

**Proje No: MAG-104I011 (İÇTAG I599/01)**

**Yığma Yapıların Depreme Karşı Ekonomik Yöntemlerle  
Sismik Yalıtım ve Güçlendirme Metotlarının Araştırılması ve  
Geliştirilmesi**

Yard. Doç.Dr. Ahmet TÜRER

EYLÜL 2007  
ANKARA

## Önsöz

“Yığma Yapıların Depreme Karşı Ekonomik Yöntemlerle Sismik Yalıtım ve Güçlendirme Metotlarının Araştırılması ve Geliştirilmesi” başlıklı TÜBİTAK tarafından 104I011 kod numarası ile desteklenen proje kapsamında, yığma yapıların depreme karşı güçlendirilmesi ile ilgili araştırma ve geliştirme çalışmaları yapılmıştır. Yığma yapılarda yaşayan vatandaşlarımızın çoğunlukla düşük gelir gurubuna dahil olması sebebiyle, güçlendirme çalışmasının ekonomik ve teknolojik olarak basit yöntemler içermesi göz önünde bulundurulmuştur. Hem çevreye olan olumlu katkıları hem de ucuz güçlendirme malzemesi niteliği taşıması sebebiyle kullanılmış araba lastiklerinin geri dönüştürülerek kullanılması planlanmıştır. Çekme yönünde zayıf olan yığma yapı duvarlarını güçlendirmek için, araba lastik halkaları (ALH) gergiler ile bağlanarak duvarlara düşey ve yatay yönde ard-germe uygulanmıştır. Bu işlem sonucunda duvarların düzlem dışı dayanımı 4 ila 10 kat, düzlem içi dayanımı 2 ila 10 kat arttırılmıştır.

Yığma duvarları ard germe ile güçlendirmeye müsait olmayan, örneğin moloz yığma taş, güçlendirme çalışması zemin sismik izolasyonu olarak düşünülmüştür. Depremden kaynaklanan ve yapıya etkiyen yanal kuvvetlerin azaltılması prensibine dayanan bu işlem de kullanılmış araba lastiklerinden yastıklar (ALYA) tasarlanarak büyük kütleyle sahip zayıf duvarlı yığma yapıların yıkılmasının engellenmesi planlanmıştır. ALYA’lar üzerinde yapılan kontrollü deneyler sonucu, yapısal özelliklerinin yığma yapıları izole edebilecek, piyasada bulunan elastomer yastıklara benzerlik gösteren yapıda oldukları görülmüştür.

Betonarme tavan ve döşemesi bulunan yığma yapılar için çelik çubuklar kullanılarak yapılan dikme ve çaprazlama çalışmaları, dayanımın arttığını, deprem performansının iyileştiğini göstermektedir.

Pilot bölge uygulamaları Antakya, Türkiye ve Leon, Nikaragua’da birer okul binası üzerinde yapılmıştır. Yapılan çalışmalar, geliştirilen tekniğin teorik ve deneysel olarak çalıştığını, Türkiye’de ve dünyada uygulanabilirliğini, ayrıca sürdürülebilir olduğunu göstermektedir.

## İÇİNDEKİLER

Önsöz .....	2
İçindekiler .....	3
Tablo ve Şekiller Listesi .....	5
Özet .....	12
Abstract .....	13
1. GİRİŞ .....	14
2. GENEL BİLGİLER.....	14
2.1. Proje kapsamında yapılan işlerin kısa özeti.....	15
2.2. Proje ekibi .....	15
2.3. Araba lastiği ile güçlendirme ana prensipleri .....	16
2.4. Araba lastiği ile sismik izolasyon ana prensipleri.....	18
3. GEREÇ VE YÖNTEM .....	19
4. BULGULAR.....	23
4.1. Atık Araba Lastiği Yastığı (ALYA) ile sismik izolasyonun teorik altyapısı ve deney düzeneği .....	23
4.1.1 Basınç Deneyleri:.....	25
4.1.2 Kesme Deneyleri: .....	25
4.1.3 Dinamik Deneyler: .....	27
4.1.4 Sarsma Tablası Testleri:.....	27
4.2. Atık Lastik Yastığı (ALYA) deneysel sonuçları .....	29
4.2.1 Dinamik deney sonuçları .....	29
4.2.2 Basınç deney sonuçları .....	31
4.2.3 Kesme deney sonuçları .....	33
4.2.4 Sarsma masası deney sonuçları .....	39
4.3. Atık Araba Lastiği Halkası (ALH) Malzeme deneyleri .....	47
4.3.1 Atık araba lastiklerinin çekme dayanımı, ön hazırlıklar .....	47
4.3.2 Araba lastiği malzeme deneyleri.....	49
4.3.3 Lastik halkalarının çekme dayanımlarının lastik boyutları ile ilişkilendirilebilmesi için yapılan ek lastik çekme deneyleri.....	52

4.3.4	Araba lastiğinin zamana ve sıcaklığa bağlı davranışı .....	59
4.4.	Zayıf yöndeki (düzlem dışı) yığma duvar testleri .....	61
4.4.1	Birinci duvar deneyi sonuçları .....	62
4.4.2	İkinci duvar deneyi sonuçları .....	66
4.4.3	Üçüncü duvar deneyi sonuçları .....	69
4.4.4	Düzlem dışı deneylerin genel sonuçları .....	70
4.5.	Kılıcına duvar deneyleri .....	71
4.5.1	Güçlendirilmemiş duvar deneyi ve analitik modelleme çalışmaları .....	73
4.5.2	Düşey yönde güçlendirilmiş duvar deneyi ve analitik modelleme çalışmaları .....	81
4.5.3	Düşey ve yatay yönlerde güçlendirilmiş duvar deneyi ve analitik modelleme çalışmaları .....	84
4.5.4	Düşey ve yatay yönlerde güçlendirilmiş duvar deneyi 2 (somunlu düşey bağlayıcı eleman) .....	87
4.6.	1/10 ölçekli yığma ev sarsma masası deneyleri .....	89
4.7.	Birebir Ölçekli Yığma Ev Eğilme Masası Deneyleri .....	93
4.8.	17 Şubat 2005 Çalıştayı: .....	96
4.9.	Yığma yapıların depreme karşı zayıflık değerlendirilmesi .....	101
4.9.1	Duvarların düzlemleri içinde kesme etkisi ile yıkılma mekanizması .....	102
4.9.2	Duvarlar ve binanın kütle olarak dönme-devrilme mekanizması .....	103
4.9.3	Duvarların düzlem dışı çekme ile devrilme mekanizması .....	103
4.9.4	Duvarların düzlem dışı eğilme ile devrilme mekanizması .....	104
4.9.5	Duvarların köşe birleşimlerinden açılma mekanizması .....	104
4.9.6	Güçlü döşeme ile düzlem dışı patlama mekanizması .....	105
4.9.7	Kritik yıkılma tipleri için uyarlanan sınır formülleri .....	106
4.10.	6 metre uzunluğunda 1/2 ölçekli yığma ev üzerinde yapılan deneyler .....	114
4.10.1	Güçlendirmeden önceki haliyle yapılan deney .....	120
4.10.2	Hasar gören yapı üzerine 50 kN yük eklenerek yapılan ikinci deney .....	124
4.10.3	Hasar gören ve 50 kN yüklenmeden sonra tekrar test edilen yapıya düşey yönde gergiler monte edilerek yapılan üçüncü deney (ham veriler) .....	126
4.10.4	6m uzunlukta 1/2 ölçek ev deneyleri düşey ve çapraz gergi .....	133
4.11.	Pilot bina uygulaması .....	138



4.11.1 Pilot Bölge Uygulaması Yapılacak Bölgenin Seçiminde Dikkate Alınan Sosyal ve Ekonomik Kriterler .....	138
4.11.2 Antakya pilot bina uygulaması .....	139
4.11.3 Nikaragua pilot bina uygulaması.....	150
4.12. GIS uygulamaları ve en kritik şehirlerin belirlenmesi.....	153
4.12.1 Deprem Katsayıları Haritası ( Türkiye Deprem Bölgeleri Haritası ) .....	153
4.12.2 İllerin Toplam Nüfus Haritası .....	155
4.12.3 Hane Başına Düşen Ortalama İnsan Sayısı Haritası.....	156
4.12.4 Yığma Yapıların Toplam Yapılar İçerisindeki Payı.....	157
4.12.5 Yığma Yapılarda Yaşayan Nüfusun Toplam Nüfus İçerisindeki Payı .....	157
4.12.6 Yığma Yapılarda Yaşayan Toplam Nüfus.....	158
4.12.7 Türkiye ve Çevresinde Meydana Gelmiş Olan Depremler.....	159
4.12.8 Depremsel Tarihçe Haritası .....	160
4.12.9 Türkiye Yığma Yapı Depremsel Risk Haritası (Taslak).....	163
4.13. Hazırlanan el kitapçığı.....	165
5. TARTIŞMA/SONUÇ .....	170

## TABLO VE ŞEKİLLER LİSTESİ

Şekil 1 – Araba lastiği halkası (ALH).....	16
Şekil 2 – ALH ard-germe uygulanması ve duvarların eğilme dayanımının artırılması.....	17
Şekil 3 – Yığma yapıların sismik izolasyonu. ....	18
Şekil 4 – Tipik elastomerik yastık ve araba lastiği yastığı (ALYA).....	19
Şekil 5 – Geliştirilen ALH çekme test makinası. ....	20
Şekil 6 – ALH zinciri ile yığma duvarların düşey yönde güçlendirilmesi.....	21
Şekil 7 – ALH zinciri ile tam boyutlu yığma ev deneyleri yapılması.....	21
Şekil 8 – ALYA elde edilmesi. ....	21
Şekil 9 – Zemin yalıtımıyla sağlanan periyot kayma etkisi .....	24
Şekil 10 – Basınç deneyi için geliştirilen cihaz .....	25
Şekil 11 – Kesme deneyi düzeneği .....	26
Şekil 12 – Dinamik Deney Düzeneği.....	27
Şekil 13 – Sarsma Tablası Deneyi Düzeneği.....	28
Şekil 14 – Sarsma Tablası Tipik Test Sonucu.....	28
Şekil 15 – Atık Lastik Yastığı (ALYA) genel görünüm .....	29
Şekil 16 – Kiriş dinamik testi deney düzeneği .....	30
Şekil 17 – Sarsma çekici, İvmeölçer, Spektrum Analiz Makinesi .....	30
Şekil 18 – ALYA ve elastomerin gerilme - şekil değiştirme eğrileri .....	32
Şekil 19 – 4 ve 6 katmanlı ALYA gerilme - şekil değiştirme eğrileri .....	32
Şekil 20 – Elastomer gerilme - şekil değiştirme eğrisi.....	33
Şekil 21 – G-ALYA boyuna gerilme - şekil değiştirme eğrisi .....	34
Şekil 22 – G-ALYA enine gerilme - şekil değiştirme eğrisi .....	34
Şekil 23 – M-ALYA boyuna gerilme - şekil değiştirme eğrisi .....	35
Şekil 24 – M-ALYA enine gerilme - şekil değiştirme eğrisi .....	35
Şekil 25 – P-ALYA boyuna gerilme - şekil değiştirme eğrisi.....	36
Şekil 26 – P-ALYA enine gerilme - şekil değiştirme eğrisi.....	36
Şekil 27 – L-ALYA boyuna gerilme - şekil değiştirme eğrisi .....	37
Şekil 28 – L-ALYA enine gerilme - şekil değiştirme eğrisi.....	37
Şekil 29 – 1999 Bolu Depremi, 20%, masadan ve binadan alınan zaman eksenli ölçümler..	39
Şekil 30 – 1995 Erzincan Depremi, 20%, masadan ve binadan alınan zaman eksenli ölçümler.....	40
Şekil 31 – 1995 Kobe Depremi, 20%, masadan ve binadan alınan zaman eksenli ölçümler.40	
Şekil 32 – 1992 Northridge Depremi, 40%, masadan ve binadan alınan zaman eksenli ölçümler.....	41
Şekil 33 – Masa ve yapıdan ölçülen en büyük ivmelerin karşılaştırılması (%10) .....	41

