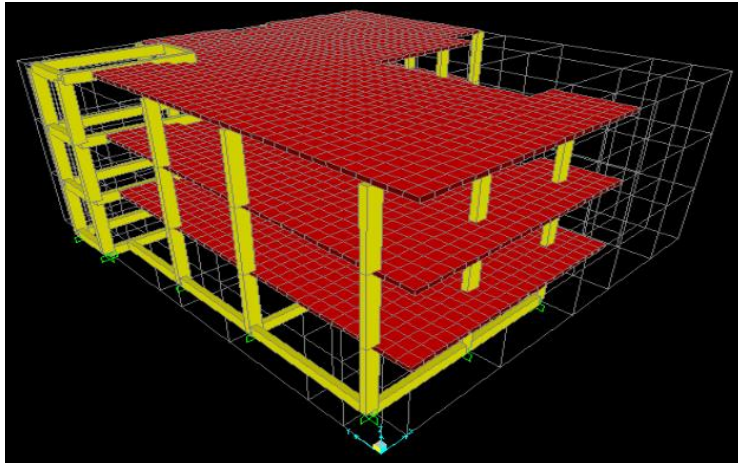
2012 yılında, C. Vatansever, C. Yorgun ve C. N. Özel, “Use of Steel Plate Shear Walls for Seismic Retrofit of a Steel Building” adlı çalışmalarında, 1975 Türk Deprem Yönetmeliği’ne göre tasarlanmış ve DBYBHY 2007’de öngörülen performans seviyesini sağlayamayan çelik bir yapının, ince çelik levhalardan oluşan dört adet perde sistem ile güçlendirilmesini analitik olarak, ETABS programı kullanılarak geliştirilen modeller aracılığıyla incelemiştir. Söz konusu yapı (Şekil 2.3) beş katlı olup, kolon elemanlar HEA ve HEB, kiriş elemanlar ise HEA ve IPE türü profiller kullanılarak teşkil edilmiştir. Yapı yatay yük taşıyıcı sistemi tamamen moment aktaran çerçevelerden oluşturulmuştur. Yapı elemanı malzeme kalitesi S235 olarak alınmış, yapının birinci derece deprem bölgesinde yer aldığı kabul edilmiştir. Her iki yönetmeliğe göre analizler ve hesaplamalar yapılmış, yeni yönetmeliğe göre taban kesme kuvvetinde meydana gelen artışlar rapor edilmiş ve yapının güçlendirilmeye ihtiyacı olduğu belirtilmiştir. Güçlendirme amacıyla yapıya yerleştirilen ince çelik paneller analitik modelde ortotropik membran elemanlar aracılığıyla temsil edilmiştir. Yapı x yönünde ilk iki katında 4mm, üçüncü katında 3mm, son iki katında ise 2mm kalınlığında çelik paneller kullanılmıştır. Y yönünde ise ilk kata 5mm, ikinci ve üçüncü katlarda 4mm, dördüncü katta 3mm ve son katta 2mm kalınlığında ince çelik levhalar kullanılarak yatay yük taşıyıcı sistem güçlendirilmiştir. Yapılan analizlere ilişkin sonuçlar çalışma sonucunda paylaşılmıştır.



Şekil 2.3 : Dispozisyon Planı ve ETABS Modeli (Vatansever, C., Yorgun, C., Özel, C. N., 2012, Use of Steel Plate Shear Walls for Seismic Retrofit of a Steel Building,).

2.7 Ismael ve Hassaballa (2013)

2013 yılında ise Sudan'lı iki bilim insanı olan M. A. Ismael ve A. E. Hassaballa, "Seismic Retrofitting of a RC Building by Adding Steel Plate Shear Walls" ismiyle yayınlanan çalışmalarında, mevcut bir betonarme binanın ince çelik levhalardan oluşan perde sistemler ile güçlendirilmesi konusunu, geliştirilen analitik modeller aracılığıyla incelenmiştir. Söz konusu yapı üç katlı olup Sudan'daki tipik yerel konut binalarını temsil etmektedir. Yapı yatay yük taşıyıcı sistemi tamamen moment aktaran betonarme çerçeve sistemlerden oluşmaktadır. Yapı boyutları planda 18m x 24m olup, yüksekliği 9.6m'dir. Yapı kolon kesitleri tüm katlarda dikdörtgen olup 250mm x 500mm, kiriş kesitleri ise 300mm x 500mm'dir. Yapıda bodrum kat bulunmamaktadır. Tüm kolonlar zemin kat altında tekil temellere oturarak mesnetlenmektedir. Analitik model SAP2000 programında kurulmuştur. Kolon ve kiriş elemanlar çubuklar, döşeme elemanlar ise kabuklar kullanılarak modellenmiş, tekil temeller ise modelde ankastre mesnetler ile temsil edilmiştir. İnce çelik paneller ise izotropik malzeme özelliklerine sahip kabuk elemanlar kullanılarak modele eklenmiştir. Her bir panel eleman 16 (4x4) eşit parçaya bölünerek modellenmiştir. Çalışmada 5mm, 7mm ve 10mm kalınlığında ince çelik panelleri içeren modeller rüzgar ve deprem etkileri altında analiz edilerek eleman iç kuvvetlerinde, ve donatı oranlarında meydana gelen değişimler incelenmiştir.



Şekil 2.4 : SAP2000 Modeli (Ismael, M. A., ve Hassaballa, A. E., 2013 ,Seismic Retrofitting of a RC Building by Adding Steel Plate Shear Walls).

Yukarıda belirtilen çalışmaların haricinde kuşkusuz ki bir çok araştırmacı ve çalışmaları bu konuda önemli aşamalar kaydedilmesine katkıda bulunmuş, konuya ilişkin ilerlemenin önünü açacak araştırmalar yapmışlardır. Yüksek lisans tezi olarak

hazırlanan bu çalışma, C. Vatansever ve N. Yardımcı tarafından 2011 yılında yapılan araştırmayla bir dizi paralellik göstermektedir. Bunlardan en önemlisi, incelenen numunelerden birinde çelik panelin yalnızca kirişlere, diğerinde ise tüm çerçeve elemanlara bağlanarak analiz edilmesidir. Ancak bu noktadaki farklılık, bu tezde incelenen çerçevenin süneklik düzeyi düşük betonarme çerçevelerden meydana gelmesidir. Söz konusu betonarme çerçevenin tasarımında Teymür (2009)'dan yardım alınmış ve yalın çerçeve modeli bu çalışmadakine benzer olarak hazırlanmıştır. İlerleyen bölümlerde tüm numunelerin tasarımı, deney prosedürleri ve elde edilen analiz sonuçları paylaşılmıştır.



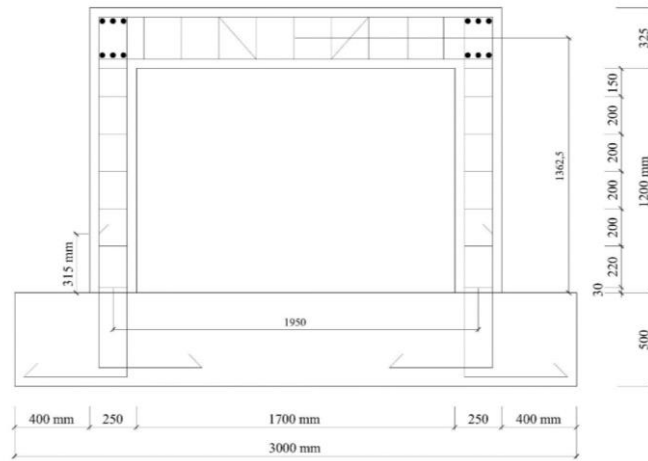


3. DENEY NUMUNELERİ VE ANALİTİK MODELLER

3.1 Deneysel Numunelerin Hazırlanması

Deneysel çalışmalarda kullanılacak olan numuneler, İstanbul'daki mevcut yapı stoğunun önemli bir kısmını oluşturan süneklik düzeyi düşük betonarme çerçeve yapıları temsil edebilecek şekilde, 1975 Türk Deprem Yönetmeliği'ndeki kriterler göz önüne alınarak hazırlanmıştır. Bu konuda Teymür (2009)'dan yardım alınmış ve burada bulunan yalın çerçeve modeline benzer bir çerçeve kullanılmıştır. Çerçeve elemanların tasarımına ilişkin koşullar ilerleyen bölümlerde sunulmuştur. Bu kısımda yalnızca numuneler hakkında genel bilgiler verilecek ve deney öncesi hazırlık aşamaları anlatılacaktır.

Numune imalatına ilişkin tüm çalışmalar İTÜ Yapı ve Deprem Mühendisliği Laboratuvarı'nda gerçekleştirilmiştir. Numune boyutları, yük uygulama sisteminin kapasitesi göz önüne alınarak $\frac{1}{2}$ oranında küçültülmüştür. Kullanılan betonarme çerçeve (Şekil 3.1) 200mm x 250mm boyutlarında kolonlardan ve 200mm x 325mm boyutlarında bir kiriş elemandan teşkil edilmiştir. Kiriş tabla kalınlığı 120mm, etkili tabla genişliği ise 820mm'dir. Çerçevenin kolonlarının iç yüzleri arasındaki açıklık 1700mm, temel üstünden tabla üstüne yüksekliği ise 1525mm'dir. Temel yüksekliği de 500 mm'dir.



Şekil 3.1 : Çalışmalarda kullanılan betonarme yalın çerçeve.

Bu özelliğe sahip toplamda üç adet numune üretilmiştir. Bunlardan biri güçlendirme öncesi çerçevenin davranışının gözlemlenmesi, yatay yük taşıma ve enerji yutma kapasitesinin belirlenmesi ile rijitliğin elde edilmesi amacıyla, diğer ikisi ise çerçeveye bağlantısı farklı çelik levhalar kullanılarak güçlendirilmeleri sonrası, bu özelliklerde meydana gelecek değişimleri gözlemlemek amacıyla kullanılmışlardır. Her üç numunede aynı zamanda, aynı şartlar altında, aynı kalitede beton ve çelik kullanılarak, aynı işçilikle üretilmişlerdir.

Numune imalatı donatı montajıyla başlamıştır. Çerçeve elemanlarında S220 kalitesinde nervürlü donatı çeliği kullanılmıştır. Kiriş mesnet üst kesitlerinde ilave donatı kullanılmamış, bunun yerine eski uygulamalara paralel olarak açıklık donatısı pilye oluşturacak şekilde bükülerek mesnet bölgelerindeki ek donatı ihtiyacı karşılanmıştır. Kiriş – kolon birleşim bölgelerinde herhangi bir etriye sıklaştırması uygulanmamış, enine donatı aralığı eleman boyunca 200mm olacak şekilde imalat yapılmıştır. Tüm etriyelerin boyuna donatıya bağlantısı için tel kullanılmıştır. Kolonlarda 4φ16, kirişlerde açıklıkta 3φ16, mesnetlerde 1φ16 + 2φ10, döşeme kesitinde ise 8φ10 donatı kullanılmıştır. Tüm elemanlarda enine donatılar 6mm çapındadır.

Donatı montajının tamamlanmasının ardından numune üzerine şekil değiştirme ölçer yerleştirilmesi işlemine geçilmiştir. Bu aşamada ilk olarak çeliğin üzerini kaplamış olan korozyon tabakası zımpara vasıtasıyla parlak yüzey ortaya çıkıncaya kadar temizlenmiştir. Ardından kolon ve kiriş mesnet bölgeleri ile kiriş açıklık bölgesinde bulunan tüm donatılara şekil değiştirme ölçer yapıştırılmış ve dış etkenlere karşı koruyucu bant ile kaplanmıştır (Şekil 3.2).



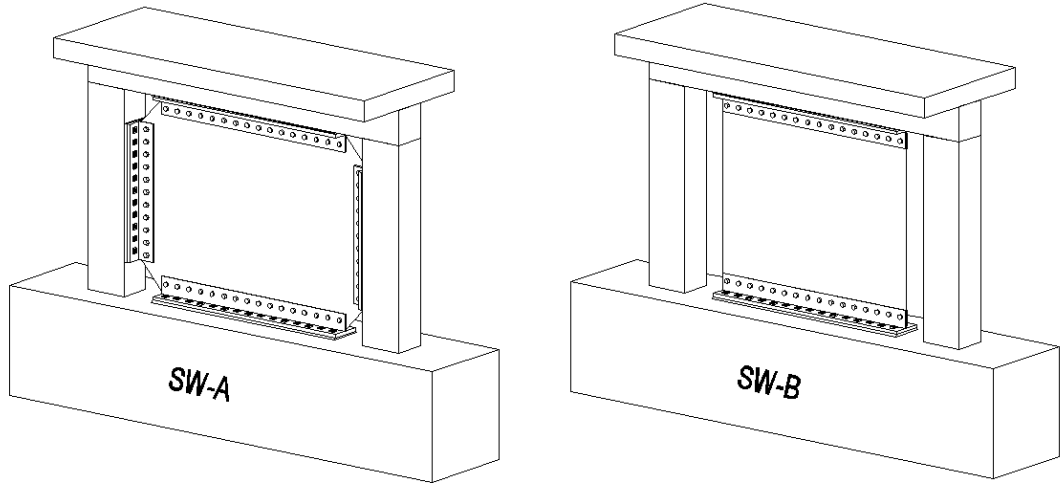
Şekil 3.2 : Numune donatı düzeni ve gerinim pullarının yerleşimi.

Numune hazırlığında bir sonraki aşama beton dökümüdür. Bu aşamada beton kalitesi, çerçevenin mevcut ve eski bir yapıyı temsil edeceği düşünüldüğünden düşük tutulmuş ve aksel basınç dayanımı yaklaşık olarak 10MPa olacak şekilde beton tasarlanmıştır. Döküm işleminde ahşap kalıp kullanılmış olup, pas payı 25mm alınarak imalat tamamlanmıştır (Şekil 3.3).



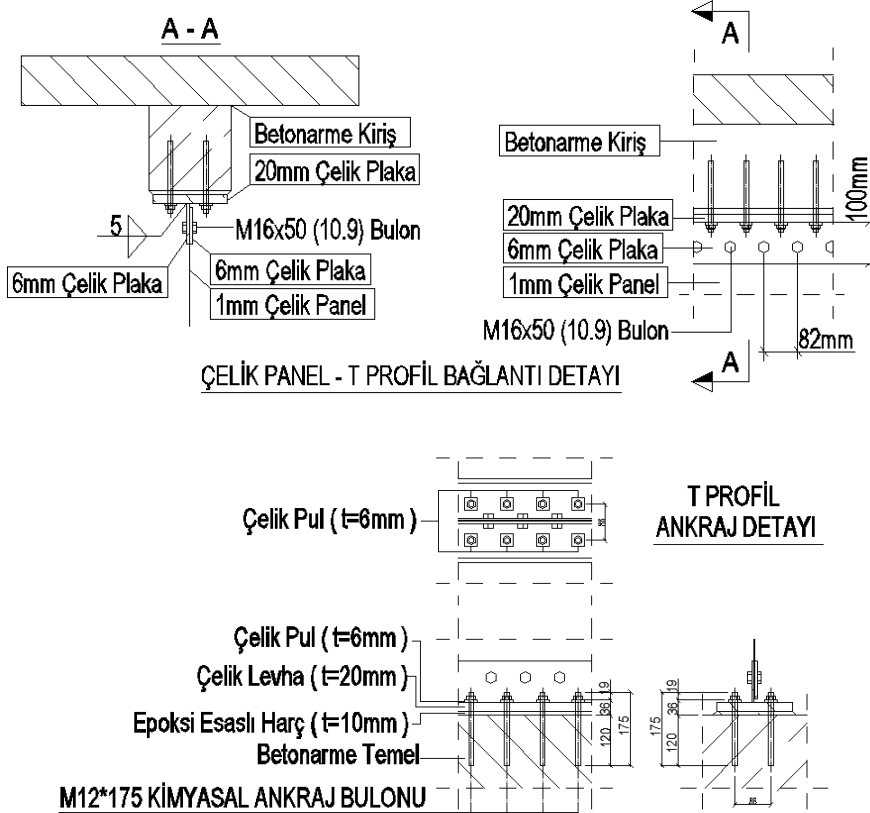
Şekil 3.3 : Betonarme çerçeveler.

Betonarme çerçeve üretimlerinin tamamlanmasının ardından çelik eleman imalatı ve montajına geçilmiştir. Burada daha önce belirtildiği gibi, çerçevelerden birinde çelik levha tüm kolon ve kirişlere bağlanırken (SW-A), diğerinde yalnızca kiriş ve temele bağlanarak (SW-B) iki farklı numune oluşturulmuştur (Şekil 3.4).



Şekil 3.4 : İnce çelik levha ile güçlendirilmiş betonarme çerçeveler.

1mm kalınlığındaki ince çelik levhalar ana elemanlara T kesite sahip yapma elemanlar aracılığıyla 10.9 kalitesinde ön çekme uygulanarak sıkılan M16 bulonlar vasıtasıyla bağlanmaktadır (Şekil 3.5). Söz konusu T kesitli eleman 20mm kalınlığında bir taban levhasına 6mm kalınlığında bir bağlantı levhasının sürekli kaynak kullanılarak birleştirilmesiyle teşkil edilmiştir. İnce çelik levhanın T kesit elemanın gövdesine bağlandığı bölgede sürtünme yüzeyini arttırmak amacıyla 6mm kalınlığında ve bağlantı elemanı genişliğinde ikinci bir levha kullanılmaktadır. Yapma T elemanın betonarme yapı elemanlarına tüm bağlantısı ise 175mm boyunda M12 çapında kimyasal ankrajlar aracılığıyla sağlanmıştır (Şekil 3.5). Kimyasal ankraj uygulaması sırasında beton matkap vasıtasıyla delinmiş ve açılan delik kompresör aracılığıyla temizlenmiştir. Ardından delik bir miktar epoksi ile doldurularak ankraj çubuğu yerleştirilmiş ve priz sonrası somunlar sıkılmıştır. Bu uygulama sırasında SW-A numunesinde 5 adet, SW-B numunesinde ise 3 adet ankraj bulonu, mevcut çerçeve içerisinde yer alan enine donatılar ile çakışmış ve işlem öngörüldüğü gibi 120mm ankraj boyu sağlanamadan tamamlanmıştır. Mevcut saha uygulamalarında da bu tip sorunlar ile karşılaşılabileceği göz önünde tutularak duruma müdahale edilmemiş, herhangi bir telafi edici çözüm uygulanmamıştır.



Şekil 3.5 : Eleman bağlantı detayları.

Kimyasal ankraj uygulamasının tamamlanmasının ardından T elemanların montajına geçilmiştir. Betonarme elemanlar üzerinde açılacak ankraj deliklerinde olası bir kayma meydana gelmesi durumu göz önüne alınarak, yapma T eleman üzerinde bulunan delikler 20mm çapında açılmıştır. Profil yerleşiminin ardından bu bölgelere 30mm x 30mm boyutlarında, 6mm kalınlığında ve orta noktasında 13mm çapında bir delik bulunan pullar yerleştirilmiş (Şekil 3.5) ve ana profile kaynaklanmıştır. Kalıp kurma aşamasındaki hatalar sebebiyle, T elemanların bağlanacağı kolon ve kirişler ile temel tam anlamıyla düz birer yüzeye bir yapıya sahip olmayıp, kolonlar ve kirişler arası içten içe ölçüler değişkenlik göstermekteydi. Bu değişkenliği gidermek ve çelik elemanların montajını terazisinde tamamlamak amacıyla bu yüzeyler üzerinde ortalama 10mm boşluk bırakılarak T profiller yerleştirilmiştir. Bu boşluk montaj sonrasında epoksi esaslı yüksek mukavemetli tamir harcı yardımıyla doldurulmuştur.

Bir sonraki aşamada ise, ince çelik paneller montajı tamamlanan bu T kesitli elemanlara ön çekme uygulanan yüksek mukavemetli M16 (10.9) bulonlar vasıtasıyla bağlanmıştır (Şekil 3.6). Bulonlara uygulanan toplam ön çekme değeri 110kN'dur. Bu işlem sırasında herhangi bir sorunla karşılaşılmamış, tüm bulonlar öngörüldüğü gibi sıkılarak ince levha montajları tamamlanmıştır.



Şekil 3.6 : Çelik elemanların betonarme çerçeveye montajı.

Montajın tamamlanmasının ardından çelik levhalar, deney esnasında olası akma bölgelerinin rahatlıkla tesbit edilebilmesi amacıyla beyaz kireç ile boyanmış ve 150mm x 150mm boyutlarında karelere ayrılmıştır. Bu işlemin ardından çelik levha olası çekme bölgelerine şekil değiştirme ölçerler yerleştirilmiştir. Hazırlanan numune temel üzerine yerleştirilmiş iki adet kaldırma kancası aracılığıyla ve kren yardımıyla kaldırılarak deney düzeneğinin bulunduğu referans temel üzerine yerleştirilmiştir. Bu esnada düzlem dışı deformasyonları minimum indirmek amacıyla numune hareket verici tarafından uygulanacak yük doğrultusuna paralel bir biçimde konumlandırılmıştır. Yerleştirilen numune referans temel üzerine 28 adet M60 bulon ile sabitlenerek deney esnasında ortaya çıkabilecek olası kaymaların önüne geçilmeye çalışılmıştır. Sabitleme öncesi referans temel üzerinde yer alan bulon delikleri iyice temizlenmiş, içerisinde bulunan toz ve pisliklerden arındırılmıştır. Ayrıca bulonlar yağlanarak delik içerisine kolayca yerleşmesi ve sıkılması sağlanmıştır.

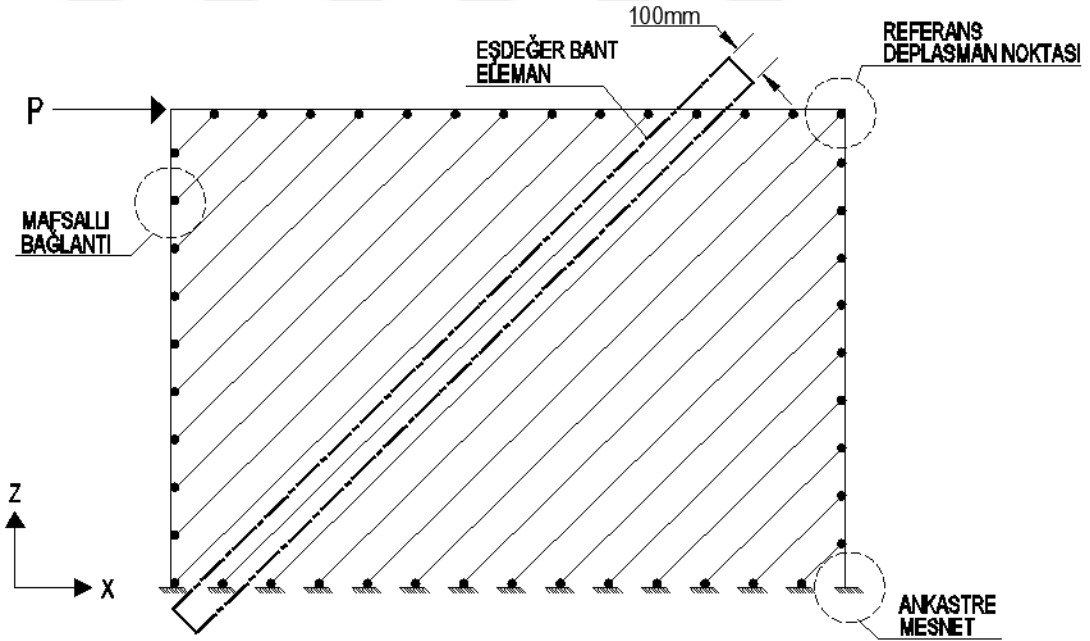
Yukarıda anlatılan bu işlemler takip edilerek her iki numune imalatı tamamlanmış (Şekil 3.7) ve numuneler deneye hazır bir hale getirilmiştir. Deney düzeneği, deneysel çalışmalar ve deney sonuçlarına ilişkin detaylı bilgiler tezin ilerleyen bölümlerinde sunulmuştur.



Şekil 3.7 : Montajı tamamlanarak deney düzeneğine yerleştirilmiş numune.

3.2 Analitik Modellerin Kurulması

Teorik çalışmalar kapsamında yalın çerçeve, SW-A ve SW-B numuneleri için hazırlanan analitik modeller SAP2000 aracılığıyla geliştirilmiştir. Burada SW-A ve SW-B numuneleri içerisinde yer alan ince çelik panelleri analitik olarak temsil etmek için “Strip Modeling” metodunu kullanılarak, levha 100mm genişliğinde, yalnızca aksenal yük aktarabilen eşdeğer çubuk elemanlar halinde modellenmiştir (Şekil 3.8). Bu metodun tercih edilme sebebi, yapılan literatür araştırmaları ve incelemelerde, gerçeğe en yakın sonuçların bu yöntem ile elde edildiğinin görülmüş olmasıdır. Modelde her bir çubuk, levha üzeri olası çekme bölgesi göz önüne alınarak yatayla yaklaşık 45°'lik bir açı yapacak şekilde konumlandırılmıştır. Teorik çalışmalar kapsamında yalnızca tek yönlü statik itme analizi yapılacağından, eş değer çubuk elemanlar model üzerinde sadece tek yönde yerleştirilmişlerdir.



Şekil 3.8 : İnce çelik panel eşdeğer çerçeve modeli.

Analiz X-Z düzleminde, X yönünde sisteme etkiyen bir P kuvveti aracılığıyla, yük arttırımı yöntemi kullanılarak yapılmıştır. P kuvveti sisteme ilk olarak 1kN'luk bir yük aktarmış, ardından yük arttırılarak çerçeve itilmiş ve her adımda referans deplasman noktasında meydana gelen yer değiştirmeler gözlemlenmiştir. Tüm bu veriler derlenerek sisteme ait itme eğrisi oluşturulmuştur. Çalışmanın bu bölümünde analitik modelleme adım adım anlatılmış, yalın çerçeve ve SW-A numuneleri için hazırlanan modeller aracılığıyla elde edilen sonuçlar karşılaştırılarak sunulmuştur.

3.2.1 Malzeme Özellikleri

Çalışmada kullanılan beton ve donatı çeliğine ait malzeme özellikleri DBYBHY 2007 Bilgilendirme Eki 7B'ya uygun olarak programa tanımlanmıştır. Bu aşamada kullanılan sargı donatısı kalitesinin düşük olması ve etriye sıklaştırması uygulanmaması sebebiyle modelde sargısız beton davranışı göz önüne alınmıştır. Söz konusu yönetmeliğin 7B.1 maddesinde, doğrusal elastik olmayan yöntemlerle performans değerlendirmesi yapılması durumunda kullanılacak sargılı ve sargısız beton davranışına ait gerilme-şekil değiştirme bağıntıları Mander, J.B ve diğerleri (1998)'e uygun olarak tanımlanmıştır. Bu yöntemde, sargılı betonda beton basınç gerilmesi (f_c), basınç birim şekildeğiştirmesinin (ϵ_c) fonksiyonu olarak denklem 3.1 ile verilmektedir:

$$f = \frac{f_{cc} \times r}{r - 1 + x^r} \quad (3.1)$$

Bu ifadede yer alan sargılı beton dayanımı f_{cc} ile sargısız beton dayanımı f_{co} arasındaki ilişki ilgili maddede denklem 3.2 ile tanımlanmaktadır:

$$f_{cc} = \lambda_c f_{co} ; \quad \lambda_c = 2.254 \sqrt{1 + 7.94 \frac{f_c}{f_{co}} - 2 \frac{f_c}{f_{co}} - 1.254} \quad (3.2)$$

Burada f_c etkili sargılama basıncıdır. Bu değer dikdörtgen kesitli elemanlarda birbirine dik iki doğrultu için denklem 3.3'ten bulunan değerlerin ortalaması olarak alınabilmektedir:

$$f_{cx} = k_c \rho_x f_{yw} ; \quad f_{cy} = k_c \rho_y f_{yw} \quad (3.3)$$

Bu ifadelerde f_{yw} sargı donatısı akma dayanımı, ρ_x ve ρ_y sargı donatısı hacimsel oranları, k_c sargılama etkinlik katsayısıdır. Bu değer yönetmelikte denklem 3.4'te verilen ifadeyle tanımlanmıştır:

$$k_c = \left(1 - \frac{\sum a_i^2}{6b_o h_o}\right) \left(1 - \frac{s}{2b_o}\right) \left(1 - \frac{s}{2h_o}\right) \left(1 - \frac{A_s}{b_o h_o}\right)^{-1} \quad (3.4)$$

Burada,

a_i : Kesit çevresindeki düşey donatıların eksenleri arasındaki uzaklık,

b_o ve h_o : Göbek betonunu sargılayan etriyelerin arasında kalan kesit boyutları,

s : Düşey doğrultuda etriyelerin eksenleri arasındaki aralığı,

A_s : Boyuna donatı alanıdır.

