

**Prefabrik Dış Güçlendirme Perdelerinin Bağlantı  
Detaylarının Deneysel Olarak İncelenmesi**

**Proje No: 110M340**

Prof. Dr. Hasan KAPLAN  
Yrd. Doç. Dr. Yavuz Selim TAMA  
İnşaat Yük. Müh. Adem SOLAK  
İnşaat Müh. Ömer ÖNEN

HAZİRAN 2011

DENİZLİ

## ÖNSÖZ

Türkiye aktif deprem kuşaklarının üzerinde bulunan bir ülke olup geçmişte yaşanan şiddetli depremler, ülkemize büyük can ve mal kayıplarına neden olmuştur. Özellikle 1. ve 2. derece deprem bölgelerinde inşa edilen yapıların, yürürlükteki yönetmeliklere uygun olarak proje, uygulama ve denetiminin yapılmaması büyük can ve mal kayıplarının ana sebebi olmuştur.

Beklenen büyük ve yıkıcı depremlere karşı acil önlemler alınması gerekmektedir. Bu önlemler; mevcut yapıların güçlendirilmesi, yeni yapılacak yapıların ise mevcut yönetmeliklere uygun olarak yapılmasının sağlanması şeklinde ifade edilebilir.

Mevcut yapıların kullanımına ara vermeden güçlendirilmesi için, PAÜ Mühendislik Fakültesi İnşaat Mühendisliği bölümü Deprem ve Yapı Teknolojileri laboratuvarında geliştirilen ve etkinliği deneylerle gösterilen “Dış Pere Duvar” ile güçlendirme yönteminin uygulama örnekleri de görülmeye başlanmıştır. Önceki çalışmalarda dış-perdenin yerinde dökme veya prefabrik üretilbileceği de belirlenmiştir. Prefabrik perde kullanılması durumunda perdenin parçalı olarak üretilmesi de önemli bir kolaylık sağlamaktadır.

TÜBİTAK tarafından desteklenen bu araştırma projesi kapsamında önceki çalışmaların devamı niteliğinde tamamlayıcı bir çalışma gerçekleştirilmiştir. Prefabrik olarak imal edilen çok parçalı dış güçlendirme perdelerinin bağlantı detayları araştırılmış ve çalışma sonunda parçalı olarak üretilen perdeler için bağlantı detayları geliştirilmiştir.

Prof. Dr. Hasan KAPLAN

## TEŐEKKÜR

Proje ekibi olarak, proje çalıŐmalarının her aşamasında katkıları bulunan Doç. Dr. Salih YILMAZ' a, laboratuvar çalışmalarında emeği geçen Teknisyen Mehmet GEVREK'e, PAÜ Deprem ve Yapı Teknolojileri Laboratuvarı personeli Mevlüt SUNGU, Adnan HAFIZOĞLU ve Süleyman BEYTEMİR'e teŐekkür ederiz.

Ayrıca, projenin çeşitli aŐamalarında deney elemanlarının üretiminde gösterdikleri yardımlar dolayısıyla OK-SU Yapı Kimyasalları ve Bilgi Zemin ve Yapı Laboratuvarına da teŐekkür ederiz.

Projeye destek sağlayarak laboratuvarımızın faaliyetlerinin sürekliliğine katkı sağlayan TÜBİTAK'a Őukranlarımızı sunarız.

## ÖZET

Mevcut yapıların deprem güvenliklerinin belirlenmesi ve yetersiz olanlarının uygun şekilde güçlendirilmesi ülkemiz için önemli bir konudur. Güçlendirilmesi gerekli yapı stokunun çok fazla olması, zaman ve ekonomik kaynakların kısıtlı olması araştırmacıları mevcut yöntemleri geliştirme ve uygulanması kolay, hızlı ve ekonomik yeni güçlendirme yöntemlerinin belirlenmesi doğrultusunda çalışmalar yapmaya yönlendirmiştir.

Bugüne kadar yapılan pek çok güçlendirme uygulamasında, mutlaka bina içerisinde de çalışma yapmak zorunda kalınmıştır. Bu da binanın kullanımını aksatmış ve ilave ekonomik maliyetler oluşturmuştur. Pek çok bina için kullanımın aksamaması hayati derecede öneme sahiptir. Bina içerisinden yapılan güçlendirme uygulamaları, zor, zaman alıcı ve pahalı uygulamalardır. Bu zorlukları aşmak üzere PAÜ Deprem ve Yapı Teknolojileri Laboratuvarında dış perde ile güçlendirme yöntemine yönelik çalışmalar 2004 yılından bu yana sürdürülmektedir. Yapılan çalışmalar sonucunda dış perdelerin hem hasarlı hem de hasarsız yapılarda başarılı sonuçlar verdiği ve dış perde uygulaması ile yapı kapasitesi ve rijitliğinin artırılabilirdiği gösterilmiştir. Yapıya sonradan ilave edilen dış perde ile dış perdenin bağlandığı mevcut yapı elemanlarının monolitik şekilde çalışabildiği deneysel olarak gösterilmiştir.

Yapı dışından, yerinde dökme veya ön üretimli dış perdeler ile güçlendirilmesi konusunda yapılan çalışmalarda güçlendirme perdeleri tek parça halinde üretilmiş ve mevcut yapının kolon ve kirişleri ile bağlantısı ankrajlarla sağlanarak uygulanmıştır. Dış-Perde ile yapı bağlantısı konusunda önemli bir mesafe alınmıştır. Ancak, perdelerin prefabrik üretilmesi durumunda, özellikle geniş ve uzun prefabrik perdelerin üretimi, taşınması ve montajında da ciddi zorluklar yaşanabilecektir. Bu sebeple, dış-perdelerin panellerden oluşturularak çeşitli şekillerde bağlantılarının sağlanmasına yönelik bir deneysel program tasarlanmıştır.

Bu çalışma kapsamında, güçlendirme perdeleri arasında yatay ve düşeyde farklı bağlantı detayları oluşturulmuş ve bu bağlantı detaylarının davranışı deneysel olarak incelenmiştir. Gerçekleştirilen deneysel çalışmalar sonucunda dayanım, davranış ve imalat kolaylığı açısından en uygun bağlantı tipleri belirlenmiştir. Bu hedefe ulaşmak için 6 farklı bağlantı detayı geliştirilmiş olup her farklı tip için deney modelleri oluşturulmuş ve tekrarlı-tersinir yatay yükler altında test edilmiştir. Yapılan çalışmalarda çelik uç bölgesi panellerin hem yatay

hem de düşey bağlantılarının başarılı bir performans sergilediği ancak epoksi ankraj birleşimli yatay bağlantıların istenen performansı gösteremediği görülmüştür.

**Anahtar Kelimeler:** Deprem, Güçlendirme, Dış Perde, Panel Bağlantısı

## ABSTRACT

*Most of the residential areas in Turkey are settled on earthquake prone regions. A destructive earthquake has occurred almost at every two years with the period that began with 1992 Erzincan earthquake. These earthquakes have caused heavy damages and economic loses in all rural-urban and developed-undeveloped regions -without distinguishing the regions- of the country. One important reason of the earthquake damages and deaths is that the existing construction stock is non-engineered and not built according to codes. Therefore, determining the earthquake safety of the existing constructions and strengthening the insufficient ones is an important topic. Studies that aim seismic performance assessment of the existing buildings and strengthening the vulnerable ones has gained speed especially after 1999 Marmara earthquake with magnitude of 7,4. Researchers began to make studies about developing the existing methods and determining new easy, rapid and economic strengthening methods since there are a lot of construction stock that has to be strengthened and there are less time and economic sources.*

*Working inside the building is a necessity at the classical strengthening applications that have been made till now; therefore, this hindered the use of building and caused additional economic costs. Not to hinder the use of the building has a great importance for the most buildings (especially for the public buildings like schools and hospitals). Strengthening studies made inside the building are hard, expensive and time requiring applications. Most of the building owner avoid making strengthening since he/she has to empty and not to use the building. Not to use the building during strengthening application is a serious problem in present strengthening techniques.*

*The strengthening method is developed after the experimental studies carried out in BAP-08-11-DPT.2004K120760 project made in PAU Earthquake and Structural Technologies Laboratory that causes the reinforced concrete buildings-important part of Turkey construction stock-strengthened by reinforced concrete shear walls from outside of the building. It is shown after the studies that outside shear walls give successful results in both damaged and undamaged structures and that the structure capacity and stiffness can be increased by outside shear wall application. It is shown experimentally that the assembled outside shear wall and the structural member that the shear wall assembled can work as a single member.*

*Strengthening shear walls are produced as a single part and are connected to beams and columns in the studies made about strengthening the existing structures by cast in situ and prefabricated shear walls from outside of the building.*

*In this study, the RC strengthening shear walls produced as prefabricated panels. These modular panels connected to each other to make them behave as a single shear wall member. For this scope, different connection details will be formed between strengthening shear walls and behavior of these connection details will be experimentally investigated. Determining the most suitable connection type according to strength, behavior and application easiness is aimed at the results of the experimental studies. Six different connection details are developed to reach this aim. Experiment models will be formed for the each different type and they will be tested under the cycling-hysteresis horizontal loads.*

**Keywords:** Earthquake, Strengthening, External Shear Walls, Panel Connection

## İÇİNDEKİLER

1	GİRİŞ.....	1
1.1	Konu.....	1
1.2	Amaç.....	3
1.3	Kapsam.....	3
2	ÖNCEKİ ÇALIŞMALAR.....	4
2.1.	Betonarme Yapıların Güçlendirilmesi.....	4
2.2.	Prefabrik Panolu Sistemlerle İlgili Çalışmalar.....	13
2.3.	Pamukkale Üniversitesinde Yapılan Çalışmalar.....	19
2.4.	Literatür Değerlendirmesi.....	22
3	DENEY MODELLERİ VE DENEY SİSTEMİ.....	23
3.1.	Örnek Yapı Modeli.....	23
3.2.	Deney Modelleri.....	26
3.3.	Malzemeler.....	50
3.4.	Deney Modellerinin Üretimi.....	57
3.5.	Deney Düzeneği.....	71
4	DENEYSEL ÇALIŞMA.....	79
4.1.	RM Deneyi.....	79
4.2.	Yatay Yönde Birleşimli Model Deneyleri.....	85
4.3.	Düşey Yönde Birleşimli Model Deneyleri.....	108
5	ANALİTİK ÇALIŞMALAR.....	125
5.1.	Güçlendirme Panellerinin Moment Kapasiteleri.....	125
5.2.	Bağlantı Elemanlarının Moment Kapasiteleri.....	131
6	ANALİTİK VE DENEYSEL SONUÇLARIN KARŞILAŞTIRILMASI.....	139
6.1.	Giriş.....	139
6.2.	Analitik ve Deney Sonuçlarının Değerlendirilmesi.....	139
7	SONUÇLAR VE ÖNERİLER.....	144
7.1.	Sonuçlar.....	144
7.2.	Proje Kapsamında Yapılan Yayınlar.....	147
7.3.	Gelecek Çalışmalar için Öneriler.....	147
8	KAYNAKLAR.....	148

## ŞEKİLLER DİZİNİ

Şekil 1.2. Bir okul binasında yerinde dökme dış perde duvarla güçlendirilme uygulaması .....	2
Şekil 2.1. Eleman iyileştirmesi ile güçlendirme (MOEHLE 2000) .....	5
Şekil 2.2. Sistem iyileştirmesi ile güçlendirme (MOEHLE 2000) .....	5
Şekil 2.3. Denizli Devlet Hastanesinde kullanımı aksatan güçlendirme uygulaması .....	6
Şekil 2.4. Denizli'de bir İlköğretim Okulunda gerçekleştirilen güçlendirme uygulaması .....	6
Şekil 2.5. Romanya Depremindeki Hasarlar .....	14
Şekil 2.6. Karadağ Depreminde Prefabrik Panoların Davranışı .....	15
Şekil 3.7. Örnek Yapının güçlendirme sonrası performans grafikleri ( $I=1.5$ durumu) .....	26
Şekil 3.8. Monolitikleşmiş ve zayıf yatay ek yerli panolu yapıların davranışı .....	27
Şekil 3.9. Monolitikleşmiş ve zayıf düşey ek yerli panolu yapıların davranışı .....	27
Şekil 3.11. Referans Model donatı detayı .....	30
Şekil 3.12. TİP1 Modeli şematik görünüşü .....	32
Şekil 3.13. TİP1 Modeli detay görünüşleri .....	33
Şekil 3.14. TİP1 ve TİP2 donatı detayı .....	34
Şekil 3.15. TİP2 Modeli şematik görünüşü .....	35
Şekil 3.16. TİP2 Modeli detay görünüşleri .....	36
Şekil 3.17. TİP3-1 ve TİP3-2 Modelleri şematik görünüşü .....	37
Şekil 3.18. TİP3 Modeli detay görünüşü .....	38
Şekil 3.19. TİP3-1 donatı detayı .....	39
Şekil 3.20. TİP3-2 Modeli detay görünüşü .....	40
Şekil 3.21. TİP3-2 donatı detayı .....	41
Şekil 3.22. TİP4 Modeli şematik görünüşü .....	43
Şekil 3.23. TİP 4 Modeli detay görünüşleri .....	44
Şekil 3.24. Perde panellerinin perspektif görünüşleri .....	44
Şekil 3.25. TİP4 ve TİP5 donatı detayı .....	45
Şekil 3.26. TİP5 Modeli şematik görünüşü .....	46
Şekil 3.27. TİP5 Modeli detay görünüşleri .....	47
Şekil 3.28. TİP6 Modeli şematik görünüşü .....	48
Şekil 3.29. TİP6 Modeli detay görünüşleri .....	48
Şekil 3.30. TİP6 donatı detayı .....	49
Şekil 3.31. Beton küp numuneleri ve tek eksenli basınç testi .....	50
Şekil 3.32. Kullanılan Agreganın Granülometri Eğrisi .....	53
Şekil 3.33. Donatı çeliği çekme deneyi .....	54
Şekil 3.34. $\phi 4$ -BÇIV çelik donatısının gerilme şekil değiştirme eğrisi .....	55
Şekil 3.35. $\phi 8$ -BÇIII çelik donatısının gerilme şekil değiştirme eğrisi .....	55
Şekil 3.36. $\phi 10$ -BÇIII çelik donatısının gerilme şekil değiştirme eğrisi .....	56
Şekil 3.37. $\phi 14$ -BÇIII çelik donatısının gerilme şekil değiştirme eğrisi .....	56
Şekil 3.38. $\phi 20$ -BÇIV çelik donatısının gerilme şekil değiştirme eğrisi .....	56
Şekil 3.39. Uygulanan epoksi esaslı kimyasal yapıştırıcı .....	57
Şekil 3.40. Temel-Rijit döşeme bağlantı detayı .....	58
Şekil 3.41. Perde kalıplarının hazırlanması .....	58
Şekil 3.42. Perde donatılarının hazırlanması .....	59
Şekil 3.43. Donatıların kalıba yerleştirilmesi .....	59
Şekil 3.44. Laboratuvar ortamında beton dökümü .....	60



Şekil 3.45. Vibrasyon uygulaması .....	60
Şekil 3.46. Referans Model ve TİP1 Modeli donatı detayı .....	61
Şekil 3.47. TİP1 ve TİP2 Modellerinde uygulanan yatay bağlantı detayı .....	61
Şekil 3.48. Referans Model ve TİP1 Modeli beton dökümü öncesi .....	62
Şekil 3.49. Referans Model ve TİP1 Modeli beton döküm sonrası .....	62
Şekil 3.50. TİP3-1 Modeli bağlantı detayı .....	63
Şekil 3.51. TİP3-2 Modeli bağlantı detayı .....	64
Şekil 3.52. TİP4, TİP5 Modelleri imalat detayı .....	65
Şekil 3.53. TİP4 ve TİP5 Modelleri beton döküm sonrası .....	66
Şekil 3.54. TİP4 Modeli bağlantı detayı (Çelik bağlantı levha takviyesi).....	66
Şekil 3.55. TİP5 Modelinin kaynaklı düşey bağlantı detayı .....	67
Şekil 3.56. TİP6 Modeli boyuna ve enine donatıların düzenlenmesi .....	68
Şekil 3.57. TİP6 Modeli bağlantı yeri donatı detayı ve beton döküm sonrası .....	68
Şekil 3.58. TİP3-1 ve TİP3-2 Modeli alt panelinin temele montajı.....	69
Şekil 3.59. TİP3-1 ve TİP3-2 Modeli epoksi ankrajı yapılırken.....	69
Şekil 3.60. TİP3-1 ve TİP3-2 Modeli üst panel ankrajlı olarak birleşirken.....	69
Şekil 3.61. TİP1 ve TİP2 Modeli üst paneli yerleştirilmesi.....	70
Şekil 3.62. TİP1 ve TİP2 Perde panellerinin birleşim bölgesinin kaynaklı teşkili.....	70
Şekil 3.63. TİP1 Modeli bağlantı ve alın levhalarının kaynaklı teşkili .....	70
Şekil 3.64. Kuvvetli döşeme ve reaksiyon duvarı ön perspektif görünüşü. ....	71
Şekil 3.65. Kuvvetli döşeme ve reaksiyon duvarı arka perspektif görünüşü. ....	72
Şekil 3.66. Ankraj ünitesi detay resimleri .....	73
Şekil 3.67. Deney düzeneğinin görünüşü .....	73
Şekil 3.68. Yükleme pistonu ucunda oluşturulan mafsal bağlantı.....	74
Şekil 3.69. Yanal hareketi önleyici kayıcı mesnetler .....	74
Şekil 3.70. Deney numunesi, yükleme sistemi ve ölçüm düzeneklerinin görünümü .....	75
Şekil 3.71. Deney numuneleri ölçüm noktaları .....	76
Şekil 3.72. Deneylerde kullanılan veri toplama sistemi .....	77
Şekil 3.73. Referans Model ve tüm deney modellerinin deney öncesi görünüşleri .....	78
Şekil 4.1. RM çatlak oluşum yerleri .....	80
Şekil 4.2. RM Perde panelinin %0.5 ve %1.0 öteleme durumundaki hasar durumu .....	82
Şekil 4.3 RM Perde panelinin %2 ve %3.3 öteleme durumundaki hasar durumu .....	82
Şekil 4.4. Betonda oluşan dökülmeler .....	83
Şekil 4.5. Boyuna donatıda burkulma ve kopma davranışı .....	83
Şekil 4.6. Referans Model Moment- Eğrilik ve Kuvvet-Deplasman eğrileri .....	84
Şekil 4.7. TİP1 Modeli çatlak oluşum yerleri .....	85
Şekil 4.8. +45 mm tepe deplasmanında perdede oluşan eğilme çatlakları.....	87
Şekil 4.9. TİP1 Perde panelinin %0.5 ve %1 öteleme durumundaki hasar durumu .....	88
Şekil 4.10. TİP1 Perde panelinin %2 ve %3.3 öteleme durumundaki hasar durumu .....	88
Şekil 4.11. TİP1 Modeli Moment- Eğrilik ve Kuvvet-Deplasman eğrileri .....	89
Şekil 4.12. TİP2 Modeli çatlak oluşum yerleri .....	91
Şekil 4.13. Perde betonunda dökülmeler ve tabanında genişleyen çatlaklar.....	93
Şekil 4.14. Perde betonunda blok halinde dökülmeler, kopmuş boyuna donatıları.....	93
Şekil 4.15. TİP2 Perde panelinin %0.5 ve %1 öteleme durumundaki hasar durumu .....	94
Şekil 4.16. TİP2 Perde panelinin %2 ve %3.3 öteleme durumundaki hasar durumu .....	94
Şekil 4.17. TİP2 Modeli Moment- Eğrilik ve Kuvvet-Deplasman eğrileri .....	95
Şekil 4.18. TİP3-1 Modeli çatlak oluşum yerleri .....	97
Şekil 4.19. TİP3-1 Perde panelinin %0.5 ve %1.2 öteleme durumundaki hasar durumu.....	99
Şekil 4.20. -30 mm tepe deplasmanında kenar ankraj kılıflarının sıyırılması .....	99

Şekil 4.21. TİP3-1 Perde panelinin deney sonu görünüşü .....	100
Şekil 4.22. TİP3-1 Modeli Moment- Eğrilik ve Kuvvet-Deplasman eğrileri.....	101
Şekil 4.23. TİP3-2 Modeli çatlak oluşum yerleri .....	102
Şekil 4.24. -70 mm ve +80 mm tepe deplasmanında perdede oluşan çatlaklar ve betondaki dökülmeler. ....	105
Şekil 4.25. Perdede dağılan beton ve kopan boyuna donatı. ....	105
Şekil 4.26 : TİP3-2 panelinin %0.5 ve %1.0 öteleme durumundaki hasar durumu .....	106
Şekil 4.27. TİP3-2 panelinin %2 ve %3.3 öteleme durumundaki hasar durumu .....	106
Şekil 4.28. TİP3-2 Modeli Moment- Eğrilik ve Kuvvet-Deplasman eğrileri.....	107
Şekil 4.29. TİP4 Modeli çatlak oluşum yerleri.....	109
Şekil 4.30. +25 mm tepe deplasmanındaki perdedeki çatlaklar. ....	110
Şekil 4.31 : TİP4 panelinin %0.5 ve %1.0 öteleme durumundaki hasar durumu .....	111
Şekil 4.32. TİP4 panelinin %2 ve %3.3 öteleme durumundaki hasar durumu .....	111
Şekil 4.33. TİP4 Modeli Moment- Eğrilik ve Kuvvet-Deplasman eğrileri .....	112
Şekil 4.34. TİP5 Modeli çatlak oluşum yerleri.....	114
Şekil 4.35. -90 mm tepe deplasmanında boyuna donatıda burkulma davranışı. ....	116
Şekil 4.36. -98 mm tepe deplasmanında basınç bölgesindeki donatıda burkulma davranışı. ....	116
Şekil 4.37. TİP5 panelinin %0.5 ve %1.0 öteleme durumundaki hasar durumu .....	117
Şekil 4.38. TİP5 panelinin %2 ve %3.3 öteleme durumundaki hasar durumu .....	117
Şekil 4.39. TİP5 Modeli Moment- Eğrilik ve Kuvvet-Deplasman eğrileri.....	118
Şekil 4.40. TİP6 Modeli çatlak oluşum yerleri.....	120
Şekil 4.41 : TİP6 panelinin %0.5 ve %1.0 öteleme durumundaki hasar durumu .....	122
Şekil 4.42. TİP6 panelinin %2 ve %3.3 öteleme durumundaki hasar durumu .....	122
Şekil 4.43. Perde tabanının her iki köşesindeki boyuna donatı burkulması. ....	123
Şekil 4.44. Perde tabanının her iki köşesindeki kopan boyuna donatı.....	123
Şekil 4.45. TİP6 Modeli Moment- Eğrilik ve Kuvvet-Deplasman eğrileri.....	124
Şekil 5.1. Moment-Eğrilik Grafiği ( $M-\varphi$ ) .....	126
Şekil 5.2. Moment-Birim Kısalma Grafiği ( $M-\epsilon$ ) .....	127
Şekil 5.3. Moment eğrilik diyagramı .....	128
Şekil 5.4. Plastik mafsal uzunluğunun tanımlanması (Park ve Paulay 1975).....	128
Şekil 5.5. TİP1 Modeli bağlantı detayı.....	132
Şekil 5.6. TİP2 Modeli bağlantı detayı.....	132
Şekil 5.7. TİP3-1 Modeli ankraj deliği detayı .....	133
Şekil 5.8. TİP3-2 Modeli ankraj deliği detayı .....	133
Şekil 5.9. TİP4 Modeli bağlantı elemanları .....	135
Şekil 5.10. TİP5 Modeli bağlantı elemanları .....	135
Şekil 5.11. TİP6 Modeli yanıl donatı (etriye) açılımı.....	137

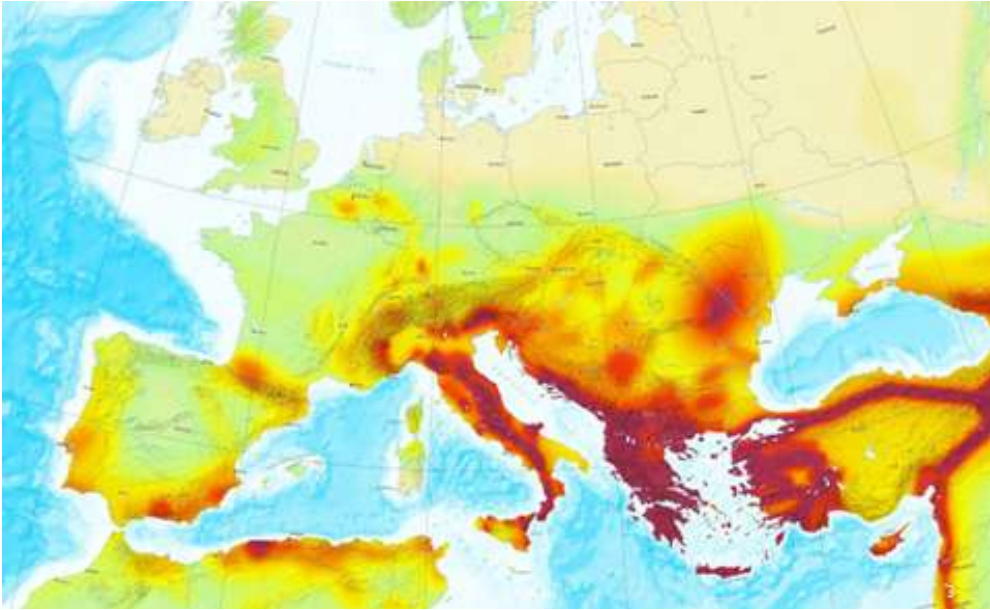
## TABLolar DİZİNİ

Tablo 3.1. Deney Modelleri.....	28
Tablo 3.2. Beton küp basınç dayanım değerleri (RM, TİP1) .....	51
Tablo 3.3. Beton küp basınç dayanım değerleri (TİP2, TİP3-1, TİP4, TİP5 ve TİP6) .....	51
Tablo 3.4. Beton küp basınç dayanım değerleri (TİP6 Yerinde döküm bağlantı yeri) .....	51
Tablo 3.5. Beton küp basınç dayanım değerleri (TİP3-2).....	52
Tablo 3.6. Beton silindir basınç dayanım değerleri .....	52
Tablo 3.7. Kullanılan Agreganın Tane Dağılımı Eğrisi.....	53
Tablo 3.8. Çekme deneyi sonuçları ( $\phi 4$ - BÇ IV) .....	54
Tablo 3.9. Çekme deneyi sonuçları ( $\phi 8, 10, 14, 20$ - BÇ III) .....	55
Tablo 3.10. Ankraj macunu teknik özellikleri .....	57
Tablo 4.1. RM deneyi esnasında gözlenen davranışlar .....	81
Tablo 4.2. TİP1 deneyi esnasında gözlenen davranışlar .....	86
Tablo 4.3. TİP2 deneyi esnasında gözlenen davranışlar .....	92
Tablo 4.4. TİP3-1 deneyi esnasında gözlenen davranışlar .....	98
Tablo 4.5. TİP3-2 deneyi esnasında gözlenen davranışlar .....	103
Tablo 4.6. TİP4 deneyi esnasında gözlenen davranışlar .....	110
Tablo 4.7. TİP5 deneyi esnasında gözlenen davranışlar .....	115
Tablo 4.8. TİP6 deneyi esnasında gözlenen davranışlar .....	121
Tablo 5.1. Güçlendirme Panellerinin kapasite değerleri.....	126
Tablo 5.2. Farklı araştırmacılar tarafından önerilen $L_p$ uzunlukları.....	129
Tablo 6.1. Deneylerde bulunan yatay yük değerleri .....	140
Tablo 6.2. Normalize edilmiş yatay yükler (deneysel) .....	140
Tablo 6.3. Analitik ve deneysel yatay yük ve moment değerlerinin karşılaştırılması .....	141
Tablo 6.4. Numunelerin ilk yanıl deplasman rijitlikleri .....	141
Tablo 6-5. Numunelerin deplasman ve eğrilik değerleri .....	142
Tablo 6.6. Eğrilik sünekliği .....	142
Tablo 6.7. Farklı bölgelerdeki eğrilik-dönmelerin tepe deplasmanına katkısı .....	143

# 1 GİRİŞ

## 1.1 Konu

Türkiye aktif deprem kuşaklarının üzerinde bulunan bir ülkedir (Şekil 1.1). Geçmişte yaşanan şiddetli depremler, ülkemize büyük can ve mal kayıplarına neden olmuştur. Özellikle 1. ve 2. derece deprem bölgelerinde inşa edilen yapıların, yürürlükteki yönetmeliklere uygun olarak proje, uygulama ve denetiminin yapılmaması bu kayıpların ana sebebi olmuştur. Gelecekte olması beklenen orta ve büyük şiddetli depremlerde de benzer acıları ve kayıpları yaşamamak için, gerekli önlemler hızlı bir şekilde alınmalıdır. Bu önlemler, mevcut yapıların güçlendirilmesi, yeni yapılacak yapıların ise mevcut yönetmeliklere uygun olarak yapılmasının sağlanması şeklinde ifade edilebilir.



Şekil 1.1. Avrupa Sismik Risk Haritası (ÇELİK, vd., 2007)

Mevcut yapıların kullanımına ara vermeden güçlendirilmesi için, PAÜ Mühendislik Fakültesi İnşaat Mühendisliği Bölümü Deprem ve Yapı Teknolojileri Laboratuvarında geliştirilen ve etkinliği deneylerle ispatlanan “Dış Perde Duvar ile Güçlendirme” yöntemi, mevcut yapıların güçlendirilmesinde uygulanmaya başlanmıştır. Yerinde dökme beton ile oluşturulan Dış Perde duvarlar ile yapılan güçlendirme uygulamalarında üretim, işgücü ve nitelik açısından sıkıntılar gözlemlenmiştir. Şekil 1.2’de Denizli’de bir lise binasında yerinde dökme dış perde duvar uygulaması görülmektedir.



Şekil 1.2. Bir okul binasında yerinde dökme dış perde duvarla güçlendirilme uygulaması

Geçmişte yapılan çalışmalarda dış güçlendirme perdelerinin yerinde dökme veya prefabrik olarak da üretilebileceği ortaya konmuştur. Prefabrike sistemlerin; inşaat süresi kısalığı, işgücü ile kalıp ve iskeledeki tasarruf, iklim şartlarına bağlı olmama, imalat ve inşaatın birlikte sürdürülmesi, elemanlara ve birleşimlere istenilen şeklin verilebilmesi, istenilen düzeyde üniform bir kalitenin elde edilmesi gibi üstünlükleri bilinmektedir (ÖZTÜRK, 2005). Bu özellikleri nedeniyle prefabrike eleman ve sistemlerin kullanımı hızla yaygınlaşmıştır.

Güçlendirme uygulamasında prefabrik perde kullanılması durumunda, perdenin parçalı olarak üretilmesi de önemli bir kolaylık sağlamaktadır. Bu uygulamada, prefabrik modüler olarak üretilen güçlendirme perde panellerinin birbiriyle bağlantısında kullanılacak olan detaylar büyük önem taşımaktadır.

Bu proje çalışmasının konusu, prefabrik dış güçlendirme perde panellerinin bağlantı detaylarının davranışının deneysel olarak incelenmesidir. Çalışmada, prefabrik olarak üretilen çok parçalı dış güçlendirme perde panelleri için farklı bağlantı detayları geliştirilmiş ve bu detaylar içerisinde en uygun bağlantı tipleri belirlenerek, mevcut betonarme yapıların güçlendirilmesinde kullanılabilecek yeni bir yöntem olarak sunulmuştur.

## 1.2 **Amaç**

Projenin amacı, prefabrik olarak üretilen çok parçalı dış güçlendirme perde panellerinin birleşiminde kullanılacak bağlantı detayları araştırmak ve modüler olarak üretilen prefabrik perde panelleri için farklı bağlantı detayları geliştirmektir.

Güçlendirme tekniği açısından prefabrik dış perde duvar uygulaması inşaat süresince yapının kullanımına izin vermesi, özellikle okullardaki eğitimin sürekliliği ve hastanelerdeki insanların sağlığı düşünüldüğünde, sosyal fayda açısından da büyük bir yarar sağlayacaktır.

## 1.3 **Kapsam**

Çalışma kapsamında, boyut ölçüleri ve boyuna donatı oranları aynı kalmak şartıyla, farklı bağlantı detaylarına sahip 6 deney modeli ve bir referans model hazırlanmış ve yatay-tersinir yüklemeler altında test edilmiştir. Uygulamada ortaya çıkabilecek ihtiyaçlar değerlendirilerek perde bağlantıları yatayda ve düşeyde olacak şekilde modellenmiştir.

Çalışmanın birinci bölümünde konu, amaç ve kapsam kısaca özetlenmiştir. İkinci bölümde betonarme yapıların güçlendirilmesi ile ilgili literatürde yer alan çalışmalar ve bu çalışmaların değerlendirilmesine yer verilmiştir. Üçüncü bölümde deneysel çalışmalarda kullanılan model elemanlar belirlenmiş ve bu modellere ait geometrik ve malzeme özellikleri verilerek deney modellerinin üretim aşamaları anlatılmıştır. Yükleme ve ölçüm düzenekleri ile veri toplama sistemi hakkında bilgiler de bu bölümde verilmiştir. Dördüncü bölümde, çalışmada kullanılan tüm modellerin deney aşamaları ve deney sonuçları ile test edilen model elemanların hasar şekilleri verilmiştir. Beşinci bölümde perde panelleri için gerçekleştirilen analitik çalışmalar verilmiştir. Altıncı bölümde, deneysel ve analitik sonuçlar karşılaştırılmıştır. Çalışmanın son bölümünde ise, çalışmadan elde edilen sonuçlar tartışılmış, çalışmanın devamında yapılabilecek araştırmalara ve uygulamaya yönelik öneriler getirilmiştir.

## 2 ÖNCEKİ ÇALIŞMALAR

Mevcut yapıların güçlendirilmesi konusundaki çalışmalar 1950'li yıllara kadar dayanmaktadır. Ülkemizde ise, bu alandaki çalışmalar 1960'ların sonlarında ODTÜ'de başlatılan deneysel çalışmalara kadar uzanmaktadır. Çalışmalar çoğunlukla dolgu perde duvarlarla dayanım artışı sağlamaya yönelik yöntemler üzerine gerçekleştirilmiştir. Yapılan az sayıda çalışmada ise, çelik diyagonaller, prefabrike paneller gibi yöntemlerden de faydalanılmıştır.

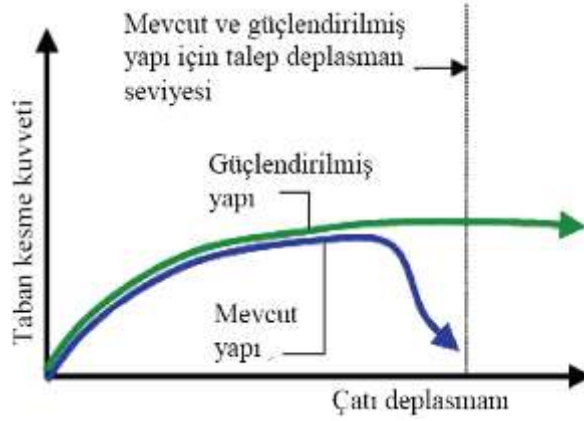
### 2.1. Betonarme Yapıların Güçlendirilmesi

Yapısal güçlendirmenin hedefi, yapının deprem performansının iyileştirilmesidir. Yani yapının belirli bir deprem düzeyinde görmesi beklenen hasar miktarının azaltılması güçlendirmenin temel amacıdır. Literatürde betonarme yapıların güçlendirilmesi ile ilgili yapılmış pek çok çalışmaya rastlamak mümkündür. Bu çalışmalar temelde Eleman iyileştirilmesi ile güçlendirme ve sistem iyileştirilmesi ile güçlendirme olmak üzere iki kategoriye ayrılırlar (MOEHLE, 2000). Bunların dışında, güçlendirme yöntemi olarak adlandırılmayan deprem talebini azaltmaya yarayan sönümleyici ve izolatörlerin kullanımına da rastlanmaktadır.

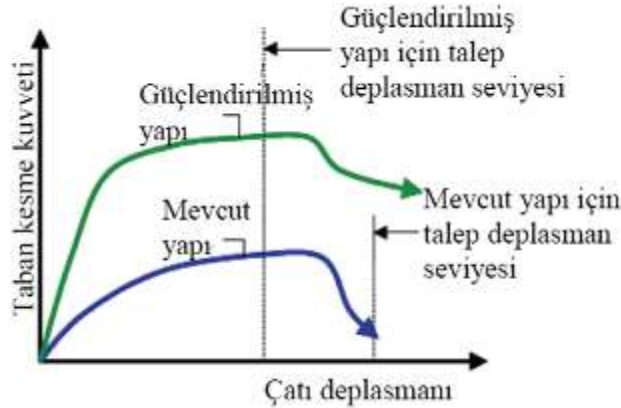
Şekil 2.1'de eleman iyileştirmesi ile yapılan güçlendirmenin yapı kapasitesine ve performansına etkisi gösterilmiştir. Eleman iyileştirmesi ile yapının yatay yük taşıma kapasitesinde ciddi bir değişim olmamış fakat güçlendirilen elemanın sünek davranışı ile yapı sünekliği artmıştır. Rijitliği değişmeyen yapıdan depremin talep ettiği deplasman seviyesi değişmemiştir. Güçlendirme ile yapının hedef deplasmana ulaşabilmesi sağlanmıştır.

Özellikle Türkiye'de yaygın olarak kullanılan güçlendirme yöntemi ise sistem iyileştirmesi yöntemidir. Bu yöntemde elemanların yetersizlikleri sistem kapasitesi artırılarak giderilir. Sisteme eklenen yeni elemanlar (genellikle perdeler) yapının yatay yük kapasitesini artırır ancak sünekliğine ciddi bir katkısı olmaz. Şekil 2.2'de sistem güçlendirmesi yapılan bir yapıdaki muhtemel kapasite değişimi görülmektedir. Yapının, güçlendirme ile rijitliği

artmakta ve deplasman talebi azalmaktadır. Burada yapının hedef deplasmana ulaşması yerine hedef deplasmanın küçültülmesi yoluna gidilmiştir.



Şekil 2.1. Eleman iyileştirmesi ile güçlendirme (MOEHLE 2000)



Şekil 2.2. Sistem iyileştirmesi ile güçlendirme (MOEHLE 2000)

Bugüne kadar yapılan güçlendirme uygulamalarında kullanılan güçlendirme yöntemi, sistem iyileştirilmesidir. Bu uygulamalarda mutlaka bina içerisinde de çalışma yapılmak zorunda kalınmıştır. Bu da binanın kullanımını aksatmış ve ilave ekonomik maliyetler oluşturmuştur. Pek çok bina için (özellikle okul, hastane gibi kamu binaları) kullanımın aksamaması hayati derecede öneme sahiptir. Bina içerisinden yapılan güçlendirme uygulamaları, zor, zaman alıcı ve pahalı uygulamalardır. Pek çok bina sahibi de binasını bir süre boşaltacağı ve kullanamayacağı için güçlendirmeden kaçınmaktadır. Şekil 2.3 ve 2.4'de Denizli Devlet Hastanesi ve yine Denizli'de bir ilköğretim okul yapısında gerçekleştirilen güçlendirme uygulaması esnasında çekilmiş olan yapı görünüşleri verilmiştir.





Şekil 2.3. Denizli Devlet Hastanesinde kullanımı aksatan güçlendirme uygulaması



Şekil 2.4. Denizli’de bir İlköğretim Okulunda gerçekleştirilen güçlendirme uygulaması

Bu yöntemde, güçlendirme uygulaması esnasında da binanın kullanılmaması ciddi bir sorundur.

Bu çalışmada ortaya konulan Prefabrik Dış Güçlendirme Perdeleri de bu sorunları en aza indirgeyecek bir sistem iyileştirmesidir. Bu sebeple literatür taramasında eleman güçlendirmesine yönelik çalışmalara değinilmemiş, sistem güçlendirmesine yönelik çalışmalara yer verilmiştir.

Bu iki güçlendirme yönteminin yanında yapının dayanımının veya sünekliğinin artırılmadığı ancak yapı üzerindeki deprem etkisinin azaltılması ile işleyen izolatör ve sönümleyiciler gibi sistemlerin kullanılması mümkündür. Sönümleyiciler REINHORN vd.(1995), TAYLOR VE DUFLOT (2003), CHESCA vd., (2006) ve izolatörler YILMAZ vd., (2006) konularında farklı araştırmacıların çalışmaları bulunmasına rağmen, bu çalışmada önerilen yöntemle farklı kategorilerde olması dolayısıyla literatür taramasında bu çalışmalara da değinilmemiştir.

Betonarme perde elemanlar üzerinde yapılan deneysel ağırlıklı çalışmalar kapsamında elde edilen bulgulara aşağıda kısaca değinilmiştir.

BUSH vd. (1991), kolonlarında kesme kırılması beklenen süneklik düzeyi düşük deney çerçevesini iki farklı güçlendirme yöntemi ile güçlendirilmiştir. Deney çerçevesinin kolonları oldukça narin ve kiriş yükseklikleri de fazladır. İlk yöntemde tüm yükseklik boyunca kısmi perdeler kolonlara her iki yönden bağlanarak yapı güçlendirilmiştir. Bu şekilde güçlendirilen sistemde göçme modu kolon hasarından kiriş hasarına kaymıştır. Kısmi perdelerle güçlendirilen kolon bir döküm gibi çalışmıştır. Çerçevenin dayanım ve rijitliğinde de büyük artışlar gözlenmiştir. Araştırmacılar, ikinci aşamada çerçeveye dışarıdan eklenen X çaprazlarla güçlendirilmiş çerçeveyi denemişlerdir. Bu sistemde yatay yük kapasitesinin çapraz elemanların akma ve burkulması ile belirlendiği görülmüştür. Bu sistemde de çerçeve dayanımı ve rijitliği ciddi oranda artmıştır.

CANBAY vd. (2003), çalışmalarında 1/3 ölçekli, iki katlı üç açıklı çerçeve üzerinde deneyler yapmışlardır. İlk olarak çerçeve çıplak olarak test edilerek, davranış araştırılmıştır. Daha sonra %1.6 görelî ötelenme seviyesine kadar itilen referans çerçeve hasarlı halde iken orta açıklığına betonarme dolgu perde yapılarak güçlendirilmiştir. Hasarlı çerçevede hasar gören bölgelerde herhangi bir onarım ve güçlendirme yapılmamıştır. Çalışma sonunda çerçeve rijitliğinin güçlendirme sonrasında 15 katına, maksimum yatay yük taşıma kapasitesinin yaklaşık olarak 4 katına çıktığı görülmüştür.

TÜRK vd. (2003), tek açıklıklı 2 katlı ve 1/3 ölçekli olarak üretilen numuneler üzerinde betonarme dolguların davranış etkilerini araştırmışlardır. Çalışmalar hem hasarlı hem de

hasarsız yapıların güçlendirilmesi için yapılmıştır. Çerçevelerdeki hasar düzeyinin yapının onarım/güçlendirilmesi sonrasındaki performansına etkileri de araştırılmıştır. Ağır hasar görmüş boş çerçevelere dolgu eklenmesi ile dayanımda 9 ila 14 kat artışlar sağlanmıştır. Dolgu duvarlı çerçevelerin boş çerçevelere göre 13 ila 24 kat daha rijit davranış gösterdikleri gözlenmiştir. Kolon boyuna donatı miktarının sistem dayanımını önemli oranda etkilediği, çerçeve beton dayanımının ise dayanıma etkisinin olmadığı görülmüştür. Dayanımı etkilemeyen beton kalitesinin ankraj performansına önemli etkileri olduğu deneylerde gözlenmiştir. Yazarlar, ankraj işçiliği ve ankraj malzemesi kalitesinin ankraj performansını ciddi miktarda etkilediği yorumunda bulunmuşlardır.

KÖRLÜ vd. (2004), yaptıkları çalışmada betonarme yapıların güçlendirilmesi için perde duvar ile takviye yöntemini kullanmışlardır. Bu yöntemde yapının ölü duvarları yerine perde duvar takviyesi ile yeni elemanlar oluşturmuşlardır. Bu amaçla yapıda bulunan hasarlı ve kesitleri yetersiz olan kolonlar, kirişler, perdeler ve temel sistemi lokal veya genel olarak güçlendirilebilir. Yaptıkları çalışmanın sonucunda; perde takviyesi ile yapının rijitliği arttırılarak, yapı periyotlarının azaldığını, görelî kat deplasmanlarının perde takviyesi sonucunda azaldığını gözlemlemişlerdir. Elemanların ayrı ayrı takviyesi yerine, mimari olarak kötü duvarların betonarme perdelerle dönüştürülmesi ile yapı kullanımının kısıtlanmamasının bir avantaj olarak değerlendirebileceğini ifade etmişlerdir.

KESNER VE BILLINGTON (2005), çelik çerçevelerin çimento esaslı kompozit malzemelerden yapılan panellerle güçlendirilmesi konusunda deneyler yapmışlardır. Paneller birbirlerine ve çerçeveye cıvatalı olarak bağlanmışlardır. Panel üretiminde sabit oranda hasır donatı kullanılmış, paneller dikdörtgen ve yamuk geometrili olarak üretilmişlerdir. Geometri haricinde bir başka değişken de kompozit malzeme içeriğidir. Hasır donatı içeriği sabit olmasına rağmen, panel üretiminde çevre donatı değişken olarak kullanılmıştır. Deneyler sonucunda, panellere konulan çevre donatısının panel dayanımı %33, enerji sönümünü %25 artırdığı, %0.5 ötelenme seviyesinde rijitliği %43 artırdığı belirlenmiştir. Yapılan sistem deneylerinde ise, kompozit malzemeli ve çevre donatılı panellerin daha yüksek enerji sönümü sağladığı görülmüştür. En düşük enerji sönümü ise, betondan yapılan panellerde ve çevre donatısı olmayan kompozit panellerde gerçekleşmiştir. Yamuk panellerin dikdörtgen

panellerle kıyaslanabilir enerji tüketimi, dayanım ve rijitlik özellikleri gösterdikleri görülmüştür.

YAVUZ (2005), yaptığı çalışmada, öncelikle yapım aşamasında sık olarak görülen hatalara sahip olarak üretilmiş, deprem davranışı zayıf, sünek olmayan çok açıklıklı ve çok katlı betonarme çerçevelerin, deprem etkisini benzeştiren tersinir-tekrarlanır yatay yükleme altındaki davranışı incelenmiş; daha sonra kullanım amacına göre bırakılan boşlukları dikkate alacak biçimde hasarsız çerçeveye kısmi betonarme perde duvar eklenmesiyle yapılan sistem iyileştirmesi/güçlendirme sonucu ortaya çıkan davranış incelenmiştir. Bu amaçla, 1/3 ölçekli, 2 adet boş, 4 adet de orta kolona çerçevede kullanım amacına göre bırakılması gereken boşlukları dikkate alacak uzunlukta kısmi betonarme perde duvar ilaveli (perde yüksekliği/perde uzunluğu oranı değiştirilerek) betonarme çerçeve sisteminin düşey konumda, tersinir-tekrarlanır yatay yükleme etkisi altındaki davranışı incelenmiştir. Elde edilen verilerin değerlendirilmesi sonucunda, deprem davranışı zayıf olan ve kısmi betonarme perde duvarla güçlendirilmiş betonarme çerçevelerin taşıma gücü, dayanım, rijitlik, enerji tüketme kapasiteleri gibi özellikleri ile davranışları elde edilmiştir. Yapılan analitik çalışmada ise, deney elemanlarının gerçek malzeme dayanımları kullanılarak SAP2000 programında pushover analiz gerçekleştirilmiş ve deneysel sonuçlarla karşılaştırılmıştır.

SUCUOĞLU vd. (2006), yayınladıkları bildiride İstanbul'daki konut yapıları için alternatif güçlendirme yöntemlerini maliyet ve yapım kolaylığı gibi yönlerden değerlendirmişlerdir. Bu kapsamda örnek yapılarda alternatif yöntemlerle güçlendirme sistemi oluşturulmuş ve karşılaştırmalar yapılmıştır. Pek çok durumda dıştan güçlendirmenin daha ekonomik olduğu saptanmıştır. Çalışmanın son kısmında örnek bir yapıda iç ve dış güçlendirme şekilleri verilmiş ve içeriden güçlendirme maliyetinin yeniden yapım maliyetinin %39'u kadar, dışarıdan güçlendirmenin ise, % 19'u kadar ek maliyet getirdiği tespit edilmiştir.

KALTAKÇI vd. (2006), yaptıkları çalışmada iki katlı, iki açıklıklı olarak 1/3 geometrik ölçek ile modellenen ve genel olarak binalarımızda sıklıkla yapılan tasarım ve uygulama hatalarını içeren 2 adeti boş diğer 2 adeti betonarme dış perde duvar ile güçlendirilmiş toplam

4 adet özdeş betonarme çerçeve üretmişlerdir. Bu yapılar deprem yüklerini benzeştiren tersinir ve tekrarlanır yatay yük altında deneye tabi tutulmuş olup güçlendirilmiş çerçevelerin dayanımlarının 4.04 kat arttığı tespit edilmiştir.

KALTAKÇI VE YAVUZ (2006), deprem davranışı zayıf, yetersiz sismik donatı detaylarına sahip 3 adet 2 katlı ve 2 açıklıklı, 1/3 ölçekli betonarme çerçeveye orta kolonun iki yanına yapılan kısmi betonarme perde duvarlarla güçlendirme uygulanmış ve tersinir tekrarlı yükler altında denemişlerdir. Numunelerden birisi referans numunedir. Diğer iki numuneye ise 60 ve 90 cm uzunluğunda kısmi perdeler uygulanmıştır. Deney serisi sonunda yatay yük kapasitesi 60 cm perde uygulanan numunede %178, 90 cm perde uygulanan numunede ise %316 artmıştır. Güçlendirilmiş numunelerin deplasman kapasitelerinin referans numunenin yarısına düştüğü görülmüştür.

KARA VE ALTIN (2006), 7 adet 2 katlı 3 açıklıklı çerçeve deneyi gerçekleştirmişlerdir. Çalışmada kısmi betonarme dolgu perdelerle güçlendirme yapılan çerçevelerin kapasiteleri tersinir tekrarlı yükleme ile ortaya koyulmuştur. Deneylerde dolgu yüksekliğinin genişliğine oranı ve dolgu yerleşimi değişken parametrelerdir. Tam dolgulu çerçevenin dayanımı referans çerçeveye göre 7.38-7.8 katına çıkmıştır. Boşluk miktarındaki artışla dayanım artışı da azalmıştır. Benzer şekilde rijitliğin tam dolgulu çerçeve deneyinde 30 katına çıktığı, diğer deneylerde daha düşük artışlar kaydedildiği görülmüştür.

ÖZTÜRK (2006), yayınladığı bildiri deprem perdelerinin davranışı ve yerleşimi ile ilgili bilgiler verilmiş, yapıların güçlendirilmesinde kullanılan betonarme perdelerin ön boyutlandırılmasında kullanılacak diyagramlar ve bunların kullanımı ile yapılan sayısal uygulamaları sunmuştur. Deprem etkilerine dayanımı yeterli ve yapımı hızlı olan, yalnız perdeler ve perde-çerçevelerden oluşan taşıyıcı sistemlerde, perde boylarının tayini için bir yöntemin verildiği bu çalışmada; perdelerin yerleşimi için bilgiler verilmiş, deprem perdelerinin boyutlandırılmaları için esas olmaları istenen kriterler önerilmiş, çeşitli durumlar için hesaplanmış olan perde özellikleri diyagramlar halinde verilmiş ve değişik durumlarda hesabın nasıl yapılacağı belirtilmiş, verilen diyagramlar ile bir yapıda önerilen kriterlere uygun perde boylarının önceden yaklaşık olarak belirlenebileceği, ancak kesin bir hesabın yapılacağı vurgulanmış, mimari plana göre bir doğrultudaki perde boylarının önceden belirlenmesi halinde nasıl hareket edileceği açıklanmış, mevcut yapıların güçlendirilmesi

amacıyla kullanılacak perde boy ve adetlerinin belirlenmesi, seçilen perdelerin mimari plana göre yerleştirilmesi tartışılmış, perdelerin alabileceği kesme kuvvetleri irdelenmiş, belirlenen perde boylarının çok uzun olması ve mimari planı olumsuz etkilemesi durumunda alınabilecek önlemler belirtilmiş ve profil kesitli perdelerin kullanımı da öngörülmüştür.

Çalışmanın analitik kısmında ise, sonlu elemanlar yöntemi kullanılarak yapılan statik itme analizinden elde edilen sonuçlar ile diğer bazı analitik çalışmaların sonuçları deneysel verilerle karşılaştırılmıştır. Son bölümde ise, elde edilen deneysel ve analitik sonuçlar, irdelenerek değerlendirilmiş ve önerilerde bulunulmuştur.

ANIL VE ALTIN (2007), betonarme çerçevelerin kısmi betonarme perdelerle güçlendirilmesi konusunda yayınladıkları çalışmalarında biri çıplak çerçeve, ikisi tam dolgulu çerçeve, beşi kısmi dolgulu çerçeve ve biri de pencere boşluklu dolgulu çerçeve olmak üzere dokuz numune üzerinde deneyler yapmışlardır. Tek katlı tek açıklıklı olarak üretilen numuneler tersinir-tekrarlı yükler altında deneye tabi tutulmuştur. Deneyler sonucunda kısmi perde duvarlı çerçevelerin de rijitliği önemli oranda artırdıkları görülmüştür. Üretilen numuneler için en küçük rijitlik artışı % 373'dür. Ancak, tam dolgulu çerçevelerde rijitlik artışı kısmi dolgulu çerçevelere göre 1.5 ila 2.6 kat daha fazladır.