Şekil 34 – Masa ve yapıdan ölçülen en büyük ivmelerin karşılaştırılması (%20) .....	42
Şekil 35 – Bolu Depremi, masa ve binadan ölçülen verilerin FFT grafiği .....	42
Şekil 36 – Erzincan Depremi, masa ve binadan ölçülen verilerin FFT grafiği .....	43
Şekil 37 – Kobe Depremi, masa ve binadan ölçülen verilerin FFT grafiği .....	43
Şekil 38 – Northridge Depremi, masa ve binadan ölçülen verilerin FFT grafiği .....	44
Şekil 39 – Bolu Depremi Tepki Spektrumu.....	44
Şekil 40 – Erzincan Depremi Tepki Spektrumu .....	45
Şekil 41 – Kobe Depremi Tepki Spektrumu .....	45
Şekil 42 – Northridge Depremi Tepki Spektrumu .....	46
Şekil 43 – Öncü Test fotoğrafları.....	48
Şekil 44 – Test Düzeneği .....	48
Şekil 45 – Lastik Çekme Testleri .....	49
Şekil 46 – Atık araba lastiği ile ilgili kullanılan bazı terimler .....	49
Şekil 47 – Atık Lastik Halkası Tipik Çekme Testi Sonucu .....	50
Şekil 48 – Bağlantı aparatlarının test edilmesi .....	50
Şekil 49 – Denenen farklı bağlantı aparatları .....	51
Şekil 50 – Rim Halkalarının Çekme Testleri.....	52
Şekil 51 – Lastik halkası rijitlik değeri hesaplanan yük – deplasman grafikleri .....	53
Şekil 52 – Lastik halkası çekme yük – deplasman grafiği .....	54
Şekil 53 – Lastik halkası çevrimsel çekme yük – deplasman grafiği .....	54
Şekil 54 – Lastik halkası çekme gerilme – şekil değiştirme grafiği .....	55
Şekil 55 – Lastik halkası çekme rijitlik değerleri .....	56
Şekil 56 – Lastiklerin aksel elastik modüllerinin yaklaşık olarak elde edilmesi .....	56
Şekil 57 – Lastik halkaları kopma gerilmesi değerleri .....	57
Şekil 58 – Lastik halkası çekme gerilme – şekil değiştirme grafiği (tekrarlanır) .....	58
Şekil 59 – Lastik parçalarının röntgen filmi ve hasır çelik yerleşimi .....	59
Şekil 60 – Lastik germe aparatı.....	60
Şekil 61 – Lastiğin aksel yük – zaman eğrisi.....	61
Şekil 62 – Zayıf yön deneyleri .....	62
Şekil 63 – Zayıf yön birinci set yükleme deneyleri, yük-deplasman grafikleri.....	64
Şekil 64 – Zayıf yön birinci set yükleme deneyleri, ard germe-deplasman grafikleri.....	65
Şekil 65 – Yığma duvar zayıf yön, doğrusal olmayan yük artışı mekanizması.....	65
Şekil 66 – Zayıf yön ikinci set yükleme deneyleri, yük-deplasman grafikleri .....	67
Şekil 67 – Zayıf yön ikinci set yükleme deneyleri, ard germe-deplasman grafikleri .....	68
Şekil 68 – Normal ve hibrit sistem arasındaki fark; (a) normal, (b) hibrit.....	69
Şekil 69 – Zayıf yön üçüncü set yükleme deneyleri, yük-deplasman grafikleri. ....	70
Şekil 70 – Zayıf yön üçüncü set yükleme deneyleri, ard germe-deplasman grafikleri.....	70

Şekil 71 – Yatay yük altında tabanda oluşan çekme gerilmeleri .....	71
Şekil 72 – Yayılı düşey ve yanal yükler altında tabanda oluşan gerilmeler .....	72
Şekil 73 – Kılıcına yönde test edilen güçlendirilmemiş duvar düzeneği .....	73
Şekil 74 – Güçlendirilmemiş duvarın SAP2000 modeli .....	74
Şekil 75 – Duvar üzerinde oluşan kesme gerilmelerinin dağılımı .....	74
Şekil 76 – Duvar üzerinde oluşan basınç gerilmelerinin dağılımı .....	75
Şekil 77 – Duvar üzerinde oluşan kesme gerilmelerinin dağılımı .....	75
Şekil 78 – Güçlendirilmemiş duvarın tabandan ayrılması durumu .....	76
Şekil 79 – Güçlendirilmemiş duvar üzerinde diyagonal çatlak oluşması durumu .....	77
Şekil 80 – Güçlendirilmemiş duvar üzerinde oluşan çatlaklar .....	78
Şekil 81 – Analitik modelde simülasyonu yapılan diyagonal çatlak oluşumu .....	79
Şekil 82 – Duvardaki basınç bölgeleri dağılımı .....	79
Şekil 83 – Güçlendirilmemiş duvarın kuvvet – yer değiştirme eğrisi .....	80
Şekil 84 – Güçlendirilmemiş duvarda diyagonal çatlak sonrasında oluşan kuvvet dağılımı... ..	80
Şekil 85 – Düşey yönde güçlendirilmiş duvar .....	81
Şekil 86 – Düşey yönde güçlendirilmiş duvar üzerinde oluşan kuvvetler .....	82
Şekil 87 – Düşey yönde güçlendirilmiş duvar deneyi .....	83
Şekil 88 – Düşey yönde güçlendirilmiş duvarın kuvvet – yer değiştirme eğrisi .....	83
Şekil 89 – Düşey ve yatay yönde güçlendirilmiş duvar .....	84
Şekil 90 – Düşey ve yatay yönde güçlendirilmiş duvar üzerinde oluşan kuvvetler.....	85
Şekil 91 – Düşey ve yatay yönde güçlendirilmiş duvar deneyi, grafiksel anlatım.....	85
Şekil 92 – Düşey ve yatay yönde güçlendirilmiş duvar deneyi fotoğrafları.....	86
Şekil 93 – Düşey ve yatay güçlendirilmiş duvarın kuvvet – yer değiştirme eğrisi.....	87
Şekil 94 – Somunlu demirlerle gerdirilmiş düşey ve yatay yönde güçlendirilmiş duvar.....	87
Şekil 95 – Somunlu düşey elemanlar ve düşey - yatay güçlendirilmiş duvar deneyi .....	88
Şekil 96 – Somunlarla gerdirilmiş sistemin kuvvet – yer değiştirme eğrisi .....	89
Şekil 97 – Düşük maliyetli sarsma tablası .....	90
Şekil 98 – Deney numunelerinin planı ve hazırlanışı .....	91
Şekil 99 – Test edilen numunelerden deney sonrası bir görünüş .....	92
Şekil 100 – Deney sonuçlarının göreceli olarak karşılaştırılması. ....	93
Şekil 101 – 1:1 ölçekli yığma bina duvar çatlakları.....	94
Şekil 102 – Güçlendirilmiş yığma bina deneyi.....	95
Şekil 103 – Çalıştay duyurusunun ulaştırıldığı iller.....	97
Şekil 104 – Çalıştay'dan görüntüler.....	97
Şekil 105 – Çalıştay programı. ....	98
Şekil 106 – Kesme kırılması.....	102
Şekil 107 – Tamamen devrilme.....	103

Şekil 108 – Duvarın bir bölümünün devrilmesi .....	103
Şekil 109 – Düzlem dışı çekme devrilme .....	104
Şekil 110 – Düzlem dışı eğilme .....	104
Şekil 111 – Düzlem dışı patlama .....	105
Şekil 112 – Kesme hesabı yapılırken alınan yapısal elemanlar .....	106
Şekil 113 – Dönme rijitliği hesabı yapılırken alınan yapısal elemanlar .....	107
Şekil 114 – Dönme rijitliği hesabı yapılırken alınan merkez ve yükler .....	108
Şekil 115 – Devrilme hesabı yapılırken alınan yapısal elemanlar .....	109
Şekil 116 – Düzlem dışı çekme devrilme durumu .....	109
Şekil 117 – Düzlem dışı eğilme devrilme durumu .....	110
Şekil 118 – Düzlem dışı eğilme devrilme durumu, basitleştirilmiş çizim .....	111
Şekil 119 – Düzlem dışı patlama durumu .....	112
Şekil 120 – Excel tabanlı kontrol programı, bilgi giriş ara yüzü .....	113
Şekil 121 – Excel tabanlı kontrol programı, örnek çıktı .....	114
Şekil 122 – Güçlendirilmemiş bina deney düzeneği .....	115
Şekil 123 – Binanın temel ve çatı döşemesinin dökülmesi .....	116
Şekil 124 – 6m ev duvar örülmesi .....	117
Şekil 125 – 6m ev tavan yerleştirilmesi .....	118
Şekil 126 – 6m ev bitmiş hali genel görünüm .....	119
Şekil 127 – Güçlendirilmemiş bina inşaatı ve ilgili deney düzeneği .....	119
Şekil 128 – Güçlendirilmemiş bina genel görünüm .....	120
Şekil 129 – Güçlendirilmemiş bina hasar mekanizması .....	121
Şekil 130 – Güçlendirilmemiş bina deney, yatay yükleme grafiği .....	122
Şekil 131 – Güçlendirilmemiş bina yatay yük – deplasman grafiği (0-3mm) .....	122
Şekil 132 – Güçlendirilmemiş bina yatay yük – deplasman grafiği (0-10mm) .....	123
Şekil 133 – Güçlendirilmemiş (orijinal) bina deneyi, arka cephe çatlakları .....	123
Şekil 134 – Üzerine 50 kN ağırlık konulmuş bina deneyi, genel görünüm .....	124
Şekil 135 – Üzerine 50 kN ağırlık konulmuş bina deneyi, yük-deplasman grafiği .....	126
Şekil 136 – Düşey yönde çelik gergiler ile güçlendirilen deney düzeneği .....	127
Şekil 137 – İmal edilen 80 kN kapasiteli yük hücresi .....	128
Şekil 138 – İmal edilen yük hücresi kalibrasyon eğrisi .....	128
Şekil 139 – Düşey deplasman – gergi yükü ilişkisi .....	129
Şekil 140 – Yapılan tüm testlerin yatay yük – deplasman grafikleri .....	130
Şekil 141 – Düşey gergili test, diyagonal çatlakların oluşumu .....	131
Şekil 142 – Düşey gergili test, diyagonal çatlakların oluşumu .....	131
Şekil 143 – Düşey gergili test, diyagonal çatlakların oluşumu .....	132
Şekil 144 – Güçlendirilmemiş yığma evin kuvvetli yönde yıkılma mekanizması. ....	132