Denklem 3.1'deki normalize edilmiş beton birim şekildeğiştirilmesi x ile r değişkenine ilişkin ifadeler ise denklem 3.5 ve denklem 3.6'da verilmiştir:

$$x = \frac{\epsilon_c}{\epsilon_{cc}} \quad ; \quad \epsilon_{cc} = \epsilon_{co} [1 + 5(\lambda_c - 1)] \quad ; \quad \epsilon_{cc} = 0.002 \quad (3.5)$$

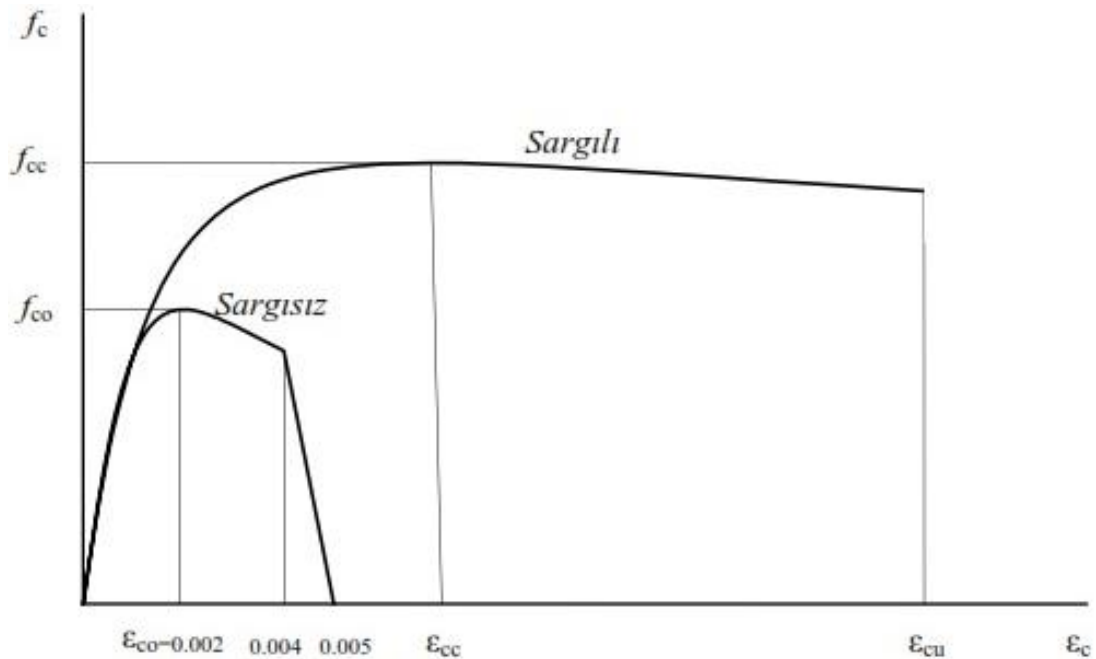
$$r = \frac{E_c}{E_c - E_{sec}} \quad ; \quad E_c = 5000\sqrt{f_{co}} \quad ; \quad E_{sec} = \frac{f_{cc}}{\epsilon_{cc}} \quad (3.6)$$

Sargılı betondaki maksimum basınç birim şekil değıştirmesi ϵ_{cu} ile ilgili ise ilgili maddede denklem 3.7'da belirtilen řu ifade yer almaktadır:

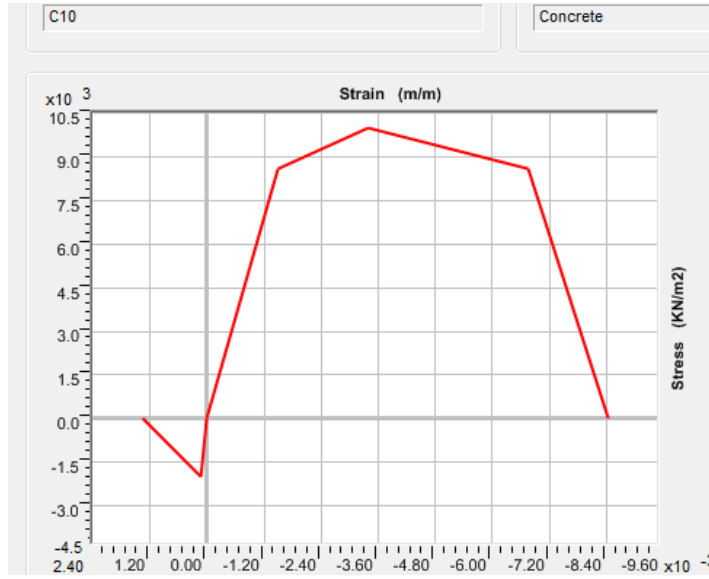
$$\epsilon_{cu} = 0.004 + \frac{1.4 \rho_s f_y \epsilon_{su}}{f_{cc}} \quad (3.7)$$

Bu bağıntılarda ρ_s toplam sargı donatısı hacimsel oranı, ϵ_{su} sargı donatı çeliğinde maksimum gerilme altındaki birim uzama şekil değıştirmesidir.

Denklem 3.1'de sargılı beton davranışı için verilen ifade $\epsilon_c = 0.004$ 'e kadar sargısız beton içinde kullanılabilir. Bu çalışmada sargısız beton için, etkin sargılama basıncı $f_c = 0$ olarak alınıp, yukarıda belirtilen ifadelerden faydalanılarak malzeme modeli oluşturulmuştur. DBYBHY 2007'de tarif edilen malzeme modeli ile SAP200'de oluşturulan malzeme modeline ait gerilme-şekildeğiştirme eğrileri sırasıyla Şekil 3.9 ve Şekil 3.10'da verilmiştir.



Şekil 3.9 : D.B.Y.B.H.Y. 2007'de beton için verilen gerilme-şekildeğiştirme eğrisi.



Şekil 3.10 : SAP2000’de tanımlanan malzeme için gerilme-şekildeğiştirme eğrisi.

Donatı çeliğine ait malzeme modeli ise yine aynı yönetmeliğin 7B2 maddesine uygun olarak (Şekil 3.11) yapılmıştır. Söz konusu maddeye göre donatı çeliği için gerilme-şekildeğiştirme bağıntıları denklem 3.8, denklem 3.9 ve denklem 3.10 aracılığıyla tanımlanmıştır:

$$f_s = E_s \varepsilon_s \quad (\varepsilon_s \leq \varepsilon_{sy}) \quad (3.8)$$

$$f_s = f_{sy} \quad (\varepsilon_{sy} < \varepsilon_s < \varepsilon_{sh}) \quad (3.9)$$

$$f_s = f_{su} - (f_{su} - f_{sy}) \frac{(\varepsilon_{su} - \varepsilon_s)^2}{(\varepsilon_{su} - \varepsilon_{sh})^2} \quad (\varepsilon_{sh} < \varepsilon_s < \varepsilon_{su}) \quad (3.10)$$

Burada,

f_s : Donatı çeliğindeki gerilme,

f_{sy} : Donatı çeliğinin akma dayanımı,

f_{su} : Donatı çeliğinin kopma dayanımı,

ε_s : Donatı çeliğinin pekleşme başlangıcındaki birim şekildeğiştirmesi,

ε_{sy} : Donatı çeliğinin akma birim şekil değıştirmesi,

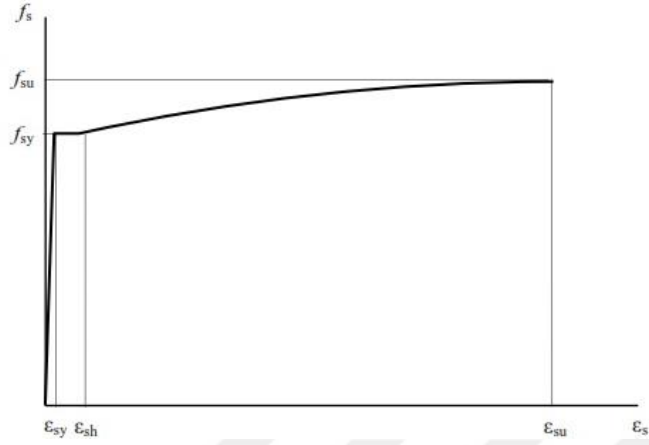
ε_{su} : Donatı çeliğinin kopma birim şekil değıştirmesi,

E_s : Donatı çeliğinin elastisite modülüdür. Bu değeri 2×10^5 MPa’dır.

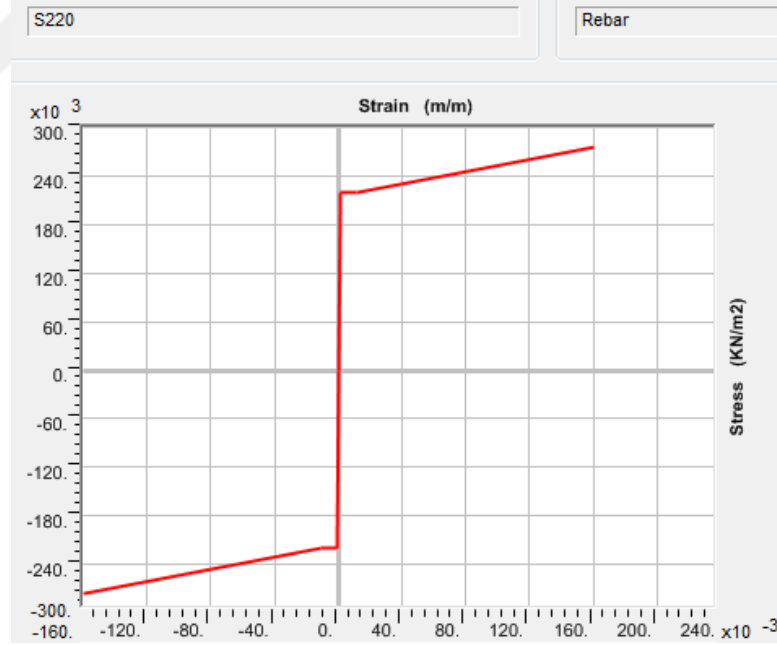
S220 donatı çeliğine ve S235 yapı çeliğine ait bilgiler Çizelge 3.1’de verilmiştir.

Çizelge 3.1: Çelik gerilme ve birim şekildeğiştirme bilgileri.

f_{sy} (MPa)	ϵ_{sy}	ϵ_{sh}	ϵ_{sh}	f_{su} (MPa)
220	0.0011	0.011	0.16	275



Şekil 3.11 : D.B.Y.B.H.Y. 2007’de çelik için verilen gerilme-şekildeğiştirme eğrisi. SAP2000 programında tanımlanan donatı çeliğine ait gerilme-şekildeğiştirme eğrisi Şekil 3.12’de verilmiştir.

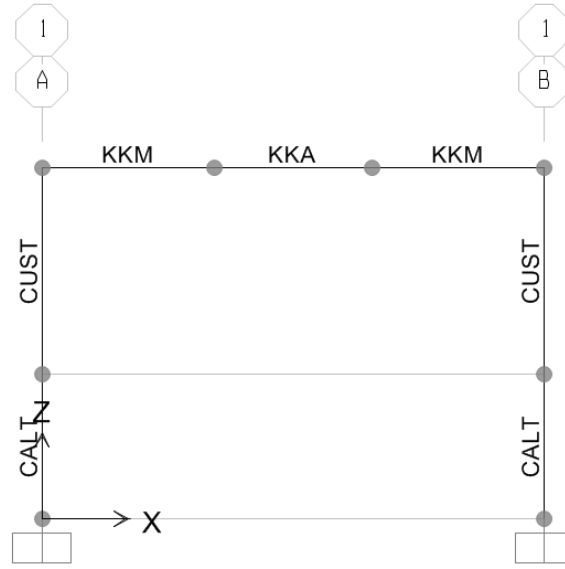


Şekil 3.12 : SAP2000’de tanımlanan malzeme için gerilme-şekildeğiştirme eğrisi.

Malzeme özelliklerinin programa tanıtılmasıyla modelleme aşamasındaki ilk adım tamamlanmıştır. Malzeme dayanımları, İstanbul’daki güçlendirmeye ihtiyaç duyan mevcut yapı stoğunun büyük bir kısmını temsil edebilecek şekilde seçilmiştir. Çalışmanın ilerleyen bölümlerinde numune malzeme dayanımlarını belirlemek için yapılan deneysel çalışmalar ve sonuçları detaylı biçimde sunulmuştur.

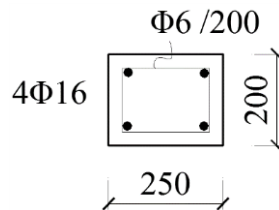
3.2.2 Kesit Özellikleri

Modelde kullanılan tüm kesit özellikleri SAP2000 programı içerisinde yer alan “Section Designer” modülü aracılığıyla tanımlanmıştır. Bu aşamada elemanların kesit tiplendirmeleri çalışma şekillerine ve donatı düzenlerine göre yapılmıştır. Bu sebeplerle kiriş ve kolon elemanlar donatı düzenlerindeki değişiklikler göz önüne alınarak kiriş açıklık, kiriş mesnet, kolon alt ve kolon üst olmak üzere dört ayrı kesit ile programa tanımlanmıştır (Şekil 3.13). İnce çelik levhayı oluşturan kesit ise tek bir parçada modele dahil edilmiştir.



Şekil 3.13: Eleman kesit tipleri.

Kesit tanımlamalarına kolon elemanlar ile başlanılmıştır. Kolon alt kesiti 250 mm x 200 mm boyutlarında olup 25 mm paspayına sahiptir (Şekil 3.13). Eleman enine donatısı 6mm çapında olup etriye sıklaştırması bulunmamaktadır. Kesit beton ve donatı çeliği, bir önceki bölümde detaylıca anlatıldığı şekilde programa tariff edilen malzemeler kullanılarak tanımlanmıştır.



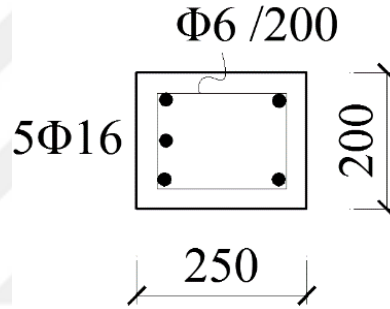
Şekil 3.13: Kolon alt kesiti enkesit görünüşü.

Kesitte her etriye köşesine bir adet gelecek şekilde toplam 4 adet 16mm çapında donatı yer almaktadır. Donatı oranı %1.608'dir. Söz konusu kesit programa "CALT" adıyla tanımlanmıştır. Kesit özellikleri Çizelge 3.2'de sunulmuştur.

Çizelge 3.2: Kolon alt kesiti özellikleri.

Kesit Alanı (m ²)	Güçlü Yönde Atalet Momenti (m ⁴)	Zayıf Yönde Atalet Momenti (m ⁴)	Güçlü Yönde Mukavemet Momenti (m ⁴)	Zayıf Yönde Mukavemet Momenti (m ⁴)
0.05	2.604x10 ⁻⁴	1.667x10 ⁻⁴	2.083x10 ⁻³	1.667x10 ⁻³

Bir sonraki aşamada kolon üst kesiti tanımlanmıştır. Alt kesite benzer olarak, burada da eleman 250 mm x 200 mm boyutlarında olup 25 mm paspayına sahiptir (Şekil 3.14) Üst kesitin alt kesitten tek farkı, kiriş pilyesine ait gönyenin bu kesite girmesi ve donatı düzeninin değişerek, kesitin 5 adet 16mm çapında donatıyı içinde barındırmasıdır.



Şekil 3.14 : Kolon üst kesiti enkesit görünüşü.

Eleman donatı oranı %2.010'dur. Söz konusu kesit programa "CUST" adıyla tanımlanmıştır. Kesit özellikleri Çizelge 3.4'de sunulmuştur.

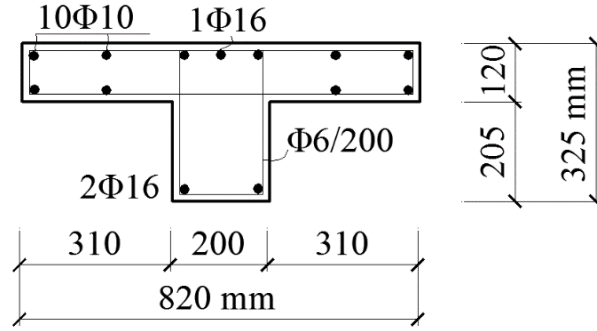
Çizelge 3.3: Kolon üst kesiti özellikleri.

Kesit Alanı (m ²)	Güçlü Yönde Atalet Momenti (m ⁴)	Zayıf Yönde Atalet Momenti (m ⁴)	Güçlü Yönde Mukavemet Momenti (m ⁴)	Zayıf Yönde Mukavemet Momenti (m ⁴)
0.05	2.604x10 ⁻⁴	1.667x10 ⁻⁴	2.083x10 ⁻³	1.667x10 ⁻³

Kolon elemanların tanımlanmasının ardından kiriş kesitlerinin modele aktarılmasına geçilmiştir. Bu kesitler, deneysel numunelerde de olduğu gibi etkili table genişliği göz önüne alınarak tanımlanmıştır. Bu genişlik 820mm olarak belirlenmiştir.

Kiriş mesnet kesiti 200 mm x 325 mm boyutlarında olup 15 mm paspayına sahiptir (Şekil 3.15). Kesitte alt kısmında 2φ16, üst kısmında ise 1φ16 + 2φ10 donatı bulunmaktadır. Enine donatı çapı 6mm olup, etriye sıklaştırması uygulanmamıştır. Eleman çekme donatısı oranı %0.549'dır. Söz konusu kesit programa "KKM" adıyla

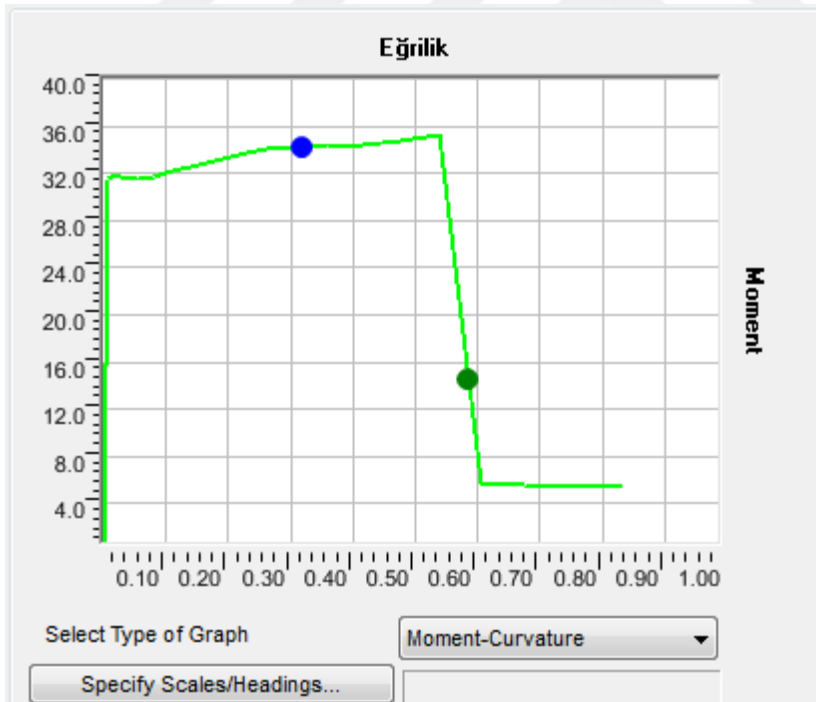
tanımlanmıştır. Kesit özellikleri Çizelge 3.6’de, kesit moment-eğrilik ilişkisi Şekil 3.16’de sunulmuştur.



Şekil 3.15 : Kiriş mesnet kesiti enkesit görünüşü.

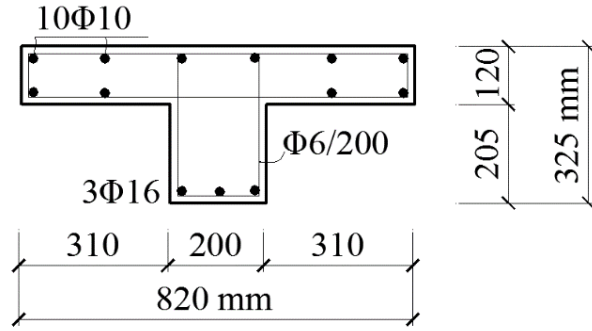
Çizelge 3.4: Kiriş mesnet kesiti özellikleri.

Kesit Alanı (m ²)	Güçlü Yönde Atalet Momenti (m ⁴)	Zayıf Yönde Atalet Momenti (m ⁴)	Güçlü Yönde Mukavemet Momenti (m ⁴)	Zayıf Yönde Mukavemet Momenti (m ⁴)
0.1394	1.026x10 ⁻³	5.650x10 ⁻³	9.517x10 ⁻³	13.80x10 ⁻³



Şekil 3.16 : Kesit moment – eğrilik ilişkisi.

Kiriş açıklık kesiti de mesnet kesitiyle aynı boyutlara sahiptir (Şekil 3.17). İki kesitin aralarındaki fark alt ve üst donatı düzenlerinin değişkenliğinden kaynaklanmaktadır. Kiriş açıklık kesitinde alt kısımda 3Φ16, üst kısımda ise 2Φ10 donatı bulunmaktadır. Bu farklılık kirişte pilye donatı kullanılmasının bir sonucudur.

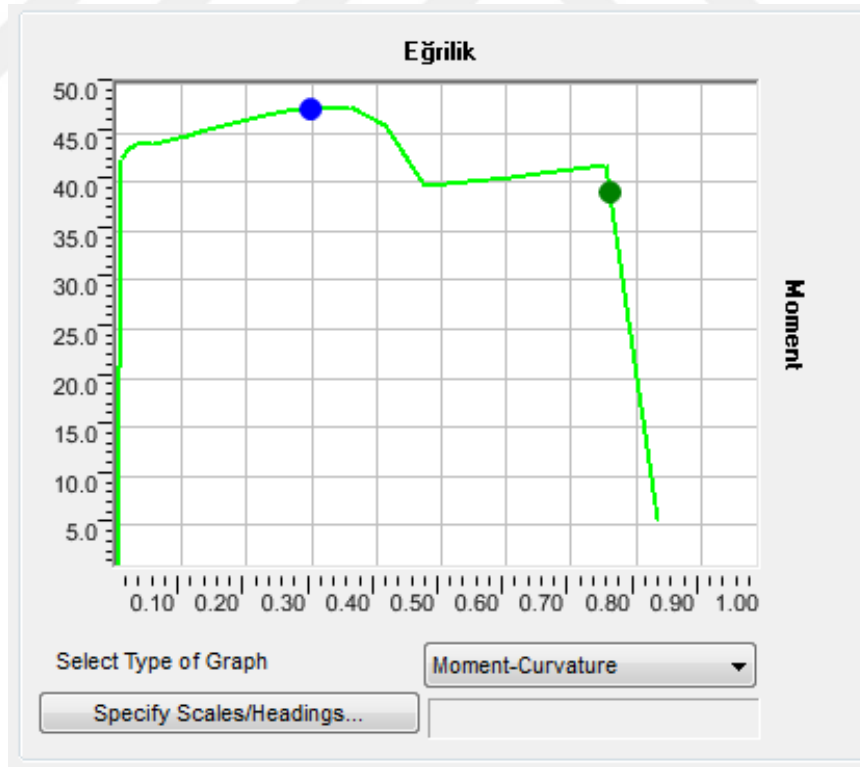


Şekil 3.17 : Kiriş açıklık kesiti enkesit görünüşü.

Eleman çekme donatısı oranı %0.928'dır. Söz konusu kesit programa "KKA" adıyla tanımlanmıştır. Kesit özellikleri Çizelge 3.7'de, kesit moment-eğrilik ilişkisi Şekil 3.18'de sunulmuştur.

Çizelge 3.5: Kiriş açıklık kesiti özellikleri.

Kesit Alanı (m ²)	Güçlü Yönde Atalet Momenti (m ⁴)	Zayıf Yönde Atalet Momenti (m ⁴)	Güçlü Yönde Mukavemet Momenti (m ⁴)	Zayıf Yönde Mukavemet Momenti (m ⁴)
0.1394	1.026x10 ⁻³	5.650x10 ⁻³	9.517x10 ⁻³	13.80x10 ⁻³



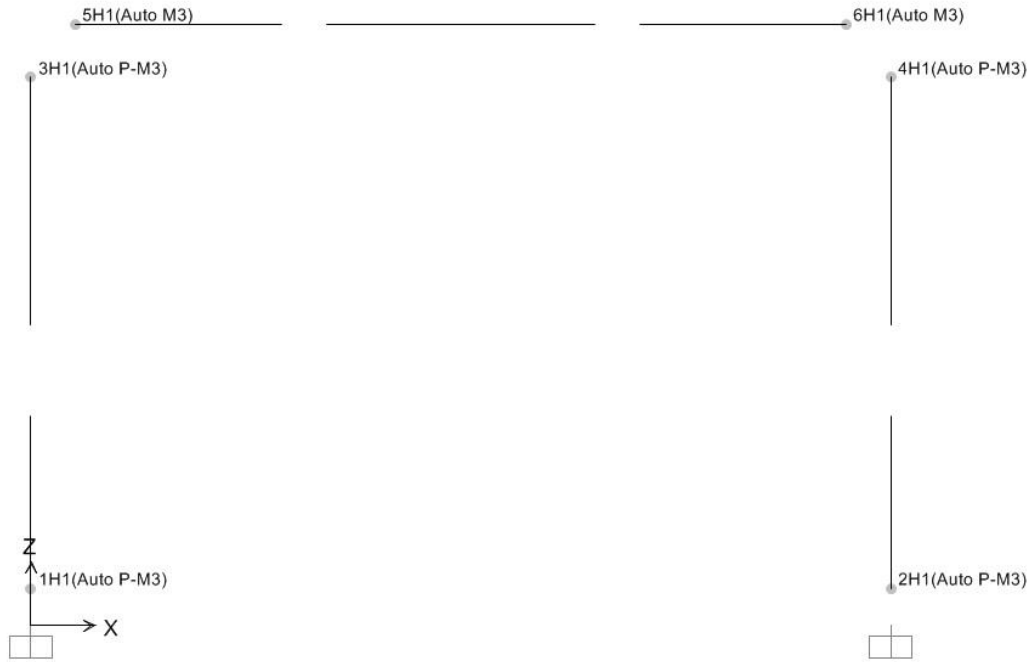
Şekil 3.18 : Kesit moment – eğrilik ilişkisi.

İnce çelik levha, analitik modelde 1 mm kalınlığında ve 100 mm genişliğinde dikdörtgen bir eleman olarak "İNCE CELİK" adıyla SAP2000'e tanımlanmıştır.

3.3 Sonlu Eleman Modeli Analiz Sonuçları

Malzeme özellikleri ve eleman kesitleri tanımlandıktan sonra, sistemin sonlu eleman modeli SAP2000 aracılığıyla kurulmuştur. Modelde tüm kolon – kiriş bağlantıları rijit, tüm mesnet koşulları ankastre, tüm ince çelik panel – betonarme eleman bağlantıları ise mafsallı olacak şekilde tanımlanmıştır.

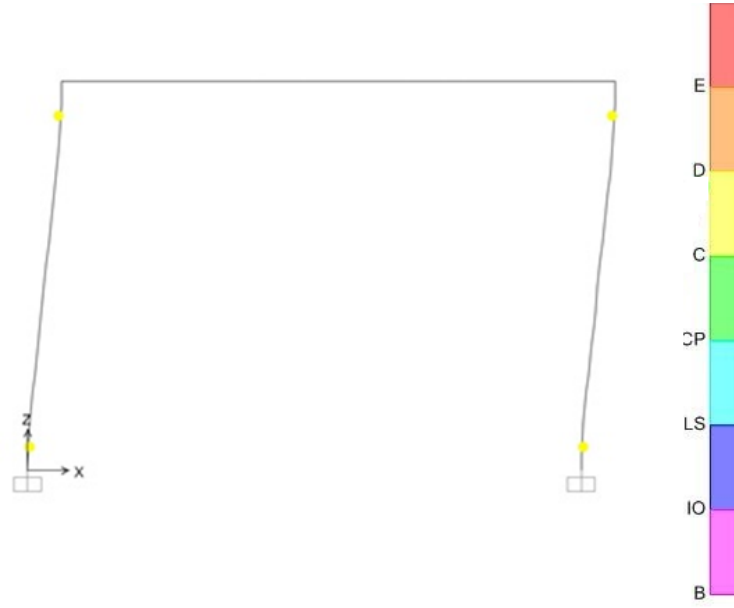
Yalın çerçeve modelinde tüm düğüm noktalarına (Şekil 3.19), SW-A numunesine ait modelde ise tüm düğüm noktalarının yanı sıra ince çelik levhayı temsil eden eşdeğer çerçeve elemanların orta noktalarına da plastik mafsallar tanımlanmıştır. Bu plastik mafsallar düğüm noktalarındakilerden farklı olarak yalnızca aksenal yük etkisi altında meydana gelebilecek plastikleşmeyi göz önüne alabilecek şekilde tasarlanmıştır. İtme analizi sırasında sistemdeki düşey yüklerin tamamı (eleman ağırlıkları dahil) sıfır kabul edilerek, hesap aşamasında ihmal edilmiştir.