KALTAKÇI vd. (2010), bu çalışmada, iki katlı, iki açıklıklı olarak, 1 / 3 geometrik ölçekle modellenen ve ülkemizdeki betonarme binalarda oldukça sık rastlanan tasarım ve yapım kusurlarını içeren toplam 4 adet özdeş betonarme çerçeve üretilmiş ve 2 adedi boş, 2 adedi ise betonarme dış perde duvar uygulaması ile güçlendirilerek, deprem yüklerini benzeştiren tersinir – tekrarlanır yatay yük altında denenmiştir. Deney elemanlarının kolonlarına uygulanan normal kuvvet seviyeleri, kolonlarda çekme kırılması oluşturacak şekilde tasarlanmıştır. Çalışmada çerçeve kolonlarının boyuna donatı oranı değişimi (0.013 ve 0.023) en önemli parametre olarak alınmıştır. Deneyler çelikten yapılmış rijit bir yükleme düzeneğinde yapılmıştır. Düşey konumda denenilen numuneler, çelik yükleme düzeneğine temelden rijit olarak bağlanmıştır. Deneysel verilerin değerlendirilmesi ile her bir çerçeve sistemine ait yatay yük taşıma gücü, rijitlik değişimi, enerji tüketme kapasiteleri, vb. özellikleri ile genel davranışları elde edilmiştir.

ÖZTÜRK (2010), bu çalışmada, çerçeve düzleminde olacak şekilde bina dışında oluşturulan betonarme perdelerin, mevcut betonarme çerçevelere farklı türlerdeki bağ kirişleri ile bağlanması sonucu oluşturulan güçlendirilmiş taşıyıcı sistemlerin dayanım ve davranışları deneysel ve analitik olarak araştırılmıştır. Bu amaçla, iki katlı, tek açıklıklı, 1/2 geometrik ölçeğinde modellenen ve ülkemizde sıklıkla görülen yapım kusurlarını içeren 4 adet betonarme çerçeve üretilmiştir. Bu çerçevelerin 1'i boş, 2'si bağ kirişli betonarme dış perde duvar ilavesiyle güçlendirilerek ve 1'i de karşılaştırma amacıyla bağ kirişsiz betonarme dış perde duvar ilavesiyle güçlendirilerek depremi benzeştiren yatay yük altında denemiştir. 5. deney olarak da güçlendirme amacıyla sisteme ilave edilen dış perdenin bireysel olarak dayanımı ve davranışı incelenmiştir. Numunelerin denenmesi amacıyla, üst kata 2 birim, alt kata ise 1 birim yatay yük uygulanarak, depremdeki üçgen yük dağılımını gerçekleştirecek eşdeğer bir statik yatay yükleme sistemi hazırlanmış ve numuneler tersinir – tekrarlanır yatay yükleme altında denenmiştir.

Deneylelerden elde edilen sonuçların değerlendirilmesi ile her bir taşıyıcı sistemin yatay yük taşıma kapasitesi, enerji tüketme gücü, rijitlik özellikleri ve genel davranışları elde edilmiştir. Çalışmanın analitik kısmında ise, sonlu elemanlar yöntemi kullanılarak yapılan statik itme (pushover) analizinden elde edilen sonuçlar ile diğer bazı analitik çalışmaların sonuçları, deneysel sonuçlarla karşılaştırılmıştır. Son bölümde ise, elde edilen deneysel ve analitik sonuçlar irdelenerek değerlendirilmiş ve önerilerde bulunulmuştur.

KALTAKÇI vd. (2011), yaptıkları çalışmada mevcut binanın kullanımını aksatmayacak ve ilave işleri en aza indirecek şekilde, binanın dışından yapılacak dış perde duvar uygulaması ile etkili, pratik ve ekonomik bir sistem iyileştirme yöntemi üzerinde araştırmalarda bulunmuşlardır. Bu amaçla iki katlı, iki açıklıklı olarak, 1/3 geometrik ölçekle modellenen ve ülkemizdeki betonarme binalarda sıkça rastlanan tasarım ve yapım kusurlarını içeren boyut olarak özdeş toplam 8 adet betonarme çerçeve üretilmiş ve 4 adedi güçlendirilmeden, 4 adedi ise betonarme dış perde duvar uygulaması ile güçlendirilerek, deprem yüklerini benzeştiren tersinir-tekrarlanır yatay yük etkisi altında test edilmiştir. Deney elemanlarının kolonlarına uygulanan normal kuvvet seviyeleri, kolonlarda çekme ve basınç kırılması oluşturacak şekilde iki ayrı biçimde düzenlenmiştir. Deneylelerden elde edilen sonuçlar, literatürde perde duvarlı çerçeve sistemler için sıklıkla kullanılan analitik yaklaşımlarla karşılaştırılarak irdelenmiştir.

Yapılan deneyler ve analitik çalışmalardan elde edilen sonuçlar, dış perde duvarın çerçeve sistemine iç perde duvar kadar pozitif etki yaptığını ve bu yöntemin alternatif bir güçlendirme metodu olarak uygulanabileceğini göstermiştir.

## **2.2. Prefabrik Panolu Sistemlerle İlgili Çalışmalar**

Prefabrike panolu sistemlerin depreme dayanıklı yapı olarak nitelendirilmesinin sebebi, sistemi teşkil eden panellerin yatay ve düşey yüklere karşı dayanımları ve rijitlikleridir. Bununla birlikte unutulmaması gereken en önemli detay birleşimleridir.

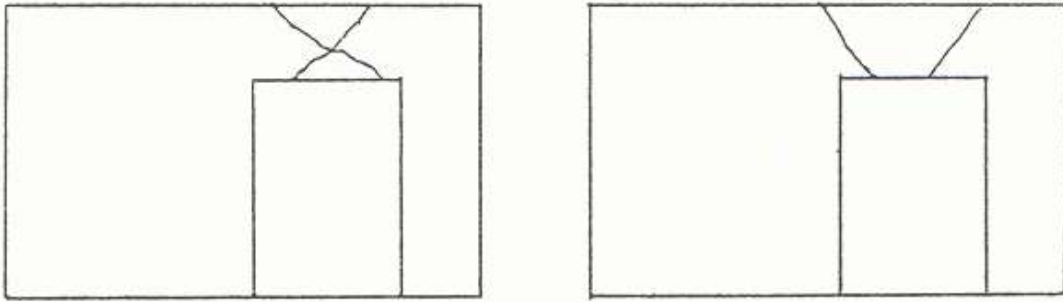
Prefabrike yapıların en önemli kısmını oluşturan ve prefabrike betonarme elemanlar arasında veya bu elemanlarla yerinde dökme beton arasındaki birleşimler; genelde metal parçalarla oluşturulan kuru birleşim veya yerinde dökme beton ve donatı kullanılarak oluşturulan ıslak birleşim şeklinde olabilirler (TS9967, 1992). Prefabrik betonarme elemanları fabrika ortamında üretildiği için çok kaliteli olmaktadır. Sistemin zayıf noktası birleşimleridir. Birleşimler şantiye ortamında yapılmak zorundadır. Sisteme gelen düşey ve yatay yükleri güvenle aktarabilmesi gereken birleşim bölgelerine çok büyük özen gösterilmelidir. Amacı yükleri bir elemandan diğerine aktarmak olan birleşimlerin, aktarılan yükün özelliğine uygun olması gerekir. Göçme şekilleri iyi analiz edilmelidir. Birleşimler yapının dengesini, yapım aşamasında ve sonrasında sağlamalıdır. Depreme dayanıklı yapı tasarımında en önemli konu sünekliktir. Birleşimlerin, yapının sünek davranışına uygun tasarlanması çok önemlidir (ÇETİNKAYA,2007). Prefabrik yapıların deprem güvencesi adeta birleşim yerlerinin güvencesi ile özdeşleşir. Denilebilir ki, eğer birleşim yerleri güvencede ise, prefabrik yapı da güvencededir (TEZCAN,2003).

Son zamanlarda Prefabrike panolu sistemlerin deprem sırasında olumlu davranış sergiledikleri bilinmektedir. Oluşan son depremler sonrasında da bu sistemler yakından incelenmiş ve başarılı bir sınav verdikleri gözlenmiştir (POLAT vd. 2000).



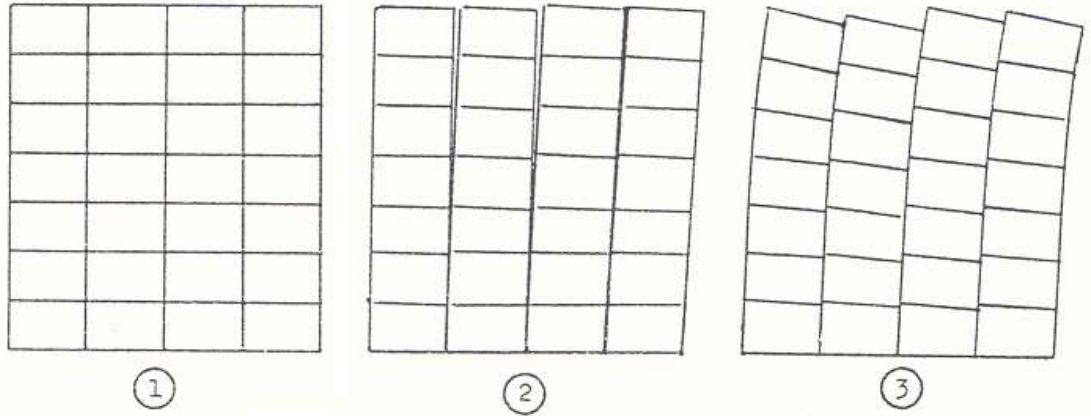
Günümüze kadar prefabrike panolu sistemlerin etkilendiği şiddetli deprem sayısı fazla değildir (NERGİS, 2003). Bu depremlerden bazıları, prefabrike panolu sistemlerin deprem davranışı ve gözlenen hasarların tespit edilmeleri açısından aşağıda kısaca belirtilmiştir.

1977 yılında meydana gelen Romanya Vrancea Depreminde, prefabrike panolu yapıların genellikle olumlu davrandıkları gözlenmiştir (SACHANSKI,1978). Bunun en önemli sebebi panolar arasındaki yatay ve düşey birleşim yerlerinin çok yüksek dayanımlı olmasıdır.. Düşey birleşimlerde 1 mm'yi geçen çatlaklar oluşmuş, kapı lentolarında kesme çatlakları görülmüştür (Şekil 2.5). Birleşimlerdeki çatlama ve kaymalar nedeniyle panolu yapıların periyotlarında % 20-30 artış, rijitlikte ve elastisite modülünde % 45-55 azalma olmuştur. Yumuşak zemindeki yapılarda, zeminde sıkışma ve/veya dönme nedeniyle bu artışın daha fazla olduğu gözlenmiştir ÖZTÜRK(2005).



Şekil 2.5. Romanya Depremindeki Hasarlar

Prefabrike panolu sisteme haiz yapıların geçirdiği diğer bir deprem de 1979 yılında Adriyatik kıyısında meydana gelen Karadağ Depreimidir. Velkova göre panolu yapılarda önce panolar arasındaki düşey birleşim yerlerinde çatlama başlamış, panolar birbirlerinden ayrıldıktan sonra her bir düşey pano kulesi eğilme ile zorlanmış ve panolar arasındaki yatay birleşim yerlerinde çatlaklar ve açılmalar oluşmuş, ek yerindeki yerinde dökme beton ezilmiştir (VELKOV,1979).(Şekil 2.6).



Şekil 2.6. Karadağ Depreminde Prefabrike Panoların Davranışı

Prefabrike panolu yapıların geçirdiği bir diğer deprem 1988 yılında olan Ermenistan depremidir. Prefabrike çerçeveli sistemler çok zarar görmüşler ancak Prefabrike panolu yapılar yüksek dayanımları ve rijitliklerinden dolayı önemli bir deprem hasarı oluşmamıştır (BOOTH, 1994).

Ön üretilmiş Panellerden oluşan yapıların 1999 Marmara Depremindeki sınavı da başarılı geçmiştir. Prefabrike boşluklu öngerilmeli paneller kullanılarak beş katlı olarak inşa edilen Gölcük-Bahçecik göçmen konutlarında yapısal hasar oluşmadığı, panellerin iki doğrultuda yeterli perde alanını sağladığı ve yapıların iyi bir davranış gösterdiği görülmüştür. Sonuç olarak bu yapıların sağlıklı bir davranış sergilediği söylenebilir (ERSOY vd. 2000).

Prefabrike inşaatın deprem bölgelerinde uygulanması ile sünek sistemler ve birleşimler geliştirilmiş olup bu konuda çalışmalar sürmektedir. Prefabrike perde elemanlar ve birleşim yeri üzerinde yapılan deneysel ağırlıklı az sayıdaki çalışmalar kapsamında elde edilen bulgulara aşağıda kısaca değinilmiştir.

Günümüzde depreme dayanıklı prefabrik yapılar konusunda gerçekleştirilen en kapsamlı program ABD ve Japonya'nın ortak olarak yürüttükleri PRESSS (Precast Seismic Structural Systems) programıdır. Ancak, PRESSS ise moment aktarabilen çerçeveler için yapılmakta olan bir çalışmadır. Bu program kendi içinde üç aşamadan oluşur ve bu çalışmanın amacı, değişik deprem bölgelerinde yer alan prefabrik ve ön gerilmeli betonarme yapılar için yönetmeliklerde yer alacak yol gösterici bilgileri oluşturmaktır (PRIESTLEY, 2000).

HASHİM vd.(1991) ile SACHANSKI, (1978) tarafından Panolu yapıların yatay ve düşey birleşim yerlerinde statik ve dinamik yüklemelerle yapılan deneylerde, kenetli, düz, donatılı ve donatısız olmasına, donatı durumuna ve birleşime dik kuvvetlere göre birleşimin taşıyabileceği kesme kuvvetinin değişimleri incelenmiştir.

MEHLHORN-SCWHİNG ve TASSİOS-TSOUKANTAS yaptıkları statik yükleme deneylerinden, kenetlerin birleşimin kesme kapasitesini artırdığı, panolar arasındaki ötelemenin artmasıyla kenet betonunun kırıldığı ve kesme kapasitesinin hızla azaldığı, kesme direncinin yüzeyler arasındaki sürtünmeye ve birleşim donatısının pim etkisine bağlı olduğu sonucuna varmıştır.

VERBİC ve TERZİC, dinamik ve tersinir yükleme deneylerinden, birleşime dik basınç kuvveti ve donatı olmasının, birleşimin kesme dayanımı üzerindeki olumlu etkisini görmüştür.

MAİO, statik yüklemedeki en büyük kesme kuvveti kapasitesinin dinamik yüklemeye %70 azaldığını gözlemiştir.

TASSİOS-TSOUKANTAS, tekrarlı yüklemelerden sonra birleşim kesme dayanımının, başlangıç dayanımının %40'ı civarında kaldığını görmüştür.

YÜZÜGÜLLÜ (1979), tek katlı tek açıklıklı mevcut bir yapının betonarme prefabrik panellerle güçlendirilmesine yönelik 10 adet deneysel çalışma gerçekleştirmiştir. Deneyler sonucunda güçlendirilmiş yapı rijitliğinin, güçlendirilmemiş çerçeve rijitliğine göre 1.3 ila 2.9 kat arttığı, yatay yük dayanımının ise çıplak çerçeve dayanımının 7 ~ 9 katına kadar ulaştığı görülmüştür. Panel-kolon bağlantısının bulunmasının ve panel sayısının rijitliğe ciddi bir etkisi olmadığı ve göçme şeklini etkilemediği ancak, panel sayısındaki artışla sönmölen enerji miktarının da arttığı gözlenmiştir. Rijitlik artışının hasarlı iken güçlendirilen çerçevelerde, hasarsızken güçlendirilenlere göre %50-60 daha düşük olduğu deneyler sonucunda belirlenmiştir.

KHALED A. SOUDKİ vd. (1995), tarafından periyodik deformasyonlara maruz Prefabrik Betonarme Perde duvarlar için yatay bağlantıların (yumuşak çelik bağlantılar) davranışını

araştırmak için 6 adet tam ölçekli deney numunesinin sonuçları yayınlanmıştır. Numuneler bağlantılara dik sabit aksenal gerilmelere ek olarak tersinir eğilme ve kesme gerilmelerine maruz bırakılmıştır. Tersinir yükleme ile sabit yükleme, mekanik birleştirme ile yumuşak çeliğin bir tüp kesite bulonlanması etkileşimleri tartılmıştır. Kesme aparatlarının ve donatının kısmi sıyrılmasının birleşimin davranışı üzerindeki etkileri de sunulmuştur. Bulunan sonuçlara dayanarak sismik bölgelerdeki prefabrik betonarme duvarların yumuşak çelik bağlantıları için tasarım önerileri sunulmuştur. Deney sonuçlarından tersinir yüklemeye maruz tüm prefabrik perde numunelerinin kararlı histerisis davranış gösterdiği ortaya çıkarılmıştır.

FROSCH vd. (1996), tarafından betonarme panel dolgu duvar yöntemi ile ilgili deneysel programın sonuçları yayınlanmıştır. Önerilen yöntemde prefabrik paneller düşük süneklik düzeyine sahip çerçeve sistemde çerçeve dolgusu olarak kullanılmaktadır. Paneller arasında kayma gerilmelerini transfer etmek üzere kesme dişleri açılmıştır. Uygulama, panellerle oluşturulan perde duvarın ard-germe tekniği ile gerilmesi ile noktalanmaktadır. Çalışmanın sonunda, tasarımcı mühendislere yönelik öneriler de sunulmuştur. Araştırmacılar, oluşturulan sistemin en alt katta dolgu panelde eğilme mafsalı oluşumu ile hasar görmesinin olumlu bir davranış sağlayacağını, böyle bir eğilme davranışına yönelik tasarım durumunda perdeli sistemler için Amerikan yönetmeliklerinde verilen taşıyıcı sistem davranış katsayılarının kullanılabilceğini belirtmişlerdir. Tasarım felsefesini bu şekilde ortaya koyan yazarlar, bu durumun özellikle az katlı yapılarda sağlanmasının zor olduğunu, kesme kırılmasının eğilme davranışına baskın olacağı bu durumlarda taşıyıcı sistem davranış katsayısının 1 alınarak elastik tasarım yapılması gerektiğini belirtmişlerdir. Tasarıma ilişkin öneriler kısmında kapasite tasarımına atıfta bulunularak, panellerde ve bağlantılarda yeterli kayma dayanımının sağlanması gerektiği belirtilmiştir.

SÜSOY (2004), farklı panel ve bağlantı tipleri kullanarak, prefabrik beton panel dolgularla güçlendirilmiş betonarme çerçeveli yapıların sismik davranışlarını tek katlı tek açıklıklı çerçeve eleman üzerinde enerji sönümlenme karakteristikleri açısından değerlendirilmiştir. Prefabrik panel ile güçlendirmenin etkili bir güçlendirme yöntemi olduğu sonucuna ulaşmıştır. Panellerde kesme dişleri bırakılmasının yada kaynaklı bağlantıların gerekli olmadığı, epoksi ile bağlantının yeterli olduğunu belirlemiştir. Buna göre, daha çok işçilik gerektiren kesme dişli paneller yerine kare ya da boyuna doğrultuda uzun olan panellerin epoksi ile birbirine yapıştırılarak kullanılması önerilmiştir.

BARAN (2005), yaptığı tez çalışmasında prefabrik panellerle çerçevesi yapıların güçlendirilmesini araştırmıştır. Bu konudaki önceki çalışmalardan farklı olarak 14 adet boşluklu tuğla duvar dolgulu çerçeveden ikisi referans olmak üzere 12 tanesi güçlendirilerek denenmiştir. Çalışmada, değişken geometrili prefabrik paneller mevcut dolgu duvara epoksi harcı ile yapıştırılmaktadır. Çerçeve ile paneller arasındaki bağlantı ise çerçeveye yapılan epoksi ankrajlarla sağlanmaktadır. Paneller arasındaki boşluklara ise epoksi doldurulmaktadır. Deneysel sonuçlarda önerilen yöntem ile numunelerin yatay yük kapasitesinin ortalama olarak 2.5 kat artırılabilirdiği, rijitliğin ise referans çerçeve rijitliğine göre 1.72 ila 3.07 kat arttığı görülmüştür. Çalışmanın analitik bölümünde ise panel güçlendirme sisteminin modellenmesi araştırılmış ve modellemede dolgu panelin eşdeğer çapraz çubuk elemanlarla modellenmesinin eşdeğer kolon olarak modellenmesine göre daha başarılı sonuçlar verdiği tespit edilmiştir.

BARAN vd. (2011), yüksek dayanımlı önüretimli panellerle güçlendirilmiş boşluklu tuğla duvarların bilgisayarda nasıl modellenebileceği araştırmışlardır. Burada amaç mühendisin kullanabileceği basit bir model geliştirmektir. Genelde elastik analiz yöntemleri kullanıldığından, burada tüm davranışı modellemekten amaçlanmamış, ancak dayanımın doğru bir yaklaşımla hesaplanması amaçlanmıştır.

Modellemede iki yaklaşım kullanılmıştır. Birinci yaklaşımda güçlendirilmiş duvarlar üst üste konulmuş iki çapraz basınç çubuğu ile modellenmiştir. Birinci çubuk mevcut sıvalı, boşluklu tuğla duvarı modellerken ikinci çubuk önüretimli, yüksek dayanımlı panel duvarı modellemektedir. İkinci yaklaşımda güçlendirilmiş duvar kenarlarındaki kolonlarla beraber tek bir kolon gibi modellenmiştir. Burada panelli tuğla duvar eşdeğer kalınlığa sahip bir duvara dönüştürülmüştür. Her iki yöntemle de, deneylerde kullanılan bağlantı şekilleri ve panel dayanım sınırları içinde, itme analizlerinden kabul edilebilir sonuçlar alınmıştır.

ÖZDÖNER (2011), yapmış olduğu doktora tez çalışmasında, mevcut diğer güçlendirme yöntemlerinden farklı olarak, imalat sırasında bina kullanıcıları binayı terk etmeden binanın dışından sistemin iyileştirilmesi yöntemi araştırılmıştır. Bu amaçla, ülkemizdeki mevcut betonarme binalarda sıklıkla görülen hatalara sahip olarak üretilen 1/3 ölçekli, deprem

dayanımı yetersiz, iki açıklıklı ve iki katlı bir adet güçlendirilmemiş betonarme çerçeve ve iki adet de aynı özelliklerdeki mevcut betonarme çerçeveye farklı prefabrike dış paneller ilave edilmesi ile güçlendirilmiş / iyileştirilmiş sistem, deprem etkisini benzeştiren tersinir – tekrarlanır yatay yükleme altındaki davranışları deneysel olarak incelenmiştir. Elde edilen deneysel verilerin değerlendirilmesi sonucunda, prefabrik dış paneller ile güçlendirilmiş yapının yatay yük taşıma kapasitesindeki artış % 378, başlangıç rijitliğindeki artış % 660, enerji tüketme kapasitelerindeki artış ise 3.38 kat olarak elde edilmiştir.

Çalışmanın analitik kısmında ise, sonlu elemanlar yöntemi kullanılarak yapılan statik itme analizinden elde edilen sonuçlar, deneysel verilerle karşılaştırılmıştır. Son bölümde ise, elde edilen deneysel ve analitik sonuçlar, irdelenerek değerlendirilmiş ve önerilerde bulunulmuştur.

### **2.3. Pamukkale Üniversitesinde Yapılan Çalışmalar**

Pamukkale Üniversitesinde (PAÜ) 1996 yılından beri Yapı Laboratuvarında yapılan analitik ve deneysel çalışmaların yanında 2003 yılında 6 üniversitenin ortaklığında başlayan yürütücülüğünü ODTÜ öğretim üyelerinden Prof.Dr. Ergin ATIMTAY'ın yaptığı “Deprem Hasarlı Binaların ve Hasarsız Mevcut Yapıların Güçlendirilmesi: Dış Perde Duvar Uygulaması” başlıklı Devlet Planlama Teşkilatı tarafından desteklenen proje kapsamında dış perde duvar uygulamasına yönelik analitik ve deneysel çalışmalar yapılmıştır (ATIMTAY vd. 2003-2007). Bu kapsamda yapılan çalışmalardan bazıları aşağıda verilmiştir.

KAPLAN, vd. (2005), yapıların dış perdelerle güçlendirilmesi için örnek bina olarak Buldan Devlet Hastanesini seçmişler ve dış perdeler kullanarak hastane binası için güçlendirme projesi hazırlamışlardır. Yayınlanan raporda ve bildiriye, güçlendirme sisteminin analitik olarak etkinliği gösterilmiştir. Yazarlar, dış perdelerin kolon akslarından dışarı taşırılması ile mevcut yapı kolonlarının perde başlık bölgesinden gövdeye kaydırılmasının mevcut kolonlarda basınç altında beton ezilmesini engelleyebilecek bir çözüm olduğunu öne sürmüşlerdir.

TAMA vd. (2005), Denizli il merkezinde kullanılmakta olan bir kreş yapısına dış çelik perdelerle güçlendirme uygulamışlardır. Yapılan uygulamanın alternatifi olarak ülkemizde en sık kullanılan betonarme dolgu yöntemi ile de projelendirme yapılarak inşaat maliyeti üzerinden maliyet kıyaslaması yapılmış ve dış perde uygulamasının maliyet bakımından daha ekonomik sonuçlar verdiği gösterilmiştir. Maliyet farkının, yapı kullanımının aksamasından doğan farklar eklendiğinde daha da artacağı vurgulanmıştır.

KAPLAN, vd. (2006a) yaptıkları çalışmada yapıların bina dışından yapılacak betonarme perde duvarlarla güçlendirilmesi için yapılan deneysel çalışmalara yer vermişlerdir. Önerilen dış perde duvar uygulaması yöntemi, halen uygulanan “dolgulu çerçeve” yaklaşımının bir alternatifidir. Dolgulu çerçevenin depreme karşı etkin olarak çalıştığı deneylerle kanıtlanmıştır. Çalışma kapsamında, dış perde duvarlarla da yapıların deprem dayanımının arttırılabildiği deneysel olarak kanıtlanmıştır. Çalışma kapsamında 2 adet model yapı deneyi yapılmış, bir numune güçlendirilmemiş, diğeri güçlendirilmiş olarak denenmiştir. Deneyler sonucunda güçlendirilmemiş yapı kapasitesi 64 kN olarak bulunurken, güçlendirilmiş modellerin kapasitesi bir itme doğrultusunda 187, diğere itme doğrultusunda 217 kN olarak tespit edilmiştir. Tasarımcılara güçlendirme perdeleri tasarlarırken perde kapasitesini bir azaltma katsayısı ile düşürmeleri önerilmektedir. Azaltma için %90 gibi bir oranın kullanılması yazarlar tarafından gözlemlere dayalı olarak önerilmektedir. Perde ve bağlandığı kolonların birlikte çalıştığı deneysel olarak gözlenmiştir. Bu elemanların kolonların perde elemanlarla bağlanarak modellenmesi yerine, tek eleman olarak modellenmesi önerilmektedir.

KAPLAN, vd. (2006b), dış perde uygulamasını betonarme prefabrik yapı çerçevelerinde uygulamışlardır. Deprem dayanımı yetersiz delta tipi makasa sahip tipik prefabrik yapı çerçevesi 1/3 ölçeğinde modellenmiştir. Çerçeveye prefabrik dış perdeler sonradan monte edilerek davranıştaki değişim incelenmiştir. Çerçeve yatay yük dayanımının 6 katına çıktığı deneyler sonucunda gösterilmiştir.

KAPLAN, vd. (2006c), 3 boyutlu 1/3 ölçekli 2 katlı betonarme bina modelleri üzerinde çelik dış perde ile yapısal güçlendirmenin yeterliliğini denemişlerdir. Prefabrik olarak üretilmiş V çaprazlı çelik çerçeveler deney modeline simetrik şekilde dış cepheden monte edilmiştir. Deneyler sonucunda betonarme yapının kapasitesinde 2.5 kattan fazla artış kaydedilmiştir. Güçlendirilmiş yapılar çapraz çubukların basınç altında burkulmasına rağmen sünük bir davranış göstermişlerdir.

KAPLAN, vd. (2006d), dış perde ve üst kat bağ kirişlerini Datça Hükümet Konağının Güçlendirme Projesinde uygulamışlardır. Yapılan çalışmada, yapının B bloğunda perde duvarlar çatı katında birbirine bağlanarak yapıda kapasite artışı sağlanmış, üst katlarda kapasitesi yetersiz kolonlarda görülen yetersizlikler giderilerek, eksenel yük bakımından optimum eğilme kapasitesine sahip orta katlarda çerçevenin daha çok yük taşımasını sağlamışlardır. C Bloкта da dış perdelerle yapı kapasitesinde ciddi artışlar sağlanmıştır. Her iki blokta da yapı kullanımı inşaattan en az düzeyde etkilenmektedir.

ÇETİNKAYA (2007), prefabrik betonarme sanayi yapılarının deprem davranışının deneysel olarak incelenmesi üzerine doktora tez çalışması yapmıştır. Çalışma kapsamında eleman, çerçeve ve 3 boyutlu yapı deneyleri yapılmış olup çalışma sonucunda mevcut yapıların güçlendirilmesinde dış perde duvar uygulaması yöntemi önerilmiştir.

KAPLAN, vd. (2009a), dış perde duvar ve diyaframlarla güçlendirilmiş prefabrik yapıların sismik dayanımlarını ölçmek için bir çalışma yapmışlardır. Perde duvarların ilavesi ile yatay yük kapasitesinde 6.6 kat bir artış gözlemlemişlerdir. Deney sonuçları dış perde duvarlarla güçlendirmenin hem dayanımı hem de rijitliği arttırdığını göstermiştir. Nümerik modellerde de sistemin yatay yük kapasitesinin tahmininde iyi sonuçlar almışlardır.

ÇALIŞKAN (2010) yapmış olduğu doktora tez çalışmasında mevcut betonarme yapıların dış perde duvar metodu ile güçlendirilmesinde, dış perde panellerinin mevcut yapı ile bağlantısını sağlayan ankraj uygulamalarını deneysel olarak incelemiştir. Deneyler sonucunda ankraj kesme kapasitelerinin doğru olarak hesaplanması şartıyla kolonlara yapılan ankrajların gereken ankraj miktarının %70'ine kadar azaltılabileceği ancak bu durumda üst kat kirişine ek ankraj yapılması gerektiği ortaya çıkmıştır.



GÖRGÜLÜ vd. (2011), yapmış oldukları çalışmada, mevcut betonarme yapıların, boşaltılmasına gerek kalmadan yapı dışından çelik konstrüksiyon perdeler ile güçlendirilmesini imkan sağlayacak bir yöntem geliştirilmiştir. Sayısal analiz ve deneysel çalışmalar şeklinde iki aşamalı olarak gerçekleştirilen çalışma kapsamında, üç boyutlu olarak tasarlanmış iki katlı betonarme referans yapı ile hasarlı ve hasarsız iken güçlendirilmiş üç adet yapı modelinden oluşan deney serisi tersinir tekrarlı yükler altında laboratuvar ortamında test edilmiştir. Yapılmış olan deneysel çalışmalar sonucunda dış çelik konstrüksiyon perde uygulamasının, hasarlı ve hasarsız yapılarda başarılı sonuçlar verdiği görülmüştür. Dış çelik konstrüksiyon perde uygulaması ile yapıların kapasitesinin ve rijitliğinin artırılacağı gösterilmiştir. Geliştirilen yöntem ile, deprem bakımından yetersiz mevcut yapıların hızlı bir şekilde güçlendirilebileceği ortaya konulmuştur.

KAPLAN, vd. (2011), yapmış oldukları çalışmada üç boyutlu betonarme hasarsız ve hasarlı yapılara yerinde dökme betonarme dış-perde duvarları yapı cephesine paralel şekilde uygulamışlardır. Çalışma kapsamında hasarsız yapıya dış perde uygulaması ile 3.06, hasarlı yapıda ise 2.27 kat yatay yük kapasite artışı sağlamıştır. Ayrıca güçlendirilen yapıların rijitliğinde de artış meydana geldiği görülmüştür.

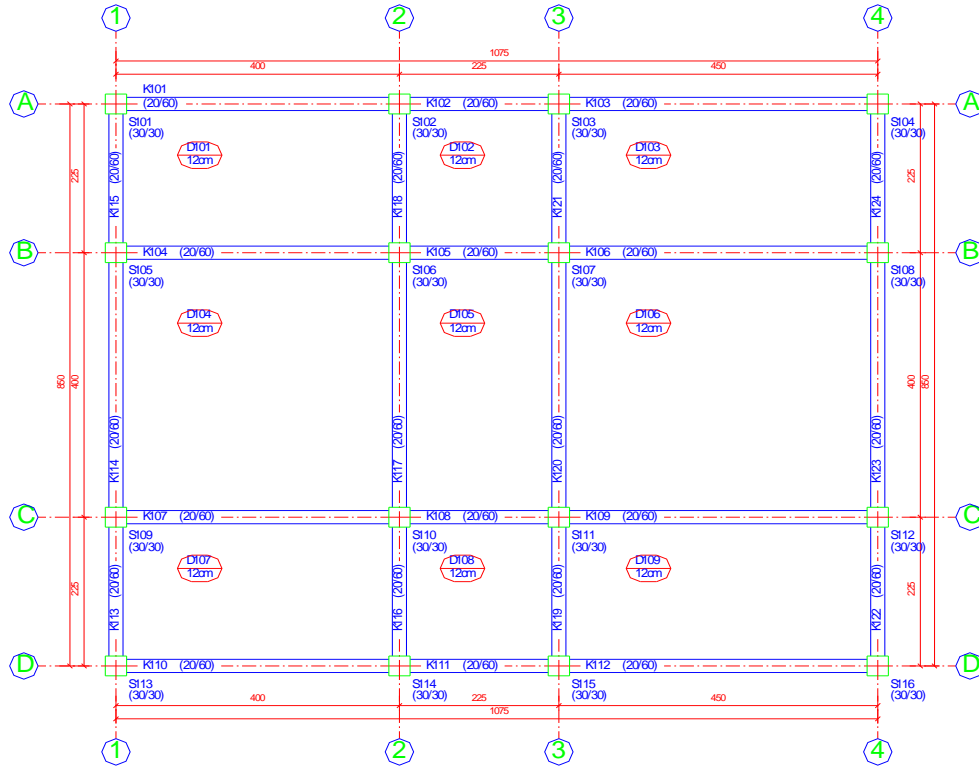
## **2.4. Literatür Değerlendirmesi**

Yapılan çalışmalarda çoğunlukla, prefabrik panellerin dolgu olarak kullanılabilirliğinin araştırıldığı görülmektedir. Hâlbuki son yıllarda yapılan dış perde duvar ile güçlendirmeye yönelik çalışmalarda, prefabrik panellerin kullanımı da değerlendirilebilecek bir seçenektir. Yani, prefabrik panellerden dış perde imal edilerek kullanılması konusundaki çalışmalarda bir boşluk görülmektedir. Bu konu ile ilgili olarak tamamlanmış ve devam eden bazı çalışmalar bulunsa da bu çalışmalarda genellikle prefabrik elemanların mevcut elemanlarla bağlantı detayları üzerinde çalışılmış olup, prefabrik güçlendirme perdelerinin birbiri ile bağlantılarına yönelik çalışmalara rastlanmamıştır. Hâlbuki perde bağlantılarının yeterli dayanıma sahip olmaması durumunda beklenen davranış önemli ölçüde değişebilecektir. Yapılacak yanlış bir tasarımla, perde tabanında eğilme mafsallı oluşması yerine panel perde elemanları arasında bağlantı hasarları ortaya çıkabilecektir.

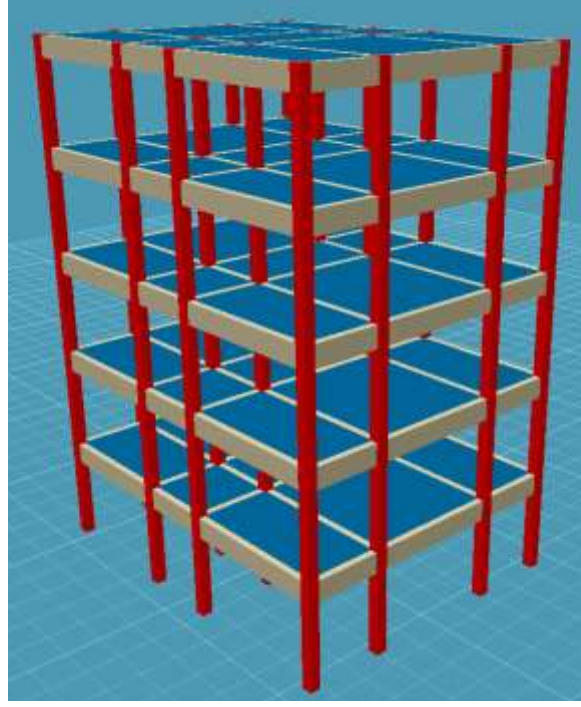
### 3 DENEY MODELLERİ VE DENEY SİSTEMİ

#### 3.1. Örnek Yapı Modeli

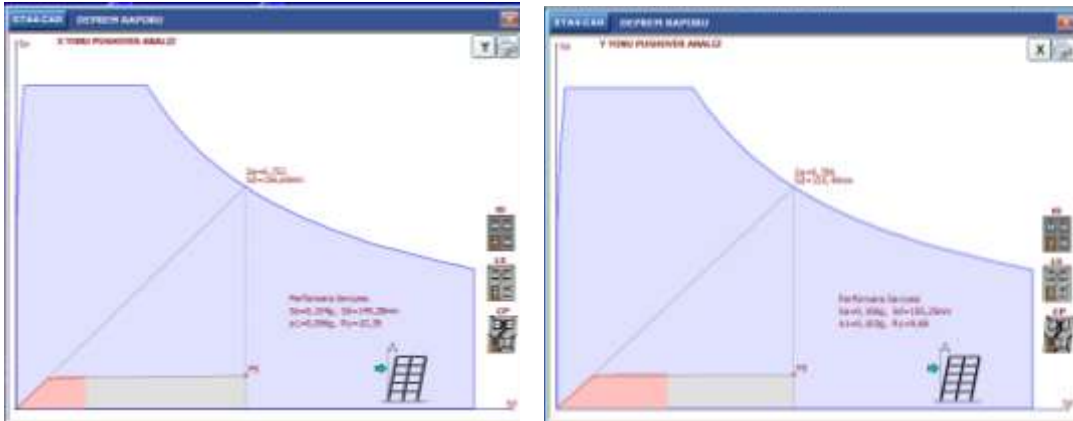
Deneysel çalışmada kullanılacak model elemanlar öncelikle gerçek boyutta bir prototip binaya uygulanarak detaylandırılmıştır. Kalıp planı Şekil 3.1 de, üç boyutlu taşıyıcı sistem şeması Şekil 3.2 de verilen referans binada, yapı önem katsayısı  $I=1.0$ , donatı sınıfı BÇI (S220a) ve beton sınıfı C20 alınarak, zemin+4 katlı binanın analizleri yapılmıştır. Analizler STA4CAD V13.0 Programı kullanılarak gerçekleştirilmiştir (AMASRALI,2009). Ayrıca, güçlendirilmemiş durum için mevcut yapının x ve y yönlerine ait performans grafikleri de Şekil 3.3 de verilmiştir.



Şekil 3.1. Örnek yapının kalıp planı

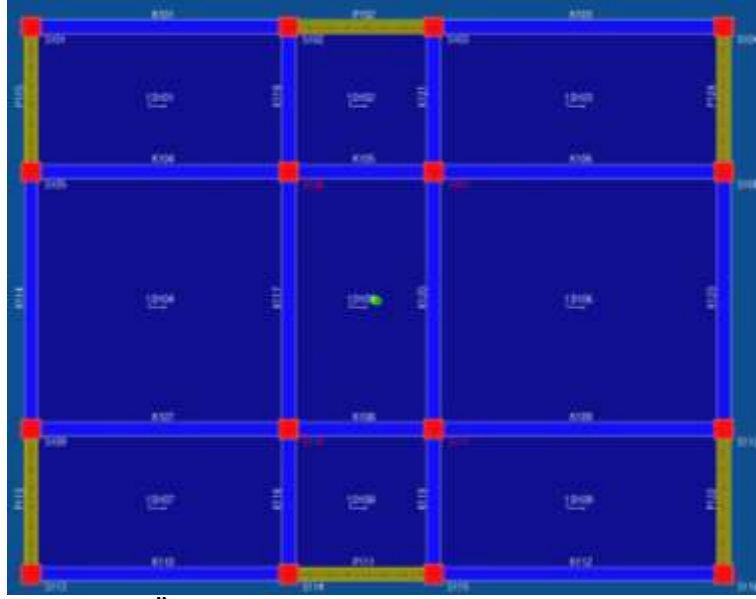


Şekil 3.2. Örnek Yapının üç boyutlu taşıyıcı sistem şeması

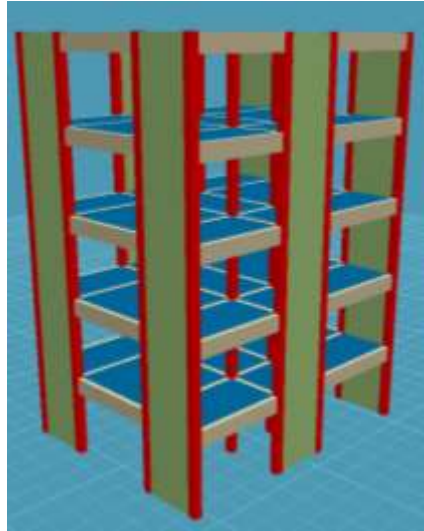


Şekil 3.3. Örnek Yapının mevcut durumu için performans grafikleri

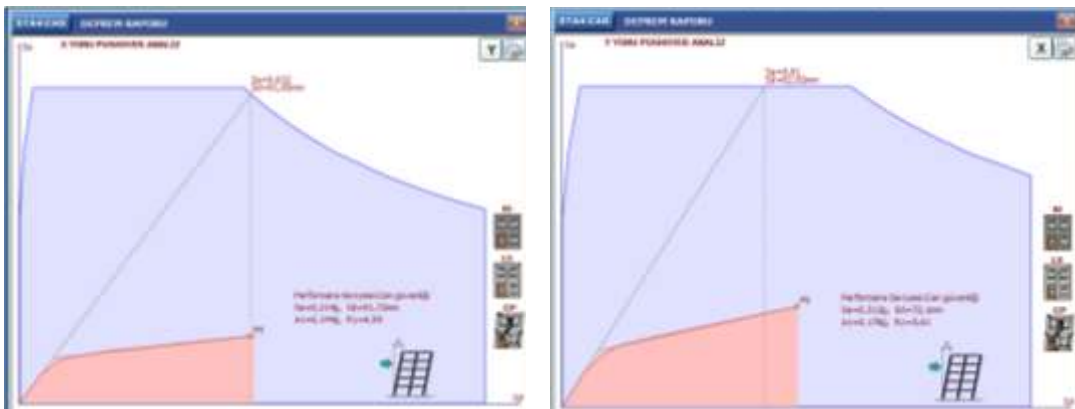
Örnek bina, Şekil 3.4-5’de gösterildiği gibi betonarme perde duvarlar ilave edilerek güçlendirilmiş ve tekrar analiz edilmiştir. Güçlendirilmiş yapının  $I=1.0$  durumu için gerçekleştirilen performans analiz sonuçları Şekil 3.6’ da gösterilmiştir.



Şekil 3.4. Örnek Yapının güçlendirme sonrası kalıp planı

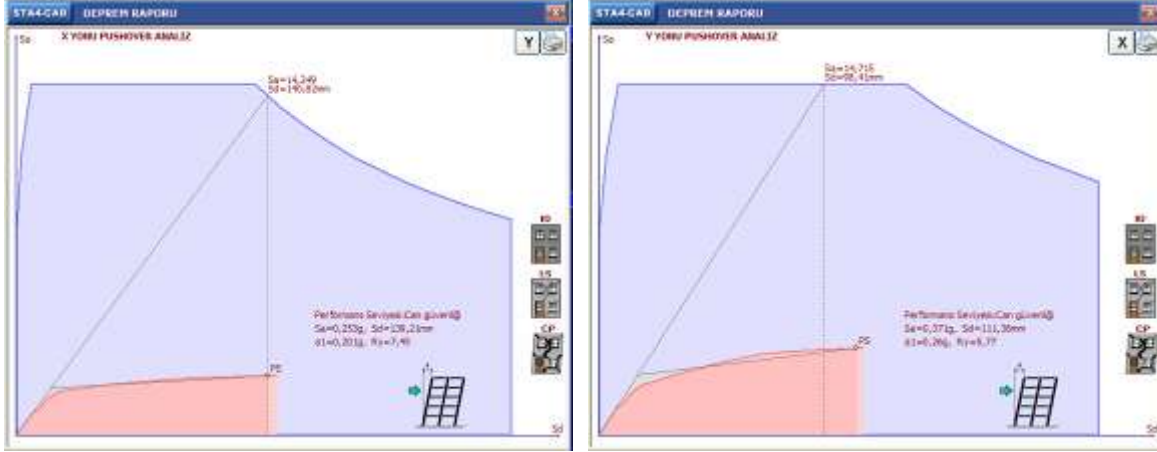


Şekil 3.5. Örnek Yapının güçlendirilmiş durumda üç boyutlu taşıyıcı sistem şeması



Şekil 3.6. Örnek Yapının güçlendirme sonrası performans grafikleri (I=1.0 durumu)

Benzer analizler  $I=1.5$  durumu için de gerçekleştirilmiştir (Şekil 3.7). Performans analizleri sonucunda, uygulanan dış perde güçlendirmesi ile yapının performans düzeyi “Can Güvenliği” seviyesine yükseltilmiştir. X yönünde uygulanan güçlendirme perdelerinde boyuna donatı oranı %8 olarak hesaplanmıştır.



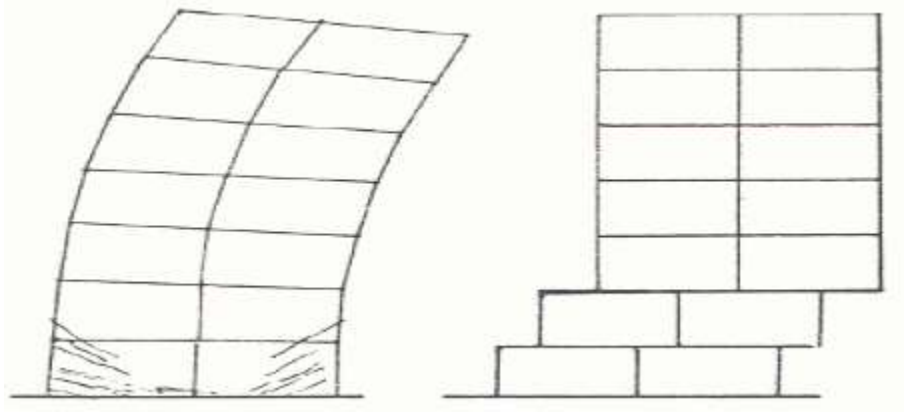
Şekil 3.7. Örnek Yapının güçlendirme sonrası performans grafikleri ( $I=1.5$  durumu)

### 3.2. Deney Modelleri

Deneyisel çalışmada kullanılacak Referans Model ve 6 (altı) farklı bağlantı tipli deney elemanları, paneller arası iki yönlü hem yatay hem de düşey birleşimler olarak oluşturuldu.

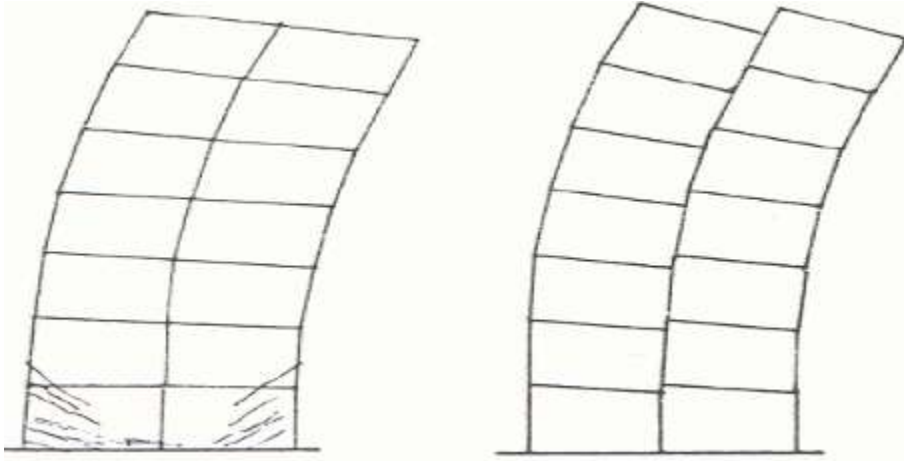
Monolitik prefabrike panel tasarımında amaç, prefabrike elemanın aynı düktil yerinde dökme betonarme panel elemanın davranışına benzer bir davranışa sahip olmasıdır. Düktil yerinde dökme elemanlar yüksek taşıma gücüne ve deformasyon özelliklerine sahiptirler. Yatay birleşimli Modellerimizin birleşim yerlerindeki bağlantı detayları, model elemanlarının tabanında plastik mafsallaşma oluşmasına sebep olacak büyüklükteki deprem kuvvetlerine dayanabilecek kesme kuvveti taşıma gücünde olmasını sağlayacak şekilde teşkil edilmişlerdir.

Zayıf yatay bağlantı detayına sahip panel elemanlarda yatay yükler altında kaymalar oluşur. Bu durum elemanın davranışına zarar verir ve güçlendirme yapılan yapının güvenliğini tehlikeye sokar. Şekil 3.8’ de monolitikleşmiş panolu yapının davranışı ile zayıf yatay ek yerli panelli yapı davranışları verilmiştir.



Şekil 3.8. Monolitikleşmiş ve zayıf yatay ek yerli panolu yapıların davranışı

Düşey birleşimli modeller, prefabrik perde panellerinin düşey doğrultuda yan yana yerleştirilmesi ile oluşturulan modellerdir. Perde panelleri üç parça halinde üretilmiştir. Düşey birleşimli modellerde, paneller arası bağlantı detaylarının ne kadar önemli olduğu Şekil 3.9’ dan da açıkça anlaşılmaktadır.



Şekil 3.9. Monolitikleşmiş ve zayıf düşey ek yerli panolu yapıların davranışı

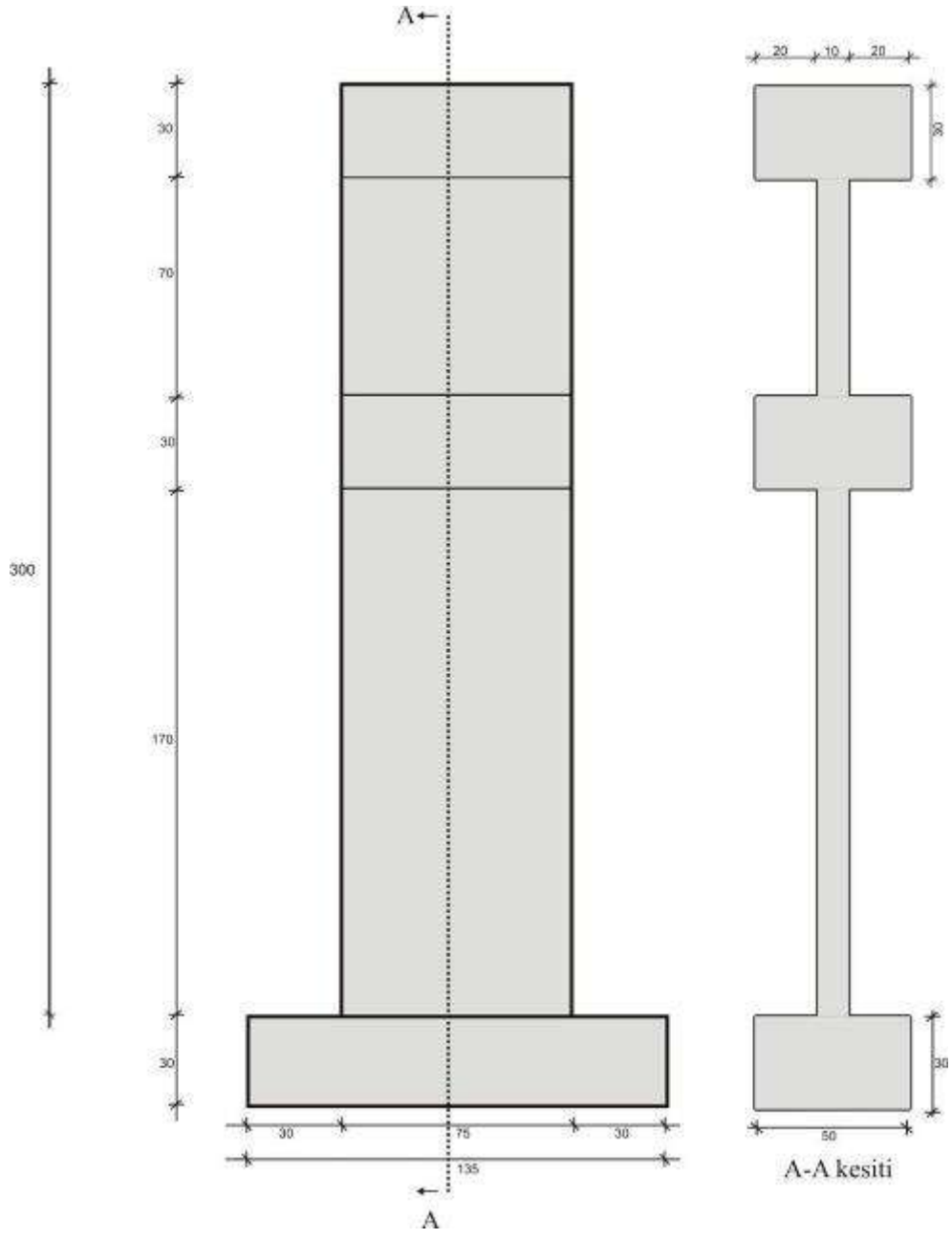
Çalışma kapsamında incelenen panel perde modellerinin, bağlantı şekilleri göz önüne alınarak oluşturulan isimleri Tablo 3.1’ de verilmiştir.