Şekil 145 – Verev kesme çatlağı ile ayrıldıktan sonra köşe tuğlasının ezilmesi ve yatay yıkılma mekanizması. ....	133
Şekil 146 – Yatay yük – deplasman grafikleri (a) orijinal, (b) çatıda 50 kN ağırlık ile, (c) düşey gergi ile, (d) düşey yaylı gergi ile, ve (e) düşey yaylı gergi ve çaprazlar ile. ....	135
Şekil 147 – Yaylı düşey gergili ve $\phi 16$ çapraz çelik elemanlı güçlendirilmiş deney sonuçları.	136
Şekil 148 – Düşey ve çapraz elemanlar ile güçlendirilen deney düzeneği, yükleme kirişi ayrılma problemi. ....	136
Şekil 149 – Düşey gergi ve çapraz elemanlar ile güçlendirilen deneyi, çapraz elemanların akması ve burkulması. ....	137
Şekil 150 – Antakya Odabaşı Belediyesi halk kütüphanesi, ön ve arka görünüşleri. ....	140
Şekil 151 – Antakya Odabaşı Belediyesi halk kütüphanesi, boyut ve plan bilgileri. ....	140
Şekil 152 – Antakya Odabaşı Belediyesi halk kütüphanesi, ANSYS modeli analizi. ....	141
Şekil 153 – Ard-germe kuvvetinin yanal yük kapasitesi üzerine etkisi. ....	141
Şekil 154 – Antakya Odabaşı Kütüphanesi lastik gerdirme şeması. ....	142
Şekil 155 – Kullanılmış oto lastiği temin edilmesi. ....	142
Şekil 156 – Kullanılmış oto lastiklerinin hazırlanması. ....	143
Şekil 157 – Adaptörlerin borular kesilerek hazırlanması. ....	143
Şekil 158 – Takozların hazırlanması. ....	143
Şekil 159 – Duvar deliklerinin delinmesi. ....	143
Şekil 160 – Takozların yerleştirilmesi. ....	144
Şekil 161 – Takozların yüzeylerinin harç ile kaplanması ve lastik geçirilmesi. ....	144
Şekil 162 – Adaptörler vasıtasıyla lastik halkası zincirlerinin oluşturulması. ....	144
Şekil 163 – Somunların sıkılması (zaman aldığı için lastik boşluğu matkap ile gerdirmeye yapıldı). ....	145
Şekil 164 – Alçıpan ile iç yüzeylerin kaplanması. ....	145
Şekil 165 – İç yüzeylerin boyanması. ....	146
Şekil 166 – Dış yüzeylerin içi oyulmuş U-şekilli briket ile kapatılması. ....	146
Şekil 167 – İç duvarlarda bulunan alçı panoların açılması. ....	147
Şekil 168 – Dış duvarlarda bulunan "U" şekilli briket kaplamanın açılması. ....	148
Şekil 169 – Lastik gergilerin gözlemlenen genel durumu. ....	148
Şekil 170 – Vitrin ve inceleme amaçlı olarak açıkta bırakılan gergilerde gözlemlenen paslanma başlangıcı. ....	148
Şekil 171 – Kütüphane binası gerdirmeye uygulanan bölgeler. ....	149
Şekil 172 – Nikaragua, León'da güçlendirme çalışması yapılan okul binası. ....	150
Şekil 173 – Nikaragua, Managua'da yapılan ön bilgilendirme toplantısı. ....	150
Şekil 174 – Güçlendirme ekibi, Nikaragua, Managua'dan mimarlık öğrencileri. ....	150
Şekil 175 – Öğrenciler ve CARE yetkilileri ile toplantı yapılması. ....	151

Şekil 176 – a) ahşap takozların hazırlanması, b) okulun yakınındaki gayzer bölgesi .....	151
Şekil 177 – Duvarlara araba lastiği halkası (ALH) ile gergi uygulanması .....	151
Şekil 178 – Nikaragua'daki okula hibrit sistemin uygulanması .....	152
Şekil 179 – Nikaragua'daki okula güçlendirme pilot uygulama yapan ekip elemanları .....	152
Şekil 180 – İstanbul deprem bölgeleri haritası .....	154
Şekil 181 – Deprem katsayıları haritası .....	155
Şekil 182 – Türkiye deprem bölgeleri haritası .....	155
Şekil 183 – Toplam il nüfusu haritası .....	156
Şekil 184 – Hane başına düşen ortalama insan sayısı haritası .....	156
Şekil 185 – Yığma yapı sayısının toplam yapı sayısına oranı haritası .....	157
Şekil 186 – Yığma yapılarda yaşayan insan sayısının toplam nüfusa oranı haritası .....	158
Şekil 187 – Yığma binalarda yaşayan toplam nüfus haritası .....	159
Şekil 188 – Yığma yapı nüfusu katsayısı haritası .....	159
Şekil 189 – Türkiye ve çevresinde oluşmuş depremler (1904-2004) .....	160
Şekil 190 – Kocaeli ve Tekirdağ illeri sınırları dahilindeki depremlere ait büyüklük – zaman grafiği .....	161
Şekil 191 – Duyarlılık analizi grafiği .....	162
Şekil 192 – Depremsel tarihçe haritası .....	163
Şekil 193 – Türkiye Yığma Yapı Depremsel Risk Haritası Taslağı (Siyah-Beyaz) .....	164
Şekil 194 – Tuğla duvarların düzlem dışı güçlendirme deneyi düzeneği. ....	173
Şekil 195 – Tuğla duvar şeridi, düzlem dışı güçlendirme deneyi kuvvet-deplasman grafikleri. ....	173
Şekil 196 – Proje ekibi .....	174
Şekil 197 – Laboratuvarda yapılan alt yapı çalışmaları .....	179

## Özet

“Yığma Yapıların Depreme Karşı Ekonomik Yöntemlerle Sismik Yalıtım ve Güçlendirme Metotlarının Araştırılması ve Geliştirilmesi” başlıklı 1041011 kod numaralı TÜBİTAK projesi, ülkemizdeki kayıtlı yapı stoğunun %51’ini (köyleri de dahil ederek daha fazlasını) kapsayan yığma yapılarımızın deprem güvenliği ile ilgili önemli bir konu üzerine yapılan çalışmaları kapsamaktadır. Proje kapsamında, yığma yapıların depreme karşı güçlendirilmesi ile ilgili araştırma ve geliştirme çalışmaları yapılmıştır. Yığma yapılarda yaşayan vatandaşlarımızın çoğunlukla düşük gelir gurubuna dahil olması sebebiyle, güçlendirme çalışmasının ekonomik ve teknolojik olarak basit yöntemler içermesi göz önünde bulundurulmuştur. Hem çevreye olan olumlu katkıları hem de ucuz güçlendirme malzemesi niteliği taşıması sebebiyle kullanılmış araba lastiklerinin geri dönüştürülerek kullanılması planlanmıştır. Çekme yönünde zayıf olan yığma yapı duvarlarını güçlendirmek için, araba lastik halkaları (ALH) gergiler ile bağlanarak duvarlara düşey ve yatay yönde ard-germe uygulanmıştır. Bu işlem sonucunda duvarların düzlem dışı dayanımı 4 ila 10 kat, düzlem içi dayanımı 2 ila 10 kat arttırılmıştır.

Yığma duvarları ard germe ile güçlendirmeye müsait olmayan binalar için (örneğin moloz yığma taş) zemin sismik izolasyonu düşünülmüştür. Depremden kaynaklanan ve yapıya etkileyen yanıl kuvvetlerin azaltılması prensibine dayanan bu işlem de kullanılmış araba lastiklerinden yastıklar (ALYA) tasarlanarak büyük kütleye sahip zayıf duvarlı yığma yapıların yıkılmasının engellenmesi planlanmıştır. ALYA’lar üzerinde yapılan kontrollü deneyler sonucu, yapısal özelliklerinin yığma yapıları izole edebilecek, piyasada bulunan elastomer yastıklara benzerlik gösteren yapıda oldukları görülmüştür.

Betonarme tavan ve döşemesi bulunan yığma yapılar için çelik çubuklar kullanılarak yapılan dikme ve çaprazlama çalışmaları, dayanım ve süneklik özelliklerinde önemli artış sağlamıştır. Çelik yaylı bağlantı geliştirilmiştir.

Pilot bölge uygulamaları Antakya-Türkiye ve Leon-Nikaragua’da birer okul binası üzerinde yapılmıştır, uygulamada karşılaşılan sorunlar çözülmüştür. Yapılan çalışmalar, geliştirilen tekniğin teorik ve deneysel olarak çalıştığını, Türkiye’de ve dünyada uygulanabilirliğini, ayrıca sürdürülebilir olduğunu göstermektedir.

*Anahtar kelimeler: Deprem, yığma, duvar, lastik, güçlendirme, sismik, izolasyon*



## Abstract

“Development of cost-efficient strengthening and base isolation methods for seismic performance improvement of masonry houses.” Titled TUBITAK 104I011 project consists of research and development studies on masonry structures which happen to constitute about 51% of the national building inventory. Considering the buildings constructed in rural areas, a large portion of the building stock is of masonry type construction. The low-cost and low-technology approach was given special importance considering majority of the population living in masonry houses have low income. Recycling of used (scrap) automobile tires was planned due to its positive effects on the environment and free-of-charge availability. Scrap tire rings (STR) were used to post-tension masonry walls, which are weak against tension, in vertical and horizontal directions. The in-plane and out-of-plane strength of masonry walls were increased from 4 to 10 times and 2 to 10 times respectively following the STR based post-tensioning.

Seismic base isolation was considered for masonry buildings that are not suitable for post-tensioning (e.g., rubble stone masonry). Lateral motions generated during earthquakes were planned to be isolated from masonry buildings using scrap tire pads (STP) placed under the buildings. Massive masonry houses may be partially isolated from ground and earthquake induced forces and kept standing although the walls may be weak to carry full earthquake induced forces. Controlled experiments on STPs showed that they have similar properties to commercially available elastomeric seismic isolators.

Vertical and inclined reinforcing bars placed on masonry houses with concrete ceilings showed significant increase in the strength and ductility increase. Additional spring based connectors were designed for rebars.

Two pilot strengthening applications were conducted on single storey school buildings located in Antakya-Türkiye and Leon-Nicaragua. The application studies revealed the applicability of the technique in a global scale, as well as its sustainability.

*Keywords: Earthquake, masonry, wall, scrap, tire, rubber, strengthening, seismic, isolation*

# 1. GİRİŞ

Türkiye’de bulunan toplam bina stoğunun yaklaşık yarısı (DİE 2000 verilerine göre 7,838,675 toplam binadan 4,001,954 adedi - %51’i) yığma tür yapıdır. Bu veriler belediyesi olan bölgeleri kapsamakta olup, köylerde bulunan binalar da düşünülündüğünde yığma yapı yüzdesinin genel yapı stoku içindeki oranının daha da yükseleceği düşünülmektedir. Yığma yapıların genel yapılar oranı, sadece gelişmekte olan küçük illerde değil, aynı zamanda Ankara, İstanbul gibi büyük şehirlerde de yüksek orandadır (örneğin İstanbul %22,6; İzmir %37,3; Ankara %68,6; Adana %32,6). Yığma yapıların genellikle mühendislik hizmeti almadan ustalar ya da evde oturan kişiler tarafından yapıldığı ve çoğunlukla sadece düşey yükleri taşıyacak şekilde inşa edildiği bilinmektedir.

Yeni yapılacak olan yığma yapıların kontrolü bile mümkün olmazken, halihazırda bulunan milyonlarca yığma yapı stoğumuzun değerlendirilmesi ve ekonomik yöntemlerle güçlendirilmesi milli serveti ve bu yapılarda oturan kişilerin can güvenliğini korumak açısından çok önemlidir. Alansal olarak ülkemizin yaklaşık %95’lik bölümü deprem riski altında olması, yığma yapıların ehil olmayan kişiler tarafından inşa edilmeleri, kötü malzeme kullanılması ve dolayısıyla çoğunlukla depreme karşı zayıf olmaları, bu yapılarda yaşayan vatandaşlarımızın genellikle düşük gelirli ve az eğitilmiş olmaları gibi temel nedenlerle İÇTAG 1599/01 (Yığma yapıların depreme karşı ekonomik yöntemlerle sismik yalıtım ve güçlendirme metotlarının araştırılması ve geliştirilmesi) projesi oluşturulmuş ve Orta Doğu Teknik Üniversitesi İnşaat Mühendisliği Yapı Mekaniği A.B.D. altında 1 Temmuz 2004 tarihinden itibaren Yard. Doç. Dr. Ahmet Türer tarafından yürütülmüştür. 2005 yılı içinde sonbahar ayları boyunca, ODTÜ Yapı Mekaniği Laboratuvarında yapılan güçlü döşeme ve bodrum kat inşaatları sebebiyle 2006 Temmuz ayında bitecek olan projede yapılması planlanan işler için yeterli süre kalmadığından proje süresinde uzatma talep edilmiş ve süresi Temmuz 2007’ye kadar 1 yıl süre ile uzatılan proje aynı tarihte tamamlanmıştır.

