

Silindirle Sıkıştırılmış Beton Ağırlık Barajların Sismik Performanslarının Belirlenmesi için Dinamik benzeri Deney Uygulamaları

Program Kodu: 1001
Proje No: 111M712

Proje Yürütücüsü:
Prof. Dr. Barış BİNİCİ

Araştırmacılar:

Doç. Dr. Yalın Arıcı
Doç. Dr. Erdem Canbay
Doç. Dr. Özgür Kurç

Bursiyerler:

Alper Aldemir
Feyza Soysal
Ali Rıza Yücel
Ali Gharibdoust

HAZİRAN 2014
ANKARA

ÖNSÖZ

1980'li yıllara kadar dünyada oldukça popüler olan beton barajlar, dolgu barajlara nazaran oldukça pahalı yapılardır. 1970'lerin sonu ile ortaya çıkan silindire sıkıştırılmış beton teknolojisi beton barajların yapımına yeni bir ivme kazandırmıştır. Silindire sıkıştırılmış beton yüksek su-çimento oranı, slampsız yapısı ve yüksek agrega boyutu ile oldukça ekonomik, kolay ve hızlı yerleştirilebilen bir malzemedir. Geniş vadilerin bulunduğu, kil tipi çekirdek dolgunun sahada mevcut bulunmadığı ve inşaa süresinin kritik olduğu durumlarda katmanlar halinde dökülerek sıkıştırılabilmesi ile tercih edilen en önemli baraj tipidir. Kemer tipi barajların seçildiği dar vadiler için dahi yakın zamanda SSB kullanımı yaygınlaşmıştır. Son yıllarda tasarlanan pek çok yüksek barajda (örneğin Çine, Melen, Andıraz Barajları) SSB kullanımı tartışmasız en ekonomik çözümü arz etmiştir. Bu yaklaşımın diğer benzer projelerde de zuhur etmesi beklenmektedir.

Silindire sıkıştırılmış beton barajlar katmanlar halinde yerleştirilerek sıkıştırılmaları sebebi ile genellikle zayıf arayüz derz dayanımına sahiptir. Tasarımlarında beton mukavemetlerine ilişkin genellikle beton barajlar ile aynı kabuller yapılmaktadır. Ancak özellikle sismik etkiler altında derz bölgelerinin gövde çatlamasını ne şekilde değiştirdiği tam olarak bilinmemektedir. Ayrıca SSB baraj modelleri üzerinde gerçekleştirilmiş sismik deney verisi maalesef bulunmamaktadır. Tasarım ve modellemeler genellikle beton barajlar için mevcut olan veriler kullanılarak gerçekleştirilmektedir. Ancak yukarıda belirtilen sebeplerle sismik etkiler altında beton barajlardan farklı davranması beklenmektedir.

Ülkemiz hemen her yanı deprem kuşağında olan ve çok iyi bilindiği üzere yapı stoğu ciddi deprem riski altında bulunan bir konumdadır. Yukarıda bahsedilen yatırımların gerçekleşmesi ile HES'lerin benzer bir risk içinde bulunması ülke ekonomisine ve olası afetler ve sonrası felaketin etkilerinin senelerce sürebileceği bir duruma itecektir. Deprem mühendisliğindeki son gelişmeler artık sismik etkiler altında yapı performansı, hasar, beklenen onarım maliyeti, v.b. etkilerin tasarım aşamasında belirlenmesini gerektirmektedir. Ayrıca havza bazında gerçekleştirilen baraj kırılma analizleri deprem felaketi anında barajda oluşabilecek kırık sebebi ile su sızma miktarının tahmin edilmesini gerektirmektedir. Tüm bu yenilikçi yaklaşımlar detaylı performans tahmin çalışmalarını gerektirmektedir. Hasar-performans ilişkisini ortaya konmasında sismik etkilerin gerçeğe yakın tahmin edilmesi, gerçekçi sayısal simülasyon modellerinin oluşturulması, modellerin fiziksel deneylerle gerçekleştirilmesi ve analiz

sonuçlarının doğru değerlendirilerek performans tahmin kriterlerinin oluşturulması gerekmektedir.

Bu projenin amaçları: i) silindire sıkıştırılmış beton baraj modelleri üzerinde literatürde ilk defa yer alacak dinamik benzeri deneyler gerçekleştirmek, ii) baraj modelleri üzerinde gerçekleştirilecek deprem simülasyonları ile taban çatlama, kayması ve limit durumda stabilite kaybı gibi hasar parametrelerinin fiziksel deneylerle ortaya konmasını sağlamak, iii) SSB baraj tasarımlarında kullanılan doğrusal olmayan mevcut beton malzeme modellerinin tahmin becerisini sınamak ve iv) ülkemizde yapılmakta olan en yüksek SSB beton barajlardan biri olan Melen Barajının tasarım depremleri altındaki performansını belirlemektir. Deneylerde numune hazırlama aşamasında elle sıkıştırma metodu ile katmanlar halinde yerleştirilen SSB kullanılarak İstanbul su temini projesinin önemli halkalarından olan Melen Barajı'nın en derin kesitinin 1/75 ölçekli üç modeli inşa edilmiştir. Modeller aynı kesit geometrisinde iki farklı SSB beton dayanımı (15 MPa ve 25 MPa) ve bir adet konvansiyonel beton (25 MPa) için hazırlanmıştır. Sahaya özel hazırlanan sismik tehlike sonuçlarına uyumlu üretilmiş üç seviye deprem baraj modellerine dinamik benzeri deney yöntemi ile etki ettirilmiştir. Deneyler ülkemizde 2011 itibari ile yapılmakta olan en yüksek SSB barajın beklenen sismik performansı hakkında önemli veriler sunmaktadır. Ayrıca, baraj sismik performans belirlemede sıklıkla kullanılan nonlineer sonlu eleman modelleri ile gözlemlenen hasarın ne ölçüde tahmin edilebileceği de sunulmuştur.

Yürütülen proje TUBİTAK 1001 programı kapsamında 111M712 kod numarası ile desteklenmiş olup araştırmacılar bu destek için kuruma müteşekkirdir.

İÇİNDEKİLER

| | |
|---|----|
| İÇİNDEKİLER | iv |
| ŞEKİL LİSTESİ..... | vi |
| TABLO LİSTESİ | ix |
| ÖZET..... | 10 |
| ABSTRACT | 11 |
| 1. GİRİŞ..... | 12 |
| 2. LİTERATÜR TARAMASI | 14 |
| 3. PROJENİN AMAÇ, KAPSAM VE YÖNTEMİ | 17 |
| 3.1. AMAÇ | 17 |
| 3.2. DENEYSEL YÖNTEM | 18 |
| 3.3. SAYISAL SİMULASYONLAR | 21 |
| 4. MALZEME DENEYLERİ | 22 |
| 4.1. AGREGA TIPLERİ VE ELEK DENEYLERİ | 22 |
| 4.1.1. Elek analizi sonuçları..... | 23 |
| 4.1.2. Özgül Ağırlık ve Su Emme Kapasitesi Deneyleri | 26 |
| 4.2. ÇİMENTO VE UÇUCU KÜLÜN KİMYASAL ÖZELLİKLERİ | 27 |
| 4.3. FARKLI BETON DAYANIMLARI İÇİN SU-ÇİMENTO ORANLARININ HESAPLANMASI | 28 |
| 4.4. BETON KARIŞIMLARININ DAYANIM SONUÇLARI | 31 |
| 4.4.1. Ölçeksiz Beton Sonuçları | 31 |
| 4.4.2. Ölçekli Beton Sonuçları | 33 |
| 4.4.3. Ölçekli SSB15 Sonuçları | 34 |
| 4.4.4. Ölçekli SSB25 Sonuçları | 36 |
| 4.4.5. Ölçeksiz SSB15 Sonuçları | 38 |
| 4.4.6. Ölçeksiz SSB25 Sonuçları | 39 |
| 5. DİNAMİK BENZERİ DENEYLERİNDE KULLANILACAK KUVVET KOLU VE SAYISAL KÜTLENİN BELİRLENMESİ | 40 |
| 5.1. SİSMİK TEHLİKE SONUÇLARI VE YER HAREKETLERİ..... | 41 |
| 5.2. YIĞILI KÜTLE VE KUVVET KOLU TESPİTİ..... | 44 |
| 5.2.1. Ek Ağırlık Analizleri..... | 45 |
| 5.2.2. Ölçeksiz Barajın Zaman Tanım Alanında Analiz Sonuçları | 46 |
| 5.2.3. 1/75 Ölçekli Baraj için Sonuçlar | 48 |
| 6. DENEY DÜZENİĞİ VE SİSTEM DOĞRULAMASI | 55 |
| 7. DENEY SONUÇLARI..... | 62 |
| 7.1. BETON BARAJ DENEYİ: 1. NUMUNE | 62 |
| 7.1.1. Baraj Numunesinin Hazırlanması..... | 62 |
| 7.1.2. Ölçüm Aletlerinin Yerleştirilmesi | 64 |
| 7.1.3. Deney Sonuçları | 69 |
| 7.1.3.1. OBE Sonuçları | 69 |
| 7.1.3.2. MDE Sonuçları | 75 |
| 7.1.3.3. MCE Sonuçları..... | 80 |
| 7.1.3.4. İtme Deneyi Sonuçları | 85 |
| 7.2. SİLİNDİRLE SIKIŞTIRILMIŞ BETON BARAJ DENEYİ (SSB 15) : 2. NUMUNE..... | 86 |

| | | |
|------------------------|--|------------|
| 7.2.1. | Baraj Numunesinin Yapımı..... | 86 |
| 7.2.2. | Ölçüm Aletlerinin Yerleştirilmesi | 90 |
| 7.2.3. | Deney Sonuçları | 93 |
| 7.2.3.1. | OBE Sonuçları | 94 |
| 7.2.3.2. | MDE Sonuçları | 98 |
| 7.2.3.3. | MCE Sonuçları..... | 103 |
| 7.2.3.4. | İtme Deneyi Sonuçları | 108 |
| 7.2.3.5. | Birim Uzunluk Ölçer Sonuçları | 112 |
| 7.3. | SİLİNDİRLE SIKIŞTIRILMIŞ BETON BARAJ DENEYİ: 3. NUMUNE | 113 |
| 7.3.1. | Baraj Numunesinin Yapımı..... | 113 |
| 7.3.2. | Ölçüm Aletlerinin Yerleştirilmesi | 114 |
| 7.3.3. | Deney Sonuçları | 115 |
| 7.3.3.1. | OBE Sonuçları | 116 |
| 7.3.3.2. | MDE Sonuçları | 120 |
| 7.3.3.3. | MCE Sonuçları..... | 124 |
| 7.3.3.4. | İtme Deneyi Sonuçları | 130 |
| 8. | ANALİTİK ÇALIŞMALAR | 132 |
| 8.1. | ANSYS SİMULASYONLARI | 132 |
| 8.1.1. | Beton Baraj Deneyi Modeli : 1. Numune | 133 |
| 8.1.2. | Silindirle Sıkıştırılmış Beton Baraj Deneyi Modeli : 2. Numune | 137 |
| 8.1.3. | Silindirle Sıkıştırılmış Beton Baraj Deneyi Modeli : 3. Numune | 141 |
| 8.2. | DIANA MODELLERİ..... | 146 |
| 8.2.1. | Beton Baraj Deneyi Modeli : 1. Numune..... | 148 |
| 8.2.2. | Silindirle Sıkıştırılmış Beton Baraj Deneyi Modeli : 2. Numune | 152 |
| 8.2.3. | Silindirle Sıkıştırılmış Beton Baraj Deneyi Modeli : 3. Numune | 157 |
| 9. | SONUÇLAR | 162 |
| KAYNAKLAR | 164 | |

ŞEKİL LİSTESİ

| | |
|--|----|
| ŞEKİL 1. TİPİK BETON AĞIRLIK BARAJ KESİTİ | 16 |
| ŞEKİL 2. DİNAMİK DENZERİ DENEY YÖNTEMİ VE MEVCUT EKİPMAN | 19 |
| ŞEKİL 3. TEST EDİLECEK BARAJ KESİTİ | 21 |
| ŞEKİL 4. FARKLI AGREGA TÜRLERİ..... | 23 |
| ŞEKİL 5. FARKLI AGREGA TÜRLERİ İÇİN ELEK ANALİZİ SONUÇLARI..... | 24 |
| ŞEKİL 6. BETON KARIŞIMLARININ ELEK ANALİZİ SONUÇLARI (İNCE AGREGA DERE KUMU) | 25 |
| ŞEKİL 7. BETON KARIŞIMLARININ ELEK ANALİZİ SONUÇLARI (İNCE AGREGA KIRMA ÇAKIL) | 26 |
| ŞEKİL 8. SSB BETON KARIŞIMI TASARIMINDA KULLANILAN EĞRİLER | 29 |
| ŞEKİL 9. SSB DÖKÜMÜNDE KULLANILAN ARAÇLAR | 30 |
| ŞEKİL 10. SSB DÖKÜM AŞAMALARI | 30 |
| ŞEKİL 11. MTS TEST ALETİ..... | 31 |
| ŞEKİL 12. ÖLÇEKSİZ BETON NUMUNELERİN EKSENEL BASINÇ – BİRİM UZAMA EĞRİLERİ..... | 32 |
| ŞEKİL 13. ÖLÇEKLİ BETON NUMUNELERİN EKSENEL BASINÇ – BİRİM UZAMA EĞRİLERİ..... | 34 |
| ŞEKİL 14. ÖLÇEKLİ SSB15 NUMUNELERİN EKSENEL BASINÇ – BİRİM UZAMA EĞRİLERİ..... | 35 |
| ŞEKİL 15. ÖLÇEKLİ SSB25 NUMUNELERİN EKSENEL BASINÇ – BİRİM UZAMA EĞRİLERİ..... | 38 |
| ŞEKİL 16. SAHAYA ÖZEL HAZIRLANMIŞ TASARIM SPEKTRUMLARI..... | 42 |
| ŞEKİL 17. SAHAYA ÖZEL HAZIRLANMIŞ YER İVMELERİ..... | 43 |
| ŞEKİL 18. SENTETİK DEPREMLERİN TEPKİ SPEKTRUMLARI | 43 |
| ŞEKİL 19. ÖLÇEKLENDİRİLMİŞ YER İVMELERİ | 44 |
| ŞEKİL 20. AZAMI TABAN GERİLMELERİ..... | 45 |
| ŞEKİL 21. MELEN BARAJ KESİTİ | 46 |
| ŞEKİL 22. DEVRİLME – TABAN KESME KUVVETİ EĞRİSİ (EAGD) | 46 |
| ŞEKİL 23. TEK DERECELİ VE TAM ÖLÇEKLİ ANSYS ANALİZLERİ..... | 47 |
| ŞEKİL 24. TABAN KESME KUVVETİ KARŞILAŞTIRILMASI..... | 48 |
| ŞEKİL 25. DEVRİLME MOMENTİ KARŞILAŞTIRILMASI..... | 49 |
| ŞEKİL 26. ANALİZLER SONUCUNDA MEMBA TOPUĞUNDA OLUŞAN Y YÖNÜNDEKİ GERİLMELER..... | 49 |
| ŞEKİL 27. ANALİZLER SONUCUNDA MANSAP TOPUĞUNDA OLUŞAN Y YÖNÜNDEKİ GERİLMELER..... | 50 |
| ŞEKİL 28. ANALİZLER SONUCUNDA BARAJ TABANINDAKİ DÜĞÜM NOKTALARINDA OLUŞAN Y YÖNÜNDEKİ GERİLMELER..... | 50 |
| ŞEKİL 29. ANALİZLER SONUCUNDA MEMBADA OLUŞAN XY YÖNÜNDEKİ GERİLMELER (KESME)..... | 51 |
| ŞEKİL 30. ANALİZLER SONUCUNDA MANSAPTA OLUŞAN XY YÖNÜNDEKİ GERİLMELER (KESME) | 51 |
| ŞEKİL 31. ANALİZLER SONUCUNDA BARAJ TABANINDAKİ DÜĞÜM NOKTALARINDA OLUŞAN XY YÖNÜNDEKİ GERİLMELER (KESME)..... | 52 |
| ŞEKİL 32. ANALİZLER SONUCUNDA MEMBA TOPUĞUNDA OLUŞAN AZAMI ASAL ÇEKME GERİLMELERİ | 52 |
| ŞEKİL 33. ANALİZLER SONUCUNDA MANSAP TOPUĞUNDA OLUŞAN AZAMI ASAL ÇEKME GERİLMELERİ | 53 |
| ŞEKİL 34. ANALİZLER SONUCUNDA BARAJ TABANINDAKİ DÜĞÜM NOKTALARINDA OLUŞAN AZAMI ASAL GERİLMELER..... | 53 |
| ŞEKİL 35. BETON KALIBI ÇİZİMİ | 55 |
| ŞEKİL 36. DENEY DÜZENEGİ ÇİZİMİ (İZOMETRİK GÖRÜNÜM) | 56 |
| ŞEKİL 37. DENEY DÜZENEGİ ÇİZİMİ (YANDAN GÖRÜNÜM) | 56 |
| ŞEKİL 38. DENEY DÜZENEGİ ÇİZİMİ (ÜSTTEN GÖRÜNÜM) | 57 |
| ŞEKİL 39. DOĞRULAMA ÇERÇEVESİ DETAYLARI | 58 |
| ŞEKİL 40. DOĞRULAMA ÇERÇEVESİ DETAYLARI | 59 |
| ŞEKİL 41. DEPLASMAN KONTROL NOKTASI (HEIDENHAIN) | 59 |
| ŞEKİL 42. YER HAREKETLERİ..... | 60 |
| ŞEKİL 43. FOURIER SPEKTRUMLAR | 60 |
| ŞEKİL 44. TEPE DEPLASMANI KARŞILAŞTIRMALARI..... | 61 |
| ŞEKİL 45. KUVVET KARŞILAŞTIRMALARI..... | 61 |
| ŞEKİL 46. TEMEL PÜRÜZLENDİRİLMESİ | 62 |
| ŞEKİL 48. YÜKLEME APARATININ YERLEŞTİRİLMESİ..... | 64 |
| ŞEKİL 49. BETONUN KÜRLENMESİ VE BARAJ NUMUNESİNİN KÜR SONRASI GÖRÜNÜMÜ..... | 64 |
| ŞEKİL 50. TEMEL DEPLASMAN ÖLÇÜMLERİ | 65 |
| ŞEKİL 51. BARAJ TABANI DEPLASMAN ÖLÇÜMLERİ..... | 66 |

| | |
|--|-----|
| ŞEKİL 52. BARAJ TEPE YATAY DEPLASMAN ÖLÇÜMLERİ..... | 67 |
| ŞEKİL 53. BARAJ TABANI BİRİM UZAMA ÖLÇÜMLERİ | 68 |
| ŞEKİL 54. EKSENEL YÜK POMPALARI | 69 |
| ŞEKİL 55. HIDROSTATİK YÜKLEME SONRASI OLUŞAN ÇATLAKLAR..... | 71 |
| ŞEKİL 56. OBE DEPREMİ TEPE DEPLASMANI TALEBİ | 72 |
| ŞEKİL 57. OBE DEPREMİ YATAY KUVVET TALEBİ..... | 72 |
| ŞEKİL 58. OBE DEPREMİNİN BARAJIN TABANINDAKİ YATAY DEPLASMAN TALEBİ | 73 |
| ŞEKİL 59. OBE DEPREMİ KUVVET – DEPLASMAN TALEBİ | 73 |
| ŞEKİL 60. BARAJ NUMUNESİNİN SİSMİK KARAKTERİSTİKLERİNİN ZAMAN GÖRE DEĞİŞİMİ..... | 74 |
| ŞEKİL 61. OBE DEPREMİ ESNASINDA OLUŞAN ÇATLAKLAR | 75 |
| ŞEKİL 62. MDE DEPREMİ TEPE DEPLASMANI TALEBİ | 76 |
| ŞEKİL 63. MDE DEPREMİ YATAY KUVVET TALEBİ | 77 |
| ŞEKİL 64. MDE DEPREMİNİN BARAJIN TABANINDAKİ YATAY DEPLASMAN TALEBİ | 77 |
| ŞEKİL 65. MDE DEPREMİ YATAY KUVVET TALEBİ | 78 |
| ŞEKİL 66. BARAJ NUMUNESİNİN SİSMİK KARAKTERİSTİKLERİNİN ZAMAN GÖRE DEĞİŞİMİ..... | 78 |
| ŞEKİL 67. MDE DEPREMİ ESNASINDA OLUŞAN ÇATLAKLAR | 79 |
| ŞEKİL 68. MCE DEPREMİ TEPE DEPLASMANI TALEBİ | 80 |
| ŞEKİL 69. MCE DEPREMİ YATAY KUVVET TALEBİ | 81 |
| ŞEKİL 70. MCE DEPREMİNİN BARAJIN TABANINDAKİ YATAY DEPLASMAN TALEBİ..... | 81 |
| ŞEKİL 71. MCE DEPREMİ YATAY KUVVET TALEBİ | 82 |
| ŞEKİL 72. BARAJ NUMUNESİNİN SİSMİK KARAKTERİSTİKLERİNİN ZAMAN GÖRE DEĞİŞİMİ..... | 82 |
| ŞEKİL 73. MCE DEPREMİ ESNASINDA OLUŞAN ÇATLAKLAR 1..... | 83 |
| ŞEKİL 74. MCE DEPREMİ ESNASINDA OLUŞAN ÇATLAKLAR 2..... | 84 |
| ŞEKİL 75. MCE DEPREMİ TEPE DEPLASMANI TALEBİ | 85 |
| ŞEKİL 76. İTME DENEYİ ESNASINDA GÖZLEMLENEN ÇATLAKLAR..... | 86 |
| ŞEKİL 77. BETON DÖKÜMÜ | 89 |
| ŞEKİL 78. YÜKLEME APARATININ YERLEŞTİRİLMESİ..... | 90 |
| ŞEKİL 79. TEMEL DEPLASMAN ÖLÇÜMLERİ | 91 |
| ŞEKİL 80. BARAJ TABANI DEPLASMAN ÖLÇÜMLERİ..... | 92 |
| ŞEKİL 81. BARAJ TABANI BİRİM UZAMA ÖLÇÜMLERİ | 93 |
| ŞEKİL 82. OBE DEPREMİ TEPE DEPLASMANI TALEBİ | 95 |
| ŞEKİL 83. OBE DEPREMİ YATAY KUVVET TALEBİ..... | 95 |
| ŞEKİL 84. OBE DEPREMİNİN BARAJIN TABANINDAKİ YATAY DEPLASMAN TALEBİ | 96 |
| ŞEKİL 85. OBE DEPREMİ YATAY KUVVET TALEBİ..... | 96 |
| ŞEKİL 86. BARAJ NUMUNESİNİN SİSMİK KARAKTERİSTİKLERİNİN ZAMAN GÖRE DEĞİŞİMİ..... | 97 |
| ŞEKİL 87. OBE DEPREMİ ESNASINDA OLUŞAN ÇATLAKLAR | 98 |
| ŞEKİL 88. MDE DEPREMİ TEPE DEPLASMANI TALEBİ | 99 |
| ŞEKİL 89. MDE DEPREMİ YATAY KUVVET TALEBİ | 99 |
| ŞEKİL 90. MDE DEPREMİNİN BARAJIN TABANINDAKİ YATAY DEPLASMAN TALEBİ..... | 100 |
| ŞEKİL 91. MDE DEPREMİ YATAY KUVVET TALEBİ | 100 |
| ŞEKİL 92. BARAJ NUMUNESİNİN SİSMİK KARAKTERİSTİKLERİNİN ZAMAN GÖRE DEĞİŞİMİ..... | 101 |
| ŞEKİL 93. MDE DEPREMİ ESNASINDA OLUŞAN ÇATLAKLAR | 102 |
| ŞEKİL 94. MCE DEPREMİ TEPE DEPLASMANI TALEBİ | 103 |
| ŞEKİL 95. MCE DEPREMİ YATAY KUVVET TALEBİ | 104 |
| ŞEKİL 96. MCE DEPREMİNİN BARAJIN TABANINDAKİ YATAY DEPLASMAN TALEBİ..... | 104 |
| ŞEKİL 97. MCE DEPREMİ YATAY KUVVET TALEBİ | 105 |
| ŞEKİL 98. BARAJ NUMUNESİNİN SİSMİK KARAKTERİSTİKLERİNİN ZAMAN GÖRE DEĞİŞİMİ..... | 105 |
| ŞEKİL 99. MCE DEPREMİ ESNASINDA OLUŞAN ÇATLAKLAR 1..... | 106 |
| ŞEKİL 100. MCE DEPREMİ ESNASINDA OLUŞAN ÇATLAKLAR 2..... | 107 |
| ŞEKİL 101. KAPASİTE EĞRİSİ..... | 108 |
| ŞEKİL 102. İTME DENEYİNDE OLUŞAN ÇATLAKLAR 1 | 109 |
| ŞEKİL 103. İTME DENEYİNDE OLUŞAN ÇATLAKLAR 2 | 110 |
| ŞEKİL 104. İTME DENEYİNDE OLUŞAN ÇATLAKLAR 3 | 111 |
| ŞEKİL 105. İKİNCİ NUMUNESİNİN BİRİM UZAMA DAĞILIMI | 112 |
| ŞEKİL 106. BETON DÖKÜMÜ | 114 |
| ŞEKİL 107. BARAJ TEPE YATAY DEPLASMAN ÖLÇÜMLERİ..... | 115 |
| ŞEKİL 108. OBE DEPREMİ TEPE DEPLASMANI TALEBİ | 117 |

| | |
|--|-----|
| ŞEKİL 109. OBE DEPREMİ YATAY KUVVET TALEBİ..... | 117 |
| ŞEKİL 110. OBE DEPREMİNİN BARAJIN TABANINDAKİ YATAY DEPLASMAN TALEBİ | 118 |
| ŞEKİL 111. OBE DEPREMİ KUVVET – DEPLASMAN TALEBİ | 118 |
| ŞEKİL 112. BARAJ NUMUNESİNİN SİSMİK KARAKTERİSTİKLERİNİN ZAMAN GÖRE DEĞİŞİMİ..... | 119 |
| ŞEKİL 113. OBE DEPREMİ ESNASINDA OLUŞAN ÇATLAKLAR | 120 |
| ŞEKİL 114. MDE DEPREMİ TEPE DEPLASMANI TALEBİ | 121 |
| ŞEKİL 115. MDE DEPREMİ YATAY KUVVET TALEBİ | 121 |
| ŞEKİL 116. MDE DEPREMİNİN BARAJIN TABANINDAKİ YATAY DEPLASMAN TALEBİ..... | 122 |
| ŞEKİL 117. MDE DEPREMİ YATAY KUVVET TALEBİ | 122 |
| ŞEKİL 118. BARAJ NUMUNESİNİN SİSMİK KARAKTERİSTİKLERİNİN ZAMAN GÖRE DEĞİŞİMİ..... | 123 |
| ŞEKİL 119. MDE DEPREMİ ESNASINDA OLUŞAN ÇATLAKLAR..... | 124 |
| ŞEKİL 120. MCE DEPREMİ TEPE DEPLASMANI TALEBİ | 125 |
| ŞEKİL 121. MCE DEPREMİ YATAY KUVVET TALEBİ | 126 |
| ŞEKİL 122. MCE DEPREMİNİN BARAJIN TABANINDAKİ YATAY DEPLASMAN TALEBİ..... | 126 |
| ŞEKİL 123. MCE DEPREMİ YATAY KUVVET TALEBİ | 127 |
| ŞEKİL 124. BARAJ NUMUNESİNİN SİSMİK KARAKTERİSTİKLERİNİN ZAMAN GÖRE DEĞİŞİMİ..... | 127 |
| ŞEKİL 125. MCE DEPREMİ ESNASINDA OLUŞAN ÇATLAKLAR 1 | 128 |
| ŞEKİL 126. MCE DEPREMİ ESNASINDA OLUŞAN ÇATLAKLAR 2..... | 129 |
| ŞEKİL 127. MCE DEPREMİ TEPE DEPLASMANI TALEBİ | 130 |
| ŞEKİL 128. İTME DENEYİ ESNASINDA GÖZLEMLENEN ÇATLAKLAR..... | 131 |
| ŞEKİL 129. ANSYS MODELLERİ : (A) BARAJ ELEMAN AĞI VE (B) KULLANILAN PLASTİSİTE MODELİ..... | 133 |
| ŞEKİL 130. TABAN KESME KUVVETİNİN ZAMANA GÖRE DEĞİŞİM KARŞILAŞTIRMASI | 134 |
| ŞEKİL 131. TEPE DEPLASMANININ ZAMANA GÖRE DEĞİŞİM KARŞILAŞTIRMASI..... | 134 |
| ŞEKİL 132. TABAN KESME KUVVETİNİN DEPLASMANA BAĞLI DEĞİŞİM KARŞILAŞTIRMASI..... | 135 |
| ŞEKİL 133. NUMUNE / TAHMİN EDİLEN ÇATLAK KARŞILAŞTIRMASI..... | 136 |
| ŞEKİL 134. İTME DENEYİ KARŞILAŞTIRMALARI | 137 |
| ŞEKİL 135. TABAN KESME KUVVETİNİN ZAMANA GÖRE DEĞİŞİM KARŞILAŞTIRMASI | 138 |
| ŞEKİL 136. TEPE DEPLASMANININ ZAMANA GÖRE DEĞİŞİM KARŞILAŞTIRMASI..... | 138 |
| ŞEKİL 137. TABAN KESME KUVVETİNİN DEPLASMANA BAĞLI DEĞİŞİM KARŞILAŞTIRMASI..... | 139 |
| ŞEKİL 138. TABAN KESME KUVVETİNİN ZAMANA GÖRE DEĞİŞİM KARŞILAŞTIRMASI | 140 |
| ŞEKİL 139. İTME DENEYİ KARŞILAŞTIRMALARI | 141 |
| ŞEKİL 140. TABAN KESME KUVVETİNİN ZAMANA GÖRE DEĞİŞİM KARŞILAŞTIRMASI | 142 |
| ŞEKİL 141. TABAN KESME KUVVETİNİN ZAMANA GÖRE DEĞİŞİM KARŞILAŞTIRMASI | 142 |
| ŞEKİL 142. TABAN KESME KUVVETİNİN DEPLASMANA BAĞLI DEĞİŞİM KARŞILAŞTIRMASI..... | 144 |
| ŞEKİL 143. TABAN KESME KUVVETİNİN ZAMANA GÖRE DEĞİŞİM KARŞILAŞTIRMASI | 145 |
| ŞEKİL 144. İTME DENEYİ KARŞILAŞTIRMALARI | 146 |
| ŞEKİL 145. DIANA BARAJ MODELİ | 147 |
| ŞEKİL 146. CQ16M ELEMANI VE L6BEN ELEMANI | 147 |
| ŞEKİL 147. BETON ÇEKME DAVRANIŞI VEBETON BASMA DAVRANIŞI MODELİ..... | 147 |
| ŞEKİL 148. TABAN KESME KUVVETİNİN ZAMANA GÖRE DEĞİŞİMİ..... | 149 |
| ŞEKİL 149. TEPE DEPLASMANININ ZAMANA GÖRE DEĞİŞİMİ | 149 |
| ŞEKİL 150. TABAN KESME KUVVETİNİN DEPLASMANA GÖRE DEĞİŞİMİ | 150 |
| ŞEKİL 151. ÇATLAK ŞEMASI KARŞILAŞTIRMASI | 151 |
| ŞEKİL 152. İTME DENEYİ KARŞILAŞTIRMALARI | 152 |
| ŞEKİL 153. TABAN KESME KUVVETİNİN ZAMANA GÖRE DEĞİŞİMİ | 153 |
| ŞEKİL 154. TEPE DEPLASMANININ ZAMANA GÖRE DEĞİŞİMİ | 153 |
| ŞEKİL 155. TABAN KESME KUVVETİNİN DEPLASMANA GÖRE DEĞİŞİMİ | 154 |
| ŞEKİL 156. ÇATLAK ŞEMASI KARŞILAŞTIRMASI | 156 |
| ŞEKİL 157. İTME DENEYİ KARŞILAŞTIRMALARI | 157 |
| ŞEKİL 158. TABAN KESME KUVVETİNİN ZAMANA GÖRE DEĞİŞİMİ..... | 158 |
| ŞEKİL 159. TEPE DEPLASMANININ ZAMANA GÖRE DEĞİŞİMİ | 158 |
| ŞEKİL 160. TABAN KESME KUVVETİNİN DEPLASMANA GÖRE DEĞİŞİMİ | 159 |
| ŞEKİL 161. ÇATLAK ŞEMASI KARŞILAŞTIRMASI | 160 |
| ŞEKİL 162. İTME DENEYİ KARŞILAŞTIRMALARI | 161 |

TABLO LİSTESİ

| | |
|--|-----|
| TABLO 1. DERE KUMU KULLANILAN BETON KARIŞIMLARI | 24 |
| TABLO 2. KIRMA ÇAKIL KULLANILAN BETON KARIŞIMLARI | 25 |
| TABLO 3. İNCE DANELİ AGREGALARIN ÖZGÜL AĞIRLIK VE SU EMME ORANLARI | 26 |
| TABLO 4. İRİ DANELİ AGREGALARIN ÖZGÜL AĞIRLIK VE SU EMME ORANLARI..... | 27 |
| TABLO 5. ÇİMENTONUN KİMYASAL ÖZELLİKLERİ..... | 27 |
| TABLO 6. UÇUCU KÜLÜN KİMYASAL ÖZELLİKLERİ..... | 28 |
| TABLO 7. ÖLÇEKSİZ BETON NUMUNELERİN EKSENEL BASINÇ DAYANIMLARI..... | 32 |
| TABLO 8. ÖLÇEKSİZ BETON NUMUNELERİN YARMA ÇEKME DAYANIMLARI | 33 |
| TABLO 9. ÖLÇEKLİ BETON NUMUNELERİN EKSENEL BASINÇ DAYANIMLARI | 33 |
| TABLO 10. ÖLÇEKLİ BETON NUMUNELERİN YARMA ÇEKME DAYANIMLARI | 34 |
| TABLO 11. ÖLÇEKLİ SSB15 NUMUNELERİN EKSENEL BASINÇ DAYANIMLARI | 35 |
| TABLO 12. ÖLÇEKLİ SSB15 NUMUNELERİN YARMA ÇEKME DAYANIMLARI | 36 |
| TABLO 13. ÖLÇEKLİ SSB25 NUMUNELERİN EKSENEL BASINÇ DAYANIMLARI | 36 |
| TABLO 14. ÖLÇEKLİ BETON NUMUNELERİN YARMA ÇEKME DAYANIMLARI | 38 |
| TABLO 15. ÖLÇEKLİ SSB25 NUMUNELERİN EKSENEL BASINÇ DAYANIMLARI | 39 |
| TABLO 16. ÖLÇEKLİ BETON NUMUNELERİN YARMA ÇEKME DAYANIMLARI | 39 |
| TABLO 17. ÖLÇEKLİ SSB25 NUMUNELERİN EKSENEL BASINÇ DAYANIMLARI | 40 |
| TABLO 18. ÖLÇEKLİ BETON NUMUNELERİN YARMA ÇEKME DAYANIMLARI | 40 |
| TABLO 19. SIKIŞTIRMA ALETLERİNİN TEKNİK ÖZELLİKLERİ | 87 |
| TABLO 20. TABAN KESME KUVVETİ TALEPLERİNİN KARŞILAŞTIRMASI | 134 |
| TABLO 21. TEPE DEPLASMANI TALEPLERİNİN KARŞILAŞTIRMASI | 135 |
| TABLO 22. TABAN KESME KUVVETİ TALEPLERİNİN KARŞILAŞTIRMASI | 139 |
| TABLO 23. TEPE DEPLASMANI TALEPLERİNİN KARŞILAŞTIRMASI | 139 |
| TABLO 24. TABAN KESME KUVVETİ TALEPLERİNİN KARŞILAŞTIRMASI | 143 |
| TABLO 25. TEPE DEPLASMANI TALEPLERİNİN KARŞILAŞTIRMASI | 143 |
| TABLO 26. TABAN KESME KUVVETİ TALEPLERİNİN KARŞILAŞTIRMASI | 150 |
| TABLO 27. TEPE DEPLASMANI TALEPLERİNİN KARŞILAŞTIRMASI | 150 |
| TABLO 28. TABAN KESME KUVVETİ TALEPLERİNİN KARŞILAŞTIRMASI | 154 |
| TABLO 29. TEPE DEPLASMANI TALEPLERİNİN KARŞILAŞTIRMASI | 154 |
| TABLO 30. TABAN KESME KUVVETİ TALEPLERİNİN KARŞILAŞTIRMASI | 159 |
| TABLO 31. TEPE DEPLASMANI TALEPLERİNİN KARŞILAŞTIRMASI | 159 |

ÖZET

Su kaynaklarının verimli kullanılmasında en önemli yapılar barajlardır. Barajların, sismik etkiler altındaki davranışları deprem mühendisliğinde karşılaşılan en karmaşık problemlerden birisidir. Ülkemizde son yıllarda tercih edilen en önemli baraj tipi silindire sıkıştırılmış beton barajdır. Beton ağırlık barajların sismik davranışı laboratuvar ortamında birkaç sarsma tablası testi dışında deneysel olarak fazla incelenememiştir. Bu çalışma ile literatürde ilk defa dinamik benzeri deney yöntemi ile ölçekli baraj deneyleri gerçekleştirilmiştir. Çalışma kapsamında üç adet numunesi ardışık etki eden üç farklı deprem kaydı altında denenmiştir. Bu numunelerden ikisi farklı çekme dayanımlarına sahip SSB'den ve diğer numune ise geleneksel beton kullanılarak üretilmiştir. Tüm numuneler Türkiye'de tasarlanan en yüksek SSB baraj olan Melen Barajının 1/75 ölçekli halini yansıtmaktadır. Deneysel sonuçlar Türkiye'de tasarlanan en yüksek SSB ağırlık barajlardan birisinin sismik performansı hakkında da değerli deneysel veriler temin edilmesini sağlamaktadır. Ayrıca, baraj sismik performans belirlemede sıklıkla kullanılan nonlineer sonlu eleman modelleri ile gözlemlenen hasarın ne ölçüde tahmin edilebileceği de sunulmuştur.

Anahtar Kelimeler : Ağırlık Barajlar, Dinamik Benzeri Deney, SSB, Geleneksel Beton, Sismik Performans

ABSTRACT

Dams are one of the most important structures for the efficient use of water resources. Dam-reservoir-foundation interaction problem under seismic loads is one of the most challenging problems in earthquake engineering. One of the most popular dam type in Turkey in the recent years is roller compacted concrete (RCC) dams. Testing of dams under simulated earthquake loads has only been limited to a few shake table tests. Pseudo dynamic testing method has been employed in this study for the first time in the literature. Three specimens tested in the course of this study were, two RCC specimens with two different concrete strengths and one conventionally vibrated concrete specimen. All the specimens were 1/75 scaled versions of Melen Dam, which is one of the most important RCC dams to be built in Turkey. The results of this study serve as means of observing the expected seismic performance of an actual dam under simulated earthquake loadings. The ability of numerical models in estimating the damage patterns observed in the tests are also evaluated in detail.

Keywords : Gravity Dams, Pseudo Dynamic Testing, RCC, Conventional Concrete, Seismic Performance

1. GİRİŞ

Ülkemizin artan enerji ihtiyacını karşılamak için su kaynaklarının verimli olarak kullanılması gerekmektedir. 2010 itibari ile yaklaşık %35'ini kullandığımız su kaynaklarımızın kullanımı önümüzdeki 10 yıl içerisinde gelişmiş ülkeler seviyesine çıkacaktır. 2005 yılına kadar devlet eliyle inşa edilme zorunluluğu bulunan hidroelektrik enerji sistemlerinin yapımında bu zorunluluğun ortadan kalkması ile baraj yapım ve işletmesine yoğun bir ilgi mevcuttur. 2006 yılında yürürlüğe giren özelleştirme yasası ile baraj yapım ve işletmesi 49 yıllığına özel sektöre devredilerek hidroelektrik enerji potansiyelinin daha etkin kullanılması hedeflenmiştir. Geçen 4 yıl içerisinde hidroelektrik enerji sistemlerinin (HES) tasarım ve inşası ciddi bir ivme kazanarak yerel inşaat sektörünün gözde iş sahalarından biri haline gelmiştir. Buna mukabil, önemli DSİ projeleri de ülke ekonomisindeki canlanma ile hız kazanarak özellikle sulama ve yüksek enerji getirili yatırımlar için devam etmektedir. Ülkemizde DSİ tarafından yapımı gerçekleştirilmiş toplam 507 adet baraj bulunmaktadır. Bu barajlardan 450 adedi kil çekirdekli kaya dolgu baraj olup tamamı DSİ mülkiyetinde inşa edilmiştir. 2010 tarihi itibari ile inşası tamamlanmış sadece üç adet silindirle sıkıştırılmış beton baraj (SSBB) bulunmaktadır. 1980'li yıllara kadar dünyada oldukça popüler olan beton barajlar, dolgu barajlara nazaran oldukça pahalı yapılardır. Bu yıllarda ortaya çıkan silindirle sıkıştırılmış beton teknolojisi beton barajların yapımına yeni bir ivme kazandırmıştır. Silindirle sıkıştırılmış beton düşük su-çimento oranı, slampsız yapısı ve yüksek agrega boyutu ile oldukça ekonomik, kolay ve hızlı yerleştirilebilen bir malzemedir. Geniş vadilerin bulunduğu, kil tipi çekirdek dolgunun sahada mevcut bulunmadığı ve inşa süresinin kritik olduğu durumlarda katmanlar halinde dökülerek sıkıştırılabilmesi ile tercih edilen en önemli baraj tipidir. Kemer tipi barajların seçildiği dar vadiler için dahi yakın zamanda SSB kullanımı yaygınlaşmıştır. Ülkemizde devlet destekli baraj inşasının faal olduğu dönemlerde (2002 yılına kadar), kısıtlı bütçe ve 15 yıla varan faaliyete geçme süreleri ile SSBB'ler son yıllara kadar birkaç istisna dışında hemen hiç ilgi görmemiştir. Ancak bu eğilim ciddi bir şekilde değişmekte olup yeni tasarlanan ve inşa edilen yaklaşık 50'ye yakın barajda (örneğin Çine, Melen, Andıraz Barajları) SSB kullanımı tartışmasız en ekonomik çözümü arz etmiştir. Bu yaklaşımın diğer benzer projelerde de zuhur etmesi beklenmektedir.

Silindirle sıkıştırılmış beton barajlar katmanlar halinde yerleştirilerek sıkıştırılmaları sebebi ile genellikle zayıf arayüz derz dayanımına sahiptir. Tasarımlarında beton mukavemetlerine ilişkin beton barajlar ile aynı kabuller yapılmaktadır. Ancak özellikle sismik etkiler altında derz bölgelerinin gövde çatlamasını ne şekilde değiştirdiği tam olarak bilinmemektedir. Ayrıca SSB baraj modelleri üzerinde gerçekleştirilmiş sismik deney verisi maalesef

bulunmamaktadır. Tasarım ve modellemeler genellikle beton barajlar için mevcut olan veriler kullanılarak gerçekleştirilmektedir. Ancak yukarıda belirtilen sebeplerle sismik etkiler altında beton barajlardan farklı davranması beklenmektedir.

Ülkemiz hemen her yanı deprem kuşağında olan ve çok iyi bilindiği üzere yapı stoğu ciddi deprem riski altında bulunan bir konumdadır. Yukarıda bahsedilen yatırımların gerçekleşmesi ile HES'lerin benzer bir risk içinde bulunması; olası afetler sonrası felaketin etkilerinin, ülkede senelerce sürebilecek kadar kötü bir duruma yol açabilme olasılığı bulunmaktadır. Amerika Birleşik Devletleri 1970'li yıllarda başlayan çalışmalar neticesinde, FERC (Federal Energy Regulatory Commission) ve USACE (United States Army Corps of Engineers) önderliğinde 1990'ların sonu itibari ile baraj-zemin-hidrokinamik etkileşimlerini içine alan deprem analiz metotları üretmiştir. Ancak deprem mühendisliğinde son on yıl içerisinde oluşturulan performansa dayalı tasarım ilkeleri maalesef bu dökümanlarda yer almamaktadır. Bunun sebebi elbette ABD'de inşa edilen yeni baraj bulunmaması ve baraj araştırmaların desteklenmemesidir. Deprem mühendisliğindeki son gelişmeler artık sismik etkiler altında yapı performansı-hasar, beklenen onarım maliyeti, v.b. etkilerin tasarım aşamasında belirlenmesini gerektirmektedir. Ayrıca havza bazında gerçekleştirilen baraj kırılma analizleri deprem felaketi anında barajda oluşabilecek kırık sebebi ile su sızma miktarının tahmin edilmesini gerektirmektedir. Tüm bu yenilikçi yaklaşımlar detaylı performans tahmin çalışmalarına ihtiyaç duymaktadır. Hasar-performans ilişkisinin ortaya konmasında sismik etkilerin gerçeğe yakın tahmin edilmesi, gerçekçi sayısal simülasyon modellerinin oluşturulması, modellerin fiziksel deneylerle gerçekleştirilmesi ve analiz sonuçlarının doğru değerlendirilerek performans tahmin kriterlerinin oluşturulması gerekmektedir.

2. Literatür Taraması

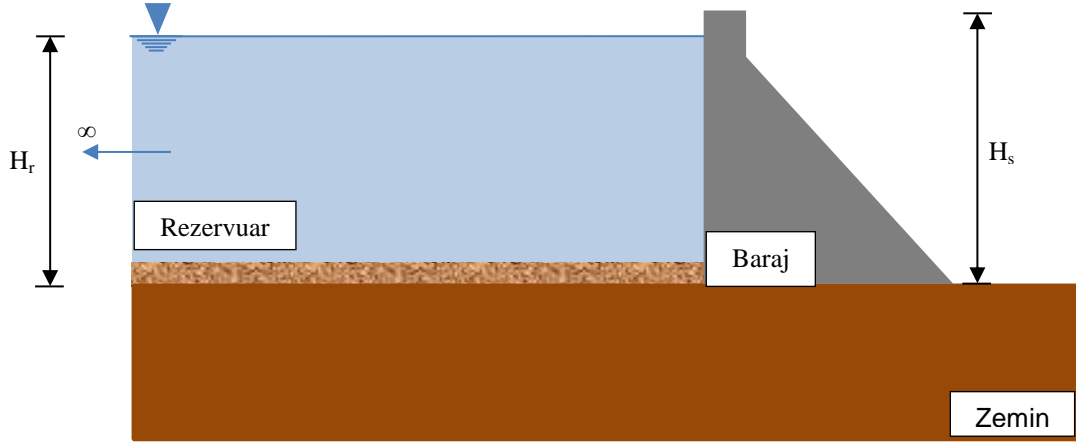
Beton ağırlık barajlar vadi-baraj yükseklik oranının büyük olduğu ve aksa dik düşey inşaat derzleri kullanılması durumunda iki boyutlu olarak ele alınabilir (Fenves ve Chopra, 1984). İki boyutlu kesit üzerinde etki eden en önemli kuvvetler baraj ağırlığı, hidrostatik yükler, hidrodinamik yükler ve deprem yer hareketi kaynaklı atalet kuvvetleridir (Şekil 1). Baraj ağırlığı ile hidrostatik yükler deprem kuvvetlerinden bağımsız olarak ele alınabileceğinden sabit yükler olarak düşünülebilir. Baraj problemlerinin modellenmesinde iki önemli husus:

- i) Memba yönünde sonsuza uzandığı kabul edilebilecek rezervuar için yer hareketi ile değişkenlik gösteren hidrodinamik yükler,
- ii) Yayılı kütle yapısına sahip ve klasik kiriş teorileri ile ifade edilmesi mümkün olmayan baraj gövde deformasyonlarının doğru bir şekilde temsil edilmesidir.

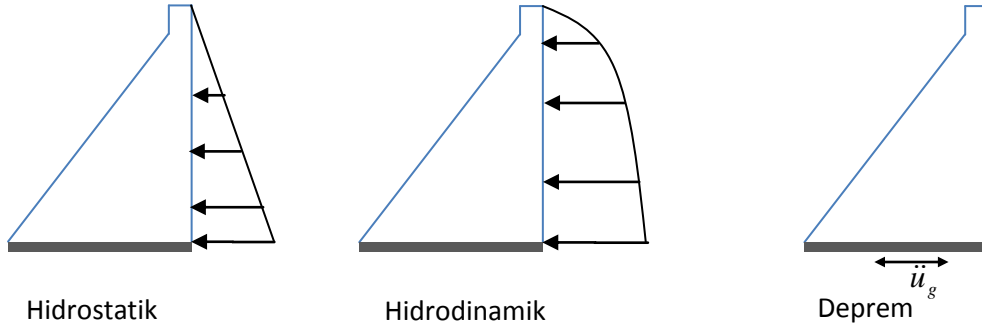
1933 yılında Westergaard tarafından beton ağırlık barajlar üzerine etki eden hidrodinamik yükleri tahmin eden çalışma, baraj mühendisliği için deprem etkilerinin göz önünde bulundurulması konusunda öncü bir konuma sahiptir. Chopra ve meslektaşları (1970, 1984, 1985, 1987 gibi) tarafından geliştirilen yöntemler sonlu eleman yöntemleri kullanarak frekans tanım alanında kesin çözüm yapma imkanı sunmuştur. Bu çalışmaya ek olarak Fenves ve Chopra bir dizi çalışma ile (1984, 1985, 1987) baraj deprem performansının ilk aşamada tek serbestlik dereceli bir sistem ile de tahmin edilebileceğini gözler önüne sermiştir. Bu yöntemlerin kullanıldığı çalışmalar daha sonra pek çok araştırmacı tarafından yakın geçmişte dahi kullanılmıştır (Bouanni vd., 2003, 2010, v.b.). Tüm bu çalışmalar betonun çatlama, ezilme, kayma gibi lineer ötesi davranışını dikkate almamaktadır. Lineer ötesi davranışı, hidrodinamik ve deprem etkileri ile birlikte ele alan birtakım sayısal çalışmalar yapılmıştır (örneğin bakınız El-Aidi, 1988, Bhattacharjee ve Leger, 1993, Ghaemian ve Ghobarah, 1999, Calayır ve Karaton, 2005). Bu çalışmaları doğrulamak maksadı ile deprem istemlerini mümkün olduğunca gerçekçi olarak dikkate alan deneysel çalışmalar ise yok denilecek kadar azdır.

Literatürde beton baraj performansını deneysel olarak irdeleyen çalışmalar oldukça sınırlıdır. Bunun sebebi, baraj yapılarının büyüklüklerinden kaynaklı ölçekli olarak test edilmesinde yaşanan sıkıntılardır. Bu bağlamda gerçekleştirilen en önemli çalışmalar, deprem etkilerini en gerçekçi olarak yansıtma imkanı sunan sarsma tablası deneyleridir. 1991 yılında Donlon ve Hall tarafından, 2000 yılında ise Harris ve arkadaşları tarafında iki adet küçük ölçekli Koyna baraj modeli sismik etkiler altında denenmiştir. Bu deneylerde similitüd kurallarına uyumlu olarak ölçekli malzemeyi temsil eden ancak kırılma özellikleri betondan farklı malzemeler kullanılmıştır. Ayrıca, 1995 yılında Bristol Üniversitesinde, 2005 yılında Colorado Üniversitesi

ile Tokyo Elektrik Üretim Şirketi ortaklığında Japonya'da, 2000, 2002 ve 2009 yıllarında ise Kanada'da gerçekleştirilmiştir. Ghobarah (1998) ise iki boyutlu bir baraj kesitini tersinir çevirim deplasman istemlerine tabi tutarak çatlak ilerlemesini incelemiştir. Ölçekli baraj deneylerinde sarsma tablasına ek olarak düşey etkileri doğru yansıtabilmek için (ölçekli model üzerinde aynı taban gerilmesine ulaşılabilmesi) ya kullanılan malzeme yoğunluğu ölçek oranında artırılmalı veyahut da yerçekimi ivmesi ölçek oranında artırılmalıdır. Malzeme özelliklerinin değiştirilmesi beklenen hasar durumunu değiştirebileceğinden gerçekleştirilmesi gereken en doğru yaklaşım santirfüj kullanarak yerçekimi ivmesini artırmaktadır. Yukarıda bahsedilen deneylerden özellikle Japon-Amerika ortaklığı ile 2005 gerçekleştirilen deneysel çalışma oldukça önemlidir. Bu çalışma santirfüj üzerine yerleştirilen bir sarsma tablası vesayeti ile hem düşey hem de deprem yüklerinin gerçekçi uygulanmasını sağlamıştır (Uchita vd., 2005). Ölçekli deneylerin santirfüj üzerinde sarsma deneylerine tabi tutulmasında karşılaşılan diğer bir zorluk ise similitüd kuralları çerçevesinde deprem ivme serisi süresinin ölçek oranının karekökü ile sıkıştırılması gerekliliğidir (detaylar için yöntem bölümüne bakınız). Bu bağlamda, örneğin 15 saniyelik bir deprem kaydı 1/75 ölçekli olarak denenen yapı üzerine toplam yaklaşık 2 sn ($15/75^{0.5}$) uygulanmalıdır. Bu kadar kısa bir süre üzerinde gerçekleştirilen deneyler esnasında herhangi bir gözlem yapılabilmesi ve yüksek frekansta sağlıklı ivme uygulanarak ölçüm alınabilmesi oldukça zordur. Özetlemek gerekirse sarsma tablası ile baraj deneylerinin gerçekleştirilmesi pek çok sıkıntıları beraberinde getirmektedir. Ayrıca ülkemizde bu deneyleri gerçekleştirebilecek herhangi bir sarsma tablası veya santirfüj altyapısı maalesef mevcut değildir.



a) İki Boyutlu Baraj Kesiti



b) Baraj Kesiti Üzerine Etki Eden Yükle

Şekil 1. Tipik Beton Ağırlık Baraj Kesiti

Baraj modellemelerinde nonlineer döner, sabit ve ayırık çatlak modelleri olası deprem hasarının belirlenmesinde sıklıkla kullanılmaktadır. Bu modellerin tasarımda kullanılmasını gerektiren belki de yegane yapılar barajlardır. Nonlineer beton modellerinin güvenli bir şekilde kullanılması için ciddi miktarda deneysel gerçekleştirme ve kalibrasyon gerekmektedir. Bu kalibrasyonların yapılabileceği az miktarda arayüz tersinir çevirim deneyleri bulunsa da (Saouma vd., 2005 ve 2008), baraj modelleri üzerinde gerçekleştirilmiş deneysel veri oldukça azdır. Hatta SSB barajlar için herhangi bir sismik baraj deney verisi bulunmamaktadır. Bu bağlamda deneysel veri üretilmesi ileride yürütülecek SSB nonlineer baraj modellemelerinde denektaşı mahiyetinde olması açısından da oldukça önemlidir.

3. Projenin Amaç, Kapsam ve Yöntemi

3.1. Amaç

Literatür taraması kısmında da özetlenmeye çalışıldığı gibi barajların deprem performanslarını tam olarak anlamak için çatlama, çatlak ilerlemesi ve deprem esnası ve sonrası stabilite gibi konularda sayısal çözüm altyapısının ve tasarım ilkelerinin belirlenmesi gerekmektedir. Bu bağlamda lineer ötesi davranışın tam olarak anlaşılabilmesi en iyi ortam gözlemlenen baraj performansları (diğer bir deyişle doğal deneyler) ve laboratuvar deneyleridir. Beton ağırlık barajlar için oldukça sık kullanılan bir kalibrasyon sınavı Hindistan'daki Koyna Barajı'ndaki çatlama dır. Bu proje kapsamında; dikkat çekilen ihtiyaca cevap vermek maksadıyla, yenilikçi bir metot ile dünyada ilk kez gerçekleştirilmesi planlanan dinamik benzeri baraj deneyleri gerçekleştirilmiştir. Bu çalışma ile barajlarımızda beklenen lineer ötesi davranış hakkında bir fikir sahibi olma, lineer ötesi sayısal modellere kalibrasyon imkanı sunma, tasarlanmış barajların olası deprem performansları hakkında fiziksel deney verisi yaratma ve performansa dayalı baraj tasarımı kriterleri oluşturmada öncü olabileme amaçları güdülmektedir.

Bu bağlamda projenin amaçları:

- i) Silindire sıkıştırılmış beton baraj modelleri üzerinde literatürde ilk defa yer alacak dinamik benzeri deneyler gerçekleştirmek,
- ii) Baraj modelleri üzerinde gerçekleştirilecek deprem simülasyonları ile taban çatlama, kayması ve limit durumda stabilite kaybı gibi hasar parametrelerinin fiziksel deneylerle ortaya konmasını sağlamak,
- iii) Dinamik sistem parametrelerini (periyot ve sönüm) deneyler sonrasında Molina vd. (1999) ve Kurt vd. (2011) tarafından önerilen yöntemler ile belirleyerek sistem periyot ve sönüm değişimlerine ilişkin veri oluşturmak,
- iv) Ülkemizde yapılmakta olan en yüksek SSB beton barajlardan biri olan Melen Barajı'nın olası depremler altındaki performansını belirlemek ve önümüzdeki yıllarda inşa edilecek SSB barajlar için denektaş performansı kriterleri oluşturmak
- v) Mühendislik camiası tarafından kullanılan doğrusal elastik olmayan simülasyon araçları kullanarak deneylerden gözlemlenen hasarın ne ölçüde tahmin edilebildiğini gözler önüne sererek bu araçların kesinliği hakkında bilgi sahibi olmaktır.

Yukarıda belirtilen amaçlara ulaşmak maksadıyla ilk olarak SSB numuneler için çekme ve basınç deneyleri gerçekleştirilmiştir. Daha sonra sıkıştırma metodu ile katmanlar halinde

yerleştirilen SSB kullanılarak İstanbul su temini projesinin önemli halkalarından olan Melen Barajı'nın en derin kesitinin yaklaşık 1/75 ölçekli üç modeli inşa edilmiştir. Modeller aynı kesit geometrisinde iki farklı SSB beton dayanımı (15 MPa ve 25 MPa basınç dayanımı) ve bir adet konvansiyonel beton (25 MPa basınç dayanımı) için hazırlanmıştır. Sahaya özel hazırlanan sismik tehlike sonuçlarına uyumlu üretilmiş üç seviye deprem baraj modellerine dinamik benzeri deney yöntemi ile etki ettirilmiştir. Deneyler esnasında deplasman, birim şekil değiştirme, kayma gibi mühendislik parametreleri ölçülmüş ve önemli anlardaki hasar durumları kayıt altına alınmıştır.

3.2. Deneysel Yöntem

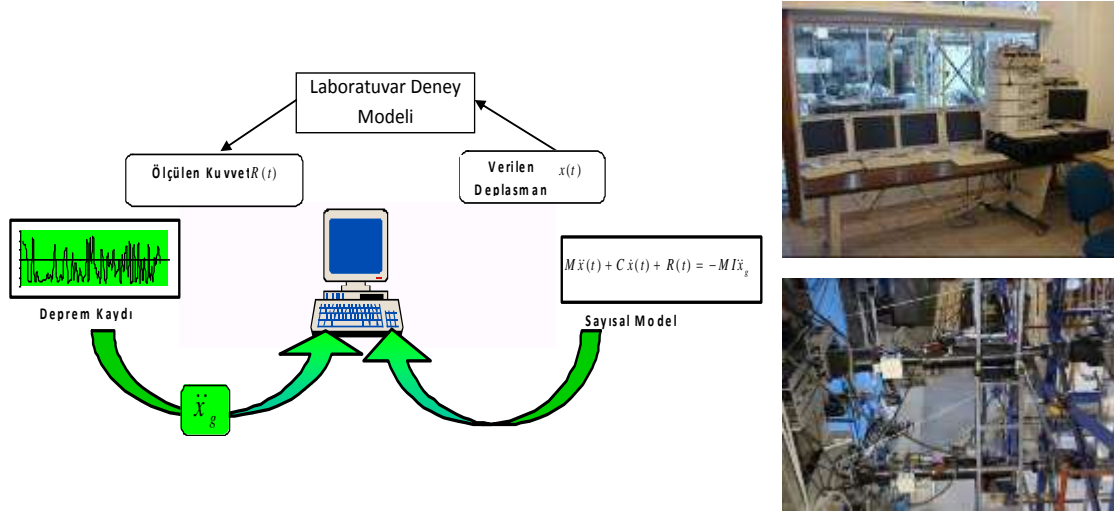
Dinamik benzeri deney sistemi Orta Doğu Teknik Üniversitesi'nde 2006 yılında bir Avrupa Birliği 6. Çerçeve Projesi kapsamında tesis edilmiştir. Sistem toplam dört serbestlik derecesine kadar sürekli dinamik benzeri deney imkanı sunmaktadır. Dinamik benzeri deney yönteminde ilk olarak herhangi bir deprem verisi önceden belirlenmiş zaman adımlarına bölünür (Molina vd., 1999). Daha sonra, her zaman adımı için deprem ivmelerinden kaynaklanan atalet kuvvetleri ve bu kuvvetlerin yaratacağı yer değiştirmeler bilgisayarlar tarafından hesaplanarak hidrolik krikolar aracılığıyla yapıya kontrol-geri besleme sistemi ile uygulanır. Daha sonra uygulanan yer değiştirmelerden dolayı yapının yük taşıma kapasitesinde meydana gelen değişimler yük ölçerler vasıtası ile ölçülür ve bu tepki kuvveti, bir sonraki zaman adımında yapıya uygulanacak yer değiştirmelerin hesaplanmasında kullanılır. Bu işlem döngüsü deprem sonlanıncaya kadar tekrar edilir. Bu işlemler sırasında, her bir zaman adımında Denklem (1)'deki hareket denkleminin çözülmesi gerekir.

$$M\ddot{u} + C\dot{u} + F(t) = -M\ddot{u}_g \quad (1)$$

Denklem (1)'de M ve C kütle ve sönüm matrislerini, F(t) iç tepki kuvvetleri vektörünü, \dot{u} , \ddot{u} sırasıyla hız ve ivme vektörlerini, \ddot{u}_g deprem ivmesi ve u ise zemine göre serbestlik derecelerinin deplasmanlarını temsil etmektedir.

Burada kütle matrisi yığılı kütle yaklaşımı ile serbestlik derecesine eş bir diyagonal matris olarak, sönüm matrisi ise deneylerde sistemin histeretik sönümü mevcut numune tarafından zaten fiziksel olarak mevcut olduğundan genellikle sıfır olarak alınır (Molina vd., 1999, 2011, Kurt vd., 2011). Yukarıda genel hatlarıyla verilen hareket denkleminin çözümünde Newmark açık sayısal integrasyon yöntemi iterasyon gerektirmemesi sebebi ile tercih edilmektedir.

Bilindiği üzere sayısal çözüm küçük de olsa bir hata payıyla yaklaşık sonuçlar verir. Dinamik benzeri deney yönteminde sayısal hesap ve deney aynı zamanda yapılacağı için kullanılacak olan sayısal integrasyon yönteminin kararlı olması, deney sistemine yapay yüklemeler uygulamaması ve deney sırasında oluşabilecek ölçüm hatalarını düzeltebilecek yeteneğe olması deneylerin sağlıklı bir şekilde gerçekleştirilebilmesi için büyük önem taşımaktadır (Şekil 2).



Şekil 2. Dinamik Denzeri Deney Yöntemi ve Mevcut Ekipman

Denklem 1’de kullanılacak olan deprem yer hareketinin de similitüd kuralları çerçevesinde ölçeklenmesi gerekmektedir. Tek serbestlik dereceli elastik bir sistem için hareket denklemi aşağıdaki şekilde verilir.

$$m\ddot{u} + k u = -m\ddot{u}_g \text{ veya } \ddot{u} + \frac{\sigma_y A}{\Delta_y m} u = -\ddot{u}_g \quad (2)$$

Burada, gerilmelerin (σ_y) aynı kalabilmesi şartı ile numune boyutları düşürüldüğünde, ikinci terim ($1/SF$) ile ölçeklenmiş olur. Diğer bir deyişle elde edilen deplasmanlar SF ile çarpılır. Bu bağlamda baraj tabanında düşey yükler sebebi ile ölçekli yapıda orijinal yapıdaki gerilmeleri elde etmek için Şekil 3’te gösterilen ek yükler uygulanabilir. Görüldüğü üzere denklemde boyut SF ile zaman ise \sqrt{SF} ile ölçeklenmekte ve ivmeler ölçekli ve ölçeksiz durumda aynı olmaktadır. Denklemde sağ tarafında yer alan deprem ivme kaydının ise $\frac{1}{\sqrt{SF}}$ ile ölçeklenmesi, denklemde boy etkisinin kalkmasını sağlayacaktır. Buna göre, deprem ivme kaydı zamanda $\frac{1}{\sqrt{SF}}$ ile sıkıştırılmalıdır. İşte bu noktada dinamik benzeri deneyin sarsma

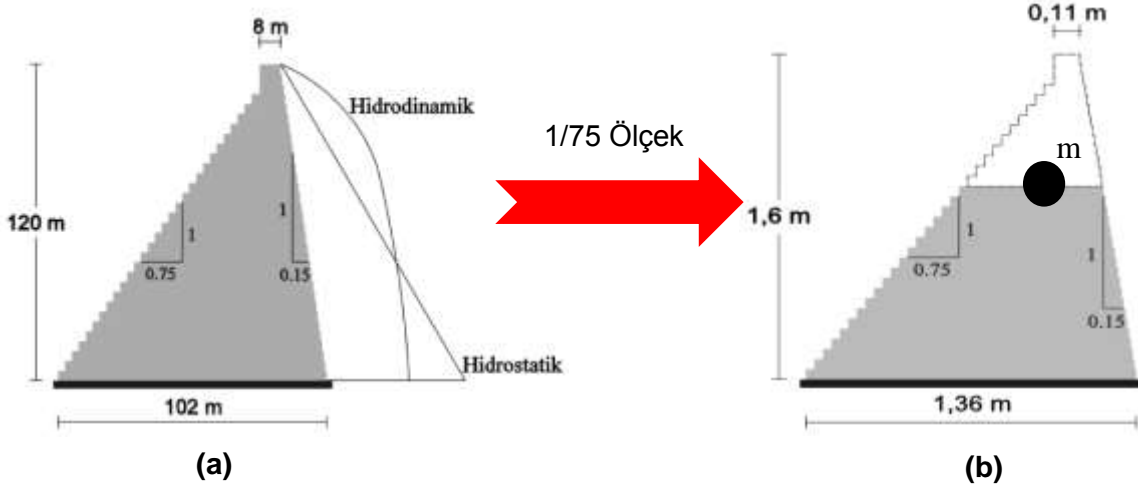
tablasına göre bir avantajı daha ortaya çıkmaktadır. Yapılacak deneyler için 75 kat küçültüldüğünde deprem süresi yaklaşık 9'de bire düşecektir. Böylesine kısa süreli ve yüksek frekans içerikli deney yapmak sarsma tablası ile oldukça zordur. Ancak dinamik benzeri deneyler yavaş gerçekleştirildiğinden herhangi bir sıkıntı yaşanmayacaktır.

Yukarıda açıklanmaya çalışılan sistemin yayılı kütleli sistemler (örneğin barajlar, yığma yapılar vb.) için kullanımı bir miktar daha zor olsa da mümkündür. Fenves ve Chopra (1984, 1985) tarafından gerçekleştirilen çalışmalar, iki boyutlu baraj kesitlerinin birinci mod baskın davrandığını sunmuştur. Bu çalışmalar ışığında baraj kesiti üzerine atalet kuvvetleri ve hidrodinamik etkilerin tek bir serbestlik derecesi üzerinden etki ettirilebileceği fikri ortaya çıkmaktadır. Şekil 3 bu bağlamda tasarlanan ölçekli deney düzeneğini sunmaktadır. Baraj kesiti üzerinde en önemli kesitin taban kesiti olduğu düşünülürse tek serbestlik dereceli bir sistem ile (tek piston ile) doğru taban momenti ve taban kesme kuvvetinin yaratılması mümkün gözükmemektedir. Bu bağlamda deney düzeneğinin hazırlanması için yapılan varsayımlar aşağıdaki gibidir:

- i. Sistem atalet kütlesi noktasal olarak düşünülecek ve kütlelerin yığılı olarak etki ettiği nokta elastik durum için tabanda eşdeğer taban kesme kuvveti ve devrilme momenti yaratacaktır.
- ii. İncelenen baraj kesiti lineer elastik ve elastik ötesi durumlarda boş barajın birinci mod şekli ile uyumlu olarak deformasyon göstereceği varsayılacaktır. Beklenen en büyük hasarın baraj tabanında çatlak açılması ve kayması olarak gerçekleşebileceği düşünülürse bu varsayım kabul edilebilir hata içermektedir.
- iii. Malzeme dayanımı değerlerinin deney hızından etkilenmeyeceği ve dinamik benzeri deneylerin yavaş hızda gerçekleştirilebileceği düşünülecektir.
- iv. Deneylerin amacı kritik kesit olan baraj tabanında doğru deprem istemlerinin yaratılmasını (taban kesme kuvveti ve moment) sağlamak olduğundan gövde içerisinde her noktada gerilme koşullarının doğru olarak yansıtılma kriteri aranmayacaktır. Bilindiği üzere baraj tipi yapılarda genellikle beklenen taban kesitte çatlak açılma ve kayma hasarıdır (Chopra ve Zhang, 1991).

Deneyi gerçekleştirilmesi planlanan baraj numunesinin kesitinde, İstanbul içme suyu ihtiyacını karşılamak ve elektrik üretmek amacıyla tasarlanmış yaklaşık 120 metre olan Melen Barajı kesitinden esinlenilmiştir (Şekil 3). Kaya zemine oturan baraj gövdesi için rezervuar seviyesinin tam dolu olduğu düşünülecektir. Baraj kesiti sahaya özel sismik tehlike analizi sonucu elde edilmiş toplam 3 deprem hareketine tabi tutulacaktır. Depremler, Akkar (2010) tarafından sahaya özel hazırlanan spektruma uyumlu olarak üretilmiştir. İşletme

Depremi (OBE: Operational Based Earthquake), Tasarım Depremi (MDE: Maximum Design Earthquake) ve Karakteristik Deprem (MCE: Maximum Charactersitic Earthquake) olarak adlandırılacak depremlerin baraj kesiti üzerinde değişik hasar seviyeleri çatlak uzunlukları yaratması beklenmektedir. Baraj kesitinin MCE depremi için ileri hasar alacağı beklenmektedir.