Tablo 3.1. Deney Modelleri

Model adı	Panel-Panel Bağlantı Tipi	Açıklama
RM	Bağılantısız bir döküm	Referans model
TİP 1	Yatay Yönde Birleşimli Modeller	Yatayda kuru, kenetli, çelik U kesit elemanlar ve çelik levha takviyeli birleşim.
TİP 2		Yatayda kuru, kenetli ve çelik U kesit elemanlar ile birleşim.
TİP 3		Üst Panel ve alt panelde bırakılan deliklere bindirme donatısının epoksi kullanarak kenetlenmesi ile yapılan yatayda kuru birleşim
TİP 4	Düşey Yönde Birleşimli Modeller	Düşeyde kuru, çelik U kesit elemanlar ve çelik levha takviyeli birleşim.
TİP 5		Düşeyde kuru, çelik U kesit elemanlar ile birleşim
TİP 6		Düşeyde paneller arasında oluşturulan ıslak birleşim

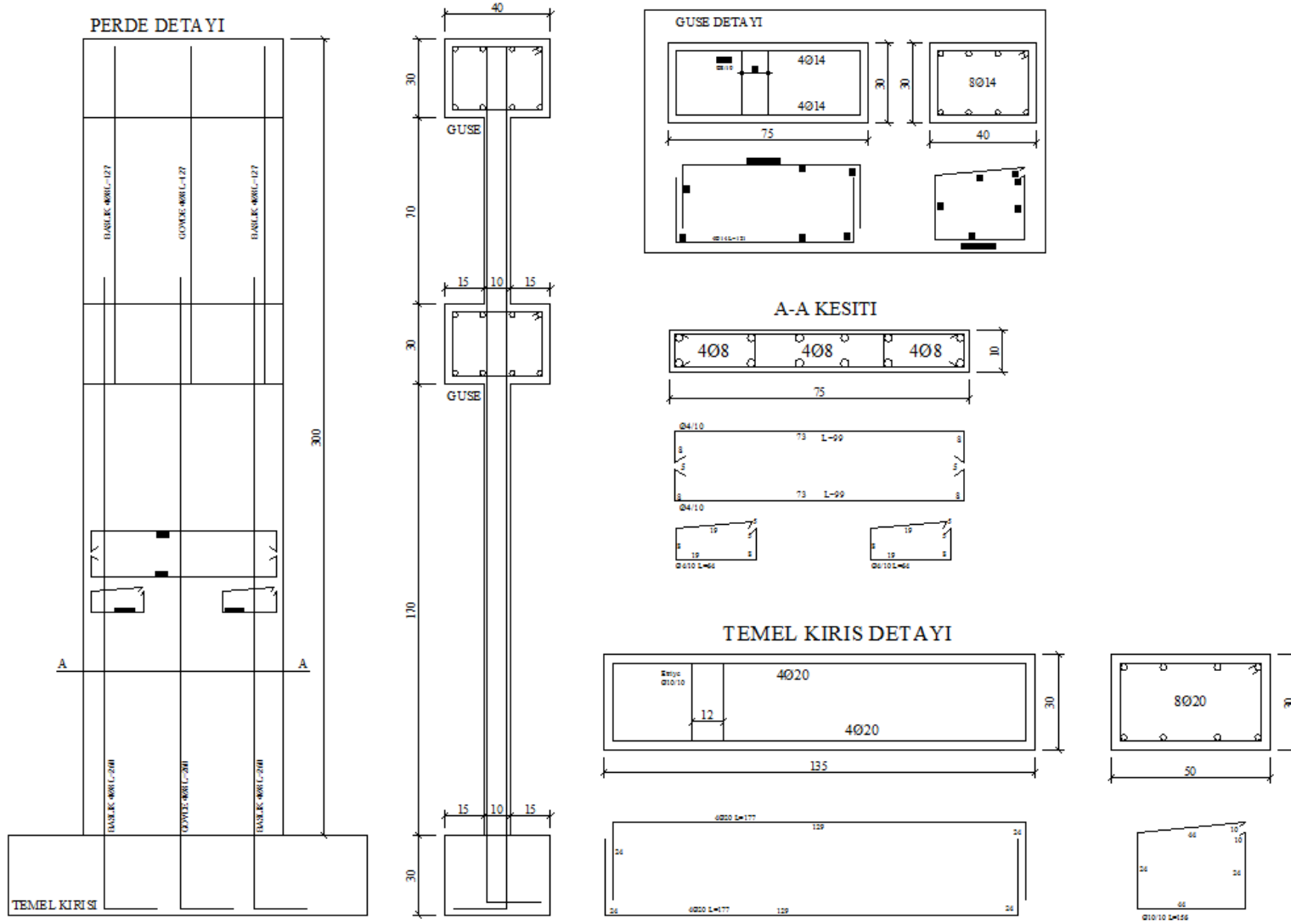
### 3.2.1. RM (Referans Model)

Referans Model, bir döküm olarak tek parça halinde üretilmiştir. Perde panel elemanın boyutları, gerçek boyuttaki perde eleman boyutlarının 1/3 ölçeğinde küçültülmesi ile elde edilmiştir. Referans yapı modelinin şematik görünüşü Şekil 3.10'da donatı detayı ise Şekil 3.11'de verilmiştir.



Şekil 3.10. Referans Model şematik görünüşü





Şekil 3.11. Referans Model donatı detayı

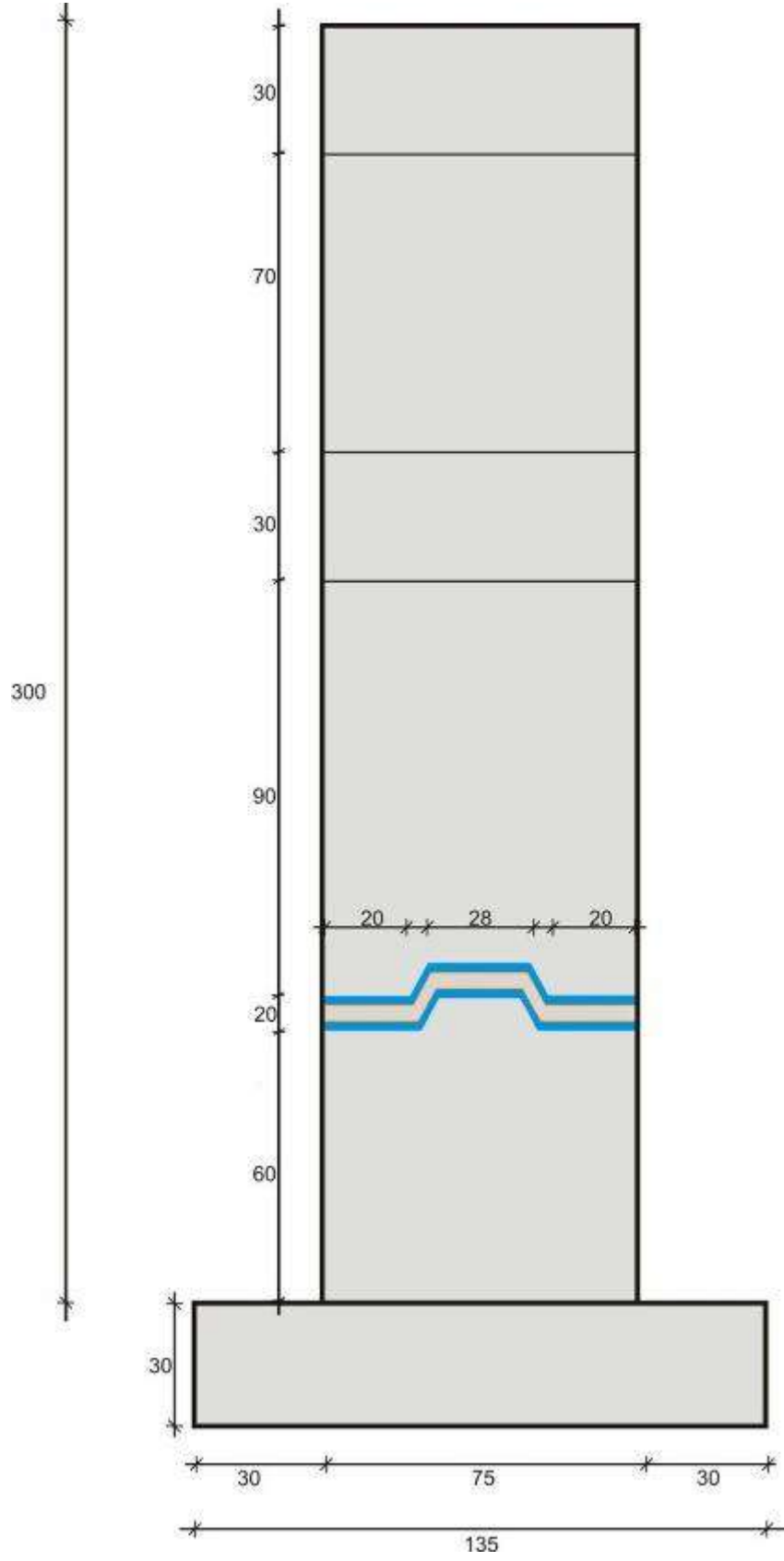
## 3.2.2. Yatay yönde birleşimli modeller

### 3.2.2.1. TİP1 modeli

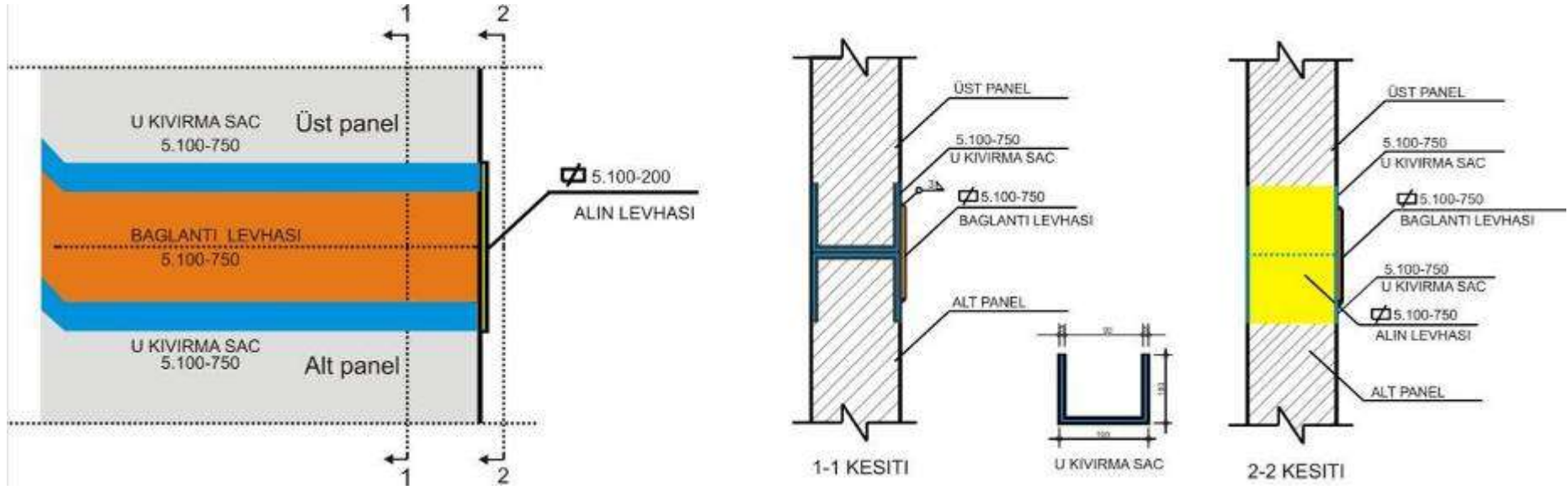
Bu modelde, perde panellerinin birleşimleri kat hizalarında sağlanmıştır. Panellerin üretimi sırasında, perdelerin temas yüzeylerine (alt perde panelinin üst ucuna, üst perde panelinin ise alt ucuna) TS9967 Prefabrike yapı şartnamesi, 2.4.4.4 'Prefabrike eleman birleşimlerinde taşıyıcı özelliklere sahip çelik plakalar, I ve U kesitli çelik profiller ve benzerleri kullanılabilir. Çelik plakanın kalınlığı 4 mm' den az olmamalıdır' maddesine uygun  $t=5$  mm kalınlığındaki St37 çelik saçlardan kıvrılarak oluşturulan U (10\*10\*10 cm) kesitli çelik kılıf elemanlar yerleştirilmiştir. Perde panellerinin boyuna donatıları bu çelik kılıfların iç yüzlerine uygun şekilde kaynaklanmıştır. Daha sonra, perde panellerinin birbiri ile birleşimi sırasında bu kılıf elemanlar perde panellerinin temas yüzeylerinde, yapı dışına bakan kısımda köşe kaynaklı olarak birleştirilmiştir.

Ayrıca, perdelerin dış yüzlerine gelecek şekilde Lev5.100 kesit ölçülerinde St 37 çelik kapak levha elemanı (bağlantı levhası) kullanılmıştır. Bu kapak elemanlar da prefabrik perde panellerine, çelik kılıfların üzerine, kat hizalarından yatay doğrultuda köşe kaynak dikişleri ile kaynaklanmıştır. Tüm kaynak işlemleri montaj sırasında gerçekleştirilmiştir. Bazik elektrot kullanılarak gerçekleştirilen elektrik ark kaynağı (elektrot kaynağı) uygulamasında kaynak kalınlığı  $a=3,0$  mm olarak kullanılmıştır.

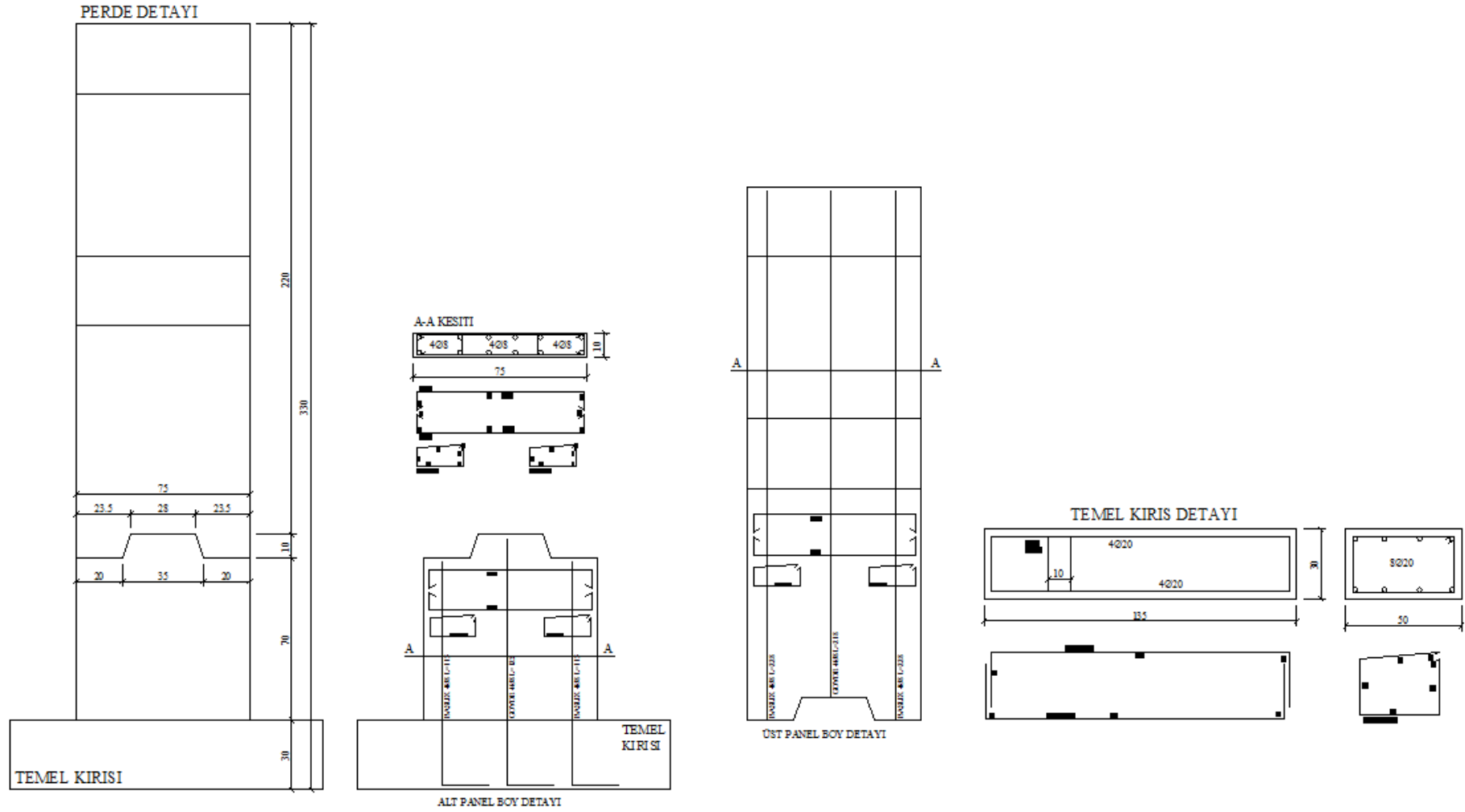
TİP1 modelinin şematik görünüşü Şekil 3.12'de, bağlantı detay görünüşleri Şekil 3.13'de ve donatı detayı ise Şekil 3.14' de verilmiştir.



Şekil 3.12. TİP1 Modeli şematik görünüşü



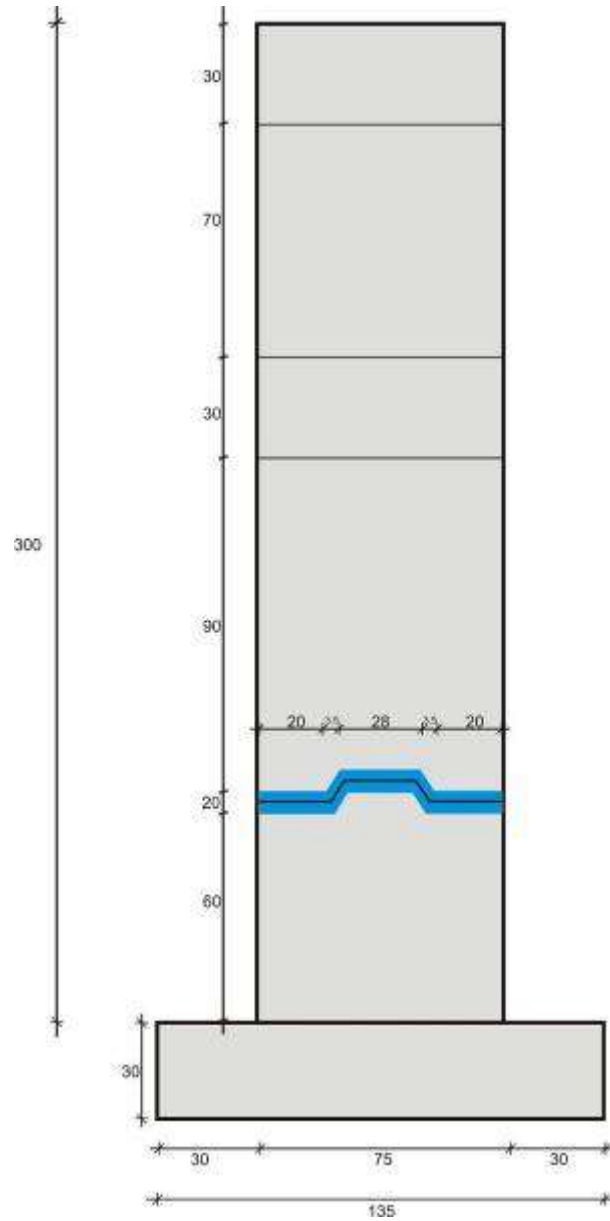
Şekil 3.13. TİP1 Modeli detay görünüşleri



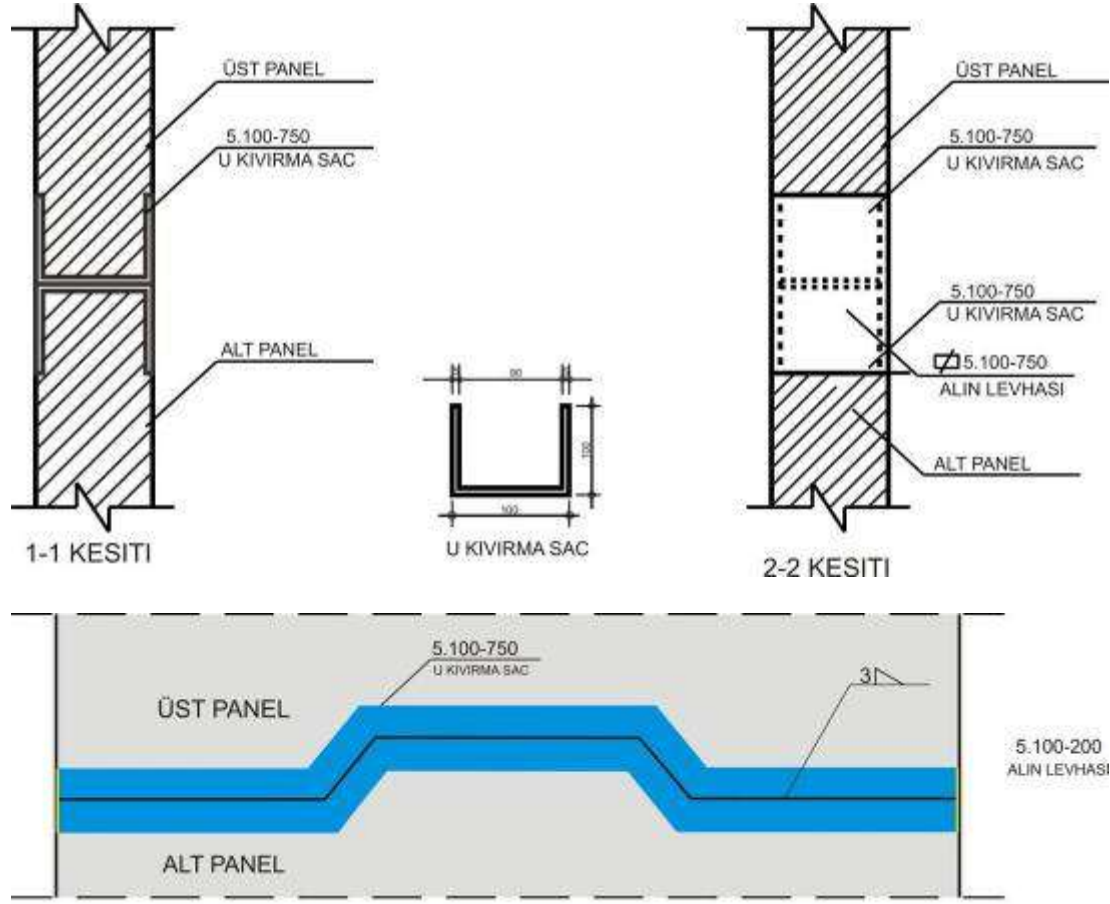
Şekil 3.14. TİP1 ve TİP2 donatı detayı

### 3.2.2.2. TİP2 modeli

Bu model TİP1 Modeli ile aynı özelliklere sahiptir. Bu modelin TİP1 Modelinden farkı, birleşim işleminde perde panellerinin dış yüzlerine, çelik U kılıfların üzerine yerleştirilen çelik kapak levha elemanının kullanılmamış olmasıdır. Birleşim, sadece çelik U kılıfların birbiri ile tek taraflı kaynaklanması ile sağlanmıştır. TİP2 modelinin betonarme donatı detayı TİP1 ile aynıdır (Şekil 3.14). TİP2 modelinin şematik görünüşü Şekil 3.15’de, bağlantı detay görünüşleri ise Şekil 3.16’da verilmiştir.



Şekil 3.15. TİP2 Modeli şematik görünüşü

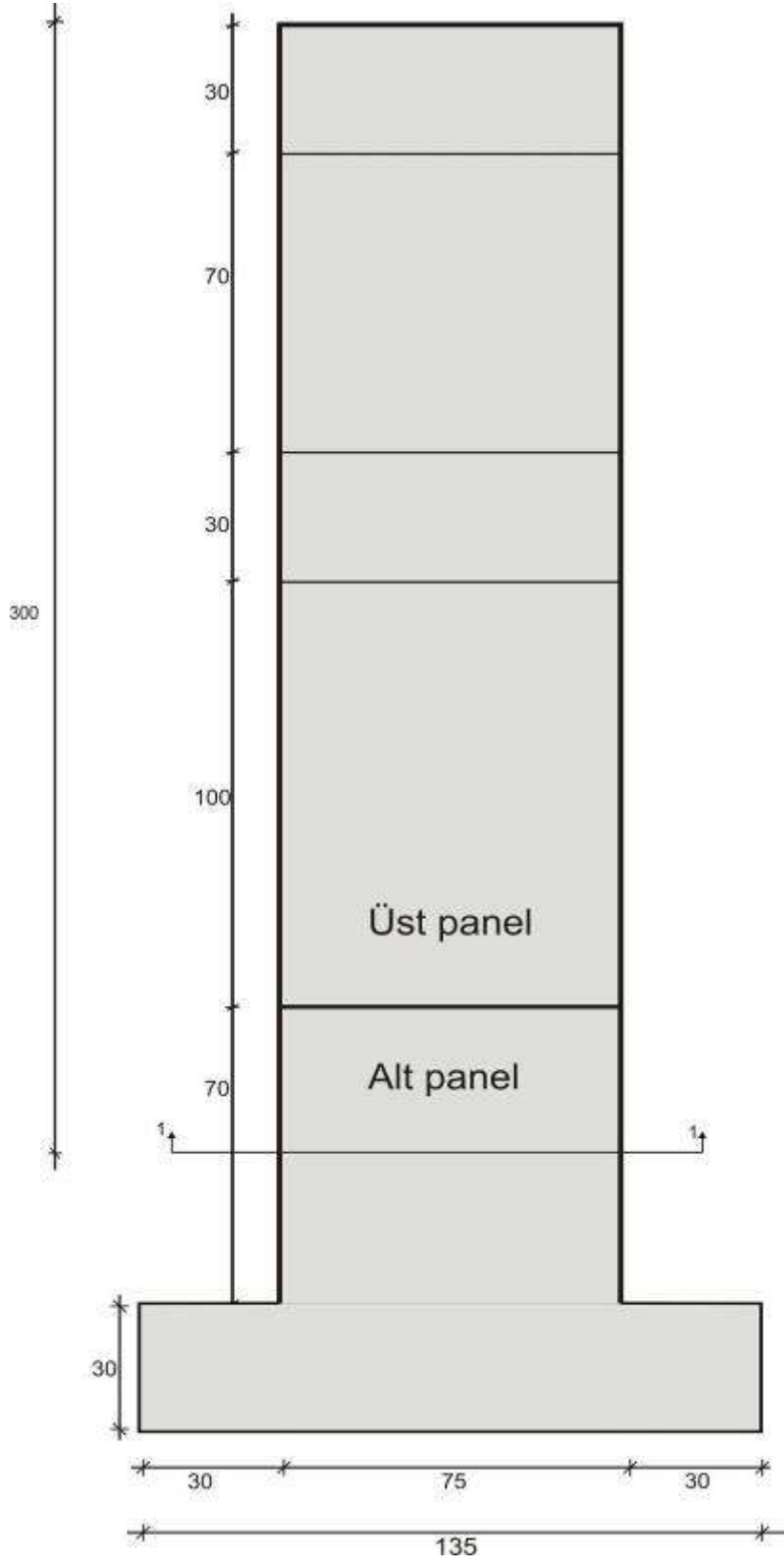


Şekil 3.16. TİP2 Modeli detay görünüşleri

### 3.2.2.3. TİP3-1 ve TİP3-2 modeli

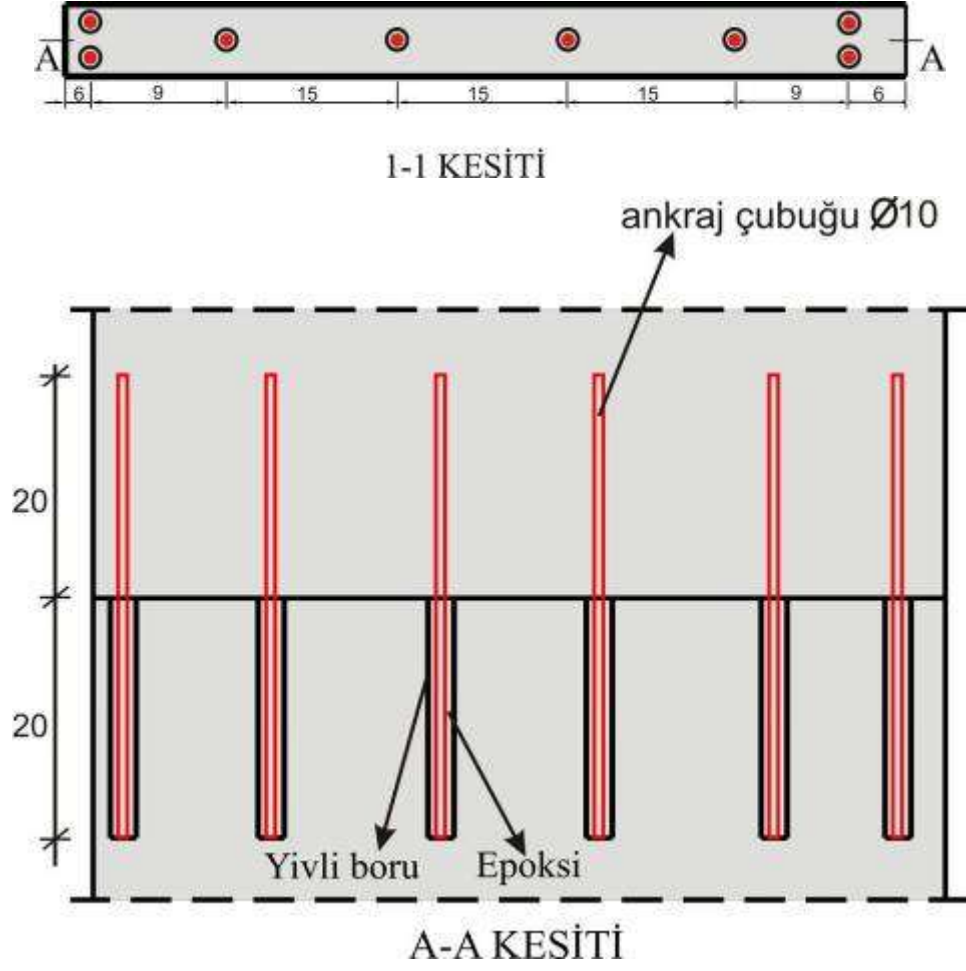
TİP3-1 Modelinde, betonarme prefabrik perde panelleri üst üste yerleştirilmiştir. Üst kat perde paneli ile alt katın perde panelinin bağlantısı, üst kat perde panelinin alt ucunda, gerekli kenetlenme boyunu sağlayacak uzunlukta bırakılan boyuna donatıların, alt kat perde panelinde imalat sırasında oluşturulan deliklere yerleştirilmesi ile sağlanmıştır. Donatıların ankrajlanmasında epoksi ankraj macunu malzemesi kullanılmıştır.

Perde elemanların birleşim bölgesinde yüzey pürüzlülüğü  $\mu=0,6$  alınarak kesme kapasiteleri hesaplanmış ve bu değer kesme kapasitesi talep değerinden oldukça büyük olduğu analitik çalışmalarda görülmüştür. TİP3-1 ve TİP3-2 modellerinin şematik görünüşleri aynı olup Şekil 3.17’de verilmiştir. TİP3 Modeli bağlantı detay görünüşü Şekil 3.18’de ve donatı detayı ise Şekil 3.19’da verilmiştir.

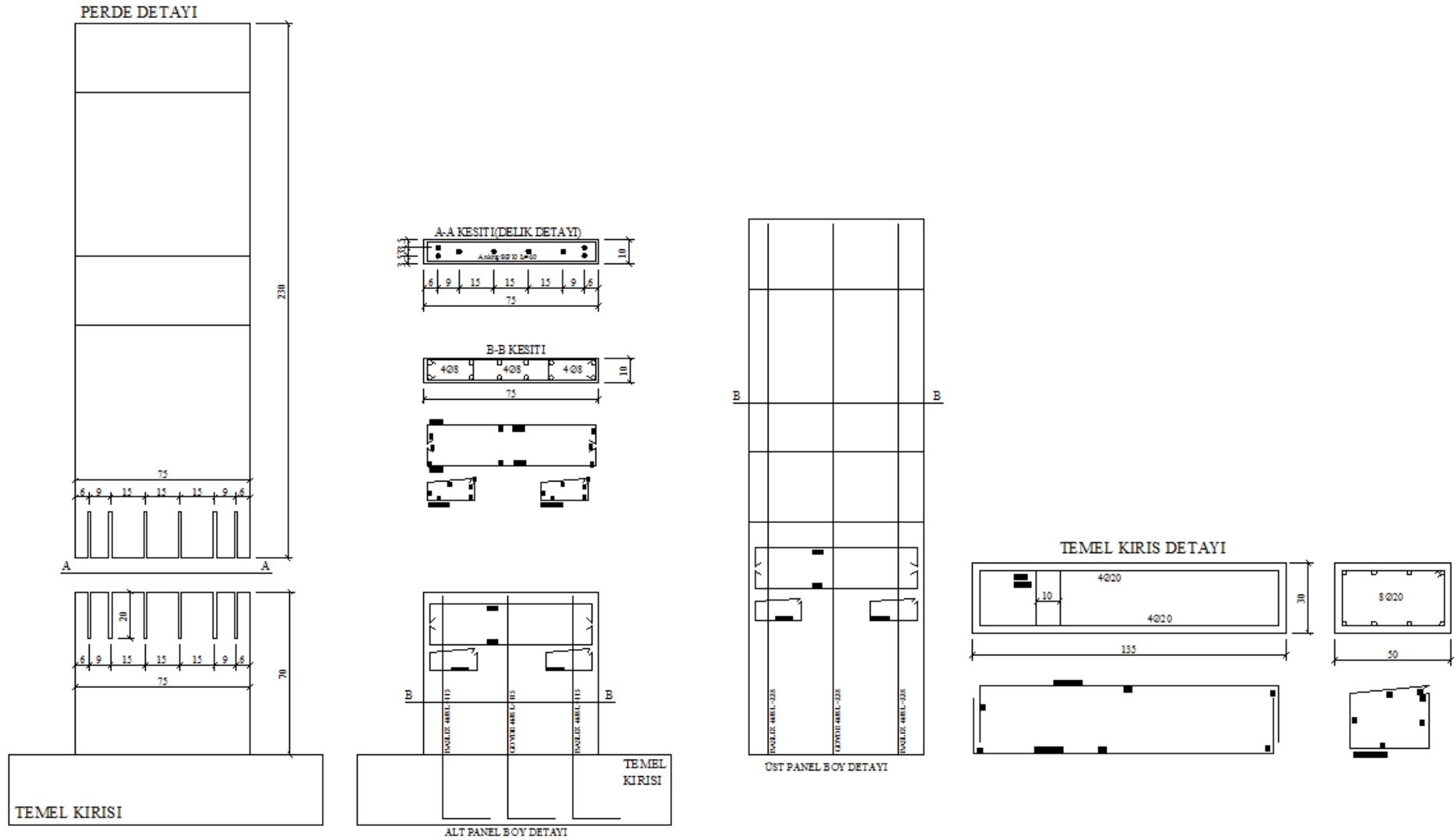


Şekil 3.17. TİP3-1 ve TİP3-2 Modelleri şematik görünüşü



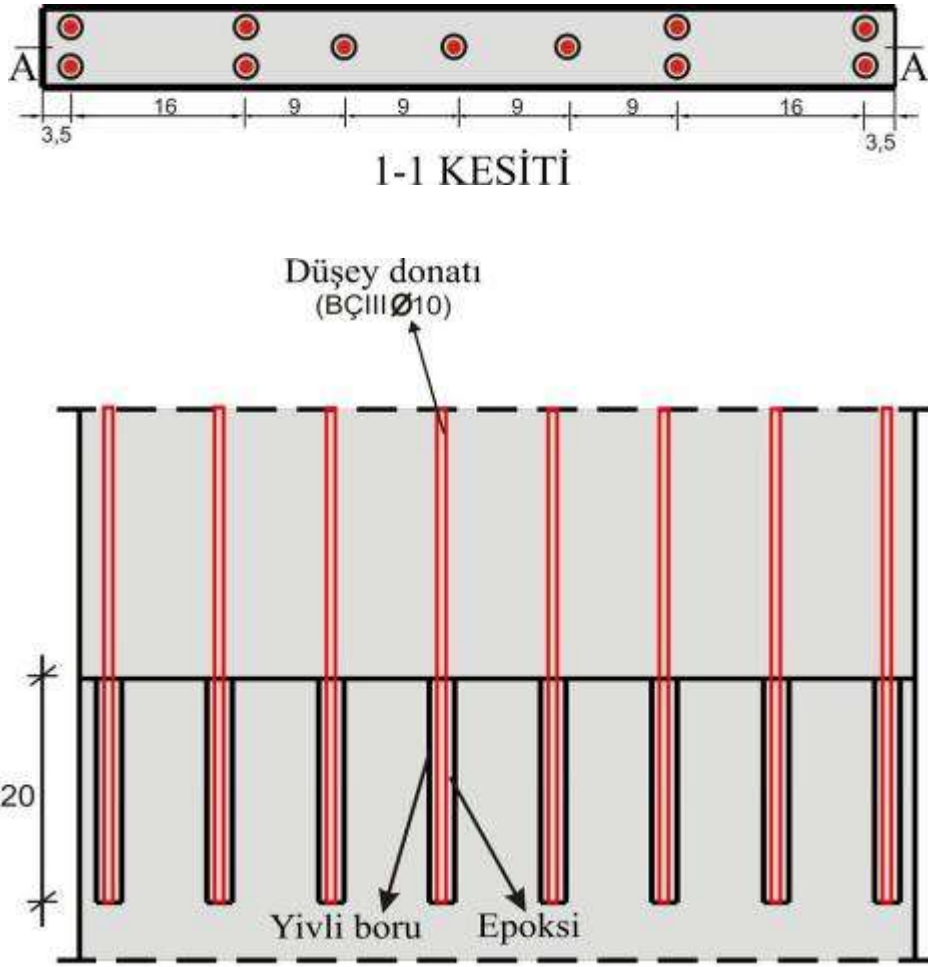


Şekil 3.18. TİP3 Modeli detay görünüşü

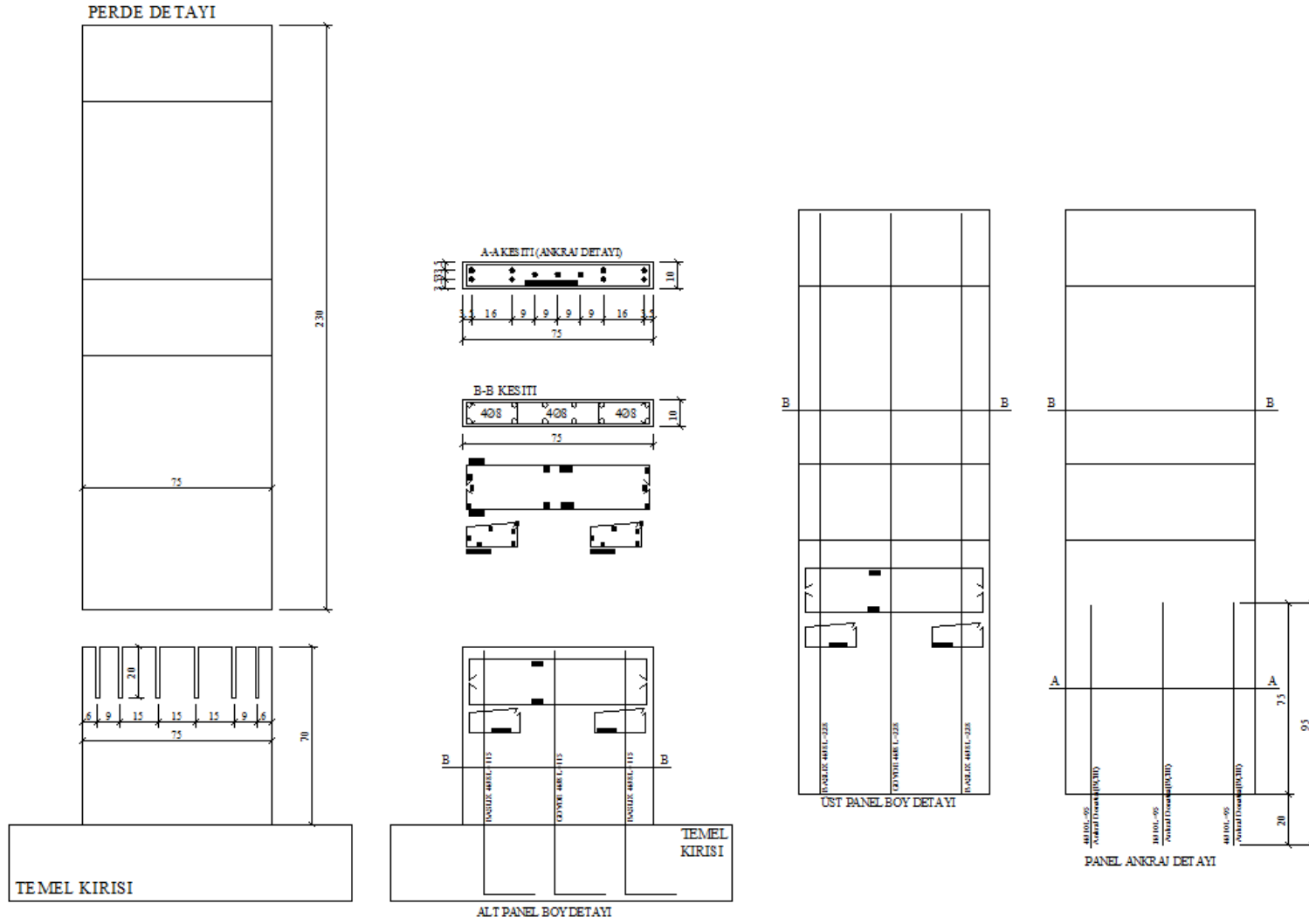


Şekil 3.19. TYP3-1 donatı detayı

Deneyel çalışmalar sırasında, yukarıda TİP3-1 olarak uygulanan detayda, perde panellerinin birleşim bölgesinde, paneller arası bağlantıyı sağlayan ankraj elemanlarının içine girdiği yivli boruların sıyırılmış ve deney sonlandırılmıştır. Uygulanan detayda istenen davranış şekli elde edilememiştir. Bu nedenle, TİP3-1 modeli için yeni bir bağlantı detayı geliştirilmiş ve numune tekrar üretilerek deneyel çalışmalar tekrarlanmıştır. TİP3-2 olarak isimlendirilen bu modelin bağlantı detayı Şekil 3.20'de, donatı detayı ise Şekil 3.21'de verilmiştir.



Şekil 3.20. TİP3-2 Modeli detay görünüşü



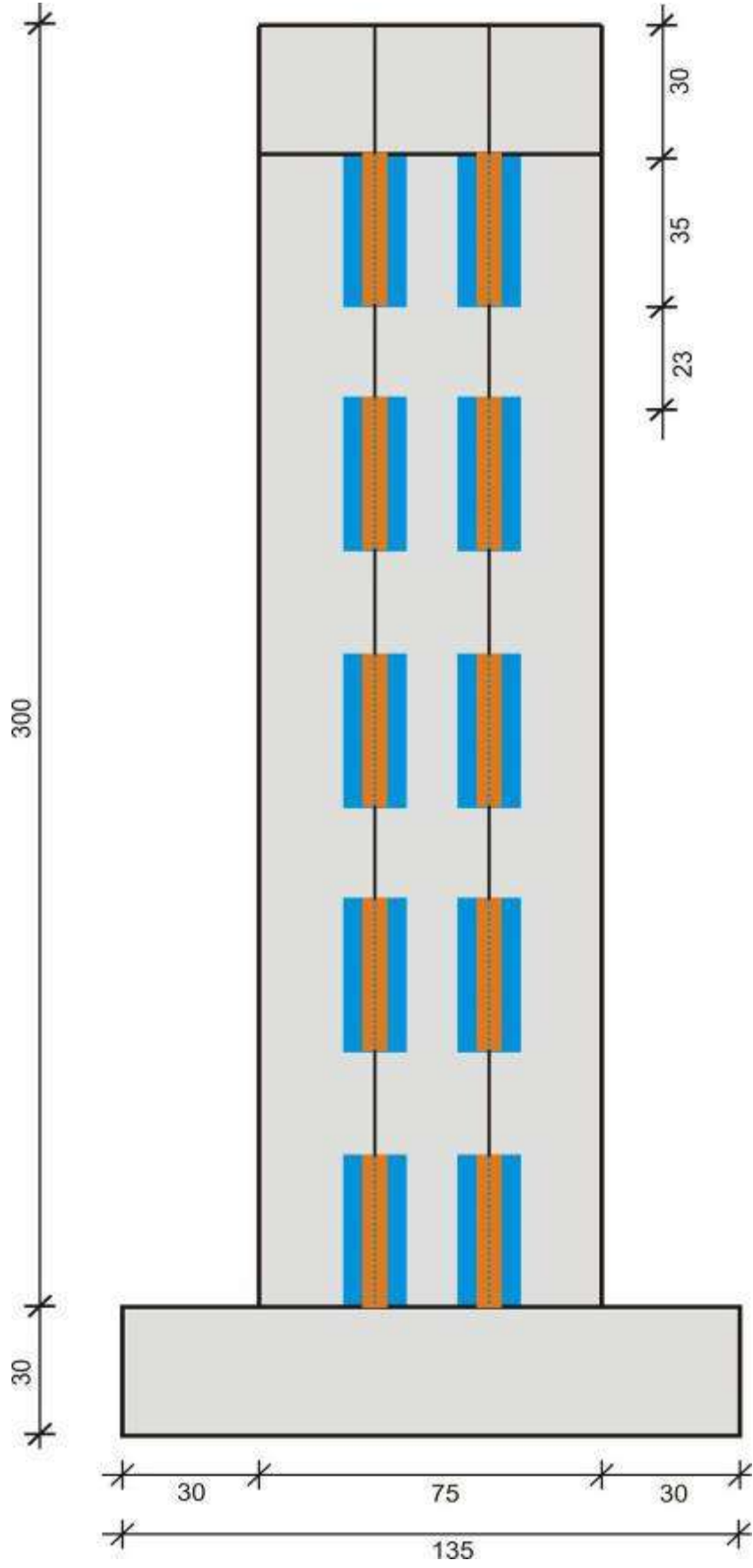
Şekil 3.21. TİP3-2 donatı detayı

### 3.2.3. Düşey yönde birleşimli modeller

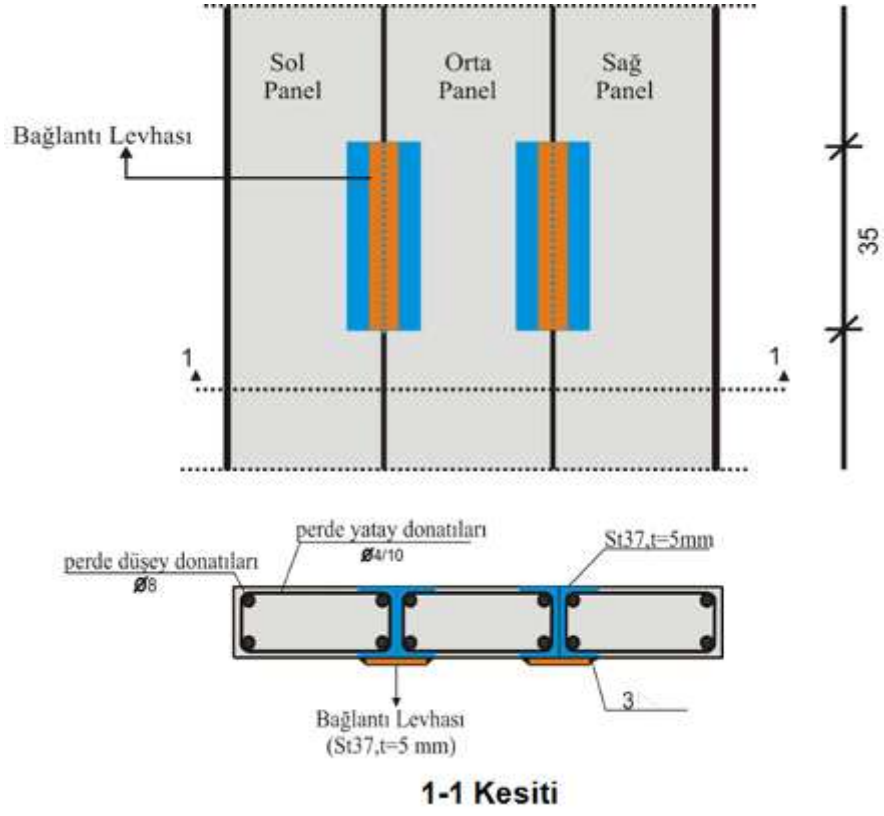
#### 3.2.3.1. TİP4 modeli

TİP 4 bağlantı detayında, prefabrik perde panelleri düşey doğrultuda yan yana yerleştirilmiştir. Perde panelleri üç parça halinde üretilmiştir. Üretim aşamasında, panellerin birbiri ile temas edecek düşey yüzeyleri arasına 5 mm kalınlığındaki çelik saçtan, preste bükülerek oluşturulan 35 cm yüksekliğinde 3,50×10×3,50 cm kesit ölçülerindeki U kılıf elemanlar 23 cm ara ile yerleştirilmiştir. Bu kılıflar perde donatılarına kaynaklı olarak bağlanmıştır. Perde panellerinin montajı sırasında, panellerinin birbirine temas ettiği düşey düzlemde bu kılıflar köşe kaynaklı olarak birbirine kaynaklanarak perde panellerinin birleşimi sağlanmıştır. Ayrıca, perde panellerinin dışa bakan yüzeylerine, bu U kılıfların üzerine t=5 mm kalınlıklı, 5 cm genişliğinde 35 cm yüksekliğindeki kapak levha elemanları köşe kaynaklı olarak birleştirilmiştir.

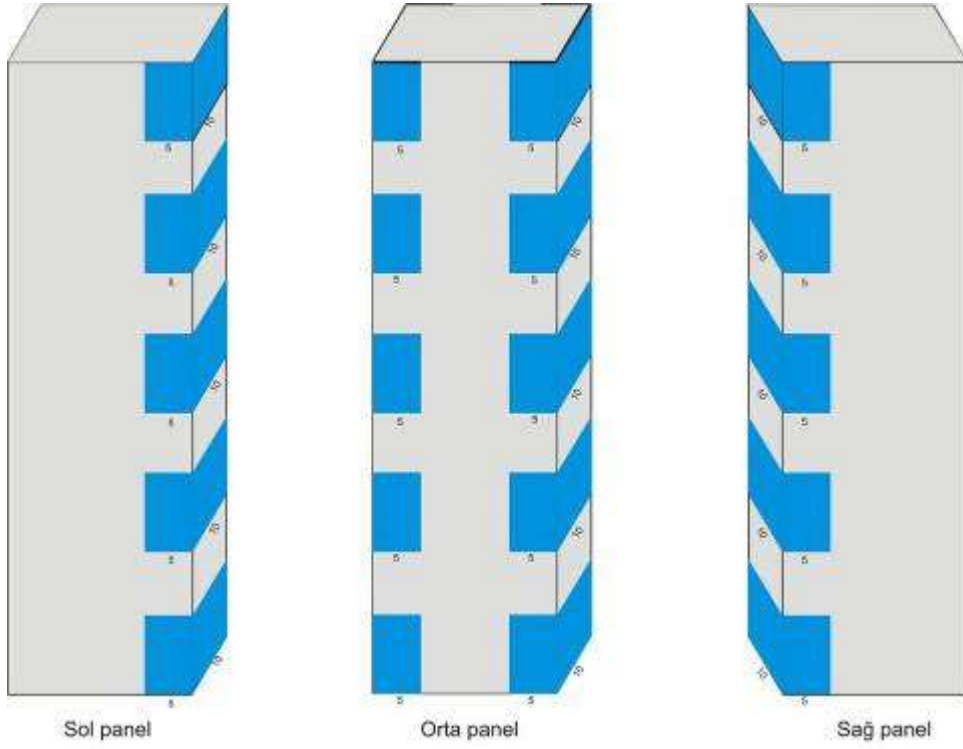
Tüm çelik elemanlar St37 seçilmiştir. Bazik elektrot kullanılarak gerçekleştirilen elektrik ark kaynağı (elektrot kaynağı) uygulamasında kaynak kalınlığı a=3,0 mm olarak alınmıştır. TİP4 Modelinin şematik görünüşü Şekil 3.22’de, bağlantı detay görünüşleri Şekil 3.23’de, perde panellerinin perspektif görünüşleri de Şekil 3.24’de ve donatı detayı Şekil 3.25’ de verilmiştir.