Güçlü duvar, güçlü döşeme ve galeri inşaatlarının yapılması sebebiyle laboratuvar deneylerinin yapılamadığı 2005 yılı sonbahar ve 2006 yılı ilkbahar dönemlerinde (Ek-3) analitik çalışmalara hız verilmiştir. Bu vesileyle, daha önceleri proje kapsamında olmayan “yığma yapıların depreme karşı zayıflık değerlendirmesi” çalışmaları da yapılmıştır.

## 2. GENEL BİLGİLER

Projeden elde edilecek sonuçların genel olarak yığma yapıların depreme karşı güçlendirilmesinde kullanılabileceği gibi (örneğin yığma olarak inşa edilmiş ilk ve orta öğretim okulları), az eğitilmiş ve düşük gelirli vatandaşlarımızın kendi evlerine de uygulayabilecekleri basit ve ucuz güçlendirme ve sismik izolasyon metotları geliştirmesi amaçlanmıştır. Dünya

Bankası Gelişme Pazaryeri (Development Marketplace) DM2003 kapsamında ödül ile desteklenen SPIM-1451 projesi ve TÜBİTAK tarafından desteklenen MAG-1041011 (İÇTAG I599/01) ortak projeleri aynı hedefe odaklanmışlardır.

## **2.1. Proje kapsamında yapılan işlerin kısa özeti**

Dünya Bankası tarafından desteklenen DM2003 SPIM-1451 ve TÜBİTAK tarafından desteklenen MAG 1041011 (İÇTAG-I599/01) projeleri kapsamında 2005 yılı sonuna kadar, kullanılmış araba lastikleriyle güçlendirme ve sismik izolasyon üzerine araştırmalar ve deneyler yapılmış olup çok olumlu sonuçlar elde edilmiştir. Lastiklerin halka halinde bırakıldığında elastik ve kuvvetli oldukları (ortalama 13 ton eksenel yük taşıma kapasitesi) ve duvarlara ard germe uygulandığında duvarların kapasite (10 kata kadar) ve düktülite artışı (30 kata kadar) gösterdikleri görülmüştür. Projenin başlangıcında, (a) yığma yapı güçlendirme ve (b) sismik izolasyon konularında sadece araba lastiği kullanımı üzerine yoğunlaşmıştır. Projenin ilerleyen aşamalarında, yığma yapılar arasındaki yapısal farklılıklar ve bu yapılarda oturanların ekonomik ve sosyal durumlarındaki farklılıklar sebebiyle değişik güçlendirme alternatifleri de değerlendirmeye alınmıştır. Bu kapsamda, araba lastiğinin elastikiyeti sebebiyle ard-germe sistemler için sunduğu avantajları çelik yaylı gergi sistemleri kullanarak tekrarlamaya çalışılmıştır.

DM2003 SPIM-1451 projesi 2005 yılı Ağustos ayında tamamlanmıştır. MAG 1041011 (İÇTAG-I599/01) projesinin 2005-2007 yılları arasında çelik profillerle çaprazlama ve yaylı sistemlerle ard germe ile güçlendirme çalışmaları yapılmıştır. Çelik ve yay kullanılarak yapılan alternatif uygulamalar, kullanılmış araba lastiği ile yapılan güçlendirme ile karşılaştırıldığında daha az ekonomik görülse dahi, uygulama için harcanan miktar ve elde edilen sonuçların karşılaştırılması yönlerinden faydalı olmuştur.

Projede, laboratuvar ortamında hazırlanmış yığma duvarlarda yapılan kullanılmış araba lastiği ile ard germe çalışmaları, arazi şartlarında yapılmaya kalkıldığında nasıl problemler ile karşılaşabileceğini görmek ve bir örnek oluşturmak amaçlarıyla Antakya'nın Odabaşı belediyesinde bulunan tek katlı bir okul/kütüphane/muhtarlık binası üzerinde pilot uygulama çalışmaları yapılmıştır. Uygulama çalışmasında, tümüyle yerel şartlar kullanılarak boru ve gergiler hazırlanmış, kullanılmış araba lastikleri bulunarak binanın bahçesinde lastikler ard-germe işlemi için hazırlanmıştır. Yine aynı yöreden alınan kütük parçaları ve yerinde karılan harç ile uygulama yapılmıştır. Uygulama sırasında, dekoratif çözümler de getirilerek lastiklerin içeriden alçıpan dışarıdan da briketler ile kaplanması sağlanmıştır.

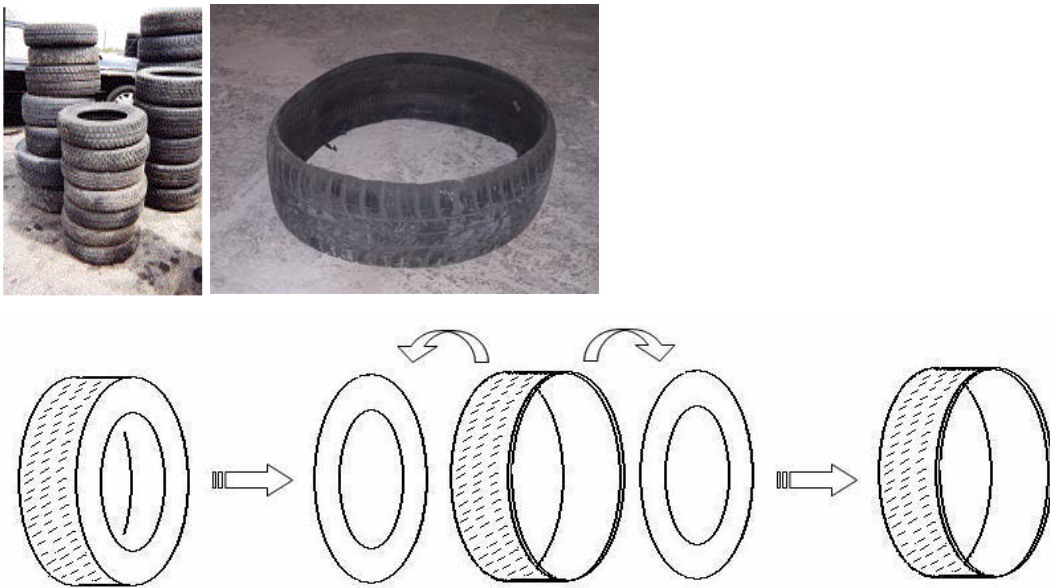
## **2.2. Proje ekibi**

Proje ekibinde, burslu olarak çalışan yüksek lisans öğrencisi Murat Erdoğan ve Dünya Bankası projesinden destekle çalışan Mustafa Gölalmiş, Bayezid Özden, yarı zamanlı

çalışan Çağdaş Şimşek, Önder Özen, Abdullah Dilsiz, projenin ilk aylarında çalıştıktan sonra ekipten ayrılan Murat Panayırıcı, Endam Güngör, ve Hüseyin Kaya bulunmaktadır. Konya Selçuk Üniversitesi İnşaat Mühendisliği bölümünden Yard. Doç. Dr. Hasan Hüsnü Korkmaz ve ODTÜ İnşaat Mühendisliği bölümünden Yard. Doç. Dr. Oğuzhan Hasançebi projeye değişik zamanlarda destek vermişlerdir. Konya Selçuk Üniversitesi Mimarlık bölümünde doktora çalışması yapan Serra Zerrin Korkmaz doktora tezi çalışmalarını ve ODTÜ İnşaat Mühendisliği bölümünde yüksek lisans çalışması yapan Bayezid Özden, Mustafa Gölalmış ve Murat Erdoğan'ın master tezi bu projeler kapsamında yapılmıştır.

### 2.3. Araba lastiği ile güçlendirme ana prensipleri

Çekmeye zayıf fakat basınca kuvvetli malzemelerde başarıyla uygulanmakta olan ard-germe (post-tension) tekniği yığma yapılarda da çalışması gerekir. Önceleri çelik malzeme ile yapılan çalışmalar bazı olumlu sonuçlar göstermekle birlikte malzeme pahalı ve uygulama detayları karmaşıktır. Bu projede, atık araba lastiklerinin yapısal güçlendirme malzemesi olarak kullanılması planlanmıştır. Atık araba lastikleri içinde bulunan çelik hasır, bu kompozit malzemeye ek dayanım vermektedir. Atık lastikler, içinde çelik hasırlar kullanılmaya başlandıktan sonra geri dönüşüm imkanları kısıtlanmış, atık sahalarında biriktirilmekte ve zaman zaman çıkan yangınlarda atmosfere ve canlılara olumsuz etkilerde bulunmaktadır. Yığma yapılarda kullanılacak olan atık lastikler hem ücretsiz güçlendirme malzemesi olarak kullanılacak hem de atık malzeme geri dönüştürüldüğü (recycle) için çevreye de olumlu katkılar da bulunacaktır. Araba lastiği halkası (ALH), araba lastiğinin yanak bölgelerinin bıçakla kesilerek yere temas eden dairesel kısmının çıkarılması ile elde edilmektedir.



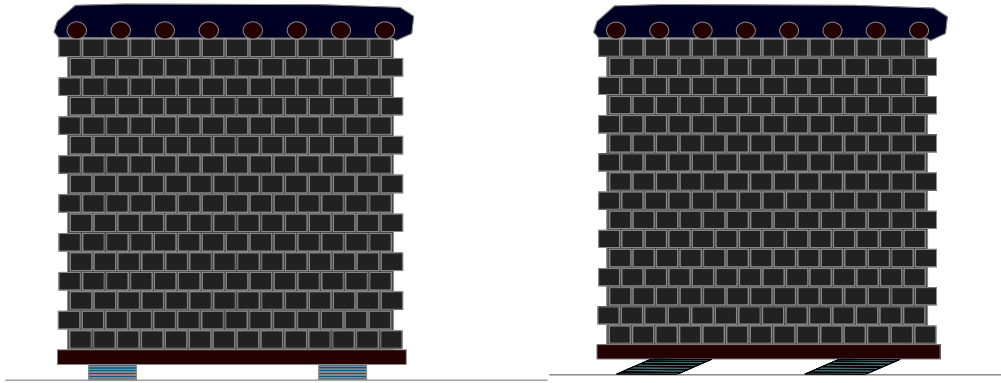
Şekil 1 – Araba lastiği halkası (ALH).



## 2.4. Araba lastiği ile sismik izolasyon ana prensipleri

Yığma binalarda kullanılan malzemeler tuğla, briket, kerpiç, kesme ve moloz taş, ahşap vb içeren geniş bir yelpaze içermektedir. Yığma yapılarda kullanılan malzemeler bazen karıştırılarak kullanılmakta (örneğin kerpiç ve tahta) ya da farklı teknikler kullanılarak inşa edilmektedir (örneğin harç kullanılması, taşların boyutları ya da yerleşim şekillerindeki farklılıklar, direklerin ve kirişlerin bulunması ya da bulunmaması, çatı ya da döşemelerin betonarme ya da ahşaptan olması, çatının toprak dam ya da kiremitli olması gibi). Geliştirilen araba lastiği ile güçlendirme metotlarının yığma yapıların bazı türlerinde kullanılması her zaman mümkün olmayabilir. Örneğin duvar malzemesini oluşturan blokların düzensiz, çok yapraklı, çok zayıf ya da çok ağır olması, çatının ağır ve diyafram oluşturulmaması gibi durumlarda ard germe uygulamaları az etkili ya da etkisiz kalabilir. Bu koşullar altında, yığma yapının duvarlarını ve yapısal sistemini güçlendirmek yerine, yapıya etki edecek olan deprem kuvvetlerini azaltmak, yapının göreceği zarar oranını önemli derecede azaltabilir.