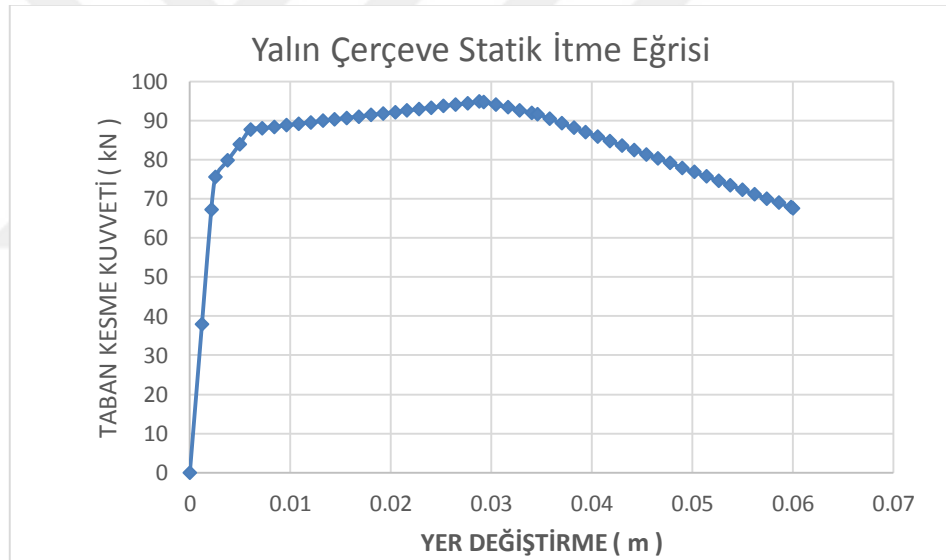
Şekil 3.19 : Yalın çerçeve modeli üzerinde plastik mafsalların yerleşimi.

İlk etapta yalın çerçeve analitik modelinin itme analizi tamamlanmıştır. Modelde açık bir biçimde kat mekanizması oluşumu (Şekil 3.20) gözlemlenmiştir. Mafsallaşmaların tamamı kolon uç bölgelerinde gerçekleşmiştir.

Analiz sonucunda maksimum taban kesme kuvveti 94 746 N , buna karşı gelen tepe yer değiştirmesi ise 0,029223 m olarak belirlenmiştir. Sistem itme eğrisi (Şekil 3.21) ve bu eğriye ait ordinat değerleri (Çizelge 3.8) aşağıda sunulmuştur.



Şekil 3.20 : Yalın çerçeve modelinde plastik mafsall oluşumları.

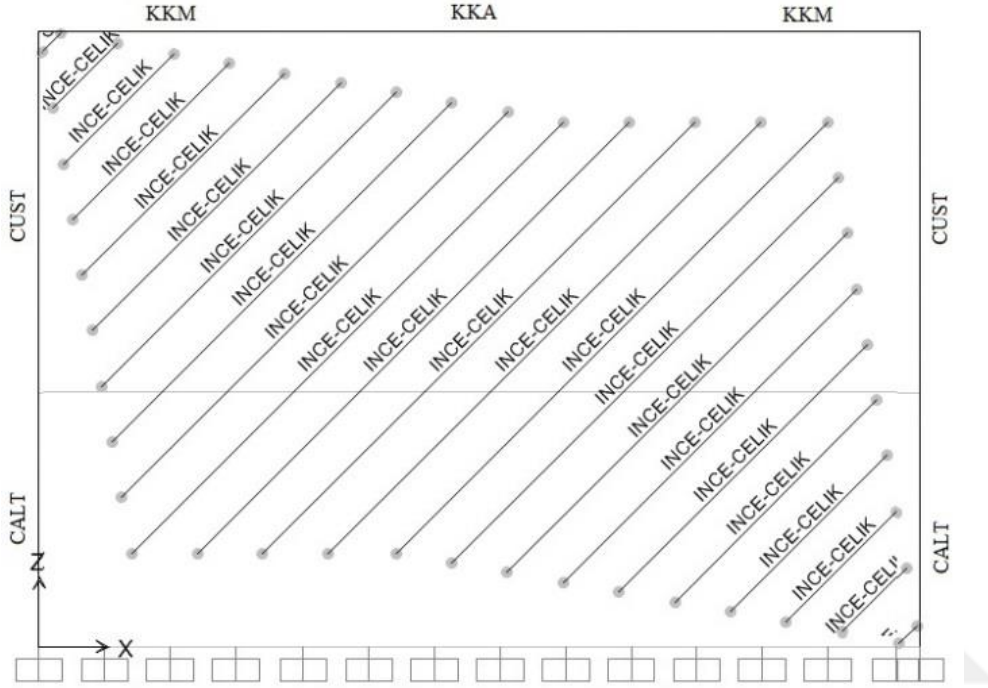


Şekil 3.21 : Yalın çerçeve modeline ait itme eğrisi.

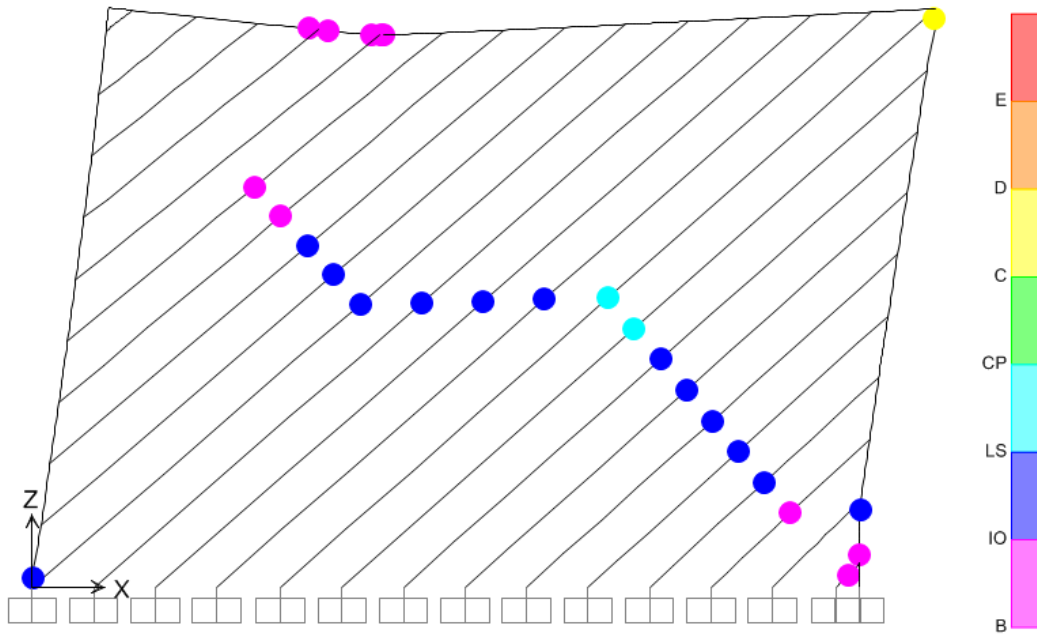
Çizelge 3.6 : Yalın çerçeve itme eğrisi ordinat değerleri.

Deplasman (m)	Kesme Kuvveti (kN)
0.002132	67.294
0.006005	87.659
0.007205	88.037
0.013205	89.926
0.029223	94.746
0.036979	89.292
0.047779	79.163
0.06	67.65

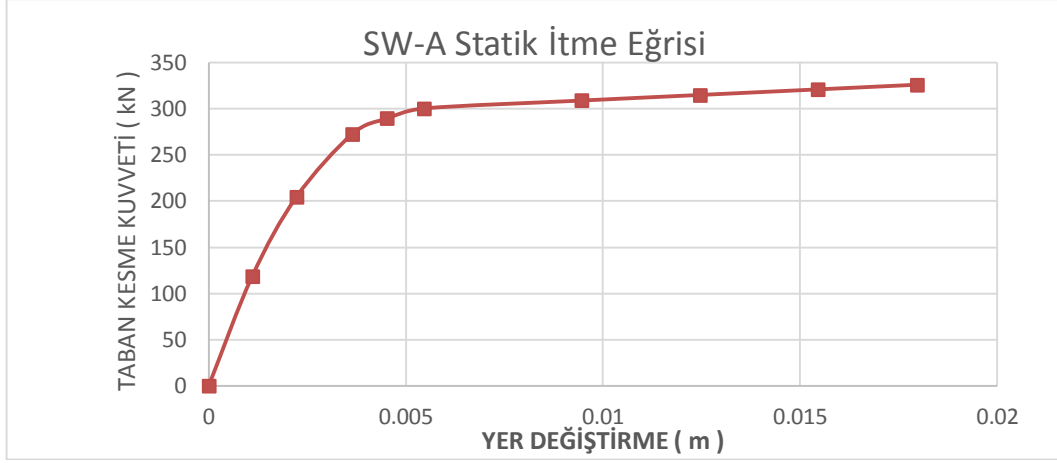
SW-A numunesine ait analitik model (Şekil3.22) de aynı şartlar ve yüklemeler altında statik itme analizine tabi tutulmuş, mafsallaşmanın görüldüğü bölgeler (Şekil 3.23), itme eğrisi (Şekil 3.24) ve itme eğrisi ordinat değerleri (Çizelge 3.9) aşağıda paylaşılmıştır. Sistemde oluşan maksimum taban kesme kuvveti 325 899 N, çerçeve tepe yerdeğiştirmesi ise 0.017967 m'dir.



Şekil 3.22 : SW-A numunesine ait SAP2000 modeli.



Şekil 3.23 : SW-A modelinde plastik mafsall oluşumları.

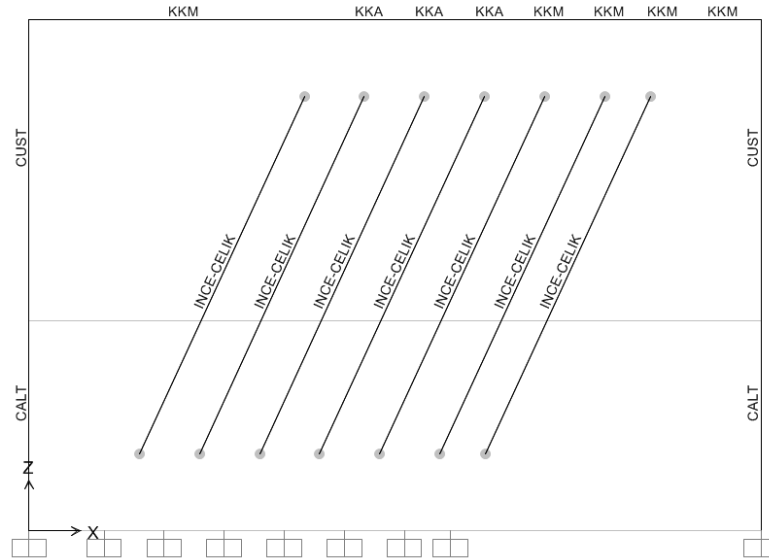


Şekil 3.24 : SW-A modline ait itme eğrisi.

Çizelge 3.7 : SW-A numunesinde itme eğrisi ordinat değerleri.

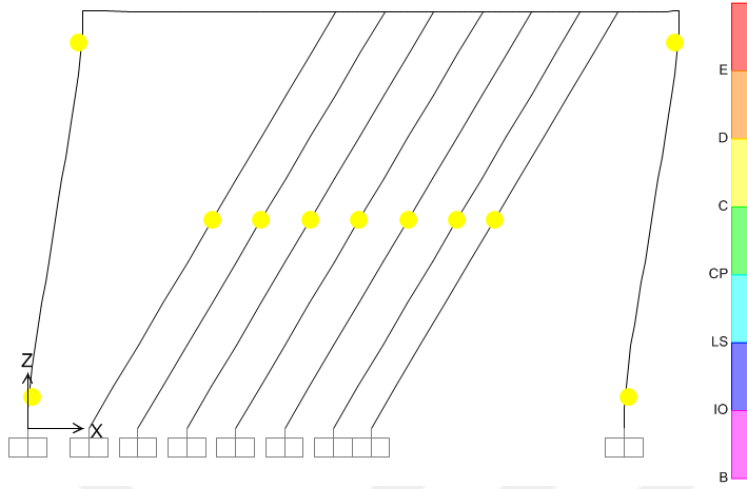
Deplasman (m)	Kesme Kuvveti (kN)
0	0
0.001102	118.504
0.002226	204.495
0.003637	272.366
0.004521	289.344
0.005464	300.251
0.009454	308.753
0.012454	314.813
0.015454	320.850
0.017967	325.899

SW-B numunesine ait analitik model ise Şekil3.25’de gösterilmiştir.

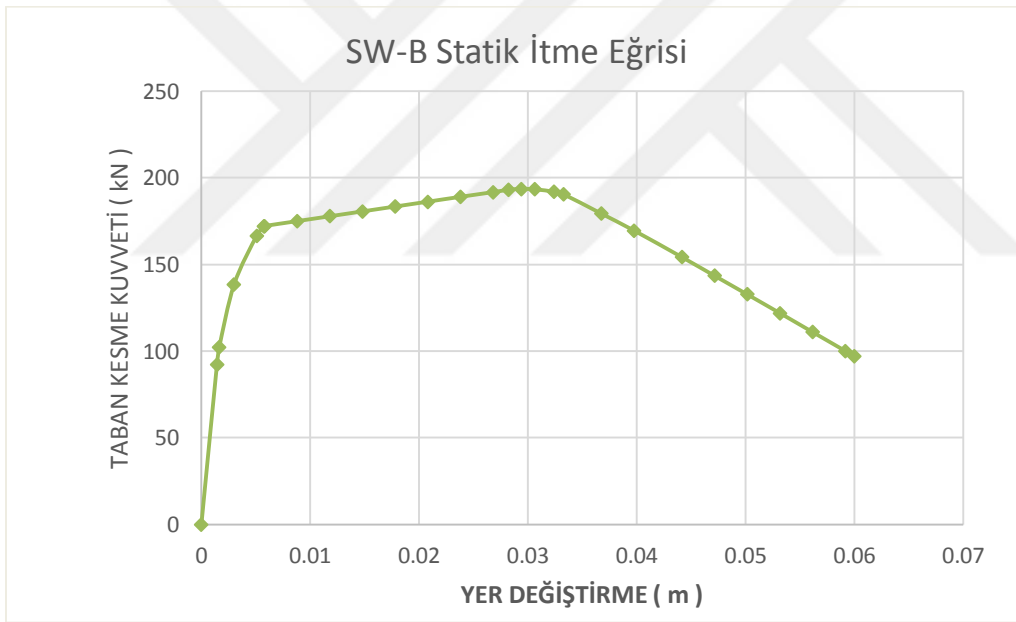


Şekil 3.25 : SW-B numunesine ait SAP2000 modeli.

Mafsallaşmanın görüldüğü bölgeler (Şekil 3.26), itme eğrisi (Şekil 3.27) ve itme eğrisi ordinat değerleri (Çizelge 3.10) aşağıda paylaşılmıştır.



Şekil 3.26 : SW-B modelinde plastik mafsal oluşumları.



Şekil 3.27 : SW-B modline ait itme eğrisi.

Çizelge 3.8 : SW-B numunesinde itme eğrisi ordinat değerleri.

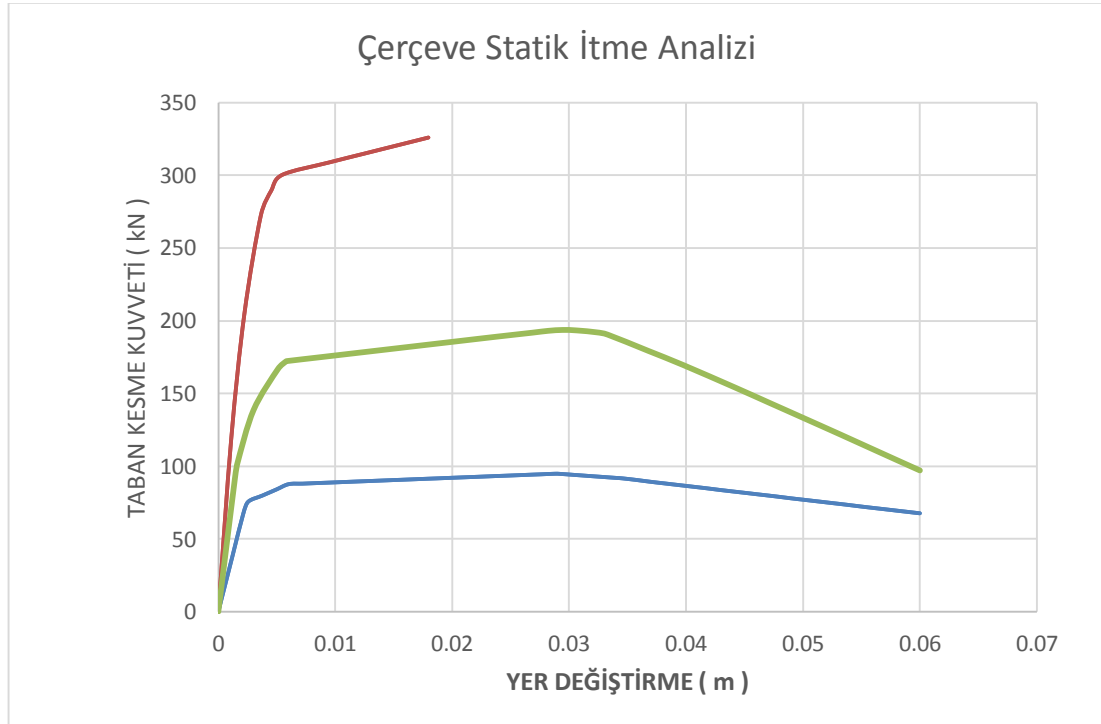
Deplasman (m)	Kesme Kuvveti (kN)
0	0
0.001432	92.371
0.00509	166.687
0.029439	193.667
0.044158	154.223
0.050158	132.736
0.06	97.112

Analiz sonucunda elde edilen maksimum taban kesme kuvveti 193 667 N, buna karşılık gelen tepe deplasmanı ise 0.029439m'dir.

3.4 Sonuçların Karşılaştırılması

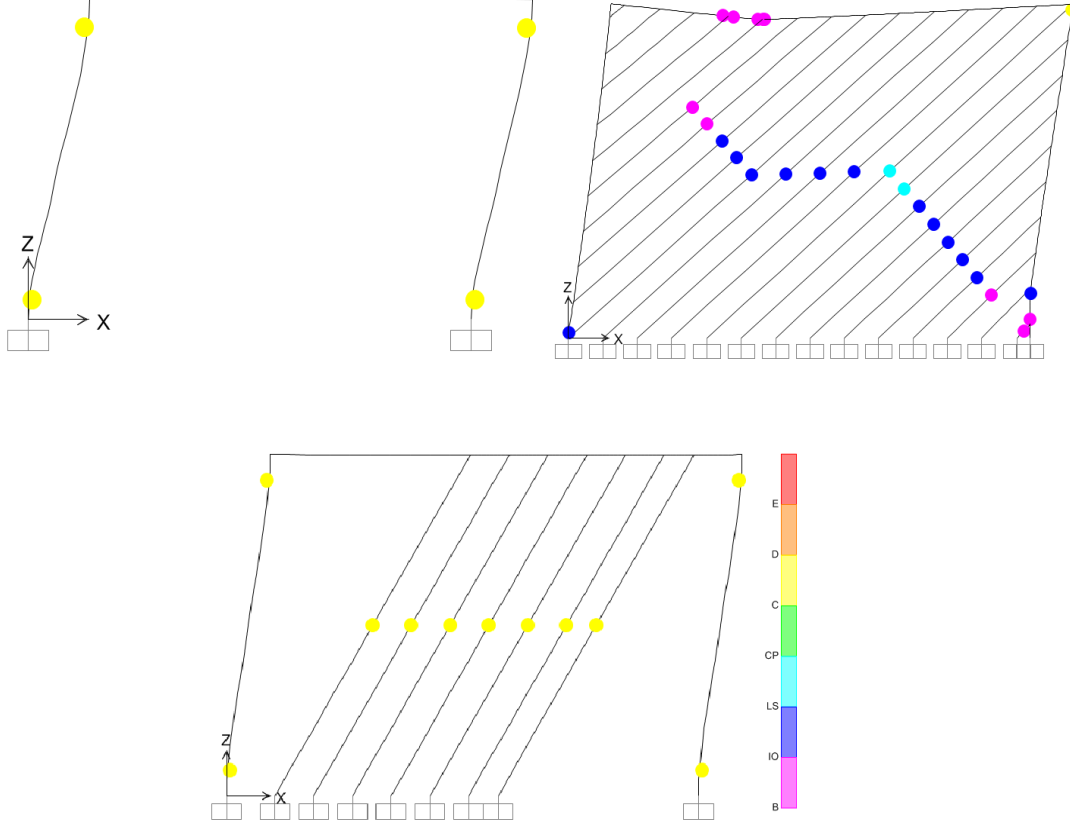
Yalın çerçeve, SW-A ve SW-B analitik modelleri üzerinde yapılan teorik çalışmaların ardından, deneysel çalışmalar öncesi yol gösterici olma niteliğinde taşıyan bir dizi sonuç elde edilmiş ve bir önceki bölümde paylaşılmıştır. Bu kısımda daha önce paylaşılan sonuçlar karşılaştırılarak tezin teorik bölümü tamamlanacaktır.

Yalın çerçevenin paneller kullanılarak güçlendirilmesi sonar göze çarpan en önemli değişim rijitlik ve yatay yük taşıma kapasitesinde meydana gelen kayda değer artışlardır (Şekil 3.25). Betonarme çerçeve yatay yük taşıma kapasitesi, söz konusu güçlendirme öncesi 94 746 N değerindeyken, SW-A tipi güçlendirme ile bu değer 325 899 N'a, SW-B tipi güçlendirmede ise 193 667 N'a yükselmiştir. Ayrıca benzer yükler altında her üç sistemin deplasmanları karşılaştırıldığında, SW-A numunesinde deplasman miktarlarında önemli azalmalar olduğu, buna bağlı olarakta sistem rijitliğinin önemli miktarda arttığı gözlemlenmiştir. SW-B numunesinde ise maksimum taban kesme kuvveti değerine, Yalın Çerçeve ile yaklaşık olarak aynı deplasman değerinde ulaşılmıştır.



Şekil 3.28 : Üç modele ait itme eğrisinin karşılaştırılması.

Bunların yanında, sistem plastik mafsall oluşma bölgeleri ve bu bölgelerde meydana gelen deformasyon verileri karşılaştırıldığında (Şekil 3.26), sistem performansında önemli bir artış meydana geldiği de görülmektedir.



Şekil 3.26 : Üç modele ait plastik mafsall oluşumlarının karşılaştırılması.

Her üç modelde de gözlemlenen ortak nokta, plastik mafsalların özellikle kolon uç bölgelerinde yoğunlaşmış olmasıdır. Ayrıca her iki güçlendirme tipinde de ince çelik levhalar üzerinde aksenal çekme kuvveti kaynaklı plastikleşmelerin meydana geldiği, özellikle SW-B numunesinde bu bölgeler üzerinde ciddi deformasyonların oluştuğu görülmektedir.

Yapılan analitik çalışmalar sonucunda, SW-A tipi, ince çelik levhanın çerçevenin tüm elemanlarına bağlandığı model ile, yalın çerçeve modeli karşılaştırıldığında, yatay yük taşıma kapasitesinde %240'lık bir artış meydana gelmiştir. SW-B numunesi ile yalın çerçeve karşılaştırıldığında ise aynı özellikte yaklaşık olarak %104'lük bir artış meydana geldiği görülmektedir. Elde edilen bu sonuçlar deneysel çalışmalar sonucu elde edilen veriler ile karşılaştırmış ve doğruya yakınlıkları tahkik edilmiştir.

3.5 Özet

Çalışmanın bu bölümünün ilk kısmında; numunelerin deneysel çalışmalar için hazırlanması anlatılmış, tüm imalat ve montaj aşamalarına ilişkin detaylar aktarılmaya çalışılarak, bu aşamalarda meydana gelen aksaklıklar ve karşılaşılan problemler paylaşılmıştır.

İkinci kısımda analitik modellere ilişkin tasarım esaslarına yer verilmiştir. Bu amaçla ilk olarak teorik çalışmalarda yapılan kabuller ve kullanılan modelleme teknikleri aktarılmıştır. SAP2000 programı kullanılarak oluşturulan modeller, malzeme özellikleri ve kesitlerin programa tanıtılması ve analiz için izlenen yol anlatılmıştır.

Üçüncü ve dördüncü kısımlarda ise yalın çerçeve ve SW-A numunesi için elde edilen analiz sonuçları karşılaştırılmalı olarak paylaşılmış ve yorumlar yapılmıştır. Sonuç olarak ince çelik paneller kullanılarak yapılan güçlendirmenin yapı rijitliği ve yatay yük taşıma kapasitesine son derece olumlu katkıları olduğu, yapı performans seviyesinin önemli oranda arttığı yapılan teorik çalışmalara dayanılarak belirtilmiştir.



4. DENEY NUMUNELERİNİN TASARIMI VE DENEY DÜZENİĞİ

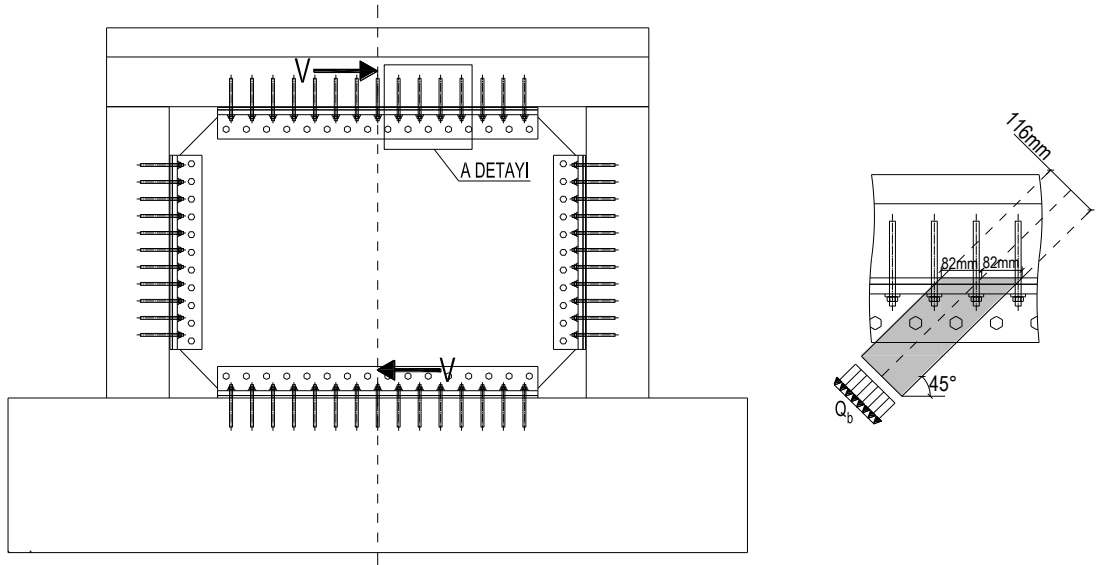
Çalışmanın bu bölümünde deney numunelerini meydana getiren betonarme elemanlar ile, bu elemanlar ve çelik panelleri birbirine bağlayan elemanların tahkikleri ve deney düzeneği, aşağıda açıklanan tasarım esaslarına dayanarak yapılmış ve paylaşılmıştır.

4.1 Tasarım Yükleri

Çerçeveye etkileyen yatay bir V kuvveti, ince çelik panelde yatay ile yaklaşık olarak 45° 'lik açı yapan bir çekme bölgesi meydana getirecektir (Şekil 4.1). Bu çekme bölgesinden birleşime etkileyen yayılı yük Q_b yaklaşık olarak 116mm etkili uzunluğa sahiptir. Sistemde güç tükenme durumu, çelik panellerin akmaya ulaştığı durum olarak öngörülmüş ve bağlantı detayları bu ekiyi güvenle aktarabilecek biçimde tasarlanmıştır. Akma dayanımı (F_u) 235 MPa olan ve 1mm kalınlığa (t) sahip ince çelik levha için, güvenlik katsayısı (Ω) 1.50 alınarak, tasarım yükü denklem 4.1'e göre:

$$Q_b = \Omega \times F_y \times t \quad (4.1)$$

Şeklinde hesaplanabilir. Bu bağıntıda değerler yerine konulduğunda birleşim detayları için kullanılacak tasarım yükü (Q_b) 352.50 N/mm olarak elde edilir.



Şekil 4.1 : Birleşim bölgesi ve yük analizi.

4.2 Deney Numunelerinin Tasarımı

Bu kısımda, deneysel çalışmalar için hazırlanan numunelerin betonarme ve çelik eleman tasarımlarına yer verilmiştir. Bu kapsamda betonarme çerçeve elemanları 1975 Türk Deprem Yönetmeliği, çelik bağlantı elemanları ise bölüm 4.1'de belirlenen tasarım yüklerinin etkisi altında boyutlandırılmış ve hesap adımlarına ilişkin detaylar burada sunulmuştur.