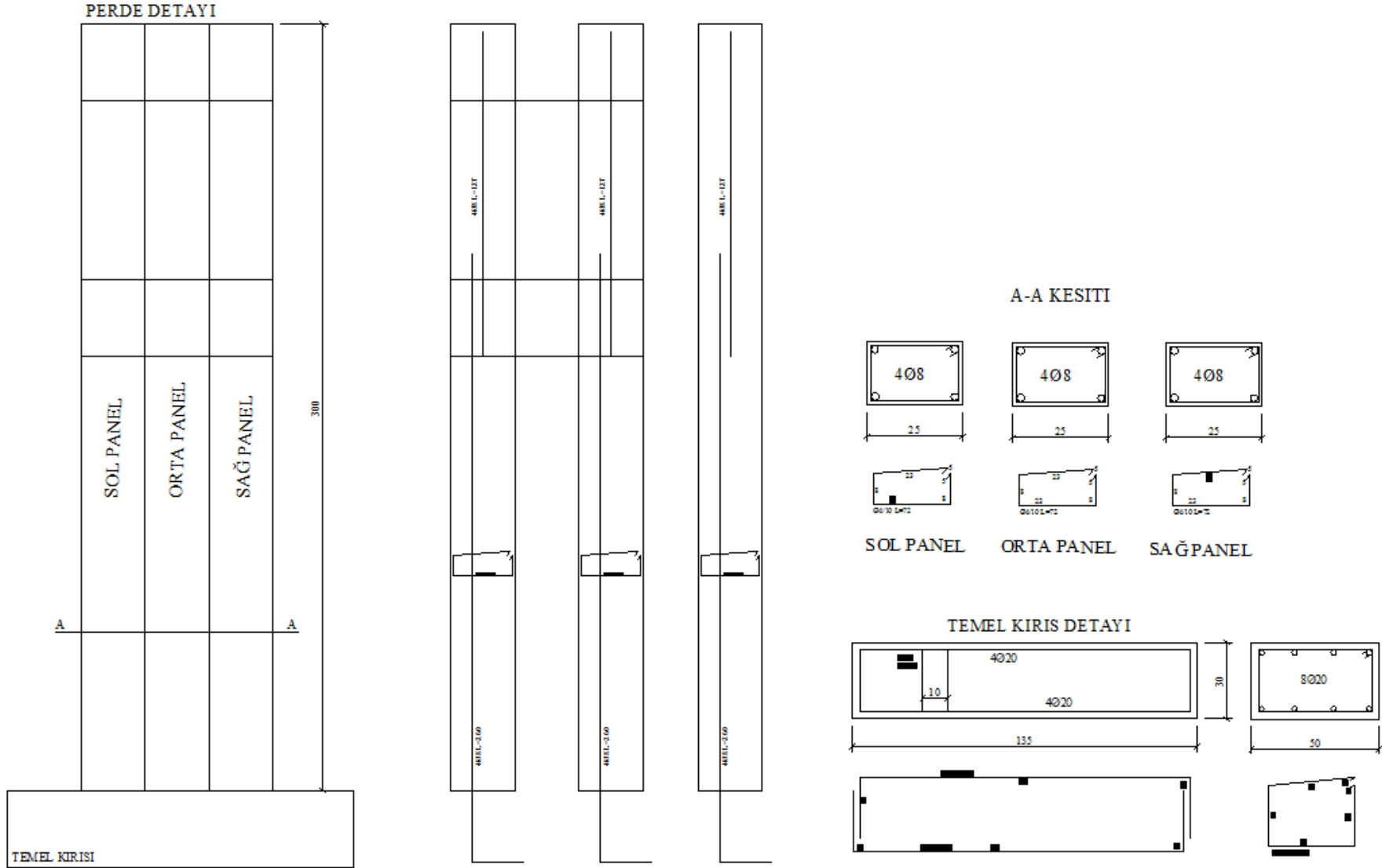
Şekil 3.22. TYP4 Modeli şematik görünüşü



Şekil 3.23. TİP 4 Modeli detay görüşleri



Şekil 3.24. Perde panellerinin perspektif görüşleri

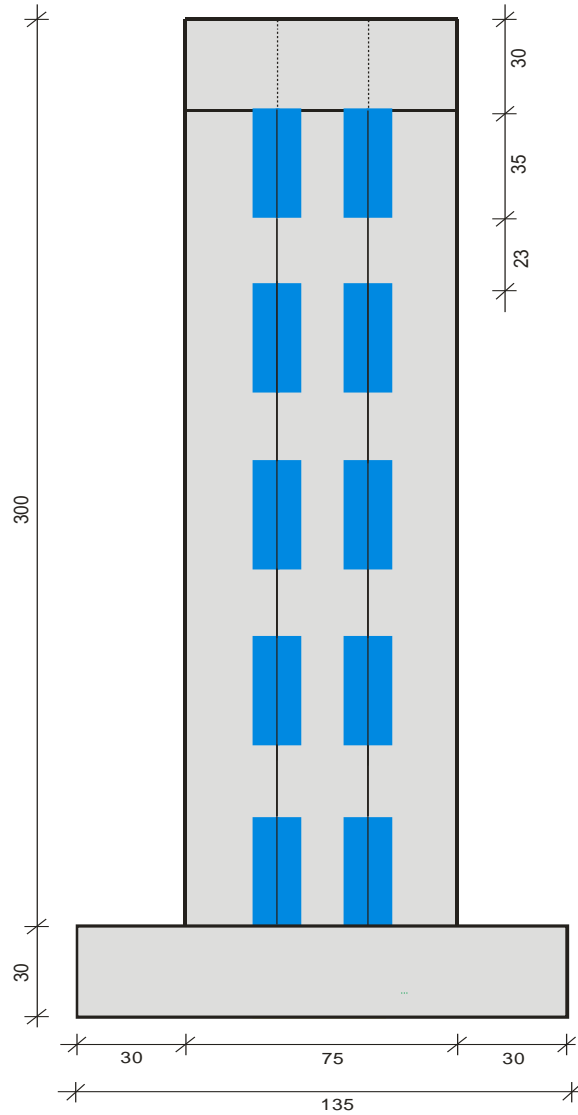


Şekil 3.25. TİP4 ve TİP5 donatı detayı

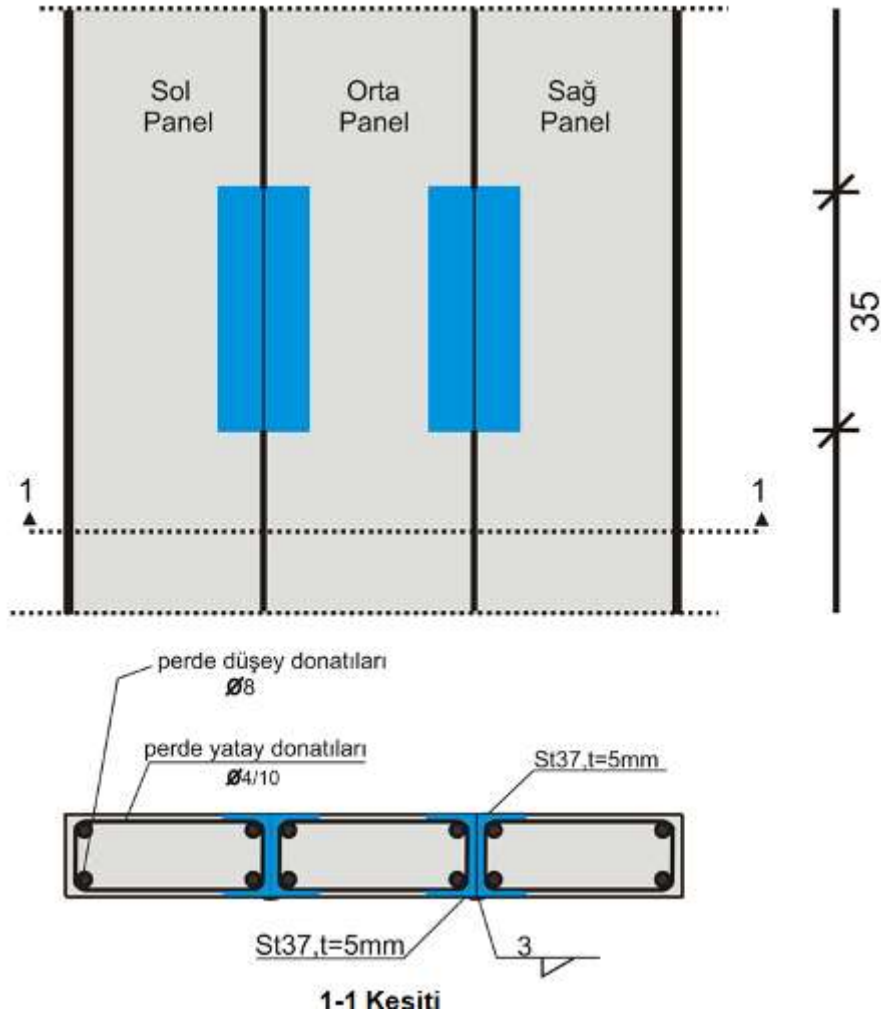


### 3.2.3.2. TİP5 modeli

Bu model TİP4 Modeli ile aynı özelliklere sahiptir. Bu modelin TİP4 Modelinden tek farkı, birleşim işleminde perde panellerinin dış yüzlerine, çelik U kılıfların üzerine yerleştirilen çelik kapak levha elemanının kullanılmamış olmasıdır. Birleşim, sadece çelik U kılıfların birbiri ile tek taraflı kaynaklanması ile sağlanmıştır. TİP5 Modelinin perspektif görünüşü ve betonarme donatı detayı TİP4 Modeli ile aynıdır (Şekil 3.24-25). TİP5 modelinin şematik görünüşü Şekil 3.26'da, bağlantı detay görünüşleri ise Şekil 3.27'de verilmiştir.



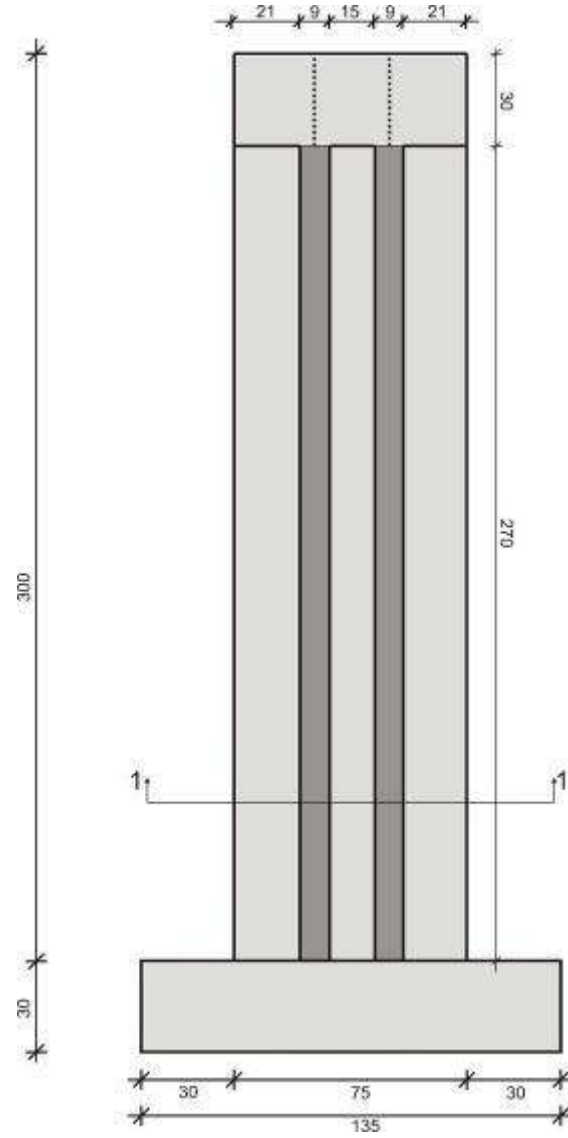
Şekil 3.26. TİP5 Modeli şematik görünüşü



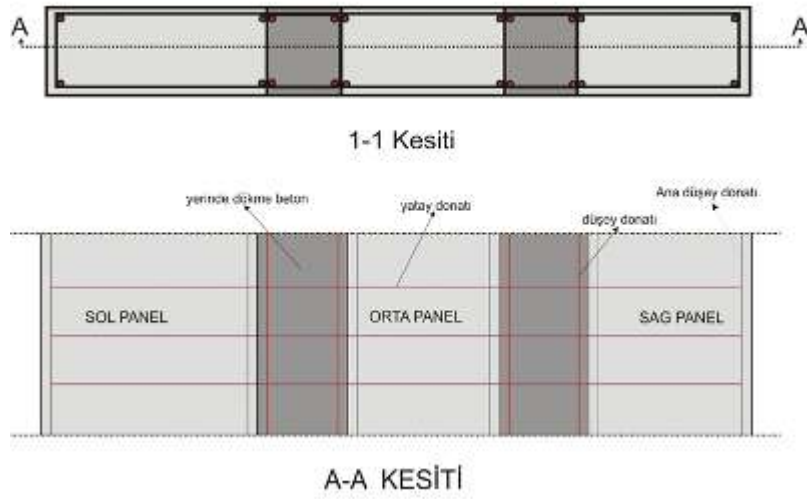
Şekil 3.27. TİP5 Modeli detay görüşleri

### 3.2.3.3. TİP6 modeli

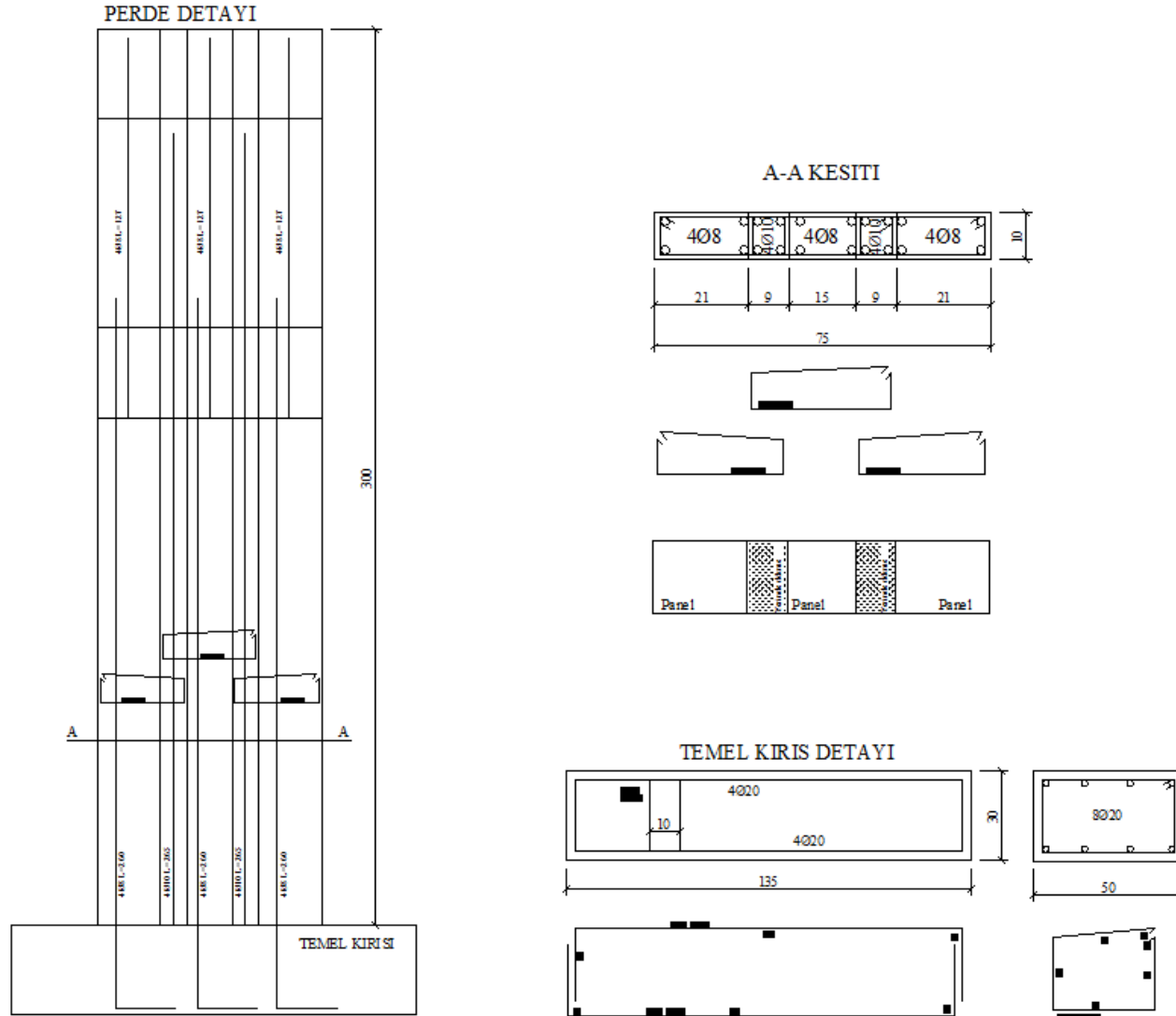
TİP6 modeli bağlantı detayında, düşey doğrultuda yan yana yerleştirilen prefabrik perde panellerinin birleşimi betonarme ıslak döküm olarak sağlanmıştır. Prefabrik perde panelleri mevcut yapıya monte edildikten sonra birleşim bölgesinde oluşturulacak kalıp sistemi ile yerinde beton dökme işlemi gerçekleştirilerek montaj tamamlanacaktır. Birleşim bölgesinde perde boyuna donatıları ile uyumlu olacak şekilde 4 adet boyuna donatı kullanılacaktır. Bu boyuna donatılar, birleştirilen perdelerden gelen yanıl enine donatılar ile birleştirilecektir. Analitik çalışmalarda bulunan sonuçlara göre bağlantı elemanlarında kapasite açısından bir yetersizlik olmadığı belirlenmiştir. TİP6 modelinin şematik görünüşü Şekil 3.28’de, bağlantı detay görüşleri Şekil 3.29’da ve donatı detayı ise Şekil 3.30’da verilmiştir.



Şekil 3.28. TİP6 Modeli şematik görünüşü



Şekil 3.29. TİP6 Modeli detay görünüşleri



Şekil 3.30. TİP6 donatı detayı

### 3.3. Malzemeler

Deney Modellerinin üretiminde kullanılan beton ve donatı çeliği ile ilgili bilgiler aşağıda sunulmuştur.

#### 3.3.1. Beton

Deney numunelerinin üretiminde maksimum tane çapı 16 mm olan, priz hızlandırıcı katkı maddeli C30 hazır betonu kullanılmıştır. Beton laboratuvar ortamına (döküm sahasına) transmikser ile taşınmıştır. Beton dökümü esnasında vibratör uygulanmıştır. Beton dökümünden sonraki ilk 5 gün boyunca düzenli olarak gerekli kür şartları sağlanmıştır.

C30 betonunun karışımında kullanılan çimento dozajı 365 kg/m<sup>3</sup>, su miktarı 168 kg/m<sup>3</sup> ve hiperakışkanlaştırıcı katkı miktarı 1,4 kg/m<sup>3</sup>'tür. Hazırlanan karışımın Slamp (çökme) değeri 20-22 cm aralığında olup, taze birim hacim ağırlığı 2350 kg/m<sup>3</sup>'tür. Beton dökümünden önce taze betondan 15 cm ayrıtlı küp numuneler alınmıştır. Alınan numuneler standart kür koşullarında bekletilerek 7,14,28 gün ve deney gününde olmak üzere 3'er örnek serbest basınç deneyine tabi tutulmuştur (Şekil 3.31).



Şekil 3.31. Beton küp numuneleri ve tek eksenli basınç testi

İlk olarak üretilen Referans Model (RM) ve TİP1 deney elemanlarına ait tek eksenli beton test sonuçları Tablo 3.2'de, TİP2, TİP3-1, TİP4, TİP5 ve TİP6 deney elemanlarına ait

sonuçlar Tablo 3.3’de, TİP6 deney elemanının bağlantı bölgesinde sonradan yerinde döküm yapılan beton için küp basınç dayanım değerleri Tablo 3.4’de, TİP3-2 deney elemanına ait sonuçlar ise Tablo 3.5’de verilmiştir. Tablo 3.6’da tüm deney numunelerinin 28 günlük ve deney günü ölçülen küp dayanımının silindir dayanımına dönüştürölmüş hali verilmiştir. Ayrıca, C30 betonu karışımında kullanılan malzemeler ile ilgili bilgiler de aşağıda verilmiştir.

Tablo 3.2. Beton küp basınç dayanım değerleri (RM,TİP1)

Numune No	15x15 küp dayanımları			
	fc (MPa) (7 Günlük)	fc (MPa) (14 Günlük)	fc (MPa) (28 Günlük)	fc (MPa) (Deney Günü)
1	42.02	48.20	53.33	60.96
2	40.52	46.16	52.63	57.23
3	39.24	46.28	51.01	67.66
<b>Ortalama</b>	<b>40.59</b>	<b>46.88</b>	<b>52.32</b>	<b>61.95</b>

Tablo 3.3. Beton küp basınç dayanım değerleri (TİP2, TİP3-1, TİP4, TİP5 ve TİP6)

Numune No	15x15 küp dayanımları			
	fc (MPa) (7 Günlük)	fc (MPa) (14 Günlük)	fc (MPa) (28 Günlük)	fc (MPa) (Deney Günü)
1	36.23	40.64	44.64	50.53
2	38.73	41.78	43.89	51.47
3	35.02	40.61	45.01	52.72
<b>Ortalama</b>	<b>36.66</b>	<b>41.01</b>	<b>44.51</b>	<b>51.57</b>

Tablo 3.4. Beton küp basınç dayanım değerleri (TİP6 Yerinde döküm bağlantı yeri)

Numune No	15x15 küp dayanımları			
	fc (MPa) (7 Günlük)	fc (MPa) (14 Günlük)	fc (MPa) (28 Günlük)	fc (MPa) (Deney Günü)
1	42.21	43.55	53.33	61.42
2	44.15	44.88	52.63	59.15
3	39.27	43.28	51.01	65.06
<b>Ortalama</b>	<b>41.87</b>	<b>43.90</b>	<b>52.32</b>	<b>61.88</b>

Tablo 3.5. Beton küp basınç dayanım değerleri (TİP3-2)

Numune No	15x15 küp dayanımları			
	fc (MPa) (7 Günlük)	fc (MPa) (14 Günlük)	fc (MPa) (28 Günlük)	fc (MPa) (Deney Günü)
1	37.25	41.74	45.80	48.95
2	38.90	40.67	42.91	50.23
3	36.21	42.84	45.15	50.54
<b>Ortalama</b>	<b>37.45</b>	<b>41.75</b>	<b>44.62</b>	<b>49.91</b>

Tablo 3.6. Beton silindir basınç dayanım değerleri

Deney elemanı	fc (MPa) (15*30 Ortalama silindir basınç dayanımı*)	
	28 Günlük	Deney Günü
RM	42.42	50.23
TİP 1	42.42	50.23
TİP 2	36.09	41.81
TİP 3-1	36.09	41.81
TİP 3-2	36.18	40.47
TİP 4	36.09	41.81
TİP 5	36.09	41.81
TİP 6	36.09	41.81

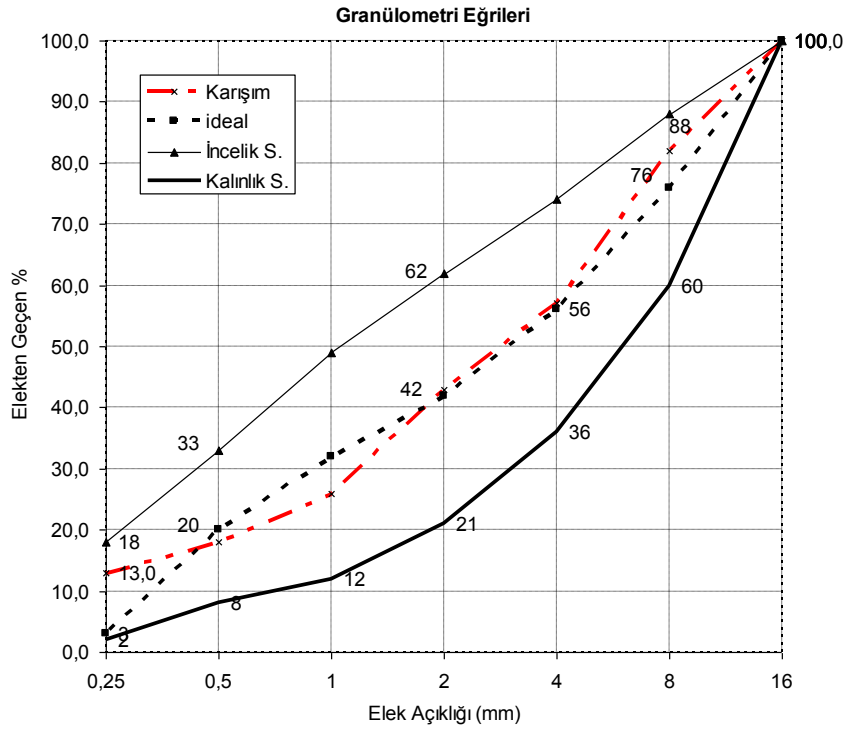
\* Küp dayanımı silindir dayanımına dönüştürülerek verilmiştir.

### 3.1.1.1 Agrega

Agrega olarak Denizli ili Serinhisar ilçesinde bulunan kireçtaşı ocaklarından elde edilen kırmataş ve kırmataş tozu kullanılmıştır. Kullanılan agreganın en büyük tane çapı 16 mm'dir. 16 mm tane çapı için sınır değerler ve hazırlanan agreganın tane dağılımı elek analizi Tablo 3.7'de ve tane dağılım eğrisi Şekil 3.32'de verilmiştir. Kullanılan agreganın tane dağılım eğrisi ve granülometri eğrileri TS802'de belirtilen maksimum tane büyüklüğü 16mm için verilen karışık agreganın granülometri eğrilerine uygundur. Agreganın su emme oranı %0.8, kırmataş tozunun ise %1.2'dir.

Tablo 3.7. Kullanılan Agreganın Tane Dağılımı Eğrisi

Elek NO	İdeal Tane Dağılımı (%)	İncelik Sınırı (%)	Kalınlık Sınırı (%)	Karışım Tane Dağılımı (%)
16	100.0	100	100	100
8	82.0	76	88	60
4	57.0	56	74	36
2	43.0	42	62	21
1	26.0	32	49	12
0.5	18.0	20	33	8
0.25	13.0	3	18	2



Şekil 3.32. Kullanılan Agreganın Granülometri Eğrisi

### 3.1.1.2 Çimento

Deney numunelerinin hazırlanmasında çimento CEM I 42.5R (Denizli Çimento AŞ) tipi çimento kullanılmıştır.

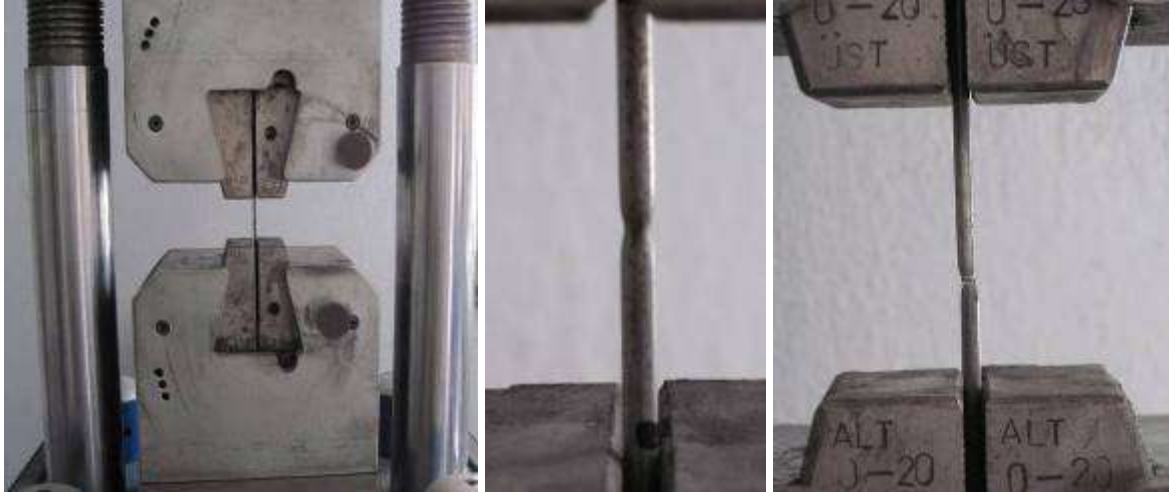


### 3.1.1.3 Su

Hazır beton yapımında kullanılan su, Denizli ili Merkez Hacı Eyüplü mevkiinde bulunan derin kuyudan sağlanan içilebilir sudur.

### 3.3.2. Donatı çeliği

Model Numunelerin üretiminde kullanılan çelik donatıların mekanik özelliklerinin belirlenmesi için TS 708 (2000)'e uygun olarak çekme testleri yapılmıştır (Şekil 3.33).



Şekil 3.33. Donatı çeliği çekme deneyi

Çekme testlerinden elde edilen sonuçlar Tablo 3.8-9'da verilmiş olup sonuçların TS 708'deki değerleri sağladığı görülmüştür.

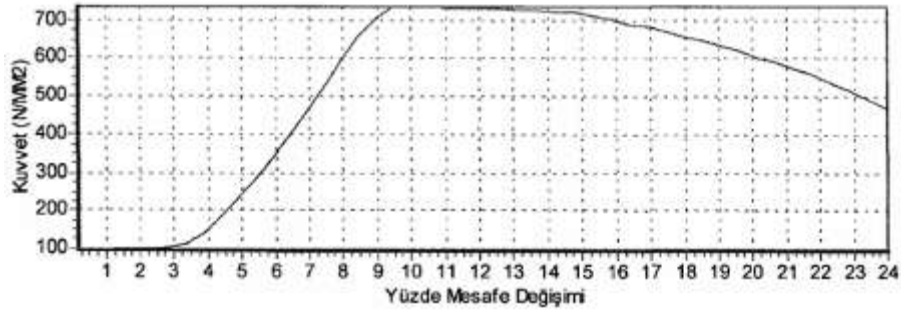
Tablo 3.8. Çekme deneyi sonuçları ( $\phi 4$  - BÇ IV)

<b>DENEY SONUCU BULUNAN DEĞERLER</b>					
No	Çap (mm)	Akma (N/mm <sup>2</sup> )	Çekme (N/mm <sup>2</sup> )	Çekme/Akma (Rm/Re)	Kopma Uzaması (%)
1	4	732	736	1.01	21
2	4	723	727	1.01	24

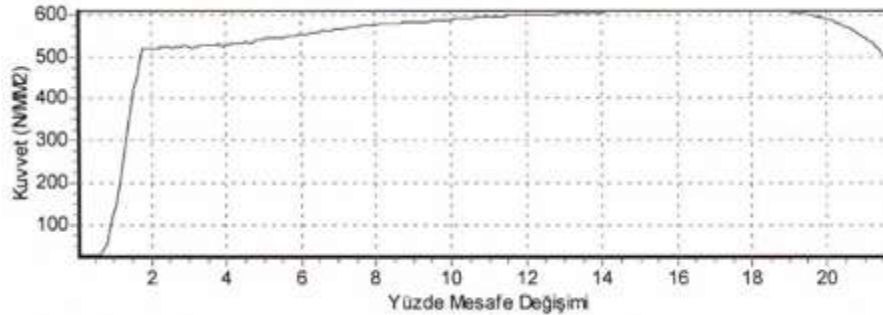
Tablo 3.9. Çekme deneyi sonuçları ( $\phi$ 8,10,14,20 - BÇ III)

No	Çap (mm)	Akma (N/mm <sup>2</sup> )	Çekme (N/mm <sup>2</sup> )	Çekme/Akma (Rm/Re)	Kopma Uzaması (%)
1	8	562	653	1.16	20.50
2	8	555	652	1.18	21.50
1	10	519	621	1.20	21.00
2	10	460	562	1.22	23.00
1	14	463	561	1.21	23.00
2	14	456	564	1.24	23.50
1	20	468	574	1.23	18.00
2	20	468	572	1.22	17.50

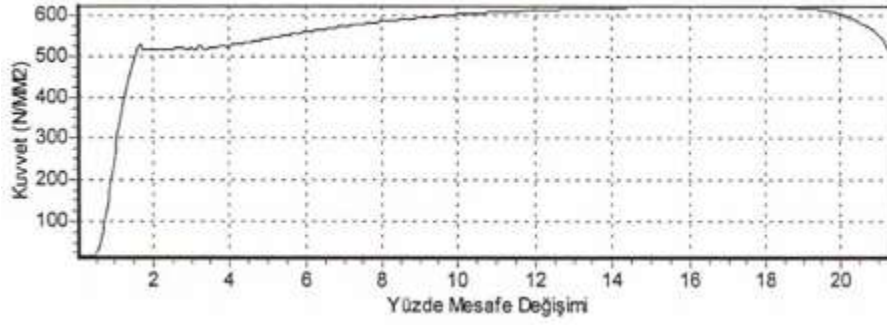
Perde numunelerin üretiminde perde yanal enine donatı olarak kullanılan ( $\phi$ 4 - BÇ IV) çelik donatısının Gerilme-Şekil değiştirme eğrisi Şekil 3.34’de, perde elemanlarının boyuna ana donatısı ve diğer donatıların gerilme şekil değiştirme eğrileri de Şekil 3.35-38’ de verilmiştir.



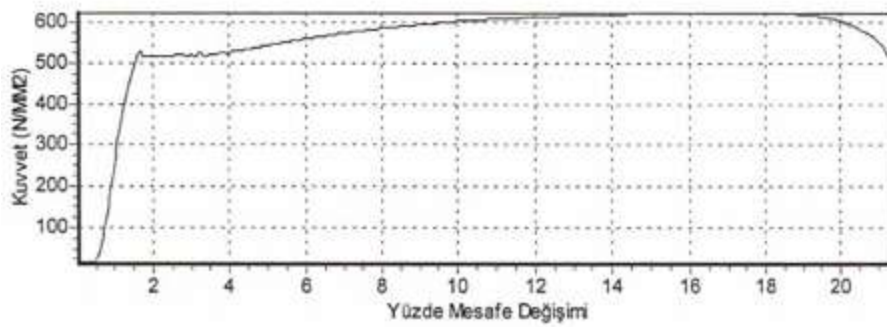
Şekil 3.34.  $\phi$ 4-BÇIV çelik donatısının gerilme şekil değiştirme eğrisi



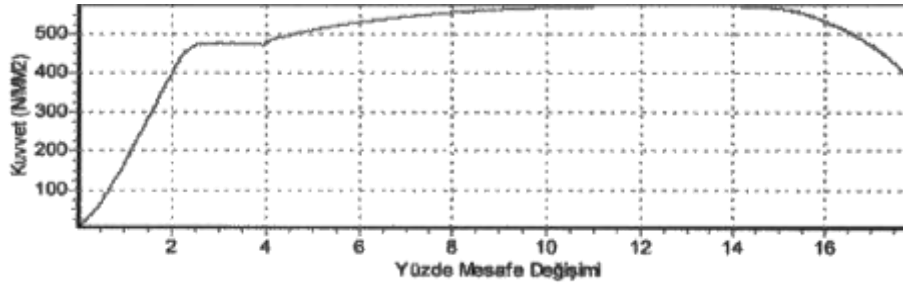
Şekil 3.35.  $\phi$ 8-BÇIII çelik donatısının gerilme şekil değiştirme eğrisi



Şekil 3.36.  $\phi 10$ -BÇIII çelik donatısının gerilme şekil değiştirme eğrisi



Şekil 3.27.  $\phi 14$ -BÇIII çelik donatısının gerilme şekil değiştirme eğrisi



Şekil 3.38.  $\phi 20$ -BÇIV çelik donatısının gerilme şekil değiştirme eğrisi

### 3.3.3. Epoksi esaslı kimyasal yapıştırıcı

Kimyasal yapıştırıcının mekanik özellikleri ankrajın kapasitesini doğrudan etkilemektedir. TİP3-1 ve TİP3-2 modellerin bağlantısında donatıların ankrajlanmasında epoksi ankraj macunu malzemesi kullanılmıştır (Şekil 3.39). Kullanılmış olan ankraj macunu teknik özellikleri epoksinin temin edildiği Elips firmasının katalogundan alınmış olup Tablo 3.10'da verilmiştir. Ayrıca istenilen neticenin alınabilmesi için ankraj delikleri bir kompresör yardımı ile iyice temizlenmiş ve daha sonra ankraj macunu alt paneldeki deliklere doldurulup üst panel yerleştirilmiştir.



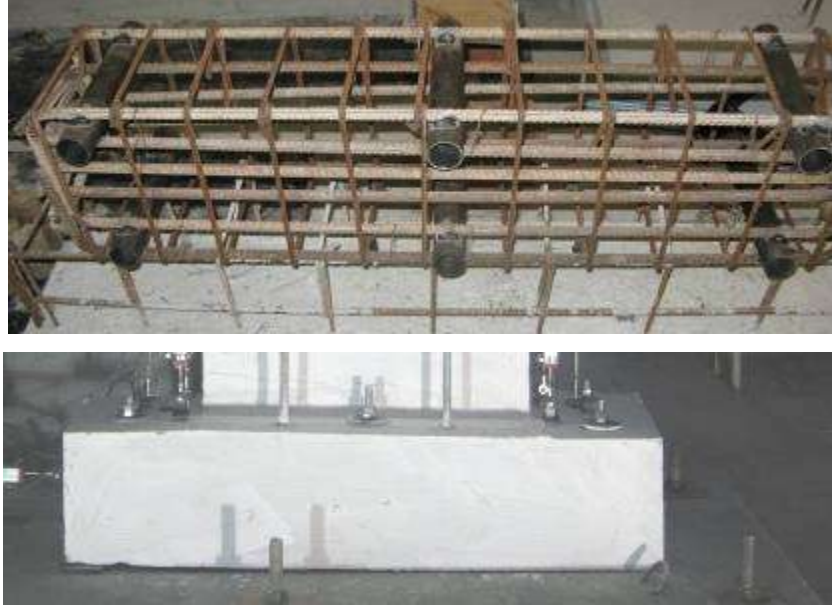
Şekil 3.39. Uygulanan epoksi esaslı kimyasal yapıştırıcı

Tablo 3.10. Ankraj macunu teknik özellikleri

Malzeme	ANCE – 1100 TX Ankraj macunu
Karışım oranı Ağırlıkça Hacimsel	A /B /C 30 /20 /50 40 /27/ 33
Karışım yoğunluğu 20°C TS EN ISO 2811-1	1,6-1,8
Karışım ömrü Dakika /23°C,200 g. DIN 16945	60 - 80
Renk	Gri
Kuruma süresi Toz kuruma (saat/ 23°C TS 4317) Dokunmakuruması (saat/23°C TS 4317) Tam kuruma (gün/23°C TS 4317))	1-2 saat 6-8 saat 7 gün

### 3.4. Deney Modellerinin Üretimi

Modellerin üretiminde ahşap kalıp, sert polietilen malzemeler ve plywood levhalar kullanılmıştır. Kalıp elemanlar, betonun yapışmaması ve kolay sökülebilmeleri için, betonla temas edecek olan yüzeyleri yağlanmıştır. Perde modellerinin mevcut rijit temele bağlantısının sağlanması için, üretim aşamasında model elemanların temel detaylarında özel ankraj delikleri oluşturulmuştur (Şekil 3.40).



Şekil 3.40. Temel-Rijit döşeme bağlantı detayı

Deney modellerinin tüm imalat aşamaları PAÜ Mühendislik Fakültesi Deprem Araştırma ve Yapı Teknolojileri Laboratuvarında gerçekleştirilmiştir. Kalıp (Şekil 3.41) ve donatı (Şekil 3.42-43) imalatları tamamlanan numunelerin beton dökme işlemi, C30 hazır betonunun transmikser ile laboratuvar ortamına taşınması ve kalıba boşaltılması şeklinde gerçekleştirilmiştir (Şekil 3.44). Betonun kalıba yerleşmesini sağlamak için vibratör kullanılmıştır (Şekil 3.45).



Şekil 3.41. Perde kalıplarının hazırlanması



Şekil 3.42. Perde donatılarının hazırlanması



Şekil 3.43. Donatıların kalıba yerleştirilmesi



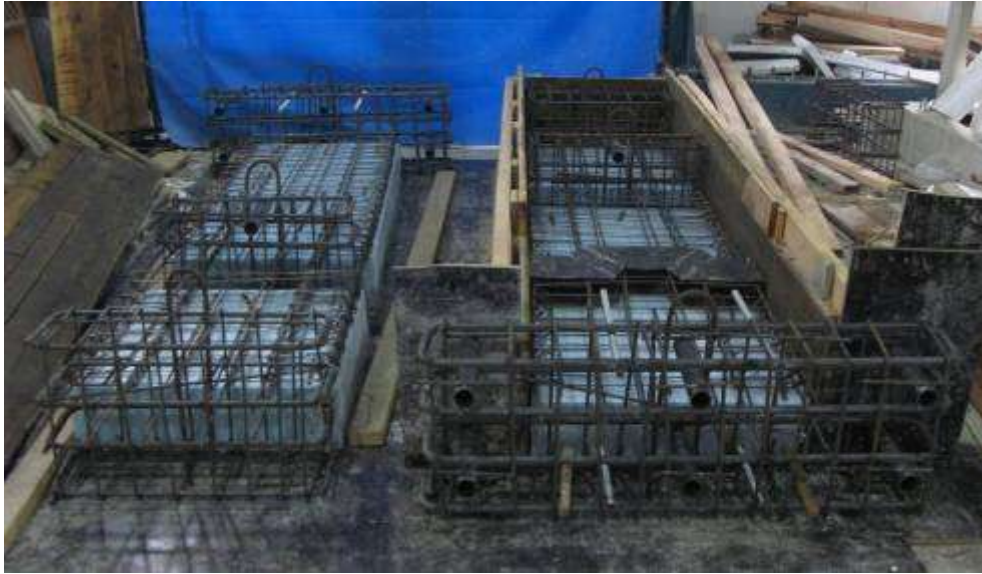
Şekil 3.44. Laboratuvar ortamında beton dökümü



Şekil 3.45. Vibrasyon uygulaması

Tüm deney modellerinde başlık bölgeleri oluşturulmuştur. Perde yatay donatıları ve başlık bölgesi etriyeleri  $\phi 4$ -BÇ IV, perde düşey donatıları  $\phi 8$ -BÇIII, perde temeli boyuna donatıları  $\phi 20$ -BÇIII ve etriyeleri ise  $\phi 10/10$ -BÇIII olarak düzenlenmiştir.

Deney modellerinin üretim ve deneye hazır hale getirilmesi aşamasında çekilen bazı resimler aşağıda verilmiştir (Şekil 3.46-3.63).



Şekil 3.46. Referans Model ve TİP1 Modeli donatı detayı



Şekil 3.47. TİP1 ve TİP2 Modellerinde uygulanan yatay bağlantı detayı

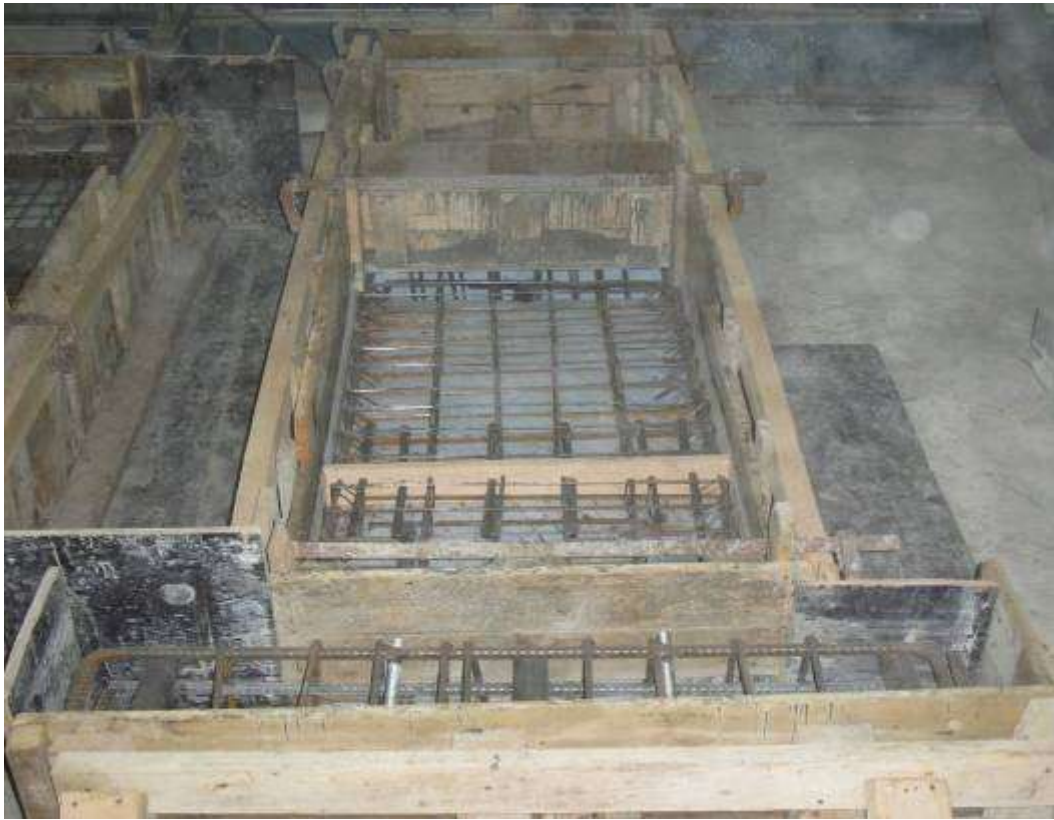




Şekil 3.48. Referans Model ve TİP1 Modeli beton dökümü öncesi



Şekil 3.49. Referans Model ve TİP1 Modeli beton döküm sonrası



Şekil 3.50. TİP3-1 Modeli bağlantı detayı



Şekil 3.51. TİP3-2 Modeli bağlantı detayı



Şekil 3.52. TİP4, TİP5 Modelleri imalat detayı



Şekil 3.53. TİP4 ve TİP5 Modelleri beton döküm sonrası



Şekil 3.54. TİP4 Modeli bağlantı detayı (Çelik bağlantı levha takviyesi)



Şekil 3.55. TİP5 Modelinin kaynaklı düşey bağlantı detayı



Şekil 3.56. TİP6 Modeli boyuna ve enine donatıların düzenlenmesi



Şekil 3.57. TİP6 Modeli bağlantı yeri donatı detayı ve beton döküm sonrası



Şekil 3.58. TİP3-1 ve TİP3-2 Modeli alt panelinin temele montajı



Şekil 3.59. TİP3-1 ve TİP3-2 Modeli epoksi ankrajı yapılırken



Şekil 3.60. TİP3-1 ve TİP3-2 Modeli üst panel ankrajlı olarak birleşirken





Şekil 3.61. TİP1 ve TİP2 Modeli üst paneli yerleştirilmesi



Şekil 3.62. TİP1 ve TİP2 Perde panellerinin birleşim bölgesinin kaynaklı teşkili

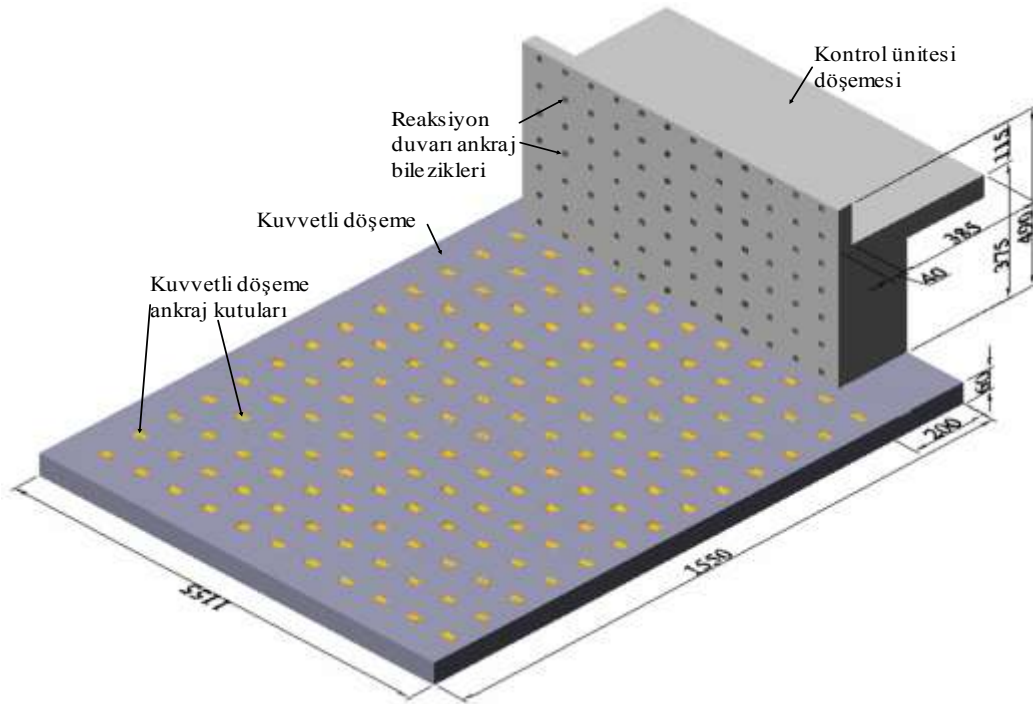


Şekil 3.63. TİP1 Modeli bağlantı ve alın levhalarının kaynaklı teşkili

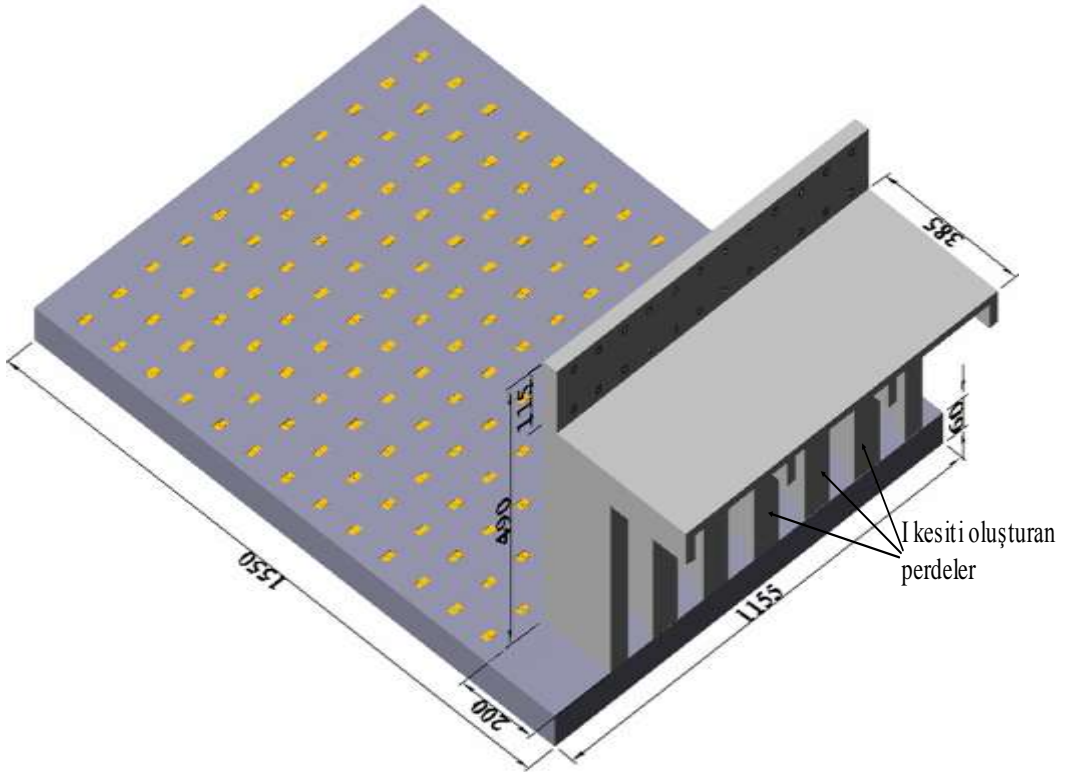
### 3.5. Deney Düzeneği

DeneySEL alışmalar Pamukkale Üniversitesi Deprem ve Yapı Teknolojileri Araştırma Laboratuvarında gerçekleştirilmiştir. Laboratuvar 1999 yılında hizmete açılmıştır. Laboratuvar içerisinde deneylerin gerçekleştirildiği betonarme “kuvvetli dōřeme-reaksiyon duvarı” sistemi oluşturulmuştur. Bu “kuvvetli dōřeme– reaksiyon duvarı (KDRD)” sistemi bđyđk model deneylerinin yapımına imkân verecek şekilde galerisiz olarak tasarlanmış ve mevcut prefabrik laboratuvar binası içerisine inşa edilmiştir. Laboratuvarın kuvvetli dōřeme-reaksiyon duvarı kısmı aynı anda birden fazla, iki ve üç boyutlu deneyin yapılabilmesine olanak sağlamaktadır.

Kuvvetli dōřeme sistemi, 186,40 m<sup>2</sup> alana oturan 60 cm kalınlığında betonarme platformdan ve platformun içine inşaat sırasında tespit edilmiş ankraj ünitelerinden oluşmaktadır. Yükleme pistonlarının monte edildiği reaksiyon duvarı ise; 5 m yüksekliğinde, 40 cm kalınlığındadır. Bu reaksiyon duvarı, arka kısmından 2 m eninde, 30 cm kalınlığında nervür perde duvarlar ile desteklenmiştir. Kuvvetli dōřeme ve reaksiyon duvarına ait perspektif görđnüşler şekil 3.64-65’te verilmiştir.



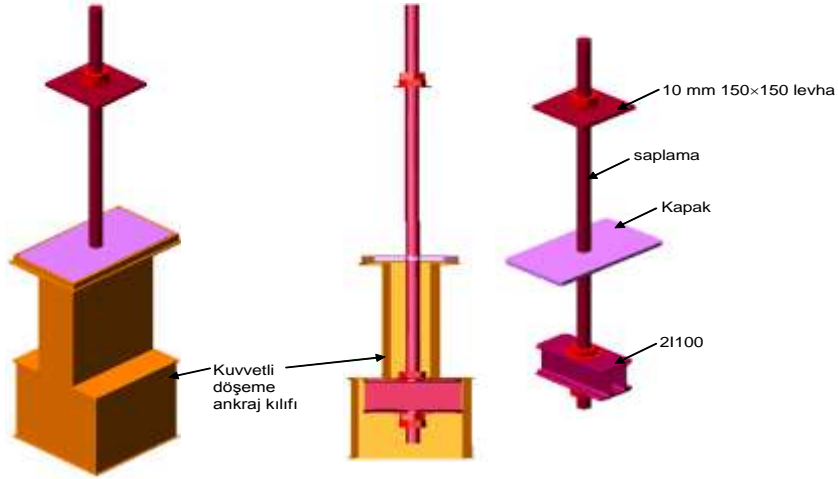
şekil 3.64. Kuvvetli dōřeme ve reaksiyon duvarı ön perspektif görđnüşü.