Sismik izolasyon, yapı ile zemin arasında yatay yönde zayıf bir katman yaratma prensibine dayanır. Deprem sırasında sarsılarak hareket eden yerden izole edilen yapı, havada adeta asılı kalarak deprem hareketlerinden daha az etkilenir. Sismik izolasyon uygulamalarında, yapının altına yerleştirilen ve yatay yönde az rijit, düşey yönde çok rijit cihazlar ile yapının yatay yöndeki periyodu 2,5 – 3 saniyenin üzerine çıkartılarak yapıya etkiyecek deprem ivmelerinin önemli derecede azaltılması hedeflenir. Yığma yapıların kütlesi, betonarme çerçeve yapılara göre çoğunlukla daha fazladır. Buna ilaveten, yığma yapı duvarlarının düzlem içi rijitliklerinin de genellikle göreceli olarak fazla olması sebebiyle sismik izolasyon uygulamalarında başarılı olması beklenir.



Şekil 3 – Yığma yapıların sismik izolasyonu.

Yatay çelik plakalar ile güçlendirilmiş elastomerik yastıklar, iç bükey teflon sarkaç, çelik plaka sürtünmeli sistemler, kurşun merkezli elastomerik yastıklar vb birçok farklı sismik izolasyon cihazları dünya genelinde sıklıkla kullanılmaktadır. Araba lastiğinin yere temas

eden bölümü, yanak bölgesinden bıçak ile kesilerek ayrılması ile elde edilen araba lastiği halkası (ALH), enine yönde ortalama 20cm uzunluğunda parçalar halinde bölünerek ve bu parçaları üst üste koyarak bir araba lastiği sismik izolasyon yastığı (ALYA) elde edilebilir.



**Şekil 4 – Tipik elastomerik yastık ve araba lastiği yastığı (ALYA).**

Yığma yapıların temel altında duvarları destekleyen bir döşemenin bulunması ve döşemenin altı ile temel arasına ALYA'ların yerleştirilmesi gerektiğinden uygulamada önemli problemler ile karşılaşılması beklenmektedir. Buna rağmen, duvarların alt seviyesinde bulunan tuğla ya da taş elemanlar aralıklı olarak kırılıp yerinden çıkartılabilir ve ALYA'lar ile değiştirilebilir. Tüm binanın yükünü zaten önceden de taşımakta olan temel sistemi ALYA'ları destekleyebilir. Yanal yönde rijitliğin ALYA seviyesinde düşük olması gerektiğinden, duvarların çıkartılan bölümlerinin bazı kısımları yatay yönde rijitliği bulunmayan bilyeler ile değiştirilebilir ve duvarların alt kısmı çelik levhalar ile yatay yönde ALYA + bilye sistemini bir arada tutabilir. Uygulama aşamasında halen net bir prototip çalışması yapılmamış olmasına rağmen, ¼ ölçekli yığma evler ALYA ile izole edilip, sarsma tablası üzerinde başarıyla çalıştığı gösterilmiştir. 2007 yılı içinde Japon uluslararası araştırma kurumları JICA (Japan International Cooperation Agency) ve BRI (Building Research Institute) ile temasa geçilmiş ve ortak çalışmalar yapılmıştır. 2008 yılı başlarında, Japonya'da sarsma masası kullanılarak tam boyutlu deneyler yapılacaktır.

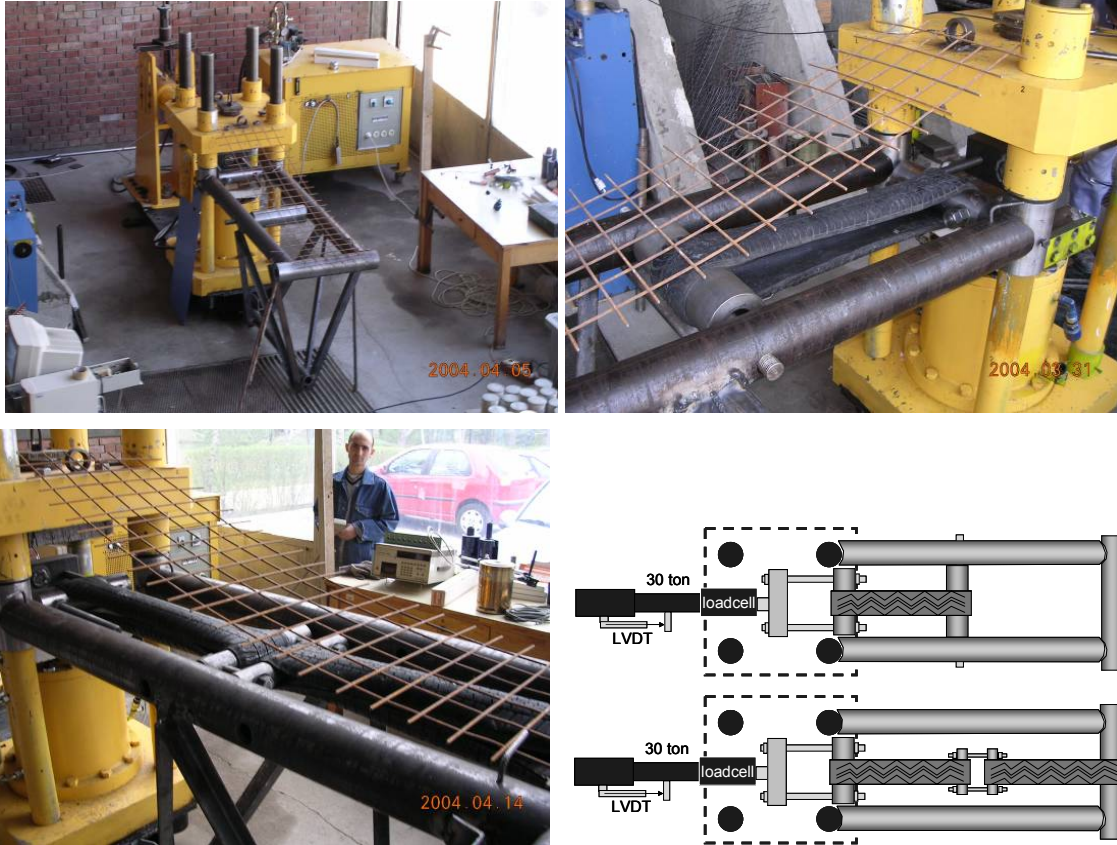
### **3. GEREÇ VE YÖNTEM**

“Yığma Yapıların Depreme Karşı Ekonomik Yöntemlerle Sismik Yalıtım ve Güçlendirme Metotlarının Araştırılması ve Geliştirilmesi” başlıklı 104I011 kodlu proje kapsamında yapılan çalışmalar özgün deney düzenekleri oluşturularak ve dünyaca kabul edilmiş statik ve dinamik



yükleme deneyleri kullanılarak yapılmıştır. Kullanılan gereçler aşağıda özet liste olarak tanımlanmaktadır:

- Araba lastikleri kesilerek Araba Lastiği Halkası (ALH) elde edilmesi,
- ALH'lerin özel olarak geliştirilen çekme makinası ile aksenal kuvvet dayanım testine tabi tutulması; aksenal dayanımların elde edilmesi (Şekil 5).
- ALH'lerin uzun süre aksenal yük altındaki davranışlarının belirlenmesi.



Şekil 5 – Geliştirilen ALH çekme test makinası.

- ALH'lerin birbirine bağlanarak zincir oluşturabilmesi için bağlantı detayının geliştirilmesi ve test edilmesi (Şekil 5).
- ALH zinciri kullanılarak yığma duvarların düşey yönde güçlendirilmesi çalışmaları yapılması (Şekil 6).
- ALH uygulamasının düşey ve yatay yönde uygulanmasının analitik, 1/10 ölçekli deneysel ve gerçek boyutlu binalar üzerinde denenmesi (Şekil 7).





Şekil 6 – ALH zinciri ile yığma duvarların düşey yönde güçlendirilmesi.



Şekil 7 – ALH zinciri ile tam boyutlu yığma ev deneyleri yapılması.



Şekil 8 – ALYA elde edilmesi.

- Araba Lastiği Yastığı (ALYA)'ların ALH'lerin 20cm uzunluğunda parçalar halinde kesilerek üst üste konulması ile elde edilmesi.
- ALYA'ların düşey yük altında test edilerek eksenel dayanım değerlerinin elde edilmesi.
- ALYA'ların yatay yük altında (eğik plakalar ile) test edilerek kesme özelliklerinin elde edilmesi.
- ALYA'ların yatay rijitlik özelliklerinin, aylaların üzerine giriş ve döşeme kütleleri yerleştirilerek test edilmesi.
- ALYA'ların yatay özelliklerinin düşey ve yatay yük altında, büyük deplasmanlar için deplasman kontrollü olarak test edilmesi.
- ALYA'ların küçük boyutlu örneklerinin üretilerek ¼ ölçekli yığma yapı için sarsma masası üzerinde test edilmesi.
- Araba Lastiği Halkası (ALH) ile yapılan güçlendirme çalışmalarının güncel malzemeler (çelik çubuklar) kullanılarak tekrarlama çalışmaları.
- Yığma duvarların hasar mekanizmalarının anlaşılaraq, ALH güçlendirme tekniğinin diğer güncel çelik güçlendirme tekniklerine oranla avantajlarının belirlenmesi.
- Çelik çubuk kullanılarak yapılan güçlendirmenin, yaylı sistemler kullanılarak ALH güçlendirme tekniğinin avantajlarına ulaştırılması.
- Yaylı çelik güçlendirmenin 6m uzunluğunda ½ ölçekli yığma ev üzerinde denenmesi.
- Yaylı ve ALH kullanılarak yapılan güçlendirme tekniklerinin 1,5mx2,0m boyutundaki yığma duvarlar üzerinde denenmesi.
- ALH kullanılarak yapılan güçlendirme tekniklerinin pilot uygulama binaları seçilerek gerçek yapılar üzerinde uygulama çalışmaları yapılması. (Türkiye-Antakya ve Nikaragua-Leon'da).
- ALH uygulamaları için dekoratif çözümler geliştirilmesi.

Yukarıda liste halinde sıralanan uygulama gereç ve yöntemleri, detaylı olarak bir sonraki bölümde açıklanmaktadır. Bu çalışmalardan elde edilen bulgular ve sonuçlar verilmektedir.

## 4. BULGULAR

Çalışmalardan elde edilen bulgular, her çalışmaya ait başlıklar halinde açıklanmıştır.

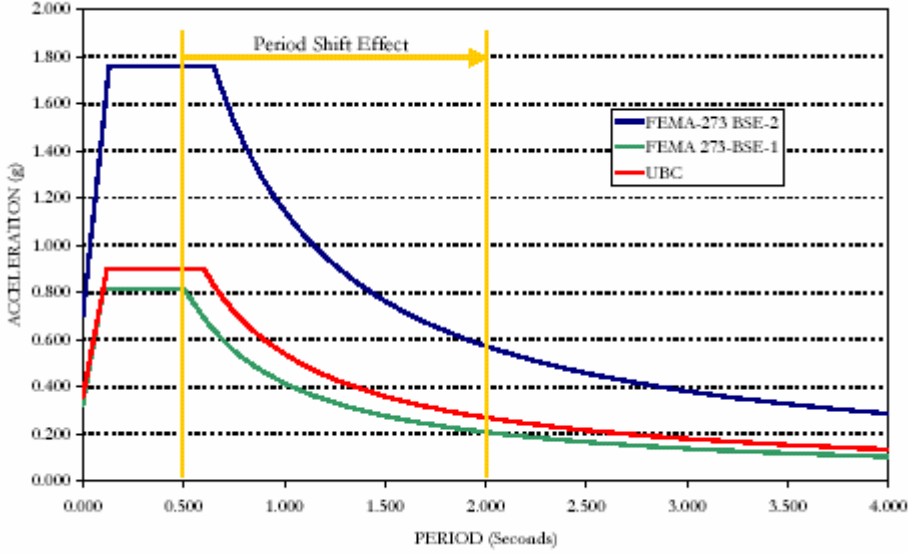
### 4.1. Atık Araba Lastiği Yastığı (ALYA) ile sismik izolasyonun teorik altyapısı ve deney düzeneği

Çalışmanın bu bölümü, ODTÜ laboratuvarlarında otomobil lastiği kullanarak daha ucuz sismik izolatör üretmek amacıyla yapılan analitik ve deneysel çalışmaları içermektedir. Sismik zemin yalıtımı, üzerinde birçok çalışmanın yapıldığı, uluslararası literatürde geçerlilik kazanmış, depreme karşı korunma yöntemlerinden biridir. Bu konu üzerinde yapılmakta olan çalışmaların çoğu sismik zemin yalıtımı sistemlerinin performans artırımı üzerinde odaklanmıştır. Bu çalışma, aynı zamanda maliyet ve ağırlık düşürümü gibi kriterleri de göz önüne almayı amaçlamaktadır. Sismik yalıtıcılar, kabaca elastomer-menşeli ve kızak-menşeli sistemler olmak üzere iki temel grupta toplanmaktadır. Elastomer yalıtıcılar, kızaklı yalıtıcılara oranla çok daha uzun süredir incelenmekte ve uygulanmaktadır. Kauçukla volkanize edilmiş çelik veya fiber donatı yüksek dikey yönde rijitlik sağlarken, donatı katmanlarının arasındaki bölümlerde yer alan kauçuk, yatay yönde gerekli esnekliği sağlayarak, sismik yalıtım açısından uygun bir yapı oluşturmaktadır. Donatı katmanları, kauçukta oluşacak esnemeyi azaltmakta ve dolayısıyla yastıkların dikey yük taşıma kapasitesini artırmaktadır.