Şekil 3. Test Edilecek Baraj Kesiti: (a) Melen Barajı En Derin Kesiti ve (b) 1/75 Ölçekli Laboratuvar Numunesi

3.3. Sayısal Simulasyonlar

Deneyler esnasında kullanılacak kütle ve piston yüksekliğinin belirlenmesi için frekans tanım alanındaki analizler Fenves ve Chopra (1984) tarafından geliştirilen yöntem ile gerçekleştirilmiştir. Bu analizler deneylere hazırlık aşamasında yapılmıştır. İlgili detay ve sonuçlar Bölüm 5'te sunulmaktadır. Baraj elastik ötesi davranışının sümulasyonunda DIANA ve ANSYS yazılımları kullanılmıştır. Modelleme detayları ve zaman tanım alanındaki deplasman, kuvvet tahminleri ile hasarın deney sonuçları ile kıyaslanması Bölüm 8'de verilmektedir.

4. Malzeme Deneyleri

Raporun bu kısmında deney numunelerini üretmek için kullanılacak agrega tipleri ve özellikleri (elek analizi sonuçları, su emme kapasiteleri, v.s.) , bağlayıcı malzeme (çimento ve uçucu kül) kimyasal özellikleri, gerçekleştirilen basınç ve çekme deney sonuçları, ölçekli ve ölçeksiz durumlar için detaylı olarak sunulacaktır. Bir önceki bölümde bahsedildiği üzere deneyler 1/75 ölçekli numuneler üzerinde gerçekleştirilecektir. Bu kısımda sunulan malzeme deneylerinin gerçekleştirilmesindeki esas amaç silindire sıkıştırılmış beton ve konvansiyonel beton için agrega ölçeklendirmesi sonucu malzeme dayanımında (basınç ve çekme) ve gerilme-birim şekil değiştirme eğrilerinde ciddi bir farkın oluşmadığını göstermektedir.

4.1. Agrega Tipleri ve Elek Deneyleri

Çalışmanın ilk kısmında beş farklı agrega sınıfı tedarik edilmiş (Şekil 4) ve bunlardan hangi oranlarda karıştırılarak farklı beton tiplerinin oluşturulacağı tespit edilmiştir. Agrega oranlarını belirlemeden önce ilk yapılması gereken her bir beton sınıfında kullanılacak olan en büyük agrega büyüklüğünü seçmektir. Bu seçim ise piyasada konvansiyonel beton ve SSB üretiminde yaygınca kullanılan değerlere yakın olması ve temin edilebilme kolaylığı nedeniyle sırasıyla 30 mm ve 50 mm olarak belirlenmiştir. Ayrıca, 1/75 ölçekli baraj yapımında kullanılmak üzere seçilen agrega sınıfının maksimum agrega büyüklüğü de 3 mm olarak seçilmiştir.

Aslında tüm baraj numuneleri 1/75 ölçekli inşa edileceğinden deneylerde 0-3 mm'lik agregalar kullanılacaktır. Fakat, ölçeklendirmenin gerçek beton dayanımına ve özellikle sismik taleplerde büyük rol oynayan elastisite modülüne etkisini araştırmak için ölçeksiz beton numuneleri de üretilmiştir. Bununla birlikte tüm agrega türleri için de tüm testler yapılmış ve farklı karışım tasarımları oluşturulmuştur.

Agrega testleri olarak elek analizleri, özgül ağırlık ve su emme kapasitesi testleri (ASTM C 127 ve 128) gerçekleştirilmiştir. Bu bahsi geçen test sonuçları sırasıyla gelecek alt başlıklarda herbir agrega tipi için özetlenecektir.



a) Dere Kumu



b) Kırma Çakıl



c) 7x15 mm Çakıl



d) 15x30 mm Çakıl



e) 50 mm Çakıl

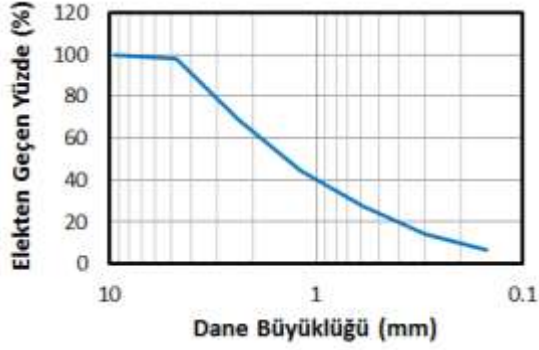
Şekil 4. Farklı Agrega Türleri

4.1.1. Elek analizi sonuçları

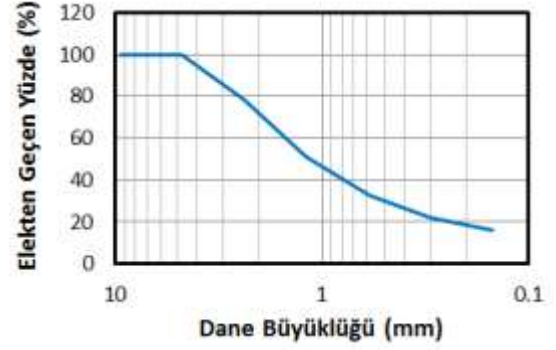
Bir önceki bölümde verilen agrega tipleri için Orta Doğu Teknik Üniversitesi İnşaat Mühendisliği Bölümü Malzeme Laboratuvarında yapılan elek analiz sonuçları Şekil 5'te verilmektedir.

Şekil 5'te verilen elek analizi sonuçlarından yola çıkarak ölçeksiz beton, ölçeksiz SSB, ölçekli beton ve ölçekli SSB karışım oranları Tablo 1 ve Tablo 2'de verilmektedir. Bu kısımda iki farklı ince agrega kullanımı için iki farklı karışım tasarımı yapıldığı açıklanmalıdır. Bunun nedeni deneylerde ince agrega olarak dere kumunun ya da kırma çakılın kullanılacağına ileriki aşamalarda karar verilecek olmasıdır. Ayrıca, Tablo 1 ve Tablo 2'deki karışım oranlarının elek analizi sonuçlarının Fuller Eğrisiyle karşılaştırılması Şekil 6 ve Şekil 7'de sunulmaktadır.

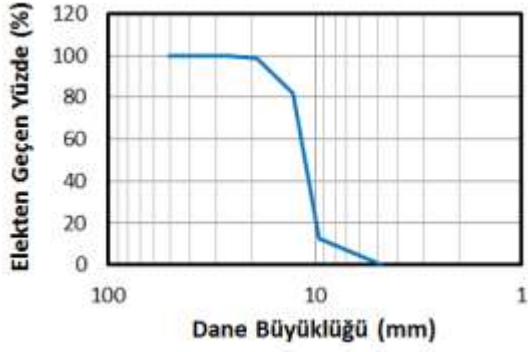
Şekil 6 ve Şekil 7’den de anlaşılacağı üzere minimum sıkıştırma eforuyla bu agregaya oranları kullanılarak (Fuller eğrisine benzerliğinden ötürü) beton ya da SSB oluşturulabilir.



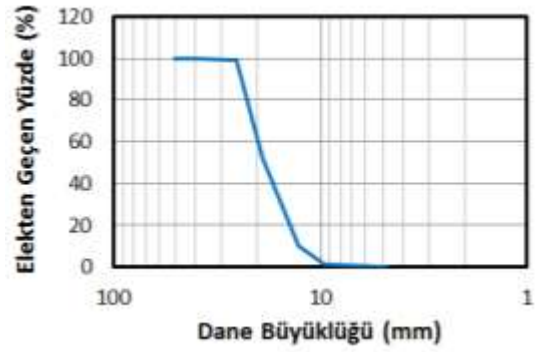
a) Dere Kumı



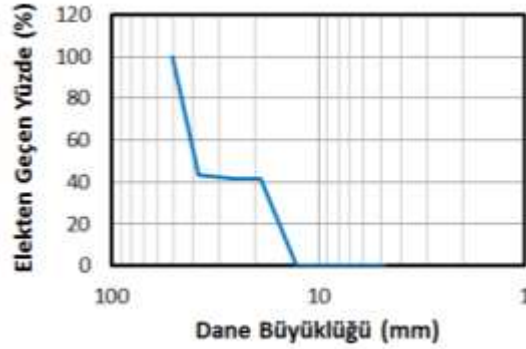
b) Kıрма Çakıl



c) 7x15 mm Çakıl



d) 15x30 mm Çakıl

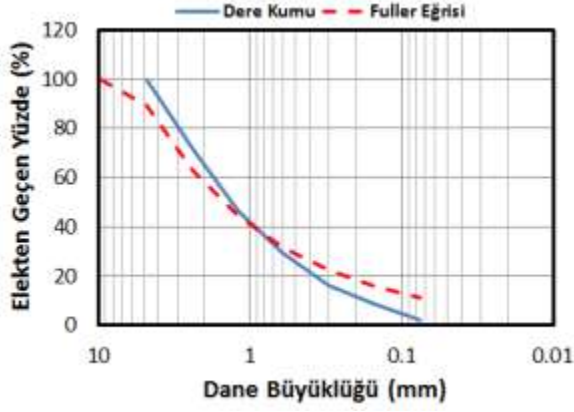


e) 50 mm Çakıl

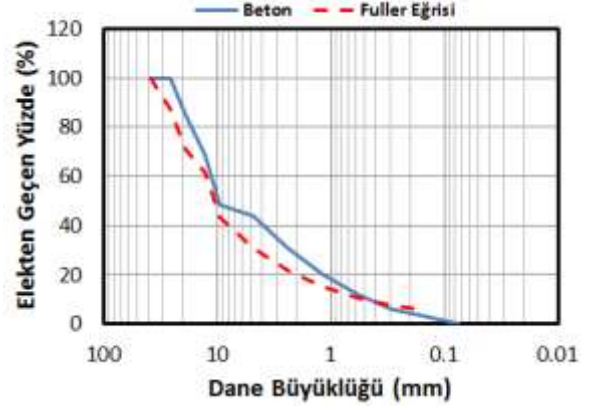
Şekil 5. Farklı Agregaya Türleri için Elek Analizi Sonuçları

Tablo 1. Dere Kumı Kullanılan Beton Karışımları

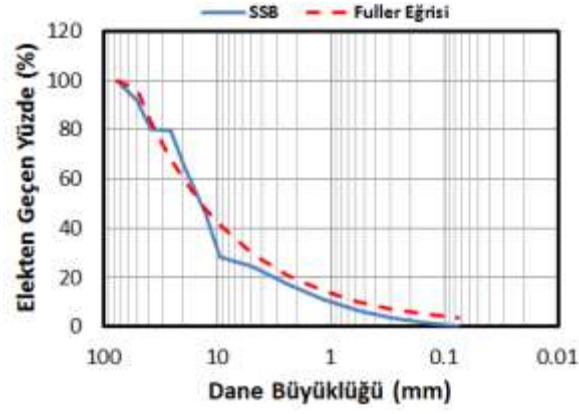
| | Ölçekli Beton | Ölçekli SSB | Ölçeksiz Beton | Ölçeksiz SSB |
|----------------|---------------|-------------|----------------|--------------|
| Dere Kumı | % 100 | % 100 | % 45 | % 25 |
| Kırma Çakıl | - | - | - | - |
| 3x15 mm Çakıl | - | - | % 25 | % 22,5 |
| 15x30 mm Çakıl | - | - | % 30 | % 32,5 |
| 50 mm Çakıl | - | - | - | % 20 |



a) Ölçekli Beton ve SSB



b) Ölçeksiz Beton

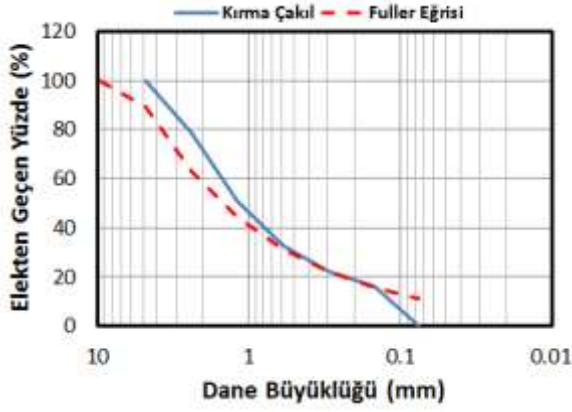


c) Ölçeksiz SSB

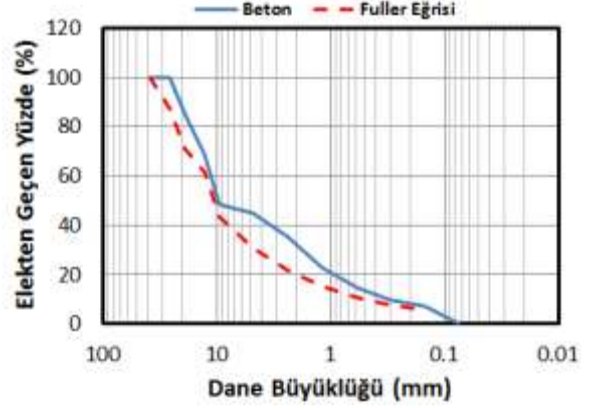
Şekil 6. Beton Karışımlarının Elek Analizi Sonuçları (İnce Agrega Dere Kumu)

Tablo 2. Kıırma Çakıl Kullanılan Beton Karışımları

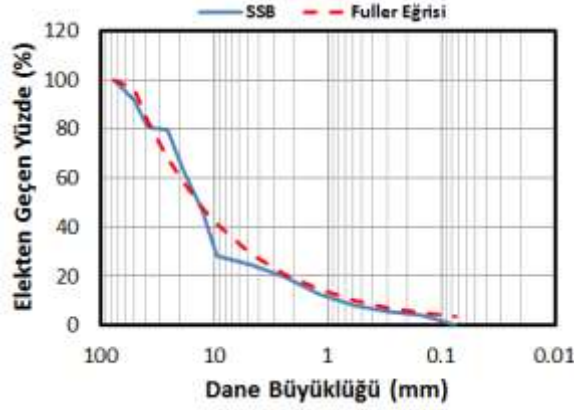
| | Ölçekli Beton | Ölçekli SSB | Ölçeksiz Beton | Ölçeksiz SSB |
|----------------|---------------|-------------|----------------|--------------|
| Dere Kumu | - | - | - | - |
| Kırma Çakıl | % 100 | % 100 | % 45 | % 25 |
| 3x15 mm Çakıl | - | - | % 25 | % 22,5 |
| 15x30 mm Çakıl | - | - | % 30 | % 32,5 |
| 50 mm Çakıl | - | - | - | % 20 |



a) Ölçekli Beton ve SSB



b) Ölçeksiz Beton



c) Ölçeksiz SSB

Şekil 7. Beton Karışımlarının Elek Analizi Sonuçları (İnce Agregaya Kırma Çakıl)

4.1.2. Özgül Ağırlık ve Su Emme Kapasitesi Deneyleri

Elek analizi sonuçları elde edildikten sonra agregaların özgül ağırlıkları ve su emme kapasiteleri ASTM C 127 ve 128 standartları kullanılarak Orta Doğu Teknik Üniversitesi İnşaat Mühendisliği Bölümü Malzeme Laboratuvarında hesaplanmıştır. Deney sonuçları ince daneli agregalar için Tablo 3'te iri daneli agregalar içinse Tablo 4'te verilmektedir.

Tablo 3. İnce Daneli Agregaların Özgül Ağırlık ve Su emme Oranları

| | Dere Kumu | Kırma Çakıl |
|----------------------|--------------------------|--------------------------|
| Özgül Ağırlık (SSD) | 1,681 ton/m ³ | 1,628 ton/m ³ |
| Özgül Ağırlık (Kuru) | 1,613 ton/m ³ | 1,584 ton/m ³ |
| Su Emme Oranı | % 4,201 | % 2,796 |

Tablo 4. İri Daneli Agregaların Özgül Ağırlık ve Su emme Oranları

| | 7x15 Çakıl | 50 mm Çakıl |
|----------------------|--------------------------|--------------------------|
| Özgül Ağırlık (SSD) | 2,713 ton/m ³ | 2,556 ton/m ³ |
| Özgül Ağırlık (Kuru) | 2,705 ton/m ³ | 2,547 ton/m ³ |
| Su Emme Oranı | % 0,294 | % 0,475 |

4.2. Çimento ve Uçucu Külün Kimyasal Özellikleri

Çimento sınıfı olarak içinde daha az miktarda katkı bulundurmasından ötürü ÇEM I 42,5 R tipi çimento seçilmiştir. SSB üretiminde kullanılmak üzere ise puzolan olarak Orta Doğu Teknik Üniversitesi İnşaat Mühendisliği Bölümü Yapı Mekaniği Laboratuvarına İskenderun Demir Çelik İşletmeleri'nden tedarik edilmiş olan uçucu kül kullanılacaktır. Hem çimento hem de uçucu külün kimyasal özellikleri TÇMB'de (Türkiye Çimento Müstahsilleri Birliği) test edilmiştir ve sonuçlar Tablo 5 ve Tablo 6'da sunulmaktadır.

Tablo 5. Çimentonun Kimyasal Özellikleri

| Deney Adı | Birim | Ölçüm Sonuçları | Deney Metodu |
|------------------------------------|-------|-----------------|--|
| Kızdırma Kaybı | (%) | 5.17 | TS EN 196-2 / EN 196-2 |
| SiO₂ | (%) | 18.30 | XRF ile İşletme İçi Metod No:KKL.TA.01 |
| Al₂O₃ | (%) | 4.27 | XRF ile İşletme İçi Metod No:KKL.TA.01 |
| Fe₂O₃ | (%) | 4.10 | XRF ile İşletme İçi Metod No:KKL.TA.01 |
| CaO | (%) | 62.20 | XRF ile İşletme İçi Metod No:KKL.TA.01 |
| MgO | (%) | 1.29 | XRF ile İşletme İçi Metod No:KKL.TA.01 |
| SO₃ | (%) | 2.78 | TS EN 196-2 / EN 196-2 /Spektrofotometre ile İşletme İçi Metod No: KKL.TA.12 |
| Na₂O | (%) | 0.18 | XRF ile İşletme İçi Metod No:KKL.TA.01 |
| K₂O | (%) | 0.60 | XRF ile İşletme İçi Metod No:KKL.TA.01 |
| Na₂O | (%) | 0.57 | - |
| Cl⁻ | (%) | 0.0102 | TS EN 196-2 / EN 196-2 / XRF ile İşletme İçi Metod No:KKL.TA.23 |

Tablo 6. Uçucu Külün Kimyasal Özellikleri

| Deney Adı | Birim | Ölçüm Sonuçları | TS EN 450-1 İstenen Değer | Deney Metodu |
|------------------------------------|-------|-----------------|---|------------------------|
| Kızdırma Kaybı | (%) | 2.24 | Kategori A / Max.5.0 Kategori B / 2.0< <7.0 Kategori C / 4.0< <9.0 | TS EN 196-2/ EN 196-2 |
| SiO₂ | (%) | 63.79 | - | ICP |
| Al₂O₃ | (%) | 19.04 | - | ICP |
| Fe₂O₃ | (%) | 6.76 | - | ICP |
| CaO | (%) | 1.68 | - | ICP |
| MgO | (%) | 1.65 | | |
| SO₃ | (%) | 0.30 | Max. 3.0 | TS EN 196-2 / EN 196-2 |
| Na₂O | (%) | 1.11 | - | ICP |
| K₂O | (%) | 2.18 | - | ICP |
| Na₂O | (%) | 2.54 | - | - |
| Serbest CaO | (%) | 0.14 | Max. 2.5 | TS EN 451-1/ EN 451-1 |
| Cl⁻ | (%) | 0.0067 | Max. 0.1 | TS EN 196-2 / EN 196-2 |
| Reaktif CaO | (%) | 0.31 | Maks. 10.0 | TS EN 197-1/ EN 197-1 |

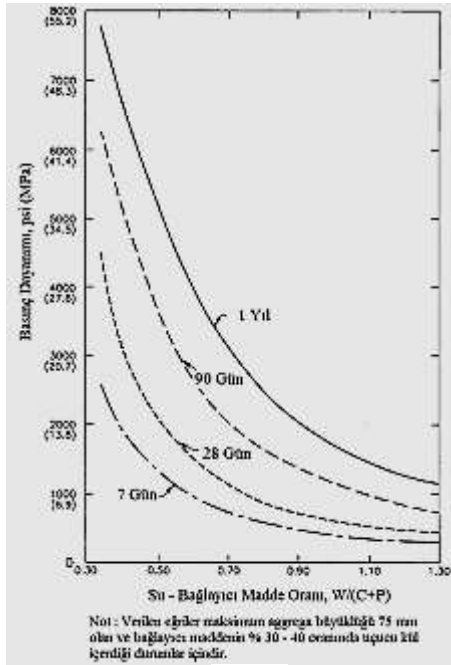
4.3. Farklı Beton Dayanımları için Su-Çimento Oranlarının Hesaplanması

Bu kısımda 28 günlük ortalama basınç dayanımı 25 MPa olan konvansiyonel beton (ölçekli ve ölçeksiz) ve 28 günlük ortalama basınç dayanımı 15 MPa ve 25 MPa olan SSB (ölçekli ve ölçeksiz) üretmek için gerekli su-bağlayıcı madde (çimento, uçucu kül, v.b.) oranı tespit edilecektir. Bunun için farklı su-bağlayıcı madde oranları için beton karışımları yapılmış ve 150x300 mm'lik silindir numunelerin 7 günlük ve 28 ve 90 günlük günlük basınç dayanımları test edilmiştir.

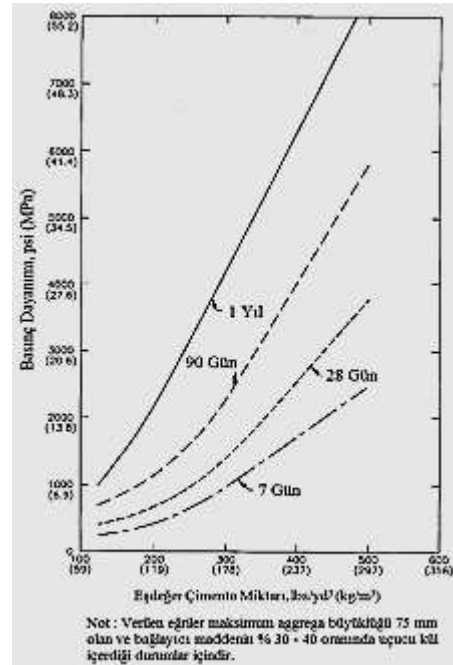
Beton karışımı için ilk aşamada su-çimento oranının yaklaşık 0.55 olarak alınabileceği varsayılmıştır. Ayrıca, ölçekli beton üretiminde ince daneli agrega miktarı çok fazla olduğu için yüzey alanı artacağından ölçeksiz beton karışımından daha fazla çimentoya ihtiyaç duyulmaktadır. Bundan başka, ince daneli agrega artışından kaynaklı emilen suyun artacağı da hesaba katıldığında su-çimento oranının da artırılması gerektiği düşünülmüştür. Bu ortaya koyulan değişkenler farklı beton karışım tasarımlarıyla test edilmiştir. Her bir beton

karışımında su-çimento oranı sabit tutularak sadece çimento miktarı değiştirilmiştir. Böylece beton sınıfları için çimento aksenal basınç dayanımı eğrisi elde edilmiştir. Bu noktada açıklanması gereken husus yapılan ön dökümlerde 0-3 mm'lik dere kumuyla yapılmış ölçekli beton numunelerin ölçeksiz beton numunelerine göre daha az dayanıma sahip olduğu gözlemlenmiştir. Ayrıca, büyük bir çoğunluğu çakıldan oluşan ölçeksiz beton karışımıyla 0-3 mm'lik kırma çakıldan imal edilmiş ölçekli beton karışımlarının elastisite modüllerinin de birbirlerine daha yakın çıkacağı düşüncesi ölçekli numunelerin kırma çakıldan yapılması gerekliliğini ortaya koymaktadır. Bu yüzden baraj örneklerinin 0-3 mm'lik kırma çakıldan yapılması daha doğru olacağı düşünülmüştür.

Yukarıda uygulanan varsayımlar hem daha az bilinen hem de daha komplike bir üretim gerektiren SSB beton karışımı için geçerli olmayacağı için ACI 207 standardı kullanılarak karışım oranları belirlenmiştir. Bilindiği üzere ACI 207'de Amerika Birleşik Devletleri'nde inşa edilmiş SSB barajların beton karışımları ve sahada alınan numunelerin test edilmesiyle elde edilmiş günlük kapasitelerinden yola çıkarak istenilen günde hedeflenen dayanıma ulaşmak için gerekli puzolan ve çimento miktarlarını hesaplamaya olanak sağlayan grafikler bulunmaktadır (Şekil 8). Bu grafiklerden yola çıkarak su-bağlayıcı madde oranı, çimento ve uçucu kül miktarları elde edilmiş ve bu değerler kullanılarak oluşturulan numuneler test edilmiştir.



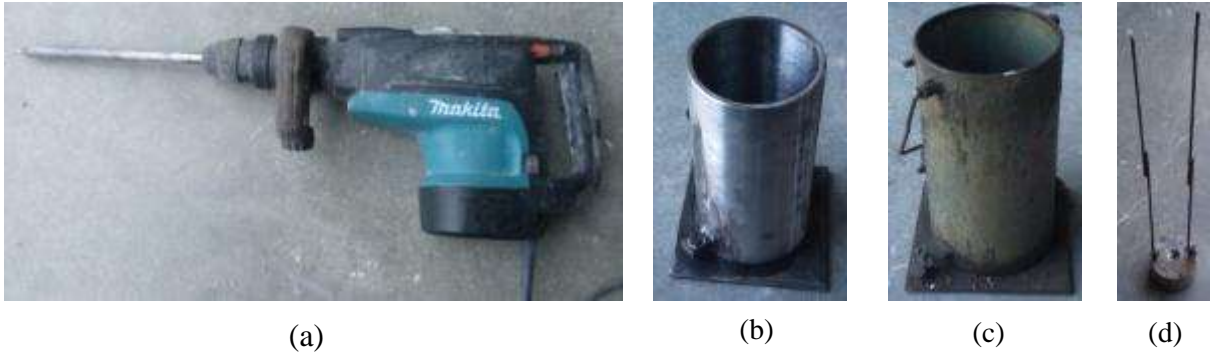
(a)



(b)

Şekil 8. SSB Beton Karışımı Tasarımında Kullanılan Eğriler (ACI 207): (a) Su-Bağlayıcı Madde Miktarı ve (b) Bağlayıcı Madde Miktarı

Son olarak SSB dökümünde kilit rol oynayan kompaksiyonun nasıl yapıldığından bahsetmek gerekmektedir. SSB baraj şantiyelerinde kompaksiyon özellikli ağır silindirlerle yapılan sıkıştırmanın bir benzerini laboratuvar ortamında taklit etmek için pnömatrik el sıkıştırma aleti (Hilti) kullanılmıştır (Şekil 9.a). Silindir numunelerin eşit bir şekilde sıkıştırılması içinse hem 100x200 mm'lik (Şekil 9.b) hem de 150x300 mm'lik silindir numuneler (Şekil 9.c) için 50 mm kalınlığında silindir şeklinde bir çelik aparat (Şekil 9.d) yerleştirilip her 100 mm'de (70 mm) üç eşit parça halinde sıkıştırma işlemi gerçekleştirilmiştir (Şekil 10). Sıkıştırma işleminin şantiye ortamındaki titreşimli silindirle birim zamanda eşit enerji vermesi gerekliliğine dair işlemler raporun sonraki kısımlarında sunulacaktır.



Şekil 9. SSB Dökümünde Kullanılan Araçlar: (a) Pnömatrik El Kompaktörü; (b) 100x200 mm Silindir Kalıp; (c) 150x300 mm Silindir Kalıp ve (d) Kompaksiyon için Kullanılan Çelik Aparat



Şekil 10. SSB Döküm Aşamaları: (a) Beton Mikserindeki Karışım; (b) Silindir Kalıpların Doldurulması ve (c) Kompaksiyon

Beton karışım tasarımında yapıldığı gibi farklı bağlayıcı madde miktarlarıyla SSB karışım tasarımları test edilmiştir. Her bir beton karışımında su-bağlayıcı madde oranı ve uçucu kül-bağlayıcı madde oranı sabit tutularak sadece bağlayıcı madde miktarı değiştirilmiştir. Böylece her bir SSB sınıfı için çimento – eksenel basınç dayanımı eğrisi elde edilmiştir.

4.4. Beton Karışımlarının Dayanım Sonuçları

Bu kısımda bir önceki bölümde elde edilen beton karışımların 3, 7, 28 ve 90 günlük aksel basınç ve yarma çekme dayanımları verilecektir. Beton dayanımlarına numunenin büyüklük etkisini de görmek için 7 günlük ve 28 günlük dayanımlar 100x200 mm ve 150x300 mm'lik silindir numuneler için sunulmaktadır. Ayrıca, her bir karışımın 7 ve 28 günlük aksel basınç–birim uzama miktarını gösteren eğrileri de Orta Doğu Teknik Üniversitesi İnşaat Mühendisliği Bölümü Malzeme Laboratuvarı'nda bulunan MTS cihazında (Şekil 11) elde edilmiş ve alt başlıklarda anlatılacaktır.



Şekil 11. MTS Test Aleti

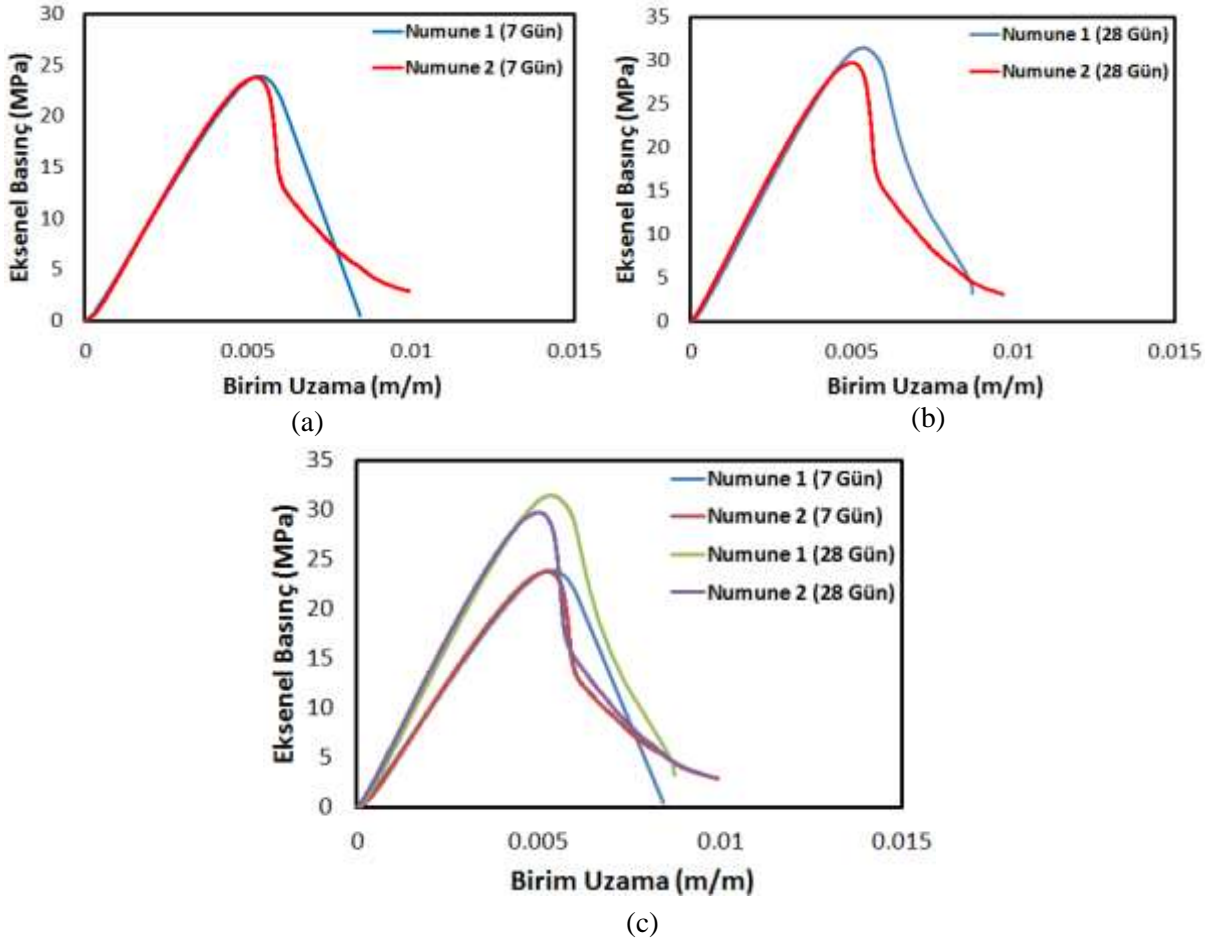
4.4.1. Ölçeksiz Beton Sonuçları

Ölçeksiz beton numuneler hazırlanırken 250 kg/m^3 çimento ve su-çimento oranı olarak da % 55 değeri kullanılmıştır. Bu beton karışımıyla elde edilen ölçeksiz beton numunelerin aksel basınç dayanımları Tablo 7'de özetlenmektedir. Tablo 7 incelendiğinde 100x200 mm ve 150x300 mm'lik numune kapasiteleri arasında yaklaşık % 10'luk bir fark olduğu söylenebilir. Ayrıca, Tablo 7'deki 28 günlük 150x300 mm'lik standart numunenin ortalama basınç dayanımına bakıldığında bu beton karışımının hedeflenen 25 MPa basınç kapasitesini kabul edilebilir bir hata oranıyla tutturabildiği görülmektedir.

Tablo 7. Ölçeksiz Beton Numunelerin Eksenel Basınç Dayanımları

| Gün | 100x200 mm | | | 150x300 mm | | |
|-----|------------|----------|----------|------------|----------|----------|
| | Numune 1 | Numune 2 | Ortalama | Numune 1 | Numune 2 | Ortalama |
| 3 | 22.2 MPa | 20.3 MPa | 21.3 MPa | - | - | - |
| 7 | 23.9 MPa | 23.8 MPa | 23.8 MPa | 22.3 MPa | 22.4 MPa | 22.3 MPa |
| 28 | 31.4 MPa | 29.9 MPa | 30.7 MPa | 24.3 MPa | 27.7 MPa | 26.0 MPa |
| 90 | 31.9 MPa | 33.3 MPa | 32.6 MPa | - | - | - |

100x200 mm ölçülerindeki silindir beton numunelerin eksenel basınç – birim kısalma eğrileri de 7 ve 28 günlük deneylerde elde edilmiştir. Bu eğriler Şekil 12’de verilmektedir. Şekil 12.a ve Şekil 12.b incelendiğinde iki numune arasındaki kapasite eğrisi arasındaki farklar görülmektedir. Şekil 12.c’de ise 7 günlük ve 28 günlük numunelerin kapasite eğrileri karşılaştırılmaktadır. Şekil 12’den de anlaşılacağı gibi 28 günlük numunelerin elastisite modülleri 7 günlük numunelerin elastisite modüllerinden yaklaşık % 20 artış göstermektedir. Ayrıca, 28 günlük numunelerin dayanımları artarken maksimum gerilme anındaki birim gerilmeleri de azalmaktadır. Bu literatürdeki gözlemlerle de uyuşmaktadır.



Şekil 12. Ölçeksiz Beton Numunelerin Eksenel Basınç – Birim Uzama Eğrileri : (a) 7 Günlük Numuneler; (b) 28 Günlük Numuneler ve (c) Tüm Numuneler

Ölçeksiz beton numunelerin yarma çekme dayanımları Tablo 8’de özetlenmektedir.

Tablo 8. Ölçeksiz Beton Numunelerin Yarma Çekme Dayanımları

| Gün | 100x200 mm | | | 150x300 mm | | |
|-----|------------|----------|----------|------------|----------|----------|
| | Numune 1 | Numune 2 | Ortalama | Numune 1 | Numune 2 | Ortalama |
| 3 | 2.4 MPa | 2.2 MPa | 2.3 MPa | - | - | - |
| 7 | 3.3 MPa | 3.1 MPa | 3.2 MPa | 2.6 MPa | 1.7 MPa | 2.2 MPa |
| 28 | 4.0 MPa | 2.7 MPa | 3.3 MPa | 1.8 MPa | 2.3 MPa | 2.1 MPa |
| 90 | 4.0 MPa | 3.4 MPa | 3.7 MPa | - | - | - |

4.4.2. Ölçekli Beton Sonuçları

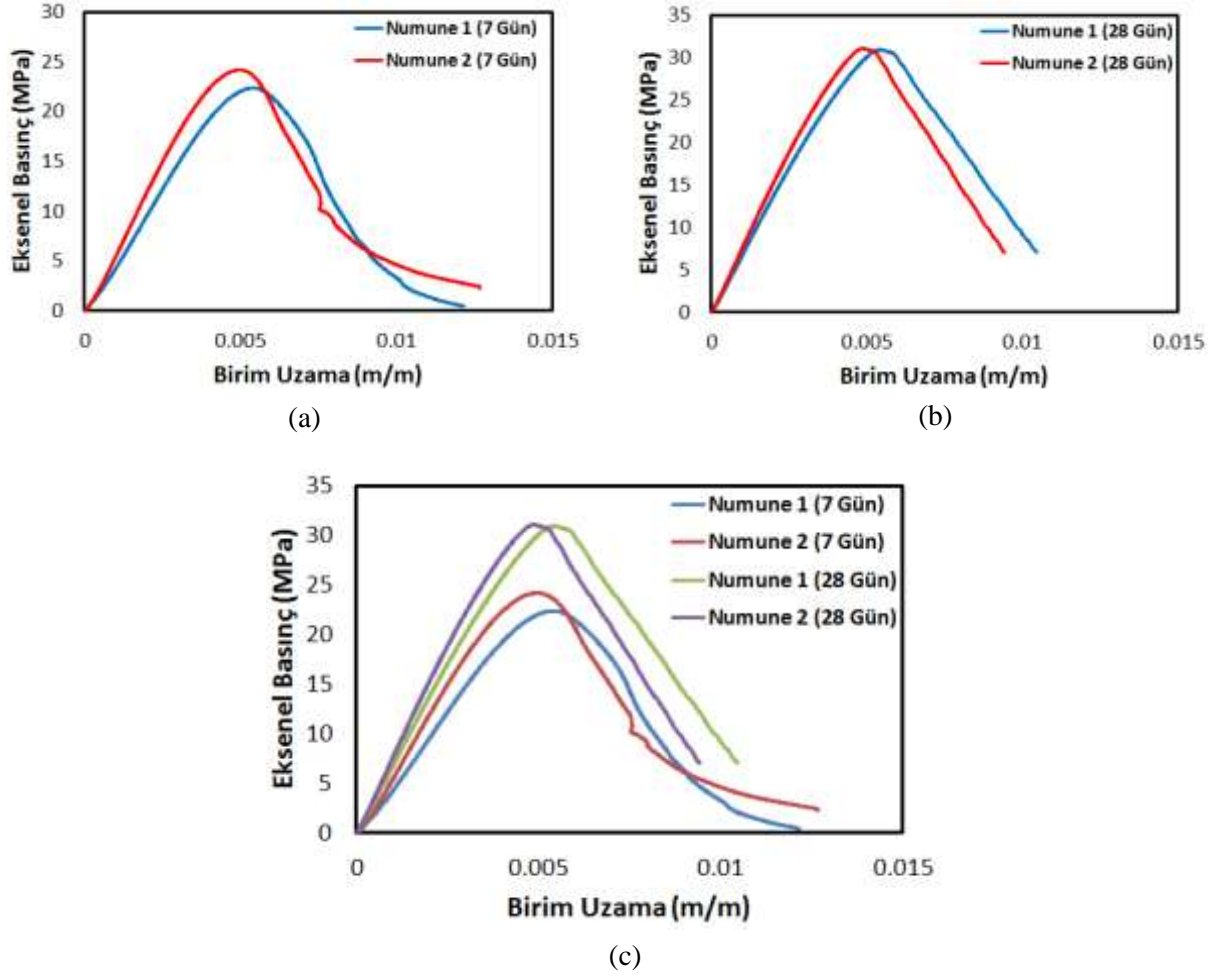
Ölçekli beton numuneler hazırlanırken 300 kg/m³ çimento ve su-çimento oranı olarak da % 60 değeri kullanılmıştır. Bu beton karışımıyla elde edilen ölçekli beton numunelerin eksenel basınç dayanımları Tablo 9’da özetlenmektedir. Tablo 9 incelendiğinde 100x200 mm ve 150x300 mm’lik numune kapasiteleri arasında yaklaşık % 10’luk bir fark olduğu söylenebilir. Ayrıca, Tablo 9’daki 28 günlük 150x300 mm’lik standart numunenin ortalama basınç dayanımına bakıldığında bu beton karışımının hedeflenen 25 MPa basınç kapasitesini kabul edilebilir bir hata oranıyla yakalayabildiği görülmektedir.

Tablo 9. Ölçekli Beton Numunelerin Eksenel Basınç Dayanımları

| Gün | 100x200 mm | | | 150x300 mm | | |
|-----|------------|----------|----------|------------|----------|----------|
| | Numune 1 | Numune 2 | Ortalama | Numune 1 | Numune 2 | Ortalama |
| 3 | 20.5 MPa | 19.1 MPa | 19.8 MPa | - | - | - |
| 7 | 22.4 MPa | 24.8 MPa | 23.60MPa | 22.8 MPa | 23.3 MPa | 23.0 MPa |
| 28 | 31.0 MPa | 31.1 MPa | 31.0 MPa | 27.5 MPa | 28.1 MPa | 27.8 MPa |
| 90 | 31.9 MPa | 31.3 MPa | 31.6 MPa | - | - | - |

100x200 mm ölçülerindeki silindir beton numunelerin eksenel basınç – birim kısalma eğrileri de 7 ve 28 günlük deneylerde elde edilmiştir. Bu eğriler Şekil 13’de verilmektedir. Şekil 13.a ve Şekil 13.b incelendiğinde iki numune arasındaki kapasite eğrisi arasındaki farklar görülmektedir. Şekil 13.c’de ise 7 günlük ve 28 günlük numunelerin kapasite eğrileri karşılaştırılmaktadır. Şekil 13’den de anlaşılacağı gibi 28 günlük numunelerin elastisite modülleri 7 günlük numunelerin elastisite modüllerinden yaklaşık % 10 artış göstermektedir. Beton numunelerin yarmadan çekme dayanımları

Tablo 10’da özetlenmektedir.



Şekil 13. Ölçekli Beton Numunelerin Eksenel Basınç – Birim Uzama Eğrileri : (a) 7 Günlük Numuneler; (b) 28 Günlük Numuneler ve (c) Tüm Numuneler

Tablo 10. Ölçekli Beton Numunelerin Yarma Çekme Dayanımları

| Gün | 100x200 mm | | | 150x300 mm | | |
|-----|------------|----------|----------|------------|----------|----------|
| | Numune 1 | Numune 2 | Ortalama | Numune 1 | Numune 2 | Ortalama |
| 3 | 1.7 MPa | 2.6 MPa | 2.2 MPa | - | - | - |
| 7 | 2.9 MPa | 3.0 MPa | 3.0 MPa | 2.3 MPa | 2.5 MPa | 2.4 MPa |
| 28 | 3.6 MPa | 3.3 MPa | 3.4 MPa | 3.1 MPa | 2.9 MPa | 3.0 MPa |
| 90 | 3.9 MPa | 4.1 MPa | 4.0 MPa | - | - | - |

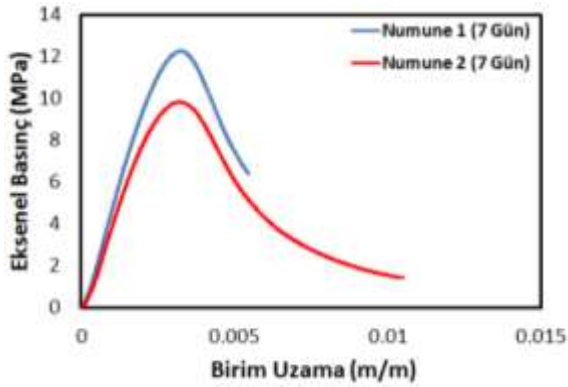
4.4.3. Ölçekli SSB15 Sonuçları

Ölçekli SSB numuneler hazırlanırken 140 kg/m^3 çimento, 95 kg/m^3 uçucu kül ve su-çimento oranı olarak da % 40 değeri kullanılmıştır. Bu beton karışımıyla elde edilen ölçekli SSB numunelerin eksenel basınç dayanımları Tablo 11'de özetlenmektedir. Tablo 11 incelendiğinde 100x200 mm ve 150x300 mm'lik numune kapasiteleri arasında yaklaşık % 15'luk bir fark olduğu söylenebilir. Bu kapasite arasındaki farkın normal beton numunelere

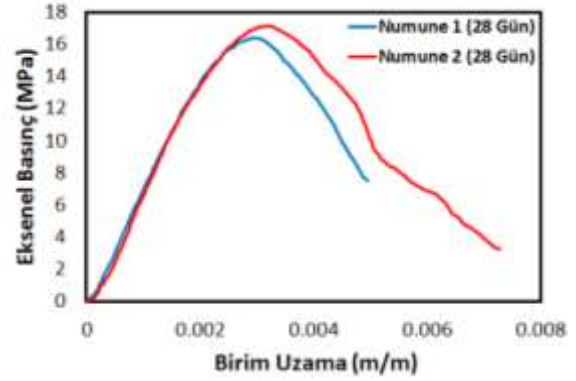
göre daha fazla olmasındaki neden aynı kompaktör kullanıldığında daha küçük çaplı bir silindir kalıpta daha yüksek bir basınç oluşması ve daha iyi bir kompaksiyon sağlanması olabilir. Ayrıca, Tablo 11'deki 28 günlük 150x300 mm'lik standart numunenin ortalama basınç dayanımına bakıldığında bu beton karışımının hedeflenen 15 MPa basınç kapasitesini kabul edilebilir bir hata oranıyla karşıladığı görülmektedir.

Tablo 11. Ölçekli SSB15 Numunelerin Eksenel Basınç Dayanımları

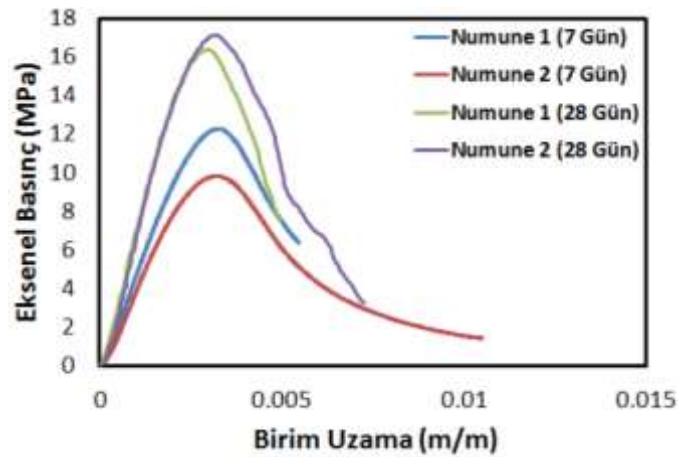
| Gün | 100x200 mm | | | 150x300 mm | | |
|-----|------------|-----------|-----------|------------|-----------|-----------|
| | Numune 1 | Numune 2 | Ortalama | Numune 1 | Numune 2 | Ortalama |
| 3 | 5.66 MPa | 4.20 MPa | 4.93 MPa | - | - | - |
| 7 | 12.27 MPa | 9.83 MPa | 11.05 MPa | 9.91 MPa | 11.79 MPa | 10.85 MPa |
| 28 | 16.38 MPa | 19.12 MPa | 17.75 MPa | 13.23 MPa | 17.10 MPa | 15.16 MPa |
| 90 | 19.85 MPa | 23.95 MPa | 21.90 MPa | - | - | - |



(a)



(b)



(c)

Şekil 14. Ölçekli SSB15 Numunelerin Eksenel Basınç – Birim Uzama Eğrileri : (a) 7 Günlük Numuneler; (b) 28 Günlük Numuneler ve (c) Tüm Numuneler

100x200 mm ölçülerindeki silindir beton numunelerin aksenal basınç – birim şekil değiştirme eğrileri de 7 ve 28 günlük deneylerde elde edilmiştir. Bu eğriler Şekil 14'de verilmektedir. Şekil 14.a ve Şekil 14.b incelendiğinde iki numune arasındaki kapasite eğrisi arasındaki farklar görülmektedir. Şekil 14.c'de ise 7 günlük ve 28 günlük numunelerin kapasite eğrileri karşılaştırılmaktadır. Şekil 14'den de anlaşılacağı gibi 28 günlük numunelerin elastisite modülleri 7 günlük numunelerin elastisite modüllerinden yaklaşık % 20 artış göstermektedir. Ayrıca, 28 günlük numunelerin dayanımları artarken maksimum gerilme anındaki birim gerilmeleri de azalmaktadır. Bu literatürdeki gözlemlerle de tutuşmaktadır. Ölçekli SSB15 numunelerin yarma çekme dayanımları Tablo 12'de özetlenmektedir.

Tablo 12. Ölçekli SSB15 Numunelerin Yarma Çekme Dayanımları

| Gün | 100x200 mm | | | 150x300 mm | | |
|-----|------------|----------|----------|------------|----------|----------|
| | Numune 1 | Numune 2 | Ortalama | Numune 1 | Numune 2 | Ortalama |
| 3 | 0.36 MPa | 0.52 MPa | 0.44 MPa | - | - | - |
| 7 | 0.99 MPa | 0.71 MPa | 0.85 MPa | 0.89 MPa | 0.91 MPa | 0.90 MPa |
| 28 | 2.73 MPa | 0.79 MPa | 1.76 MPa | 1.39 MPa | 1.24 MPa | 1.31 MPa |
| 90 | 1.42 MPa | 2.25 MPa | 1.83 MPa | - | - | - |

4.4.4. Ölçekli SSB25 Sonuçları

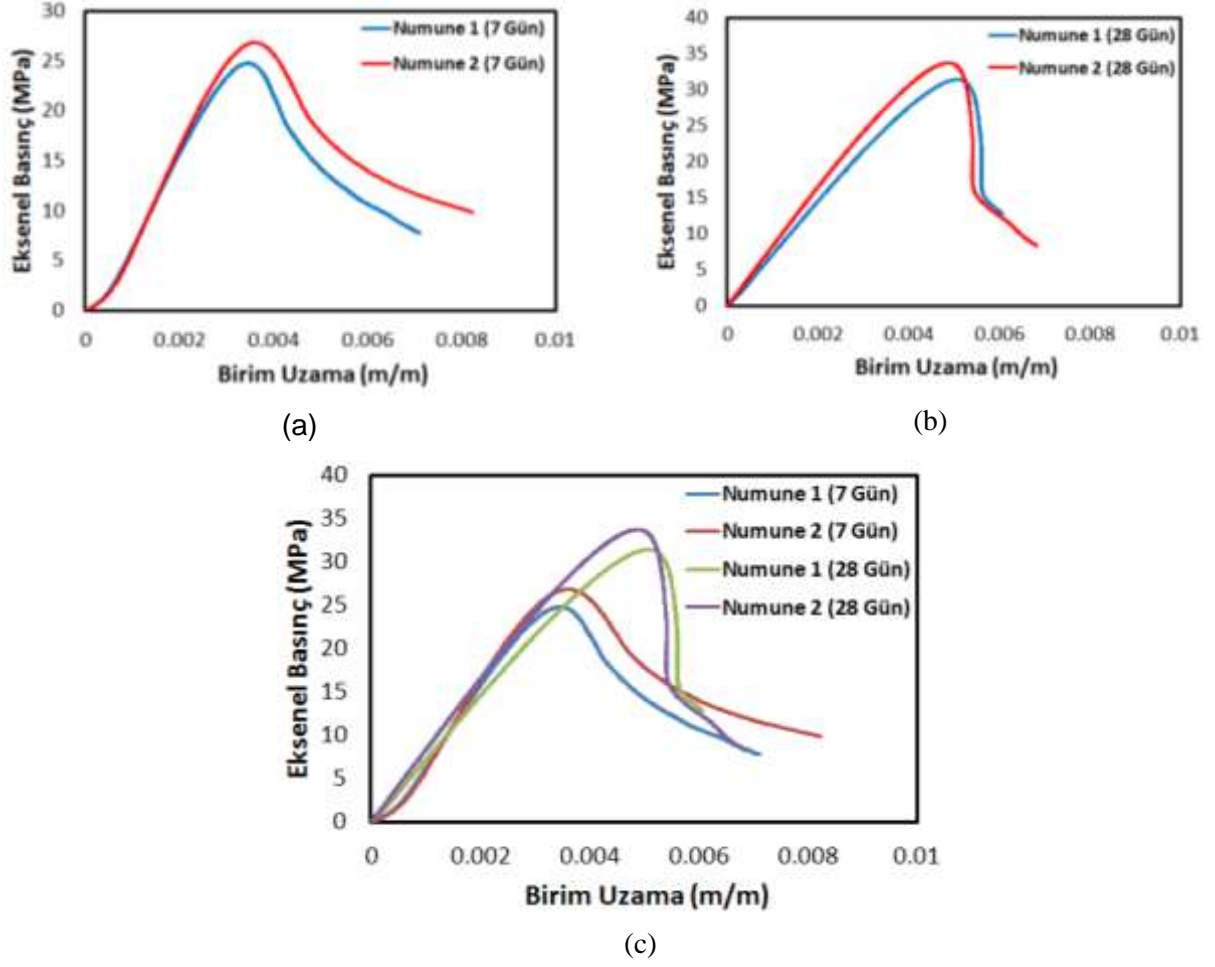
Ölçekli beton numuneler hazırlanırken 195 kg/m³ çimento, 130 kg/m³ uçucu kül ve su-çimento oranı olarak da % 40 değeri kullanılmıştır. Bu beton karışımıyla elde edilen ölçekli SSB numunelerin aksenal basınç dayanımları Tablo 13'de özetlenmektedir. Tablo 13 incelendiğinde 100x200 mm ve 150x300 mm'lik numune kapasiteleri arasında yaklaşık % 30'luk bir fark olduğu söylenebilir. Bu kapasite arasındaki farkın normal beton numunelere göre daha fazla olmasındaki neden aynı kompaktör kullanıldığında daha küçük çaplı bir silindir kalıpta daha yüksek bir basınç oluşması ve daha iyi bir kompaksiyon sağlanması olabilir. Ayrıca, Tablo 13'deki 28 günlük 150x300 mm'lik standart numunenin ortalama basınç dayanımına bakıldığında bu beton karışımının hedeflenen 25 MPa basınç kapasitesini kabul edilebilir bir hata oranıyla karşıladığı görülmektedir.

Tablo 13. Ölçekli SSB25 Numunelerin Aksenal Basınç Dayanımları

| Gün | 100x200 mm | | | 150x300 mm | | |
|-----|------------|-----------|-----------|------------|-----------|-----------|
| | Numune 1 | Numune 2 | Ortalama | Numune 1 | Numune 2 | Ortalama |
| 3 | 9.59 MPa | 10.47 MPa | 10.03 MPa | - | - | - |
| 7 | 24.81 MPa | 26.86 MPa | 25.84 MPa | 17.98 MPa | 20.82 MPa | 19.40 MPa |
| 28 | 31.41 MPa | 33.75 MPa | 32.58 MPa | 24.86 MPa | 25.95 MPa | 25.41 MPa |
| 90 | 37.19 MPa | 35.15 MPa | 36.17 MPa | - | - | - |

100x200 mm ölçülerindeki silindir beton numunelerin aksel basınç – birim uzama eğrileri de 7 ve 28 günlük deneylerde elde edilmiştir. Bu eğriler Şekil 15’de verilmektedir. Şekil 15.a ve Şekil 15.b incelendiğinde iki numune arasındaki kapasite eğrisi arasındaki farklar görülmektedir. Şekil 15.c’de ise 7 günlük ve 28 günlük numunelerin kapasite eğrileri karşılaştırılmaktadır. Şekil 15’den de anlaşılacağı gibi 28 günlük numunelerin elastisite modülleri 7 günlük numunelerin elastisite modüllerinden yaklaşık % 10 artış göstermektedir. Ayrıca, 28 günlük numunelerin dayanımları artarken maksimum gerilme anındaki birim gerilmeleri de azalmaktadır. Bu literatürdeki gözlemlerle de tutuşmaktadır. Ölçekli SSB25 numunelerin yarma çekme dayanımları

Tablo 14’de özetlenmektedir.



Şekil 15. Ölçekli SSB25 Numunelerin Eksenel Basınç – Birim Uzama Eğrileri : (a) 7 Günlük Numuneler; (b) 28 Günlük Numuneler ve (c) Tüm Numuneler

Tablo 14. Ölçekli Beton Numunelerin Yarma Çekme Dayanımları

| Gün | 100x200 mm | | | 150x300 mm | | |
|-----|------------|----------|----------|------------|----------|----------|
| | Numune 1 | Numune 2 | Ortalama | Numune 1 | Numune 2 | Ortalama |
| 3 | 0.95 MPa | 0.85 MPa | 0.90 MPa | - | - | - |
| 7 | 2.28 MPa | 3.42 MPa | 2.85 MPa | 1.09 MPa | 1.39 MPa | 1.24 MPa |
| 28 | 3.36 MPa | 3.03 MPa | 3.20 MPa | 1.43 MPa | 1.93 MPa | 1.68 MPa |
| 90 | 3.09 MPa | 3.73 MPa | 3.41 MPa | - | - | - |

4.4.5. Ölçeksiz SSB15 Sonuçları

Ölçeksiz beton numuneler hazırlanırken 130 kg/m³ çimento, 85 kg/m³ uçucu kül ve su-çimento oranı olarak da % 40 değeri kullanılmıştır. Bu beton karışımıyla elde edilen ölçekli SSB numunelerin eksenel basınç dayanımları Tablo 15’de özetlenmektedir. Bu numunelerde azami dane büyüklüğü 70 mm olarak alındığı için 100x200 mm’lik numuneler dökülmemiştir. Bunun nedeni ASTM C42 (1994) verilen azami dane büyüklüğü kalıp oranlarının en az 3 olmasıdır. Ayrıca, Tablo 15’deki 28 günlük 150x300 mm’lik standart numunenin ortalama basınç dayanımına bakıldığında bu beton karışımının hedeflenen 25 MPa basınç kapasitesini kabul edilebilir bir hata oranıyla karşıladığı görülmektedir. Ölçeksiz SSB15 numunelerin yarma çekme dayanımları Tablo 16’da özetlenmektedir.

Tablo 15. Ölçekli SSB25 Numunelerin Eksenel Basınç Dayanımları

| Gün | 100x200 mm | | | 150x300 mm | | |
|-----|------------|----------|----------|------------|-----------|-----------|
| | Numune 1 | Numune 2 | Ortalama | Numune 1 | Numune 2 | Ortalama |
| 3 | - | - | - | 6.54 MPa | 4.90 MPa | 5.72 MPa |
| 7 | - | - | - | 11.77 MPa | 13.62 MPa | 12.70 MPa |
| 28 | - | - | - | 14.99 MPa | 19.94 MPa | 17.46 MPa |
| 90 | - | - | - | 22.71 MPa | 27.14 MPa | 24.92 MPa |

Tablo 16. Ölçekli Beton Numunelerin Yarma Çekme Dayanımları

| Gün | 100x200 mm | | | 150x300 mm | | |
|-----|------------|----------|----------|------------|----------|----------|
| | Numune 1 | Numune 2 | Ortalama | Numune 1 | Numune 2 | Ortalama |
| 3 | - | - | - | 0.42 MPa | 0.59 MPa | 0.50 MPa |
| 7 | - | - | - | 0.94 MPa | 0.98 MPa | 0.96 MPa |
| 28 | - | - | - | 1.43 MPa | 1.31 MPa | 1.37 MPa |
| 90 | - | - | - | 1.64 MPa | 2.62 MPa | 2.13 MPa |

Hali hazırda bulunan MTS cihazının hem kapasite limiti hem de 150x300 mm’lik numune test edebilecek aparatının bulunmamasından kaynaklı ölçeksiz SSB15 beton numuneler için eksenel basınç – birim uzama eğrileri elde edilememiştir.

4.4.6. Ölçeksiz SSB25 Sonuçları

Ölçeksiz beton numuneler hazırlanırken 185 kg/m³ çimento, 120 kg/m³ uçucu kül ve su-çimento oranı olarak da % 40 değeri kullanılmıştır. Bu beton karışımıyla elde edilen ölçekli SSB numunelerin eksenel basınç dayanımları Tablo 15’de özetlenmektedir. Bu numunelerde azami dane büyüklüğü 70 mm olarak alındığı için 100x200 mm’lik numuneler dökülmemiştir. Bunun nedeni ASTM C42 (1994) verilen azami dane büyüklüğü kalıp oranlarının en az 3 olmasıdır. Ayrıca, Tablo 17’deki 28 günlük 150x300 mm’lik standart numunenin ortalama basınç dayanımına bakıldığında bu beton karışımının hedeflenen 25 MPa basınç

kapasitesini kabul edilebilir bir hata oranıyla karşıladığı görülmektedir. Ölçeksiz SSB15 numunelerin yarma çekme dayanımları Tablo 18'de özetlenmektedir.

Tablo 17. Ölçekli SSB25 Numunelerin Eksenel Basınç Dayanımları

| Gün | 100x200 mm | | | 150x300 mm | | |
|-----|------------|----------|----------|------------|-----------|-----------|
| | Numune 1 | Numune 2 | Ortalama | Numune 1 | Numune 2 | Ortalama |
| 3 | - | - | - | 10.87 MPa | 12.21 MPa | 11.54 MPa |
| 7 | - | - | - | 9.48 MPa | 12.50 MPa | 10.99 MPa |
| 28 | - | - | - | 28.71 MPa | 29.40 MPa | 29.06 MPa |
| 90 | - | - | - | 44.18 MPa | 40.98 MPa | 42.58 MPa |

Hali hazırda bulunan MTS cihazının hem kapasite limiti hem de 150x300 mm'lik numune test edebilecek aparatının bulunmamasından kaynaklı ölçeksiz SSB15 beton numuneler için eksenel basınç – birim uzama eğrileri elde edilememiştir.

Tablo 18. Ölçekli Beton Numunelerin Yarma Çekme Dayanımları

| Gün | 100x200 mm | | | 150x300 mm | | |
|-----|------------|----------|----------|------------|----------|----------|
| | Numune 1 | Numune 2 | Ortalama | Numune 1 | Numune 2 | Ortalama |
| 3 | - | - | - | 1.12 MPa | 1.01 MPa | 1.07 MPa |
| 7 | - | - | - | 1.17 MPa | 1.46 MPa | 1.32 MPa |
| 28 | - | - | - | 1.47 MPa | 2.05 MPa | 1.76 MPa |
| 90 | - | - | - | 3.60 MPa | 4.31 MPa | 3.95 MPa |

Yukarıdaki sonuçlar ışığında hedef dayanımları tutturun, ölçekli ve ölçeksiz numuneler arasında dayanım ve gerilme şekil değiştirme eğrilerinde ciddi farklar olmayan beton ve SSB malzeme karışım tasarımı tamamlanmıştır. Yukarıda ölçekli olarak tariflenen üç tip malzeme üç deney elemanında kullanılacaktır.

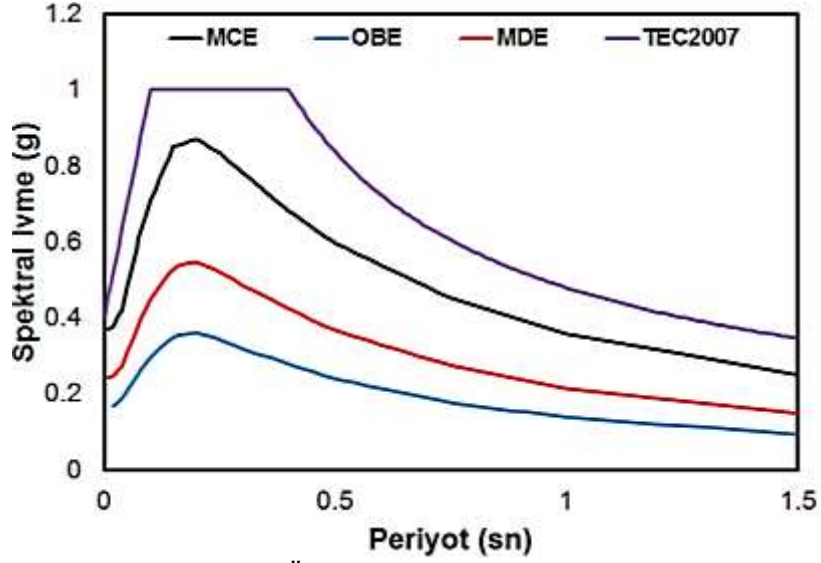
5. Dinamik Benzeri Deneylerinde Kullanılacak Kuvvet Kolu ve Sayısal Kütlelerin Belirlenmesi

Bu kısımda dinamik benzeri deneylerde tek serbestlik dereceli sistem olarak test edilecek olan üç baraj numunesinde kullanılacak kuvvet kolu ve sayısal kütlelerin analizler ile belirlenmesine ilişkin çalışmalar sunulmaktadır. Üçüncü bölümde açıklandığı üzere proje boyunca üç farklı 1/75 ölçekli baraj numunesi dinamik benzeri deneylerle test edilmektedir. Her deneyde tabanı ankastre haldeki ölçekli barajlar, üç farklı deprem senaryosu (OBE, MDE

ve MCE) altında sınanacaktır. Ayrıca, tüm deneylerde tek dereceli sistem varsayımıyla tek piston kullanılacaktır. Dinamik istemlerin belirlenmesinde kullanılacak tek dereceli sistem yaklaşımı ile depremler esnasında baraj tabanında oluşması beklenen taban gerilme, kesme kuvveti ve devrilme momenti değerlerinin çok dereceli sistemde beklenen talepler ile benzer olması amaçlanmıştır. Bu durumu sağlayacak tek serbestlik dereceli sistem kütlesi ve yatay kuvvet kolu elastik sayısal çözümler neticesinde belirlenmiştir. Çok serbestlik dereceli elastik “doğru” çözüm, Fenves ve Chopra (1985) tarafından geliştirilmiş iki boyutlu rezervuar-yapı etkileşimini frekans tanım alanında dikkate alan EAGD programı ile hesaplanmıştır. ANSYS modelleri ise deney elemanını, eleman elastik kaldığı sürece tek serbestlik dereceli sistem (tek yığılı kütle bulunan sonlu eleman modeli) olarak ele almaktadır. İki model arasındaki yer değiştirme ve gerilme sonuçlarının yakın olması durumunda tek bir yığılı kütle ile deprem etkilerine tabi tutulan deney elemanının deprem istemlerini temsil etme durumunun gerçeğe yakın olduğu iddia edilebilir. Tüm analizlerde %5’lik bir malzeme sönümü kullanılmıştır. Yukarıda bahsi geçen analiz detaylarına geçmeden önce deneylerde kullanılacak sentetik depremlerden bahsetmek uygun olacaktır.

5.1. Sismik Tehlike Sonuçları ve Yer Hareketleri

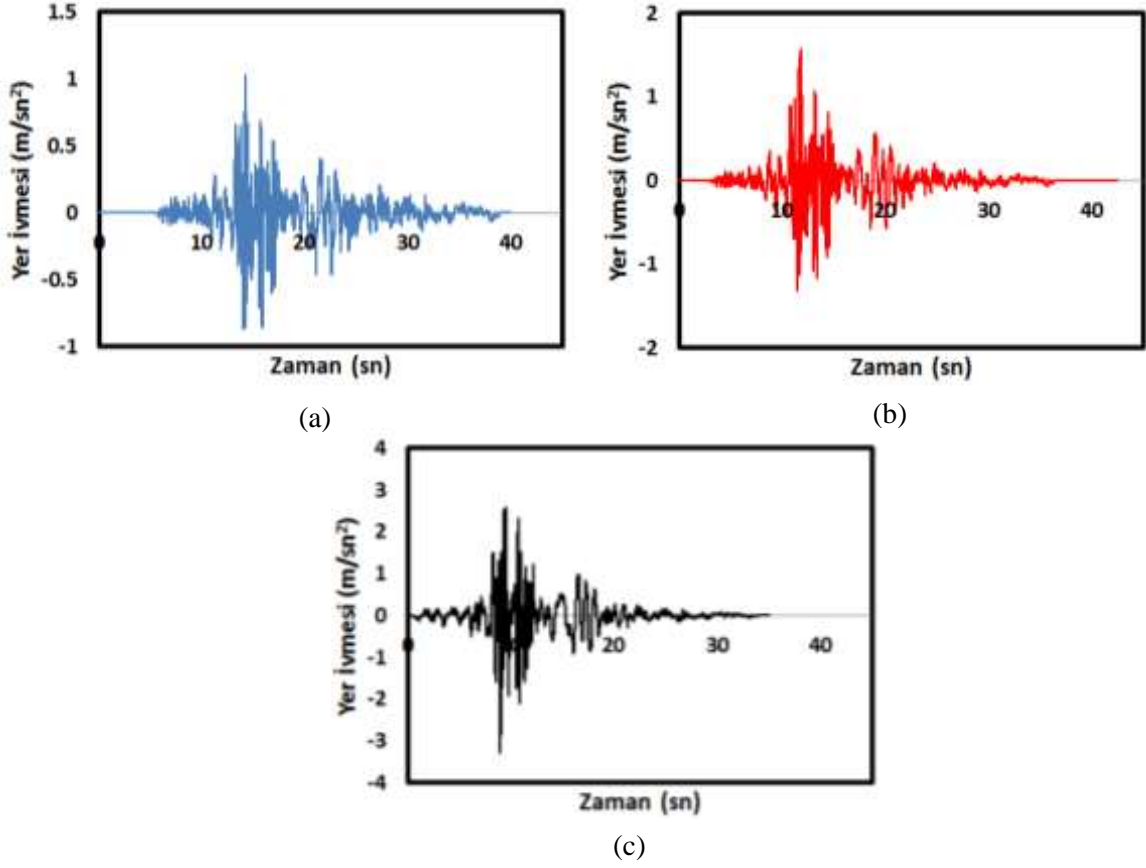
Planlanan deneylerde test edilecek olan kesit Melen barajının en derin kesiti olduğu için deneylerde de bu barajın tasarım aşamasında kullanılmak üzere üretilen sahaya özel tasarım spektrumlarıyla uyumlu sentetik depremler kullanılacaktır (Akkar, 2010). Şekil 16’da kayma hızı 760 m/sn olan kaya zemin üzerinde hesaplanan farklı sismik dereceler için tasarım spektrumları Türk Deprem Şartnamesi (2007) tasarım spektrumuyla karşılaştırılmaktadır.