Şekil 3.65. Kuvvetli döşeme ve reaksiyon duvarı arka perspektif görünüşü.

Kuvvetli döşemenin oluşturduğu platformda bir yönde 11'er, diğer yönde 13'er adet olmak üzere toplam 143 adet ankraj ünitesi 1'er metre ara ile yerleştirilmiş durumdadır. Deneyi yapılacak olan modeller bu ankraj üniteleri ile kuvvetli döşemeye sabitlenmektedir.

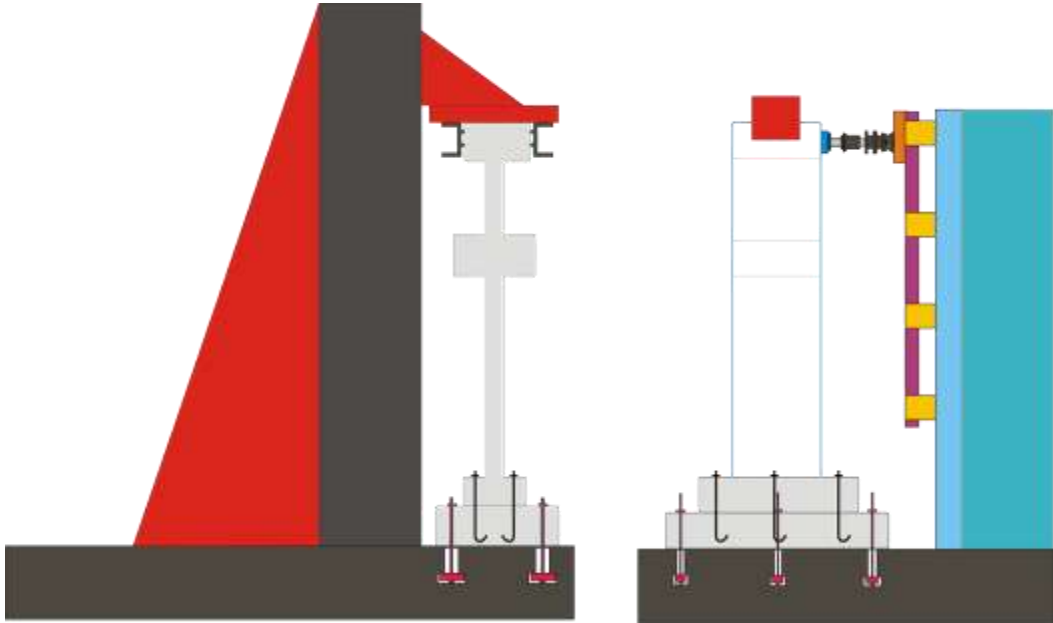
Ankraj sisteminde, 2 adet I profili yan yana getirilerek başlıklarından kaynatılmıştır. Bu şekilde oluşturulan yeni profin ortasından  $\varnothing 40$  delik açılmış ve  $\varnothing 30$  saplama geçirilmiştir (Şekil 3.66). Ankraj ünitelerinin kullanımı,  $\varnothing 30$  saplamanın saat yönünde 90 derece döndürülüp kilitlenmesi ile olmaktadır. Bu şekilde ankrajlar yerleştirilip kilitlendikten sonra, deney modellerinin temelleri, imalat aşamasında oluşturulan deliklerden ankraj ünitelerine oturtulup sabitlenir. Bu çalışmada, deney modelleri rijit döşemeye toplam 6 noktadan bağlanmıştır (Yılmaz 2007).



Şekil 3.66. Ankraj ünitesi detay resimleri

### 3.5.1. Yükleme düzeneği

Deney modelleri, tepe noktadan “itme/çekme” şeklinde uygulanan tersinir tekrarlı tekil yükleme altında test edilmiştir. Yükleme sisteminin genel görünüşü Şekil 3.67’de verilmiştir. Pistonun perde sistemine sadece yatay aksenal yük (piston için aksenal kuvvet) aktarabilmesi için mafsal bağlantılar kullanılmıştır (Şekil 3.68). Ayrıca deney numunelerinin düzlem dışı davranışının engellenebilmesi için perde üst kotunda düzlem dışı ötelenmeyi engelleyecek kayıcı mesnetler kullanılmıştır (Şekil 3.69).



Şekil 3.67. Deney düzeneğinin görünüşü



Şekil 3.68. Yükleme pistonu ucunda oluşturulan mafsalsal bağlantı



Şekil 3.69. Yanal hareketi önleyici kayıcı mesnetler

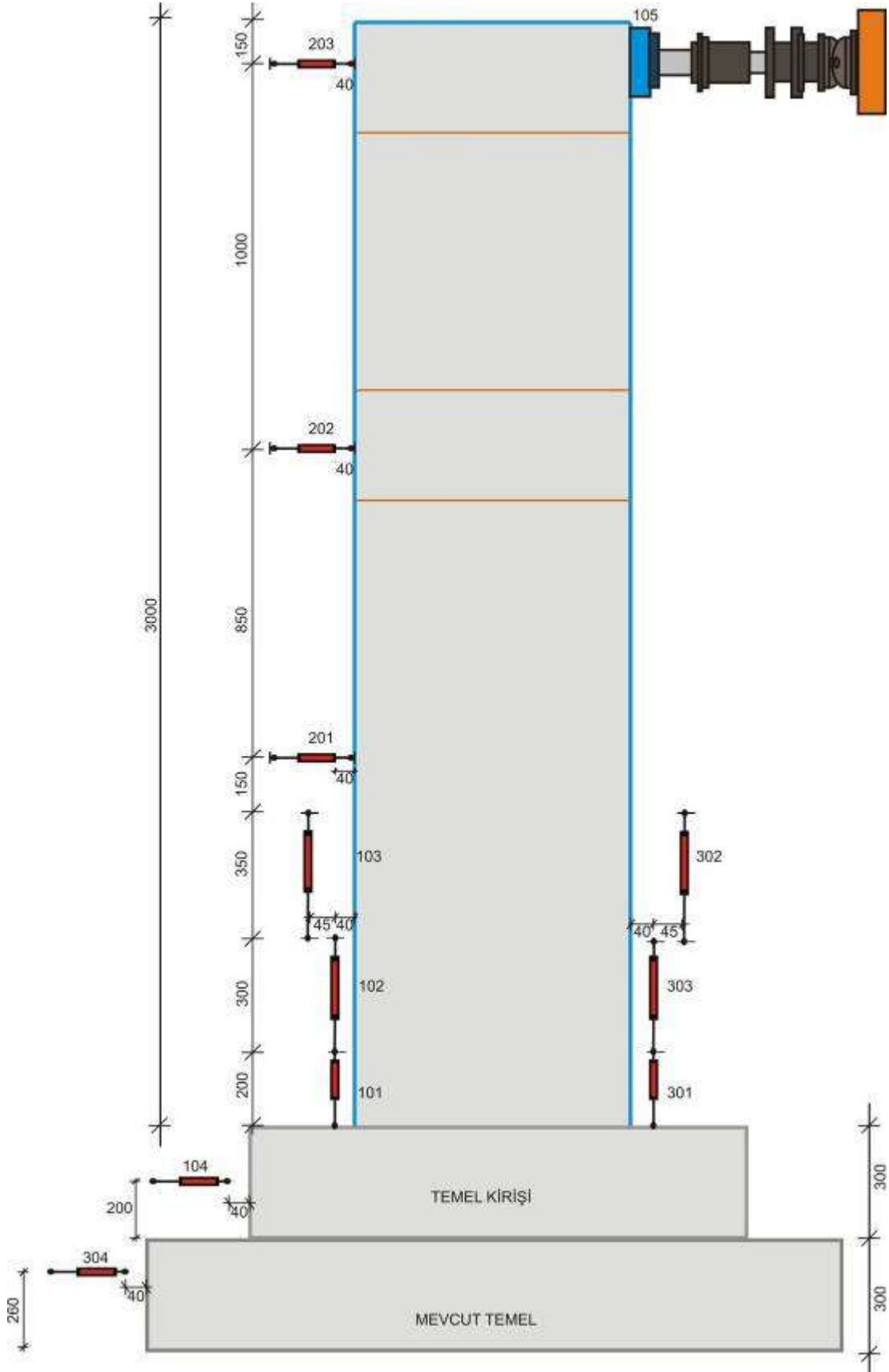
### 3.5.2. Ölçüm düzeneği

Yükleme altında numunelerde oluşan deplasmanları ölçmek için, yerleri önceden belirlenmiş olan ve tüm modellerde aynı olacak şekilde belirlenen noktalara deplasman ölçerler yerleştirilmiştir. Toplam 11 noktadan deplasman ölçümleri yapılmıştır. Bu ölçümlerden 5 tanesi yatay konumda, 6 tanesi ise düşey konumda gerçekleştirilmiştir. Deplasman ölçerlerin kalibrasyonları çok noktalı kalibrasyonla CODA veri toplama yazılımı ile yapılmıştır. Ayrıca deneyler esnasında modellere etki eden yatay yük değerlerinin

okunması için ise 50 ton basma/çekme kapasiteli yassı tip yük hücresi kullanılmıştır. Ölçüm elemanlarının deney numunesi üzerinde yerleştirilmiş hali Şekil 3.70’de, ölçüm noktaları Şekil 3.71’de gösterilmiştir.



Şekil 3.70. Deney numunesi, yükleme sistemi ve ölçüm düzeneklerinin görünümü



Şekil 3.71. Deney numuneleri ölçüm noktaları

### 3.5.3. Veri toplama sistemi

Deneylerde deplasman ve yük ölçümlerinin toplanmasında TDG firması tarafından üretilen 48 kanallı AI8A Codabus veri toplama sistemi ve CODA veri toplama yazılımı kullanılmıştır. Şekil 3.72’de deney modeline monte edilmiş veri toplama sistemi görülmektedir. Sistem en fazla 64 kanaldan eş-zamanlı olarak 12 bit veri toplayabilmektedir. Veri toplama sisteminin çalışma frekansı 8 veri/sn’ye kadar çıkabilmektedir.

Sistem, Şekil 3.72’de görülen 8 kanallı kutuların bir araya getirilmesiyle oluşmaktadır. Her kanala, yük hücresi veya deplasman ölçerler bağlanabilmektedir. Kanal kazançlarının ayarlanarak ölçüm hassasiyetinin belirlenmesi de mümkündür. Referans Model ve tüm deney modellerinin deney öncesi görünüşleri Şekil 3.73’de verilmiştir.



Şekil 3.72. Deneylerde kullanılan veri toplama sistemi





Referans Model



TİP1 Modeli



TİP2 Modeli



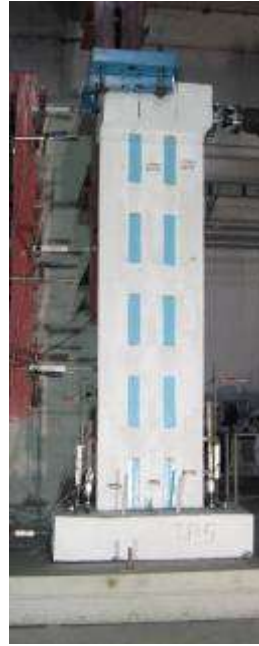
TİP3-1 Modeli



TİP3-2 Modeli



TİP4 Modeli



TİP5 Modeli



TİP6 Modeli

Şekil 3.73. Referans Model ve tüm deney modellerinin deney öncesi görünüşleri

## 4 DENEYSEL ÇALIŞMA

Çalışma kapsamındaki tüm deneyler deplasman kontrollü olarak gerçekleştirilmiştir. Deney çevrimleri +5 mm ile başlamış ve numunenin taşınması durumunda +/-100 mm tepe deplasmanına kadar deneye devam edilmiştir. Deplasman artırımları 50 mm ye kadar 5 mm, 50-100 mm arasında ise 10 mm' lik artımlarla uygulanmıştır. Her adım sonrası numune üzerinde oluşan hasarlar tespit edilmiştir.

Deney modellerinde eğrilik, yatay deplasman ve yük ölçümleri alınmıştır. Eğrilik ölçümleri Şekil 3.71'de verildiği gibi, perde alt bölgesinde ilk 200 mm, 300 mm ve 350mm'lik bölgelerde ortalama eğriliği belirlemek üzere yapılmıştır. Son ölçümün yapıldığı üçüncü bölge, panel bağlantısının bulunduğu bölgedir.

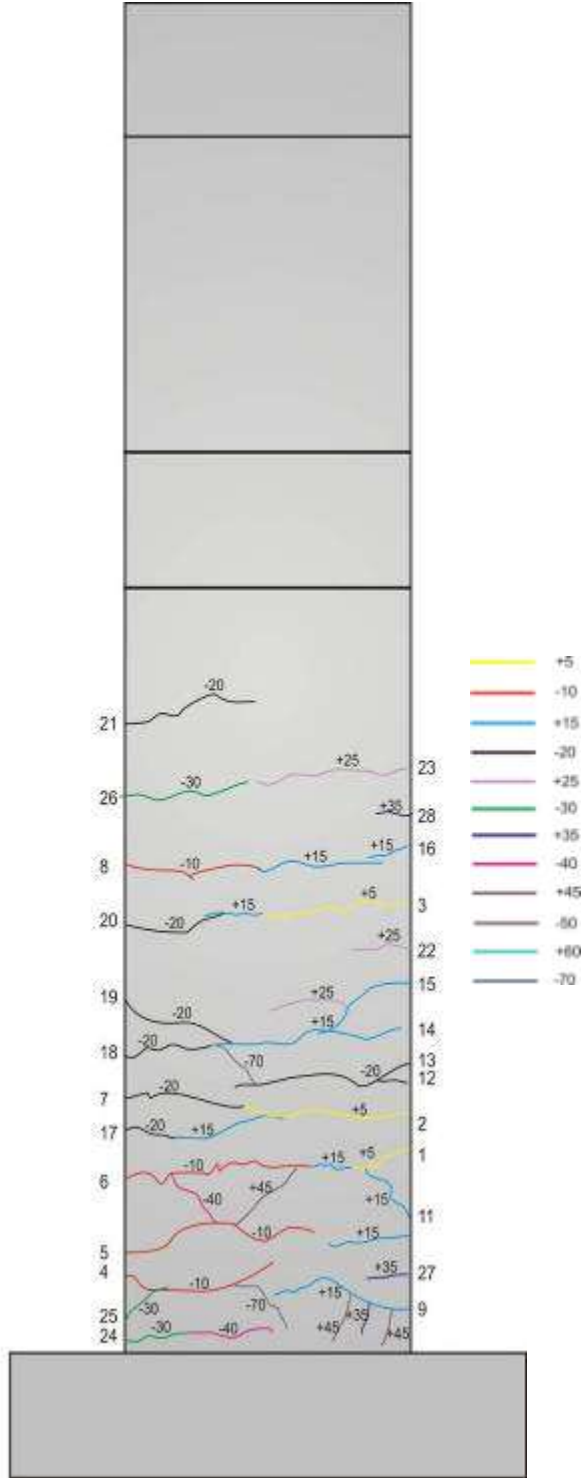
Üçüncü bölümde anlatıldığı gibi, perde numunesi 3 katlı yapıya yerleştirilen bir perdeyi temsil edecek şekilde ölçeklenmiştir. Bu sebeple, 3 farklı seviyede yatay deplasman ölçümleri kaydedilmiştir. Bunlardan ilki perde tabanından 1000 mm yukarıda, ikincisi 1850 mm yukarıda ve üçüncüsü de 2850 mm yukarıda gerçekleştirilmiştir.

Bu ölçüm noktaları dışında perde tabanında bağlantıyı sağlayan elemanlarda kayma olup olmadığını ölçmek üzere kontrol amaçlı deplasman ölçerler de kullanılmıştır (Şekil 3.71). Deneysel çalışmada RM ve diğer tüm deney modellerinin perde tabanında bağlantıyı sağlayan elemanlarda herhangi bir kayma oluşmadığı gözlemlenmiştir.

Deneysel çalışmadaki yük ölçümleri ise piston ucu ile perde arasına bağlanan yük hücresi ile gerçekleştirilmiştir.

### 4.1. RM Deneyi

Birdöküm referans model (RM) tekrarlı tersinir yükler altında denenmiştir. Deney sonrası perde panelindeki çatlak oluşum yerleri Şekil 4.1'de, ayrıca deney sırasında tepe deplasmanı ve bu deplasmanda perde modelinin davranışına ilişkin açıklamalar Tablo 4.1' de verilmiştir.



Şekil 4.1. RM çatlak oluşum yerleri

Bir döküm olarak oluşturulan RM numunesinde ilk çatlak oluşumu +5 mm tepe deplasmanına ulaşıldığında gerçekleşmiştir. Perdenin çekme bölgesinde betonda çekme çatlakları oluşmuştur. İlk çekme uygulaması olan -10 mm tepe deplasmanına ulaşıldığında perdenin çekme bölgesinde yatay çatlaklar gözlemlenmiştir. Benzer hasar davranışı +15 mm

ile +60 mm tepe deplasmanına ulaşıldığında da gözlemlenmiştir. Tepe deplasmanı -70 mm değerlerine ulaştığında perdenin çekme ve basınç bölgelerindeki boyuna donatılarda burkulma davranışları, ayrıca beton kabukta da dökülmeler gözlemlenmiştir. + 99 mm tepe deplasmanına ulaşıldığında perdenin çekme bölgesindeki boyuna donatıları tamamen burkulmuş, basınç bölgesinde ise betonda bloklar şeklinde dökülmeler oluşmuş ve deney sonlandırılmıştır.

Tablo 4.1. RM deneyi esnasında gözlenen davranışlar

Adım	Tepe Deplasmanı (mm)	Gözlemlenen Çatlak ve Hasar Yerleri	İlgili Şekil Numarası
1	5	1, 2 ve 3 nolu yatay çatlaklar oluştu.	
2	-10	4,5,6,7 ve 8 nolu yatay çatlaklar oluştu.	
3	15	1, 2 ve 3 nolu yatay çatlaklar genişledi ayrıca 9,14 ve 16 nolu yatay çatlak ve 10,11,12,13 ve 15 nolu çapraz çatlaklar oluştu.	Şekil 4.2a
4	-20	17,18,19,20 ve 21 nolu yatay çatlaklar oluştu.	
5	25	15 nolu çatlak genişledi, 22 ve 23 nolu yatay çatlaklar oluştu.	
6	-30	24,25 ve 26 nolu çatlaklar oluştu.	Şekil 4.2b
7	35	9 nolu çatlak genişledi, 27 ve 28 nolu yatay çatlaklar oluştu.	
8	-40	24 ve 25 nolu çatlaklar oluştu. 4,5,6 ve 24 nolu çatlaklar genişledi.	
9	45	1,2 ve 9 nolu çatlaklar çapraz olarak genişledi.	
10	-50	4,5,6 ve 24 nolu çatlaklar yatay olarak genişledi. Diğer çatlaklar da genişledi.	
11	60	1,2,9,10,11 ve 27 nolu çatlaklar çok genişledi.	Şekil 4.3a
12	-70	Basınç bölgesindeki betonda dökülmeler başladı. 4,5,6,18 ve 24 nolu çatlaklar çok genişledi,16 nolu yatay çatlak ve 17 nolu çapraz çatlak oluşmuştur.	Şekil 4.4
13	80	Dökülen betonun donatısı burkulmaya başladı.1,3,11 nolu çapraz,14 ve 15 nolu çatlaklar çok genişledi.18 nolu çapraz çatlak oluştu.	Şekil 4.5
14	-90	16 nolu çatlak çapraz olarak çok arttı, Basınç bölgesindeki donatıdaki burkulma devam etti.	
15	99	Deney sonlandırıldı.	Şekil 4.3b

Perde panelinin %0.5 ve %1 öteleme durumundaki hasar durumu Şekil 4.2’de, %2 ve %3.3 öteleme durumundaki hasar durumu Şekil 4.3’ de verilmiştir.

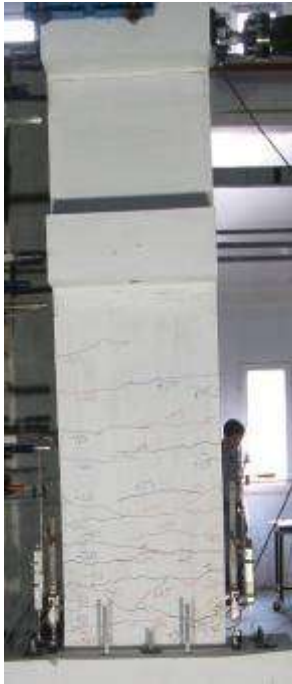


a) %0.5 öteleme



b) %1.0 öteleme

Şekil 4.2. RM Perde panelinin hasar durumu

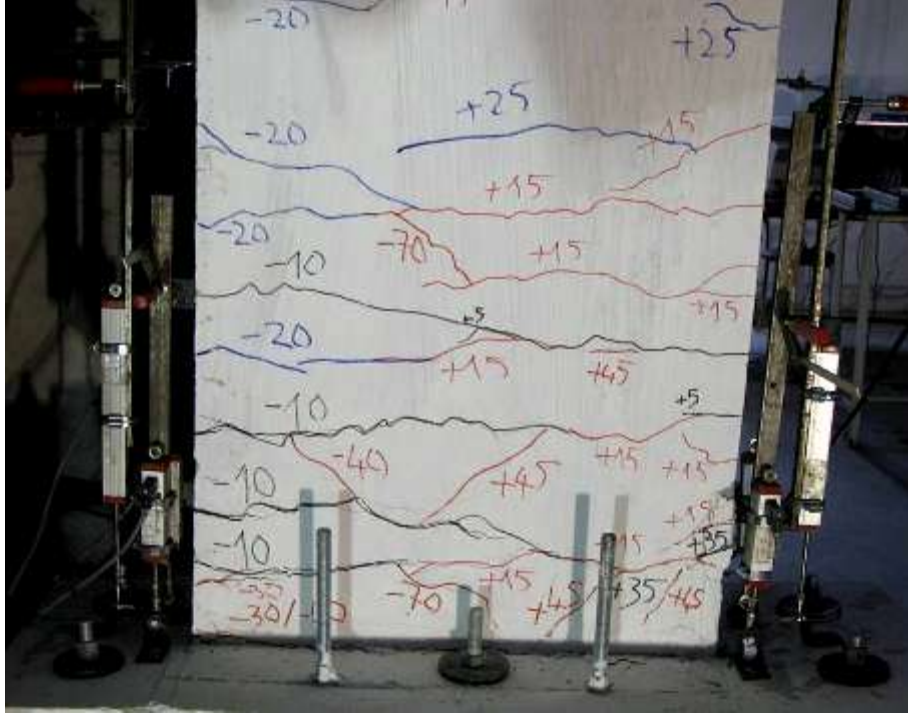


a) %2.0 öteleme



b) %3.3 öteleme

Şekil 4.3 RM Perde panelinin hasar durumu



Şekil 4.4. Betonda oluşan dökülmeler



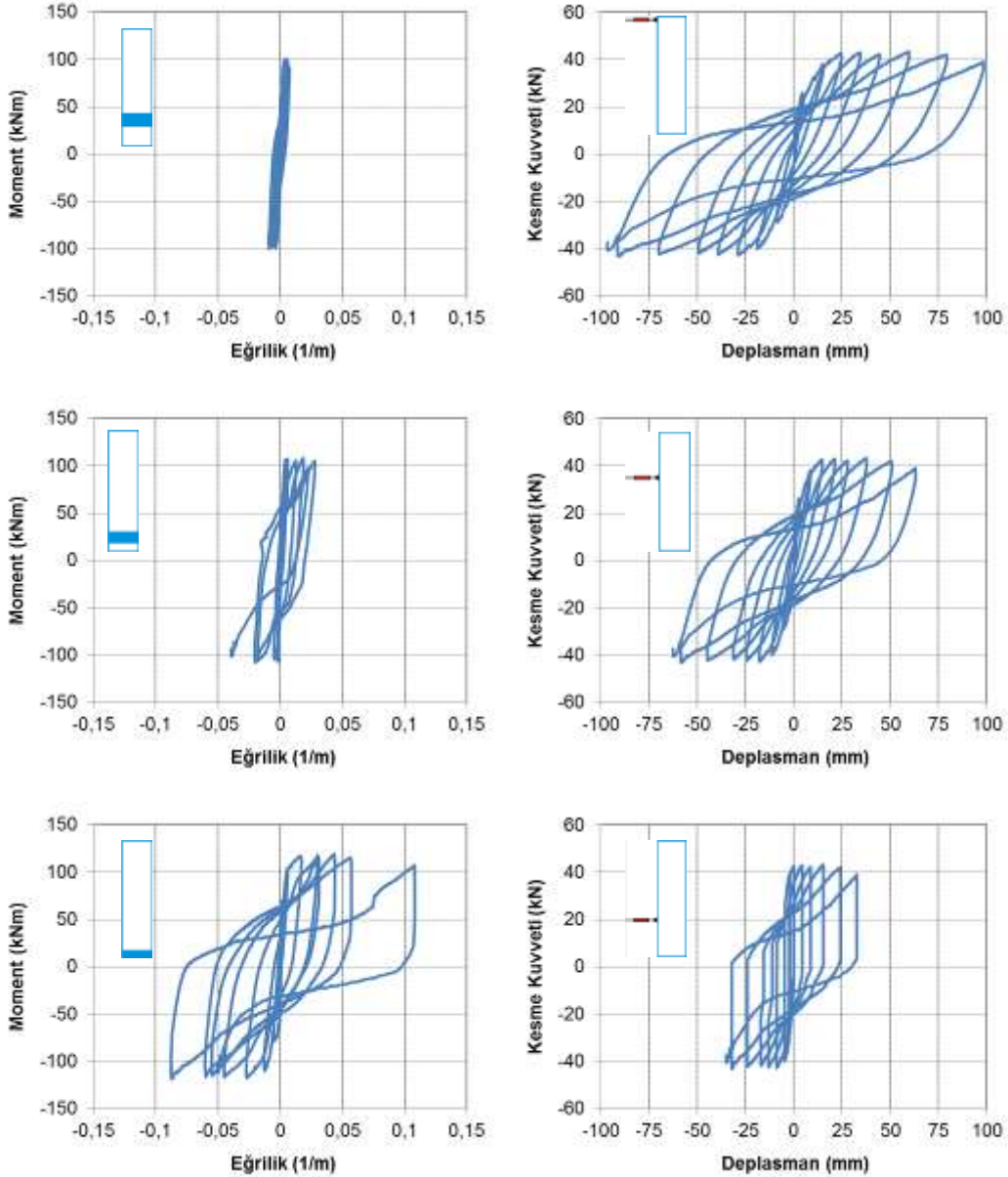
Şekil 4.5. Boyuna donatıda burkulma ve kopma davranışı

Yapılan deney sonucunda eğilme ve kesme çatlaklarının perdenin ilk 1800 mm'lik kısmında ve ağırlıklı olarak da ilk 600 mm'lik kısımda ortaya çıktığı görülmüştür. RM elemanı sünek bir davranış göstermiş ve + 99 mm tepe deplasmanında yük taşıma kapasitesini büyük ölçüde korumuştur.

RM'nin taşıyabildiği maksimum taban kesme kuvveti 43.26 kN, maksimum taban momenti 118.96 kNm ve maksimum tepe deplasmanı 98.27 mm olarak tespit edilmiştir.

Şekil 4.6'da perde taban momenti ile 1., 2. ve 3. bölgelerdeki eğrilik değişimi ve kat seviyelerindeki kuvvet deplasman çevrim eğrisi verilmiştir. Doğrusal olmayan davranışın

büyük ölçüde ilk 200 mm perde yüksekliğinde oluştuğu görülmüştür. Bu yükseklik boyunca doğrusal olmayan davranış ortaya çıkarken, perde göçme konumuna tabanındaki donatı kopması ve beton ezilmesi ile ulaşmıştır. 1. bölgede ortalama nihai eğrilik değerleri 0.11rad/mm civarında iken 3. bölgedeki ortalama eğrilik değeri 0.01rad/mm değerine düşmüştür.

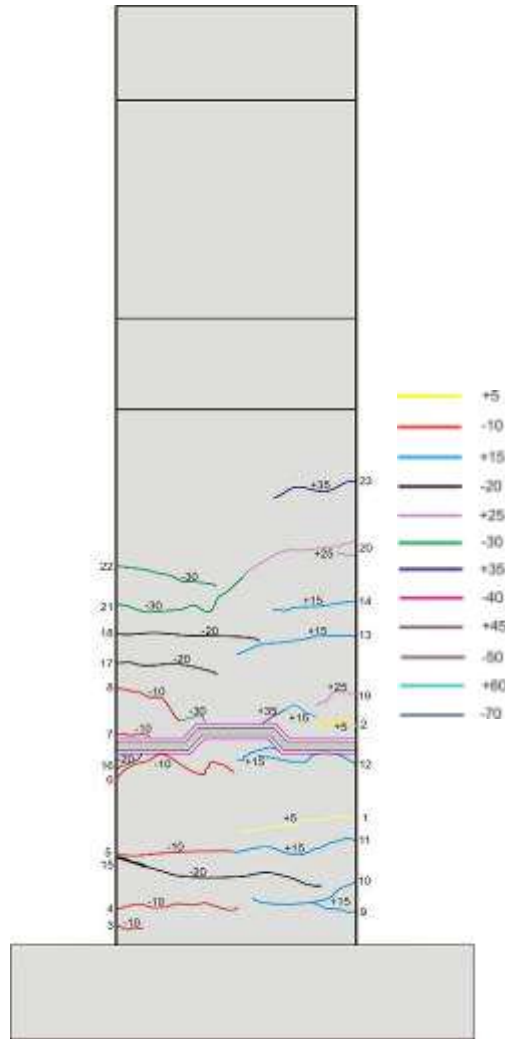


Şekil 4.6. Referans Model Moment- Eğrilik ve Kuvvet-Deplasman eğrileri

## 4.2. Yatay Yönde Birleşimli Model Deneyleri

### 4.2.1. TİP1 deneyi

TİP1 modelinde +5 mm ile deneye başlanmış ve -70 mm tepe deplasmanı ile deney sonlandırılmıştır. TİP1 Modelinin itme yönünde 42.03 mm tepe deplasmanı seviyesinde (%1.40 görelî ötelenme) belirgin kapasite kaybı başlamakta olup taşıyabildiği maksimum taban kesme kuvveti 39.25 kN ve maksimum taban momenti 107.94 kNm olarak tespit edilmiştir. Deney sonrası perde panelindeki çatlak oluşum yerleri Şekil 4.7’de, ayrıca deney sırasında tepe deplasmanı ve bu deplasmanda perde modelinin davranışına ilişkin açıklamalar Tablo 4.2’ de verilmiştir.



Şekil 4.7. TİP1 Modeli çatlak oluşum yerleri



Tablo 4.2. TİP1 deneyi esnasında gözlenen davranışlar

Adım	Tepe Deplasmanı (mm)	Gözlemlenen Çatlak ve Hasar Yerleri	İlgili Şekil Numarası
1	5	1 ve 2 nolu çatlaklar oluştu.	
2	-10	3,4 ve 5 nolu yatay çatlak ile 6,7 ve 8 nolu çapraz çatlaklar oluştu.	
3	15	2 nolu çapraz çatlak ilerledi ayrıca 9,10,11,12,13 ve 14nolu çatlaklar oluştu.	Şekil 4.9a
4	-20	15nolu yatay çatlak ile 16,17 ve 18 nolu çapraz çatlaklar oluştu.	
5	25	19 nolu çapraz ile 20 nolu yatay çatlak oluştu.	
6	-30	21 ve 22 nolu çatlaklar oluştu. Birleşim bölgesinde beton kabuk dökülmeleri başladı.	Şekil 4.9b
7	35	23 nolu çatlak oluştu. Perdenin plastik mafsal boyunca çekme bölgesindeki 1,9,10 ve 11 nolu çatlaklar ve bağlantı bölgesindeki beton kabuğu dökülmelerinin devam ettiği gözlemlenmiştir	
8	-40	Yeni çatlak oluşmadığı ancak özellikle perdenin tabanındaki çatlakların çok genişlediği ve bağlantı bölgesindeki beton kabuğu dökülmelerinin devam ettiği gözlemlenmiştir	
9	45	Önceki çatlaklar çok genişlediği ve bağlantı bölgesinin açılmaya başladığı ve beton kabuğu dökülmelerinin genişleyerek devam ettiği gözlemlenmiştir.	Şekil 4.8
10	-50	Bağlantı bölgesindeki 6 ve 16 nolu çatlaklar başta olmak üzere çekme bölgesindeki tüm çatlakların çok fazla genişlediği ve bağlantı bölgesi beton kabuğunun blok halinde dökülmeye devam ettiği gözlemlenmiştir	
11	60	Bağlantı elemanının 10 cm altında perde çekme bölgesindeki ana donatının ikisinin de koptuğu, basınç bölgesinde ise burkulma davranışları ayrıca betonda da ezilmeler gözlemlenmiştir	Şekil 4.10a
12	-70	Perdenin çekme bölgesindeki boyuna donatıları kopmuş, basınç bölgesinde ise betonda bloklar şeklinde dökülmeler oluşmuş ve deney sonlandırılmıştır.	Şekil 4.10b

Numunede ilk hasar oluşumu +5 mm tepe deplasmanına ulaşıldığında gerçekleşmiştir. Perdenin çekme bölgesinde betonda çekme çatlağı oluşmuştur. İlk çekme uygulaması olan -10 mm tepe deplasmanına ulaşıldığında perdenin çekme bölgesinde yatay çatlaklar

gözlemlenmiştir. Benzer hasar davranışı +15 mm tepe deplasmanına ulaşıldığında da gözlemlenmiştir. -20 mm tepe deplasmanına ulaşıldığında perdenin çekme bölgesinde yatay çatlaklar gözlemlenmiş ayrıca bağlantı bölgesindeki beton kabukta dökülmelerin başladığı tespit edilmiştir. Çatı deplasmanı +25 mm değerine ulaştığında perde tabanına yakın çekme bölgesindeki çatlakların genişlemeye başladığı, -30 mm tepe deplasmanına ulaşıldığında perdenin çekme bölgesinde yatay çatlakların genişlediği ayrıca bağlantı bölgesindeki beton kabukta dökülmelerin devam ettiği gözlemlenmiştir. Tepe deplasmanı+35 mm değerine ulaştığında perdenin plastik mafsal boyunca çekme bölgesindeki çatlakların ve bağlantı bölgesindeki beton kabuğu dökülmelerinin genişlemeye devam ettiği gözlemlenmiştir. Çatı deplasmanı -50 mm değerine ulaştığında bağlantı bölgesi dahil perde çekme bölgesindeki tüm çatlakların çok fazla genişlediği ve bağlantı bölgesin beton kabuğunun blok halinde dökülmeye devam ettiği gözlemlenmiştir. Çatı deplasmanı +60 mm değerine ulaştığında bağlantı elemanının 10 cm altında perde çekme bölgesindeki ana donatının ikisinin de koptuğu, basınç bölgesinde ise burkulma davranışları ayrıca betonda da ezilmeler gözlemlenmiştir. -70 mm tepe deplasmanına ulaşıldığında perdenin çekme bölgesindeki boyuna donatıları kopmuş, basınç bölgesinde ise betonda bloklar şeklinde dökülmeler oluşmuş ve deney sonlandırılmıştır.



Şekil 4.8. +45 mm tepe deplasmanında perdede oluşan eğilme çatlakları.

Perde panelinin %0.5 ve %1 öteleme durumundaki hasar durumu Şekil 4.9'da, %2 ve %3.3 öteleme durumundaki hasar durumu Şekil 4.10'da verilmiştir.



a) %0.5 öteleme



b) %1.0 öteleme

Şekil 4.9. TİP1 Perde panelinin hasar durumu



a) %2.0 öteleme

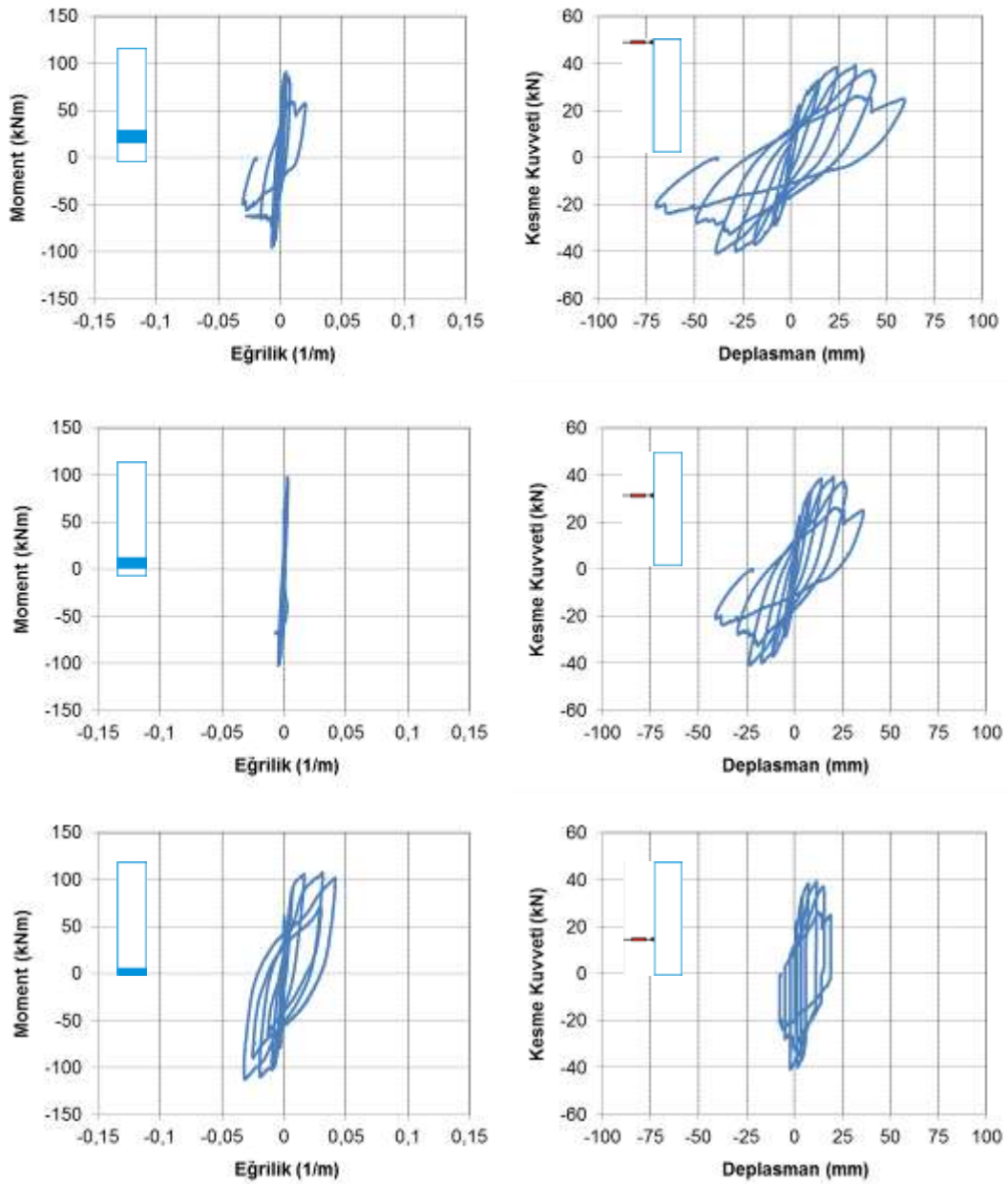


b) %3.3 öteleme

Şekil 4.10. TİP1 Perde panelinin %2 ve %3.3 öteleme durumundaki hasar durumu

Yapılan deney sonucunda eğilme ve kesme çatlaklarının perdenin ilk 130 cm'lik kısmında ortaya çıktığı görülmüştür. TİP1 perde panellerini birleştiren kaynaklarda ve çelik levha elemanlarda herhangi bir hasar oluşumu gözlenmemiştir. Perde boyunca yaygın şekilde eğilme çatlakları görülmesine rağmen, iki panelin birleştiği bölgede ve -70 mm çatı deplasmanında betonda ezilme ve donatılarda kopma şeklinde hasarların ortaya çıkması sonrasında perde göçme konumuna ulaşmıştır.

Şekil 4.11'de perde taban momenti ile 1., 2. ve 3. bölgelerdeki eğrilik değişimi ve kat seviyelerindeki kuvvet deplasman çevrim eğrisi verilmiştir.



Şekil 4.11. TİP1 Modeli Moment- Eğrilik ve Kuvvet-Deplasman eğrileri

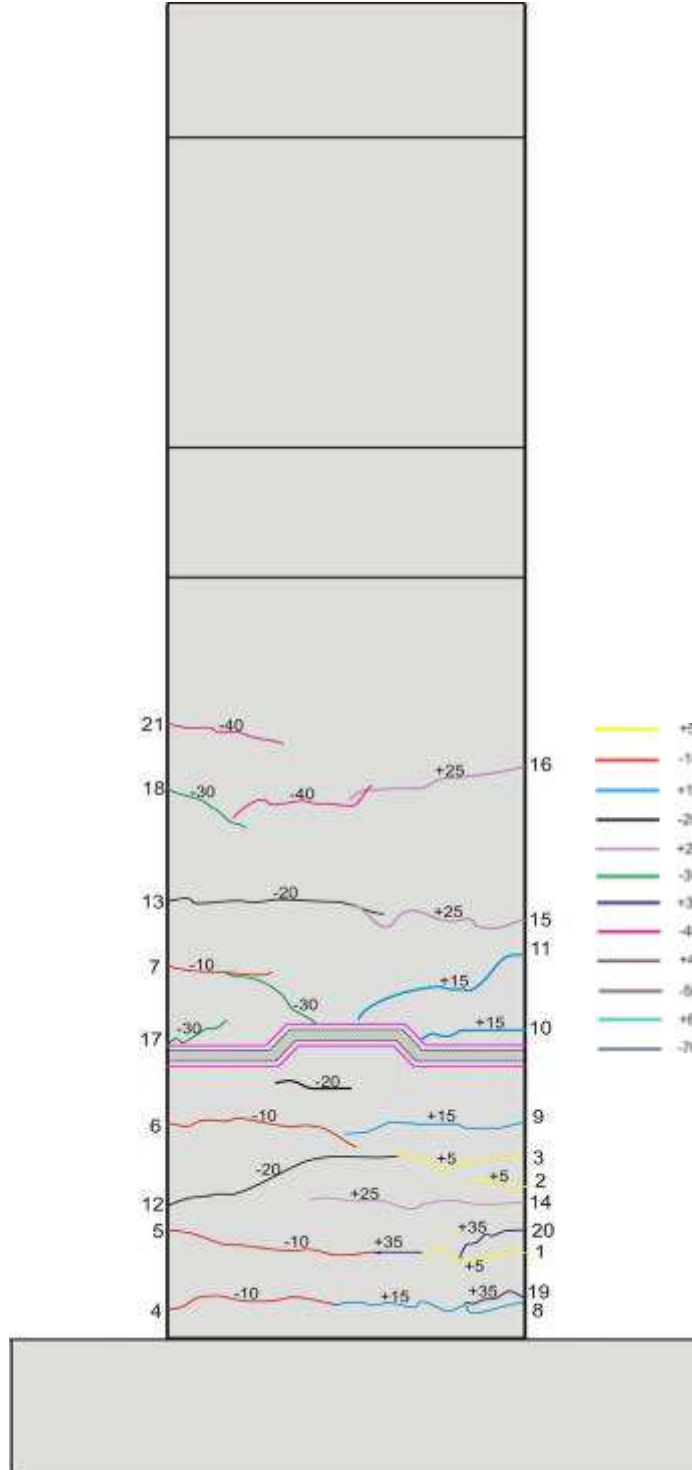
Perde alt ucundaki ilk ölçüm bölgesinde perdenin kapasitesine erişmesi sonrasında plastik eğrilik oluştuğu, üst bölgelerde ise eğriliğin doğrusal olarak değiştiği görülmektedir. Ancak, 40 mm deplasman seviyesine ulaşıldığında yapılan tekrarlı tersinir yüklemenin de etkisi ile bağlantı bölgesinde hasar oluşmuştur. Hasar öncesindeki çevrimlerde benzer bir yükü taşıyabilen bağlantı bölgesinde tekrarlı yükleme etkisi ile bir kapasite kaybı yaşandığı görülmektedir. Bu hasar dolayısıyla bağlantı bölgesinin bulunduğu 3. Bölgede moment düşmesine rağmen hızlı bir eğrilik artışı görülmektedir. Bu bölgenin hasar görmesi sonucu artan deplasmana rağmen 1. Bölgedeki eğrilik talebi de azalmıştır.

1. bölgede nihai eğrilik değerleri 0.04 rad/mm, 2. Bölgede 0,01 rad/mm civarında iken bağlantı bölgesindeki ortalama eğrilik değeri 0.02 rad/mm değerine çıkmıştır. Birdöküm olması durumunda bu bölgede doğrusal olmayan eğrilik görülmezken, çelik kaynaklı bağlantı durumunda kapasite kaybıyla birlikte eğrilik artışı ortaya çıkmıştır. Bağlantı noktasında eğrilik davranışının oldukça gevrek olduğu görülmektedir.

#### **4.2.2. TİP2 deneyi**

TİP2 modelinde ilk hasar oluşumu +5 mm tepe deplasmanına ulaşıldığında gerçekleşmiştir. Perdenin çekme bölgesinde betonda çekme çatlakları oluşmuştur. İlk çekme uygulaması olan -10 mm tepe deplasmanına ulaşıldığında perdenin çekme bölgesinde yatay çatlaklar gözlemlenmiştir. Benzer hasar davranışı +15 mm ve -20 mm tepe deplasmanına ulaşıldığında da gözlemlenmiştir. Tepe deplasmanı +25 mm değerine ulaştığında perdenin tabanında çekme bölgesindeki çatlakların genişlemeye başladığı ayrıca yeni çatlakların da oluştuğu, -30 mm tepe deplasmanına ulaşıldığında da perdenin çekme bölgesinde yatay çatlakların genişlediği ayrıca bağlantı bölgesinde çatlakların oluştuğu gözlemlenmiştir. Perdede benzer davranışlar tepe deplasmanı +35 mm, -40 mm, +45 mm ve -50 mm değerlerinde de gözlemlenmiştir. Tepe deplasmanı +60 mm değerine ulaştığında tabandaki çatlak genişliği 5 mm'ye hemen üstündeki çatlakların genişliği de 4 mm'ye ulaştığı gözlemlenmiştir. -70 mm tepe deplasmanına ulaşıldığında perdenin çekme bölgesindeki çatlakların genişlediği, basınç bölgesinde ise donatıda burkulma davranışları ayrıca betonda da ezilmeler gözlemlenmiştir. +80 mm tepe deplasmanında perdenin çekme bölgesindeki çatlakların oldukça genişlediği, basınç bölgesinde ise donatıda burkulma oluştuğu ayrıca betonda da ezilme ve dökülmelerin artarak devam ettiği gözlemlenmiştir. -85 mm tepe deplasmanına ulaşıldığında perdenin çekme bölgesindeki boyuna donatıları kopmuş, +99 mm

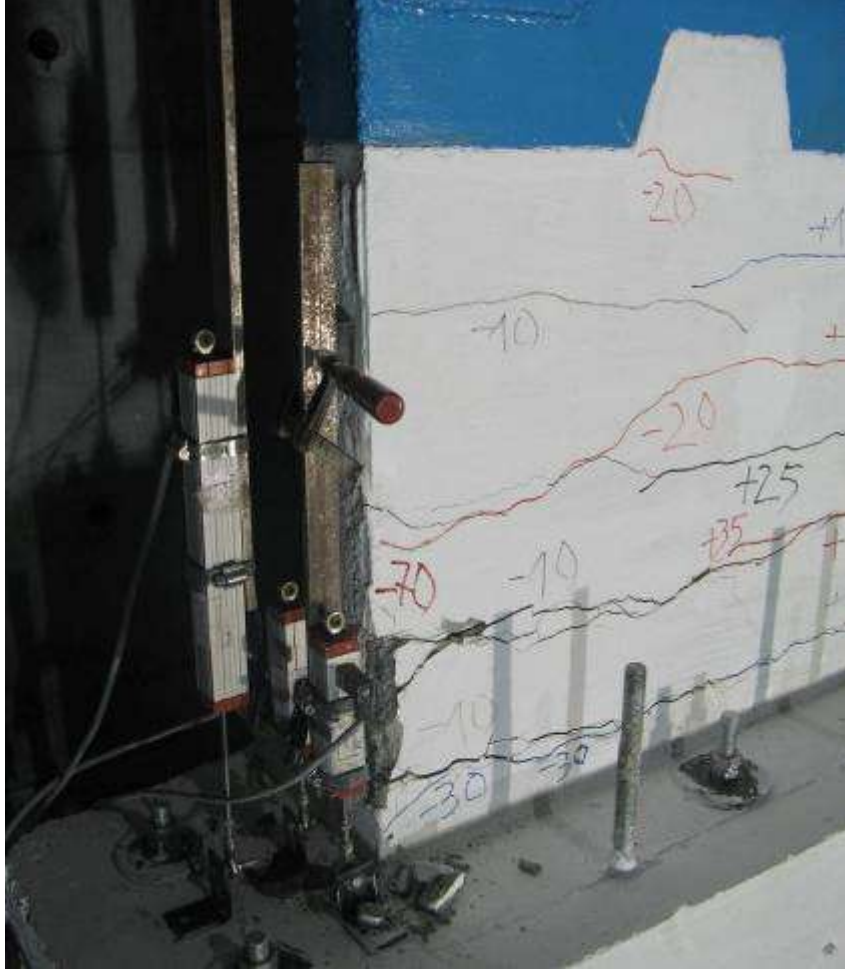
tepe deplasmanında ise basınç bölgesinde betonda bloklar şeklinde dökülmeler oluşmuş ve deney sonlandırılmıştır. Deney sonrası perde panelindeki çatlak oluşum yerleri Şekil 4.12’de ayrıca deney sırasında, tepe deplasmanı ve bu deplasmanda perde modelinin davranışına ilişkin açıklamalar Tablo 4.3’ de verilmiştir.



Şekil 4.12. TİP2 Modeli çatlak oluşum yerleri

Tablo 4.3. TİP2 deneyi esnasında gözlenen davranışlar

Adım	Tepe Deplasmanı (mm)	Gözlemlenen Çatlak ve Hasar Yerleri	İlgili Şekil Numarası
1	5	1, 2 ve 3 nolu yatay çatlaklar oluştu.	
2	-10	4,5,6 ve 7 nolu yatay çatlaklar oluştu.	
3	15	8 ve 9 nolu yatay çatlak ile 10 ve 11 nolu çapraz çatlaklar oluştu.	Şekil 4.15a
4	-20	3 nolu çatlak ile birleşen 12 nolu yatay çatlak ve 13 nolu yatay çatlak oluştu.	
5	25	14 nolu yatay çatlak, 13 nolu çatlak ile birleşen 15 nolu yatay çatlak ve 16 nolu çapraz çatlak oluştu.	
6	-30	4 ve 5 nolu yatay çatlakların genişlediği ayrıca bağlantı bölgesinde 17 ve 18 nolu çapraz çatlaklar oluştu.	Şekil 4.15b
7	35	19 ve 20 nolu çapraz çatlaklar oluştu.	
8	-40	4,5 ve 6 nolu çatlakların genişlemeye devam etti. 21 nolu yeni çatlak oluştu. Ayrıca 18 nolu çatlak ilerleyerek 16 nolu çatlak ile birleşti.	
9	45	Perdedeki önceki çatlakların oldukça genişlediği gözlemlenmiştir	
10	-50	Perde çekme bölgesindeki tüm çatlakların genişlediği (tabandaki çatlak genişliği 5 mm) gözlemlenmiştir.	
11	60	Tabandaki çatlak genişliği 5 mm'ye hemen üstündeki çatlakların genişliği de 4 mm'ye ulaştığı gözlemlenmiştir.	Şekil 4.16a
12	-70	Perdenin çekme bölgesindeki çatlakların genişlediği, basınç bölgesinde ise donatıda burkulma davranışları ayrıca betonda da ezilmeler gözlemlenmiştir	Şekil 4.13
13	80	Perdenin çekme bölgesindeki çatlakların plastik mafsallık boyunca çok genişlediği, basınç bölgesinde ise donatıda burkulma davranışları ayrıca betonda da ezilme ve dökülmelerin artarak devam ettiği gözlemlenmiştir	Şekil 4.14a
14	-85	Perdenin çekme bölgesindeki boyuna donatıları kopmuş, basınç bölgesinde ise betonda bloklar şeklinde dökülmeler oluşmuştur	Şekil 4.14b
15	99	Deney sonlandırılmıştır.	Şekil 4.16b



Şekil 4.13. Perde betonunda dökülmeler ve tabanında genişleyen çatlaklar.