4.2.1 Çerçeve kolon ve kiriş elemanların tasarımı

Betonarme çerçeveyi teşkil eden kolon ve kiriş elemanların tasarımı, İstanbul'da bulunan eski bir yapıyı temsil edecekleri göz önüne alınarak Afet Bölgelerinde Yapılacak Yapılar Hakkında Yönetmelik 1975 hükümlerince belirlenen minimum boyutlar dikkate alınarak yapılmıştır.

Söz konusu yönetmeliğin 6.6.1'inci maddesinde kolon minimum boyutunun 25cm'den ve kat yüksekliğinin 1/20'sinden az olamayacağı belirtilmiştir. Numunenin 1/2 oranında ölçeklendirildiği göz önüne alınacak olursa, değerlendirilen yapı elemanı ölçülerinin 40cmx50cm olduğu ve bu kuralların her ikisinin sağladığı açıkça görülebilir. Yine aynı yönetmeliğin 6.6.3'üncü maddesinde, kolonlar için minimum boyuna donatı oranı %1.00 olarak verilmiştir. Numuneyi meydana getiren elemanlarda 4φ16 boyuna donatı bulunmakta ve donatı oranı %1.608 olarak hesaplanmaktadır. Enine donatıya ilişkin koşullar ise madde 6.6.5.1'de sunulmuş ve donatı aralığının kolon serbest yüksekliğinin 1/6'sı veya 45cm'den az olamayacağı belirtilmiştir. Hazırlanan numunelerde etriye aralığı söz konusu maddeye uygun bir biçimde 20cm olacak şekilde düzenlenmiştir.

Kiriş elemanlara ilişkin olarak da, yönetmeliğin 6.9.2'inci maddesinde minimum eleman boyutlarının 20cmx30cm olabileceği belirtilmiştir. Hazırlanan betonarme çerçevede bu minimum koşullar dikkate alınmış ve eleman boyutları 40cmx65cm seçilmiştir. Ancak numunenin 1/2 oranında ölçeklendirilmesi sonrası imalatta bu boyutlar 20cmx32.5cm halini almıştır. Kirişlerdeki minimum boyuna donatı oranı yönetmeliğin 6.9.2'inci bölümünde %0.40 olarak verilmiştir. Üretilen numunelerdeki minimum kiriş boyuna çekme donatısı oranı ise %0.549 olarak hesaplanmıştır. Kiriş ve kolon elemanlarda süneklik düzeyi düşük bir sistem meydana getirebilmek için etriye sıklaştırma bölgeleri kasıtlı olarak oluşturulmamıştır.

Numune için minimum boyutlar ve donatı düzeni belirlendikten sonar 1975 yönetmeliği dikkate alınarak taban kesme kuvveti hesabı yapılmış ve düşey yükler ile birlikte sisteme etkilere mevcut kesitlerin söz konusu yönetmeliğe göre yeterli olduğu tahkik edilmiştir.

Yönetmelik madde 13.4'te yapıların depreme dayanıklı boyutlandırılması için kullanılacak eşdeğer statik yataty yük denklem 4.2'de belirtildiği şekilde verilmiştir.

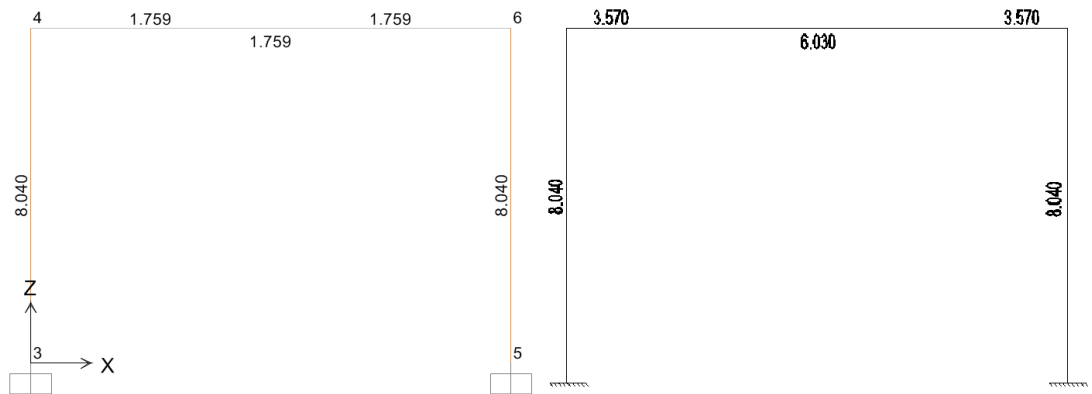
$$F = C \times W \quad (4.2)$$

Burada C eşdeğer deprem katsayısı, W ise yapı ağırlığıdır. Eşdeğer deprem katsayısı C ise aşağıdaki bağıntı (denklem 4.3) kullanılarak hesaplanacaktır:

$$C = C_0 \times K \times S \times I \quad (4.3)$$

Denklemde C_0 deprem bölge katsayısını, K yapı tipi katsayısını, S yapı dinamik katsayısını ve I yapı önem katsayısını ifade etmektedir. Deprem bölge katsayısı, 1975 Türkiye deprem haritasında, İstanbul ili ve çevresi II. derece deprem bölgesi olarak tanımlandığı için, söz konusu yönetmelik tablo 13.2'den 0.08 olarak seçilmiştir. Yapı tipi katsayısı tablo 13.3'te sünek olmayan betonarme çerçeveler için 1.20 verilmiştir. Yapı dinamik katsayısı yapının tek katlı olması sebebiyle 1.00, bina önem katsayısı ise yapı konut sınıfında kabul edilerek 1.00 alınmıştır.

Çerçevenin 2m'lik aks açıklıklarına sahip bir yapının parçası olduğu kabulüyle betonarme kirişin payına düşen yük belirlenmiş ve hareketli yük 200 kg/m^2 alınmıştır. Bu şekilde yapı ağırlığı (W) 11.40 kN olarak belirlenmiş ve denklem 4.2'de verilen taban kesme kuvveti (F) 1.1 kN olarak hesaplanarak sisteme etkilmiştir. Gerekli donatı alanı ve mevcut donatı alanına ilişkin sonuçlar Şekil 4.2'de paylaşılmıştır.



Gereklit Donatı Alanı (cm^2)

Mevcut Donatı Alanı (cm^2)

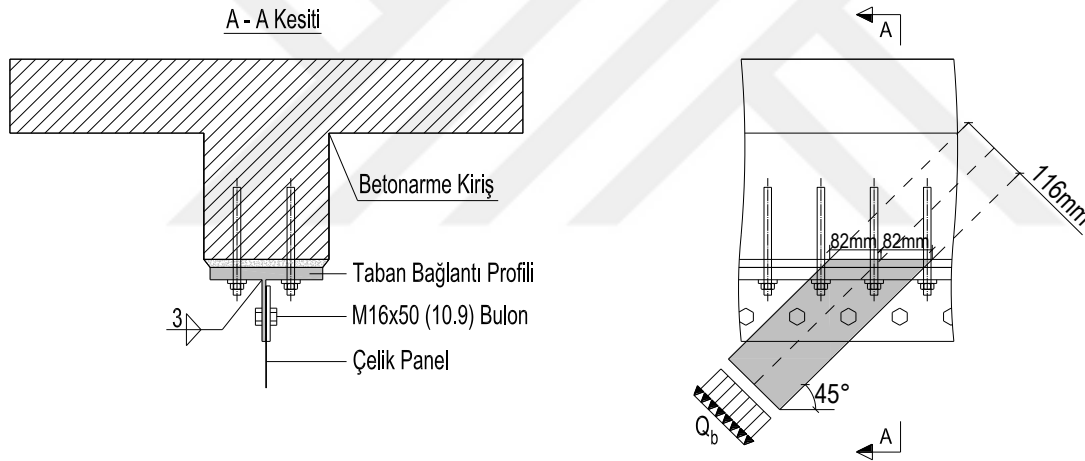
Şekil 4.2 : Betonarme elemanlarda donatı alanlarının tahkiki.

4.2.2 Betonarme – çelik bağlantı elemanlarının tasarımı

Sistemde yer alan tüm çelik bağlantı elemanlarının hesabı, tasarım yüklerinin etkisi altında, AISC 360 2010 esaslarına uygun olarak hesaplanan eleman kapasiteleri kullanılarak yapılmıştır. Birleşim hesaplarında güvenlik katsayısı kullanılmamış olup, tasarım yükleri etkisiyle oluşan kuvvetler doğrudan eleman kapasitesiyle tahkik edilmiştir. Hesaplara ilişkin detaylar bu kısımda sunulmuştur.

4.2.2.1 İnce çelik levha – taban bağlantı profili bağlantı detaylarının tasarımı

İnce çelik levha ile taban bağlantı profile arasında yer alan birleşim kayma kontrollü olarak tasarlanmış ve hesaplamalar AISC 360-10'da "16.1-126 Bolts and Threaded Parts" başlığı altında yer almakta olan "Slip Critical Connections (Kayma Kontrollü Birleşimler)" hesap modeline uygun olarak yapılmıştır. Bağlantı detayı ve tasarım yükleri Şekil 4.3'te gösterilmiştir.



Şekil 4.3 : İnce çelik levha – taban bağlantı profili birleşim bölgesi ve yükler.

Bulonlara etkiyen yük (Q_b) bölüm 4.1'de 352.50 N/mm olarak hesaplanmıştı. Söz konusu yayılı yük sisteme 116mm'lik bir etkili genişlikte etkimektedir. Bu yükleme altında belirtilen etkili genişlikte yer alan iki bulona etkiyen kuvvet 40 890 N olarak hesaplanmıştır.

Birleşimde incelenen ilk güç tükenmesi durumu, bulonların söz konusu tasarım yükleri etkisiyle oluşacak kayma gerilmelerini güvenle aktaramamasıdır. Kayma kontrollü bulonlu birleşimler için elemanın güvenle aktarabileceği yük denklem 4.4 ile verilmiştir.

$$R_n = \eta \times D_u \times h_f \times T_b \times n_s \quad (4.4)$$

Bu ifadede:

R_n : Kayma kontrollü birleşimde bir bulonun kayma kapasitesi,

μ :Sürtünme Katsayısı (A sınıfı yüzey için 0,30 alınmıştır),

D_u : 1.13 alınmıştır,

T_b : AISC360-10 tablo J3.1M'ye göre minimum öngerme miktarı (ASTM A490M kalitesinde M16 bulon için 114 kN alınmıştır.),

h_f :Delik Etkisi (Normal delik için 1.00 alınmıştır.),

n_s :Kayma Düzlemi Sayısıdır (1 adet kayma düzlemi bulunmaktadır.),

Buradan bir bulonun kayma kapasitesi 38 646 N olarak bulunmuştur. Birleşime etkiyen bileşke kuvvet 2 bulon tarafından taşınmaktadır. Kuvvetin bulonlara eşit olarak dağıldığı kabul edilecek olursa bir bulona gelen kuvvet 20 445 N'dur. Burada bir bulona gelen kuvvet ile bulon kayma kapasitesi karşılaştırılacak olursa :

$$38\ 646\ N > 20\ 445\ N$$

Birleşimde yer alan bulonların, oluşan kayma gerilmelerini güvenle aktarabildiği görülmektedir.

Bu birleşimde ikinci sınır durum levhada ezilme meydana gelmesidir. AISC 360-10 denklem J3-6a'da levha ezilme dayanımı: delik kenarından birleşen eleman kenarına olan uzaklık (L_c), levha kalınlığı (t) ve eleman karakteristik çekme dayanımı (F_u) 'ya bağlı olarak denklem 4.6'da verilmiştir.

$$R_n = 1.2 \times L_c \times t \times F_u \quad (4.5)$$

M16 bulon için bırakılması gerekli delik çapı 18 mm olmak üzere, delik kenarından birleştirilen eleman kenarına olan uzaklık (L_c) denklem 4.6 ile bulunmuştur.

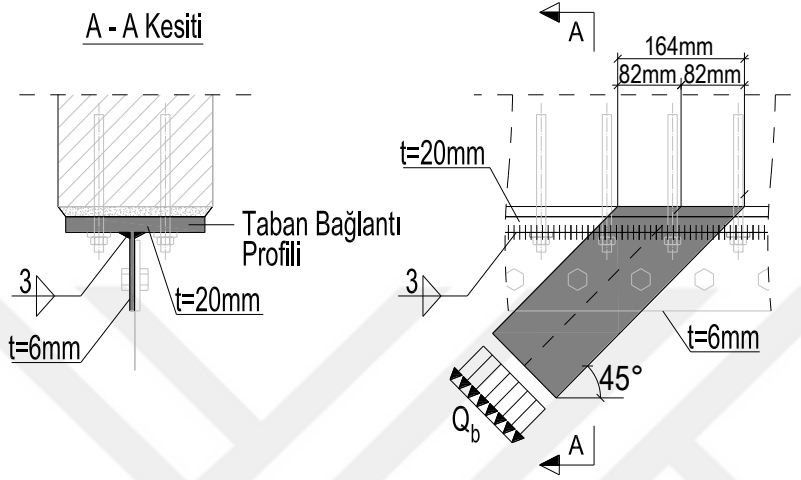
$$L_c = 40 - \frac{18}{2} = 31\ mm \quad (4.6)$$

Levha ezilme kapasitesi denklem 4.6 ve 4.7 aracılığıyla, levha kalınlığı 7 mm, eleman karakteristik çekme dayanımı 410MPa alınarak, 106 764 N olarak hesaplanmıştır. Bu değer bir bulona gelen kuvvet ile karşılaştırıldığında yükün güvenle diğer elemanlara aktarıldığı görülmektedir.

$$106\ 764\ N > 20\ 445\ N$$

4.2.2.2 Taban bağlantı profilin levhalar arası kaynak dikişlerinin tasarımı

Yapma T profilden teşkil edilen taban bağlantı profilini meydana getiren kaynak dikişlerine (Şekil 4.4) ilişkin güvenlik tahkikleri bu bölümde sunulmuştur. İki levha arasında bağlantı sürekli köşe kaynak dikişleri vasıtasıyla sağlanmıştır. Bu dikişlere etki eden kuvvet denklem 4.1 aracılığıyla elde edilmiştir.



Şekil 4.4 : Taban bağlantı profilinde levhaların birleşimi ve yükleme.

Söz konusu kuvvet, kaynak eksenine yaklaşık 45°'lik bir açı (θ) yapmaktadır. Bu etki altında köşe kaynak güvenli taşıma kapasitesi denklem 4.8'de sunulmuştur.

$$F_w = 0.6 \cdot x F_{EXX} \cdot (1.0 + 0.5 \sin^{1.5} \theta) \quad (4.8)$$

Burada:

F_w : Belirtilen etkiler altında köşe kaynak dayanımı,

F_{EXX} : Kaynak malzemesi aksenal çekme dayanımı (410 N/mm^2),

θ : Bileşke kuvvet ile kaynak eksenindeki açıdır (45°).

Değerler yerine koyulduğunda F_w 319.1362 N/mm^2 olarak bulunmuştur. Birleşimin taşıma kapasitesi denklem 4.9 ile hesaplanmıştır.

$$R_n = R_{nx} + R_{ny} \quad (4.9)$$

Burada:

R_n : Birleşim yük taşıma kapasitesi,

R_{ni} : i eksenine doğrultusunda kaynak yük taşıma kapasitesidir.

Kaynak boyu (l) ve kaynak kalınlığına (w) bağlı olarak, her bir eksen için kaynak taşıma kapasitesi denklem 4.10 kullanılarak belirlenmiştir.

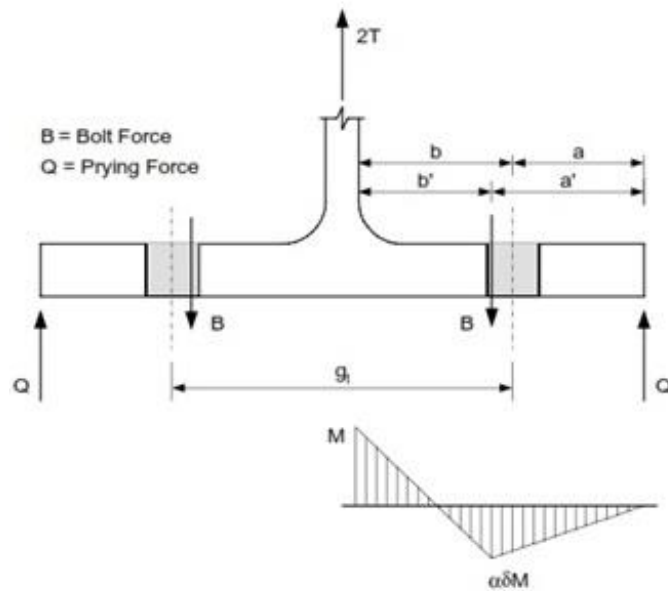
$$R_{ni} = (0,707) \times (F_w) \times (w) \times (l) \times (\cos\theta) \quad (4.10)$$

Minimum kaynak kalınlığı 6 mm'den ince levhalar için 3mm, maksimum etkili kaynak uzunluğu boyu ise bu değer 100 katı olarak ilgili yönetmelikte belirlenmiştir. Bu verilere göre, denklem 4.10 kullanılarak her bir yön için kaynak yük taşıma kapasitesi 162 734 N olarak bulunur. Denklem 4.9 kullanılarak kaynak dikişi taşıma kapasitesi 325 469 N olduğu belirlenmiştir. Tasarım yükü ise denklem 4.1 kullanılarak 40 840 N olarak hesaplanmıştır. Birleşim kapasitesi ve etkiyen kuvvet karşılaştırıldığında söz konusu bağlantının yükü güvenle aktarabildiği tesbit edilmiştir.

$$325\ 469\ N > 40\ 840\ N$$

4.2.2.3 Taban bağlantı profilinin davranışının belirlenmesi

Yapma T profil ile betonarme çerçevenin bağlantı detayına ilişkin hesaplamalar Swanson (2002)'a uygun olarak, aşağıda açıklanan esaslar doğrultusunda yapılmıştır. Tahkiklerde Şekil 4.5'te gösterilen serbest cisim diyagramı esas alınarak, "Struik ve De Back Modeli" kullanılmıştır.



Şekil 4.5 : Hesaplamalara esas serbest cisim diyagramı (Swanson, J.A., 2002)

Hesap modelindeki amaç, sistemin davranışını (ince veya kalın taban levhası davranışı) belirlemek ve birleşim yük taşıma kapasitesini (2T) hesaplamaktır.

Bu amaçla ilk olarak T profil için etkili genişlik (p) denklem 4.11 kullanılarak hesaplanmıştır.

$$p = \frac{2 \times W_{T-Stub}}{n_{tb}} \quad (4.11)$$

Bu denklemde;

W_{T-Stub} : Başlık levhası genişliği (180 mm'dir),

n_{tb} : Bağlantıda bulunan bulon sayısıdır (2 adet bulon bulunmaktadır).

Verilen değerler Denklem 4.11'de yerine koyulacak olursa etkili genişlik 180 mm olarak hesaplanır.

Bulon çapı (d_b) 12mm olmak üzere, Struik ve De Back Modeline göre Şekil 4.3'de gösterilen a' ve b' değerleri denklem 4.12 ve 4.13 kullanılarak aşağıdaki şekilde hesaplanmıştır:

$$a' = a + \frac{d_b}{2} \quad (4.12)$$

$$b' = b - \frac{d_b}{2} \quad (4.13)$$

ve

$$\delta = 1 - \frac{d_h}{p} = 1 - \frac{14}{180} = 0,92222 \quad (4.14)$$

Verilen ifadelerden a' değeri 56mm, b' değeri ise 34mm olarak bulunur. Birleşim davranışı moment oranlarına bağlı olarak yazılabilecek bir “ α ” parametresine göre belirlenecektir. Bu parametre fiziksel olarak yalnızca 0 ile 1 arasında bir değer alabilmektedir. Ancak birleşim kapasitesinin belirlenmesinde bu sınır değerler dikkate alınmadan, $\alpha < 0$, $0 \leq \alpha \leq 1$ ve $\alpha > 1$ durumları için birleşim davranışı ile ilgili yorum yapmak mümkündür. Belirtilen α parametresine ilişkin bağıntı denklem 4.15'te verilmiştir.

$$\alpha = \left(\frac{1}{\delta} \right) \left[\frac{4 \times T \times b'}{p \times t_f^2 \times F_y} - 1 \right] \quad (4.15)$$

Buradan $\alpha = -0,49345$ olarak bulunur. Bulunan değer sıfırdan küçüktür. Bu veriye dayanılarak sistem davranışının “tek eğrilikli kalın taban levhası” olduğu sonucuna varılmış ve sistem yük taşıma kapasitesi bu davranışa uygun biçimde belirlenmiştir. Sistemin çekme kuvveti kapasitesi (2T), aşağıda belirtilen denklem 4.16, denklem 4.17

ve denklem 4.18'den elde edilecek T değerlerinden minimum olanı kullanılarak hesaplanacaktır.

$$T_1 = \frac{(1+\delta)}{4b'} (p \times F_y \times t_f^2) \quad (4.16)$$

$$T_2 = \frac{B_n \times a'}{a'+b'} + \frac{p \times F_y \times t_f^2}{4 \times (a'+b')} \quad (4.17)$$

$$T_3 = B_n = F_y \times A_b \quad (4.18)$$

Burada A_b bulon dış açılmış enkesit alanıdır. Denklemler aracılığıyla, T_1 , 59 786 N; T_2 28 287 N, T_3 , 26 577 N olarak bulunur. Bu değerlerden minimumu 26 577 N'dur. Bu değer kullanılarak sistem çekme kapasitesi 53 154 N bulunmuştur.

Denklem 4.1 ile hesaplanan tasarım yükleri sisteme 45° 'lık bir açıyla etkimektedir. Levha çekme kapasitesinin kontrol edilebilmesi amacıyla bu etki denklem 4.19 ve denklem 4.20'de belirtildiği gibi, 116mm'lik etkili genişlikte (l_e), biri çekme (P) diğeri kayma kuvveti (V) olmak üzere iki bileşkeye ayrılmıştır.

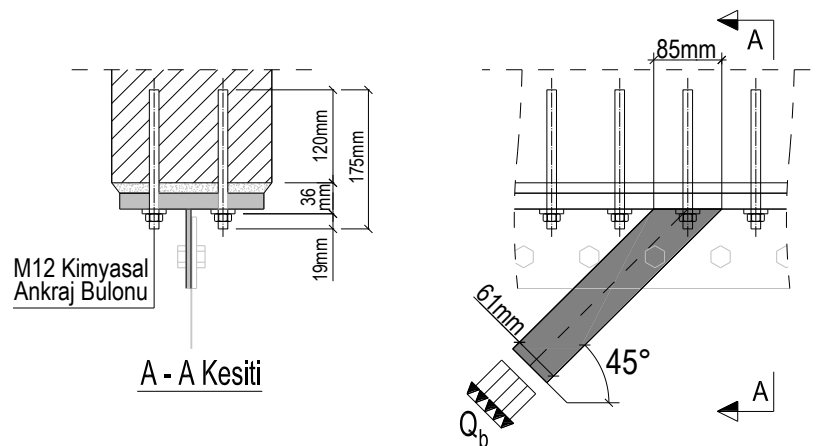
$$P = Q_b \times \cos(45) \quad (4.19)$$

$$V = Q_b \times \sin(45) \quad (4.20)$$

Bu ifadelerden P ve V değerlerinin her ikisi de yaklaşık olarak 28 880 N bulunur. Bu değer sistem çekme kapasitesi ile karşılaştırıldığında, birleşimin yükü güvenle aktardığı görülmektedir.

4.2.2.4 Ankraj bulonlarının tahkiki

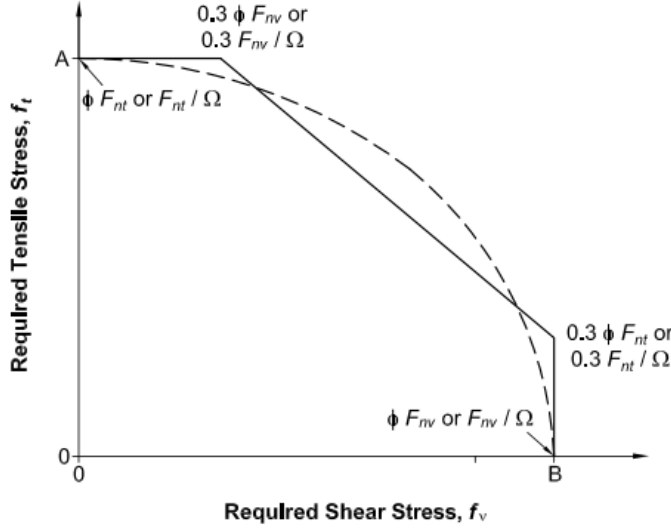
Sistemde yer alan ankraj bulonları (Şekil 4.6), tasarım yükleri altında iki farklı güç tükenmesi durumuna karşı tahkik edilmiştir.



Şekil 4.6 : Ankraj detayı ve yükleme.

Bunlardan ilki, bulonların söz konusu çekme ve kayma kuvvetlerini güvenle aktarabilmesi, diğeri ise çekme etkisi altında bulonların kendilerini çevreleyen beton yüzeyden sıyrılmadan çalışabilmesidir.

İlk durum AISC 360 2010’da çekme kuvveti etkisindeki kayma birleşimi olarak tanımlanmış olup, tasarım yükleri altında oluşan gerilmelerin, etkileşim zarfının (Şekil 4.7) içinde kalıp kalmadığı tahkik edilmiştir.



Şekil 4.7 : Çekme kuvveti etkisindeki kayma birleşimleri için etkileşim zarfı.

Mevcut birleşim detayının, bu zarfın içerisinde kalması için sağlaması gereken ifade denklem 4.21’de verilmiştir.

$$\frac{f_t}{F_t} + \frac{f_v}{F_v} < 1,3 \quad (4.21)$$

Burada f_t , işletme yükleri etkisiyle bulonda hesaplanan çekme gerilmesi; f_v ; işletme yükleri etkisinde bulonda oluşan kayma gerilmesi; F_t , bulon çekme kapasitesi; F_v ise bulon kayma kapasitesidir. Birleşimde tasarım yükleri bir önceki bağlantılardan farklı olarak 61mm’lik bir etkili alana sahiptir. Bu durum göz önüne alınarak yükün yatay (V_a) ve düşey (P_a) bileşenleri 15 203 N olarak hesaplanmıştır. Bulonda oluşan çekme ve kayma gerilmeleri denklem 4.22 ve denklem 4.23 kullanılarak 90 N/mm² bulunmuştur.

$$f_t = \frac{P}{nA_b} \quad (4.22)$$

$$f_v = \frac{V}{nA_b} \quad (4.23)$$

Burada n bulon sayısını ifade etmektedir. Belirlenen yük bölgesinde biri bağlantı profilinin önünde, diğeri ise arkasında olmak üzere iki adet ankraj bulonu bulunması sebebiyle bu katsayı 2.00 alınmıştır. Bulon çekme ve kayma kapasiteleri ise denklem 4.24 ve denklem 4.25 kullanılarak hesaplanmıştır.

$$F_t = F_y \quad (4.24)$$

$$F_v = 0.60(F_y) \quad (4.25)$$

Bu ifadelerden F_t , 240N/mm^2 ; F_v , 144N/mm^2 olarak bulunur. Değerler karşılıklı etki zarfı denkleminde yerine koyulacak olursa:

$$\frac{90}{240} + \frac{90}{144} = 1.00 < 1.30$$

Elemanların çekme kuvveti etkisindeki kayma etkileri güvenle aktarabildiği görülmektedir.