Otomobil lastikleri 1950'lerden beri içindeki çelik ağırlıkla birlikte çeşitli şekillerde pişirilmesi yoluyla üretilmektedir. Lastiklerin içindeki çelik ağırlık, piyasada karşılaşılan elastomerik sismik yalıtıcılardaki çelik plaka veya fiberlere benzer bir etkiye sahip olmaktadır. Lastik katmanları arasında oluşan sürtünme kuvveti, çoğunlukla katmanların devamlı temasını sağlayacak yeterlilikte olmakta ve hatta yüksek gerilim seviyelerinde katmanlar arasında gözlenen minimal kayma, daha fazla enerji tüketimine ve daha yüksek sönümlenmeye olanak vermektedir. Birbirinin üzerine gerekli sayıda atık lastik katmanının yerleştirilmesiyle üretilen Atık Lastik Yastıkları (ALYA'lar), geleneksel elastomer-menşeli sismik zemin yalıtıcılarına düşük maliyetli bir alternatif olarak kullanılabilir. ALYA'nın kullanım alanları düşük yoğunluklu trafik akımı taşıyacak/kırsal alandaki köprü mesnetlerinin ve yığma yapıların depremsel zemin yalıtımı olarak öngörülmektedir.

Sismik zemin yalıtımı, diğer tasarım yöntemleriyle kıyaslandığında en etkili sismik tasarım yöntemi olarak göze çarpmaktadır. Sismik zemin yalıtımı, yapının altında yatayda esnek bir sistem oluşturarak, yapının maruz kaldığı deprem etkilerini azaltır. Bu sistem yapının doğal periyodu olan,  $T_n$  değerini artırır ve yapının spektral ivme tepkilerini düşürür. Böylece, deprem hareketleri sırasında, katlar arası bağıl deplasmanlar önemli ölçüde

düşerken, yalıtıcı sistemin üzerindeki üstyapı elemanları top yekun biçimde hareket etmektedir.



**Şekil 9 – Zemin yalıtımıyla sağlanan periyot kayma etkisi**

Depremesel zemin-ayırıcı sistemler, elastomer-menşeli ve kızaklı sistemler olmak üzere iki grup altında incelenmektedir. Elastomer taşıyıcılar, depremesel yalıtıcılı sistemlerin tasarımında en çok kullanılan yalıtıcı türüdür. Düşük-sönümlü kauçuk yalıtıcılar, yüksek-sönümlü kauçuk yalıtıcılar, kurşun-soketli yalıtıcılar ve fiber-elastomer yalıtıcılar temel sismik elastomer izolatör türleridir. İzolatörlerin yüksek seviye dikey rijitliği çelik ya da fiber donatılarla sağlanırken, düşük yatay rijitliği, tabakalı olarak üretilmiş kauçuk katmanlarla sağlanmaktadır. Çelik/fiber donatı sıkıştırılmaz kauçuk katmanların esnemesini düşürür ve dikey rijitliklerini artırır.

Otomobil lastikleri değişik form ve boyutlardaki kauçuğun içinde çelik tellerin volkanize edilmesiyle üretilmektedir. Depremesel zemin yalıtımında, elastomer taşıyıcılar yerine lastik katmanlar kullanılabilir. Katmanların içerisindeki çelik teller, elastomer yalıtıcıların içerisindeki çelik/iplik donatılarla aynı etkiye sahip olacaktır.

Araştırma Programı: Araştırma programı kapsamında, ALYA numuneleri üzerinde çeşitli deneyler gerçekleştirilmiştir. Gerçekleştirilen her deney, bu ucuz yollu zemin yalıtımı yönteminin muhtelif özelliklerini elde etmeyi amaçlamıştır.

- Basınç Deneyleri
- Kesme Deneyleri
- Dinamik Deneyler
- Sarsma Tablası Deneyleri

#### 4.1.1 Basınç Deneyleri:

Basınç davranışlarını elde etmek için, ALYA numuneleri değişken basınç yükü altında denendi. Deney düzeneği ile ilgili detay aşağıdaki Şekilde sunulmaktadır. ALYA numunelerinin basınç altındaki dayanımları, bu deneyler sonucunda elde edilmiştir. Bunun yanında, deneyler sonucunda ALYA ve standart çelik donatılı elastomer sistemlerin basınç altındaki dayanımları da karşılaştırılmıştır.

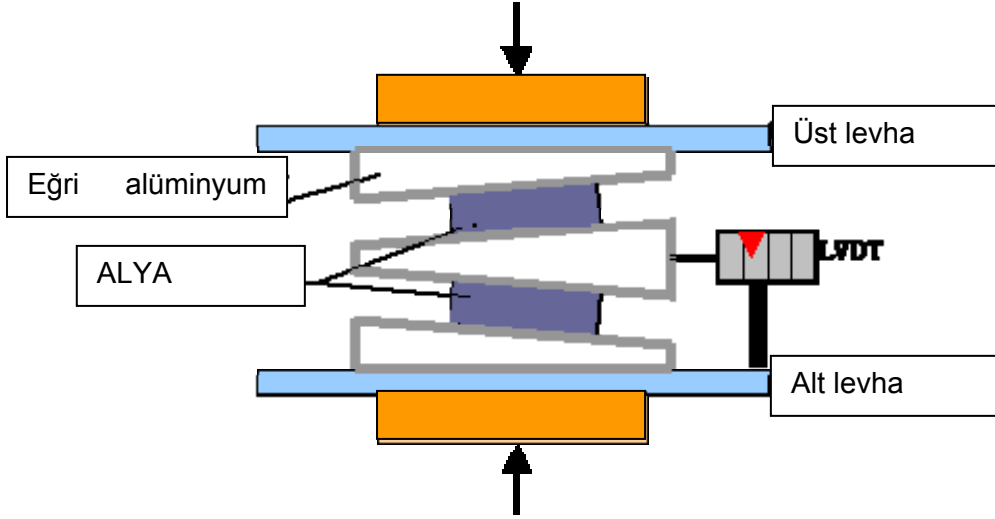


Şekil 10 – Basınç deneyi için geliştirilen cihaz

#### 4.1.2 Kesme Deneyleri:

Kesme davranışlarının belirlenebilmesi için, ALYA numuneleri, Topkaya ve Yura tarafından önerilen eğimli-plaka basınç deneyi düzeneğiyle test edildi. Deneyin kurulumu aşağıda sunulmaktadır. Testlerin sonucunda, ALYA örneklerinin yüksek deformasyon kesme rijitliği değerlerine sahip olduğu gözlemlenmiştir. Bunun yanında, ALYA numunelerinden elde edilen değerler standart elastomer yastıkların kesme değerleri ile kıyaslanmıştır. Kesme deneyi için kullanılan deney düzeneği Şekil 11'de gösterilmiştir.





**Şekil 11 – Kesme deneyi düzeneği**

Alüminyum plakalar üzerine etkiyen düşey yük ( $W$ ) plakaların yüzey eğimi ( $s$ ) ile çarpılarak, yatay kesme kuvveti ( $V$ ) elde edilmiştir.

$$V = s \times W$$

Yatay yer değiştirme ( $\Delta_s$ ) ile ALYA kalınlığı ( $t_r$ ) arasındaki oran hesaplanarak kesme şekil değiştirme ( $\gamma$ ) bulunmuştur.

$$\gamma = \frac{\Delta_s}{t_r}$$

Kesme modülünü ( $G$ ) hesaplamak için önce genel kesme denklemleri aşağıdaki şekilde yazılır:

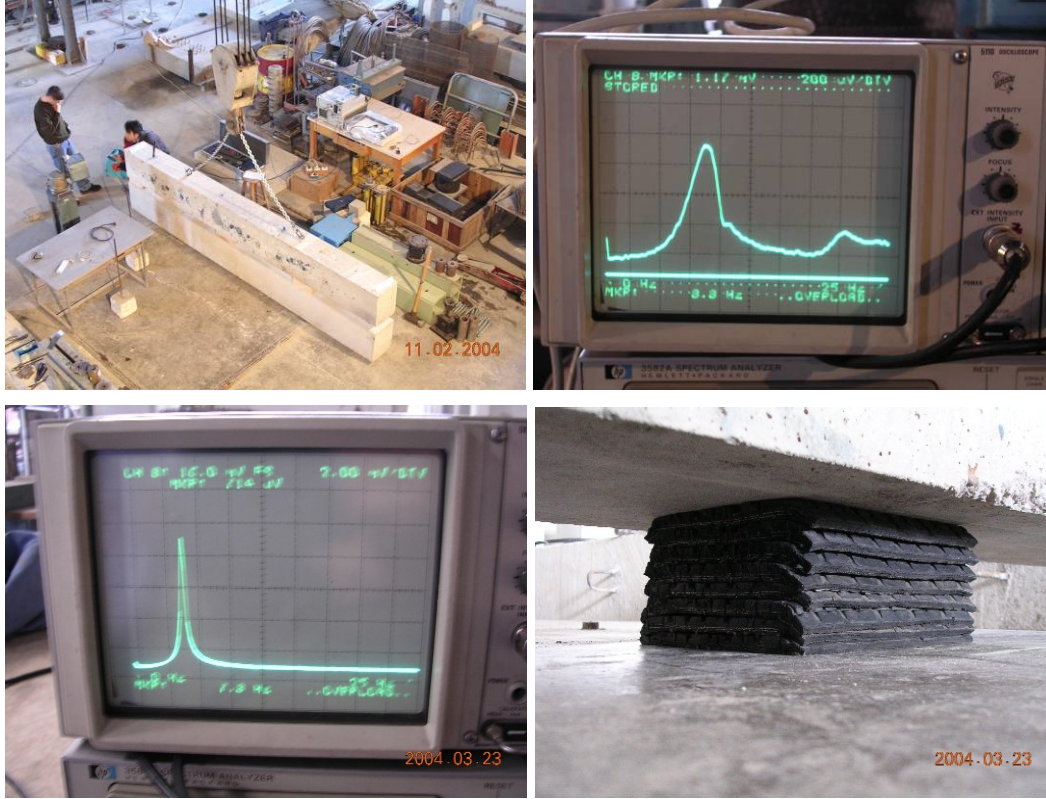
$$\tau = G \times \gamma \quad \tau = \frac{V}{A}$$

Yukarda görülen üç denklem birleştirilerek  $\tau$  ve  $\gamma$  yerine konular ve kesme modülü ( $G$ ) denklemini elde edilir:

$$G = \frac{V \cdot t_r}{A \cdot \Delta_s}$$

### 4.1.3 Dinamik Deneyler:

Sönümlenme katsayılarının belirlenmesi için, hareketsiz ve sabit yük altındaki ALYA numuneleri ivmeölçerler ve darbe çekici kullanılarak denenmiştir. Deney düzeneği ile ilgili detaylar aşağıda sunulmuştur. Düşük deformasyon kesme rijitliği değerleri, kesme deneyleri sonuçlarıyla karşılaştırılmıştır.