Şekil 4.14. Perde betonunda blok halinde dökülmeler, kopmuş boyuna donatıları



Perde panelinin %0.5 ve %1 öteleme durumundaki hasar durumu Şekil 4.15’de, %2 ve %3.3 öteleme durumundaki hasar durumu Şekil 4.16’da verilmiştir.



a) %0.5



b) %1.0

Şekil 4.15. TİP2 Perde panelinin hasar durumu



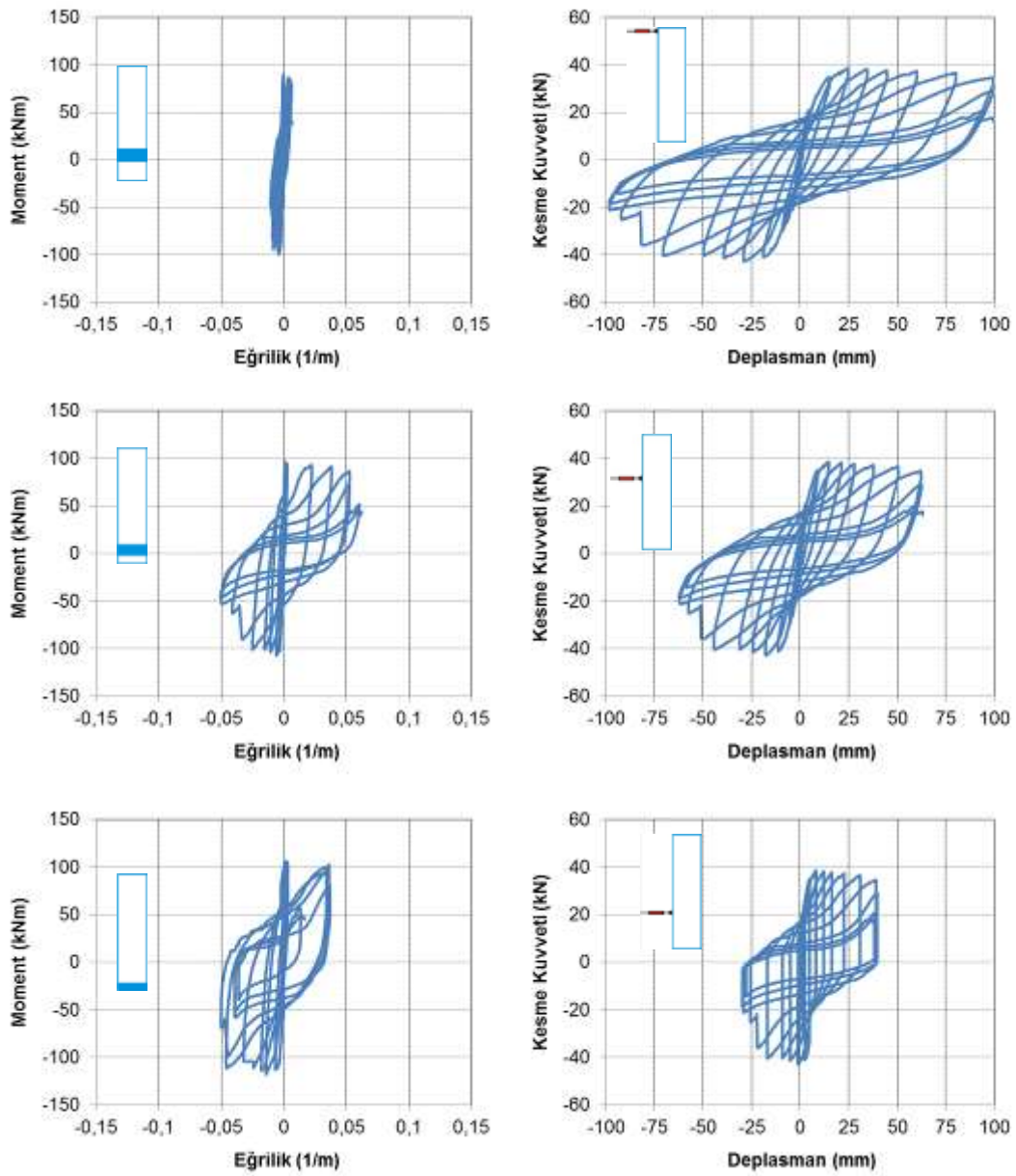
a) %2.0



b) %3.3

Şekil 4.16. TİP2 Perde panelinin hasar durumu

Yapılan deney sonucunda eğilme ve kesme çatlaklarının perdenin ilk 120 cm'lik kısmında ortaya çıktığı görülmüştür. TİP2 perde panellerini birleştiren kaynaklarda ve çelik levha elemanlarda herhangi bir hasar oluşumu gözlenmemiştir. TİP2 Modeli, Referans Model gibi sünek bir davranış göstermiş ve çekme yönünde 80.92 mm tepe deplasmanı seviyesinde (%2.70 görelî ötelenme) belirgin kapasite kaybı başlamakta olup taşıyabildiği maksimum taban kesme kuvveti de 39.25 kN, maksimum taban momenti 106.32 kNm olarak tespit edilmiştir. Şekil 4.17'de perde taban momenti ile 1., 2. ve 3. bölgelerdeki eğrilik değişimi ve kat seviyelerindeki kuvvet deplasman çevrim eğrisi verilmiştir.



Şekil 4.17. TİP2 Modeli Moment- Eğrilik ve Kuvvet-Deplasman eğrileri

Eğrilik ölçüm bölgelerinin tümünde eğrilik, akma sonrasında artmaya devam etmiştir. İlk 850 mm perde yüksekliğinde plastik eğrilik oluşumu görülmüştür. Bu yükseklik boyunca doğrusal olmayan davranış ortaya çıkarken, perde göçme konumuna tabanındaki donatı kopması ve beton ezilmesi ile ulaşmıştır. Eğrilik artışı ile hasarın ortaya çıktığı bölgenin 1. ve 2. bölge yani perde tabanına çok yakın olduğu Şekil 4.17’de görülmektedir.

Deney sonucunda elde edilen ve yine Şekil 4.17’de verilen çevrim eğrisi incelendiğinde plastik davranışın perdenin neredeyse yüksekliğinin yarısına ulaşmasının etkisi ile perdenin oldukça sünek bir davranış gösterdiği görülmektedir.

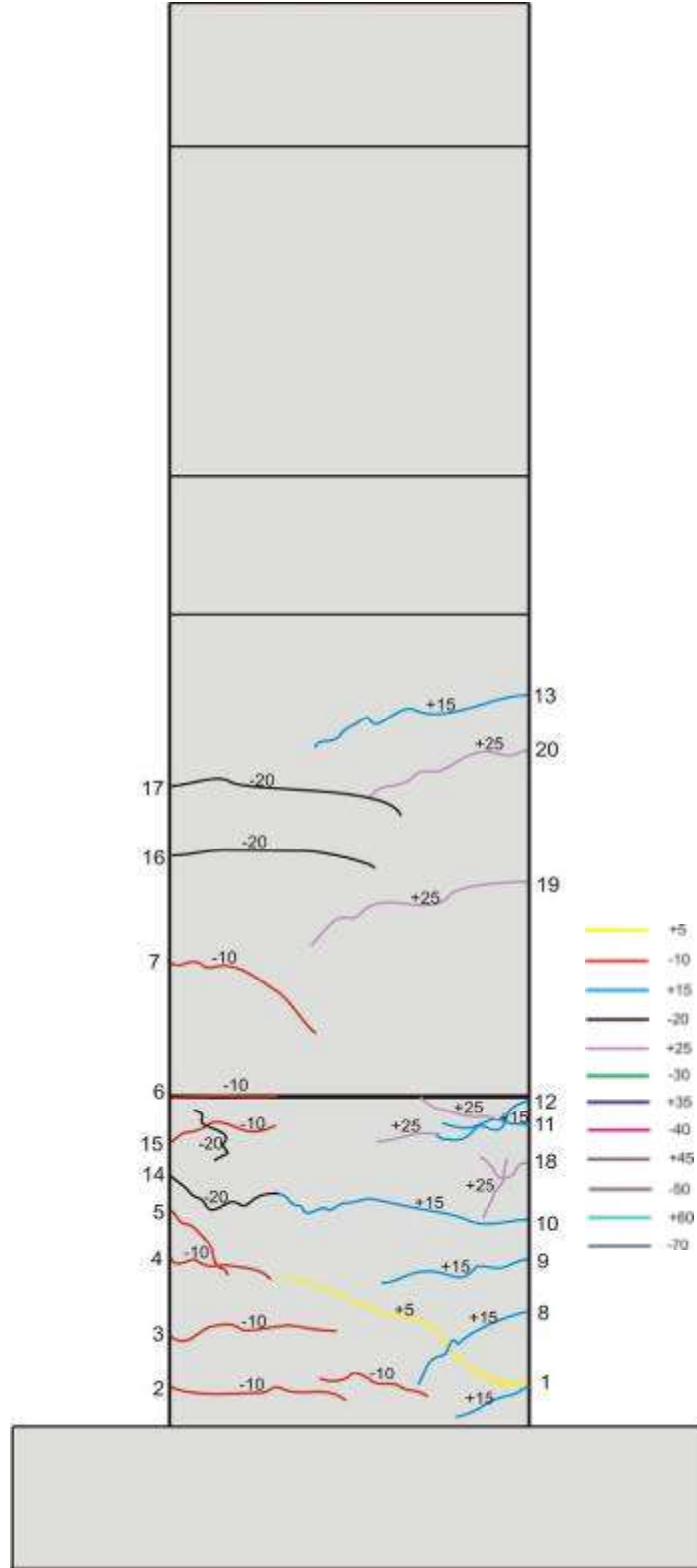
### **4.2.3. TİP3-1 deneyi**

TİP 3-1 modelinde +5 mm ile deneye başlanmış ve -50 mm tepe deplasmanı ile deney sonlandırılmıştır. Deplasman artırımları -50 mm ye kadar 5’ er mm şeklinde uygulanmıştır. Her adım sonrası numune üzerinde oluşan hasarlar tespit edilmiştir.

Numunede ilk hasar oluşumu +5 mm tepe deplasmanına ulaşıldığında gerçekleşmiştir. Perdenin çekme bölgesinde betonda çekme çatlakları oluşmuştur. İlk çekme uygulaması olan -10 mm tepe deplasmanına ulaşıldığında perdenin çekme bölgesinde yatay çatlaklar ayrıca birleşim bölgesinde hafif açılma gözlemlenmiştir. Benzer hasar davranışı +15 mm tepe deplasmanına ulaşıldığında da gözlemlenmiştir. -20 mm tepe deplasmanına ulaşıldığında perdenin çekme bölgesinde yatay çatlaklar gözlemlenmiş ayrıca bağlantı bölgesindeki açılma belirginleşmiştir. Çatı deplasmanı +25 mm değerine ulaştığında perdenin çekme bölgesindeki çatlakların ve birleşim bölgesi açılmasının genişlemeye başladığı ayrıca yeni çatlakların da oluştuğu gözlemlenmiştir. -30 mm tepe deplasmanına ulaşıldığında da perdenin çekme bölgesinde yatay çatlakların genişlediği yeni çatlak oluşmadığı ayrıca bağlantı bölgesinin kenar ankraj kılıflarının sıyrıldığı tespit edilmiştir.

Tepe deplasmanı +35 mm değerine ulaştığında perde yük taşıma kapasitesinde düşme başlamış ve yeni çatlak oluşmamıştır. -40 mm ve +45 mm değerlerinde perde bağlantısını sağlayan ankrajların kopmaya başladığı tespit edilmiştir. Tepe deplasmanı -50 mm değerine ulaştığında bağlantı bölgesindeki kenar ankrajlar (4 adet) sıyrılmış, ortadaki tüm ankrajlar (4 adet) kopmuş ve deney sonuçlandırılmıştır. Deney sonrası perde panelindeki çatlak oluşum

yerleri Şekil 4.18’de ayrıca deney sırasında, tepe deplasmanı ve bu deplasmanda perde modelinin davranışına ilişkin açıklamalar Tablo 4.4’ de verilmiştir.



Şekil 4.18. TİP3-1 Modeli çatlak oluşum yerleri

Tablo 4.4. TİP3-1 deneyi esnasında gözlenen davranışlar

Adım	Tepe Deplasmanı (mm)	Gözlemlenen Çatlak ve Hasar Yerleri	İlgili Şekil Numarası
1	5	1 nolu yatay çatlak oluştu.	
2	-10	2,3,4,6 ve 7 nolu yatay çatlaklar ile 5 nolu çapraz çatlak oluştu.	
3	15	1 nolu yatay çatlak çapraz olarak ilerledi. 8 ve 12 nolu çapraz çatlak ile 9,10,11 ve 13 nolu yeni yatay çatlaklar oluştu.	Şekil 4.19a
4	-20	15 nolu çapraz çatlak ile 14,16 ve 17 nolu yatay çatlaklar oluştu. Ayrıca bağlantı bölgesindeki açılma belirginleşmiştir.	
5	25	11 ve 12 nolu çatlaklar çapraz olarak ilerledi ayrıca 18 nolu çapraz çatlak ile 19 ve 20 nolu yeni yatay çatlaklar oluştu. Birleşim bölgesi açılmasının genişlemeye başladığı gözlemlenmiştir.	
6	-30	Perdenin çekme bölgesinde yatay çatlakların genişlediği yeni çatlak oluşmadığı ayrıca bağlantı bölgesinin kenar ankrajlarının sıyrılmaya başladığı tespit edilmiştir	Şekil 4.19b, Şekil 4.20
7	35	Mevcut çatlaklar genişledi. Yeni çatlak oluşmamıştır.	
8	-40	Perde bağlantısını sağlayan ankrajların kopmaya başladığı tespit edilmiştir. Birleşim bölgesindeki beton kabukta dökülmeler gözlemlenmiştir.	
9	45	Birleşim bölgesindeki çatlaklar da genişlemeler ile perde bağlantısını sağlayan ankrajlardaki kopmalar devam etti. Ayrıca beton kabuk dökülmelerinin de arttığı gözlemlenmiştir.	
10	-50	Perde bağlantı bölgesindeki kenar ankrajlar (4 adet) sıyrılmış, ortadaki tüm ankrajlar (4 adet) kopmuş ve deney sonuçlandırılmıştır.	Şekil 4.21

Perde panelinin %0.5 ve %1.2 öteleme durumundaki hasar durumu Şekil 4.19'da verilmiştir. Perde %2 ve %3.3 öteleme durumuna ulaşamadığından dolayı modelimizin son olarak sadece deney sonu görünüşü Şekil 4.21'de verilmiştir.

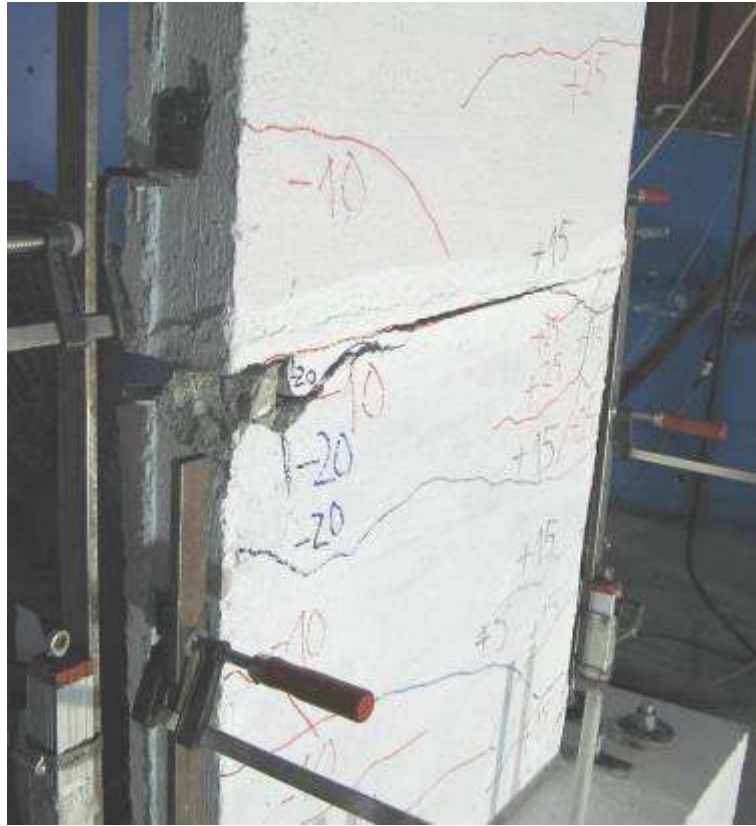


a) %0.5

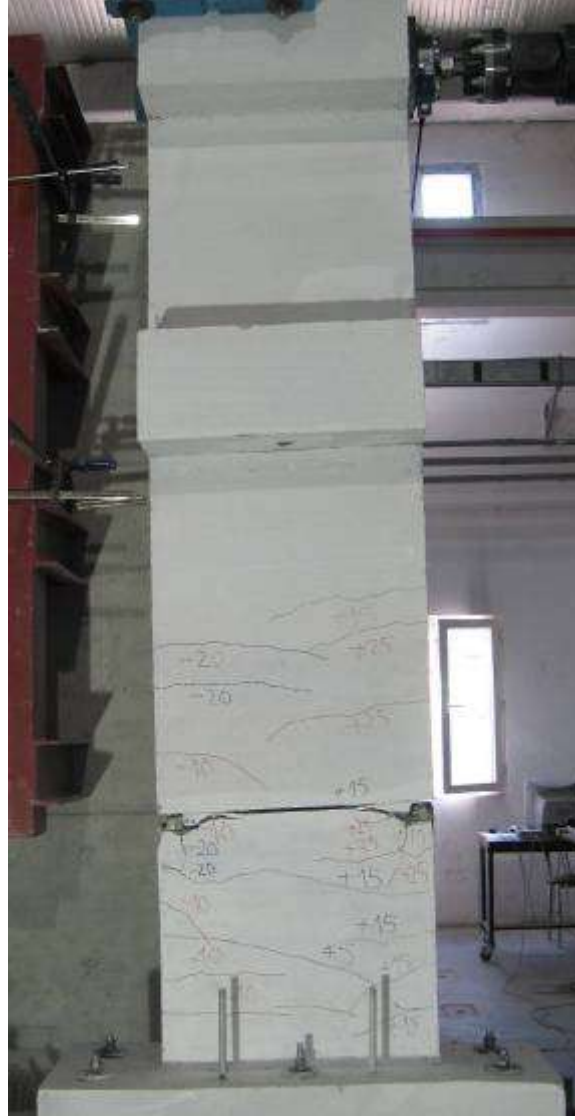


%1.2

Şekil 4.19. TİP3-1 Perde panelinin hasar durumu



Şekil 4.20. -30 mm tepe deplasmanında kenar ankraj kılıflarının sıyrılması

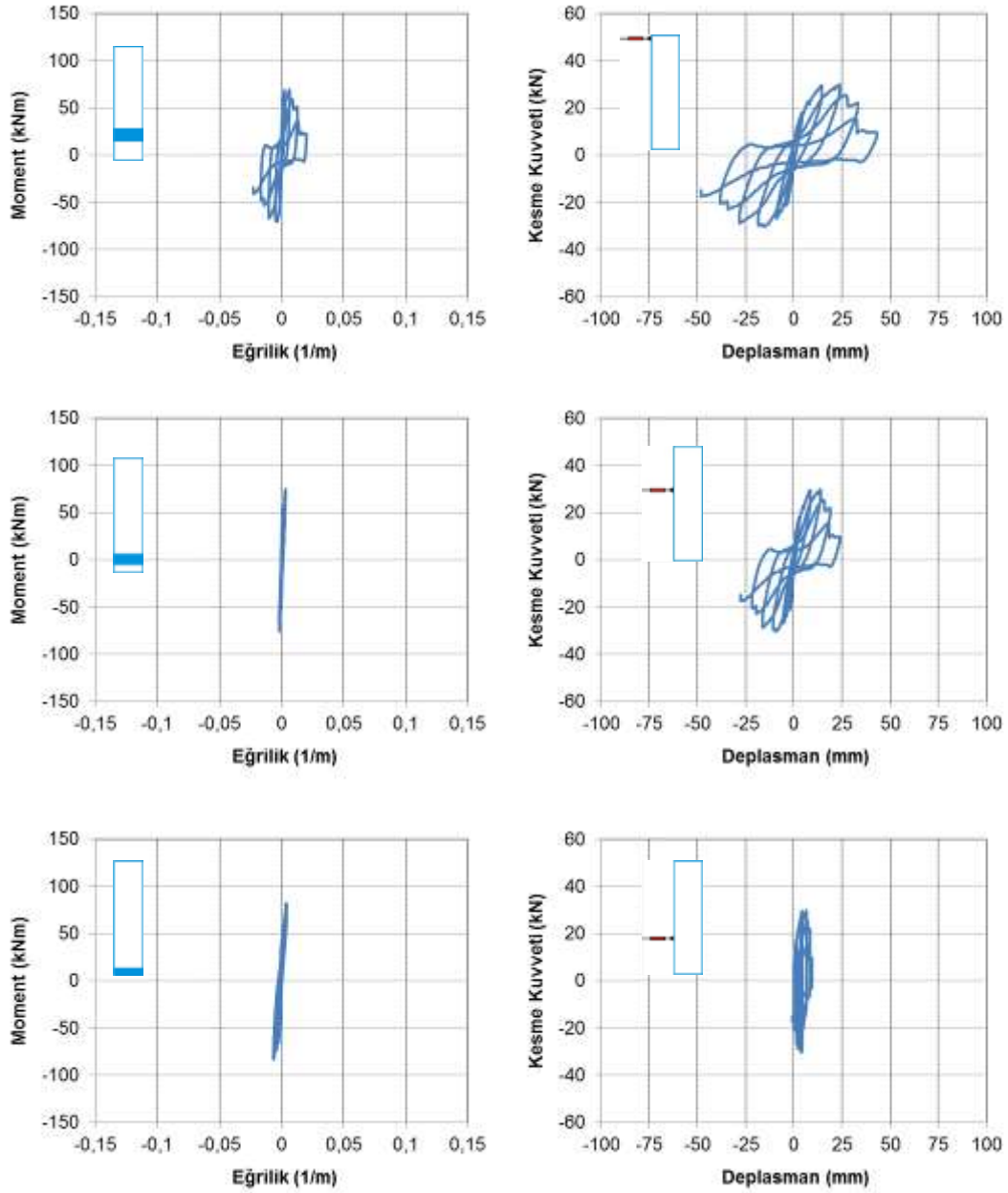


Şekil 4.21. TİP3-1 Perde panelinin deney sonu görünüşü

TİP3-1 modeli, Referans Model gibi sünek bir davranış gösterememiş, kenar ankraj kılıfları sıyrılmış ve -50 mm tepe deplasmanında göçme konumuna ulaşmıştır. TİP3-1 Modelinin çekme yönünde 28,27 mm tepe deplasmanı seviyesinde (%0,94 görelî ötelenme) belirgin kapasite kaybı başlamakta olup taşıyabildiği maksimum taban kesme kuvveti 29.92 kN ve maksimum taban momenti 69.57 kNm olarak tespit edilmiştir.

Şekil 4.22’de perde taban momenti ile 1., 2. ve 3. bölgelerdeki eğrilik değişimi ve kat seviyelerindeki deplasman çevrim eğrisi verilmiştir. Tabandan itibaren ilk 2 bölgede doğrusal olmayan eğrilik oluşmamış, eleman doğrusal bir davranış göstermiştir.

Doğrusal olmayan davranış yani hasar bağlantı bölgesinde meydana gelmiştir. Hasar numune eğilme kapasitesine ulaşmadan ortaya çıkmıştır. Eğrilik artışı ile hasarın ortaya çıktığı bölgenin bağlantı bölgesi olduğu Şekil 4.22’de açıkça görülmektedir.



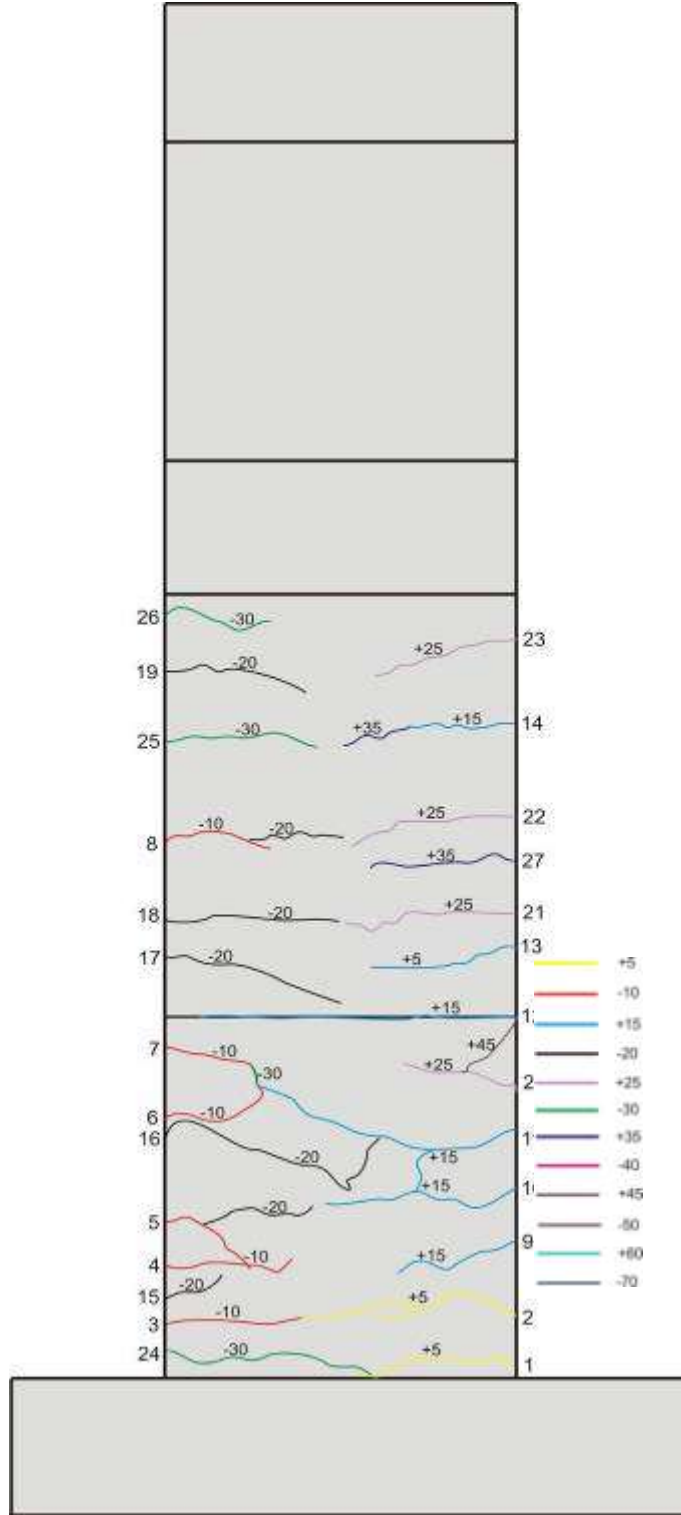
Şekil 4.22. TİP3-1 Modeli Moment- Eğrilik ve Kuvvet-Deplasman eğrileri

#### 4.2.4. TİP3-2 Deneyi

TİP3-2 Modelinde +5 mm ile deneye başlanmış ve +95 mm tepe deplasmanı ile sonlandırılmıştır. Deney sonrası perde panelindeki çatlak oluşum yerleri Şekil 4.23’de ayrıca



deney sırasında, tepe deplasmanı ve bu deplasmanda perde modelinin davranışına ilişkin açıklamalar Tablo 4.5' de verilmiştir.



Tablo 4.5 TİP3-2 deneyi esnasında gözlenen davranışlar

Adım	Tepe Deplasmanı (mm)	Gözlemlenen Çatlak ve Hasar Yerleri	İlgili Şekil Numarası
1	5	1, 2 ve 3 nolu yatay çatlaklar oluştu.	
2	-10	4,5,6 ve 7 nolu yatay çatlaklar oluştu.	
3	15	8 ve 9 nolu yatay çatlak ile 10 ve 11 nolu çapraz çatlaklar oluştu.	Şekil 4.26a
4	-20	5 nolu çatlak ile birleşen 12 nolu yatay çatlak ve 13 nolu çapraz çatlak oluştu.	
5	25	14 nolu yatay çatlak, 13 nolu çatlak ile birleşen 15 nolu yatay çatlak ve 16 nolu çapraz çatlak oluştu.	
6	-30	4 ve 5 nolu yatay çatlakların genişlediği ayrıca bağlantı bölgesinde 17 nolu çapraz çatlak ile 17 nolu çapraz çatlak oluştu.	Şekil 4.26b
7	35	19 ve 20 nolu çapraz çatlaklar oluştu.	
8	-40	4,5 ve 6 nolu çatlakların genişlemeye devam etti. 21 nolu yeni çatlak oluştu. Ayrıca 18 nolu çatlak ilerleyerek 16 nolu çatlak ile birleşti.	
9	45	Perdedeki önceki çatlaklar çok genişlediği (tabandaki çatlak genişliği 4 mm) gözlemlenmiştir	
10	-50	Perde çekme bölgesindeki tüm çatlakların genişlediği (tabandaki çatlak genişliği 5 mm) gözlemlenmiştir.	
11	60	Tabandaki çatlak genişliği 5 mm'ye hemen üstündeki çatlakların genişliği de 4 mm'ye ulaştığı gözlemlenmiştir.	Şekil 4.27a
12	-70	Perdenin çekme bölgesindeki çatlakların genişlediği, basınç bölgesinde ise donatıda burkulma davranışları ayrıca betonda da ezilmeler gözlemlenmiştir	Şekil 4.24a
13	80	Perdenin çekme bölgesindeki çatlakların oldukça genişlediği, basınç bölgesinde ise donatıda burkulma davranışları ayrıca betonda da ezilme ve dökülmelerin artarak devam ettiği gözlemlenmiştir	Şekil 4.24b
14	-90	Perdedeki tüm çatlaklar ve özellikle bağlantı yerine yakın çatlakların oldukça genişlediği, ayrıca betonda da ezilme ve dökülmelerin artarak devam ettiği gözlemlenmiştir	
15	95	Perdenin çekme bölgesindeki boyuna donatıları kopmuş ve deney sonlandırılmıştır.	Şekil 4.27b Şekil 4.25

Numunede ilk hasar oluşumu +5 mm tepe deplasmanına ulaşıldığında gerçekleşmiştir. Perdenin çekme bölgesi tabanında betonda iki adet çekme çatlak oluşmuştur. İlk çekme uygulaması olan -10 mm tepe deplasmanına ulaşıldığında perdenin çekme bölgesinde üç adet yatay çatlaklar gözlemlenmiştir. +15 mm tepe deplasmanına ulaşıldığında bağlantı bölgesinin hemen altında ve üstünde ayrıca tabanda da yeni çatlakların oluştuğu gözlemlenmiştir. Benzer hasar davranışı +25 mm ve -30 mm deplasmanlarında da gözlenmiştir. Tepe deplasmanı +35 mm değerine ulaştığında perdenin çekme bölgesindeki çatlakların (+5 mm ve +25 mm deki) genişlediği ayrıca bağlantı bölgesinde epoksi yüzeyindeki çatlakların da genişlediği gözlemlenmiştir.

Tepe deplasmanı -40 mm değerine ulaştığında perdenin çekme bölgesindeki çatlakların genişleyerek epoksi yüzeyinin hemen altındaki -30 mm'de oluşan çatlakların -20 mm deki çatlaklarla birleştiği ve çapraz çatlakların oluştuğu gözlemlenmiştir. Tepe deplasmanı +45 mm değerine ulaştığında birleşim yerinin hemen altındaki +25mm ve +35mm de oluşan çatlakların genişlediği ayrıca epoksi yüzeyindeki betonda hafif dökülmelerin başladığı gözlemlenmiştir. Tepe deplasmanı -50 mm değerine ulaştığında perde çekme bölgesindeki tüm çatlakların özellikle de birleşim yerinin alt kısımlarındaki mevcut çatlakların genişlediği, +60 mm değerine ulaştığında birleşim yerinin hem çekme hem de basınç bölgesindeki beton kabuk dökülmelerinin oluştuğu ve mevcut çatlakların genişliği de 4 mm'ye ulaştığı gözlemlenmiştir.

-70 mm tepe deplasmanına ulaşıldığında perdedeki çatlakların çok genişlediği ayrıca betondaki ezilme ve dökülmelerin artarak devam ettiği gözlemlenmiştir.

+80 mm ve -90 mm tepe deplasmanında perdenin çekme ve basınç bölgelerindeki çatlakların birleşim yerinin alt kısımları yoğunlukta olmak üzere oldukça genişlediği, ayrıca betonda da ezilme ve dökülmelerin artarak devam ettiği gözlemlenmiştir.

+95 mm tepe deplasmanına ulaşıldığında perdenin çekme bölgesindeki iki adet boyuna donatı kopmuş ve deney sonlandırılmıştır. Birleşimi sağlayan ankrajlarda herhangi bir sıyrılma ya da kopma gözlemlenmemiştir.



a) -70 mm tepe deplasmanı



b) +80 mm tepe deplasmanı

Şekil 4.24. Perdede oluşan çatlaklar ve betondaki dökülmeler.



Şekil 4.25. Perdede dağılan beton ve kopan boyuna donatı.

Perde panelinin %0.5 ve %1 öteleme durumundaki hasar durumu Şekil 4.26'da, %2 ve %3.3 öteleme durumundaki hasar durumu Şekil 4.27' de verilmiştir.



a) %0.5



b) %1.0

Şekil 4.26 : TİP3-2 panelinin hasar durumu



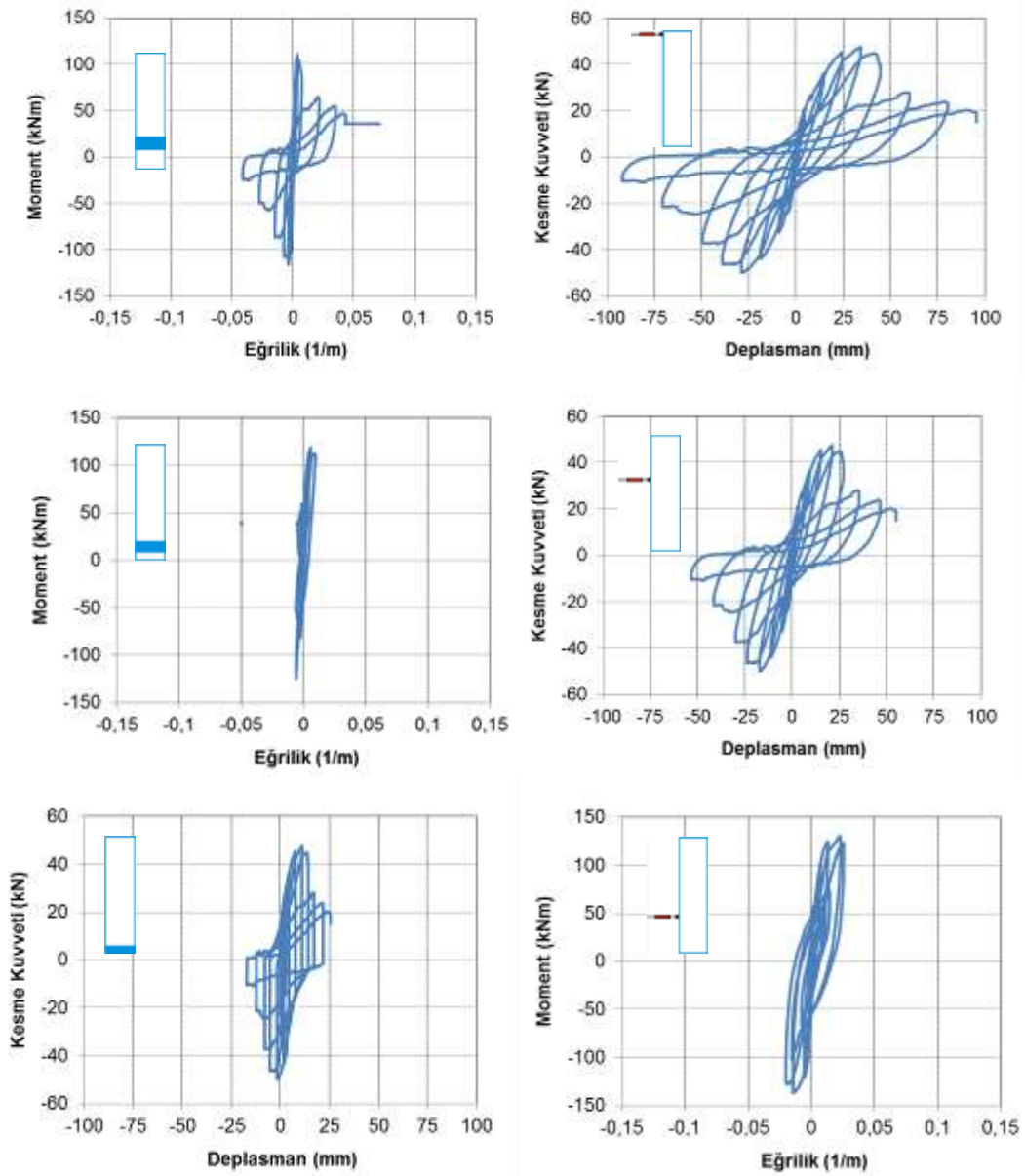
a) %2.0



b) %3.3

Şekil 4.27. TİP3-2 panelinin hasar durumu

Yapılan deney sonucunda eğilme ve kesme çatlaklarının perdenin ilk 140 cm'lik kısmında ağırlıklı olarak da ilk 75 cm'lik kısımda ortaya çıktığı görülmüştür. Panellerin birleşimini sağlayan ankrajlarda herhangi bir sıyrılma ya da kopma olmamıştır. TİP3-2 Modelinin itme yönünde 41.45 mm tepe deplasmanı seviyesinde (%1.38 görelî ötelenme) belirgin kapasite kaybı başlamakta olup taşıyabildiği maksimum taban kesme kuvveti 47.60 kN ve maksimum taban momenti 130.88 kNm olarak tespit edilmiştir. Şekil 4.28'de perde taban momenti ile 1., 2. ve 3. bölgelerdeki eğrilik değışimi ve kat seviyelerindeki kuvvet deplasman çevrim eğrisi verilmiştir.



Şekil 4.28. TİP3-2 Modeli Moment- Eğrilik ve Kuvvet-Deplasman eğrileri

Eğrilik ölçüm bölgelerinin tümünde eğrilik, akma sonrasında farklı oranlarda artmıştır. Perde göçme konumuna bağlantı bölgesindeki donatı kopması ve beton ezilmesi ile ulaşmıştır. Başlangıç çevrimlerinde alt bölgede doğrusal olmayan davranış ortaya çıkarken, 2. ve 3. Bölgelerde eğrilik büyük oranda doğrusal kalmıştır. Ancak son üç çevrimde bağlantı bölgesinde gevrek bir şekilde hasar ortaya çıkmış ve ilk 2 bölgede ortaya çıkan eğrilikler azalırken, eğrilik büyük oranda bağlantı bölgesinde toplanmıştır. Ortaya çıkan bu hasarla birlikte bağlantıda hızlı bir kapasite kaybı yaşandığı da görülmektedir. Perdenin TİP 3-1'e göre daha sünek olmakla birlikte yine de gevrek bir davranış sergilediği görülmektedir.

### **4.3. Düşey Yönde Birleşimli Model Deneyleri**

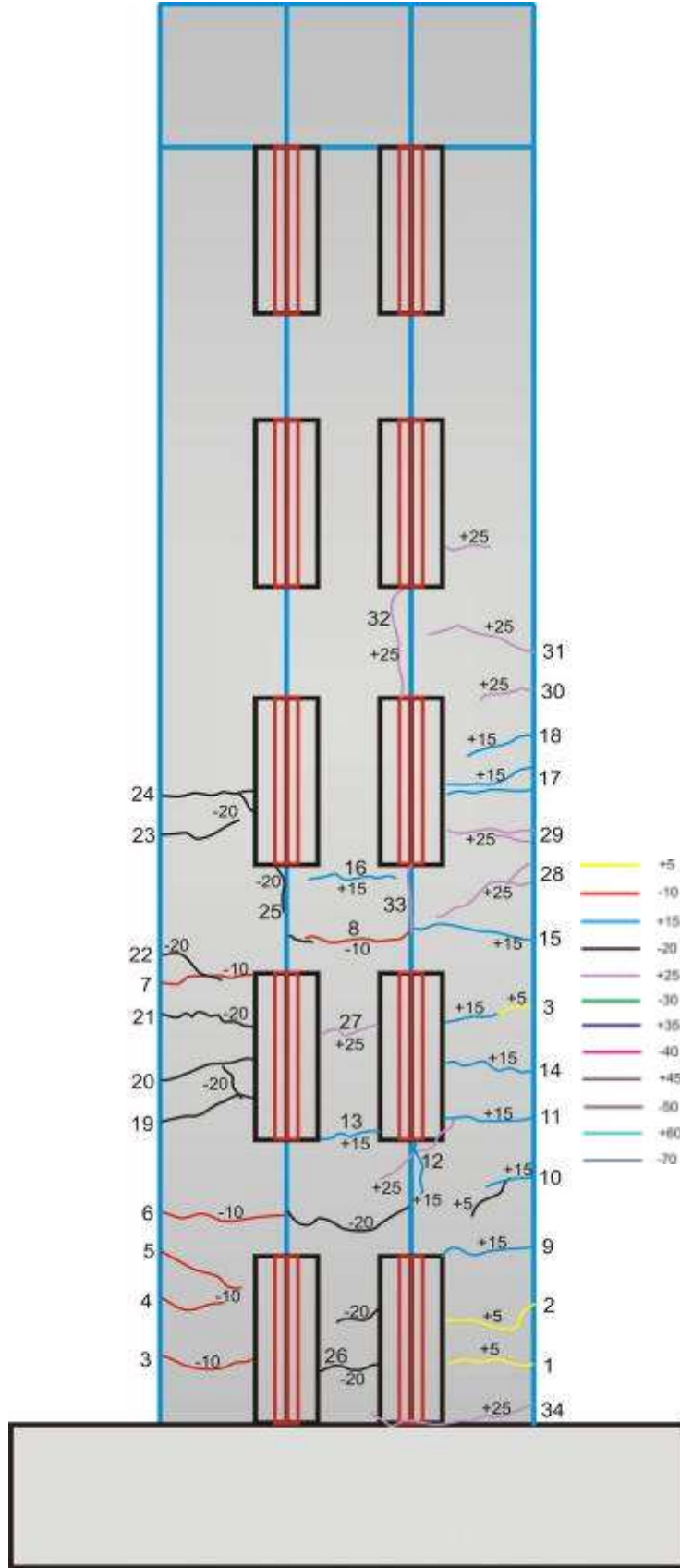
#### **4.3.1. TİP4 deneyi**

TİP 4 de +5 mm ile deneye başlanmış ve +80 mm çatı deplasmanı ile sonlandırılmıştır. Deplasman artırımları 50 mm ye kadar 5'er mm, 50-80 mm arasında ise 10' ar mm şeklinde uygulanmıştır. Her adım sonrası numune üzerinde oluşan hasarlar tespit edilmiştir.

Numunede ilk hasar oluşumu +5 mm tepe deplasmanında gerçekleşmiştir. Perdenin çekme bölgesinde betonda çekme çatlağı oluşmuştur. İlk çekme uygulaması olan -10 mm çatı deplasmanına ulaşıldığında perdenin çekme bölgesinde yatay çatlaklar gözlemlenmiştir. +15 mm ve -20 mm tepe deplasmanlarında da eğilme çatlaklarının oluştuğu, +25 mm değerinde ise perde tabanında hafif açılma meydana geldiği gözlemlenmiştir.

-30 mm tepe deplasmanında sağ panel üst kısmı ayrılmıştır. Bu deplasmandan sonraki deplasmanlar statik itme yüklemesi şeklinde yapılmıştır. +40 mm tepe deplasmanı ile +70 mm tepe deplasmanı arasında plastik mafsallık boyunda yoğunluklu olmak üzere mevcut çatlaklar genişlemiştir. +80 mm tepe deplasmanına ulaşıldığında perdenin çekme bölgesindeki boyuna donatıları kopmuş, basınç bölgesinde ise betonda bloklar şeklinde dökülmeler oluşmuş ve deney sonlandırılmıştır.

Deney sonrası perde panelindeki çatlak oluşum yerleri Şekil 4.29'da ayrıca deney sırasında, tepe deplasmanı ve bu deplasmanda perde modelinin davranışına ilişkin açıklamalar Tablo 4.6' da verilmiştir.

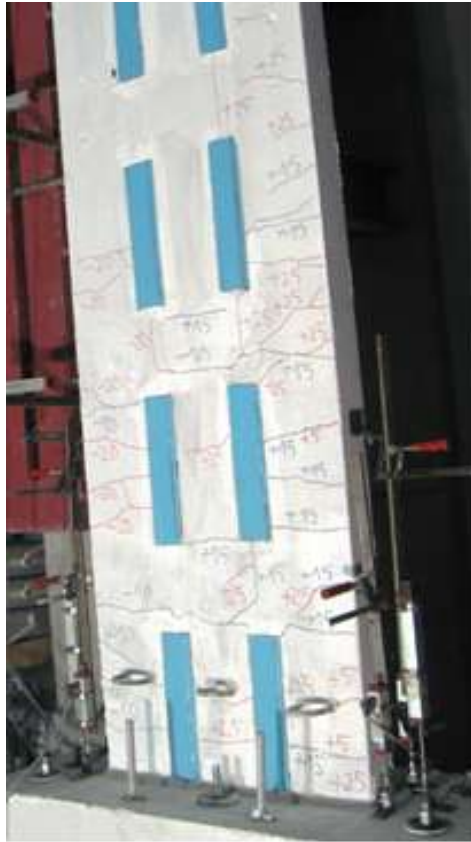


Şekil 4.29. TİP4 Modeli çatlak oluşum yerleri



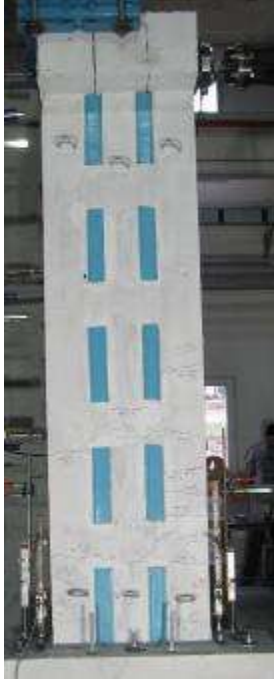
Tablo 4.6. TİP4 deneyi esnasında gözlenen davranışlar

Adım	Tepe Deplasmanı (mm)	Gözlemlenen Çatlak ve Hasar Yerleri	İlgili Şekil Numarası
1	5	1 ve 2 nolu yatay çatlaklar oluştu.	
2	-10	3,4,5,6,7 ve 8 nolu yatay çatlaklar oluştu.	
3	15	9,10,11,13,14,15,16,17 ve 18 nolu yatay çatlaklar ile 12 nolu çapraz çatlak oluştu.	Şekil 4.31a
4	-20	1 ve 3 nolu çatlaklar ilerledi.19,20,21,22,23 ve 24 nolu yatay çatlaklar ile birleşen 25 nolu çapraz çatlak oluştu.	
5	25	2,10,12,15nolu çatlaklar çapraz olarak ilerledi ayrıca 26,27,29,30,31,34 nolu yatay çatlaklar ile 32 ve 33 nolu düşey çatlak oluştu. Bağlantı elemanlarında herhangi bir ayrılma olmadı.	Şekil 4.30
6	-30	Sağdaki ilk panel üst noktası ayrıldı.	Şekil 4.31b
7	35-70	Mevcut çatlaklar özellikle de perde tabanındaki çatlaklar oldukça genişledi.	Şekil 4.32a
8	80	Perdenin çekme bölgesindeki boyuna donatıları kopmuş, basınç bölgesinde ise betonda bloklar şeklinde dökülmeler oluşmuş ve deney sonlandırılmıştır.	Şekil 4.32b

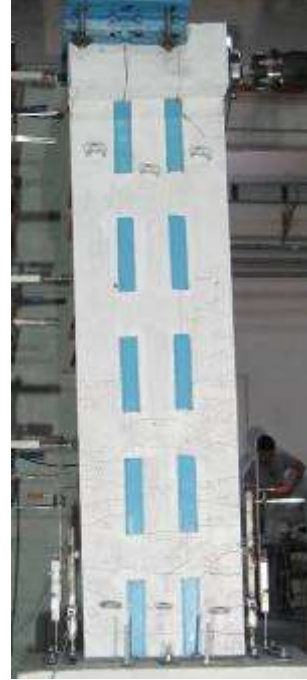


Şekil 4.30. +25 mm tepe deplasmanındaki perdedeki çatlaklar.

Perde panelinin %0.5 ve %1.0 öteleme durumundaki hasar durumu Şekil 4.31’de, %2 ve %3.3 öteleme durumundaki hasar durumu Şekil 4.32’ de verilmiştir.

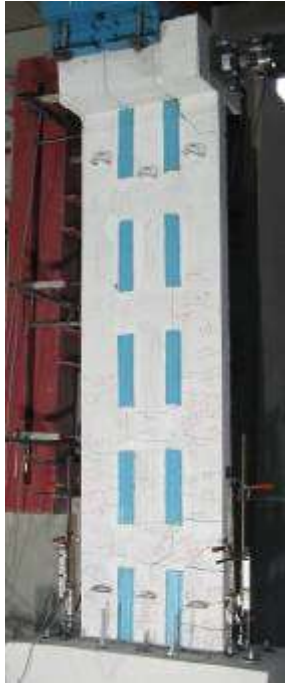


a) %0.5



%1.0

Şekil 4.31 : TİP4 panelinin hasar durumu



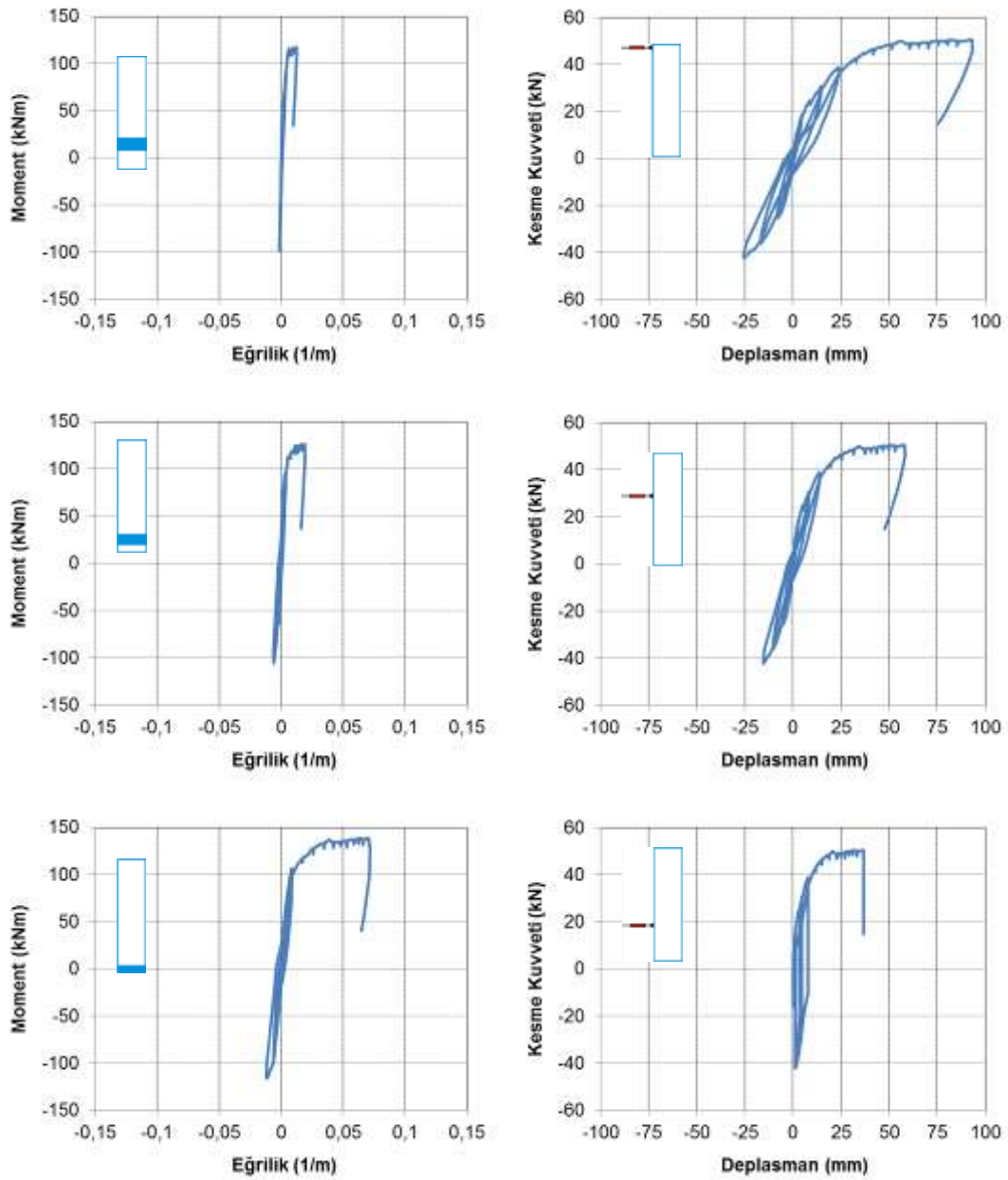
a) %2.0



b) %3.3.

Şekil 4.32. TİP4 panelinin hasar durumu

Yapılan deney sonucunda eğilme ve kesme çatlaklarının perdenin ilk 150 cm'lik kısmında ortaya çıktığı görülmüştür. TİP4 perde panellerini birleştiren kaynaklarda ve çelik levha elemanlarda herhangi bir hasar oluşumu gözlenmemiştir. +80 mm tepe deplasmanında göçme konumuna ulaşmıştır. TİP4 Modelinin taşıyabildiği maksimum taban kesme kuvveti 50.58 kN, maksimum taban momenti 117.61 kNm ve maksimum tepe deplasmanı 93.37 mm olarak tespit edilmiştir. Bu değer referans modelin taşıma gücünden daha büyüktür. Bu durumun yüklemenin statik olmasından kaynaklandığı söylenebilir. Şekil 4.33'de perde taban momenti ile 1., 2. ve 3. bölgelerdeki eğrilik değişimi ve kat seviyelerindeki kuvvet deplasman çevrim eğrisi verilmiştir.