Birleşimdeki ikinci sınır durum ise ankraj bulonunun beton içerisinden sıyrılması ve bunun sonucu olarak sistemin taşıma gücünü kaybetmesidir.. Bu sınır durumuna ilişkin hesaplar ACI 318M-11 Ek D’de belirtilen esaslara uygun olarak yapılmıştır. Bölüm D.5.5.1’de bir kimyasal ankraj bulonunun çekme etkisi altında sıyrılma dayanımları (N_a) denklem 4.26 ile verilmiştir.

$$N_a = \frac{A_{Na}}{A_{Na0}} \Psi_{ec,Na} \Psi_{ed,Na} \Psi_{cp,Na} N_{ba} \quad (4.26)$$

Burada yer alan A_{Na} ve A_{Na0} tek bir bulon veya bulon gruplarının etkili alanıdır. N_{ba} ise çekme kuvveti etkisindeki çatlama betonunda kimyasal ankrajın tutunma dayanımını ifade etmektedir. İfadede yer alan $\Psi_{ec,Na}$, $\Psi_{ed,Na}$ ve $\Psi_{cp,Na}$ çarpanlarına ilişkin bağıntılar sırasıyla denklem 4.27, denklem 4.28 ve denklem 4.29’da verilmiştir.

$$\Psi_{ec,Na} = \frac{1}{1 + \frac{e_N}{c_{Na}}} \leq 1.00 \quad (4.27)$$

$$\Psi_{ed,Na} = 0.7 + 0.3 \frac{c_{a,min}}{c_{Na}} \leq 1.00 \quad (4.28)$$

$$\Psi_{cp,Na} = \frac{c_{a,min}}{c_{ac}} \leq 1.00 \quad \text{ve} \geq c_{Na}/c_{ac} \quad (4.29)$$

İfadelerde yer alan e_N dış merkezlik değeridir. Yük ankraj bulonlarına taban profili gövde levhası aracılığıyla aktarılmaktadır. Burada yapma T profil gövde plakası,

başlık plakasının tam orta noktasına oturmamakta, bu durum yaklaşık olarak 4mm'lik bir dış merkezliliğe yol açmaktadır. Denklemlerde yer alan bir diğer çarpan $c_{a,min}$ ankraj bulonunun betonarme eleman kenarına olan minimum mesafesidir. Bu değer 53mm'dir. Denklem 4.29'da verilen c_{ac} ACI 318M'de bulon ankraj boyunun (h_{ef}) iki katı olarak tanımlanmıştır ve bu değer 240mm olarak hesaplanmıştır. c_{Na} ise denklem 4.30'da verilen bağıntı ile bulunmuştur.

$$c_{Na} = 10d_a \sqrt{\frac{\tau_{uncr}}{7.6}} \quad (4.30)$$

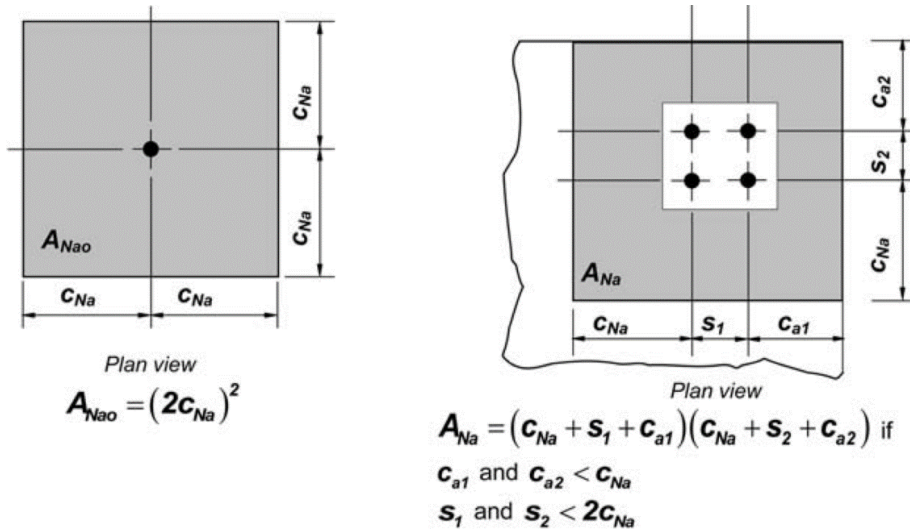
Burada d_a bulon çapı (12 mm), τ_{uncr} ise çatlamaş betonunda karakteristik tutunma gerilmesidir. Bu değer ACI 318M-11 tablo D.5.5.2'da yapı iç kısmında bulunan ve doğrudan çekme kuvvetine mağruz kalan ankrajlar için 2.8MPa verilmiştir. Bu değerler kullanılarak c_{Na} değeri 72.83 mm bulunur. Elde edilen sonuçlar denklem 4.27, denklem 4.28 ve denklem 4.29'da yerine yerleştirildiğinde, $\Psi_{ec,Na}$, 0.948; $\Psi_{ed,Na}$, 0.918 olarak bulunur. Gerek kiriş gerekse kolon elemanlarda donatı düzeni, ankrajın beton ile birlikte ayrılmasına izin verilmeyecek şekilde oluşturulduğundan $\Psi_{cp,Na}$ değeri 1.00 olarak alınmıştır.

Bulon etki alanları A_{Na} ve A_{Na0} 'ya ilişkin bağıntılar ise denklem 4.31 ve denklem 4.32'de verilmiştir.

$$A_{Na0} = (2c_{Na})^2 \quad (4.31)$$

$$A_{Na} = (c_{Na} + s_1 + c_{a1})(c_{Na} + s_2 + c_{a2}) \quad (4.32)$$

Burada yer alan ifadeler Şekil 4.8'de gösterilmiştir.



Şekil 4.8 : Bulon etkili alanlarının hesabı. (ACI 318M, 2011)

4.3 Deney Düzenegi

Çalışmada yer alan deneysel çalışmaların tamamı İTÜ laboratuvarlarında gerçekleştirilmiştir. Numunelerin deney öncesi hazırlanması süreci ile tasarımlarına ilişkin esaslar ve detaylar bir önceki bölümlerde sunulmuştu. Bu kısımda numune deney düzenegine (Şekil 4.10) ilişkin bilgiler verilmiştir.



Şekil 4.10 : Deney düzenegi.

Deneysel çalışmalar kapsamında, çerçeve 250kN'luk bir kapasiteye sahip olan hidrolik veren aracılığıyla çevrimsel yüklere tabi tutulmuştur. Cihaz sağ ucundan betonarme bir perdeye mesnetlenmiş olup, yükü çerçeveye her iki köşede yer alan çelik bağlantı elemanlarıyla aktarmaktadır. Yükleme yalnızca çerçeve düzlemine dik doğrultuda yapılmıştır. Düzlem dışı deformasyonlar deney boyunca gözlemlenmiş ve kontrol altında tutulmuştur.

Numune 1m kalınlığındaki referans temele 28 adet M60 bulon vasıtasıyla sabitlenmiş ve olası bir kaymanın önüne geçilmesi amaçlanmıştır. Bulonlar numune yerleşimi sırasında ve deney başlangıcı öncesinde iki kez sıkılmıştır.

Yükleme esnasında çerçeve uç deplasmanı ve buna karşı gelen yük değerleri ile, numune üzerinde yer alan gerinim pullarında oluşan zorlanmalar her bir adımda kontrol edilerek kayıt altına alınmıştır.

4.4 Özet

Tezin bu bölümünde çalışmaya konu olan deney numunelerinin tasarımı ve deney düzeneğine ilişkin genel bilgiler sunulmuştur. Bu amaçla, betonarme çerçeve elemanların 1975 Türk Deprem Yönetmeliği'ne göre boyutlandırılması, bağlantı elemanlarının AISC 360-10 ve ACI-318M kurallarına uygun biçimde tasarlanmasına ilişkin detaylar, hesap adımları ve elde edilen sonuçlar paylaşılmış, deney düzeneğine ilişkin genel bilgiler verilmiştir.

Tezin ilerleyen bölümlerinde gerçekleştirilen malzeme testleri ve çerçeve deneylerine ilişkin detaylı bilgiler ve sonuçlara yer verilecektir.



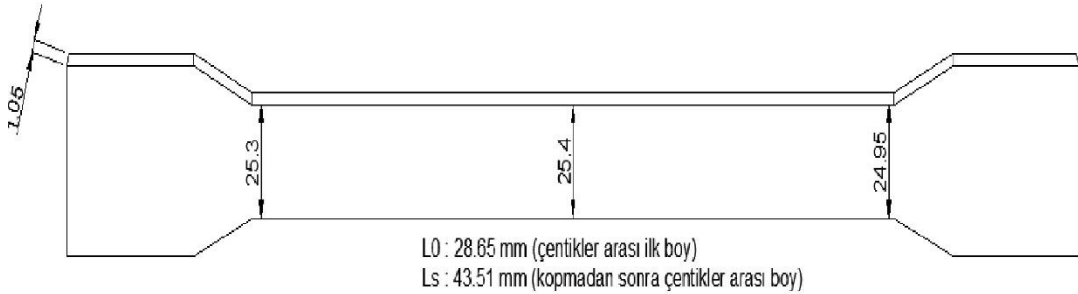


5. MALZEME DENEYLERİ

Numunelerde kullanılan malzemelere ilişkin deneyler İTÜ Yapı Malzemeleri Laboratuvarı ve İTÜ Malzeme ve Metaluriji Laboratuvarı'nda gerçekleştirilmiştir. Bu kapsamda ince çelik levha, donatı çeliği, beton ve diğer bağlantı elemanlarından alınan numuneler malzeme özelliklerinin belirlenmesi amacıyla çeşitli deneylere tabi tutulmuş ve elde edilen sonuçlar bu bölümde paylaşılmıştır.

5.1 Kupon Çekme Deneyleri

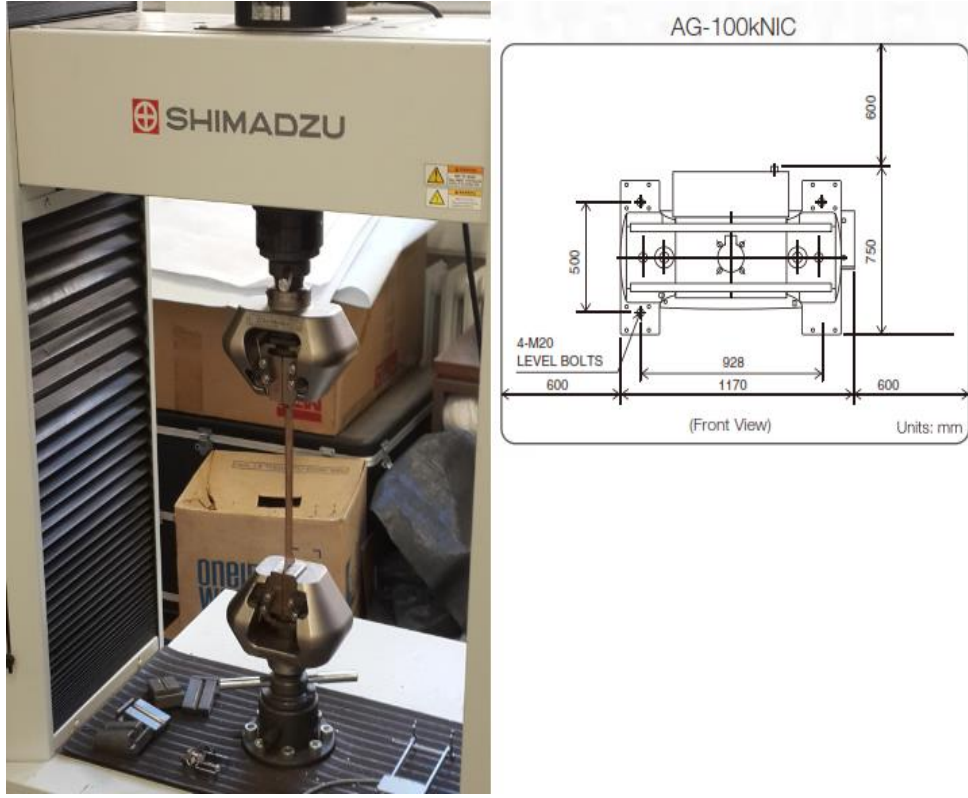
İnce çelik levha malzeme özellikleri yapılan çekme deneyleri aracılığıyla belirlenmiştir. Bu amaçla 1mm kalınlığındaki ince çelik levhaların imal edildiği plaka rulosundan numune kuponları alınmıştır. Deneyler, plakalardan alınan papyon biçimli bu 3 adet numune (Şekil 5.1) kullanılarak gerçekleştirilmiştir.



Şekil 5.1: Kupon numune ve ebatları.

Deney çalışmaları İTÜ Metaluriji ve Malzeme Fakültesi Laboratuvarlarında bulunan, Shimadzu marka AG-IC 100kN model ölçüm ve çekme cihazı vasıtasıyla yapılmıştır.

Numune genişliğin fazla olduğu sağ ve sol uçlardan cihaza bağlanarak çekme işlemi başlatılmıştır. Deplasman ilk olarak ekstansometre aracılığıyla, daha sonra ise bilgisayar aracılığıyla ölçülmüş, levha kopma dayanımları ile, bu dayanımlara karşı gelen uzama değerleri belirlenmiştir. Deney düzeneği Şekil 5.2’de gösterilmiştir.



Şekil 5.2: Kupon çekme deney düzeneği.

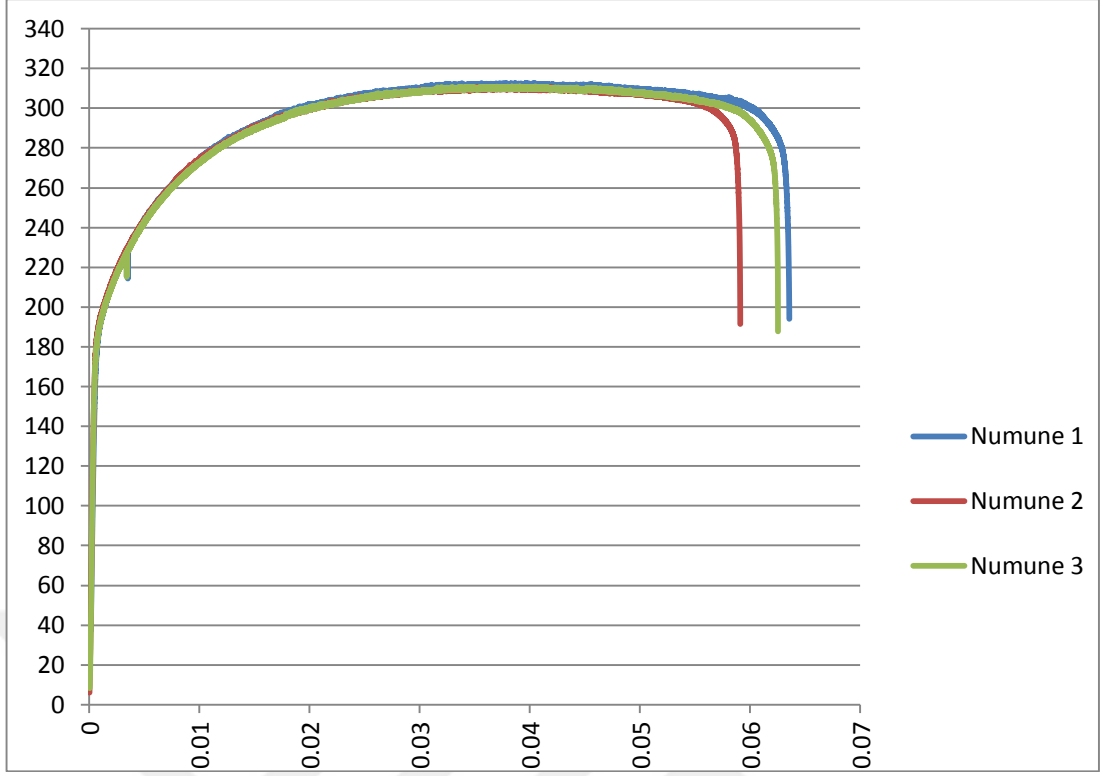
5.1.1 Test sonuçları

Deneyde yükleme hızı 3mm/dak olarak belirlenmiştir. Numune akma ve çekme dayanımı ile elastisite modüllerine ilişkin veriler Çizelge 5.1’de sunulmuştur.

Çizelge 5.1: Çelik gerilme ve elastisite modülü bilgileri.

Numene	Akma Dayanımı (mm)	Çekme Dayanımı (MPa)	Elastisite Modülü (MPa)
1	157.625	316.250	86665.71
2	113.875	314.375	84388.19
3	153.625	314.500	87570.93

Deney sonucunda, malzeme için ortalama çekme gerilmesi 315,042 MPa, buna karşılık gelen uzama ise 141,708 mm olarak belirlenmiştir. Malzeme gerilme-şekil değiştirme grafikleri Şekil 5.3’de sunulmuştur.



Şekil 5.3: Malzeme gerilme-şekil değiştirme grafiği.

5.2 Donatı Çeliği Akma Dayanımının Belirlenmesi

Betonarme numunelerin imalatında enine ve boyuna donatı olarak kullanılan yapı çeliklerine ait malzeme deneyleri İTÜ İnşaat Fakültesi Yapı Mamesi Laboratuvarında gerçekleştirilmiştir. Çalışmada MTS marka çekme cihazı kullanılarak 3 adet 8mm çaplı (Phi8-1, Phi8-2, Phi8-3), 3 adet 10 mm çaplı (Phi10-1, Phi10-2, Phi10-3), ve 3 adet 16mm (Phi16-1, Phi16-2, Phi16-3) çaplı donatı çeliği çekme kuvveti etkisinde teste tabi tutulmuştur (Şekil 5.4).



Şekil 5.4: Çelik çekme deney düzeneği ve deney numuneleri.

5.2.1 Test sonuçları

Yapılan deneyler sonucunda tüm numuneler için elde edilen veriler Çizelge 5.2’de paylaşılmıştır.

Çizelge 5.2: Donatı gerilme ve elastisite modülü bilgileri.

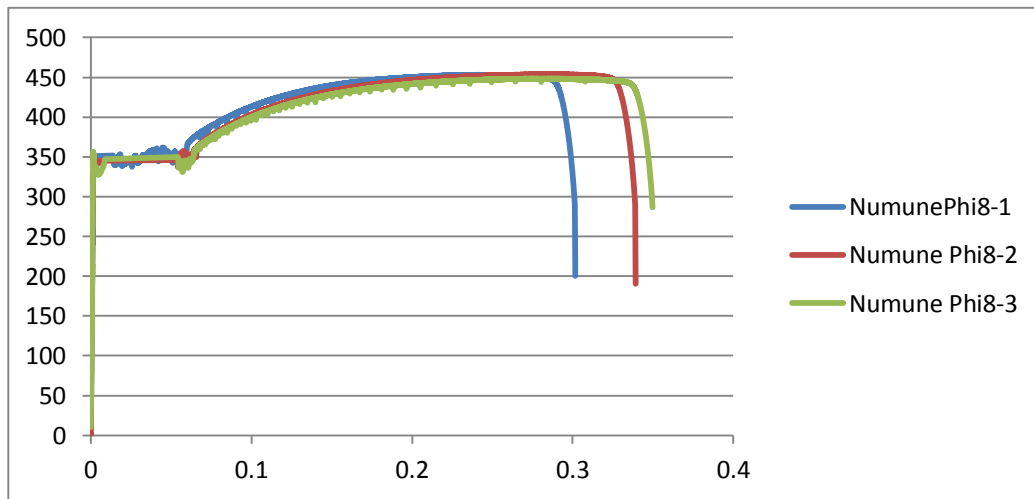
Numene	Donatı Çapı (mm)	Akma Dayanımı (mm)	Çekme Dayanımı (MPa)	Elastisite Modülü (MPa)
Phi8-1	8.00	350.00	453.30	218656.7
Phi8-2	8.00	350.00	454.14	231230.9
Phi8-3	8.00	355.95	448.46	258593.3
Phi10-1	10.00	318.00	445.62	227798.3
Phi10-2	10.00	331.00	433.49	267688.0
Phi10-3	10.00	313.00	431.90	200548.5
Phi16-1	16.00	288.00	419.34	179973.5
Phi16-2	16.00	310.00	419.26	141507.6
Phi16-3	16.00	297.00	440.90	232684.4

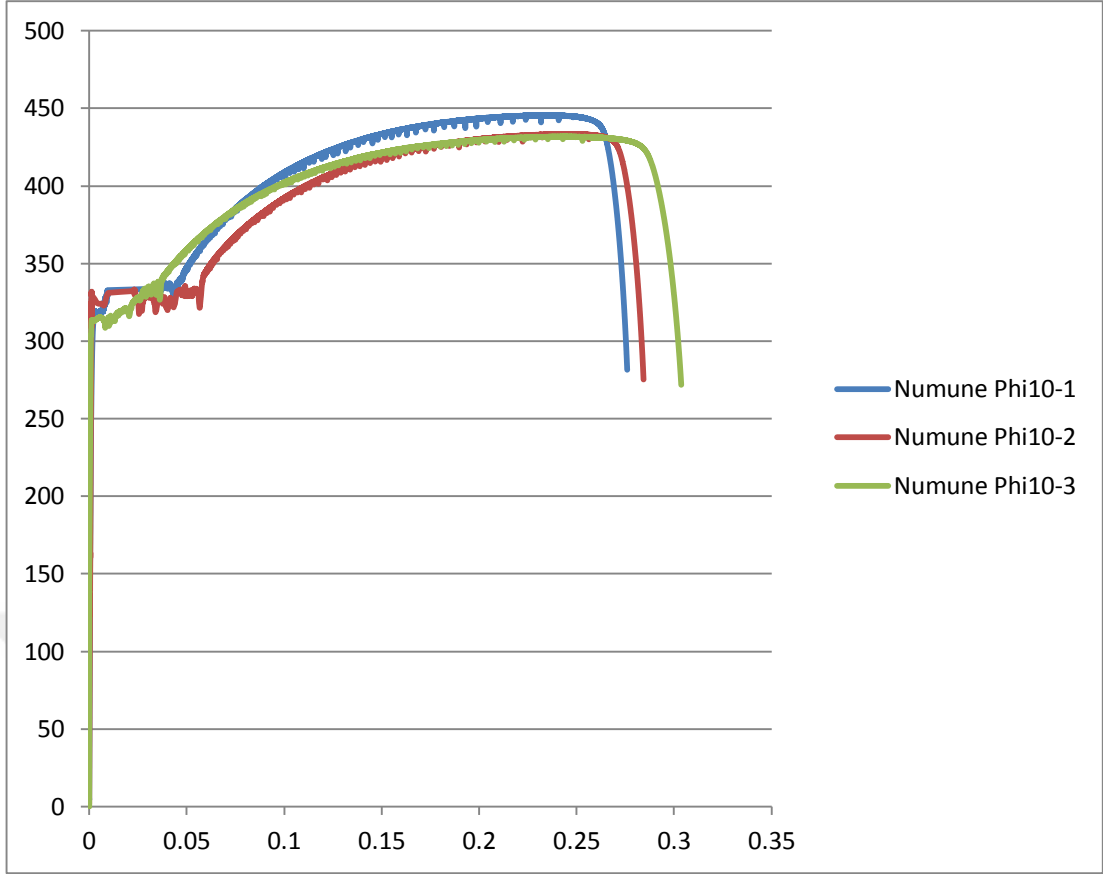
Her bir çapta donatı çeliği için bulunan ortalama akma ve çekme dayanımları ise Çizelge 5.3’te verilmiştir.

Çizelge 5.3: Donatı ortalama akma ve çekme dayanımları.

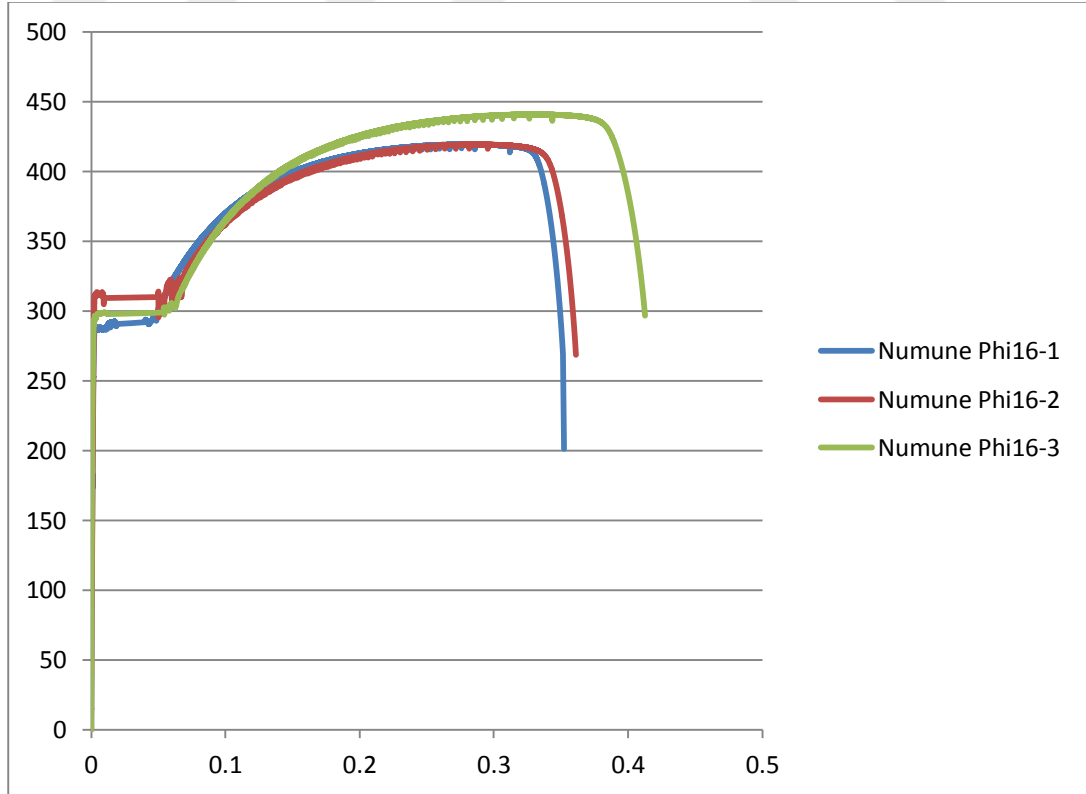
Donatı Çapı (mm)	Ortalama Akma Dayanımı (mm)	Ortalama Çekme Dayanımı (MPa)
8.00	351.98	451.97
10.00	320.67	437.00
16.00	298.33	426.50

Her bir çapta donatı için gerilme-şekil değiştirme eğrisi ise Şekil 5.5, Şekil 5.6 ve Şekil 5.7’de verilmiştir.





Şekil 5.6: 10.00 mm çaplı donatı çeliği için gerilme – şekil değiştirme eğrileri.



Şekil 5.7: 16.00 mm çaplı donatı çeliği için gerilme – şekil değiştirme eğrileri.

5.3 Beton Eksenel Basınç Dayanımının Belirlenmesi

Beton eksenel basınç dayanımlarının belirlenmesine ilişkin testler İTÜ İnşaat Fakültesi Yapı Malzemesi Laboratuvarı'nda yapılmıştır. Deneysel çalışmalar Besmak marka basınç makinesi aracılığıyla (Şekil 5.8) 3.50kN/sn yükleme hızıyla yapılmıştır.



Şekil 5.8: Beton kırımı deney düzeneği.

Testler beton dökümü esnasında alınan 150mm x 300mm boyutlarındaki silindirik numuneler ile, deneysel çalışmalar sonucunda çerçevelerden alınan yaklaşık 80mm x 90mm boyutlarında karotlar aracılığıyla yapılmıştır. Söz konusu karot Yalın Çerçeve, SW-A ve SW-B numunelerine ait kolon, kiriş ve temel elemanlardan alınmış olup, numunelerin hasar görmüş olmaları sebebiyle sayıları farklılık göstermiştir.



Şekil 5.9: Numunelerden karot alımı.

5.3.1 Test Sonuçları

Silindirik numuneler ve alınan karotlar için yapılan deneyler sonucunda elde edilen veriler Çizelge 5.4 ve Çizelge 5.5’de paylaşılmıştır.

Çizelge 5.4: Silindir numuneler için beton kırım testi sonuçları.

Numune	Alındığı Bölge	Numune Boyutları (mm x mm)	Maksimum Yük (kN)	Maksimum Gerilme (MPa)
Yalın Çerçeve	Temel	150 x 300	551.000	31.190
Yalın Çerçeve	Çerçeve	150 x 300	145.100	8.215
SW-B	Temel	150 x 300	679.500	38.471
SW-B	Çerçeve	150 x 300	139.900	7.921
SW-A	Temel	150 x 300	642.100	36.354
SW-A	Çerçeve	150 x 300	124.600	7.054

Çizelge 5.5: Karot numuneler için beton kırım testi sonuçları.