Şekil 16. Sahaya Özel Hazırlanmış Tasarım Spektrumları

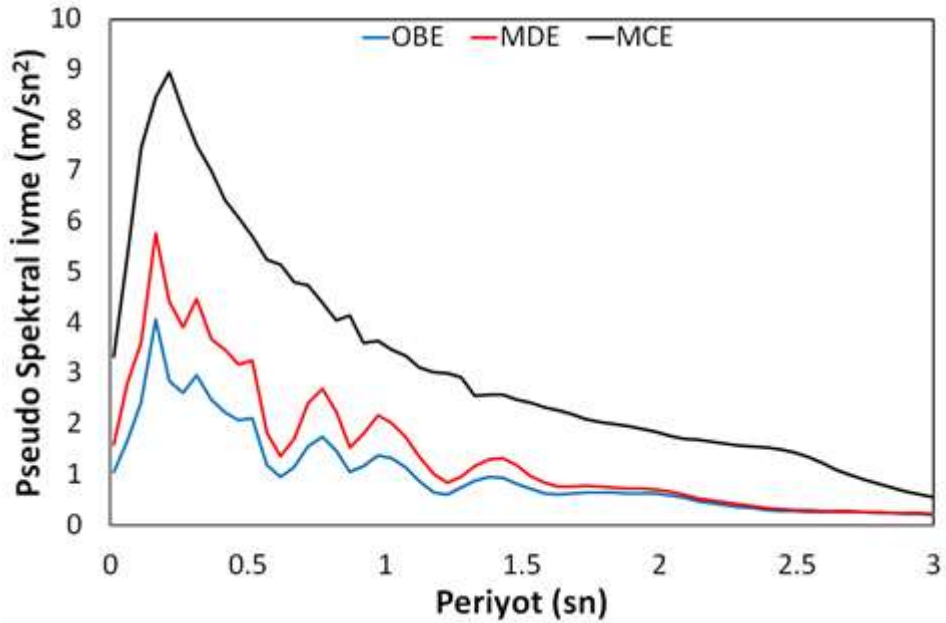
Melen barajının tasarımında üretilen tasarım spektrumları 144, 475 ve 2475 yıllık tekerrür periyoduna sahip olan OBE, MDE ve MCE deprem seviyeleri için gerçekleştirilmiştir. OBE deprem seviyesi işletme seviyesi deprem olarak tanımlanmış olup 144 yıllık tekerrür periyoduna sahip 50 yılda % 30 aşılma olasılığı ile yaşanacak deprem hareketlerine tekabül etmektedir. MDE deprem seviyesi ise 475 yıllık tekerrür periyoduna sahip 50 yılda % 10 olasılıkla yaşanacak deprem hareketidir. MCE deprem seviyesi ise 2475 yıllık tekerrür periyoduna sahip 50 yılda % 2 aşılma olasılıkla yaşanacak yer hareketi olarak tanımlanmaktadır.

Bu bahsi geçen deprem senaryoları için tasarım spektrumlarıyla uyumlu yer ivmeleri oluşturulmuş (Akkar, 2010) ve bu yer hareketleri Şekil 17'de verilmektedir.



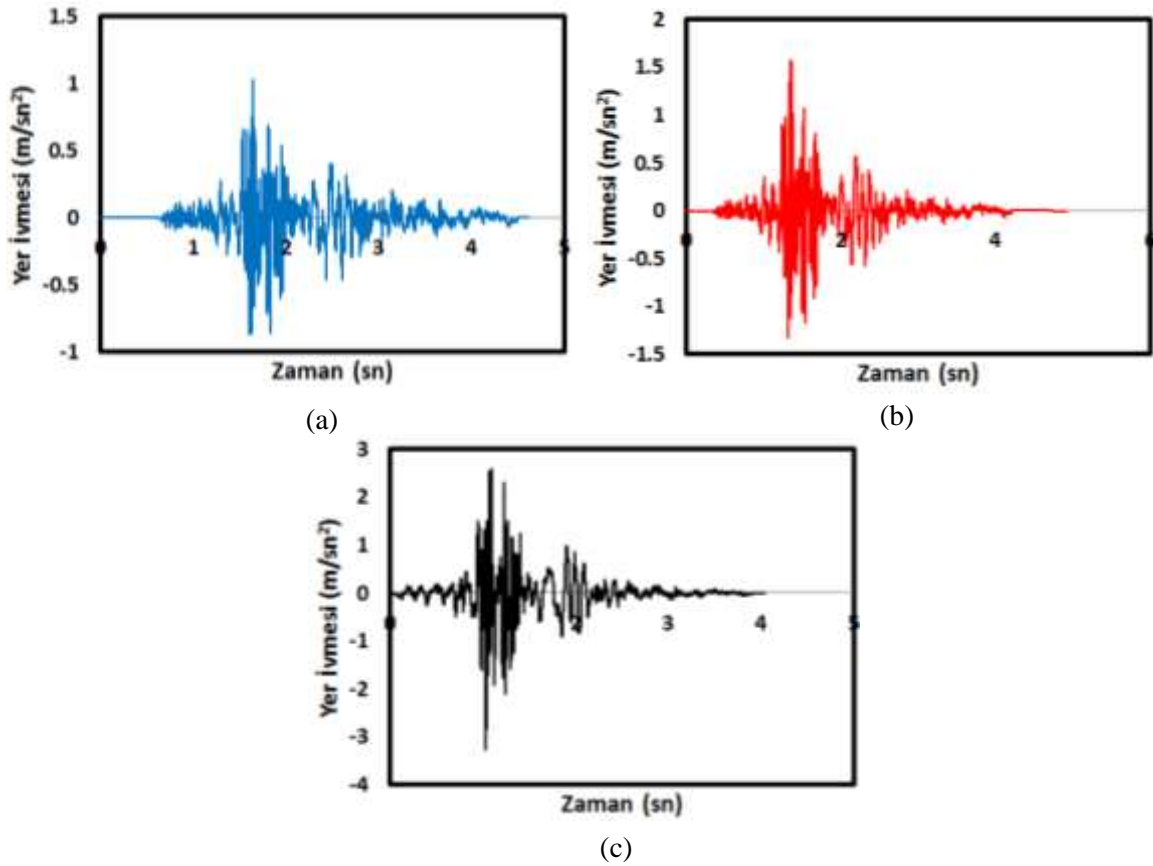
Şekil 17. Sahaya Özel Hazırlanmış Yer İvmeleri: (a) OBE; (b) MDE ve (c) MCE

Sentetik olarak üretilen bu deprem senaryolarına ait tepki spektrumları ise Şekil 18'de verilmektedir.



Şekil 18. Sentetik Depremlerin Tepki Spektrumları

Proje kapsamında gerçekleştirilecek baraj deneylerin tümünde 1/75 ölçek kullanılacaktır. Similitüd kuralları uyarınca gerilme sabit kalırken, uzunluklar 1/75 ile, alan ve kütle ise 1/75² ile ölçeklenmektedir. Dinamik denge denkleminde bulunan ivmenin (Uzunluk/sn²) ölçeksiz olabilmesi için uzunlukların 1/75 ile ölçekleneceği düşünülürse, zamanın da 1/75^{0.5} ile ölçeklendirilmesi gereklidir. Bu sebeple ivme zaman grafiklerinin düşey eksenlerini değiştirmeden zaman eksenini 75^{0.5} ile sıkıştırılmıştır. Bu şekilde ölçeklendirilmiş deneylerde kullanılacak depremler Şekil 19’da verilmektedir.



Şekil 19. Ölçeklendirilmiş Yer İvmeleri: (a) OBE; (b) MDE ve (c) MCE

5.2. Yığılı Kütle ve Kuvvet Kolu Tespiti

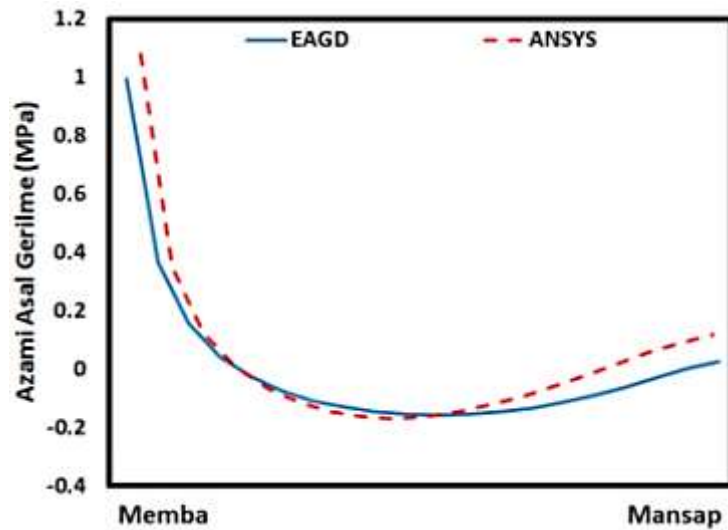
Bu kısımda tek dereceli baraj numunesine uygulanacak kütle miktarı ve yüksekliğin belirlenmesine ilişkin analiz sonuçları sunulmaktadır. Bunun için Fenves ve Chopra (1984) tarafından geliştirilmiş frekans zaman tanım alanında işlem gören EAGD programı kullanılmıştır. Bu program rezervuar dalgalarının sonsuza ışımaya etkilerini ve buna mukabil hidrodinamik etkileri “tam doğru” olarak ele alabilme özelliğine sahiptir. Böylece iki boyutlu bir barajın su-baraj ve baraj-zemin etkileri tam doğru halde alınmışken gerilme talepleri belirlenecektir. Aynı zamanda EAGD analizlerinden devrilme momenti – taban kesme kuvveti

grafiği elde edilebileceğinden tek dereceli sistemde ek kütlenin hangi yüksekliğe uygulanması gerektiği de hesaplanabilir. Bu yükseklik aynı zamanda deneylerde pistonun uygulanacağı yüksekliği de göstermektedir.

İlk aşamada, ağırlık ve hidrostatik etkilerden kaynaklı ölçekli ve tam ölçekli baraj tabanında benzer taban gerilmelerine yol açacak ek ağırlık ve hidrostatik etki kuvvetleri bulunmuştur. Daha sonra baraj ANSYS'te tek dereceli bir şekilde modellenip tabanda oluşan taban kesme kuvveti - zaman ve devrilme momenti – zaman eğrileri elde edilmiştir. Bu eğrilerin EAGD sonuçlarıyla benzerlik göstermeye başladığı andaki kütle (sisteme hidrodinamik etkiler ve baraj gövdesinin ataletinden kaynaklı eklenmesi gereken ek kütle) dinamik benzeri deneyler yapılırken entegrasyon algoritmasına verilecek ek kütle miktarı olarak kabul edilebilir. Bu kısımda vurgulanması gereken bir başka husus ise hem ANSYS hem de EAGD analizlerine aynı tip (4 düğüm noktalı) ve düzlemsel gerilme özelliklerine sahip düzlem şekil değiştirme elemanları kullanılmıştır.

5.2.1. Ek Ağırlık Analizleri

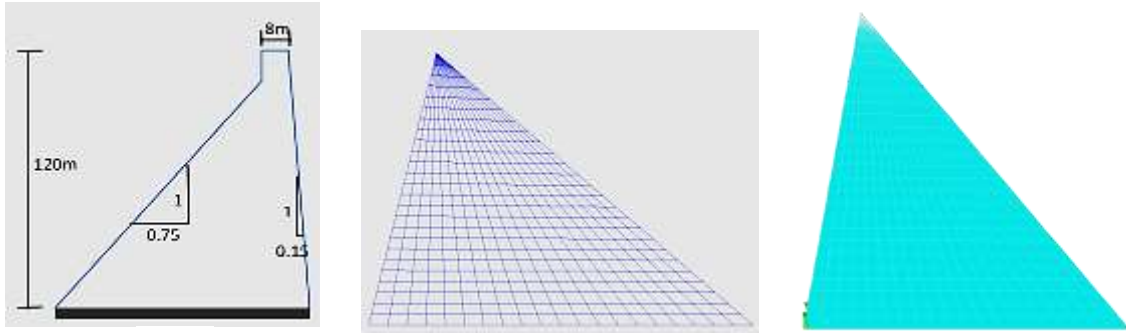
Tam ölçekli baraj dolu haldeyken EAGD programında çözülmüş ve taban gerilmeleri elde edilmiştir. Daha sonra aynı barajın 1/75 ölçekli hali ANSYS'te modellenmiş ve bu modele farklı farklı düşey ve yatay (hidrostatik) yüklemeler yapıp analizler sonucunda EAGD'den alınan taban gerilmeleriyle benzerlik gösteren hidrostatik ve düşey kuvvet ikilisi belirlenmiştir. Bu analizler sonucunda EAGD sonuçlarına en yakın gerilmelere neden olan düşey yük 400 kN ve yatay yük ise 170 kN olarak bulunmuştur. Şekil 20'den de anlaşılacağı gibi 1/75 ölçekli baraja belirtilen düşey ek ağırlık ve hidrostatik yükler etkilendiğinde baraj tabanında ölçeksiz EAGD'den elde edilen gerilme sonuçlarına çok yakın gerilmeler elde edilmiştir.



Şekil 20. Azami Taban Gerilmeleri

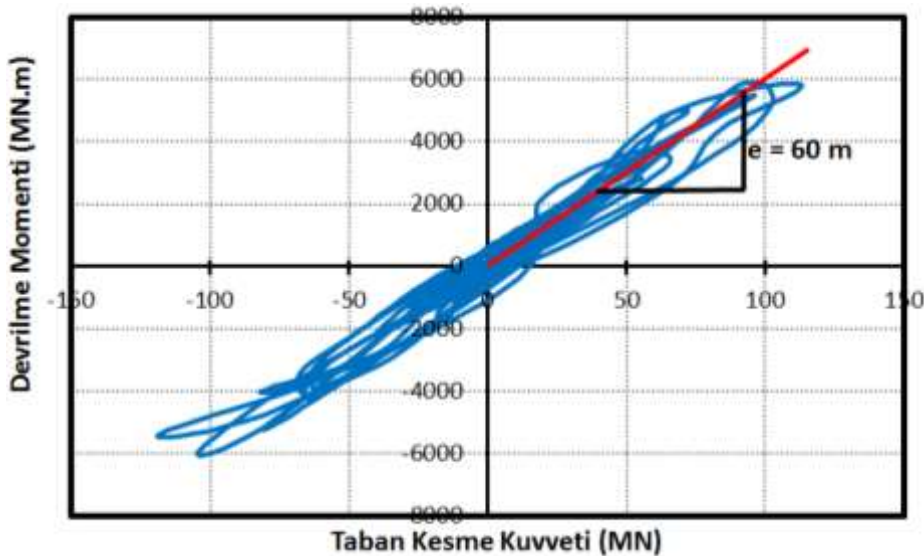
5.2.2. Ölçeksiz Barajın Zaman Tanım Alanında Analiz Sonuçları

İlk analizler ölçeksiz EAGD ve ANSYS modelleri üzerinde gerçekleştirilmiştir. Bunun için ilk önce Şekil 21.a'da verilen Melen Barajının en derin kesiti modellenmiş ve MCE depremi etkisi altında Devrilme Momenti - Taban Kesmesi değişimi EAGD programı kullanılarak elde edilmiştir (Şekil 22). Analizlerde basitleştirme maksadı ile kret bölgesindeki köprü kısmı her iki analizde de modellenmemiştir.



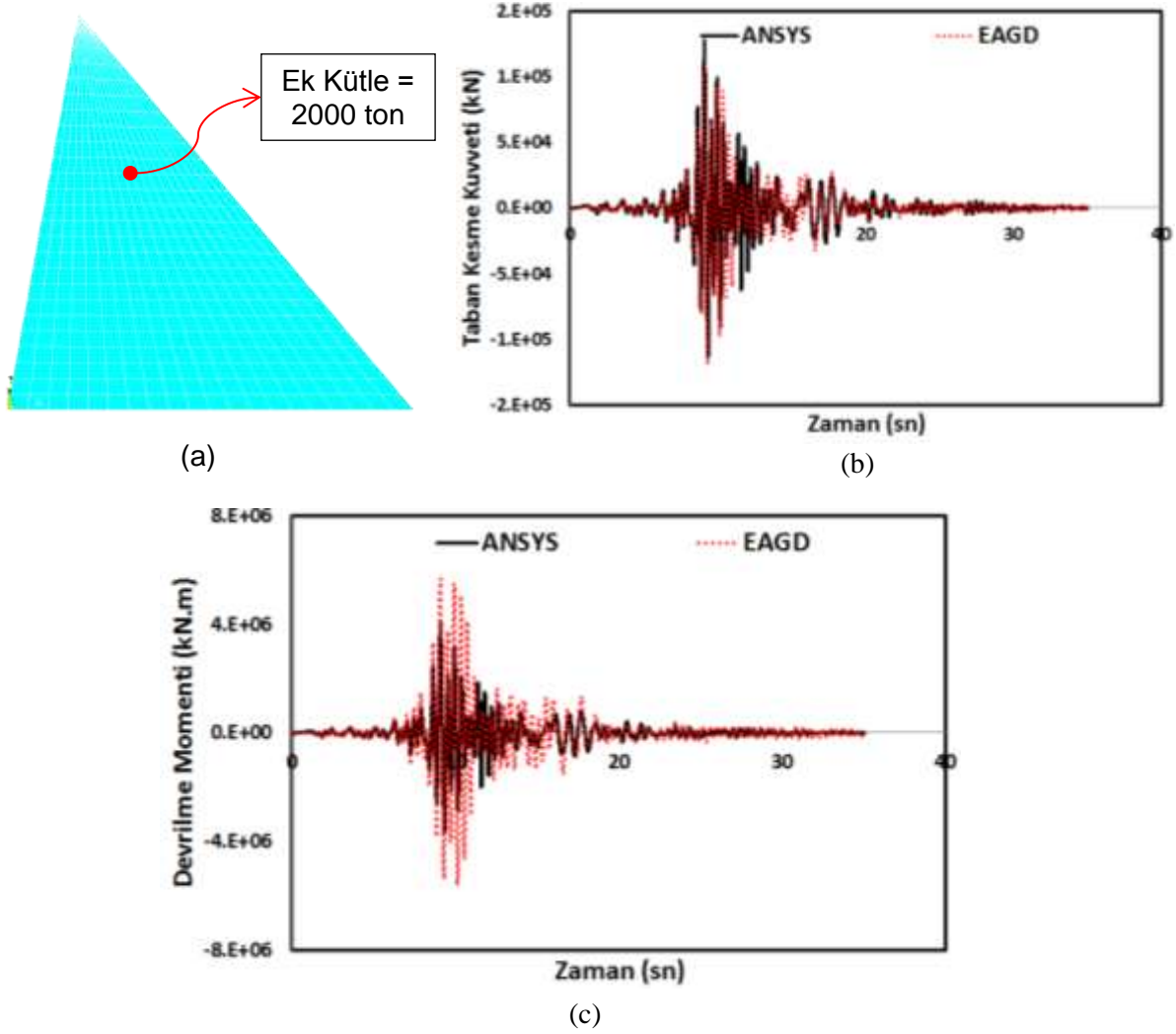
Şekil 21. Melen Baraj Kesiti; (a) Tam Ölçekli En Derin Kesit (b) EAGD Programında Kullanılan Ağ (c) ANSYS Programında Kullanılan Ağ

Analiz sonuçları, Şekil 22'de devrilme momentinin-taban kesme kuvveti eğrisi şeklinde sunulmuştur. EAGD analizlerinde elde edilen moment kolu yüksekliği 60 m olarak tespit edilmiştir. Diğer bir deyişle bu yükseklikte atalet ve su yüklerinin uygulanması ile tabanda doğru kesme kuvveti ve devrilme momentinin oluşması beklenebilir.



Şekil 22. Devrilme – Taban Kesme Kuvveti Eğrisi (EAGD)

Daha sonra 60 m yükseklikte bir ek kütle uygulanan baraj MCE depremi etkisi altında incelenmiş ve ek kütle miktarı değiştirilip optimum çözüm elde edilmeye çalışılmıştır. Böylece, çok dereceli ve komplike bir analiz yapılmadan baraj kesitini incelendiğinde taban kesme kuvvetlerinin ve taban devrilme momentlerinin ne ölçüde doğru taklit edilebildiği ölçülmüştür. Bu sonuçlar 2000 ton ek kütle ile çözülmüş baraj kesiti için Şekil 23'de sunulmaktadır.



Şekil 23. Tek Dereceli ve Tam Ölçekli ANSYS Analizleri: (a) Ek Kütle; (b) Taban Kesme Kuvvetinin Karşılaştırılması ve (c) Devrilme Momentinin Karşılaştırılması

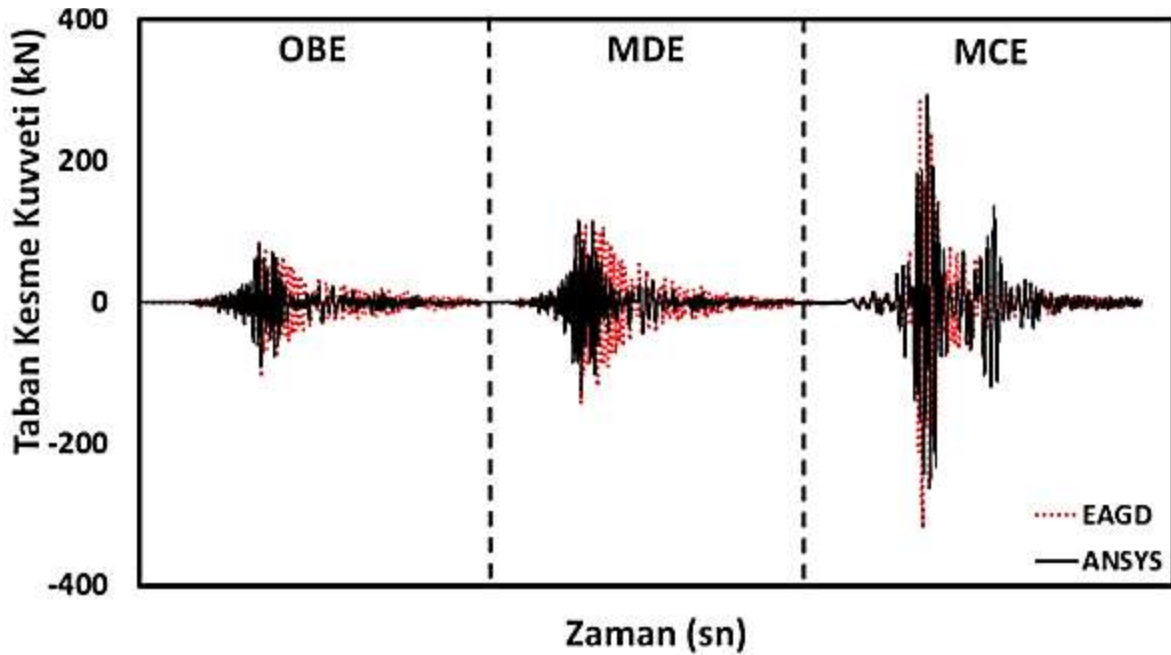
Ölçeksiz analizler sadece tek dereceli sistem yaklaşımını test etmek amaçlı olduğu için sadece en büyük taleplere sahip MCE depremi etkisi altında yapılmıştır. Görüldüğü üzere moment kolu zamana bağlı bir miktar değişim gösterse de baraj yüksekliğinin yaklaşık %50'sinde (tabandan 60 metre) alınması durumunda kesme kuvveti ile devrilme momenti oranlı olarak büyük ölçüde kesin çözüme yakın olarak hesaplanmaktadır. Ancak barajın diğer

kisimlarında doğru gerilme dağılımının oluşması elbette beklenmemelidir. Bunun sağlanması için serbestlik derecesi sayısının artırılması veya sarsma tablası kullanılması gerekmektedir.

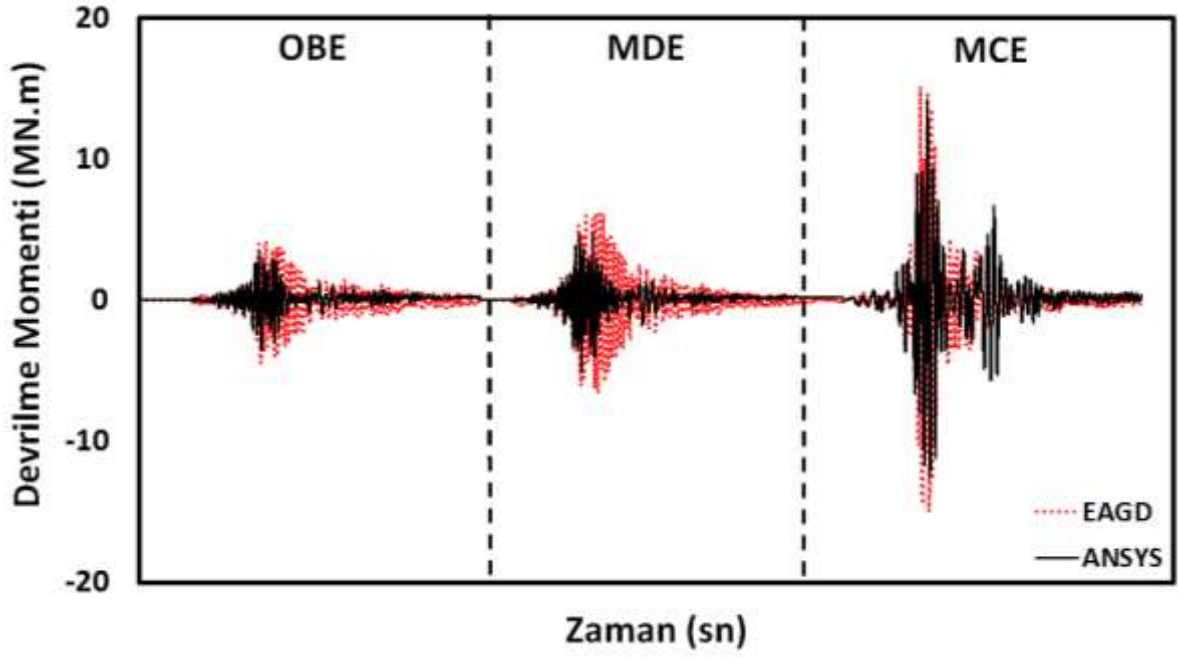
5.2.3. 1/75 Ölçekli Baraj için Sonuçlar

Bu kısımda ölçeklendirmenin analiz sonuçlarına etkisi incelenmiştir. Laboratuvar ortamında gerçekleştirilecek deneylerde 1/75 ölçeğe sahip Melen Barajının en derin kesiti inşa edileceği için analitik modellerde hala doğru taban etkilerinin alınıp alınamayacağına kontrol edilmesi büyük önem arz etmektedir. Ayrıca, inşa edilecek barajlarda pistonun üstünde kalan beton kütlesi yapım zorluğu nedeniyle dökülmeyeceğinden bunun sonuçlara etkisi de bu kısımda incelenecektir. Bir önceki bölümden farklı olarak bu kısımda ölçekli baraj kesitinin OBE, MDE ve MCE depremleri etkisi altında elde edilen sonuçlarının tamamı verilecektir. Ayrıca, her bir deprem seviyesi için (OBE, MDE ve MCE) farklı farklı ek kütle miktarları bulunacaktır. Bu durum dinamik benzeri deneylerde ek kütle miktarının deney esnasında sisteme her bir deprem senaryosu için farklı girilmesi gereksinimini doğurmaktadır.

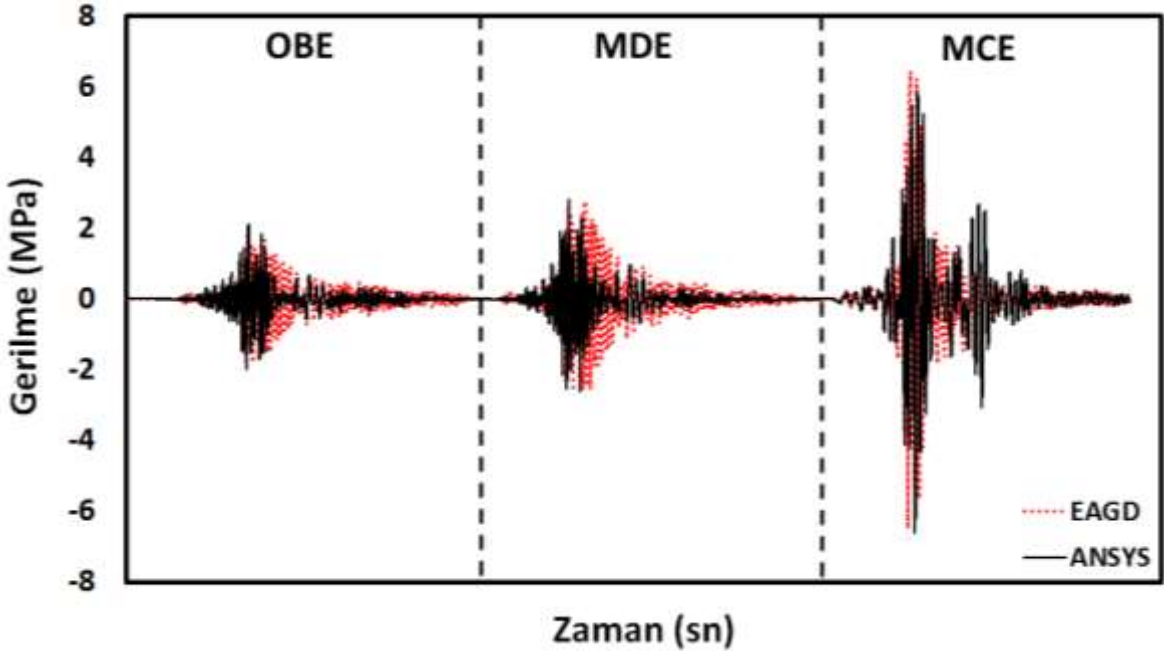
Öncelikle 1/75 ölçekli baraj kesitinin OBE, MDE ve MCE deprem etkileri altında sırasıyla 37,5 ton, 40 ton ve 55 ton'luk yığılı kütleyle elde edilen taban kesme kuvveti ve devrilme momentinin EAGD modeliyle karşılaştırmaları sırasıyla Şekil 24 ve Şekil 25'de verilmektedir. Şekil 26 - Şekil 34'de ise baraj tabanında oluşan düşey, kayma ve asal çekme gerilmeleri karşılaştırılmaktadır.



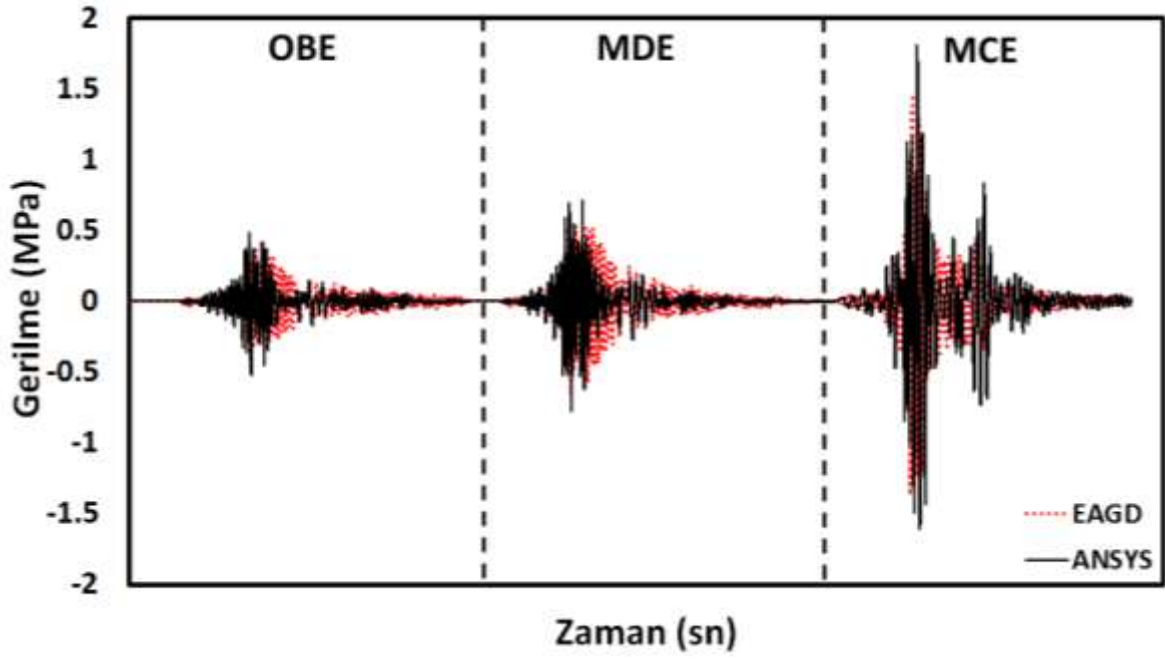
Şekil 24. Taban Kesme Kuvveti Karşılaştırılması



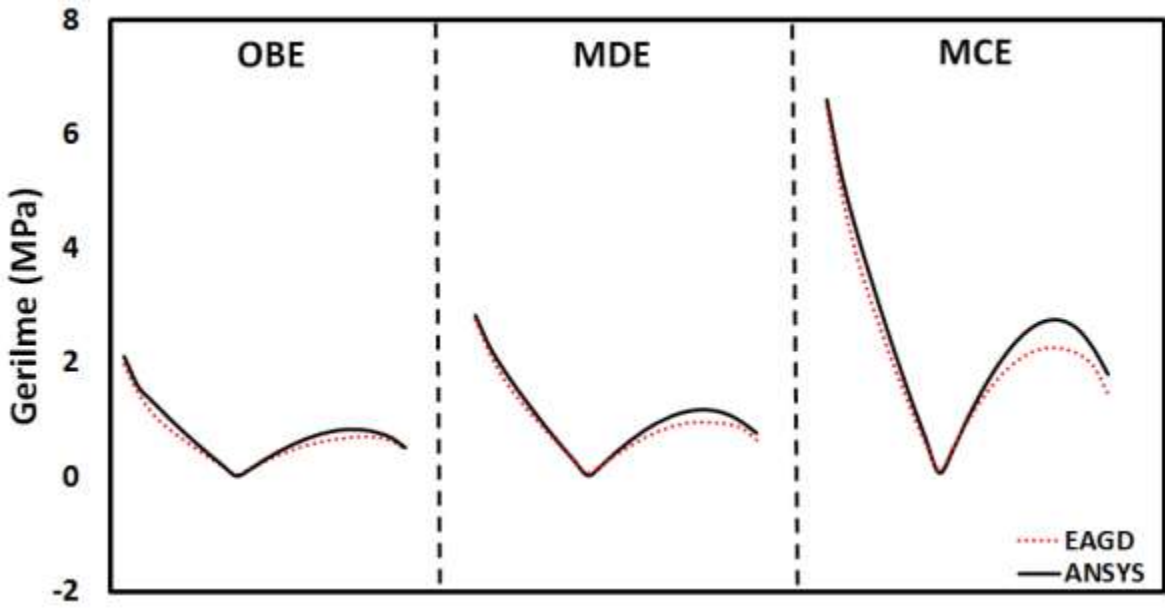
Şekil 25. Devrilme Momenti Karşılaştırılması



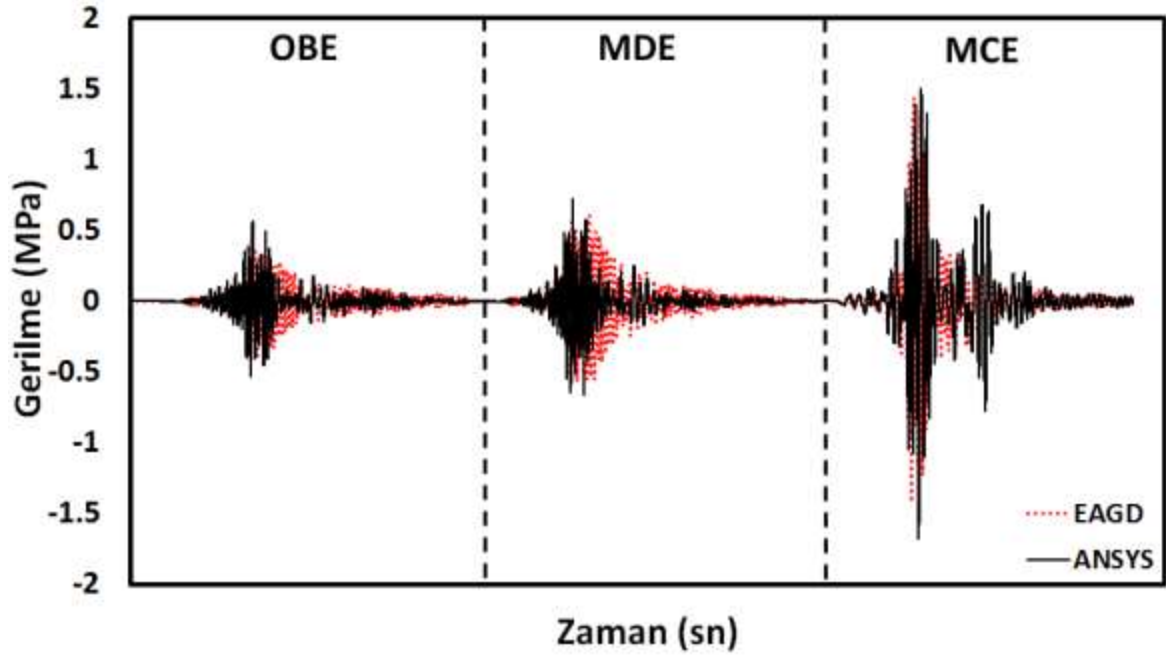
Şekil 26. Analizler Sonucunda Memba Topuğunda Oluşan Y Yönündeki Gerilmeler



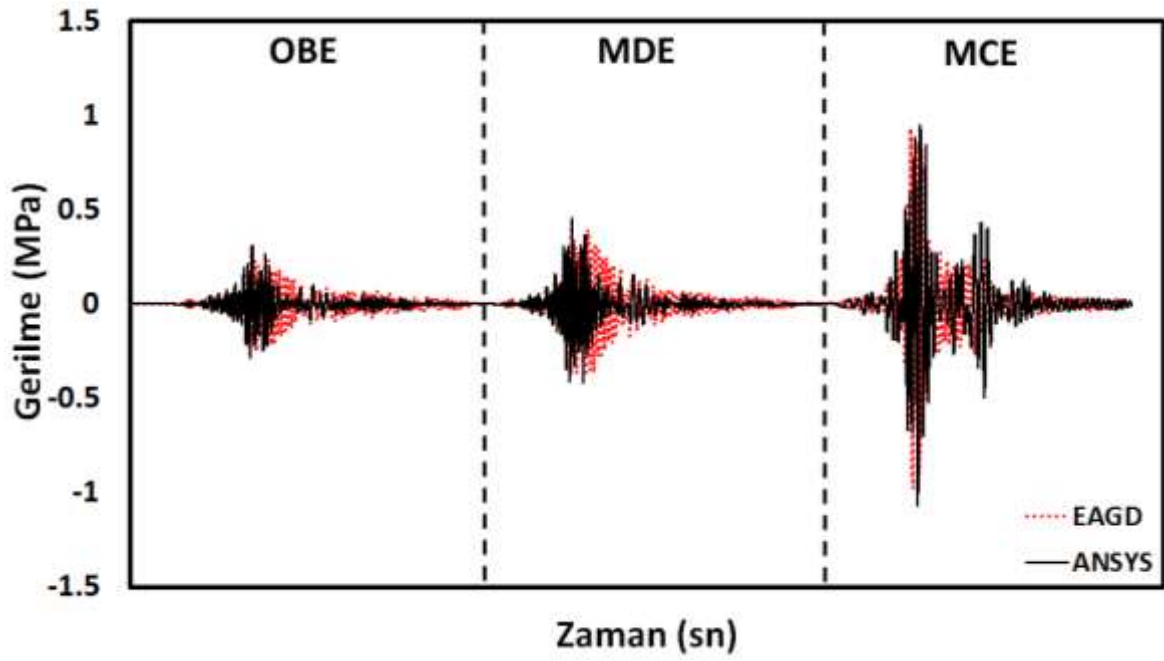
Şekil 27. Analizler Sonucunda Mansap Topuğunda Oluşan Y Yönündeki Gerilmeler



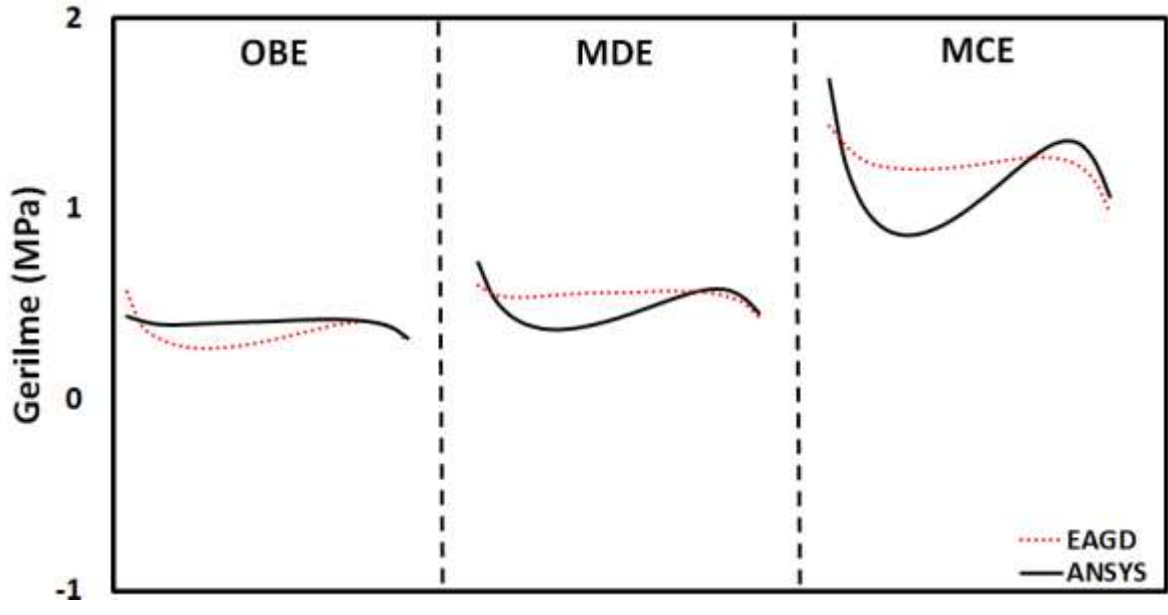
Şekil 28. Analizler Sonucunda Baraj Tabanındaki Düğüm Noktalarında Oluşan Y Yönündeki Gerilmeler



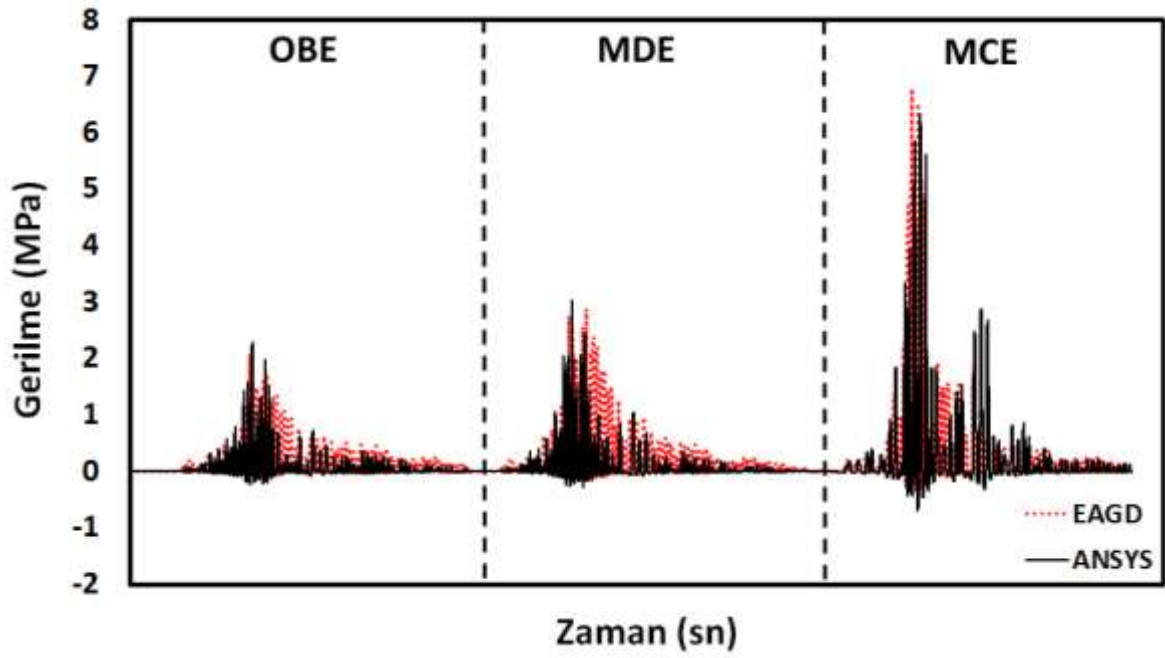
Şekil 29. Analizler Sonucunda Membada Oluşan XY Yönündeki Gerilmeler (Kesme)



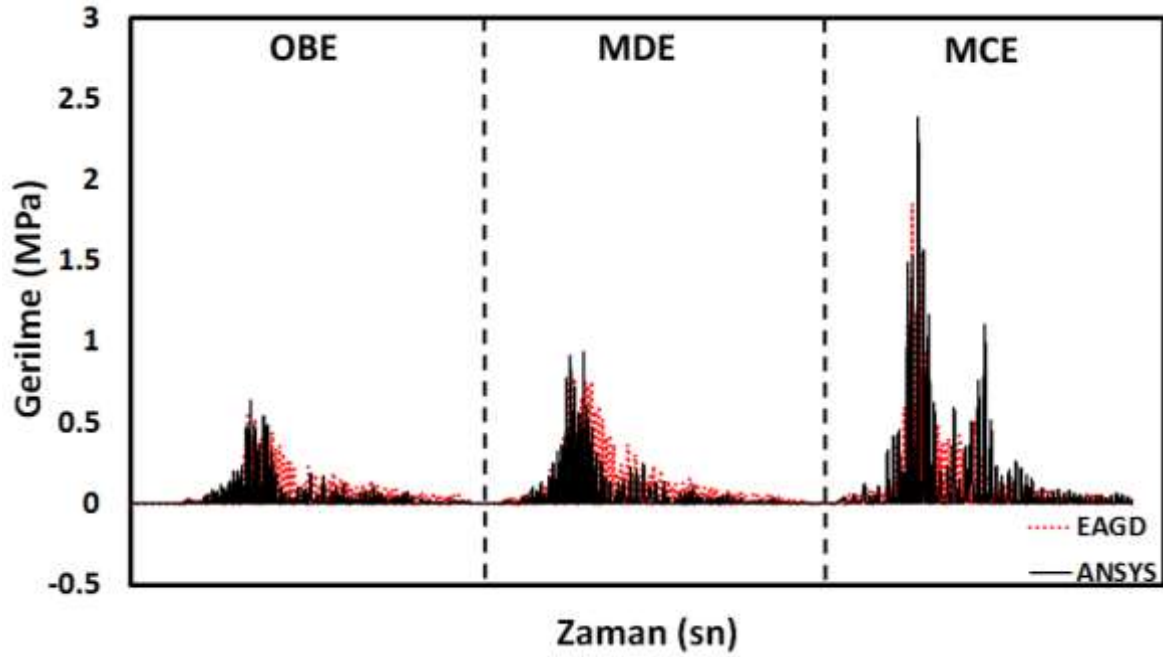
Şekil 30. Analizler Sonucunda Mansapta Oluşan XY Yönündeki Gerilmeler (Kesme)



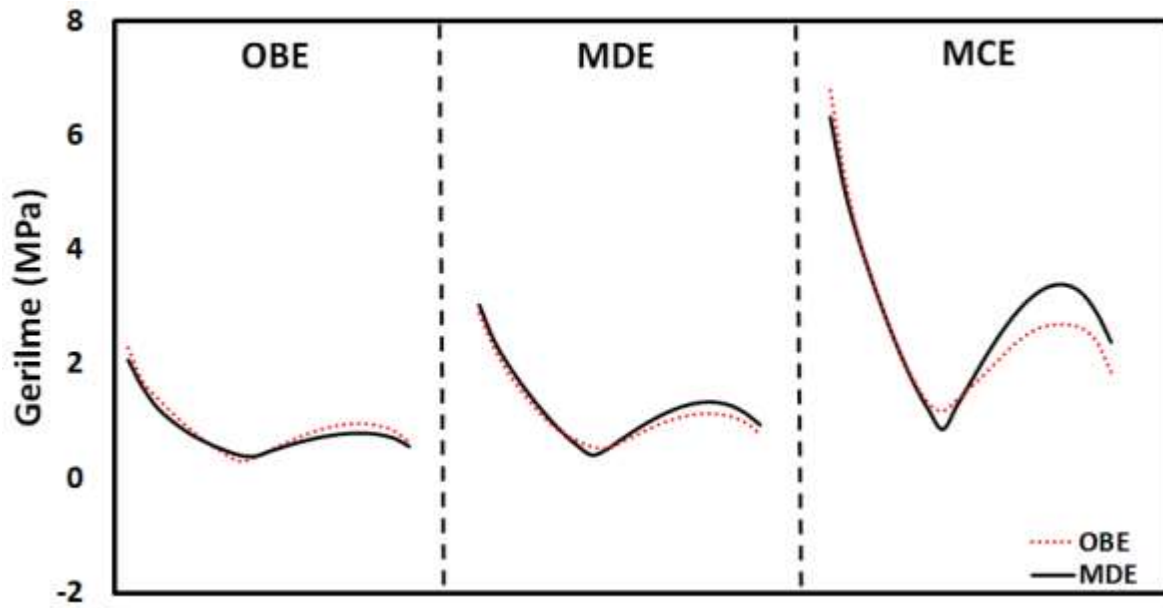
Şekil 31. Analizler Sonucunda Baraj Tabanındaki Düğüm Noktalarında Oluşan XY Yönündeki Gerilmeler (Kesme)



Şekil 32. Analizler Sonucunda Memba Topuğunda Oluşan Azami Asal Çekme Gerilmeleri



Şekil 33. Analizler Sonucunda Mansap Topuğunda Oluşan Azami Asal Çekme Gerilmeleri

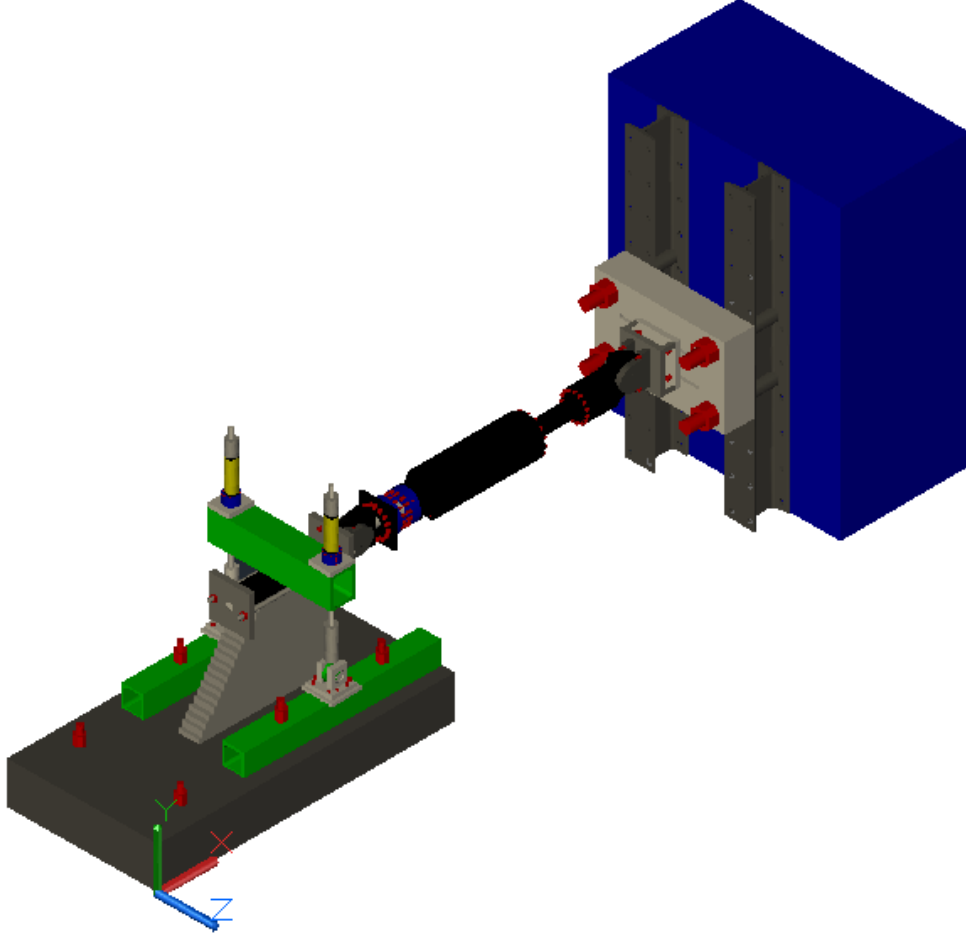


Şekil 34. Analizler Sonucunda Baraj Tabanındaki Düğüm Noktalarında Oluşan Azami Asal Gerilmeler

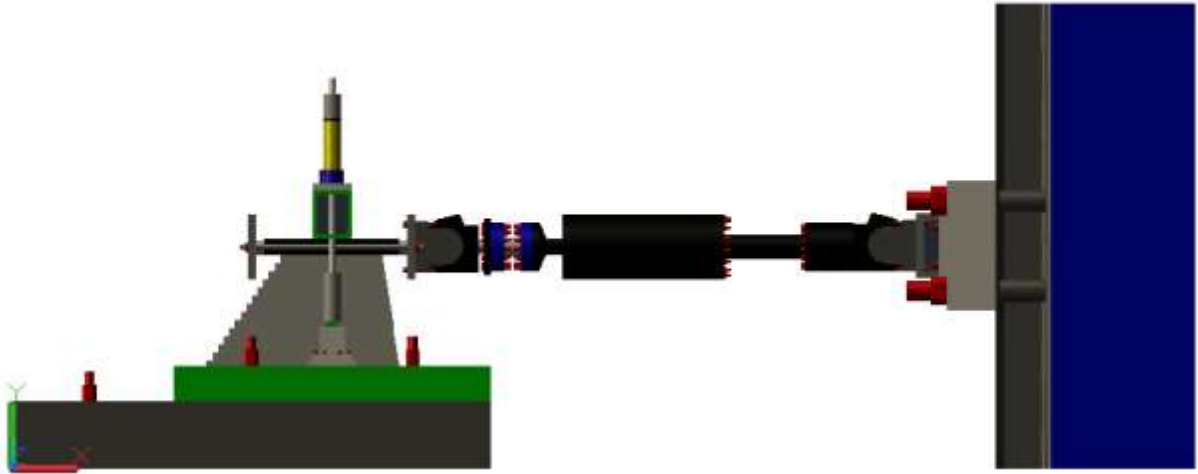
Şekil 26 - Şekil 34'den de anlaşılacağı üzere yığılı kütleyle sahip tek modlu model, tabandaki gerilme taleplerini EAGD sonuçlarına göre ortalama % 25'in altında bir hatayla tahmin edebilmektedir. Hata en çok barajın mansap topuğuna yakın kısımlarda büyümektedir. Bu bölge baraj çatlaması ve performansı açısından kritik bölge değildir. Bu değerlerin sonlu elemanlar analizinde elde edilirken en düşük doğruluk oranına sahip bir

parametre için kabul edilebilir limitler içinde kaldığı söylenebilir. Dinamik benzeri deneylerde kütle sayısal modellendiğinden, farklı depremler için farklı kütleler kullanılması makul bir yaklaşımdır. Sonuç olarak, yukarıda verilen kütle yeri ve değerleri kullanılarak yapılacak tek kütleli dinamik benzeri deneyde oluşması beklenen elastik gerilmeler "doğru" analizlere kıyasla makuldür. Bu analizler çatlama sonrası durumu elbette tahmin etmemektedir.

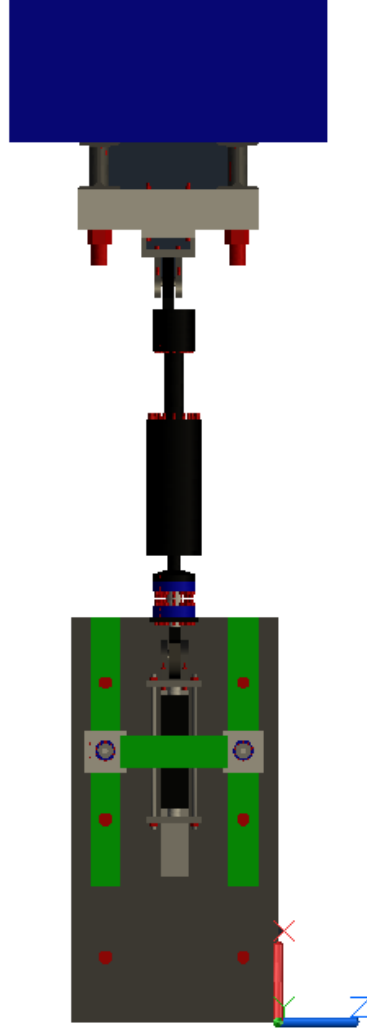
36 - Şekil 38'dan da kolayca anlaşılacağı gibi iki adet gergi çubuğu hidrolik pompalar yardımıyla gerilerek baraj numunesine aksenal basınç olarak etki etmektedir.



Şekil 36. Deney Düzeneği Çizimi (İzometrik Görünüm)



Şekil 37. Deney Düzeneği Çizimi (Yandan Görünüm)

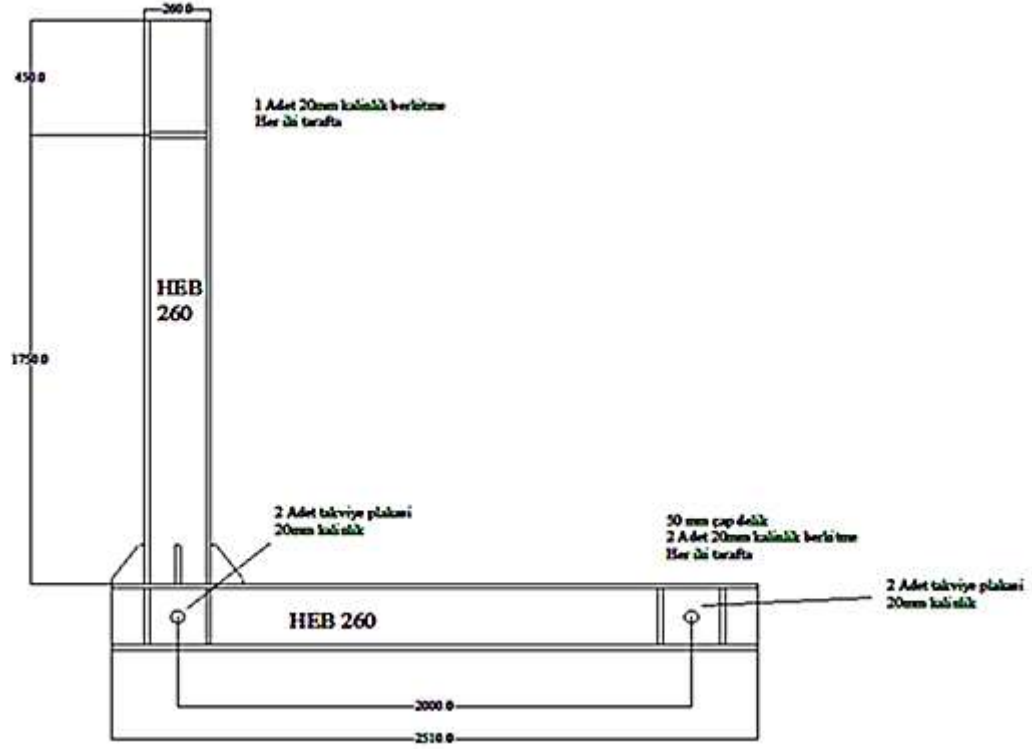


Şekil 38. Deney Düzeneği Çizimi (Üstten Görünüm)

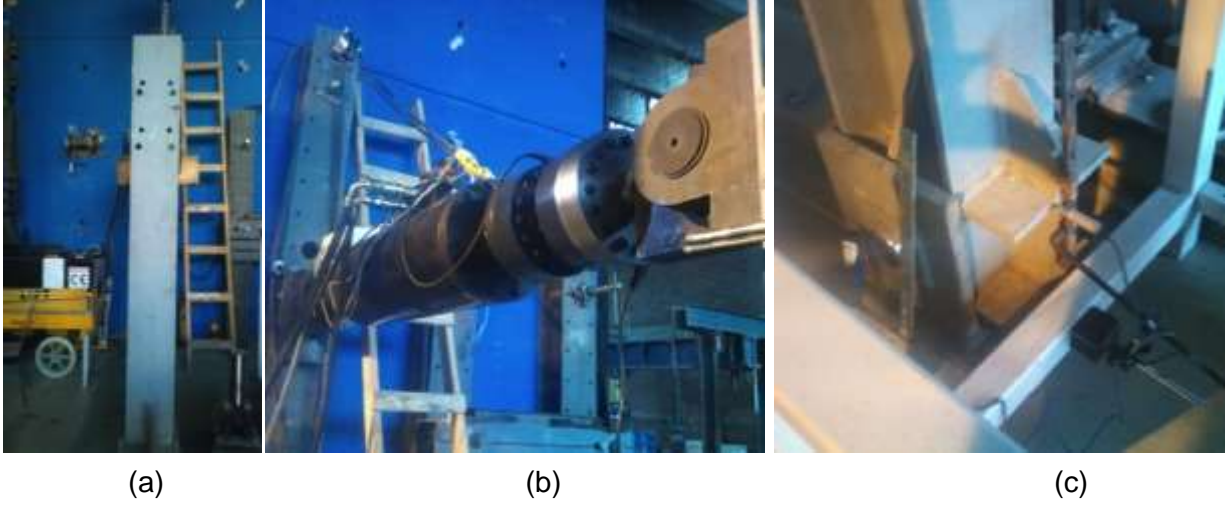
Dinamik benzeri deney yönteminde her bir zaman adımında deney numunesinden elde edilen tepki kuvveti kullanılarak bir sonraki zaman adımında numuneye uygulanacak olan deplasman hesaplanır. Dinamik denge denkleminin çözümünde kütle sayısal olarak modellenir. Dolayısıyla deney sisteminden elde edilen verilerin doğruluğu ve hassasiyeti büyük önem taşımaktadır. Herhangi bir zaman adımında ölçülen değerlerdeki en ufak bir hatanın, sonraki zaman adımlarında katlanarak artması, deney sonrasında elde edilen verilerde düzeltilmesi mümkün olmayan yanlışlıklara yol açması olasıdır. Bu sebepten, proje kapsamında belirtilen baraj deneylerine geçmeden önce, ODTÜ Yapı Mekaniği Laboratuvarı'na 2006 yılında alınmış olan sürekli dinamik benzeri deney sisteminin doğruluğunun test edilmesi planlanmıştır. Dinamik benzeri deney sistemi pek çok başka TÜBİTAK projesinde kullanılmış olmasına rağmen bu proje için doğrulama çalışmaları iki ana sebeple yapılmıştır: 1- Test edilecek baraj numunesi daha evvel yapılmış çerçeve numunelerine göre rijitliği yüksek olup deformasyonu azdır. Küçük deplasman ve yüksek

frekanslarda dinamik benzeri deney sisteminin doğru çalıştığıının ispatlanması gerekmektedir. 2- Baraj deneylerinde 2012 yılında laboratuvara alınmış 70 tonluk yeni bir dinamik piston kullanılacağından bu pistonun ve servo kontrol sisteminin doğruluğunun ispatlanması gerekmektedir. Bu amaçla, ilk olarak deprem etkileri altında elastik kalması tasarlanan bir çelik çerçeve baraj özelliklerine benzer temel periyoda sahip halde düşünülmüş ve dinamik benzeri deneylere tabi tutularak sistem gerçekleştirilmesi yapılmıştır.

Doğrulama deneylerinde kullanılmak amacıyla Şekil 39'de detayları gösterilen bir çelik L çerçeve alt iki ucundan mafsalla yere bağlanmış ve iki ucu mafsallı bir piston ile tek serbestlik dereceli olarak dinamik benzeri deneylere tabi tutulmuştur (Şekil 40). Dinamik benzeri deneylerde, geri besleme deplasmanı olarak piston hizasında bağlanan bir LVDT kullanılmıştır (Şekil 41).



Şekil 39. Doğrulama Çerçevesi Detayları



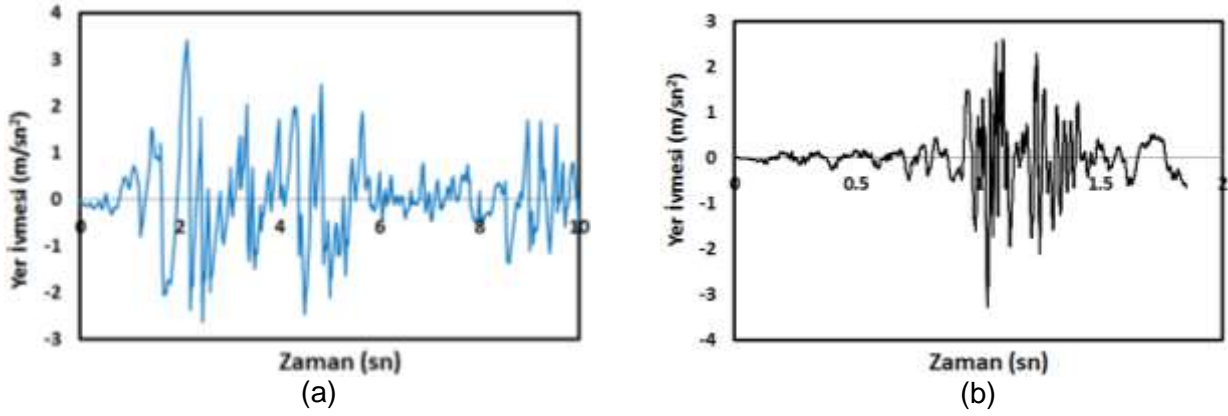
Şekil 40. Doğrulama Çerçevesi Detayları: (a) L Çelik Çerçeve; (b) İki Ucu Mafsallı Piston ve (c) Taban Yatay Kaymasını Ölçmek için LVDT



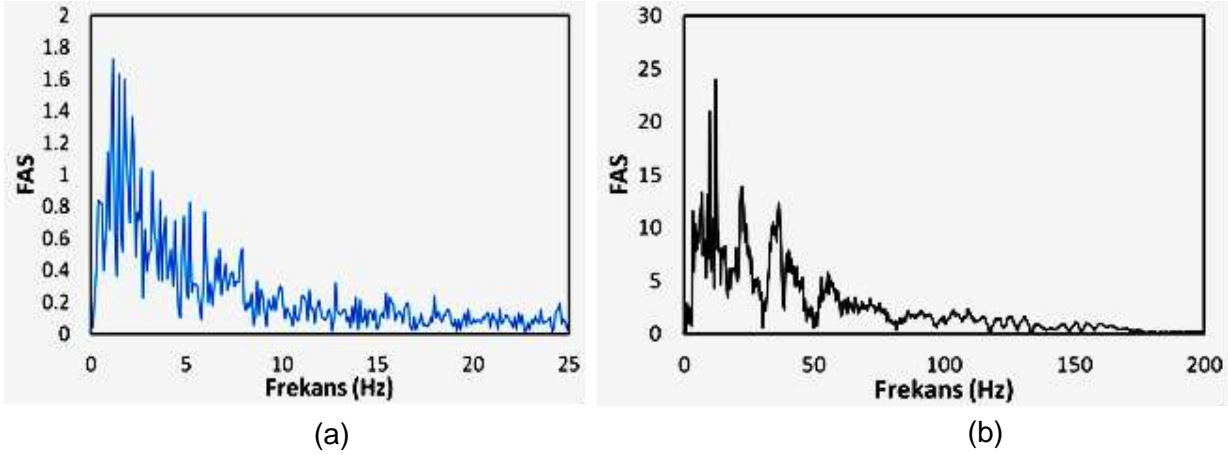
Şekil 41. Deplasman Kontrol Noktası (Heidenhain)

Gerçekleme deneyleri yapılırken bir önceki bölümde tarif edilen çelik çerçeve farklı frekans içeriklerine sahip iki adet deprem hareketine tabi tutulmuştur. Deprem hareketleri El Centro depremi (Şekil 42.a) ve baraj deneylerinde kullanılması planlanan olan MCE depremidir (Şekil 42.b). MCE hareketinin kullanılması ile baraj deneylerinde kullanılacak deprem hareketinin tek serbestlik dereceli bir yapı üzerinde yaratacağı etkileri de gözlemlemek mümkün olacaktır. Bu iki depremden El Centro depremi frekans içeriği yüksek periyotlu atımlardan oluşurken MCE depremi ise düşük periyotlu atımlar içermektedir (Şekil 43). Bu yüzden, gerçekleştirilen deneylerde El Centro depremi 1,01 sn'lik periyoda sahip bir sistemi (Sayısal kütlenin 200 ton alınması ile elde edilmiştir) test etmek için kullanılırken MCE

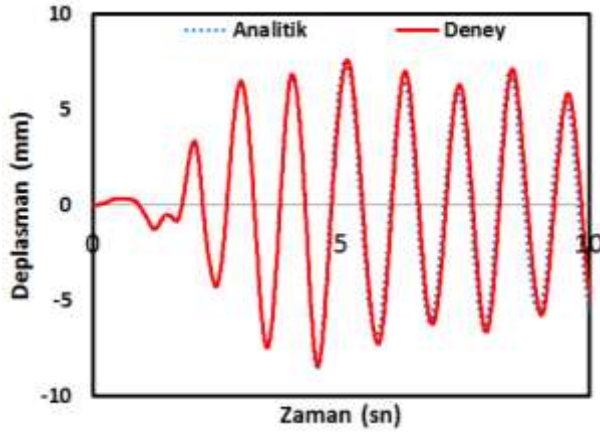
depremi ise proje kapsamında ileride inşa edilecek ölçekli barajların tipik periyodu olarak elde edilen 0,05 sn'lik bir hakim periyotlu (Sayısal kütlelin 400 kg alınması ile elde edilmiştir) sistemi test etmek için kullanılmıştır. Gerçekleştirilen iki farklı deneyin sonuçları ile deney numunesi periyoduna sahip tek serbestlik dereceli sistemin analiz sonuçları Şekil 44 ve Şekil 45'de özetlenmiştir. Bu şekillerden de anlaşılacağı gibi dinamik benzeri deneyler sonucunda elastik sınırlar içinde kalan iki farklı dinamik özelliğe sahip sistem birbirinin neredeyse aynı bir davranış sergilemektedir.