Şekil 4.33. TİP4 Modeli Moment- Eğrilik ve Kuvvet-Deplasman eğrileri

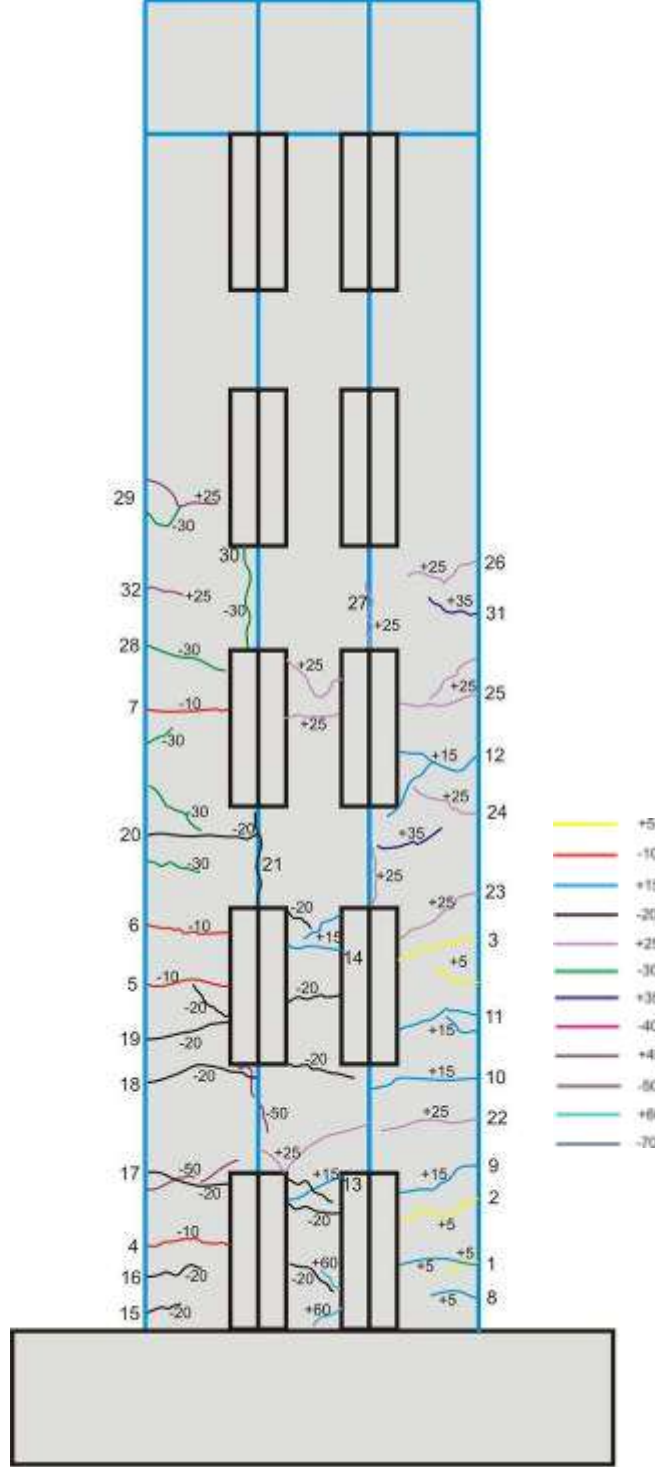
Eğrilik ölçüm bölgelerinin tümünde eğrilik, akma sonrasında artmaya devam etse de plastik eğriliğin perde alt kısmından yoğunlaştığı görülmektedir. Perde göçme konumuna tabanda donatı kopması ve beton ezilmesi ile ulaşmıştır. Eğrilik artışı ile hasarın ortaya çıktığı bölgenin 1. bölgede yani perde tabanına çok yakın olduğu Şekil 4.32’de görülmektedir. Deney sonucunda elde edilen ve şekilde verilen çevrim eğrileri incelendiğinde perdenin sünek bir davranış gösterdiği söylenebilir. Ancak, bu perdeye ilişkin süneklik verileri deneylerin tekrarlı tersinir yapılamaması nedeniyle diğer deney elemanları ile karşılaştırılmayacaktır.

#### **4.3.2. TİP5 deneyi**

TİP 5 deneyine +5 mm ile deneye başlanmış ve -100 mm tepe deplasmanı ile sonlandırılmıştır.

Numunede ilk hasar oluşumu +5 mm tepe deplasmanında, perdenin çekme bölgesinde betonda 3 adet çekme çatlağı şeklinde gerçekleşmiştir. -10 mm tepe deplasmanına ulaşıldığında perdenin çekme bölgesinde 4 adet yatay çatlaklar gözlemlenmiştir. Benzer hasar davranışı +15 mm,-20 mm ve +25 mm tepe deplasmanına ulaşıldığında da gözlemlenmiştir. Tepe deplasmanı -30 mm değerine ulaştığında perdenin çekme bölgesinde yeni çatlakların oluştuğu ayrıca tabanda açılmaların başladığı gözlemlenmiştir. Tepe deplasmanı +35 mm,-40 mm ve +45 mm değerlerine ulaştığında yeni çatlakların olmadığı ancak özellikle perde tabanındaki ve tabandan 50cm yukarıya kadar olan çekme bölgesindeki çatlakların genişlediği gözlemlenmiştir. Tepe deplasmanı -50 mm, +60 mm ve -70 mm değerine ulaştığında perdede mevcut çatlakların genişlediği ve yeni çatlaklarında oluştuğu ayrıca perde tabanından 30 cm yükseklikte çatlak genişliğinin 3 mm değerine ulaştığı gözlemlenmiştir. Tepe deplasmanı +80 mm değerinde tabandaki çatlak genişliği 6 mm’ye hemen üstündeki çatlakların genişliği de 4 mm’ye ulaştığı ayrıca betonda da dökülmelerin olduğu gözlemlenmiştir. -90 mm tepe deplasmanında perdenin çekme bölgesindeki çatlakların oldukça genişlediği, basınç bölgesinde ise donatıda burkulma davranışları gözlemlenmiştir. Ayrıca betonda da dökülmelerin arttığı gözlemlenmiştir. +99 mm tepe deplasmanında betonda bloklar şeklinde dökülmeler oluşmuş ve donatı burkulmalarının devam ettiği gözlemlenmiştir.-98 mm tepe deplasmanına ulaşıldığında betonda bloklar şeklinde dökülmeler oluşmuş, dıştaki her iki boyuna donatının da burkulduğu gözlemlenmiş ve deney sonuçlandırılmıştır.

Deney sonrası perde panelindeki çatlak oluşum yerleri Şekil 4.34’de ayrıca deney sırasında, tepe deplasmanı ve bu deplasmanda perde modelinin davranışına ilişkin açıklamalar Tablo 4.7’ de verilmiştir.



Şekil 4.34. TİP5 Modeli çatlak oluşum yerleri

Tablo 4.7. TİP5 deneyi esnasında gözlenen davranışlar

Adım	Tepe Deplasmanı (mm)	Gözlemlenen Çatlak ve Hasar Yerleri	İlgili Şekil Numarası
1	5	1, 2 ve 3 nolu yatay çatlaklar oluştu.	
2	-10	4,5,6 ve 7 nolu yatay çatlaklar oluştu.	
3	15	8,9,10,11,12 nolu yatay çatlaklar ile 13 nolu düşey çatlak ve 14 nolu çapraz çatlak oluştu. 1 nolu çatlak yatay olarak ilerledi.	Şekil 4.37a
4	-20	4,5 ve 6 nolu çatlaklar çapraz olarak orta panele doğru ilerledi. Ayrıca 15,16,17,18,19 ve 20 nolu yatay çatlak ile 21 nolu düşey çatlak oluştu.	
5	25	10 nolu çatlak ilerledi, 22,23,24,25 ve 26 nolu yatay çapraz çatlaklar ve 27 nolu düşey çatlak oluştu.	
6	-30	28 ve 29 nolu yatay çatlaklar ile 30 nolu düşey çatlak oluştu.	Şekil 4.37b
7	35	24 nolu çatlak çapraz olarak ilerledi. 31 nolu yeni yatay çatlak oluştu.	
8	-40	Yeni çatlakların olmadığı ancak perde plastik mafsalları boyunca çekme bölgesindeki çatlakların genişlediği gözlemlenmiştir	
9	45	Yeni çatlakların olmadığı ancak çekme bölgesindeki çatlakların genişlediği gözlemlenmiş ancak birleşim elemanlarında herhangi bir olumsuzluğa rastlanmamıştır.	
10	-50	Perdede mevcut çatlakların (özellikle 17,18 ve 29 nolu çatlaklar çapraz ve düşey olarak) genişlediği ayrıca 32 nolu yeni çatlak oluştu.	
11	60	Perde tabanında 8 nolu çatlakın devamı olarak bir adet çatlak oluştu ayrıca çekme bölgesindeki çatlakların genişlediği gözlemlenmiştir.	Şekil 4.38a
12	-70	Perdenin çekme bölgesindeki çatlakların plastik mafsalları boyunca ilk 30 cm yükseklikte 4 mm daha üstünde 3 mm değerine ulaştığı gözlemlenmiştir.	
13	80	Tabandaki çatlak genişliği 6 mm'ye hemen üstündeki çatlakların genişliği de 4 mm'ye ulaştığı ayrıca betonda da dökülmelerin olduğu gözlemlenmiştir	
14	-90	Perdenin çekme bölgesindeki çatlakların çok fazla genişlediği, basınç bölgesinde ise donatıda burkulma davranışları ayrıca betonda da dökülmelerin arttığı gözlemlenmiştir	Şekil 4.35
15	99	Perde betonunda bloklar şeklinde dökülmeler oluşmuş donatı burkulmalarının devam ettiği gözlemlenmiştir.	
16	-98	Betonda bloklar şeklinde dökülmeler oluşmuş dıştaki her iki boyuna donatının da burkulduğu gözlemlenmiş ve deney sonuçlandırılmıştır	Şekil 4.36 Şekil 4.38b

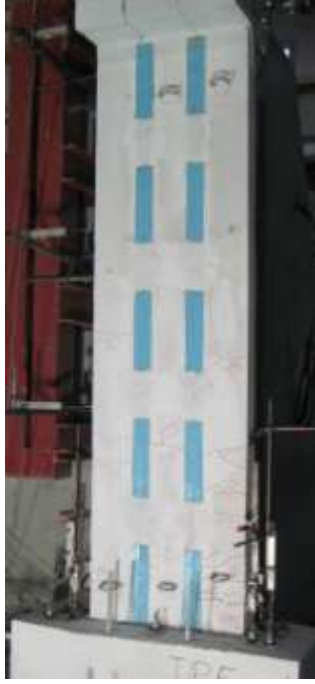


Şekil 4.35. -90 mm tepe deplasmanında boyuna donatıda burkulma davranışı.



Şekil 4.36. -98 mm tepe deplasmanında basınç bölgesindeki donatıda burkulma davranışı.

Perde panelinin %0.5 ve %1 öteleme durumundaki hasar durumu Şekil 4.37’de, %2 ve %3.3 öteleme durumundaki hasar durumu Şekil 4.38’de verilmiştir.

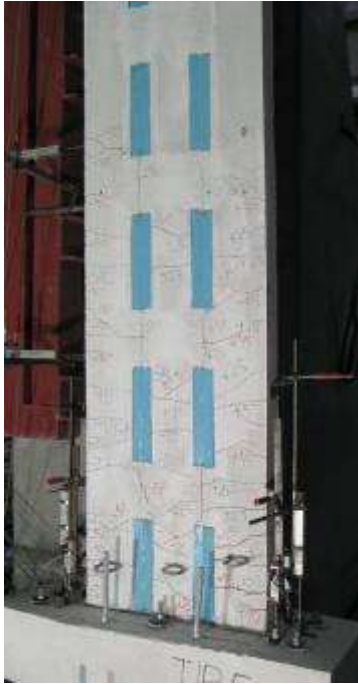


a) %0.5

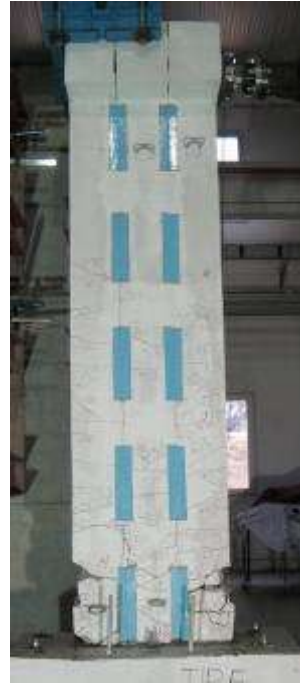


b) %1.0

Şekil 4.37. TİP5 panelinin hasar durumu



a) %2.0

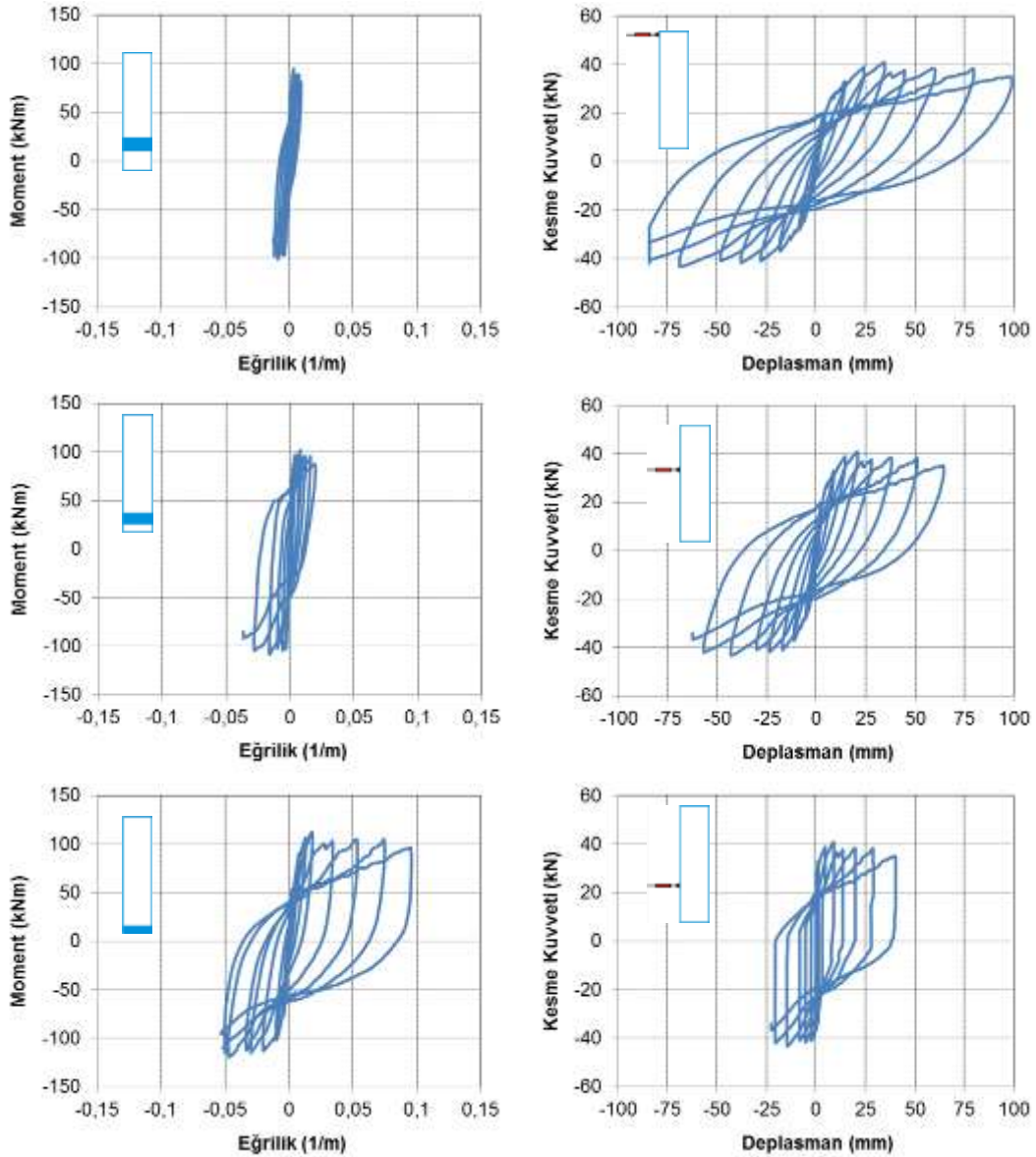


b) %3.3

Şekil 4.38. TİP5 panelinin hasar durumu



Yapılan deney sonucunda eğilme ve kesme çatlaklarının perdenin ilk 150 cm'lik kısmında ve ağırlıklı olarak da ilk 40cm'lik kısımda ortaya çıktığı görülmüştür. Perde panellerini birleştiren kaynaklarda hasar oluşumu gözlenmemiştir. TİP5, RM'ye benzer şekilde oldukça sünek bir davranış göstermiş ve – 99 mm çatı deplasmanında çekme ve basınç bölgelerindeki ana donatıların burkulması ile göçme konumuna ulaşmış olup taşıyabildiği maksimum taban kesme kuvveti 40.88 kN, maksimum taban momenti 112.41 kNm ve maksimum tepe deplasmanı 99.04 mm olarak tespit edilmiştir. Şekil 4.39'da perde taban momenti ile 1., 2. ve 3. bölgelerdeki eğrilik değişimi ve kat seviyelerindeki kuvvet deplasman çevrim eğrisi verilmiştir.



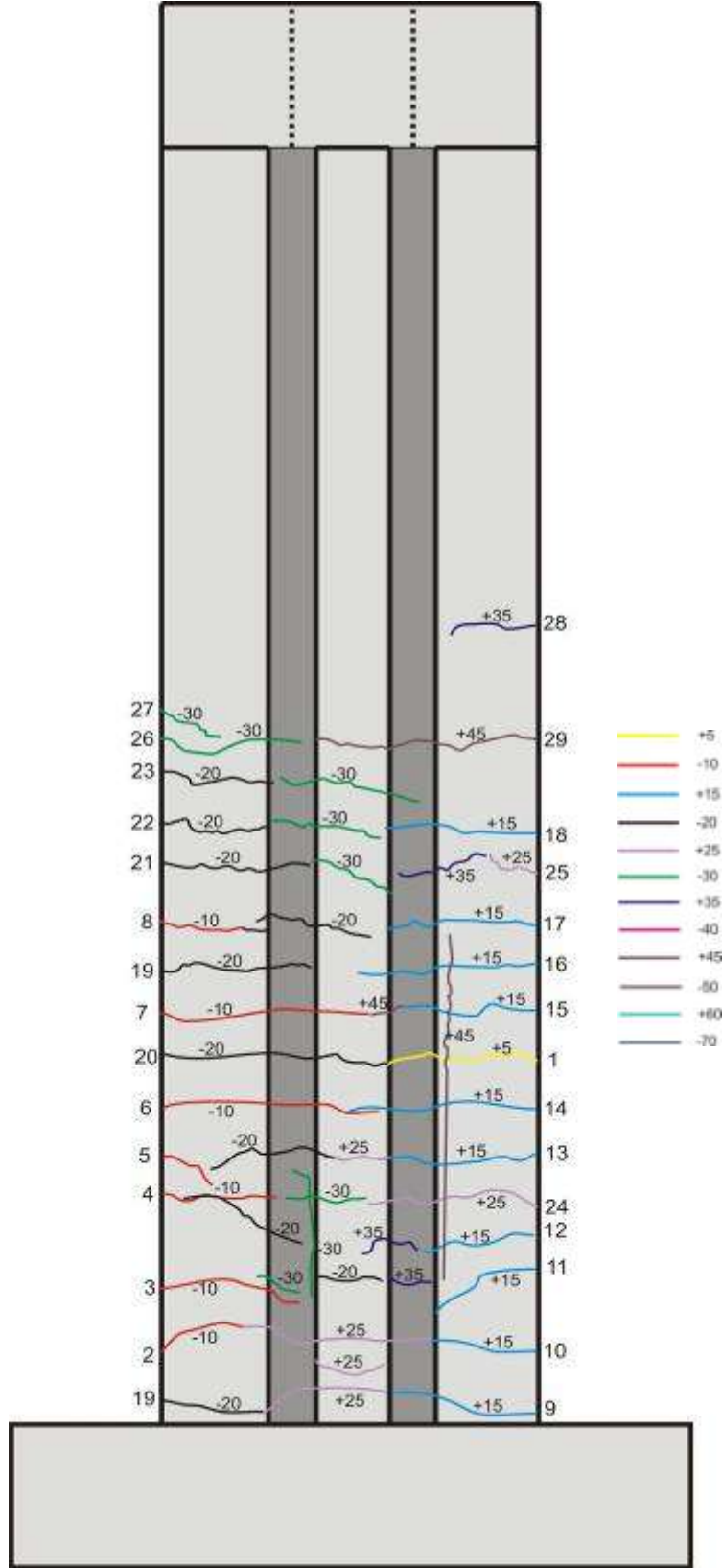
Şekil 4.39. TİP5 Modeli Moment- Eğrilik ve Kuvvet-Deplasman eğrileri

Bağlantılarda problem görülmeyen diğer deneylerde olduğu gibi plastik eğriliğin ilk ölçüm bölgesinde yoğunlaştığı görülmektedir. 2. Ölçüm bölgesinde sınırlı da olsa plastik bir davranış görülürken, 3. Bölgede plastik davranışın yok denecek kadar az olduğu görülmektedir. Perde göçme konumuna tabanındaki donatı burkulması ve beton ezilmesi ile ulaşmıştır. Perdenin oldukça sünek bir davranış gösterdiği gerek ölçüm sonuçlarından gerek deney esnasındaki gözlemlerden rahatlıkla çıkarılabilir.

### 4.3.3. TİP6 deneyi

Deneye +5 mm ile başlanmış ve -100 mm tepe deplasmanı ile sonlandırılmıştır. Numunede ilk hasar oluşumu +5 mm tepe deplasmanına ulaşıldığında gerçekleşmiştir. Perdenin çekme bölgesinde betonda 1 adet çekme çatlak oluşmuştur. İlk çekme uygulaması olan -10 mm tepe deplasmanına ulaşıldığında perdenin çekme bölgesinde 7 adet yatay çatlaklar gözlemlenmiştir. Benzer hasar davranışı +15 mm itme çatı deplasmanına ulaşıldığında da gözlemlenmiştir. -20 mm, +25 mm ve -30 mm tepe deplasmanına ulaşıldığında perdenin çekme bölgesinde hem yeni çatlakların oluştuğu hem de mevcut çatlakların genişlediği gözlemlenmiştir. Tepe deplasmanı +35 mm, -40 mm ve +45 mm değerlerine ulaştığında yeni çatlakların olmadığı ancak perde çekme bölgesindeki çatlakların genişlediği basınç bölgelerinde de betonda ezilmeler gözlemlenmiştir.

Tepe deplasmanı -50 mm değerine ulaştığında perdedeki özellikle tabana yakın mevcut çatlakların çok genişlediği, +60 mm değerine ulaştığında perde basınç bölgesindeki beton kabuğun dağılmaya başladığı ayrıca boyuna donatının bir tanesinin burkulduğu,-70 mm çatı deplasmanına ulaşıldığında perdenin çekme bölgesindeki çatlakların oldukça genişlediği ve betonda ezilmelerin devam ettiği gözlemlenmiştir. Tepe deplasmanı +80 mm değerine ulaştığında tabandaki çatlak genişliği 5 mm'ye ulaştığı,-90 mm tepe deplasmanında perdenin her iki köşesindeki boyuna donatıların burkulduğu ve betonun dağıldığı gözlemlenmiştir. Tepe deplasmanı +99 mm ve -98 mm değerlerinde perde taban betonunda bloklar şeklinde dökülmeler oluşmuş dıştaki her iki boyuna donatının da kopma anına geldiği gözlemlenmiş ve deney sonuçlandırılmıştır. Deney sonrası perde panelindeki çatlak oluşum yerleri Şekil 4.40'da, ayrıca deney sırasında tepe deplasmanı ve bu deplasmanda perde modelinin davranışına ilişkin açıklamalar Tablo 4.8' de verilmiştir.



Şekil 4.40. TİP6 Modeli çatlak oluşum yerleri

Tablo 4.8. TİP6 deneyi esnasında gözlenen davranışlar

Adım	Tepe Deplasmanı (mm)	Gözlemlenen Çatlak ve Hasar Yerleri	İlgili Şekil Numarası
1	5	1 nolu yatay çatlak oluştu.	
2	-10	2,3,4,5,6,7 ve 8 nolu çatlaklar oluştu.	
3	15	9,10,11,12,13,14,15,16,17 ve 18 nolu çatlaklar oluştu.	Şekil 4.41a
4	-20	2,3,4,5,6 ve 8 nolu çatlaklar ilerledi. Ayrıca 19,20,21,22 ve 23 nolu yatay çatlaklar oluştu.	
5	25	9 nolu çatlak ilerledi. 24 ve 25 nolu çapraz çatlaklar oluştu.	
6	-30	3,20,21 ve 22 nolu çatlaklar yatay 4 nolu çatlak hem yatay hem de düşey olarak ilerledi. 26 ve 27 nolu yeni çapraz çatlaklar oluştu.	Şekil 4.41b
7	35	11 ve 12 nolu çatlaklar yatay olarak ilerleyerek 3 nolu çatlak ile birleşti. 24 nolu çatlak yatay olarak ilerledi. 28 nolu yeni çatlak oluştu.	
8	-40	Yeni çatlakların olmadığı ancak perde plastik mafsal boyunca çekme bölgesindeki çatlakların genişlediği basınç bölgelerinde de betonda ezilmeler gözlemlenmiştir.	
9	45	17 nolu çatlakta 10 nolu çatlağa kadar sağ panel ile orta panelin birleşim yerinde yeni düşey çatlak oluştu. Ayrıca 29 nolu yeni yatay çatlak oluştu.	
10	-50	Perdedeki özellikle tabana yakın mevcut çatlakların çok genişlediği ayrıca beton kabukta dökülmelerin başladığı gözlemlenmiştir.	
11	60	Perde basınç bölgesindeki beton kabuğun dağılmaya başladığı ayrıca boyuna donatının bir tanesinin burkulduğu gözlemlenmiştir.	Şekil 4.42a
12	-70	Perdenin çekme bölgesindeki çatlakların oldukça genişlediği ve betonda ezilmelerin devam ettiği gözlemlenmiştir.	
13	80	Perde tabanındaki çatlak genişliği 5 mm'ye ulaştığı ayrıca betonda da dökülmelerin devam ettiği gözlemlenmiştir	
14	-90	Perdenin her iki köşesindeki boyuna donatıların burkulduğu ve betonun dağıldığı gözlemlenmiştir	Şekil 4.43
15	99	Perde betonunda bloklar şeklinde dökülmeler oluşmuş dıştaki her iki boyuna donatının da kopma noktasına geldiği gözlemlenmiştir.	Şekil 4.44
16	-98	Perdede her iki boyuna donatının da koptuğu gözlemlenmiş ve deney sonuçlandırılmıştır.	Şekil 4.42b

Perde panelinin %0.5 ve %1 öteleme durumundaki hasar durumu Şekil 4.41’de, %2 ve %3.3 öteleme durumundaki hasar durumu Şekil 4.42’de verilmiştir.



a) %0.5



b) %1.0

Şekil 4.41 : TİP6 panelinin hasar durumu



a) %2.0



b) %3.3

Şekil 4.42. TİP6 panelinin hasar durumu



Şekil 4.43. Perde tabanının her iki köşesindeki boyuna donatı burkulması.

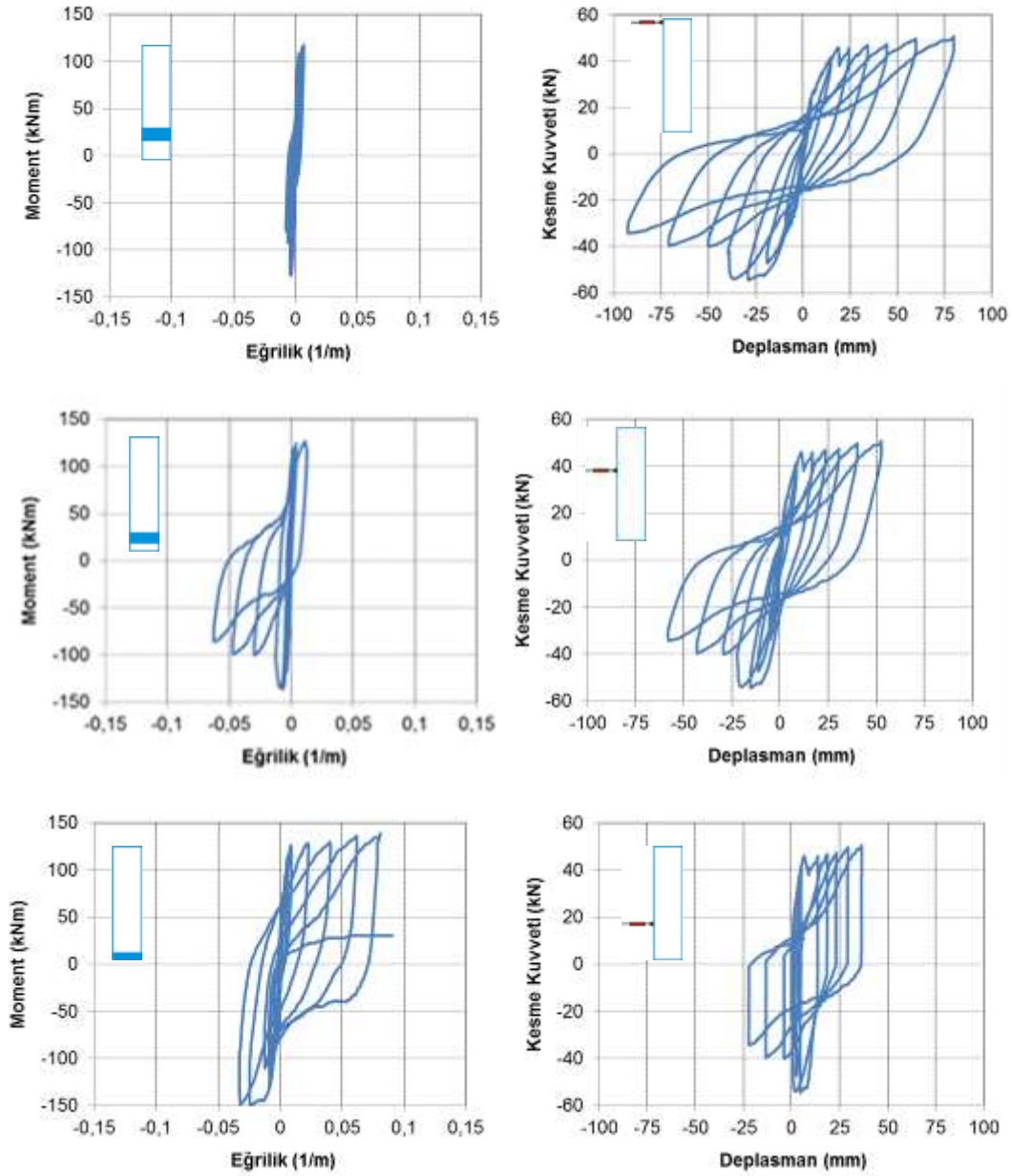


Şekil 4.44. Perde tabanının her iki köşesindeki kopan boyuna donatı

Yapılan deney sonucunda eğilme ve kesme çatlaklarının perdenin ilk 140 cm'lik kısmında ve ağırlıklı olarak da ilk 60 cm'lik kısımda ortaya çıktığı görülmüştür. TİP 6 perde panellerinin yerinde dökülerek oluşturulan birleşim bölgelerinde kılcal çatlaklar haricinde herhangi bir hasar oluşumu gözlenmemiştir.

TİP6 Modelinin çekme yönünde 36.58 mm tepe deplasmanı seviyesinde (%1.22 görelî ötelenme) belirgin kapasite kaybı başlamakta olup taşıyabildiği maksimum taban kesme kuvveti 50.73 kN ve maksimum taban momenti 139.49 kNm olarak tespit edilmiştir.

Şekil 4.45’de perde taban momentini ile 1., 2. ve 3. bölgelerdeki eğrilik değişimi ve kat seviyelerindeki kuvvet deplasman çevrim eğrisi verilmiştir. Bu yükseklik boyunca doğrusal olmayan davranış ortaya çıkarken, perde göçme konumuna tabanındaki donatı kopması ve beton ezilmesi ile ulaşılmıştır. Diğer deneylerde olduğu gibi 3. Bölgede doğrusal olmayan davranış görülmemekte, hasar 1. ve 2. Bölgelerde ortaya çıkmaktadır. Şekil 4.45’de görüldüğü gibi itme doğrultusunda hasar 1. Bölgede yoğunlaşırken, çekme doğrultusunda hasarın 2. Bölgede ortaya çıktığı görülmektedir. Bu durum Şekil 4.43’de görülen beton ezilmeleri ile de doğrulanmaktadır.



Şekil 4.45. TİP6 Modeli Moment- Eğrilik ve Kuvvet-Deplasman eğrileri

## 5 ANALİTİK ÇALIŞMALAR

Bu çalışma kapsamında incelenecek 1/3 ölçeğinde küçültülmüş ve 3. Bölümde Şekil 3.10'da verilen boyutlara haiz Referans Model (RM) ve Güçlendirme Panel Elemanları (TİP1-6), boyuna donatı oranı  $\rho = 0.008$  ve beton sınıfı BS30 (C30) alınarak, BÇIII (S420a) donatı çelikleri için moment kapasiteleri hesaplanmıştır. Panel Perde Modellerinin bağlantı kesme ve moment kapasiteleri de hesaplanarak bu bölümde verilmiştir.

### 5.1. Güçlendirme Panellerinin Moment Kapasiteleri

Kapasite hesaplarında, çelik donatı için çekme deneylerinden elde edilen gerçek minimum çekme dayanım değerleri kullanılmış olup, Moment-Eğrilik grafiklerinin oluşturulmasında İNEL vd. (2008) tarafından hazırlanmış olan "SEMAp-V.1.0" yazılımı kullanılmıştır. Geliştirilen yazılım, MANDER vd. (1988) beton modelini kullanarak moment-eğrilik değerlerini hesaplamaktadır. Yazılımda, her bir donatı için mekanik özellikler ayrı ayrı verilebilmekte, betonarme kesit içerisinde farklı beton kalitesi, kabuk kalınlığı, sargı şekli, sargı donatısı mekanik özellikleri tanımlanabilmektedir. Bu yazılımla her türlü kesit şekli için çözümleme yapılabilmektedir.

Yazılım hesap sonunda Güçlendirme Panellerinin taşıyabileceği maksimum moment 116.19 kNm olarak bulunmuştur. Yükleme noktasının temel üst seviyesinden yüksekliği 2.85 m olup deney elemanlarımızın maksimum yük kapasitesi denklem 5.1 de verilmiştir.

$$V_{\max} = \frac{M_{\max}}{h} \quad (5.1)$$

Denklem 5.1'de ilgili değerler yazılırsa, perdelerin beklenen taşıma gücü,  $V_{\max}=40.77$  kN olarak belirlenir.

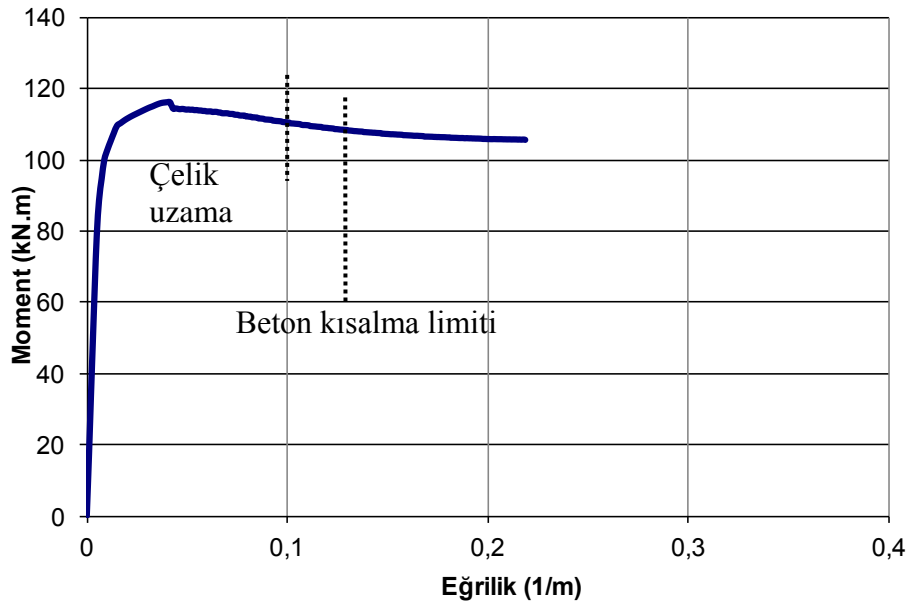
Bu yük değeri mevcut yükleme sistemiyle ulaşılabilecek bir değerdir. Bu nedenle deney modellerinin S420a donatı ile üretilmesinin uygun olacağı kanaatine varılmıştır. Perde panellerinde etriyeler bu maksimum kesme kuvvetini taşıyabilecek şekilde  $\phi 4/10$  S500a (BÇ IV) olarak tasarlanmıştır. Dolayısıyla üretilen perdede verilen yükleme koşulları altında



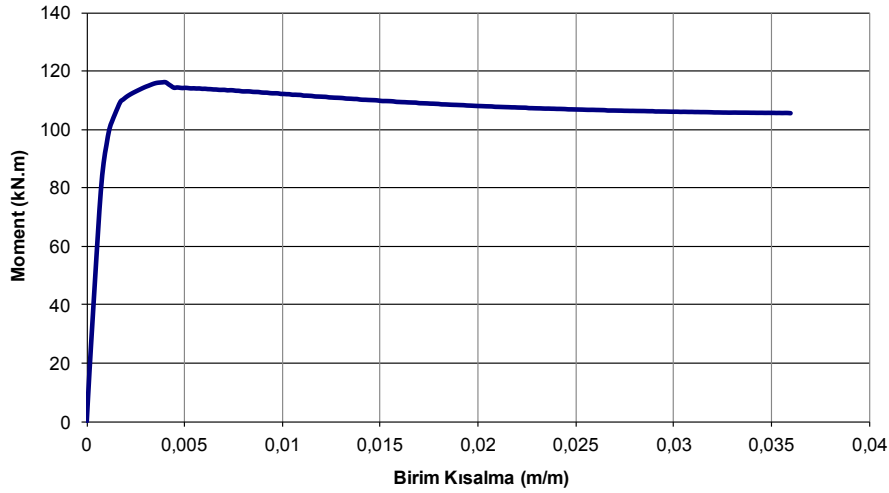
eğilme hasarlarının oluşması hedeflenmiştir. Analiz sonuçları Tablo 5.1’de, perde modellerinin Moment-Eğrilik “M-φ” ve Moment-Birim Kısılma (M-ε) Diyagramı grafikleri Şekil 5.1-2’de verilmiştir. Beton birim kısılması için üst sınır 2007 Deprem Yönetmeliği’nde %1.8 olarak verilmektedir. Çelik için ise birim uzama sınırı %6 olarak verilmiştir. Deneylerde kullanılan perde kesitinde bu sınırlardan çelik birim uzama sınırının daha önce gerçekleştiği belirlenmiştir. Bu bölümde yapılan çalışmalarda çeliğin birim uzama sınır değeri  $\phi_u= 0,10$  rad/m olarak kullanılmıştır.

Tablo 5.1. Güçlendirme Panellerinin kapasite değerleri

Perde Boyutları (m)			$\delta$ (%)	Beton Sınıfı	Donatı Sınıfı	Moment Kapasitesi $M_{max}(kNm)$	Yük Kapasitesi $V_{max}(kN)$	Donatı Çapı $\emptyset$
Kalınlık	Uzunluk	Yükseklik						
0.10	0.75	2.85	0.80	C30	S420 a	116,19	40,77	12 Ø 8



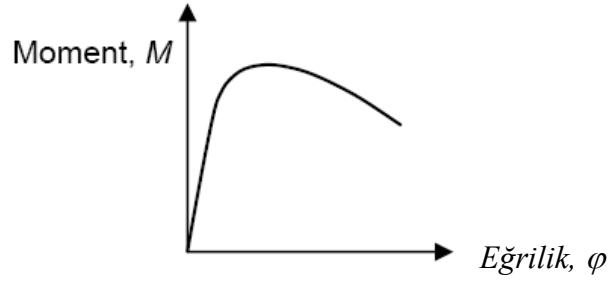
Şekil 5.1. Moment-Eğrilik Grafiği (M-φ)



Şekil 5.2. Moment-Birim Kısalma Grafiği (M-ε)

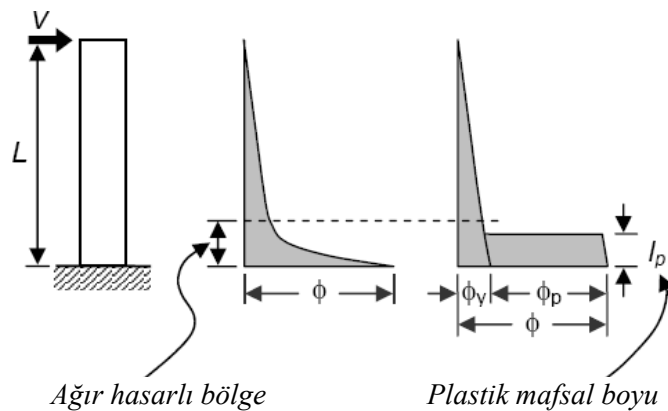
Perde modelleri için “Yük-Deplasman” ilişkisini analitik olarak hesaplama aşamaları aşağıda verilmiştir.

Betonarme bir kolon, perde veya kirişin yer değiştirmesi, uzunluğu boyunca eğriliğin integre edilmesiyle tahmin edilebilir. Şekil 5.3’de verilen moment eğrilik değişimlerinin incelenmesinden bunların esas olarak iki değişim bölgesi gösterdiği kabul edilebilir. Momentin küçük değerleri için, moment-eğrilik bağıntısı yaklaşık olarak doğrusal ve elastik olarak kabul edilebilir. Bu bölgede kesitteki beton ve donatı esas olarak doğrusal davranış bölgesinde kaldığı için, moment-eğrilik bağıntısı da benzer özellikte ortaya çıkar. Ancak, kesitte gerilmelerin artmasıyla çekme bölgesindeki betonun çatlaması, beton ve çelikte doğrusal olmayan gerilme-birim şekil değiştirme bölgelerinin kesitin davranışında etkili olmaya başlaması, moment-eğrilik değişiminin doğrusal bölümden ayrılmasına sebep olur. Böylece moment-eğrilik değişiminin ikinci bölgesinde de eğri yataya doğru belirir. Bu bölgede plastik davranış daha etkili olur. Tipik olarak, betonarme bir kolonun ya da perdenin yük-yerdeğiştirme davranışını belirlemede eğriliğin integre edilmesi ve ikinci moment-alan teoreminin uygulanması davranışın artan kısmı için daha gerçekçidir. Bununla birlikte, özellikle maksimum yükten (maksimum moment) sonra dayanım düşüşü olan kolon ya da perdelerde davranışın ikinci derece artan kısmını tahmin etmek daha zordur.



Şekil 5.3. Moment eğrilik diyagramı

Analizlerde sayısal zorlukla, plastik mafsallın dikkate alınması sırasında karşılaşılr. Plastik mafsalların kesitlerde maksimum momentlerin oluştuğu yakın bölgelerde oluşacağı kabul edilir. Eğriliğın tipik olarak plastik mafsall bölgesinde sabit olduğu kabul edilir ve böylelikle plastik mafsalların dönmesi relatif bir kolaylıkla hesaplanabilir. PARK ve PAULAY (1975) kolon uzunluğu boyunca oluşun eğrilik dağılımını tek bir plastik mafsalla basitleştirmişlerdir (Şekil 5.4). Bu hipotez uyarınca taşıyıcı sistem elemanlarındaki plastik şekil değıştirmelerin plastik mafsall boyu ( $L_p$ ) olarak adlandırılan bölgede düzgün yayılı bir biçimde meydana geleceğı varsayılır. Yığılı plastik davranışı sembolize eden plastik mafsall bu bölgenin tam ortasında noktasal bir eleman olarak idealleştirilebilir. Plastik mafsall, kesitin artan yükler altında taşıma kapasitesine ulaşması ve elastik ötesi davranış yapmaya başlaması ile oluşur, bu noktada kesit kapasitesinde önemli bir artış olmazken eğrilik değıerlerinde büyük artışlar meydana gelir.



Şekil 5.4. Plastik mafsall uzunluğunun tanımlanması (Park ve Paulay 1975)

İkinci Moment-alan teoremini kullanarak, bir kolonun uç deplasmanını hesaplamışlardır (Denklem 5.2 ).

$$\Delta_{wp} = \Delta_y + \Delta_p = \frac{\varphi_y \cdot L^2}{3} + (\varphi - \varphi_y) \cdot L_p \cdot (L - L_p) \theta \quad (5.2)$$

Sonuç olarak, bir kolon ya da perdenin yer değiştirme kapasitesinin doğru bir şekilde tahmin edilmesinde, plastik mafsal boyunun doğru bir şekilde tahmini ön koşuldur.

Çeşitli araştırmacılar (BAKER 1956; BAKER ve AMARAKONE 1964; MATTOCK 1964-1967; CORLEY 1966; PARK vd.1982; PRIESTLEY ve PARK 1987; PAULAY ve PRIESTLEY 1992; SHEIKH ve KHOURY 1993; MENDIS 2001; BAE 2005) betonarme yapı elemanların plastik mafsal uzunluklarının belirlenmesi konusunda deneysel çalışmalar yapmışlar ve çeşitli ifadeler önermişlerdir.

BAE (2005), doktora tezinde 4 farklı deney numunesi kullanarak yapmış olduğu kolon deneylerinden elde ettiği değerleri, hem kendi hem DE CORLEY (1966), MATTOCK (1967), PARK vd. (1982), PAULAY VE PRIESTLEY (1992), SHEIKH vd. (1994)'nin yapmış oldukları analitik çalışmalarında önerdikleri formüllerde kullanmış ve değişik  $L_p$  değerleri elde etmiştir (Tablo 5.2).

Tablo 5.2. Farklı araştırmacılar tarafından önerilen  $L_p$  uzunlukları

Deney Elemanı no	Baker (1956)	Corley (1966)	Mattock (1967)	Park vd.(1982)	Paulay ve Priestley (1992)	Sheikhvd. (1994)	Bae (2005)
1	0.60h	0.49h	0.70h	0.40h	0.80h	1.00h	0.69h
2	0.65h	0.52h	0.80h	0.40h	0.96h	1.00h	0.86h
3	0.62h	0.49h	0.70h	0.40h	0.72h	1.00h	0.25h
4	0.56h	0.49h	0.70h	0.40h	0.72h	1.00h	0.25h

Literatürde, bazı  $L_p$  boylarını eksenel yükün fazla olduğu durumlarda kullanmak, bazılarını da düşük olduğu durumlarda kullanmak önerilmektedir (BAE, 2005). Bununla birlikte, Bae (2005) yaptığı deneysel ve analitik çalışmalar sonucunda Denklem 5.2'nin her iki eksenel yük seviyesinde de tatminkâr sonuçlar verdiğini belirtilmektedir. Türk Deprem Yönetmeliğinde ise  $L_p$  plastik mafsal boyu çalışan doğrultudaki kesit boyutunun yarısına eşit alınması önerilmektedir (DBYBHY-2007).

Şekil 6.4'de görüldüğü üzere tepe noktasından yüke maruz bırakılmış bir eleman  $\Delta y$  kadar tepe deplasmanından sonra plastik elastik ötesi davranış içine girmekte, elemanın en alt kısmında  $L_p$  uzunluğunda bir bölgede moment kapasitesinde büyük bir artış olmamakla birlikte kesit büyük eğrilik değerlerine ulaşmakta ve bu nokta adeta bir mafsal gibi çalışmakta, moment değerlerinde büyük bir değişme görülmez iken kesit bu noktada dönme yeteneği kazanmaktadır.

Bu çalışmada perde modelleri için “Yük-Deplasman” ilişkisi moment alan metoduyla “Moment-Eğrilik” ilişkisinden (Şekil 5.1) ve “SEMAp-V.1.0” yazılımından yararlanarak hesaplanmış olup hesap aşamaları aşağıda verilmiştir.

Deprem yönetmeliği esaslarına göre, plastik mafsal boyu olarak adlandırılan plastik şekil değiştirme bölgesinin uzunluğu ( $L_p$ ), çalışan doğrultudaki kesit boyutunun yarısına eşit alınmıştır (Denklem 5.3). Buna göre deney programındaki perde elemanlarında beklenen plastik mafsal boyu 0,375 m olarak hesaplanmıştır.

$$L_p = 0.5 \cdot h \quad (5.3)$$

Denklem 5.2'de verilen plastik eğrilik değeri sıfıra eşitlenerek perdenin beklenen akma deplasmanı aşağıda hesaplanmıştır. Akma eğriliği Şekil 5.1'de verilen grafikten okunmuştur. Elde edilen akma eğriliği Denklem 5.2'de yerine konularak akma anı için tepe deplasmanı 0.036 m olarak bulunmuştur. Denklem 5.1'e göre akma anında perde kesme kuvveti değeri 38.71 kN olarak bulunur.

Aynı denklemlerle nihai eğrilik değeri dikkate alınarak yapılan hesap sonucunda nihai tepe deplasmanı 0.152 m olarak hesaplanmıştır. Bu deplasman seviyesinde perdenin taşıma gücünün 38.76 kN olması beklenmektedir.

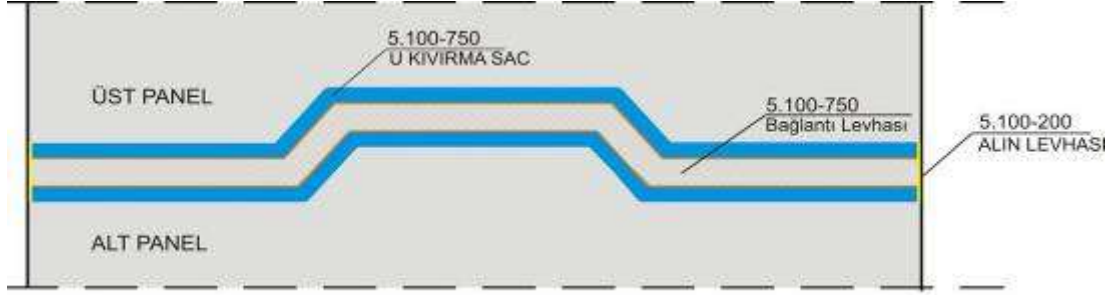
Deney elemanlarının akma ve nihai eğrilik değerlerine göre analitik olarak süneklik katsayıları denklem 5.4'de verilmiştir. Denklem 5.4'e göre perde deplasman sünekliği,  $\mu$ , 4.22 olarak hesaplanmıştır.

$$\mu = \frac{\Delta_{u\zeta}}{\Delta_y} \quad (5.4)$$

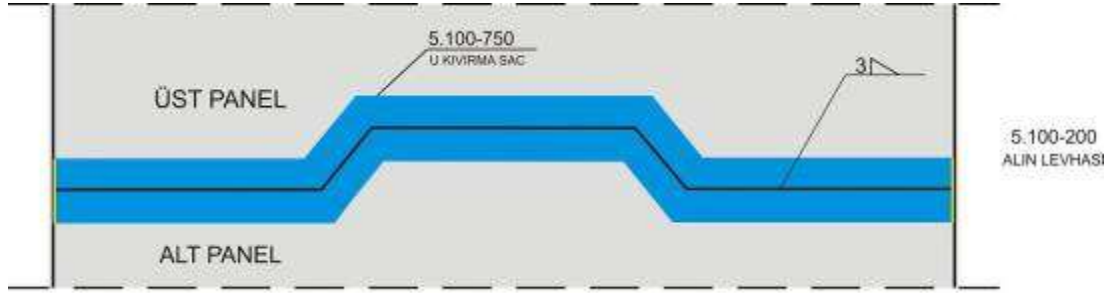
## **5.2. Bağlantı Elemanlarının Moment Kapasiteleri**

### **5.2.1. TİP1 ve TİP2**

Şekil 5.5-6'da verilen TİP1 ve TİP 2 bağlantı detaylarında, perde panellerinin birleşimleri öngörülen kat hizalarında sağlanmıştır. Her iki modelde de perde panellerinin üretimi sırasında, perdelerin temas yüzeylerine t=5 mm kalınlığındaki St37 çelik saçlardan kıvrılarak oluşturulan U (10×10×10 cm) kesitli çelik kılıf elemanlar yerleştirilmiştir. Daha sonra, perde panellerinin birbiri ile birleşimi sırasında bu kılıf elemanlar, yapı dışına bakan kısımda köşe kaynaklı olarak birleştirilmiştir. Ayrıca, TİP1 de, perdelerin dış yüzlerine gelecek şekilde Lev5.100 kesit ölçülerinde St37 çelik kapak levha elemanı kullanılmıştır. Bu kapak elemanlar da prefabrik perde panellerine, çelik kılıfların üzerine, kat hizalarından yatay doğrultuda köşe kaynak dikişleri ile kaynaklanmıştır. Bu uygulama TİP2 de yapılmamıştır. Tüm kaynak işlemleri montaj sırasında gerçekleştirilmiştir. Bazı elektrot kullanılarak gerçekleştirilen elektrik ark kaynağı (elektrot kaynağı) uygulamasında kaynak kalınlığı a=3.0 mm olarak kullanılmıştır.