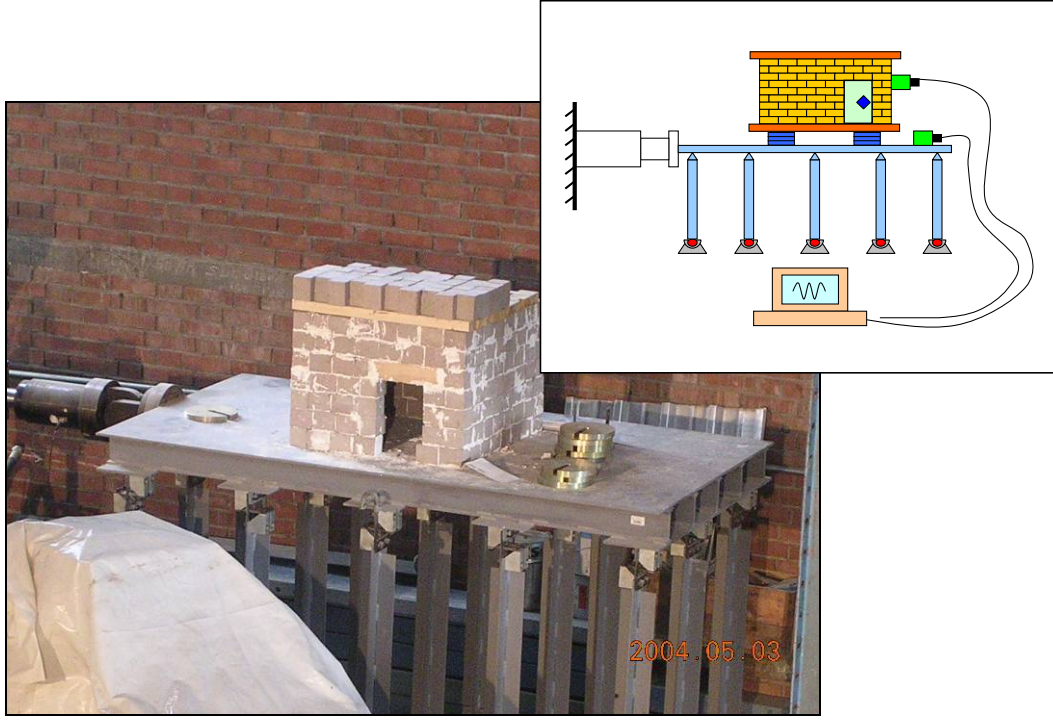
Şekil 12 – Dinamik Deney Düzeneği

### 4.1.4 Sarsma Tablası Testleri:

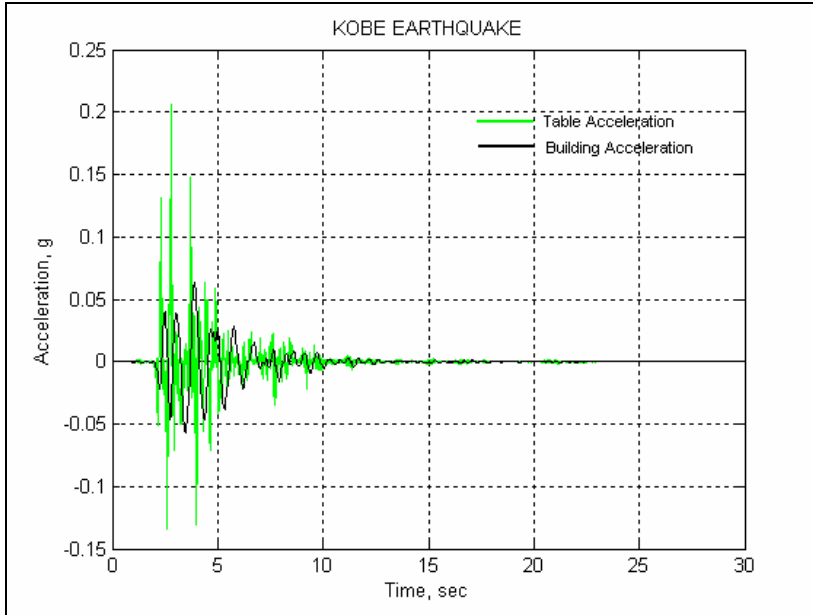
ALYA'ların gerçekten bir yapıyı depreme karşı izole edip edemeyeceklerini öğrenmek için, sarsma tablası deneyleri gerçekleştirilmiştir. Dört farklı deprem seçilmiştir. Bunlar sırasıyla 1999 Bolu, 1995 Erzincan, 1995 Kobe ve 1992 Northridge depremleridir. ODTÜ Yapı Mekaniği Laboratuvarındaki sarsma tablasının boyutlarından ötürü, seçilen dört deprem ¼ ölçeğindeki bir yığma yapı modeline uygulanmıştır.

Araba lastiklerinde kullanılan kauçuk (Shore sertlik değeri 85), elastomer yalıtıcılarda kullanılan kauçuklarından çok daha sert bir malzemedir. Sarsma tablasında denenen yığma yapı modeli hafif olduğu için, modelin sismik yalıtımı için araba lastiklerinde kullanılan kauçuktan daha yumuşak bir kauçuğa ihtiyaç duyulmuştur. Bu nedenle, bu deneyde kullanılan ALYA modelleri Shore sertlik değeri 30 olan kauçuktan özel olarak üretilmiş

plakalardan oluşturulmuştur. Deneyin detayları aşağıdaki şekilde verilmiştir. Bununla birlikte Şekil 6'da, sarsma tablasında sismik yalıtımı ALYA modelleriyle gerçekleştirilmiş yığma yapı modeline Kobe depremi uygulandığında yapıdan ve sarsma tablasından alınan ivme değerleri gösterilmiştir. Yapının, sarsma tablasından daha küçük ivmelere maruz kaldığı görülmektedir.



Şekil 13 – Sarsma Tablası Deneyi Düzeniği



Şekil 14 – Sarsma Tablası Tipik Test Sonucu



Sonuç olarak, ALYA kullanılarak uygulanan sismik yalıtımın gerekli koşullar sağlandığında güvenilir bir yöntem olduğu görülmektedir. ALYA deneylerinden elde edilen sonuçlar, elastomer yalıtıcılarla birçok benzerlik göstermektedir.

## 4.2. Atık Lastik Yastığı (ALYA) deneysel sonuçları

### 4.2.1 Dinamik deney sonuçları

ALYA (Şekil 15), atık lastikten kesilmiş 20cm uzunluğunda parçaların üst üste konulması ile elde edilen, proje kapsamında geliştirilen bir sismik zemin yalıtım aracıdır. ALYA ile yapılan dinamik deneylerde farklı markalardan elde edilen ALYA grupları kullanılmıştır.

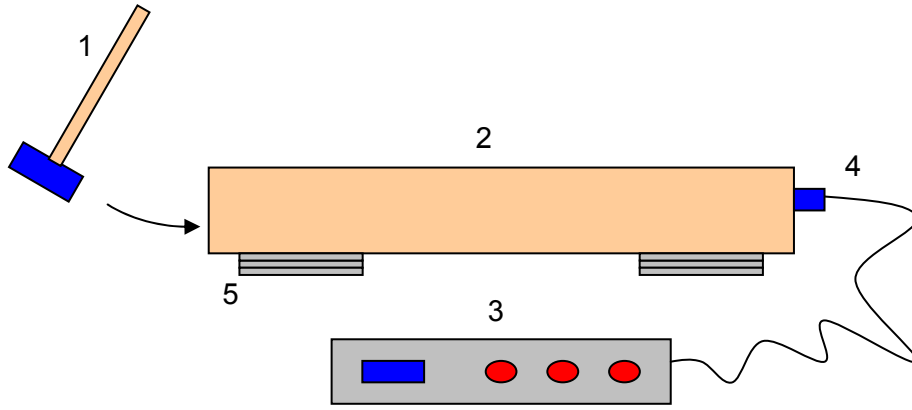


Şekil 15 – Atık Lastik Yastığı (ALYA) genel görünüm

ALYA'nın dinamik özelliklerini elde etmek için hazırlanan deney düzeneği Şekil 16'te görülmektedir. Şekilde görülen kiriş (2) 1,1 ton ağırlığında ve 30 cm x 40 cm x 400 cm boyutlarında hazırlanmıştır. Kirişin ucuna ivmeölçer (4) yerleştirilmiştir. Kiriş kütlesine etkiyecek kuvvet ve ivme, darbe çekiciyle (1) sağlanmıştır. Darbe çekici ve ivmeölçer spektrum analiz makinesine bağlanmıştır. Deney düzeneğinde kullanılan cihazların fotoğrafları Şekil 17'de verilmektedir. ALYA'ların üzerinde bulunan ve tek serbestlik derecesine sahip kirişin ölçülen doğal salınım frekansı kullanılarak ALYA'ların rijitlik değerlerini

$$frekans(Hz) = \frac{1}{2 \cdot \pi} \sqrt{\frac{K(N/m)}{M(kg)}}$$

vasıtasıyla elde etmek mümkündür. Elde edilen deney sonuçları Tablo 1'de verilmektedir.



Şekil 16 – Kiriş dinamik testi deney düzeneği



Şekil 17 – Sarsma çekici, İvmeölçer, Spektrum Analiz Makinesi

Tablo 1 – Farklı markalara göre oluşan deney sonuçları

Lastik	Boyutlar (mm)	Lastik Parça Sayısı	ALYAnın yönü	Frekans f (Hz)	Sönümleme Katsayısı, $\zeta$ (%)	K kN/m
G-ALYA	180 x 200 x 46	4	Enine	7.7	10.4	1287
G-ALYA	180 x 200 x 46	4	Boyuna	8.6	11.7	1606
M-ALYA	190 x 200 x 46	4	Enine	14.1	12.4	4317
M-ALYA	190 x 200 x 46	4	Boyuna	12.6	14.2	3447
P-ALYA	175 x 200 x 40	4	Enine	10.6	9.3	2440
P-ALYA	175 x 200 x 40	4	Boyuna	11.4	9.0	2822
L-ALYA	180 x 200 x 50	4	Enine	10.2	8.2	2259
L-ALYA	180 x 200 x 50	4	Boyuna	10.8	7.5	2533
G-ALYA	180 x 200 x 69	6	Enine	6.7	10.6	975
G-ALYA	180 x 200 x 69	6	Boyuna	7.4	7.7	1189
G-ALYA	180 x 200 x 92	8	Enine	5.75	12.0	718
G-ALYA	180 x 200 x 92	8	Boyuna	5.75	7.7	718

Tablo 1’de verilen deney sonuçlarına bakılacak olursa ALYA’ların sönümlenme katsayılarının %7,5 ile %14,2 arasında değiştiği görülmektedir. Dizayn aşamasında kullanılacak sönümlenme katsayısının güvenlik faktörleri de göz önünde bulundurularak %7 alınması uygun görülmüştür. ALYA’ların yatay rijitlik katsayılarının 1287 kN/m ve 4317 kN/m arasında değiştiği görülmüştür. Değişik markalar arasında görülen bu yüksek fark, dizayn aşamasında zorluklar oluşturmaktadır. M-ALYA dışındaki bütün ALYA’lar boyuna yönde daha yüksek rijitlik değeri göstermişlerdir. M-ALYA’nın sahip olduğu kareye yakın geometrinin sonuçları etkilediği düşünülmektedir.