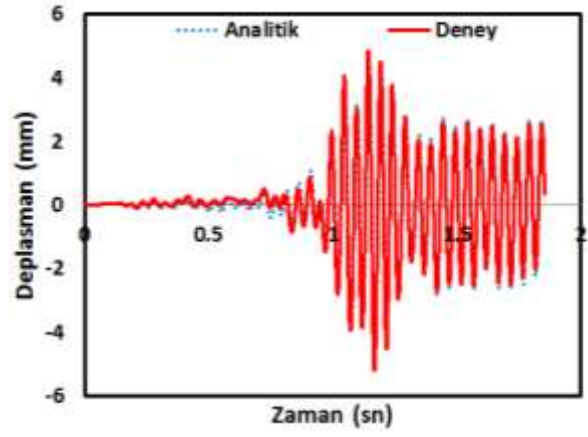
Şekil 42. Yer Hareketleri : (a) El Centro ve (b) MCE3



Şekil 43. Fourier Spektrumlar : (a) El Centro ve (b) MCE3

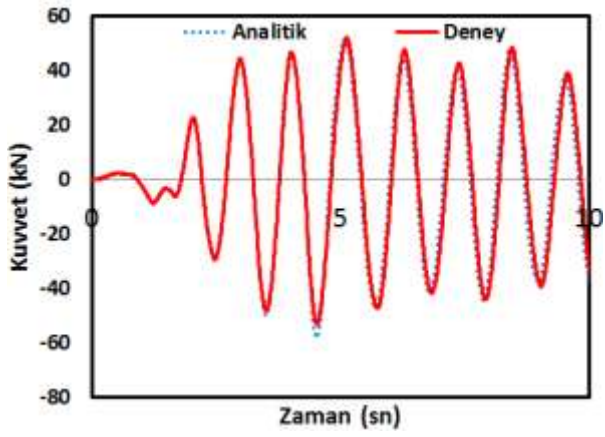


(a)

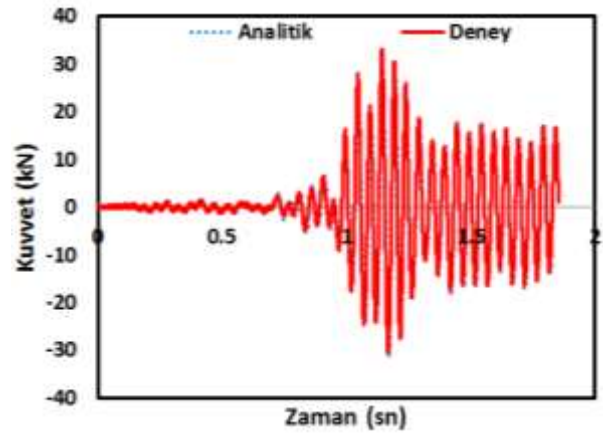


(b)

Şekil 44. Tepe Deplasmanı Karşılaştırmaları : (a) El Centro ve (b) MCE3



(a)



(b)

Şekil 45. Kuvvet Karşılaştırmaları : (a) El Centro ve (b) MCE3

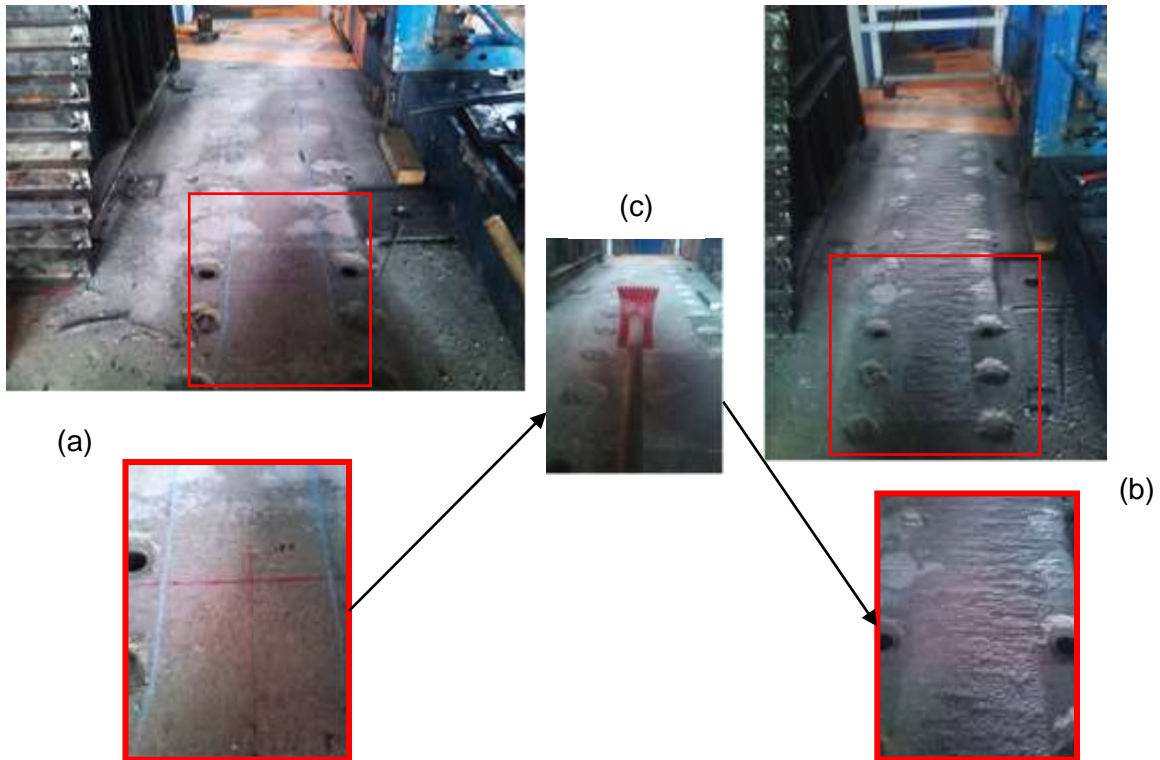
7. Deney Sonuçları

7.1. Beton Baraj Deneyi: 1. Numune

Denenen ilk baraj kesiti 25 MPa basınç dayanımına sahip beton baraj kesitidir. Aşağıda, sırasıyla baraj numunesi inşası, ölçüm aletlerinin yerleştirilmesi ve deney sonuçları sunulmaktadır.

7.1.1. Baraj Numunesinin Hazırlanması

Bu deney numunesi için 25 MPa basınç dayanımı Bölüm 4'te elde edilen çimento miktarı ve çimento – su oranları kullanılarak Orta Doğu Teknik Üniversitesi Yapı Mekaniği Laboratuvarında hazırlanmıştır. Beton yerleştirilmesinden önce gerçek barajların inşasında kullanılan pürüzlendirmenin bir benzeri hali hazırda bulunan temel barajla temas edeceği yüzeye yapılmıştır (Şekil 46). ACI 318 (2011) beton pürüzlü yüzey şartları gereğince pürüz derinliğinin yaklaşık 6 mm olarak sağlanmıştır (Şekil 46.c). Böylece temel ve baraj arasında donatı kullanılmaksızın bir bağ oluşturulmuştur.



Şekil 46. Temel Pürüzlendirilmesi : (a) Pürüzlendirme Öncesi Temel Beton Yüzeyi; (b) Pürüzlendirme Sonrası Temel Beton Yüzeyi ve (c) Pürüzlendirme Aleti

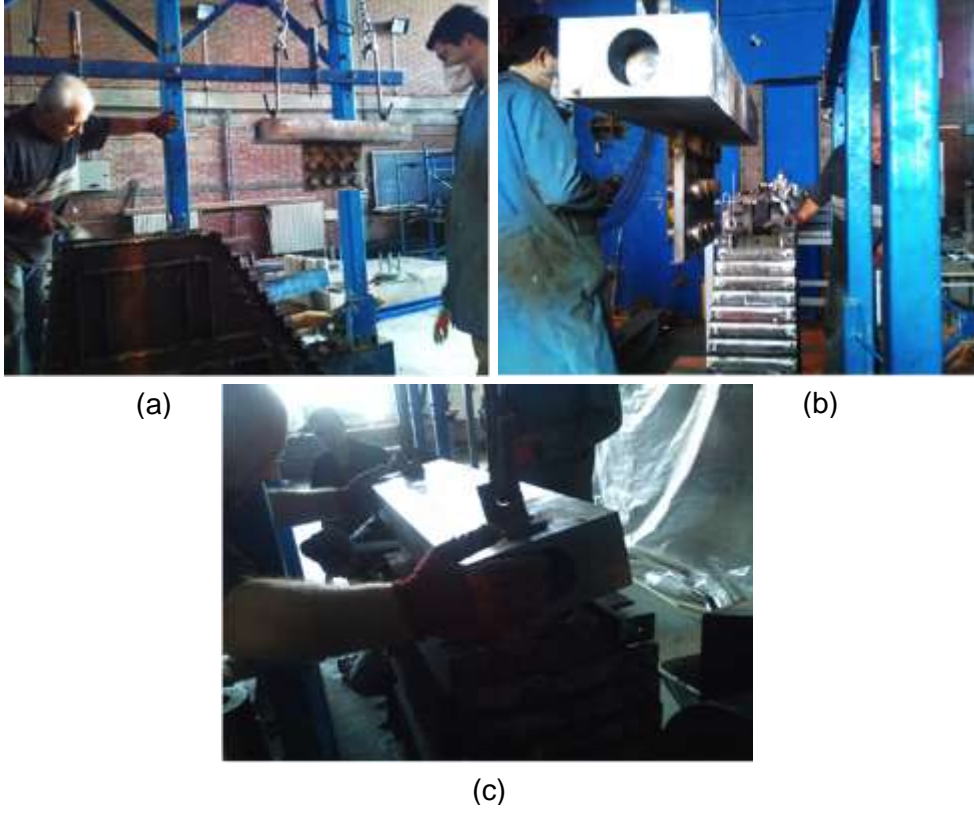
Temel betonu pürüzlendirildikten sonra çelik beton kalıbı temel betonunun üzerine sabitlenmiştir. Daha sonra beton şerbetinin kalıp kenarlarında ve tabanından sızmasını

engellemek için silikon ile kapatılmıştır (Şekil 47.a). Bu işlemler sonrasında beton dökümüne geçilmiştir. Beton dökümünde beton mikserinden (Şekil 47.b) el arabasına alınan beton kürekler vasıtasıyla kalıba doldurulmuştur (Şekil 47.c). Bu aşamada hem kalıp içinden hem de kalıp dışından (özellikle basamak şeklindeki kısımları tam olarak doldurmak için) vibrasyon yapılmıştır (Şekil 47.d). Alınan numunelerin deney günü basınç dayanımları, yarma çekme dayanımları ve elastisite modülleri belirlenmiştir. Bu değerlerin ortalamaları sırasıyla 24,95 MPa, 2,60 MPa ve 20.500 MPa olarak belirlenmiştir.

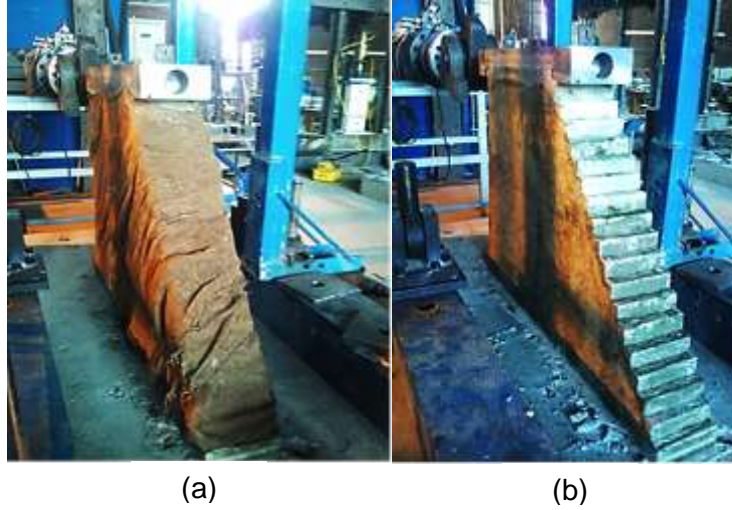


Şekil 47. Beton Dökümü : (a) Kalıbın Silikonlanmış Hali; (b) Betonun Kalıba Yerleştirilmesi ve (c) Kalıp Dışından Yapılan Vibrasyon

Beton, kalıba yerleştirildikten sonra yüklemenin yapılacağı kafa plakası vinç vasıtasıyla kalıbın tam merkezine getirilmiş (Şekil 48.a) ve betonun içine forse edilerek ve vibratör yardımı kullanılarak yerleştirilmiştir (Şekil 48.b). Beton prizini aldıktan sonra kalıp sökülüş ve beton selis bezi vasıtasıyla günde bir kez sulanarak kürlenmiştir (Şekil 49.a). Betonun kürlenmesine yedi gün devam edilmiştir. Yedi günün sonunda beton kendi haline bırakılmış ve 28 günlük dayanımına ulaşması beklenmiştir (Şekil 49.b). Dikkat edileceği üzere numunenin üst kısmında çelik plaka bulunan bir kısım mevcuttur. Bu kısım barajın kayma, devrilme vb. Hasarları alması beklenen bölgesinden oldukça uzak olduğundan deney sonuçlarını etkilemeyeceği düşünülmektedir.



Şekil 48. Yükleme Aparatının Yerleştirilmesi : (a) Yükleme Aparatının Vinçle Taşınması; (b) Yükleme Aparatının Hizalanması ve (c) Yükleme Aparatının Betonun İçine Oturtulması

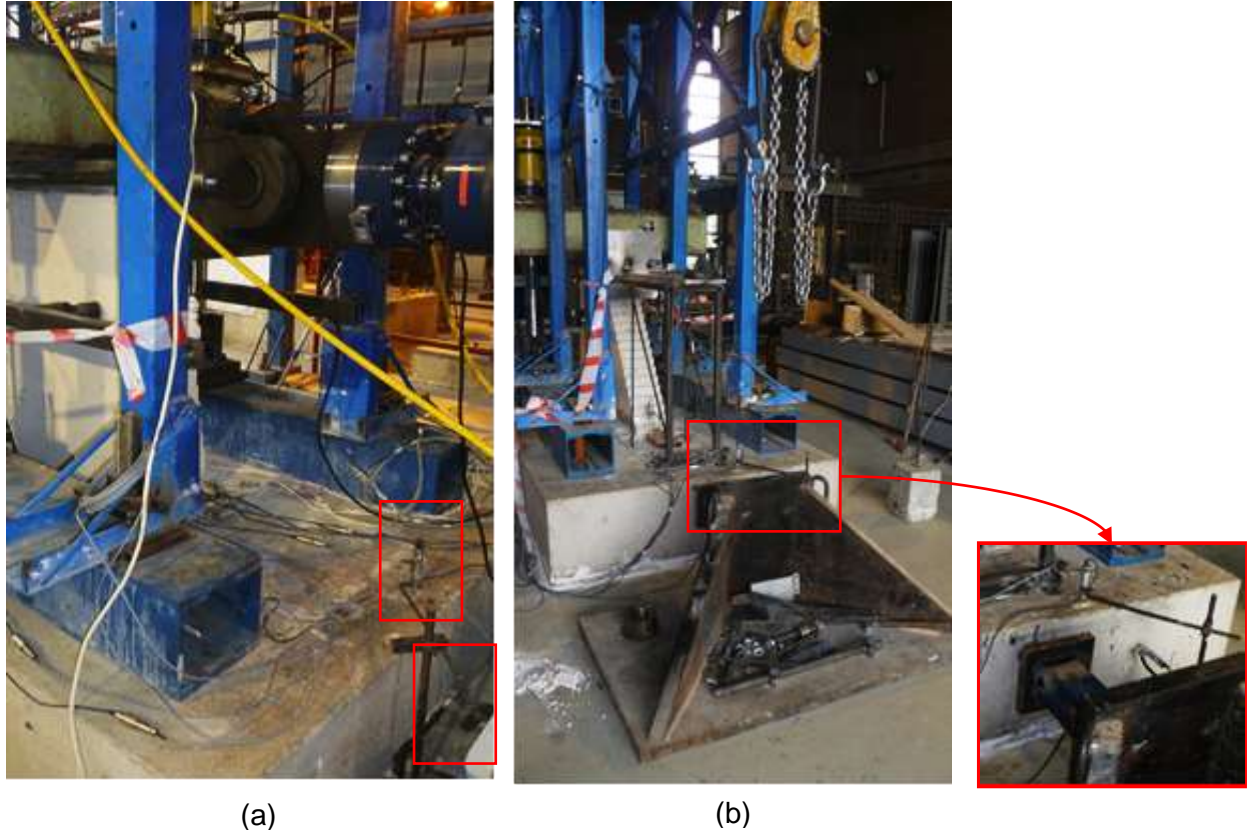


Şekil 49. (a) Betonun Kürlenmesi ve (b) Baraj numunesinin Kür Sonrası Görünümü

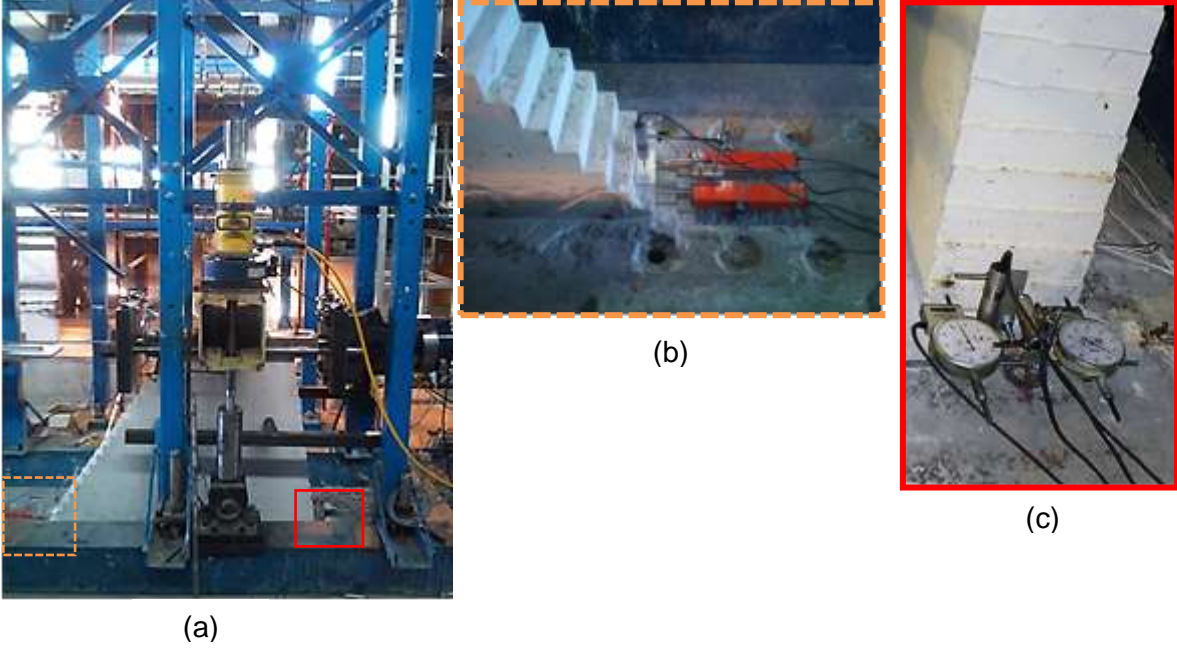
7.1.2. Ölçüm Aletlerinin Yerleştirilmesi

Betonun kür işlemi bittikten sonra ölçüm cihazlarının yerleştirilmesi için hazırlıklara başlanmıştır. Öncelikle barajın üstüne oturtulduğu beton temelin yatay ve düşey hareketlerinin (her iki yönden de) ölçülmesi planlanmıştır (Şekil 50). Bu veriler ankastre mesnet koşullarının ne kadar taklit edildiğini göstermesi açısından çok önemlidir. Temelde

mevcut olan deformasyonlar aslında dinamik benzeri deney sonuçlarını etkilememektedir. Bunun sebebi dinamik benzeri deneylerde geri besleme için kullanılan deplasman ölçümlerinin baraj tepe noktasında beton temel üzerine göre yapılmasıdır. Bu şekilde temel deformasyonları dinamik hareket denkleminde ayrılmıştır. Barajın tabanında kayma istemlerini kaydedebilmek için 50 mm (ön kısma) ve 100 mm (arka kısma) uzama kapasitesine sahip ikişer adet LVDT (linear variable differential transducer) takılmıştır. Her iki uca iki adet LVDT takılarak barajın tabanında dönme talebi olup olmadığı belirlenmiştir. Fakat, baraj tabanında bir kayma talebi olmazsa büyük ölçekli LVDT'lerin çözünürlüğü düşük bir veri toplama olasılığına karşılık da hem öne hem de arkaya birer adet 10 mm'lik LVDT yerleştirilmiştir (Şekil 51). Ayrıca, yine barajın tabanının yerden ne kadar kalktığını ölçmek için de memba ve mansap taraflarına birer adet 20 mm'lik LVDT bağlanmıştır.

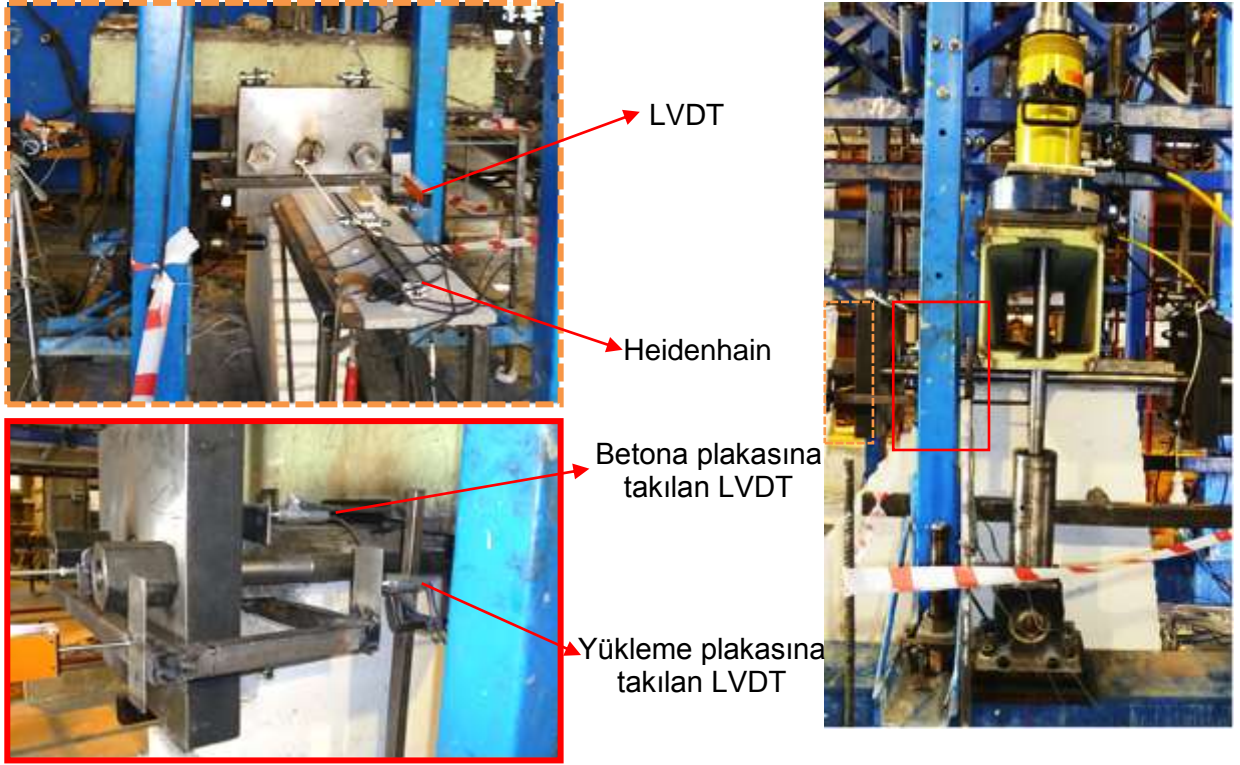


Şekil 50. Temel Deplasman Ölçümleri : (a) Temel Önüne Yerleştirilen 30 mm'lik LVDT ve (b) Temel Arkasına Yerleştirilen 30 mm'lik LVDT'ler



Şekil 51. Baraj Tabanı Deplasman Ölçümleri : (a) Barajın Yandan Görünümü; (b) Barajın Arka Yüzüne Yerleştirilen LVDT'ler ve (c) Barajın Ön Yüzüne Yerleştirilen LVDT'ler

Barajın tepe yatay deplasmanlarını okumak için dört farklı LVDT yerleştirilmiştir. Bunlardan ilki 20 mm'lik bir LVDT olup barajın üstüne yerleştirilen çelik plakanın barajın tabanına göre yatay deplasmanını kaydetmektedir (Şekil 52). Yine yükleme plakasının hemen altına betonun yaptığı yatay deplasmanı ölçmek için 20 mm'lik bir LVDT daha koyulmuştur. Böylece bu iki LVDT ölçümleri arasındaki farktan yükleme plakasının kayma miktarı belirlenebilecektir (Şekil 52). Ayrıca, dinamik benzeri deneyde kontrol deplasmanını dinamik benzeri deney ünitesine geri bildirmek amacıyla bir adet heidenhain (mekanik yüksek hassasiyetli deplasman ölçer) bağlanmıştır (Şekil 52). Bir de heidenhain deplasman ölçümlerini kontrol edebilmek amacıyla heidenhain'in hemen yanına bir adet 100 mm'lik LVDT daha bağlanmıştır (Şekil 52). Bu iki deplasman ölçümü temel üstünden baraj tabanına göre yapıldığından temel deformasyonlarını içermemektedir.



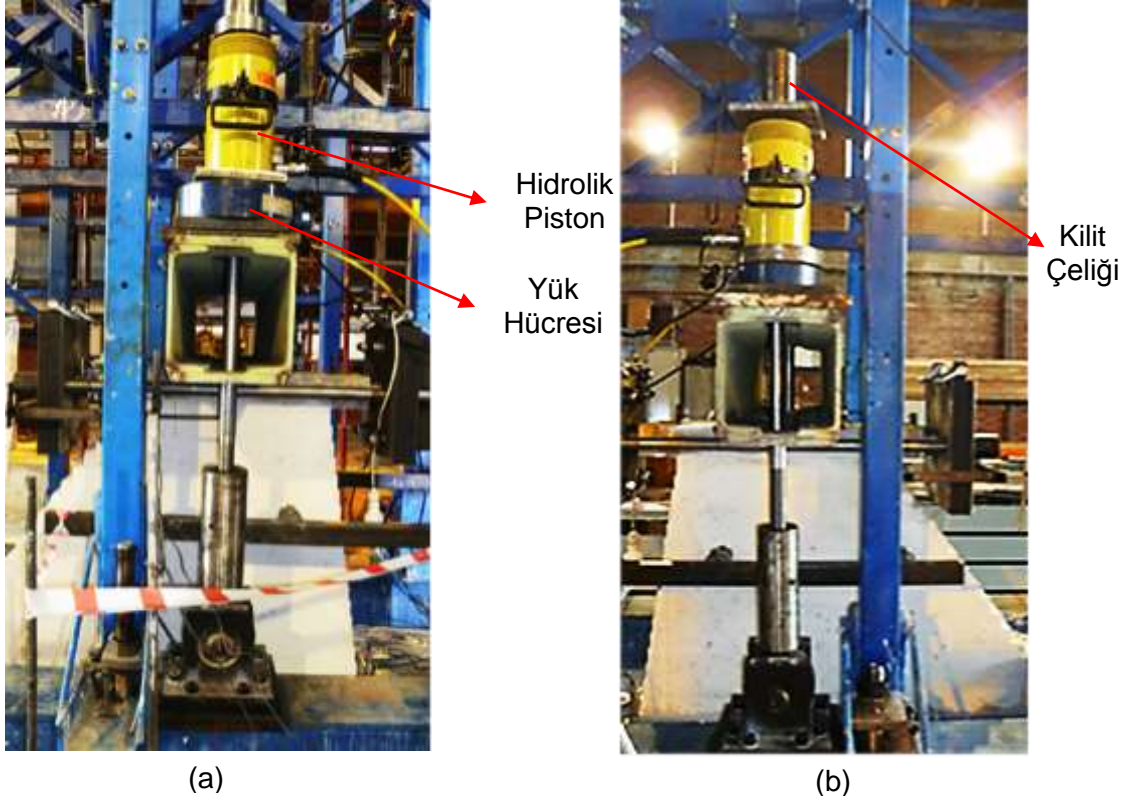
Şekil 52. Baraj Tepe Yatay Deplasman Ölçümleri

LVDT'ler monte edildikten sonra baraj tabanındaki birim uzamaları ölçmek ve asal birim uzama yönünü bulabilmek için 20 cm aralıklarla rozetler yapıştırılmıştır (Şekil 53). Bu aşamada rozetlerin yapıştırılması için uygulanan prosedürden bahsetmek gerekmektedir. İlk önce beton yüzeyinin pürüzlerden arındırılması için zımparalama yapılmıştır (bir kalın taneli bir de ince taneli zımpara kullanılarak). Daha sonra yüzey pompa vasıtasıyla tozlardan arındırıldıktan sonra beton yüzeydeki olası kalıp yağı kalıntılarını gidermek için yüzey tekrar asetonla silinmiştir. Daha sonra önceden terminallere lehimlenen rozetler terminallerle birlikte kuvvetli bir yapıştırıcı kullanılarak yüzeye sabitlenmiştir.



Şekil 53. Baraj Tabanı Birim Uzama Ölçümleri

Ölçekli baraj tabanındaki gerilmelerin tam ölçekli baraj tabanındaki gerilmeler ile aynı olması gerekir. Bu amaçla, ard germe çubukları marifetiyle bir aksenal yük sistemi kurulmuştur. Gergi çubuklarına birer adet hidrolik pompa yerleştirilmiş ve çubuklar tepe noktalarından kilitlemişlerdir (Şekil 54). Ayrıca, gergi çubuklarındaki yük miktarını kontrol etmek için her bir pistonun altına birer yük hücresi yerleştirilmiştir (Şekil 54). Çubuklar baraj deplasmanı esnasında ek gerilmeye tabi olacaktır. Ancak baraj yatay deplasmanlarının deney sonuçlarında da anlatılacağı gibi oldukça küçük olması sebebi ile hem yatay yüke etkisi hem de gergi etkisi ile artışı ihmal edilebilir seviyededir.



Şekil 54. Eksenel Yük Pompaları

7.1.3. Deney Sonuçları

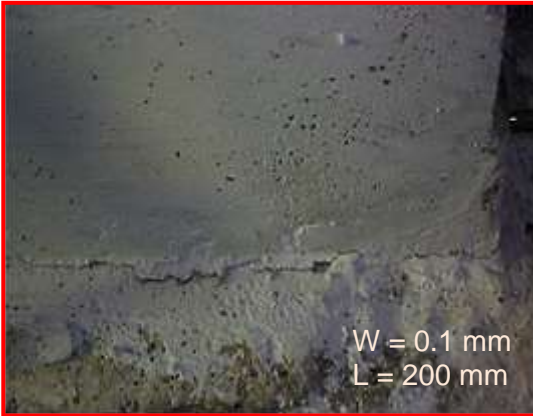
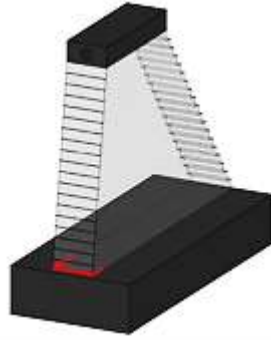
Bölüm 5.2.1’de bahsedildiği gibi ölçekli baraj numunesi üzerinde gerçek barajın tabanında kendi ağırlığı altında oluşacak gerilmeleri taklit edebilmek için öncelikle 400 kN’luk bir eksenel yük uygulanmıştır. Ardından 170 kN’luk bir yatay yük ile hidrostatik yükler altında oluşacak gerilmeler yapıya sunulmuştur. Bu şekilde tekil piston ile baraj tabanında elde edilecek gerilmelerin gerçekçiliği Bölüm 5’te detaylı olarak gösterilmiştir. Bu işlemler sonrasında deprem etkilerine geçilmeden önce statik etkilerden kaynaklı deplasmanlar ve kuvvetler dinamik benzeri deney algoritması içerisinde sıfırlanmıştır, ancak ek bir veri toplama sistemi ile sıfırlamadan ölçümlere devam edilmiştir. Daha sonra deprem etkisi dinamik benzeri yöntem kullanılarak tek bir pistonla baraja uygulanmıştır. Aynı numune farklı üç adet deprem hareketine (sırasıyla OBE, MDE ve MCE) maruz bırakılmıştır. Her bir farklı deprem senaryosu etkisi altında baraj numunesinin deplasman ve kuvvet talepleriyle gözlemlenen hasarlar bu kısımda özetlenmektedir.

7.1.3.1. OBE Sonuçları

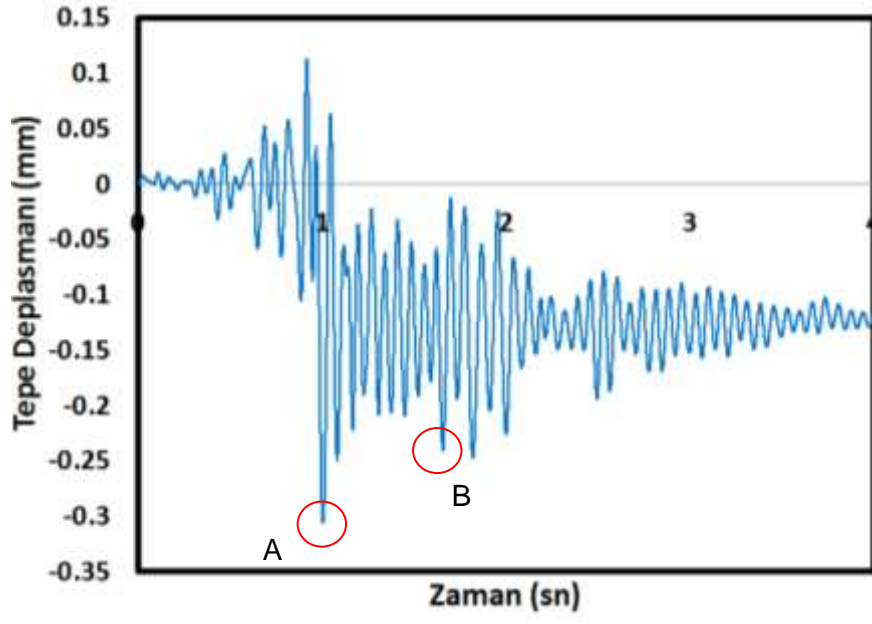
En düşük taleplere neden olan OBE depremi sisteme verilmeden önce daha önce de bahsedildiği gibi baraja eksenel yük olarak 400 kN’luk bir kuvvet aktarıldıktan sonra hidrostatik etkileri taklit etmek içinse 170 kN’luk bir yatay yük verilmiştir. Hidrostatik yükleme

sonunda barajın memba topuğunda 0,1 mm genişliğinde, yaklaşık 10 cm (diğer yüde 20 cm) uzunluğunda çatlak oluştuğu gözlemlenmiştir (Şekil 55). OBE depreminin tepe deplasman talebi (hidrostatik etkiler dahil edilmemiştir) ve yatay yük talepleri Şekil 56 ve Şekil 57'de verilmektedir. Barajın tabanında oluşan yatay deplasmanın zamana göre değişimi de Şekil 58'de verilmektedir. Ayrıca Şekil 59'da OBE depreminin barajda oluşturduğu yatay kuvvet – deplasman eğrisi görülmektedir.

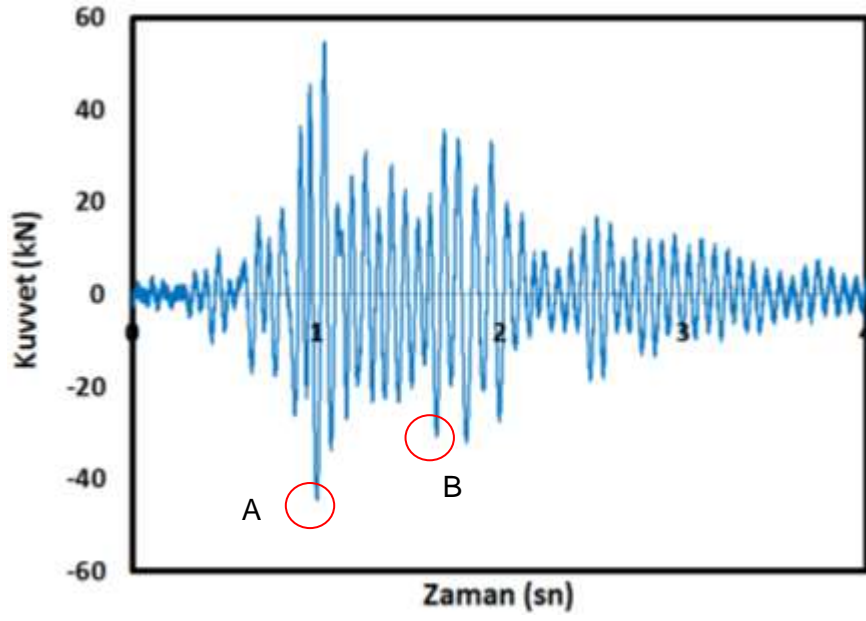
Baraj numunesinin frekansının ve sönümlenme oranının zamana göre değişimi Kurt vd. 2011 tarafından kullanılan yöntem ile belirlenmiş ve sonuçlar Şekil 60'da verilmektedir. Görüldüğü üzere bu deprem etkisi altında dinamik özelliklerde büyük değişiklikler gözlemlenmemiştir. Ayrıca, deprem boyunca sönüm miktarı neredeyse sabit kalmıştır (yaklaşık olarak %3). Şekil 61'den de anlaşılacağı gibi OBE depremi esnasında hidrostatik etkilerle başlayan çatlakların boyu uzamış ve genişlemiştir. Çatlak genişlikleri azami olarak 0,3 mm'yi bulmuştur. Ayrıca, artan yatay yük talepleri yükleme plakası ve beton arasında kılcal çatlakların oluşmasına neden olmuştur (Şekil 61). Fakat, OBE depremi sırasında baraj tabanında kılcal çatlakların dışında gövdede çatlaklar ya da baraj tabanında kayma gözlemlenmemiştir. Böylece bu kesitin OBE depremi etkisi altında iyi bir performansa sahip olduğu söylenebilir.



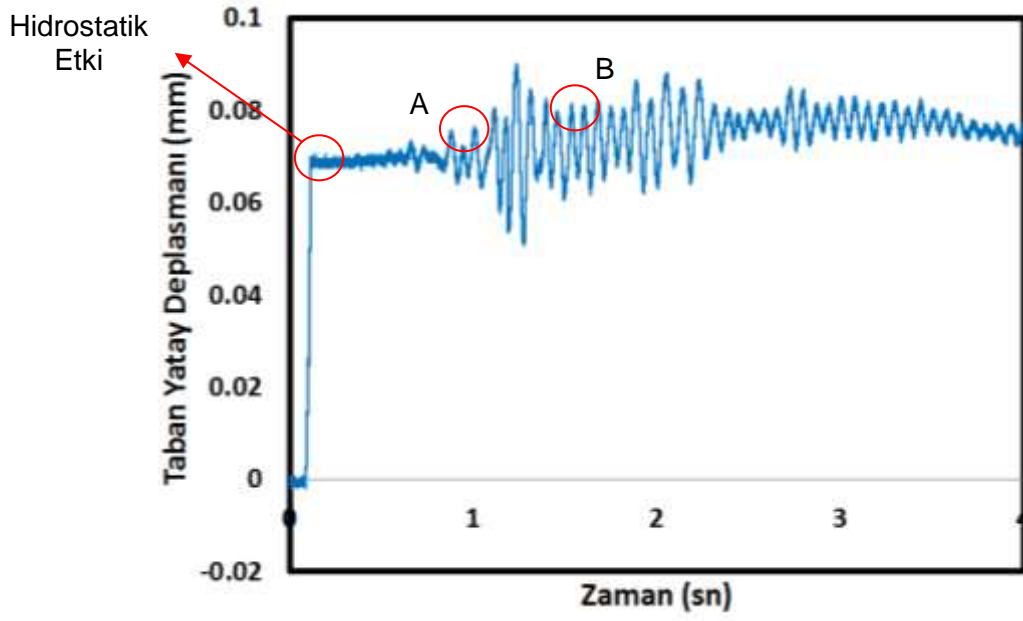
Şekil 55. Hidrostatik Yükleme sonrası Oluşan Çatlaklar



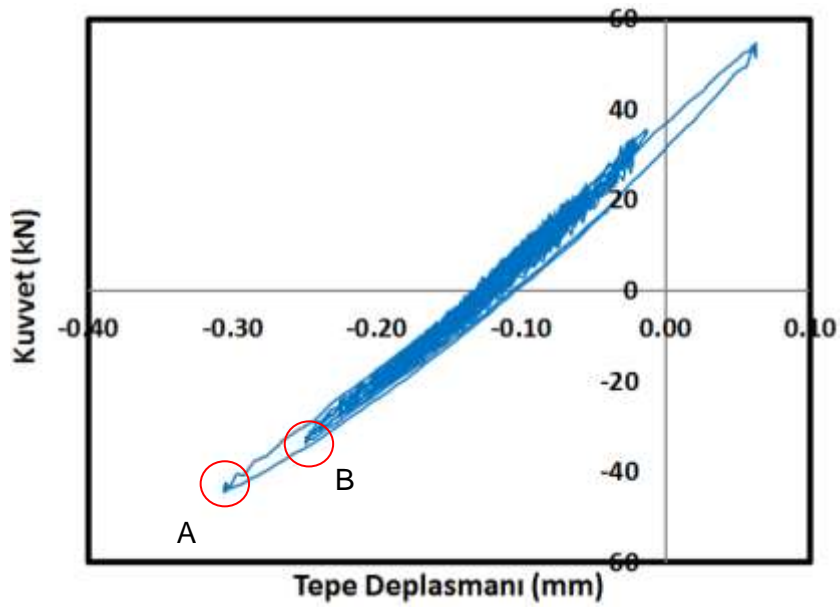
Şekil 56. OBE Depremi Tepe Deplasmanı Talebi



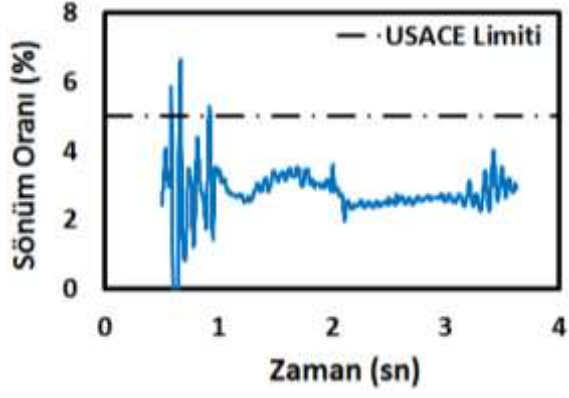
Şekil 57. OBE Depremi Yatay Kuvvet Talebi



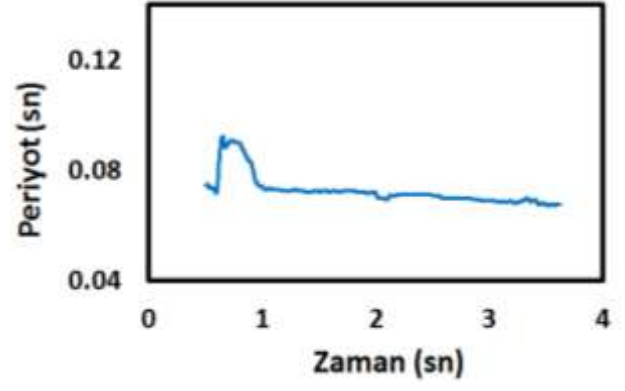
Şekil 58. OBE Depreminin Barajın Tabanındaki Yatay Deplasman Talebi



Şekil 59. OBE Depremi Kuvvet – Deplasman Talebi



(a)



(b)

Şekil 60. Baraj Numunesinin Sismik Karakteristiklerinin Zaman Göre Değişimi : (a) Sönüm Oranı ve (b) Birinci Mod Frekansı

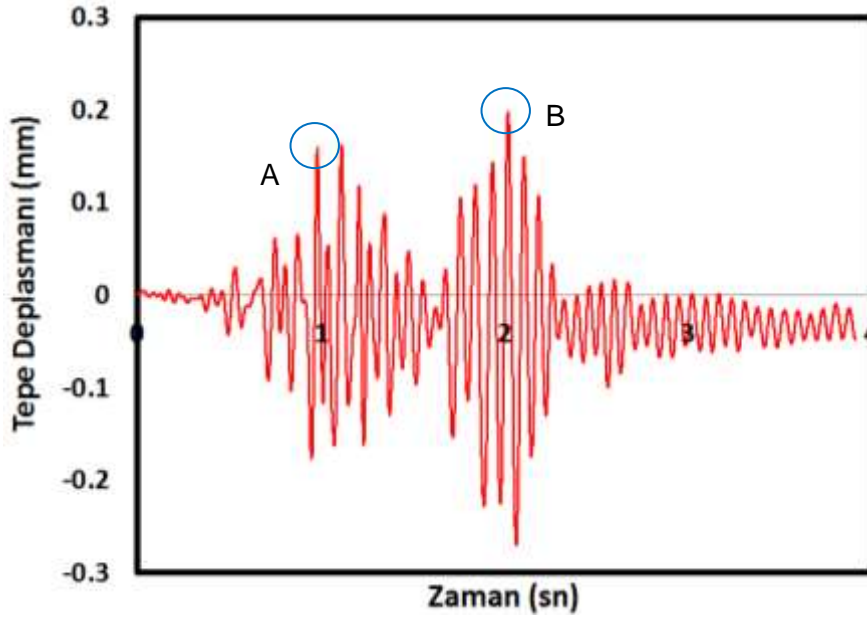


Şekil 61. OBE Depremi Esnasında Oluşan Çatlaklar

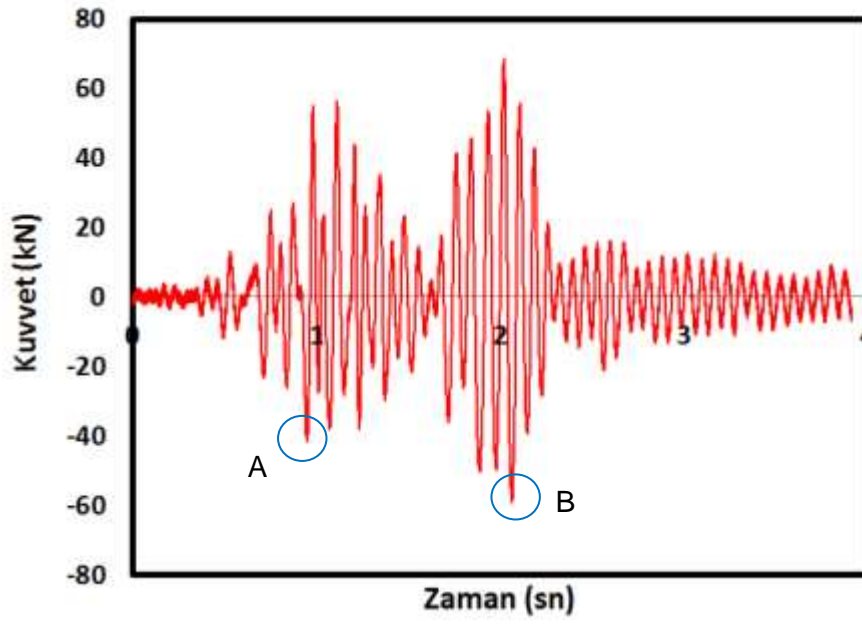
7.1.3.2. MDE Sonuçları

MDE depremi hafif hasar almış baraj numunesine ikinci bir test olarak verilmiştir. MDE depreminin etkisi altında oluşan tepe deplasmanı ve yatay yükün zamana göre değişimleri sırasıyla Şekil 62 ve Şekil 63'de verilmektedir. Görüldüğü üzere, MDE depremi OBE depremine göre yaklaşık %20 daha fazla yatay kuvvet talep etmiştir. Barajın tabanında oluşan yatay deplasmanın zamana göre değişimi de Şekil 64'de verilmektedir. Ayrıca Şekil 65'de MDE depreminin barajda oluşturduğu yatay kuvvet – deplasman eğrisi görülmektedir.

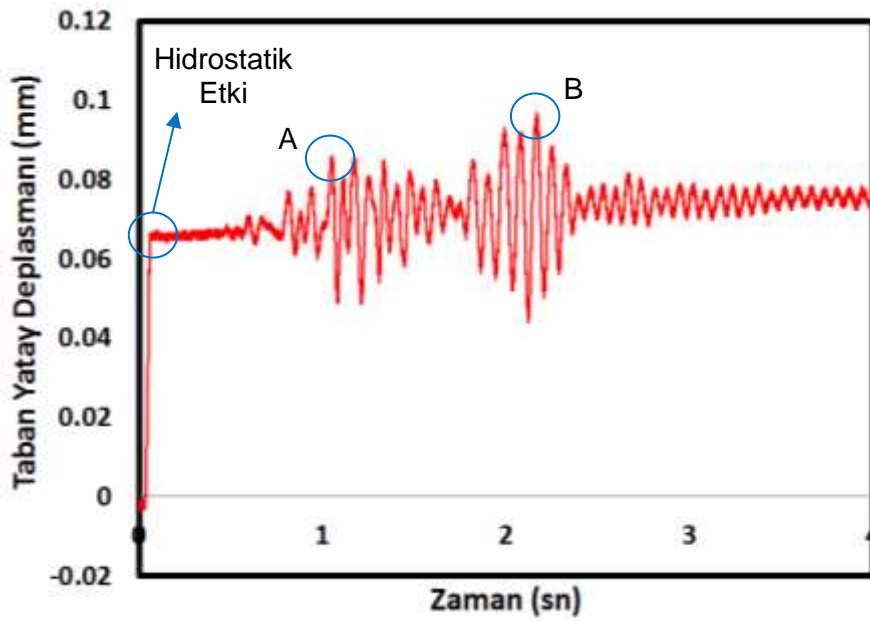
Şekil 66'da ise baraj dinamik özelliklerinin zamana göre değişimi gösterilmektedir. Şekil 67'de sunulan hasar resimleri incelendiğinde OBE depreminde yaklaşık 20-35 cm olan çatlak boyunun 50 cm'e kadar ulaştığı tespit edilmiştir. Deprem boyunca sönüm miktarı sabit kalmıştır (yaklaşık olarak %4). Şekil 67'den de anlaşılacağı gibi MDE depremi esnasında OBE depremi etkisiyle başlayan çatlakların boyu uzamış ve genişleşmiştir. Yer yer çatlak genişliklerinin 0,4 mm'yi bulduğu saptanmıştır. Yükleme plakasının çevresinde kılcal çatlaklar gözlemlenmiş ancak bu hafif hasar pistonlardan baraja yük transferine engel olmamıştır. OBE depreminin aksine MDE depremi sırasında baraj tabanının yanı sıra gövdede genişliği 0.1 mm'yi geçmeyen boyu 10 cm olan kılcal çatlak da gözlemlenmiştir.



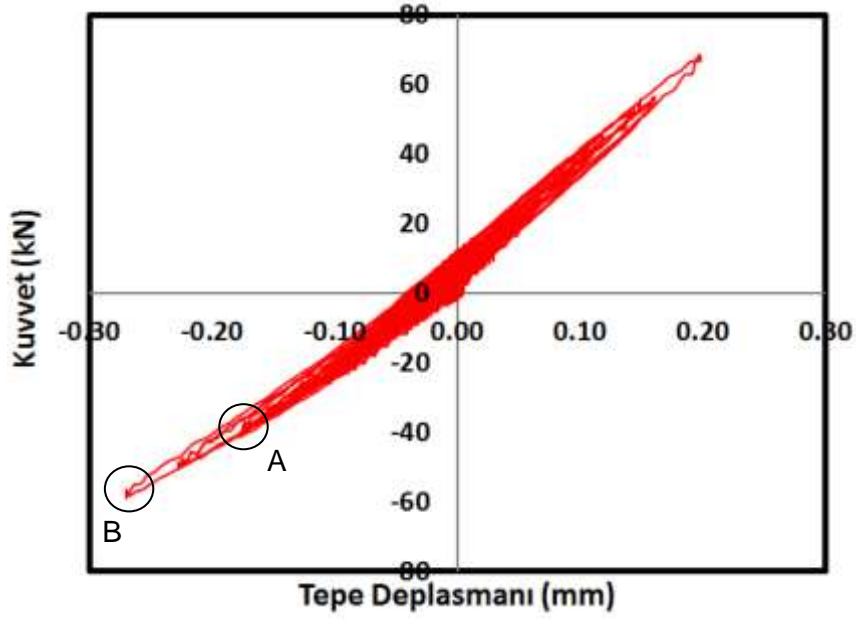
Şekil 62. MDE Depremi Tepe Deplasmanı Talebi



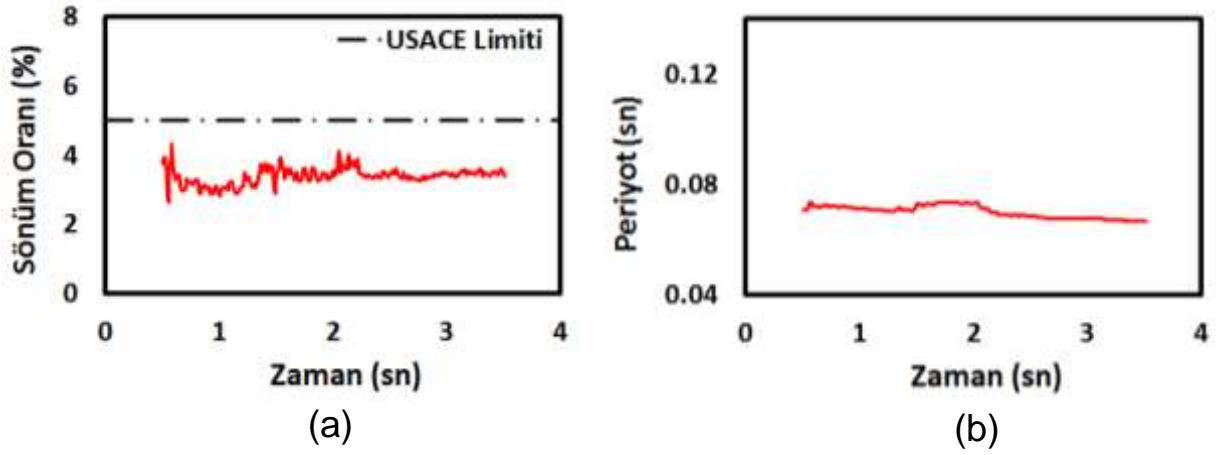
Şekil 63. MDE Depremi Yatay Kuvvet Talebi



Şekil 64. MDE Depreminin Barajın Tabanındaki Yatay Deplasman Talebi



Şekil 65. MDE Depremi Yatay Kuvvet Talebi



Şekil 66. Baraj Numunesinin Sismik Karakteristiklerinin Zaman Göre Değişimi : (a) Sönüm Oranı ve (b) Birinci Mod Frekansı

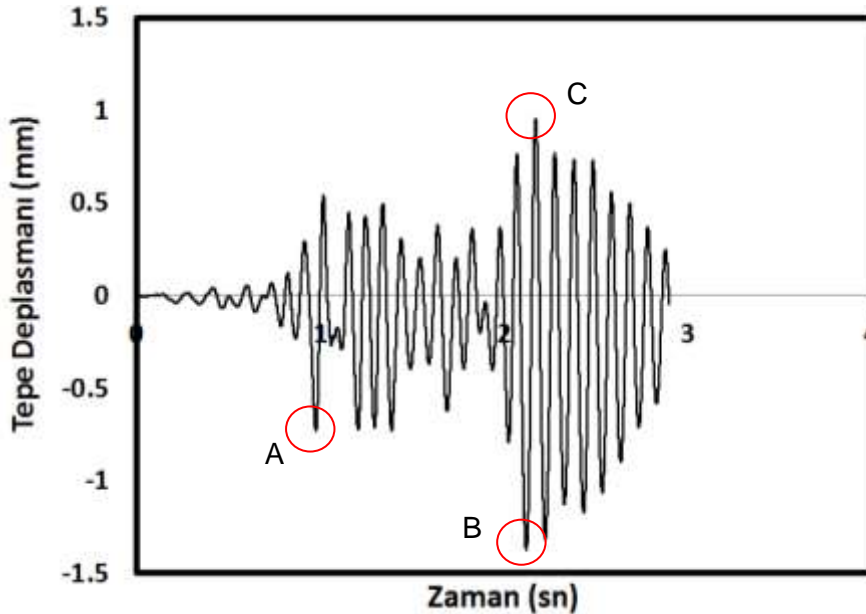


Şekil 67. MDE Depremi Esnasında Oluşan Çatlaklar

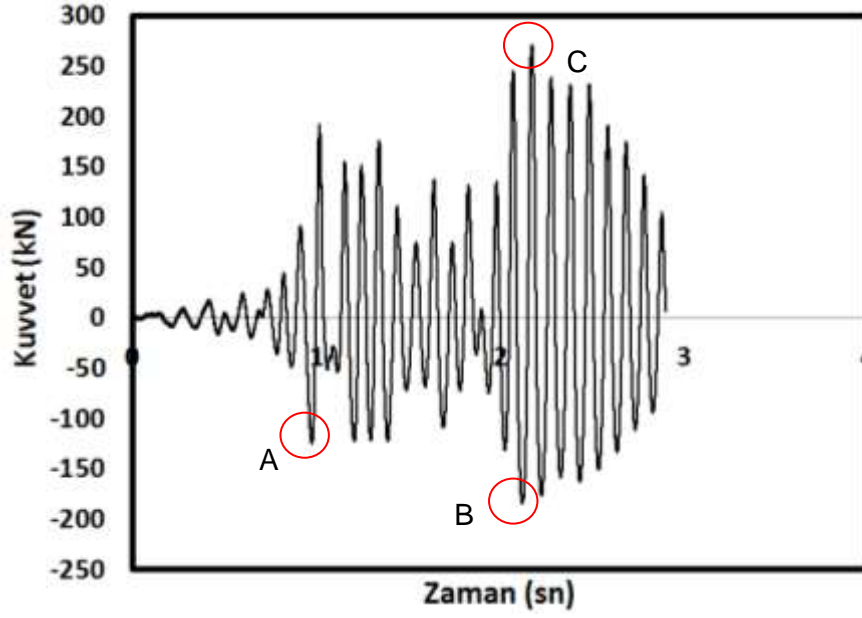
7.1.3.3. MCE Sonuçları

MCE depreminin etkisi altında oluşan tepe deplasmanı ve yatay yükün zamana göre değişimleri sırasıyla Şekil 68 ve Şekil 69'da verilmektedir. Barajın tabanında oluşan yatay deplasmanın zamana göre değişimi de Şekil 70'de verilmektedir. Şekil 71'de MCE depreminin barajda oluşturduğu yatay kuvvet – deplasman eğrisi görülmektedir. Baraj numunesinin frekansının zamana göre değişimi ve sönümlenme oranının zamana göre değişimi de Şekil 72'de verilmektedir.

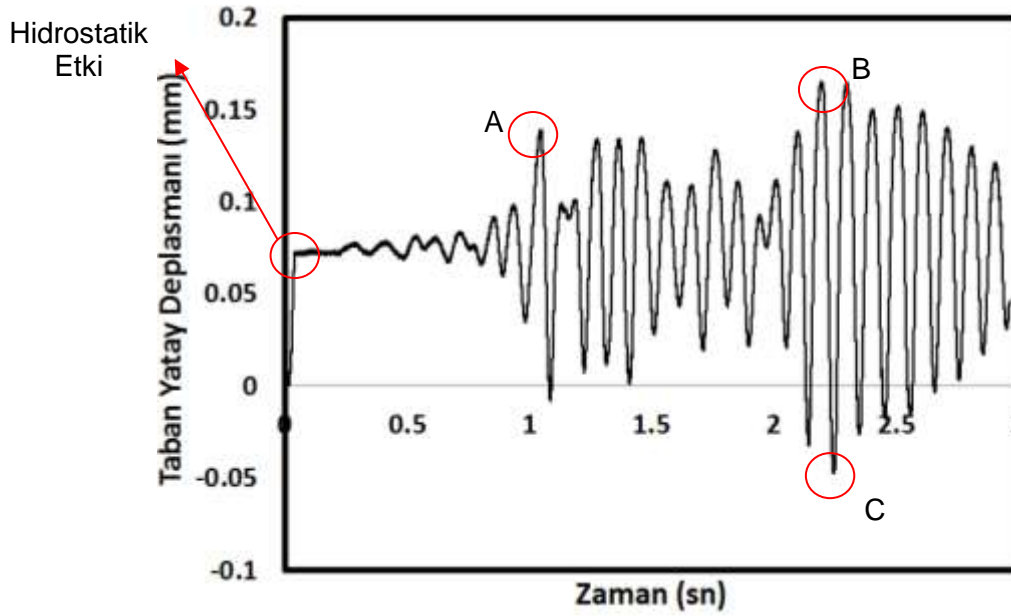
MCE depremi etkisinde tepe deplasmanı yaklaşık 1.5 mm'yi bulmuştur. Bu değer, MDE depreminde elde edilen değer yaklaşık 5 katıdır. Benzer şekilde taban kesme kuvveti talebi de 250 kN'u bularak (hidrostatik etki hariç) MDE depreminde ölçülen değer yaklaşık 4 katına ulaşmıştır. Şekil 73'den de anlaşılacağı gibi MCE depremi esnasında çatlakların boyu uzamış ve genişlemiştir. Tabanda oluşan çatlakın uzunluğu bir yüzde yaklaşık 90cm, bir yüzde ise 105 cm'e ulaşmıştır. MDE depremi sırasında ortaya çıkan gövde çatlaklarında da bir artış gözlemlenmiştir. MCE depreminin etkisiyle baraj tabanının mansap yüzünde de çatlaklar oluşmuştur. Fakat, memba ve mansap yönünde oluşan çatlaklar birleşmemiştir. Bu sebeple barajda top yekun bir kayma gözlemlenmemiştir. Şekil 71'den de görüleceği gibi baraj oldukça nonlineer bir davranış sergilemiş ve ciddi rijitlik azalmasına uğramıştır. Bu durum Şekil 72'de sunulan frekans değişimi grafiklerinden de anlaşılmaktadır. Ancak kapasitenin hala düşmediği belirlenmiştir. MCE depreminde barajın ciddi hasar aldığı ancak stabilitenin etkileneceği bir tehlikenin oluşmadığı söylenmelidir.



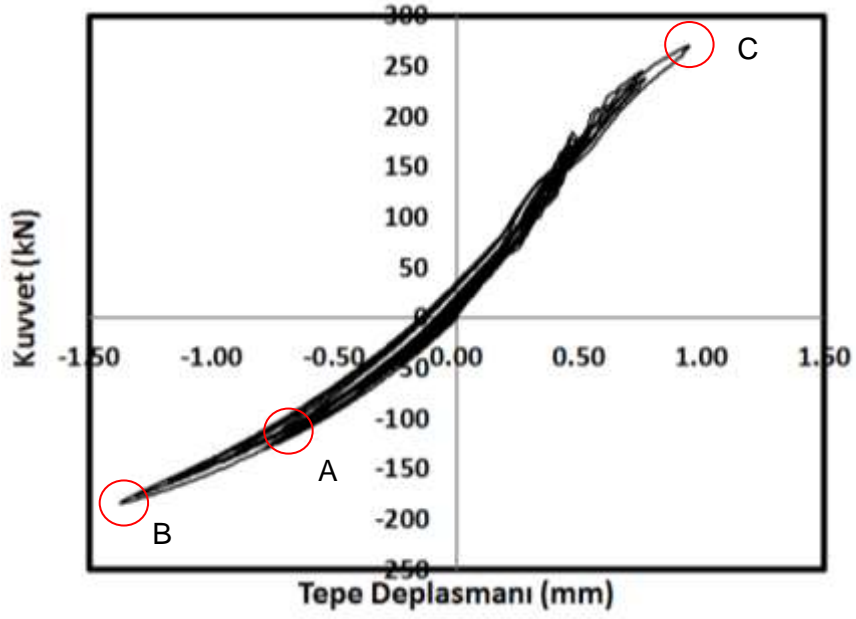
Şekil 68. MCE Depremi Tepe Deplasmanı Talebi



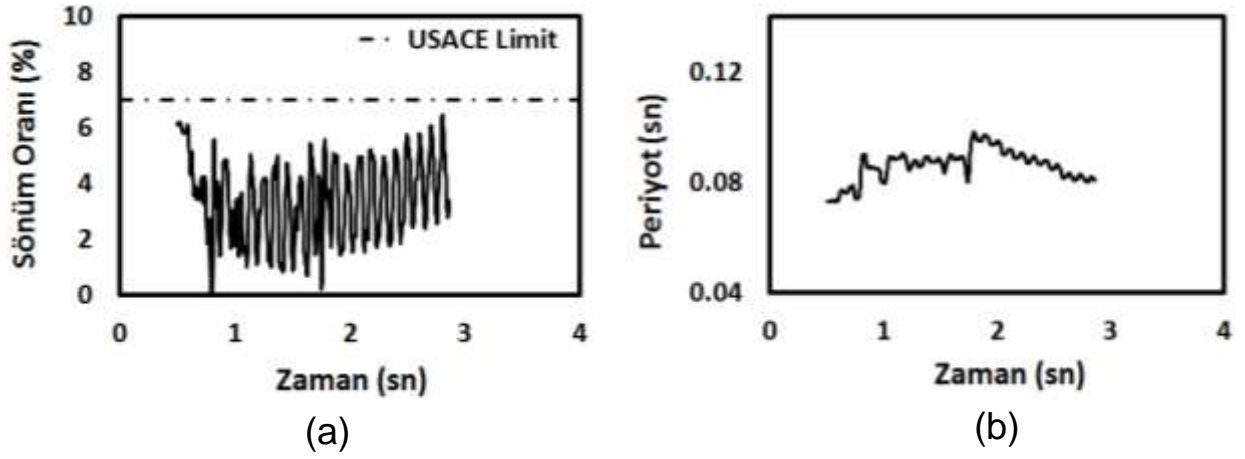
Şekil 69. MCE Depremi Yatay Kuvvet Talebi



Şekil 70. MCE Depreminin Barajın Tabanındaki Yatay Deplasman Talebi



Şekil 71. MCE Depremi Yatay Kuvvet Talebi



Şekil 72. Baraj Numunesinin Sismik Karakteristiklerinin Zaman Göre Değişimi : (a) Sönüm Oranı ve (b) Birinci Mod Frekansı



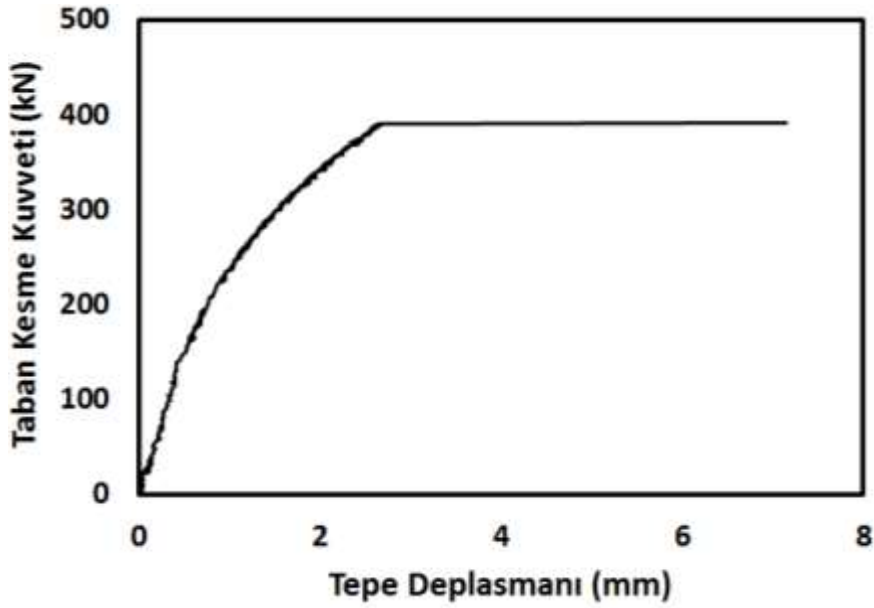
Şekil 73. MCE Depremi Esnasında Oluşan Çatlaklar 1



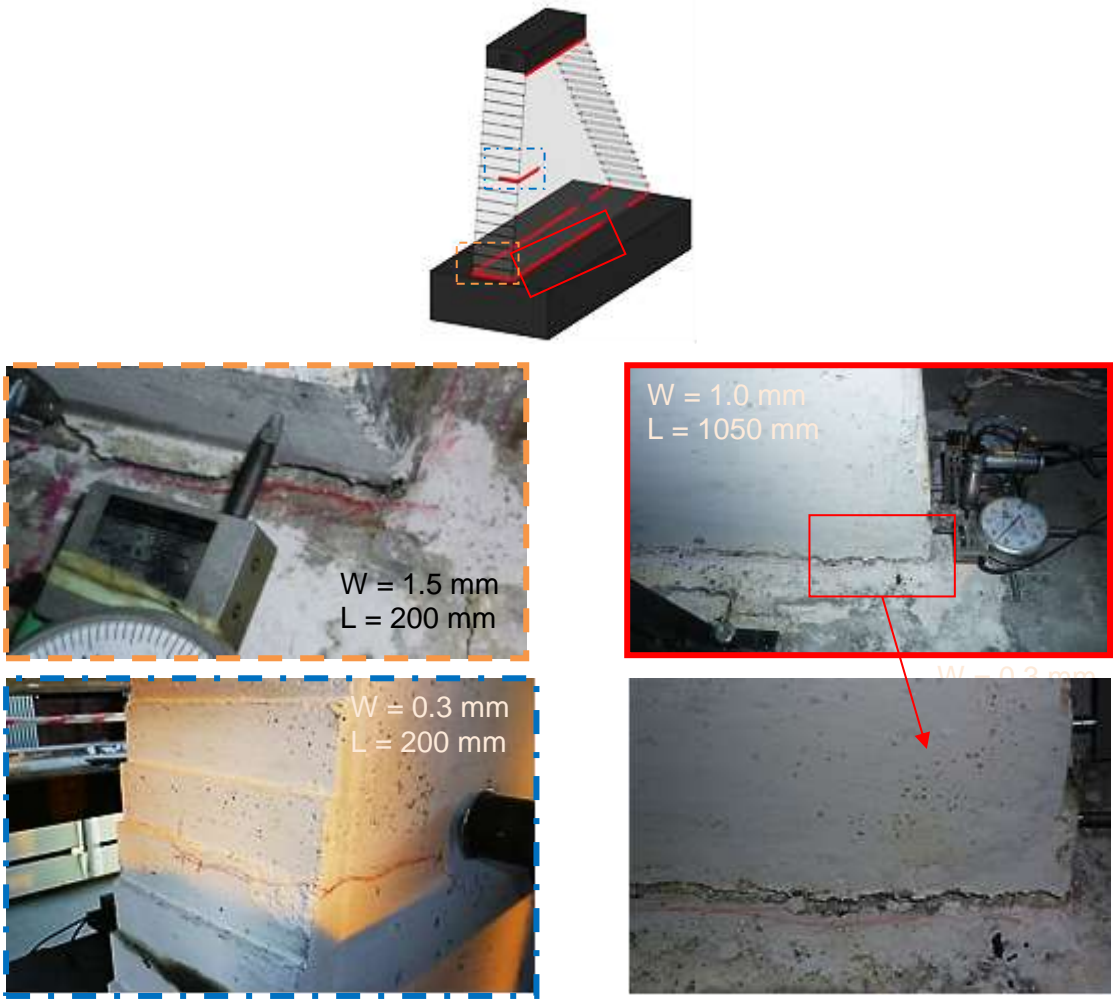
Şekil 74. MCE Depremi Esnasında Oluşan Çatlaklar 2

7.1.3.4. İtme Deneyi Sonuçları

Tüm deprem senaryoları art arda uygulandıktan sonra baraj numunesinin kapasite eğrisini elde etmek ve göçme konumunu gözlemlemek için itme deneyi gerçekleştirilmiştir. İtme deneyi için yük-deplasman eğrisi sonuçları Şekil 75'de sunulmaktadır. Bu deney sırasında numune 400 kN yatay kuvvet civarında taşıma kapasitesine ulaşmıştır. Bu yük talebi yaklaşık olarak 3 mm'lik bir tepe deplasmanına tekabül etmektedir. Bu noktadan sonra numunenin kapasite eğrisinde 7 mm'lik bir akma platosu gözlemlenmiştir. Bu noktadan sonra teste eksenel yük artışlarına engel olunamadığı için devam edilmemiştir. Bu nedenle kapasite eğrisindeki düşüş elde edilememiştir. İtme deneyi süresince daha önce uygulanan deprem etkileriyle açılmış çatlakların genişlediği ve bir miktar uzadığı gözlemlenmiştir (Şekil 76). Deney esnasında barajın stabilitesini bozacak bir taban kayması ya da gövde çatlakları gözlemlenmemiştir.