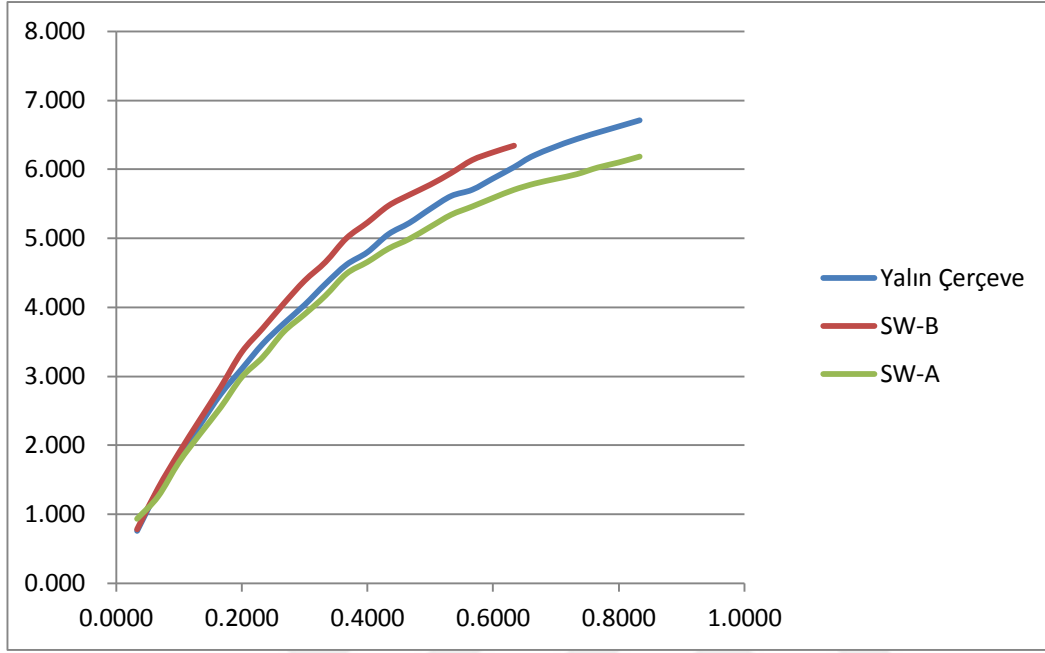
Numune	Alındığı Bölge	Numune Boyutları (mm x mm)	Maksimum Yük (kN)	Maksimum Gerilme (MPa)
Yalın Çerçeve	Kolon	80 x 90	50.100	9.972
Yalın Çerçeve	Kolon	80 x 90	55.100	10.967
Yalın Çerçeve	Kiriş	80 x 90	62.000	12.341
Yalın Çerçeve	Kiriş	80 x 90	53.300	10.609
Yalın Çerçeve	Temel	80 x 90	272.200	54.180
Yalın Çerçeve	Temel	80 x 90	267.900	53.324
SW-A	Kolon	80 x 90	68.200	13.575
SW-A	Kiriş	80 x 90	70.400	14.013
SW-A	Kiriş	80 x 90	63.200	12.580
SW-A	Temel	80 x 90	272.600	54.260
SW-B	Kolon	80 x 90	41.600	8.280
SW-B	Kolon	80 x 90	44.600	8.887
SW-B	Kiriş	80 x 90	51.000	10.151
SW-B	Temel	80 x 90	285.300	56.870

Karot numune testleri göz önüne alınarak, çerçeve numuneleri için belirlenen ortalama beton basınç dayanımları çizelge 5.6’da verilmiştir.

Çizelge 5.6: Çerçeve numuneleri için belirlenen ortalama beton basınç gerilmeleri.

Numune	Ortalama Gerilme (MPa)
Yalın Çerçeve	10.972
SW-B	9.106
SW-A	13.389

Elde edilen sonuçlar, beton basınç dayanımının her üç numune için ortalama olarak 11.16 MPa seviyesinde olduğunu göstermektedir. Döküm öncesi alınan silindirik numunelere ait beton gerilme-şekil değiştirme eğrisi Şekil 5.10'da sunulmuştur.



Şekil 5.10: Silindir numuneler için beton gerilme – şekil değiştirme grafiği.

5.4 Ankraj Bulonlarının Kayma ve Çekme Dayanımlarının Belirlenmesi

Çelik taban plakası – betonarme çerçeve bağlantısında kullanılan 12mm çaplı ankraj bulonlarına çekme, sıyrılma ve kayma testleri uygulanmıştır. Bu testlerin tamamı İTÜ İnşaat Fakültesi Yapı ve Deprem Laboratuvarında yapılmıştır.

Çekme deneyleri kapsamında 3 adet 12mm çaplı ankraj bulonu (Şekil 5.11) önceki bölümlerde donatı çelikleri için de anlatıldığı şekilde teste tabi tutulmuştur.



Şekil 5.11: Ankraj bulonu çekme testi numuneleri.

Kayma dayanımlarının belirlenmesi aşamasında ise Şekil 5.12’de gösterilen düzenden faydalanılmıştır. Bu düzende, bir ankraj grubu içerisinde yer alan tek bir bulona, bir kompresör aracılığıyla çekme kuvveti uygulanmış ve bulonda meydana gelen deformasyonlar ile betonarme elemanda oluşan ezilmeler ve çatlamlar gözlemlenmiştir.



Şekil 5.12: Ankraj bulonu kayma testi deney düzeneği.

Çekme testleri ise yine benzer bir düzenek (Şekil 5.13) kullanılarak yapılmıştır. Burada bulon boyunu uzatmak amacıyla manşonlu ek yapılmış ve deney makinesi bu ikinci bulona bağlanarak ankraj çekme kuvvetine mahruz bırakılmıştır.



Şekil 5.13: Ankraj bulonu çekme testi deney düzeneği.

5.4.1 Test Sonuçları

Bulon çekme testleri sonucunda her bir numune için elde edilen maksimum gerilme değerleri Çizelge 5.7’de sunulmuştur.

Çizelge 5.7: Ankraj bulonu çekme testi sonuçları.

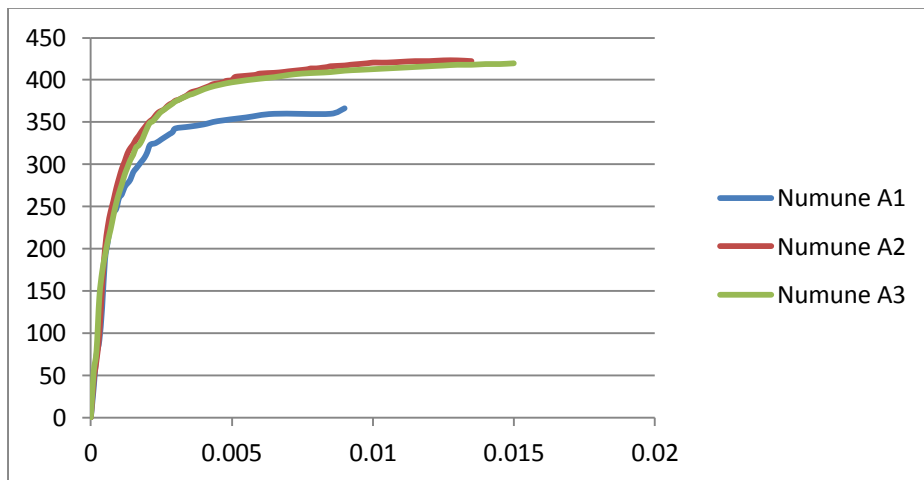
Numune	Maksimum Gerilme (MPa)
A1	394.53
A2	442.22
A3	433.55

Çekme testi sonucunda ankraj bulonlarının deforme olmuş halleri şekil 5.14’te paylaşılmıştır.



Şekil 5.14: Ankraj bulonlarının çekme testi sonrası deformasyonları.

Çekme testi sonucu elde edilen gerilme-şekil değiştirme grafiği de Şekil 5.15’te verilmiştir.



Şekil 5.15: Ankraj bulonu çekme testi sonucu gerilme-şekil değiştirme grafikleri.

Bulon kayma testleri sonucu eleman kapasiteleri denklem 5.1’de belirtilen ifade aracılığıyla hesaplanmıştır.

$$y = 0.1702x + 0.7233 \quad (5.1)$$

Burada y maksimum çekme kuvveti, x ise deney cihazı tarafından uygulanan basınçtır. 0.1702 ve 0.7233 ise pompa kalibrasyon katsayılarıdır. Kayma testi iki ankraj bulonu için uygulanabilmiştir ve sonuçlara ilişkin veriler Çizelge 5.8’de paylaşılmıştır.

Çizelge 5.8: Ankraj bulonu kayma testi sonuçları.

Numune	Maksimum Kuvvet (kN)	Maksimum Gerilme (MPa)
TA1	20.602	182.254
TA2	25.708	227.424

Kayma testi sonrası numunelerde meydana gelen deformasyon Şekil 5.16’da gösterilmiştir.



Şekil 5.16: Ankraj bulonu kayma testi sonucu meydana gelen deformasyonlar.

Ankraj sıyrılma testlerinin sonucunda eleman kapasiteleri yine denklem 5.1’de uygun olarak belirlenmiştir. Sıyrılma testi toplam 8 numune üzerinde uygulanmıştır. Yapılan analitik çalışmalarda da bu değerlerin ortalaması alınmış ve bağlantı detaylarına ilişkin tahkikler bu ortalama değer kullanılarak yapılmıştır. Deneyler esnasında güç tükenmeleri özellikle beton – epoksi esaslı yapıştırıcı yüzeyinde meydana gelmiştir. Bu çalışmaya ilişkin sonuçlar Çizelge 5.8’de sunulmuştur.

Çizelge 5.9: Ankraj bulonu sıyrılma testi sonuçları.

Numune	Ankraj Boyu (mm)	Maksimum Kuvvet (kN)	Maksimum Yüzey Gerilmesi (MPa)
PA1	120	17.28	3.821
PA2	120	26.56	5.874
PA3	120	17.30	3.826
PA4	120	20.54	4.543
PA5	120	17.30	3.826
PA6	120	24.79	5.483
PA7	120	12.88	2.849
PA8	120	9.49	2.098

Meydana gelen güç tükenmesi durumlarına ilişkin bir örnek Şekil 5.17 de gösterilmiştir.



Şekil 5.17: Ankraj bulonu sıyrılma testi sonucu meydana gelen güç tükenmesi.

Ankraj bulonları için elde edilen tüm deney sonuçları kullanılarak her bir güç tükenmesi durumuna karşı gelen bir eleman kapasitesi belirlenmiştir. Bu değerler Çizelge 5.8’de sunulmuştur.

Çizelge 5.10: Ortalama ankraj bulonu kapasiteleri.

Bulon Cinsi	Bulon Çapı (mm)	Ankraj Boyu (mm)	Ortalama Çekme Gerilmesi (kN)	Ortalama Kayma Gerilmesi (MPa)	Ortalama Sıyrılma Gerilmesi (Mpa)
Ankraj	12	120	423.43	204.84	4.04

5.5 Özet

Tezin bu bölümünde malzeme özelliklerinin belirlenmesi amacıyla İTÜ İnşaat Fakültesi ile Malzeme ve Metalurji Fakültesi Laboratuvarları'nda yapılan testler ve bu testlere ilişkin sonuçlar anlatılmıştır. Deneylere ilişkin bir özet niteliği taşıyan veriler Çizelge 5.8'de paylaşılmıştır.

Çizelge 5.11: Deneysel çalışmalar sonucunda elde edilen malzeme özellikleri.

Eleman	Çap (mm)	Ebat (mm x mm)	Basınç Gerilmesi (MPa)	Çekme Gerilmesi (MPa)	Kayma Gerilmesi (MPa)	Sıyırılma Gerilmesi (MPa)
Donatı	8	-	-	451.97	-	-
Donatı	10	-	-	437.00	-	-
Donatı	16	-	-	426.50	-	-
Çelik	-	-	-	315,04	-	-
Beton	-	150 x 300	11.16	-	-	-
Bulon	12	-	-	423.43	204.84	4.04

Çalışmanın bundan sonraki bölümlerinde çerçeve numuneler ile yapılan deneysel çalışmalara ve elde edilen sonuçlara yer verilmiştir.



6. DENEYSEL ÇALIŞMA VE GÖZLEMLER

Tezin bu bölümünde Yalın Çerçeve, SW-A ve SW-B numuneleri ile yapılan döngüsel yükleme deneylerine ilişkin sonuçlar ve deneyler esnasında yapılan gözlemlere yer verilmiştir.

6.1 Yükleme Programı

Yükleme programı Teymür (2009) 'a uygun olacak biçimde belirlenmiştir. Söz konusu program toplamda 18 adımdan oluşmaktadır. Toplam tepe deplasmanı birinci adımda 0.035 mm, son adımda ise 42mm olarak ön görülmüştür. İlk 5 adım biri çekme diğeri basınç olmak üzere 2, kalan adımlar 3 çekme 3 basınç olmak üzere toplam 6 aşamadan oluşmaktadır. Her bir aşamanın sonunda hidrolik veren durdurulmuş ve numunede meydana gelen tüm deformasyonlar gözlemlenerek not edilmiştir. Yükleme programına ilişkin örnek bir deney föyü Şekil 6.1'de sunulmuştur.

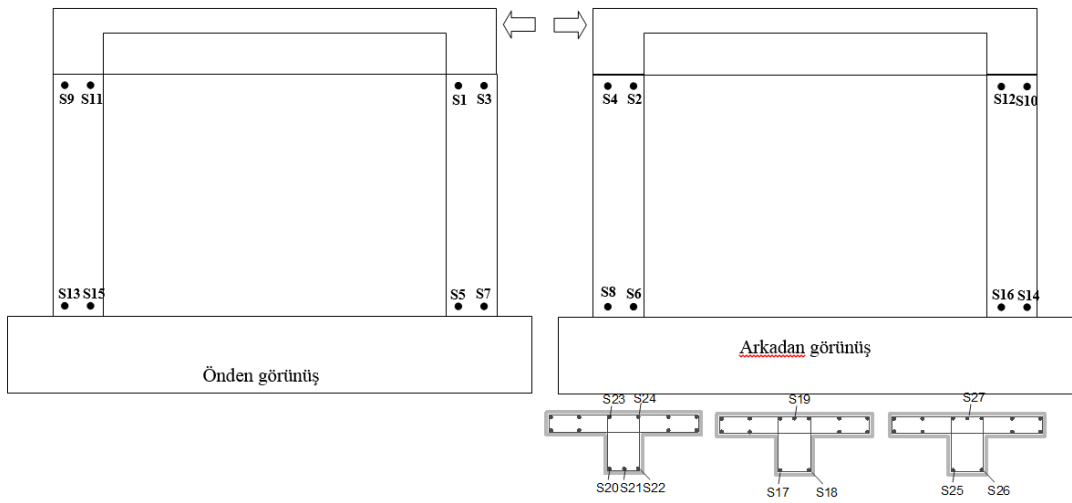
NUMUNE ADI		Tarih									
Katılanlar											
Actuator Eksen Yüksekliği											
ADIM	Pozitif [mm]	1	2	3	Negatif [mm]	1	2	3	δ/H	1/(\delta/H)	
1	0.035	2,87			0.035	3,45			0.00025	4000.000	
2	0.070	5,06			0.070	4,52			0.0001	2000.000	
3	0.140	9,77			0.140	8,98			0.0001	1000.000	
4	0.280	18,66			0.280	17,01			0.0002	5000.000	
5	0.350	22,78			0.350				0.0003	4000.000	
6	0.467				0.467				0.0003	3000.000	
7	0.700				0.700				0.0005	2000.000	
8	1.400				1.400				0.0010	1000.000	
9	2.800				2.800				0.0020	500.000	
10	3.500				3.500				0.0025	400.000	
11	4.200				4.200				0.0030	333.333	
12	4.900				4.900				0.0035	285.700	
13	5.600				5.600				0.0040	250.000	
14	7.000				7.000				0.0050	200.000	
15	10.500				10.500				0.0075	133.333	
16	14.000				14.000				0.0100	100.000	
17	28.000				28.000				0.0200	50.000	
18	42.000				42.000				0.0300	33.333	

Şekil 6.1: Yükleme programının gösteren örnek bir deney föyü.

6.2 Deneysel Çalışma ve Gözlemler

6.2.1 Yalın Çerçeve

Çalışmalara ilişkin ilk deney yalın çerçeve numunesi üzerinde 5 Ağustos 2015 tarihinde İTÜ Yapı ve Deprem Mühendisliği Laboratuvarı'nda gerçekleştirilmiştir. Deneyde 18 adımın tamamı uygulanmış ve son adımda 85.946 kN yüke ulaşılmıştır. Çerçeve tepe deplasmanı çerçeve düzlemine dik doğrultuda 42mm olarak belirlenmiştir. Çerçeve üzerine yerleştirilen uzunluk ölçerler şekil 6.2'de gösterilmiştir.



Şekil 6.2: Yalın çerçeve üzerinde bulunan uzunluk ölçerlerin yerleşimi.

Numune üzerindeki ilk kılcal çatlaklar 7. adımın 3. Aşamasında 19.95 kN yüke erişildiğinde gözlemlenmiştir (Şekil 6.3). Söz konusu çatlaklar özellikle kolon kiriş birleşim bölgelerinde kolon üst uçlarında ortaya çıkmıştır.



Şekil 6.3: Yalın çerçeve kolon – kiriş birleşim bölgesinde gözlemlenen ilk çatlaklar.

Yük artışı devam ettikçe özellikle kolon temel mesnet bölgesi ve kolon – kiriş bağlantı bölgelerinde yeni çatlak oluşumları hızlanmış, mevcut kılcal çatlaklar genişleyerek uzamıştır.

Çalışmanın 9. adımının 6. aşamasının sonunda temel kirişi üzerinde yukarı - aşağı yönlü yaklaşık 0.4 mm kalınlığında, kiriş yüksekliği boyunca bir çatlak oluştuğu belirlenmiştir. Bu çatlağın sebebinin yatay yükler sebebiyle temel kirişindeki zorlanmalar olduğu düşünülmektedir. Söz konusu bölgede donatı oranının az oluşu ve referans temel ile bağlantıyı teşkil eden bulunların sayısının fazla olması bu bölgede temel kirişi üzerinde zorlayıcı etki yaratmıştır. Yine bu adımda kolon alt ucunda düşey düzleme paralel çatlakların oluştuğu ve bu yöndeki mevcut çatlakların da önemli ölçüde uzadığı görülmüştür. Bu aşamada toplamda 48.72 kN yüke ulaşılmıştır. Toplam tepe deplasmanı 2.8 mm'dir.

10. adımın 3. aşamasından sonra yapılan gözlemlerde kolon alt ve üst uçlarında oluşan kesme kuvveti kaynaklı diyagonal çatlakların gözle görülür ölçüde arttığı ve genişlediği görülmüştür. Bu aşamada ulaşılan yük 53.49 kN, tepe deplasmanı 3.50mm'dir.

13. adımın 3. aşaması sonunda kolon alt ve üst ucundaki yatay ve diyagonal çatlakların (Şekil 6.4) büyüdüğü ve birleşmeye başladığı gözlemlenmiştir. Bu aşamada erişilen yük 47.88 kN, tepe deplasmanı 5.60 mm'dir.



Şekil 6.4: Numunede oluşan yatay ve diyagonal çatlaklar.

Yüklemenin 15. adımının 6. Aşamasının ardından yapılan gözlemlerde kolon alt ve üst ucunda bulunan çatlakların oldukça genişlediği ve bu bölgede ortalama 3mm çatlak genişliğine erişildiği gözlemlenmiştir (Şekil 6.5). Ayrıca oluşan kesme kuvveti kaynaklı çatlakların kolon çevresinin dolaşarak birleşmeye başladığı da tesbit edilmiştir. Bu aşamada erişilen yük 52.47 kN, tepe deplasmanı 10.50 mm'dir.



Şekil 6.5: 15. adım sonrası numunede oluşan derin çatlaklar.

Deneyin 17. adımının 6. aşamasının ardından yapılan gözlemlerde, kolon mesnet bölgelerinde çatlak genişliğinin 5-6mm mertebelerine ulaştığı, betonda dökülmeler ve kopmalar oluşmaya başladığı görülmüştür (Şekil 6.6). Bu adımda maksimum çekme kuvveti 69.72kN, tepe deplasmanı ise 28.00mm olarak ölçülmüştür.



Şekil 6.6: Numunede gözlemlenen dökülmeler ve derin çatlaklar.

Çalışmanın 18. Adımının 3. Aşamasında betonda meydana gelen dökülmeler ve kopmalar iyice belirginleşmiş, kolonlar bir önceki adımlarda gözlemlenen derin çatlaklardan parçalanmaya başlamıştır (Şekil 6.7). Bu adımın ardından deney sonlandırılmıştır. Erişilen kuvvet 85.946 kN, tepe deplasmanı ise 42.00 mm'dir.



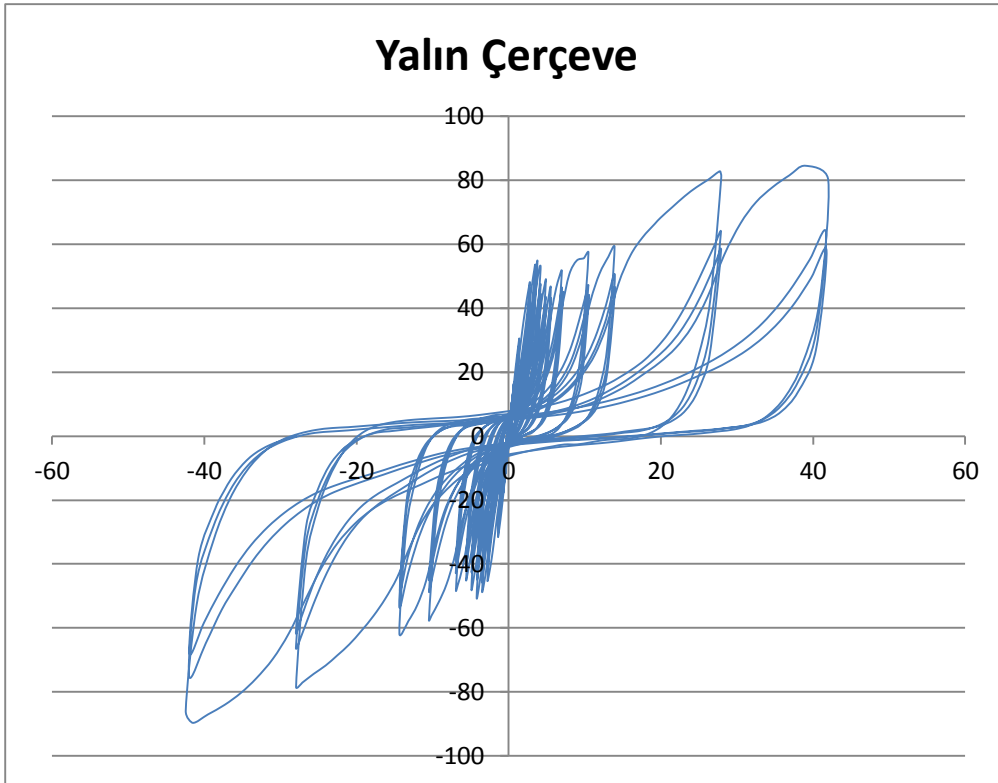
Şekil 6.7: Kolon elemanlarda parçalanmalar.

Yapılan deneysel çalışma sonucunda, yalın çerçevenin planlandığı gibi süneklik düzeyi düşük bir çerçeveyi temsil edebilecek nitelikte olduğu gösterilmiştir. Çalışmada özellikle kolon eleman mesnet bölgeleri ciddi anlamda zorlanmış, kesme kuvveti etkisiyle elemanlarda yerel kopmalar, dökülmeler ve derin çatlaklar olduğu gözlemlenmiştir. Sistem kat mekanizması durumuna geçmiş, kolon elemanlar güç tükenmesi durumuna erişirken, kiriş ve temelde herhangi ciddi bir hasar oluşmamıştır. Betonarme elemanlar üzerinde yer alan S6, S8, S12, S14 ve S15 numaralı uzunluk ölçerlerden elde edilen veriler ile bu bölgelerde bulunan donatılarda akma gerçekleştiği belirlenmiştir. Bu durumun temel nedeninin mesnet bölgelerinde enine donatı sıklaştırması yapılmaması, kolon – kiriş birleşim bölgesi için özel önlemlerin alınmaması ve kiriş elemanın kolonlar ile karşılaştırıldığında oldukça güçlü olması olduğu düşünülmektedir. Bu deney ile yalın çerçeve modelinin bir referans model olarak denenmesi, ilerleyen deneylerde ince çelik levha ile güçlendirilebilecek nitelikte süneklik düzeyi düşük bir çerçeveyi temsil ettiğinin gösterilmesi

amaçlanmıştır. Numunenin deney sonucundaki durumu Şekil 6.8’de, deney yük-deplasman grafiği Şekil 6.9’de sunulmuştur.



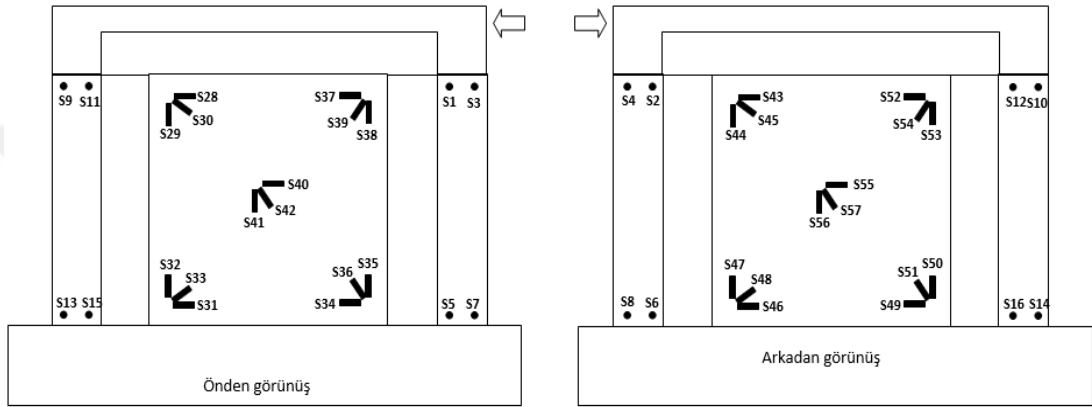
Şekil 6.8: Yalın çerçeve deney sonucundaki görünümü.



Şekil 6.9: Yalın çerçeve deplasman – yük grafiği.

6.2.2 SW-A Numunesi

SW-A numunesine ilişkin deneysel çalışmalar 24 Ağustos 2015 tarihinde İTÜ Yapı ve Deprem Mühendisliği Labaratuvarı'nda gerçekleştirilmiştir. Numunede ince çelik levha daha önceki bölümlerde de anlatıldığı gibi hem kolon hemde kiriş elemanlara bağlantı profilleri ve kimyasal ankraj bulonları aracılığıyla bağlanmış durumdadır. Denede 17. adıma kadar devam ettirilmiş, numunede çok büyük kopmalar yaşanması, yük arttırımının yapılamaması sebebiyle son adım uygulanamamıştır. Numune üzerine yerleştirilen uzunluk ölçerlere ilişkin kroki Şekil 6.10'de verilmiştir.



Şekil 6.10: SW-A numunesi üzerinde bulunan uzunluk ölçerlerin yerleşimi.

Çalışmanın 6. adımının 1. aşamasında ince çelik levhadan sesler duyulmaya başlanılmıştır. Bu durum levhada elastik burkulmanın başladığının bir göstergesidir. Yine bu aşamada levhada meydana gelen deformasyonlar gözle görülür seviyede artmıştır.

Deneyin 7. adımının 1. aşamasında ince çelik levhanın kiriş ve kolonlara bağlı olmayan uçlarında meydana gelen burkulma ve buruşmalar gözle rahatça görülebilecek seviyeye ulaştı. Ayrıca döngü sırasında levhadan gelen ses arttı ve deformasyonlar rahatlıkla görülebilecek seviyeye ulaştı.

Deneyin 8. Adımının 3. Aşamasında betonarme kiriş ve kolon elemanlarda ilk kılcal çatlaklar görülmeye başlandı. Levhadaki bombelenme ve dalgalanmalar açık bir şekilde görülmeye başlandı. Bu aşamada ulaşılan yük 79.48kN, tepe deplasmanı 1.40 mm olarak kaydedilmiştir. Çalışmanın 9. adımının 3. aşamasında betonarme elemanlarda oluşan çatlaklar gözle rahatlıkla görülür seviyeye ulaştı. Çatlakların şekli ve doğrultularına bakılarak kesme kuvveti etkisinde oluştukları sonucuna varılmıştır. İnce çelik levha yatay yükler sonucu üzerine aldığı kesme kuvvetini hem kolon hem

de kiriş elemanlara aktarmış ve bunun bir sonucu olarak diyagonal çatlaklar her iki eleman tipinde de gözlemlenmiştir. Yükleme esnasında levhada bombelenme sonucu duyulan sesler artmış ve ses hacmi yükselmiştir. Levha üzerinde kireç tabakasında dökülmeler meydana gelmiştir. Buradan bu bölgelerde akma bölgelerinin oluştuğu, elastik burkulmanın sonlanmaya başladığı sonucu çıkarılmıştır. Levhadaki bombelenme kalıcı hale gelmiştir. İtme ve çekme aşamalarında taban bağlantı profili ile betonarme temeli birleştiren epoksi esaslı tamir harcında çatlamlar ve ayrılmalar oluşmuştur. Bu adımda ulaşılan maksimum yük 95.88 kN, tepe deplasmanı 2.80 mm olarak ölçülmüştür. Numunede meydana gelen değişimler Şekil 6.11’de gösterilmiştir.



Şekil 6.11: 9. adım sonunda numune görünümü.

Deneyin 13. adımına gelindiğinde kolon kiriş birleşim bölgesinde oluşan kesme çatlakları son derece belirgin bir hal almaya başlamıştır(Şekil 6.12) . Bu bölgede ortalama çatlak genişliği 3mm mertebesine ulaşmıştır. Bir önceki adımlarda oluşan çatlaklar büyümüş ve genişleyerek birleşmeye başlamıştır. İnce çelik levha çekme bölgesindeki bombe son derece belirgin bir hal almaya başlamıştır. Bu aşamada erişilen maksimum yük 108.20 kN, tepe deplasmanı 5.60 mm’dir.