Şekil 5.5. TİP1 Modeli bağlantı detayı



Şekil 5.6. TİP2 Modeli bağlantı detayı

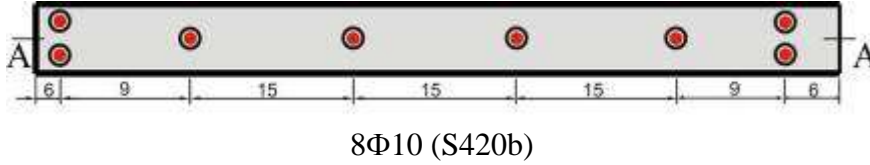
Kaynak dikişleri için  $V_{max} = 40.77$  kN alınarak gerçekleştirilen kapasite hesaplarında, kaynak dikişlerinde oluşan kayma gerilmesi kontrolü yapılmıştır.

$$\tau_{w-kaynak} = \frac{V_{max}}{F_w} \quad (5.5)$$

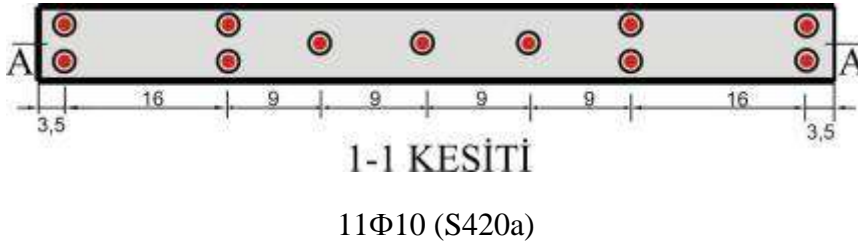
ST 37 yapı çeliğinde esas yüklemeler için kaynak emniyet gerilmesi  $\tau_{w-em,H} = 107,86$  MPa ( $1100 \text{ kg/cm}^2$ ) olarak verilmektedir (TS3357). Deprem Yönetmeliği-2007'ye göre birleşim bölgelerinin tasarımında malzeme emniyet gerilmeleri %15 artırılabilir (Madde 4.2.3.5) Bu durumda izin verilen maksimum kaynak gerilmesi  $\tau_{w-em,HZ} = 124.06$  MPa olmaktadır. TİP1 ve TİP 2 elemanlarında toplam kaynak alanı  $2250 \text{ mm}^2$  ve kaynakta kayma gerilmesi denklem 5.5'e göre  $\tau_{w-kaynak} = 18.12$  MPa olarak bulunmuştur. TİP1 ve TİP2 modellerinde uygulanan birleşimdeki kaynak dikişlerinde oluşan kayma gerilmesinin kayma emniyet gerilmesinden küçük olduğu belirlenmiştir.

### 5.2.2. TİP3-1 ve TİP3-2

TİP3-1 ve TİP3-2 prefabrik güçlendirme panellerinin Şekil 5.7-8’de ankraj yerleşim detayları verilmiştir. Üst panel ile alt panelin bağlantısı, üst panelin alt ucunda, 20 cm uzunlukta bırakılan boyuna donatıların, alt panelde imalat sırasında oluşturulan deliklere yerleştirilmesi ile sağlanmıştır. Donatıların ankrajlanmasında epoksi malzemesi kullanılmıştır.



Şekil 5.7. TİP3-1 Modeli ankraj deliği detayı



Şekil 5.8. TİP3-2 Modeli ankraj deliği detayı

TİP3-1 ve TİP3-2 modellerinin birleşim bölgesinde sırasıyla 8φ10 (S420b) ve 11Φ10 (S420a) kullanılmıştır. Bu ankraj donatılarının kesme kapasitesi denklem 5.6’da verilen TS500 sürtünme kesmesi formülü ile hesaplanmıştır.

$$V_r = A_{vf} \cdot f_{yd} \cdot \mu \quad (5.6)$$

Panellerin birleştiği ara yüzeyin pürüzsüz olduğu kabul edilerek sürtünme katsayısı  $\mu=0.6$  alınmış ve sürtünme kesmesi kapasitesi TİP3-1 için  $V_r = 72.43$  kN, TİP3-2 için  $V_r=190.3$  kN olarak bulunmuştur. Bu değerlerin kesme kapasitesi talep değeri olan  $V_{max}= 40.77$  kN değerini sağladığı görülmüştür.

Ankrajlarla oluşturulan birleşimlerin moment kapasiteleri sınırlama olmayacağı varsayımı ile SEMAp programı ile hesaplanmıştır. TİP3-1 ve TİP3-2 modelleri için moment kapasiteleri sırasıyla 88,35 kNm ve 156,55 kNm olarak belirlenmiştir. Bu değerler deney



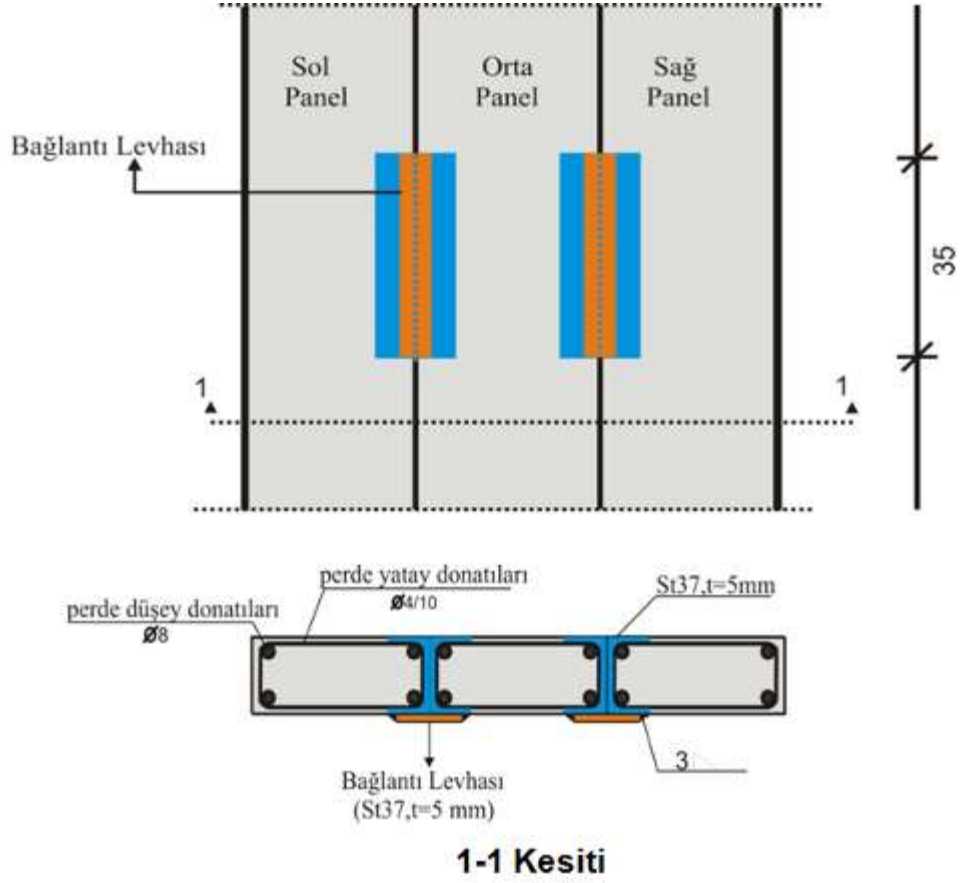
elamanında beklenen maksimum moment değerlerinden TİP3-1 için sınırdadır, TİP3-2 için ise oldukça yeterli durumdadır. TİP3-1 deney sonucunda ankrajların hasar alması hesaplanan değerler ile uyusmaktadır.

### 5.2.3. TİP4 ve TİP5

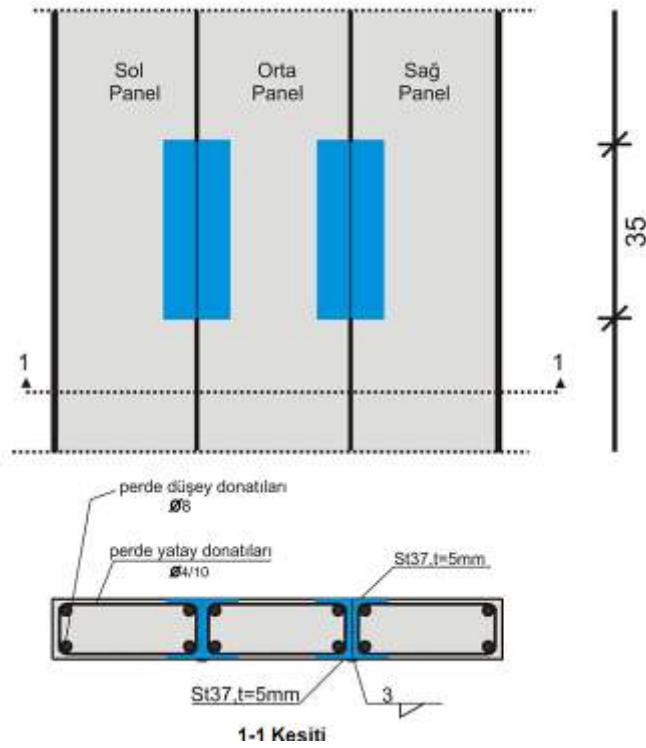
TİP4 ve TİP5 prefabrik güçlendirme panelleri düşey doğrultuda yan yana yerleştirilmiştir. Güçlendirme panelleri üç parça halinde üretilmiştir. Üretim aşamasında, panellerin birbiri ile temas edecek düşey yüzeyleri arasına 5 mm kalınlığındaki çelik saçtan, preste bükülerek oluşturulan 35 cm yüksekliğinde 3,50×10×3,50 cm kesit ölçülerindeki U kılıf elemanlar 23 cm ara ile yerleştirilmiştir.

Perde panellerinin montajı sırasında, panellerinin birbirine temas ettiği düşey düzlemde bu kılıflar köşe kaynaklı olarak birbirine kaynaklanarak perde panellerinin birleşimi sağlanmıştır. Ayrıca, TİP4 de perde panellerinin dışa bakan yüzeylerine, bu U kılıfların üzerine t=5 mm kalınlıklı, 5 cm genişliğinde 35 cm yüksekliğindeki kapak levha elemanları köşe kaynaklı olarak birleştirilmiştir.

TİP5 Modelinde bu uygulama yapılmamıştır. Tüm çelik elemanlar St37 seçilmiştir. Bazik elektrot kullanılarak gerçekleştirilen elektrik ark kaynağı (elektrot kaynağı) uygulamasında kaynak kalınlığı a=3.0 mm olarak alınmıştır (Şekil 5.9-10).



Şekil 5.9. TİP4 Modeli bağlantı elemanları



Şekil 5.10. TİP5 Modeli bağlantı elemanları

Kaynak dikişleri için  $V_{\max} = 40.77$  kN değeri alınarak gerçekleştirilen kapasite hesaplarında, kaynak dikişlerinde oluşan kayma gerilmesi kontrolü yapılmıştır.

Güçlendirme panellerini birbirine bağlayan U kılıflardaki kaynak dikişlerinin emniyetle aktarması gereken ve panel elemanın birim uzunluğuna etki eden kesme kuvveti değeri olan kayma akısı formülü denklem 5.7' de verilmiştir.

$$q = \frac{V \cdot Q}{I} \quad (5.7)$$

$$V = V_{\max} = 40.77 \text{ kN}$$

$$Q = 0,10 \cdot 0,25 \cdot 0,25 = 0.00625 \text{ m}^3$$

$$I = 0.10 \cdot (0.75)^3 / 12 = 0.00352 \text{ m}^4$$

Denklem 5.7'de ilgili değerler yazılırsa, panel elemanın birim uzunluğuna etki eden kesme kuvveti değeri 72.40 kN/m olarak belirlenir.

Panel yüksekliği boyunca etki eden toplam kesme kuvveti değeri ise denklem 5.8' den 206.34 kN olarak hesaplanmıştır.

$$q_t = 2.85 \cdot q \quad (5.8)$$

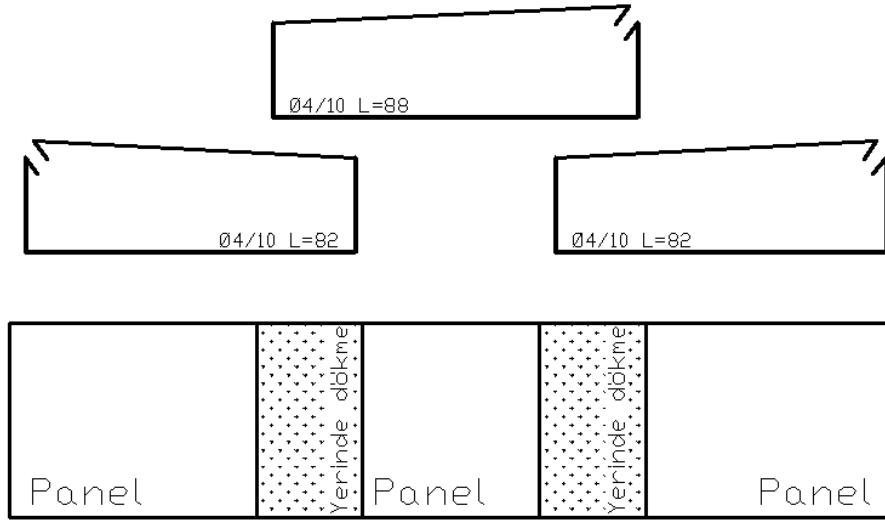
Bu kuvvetten dolayı U kılıfları birleştiren köşe kaynaklarında kayma gerilmesi oluşur. Kaynak dikişlerinde oluşan kayma gerilmesi kontrolü  $\tau_{w\text{-kaynak}} \leq \tau_{w\text{-em.HZ}}$  sağlanması halinde yapılmış olacaktır.

$$\tau_w = \frac{q_t}{F_w} \quad (5.9)$$

TİP4 ve TİP5 Güçlendirme panellerinde bir tarafta 5 adet U kılıfı birleştiren kaynakların alanları toplamı 5250 mm<sup>2</sup> ve kaynakta kayma gerilmesi denklem 5.9'a göre  $\tau_w=39.30\text{MPa}$  olarak bulunmuştur. TİP4 ve TİP5 modellerinde uygulanan birleşimdeki kaynak dikişlerinde oluşan kayma gerilmesinin kayma emniyet gerilmesi ( $\tau_{w-em.HZ} = 124.06 \text{ MPa}$ ) değerinden küçük olduğu belirlenmiştir.

#### 5.2.4. TİP6

TİP 6 modeli bağlantı detayında ise düşey doğrultuda yan yana yerleştirilen prefabrik perde panellerinin birleşimi betonarme ıslak döküm olarak sağlanmıştır. Bu birleşimde, önce prefabrik perde panelleri yapıya monte edilir, daha sonra birleşim bölgesinde oluşturulacak kalıp sistemi ile yerinde beton dökme işlemi gerçekleştirilerek montaj tamamlanacaktır. Birleşim bölgesinde perde boyuna donatıları ile uyumlu olacak şekilde 4 adet boyuna donatı kullanılmıştır. Bu boyuna donatılar, birleştirilen perdelerden gelen enine etriye donatıları ile birleştirilmiştir Şekil (5.11). Perde panelleri prefabrik olarak üretildiği için, etriyelerde kenetlenme boyu hesabı yapılmamıştır.



Şekil 5.11. TİP6 Modeli yanal donatı (etriye) açılımı

Güçlendirme panellerini birbirine bağlayan yatay donatıların karşılaşması gereken ve panel elemanın birim uzunluğuna etki eden kesme kuvveti değeri denklem 5.7'den 78.18 kN/mm

olarak hesaplanmıştır. Ayrıca panel yüksekliği boyunca etki eden toplam kesme kuvveti değeri ise denklem 5.8' den 222,82 kN olarak bulunmuştur.

Bağlantı bölgesinde bulunan ve panel yüksekliği boyunca 27 adet  $\phi 4/10$  şeklinde kullanılan enine donatılarının karşılayabileceği kesme kuvveti denklem 5.10'dan 430.13 kN olarak bulunmuştur.

$$V_r = n \cdot A_{sw} \cdot f_{ywd} \quad (5.10)$$

Bu değer talep kesme kuvvetinden büyük olduğundan bağlantı tipinin uygun olduğu tespit edilmiştir.

## 6 ANALİTİK VE DENEYSEL SONUÇLARIN KARŞILAŞTIRILMASI

### 6.1. Giriş

Dördüncü bölümde deney serisi sonucunda her bir model elemanın davranışı ve kapasitesi ortaya konulmuştur. Bu bölümde RM ve tüm model elemanlarının analitik ve deneysel sonuçları karşılaştırmalı olarak değerlendirilmiş, elde edilen sonuçlar tartışılmıştır.

### 6.2. Analitik ve Deney Sonuçlarının Değerlendirilmesi

Öncelikle deneysel çalışmanın değerlendirilmesini de kapsayan ve dördüncü bölümde verilen deney modellerine ait zarf eğrileri kullanılarak tüm model elemanlar için maksimum yük seviyesindeki ve %0.5, %1, %2 ve %3.3 görelî tepe deplasmanı seviyelerindeki yatay yük değerleri de gösterilmiştir.

Deneysel çalışmadan elde edilen bu yatay yük değerleri RM numunesinin + yön maksimum yük seviyesine göre normalize edilerek Tablo 6.1’de modellerin birbirleriyle karşılaştırılması amacıyla sunulmuştur.

Tablo 6.1 incelendiğinde RM ve tüm model numunelerinde + ve – itme yönlerinde elde edilen kapasitelerin birbirinden çok farklı olmadıkları görülmektedir. Her model özdeş ve her iki asal eksen etrafında simetriktir. Bu sebeple ortaya çıkan davranış da simetriktir.

Tablo 6.2’de RM’le göre normalize edilmiş 3 numune için de + ve – yükleme yönlerinden büyük olanın alındığı maksimum yük değerleri de verilerek karşılaştırmada kullanılması hedeflenmiştir.

Tablo 6.2’de görüldüğü gibi, maksimum yatay yük taşıma kapasitesi referans modelle tüm modeller kıyaslanınca ortalama olarak, yatay yönde birleşimli ve birleşimi ankrajlarla sağlanan ancak deney sırasında 4 adet ankrajı sıyrılan TİP3-1 modeli % 30 düşük elde edilmiş olup diğer modellerde RM’e çok yakın değerler elde edilmiştir.

Tablo 6.1. Deneyselerde bulunan yatay yük değerleri

Model	+/-	Yatay yük (kN)				
		Maksimum Yük	%0.5 görelî ötelenme seviyesinde	%1 görelî ötelenme seviyesinde	%2 görelî ötelenme seviyesinde	%3.3 görelî ötelenme* seviyesinde
RM	+	43.26	37.80	40.30	43.26	39.48
	-	43.16	30.21	40.33	39.44	40.84
TİP1	+	39.25	31.99	37.48	25.04	25.04
	-	40.93	29.90	36.17	22.92	21.23
TİP2	+	38.66	32.88	36.40	37.33	34.66
	-	42.86	31.99	36.91	37.21	20.83
TİP3-1	+	29.92	29.63	21.04	11.25	11.25
	-	30.21	30.06	28.13	17.26	17.26
TİP3-2	+	47.59	35.11	45.21	20.74	20.15
	-	49.86	33.48	45.69	23.64	10.27
TİP5	+	40.88	30.96	38.80	36.88	34.96
	-	43.46	29.01	37.80	40.93	39.15
TİP6	+	50.73	40.15	43.85	49.89	50.15
	-	54.48	46.74	51.00	36.32	34.57

\* TİP1 ve TİP3-1 modelleri %3.3 görelî ötelenmeye kadar ulaşmadan göçme durumuna geldiği için. TİP5 ve TİP6 Modelleri ise %3.3 görelî ötelenmeden daha fazla öteleme yapılamadığından dolayı sonuçlar en büyük ötelenme değerleri için verilmiştir.

Tablo 6.2. Normalize edilmiş yatay yükler (deneysel)

Model	Yatay yük (kN)				
	Maksimum Yük	%0.5 görelî ötelenme seviyesinde	%1 görelî ötelenme seviyesinde	%2 görelî ötelenme seviyesinde	%3.3 görelî ötelenme* seviyesinde
RM	1.00	0.87	0.93	1.00	0.85
TİP1	0.95	0.69	0.84	0.53	0.47
TİP2	0.99	0.74	0.85	0.86	0.48
TİP3-1	0.70	0.70	0.65	0.40	0.40
TİP3-2	1.15	0.77	1.06	0.55	0.24
TİP5	1.01	0.67	0.87	0.95	0.91
TİP6	1.26	1.08	1.18	0.84	0.76

\* TİP1 Modeli %3.3 görelî ötelenmeye kadar ulaşmadan göçme durumuna geldiği için, TİP5 ve TİP6 Modelleri ise %3.3 görelî ötelenmeden daha fazla öteleme yapılamadığından dolayı sonuçlar en büyük ötelenme değerleri için verilmiştir.

RM ve tüm deney modellerinin taşıyabileceği maksimum taban kesme kuvveti değerleri birbirine yakın olmasından dolayı sadece RM numunesinden elde edilen maksimum yük ve moment değerlerinin analitik ve deneysel sonuçları karşılaştırma amacıyla Tablo 6.3'te verilmiştir.

Tablo 6.3. Analitik ve deneysel yatay yük ve moment değerlerinin karşılaştırılması

MODEL	Karşılaştırılacak değer (Ortalama)	Deneysel	Analiz	Deney /Analiz
RM	Maksimum Moment (kN.m)	118.96	116.19	1.02
	Maksimum Yük (kN)	43.26	40.77	1.06

Tablo 6.3'te RM ve tüm deney modellerinin taşıyabileceği maksimum taban kesme kuvveti ve momenti analitik çalışmalar ile bulunan değerlere çok yakın olduğu görülmektedir.

Numunelerin deneyin ilk çevriminde elde edilen yatay deplasman rijitlikleri de karşılaştırma için değişimleri Tablo 6.4'de gösterilmiştir.

Tablo 6.4. Numunelerin ilk yanal deplasman rijitlikleri

	İlk Rijitlik (kN/mm)	Normalize Rijitlik
RM	8.00	1.00
TİP1	10.16	1.27
TİP2	10.14	1.27
TİP3-1	9.3	1.16
TİP3-2	10.14	1.27
TİP5	7.08	0.89
TİP6	10.49	1.31
Analitik	6.03	0.75

TİP1-6 model numunelerinin ilk rijitlikleri RM numunesine göre kayda değer şekilde değişiklik arz etmemiştir. Tüm modeller kararlı bir davranış sergilemişlerdir. Sayısal olarak belirlenen rijitlik değerinin deneysel ilk rijitlik değerinden fazla olduğu görülmektedir. Bu durum üretilen deney numunelerinde hedeflenen dayanımın üzerine çıkılmış olmasından kaynaklanmaktadır.

RM ve tüm modeller maksimum yük, moment ve yatay deplasman rijitlikleri açısından benzer bir davranış sergilemişlerdir. Modeller arasındaki farklılıkları ortaya çıkaracak değer süneklik değeri olabilecektir.



Tablo 6.5’te RM ve tüm modellerin belirgin kapasite kaybına uğradığı andaki akma ve uç deplasmanları, deplasman sünekliği, nihai eğrilik ve maksimum dönme değerleri verilmiştir.

DeneySEL çalışmadan elde edilen akma ve nihai eğrilik değerleri ile eğrilik süneklikleri Tablo 6.6’da modellerin birbirleriyle karşılaştırılması amacıyla sunulmuştur. Tablo 6.7’de farklı bölgelerdeki eğrilik-dönmelerin tepe deplasmanına katkısı verilmiştir.

Tablo 6-5. Numunelerin deplasman ve eğrilik değerleri

Model	Akma Deplasmanı	Nihai Deplasman (mm)	Deplasman Sünekliği $\mu_{\Delta}$	Nihai Eğrilik ( $\emptyset$ ) 1/m			Maksimum Dönme (rad)		
				1. Bölge	2. Bölge	3. Bölge	1. Bölge	2. Bölge	3. Bölge
RM	13.90	98.27	7.07	0.108	0.028	0.007	0.0216	0.0084	0.0025
TİP1	10.60	42.03	3.97	0.042	0.003	0.021	0.0084	0.0009	0.0074
TİP2	11.50	80.92	7.04	0.044	0.029	0.006	0.0088	0.0087	0.0021
TİP3-1	9.60	27.27	2.84	0.004	0.003	0.010	0.0008	0.0009	0.0035
TİP3-2	11.05	41,45	3.75	0.026	0.008	0.015	0.0052	0.0024	0.0053
TİP5	13.90	99.04	7.13	0.096	0.020	0.010	0.0192	0.0060	0.0035
TİP6	8.90	39.43	4.43	0.032	0.012	0.008	0.0064	0.0036	0.0028

Tablo 6.6. Eğrilik sünekliği

MODEL	Akma eğriliği (1/m)	Nihai Eğrilik ( $\emptyset$ ) 1/m			Eğrilik sünekliği, $\mu_{\square}$
		1. bölge	2. bölge	3. bölge	
RM	0.0085	0.108	0.028	0.007	12.71
TİP1	0.0080	0.042	0.003	0.021	5.25
TİP2	0.0040	0.044	0.029	0.006	11.00
TİP3-1	0.0021	0.004	0.003	0.010	1.90
TİP3-2	0.0130	0.026	0.008	0.015	2.00
TİP5	0.0100	0.096	0.020	0.010	9.60
TİP6	0.0063	0.032	0.024	0.008	5.08

Tablo 6.7. Farklı bölgelerdeki eğrilik-dönmelerin tepe deplasmanına katkısı

Model	Nihai Deplasman (mm)	Dönmenin Deplasmana katkısı (mm)			Dönmenin Deplasmana katkısı (%)		
		1. bölge	2. bölge	3. bölge	1. bölge	2. bölge	3. bölge
RM	98.27	59.40	21.00	5.44	60.45	21.37	5.53
TİP1	42.03	23.10	2.25	16.10	54.96	5.35	38.29
TİP2	80.92	24.20	21.75	4.57	29.91	26,88	5.64
TİP3-1	28.27	2.20	2.25	7.61	7.78	7.96	26,93
TİP3-2	46.19	14.30	6.00	11.53	30.96	12.99	24.96
TİP5	99.04	52.80	15.00	7.61	53.31	15.15	7.69
TİP6	39.43	17.60	9.00	6.09	44.64	22.83	15.45

Tablo 6.5, 6.6 ve 6.7 değerlendirildiğinde yatayda birleşim TİP2 ve düşeyde birleşim TİP5 modellerinin deplasman ve eğrilik sünekliği açısından RM'ye en yakın değerlere haiz deney modelleri olduğu sonucuna varılmıştır. Nihai eğrilik, maksimum dönme ve dönmenin deplasmana katkısı açısından TİP5 modelinin Referans modele en yakın değere sahip olduğu tespit edilmiştir.

## 7 SONUÇLAR VE ÖNERİLER

Özellikle 1992 Erzincan depreminden sonra benimsenmiş olan dolgu perde duvar ile güçlendirme ve benzeri yöntemler, deneysel ve analitik sonuç açısından uygun olsa da güçlendirme uygulaması sırasında genellikle bina kullanıcılarının belli bir süre yapıyı terk etmesini gerektirmekte ve güçlendirme işlemleri sonunda bina içinde önemli ilave işler ve maliyetler ortaya çıkarmaktadır. Özellikle okul ve hastane gibi binalarda eğitim ve tedavi programının aksama endişesinden dolayı güçlendirme işlemleri de bazen yapılamamaktadır.

Mevcut yapıların kullanımına ara vermeden güçlendirilmesi için, PAÜ Mühendislik Fakültesi İnşaat Mühendisliği bölümü Deprem ve Yapı Teknolojileri Laboratuvarında geliştirilen ve etkinliği deneylerle gösterilen Dış Perde Duvar ile güçlendirme yönteminin uygulama örnekleri de görülmeye başlanmıştır. Önceki çalışmalarda dış-perdenin yerinde dökme veya prefabrik üretilebileceği de belirlenmiştir. Prefabrik perde kullanılması durumunda perdenin parçalı olarak üretilmesi de önemli bir kolaylık sağlamaktadır. Bu çalışmada, prefabrik olarak imal edilen çok parçalı dış perdelerin bağlantı detayları araştırılmıştır. Çalışmada elde edilen sonuçlar ve öneriler aşağıda verilmiştir.

### 7.1. Sonuçlar

Çalışma sonunda prefabrik parçalı güçlendirme perdelerinin bağlantı detaylarının geliştirilmesi sağlanmıştır.

Referans Model yatay yük taşıma kapasitesi, yatay deplasman rijitliği, süneklik ve nihai eğrilik değerleri açısından analitik çalışma ve betonarme davranış bilgilerine

uygun kararlı bir davranış sergilemiştir. Bu durum farklı bağlantı tiplerine sahip deney modellerinin referans model ile kıyaslanmasında oldukça yararlı olmuştur.

Yatay yönde birleşimli modeller deney esnasında zayıf yatay ek belirtisi olan kayma vb. davranış göstermemiş olup monolitik pano eleman davranışı sergilemiştir.

Düşey yönde birleşimli modellerde de deney esnasında zayıf düşey ek belirtisi ortaya çıkmamış olup monolitik pano eleman davranışı sergilenmiştir.

Maksimum yatay yük taşıma kapasitesi ve yatay deplasman rijitlikleri açısından tüm deney modellerinden referans modele çok yakın değerler elde edilmiştir. Bu açıdan hem yatay yönde birleşimli TİP1, TİP2 ve TİP3-2 Modelleri hem de düşey yönde birleşimli TİP4, TİP5 ve TİP6 Modelleri kararlı bir davranış sergilemişlerdir.

Modeller arasındaki farklılıkları ortaya çıkaracak değer süneklik ve nihai eğrilik değerleri olmuştur. Referans Model ve tüm deney modellerin belirgin kapasite kaybına uğradığı andaki süneklik katsayıları ve nihai eğrilik değerleri karşılaştırıldığında aşağıdaki sonuçlara ulaşılmıştır.

Referans Modelin deplasman sünekliği 7.07, eğrilik sünekliği de 12.71 olarak belirlenmiştir.

Yatayda kuru, kenetli, çelik U kesit elemanlar ve çelik levha takviyeli birleşimi sağlanan TİP1 modelinin deplasman sünekliği 3.97, eğrilik sünekliği de 5.25 olarak belirlenmiştir. Buna göre TİP1 modelinin referans modelden deplasman sünekliği %44, eğrilik sünekliği ise %41 daha az olduğu tespit edilmiştir. Ayrıca dönmenin deplasmana katkısı 1.bölgede RM'ye çok yakın olmasına rağmen 2. ve özellikle de bağlantı yeri olan 3.bölgede %33 farklılık arz etmiştir.

Yatayda kuru, kenetli ve çelik U kesit elemanlar ile birleşimi sağlanan TİP2 modelinin Referans model ile denk deplasman süneklik değerine haiz olduğu, eğrilik sünekliğinin ise sadece %16 kadar az olduğu tespit edilmiştir. Dönmenin deplasmana katkısı 1.bölgede

RM'den %30 az olmasına rağmen özellikle bağlantı yeri olan 3.bölgede RM'ye denk değer aldığı görülmekte olup başarılı bir bağlantı tipine haiz model olduğu tespit edilmiştir.

Üst Panel ve alt panelde bırakılan deliklere ankraj donatısının epoksi kullanarak kenetlenmesi ile yatayda kuru birleşimi sağlanan, ancak deney sırasında 4 adet ankraj kılıfının sıyrılmasından dolayı geri kalan 4 adet ankraj çubuğu ile davranışına devam eden TİP3-1 Modelinin deplasman sünekliği 2.84 olarak hesaplanmıştır. Bu modelde hasar birleşim bölgesinde meydana gelmiş olduğundan moment mafsalı oluşması beklenen perde tabanında ciddi bir hasar oluşumu da ortaya çıkmamıştır.

TİP3-1 ile benzer bağlantı şekline sahip epoksi ankraj sayısı artırılmış TİP3-2 Modeli ise TİP3-1 modeline göre daha sünek bir davranış sergilemiş olsa da tepe deplasmanı önemli ölçüde bağlantı hasarına bağlı olarak ortaya çıkmıştır. Bu modelin deplasman sünekliği de 3.75 olarak belirlenmiştir. TİP3-1 modeline göre deplasman sünekliği % 24 artmasına rağmen, TİP3-2'nin referans modelden %47 daha az deplasman sünekliğine sahip olduğu ayrıca nihai eğrilik değerinin de RM'ye göre % 76 daha az olduğu tespit edilmiştir. Dönmenin deplasmana katkısı 1. ve 2. bölgelerde % 7 civarında iken bağlantı bölgesinde %25 civarında değer aldığı görülmektedir. Bu da TİP3-2'nin sünek bir bağlantı tipine haiz olmayan model olduğunu göstermektedir.

Düşeyde kuru, çelik U kesit elemanlar ile birleşimi sağlanan TİP5 modelinin Referans model ile denk deplasman süneklik değerine haiz olduğu, eğrilik sünekliğinin ise % 24 az olduğu tespit edilmiştir. Dönmenin deplasmana katkısı 1., 2. ve 3. bölgelerde RM'ye denk değerler aldığı görülmekte olup başarılı bir bağlantı tipine haiz model olduğu tespit edilmiştir.

Düşeyde paneller arasında oluşturulan ıslak birleşim ile oluşturulan TİP6 Modelinin Referans Modele göre %37 daha az deplasman sünekliğine, % 60 daha az eğrilik sünekliğine haiz olduğu tespit edilmiştir.

Sonuç olarak yatayda kuru, kenetli ve çelik U kesit elemanlar ile birleşimi sağlanan TİP2 modeli ile düşeyde kuru, çelik U kesit elemanlar ile birleşimi sağlanan TİP5 modelinin prefabrik dış güçlendirme perdesi uygulamasında rahatlıkla kullanılacak bağlantı tipine haiz modeller olduğu tespit edilmiştir.

## **7.2. Proje Kapsamında Yapılan Yayınlar**

Proje kapsamında SCI kapsamındaki dergilere sunulmak üzere yayınlar hazırlanmakta olup aşağıda verilen 1 bildiri 3. UYML toplantısında sunulmuştur:

*A.Solak, Y.S. Tama, S. Yılmaz, H. Kaplan, "Prefabrik Dış Panel Perdelerde Perde Panelleri Arasındaki bağlantıların Araştırılması", Ulusal Yapı Mekaniği Laboratuvarları Toplantısı (UYML), 14-15 Mayıs 2011, Kocaeli, Türkiye.*

*A.Solak, Y.S. Tama, S. Yılmaz, H. Kaplan, "Experimental study on behavior of external shear wall panel connections", Journal Of Engineering Structure (Under Review)*

## **7.3. Gelecek Çalışmalar için Öneriler**

Prefabrik dış güçlendirme perdelerinin, mimari proje gereği boşluklu olarak imal edilmesi gerekebilir. Bu durumda perde ve bağlantılarının davranışı konusu önemli araştırma konuları arasında görülmektedir.

## 8 KAYNAKLAR

AMASRALI, S., STA4 CAD kullanım klavuzu, İstanbul. (2009).

ATIMTAY, E, Kaplan, H., Haktanır, T., Kaltakçı, M. Y., Yılmaz, Ç., Kanıt, R., Altun, F., Türkmen, M., Demir, F., Tama, Y. S., Şenel, Y. S., İnel, M., Toprak, S., İlgün, A., YILMAZ, S., Çetinkaya, N., Nohutcu, H., Yılmaz, Ü. S., Arslan, M. H., Tekeli, H., Çırak, İ. F., Erdal, M., Can, Ö., Kayhan, A. H., ve Arı, K. Depremde Hasar Görmüş Yapıların Onarımı” ve Hasarsız Mevcut Yapıların Güçlendirilmesi: Dış Perde Duvar Uygulaması. DPT-YUUP projesi. Proje kodu: BAP-08-11-DPT.2004K120760. (2003-2007).

BAE S., Seismic Performance of Full-Scale Reinforced Concrete Columns, Ph.D. Thesis, The University of Texas at Austin, pp: 306. (2005)

BARAN, M., Precast Concrete Panel Infill Walls for Seismic Strengthening of Reinforced Concrete Framed Structures, Doktora Tezi, Orta Doğu Teknik Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü, Ankara (2005). Pp: 265 s.

BARAN, M., Tankut, T. Experimental Study on Seismic Strengthening of RC Frames by Precast Concrete Panels, ACI Structural Journal, Vol. 108, No.2, , pp. 227-237. March-April 2011.

BARAN, M., Canbay, E., Tankut, T. (2010) Seismic Strengthening with Precast Panels – Theoretical Approach, Turkish Chamber of Civil Engineers, Technical Journal, Digest, Vol.21, pp. 1403-1423. December 2010.

BAKER A.L.L. and Amarakone A.M.N., Inelastic Hyperstatic Frame Analysis, Proceedings of International Symposium on Flexural Mechanics of Reinforced Concrete, ASCE-ACI, Miami, pp: 85-142. (1964).

BOOTH, E., 'Concrete structures in earthquake regions', Design and Analysis, Longman Scientific & Technical, Harlow, Essex, England. (1994).

BUSH, T. D., Wyllie, L. A. And Jirsa, J. O. Observations on two seismic strengthening schemes for concrete frames. Earthquake Spectra. 7(4):511-527. (1991).

CANBAY, E., Ersoy, U. and Ozcebe, G. Contribution of Reinforced Concrete Infills to Seismic Behavior of Structural Systems, ACI Structural Journal, 100(5): 637-643. (2003).

ÇALIŞKAN, Ö., Mevcut Betonarme Binaların Dış Perde Duvar ile Güçlendirilmesinde Ankraj Uygulamalarının Deneysel olarak Araştırılması, , Eskişehir Osmangazi Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü, Doktora Tezi, (2010). Pp:135 s.

ÇELİK O.C., İlki, A., Yalçın, C. ve Yüksel, E., Doğu ve batı Avrupa kentlerinde değişik tip binaların deprem riskinin hızlı değerlendirilmesi üzerine bir deneyim, Altıncı Ulusal Deprem Mühendisliği Konferansı, 16-20 Ekim , İstanbul. (2007).

ÇETINKAYA, N., , Prefabrik Betonarme Sanayi Yapılarının Deprem Davranışının Deneysel Olarak İncelenmesi, Pamukkale Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü, Doktora Tezi, (2007). Pp:150s.



CHESCA, A. B., Vacareanui, R. and Ghica, R. Strategy for Seismic Rehabilitation of Buildings using Fluid Viscous Dampers. Case Study, First European Conference on Earthquake Engineering and Sismology, Geneva, Switzerland, PaperNo:406. (2006).

CORLEY W.G., Rotational Capacities of Reinforced Concrete Beams, Journal of Structural Engineering, ASCE, 92( ST 5), 121-146, (1966).

DBYBHY, Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında Yönetmelik, Bayındırlık ve İskân Bakanlığı, Ankara. (2007).

ERSOY, U., Özcebe, G., Tankut, T., 1999 Marmara ve Düzce Depremlerinde Gözlenen Önüretimli Yapı Hasarları, Deprem ve Prefabrikasyon, 10. Prefabrikasyon Sempozyumu bildirileri, Mayıs 4. (2000).

FROSCHE, R. J., Wanzhi, L., Jirsa, J. O. and Kreger, M. E., Retrofit of Non-Ductile Moment-Resisting Frames Using Precast Infill Wall Panels. Earthquake Spectra. 12(4): 741-760. (1996).

GÖRGÜLÜ, T., Tama Y.S., Yılmaz S., Kaplan H. ve Ay Z. (2011) Strengthening of reinforced concrete structures with external steel shear walls, Journal of Constructional Steel Research, 70- 226-235. (2012).

HASHIM, M.S.A.W., and Sinan, Y.H.S., Prediction of Ultimate Shear Strength of Vertical Joints in Large Panel Structures, ACI, Structural Journal, Technical Paper, Volume 88, Title No. 88-S25. (1991).

İNEL M., Özmen H.B. ve Bilgin H. Betonarme Elemanların Doğrusal Ötesi Davranışlarının Bilgisayar Ortamında Modellenmesi, TÜBİTAK Projesi, No:105M024, Denizli. (2008).

KALTAKÇI, M. Y. Arslan, M. H. ve Yılmaz, Ü. S., Yatay Yük Tasıma Kapasitesi Düşük Olan Betonarme Çerçevelerin Dış Perde Duvar Uygulaması ile Güçlendirilmesi, Yedinci Uluslararası İnşaat Mühendisliğinde Gelişmeler Kongresi, İstanbul, Bildiri No:167. (2006).

KALTAKÇI, M. Y. ve Yavuz, G., Kısmi Betonarme Perde Duvar ile Güçlendirilmiş Betonarme Çerçevelerin Depremi Benzeştiren Yatay Yük Etkisindeki Davranışı, Yedinci Uluslararası İnşaat Mühendisliğinde Gelişmeler Kongresi, İstanbul, Bildiri No:169. (2006).

KALTAKÇI, M. Y., Öztürk M. ve Arslan M.H., An experimental investigation for external RC shear Wall applications, Natural Hazards and Earth System Sciences 10 – 1941. (2010).

KALTAKÇI, M. Y., Arslan M.H. ve Yılmaz Ü.S., Experimental and Analytical Analysis of RC Frames Strengthened Using RC External ShearWalls Arab J Sci Eng (2011) 36:721–747. (2011).

KAPLAN, H., Tama, Y.S., Yılmaz, S. ve Akyol, E. Buldan Devlet Hastanesi Depremsellik İnceleme ve Güçlendirme Raporu. Teknik Rapor, Pamukkale Üniversitesi, Denizli. 73 s. (2005).

KAPLAN, H., Yılmaz, S., Çetinkaya, N., Nohutcu, H., Atımtay, E. ve Sarışın, A., Mevcut betonarme yapıların dış perde duvar uygulaması ile güçlendirilmesi: deneysel çalışma, Yapısal Onarım ve Güçlendirme Sempozyumu, 7-8 Aralık Pamukkale, Denizli, 354-360. (2006a).

KAPLAN, H., Çetinkaya, N., Yılmaz, S., Sarışın, A., Nohutcu, H., Gönen, H. ve Atımtay, E., Mevcut Prefabrik Betonarme Endüstri Yapılarının Deprem Davranışının Deneysel Olarak İncelenmesi, Yapısal Onarım ve Güçlendirme Sempozyumu Bildiriler Kitabı, Pamukkale, Denizli s. 299-308. (2006b).

KAPLAN, H., Yılmaz, S., Tama, Y. S., Görgülü, T., Nohutcu, H. ve Atımtay, E., Betonarme Yapıların Dış Çelik Perde ile Güçlendirilmesi: Deneysel Çalışma, Yapısal Onarım ve Güçlendirme Sempozyumu Bildiriler Kitabı, Pamukkale, Denizli, s. 361-367. (2006c).

KAPLAN, H., Yılmaz, S., Tama, Y. S., Akyol, E. and Özmen, H. B., Seismic Strengthening of State Buildings: Government Office of Datca, Turkey, First European Conference on Earthquake Engineering and Sismology, Geneva, Switzerland, Paper No: 1012. (2006d).

KAPLAN, H., Nohutcu, H., Çetinkaya, N., Yılmaz, S., Gönen H. and Atımtay, E., Seismic Strengthening Of Pin-Connected Precast Concrete Structures With External Shear Walls And Diaphragms, PCI Journal, Vol.54, No.1, 88-99. (2009).

KAPLAN, H., Yılmaz, S., Çetinkaya, N., and Atımtay, E., Seismic Strengthening Of RC Structures With Exterior Shear Walls, Indian Academy Of Sciences, *sadhana* Vol. 36, Part 1, pp. 17–34. (2011).

KARA, M. E. and Altın, S., Behavior of Reinforced Concrete Frames with Reinforced Concrete Partial Infills, *ACI Structural Journal*, 103(5):701-709. (2006).

KESNER, K. and Billington, S. L., Investigation of Infill Panels Made from Engineered Cementitious Composites for Seismic Strengthening and Retrofit, *ASCE Journal of Structural Engineering*, 131(11):1712-1720. (2005).

KHALED A.S. Jeffrey, S.W Sami H.R July-August, Horizontal Connections For Precast Concrete Shear Walls Subjected To Cyclic Deformations Part 1: Mild Steel Connections”, *PCI Journal*. (1995).

KÖRLÜ, S., Deneme, İ. Ö. ve Yerli H. R., Betonarme yapıların perde takviyesi ile güçlendirilmesi, *Çukurova Üniversitesi Müh. Mim. Fak. Dergisi*, Cilt 19, Sayı 1, Haziran, 149-157. (2004).

MANDER, J.B., Priestley, M.J.N. and Park, R., Theoretical Stress-Strain Model for Confined Concrete, *ASCE Journal of Structural Engineering*, 114:1804-1826. (1988).

MATTOCK A.H., Discussion of “Rotational Capacity of Hinging Regions in Reinforced Concrete Beams,” by Corley, W.G., *Journal of the Structural Division, ASCE*, 93(ST2), 519-522, (1967).

MOEHLE, J. P., State of Research on Seismic Retrofit of Concrete Building Structures in the US, US-Japan Symposium and Workshop on Seismic Retrofit of Concrete Structures - State of Research and Practice, USA. (2000).

NERGIS, K.C., Deprem Bölgelerinde Prefabrike Betonarme Yapıların Tasarımı, İTÜ FBE. (2003).

ÖZDÖNER, N., Betonarme Binaların Deprem Güvenliğinin, Bina Dışından Uygulanan Betonarme Prefabrik Paneller İle Arttırılması , Doktora Tezi, Selçuk Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü, Konya. (2011). Pp:199 s.

ÖZTÜRK, M., Deprem Dayanımı Yetersiz Betonarme Çerçevelerin Bağ Kirişli Dış Perde Duvar Uygulaması ile Güçlendirilmesi, Doktora Tezi, Selçuk Üniversitesi, Fen Bilimleri Enstitüsü, Konya. (2010).

ÖZTÜRK, T., Prefabrike Betonarme Panolu Yapıların Deprem Güvenliğinin İrdelenmesi, Deprem Sempozyumu, Kocaeli. (2005).

ÖZTÜRK, T., Betonarme güçlendirme perdelerinin ön boyutlandırılması için bir yaklaşım, Yapısal Onarım ve Güçlendirme Sempozyumu, 7-8 Aralık Pamukkale, Denizli, 21-30. (2006).

PARK R. and Paulay T., Reinforced Concrete Structures, John Wiley and Sons, Inc., New York, (1975).

PARK R., Priestley M. J. N. and Gill, W. D., Ductility of Square Confined Concrete Columns, *Journal of Structural Engineering*, ASCE, 108(4), 929–950, (1982).

PAULAY, T, and Priestley, MJN, Stability of Ductile Structural Walls, *ACI Structural Journal*, 90(4), 385-392, (1993).

PRIESTLEY M.J.N. and Kew, H.S., The Status of the U.S. Precast Seismic Structural Systems (PRESSS Program), NIST SP 871 Technical Report. (2000).

REINHORN, A., Li, C. and Constantinou, M. C., Use of Supplemental Damping Devices for Seismic Strengthening of Lightly Reinforced Concrete Frames, NIST Workshop, USA. (1995).

SACHANSKI S., Earthquake Resistance of Precast Structures, Proc. Of the 6th European on Earthquake Engineering, Dubrovnik, 3-28. (1978).

SHEIKH S.A., Shah D.V. and Khoury S.S., Confinement of High-Strength Concrete Columns, *ACI Structural Journal*, 91(1), 100–111, (1994).

SUCUOGLU, H., Jury, R., Ozmen, A., Hopkins, D. and Ozcebe, G., Developing Retrofit Solutions for the Residential Building Stocks in İstanbul, 100<sup>th</sup> Anniversary Earthquake Conference, California, USA. (2006).

SÜSOY M., Seismic Strengthening of Masonry Infilled R/C Frames with Precast Concrete Panel Infills”, A Master of Science Thesis in Civil Engineering, Middle East Technical University, Ankara. (2004).

TAMA, Y. S., Yılmaz, S., Kaplan, H. ve Görgülü, T., Mevcut Betonarme Yapıların Dış Çelik Perde ile Güçlendirilmesi: Uygulama Çalışması, Dördüncü Uluslar Arası İleri Teknolojiler Sempozyumu, 1194-1197 28-30 Eylül 2005 Konya, Türkiye. (2005).

TEZCAN S.S., Betonarme Prefabrike Yapılar Yönetmeliğimizin Zayıflıkları Beşinci Ulusal Deprem Mühendisliği Konferansı , İstanbul. (2003).

TÜRK, M., Ersoy, U. ve Özcebe, G., Betonarme Çerçevelerin Betonarme Dolgu Duvarlarla Depreme Karşı Onarımı ve Güçlendirilmesi, Beşinci Ulusal Deprem Mühendisliği Konferansı, İstanbul, Bildiri No: AT-045. (2003).

TS500, Betonarme Yapıların Tasarım ve Yapım Kuralları, Türk Standartları Enstitüsü, Ankara. (1984).

TS500, Betonarme Yapıların Tasarım ve Yapım Kuralları, Türk Standartları Enstitüsü, Ankara. (2000).

TS708, Betonarme Çelik Çubukları, Türk Standartları Enstitüsü, Ankara. (2000).

TS802, Beton Karışım Hesap Esasları, Türk Standartları Enstitüsü, Ankara. (1985).

TS3357, Çelik Yapılarda Kaynaklı Birleşimlerin Tasarım ve İmalat Kuralları, Türk Standartları Enstitüsü, Ankara. (1979).

TS 9967, Yapı Elemanları, Taşıyıcı Sistemler ve Binalar (Prefabrike Betonarme ve Öngerilmeli Betondan) Hesap Esasları ile İmalat ve Montaj Kuralları, Türk Standartları Enstitüsü, Ankara. (1992).

VELKOV, M., Precast Large Panel Structures, Regional Seminar on EE, İstanbul. (1979).

YAVUZ, G., Kısmi Betonarme Perde Duvar ile Güçlendirilmiş Deprem Davranışı Zayıf Sünek Olmayan Betonarme Çerçevelerin Deprem Davranışı, Doktora tezi, Selçuk Üniversitesi, Fen Bilimleri Enstitüsü, Konya. (2005).

YILMAZ, C., Edmund, B. ve Sketchley, C., Retrofit of Antalya Airport International Terminal Building, Turkey Using Seismic Isolation, First European Conference on Earthquake Engineering and Sismology, Geneva, Switzerland, Paper No: 1259. (2006).

YILMAZ, S., Betonarme Binaların Yapı Dışarısından Perde Duvarlarla Güçlendirilmesi, Pamukkale Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü Doktora Tezi, Mart, (2007). Pp:165 s.

YÜZÜGÜLLÜ, Ö., Strengthening of Reinforced Concrete Frames Damaged by Earthquake Using Precast Panel Elements, TÜBİTAK Araştırma Projesi Raporu, Proje No: MAG-494. Ankara, Türkiye. (1979).



**TÜBİTAK**  
**PROJE ÖZET BİLGİ FORMU**

Proje Yürütücüsü:	Prof. Dr. HASAN KAPLAN
Proje No:	110M340
Proje Başlığı:	Prefabrik Dış Güçlendirme Perdelerinin Bağlantı Detaylarının Deneysel Olarak İncelenmesi
Proje Türü:	Hızlı Destek
Proje Süresi:	12
Araştırmacılar:	YAVUZ SELİM TAMA
Danışmanlar:	
Projenin Yürütüldüğü Kuruluş ve Adresi:	PAMUKKALE Ü. MÜHENDİSLİK F. İNŞAAT MÜHENDİSLİĞİ B.
Projenin Başlangıç ve Bitiş Tarihleri:	01/06/2010 - 01/06/2011
Onaylanan Bütçe:	25000.0
Harcanan Bütçe:	25000.0
Öz:	<p>Mevcut yapıların deprem güvenliklerinin belirlenmesi ve yetersiz olanlarının uygun şekilde güçlendirilmesi ülkemiz için önemli bir konudur. Güçlendirilmesi gerekli yapı stokunun çok fazla olması, zaman ve ekonomik kaynakların kısıtlı olması araştırmacıları mevcut yöntemleri geliştirme ve uygulanması kolay, hızlı ve ekonomik yeni güçlendirme yöntemlerinin belirlenmesi doğrultusunda çalışmalar yapmaya yönlendirmiştir.</p> <p>Bugüne kadar yapılan pek çok güçlendirme uygulamasında, mutlaka bina içerisinde de çalışma yapmak zorunda kalınmıştır. Bu da binanın kullanımını aksatmış ve ilave ekonomik maliyetler oluşturmuştur. Pek çok bina için kullanımın aksamaması hayati derecede öneme sahiptir. Bina içerisinden yapılan güçlendirme uygulamaları, zor, zaman alıcı ve pahalı uygulamalardır. Bu zorlukları aşmak üzere PAÜ Deprem ve Yapı Teknolojileri Laboratuvarında dış perde ile güçlendirme yöntemine yönelik çalışmalar 2004 yılından bu yana sürdürülmektedir. Yapılan çalışmalar sonucunda dış perdelerin hem hasarlı hem de hasarsız yapılarda başarılı sonuçlar verdiği ve dış perde uygulaması ile yapı kapasitesi ve rijitliğinin artırılabilirliği gösterilmiştir. Yapıya sonradan ilave edilen dış perde ile dış perdenin bağlandığı mevcut yapı elemanlarının monolitik şekilde çalışabildiği deneysel olarak gösterilmiştir.</p> <p>Yapı dışından, yerinde dökme veya ön üretilmiş dış perdeler ile güçlendirilmesi konusunda yapılan çalışmalarda güçlendirme perdeleri tek parça halinde üretilmiş ve mevcut yapının kolon ve kirişleri ile bağlantısı ankrajlarla sağlanarak uygulanmıştır. Dış-Perde ile yapı bağlantısı konusunda önemli bir mesafe alınmıştır. Ancak, perdelerin prefabrik üretilmesi durumunda, özellikle geniş ve uzun prefabrik perdelerin üretimi, taşınması ve montajında da ciddi zorluklar yaşanabilecektir. Bu sebeple, dış-perdelerin panellerden oluşturularak çeşitli şekillerde bağlantılarının sağlanmasına yönelik bir deneysel program tasarlanmıştır.</p> <p>Bu çalışma kapsamında, güçlendirme perdeleri arasında yatay ve düşeyde farklı bağlantı detayları oluşturulmuş ve bu bağlantı detaylarının davranışı deneysel olarak incelenmiştir. Gerçekleştirilen deneysel çalışmalar sonucunda dayanım, davranış ve imalat kolaylığı açısından en uygun bağlantı tipleri belirlenmiştir. Bu hedefe ulaşmak için 6 farklı bağlantı detayı geliştirilmiş olup her farklı tip için deney modelleri oluşturulmuş ve tekrarlı-tersinir yatay yükler altında test edilmiştir. Yapılan çalışmalarda çelik uç bölgesi panellerin hem yatay hem de düşey bağlantılarının başarılı bir performans sergilediği ancak epoksi ankraj birleşimli yatay bağlantıların istenen performansı gösteremediği görülmüştür.</p>
Anahtar Kelimeler:	Anahtar Kelimeler: Deprem, Güçlendirme, Dış Perde, Panel Bağlantısı
Fikri Ürün Bildirim Formu Sunuldu Mu?:	Hayır