Şekil 75. MCE Depremi Tepe Deplasmanı Talebi



Şekil 76. İtme Deneyi Esnasında Gözlemlenen Çatlaklar

7.2. Silindirle Sıkıştırılmış Beton Baraj Deneyi (SSB 15) : 2. Numune

Denenen bu numune, 15 MPa basınç dayanımına sahip silindirle sıkıştırılmış beton (SSB) baraj kesitidir. Aşağıda, sırasıyla baraj numunesi inşası, ölçüm aletlerinin yerleştirilmesi ve deney sonuçları sunulmaktadır.

7.2.1. Baraj Numunesinin Yapımı

Bu deney numunesi için hedeflenen 15 MPa basınç dayanımı, Bölüm 4'te elde edilen çimento ve puzolan miktarı, bağlayıcı madde-su oranı ve ölçekli agrega boyutu kullanılarak elde edilen karışım marifetiyle elde edilmiştir.

Çelik beton kalıbı önceden pürüzlendirilmiş temel betonunun üzerine sabitlenmiştir. Bu işlemler sonrasında beton yerleştirilmesine başlanmıştır. Beton mikserinden el arabasına alınan beton, kürekler ve plastik kaplar vasıtasıyla kalıba yerleştirilmiştir (Şekil 77). Yerleştirilen beton, her bir kademenin yarısına (yaklaşık 2.5 cm) tekabül etmektedir (Şekil 77.c). Daha sonra 20cmx20cmx2cm'lik çelik plaka (Şekil 77.a), yerleştirilen betonun üzerine koyulmuş ve Hilti vasıtasıyla sıkıştırma işlemine geçilmiştir. Sıkıştırma işlemi barajın mansap kısmından memba kısmına doğru 20'şer santimlik bölümler halinde yerleştirilen 2.5 cm'lik kalınlıktaki SSB için yapılmıştır. Baraj memba ve mansap yüzleri basamaklar halinde yerleştirildiğinden sadece kalıbın ilgili katmanlarının kalıp parçaları monte edilmiştir (Şekil 77.e).

Sıkıştırma işleminin dayanım üzerindeki etkisi yadsınamaz olduğundan sahada kullanılan sıkıştırma miktarı laboratuvar ortamında taklit edilmeye çalışılmıştır. Bunun için baraj inşasında sıkıştırma işlemi için kullanılan Caterpillar CS563E model silindir ve laboratuvar da sıkıştırma için kullanılacak olan Hilti Makita 5201C model baz alınmıştır. Hesaplarda hem söz konusu aletlerin ürün kataloğundaki teknik bilgiler hem de baraj şantiyesinde görev yapmış mühendislerden yararlanılmıştır (Tablo 19).

Tablo 19. Sıkıştırma Aletlerinin Teknik Özellikleri

| | Hız (v) | Etkiyen Kuvvet (F) | Frekans (f) | Yükseklik (A) |
|-----------------------------|-----------|--------------------|-------------|---------------|
| Caterpillar Silindir | 1,39 m/sn | 266 kN | 30 Hz | 1,7 mm |
| Hilti | - | 0,74 kN | 25 Hz | 1 mm |

Caterpillar silindirin silindir uzunluğu ve betonla temas eden yüzeyinin genişliği 2,13 m ve 0,2 m olarak tespit edilmiştir. Yukarıda özetlenen veriler ışığı altında silindirin 0,2 m'lik genişlikte bir tabakanın üzerinde kalma süresi

$$t = \frac{u}{v} = \frac{0,2}{1,39} = 0,144 \text{ sn}$$

$$Vuruş \text{ Sayısı} = N_s = f_s * t = 30 * 0,144 = 4,32$$

$$Enerji = E_s = F * A * N_s = 266000 * 1,7 * 10^{-3} * 4,32 = 1953,5 \text{ N.m}$$

$$\text{Birim Alandaki Enerji} = \frac{E_s}{A_s} = \frac{1953,5}{2,134 * 0,2} = 4577,1 \text{ N/m}$$

Laboratuvar ortamında sıkıştırma için kullanılacak Hilti ve 0,2 m x 0,2 m'lik çelik plakanın (Şekil 77.a) birim alana aktaracağı enerjiyi sabit tutmak için gerekli süreyi hesaplamak için

$$\text{Birim Alandaki Enerji} = \frac{E_h}{A_p} = \frac{E_h}{0,2 * 0,2} = 4577,1 \text{ N/m} \Rightarrow E_h = 183,1 \text{ N.m}$$

$$\text{Enerji} = E_h = F * A * N_s = 740 * 1 * 10^{-3} * N_h = 183,1 \text{ N.m} \Rightarrow N_h = 247,4$$

$$\text{Vuruş Sayısı} = N_h = f_h * t = 25 * t = 247,9 \Rightarrow t = 9,9 \text{ sn}$$

Yukarıdaki hesaplar doğrultusunda 0,2 m x 0,2 m'lik bir yükleme plakasına ($A = 0,2 * 0,2 = 0,04 \text{ m}^2$) yaklaşık 10 sn'lik bir basınç uygulandığında ölçeklendirilmiş baraj betonuna, sahada uygulanan birim alandaki enerji miktarıyla yaklaşık olarak eşit miktarda bir enerji uygulanmaktadır. Bu hesaplar doğrultusunda 0,15 m x 0,3 m'lik silindir numuneler için daha düşük alanlı bir plaka kullanılacağından ($A = \pi * 0,075^2 = 0,02 \text{ m}^2$) sıkıştırma süresi 5 sn'ye düşürülmüştür.

Dökümü gerçekleştirilen numune, silindire sıkıştırılmış betondan inşa edildiği için bir önceki numunede (konvansiyonel beton) kullanılan kafa plakasının montajını gerçekleştirmek mümkün olmamaktadır. Bu yüzden barajın en üst altı katmanında (üst 30 cm'lik kısımda) konvansiyonel beton kullanılmasına karar verilmiştir. Her iki tabaka arasında soğuk derz oluşmasına izin verilmemiş ve bu yüzden yük aktarımında bir aksaklık söz konusu olmayacağı düşünülmüştür. Bu varsayımın gerçekliği deney sonuçları ile ortaya konmuştur. Söz konusu plaka, vinç vasıtasıyla kalıbın merkezine getirilmiş (Şekil 78.a) ve betonun içine forse edilerek, vibratör yardımıyla yerleştirilmiştir (Şekil 78.b). Beton prizini aldıktan sonra kalıp sökülüş ve beton selis bezi vasıtasıyla günde bir kez sulanarak kürlenmiştir. Betonun kürlenmesine yedi gün devam edilmiştir. Yedi günün sonunda beton kendi haline bırakılmış ve 28 günlük dayanımına ulaşması beklenmiştir. Alınan numunelerin deney günü basınç dayanımları, yarma çekme dayanımları ve elastisite modülleri belirlenmiştir. Bu değerlerin ortalamaları sırasıyla 15,58 MPa, 1,12 MPa ve 14.905 MPa olarak belirlenmiştir.



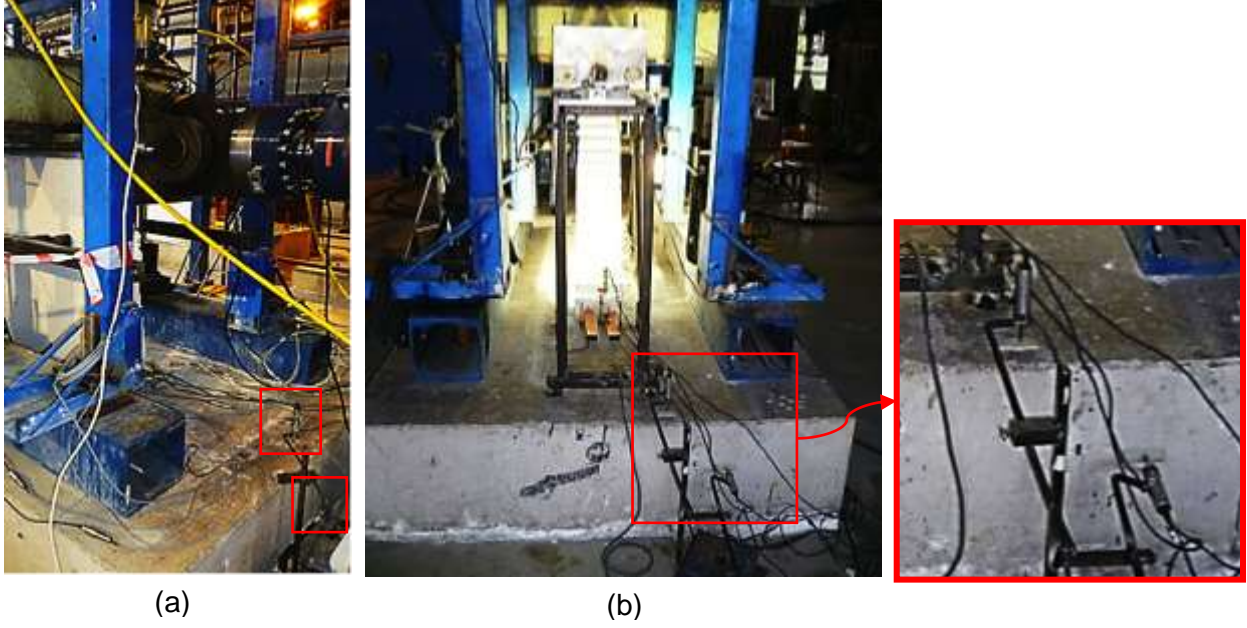
Şekil 77. Beton Dökümü : (a) Çelik Sıkıştırma Aparatı; (b) Plastik Kapla Beton Doldurulması; (c) Kalıptaki Beton; (d) Betonun Küreklerle Yerleştirilmesi ve (e) Kalıp Montajı



Şekil 78. Yükleme Aparatının Yerleştirilmesi : (a) Yükleme Aparatının Vinçle Taşınması; (b) Yükleme Aparatının Hizalanması ve (c) Yükleme Aparatının Betonun İçine Oturtulması

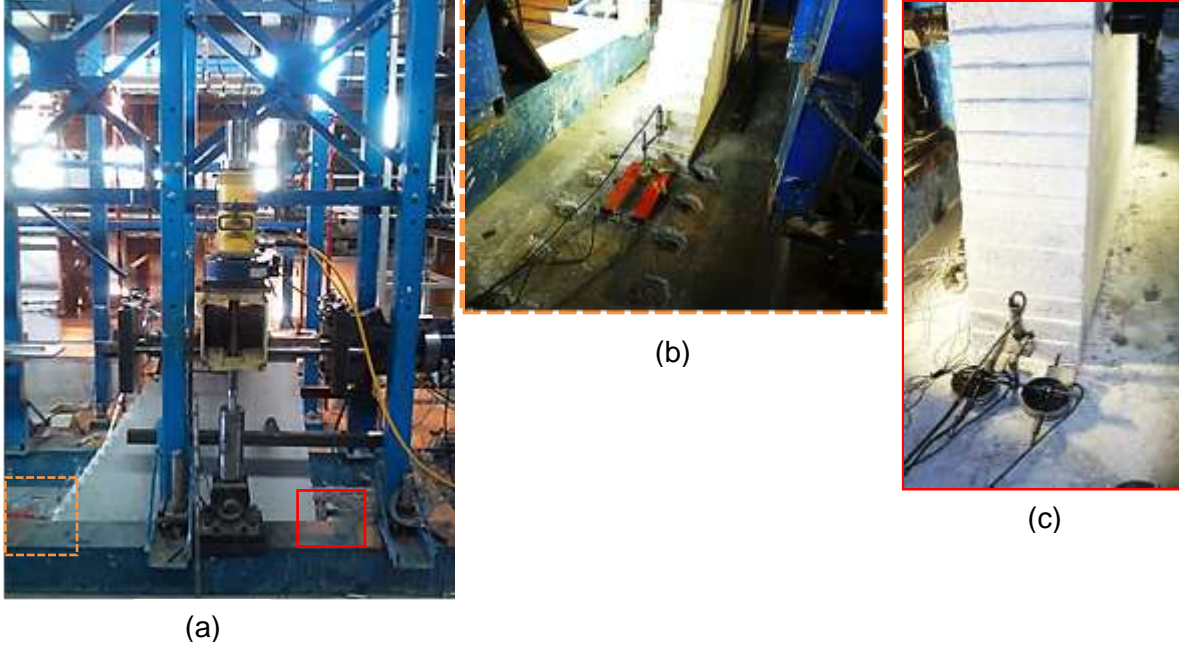
7.2.2. Ölçüm Aletlerinin Yerleştirilmesi

Betonun kür işlemi bittikten sonra ölçüm cihazlarının yerleştirilmesine geçilmiştir. Öncelikle baraj kesitinin oturduğu beton temelin yatay ve düşey hareketlerinin (her iki yönden de) ölçülmesi planlanmıştır (Şekil 79). Bu veriler ankastre mesnet koşullarının ne kadar taklit edildiğini göstermesi açısından çok önemlidir. Temelde mevcut olan deformasyonlar aslında dinamik benzeri deney sonuçlarını etkilememektedir. Bunun sebebi dinamik benzeri deneylerde geri besleme için kullanılan deplasman ölçümlerinin baraj tepe noktasında beton temel üzerine göre yapılmasıdır. Bu şekilde temel deformasyonları dinamik hareket denkleminde ayrılmıştır. Temelin her iki yönde de yatay ve düşey hareketlerinin ölçüldüğü aletler Şekil 79.b ve Şekil 79.c'de sunulmaktadır.



Şekil 79. Temel Deplasman Ölçümleri : (a) Temel Önüne Yerleştirilen 30 mm'lik LVDT ve (b) Temel Arkasına Yerleştirilen 30 mm'lik LVDT'ler

Temel için gerekli ölçüm aletleri takıldıktan sonra sıra barajın tabanından alınacak ölçümlere gelmiştir. Barajın tabanında kayma istemlerini kaydedebilmek için 50 mm (mamba yüzü) ve 100 mm'lik (mansap yüzü) ikişer adet LVDT takılmıştır. Her iki uca iki adet LVDT takılarak barajın tabanında dönme talebi olup olmadığı da belirlenmiştir. Fakat, baraj tabanında bir kayma talebi olmazsa büyük ölçekli LVDT'lerin çözünürlüğü düşük bir veri toplaması olasılığına karşılık da hem öne hem de arkaya birer adet 10 mm'lik LVDT yerleştirilmiştir (Şekil 80). Ayrıca, yine barajın tabanının yerden ne kadar kalktığını ölçmek için de mamba ve mansap taraflarına birer adet 20 mm'lik düşey LVDT bağlanmıştır.



Şekil 80. Baraj Tabanı Deplasman Ölçümleri : (a) Barajın Yandan Görünümü; (b) Barajın Arka Yüzüne Yerleştirilen LVDT'ler ve (c) Barajın Ön Yüzüne Yerleştirilen LVDT'ler

Barajın tepe yatay deplasmanlarını okumak için dört farklı LVDT yerleştirilmiştir. Bunlardan ilki 20 mm'lik bir LVDT olup barajın üstüne yerleştirilen çelik plakanın barajın tabanına göre yatay deplasmanını kaydetmektedir (Şekil 52). Yine yükleme plakasının hemen altına betonun yaptığı yatay deplasmanı ölçmek için 20 mm'lik bir LVDT daha koyulmuştur. Böylece bu iki LVDT ölçümleri arasındaki farktan yükleme plakasının kayma miktarı belirlenebilecektir (Şekil 52). Ayrıca, dinamik benzeri deneyde kontrol deplasmanını dinamik benzeri deney ünitesine geri bildirmek amacıyla bir adet heidenhain (mekanik yüksek hassasiyetli deplasman ölçer) bağlanmıştır (Şekil 52). Buna ilave olarak heidenhain deplasman ölçümlerini kontrol edebilmek amacıyla heidenhain'in hemen yanına bir adet 100 mm'lik LVDT daha bağlanmıştır (Şekil 52). Bu iki deplasman ölçümü, temel üstünden baraj tabanına göre gerçekleştirildiğinden temel deformasyonlarını içermemektedir.

LVDT'ler yerleştirildikten sonra baraj tabanındaki birim uzamaları ölçmek ve asal birim uzama yönünü bulabilmek için 20 cm aralıklarla birim uzama ölçerler yapıştırılmıştır (Şekil 81). İlk olarak beton yüzeyinin pürüzlerden arındırılması için bir kalın taneli bir de ince taneli zımpara kullanılarak zımparalama yapılmıştır. Daha sonra yüzey pompa vasıtasıyla tozlardan arındırıldıktan sonra beton yüzeydeki olası kalıp yağı kalıntılarını gidermek için yüzey tekrar asetonla silinmiştir. Daha sonra önceden terminallere lehimlenen birim uzama ölçerler terminallerle birlikte kuvvetli bir epoksi bazlı yapıştırıcı kullanılarak yüzeye sabitlenmiştir.



Şekil 81. Baraj Tabanı Birim Uzama Ölçümleri : (a) Barajın Yandan Görünümü ve (b) Beton Rozeti

Ölçekli baraj tabanındaki gerilmelerin tam ölçekli baraj tabanındaki gerilmeler ile aynı olması gerekir. Bu amaçla, ard germe çubukları marifetiyle bir aksenal yük sistemi kurulmuştur. Gergi çubuklarına birer adet hidrolik pompa yerleştirilmiş ve çubuklar tepe noktalarından kilitlenmişlerdir (Şekil 54). Ayrıca, gergi çubuklarındaki yük miktarını kontrol etmek için her bir pistonun altına birer yük hücresi yerleştirilmiştir (Şekil 54). Çubuklar baraj deplasmanı esnasında ek gerilmeye maruz kalmıştır. Ancak, baraj yatay deplasmanlarının deney sonuçlarında da anlatılacağı gibi oldukça küçük olması sebebi ile yatay ve düşey yüklere etkisi ihmal edilebilir seviyededir.

7.2.3. Deney Sonuçları

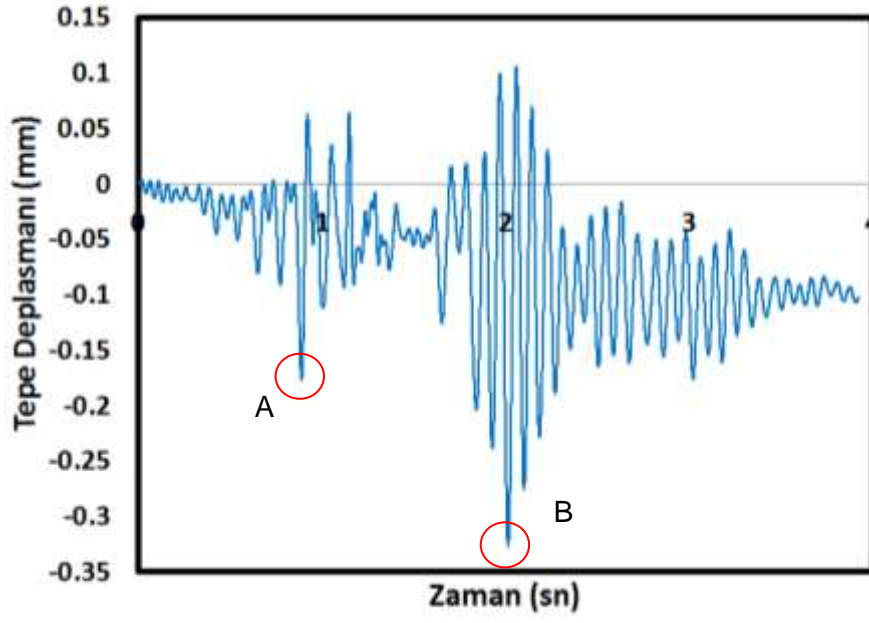
Ölçekli baraj numunesi üzerinde gerçek barajın tabanında kendi ağırlığı altında oluşacak gerilmeleri taklit edebilmek için öncelikle 400 kN'luk bir aksenal yük uygulanmıştır. Ardından 170 kN'luk bir yatay yük ile hidrostatik yükler altında oluşacak gerilmeler yapıya sunulmuştur. Bu şekilde tekil piston ile baraj tabanında elde edilecek gerilmelerin gerçekçiliği birinci raporda detaylı olarak gösterilmiştir. Bu işlemler sonrasında deprem etkilerine geçilmeden önce statik etkilerden kaynaklı deplasmanlar ve kuvvetler dinamik benzeri deney algoritması içerisinde sıfırlanmıştır. Deney verilerinin doğruluğu ek bir veri toplama sistemi ile ilave olarak kaydedilmiştir. Daha sonra deprem hareketi, dinamik benzeri algoritma ile baraja

uygulanmıştır. Aynı numune farklı üç adet deprem hareketine (sırasıyla OBE, MDE ve MCE) maruz bırakılmıştır. Herbir farklı deprem senaryosu etkisi altında baraj numunesinin deplasman ve kuvvet talepleriyle gözlemlenen hasarlar bu kısımda özetlenmektedir.

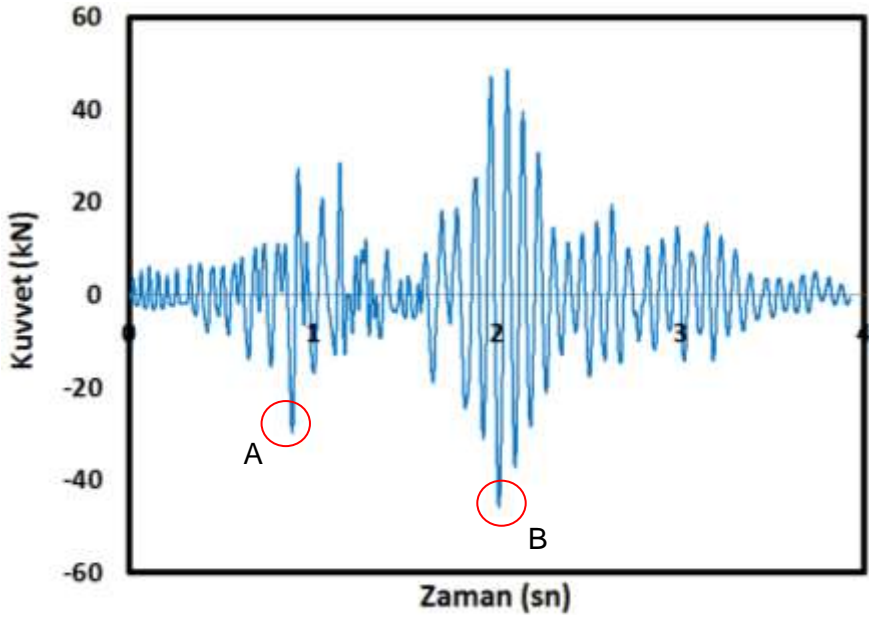
7.2.3.1. OBE Sonuçları

En düşük taleplere neden olan OBE depremi sisteme verilmeden önce daha önce bahsedildiği gibi baraja aksenal yük olarak 400 kN'luk bir kuvvet aktarıldıktan sonra hidrostatik etkileri taklit etmek içinse 170 kN'luk bir yatay yük verilmiştir. Hidrostatik yükleme sonunda barajda herhangi bir çatlama gözlemlenmemiştir. OBE depreminin tepe deplasman talebi (hidrostatik etkiler dahil edilmemiştir) ve yatay yük talepleri Şekil 82 ve Şekil 83'de verilmektedir. Barajın tabanında oluşan yatay deplasmanın zamana göre değişimi de Şekil 84'de verilmektedir. Ayrıca Şekil 85'de OBE depreminin barajda oluşturduğu yatay kuvvet – deplasman eğrisi görülmektedir.

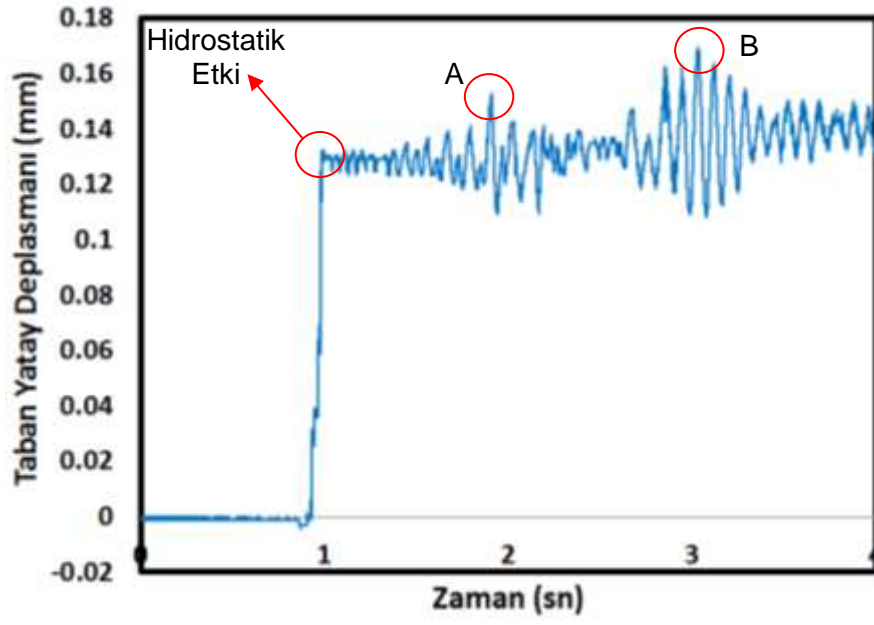
Baraj numunesinin frekansının ve sönümlenme oranının zamana göre değişimi Kurt vd. (2011) tarafından kullanılan yöntem ile belirlenmiş ve sonuçlar da Şekil 86'da verilmektedir. Görüldüğü üzere dinamik özelliklerde büyük değişiklikler gözlemlenmiştir. Ayrıca, deprem boyunca sönüm miktarı beklenenin oldukça üzerine çıkabilmiştir. Bu durumun en büyük sebebi yapıda oluşan histeretik sönüm etkileridir. Şekil 87'den de anlaşılacağı gibi OBE depremi esnasında çatlak genişlikleri azami olarak 0,2 mm'yi bulmuştur. Ayrıca, artan yatay yük talepleri yükleme plakası ve beton arasında kılcal çatlakların oluşmasına neden olmuştur (Şekil 87). Fakat, OBE depremi sırasında baraj tabanında kılcal çatlakların dışında gövdede çatlaklar ya da baraj tabanında kayma gözlemlenmemiştir. Böylece bu kesitin OBE depremi etkisi altında iyi bir performansa sahip olduğu söylenebilir.



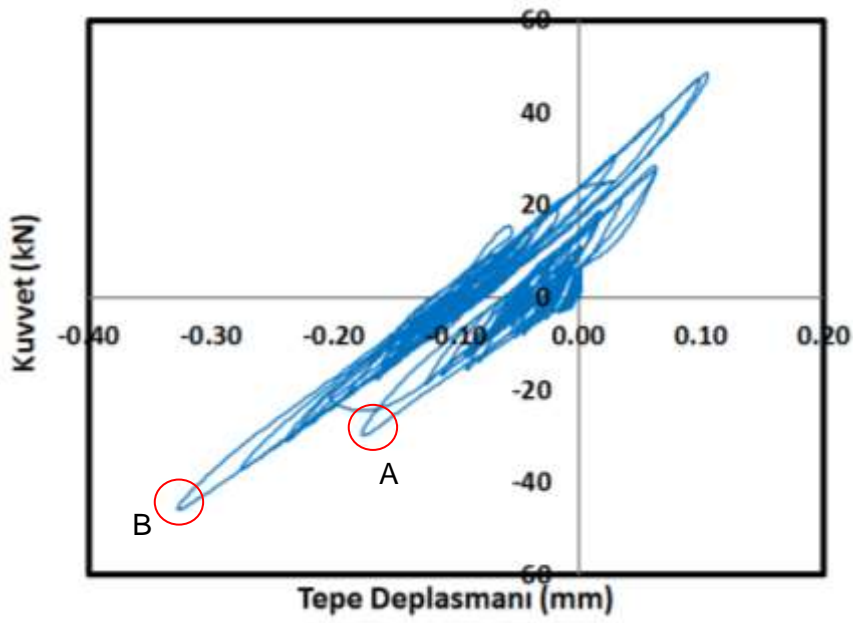
Şekil 82. OBE Depremi Tepe Deplasmanı Talebi



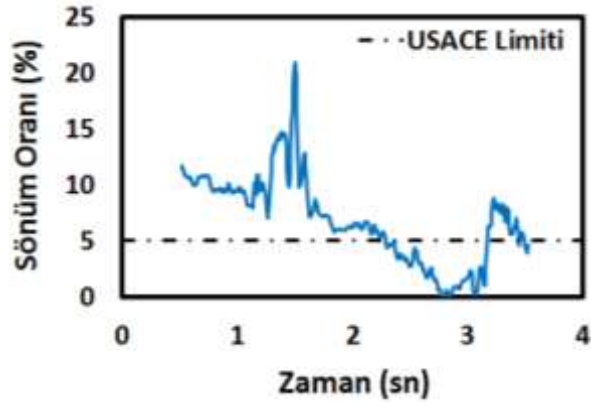
Şekil 83. OBE Depremi Yatay Kuvvet Talebi



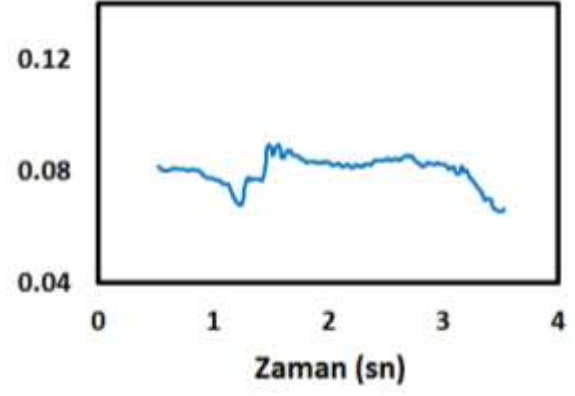
Şekil 84. OBE Depreminin Barajın Tabanındaki Yatay Deplasman Talebi



Şekil 85. OBE Depremi Yatay Kuvvet Talebi

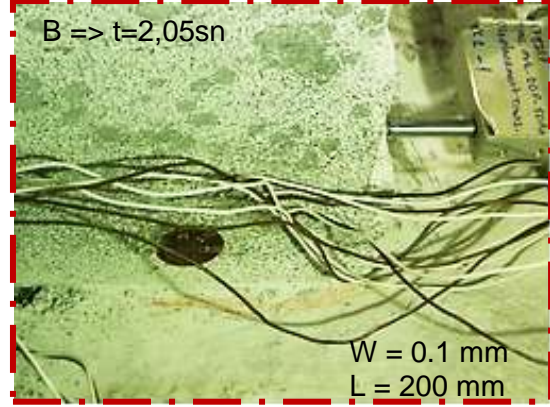
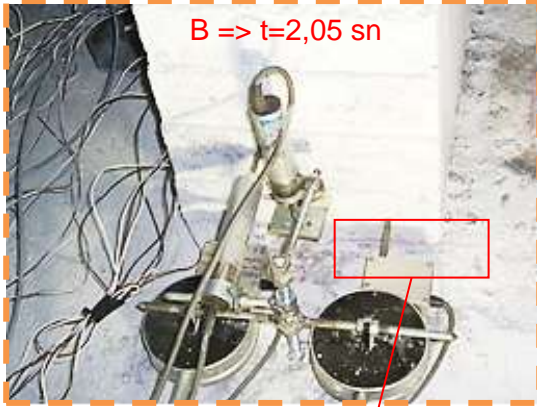
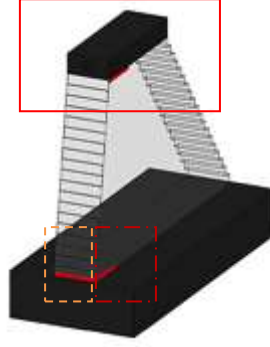


(a)



(b)

Şekil 86. Baraj Numunesinin Sismik Karakteristiklerinin Zaman Göre Değişimi : (a) Sönüm Oranı ve (b) Birinci Mod Frekansı

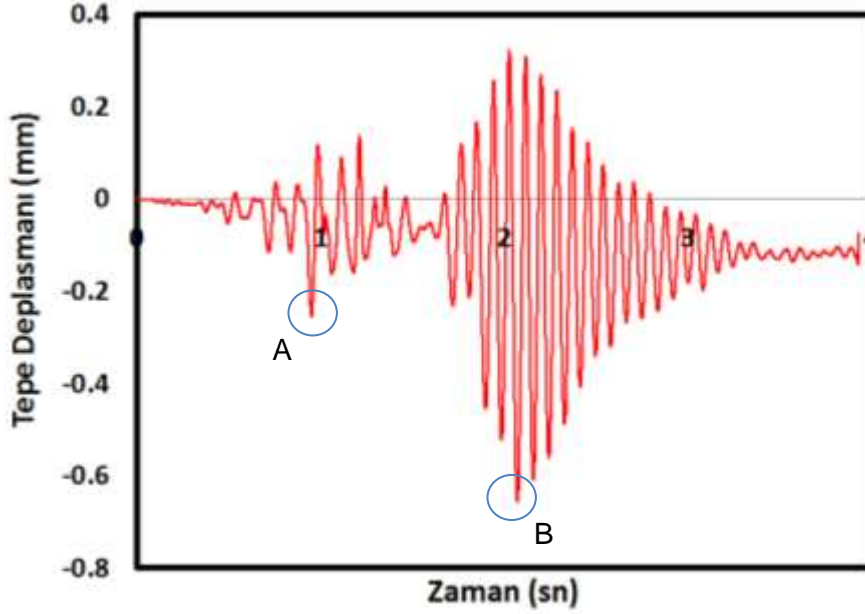


Şekil 87. OBE Depremi Esnasında Oluşan Çatlaklar

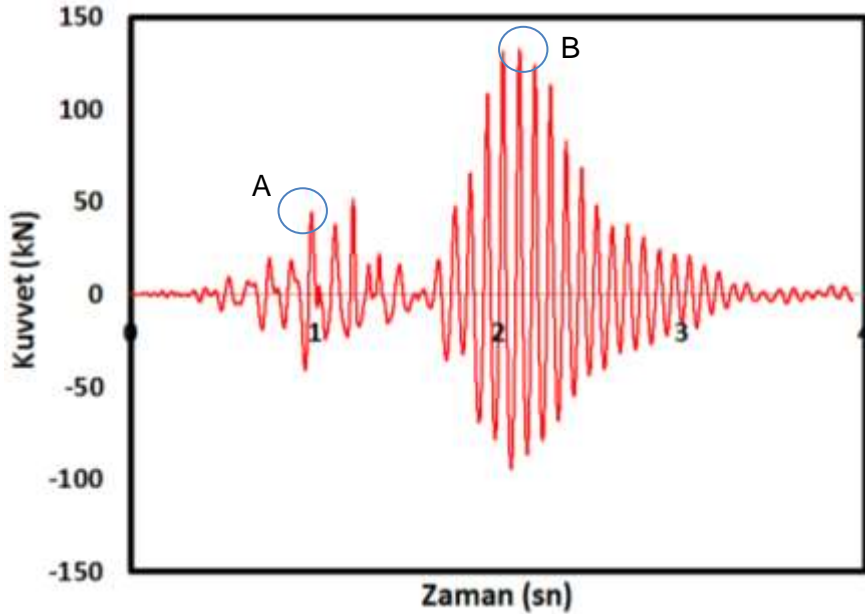
7.2.3.2. MDE Sonuçları

MDE depremi hafif hasar almış baraj numunesine ikinci bir test olarak verilmiştir. MDE depreminin etkisi altında oluşan tepe deplasmanı ve yatay yükün zamana göre değişimleri sırasıyla Şekil 88 ve Şekil 89'da verilmektedir. Görüldüğü üzere, MDE depremi OBE depremine göre yaklaşık %150 daha fazla yatay kuvvet talep etmiştir. Barajın tabanında oluşan yatay deplasmanın zamana göre değişimi de Şekil 90'da verilmektedir. Ayrıca Şekil 91'de MDE depreminin barajda oluşturduğu yatay kuvvet – deplasman eğrisi görülmektedir. Şekil 92'de ise baraj dinamik özelliklerinin zamana göre değişimi gösterilmektedir. Şekil 93'de sunulan hasar resimleri incelendiğinde OBE depreminde yaklaşık 20 cm olan çatlak

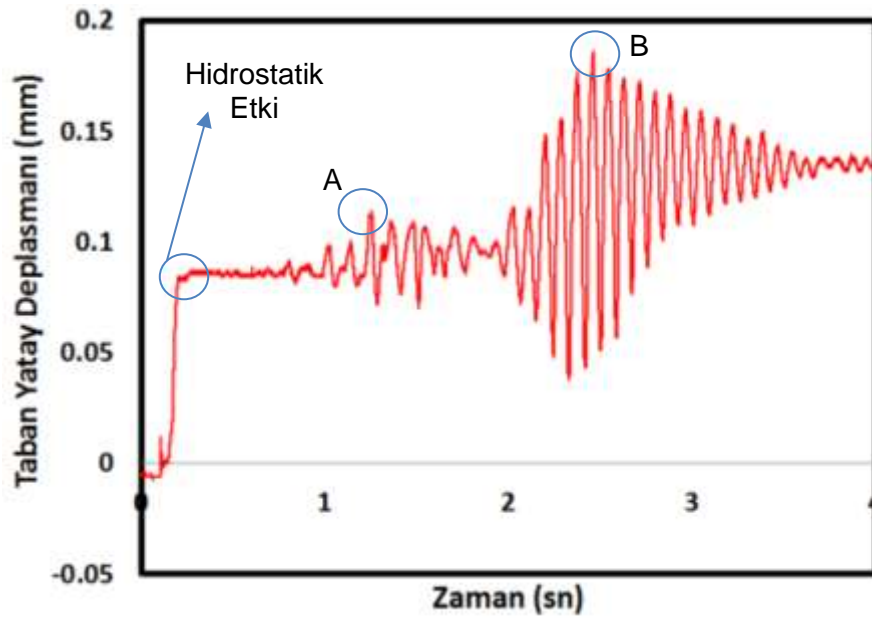
boyunun 70 cm'e kadar ulaştığı tespit edilmiştir. Deprem boyunca sönüm miktarı sabit yaklaşık %4 civarında kalmaktadır. Şekil 93'den de anlaşılacağı gibi MDE depremi esnasında OBE depremi etkisiyle başlayan çatlakların boyu uzamış ve genişlemiştir. Yer yer çatlak genişliklerinin 0,5 mm'yi bulduğu saptanmıştır. Yükleme plakasının çevresinde kılcal çatlaklar gözlemlenmiş ancak bu hafif hasar pistonlardan baraja yük transferine engel olmamıştır. MDE depremi sırasında da gövdede çatlak gözlemlenmemiştir.



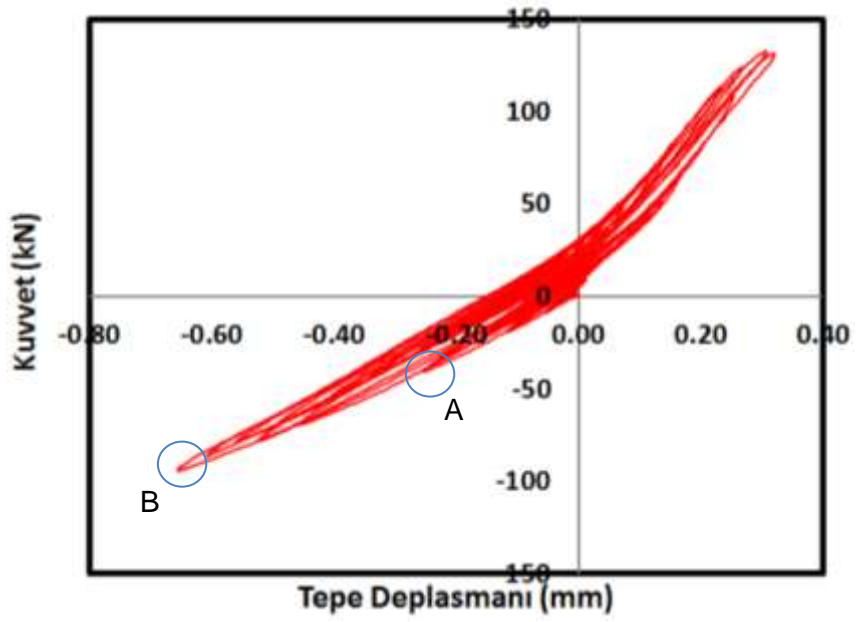
Şekil 88. MDE Depremi Tepe Deplasmanı Talebi



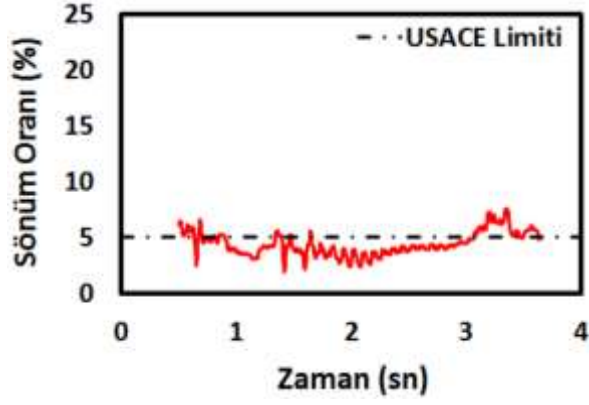
Şekil 89. MDE Depremi Yatay Kuvvet Talebi



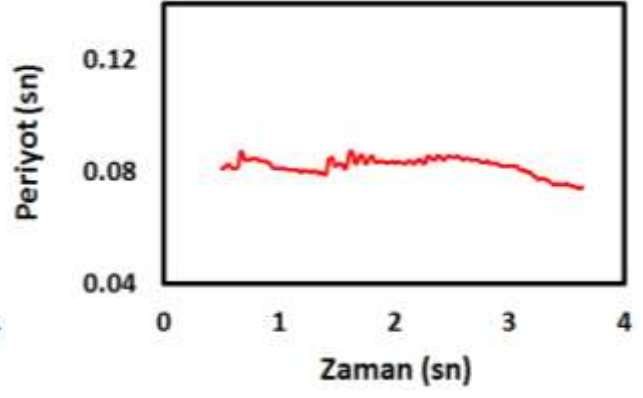
Şekil 90. MDE Depreminin Barajın Tabanındaki Yatay Deplasman Talebi



Şekil 91. MDE Depremi Yatay Kuvvet Talebi

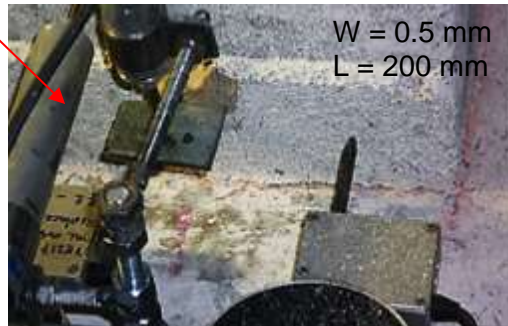
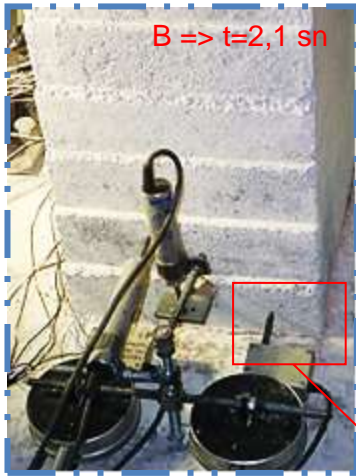
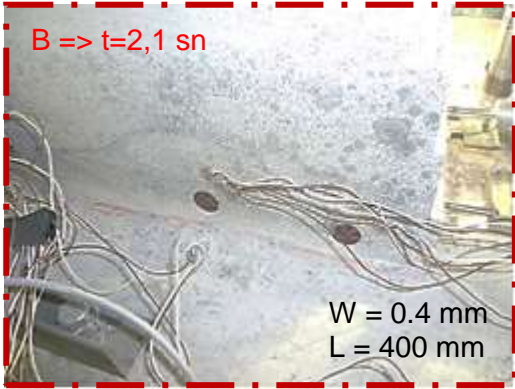
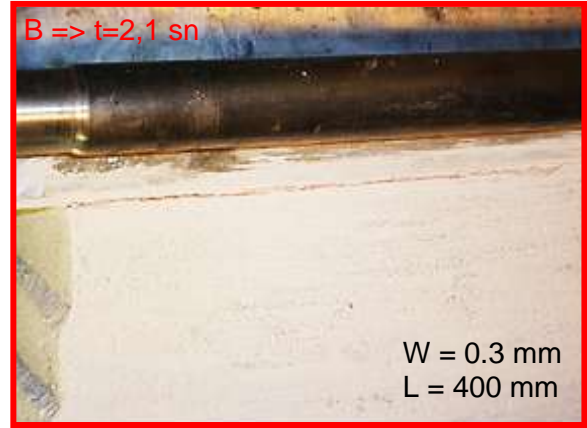
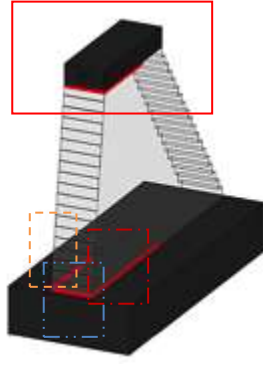


(a)



(b)

Şekil 92. Baraj Numunesinin Sismik Karakteristiklerinin Zaman Göre Değişimi : (a) Sönüm Oranı ve (b) Birinci Mod Frekansı

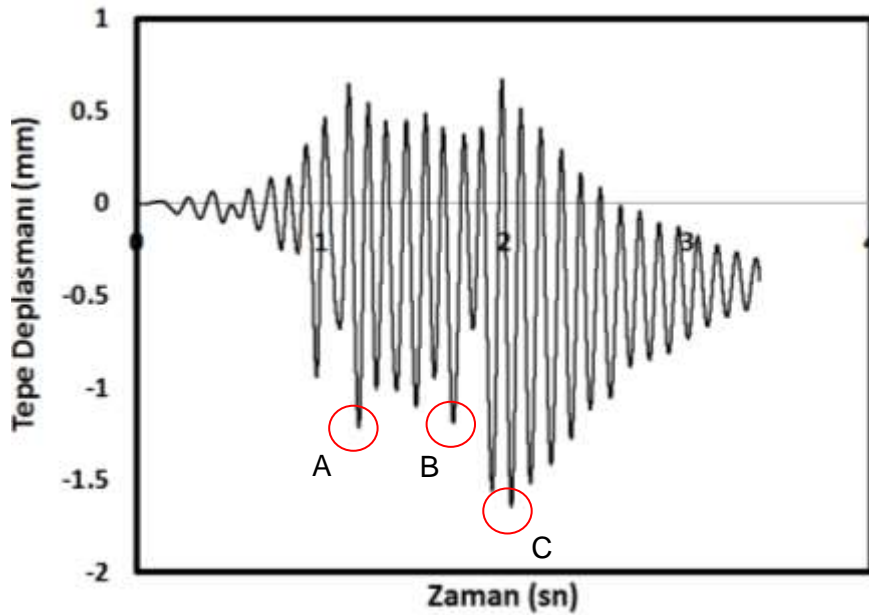


Şekil 93. MDE Depremi Esnasında Oluşan Çatlaklar

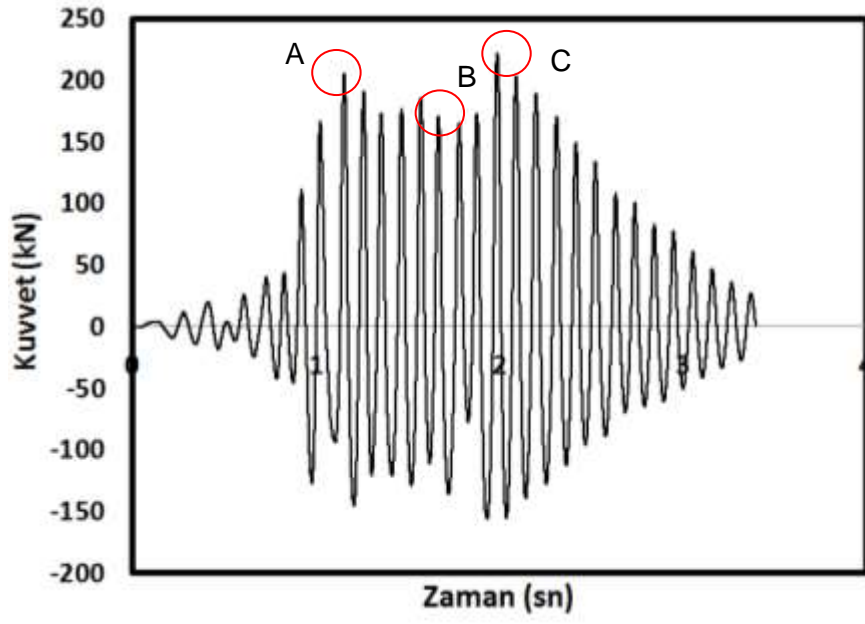
7.2.3.3. MCE Sonuçları

MCE depreminin etkisi altında oluşan tepe deplasmanı ve yatay yükün zamana göre değişimleri sırasıyla Şekil 94 ve Şekil 95’de verilmektedir. Barajın tabanında oluşan yatay deplasmanın zamana göre değişimi ise Şekil 96’da verilmektedir. Şekil 97’de MCE depreminin barajda oluşturduğu yatay kuvvet – deplasman eğrisi görülmektedir. Baraj numunesinin frekansının zamana göre değişimi ve sönümlenme oranının zamana göre değişimi de Şekil 98’de verilmektedir.

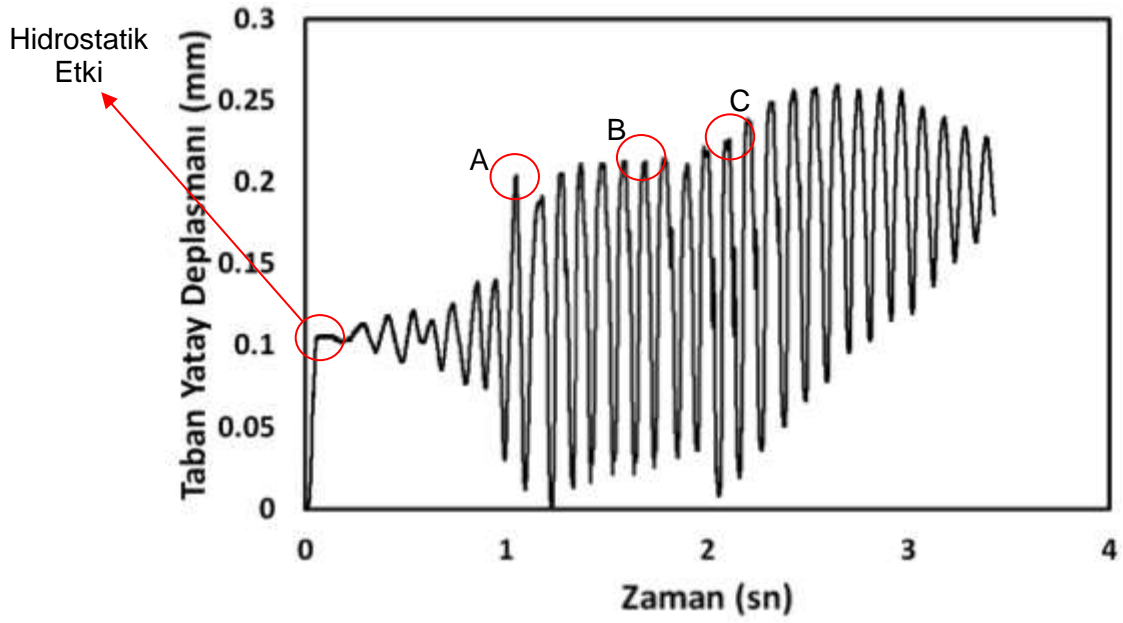
MCE depremi etkisinde tepe deplasmanı yaklaşık 1,75 mm’yi bulmuştur. Bu değer, MDE depreminde elde edilen değer yaklaşık 2,5 katıdır. Benzer şekilde taban kesme kuvveti talebi de 210 kN’u bularak (hidrostatik etki hariç) MDE depreminde ölçülen değer yaklaşık 1,5 katına ulaşmıştır. Şekil 99’dan da anlaşılacağı gibi MCE depremi esnasında çatlakların boyu uzamış ve genişleşmişlerdir. Tabanda oluşan çatlakın uzunluğu bir yüzde yaklaşık 90 cm, diğer yüzde ise 75 cm’e ulaşmıştır. Bu deprem senaryosunda barajın her iki yüzünde de birer adet gövde çatlakı gözlemlenmiştir. Ayrıca, barajda top yekun bir kayma gözlemlenmemiştir. Şekil 97’den de görüleceği gibi baraj oldukça nonlineer bir davranış sergilemiş ve ciddi rijitlik azalmasına uğramıştır. Bu durum Şekil 98’de sunulan frekans değişimi grafiklerinden de anlaşılmaktadır (MDE etkisindeki period değeri 0,08 sn iken MCE depremi etkisi altında bu değer 0,11 sn’ye kadar çıkmıştır.). Ancak kapasitenin hala düşmediği belirlenmiştir. MCE depreminde barajın ciddi hasar aldığı ancak stabilitenin etkileneceği bir tehlikenin oluşmadığı söylenmelidir



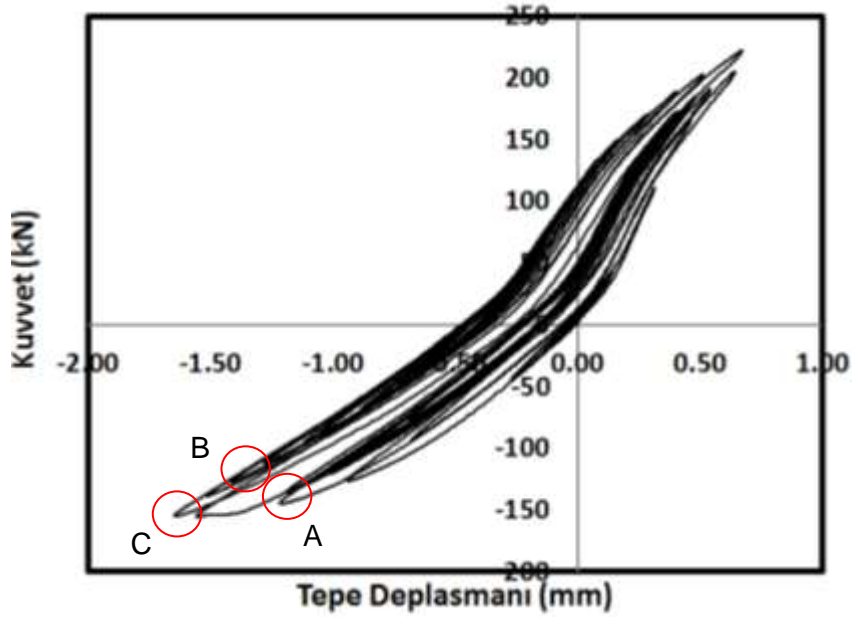
Şekil 94. MCE Depremi Tepe Deplasmanı Talebi



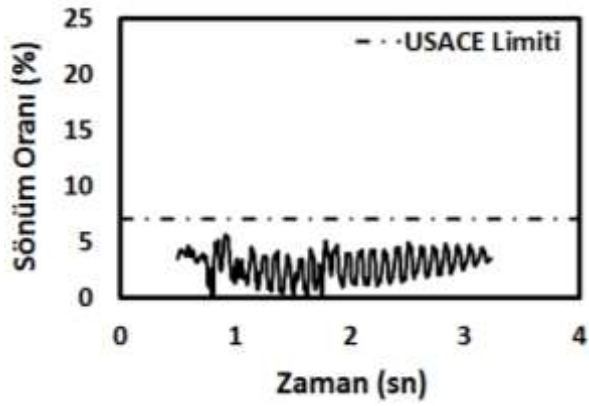
Şekil 95. MCE Depremi Yatay Kuvvet Talebi



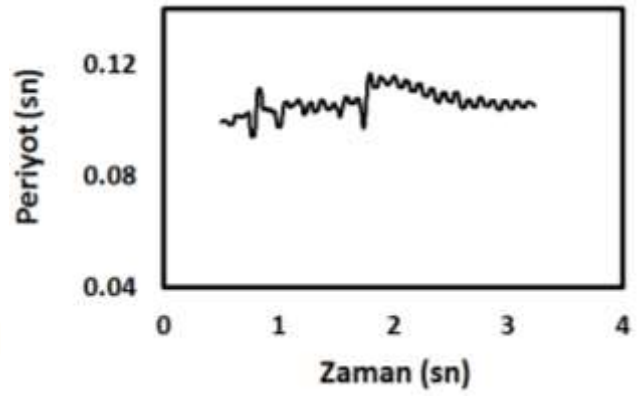
Şekil 96. MCE Depreminin Barajın Tabanındaki Yatay Deplasman Talebi



Şekil 97. MCE Depremi Yatay Kuvvet Talebi

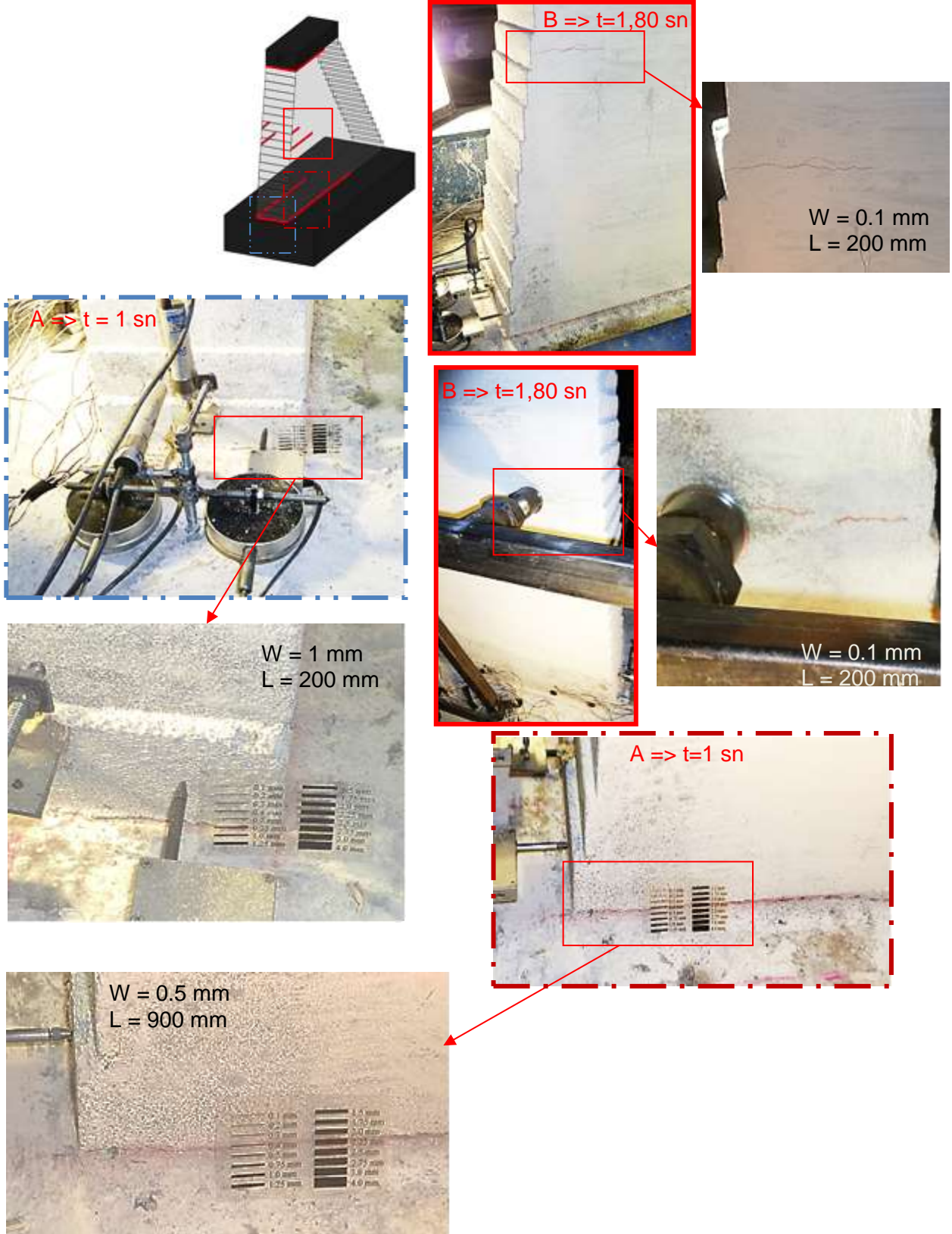


(a)

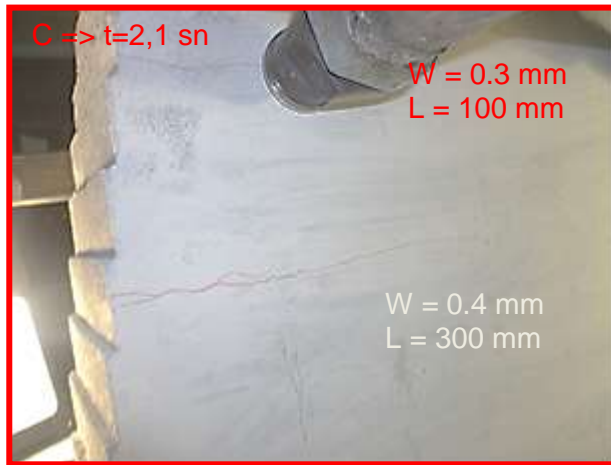
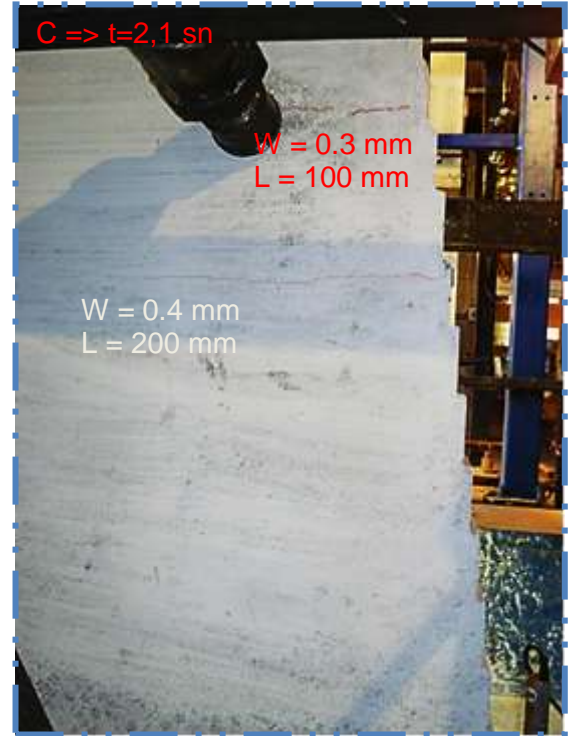
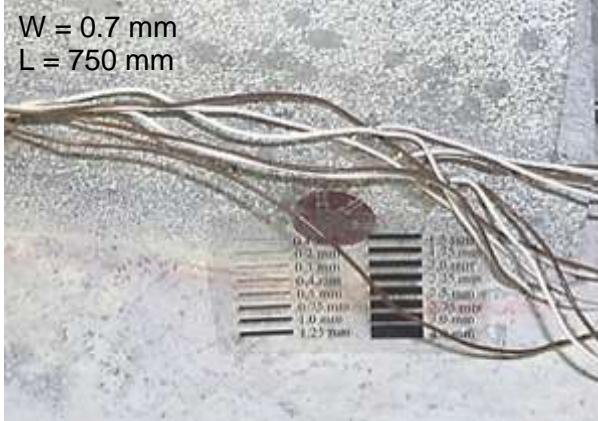
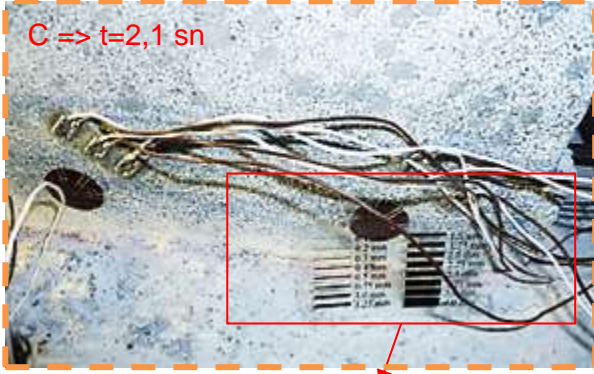
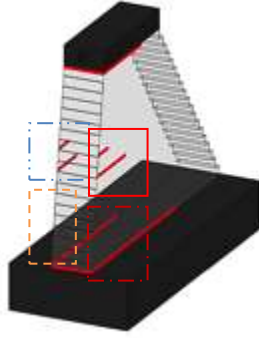


(b)

Şekil 98. Baraj Numunesinin Sismik Karakteristiklerinin Zaman Göre Değişimi : (a) Sönüm Oranı ve (b) Birinci Mod Frekansı



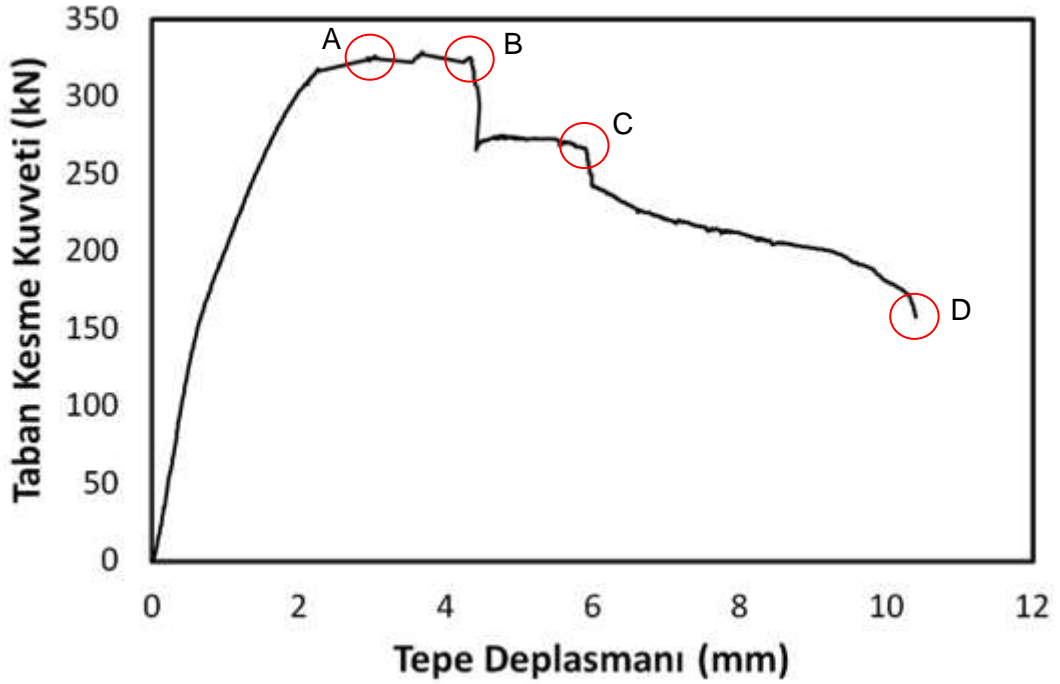
Şekil 99. MCE Depremi Esnasında Oluşan Çatlaklar 1



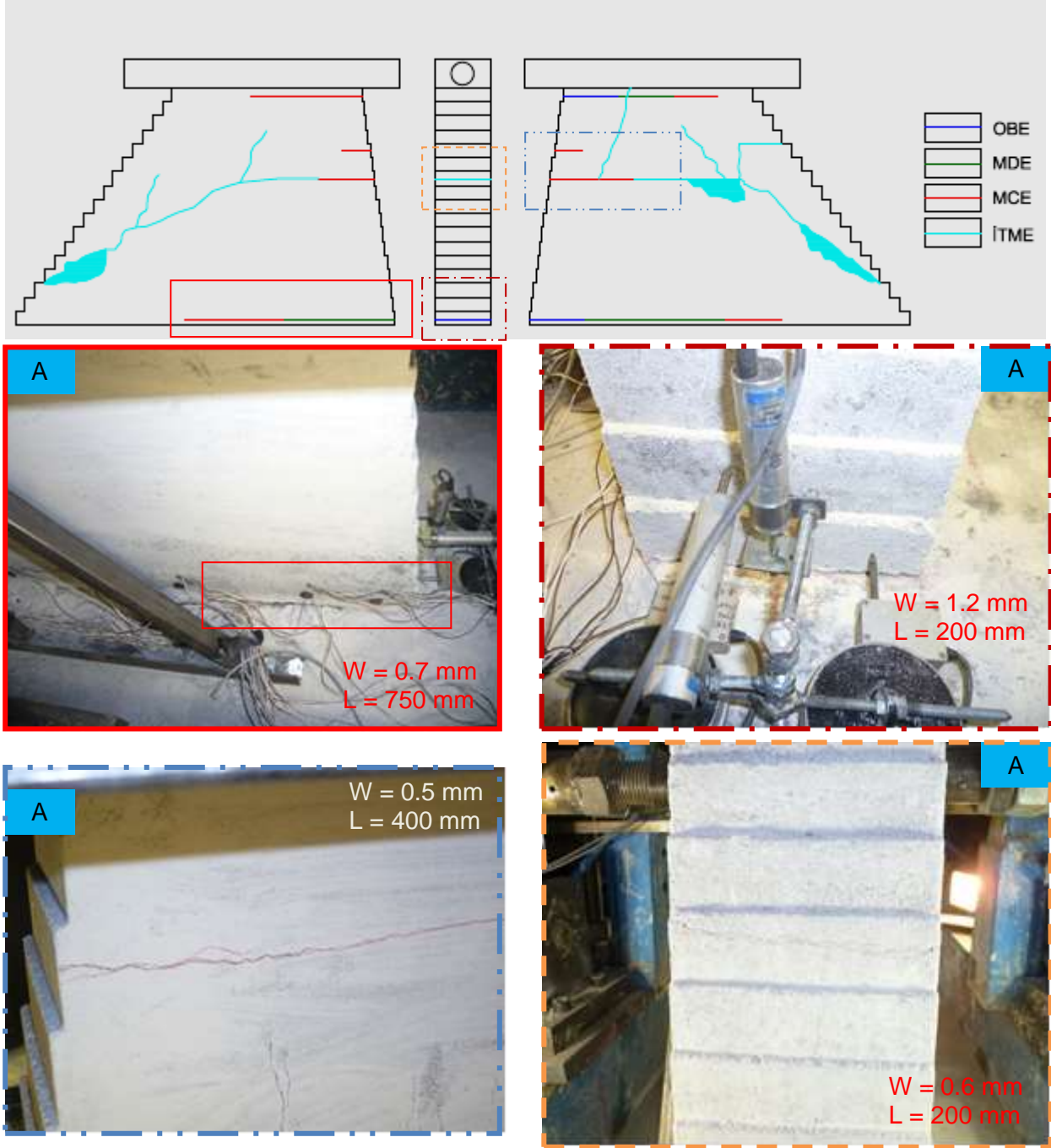
Şekil 100. MCE Depremi Esnasında Oluşan Çatlaklar 2

7.2.3.4. İtme Deneyi Sonuçları

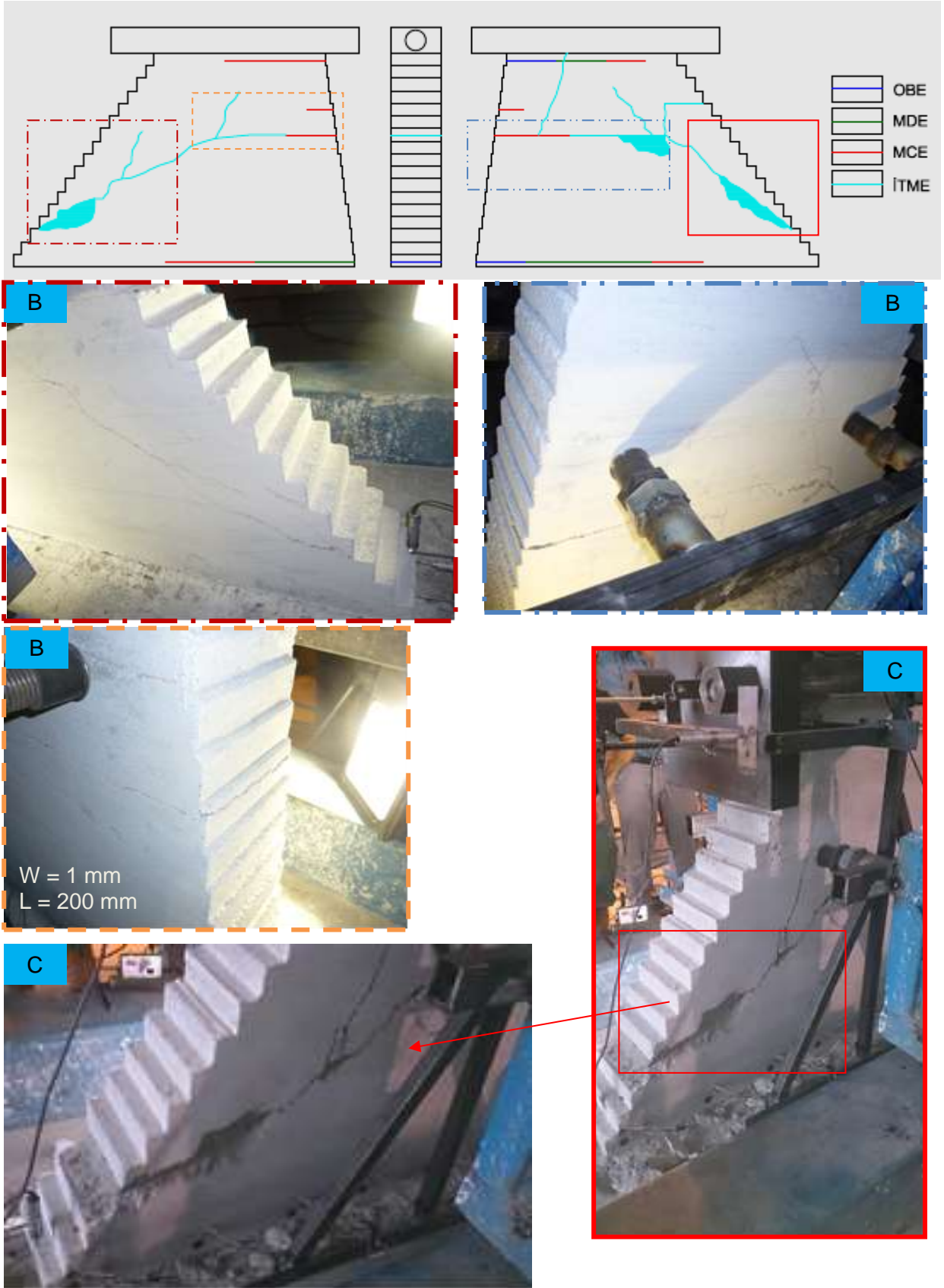
Tüm deprem senaryoları ard arda uygulandıktan sonra baraj numunesinin kapasite eğrisini elde etmek için itme deneyi gerçekleştirilmiştir. İtme deneyi için yük-deplasman eğrisi sonuçları Şekil 101'de sunulmaktadır. İtme deneyi esnasında yapılan ilk gözlem, barajda hasarın daha önceden oluşan gövde çatlaklarında yoğunlaşmaya başlamasıdır. Beklenenin tersine daha önceki deprem etkileriyle oluşan taban çatlaklarının boyları ve genişlikleri çok fazla artmamıştır (Şekil 102). Bunun yerine çatlaklar baraj gövdesinde yoğunlaşmaya başlamıştır. Öncelikle mambadan mansapa doğru yatay olarak devam eden hasar, sonra eğik kesme çatlağına benzeyen bir hal almıştır (Şekil 103). Nihai olarak, bu çatlak mansapla birleşip barajın tamamen kapasitesinin kaybolmasına neden olmuştur. Hatta, mansap tarafında bir blok halinde kopma dahi gözlemlenmiştir (Şekil 104). Görüldüğü üzere bu deney sonucu bir barajın göçme konumuna geldiğindeki kırılma şeklini gözler önüne sermektedir.