Şekil 6.12: 13. adım sonunda kolon-kiriş birleşim bölgesi çatlakları.

Deneyin ilerleyen aşamalarında söz konusu kolon-kiriş birleşim bölgelerinde hem kiriş hem de kolon elemanlar üzerinde oluşan çatlaklar birleşmiş ve derinleşmişlerdir. Bu birleşmeler sonucunda numunenin bir çok bölgesinde yerel dökülmeler ve kopmalar meydana gelmiştir. Bu gözlemlere dayanarak elemanlarda güç tükenmesi durumunun kesme kuvveti etkisinde olacağı ön görülmüştür. İnce çelik levha üzerindeki kireç tabakasında dökülmeler artmıştır. Yükleme sırasında meydana gelen bombeler artmış, ses sıklığı yükselmiştir. Plaka üzerinde bir çok noktada akma bölgeleri oluşmuştur (Şekil 6.13).



Şekil 6.13: 15. adım sonunda numune görünümü.

Deneyin son adımı olan 17. adıma gelindiğinde kolon üst bölgelerinde bulunan çatlakların birleşmesi sonucu numuneden büyük beton kütleler koparak ayrıldı. İnce çelik levha çekme bandında yer alan bölgedeki kireç tabakası neredeyse tamamen döküldü. Deney sonuçlarından elde edilen veriler aracılığıyla numune üzerine yerleştirilen S2, S6, S7, S8, S9, S13, S17, S25, S26, S28, S29, S30, S32, S33, S34, S37, S38, S39, S40, S41, S42, S44, S45, S46, S47, S48, S56 ve S57 uzunluk ölçülerlerinin bulunduğu yerlerde akma bölgelerinin oluştuğu gözlemlenmiştir. Kolon kesme çatlaklarının genişleyip birleşmesi sonucu sistem toptan göçme sınırına yaklaşmıştır. Bu sebeple yükleme durdurulup deney sonlandırılmıştır. Özellikle kolon elemanların ince çelik levha ile birleştiği bölgelerin köşelerinde başlayan çatlamlar, kolon boyunca devam etmiş ve sistemi göçme durumuna getirmiştir (Şekil 6.14 ve Şekil 6.15).

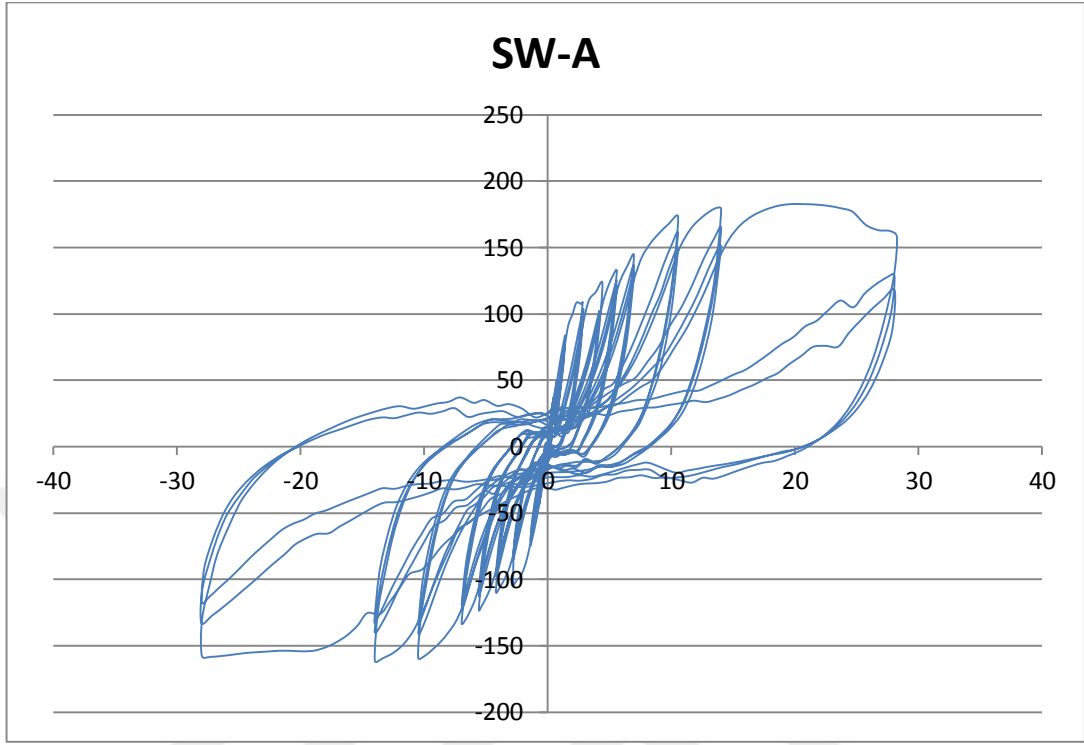


Şekil 6.14: Deney sonrası numunenin görünümü.



Şekil 6.15: Kolonlarda meydana gelen çatlak ve kopmalar.

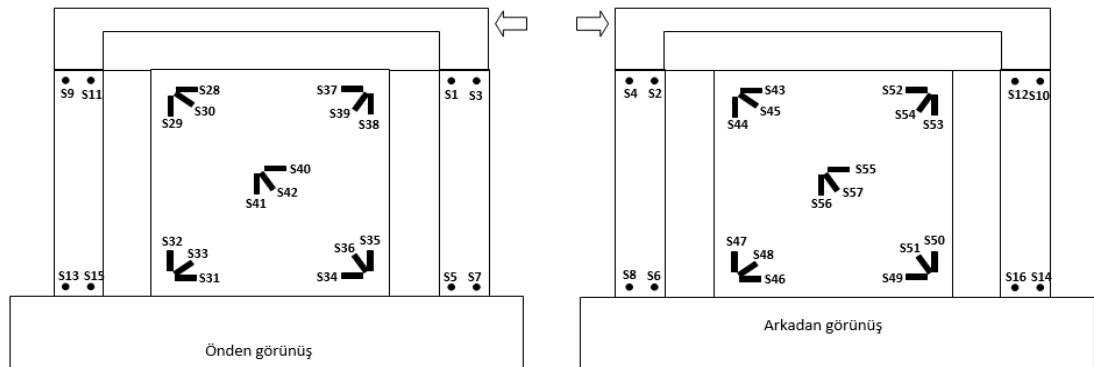
Deney sırasında elde edilen numune tepe yer değiştirmesi – yük grafiği Şekil 6.16’de paylaşılmıştır.



Şekil 6.16: SW-A yük – tepe yer değiştirme eğrisi.

6.2.3 SW-B Numunesi

SW-B numunesine ilişkin deneysel alışmalar 13 Ağustos 2015 tarihinde İT Yapı ve Deprem Mühendisliği Labaratuvarı’nda gerçekleştirilmiştir. Numunede ince elik levha yalnızca kiriş ve temel elemanına bağlantı profili ve kimyasal ankrajlar aracılığıyla bağlanmıştır. Deney 18. adıma kadar devam ettirilmiş ve yapılan gözlemler ile elde edilen sonuçlar bu bölümde paylaşılmıştır. Numune zerine yerleştirilen uzunluk ölçerlere ilişkin bilgiler Şekil 6.17’te verilmiştir.



Şekil 6.17: SW-B numunesi üzerinde bulunan uzunluk ölçerlerin yerleşimi.

Deneyin 5. adımında ince çelik levhada elastik burkulmanın başladığı gözlemlenmiştir. Yükleme sırasında levhadan sesler gelmeye başlamıştır. Bu aşamada henüz betonarme elemanlarda bir çatlak gözlemlenmemiştir.

Deneyin 7. adımında ince çelik levhadaki bombeler iyice belirginleşmesine rağmen kireç tabakasında henüz bir dökülme meydana gelmedi. Çevrim esnasında levhadan gelen seslerin sıklığı ve hacmi önemli ölçüde arttı. Bu aşamada kiriş eleman ile taban bağlantı profilinin birleştiği bölgede köşe kısımlarda diyagonal çatlaklar oluşmaya başladı (Şekil 6.18 ve Şekil 6.19). Bu durum göz önüne alınarak bu numunede güç tükenmesinin kiriş elemanda olacağı öngörülmüştür. Bu durumun sebebi ince çelik levhanın yatay yükü doğrudan kirişe aktarması ve bu yükler altında elemanda diyagonal çatlaklar gözlemlenmesi idi. Bu aşamada maksimum yatay yük 36.69 kN, tepe yer değiştirmesi ise 0.70 mm olarak ölçülmüştür.



Şekil 6.18: 7. adımda kirişte meydana gelen çatlaklar.



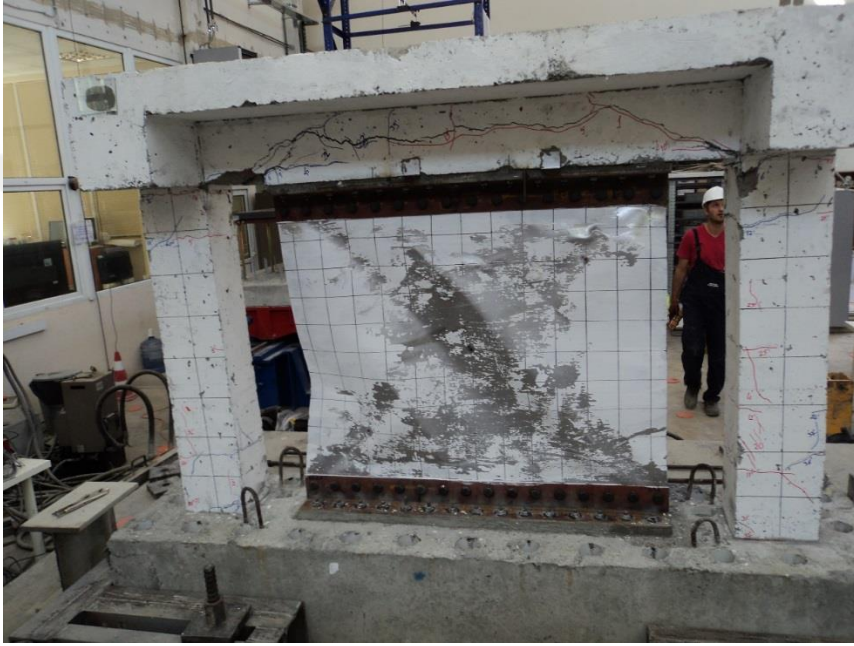
Şekil 6.19: Betonarme kirişlerde oluşmaya başlayan çatlaklar.

Çalışmanın 13. adımında ince çelik levhada akmalar meydana gelmeye başladı. Levha köşe ve orta bölgelerindeki kireç tabakasında bir çok dökülme oluştu. Çevrim içerisinde levhadan gelen sesler artarken, burkulmalar gözle rahatlıkla görülebilir bir seviyeye ulaştı. Kiriş elemanlardaki kesme çatlakları ilerlerken, kolon elemanlardaki küçük çatlaklar gözle görülür bir hal almaya başladı (Şekil 6.20). Bu aşamada levhada ölçülen maksimum kuvvet 67.01 kN, buna karşılık gelen tepe yer değiştirmesi ise 5.60mm'dir.

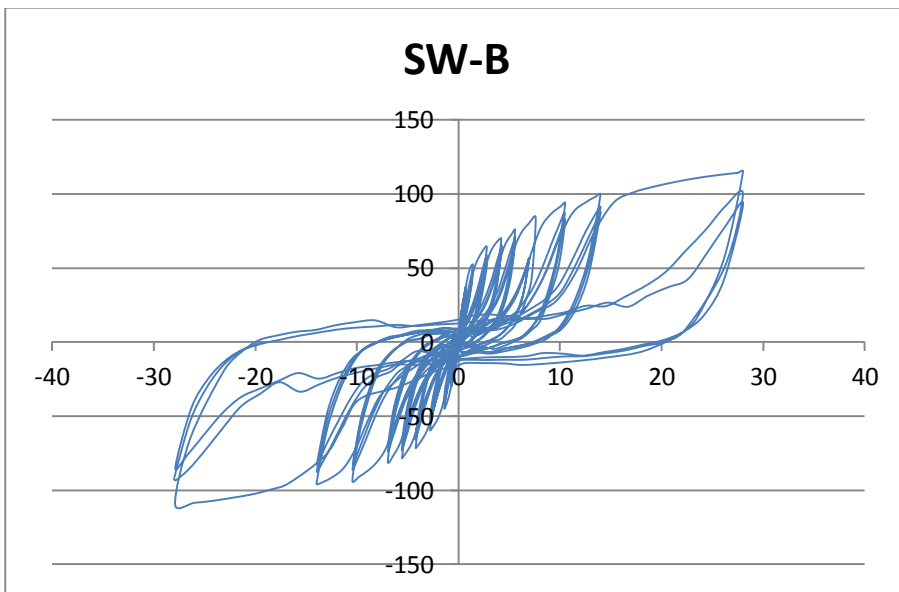


Şekil 6.20: 13. adım sonunda numunenin görünüşü.

Deneyin son aşamasında kiriş kesme çatlakları büyüyerek kolon çatlaklarıyla birleşti. Kolon plastik mafsallık bölgelerinde beton – donatı aderansı kayboldu ve beton parçaları dökülmeye başladı. Kiriş boyuna çatlakları birleşti, bu çatlağın derinliği yaklaşık 10mm'ye yaklaştı. İnce çelik levhanın da tamamen buruşmasıyla çerçeve güç tükenmesi durumuna ulaştı. Bu durum göz önüne alınarak deney sonlandırılmıştır. Deneyin son aşamasında yatay kuvvet 115.290 kN, tepe deplasmanı ise 28.00mm olarak ölçülmüştür. Numunenin deney sonucu görünüşü (Şekil 6.21) ve deney sonucu elde edilen yatay yük-tepe yer değiştirme grafiği (Şekil 6.22) aşağıda sunulmuştur.



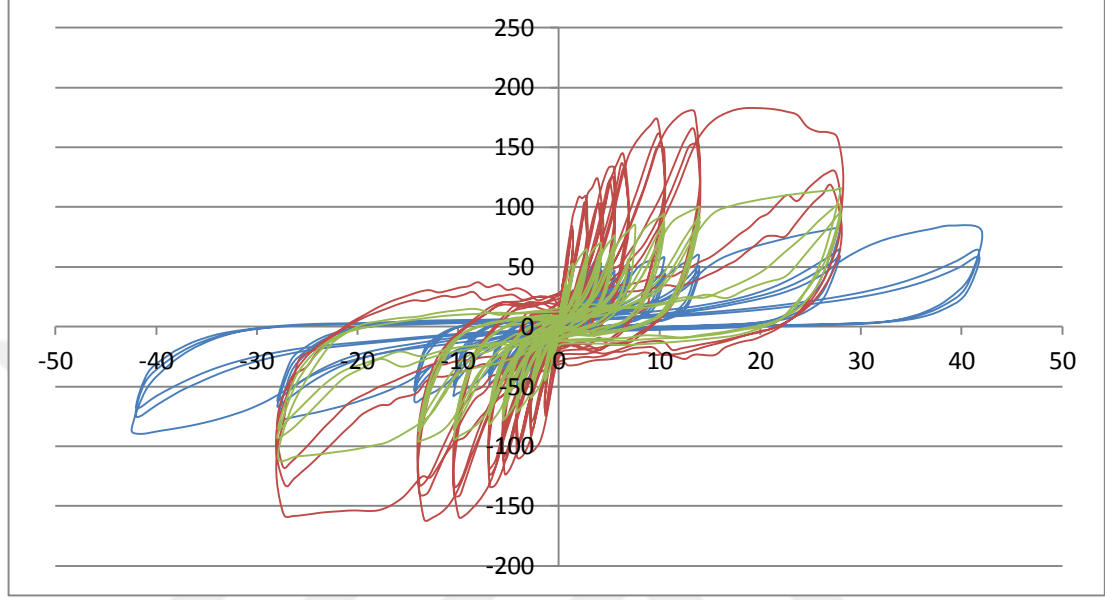
Şekil 6.21: Deney sonrası numune görünüşü.



Şekil 6.22: SW-B Yük – tepe yer değiştirme eğrisi.

6.3 Özet

Tezin bu bölümünde çerçeve numuneler üzerinde yapılan deneysel çalışmalar, bu çalışmalar esnasında yapılan gözlemler ve elde edilen sonuçlar paylaşılmıştır. Bu sonuçlara ilişkin karşılaştırmalı grafik Şekil 6.23’de gösterilmiştir.



Şekil 6.23: Yük – deplasman eğrilerinin karşılaştırılması.

Grafiklerden de görülebileceği gibi referans numune olan Yalın Çerçeve ile karşılaştırıldığında SW-A numunesinin SW-B numunesine oranla sistem yatay yük taşıma kapasitesi ve rijitliğine katkısı çok daha fazladır.

Tezin bu kısma kadar olan bölümlerinde deney numunelerinin hazırlanması, analitik modellerin kurulması, bağlantı detaylarının hesabı, malzeme deneyleri ve çerçeve testlerine ilişkin bilgiler verilmiş, elde edilen sonuçlar paylaşılmıştır. Son iki bölümde ise bu sonuçlar karşılaştırılarak özetlenecek ve tez sonlandırılacaktır.



7. DENEYSEL VE ANALİTİK ANALİZ SONUÇLARININ KARŞILAŞTIRILMASI

Çalışmanın önceki bölümlerinde deneysel çalışmalar öncesi hazırlık aşamaları, analitik model çalışmaları ve çerçevelerin döngüsel yükler altında test edilmesine ilişkin detaylar ve gözlemler paylaşılmıştır. Bu bölümde ise deneysel ve analitik çalışmalar sonucunda elde edilen verilerin karşılaştırılmasına yer verilecektir.

Daha önceki bölümlerde de açıklandığı gibi analitik modeller yalnızca Yalın Çerçeve ve SW-A numunesi için kurulmuş, SW-B numunesi yalnızca deneysel çalışma aşamasında analiz edilmiştir.

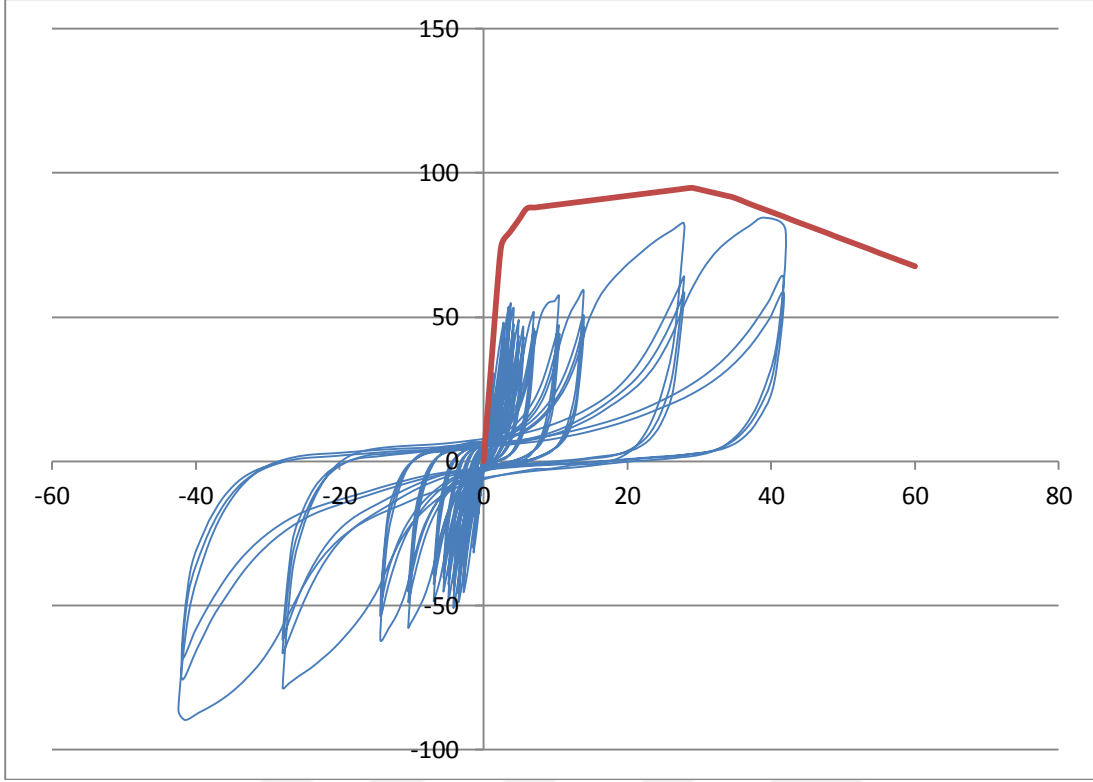
7.1 Yalın Çerçeve

7.1.1 Yalın Çerçeve Analitik Model ve Deneysel Çalışma Sonuçlarının Karşılaştırılması

Çalışmada referans numune olarak kullanılan Yalın Çerçeve, daha önceki bölümlerde de belirtildiği gibi İstanbul'daki yapı stoğunun önemli bir kısmını temsil eden süneklik düzeyi düşük ve güçlendirilme ihtiyacı olan yapıları temsil etmesi amacıyla dizayn edilmiştir. Yapılan deneysel çalışmalar, bu tasarımın hedeflediği gibi söz konusu özellikleri sağlayabilecek niteliklere sahip olduğunun göstermiştir. Çerçeve üzerine etkitilen yatay yükler etkisinde elemanlarda meydana gelen eğilme etkisi kaynaklı deformasyonlar sebebiyle güç tükenmesi durumuna ulaşmıştır.

Analitik modele baktığımızda ise, sistem güç tükenmesi durumunun yine kolon mesnet bölgelerinde oluşan eğilme plastik mafsalları olduğunu görmekteyiz.

Deneysel çalışma aşamasında erişilen maksimum yük 85.946 N'dur. Analitik modelde ise erişilen maksimum yük ise 94 746 N'dur. İki çalışmayı özetleyen karşılaştırılmış grafik Şekil 7.1'de sunulmuştur.



Şekil 7.1: Yalın çerçeve deneysel ve analitik analiz sonuçlarının karşılaştırılması.

7.2 SW-A Numunesi

7.2.1 SW-A Numunesi Analitik Model ve Deneysel Çalışma Sonuçlarının Karşılaştırılması

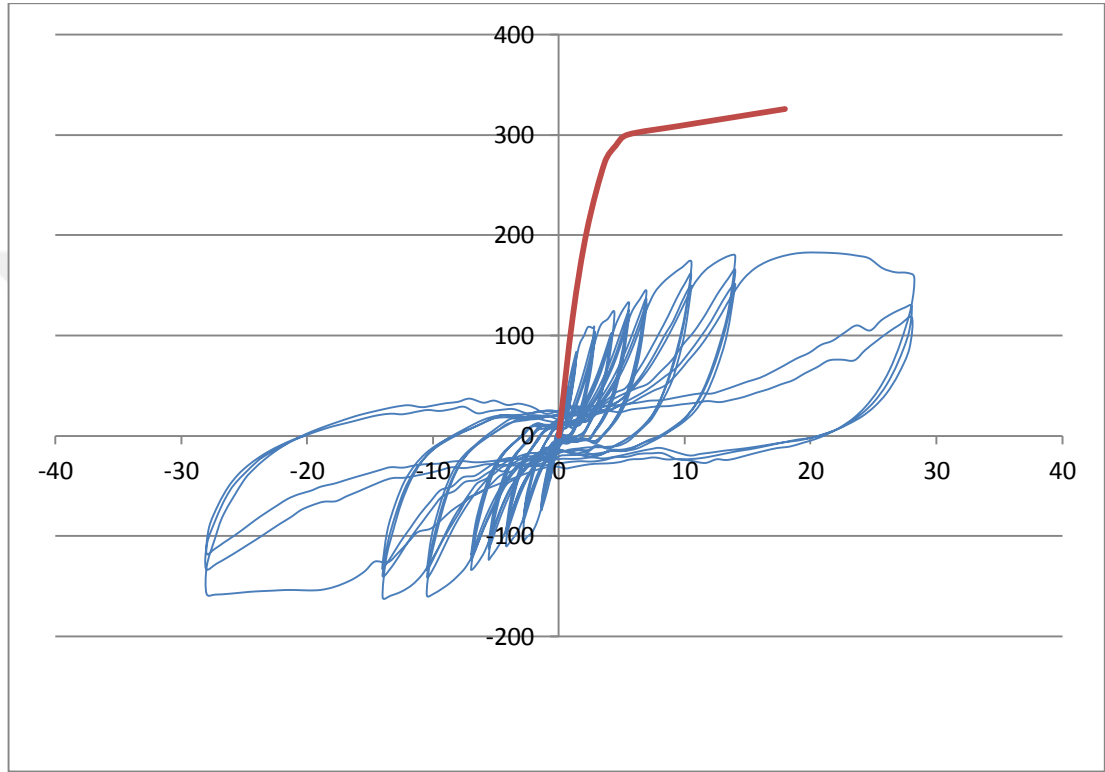
SW-A numunesi içerisinde yer alan ince çelik plaka betonarme çerçeveye hem kolon hem de kiriş elemanlardan bağlanmaktadır.

Deneysel çalışmalar esnasında ve sonrasında numune üzerinde yapılan gözlemlerde, sistem güç tükenmesi durumunun kolon – kiriş birleşim bölgesi civarında kolon üst uçlarında kesme kuvveti nedeniyle ortaya çıkan çatlaklar ve büyük kopmalar olduğu gözlemlenmiştir. Taban bağlantı profilinin betonarme çerçeveye bağlandığı köşelerden başlayan çatlaklar, ilerleyen adımlarda genişleyip uzayarak elemanlarda yerel ayrılmalara ve sistemde göçmenin ortaya çıkmasına neden olmuşlardır.

Analitik modellere bakıldığında ise, sistem mekanizma durumuna, deneysel çalışmalarda elde edilen sonuçlara oranla çok daha yüksek bir yük etkisinde ulaşıldığı görülmektedir. Burada göçme modları kolon – kiriş birleşim bölgelerinde ortaya çıkan eğilme kaynaklı plastik mafsallardır. Bu durumun sebebi, yalın çerçeve modelinde de olduğu gibi, analitik çalışmada kayma gerilmelerini göz önüne alabilecek bir plastik

mafsal özelliğinin modele tanıtılmamış olmasıdır. Bu nedenle SAP2000’de hazırlanan modellerde bu etki ihmal edilmiş, sistem yalnızca eğilme kaynaklı plastikleşmeler etkisinde test edilmiştir.

Deneysel çalışmanın 17. adımının son döngüsünde erişilen yük 182 380N’dur. Analitik modelde ise erişilen maksimum yük 325 899 N’dur. İki çalışmayı özetleyen karşılaştırılmış grafik Şekil 7.2’de sunulmuştur.



Şekil 7.2: SW-A deneysel ve analitik analiz sonuçlarının karşılaştırılması.

7.3 SW-B Numunesi

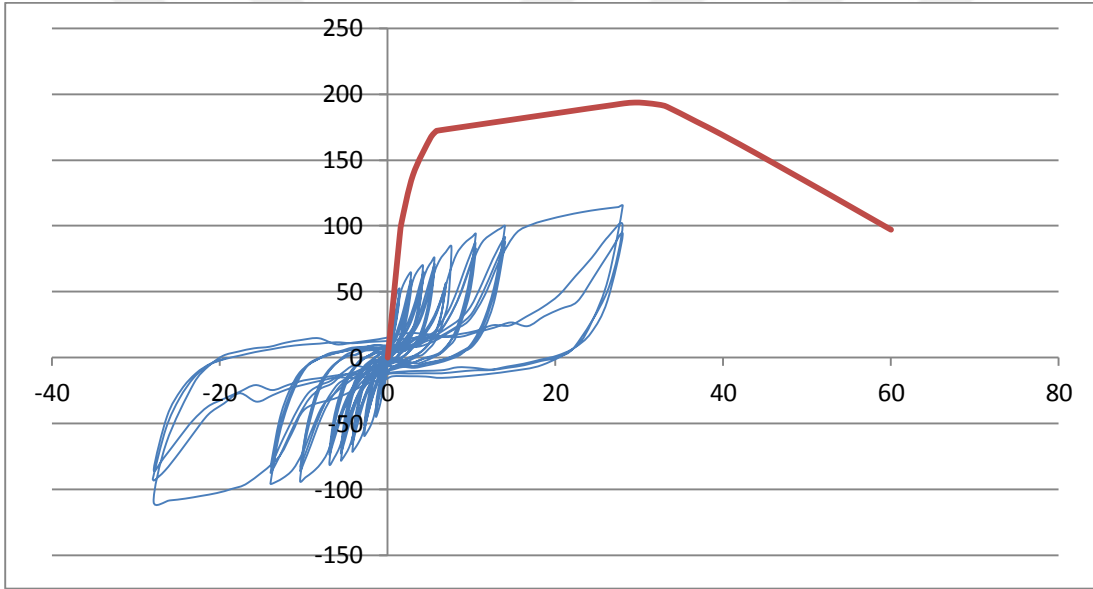
7.3.1 SW-B Numunesi Analitik Model ve Deneysel Çalışma Sonuçlarının Karşılaştırılması

SW-B numunesi içerisinde yer alan ince çelik plaka betonarme çerçeveye yalnızca kiriş ve temel elemandan yapı T eleman aracılığıyla bağlanmaktadır.