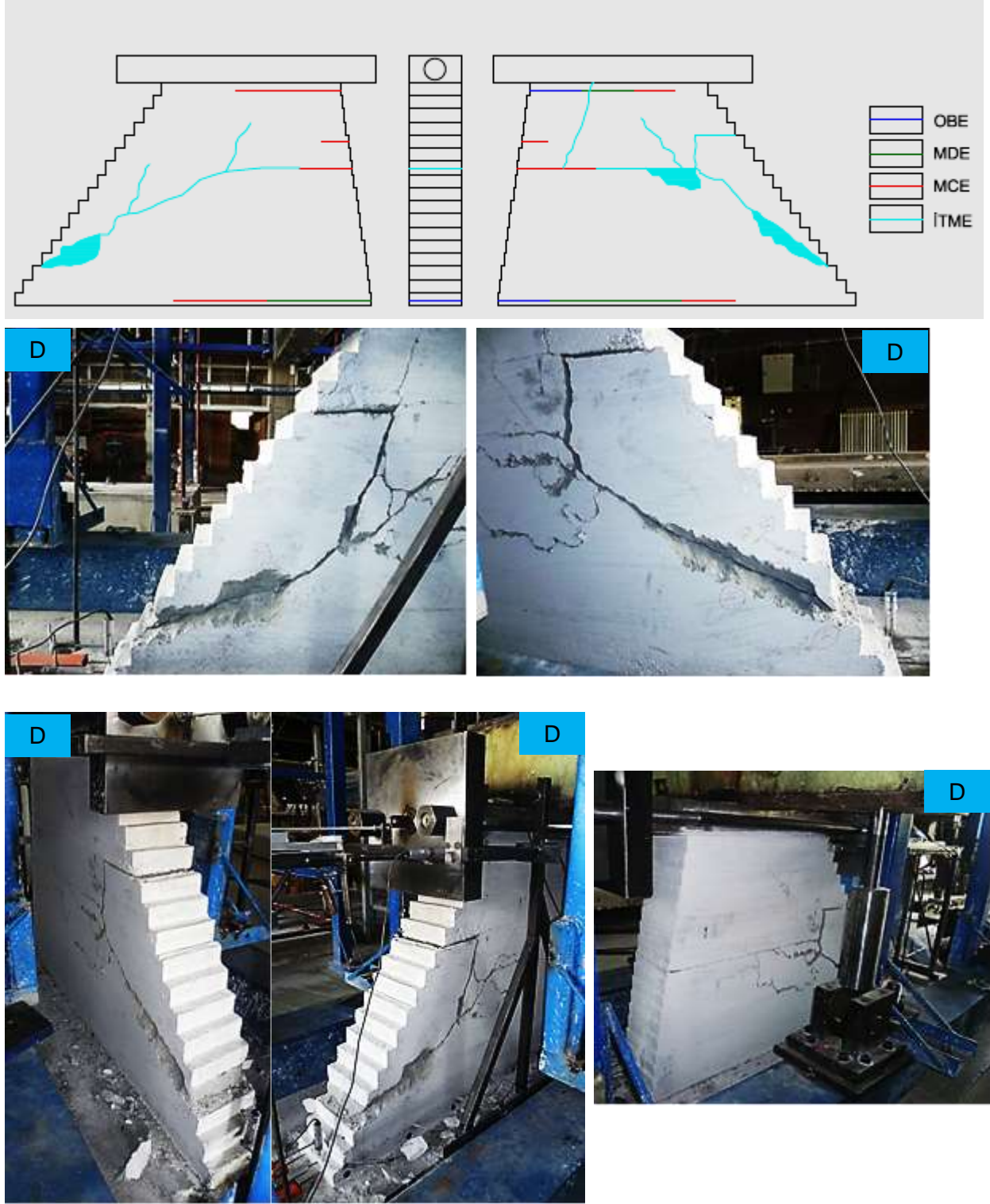
Şekil 101. Kapasite Eğrisi



Şekil 102. İtme Deneyinde Oluşan Çatlaklar 1



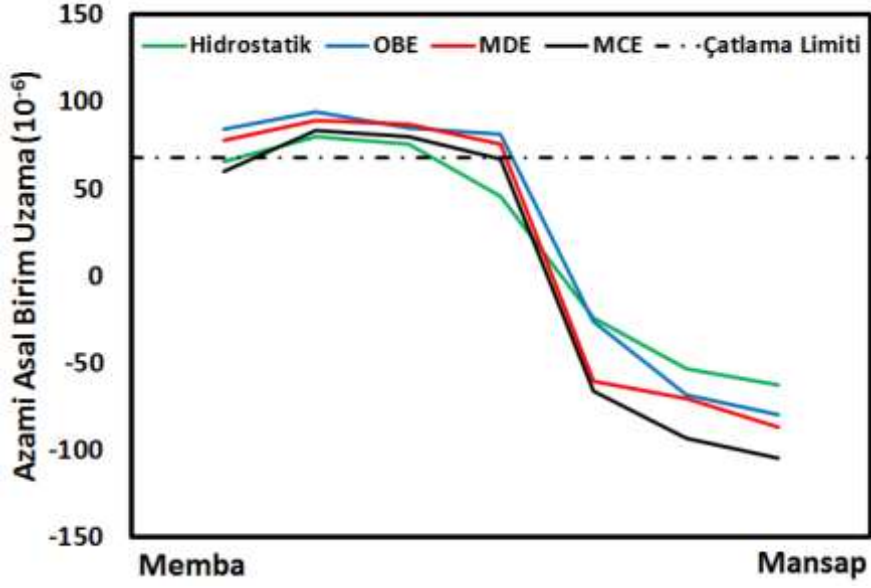
Şekil 103. İtme Deneyinde Oluşan Çatlaklar 2



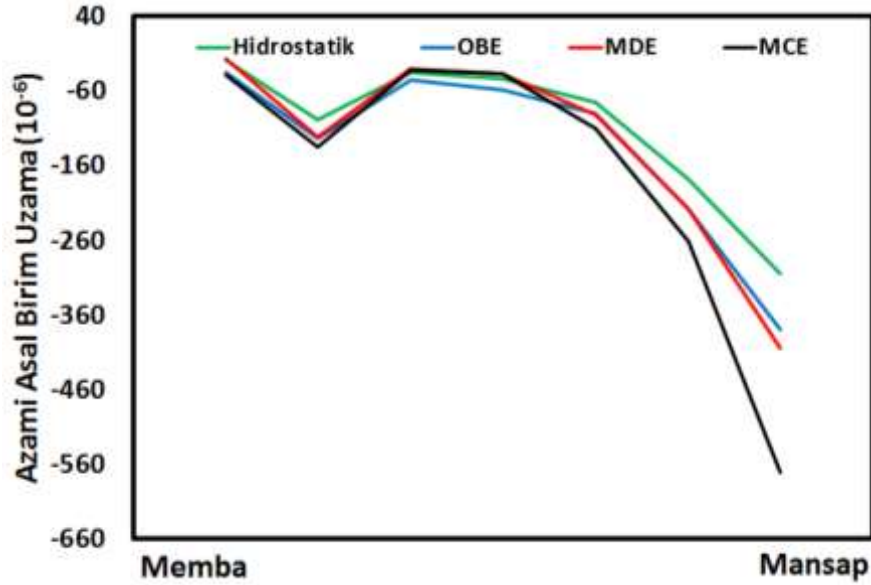
Şekil 104. İtme Deneyinde Oluşan Çatlaklar 3

7.2.3.5. Birim Uzunluk Ölçer Sonuçları

İkinci deney numunesinin taban birim uzama dağılımı elde edilmiştir (Şekil 105). Şekil 105'den de anlaşılacağı üzere barajın memba kısmında asal birim uzamalar çatlaklar genişleyinceye kadar (OBE'ye kadar) artmaktadır. Fakat, barajın memba tarafındaki çatlaklar aşırı genişlediğinde bu kısım yük almak yerine rijit bir hareket yapma eğilimi göstermektedir. Bu yüzden asal birim uzamalarda düşüş gözlemlenmiştir. Mansap yüzünde ise yük talepleri arttıkça asgari asal birim uzama değerlerinin arttığı görülmektedir (Şekil 105).



(a)



(b)

Şekil 105. İkinci Numunesinin Birim Uzama Dağılımı : (a) Azami Asal Birim Uzamalar (Çekme) ve Asgari Asal Birim Uzamalar (Basınç)

7.3. Silindire Sıkıştırılmış Beton Baraj Deneyi: 3. Numune

Denenen üçüncü baraj kesiti 25 MPa basınç dayanımına sahip silindire sıkıştırılmış beton baraj kesitidir. Aşağıda, sırasıyla baraj numunesi inşası, ölçüm aletlerinin yerleştirilmesi ve deney sonuçları sunulmaktadır.

7.3.1. Baraj Numunesinin Yapımı

Bu deney numunesi için 25 MPa basınç dayanımı Bölüm 4'te elde edilen çimento, puzolan miktarı ve bağlayıcı madde – su oranları kullanılarak Orta Doğu Teknik Üniversitesi Yapı Mekaniği Laboratuvarı'nda hazırlanmıştır.

Çelik beton kalıbı önceden pürüzlendirilmiş temel betonunun üzerine sabitlenmiştir. Bu işlemler sonrasında beton yerleştirilmesine başlanmıştır. Beton mikserinden el arabasına alınan beton, kürekler ve plastik kaplar vasıtasıyla kalıba yerleştirilmiştir (Şekil 106). Yerleştirilen beton, her bir kademeden yarısına (yaklaşık 2.5 cm) tekabül etmektedir (Şekil 106.b). Daha sonra 20cmx20cmx2cm'lik çelik plaka (Şekil 106.c), yerleştirilen betonun üzerine koyulmuş ve Hilti vasıtasıyla sıkıştırma işlemine geçilmiştir. Sıkıştırma işlemi barajın mansap kısmından memba kısmına doğru 20'şer santimlik bölümler halinde yerleştirilen 2.5 cm'lik kalınlıktaki SSB için yapılmıştır. Baraj memba ve mansap yüzleri basamaklar halinde yerleştirildiğinden sadece kalıbın ilgili katmanlarının kalıp parçaları monte edilmiştir (Şekil 77.d). Bölüm 8.2.1'de sunulan hesaplar doğrultusunda 0,2 m x 0,2 m'lik bir yükleme plakasına ($A = 0,2 * 0,2 = 0.04 \text{ m}^2$) yaklaşık 10 sn'lik bir basınç uygulandığında ölçeklendirilmiş baraj betonuna, sahada uygulanan birim alandaki enerji miktarıyla yaklaşık olarak eşit miktarda bir enerji uygulanmaktadır. Bu hesaplar doğrultusunda 0,15 m x 0,3 m'lik silindir numuneler için daha düşük alanlı bir plaka kullanılacağından ($A = \pi * 0.075^2 = 0.02 \text{ m}^2$) sıkıştırma süresi 5 sn'ye düşürülmüştür.

2. numunede de kararlaştırıldığı üzere barajın en üst altı katmanında (üst 30 cm'lik kısımda) konvansiyonel beton kullanılmasına karar verilmiştir. Her iki tabaka arasında soğuk derz oluşmasına izin verilmemiş ve bu yüzden yük aktarımında bir aksaklık söz konusu olmayacağı düşünülmüştür. Bu varsayımın gerçekliği deney sonuçları ile ortaya konmuştur. Söz konusu plaka, vinç vasıtasıyla kalıbın merkezine getirilmiş (Şekil 78.a) ve betonun içine forse edilerek, vibratör yardımıyla yerleştirilmiştir (Şekil 78.b). Beton prizini aldıktan sonra kalıp sökülüş ve beton selis bezi vasıtasıyla günde bir kez sulanarak kürlenmiştir. Betonun

kürlenmesine yedi gün devam edilmiştir. Yedi günün sonunda beton kendi haline bırakılmış ve 28 günlük dayanımına ulaşması beklenmiştir. Alınan numunelerin deney günü basınç dayanımları, yarma çekme dayanımları ve elastisite modülleri belirlenmiştir. Bu değerlerin ortalamaları sırasıyla 23,1 MPa, 2,92 MPa ve 21305 MPa olarak belirlenmiştir.

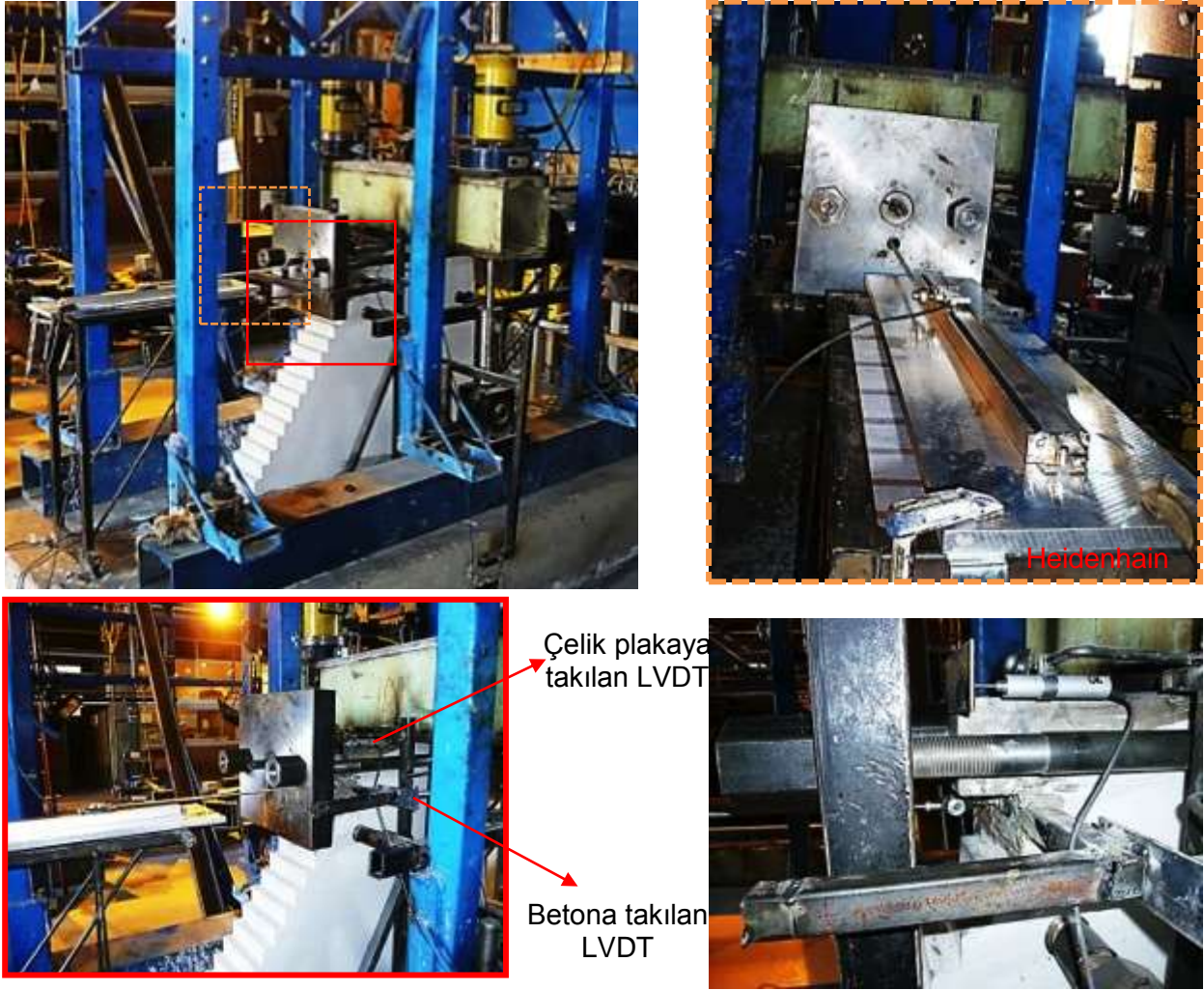


Şekil 106. Beton Dökümü : (a) Kalıba Beton Yerleşmesi; (b) Betonun Sıkıştırılması; (c) Sıkıştırılmış Beton Tabakası; (d) Kapatılmış Kalıp ve (e) Kalıbın Yandan Görünümü

7.3.2. Ölçüm Aletlerinin Yerleştirilmesi

Üçüncü numune de kullanılan tüm ölçüm aletleri dinamik benzeri deney geri beslemenin şekli dışında ikinci numuneyle aynı özelliklere sahiptir (Şekil 79, Şekil 80 ve Şekil 81). Deney

öncesi yapılan ölçümlerde dinamik benzeri sistemden ölçülen tepe deplasmanı ve diğer kontrol sisteminden yapılan ölçümlerin farklılık gösterdiği tespit edilmiştir. Bunun nedeninin beton baraja ankrajla bağlanan kutu profil üzerinden ölçüm alınması olduğu öngörülmüştür. Bu yüzden dinamik benzeri deney geri beslemesi yüklem plakası delinmek suretiyle direk baraj üzerinden alınmıştır.



Şekil 107. Baraj Tepe Yatay Deplasman Ölçümleri

7.3.3. Deney Sonuçları

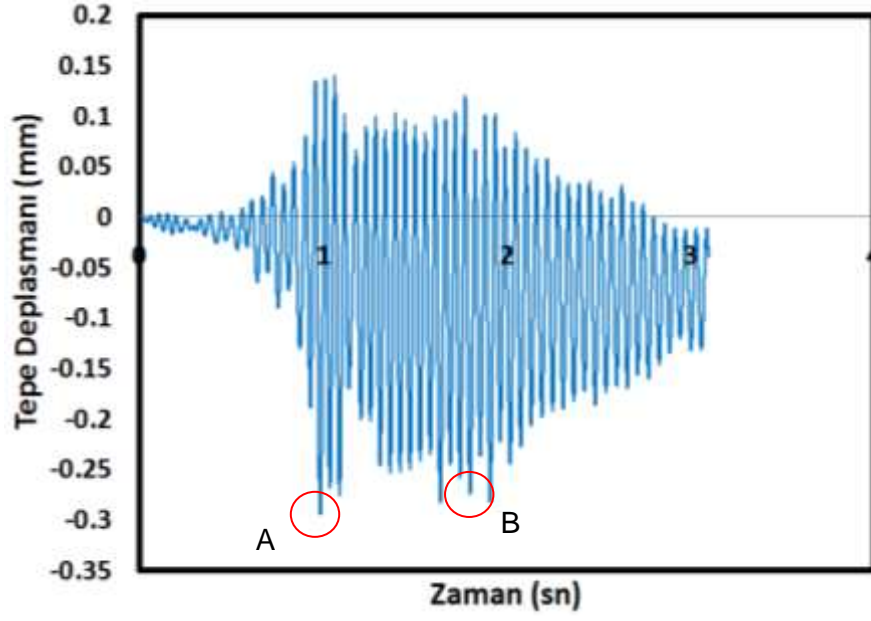
Bölüm 5.2.1'de bahsedildiği gibi ölçekli baraj numunesi üzerinde gerçek barajın tabanında kendi ağırlığı altında oluşacak gerilmeleri taklit edebilmek için öncelikle 400 kN'luk bir eksenel yük uygulanmıştır. Ardından 170 kN'luk bir yatay yük ile hidrostatik yükler altında oluşacak gerilmeler yapıya sunulmuştur. Bu şekilde tekil piston ile baraj tabanında elde edilecek gerilmelerin gerçekçiliği Bölüm 5'te detaylı olarak gösterilmiştir. Bu işlemler sonrasında deprem etkilerine geçilmeden önce statik etkilerden kaynaklı deplasmanlar ve

kuvvetler dinamik benzeri deney algortiması içerisinde sıfırlanmıştır, ancak ek bir veri toplama sistemi ile sıfırlamadan ölçümlere devam edilmiştir. Daha sonra deprem etkisi dinamik benzeri yöntem kullanılarak tek bir pistonla baraja uygulanmıştır. Aynı numune farklı üç adet deprem hareketine (sırasıyla OBE, MDE ve MCE) maruz bırakılmıştır. Her bir farklı deprem senaryosu etkisi altında baraj numunesinin deplasman ve kuvvet talepleriyle gözlemlenen hasarlar bu kısımda özetlenmektedir.

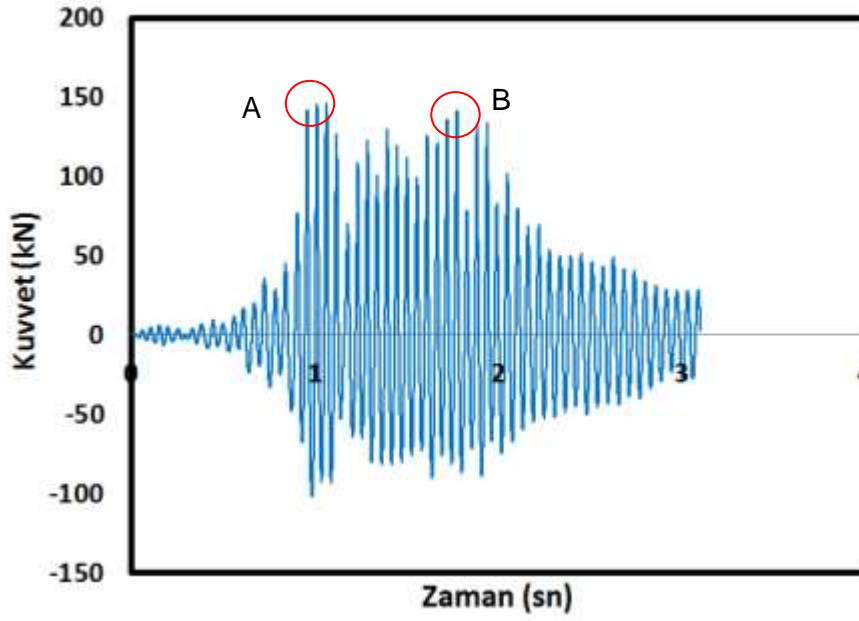
7.3.3.1. OBE Sonuçları

En düşük taleplere neden olan OBE depremi sisteme verilmeden önce daha önce de bahsedildiği gibi baraja eksenel yük olarak 400 kN'luk bir kuvvet aktarıldıktan sonra hidrostatik etkileri taklit etmek içinse 170 kN'luk bir yatay yük verilmiştir. Hidrostatik yükleme sonunda barajda çatlak gözlemlenmemiştir. OBE depreminin tepe deplasman talebi (hidrostatik etkiler dahil edilmemiştir) ve yatay yük talepleri Şekil 108 ve Şekil 109'da verilmektedir. Barajın tabanında oluşan yatay deplasmanın zamana göre değişimi de Şekil 110'da verilmektedir. Ayrıca Şekil 111'de OBE depreminin barajda oluşturduğu yatay kuvvet – deplasman eğrisi görülmektedir.

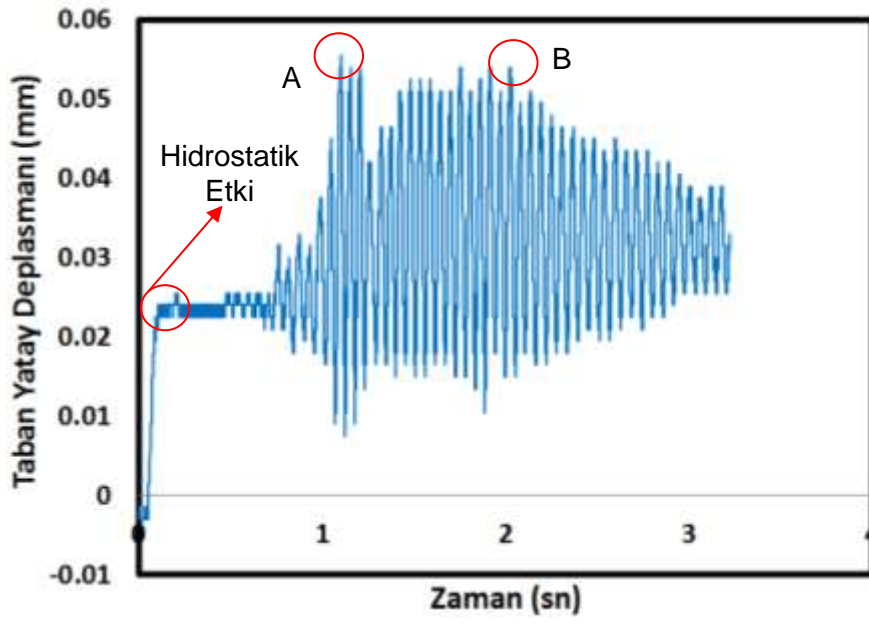
Baraj numunesinin frekansının ve sönümlenme oranının zamana göre değişimi Kurt vd. 2011 tarafından kullanılan yöntem ile belirlenmiş ve sonuçlar Şekil 112'de verilmektedir. Görüldüğü üzere bu deprem etkisi altında dinamik özelliklerde büyük değişiklikler gözlemlenmemiştir. Ayrıca, deprem boyunca sönüm miktarı %1 – 4 bandında seyretmiştir. Şekil 113'den de anlaşılacağı gibi OBE depremi esnasında hidrostatik etkilerle başlayan çatlakların boyu uzamış ve genişleşmişlerdir. Çatlak genişlikleri azami olarak 0,2 mm'yi bulmuştur. Ayrıca, artan yatay yük talepleri yükleme plakası ve beton arasında kılcal çatlakların oluşmasına neden olmuştur (Şekil 113). Fakat, OBE depremi sırasında baraj tabanında kılcal çatlakların dışında gövdede çatlaklar ya da baraj tabanında kayma gözlemlenmemiştir. Böylece bu kesitin OBE depremi etkisi altında iyi bir performansa sahip olduğu söylenebilir.



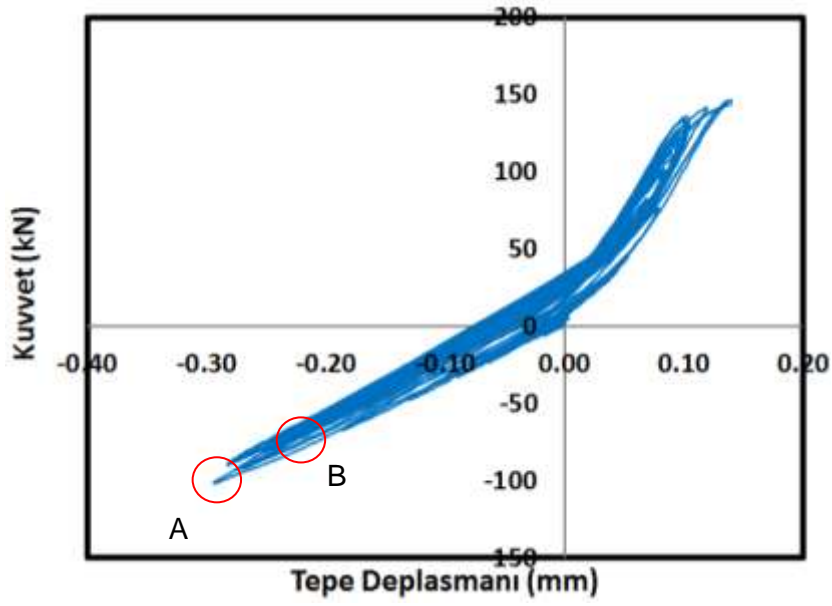
Şekil 108. OBE Depremi Tepe Deplasmanı Talebi



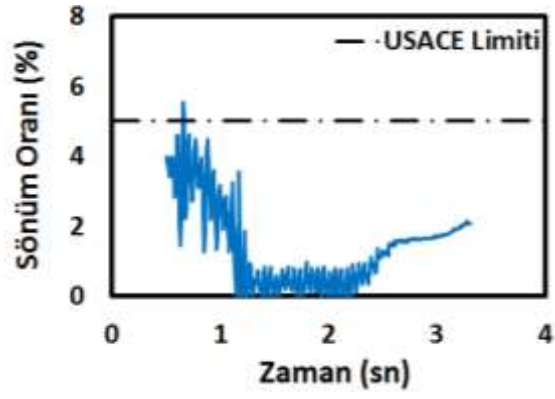
Şekil 109. OBE Depremi Yatay Kuvvet Talebi



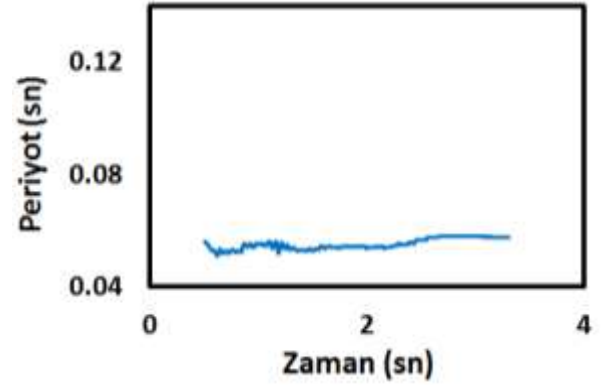
Şekil 110. OBE Depreminin Barajın Tabanındaki Yatay Deplasman Talebi



Şekil 111. OBE Depremi Kuvvet – Deplasman Talebi

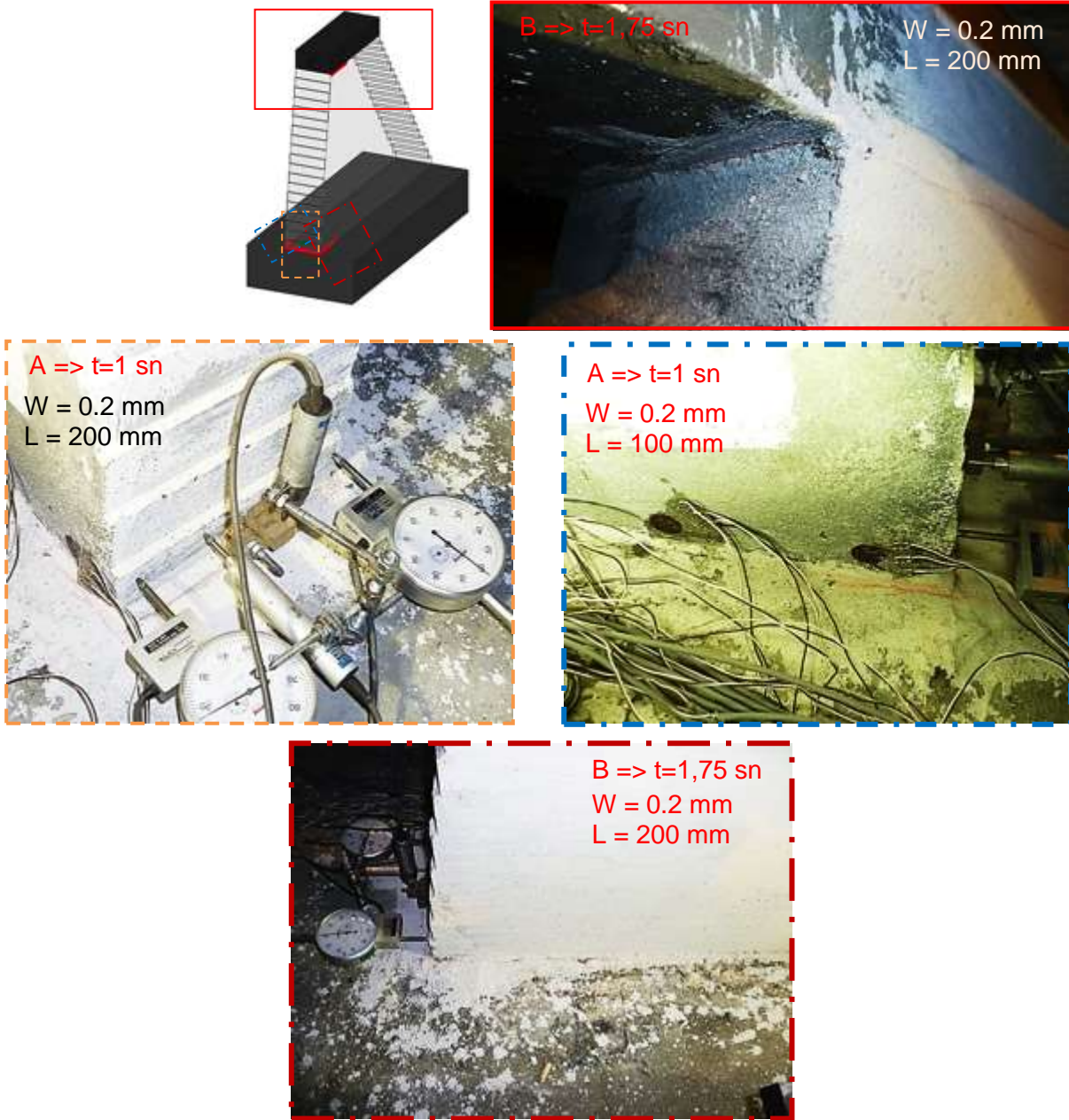


(a)



(b)

Şekil 112. Baraj Numunesinin Sismik Karakteristiklerinin Zaman Göre Değişimi : (a) Sönüm Oranı ve (b) Birinci Mod Frekansı

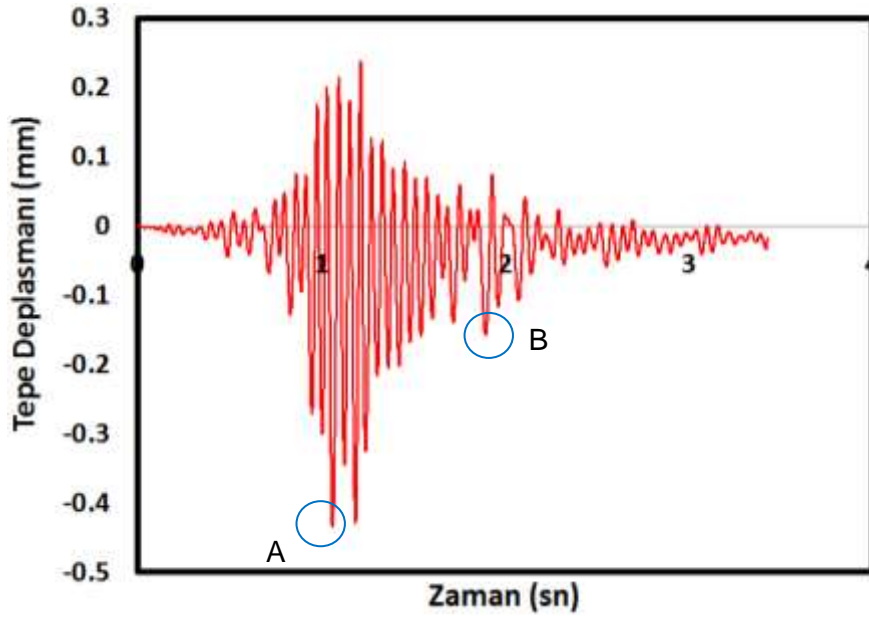


Şekil 113. OBE Depremi Esnasında Oluşan Çatlaklar

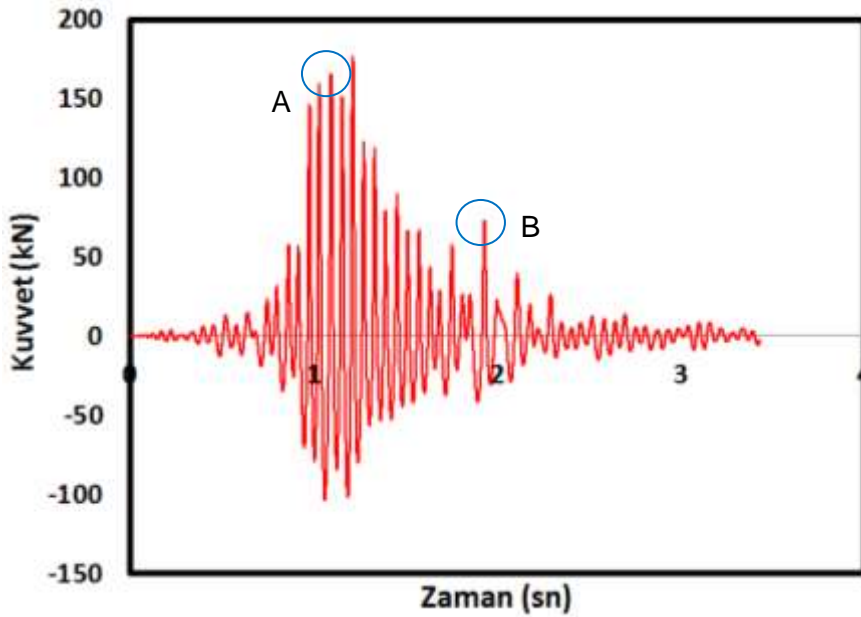
7.3.3.2. MDE Sonuçları

MDE depremi hafif hasar almış baraj numunesine ikinci bir test olarak verilmiştir. MDE depreminin etkisi altında oluşan tepe deplasmanı ve yatay yükün zamana göre değişimleri sırasıyla Şekil 114 ve Şekil 115'de verilmektedir. Görüldüğü üzere, MDE depremi OBE depremine göre yaklaşık %15 daha fazla yatay kuvvet talep etmiştir. Barajın tabanında oluşan yatay deplasmanın zamana göre değişimi de Şekil 116'de verilmektedir. Ayrıca Şekil 117'de MDE depreminin barajda oluşturduğu yatay kuvvet – deplasman eğrisi görülmektedir. Şekil 118'de ise baraj dinamik özelliklerinin zamana göre değişimi gösterilmektedir. Şekil

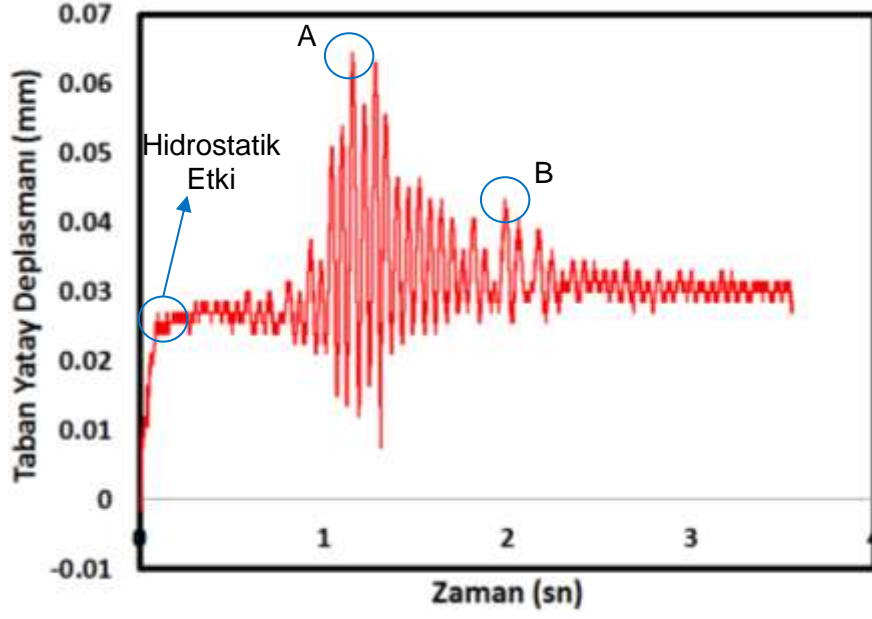
119'da sunulan hasar resimleri incelendiğinde OBE depreminde yaklaşık 20 cm olan çatlak boyunun 30 cm'e kadar ulaştığı tespit edilmiştir. Deprem boyunca sönüm miktarı %2 – 6 bandında seyretmiştir. Şekil 119'dan da anlaşılacağı gibi MDE depremi esnasında OBE depremi etkisiyle başlayan çatlakların boyu uzamış ve genişleşmiştir. Yer yer çatlak genişliklerinin 0,5 mm'yi bulduğu saptanmıştır. Yükleme plakasının çevresinde kılcal çatlaklar gözlemlenmiş ancak bu hafif hasar pistonlardan baraja yük transferine engel olmamıştır. MDE depremi etkisi altında gövde çatlakları gözlemlenmemiştir.



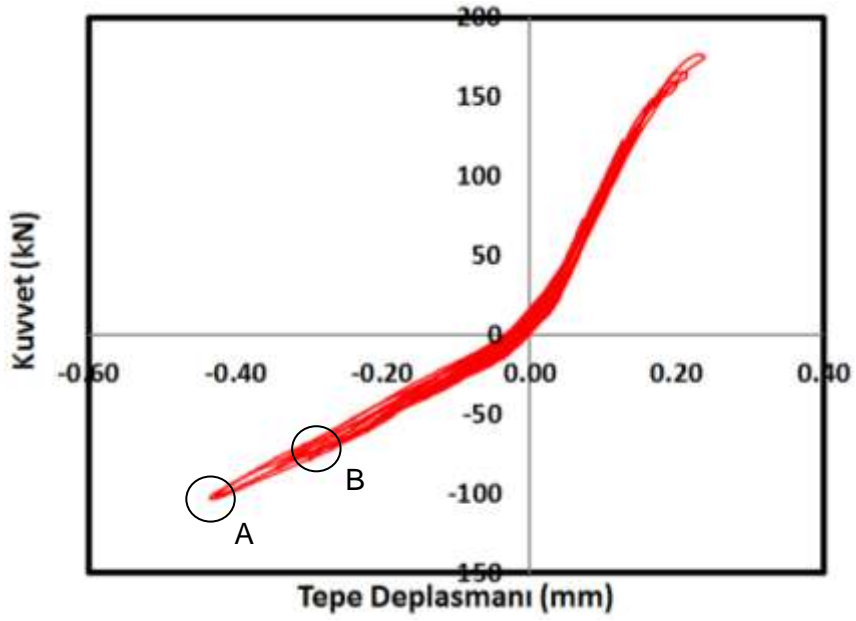
Şekil 114. MDE Depremi Tepe Deplasmanı Talebi



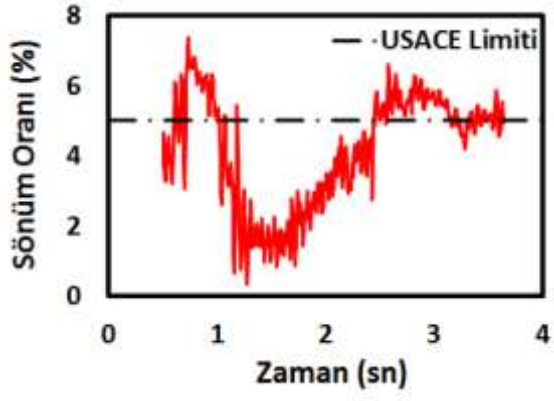
Şekil 115. MDE Depremi Yatay Kuvvet Talebi



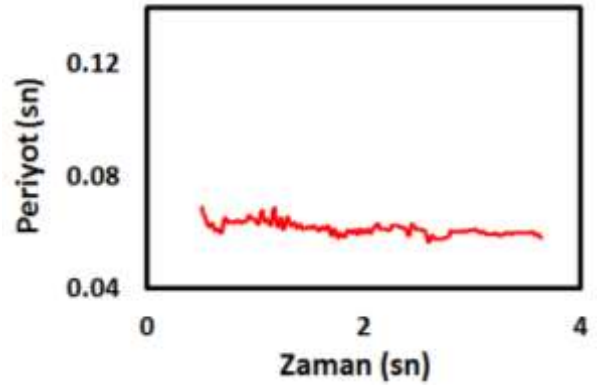
Şekil 116. MDE Depreminin Barajın Tabanındaki Yatay Deplasman Talebi



Şekil 117. MDE Depremi Yatay Kuvvet Talebi

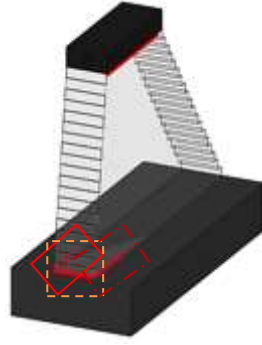


(a)

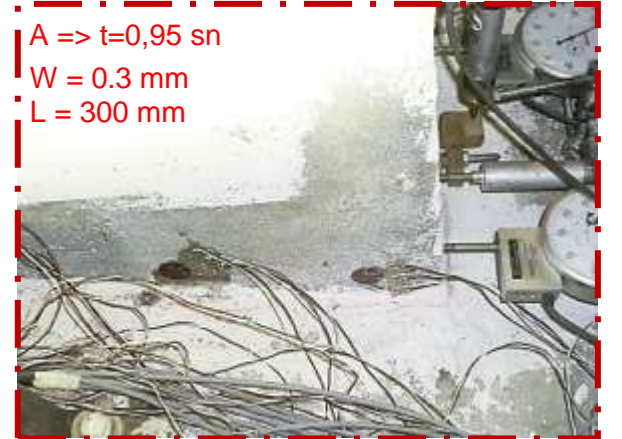


(b)

Şekil 118. Baraj Numunesinin Sismik Karakteristiklerinin Zaman Göre Değişimi : (a) Sönüm Oranı ve (b) Birinci Mod Frekansı



W = 0.2 mm
L = 400 mm

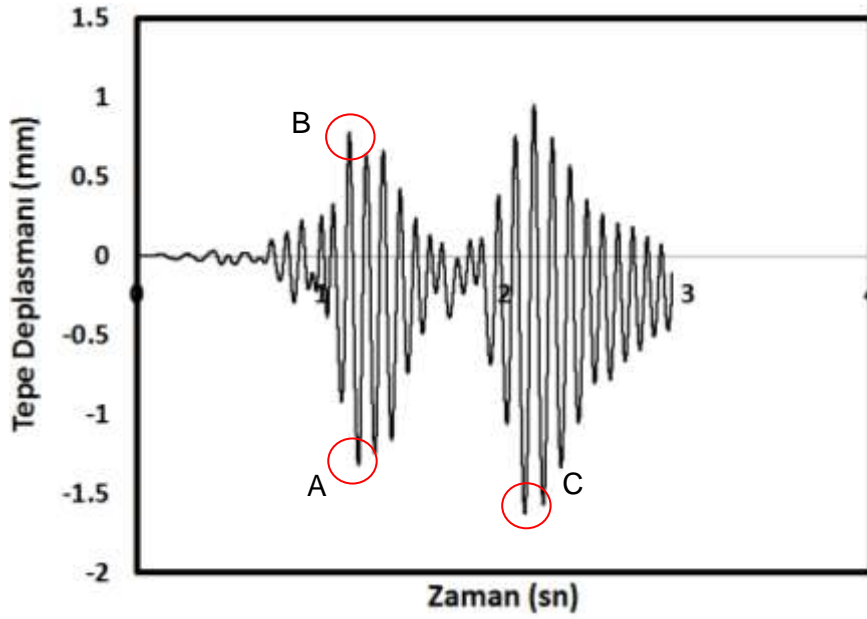


Şekil 119. MDE Depremi Esnasında Oluşan Çatlaklar

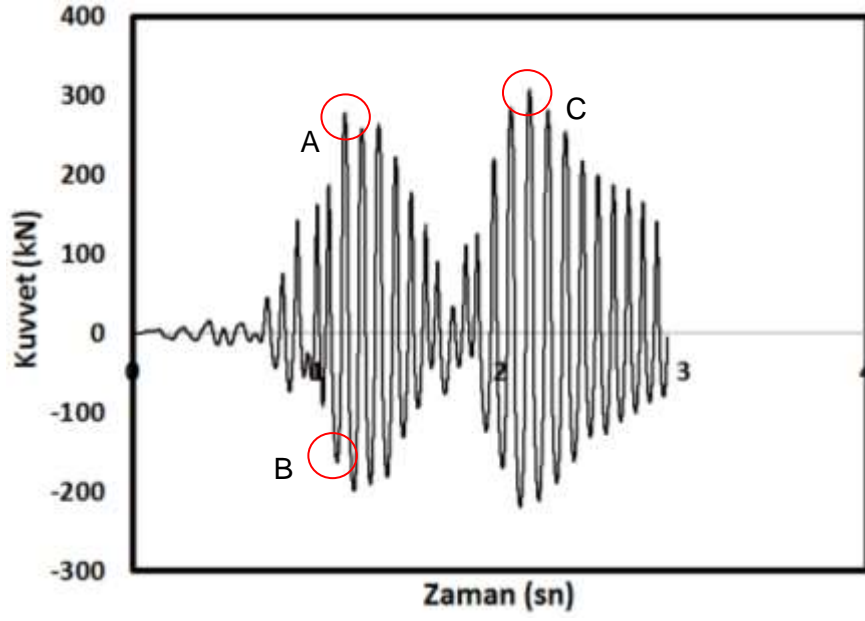
7.3.3.3. MCE Sonuçları

MCE depreminin etkisi altında oluşan tepe deplasmanı ve yatay yükün zamana göre değişimleri sırasıyla Şekil 120 ve Şekil 121'de verilmektedir. Barajın tabanında oluşan yatay deplasmanın zamana göre değişimi de Şekil 122'de verilmektedir. Şekil 123'de MCE depreminin barajda oluşturduğu yatay kuvvet – deplasman eğrisi görülmektedir. Baraj numunesinin frekansının zamana göre değişimi ve sönümlenme oranının zamana göre değişimi de Şekil 124'de verilmektedir.

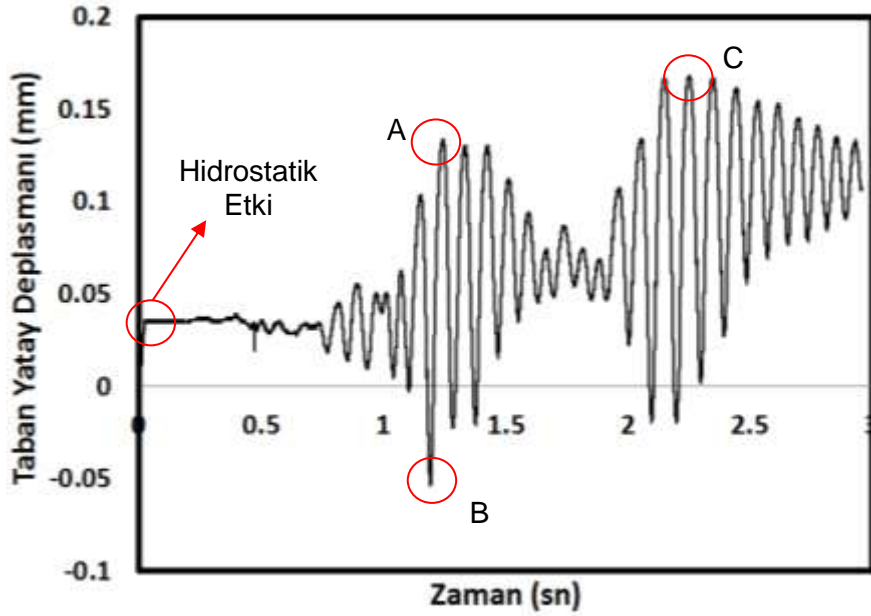
MCE depremi etkisinde tepe deplasmanı yaklaşık 1.5 mm'yi bulmuştur. Bu değer, MDE depreminde elde edilen değer yaklaşık 5 katıdır. Benzer şekilde taban kesme kuvveti talebi de 250 kN'u bularak (hidrostatik etki hariç) MDE depreminde ölçülen değer yaklaşık 4 katına ulaşmıştır. Şekil 125'den de anlaşılacağı gibi MCE depremi esnasında çatlakların boyu uzamış ve genişleşmişlerdir. Tabanda oluşan çatlağın uzunluğu bir yüzde yaklaşık 90cm, bir yüzde ise 105 cm'e ulaşmıştır (Şekil 126). MDE depremi sırasında ortaya çıkan gövde çatlağında da bir artış gözlemlenmiştir. MCE depreminin etkisiyle baraj tabanının mansap yüzünde de çatlaklar oluşmuştur. Fakat, memba ve mansap yönünde oluşan çatlaklar birleşmemiştir. Bu sebeple barajda top yekun bir kayma gözlemlenmemiştir. Şekil 123'den de görüleceği gibi baraj oldukça nonlinear bir davranış sergilemiş ve ciddi rijitlik azalmasına uğramıştır. Bu durum Şekil 124'de sunulan frekans değişimi grafiklerinden de anlaşılmaktadır. Ancak kapasitenin hala düşmediği belirlenmiştir. MCE depreminde barajın ciddi hasar aldığı ancak stabilitenin etkileneceği bir tehlikenin oluşmadığı söylenmelidir.



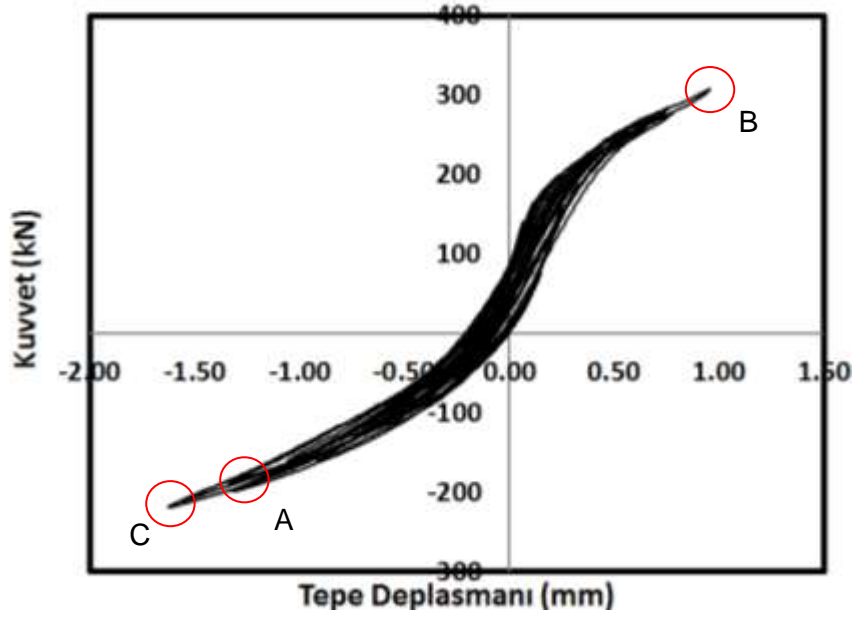
Şekil 120. MCE Depremi Tepe Deplasmanı Talebi



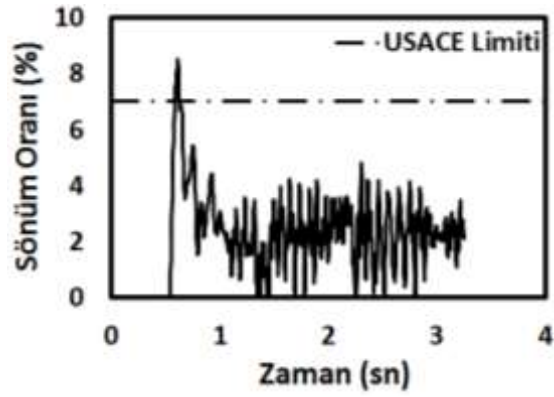
Şekil 121. MCE Depremi Yatay Kuvvet Talebi



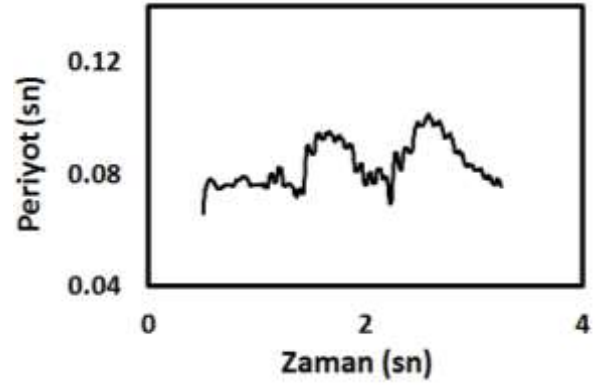
Şekil 122. MCE Depreminin Barajın Tabanındaki Yatay Deplasman Talebi



Şekil 123. MCE Depremi Yatay Kuvvet Talebi

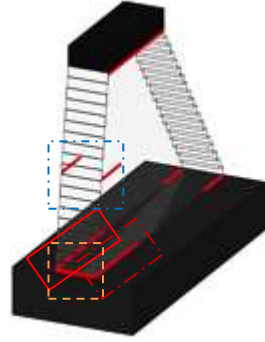


(a)

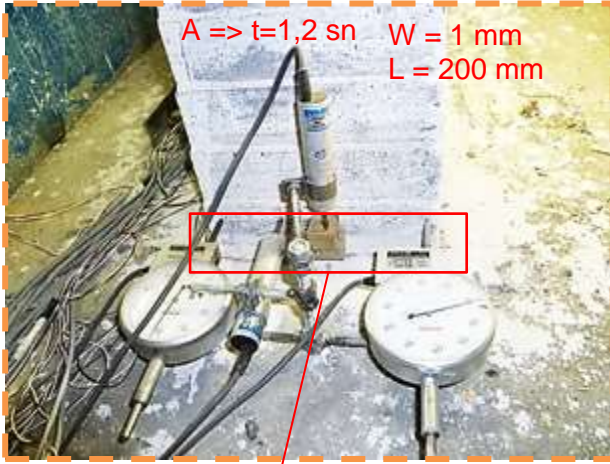
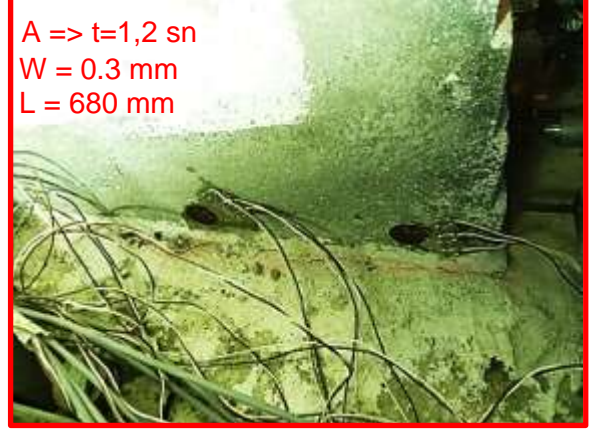


(b)

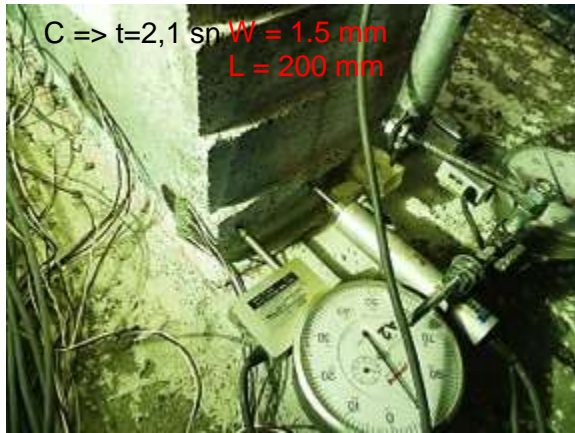
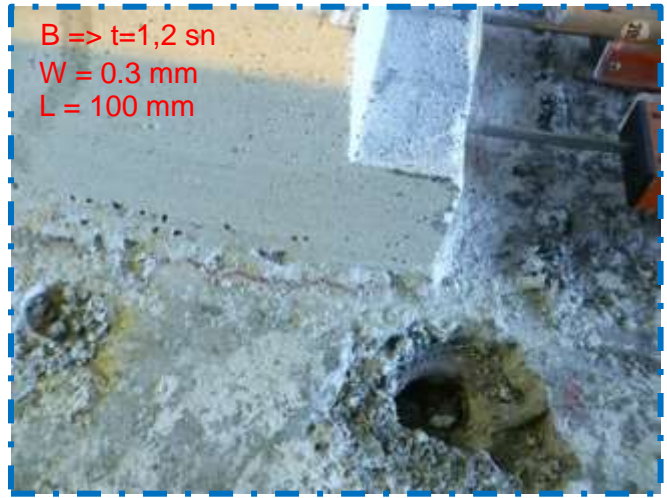
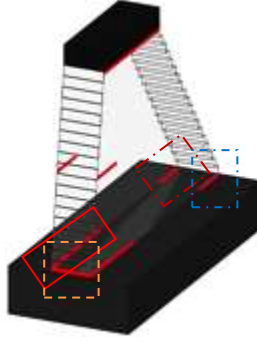
Şekil 124. Baraj Numunesinin Sismik Karakteristiklerinin Zaman Göre Değişimi : (a) Sönüm Oranı ve (b) Birinci Mod Frekansı



A => t=1,2 sn
W = 0.3 mm
L = 680 mm



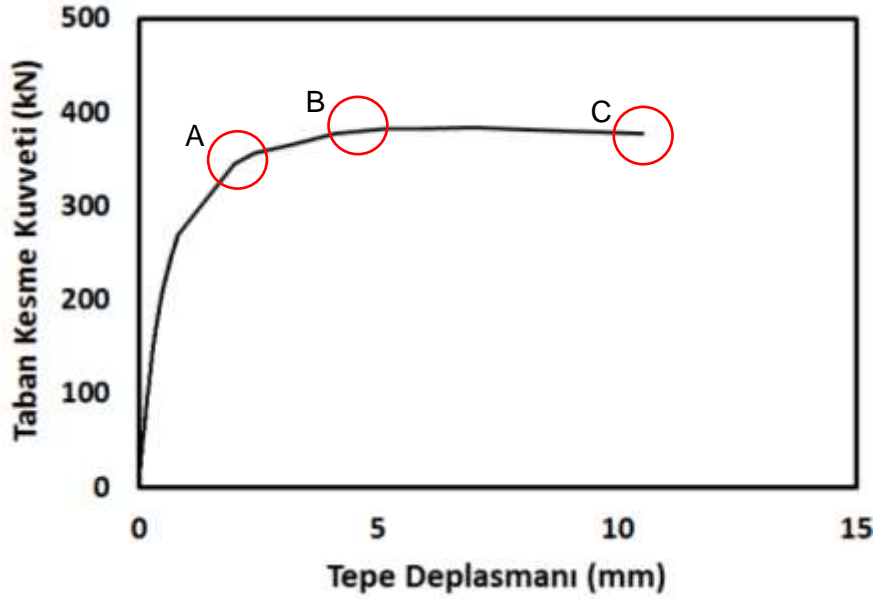
Şekil 125. MCE Depremi Esnasında Oluşan Çatlaklar 1



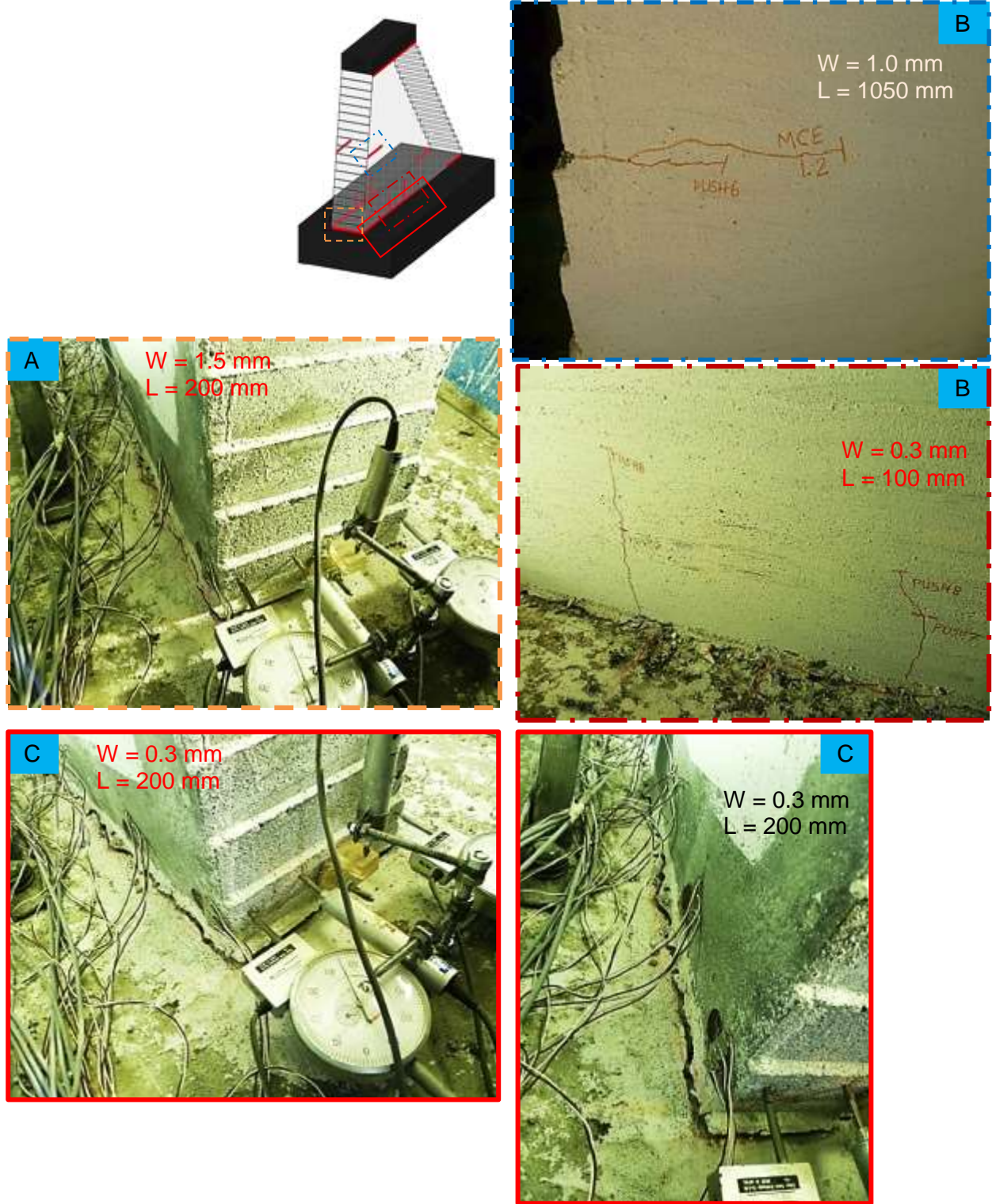
Şekil 126. MCE Depremi Esnasında Oluşan Çatlaklar 2

7.3.3.4. İtme Deneyi Sonuçları

Tüm deprem senaryoları ard arda uygulandıktan sonra baraj numunesinin kapasite eğrisini elde etmek için itme deneyi gerçekleştirilmiştir. İtme deneyi için yük-deplasman eğrisi sonuçları Şekil 127’de sunulmaktadır. Bu deney sırasında numune 390 kN yatay kuvvet civarında taşıma kapasitesine ulaşmıştır. Bu yük talebi yaklaşık olarak 6 mm’lik bir tepe deplasmanına tekabül etmektedir. Bu noktadan sonra numunenin kapasite eğrisinde 4,5 mm’lik bir akma platosu gözlemlenmiştir. Bu noktadan sonra teste aksenal yük artışlarına engel olunamadığı için devam edilmemiştir. Akma platosunda bir miktar negatif eğim oluşması yapıda kapasite azalmasına işaret etmesine rağmen ciddi bir düşüş yaşanmadığı söylenebilir. İtme deneyi süresince daha önce uygulanan deprem etkileriyle açılmış çatlakların genişlediği ve bir miktar uzadığı gözlemlenmiştir (Şekil 128). Deney esnasında barajın stabilitesini bozacak bir taban kayması ya da gövde çatlakları gözlemlenmemiştir.



Şekil 127. MCE Depremi Tepe Deplasmanı Talebi



Şekil 128. İtme Deneyi Esnasında Gözlemlenen Çatlaklar

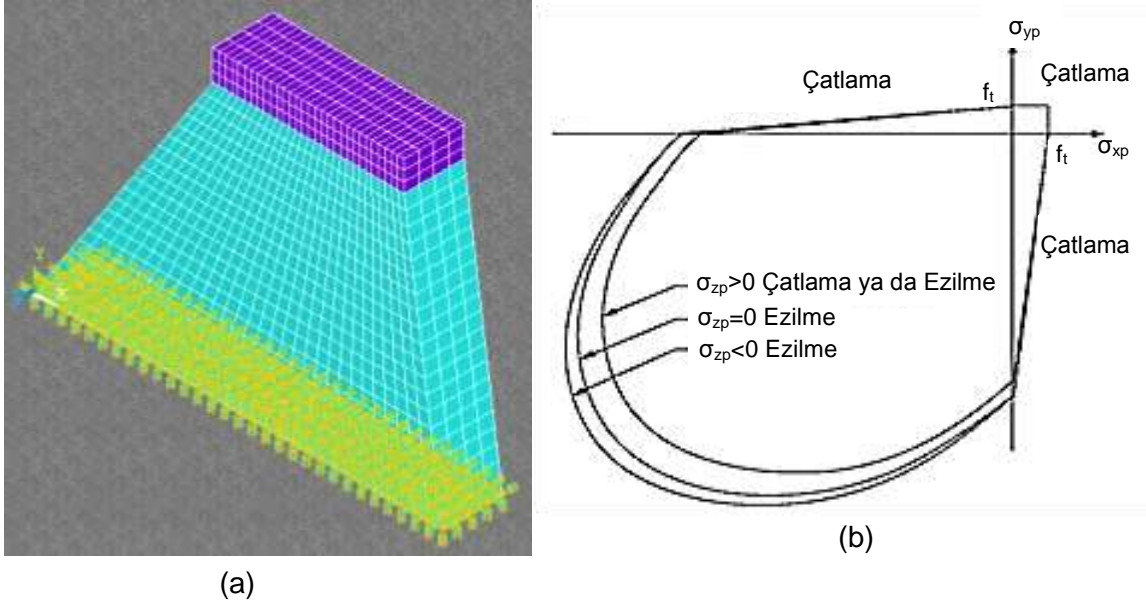
8. Analitik Çalışmalar

Deneyi yapılan üç farklı numune için de iki boyutlu ve üç boyutlu sayısal analizler iki farklı sonlu eleman yazılım platformu ile gerçekleştirilmiştir. İki boyutlu çalışmalar Diana (2014) programında gerçekleştirilirken üç boyutlu analizler ise ANSYS (2012) programında yapılmıştır. İki farklı program kullanılmasındaki birinci amaç bu iki program da hem tasarım aşamasında mühendislerce hem de akademik çalışmalarda çokça kullanılmasıdır. Böylece bahsi geçen programların beton barajların davranışlarını tahmin etmekteki yetileri ölçülmüş olacaktır. Ayrıca, ANSYS'te analizlerin üç boyutlu olarak gerçekleştirilmesinin nedeni ise çatlama ve ezilme özellikleri bulunan plastisite denkleminin sadece üç boyutlu modellerde kullanılabilmesidir. Bu kısımda sırasıyla ANSYS analizleri ve Diana analizleri sunulacaktır.

8.1. ANSYS Simulasyonları

Tüm modellerde baraj üç boyutlu olarak modellenmiştir. Ayrıca, modellerde kullanılan Willam-Warnke (1980) plastisite modeliyle uyumlu olması açısından 8 düğüm noktalı katı elemanlar (Solid 65) kullanılmıştır (Şekil 129). Kullanılan eleman ve plastisite özelliklerine daha detaylı olarak ANSYS'in teori kitabından ulaşılabilir. Tüm modellerde baraj tabanı rijit olarak modellenmiştir (Şekil 129.a). Deneylerde kullanılan ve güçlü zemine monte edilen temel her ne kadar rijit olsa da bir miktar deformasyon yapabilmektedir. Bu durum barajın etkin rijitliğinin azalmasına sebep olmaktadır. Deprem istemlerinin doğru modellenebilmesi için ilk olarak temel titreşim periyodunun deneylerden ters çözüm ile belirlenen periyot ile tutarlı olması gereklidir. Bunun için analizlerde kullanılan beton elastisite modülü, deneysel sonuçlara göre yaklaşık %50 oranında azaltılmıştır. Bu azaltma sonucunda elde edilen temel titreşim periyotları deney elemanlarının temel titreşim periyotları ile örtüşmüştür. Analizlerde kullanılan beton elastisite modülleri baraj numuneleri 1, 2 ve 3 için sırasıyla 10.500 MPa, 8.750 MPa ve 13.500 MPa olarak alınmıştır. Ayrıca, tüm modellerde sönümlenme oranları her bir deneyden elde edilen değerler kullanılarak modellere aktarılmıştır. Son olarak, ANSYS'teki Willam-Warnke plastisite modelinde girilmesi zorunlu açık çatlak kesme aktarım ve kapalı çatlak kesme aktarım oranları 0.45 ve 1 olarak alınmıştır.

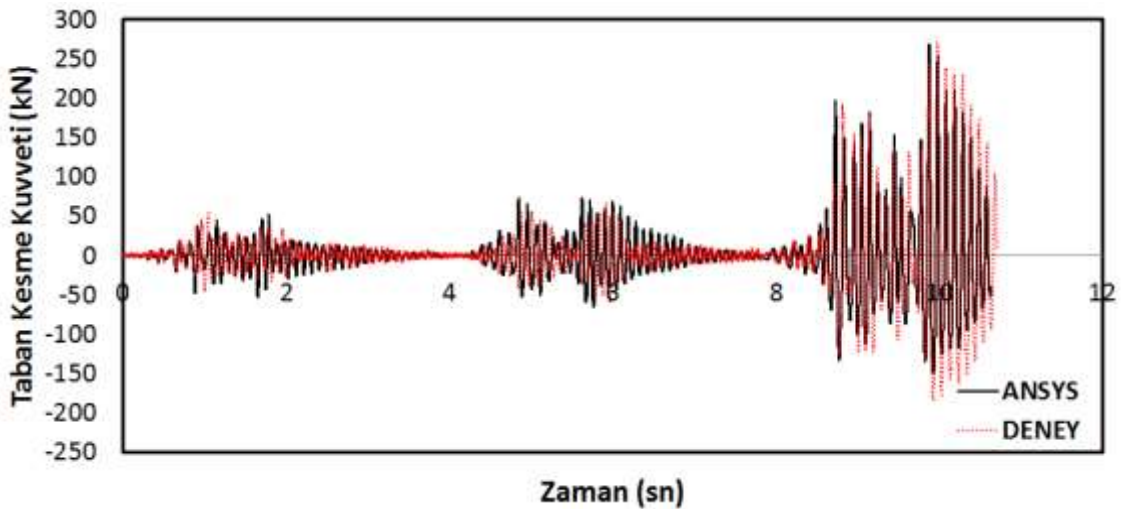
Deney ortamında yapılan protokolün aynısını yansıtabilmek için öncelikle düşey (400 kN) ve yatay yükler (170 kN) verildikten sonra sırasıyla OBE, MDE ve MCE deprem hareketleri ard arda baraja uygulanmıştır. Elde edilen taban kesme kuvveti - zaman, tepe deplasmanı - zaman ve taban kesme kuvveti - tepe deplasmanı grafikleri deneysel verilerle karşılaştırılmıştır. En son olarak ise nonlineer analiz kullanılan tasarımlarda çokça dikkate alınan çatlak dağılımlarının doğru tahmin edilip edilmediği de kontrol edilmiştir.



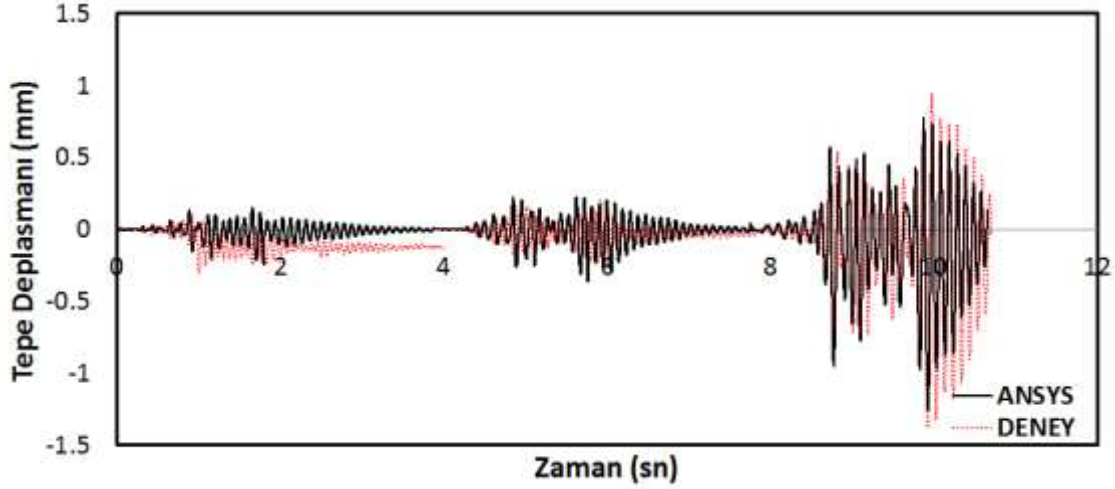
Şekil 129. ANSYS Modelleri : (a) Baraj Eleman Ağı ve (b) Kullanılan Plastisite Modeli

8.1.1. Beton Baraj Deneyi Modeli : 1. Numune

Konvansiyonel betondan imal edilmiş birinci deney numunesinin analitik modellenmesi sonucu kuvvet ve deplasman talep karşılaştırmaları sırasıyla Şekil 130 ve Şekil 131'de verilmektedir. Tüm deprem etkileri altında kuvvet – deplasman değişim karşılaştırmaları ise Şekil 132'de verilmektedir. Ayrıca, analitik modelin maksimum ve minimum deplasman ve kuvvet hataları da Tablo 20 ve Tablo 21'de özetlenmektedir. Tablo 20 ve Tablo 21 incelendiğinde kuvvet talep hata oranları %10'un altında ve deplasman talepleri de %30'un altında hata oranlarıyla tahmin edilebilmektedir. Görüldüğü üzere OBE analizlerinde sonuçların frekans içeriği olarak uyumlu olduğu ancak deneylerde kalıcı deplasman yaratan bir kaymanın olduğu gözlemlenmiştir.



Şekil 130. Taban Kesme Kuvvetinin Zamana Göre Değişim Karşılaştırması



Şekil 131. Tepe Deplasmanının Zamana Göre Değişim Karşılaştırması

Her bir deprem etkisi sonrası tahmin edilen çatlakların karşılaştırması ise Şekil 133'de sunulmaktadır. Şekil 133 incelendiğinde analitik modelin OBE, MDE ve MCE depremi etkisi altında baraj tabanında 725 mm, 905 mm ve 1140 mm'lik çatlaklar olacağını tahmin etmektedir. Fakat, bu değerler tüm deprem senaryoları için ölçülen değerlerin (sırasıyla 400 mm, 550 mm ve 1050 mm) üstündedir. Yine sayısal olarak yapılan çatlak tahminlerinde çatlakların gözlemlenenden daha çok yayılım gösterdiği de aşikardır. Ayrıca, MDE depremi etkisi altında beliren gövde çatlağı da sayısal simulasyonda tahmin edilememektedir.

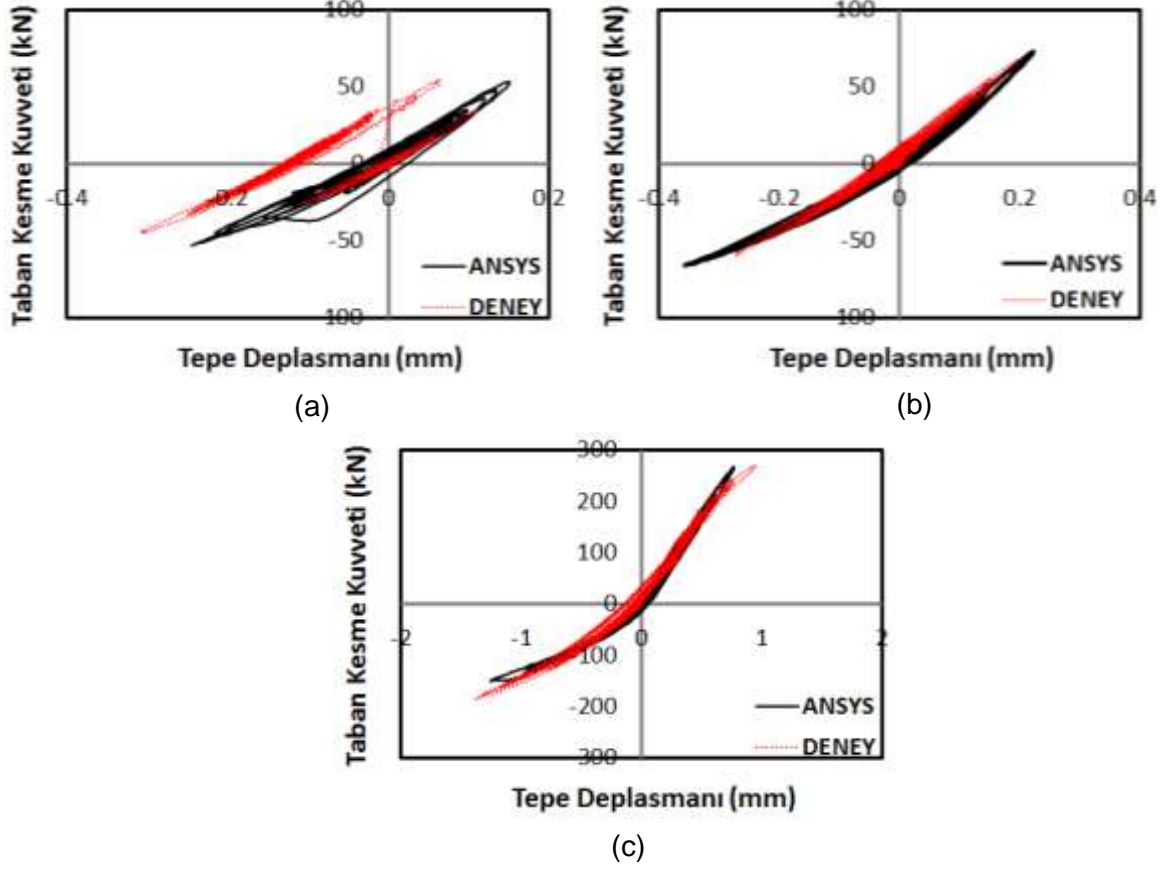
Aynı numunenin itme deneyi sonuçlarının analitik tahminlerle karşılaştırmaları da Şekil 134'de verilmektedir. Şekil 134 incelendiğinde analitik modelin çatlak miktarını deneysel gözlemlerden daha fazla olarak tahmin etmektedir. Bu nedenle de kapasite eğrisi deneysel olarak elde edilen eğrinin altında kalmaktadır. Sayısal tahminlerin kuvvet kapasitesi göz önünde bulundurulduğunda başarılı fakat deplasmanlar söz konusu olduğunda aynı ölçüde başarılı olamadığı belirtilmelidir. Ayrıca, nonlinear analizlerde karar verme aşamasında sıklıkla kullanılan çatlak dağılımının da analitik model tarafından iyi bir şekilde tahmin edilemediği söylenebilir.

Tablo 20. Taban Kesme Kuvveti Taleplerinin Karşılaştırması
(Deneyden elde edilen maksimum değer kırmızıyla işaretlenmiştir.)

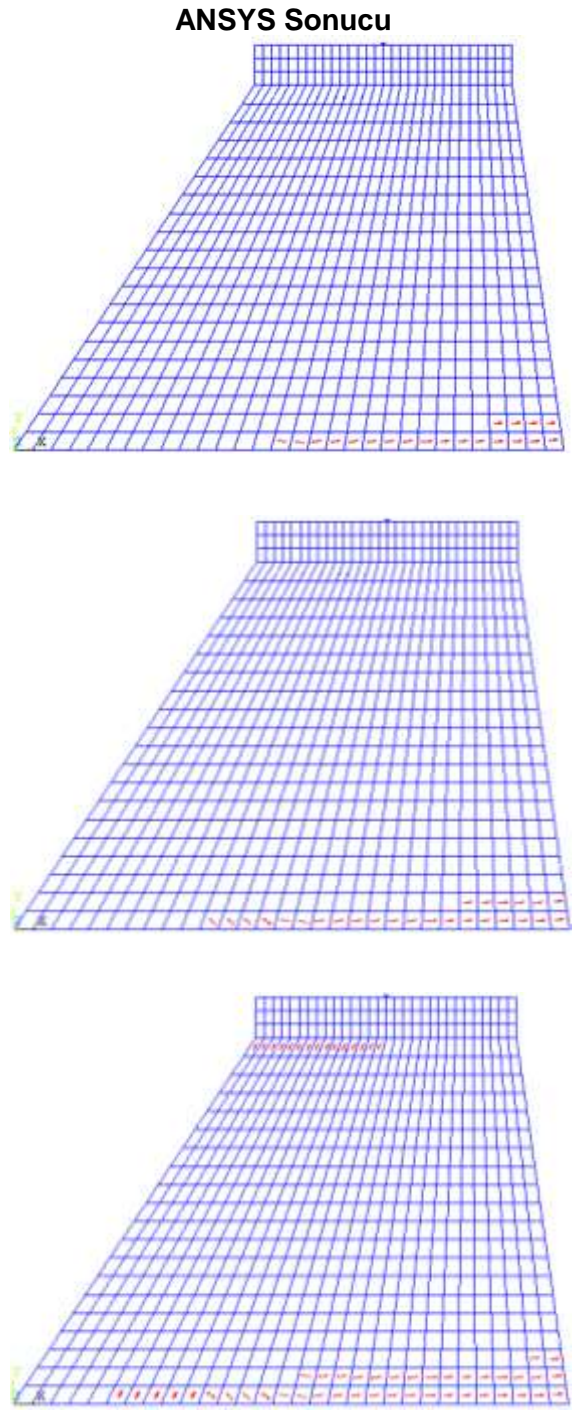
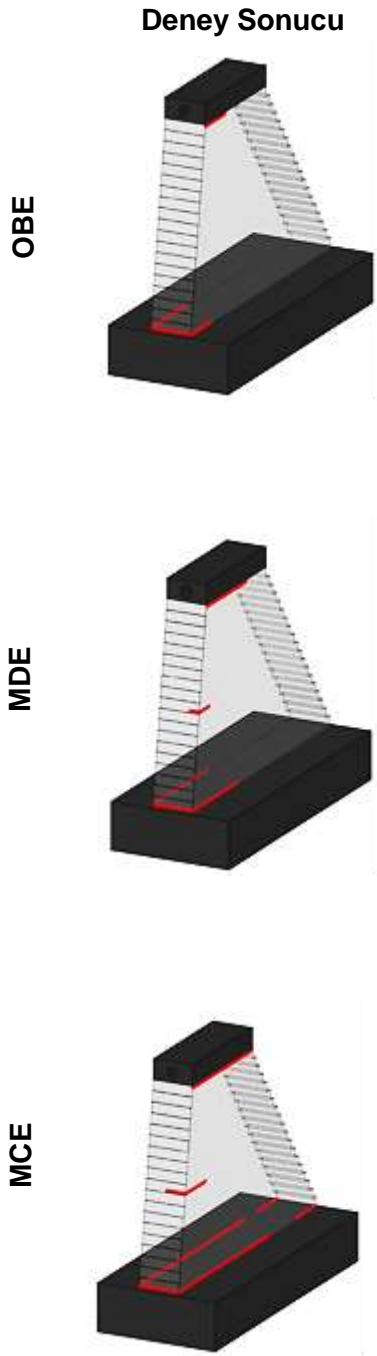
| Taban Kesme Kuvveti (kN) | | | | | | | | |
|--------------------------|---------|----------|---------|---------|----------|----------------|---------|--------|
| Deney | | | ANSYS | | | Hata Oranı (%) | | |
| OBE | MDE | MCE | OBE | MDE | MCE | OBE | MDE | MCE |
| 54.816 | 68.687 | 270.282 | 52.522 | 73.321 | 268.259 | 4.184 | -6.747 | 0.749 |
| -44.568 | -59.095 | -184.152 | -53.557 | -65.826 | -150.167 | -20.169 | -11.390 | 18.455 |

Tablo 21. Tepe Deplasmanı Taleplerinin Karşılaştırması
(Deneden elde edilen maksimum değerler kırmızıyla işaretlenmiştir.)

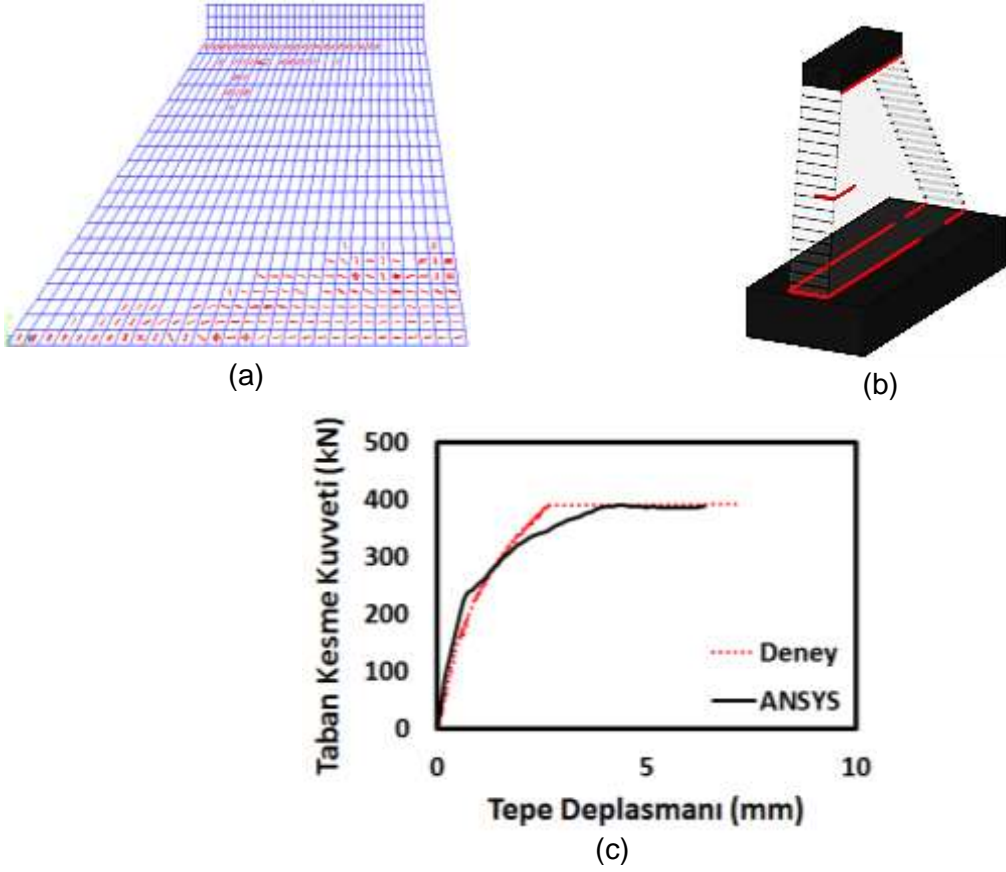
| Tepe Deplasmanı (mm) | | | | | | | | |
|----------------------|--------|--------|--------|--------|--------|----------------|---------|--------|
| DENEY | | | ANSYS | | | Hata Oranı (%) | | |
| OBE | MDE | MCE | OBE | MDE | MCE | OBE | MDE | MCE |
| 0.112 | 0.199 | 0.951 | 0.151 | 0.224 | 0.772 | -34.456 | -12.601 | 18.805 |
| -0.306 | -0.270 | -1.374 | -0.245 | -0.357 | -1.256 | 20.049 | -32.042 | 8.589 |



Şekil 132. Taban Kesme Kuvvetinin Deplasmana Bağlı Değişim Karşılaştırması



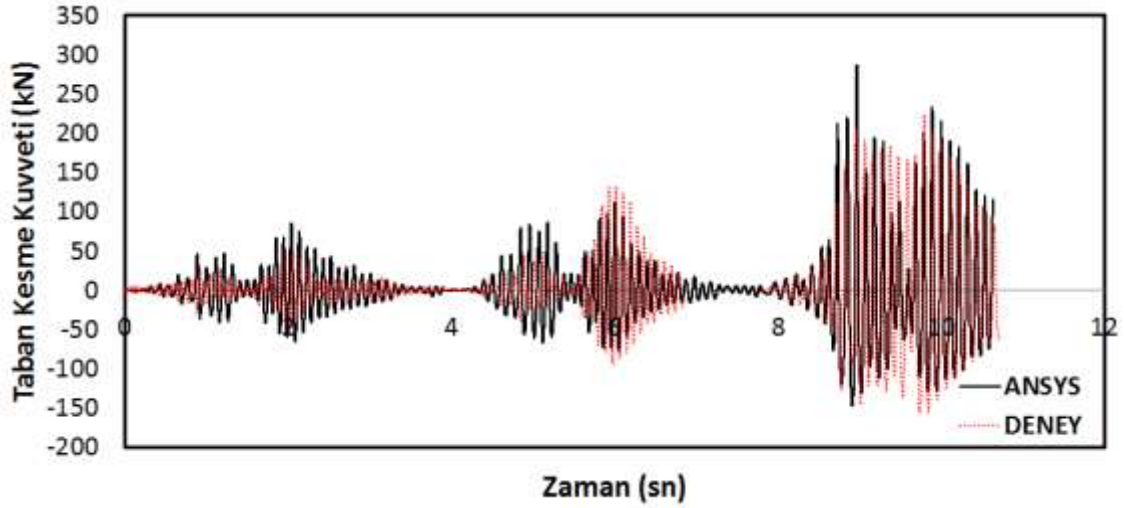
Şekil 133. Numune / Tahmin Edilen Çatlak Karşılaştırması



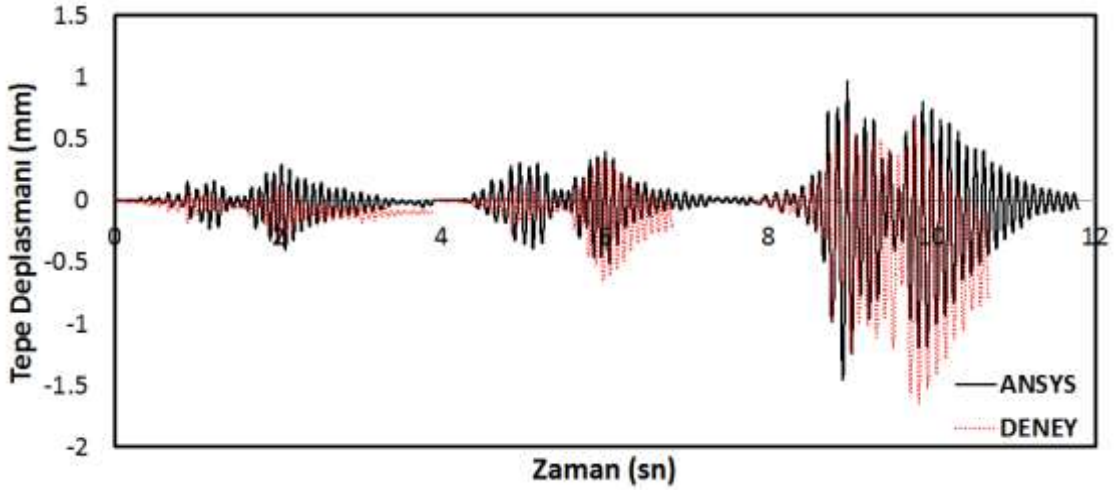
Şekil 134. İtme Deneyi Karşılaştırmaları : (a) Analitik Model Çatlak Tahmini; (b) Deney Çatlak Gözlemi ve (c) İtme Eğrisi Karşılaştırması

8.1.2. Silindirle Sıkıştırılmış Beton Baraj Deneyi Modeli : 2. Numune

Silindirle sıkıştırılmış betondan imal edilmiş ikinci deney numunesinin sayısal modellenmesi sonucu kuvvet ve deplasman talep karşılaştırmaları sırasıyla Şekil 135 ve Şekil 136'da verilmektedir. Tüm deprem etkileri altında kuvvet – deplasman değişimleri karşılaştırmaları ise Şekil 137'de verilmektedir. Ayrıca, analitik modelin maksimum ve minimum deplasman ve kuvvet hataları da Tablo 22 ve Tablo 23'de özetlenmektedir. Tablo 22 ve Tablo 23 incelendiğinde kuvvet taleplerinin hata oranlarının bu numune için OBE depremi etkisi altında %80'lere kadar ulaştığını fakat daha büyük taleplere sahip olan ve hasara neden olması beklene MDE ve MCE depremleri için hata oranları %30'lar civarındadır. Deplasman talepleri bu numune için %25'den düşük hatalarla tahmin edilmiştir.



Şekil 135. Taban Kesme Kuvvetinin Zamana Göre Değişim Karşılaştırması



Şekil 136. Tepe Deplasmanının Zamana Göre Değişim Karşılaştırması

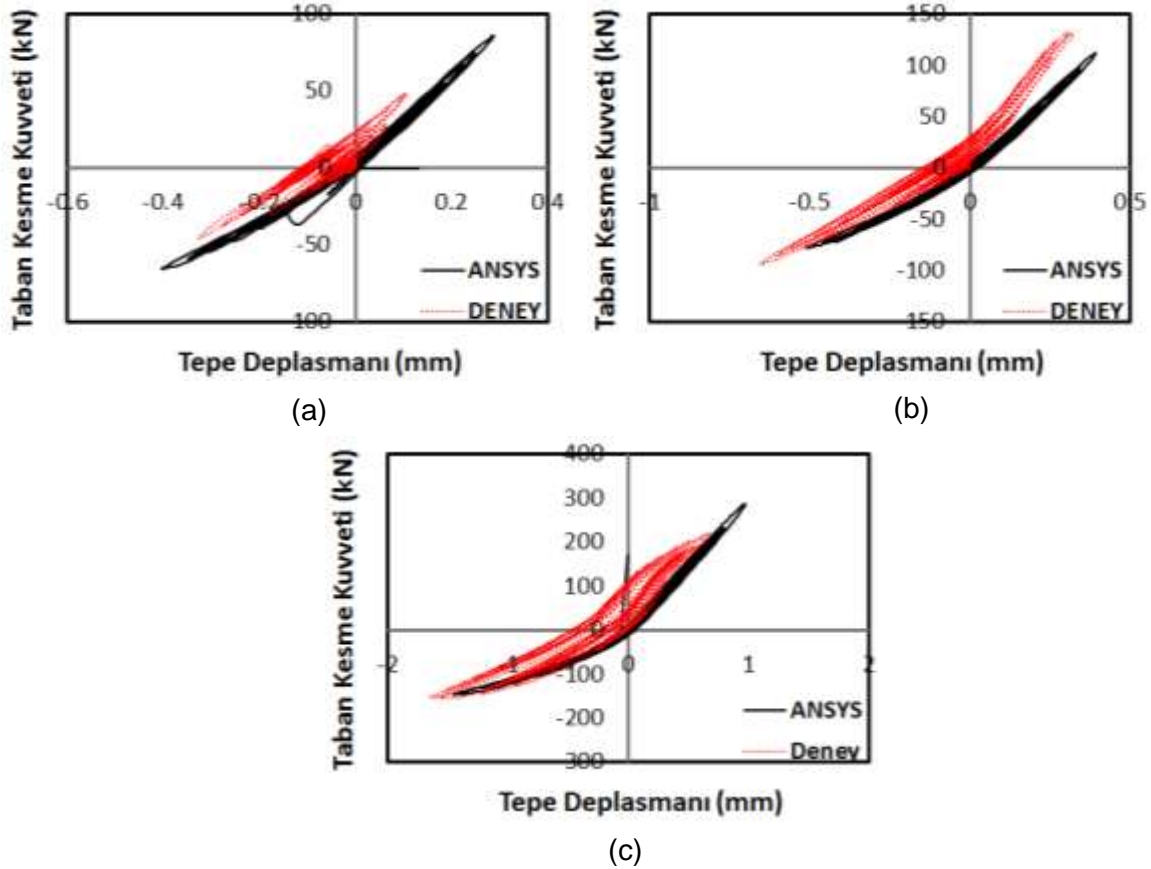
Her bir deprem etkisi sonrası tahmin edilen çatlakların karşılaştırması ise Şekil 138'de sunulmaktadır. Şekil 138 incelendiğinde analitik modelin OBE, MDE ve MCE depremi etkisi altında baraj tabanında 450 mm, 590 mm ve 1040 mm'lik çatlaklar olacağını tahmin etmektedir. Fakat, bu değerler OBE ve MCE depremleri için ölçülen değerlerin (200 mm ve 900 mm) üstünde MDE depremi içinse (700 mm) altında kalmaktadır. Yine analitik olarak yapılan çatlak tahminlerinde çatlakların gözlemlenenenden daha çok yayılım gösterdiği de aşikardır. Ayrıca, MDE depremi etkisi altında beliren ve daha sonra itme deneyinde barajın göçme moduna ulaşmasına neden olan gövde çatlağı da analitik modelce tahmin edilememektedir.

Tablo 22. Taban Kesme Kuvveti Taleplerinin Karşılaştırması
(Deneyden elde edilen maksimum değerler kırmızıyla işaretlenmiştir.)

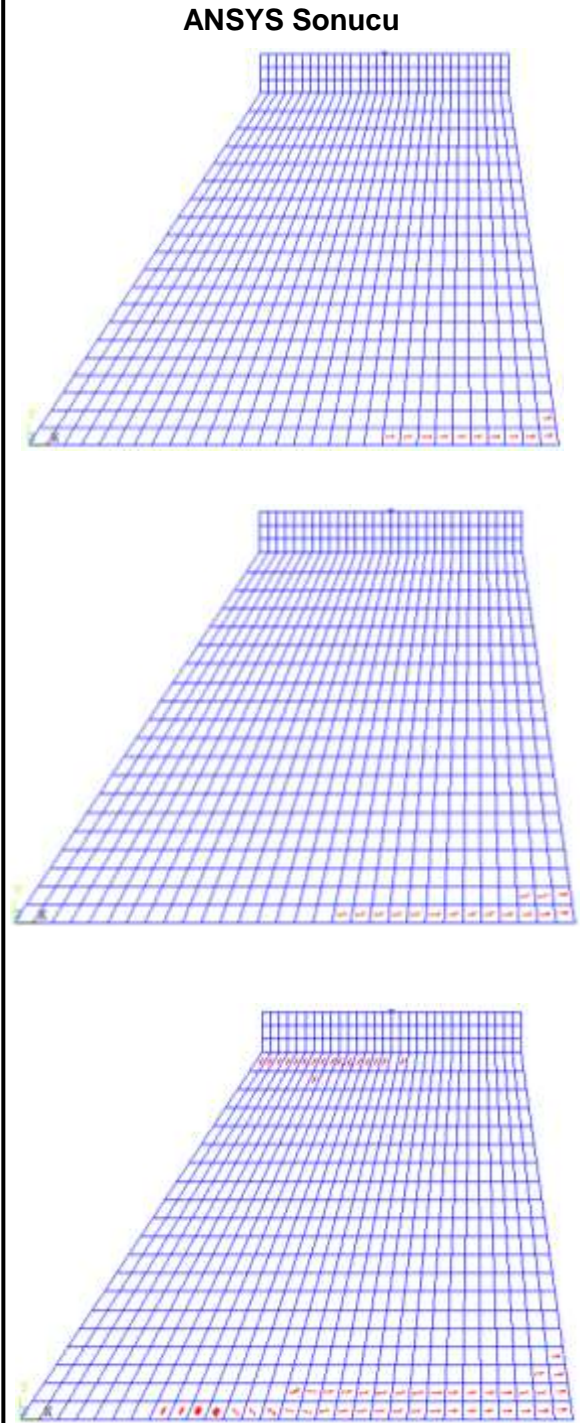
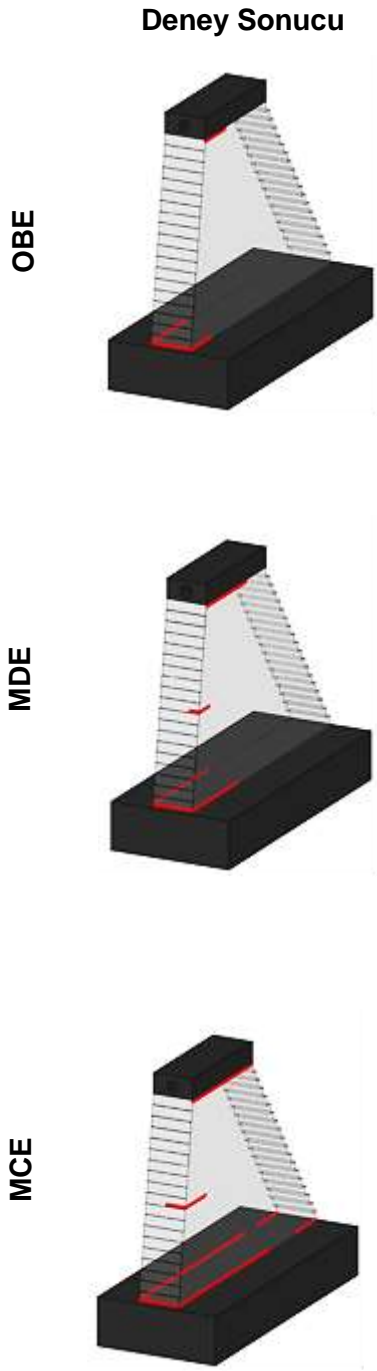
| Taban Kesme Kuvveti (kN) | | | | | | | | |
|--------------------------|---------|----------|---------|---------|----------|----------------|---------|---------|
| Deney | | | ANSYS | | | Hata Oranı (%) | | |
| OBE | MDE | MCE | OBE | MDE | MCE | OBE | MDE | MCE |
| 48.519 | 132.482 | 222.511 | 86.114 | 112.44 | 286.411 | -77.484 | 41.360 | 33.740 |
| -45.917 | -94.239 | -156.073 | -65.445 | -77.687 | -147.435 | -42.531 | -19.313 | -83.511 |

Tablo 23. Tepe Deplasmanı Taleplerinin Karşılaştırması
(Deneyden elde edilen maksimum değerler kırmızıyla işaretlenmiştir.)

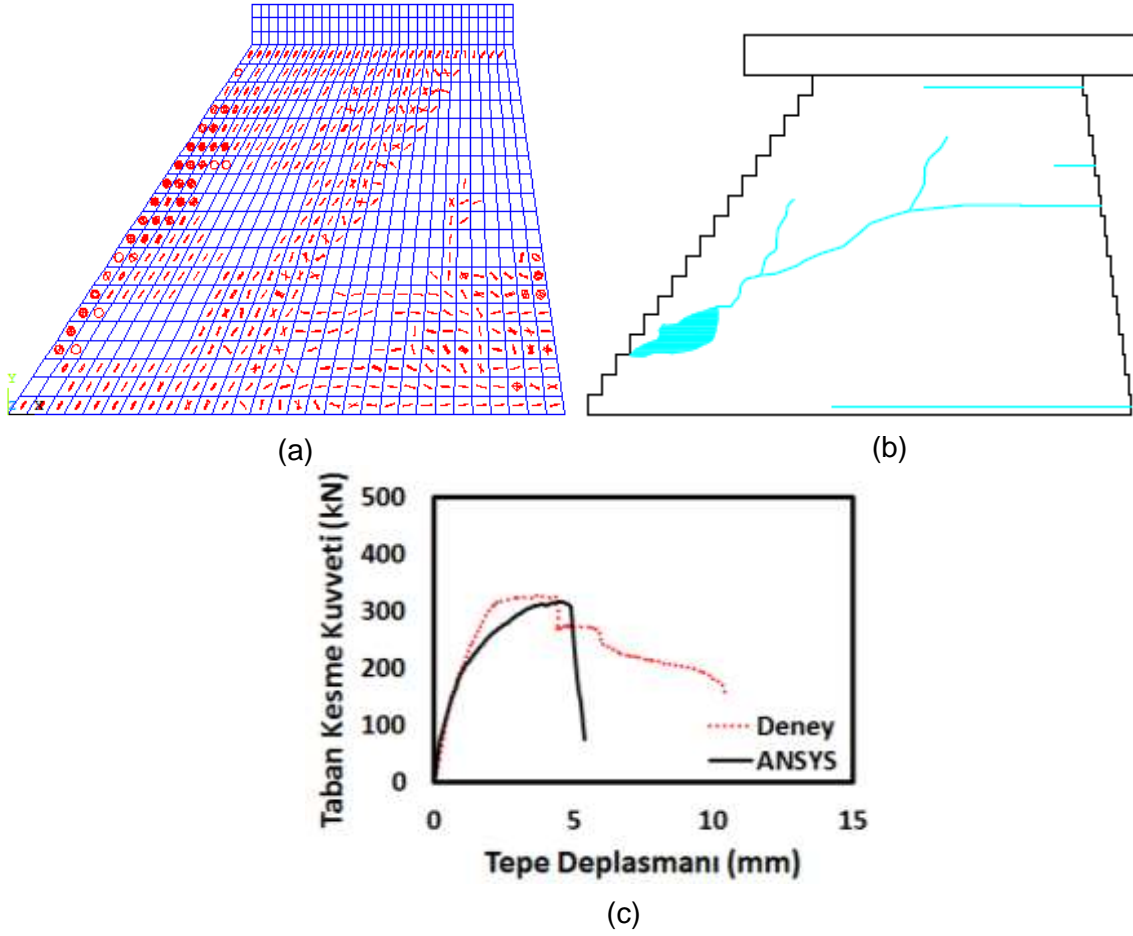
| Tepe Deplasmanı (mm) | | | | | | | | |
|----------------------|--------|--------|--------|--------|--------|----------------|---------|---------|
| Deney | | | ANSYS | | | Hata Oranı (%) | | |
| OBE | MDE | MCE | OBE | MDE | MCE | OBE | MDE | MCE |
| 0.106 | 0.322 | 0.674 | 0.287 | 0.394 | 0.971 | -170.89 | -22.597 | -44.008 |
| -0.327 | -0.656 | -1.648 | -0.402 | -0.510 | -1.451 | -22.990 | 22.237 | 11.940 |



Şekil 137. Taban Kesme Kuvvetinin Deplasmana Bağlı Değişim Karşılaştırması



Şekil 138. Taban Kesme Kuvvetinin Zamana Göre Değişim Karşılaştırması



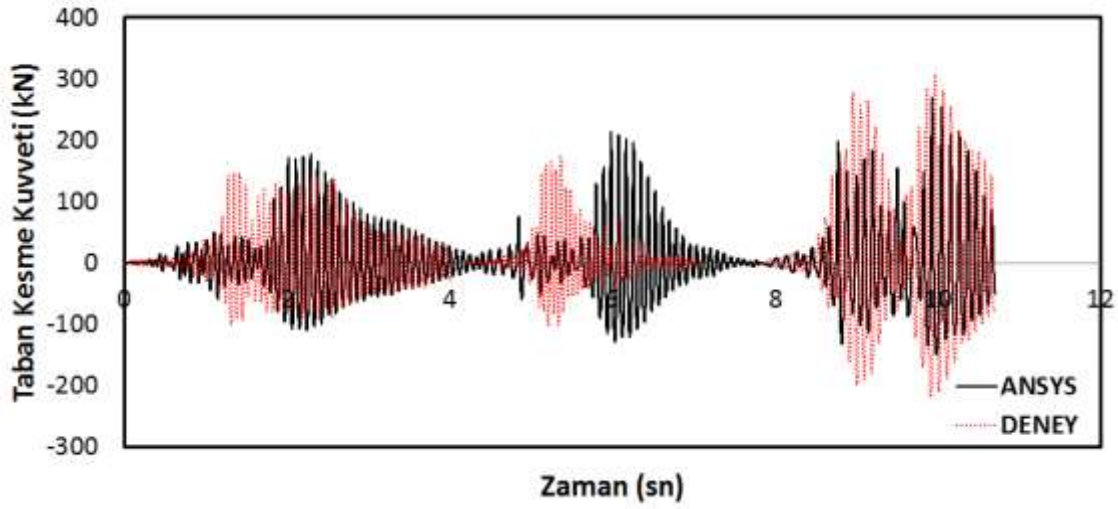
Şekil 139. İtme Deneyi Karşılaştırmaları : (a) Analitik Model Çatlak Tahmini; (b) Deney Çatlak Gözlemi ve (c) İtme Eğrisi Karşılaştırması

Aynı numunenin itme deneyi sonuçlarının analitik tahminlerle karşılaştırmaları da Şekil 139'da özetlenmektedir. Şekil 139 incelendiğinde analitik modelin çatlak miktarını deneysel gözlemlerden daha fazla olarak tahmin etmekte olduğu görülmektedir. Bu nedenle de kapasite eğrisi deneysel olarak elde edilen eğrinin altında kalmaktadır. İlk numune olduğu gibi analitik tahminlerin kuvvet kapasitesi göz önünde bulundurulduğunda başarılı olduğu söylenebilir. Baraj göçme noktasının ANSYS analizlerinde doğru deplasman değerinde olduğu ancak kırılmanın deneyde gözlemlenenenden çok daha gevrek olduğu görülmüştür. Bu farklılığın en önemli sebebi çatlama kırılma enerjisinin ANSYS tarafından detaylı olarak modellenememesidir.

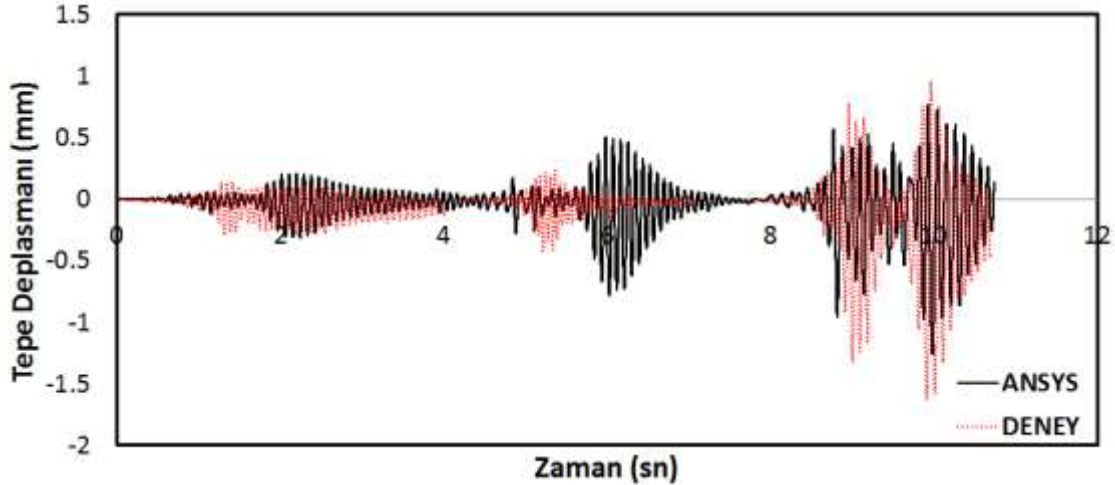
8.1.3. Silindirle Sıkıştırılmış Beton Baraj Deneyi Modeli : 3. Numune

Silindirle sıkıştırılmış betondan imal edilmiş üçüncü deney numunesinin analitik modellenmesi sonucu kuvvet ve deplasman talep karşılaştırmaları sırasıyla Şekil 140 ve

Şekil 141'de verilmektedir. Tüm deprem etkileri altında kuvvet – deplasman değişimleri karşılaştırmalı ise Şekil 142'de verilmektedir. Ayrıca, analitik modelin maksimum ve minimum deplasman ve kuvvet hataları da Tablo 24 ve Tablo 25'de özetlenmektedir. Tablo 24 ve Tablo 25 incelendiğinde kuvvet taleplerinin hata oranlarının bu numune için tüm deprem etkileri altında %30'dan küçük olduğu görülmektedir. Fakat frekans içeriği olarak MDE depremi sonuçları deneysel verilerle tutarlı değildir. Ayrıca, deplasman talepleri bu numune için MDE depremi hariç yine %30'un altında bir hata oranıyla tahmin edilebilmektedir. Fakat, bu numunede sayısal tahminlerin diğer numunelere nazaran daha kötü olduğu söylenebilir.



Şekil 140. Taban Kesme Kuvvetinin Zamana Göre Değişim Karşılaştırması



Şekil 141. Taban Kesme Kuvvetinin Zamana Göre Değişim Karşılaştırması

Her bir deprem etkisi sonrası tahmin edilen çatlakların karşılaştırması ise Şekil 143'de sunulmaktadır. Şekil 138 incelendiğinde analitik modelin OBE, MDE ve MCE depremi etkisi

altında baraj tabanında 861 mm, 997 mm ve 1180 mm'lik çatlaklar olacağını tahmin etmektedir. Fakat, bu değerler OBE, MDE ve MCE depremleri için ölçülen değerlerin (200 mm, 300 mm ve 680 mm) üstünde kalmaktadır. Yine analitik olarak yapılan çatlak tahminlerinde çatlakların gözlemlenenenden daha çok yayılım gösterdiği de aşıkardır. Ayrıca, MDE depremi etkisi altında beliren ve daha sonra itme deneyinde barajın göçme moduna ulaşmasına neden olan gövde çatlağı da analitik modelce tahmin edilememektedir.

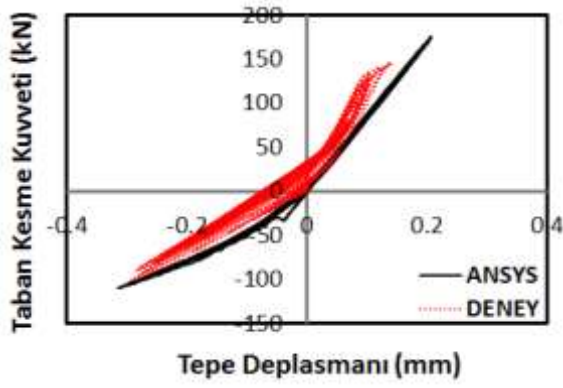
Aynı numunenin itme deneyi sonuçlarının analitik tahminlerle karşılaştırmaları da Şekil 144'de özetlenmektedir. Şekil 144 incelendiğinde analitik modelin çatlak miktarını deneysel gözlemlerden daha fazla olarak tahmin etmektedir. Analitik tahminlerin kuvvet kapasitesi ve deplasmanlar göz önünde bulundurulduğunda başarılı olduğu belirtilmelidir. Ayrıca, nonlinear analizlerde karar verme aşamasında sıklıkla kullanılan çatlak dağılımının da analitik model tarafından iyi bir şekilde tahmin edilemediği söylenebilir.

Tablo 24. Taban Kesme Kuvveti Taleplerinin Karşılaştırması
(Deneyden elde edilen maksimum değerler kırmızıyla işaretlenmiştir.)

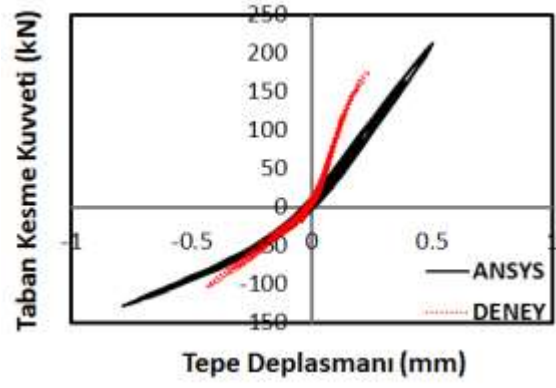
| Taban Kesme Kuvveti (kN) | | | | | | | | |
|--------------------------|---------|---------|---------|---------|---------|----------------|---------|--------|
| Deney | | | ANSYS | | | Hata Oranı (%) | | |
| OBE | MDE | MCE | OBE | MDE | MCE | OBE | MDE | MCE |
| 146.258 | 176.514 | 307.422 | 176.072 | 213.978 | 150.167 | -20.385 | 27.481 | 12.739 |
| -101.10 | -103.54 | -219.02 | -109.93 | -128.01 | -268.26 | -7.778 | -106.66 | 31.436 |

Tablo 25. Tepe Deplasmanı Taleplerinin Karşılaştırması
(Deneyden elde edilen maksimum değerler kırmızıyla işaretlenmiştir.)

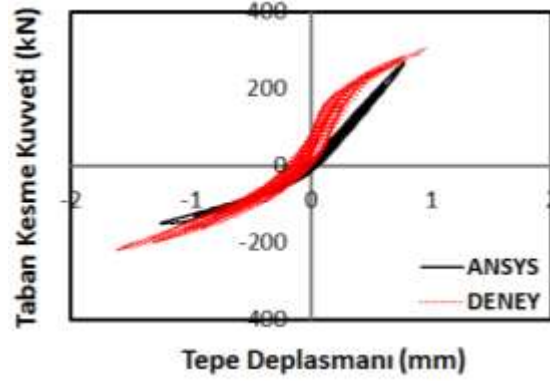
| Tepe Deplasmanı (mm) | | | | | | | | |
|----------------------|--------|--------|--------|--------|--------|----------------|---------|--------|
| Deney | | | ANSYS | | | Hata Oranı (%) | | |
| OBE | MDE | MCE | OBE | MDE | MCE | OBE | MDE | MCE |
| 0.140 | 0.238 | 0.958 | 0.208 | 0.504 | 0.772 | -48.078 | -111.86 | 19.400 |
| -0.294 | -0.435 | -1.625 | -0.315 | -0.783 | -1.256 | -6.888 | -80.041 | 22.662 |



(a)

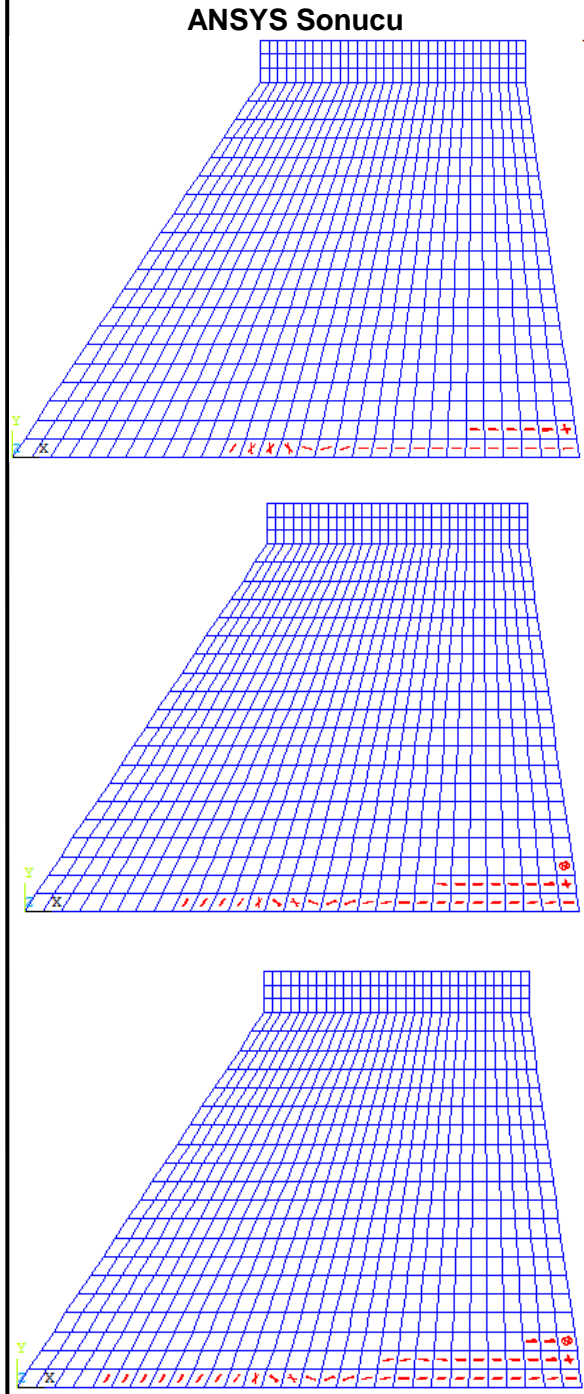
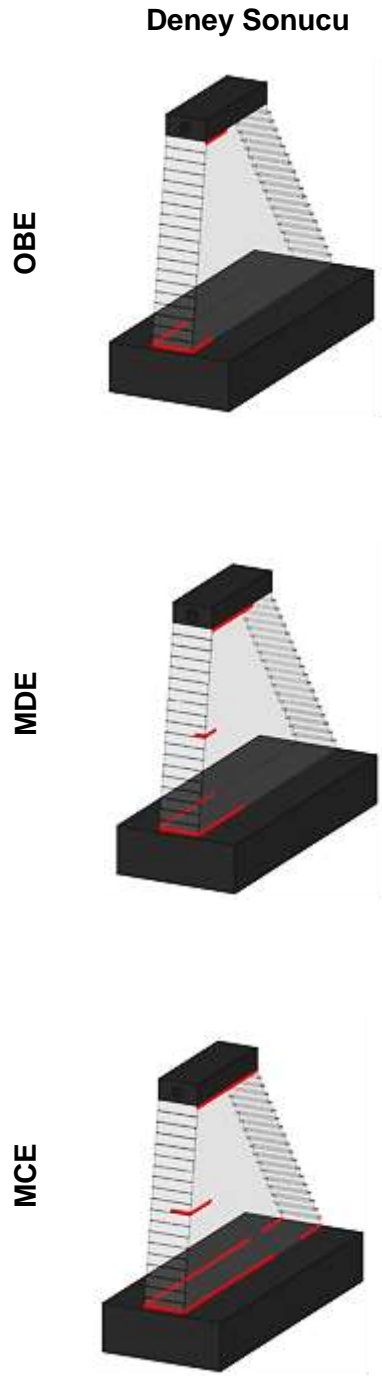


(b)

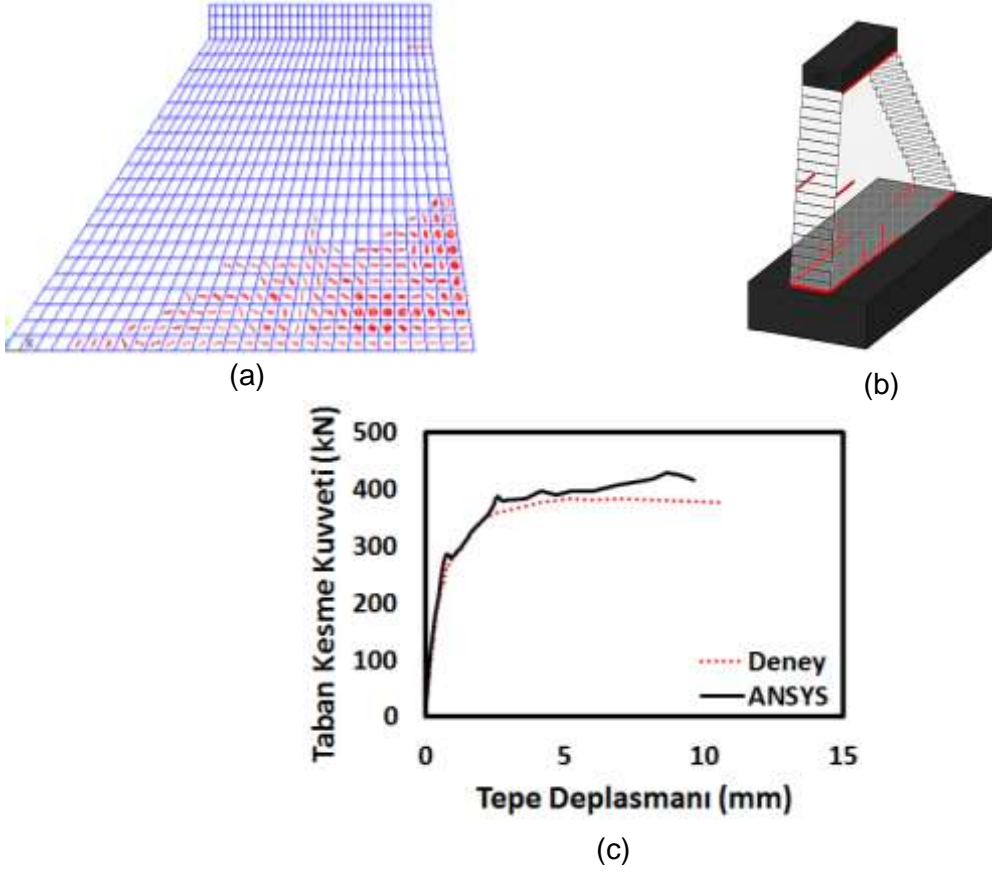


(c)

Şekil 142. Taban Kesme Kuvvetinin Deplasmana Bağlı Değişim Karşılaştırması



Şekil 143. Taban Kesme Kuvvetinin Zamana Göre Değişim Karşılaştırması

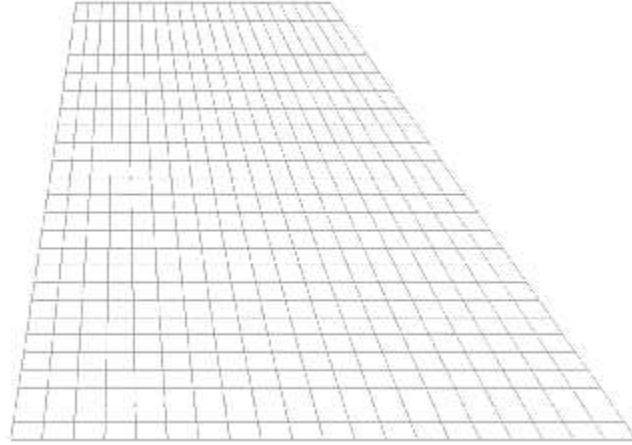


Şekil 144. İtme Deneyi Karşılaştırmaları : (a) Analitik Model Çatlak Tahmini; (b) Deney Çatlak Gözlemi ve (c) İtme Eğrisi Karşılaştırması

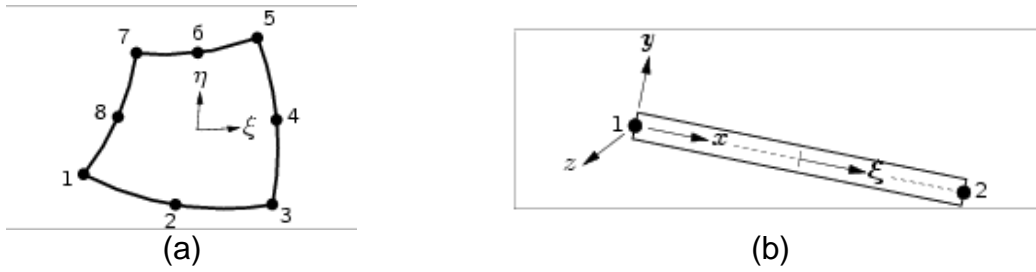
8.2. Diana Modelleri

Laboratuvarda gerçekleştirilen ölçekli beton baraj deneyleri DIANA (TNO DIANA, 2014) genel amaçlı sonlu eleman programında iki boyutlu düzlemsel gerilme modeli ile simüle edilmiştir. Bu programda oluşturulan baraj modeli Şekil 145'de gösterilmektedir. Modelde ikinci derece şekil fonksiyonlarıyla oluşturulmuş elemanlar (CQ16M, TNO DIANA, 2014) kullanılmıştır (Şekil 146.a). Ölçekli beton barajın üzerindeki çelik plaka L6BEN (TNO DIANA, 2014) kiriş elemanları ile IPE 300 profili kullanılarak modellenmiştir (Şekil 146.b). Modellerde yayılı çatlak beton modeli kullanılmış olup betonun çekme davranışı üssel, basınç davranışı ise parabolik olarak modellenmiştir (Şekil 147). Üç model için de çekme enerji katsayısı 100 N/m ve basınç enerji katsayısı 20,000 N/m alınmıştır. Tüm modellerde baraj tabanı rijit olarak modellenmiştir. ANSYS analizlerinde olduğu gibi deney elemanlarının temel titreşim periyotları ile analizlerdeki temel titreşim periyotları örtüştürülmüştür. Buna göre, analizlerde kullanılan beton elastisite modülleri baraj numuneleri 1, 2 ve 3 için sırasıyla 8.5 GPa, 7 GPa ve 30 GPa olarak alınmıştır.