Deneysel çalışmalar sırasında ve sonrasında numune üzerinde yapılan gözlemlerde, sistem güç tükenmesi durumunun özellikle kiriş ile T bağlantı elemanın birleştiği bölgede meydana gelen boyuna çatlaklar olduğu gözlemlenmiştir. Bunun yanında her iki kolonun üst uçlarında, diğer iki numune ile benzerlik gösteren kesme kuvveti kaynaklı çatlaklar meydana gelmiştir.

Analitik modellere bakıldığında ise, sistem mekanizma durumuna, deneysel çalışmalarda elde edilen sonuçlara oranla çok daha yüksek bir yük etkisinde ulaşıldığı görülmektedir. Burada göçme modları kolon – kiriş birleşim bölgeleri ile levha orta bölgesinde ortaya çıkan eğilme ve aksenal çekme kaynaklı plastik mafsallardır. Bu durumun sebebi, yalın çerçeve ve SW-A modelinde de olduğu gibi, analitik çalışmada kayma gerilmelerini göz önüne alabilecek bir plastik mafsal özelliğinin modele tanıtılmamış olmasıdır. Bu nedenle SAP2000’de hazırlanan modellerde bu etki ihmal edilmiş, sistem yalnızca eğilme kaynaklı plastikleşmeler etkisinde test edilmiştir.

Deneysel çalışmanın son döngüsünde erişilen yük 115 290N’dur. Analitik modelde ise erişilen maksimum yük 193 667 N’dur. İki çalışmayı özetleyen karşılaştırılmış grafik Şekil 7.2’de sunulmuştur.



Şekil 7.2: SW-B deneysel ve analitik analiz sonuçlarının karşılaştırılması.

8. SONUÇLAR VE ÖNERİLER

2014 yılının Haziran ayında başlayan çalışma, bu tezin yazılmasıyla 2016 yılının Mart ayında son bulmuştur. Geride kalan iki yıl boyunca yapılan tüm çalışmaların sonucunda elde edilen veriler ve ilerleyen dönemlerde yapılacak çalışmalara yol gösterici olması amacıyla yapılacak öneriler tezin bu son bölümünde araştırmacılara sunulmuştur.

Deneysel çalışmalar kapsamında, biri referans olmak üzere üç numune çerçeve düzlemine dik çevrimsel yükler altında teste tabi tutulmuştur. Çalışmanın amacı, süneklik düzeyi düşük betonarme bir çerçeveyi iki tip ince çelik levha kullanarak yatay yüklere karşı güçlendirmektir. Her üç numune üzerinde deney esnasında ve sonrasında yapılan gözlemlerde, sistemde güç tükenmesi durumunun yalnız çerçevede eğilme etkileri sebebiyle, SW-A ve SW-B numunelerinde ise kolon ve kiriş elemanlarda oluşan kesme kuvveti kaynaklı çatlakları sebebiyle ortaya çıktığı görülmüştür.

SW-A numunesi üzerinde yapılan incelemelerde, kolon eleman üzerinde, betonarme çerçeve ile taban bağlantı profilinin birleştiği köşe noktalarda oluşan çatlakların, ilerleyen çevrimlerde büyüyerek tüm mesnet bölgesini sardığı ve kiriş çatlaklarıyla birleşerek büyük kopmalara yol açtığı görülmüştür. İnce çelik levhanın yatay yük etkisiyle oluşan tesirleri yoğun olarak bu bölgeden betonarme çerçeveye aktarması, çerçeve kiriş – kolon birleşim bölgelerinde bu etkiyi karşılayabilecek özel önlemler alınmaması ve etriye sıklaştırması uygulanmaması bu göçme şeklinin ortaya çıkmasında etkili olmuştur. Tüm bu etkilerin yanında, tam bağlı numunede yatay yük taşıma kapasitesinde meydana gelen artış dikkate değer orandadır. Yalnız çerçeve testlerinde erişilen yatay yük 85 946 N iken, SW-A numunesinde bu değer 182 380 N'a yükselmiştir. Yatay yük taşıma kapasitesinde meydana gelen bu artış yaklaşık olarak %110 oranındadır. Bu maksimum yüklere karşılık gelen deplasman değeri yalnız çerçevede 40.00 mm iken, SW-A numunesinde yaklaşık olarak 22.00 mm'dir. Deney sonuçları gösteriyor ki, çelik levhanın hem kolon hem de kiriş elemanlara bağlandığı SW-A numunesi tipli güçlendirmeler sistemin yatay yük taşıma kapasitesi, rijitliği ve enerji yutma kapasitesine son derece olumlu katkılar sağlamıştır. Sistem güç tükenmesi şekline baktığımızda ise, durumun her iki tip çerçeve için de benzer

olduğunu görüyoruz. Her iki numunede de göçmeler kolon elemanların mesnet bölgelerinde başlayan, ardından tüm kolon – kiriş birleşim bölgesini sararak kopmalara neden olan derin, diyagonal ve kayma gerilmesi kaynaklı çatlaklar sebebiyle oluşmuştur. Bu durum bizlere mevcut güçlendirme şeklinin, sistemin yukarıda bahsedilen bir çok özelliğine olumlu katkıları olduğunu, ancak göçme modunu değiştiremediğini ve sistemde gevrek göçmelerin oluşmasının önüne geçemediğini göstermektedir. Bu durumun önlenmesi için kolon ve kiriş elemanlarda betonarme veya çelik mantolama gibi bazı özel önlemlerin alınmasının gerekli olduğu düşünülmektedir.

SW-A numunesine ait analitik model ile deneysel test sonuçları karşılaştırıldığında ise, özellikle yatay yük taşıma kapasitesi değerinde ciddi farklılıklar olduğu göze çarpmaktadır. SAP2000 modelinde yapılan itme analizi sonucu elde edilen maksimum yatay kuvvet 325 899 N'dur. Bu değer deneysel çalışmalarda elde edilen 182 380 N ile karşılaştırıldığında, değerlerde bir uyumsuzluk olduğu görülmektedir. Bunun temel nedeni, analitik modelde plastik mafsallık özelliklerinin yalnızca eğilme momenti etkisi için tanımlanmış olmasıdır. Yapılan deneysel çalışmalar göstermiştir ki sistemde güç tükenmesi kayma kuvveti kaynaklı gerilmeler sonucu ortaya çıkmış, ön görülen bölgeler eğilme momenti etkisinde mafsallaşmadan sistem mekanizma durumuna geçmiştir. Bu durumun önüne geçebilmek ve sistemi analitik olarak daha doğru modelleyebilmek için kesme kuvveti kaynaklı göçmelerin de göz önüne alınması gerekmektedir.

SW-B numunesi üzerinde yapılan çalışmalara bakıldığında ise, kiriş eleman ile ince çelik levhayı betonarme çerçeveye bağlayan taban bağlantı profilinin birleştiği köşe noktalarda ortaya çıkan diyagonal çatlakların ve kolon mesnet bölgelerinde görülen kayma gerilmesi kaynaklı açılmaların sistemin göçmesine neden olduğu belirlenmiştir. Kiriş elemanda yükün aktarıldığı bu özel bölgeler için her hangi bir önlem alınmamış olması, kolon elemanlarda etriye sıklaştırması yapılmaması ve daha rijit bir mesnet bölgesi oluşturulmaması bu güç tükenmesi durumunun ortaya çıkmasına neden olmuştur. Bunun yanında sistem yatay yük taşıma kapasitesinde de önemli bir artış gözlemlenememiştir. Yalın çerçevede elde edilen maksimum yük değeri 85 946 N iken, güçlendirme sonrası bu değer yaklaşık olarak %34'lük bir artışla 115 290 N seviyelerine gelmiştir. Bu yüklere karşılık gelen deplasman değeri yalın çerçevede 40.00 mm iken, SW-B numunesinde 28.02 mm'dir. Bu veri gösteriyorki sistem yatay

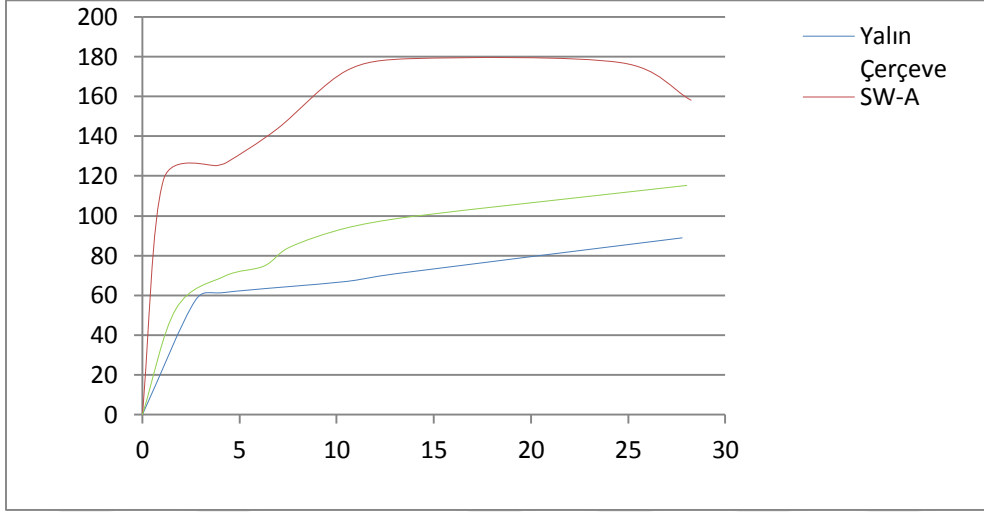
yük taşıma kapasitesinde ufak bir artış olmasına rağmen, çerçeve rijitliği SW-B tipi güçlendirme sonrasında önemli ölçüde artmıştır. Ancak göçme şeklinin gevrek olması SW-A numunesinde olduğu gibi ek tedbirler alınmasının gerektiğini göstermektedir.

SW-B numunesine ait deneysel çalışma sonuçları ile analitik modeller karşılaştırıldığında sistem yatay yük taşıma kapasitesinde önemli artışlar olduğu görülmektedir. Analitik model kullanılarak yapılan itme analizi sonucu elde edilen en büyük taban kesme kuvveti 193 667 N'dur. Deneysel çalışmalar sonucunda elde edilen 115 290 N'luk taban kesme kuvveti bu sonuçla karşılaştırılacak olursa, sonuçların uyumlu olmadığı ve modelleme aşamasında tüm etkilerin yeterince göz önüne alınmadığı gözükmemektedir. Bunun temel nedeni, analitik modelde plastik mafsallık özelliklerinin yalnızca eğilme momenti etkisi için tanımlanmış olmasıdır. Ayrıca yine modelleme aşamasında kirişte oluşacak boyuna kayma gerilmesi kaynaklı çatlakları göz önüne alabilecek bir tanımlamanın SAP2000'de yapılmamış olmasıdır. Yapılan deneysel çalışmalar göstermiştir ki sistemde güç tükenmesi kayma kuvveti kaynaklı gerilmeler sonucu ortaya çıkmış, ön görülen bölgeler eğilme momenti etkisinde mafsallaşmadan sistem mekanizma durumuna geçmiştir. Bu durumun önüne geçebilmek ve sistemi analitik olarak daha doğru modelleyebilmek için kesme kuvveti kaynaklı göçmelerin de göz önüne alınması gerekmektedir.

İki güçlendirme tipi karşılaştırıldığında ise, SW-A tipi sistemlerin fark edilir ölçüde daha verimli sonuçlar ortaya çıkardığı görülmektedir. Bu tip güçlendirme sonrası çerçeve yatay yük taşıma kapasitesinde meydana gelen artış yaklaşık olarak %80 iken, SW-B tipi güçlendirmede ortaya çıkan artış yaklaşık %15'tir. Maksimum yatay yüklere karşılık gelen deplasman değerleri göz önüne alınarak, referans numuneye göre sistem rijitliğindeki artış SW-A tipi güçlendirmede yaklaşık %45 civarında iken, SW-B tipi güçlendirmede yaklaşık %30 mertebelerindedir. Ancak her iki numunede de ince çelik levhaların burkulma sonrası, sistemin yatay yük taşıma kapasitesine olumlu katkılar vermeye devam ettiği, ince çelik levhadan meydana gelen burkulmanın her iki güçlendirme tipinde de göçme moduna birincil dereceden bir etkisinin olmadığı gözlemlenmiştir.

Sistem enerji yutma kapasitesine ait değişimler ise, deneysel çalışmalar sonucunda elde edilen yük – deplasman eğrilerinin idealleştirilmesi sonucu bulunan çerçeve itme eğrilerinin (Şekil 8.1) altında kalan geometrik alan hesaplanarak gözlemlenmiştir. Bu

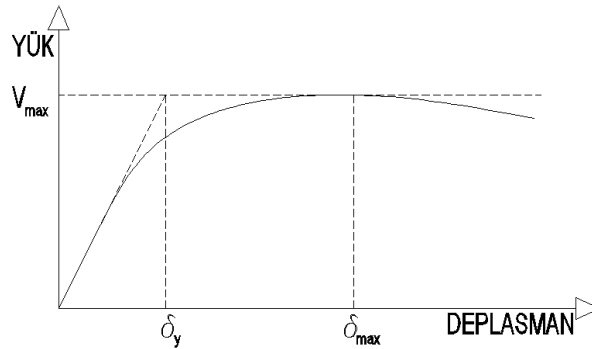
geometrik alanlar hesaplanırken, her üç numune için de ortak deplasman olan 28.00 mm esas alınmış, eğriler bu değere kadar oluşturularak hesaplamalar yapılmıştır.



Şekil 8.1: Deneysel veriler ile elde edilen çerçeve itme eğrileri.

Bu alanlar karşılaştırıldığında ince çelik levhalar kullanılarak yapılan güçlendirmelerde sistem enerji yutma kapasitesinin gözle görülür bir şekilde arttığı belirlenmiştir. Yalın çerçeve için hesaplanan yaklaşık değer 2029.69 kNm iken SW-A için bu değer 4461.88 kNm, SW-B için ise 2562.57 kNm olarak bulunmuştur. Veriler göz önüne alındığında, sistem enerji yutma kapasitesinde, SW-A tipi güçlendirmede yaklaşık %119, SW-B tipi güçlendirmede ise yaklaşık %26'lık bir artış meydana geldiği görülmektedir.

Sistem sünekliğinde meydana gelen değişim ise sistem itme eğrisi başlangıç teğeti ve en büyük taban kesme kuvvetine (V_{max}) karşılık gelen deplasmandan faydalanılarak bulunmuştur. Bu yöntemde, sistem başlangıç teğeti, $y=V_{max}$ eğrisini kesene kadar uzatılmış ve bu eğriyi kestiği noktadan y eksenine paralel bir doğru çizilerek x ekseninin kestiği noktadaki deplasman (δ_y) belirlenmiştir (Şekil 8.2).



Şekil 8.1: Süneklik gösterge değeri hesap yöntemi.

Bu değer ve sistemdeki en büyük taban kesme kuvvetine karşılık gelen deplasman (δ_{\max}) değeri kullanılarak kurulan denklem 8.1 aracılığıyla sistem sünekliği için gösterge değer elde edilmiştir.

$$\frac{\delta_{\max}-\delta_y}{\delta_y} \quad (8.1)$$

Her üç numune için de idealleştirilmiş itme eğrileri aracılığıyla hesaplanan δ_y ve δ_{\max} deplasmanları ile gösterge değerleri izelge 8.1’de verilmiştir.

Çizelge 8.1: ereve süneklik gösterge değerleri.

Numune	δ_y (mm)	δ_{\max} (mm)	$\frac{\delta_{\max}-\delta_y}{\delta_y}$
Yalın ereve	3.1474	40.03	11.718
SW-A	1.6651	22.13	12.290
SW-B	3.751	28.02	6.470

Yapılan inceleme sonucunda, her iki tip güçlendirmenin de sistem sünekliğine bir katkısının bulunmadığı, hatta SW-B tipi güçlendirmenin ereve sünekliğini bir miktar düşürdüğü tespit edilmiştir.

Tezin bu son bölümünde, deneysel ve analitik çalışmalar sonucu elde edilen veriler paylaşılmış, gelecek dönemlerde bu konu üzerinde çalışmalar yapacak araştırmacılara yol gösterici olması amacıyla önerilerde bulunulmuştur. Yapılan her iki güçlendirme tipinin de sistem üzerinde olumlu etkileri olduğu, bunların yanında imalatta alınacak ek tedbirler ve analitik modelde yer verilmesi gerekli görülen bazı hususlara dair bilgiler bu kısımda sunulularak tez sonlandırılmıştır.



KAYNAKLAR

- ABYYHY** (1975). Afet Bölgelerinde Yapılacak Yapılar Hakkında Yönetmelik, *İmar ve İskan Bakanlığı*, Ankara.
- ACI 318M-11** (2011). Building Code for Structural Concrete, *American Concrete Institute*, A.B.D.
- ANSI/AISC 360-05** (2005). Specification for Structural Steel Buildings, *American Institute of Steel Constructions*, A.B.D.
- Berman, J. ve Bruneau, M.**, (2003). Plastic Analysis and Design of Steel Plate Shear Walls, *A.S.C.E. Journal of Structural Engineering*, Cilt 129, No. 11, Sf. 1448-1456.
- DBYBHY** (2007). Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında Yönetmelik, *Bayındırlık ve İskan Bakanlığı*, Ankara.
- Elgaaly, M. ve Liu, Y.** (1997). Analysis of Thin-Steel-Plate Shear Walls, *A.S.C.E. Journal of Structural Engineering*, Cilt 123, No. 11, Sf. 1487-1496.
- Ismaeil, M. A., ve Hassaballa, A. E.**, (2013). Seismic Retrofitting of a RC Building by Adding Steel Plate Shear Walls, *IOSR Journal of Mechanical and Civil Engineering*, Cilt 7, No. 2, Sf. 49-62
- Kırçıl, M. S.** (2013). Performansa Bağlı Yapısal Tasarım Kursu Ders Notları, *T.M.M.O.B. İnşaat Mühendisleri Odası İstanbul Şubesi*, İstanbul.
- Mander, J. B., Priestley M. N., Park, R.** (1998). Theoretical Stress-Strain Model for Confined Concrete, *Journal of Structural Division (ASCE)*, 114(8), 1804-1826
- Sebelli, R. ve Bruneau, M.** (2007). Steel Design Guide 20: Steel Plate Shear Walls, *American Institute of Steel Construction, Inc.*, A.B.D.
- Swanson, J. A.** (2002). Ultimate Strength Prying Models for Bolted T-Stub Connections, *A.I.S.C. Engineering Journal*, Third Quarter, Sf. 136-147.
- Teymür, P.**, (2009). *Retrofitting of Reinforced Concrete Buildings With Shotcrete Walls* (Doktora Tezi), İstanbul Teknik Üniversitesi, Fen Bilimleri Enstitüsü, İstanbul.
- Tromposch, E. W. ve Kulak, G.L.** (1987). Cyclic and Static Behaviour of Thin Panel Steel Plate Shear Walls, *University of Alberta Department of Civil Engineering Structural Report*, No. 145, Edmonton, Kanada.
- Thorburn, L. J., Kulak, G.L. ve Montgomery, C. J.**, (1983). Analysis of Steel Plate Shear Walls, *University of Alberta Department of Civil Engineering Structural Report*, No. 107, Edmonton, Kanada.

Vatansver, C., Yardımcı, N., (2011). Experimental Investigation of Thin Steel Plate Shear Walls with Different Infill-to-Boundary Frame Connections, *Steel and Composite Structures*, Cilt 11, No. 3, Sf. 251-271.

Vatansver, C., Yorgun, C., Özel, C. N., (2012). Use of Steel Plate Shear Walls for Seismic Retrofit of a Steel Building, *10th International Congress on Advances in Civil Engineering*, O.D.T.Ü, Ankara, 17-19 Ekim.

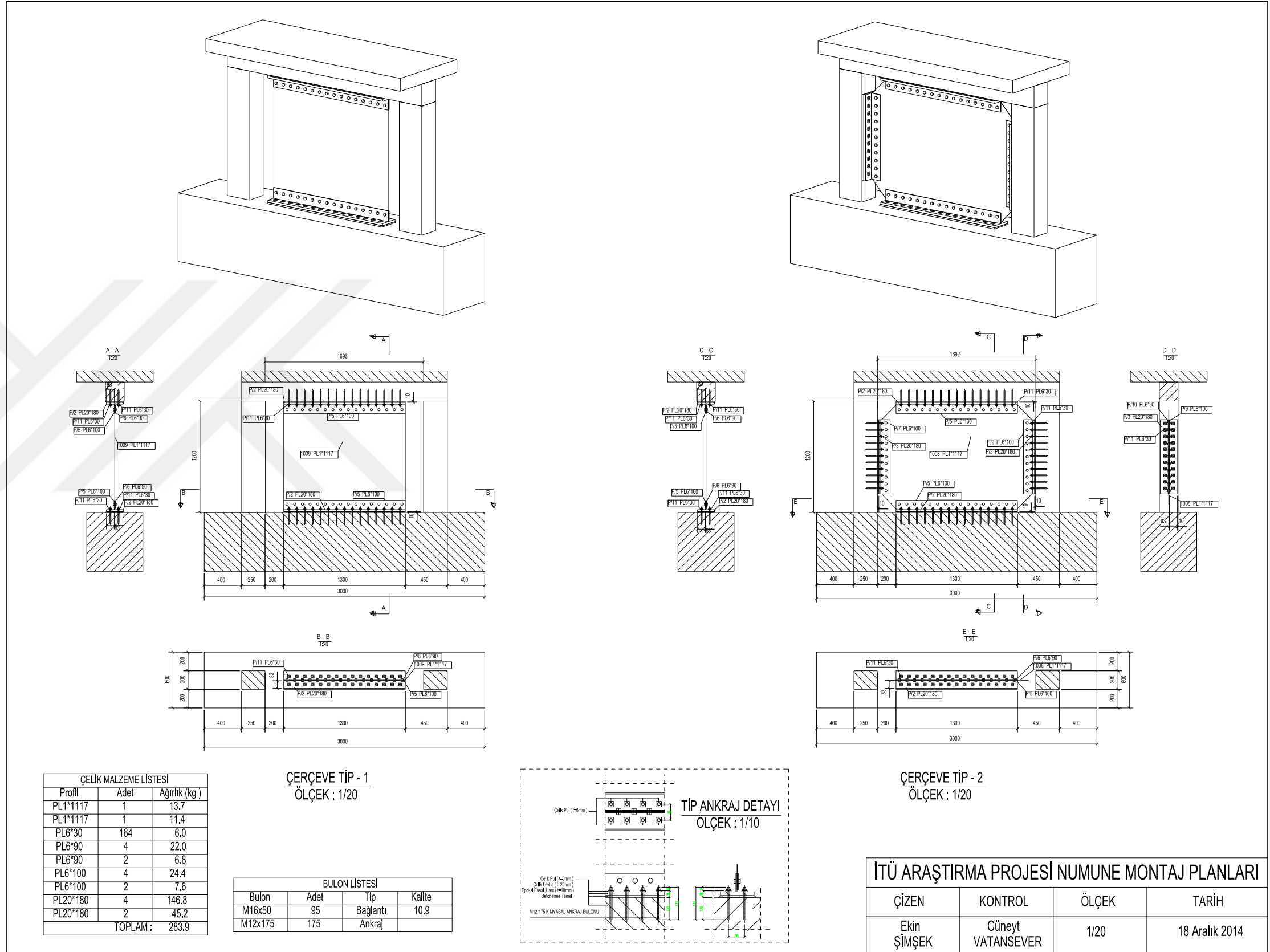


EKLER

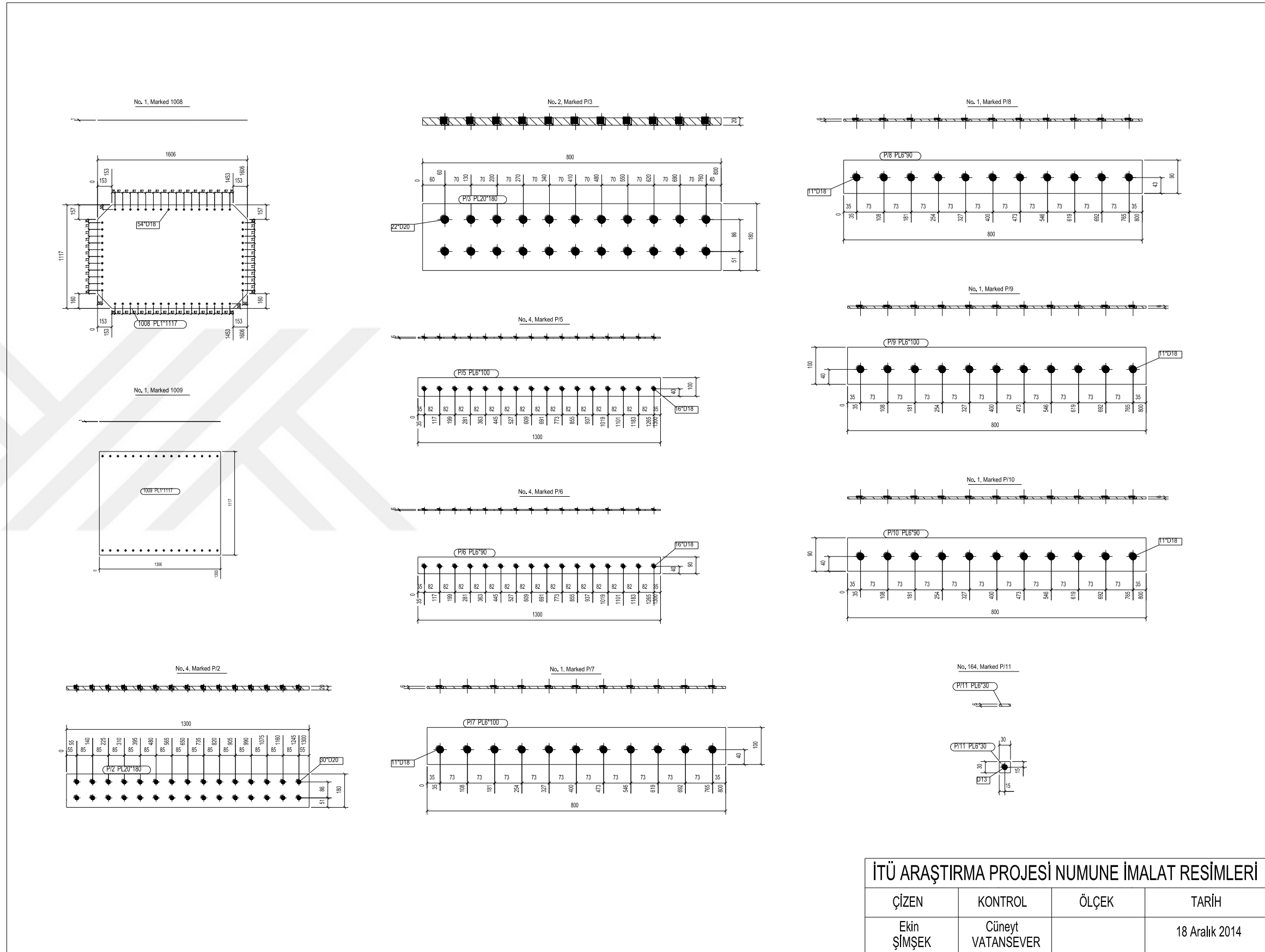
EK A: Çelik Montaj ve İmalat Paftaları







Şekil A.1 : Numune montaj paftası

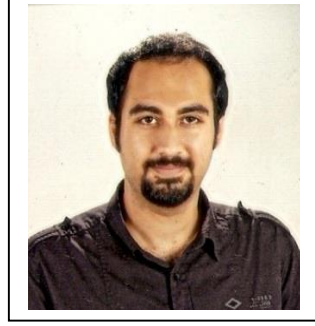


İTÜ ARAŞTIRMA PROJESİ NUMUNE İMALAT RESİMLERİ

ÇİZEN	KONTROL	ÖLÇEK	TARİH
Ekin ŞİMŞEK	Cüneyt VATANSEVER		18 Aralık 2014

Şekil A.2 : Çelik imalat paftas.

ÖZGEÇMİŞ



Ad-Soyad : Ekin Şimşek
Doğum Tarihi ve Yeri : 1990 İstanbul
E-posta : ekin.simsek@gmail.com

ÖĞRENİM DURUMU:

- **Lisans** : 2013, İTÜ, İnşaat Fakültesi, İnşaat Mühendisliği
- **Yükseklisans** : 2016, İTÜ, İnşaat Mühendisliği, Yapı Mühendisliği

MESLEKİ DENEYİM VE ÖDÜLLER:

- 2013 yılında lisans eğitimini tamamladı.
- 2012-2013 Sigma Mühendislik Ltd.
- 2015- Probi Bilgi İşlem ve İnşaat A.Ş.