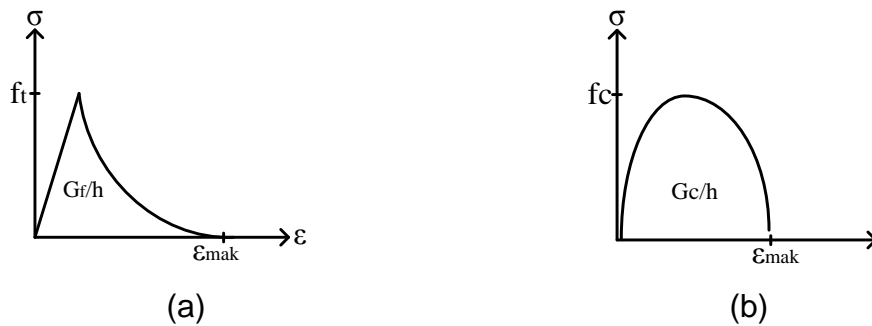
Deney sırasında kullanılan prosedürü yansıtmak için numuneye öncelikle düşey (400 kN) ve yatay yükler (170 kN), sonra sırasıyla OBE, MDE ve MCE deprem hareketleri uygulanmıştır. Elde edilen taban kesme kuvveti - zaman, tepe deplasmanı - zaman ve taban kesme kuvveti – tepe deplasmanı grafikleri deneysel verilerle karşılaştırılmıştır. Son olarak ise nonlineer analiz kullanılan tasarımlarda çokça dikkate alınan çatlak dağılımlarının doğru tahmin edilip edilmediği kontrol edilmiştir.



Şekil 145. DIANA Baraj Modeli



Şekil 146. (a) CQ16M Elemanı (b) L6BEN Elemanı (TNO DIANA, 2014)



Şekil 147. (a) Beton Çekme Davranışı (b) Beton Basma Davranışı Modeli

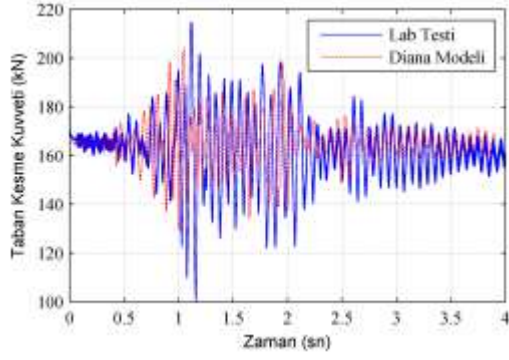
8.2.1. Beton Baraj Deneyi Modeli : 1. Numune

İlk deney numunesinin sayısal modellenmesi sonucu kuvvet ve deplasman talep karşılaştırmaları sırasıyla Şekil 148 ve Şekil 149'da verilmektedir. Tüm deprem etkileri altında kuvvet – deplasman değişimleri karşılaştırmaları ise Şekil 150'de verilmektedir. Analitik modelin maksimum ve minimum deplasman ve kuvvet hataları da Tablo 26 ve Tablo 27'de özetlenmektedir.

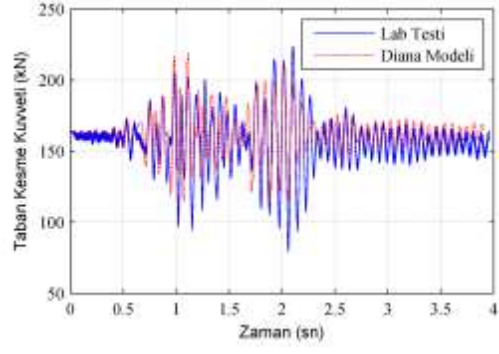
Bu tablolar incelendiğinde taban kesme kuvvetinin numune mansap yönünde iyi tahmin edildiği, diğer yönde ise daha az olarak hesaplandığı görülmektedir. Analitik modellerden elde edilen deplasman talepleri de aynı şekilde elde edilmiştir. Mamba tarafında olan deplasmanların analitik modelde çok daha az olarak tahmin edildiği görülmektedir.

Her bir deprem etkisi sonrası tahmin edilen çatlakların karşılaştırması ise Şekil 151'de sunulmaktadır.

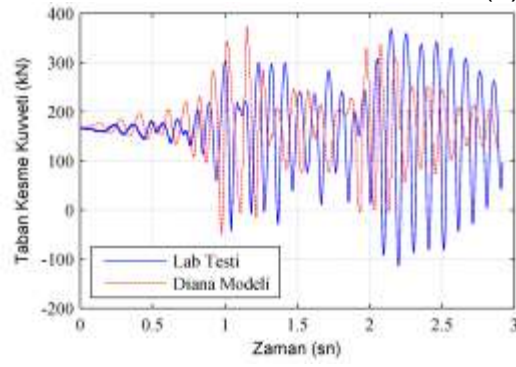
Şekil 151 incelendiğinde analitik modelin OBE, MDE ve MCE depremi etkisi altında baraj tabanında 136 mm, 272 mm ve 748 mm'lik çatlaklar olacağını tahmin etmektedir. Fakat, bu değerler tüm deprem senaryoları için ölçülen değerlerin (sırasıyla 400 mm, 550 mm ve 1050 mm) altındadır. Yine sayısal olarak yapılan çatlak tahminlerinde çatlakların gözlemlenenenden daha çok yayılım göstermektedir. MDE depremi etkisi altında beliren küçük gövde çatlağı sayısal simülasyonda tahmin edilememektedir.



(a) OBE

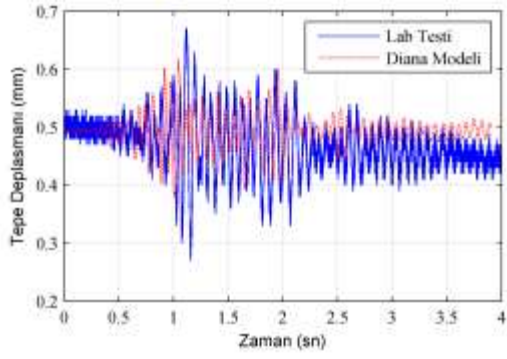


(b) MDE

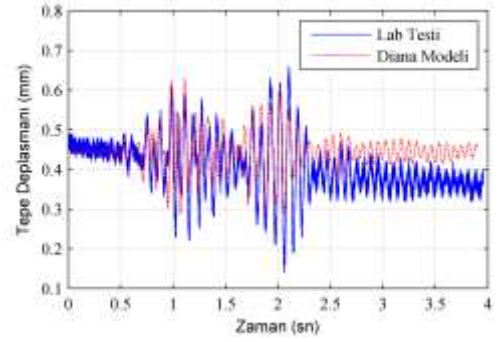


(c) MCE

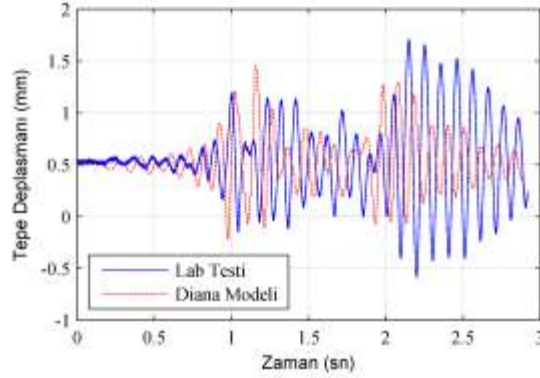
Şekil 148. Taban Kesme Kuvvetinin Zamana Göre Değişimi



(a) OBE

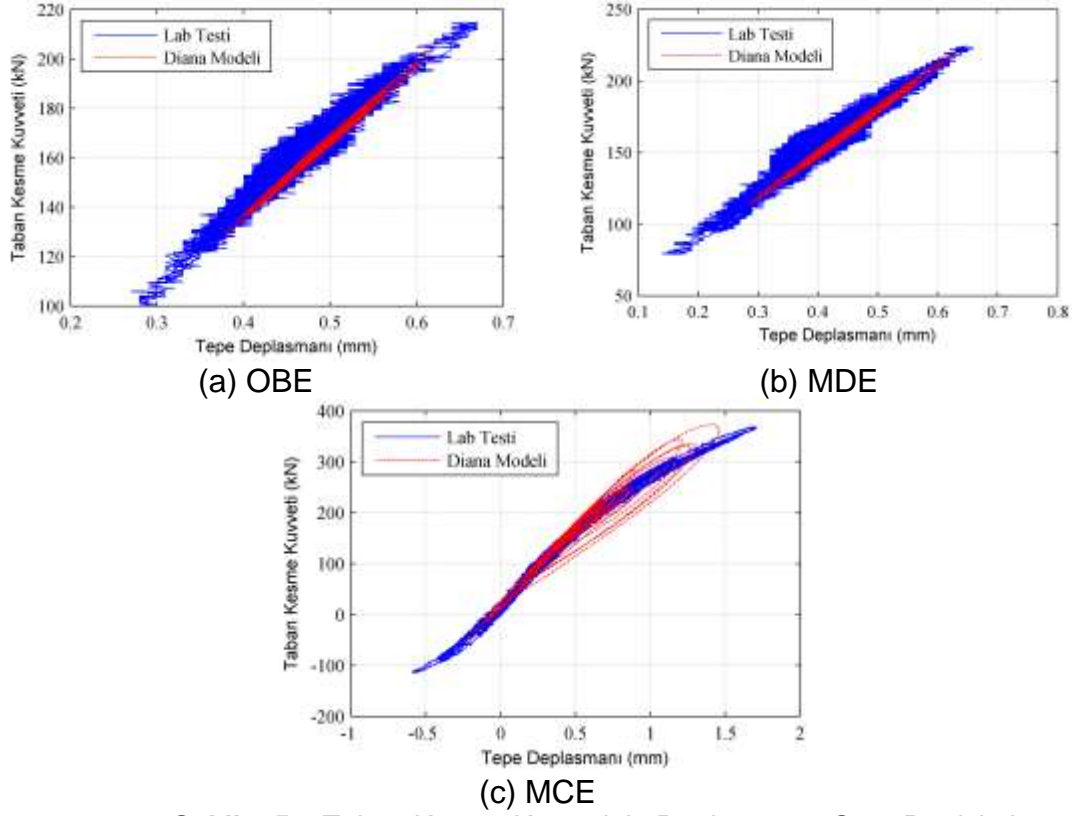


(b) MDE



(c) MCE

Şekil 149. Tepe Deplasmanının Zamana Göre Değişimi



Şekil 150. Taban Kesme Kuvvetinin Deplasmana Göre Değişimi

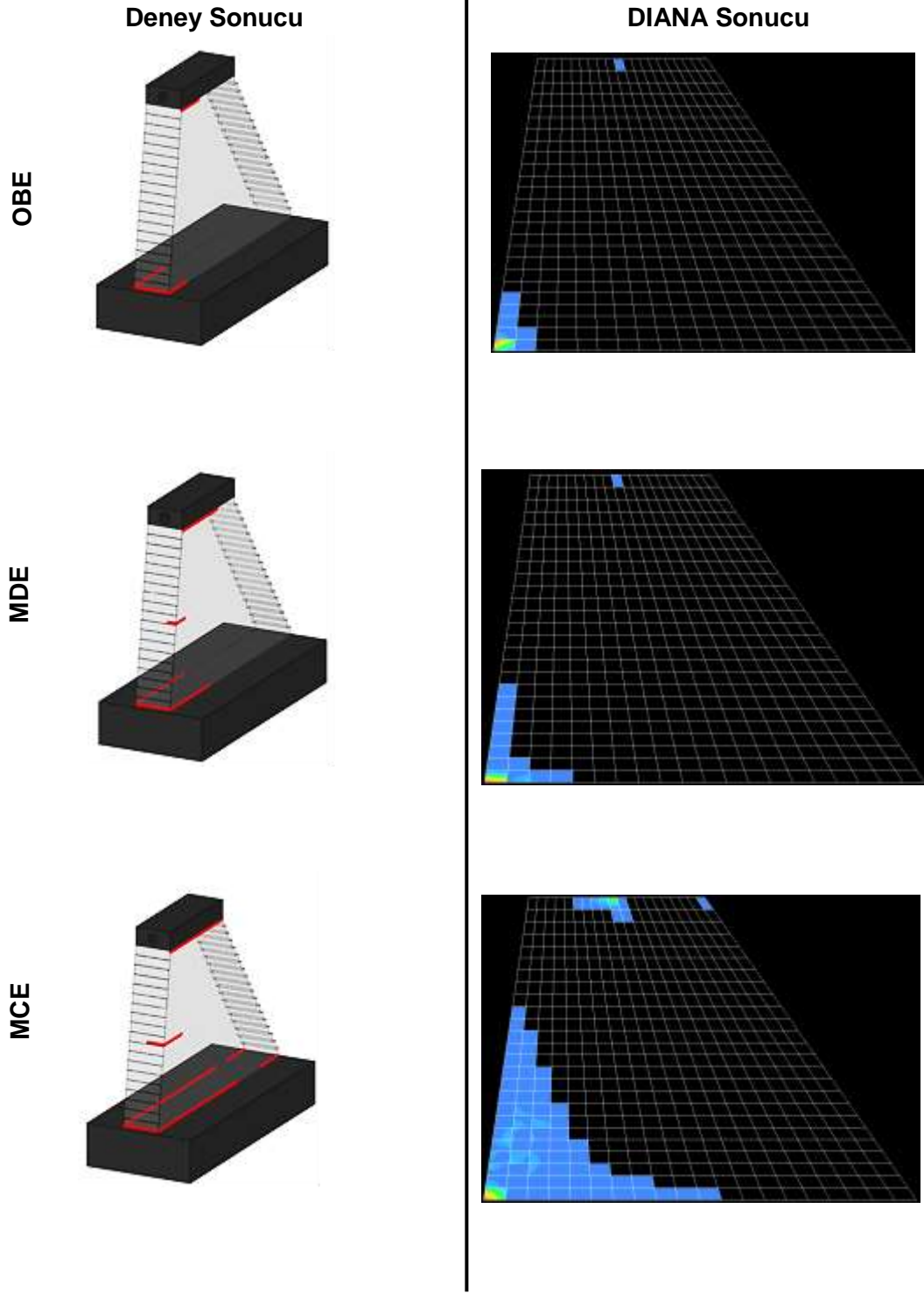
Tablo 26. Taban Kesme Kuvveti Taleplerinin Karşılaştırması*
(Deneyden elde edilen maksimum değerler kırmızıyla işaretlenmiştir.)

| Taban Kesme Kuvveti (kN) | | | | | | | | |
|--------------------------|---------|---------|--------|--------|--------|----------------|---------|---------|
| Deney | | | DIANA | | | Hata Oranı (%) | | |
| OBE | MDE | MCE | OBE | MDE | MCE | OBE | MDE | MCE |
| 218.87 | 228.375 | 375.25 | 207.71 | 223.97 | 379.94 | 5.099 | 1.929 | -1.250 |
| 102.25 | 80.875 | -116.13 | 131.71 | 116.32 | -51.54 | -62.856 | -43.827 | -55.618 |

Tablo 27. Tepe Deplasmanı Taleplerinin Karşılaştırması*
(Deneyden elde edilen maksimum değerler kırmızıyla işaretlenmiştir.)

| Tepe Deplasmanı (mm) | | | | | | | | |
|----------------------|------|-------|-------|-------|-------|----------------|-------|--------|
| Deney | | | DIANA | | | Hata Oranı (%) | | |
| OBE | MDE | MCE | OBE | MDE | MCE | OBE | MDE | MCE |
| 0.67 | 0.66 | 1.71 | 0.691 | 0.63 | 1.46 | -3.134 | 4.545 | 14.620 |
| 0.27 | 0.14 | -0.59 | 0.285 | 0.287 | -0.22 | -5.556 | -105 | 62.719 |

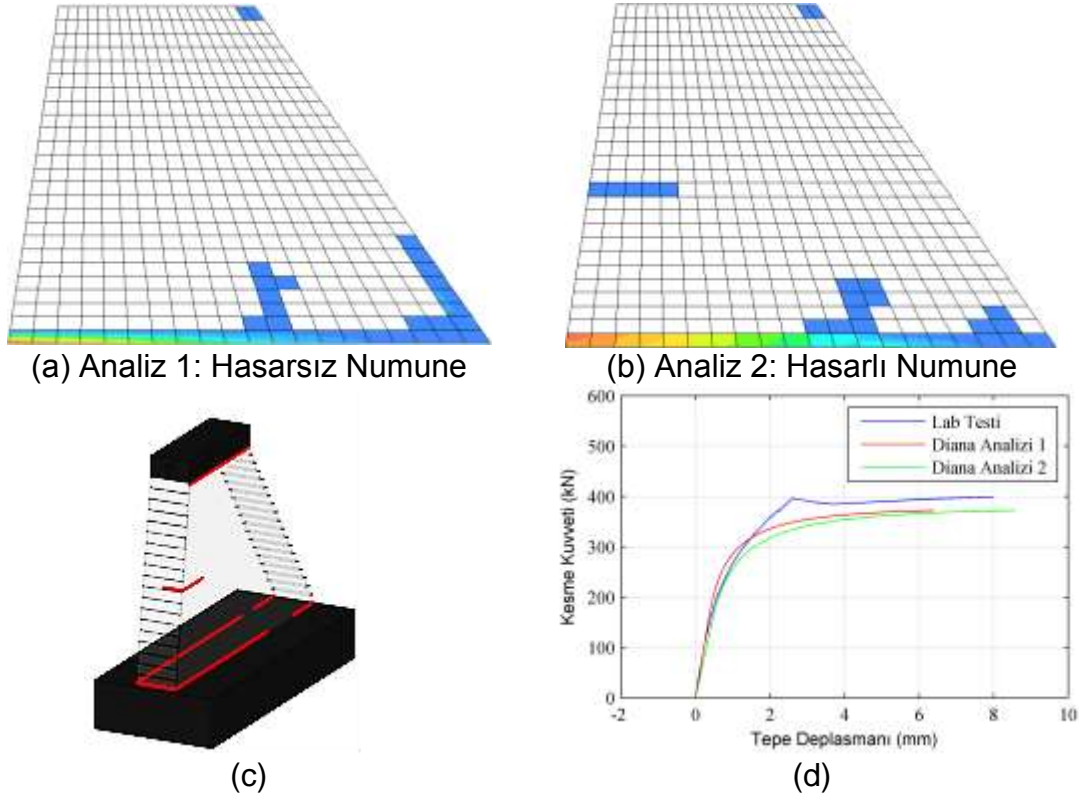
* Sonuçlarda hidrostatik yüklerden gelen değerler de dikkate alınmaktadır.



Şekil 151. Çatlak Şeması Karşılaştırması

Aynı numunenin itme deneyi sonuçlarının analitik tahminlerle karşılaştırmaları da Şekil 152'de verilmektedir. İtme analizleri iki farklı model üzerinde yapılmıştır. Analiz 1, hasarsız numuneye yapılırken analiz 2 MCE depreminde oluşan çatlakları gözönünde bulundurarak yapılmıştır. Hasarsız numunenin sayısal tahminlerin kuvvet kapasitesi göz önünde

bulundurulduğunda başarılı fakat deplasmanlar söz konusu olduğunda aynı ölçüde başarılı olamadığı belirtilmelidir. Hasarlı numunede ise kuvvet ve deplasman kapasitelerinin başarılı bir şekilde tahmin edildiği gözükmektedir.

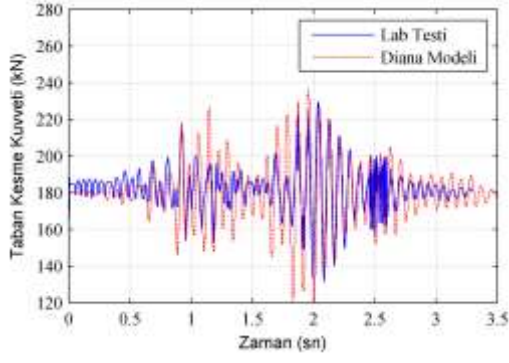


Şekil 152. İtme Deneyi Karşılaştırmaları: (a,b) Analitik Model Çatlak Tahmini (c) Deney Çatlak Gözlemi (d) İtme Eğrisi Karşılaştırması

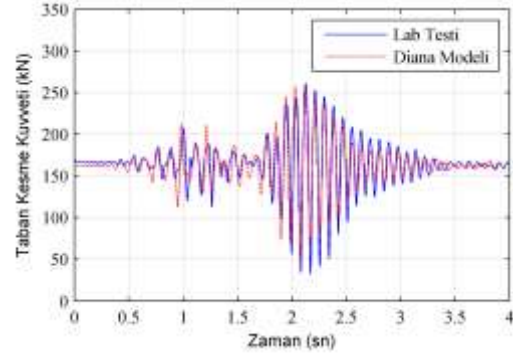
8.2.2. Silindirle Sıkıştırılmış Beton Baraj Deneyi Modeli : 2. Numune

Silindirle sıkıştırılmış betondan imal edilmiş ikinci deney numunesinin sayısal modellenmesi sonucu elde edilen kuvvet ve deplasman talep karşılaştırmaları sırasıyla

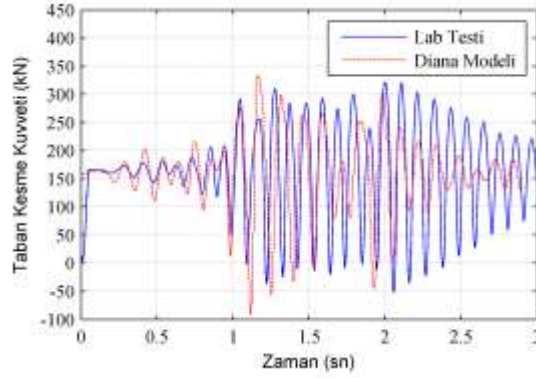
Şekil 153 ve Şekil 154'de verilmektedir. Tüm deprem etkileri altında kuvvet – deplasman değişimleri karşılaştırmaları ise Şekil 155'de verilmektedir. Ayrıca, analitik modelin maksimum minimum deplasman ve kuvvet tahminleri de Tablo 28 ve Tablo 29'da özetlenmektedir. Mansap yönünde kuvvet tahmini deneye yakın elde edilmektedir. Memba yönünde ise deneyde elde edilen değerlerden yüksek değerler elde edildiği görülmektedir. Deplasman değerleri memba yönünde yine deneye benzer olarak elde edilirken mansap yönünde numuneden fazla değerler edilmiştir.



(a) OBE

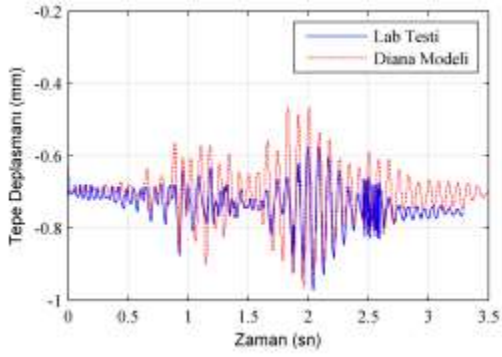


(b) MDE

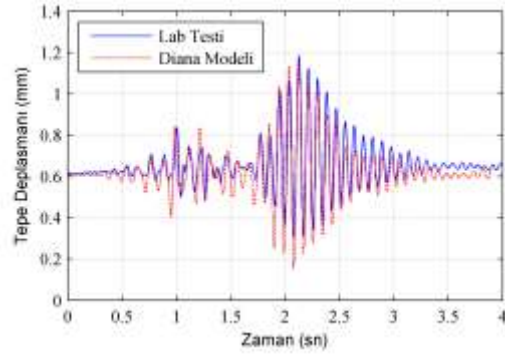


(c) MCE

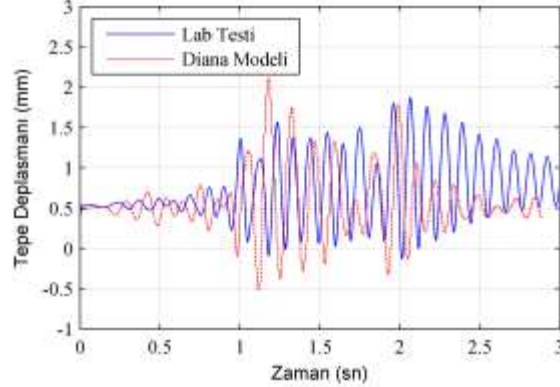
Şekil 153. Taban Kesme Kuvvetinin Zamana Göre Değişimi



(a) OBE

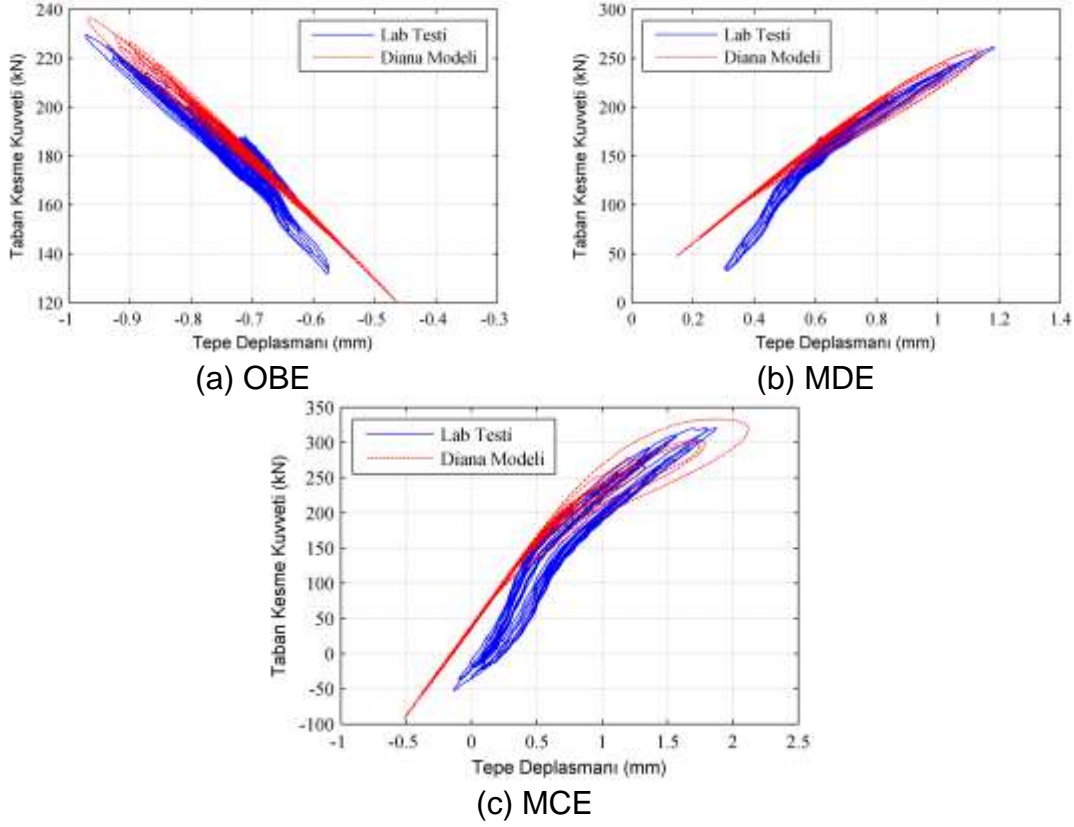


(b) MDE



(c) MCE

Şekil 154. Tepe Deplasmanının Zamana Göre Değişimi



Şekil 155. Taban Kesme Kuvvetinin Deplasmana Göre Değişimi

Tablo 28. Taban Kesme Kuvveti Taleplerinin Karşılaştırması*
(Deneyden elde edilen maksimum değerler kırmızıyla işaretlenmiştir.)

| Taban Kesme Kuvveti (kN) | | | | | | | | |
|--------------------------|-----|---------|---------|---------|---------|----------------|---------|--------|
| Deney | | | DIANA | | | Hata Oranı (%) | | |
| OBE | MDE | MCE | OBE | MDE | MCE | OBE | MDE | MCE |
| 234.125 | 266 | 327.375 | 241.377 | 263.464 | 339.524 | -3.097 | 0.953 | -3.601 |
| 134.125 | 33 | -53.25 | 122.895 | 48.384 | -93.64 | 8.373 | -46.618 | -75.85 |

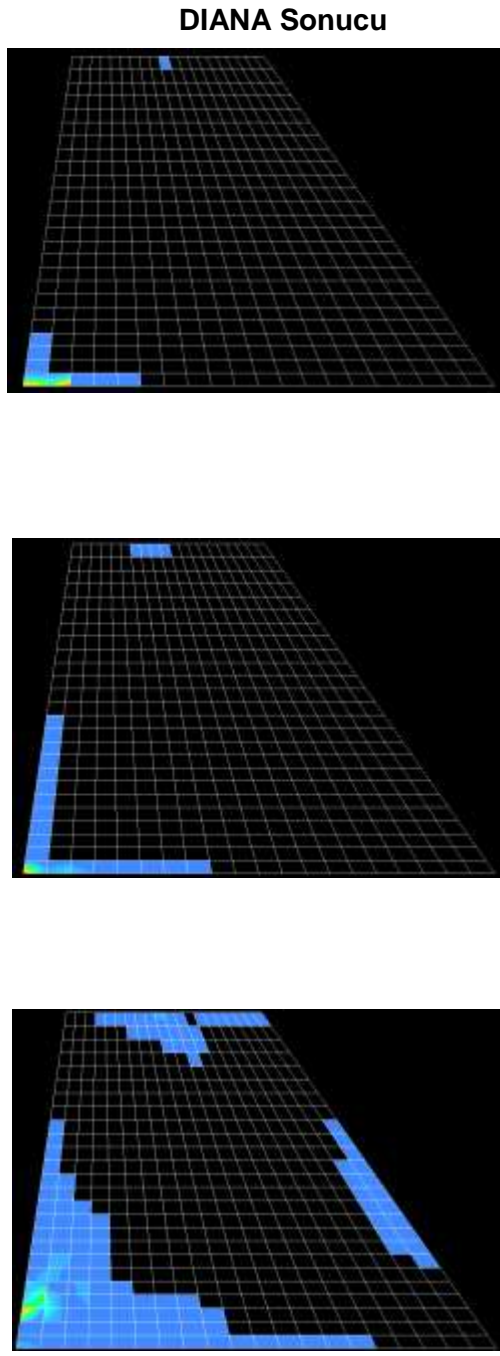
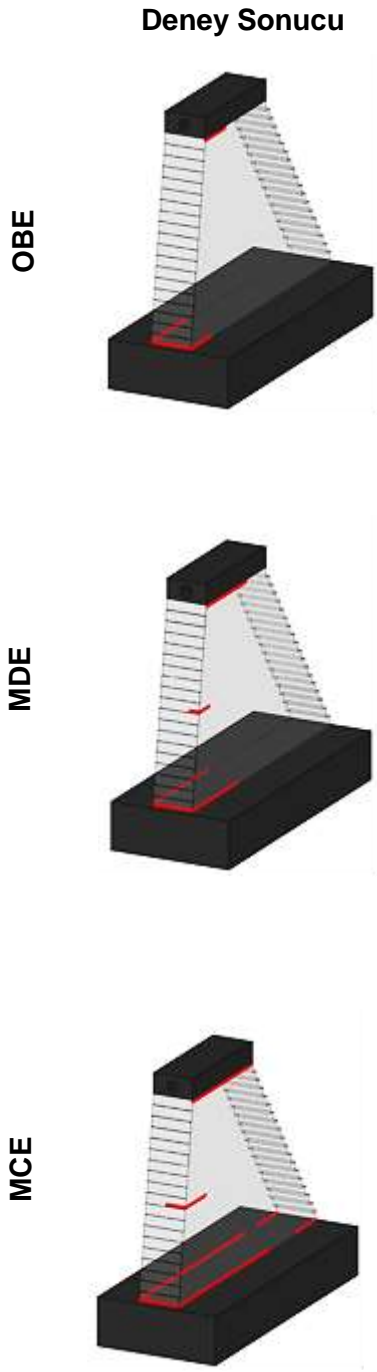
Tablo 29. Tepe Deplasmanı Taleplerinin Karşılaştırması*
(Deneyden elde edilen maksimum değerler kırmızıyla işaretlenmiştir.)

| Tepe Deplasmanı (mm) | | | | | | | | |
|----------------------|-------|--------|--------|-------|--------|----------------|--------|---------|
| Deney | | | DIANA | | | Hata Oranı (%) | | |
| OBE | MDE | MCE | OBE | MDE | MCE | OBE | MDE | MCE |
| -0.5745 | 1.185 | 1.872 | 0.287 | 1.14 | 2.12 | 149.96 | 3.797 | -102.83 |
| -0.972 | 0.303 | -0.138 | -0.402 | 0.148 | -0.516 | 58.642 | 51.155 | -273.91 |

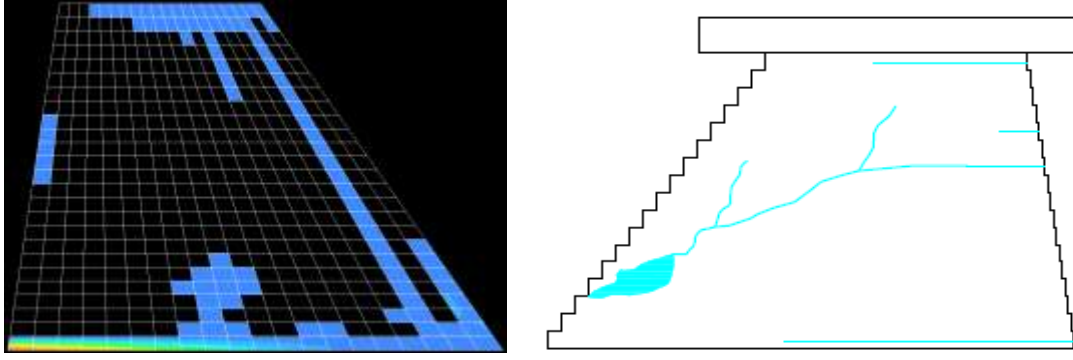
* Sonuçlarda hidrostatik yüklerden gelen değerler de dikkate alınmaktadır.

Her bir deprem etkisi sonrası tahmin edilen çatlakların karşılaştırması ise Şekil 156'da sunulmaktadır. Analitik model OBE, MDE ve MCE depremleri etkisi altında baraj tabanında 340 mm, 544 mm ve 1020 mm'lik çatlaklar olacağını tahmin etmektedir. Fakat, bu değerler OBE ve MCE depremleri için ölçülen değerlerin (200 mm ve 900 mm) üstünde MDE depremi içinse (700 mm) altında kalmaktadır. Yine analitik olarak yapılan çatlak tahminlerinde çatlakların gözlemlenenenden daha çok yayılım gösterdiği de aşikardır.

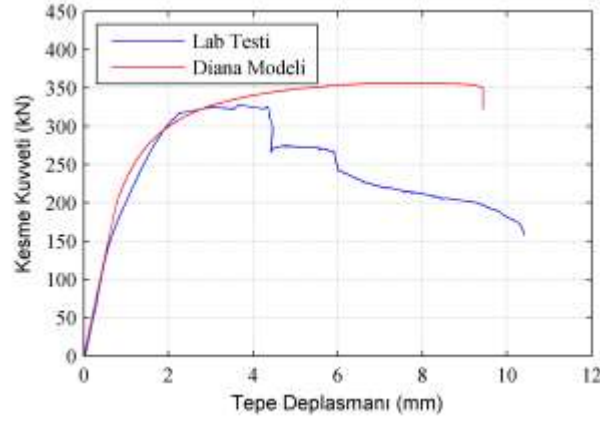
Aynı numunenin itme deneyi sonuçlarının analitik tahminlerle karşılaştırmaları da Şekil 157'de özetlenmektedir. Şekil 157 incelendiğinde analitik modelin çatlak miktarını deneysel gözlemlerden daha fazla olarak tahmin ettiği görülmektedir. Analitik tahminlerin kuvvet ve tepe deplasmanı kapasiteleri gözönünde bulundurulduğunda başarılı olduğu söylenebilir. Analitik model deneyde görülen negatif rijitlik durumunu tahmin edememektedir.



Şekil 156. Çatlak Şeması Karşılaştırması



(a) (b)

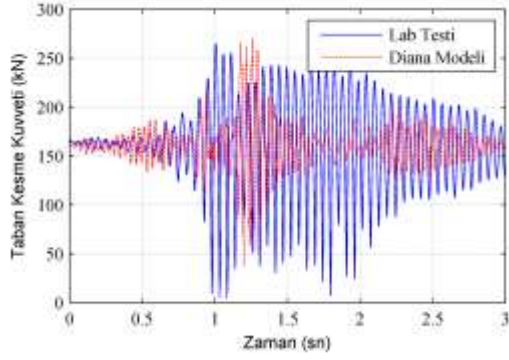


(c)

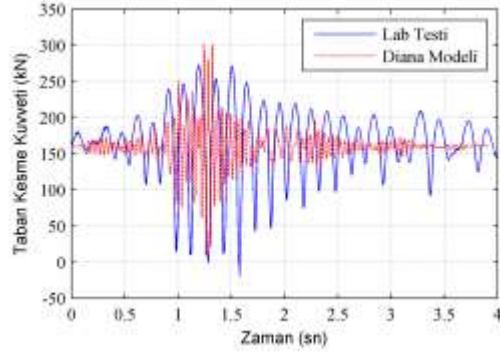
Şekil 157. İtme Deneyi Karşılaştırmaları: (a) Analitik Model Çatlak Tahmini (b) Deney Çatlak Gözlemi (c) İtme Eğrisi Karşılaştırması

8.2.3. Silindirle Sıkıştırılmış Beton Baraj Deneyi Modeli : 3. Numune

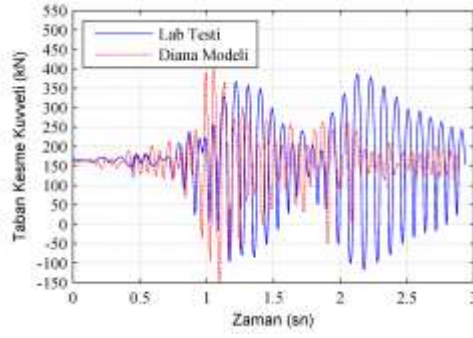
Silindirle sıkıştırılmış betondan imal edilmiş üçüncü deney numunesinin sayısal modellenmesi sonucu elde edilen kuvvet ve deplasman taleplerinin deney ile karşılaştırmaları sırasıyla Şekil 158 ve Şekil 159'da verilmektedir. Tüm deprem etkileri altında kuvvet – deplasman değişimleri karşılaştırmaları ise Şekil 160'da verilmektedir. Analitik modelden elde edilen maksimum/minimum deplasman ve kuvvet istemleri de Tablo 30 ve Tablo 31'de özetlenmektedir. Bu tablolar incelendiğinde kuvvet taleplerinin numune sonuçlarına benzer olarak tahmin edildiği görülmektedir. Bununla birlikte analitik olarak tahmin edilen deplasmanlar numune deplasmanlarının altında kalmaktadır.



(a) OBE

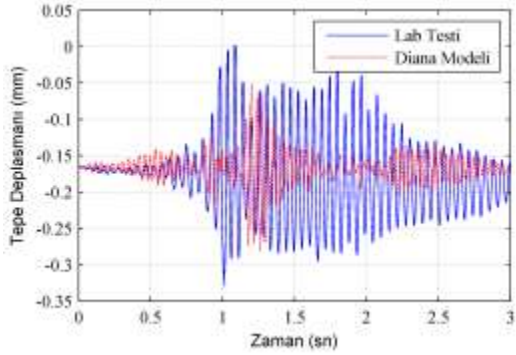


(b) MDE

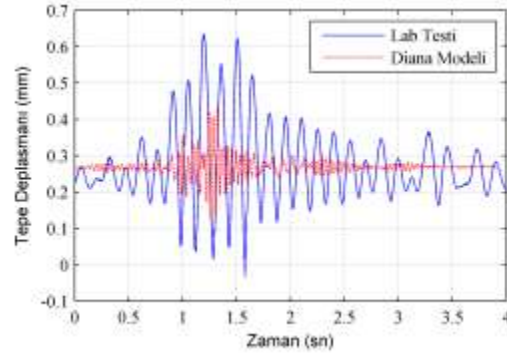


(c) MCE

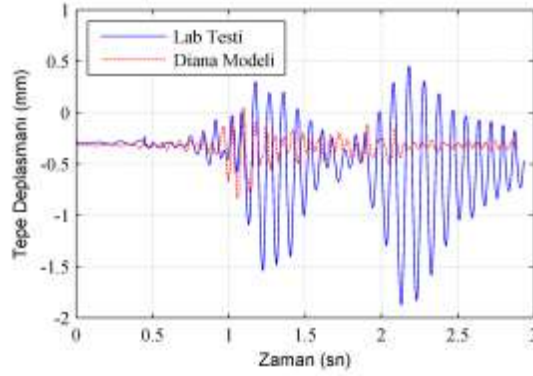
Şekil 158. Taban Kesme Kuvvetinin Zamana Göre Değişimi



(a) OBE

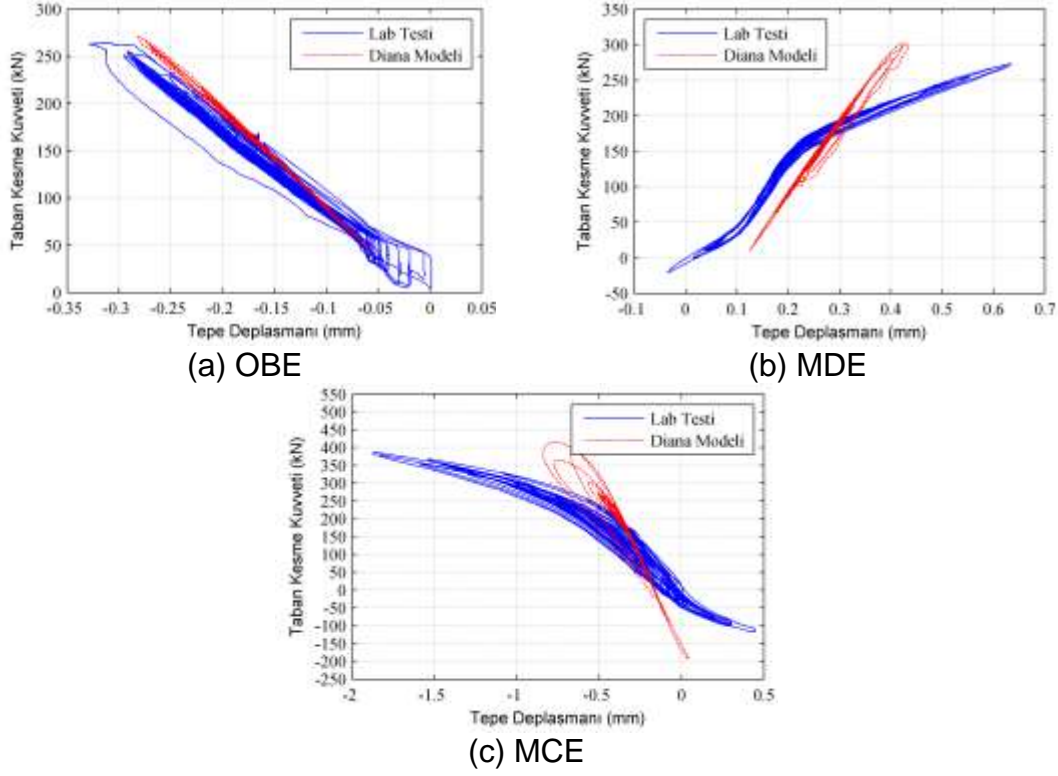


(b) MDE



(c) MCE

Şekil 159. Tepe Deplasmanının Zamana Göre Değişimi



Şekil 160. Taban Kesme Kuvvetinin Deplasmana Göre Değişimi

Tablo 30. Taban Kesme Kuvveti Taleplerinin Karşılaştırması*
(Deneyden elde edilen maksimum değerler kırmızıyla işaretlenmiştir.)

| Taban Kesme Kuvveti (kN) | | | | | | | | |
|--------------------------|--------|--------|--------|--------|---------|----------------|--------|--------|
| Deney | | | DIANA | | | Hata Oranı (%) | | |
| OBE | MDE | MCE | OBE | MDE | MCE | OBE | MDE | MCE |
| 269.875 | 278.25 | 394.00 | 276.21 | 308.44 | 424.03 | -2.35 | -10.85 | -7.62 |
| 4.625 | -20.88 | 120.00 | 38.69 | 10.77 | -197.21 | -736.54 | 151.58 | 264.34 |

Tablo 31. Tepe Deplasmanı Taleplerinin Karşılaştırması*
(Deneyden elde edilen maksimum değerler kırmızıyla işaretlenmiştir.)

| Tepe Deplasmanı (mm) | | | | | | | | |
|----------------------|---------|---------|--------|-------|--------|----------------|--------|--------|
| Deney | | | DIANA | | | Hata Oranı (%) | | |
| OBE | MDE | MCE | OBE | MDE | MCE | OBE | MDE | MCE |
| 0.0015 | 0.6345 | 0.4485 | -0.051 | 0.435 | 0.043 | 3500 | 31.44 | 2325.6 |
| -0.3285 | -0.0345 | -1.8765 | -0.282 | 0.126 | -0.841 | 14.16 | 265.22 | 55.18 |

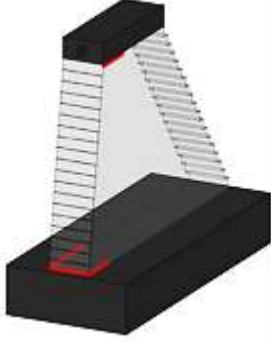
* Sonuçlarda hidrostatik yüklerden gelen değerler de dikkate alınmaktadır.

Her bir deprem etkisi sonrası tahmin edilen çatlakların numune durumu ile karşılaştırması ise Şekil 161'de sunulmaktadır. Şekil 161 incelendiğinde analitik modelle OBE, MDE ve MCE

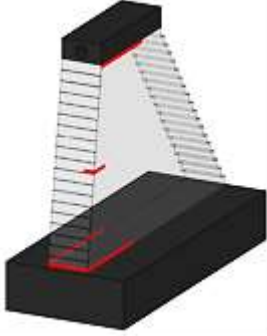
depremi etkisi altında baraj tabanında 272 mm, 476 mm ve 1020 mm'lik çatlaklar olacağını tahmin edildiği görülmektedir. Fakat, bu değerler OBE ve MDE depremleri için ölçülen değerlerin (200 mm ve 300 mm) üstünde MDE depremi içinse (680 mm) altında kalmaktadır.

Deney Sonucu

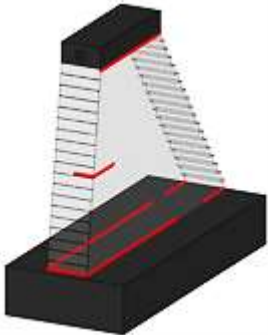
OBE



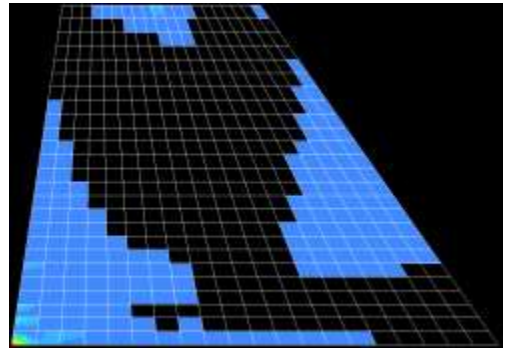
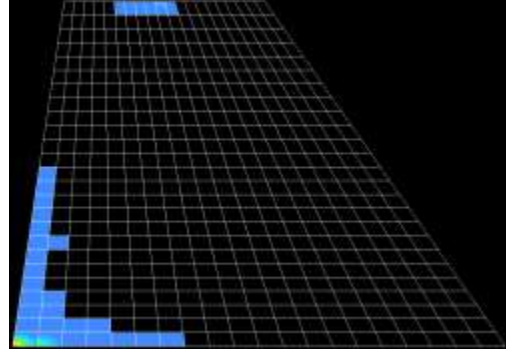
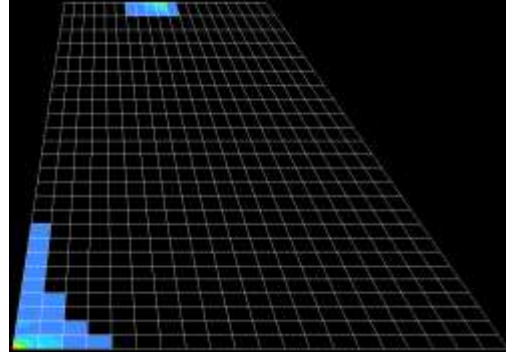
MDE



MCE

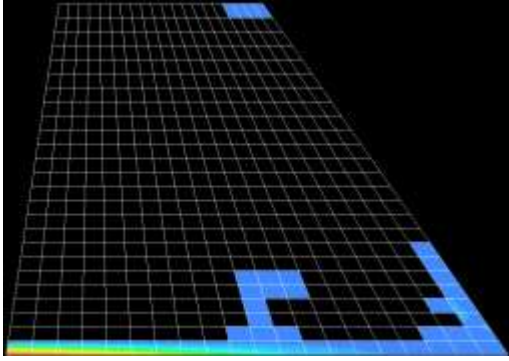


DIANA Sonucu

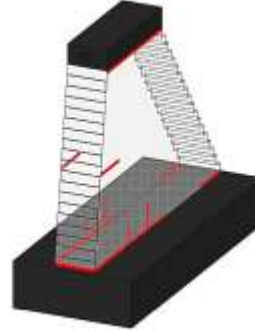


Şekil 161. Çatlak Şeması Karşılaştırması

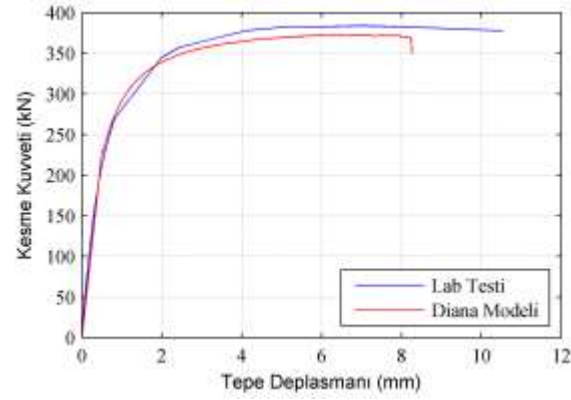
Aynı numunenin itme deneyi sonuçlarının analitik tahminlerle karşılaştırmaları da Şekil 162’de özetlenmektedir. Şekil 162 incelendiğinde analitik modelin çatlak miktarını deneysel gözlemlerden bir miktar daha az olarak tahmin ettiği görülmektedir. Analitik tahminlerin kuvvet ve tepe deplasmanı kapasiteleri gözönünde bulundurulduğunda başarılı olduğu söylenebilir.



(a)



(b)



(c)

Şekil 162. İtme Deneyi Karşılaştırmaları: (a) Analitik Model Çatlak Tahmini (b) Deneysel Çatlak Gözlemi (c) İtme Eğrisi Karşılaştırması

9. Sonuçlar

Yürütölen proje kapsamında üç adet ölçekli baraj numunesi dinamik benzeri deney yöntemi ile test edilmiş, iki farklı sonlu eleman modellemesi ile sayısal smulasyonlar gerçekleştirilmiştir. Yapılan alışma neticesinde ölkemizde inşa edilecek önemli SSB barajlardan biri olan Melen Barajı'nın deprem performansı hakkında veri elde edilmiştir. Çalışma kapsamında elde edilen önemli sonuç ve bulgular aşağıda sunulmaktadır:

- 1- Laboratuvarda yapılan agregası ölçekli ve ölçeksiz konvansiyonel beton ve SSB numuneler üzerinde yapılan deneyler, malzeme mekanik özelliklerinin ölçekten bağımsız olarak elde edilebildiğini göstermiştir. SSB dayanımları için sonuçlar konvansiyonel beton dayanım kıyaslamalarına göre bir miktar farklılık göstermiştir. SSB karışımları için 3 günlük dayanımlarının çok düşük olduğu ve 7 günlük dayanımlarının 28 günlük dayanımlarının yaklaşık olarak % 60'ı olduğu söylenebilir. Ayrıca, SSBnin, uçucu kül kullanımı sebebi ile dayanımını konvansiyonel betona göre oldukça yavaş kazandığı ve özellikle çekme kapasitelerinin ilk 7 gün çok düşük olduğu belirlenmiştir.
- 2- Deney düzeneğinin ve tek serbestlik dereceli baraj deney sisteminin kurulması için yapılan sayısal simülasyon çalışmaları tek dereceli sistemin taban kesme kuvveti ve devrilme momentlerinin çok dereceli sistemle benzer bir şekilde elde edilebildiğini göstermiştir. Ayrıca, tek dereceli sistemin taban gerilmeleri incelendiğinde çok dereceli sistemle benzer sonuçlar elde edilebildiği söylenebilir. Bu sonuçlar neticesinde önerilen tek serbestlik dereceli deney düzeneğinin kullanımı mümkün olmuştur.
- 3- Tüm baraj numunelerinde beton tipi (konvansiyonel ya da silindire sıkıştırılmış) ve dayanımından (15 MPa veya 25 MPa) bağımsız olarak ilk çatlak baraj tabanının memba yüzünde gözlemlenmiştir. Deney elemanları OBE depreminde hafif, MDE ve MCE depremlerinde ise orta hasar almıştır. Barajın stabilitesi hiçbir deprem deneyi esnasında kaybolmamıştır. Ayrıca bu üç deprem etkisi altında hiçbir deney numunesinde taban kayması gözlemlenmemiştir. Bu deneysel sonuçlar Melen Baraj Kesitinin test edilen deprem talepleri altında güvenli olduğunu göstermiştir.
- 4- Deneylerde taban kayması olmaması, pürüzlü yüzeylerde soğuk derz ile imal edilen baraj tabanının literatürde belirtildiği şekilde kayma hareketi göstermediğini ortaya koymuştur.

- 5- Deprem deneyleri sonrası gerçekleştirilen itme deneyleri barajların beklenenden fazla süneklige sahip olduğunu göstermiştir. Test edilen numuneler arasında en düşük beton dayanımına sahip ikinci numune hariç bir göçme görülmemiştir.
- 6- İkinci deneyde gözlemlenen ani kesme-basınç kırılması baraj gövdelerinin göçme şekline ilişkin ilk deneysel veriyi sunmuştur. Bu sonuçlar ileride baraj göçmesi (dam break) analizlerinde kullanılabilir.
- 7- Deney sonuçlarının sentezlenmesi ile elde edilen sönüm oranı %3-4 oranında olup USACE dökümanlarında MCE için tavsiye edilen %7 değerinin oldukça altında kalmıştır.
- 8- Mevcut sonlu eleman yazılımları olan ANSYS ve DIANA kullanılarak yapılan analizler neticesinde deprem etkileri altında kuvvet taleplerinin yaklaşık %30'luk bir hatayla ve deplasman taleplerinin ise %40'lık bir hatayla tahmin edilebildiği gözlemlenmiştir. Bu hata oranları itme deneylerinde daha düşük olduğu (%10'dan daha az) saptanmıştır. Ancak, çatlama şekilleri, yerleri ve genişliklerinin tahmininde sonlu eleman hesapları aynı başarıyı gösterememekte ve büyük hatalar yapabilmektedir. Bu durum betonun özellikle kırılma ve çatlak ilerlemesi hususlarında modellenmesinde daha iyi bünye modellerine ihtiyaç olduğunu göstermektedir.
- 9- Analiz sonuçları mühendislerin bu sonuçları yorumlarken global istem parametrelerine (deplasmani kuvvet gibi) yerel istem parametrelerinden (birim şekil değiştirme, çatlak genişliği gibi) daha fazla güvenerek hareket etmeleri gerektiği sonucunu göstermektedir.

Bu çalışma neticesinde ortaya konan deney sistemi ile farklı baraj gövdelerinin farklı depremler altında denenmesi gereklidir. Baraj - temel arayüzünün farklı imalat koşulları da deney parametreleri arasında yer alabilir. Yapılacak yeni deney sonuçları da kullanılarak betonun çatlama , çatlak ilerlemesi ve kayması konularının daha iyi modellenebileceği bünye modellerinin ortaya konması da gelecek için önemli araştırma alanları arasındadır.

Kaynaklar

1. ACI 207, Roller - Compacted Mass Concrete (1999).
2. ACI 318, Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary (2011).
3. AKKAR, S. Melen Barajı için Tasarım Spektrumunun Olasılık Hesaplarına Dayalı Simik Tehlike Analizi., Rapor No. 2010-03-03-1-01-04, ODTÜ (2010).
4. ANSYS Inc., Basic Analysis Guide for ANSYS 11, SAS IP Inc (2007).
5. ASTM C 42, (1994), Standard test method for obtaining and testing drilled cores and sawed beams of concrete, Annual Book of ASTM Standards.
6. ASTM C 127, Standard Test Method for Density, Relative Density (Specific Gravity), and Absorption of Coarse Agregate (2012).
7. ASTM C 128, Standard Test Method for Density, Relative Density (Specific Gravity), and Absorption of Fine Agregate (2012).
8. Bayındırlık ve İskan Bakanlığı, Deprem Bölgesinde Yapılacak Binalar Hakkında Yönetmelik (2007).
9. BHATTACHARJEE S.S. and LEGER P. Application of NLFM Models To Predict Cracking In Concrete Gravity Dams, Journal of Structural Engineering-ASCE, Vol: 120, Issue: 4, Pages: 1255-1271.
10. BOUAANANI, N. and PERRAULT C., Practical Formulas for Frequency Domain Analysis of Earthquake-induced Dam-Reservoir Interaction, Journal Of Engineering Mechanics, Vol: 136, Issue: 1, p. 107-119 (2010).
11. BOUAANANI N., PAULTRE P and PROULX J, A closed-form formulation for earthquake-induced hydrodynamic pressure on gravity dams, Journal Of Sound And Vibration, Vol: 261 Issue: 3, pp. 573-582 (2003).
12. CALAYIR Y. and KARATON M., A continuum damage concrete model for earthquake analysis of concrete gravity dam-reservoir systems, Soil Dynamics And Earthquake Engineering, Vol: 25 Issue: 11, pp: 857-869 (2005).
13. CHOPRA, A.K., Earthquake Response of Concrete Gravity Dams, ASCE, Journal of the Engineering Mechanics Division, Vol. 96, No. 4, pp. 443-454, (1970).
14. Fenves, G. and Chopra, A. K., EAGD-84: A Computer Program for Earthquake Response Analysis of Concrete Gravity Dams, Report No. UCB/EERC-734, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, Calif., Aug., (1984).
15. CHOPRA, A. K. and ZHANG, L. Earthquake-Induced Base Sliding of Concrete Gravity Dams, Journal of Structural Engineering, Vol. 117, No. 12, pp. 3698-3719, (1991).

16. CHOPRA, A. K. and GOEL, R.K. Modal pushover analysis procedure for estimating seismic demands for buildings Earthquake Engineering & Structural Dynamics, Volume 31, Issue 3, Pages: 561–582, (2002).
17. DONLON, W.P. and HALL, .P. Shaking table study of concrete gravity dam monoliths, Earthquake Engineering & Structural Dynamics, Volume 20, Issue 8, Pages: 769–786 (1991).
18. EL-AIDI, Nonlinear Earthquake Repsonse of Concrete Gravy Dam Systems, California Institute of Technology, Report No: EERL 88-02, Pasedana, California, 180 p (1988).
19. FENVES, G., and CHOPRA, A. K., Earthquake Analysis and Response of Concrete Gravity Dams. Report No. UCB/EERC-84/10, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, Calif., Aug., (1984).
20. FENVES, G. and CHOPRA, A. K., "EAGD-84: A Computer Program for Earthquake Response Analysis of Concrete Gravity Dams ," Report No. UCB/EERC-734, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, Calif., Aug., (1984).
21. FENVES, G. and CHOPRA, A. K., Simplified Earthquake Analysis of Concrete Gravity Dams: Separate Hydrodynamic and Foundation Interaction Effects J. Eng. Mech. 111, pp. 715-735 (1985).
22. FENVES, G. and CHOPRA, A. K., Simplified Earthquake Analysis of Concrete Gravity Dams: Combined Hydrodynamic and Foundation Interaction Effects Journal of Engineering Mechanics, Vol. 111, No. 6, pp. 736-756 (1985).
23. FENVES, G. and CHOPRA, A. K., Simplified Earthquake Analysis of Concrete Gravity Dams, Journal of Structural Engineering, Vol. 113, No. 8, pp. 1688-1708 (1987).
24. GHAEMIAN M. and GHOBARAH A. Title: Nonlinear seismic response of concrete gravity dams with dam-reservoir interaction, Engineering Structures Volume: 21 Issue: 4 Pages: 306-315 , (1999).
25. GHOBARAH A. and GHAEMIAN M., Experimental study of small scale dam models, Journal Of Engineering Mechanics, Vol: 124 Issue: 11, pp. 1241-1248, (1998).
26. HARRIS, D.W. SNORTELAND, N., DOLEN, T. and TRAVERS, F., Shaking table 2-D models of a concrete gravity dam, Earthquake Engineering & Structural Dynamics, Volume 29, Issue 6, , Pages: 769–787, (2000).
27. KOÇAK, E.S. A Suitable Roller Compacted Concrete For Kahramanmaraş-Suçatı Dam. For the degree of master of science in the Department of Civil Engineering, ODTÜ (1998).
28. KURT, E.F., BINICI, B., KURC, O., CANBAY, E., AKPINAR, U. and OZCEBE, G., Seismic Performance of a Deficient Reinforced Concrete Test Frame with Infill Walls, Earthquake Spectra, 27(3), 817-834 pp. (2011).

29. MIQUEL, B. and BOUAANANI N., Simplified evaluation of the vibration period and seismic response of gravity dam-water systems, *Engineering Structures* , Volume: 32 Issue: 8, Pages: 2488-2502, (2010).
30. MIR, R.A. and TAYLOR, C.A., An experimental investigation into earthquake-induced failure of medium to low height concrete gravity dams, *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, Volume 24, Issue 3, Pages: 373–393, (1995).
31. MOLINA, F.J., PEGON, P., and VERZELETTI, G., Time-domain identification from seismic pseudodynamic test results on civil Engineering specimens, 2nd International Conference on Identification in Engineering Systems, University of Wales, Swansea, March 29-31(1999).
32. MOLINA, F.J., VERZELETTI, G., MAGONETTE, G., BUCHET, P.H. and GÉRADIN, M., Bi-Directional pseudodynamic test of a full-size three-storey building, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 28(12), 1541-1566, (1999).
33. MOLINA, F.J., MAGONETTE, G., PEGON, P. and ZAPICOA, B. Monitoring Damping in Pseudo-Dynamic Tests *Journal of Earthquake Engineering*, Volume 15, Issue 6, (2011).
34. MORÍN P.B., LEGER, P. and TINAWI, R. Seismic behavior of post-tensioned gravity dams: Shake table experiments and numerical simulations, *Journal of Structural Engineering-ASCE*, Vol: 128, Issue: 2, pp. 140-152, (2002).
35. ÖZCAN, S. Bonding Efficiency Of Roller Compacted Concrete With Different Bedding Mixes. For the degree of master of science in the Department of Civil Engineering, ODTÜ (2008).
36. PLIZZARI, G., WAGGONER, F. and SAOUMA, V.E. Centrifuge Modeling and Analysis of Concrete Gravity Dams, *Journal of Structural Engineering*, Vol. 121, No. 10, pp. 1471-1479 (1995).
37. PUNTEL, E. and SAOUMA, V.E., Fracture Mechanics Based Model for Joints under Cyclic Loading., *Journal of Structural Engineering*, Vol. 134, No. 9, pp. 1558-1568, (2008).
38. ROCHON-CYR, M. and LEGER, P. Shake Table Sliding Response of a Gravity Dam Model Including Water Uplift Pressure., Vol: 31, Issue: 8, pp. 1625-1633, *Engineering Structures*, (2009).
39. TINAWI R; Leger , LECLERC, M. and CIPOLLA, G. Seismic safety of gravity dams: From shake table experiments to numerical analyses, *Journal Of Structural Engineering-ASCE*, Vol: 126, Issue: 4, pp. 518-529, (2000).
40. TNO DIANA, *DIANA User's Manual* (2008).

41. UCHITA, Y., SHIMPO and SAOUMA, V. Dynamic centrifuge tests of concrete dam., Earthquake Engineering & Structural Dynamics, Volume 34, Issue 12, Pages: 1467–1487 (2005).
42. WESTERGAARD, H.M. Water Pressures on Dams During Earthquakes., Transactions of the American Society of Civil Engineers Vol:98, pp. 418–433 (1933).

TÜBİTAK
PROJE ÖZET BİLGİ FORMU

| |
|--|
| Proje No: 111M712 |
| Proje Başlığı: Silindirle sıkıştırılmış beton ağırlık barajların sismik performanslarının belirlenmesi için dinamik benzeri deney uygulamaları |
| Proje Yürütücüsü ve Araştırmacılar: Prof. Dr. Barış BİNİCİ Doç. Dr. Erdem CANBAY Doç. Dr. Özgür KURÇ Doç. Dr. Yalın ARICI |
| Projenin Yürütüldüğü Kuruluş ve Adresi: Orta Doğu Teknik Üniversitesi Üniversiteler Mahallesi Dumlupınar Bulvarı No:1 İnşaat Mühendisliği Bölümü K2 Binası Posta Kodu : 06800 Çankaya - Ankara/TÜRKİYE |
| Destekleyen Kuruluş(ların) Adı ve Adresi: TÜBİTAK Tunus Caddesi No:80 Posta Kodu : 06100 Kavaklıdere - Ankara/TÜRKİYE |
| Projenin Başlangıç ve Bitiş Tarihleri: 15/04/2012 - 15/04/2014 |
| Öz (en çok 70 kelime) Literatürde ilk defa, ölçekli baraj modellerinde dinamik benzeri deney yöntemi uygulanmıştır. Çalışma boyunca üç farklı numune test edilmiştir. Bu numunelerden ikisi farklı çekme dayanımlarına sahip SSB'den ve diğer numune ise geleneksel beton kullanılarak üretilmiştir. Tüm numuneler Türkiye'de tasarlanan en yüksek SSB baraj olan Melen Barajının 1/75 ölçekli halini yansıtmaktadır. Her deneyde, üç farklı yer hareketi dinamik benzeri yöntem kullanılarak ard arda numuneye uygulanmıştır. Böylece SSB ağırlık barajlardan birisinin sismik performansı hakkında da deneysel veriler temin edilmiştir. |
| Anahtar Kelimeler: Dinamik Benzeri Deney, SSB, Geleneksel Beton, Sismik Performans |
| Fikri Ürün Bildirim Formu Sunuldu mu? Evet <input type="checkbox"/> Gerekli Değil <input checked="" type="checkbox"/> Fikri Ürün Bildirim Formu'nun tesliminden sonra 3 ay içerisinde patent başvurusu yapılmalıdır. |
| Projeden Yapılan Yayınlar: Aldemir, A., Binici, B., Canbay, E., Kurç, Ö. ve Arıcı, Y., Dinamik Benzeri Yöntemlerle Bir Beton Ağırlık Barajın Sismik Performansının Değerlendirilmesi, 2. Türkiye Deprem Mühendisliği ve |

Sismoloji Konferansı, 25-27 Eylül 2013, HATAY.

Aldemir, A., Binici, B., Canbay, E., Kurç, Ö. ve Arıcı, Y., Seismic Performance Evaluation Of A Concrete Gravity Dam By Using Pseudo Dynamic Testing, The World Conference on Advances in Structural Engineering and Mechanics, 08 – 12 September 2013, Jeju, South Korea.

Aldemir, A. ve Binici, B., Dinamik Benzeri Deneylerle Beton Ağirlik Baraj Sismik Performansinin İncelenmesi, 3. Su Yapıları Sempozyumu, 7 - 8 Aralık 2014, Ankara.

Aldemir, A. ve Binici, B., Dinamik Benzeri Deney Yöntemiyle SSB ve Geleneksel Beton Baraj Performanslarının İncelenmesi, 2. Barajlar Kongresi, 13-15 Şubat 2014, İstanbul.

Aldemir, A., Binici, B., Canbay, E., Kurç, Ö. ve Arıcı, Y., Pseudo Dynamic Test Results of a Concrete Gravity Dam, 10th U.S. National Conference on Earthquake Engineering, July 21-25 2014, Alaska, USA.

Aldemir, A., Binici, B. ve Akman, A. (2014), Dinamik Benzeri Deney Yöntemiyle Beton Performansının İncelenmesi, 2. Barajlar Kongresi, Teknik Müşavir Dergisi, Sayı:31, s: 18-23.

İlk deney sonuçlarını içeren yukarıda isimleri verilen konferanslarda sunumlar yapılmıştır. Birinci deney sonuçları "Earthquake Engineering and Structural Dynamics" dergisine yollanmış ve danışman görüş sonuçları beklenmektedir.

Ekte Bulunan "ARDEB Başarı Öyküsü Formu", "Kazanımlar" Bölümünde Belirtilen Kriterlere Göre Proje Çıktılarınızın Başarı Öyküsü Niteliği Taşdığını Düşünüyorsanız "ARDEB Başarı Öyküsü Formu"nu doldurunuz.