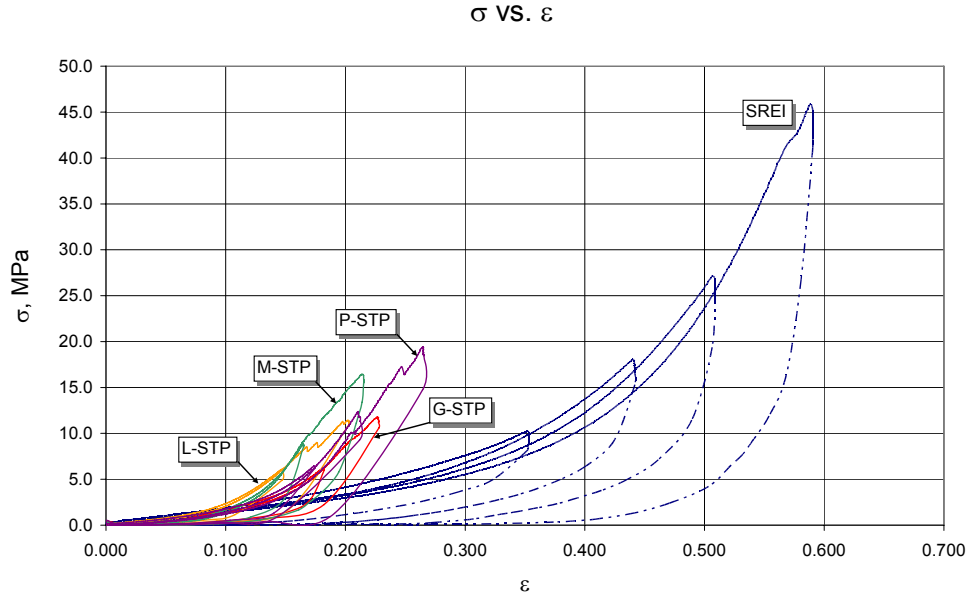
#### 4.2.2 Basınç deney sonuçları

ALYA ve elde hazır bulunan çelikle güçlendirilmiş elastomerik izolatörün (Steel Reinforced Elastomeric Isolator - SREI) doğrudan basınç altındaki davranışları ALYA’dan 4, SREI’den 1 adet deney numunesi kullanılarak araştırılmıştır. ALYA’lar G, M, P, L olarak adlandırılan farklı markalardaki atık lastiklerden oluşturulmuştur. Elastomer (SREI) ise 150 mm x 150 mm x 40 mm boyutlarında olup 3 mm (tek sıra) çelik tabakasına sahiptir. Her biri 4 adet lastik katmanından oluşan ALYA numuneleri haricinde, lastik tabaka sayısının düşey yöndeki davranışa etkisini görebilmek amacıyla 6 adet lastik tabakasından oluşan G-ALYA da ek olarak bu deneyde kullanılmıştır.

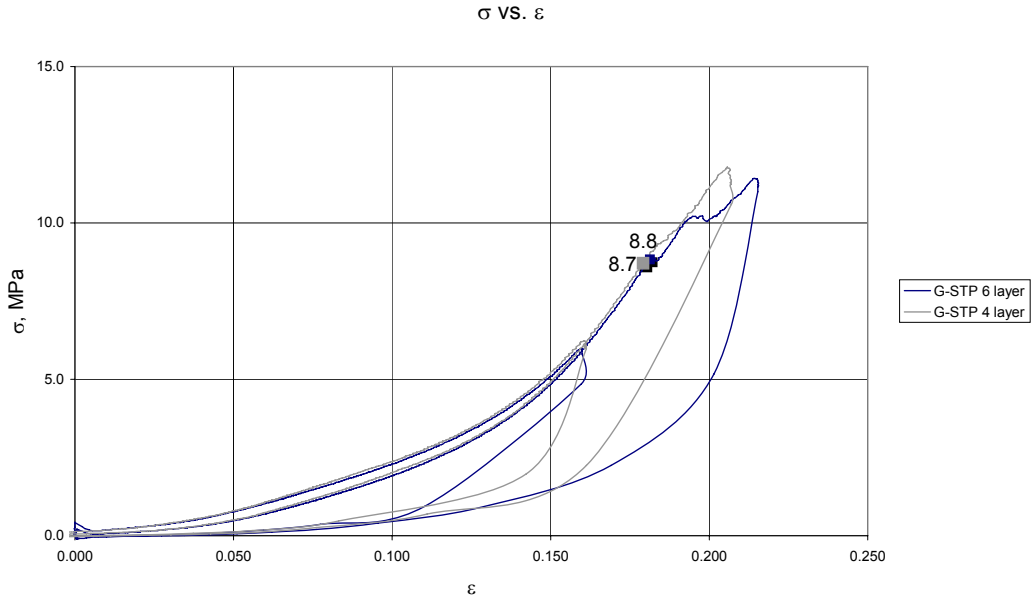
Alınan değerler doğrultusunda oluşturulan gerilme - şekil değiştirme eğrileri Şekil 18’de verilmiştir. Düşey yük kapasiteleri ile anlık basınç elastikiyet modülü Tablo 2’de listelenmiştir. Deney sonucunda ALYA’ların 8 MPa aksenal basınca dayanabildikleri halde elastomerin 40 MPa ve ötesi aksenal basınca dayanabildiği görülmüştür. Dört ve altı tabaka lastik parçasından oluşan ALYA’larda Şekil 19’de görüldüğü gibi herhangi bir aksenal yük ve basınç elastikiyet modülü farklılığı gözlenmemiştir. Dolayısıyla, ALYA’ların aksenal yük kapasitesi katman sayısından bağımsız fakat lastik içinde bulunan hasır çelik miktarı ve dayanımı ile ilişkili olduğu öngörülmektedir.

**Tablo 2 - Basınç deneyi sonuçları**

Deney Numuneleri	Boyutlar(mm)	Lastik tabaka Sayısı	Dayanım (MPa)	Basınç Modülü (MPa) ( $\epsilon=0.10$ )	Basınç Modülü (MPa) ( $\epsilon=0.15$ )
SREI	150 x 150 x 40	1	42.2	25	25
G-STP	200 x 180 x 46	4	8.7	33	95
G-STP	200 x 180 x 69	6	8.8	34	94
M-STP	200 x 190 x 46	4	9.7	50	181
P-STP	200 x 175 x 40	4	10.1	30	74
L-STP	200 x 180 x 50	4	8.5	55	124



**Şekil 18 – ALYA ve elastomerin gerilme - şekil değiştirme eğrileri**



**Şekil 19 – 4 ve 6 katmanlı ALYA gerilme - şekil değiştirme eğrileri**

ALYA ve test edilen elastomerin anlık basınç elastikiyet modülünü ( $E_{c, ins}$ ) hesaplayabilmek için Şekil 18'deki eğrilerin 0,10 ve 0,15 şekil değiştirme değerlerindeki eğimleri kullanılmıştır.

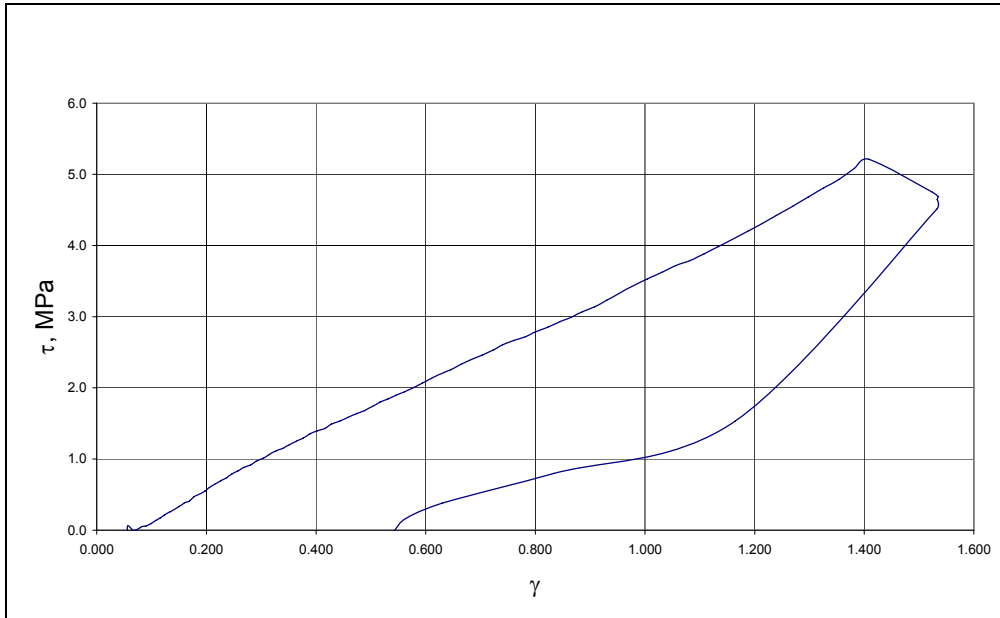
$$E_{c,ins} = \frac{d\sigma}{d\varepsilon}$$

Bu değerler Tablo 2'nin son iki kolonunda gösterilmiştir. Tablodan görüldüğü gibi ALYA'ların anlık basınç elastikiyet modülleri, elastomere oranla daha fazladır. Bunun sebebi

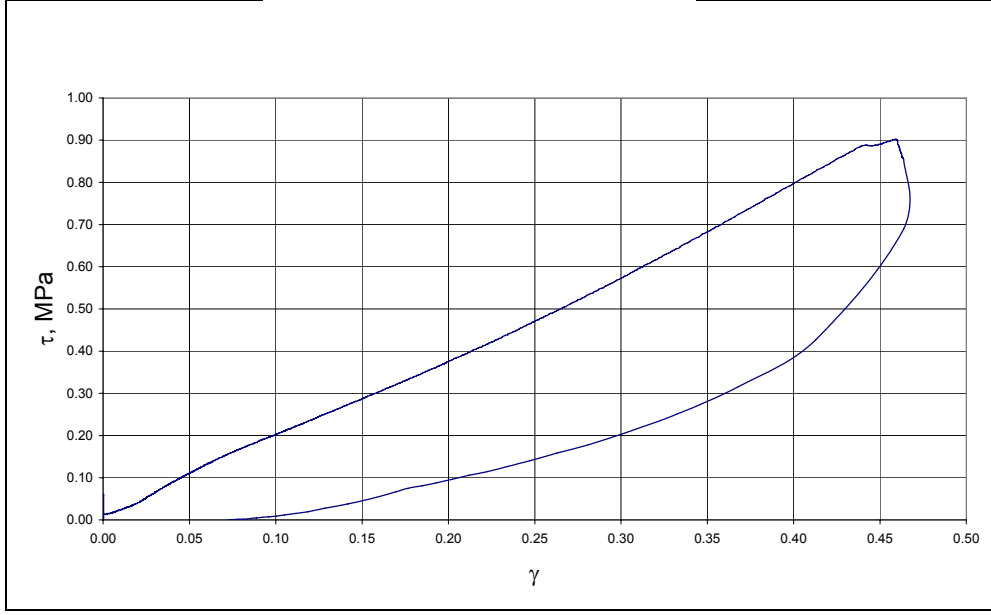
lastiklerde 4-6 sıra çelik tabakası bulunurken elastomerde çelik tabaka sayısının sadece bir tane olması ve dolayısıyla elastomerin daha kolay yana şişkinlik yapması (bulge) ve elastomer lastiğinin daha yumuşak yapıda olmasıdır. Düşük şekil değiştirme miktarlarında, ALYA'ların daha çabuk eğim değiştirerek hasar gördüğü, elastomerik izolatörün ise daha düşük eğimle daha yüksek şekil değiştirmeler gösterdiği Şekil 18'de görülmektedir. ALYA'ların çok katmanlı çelik hasırları ve sert lastiği sebebiyle göreceli olarak sahip oldukları yüksek düşey rijitlik miktarına rağmen, sahip oldukları daha az çelik miktarı sebebiyle düşey yük dayanımları düşük çıkmaktadır. ALYA katmanları arasına çelik plaka yerleştirilerek eksenel kapasitesinin artırılması mümkündür. Güvenlik faktörünün 2,0 olarak alınması durumunda, dizayn aşamasında kullanılacak ALYA düşey dayanım gücü 4,0 MPa olarak kabul edilebilir.

### 4.2.3 Kesme deney sonuçları

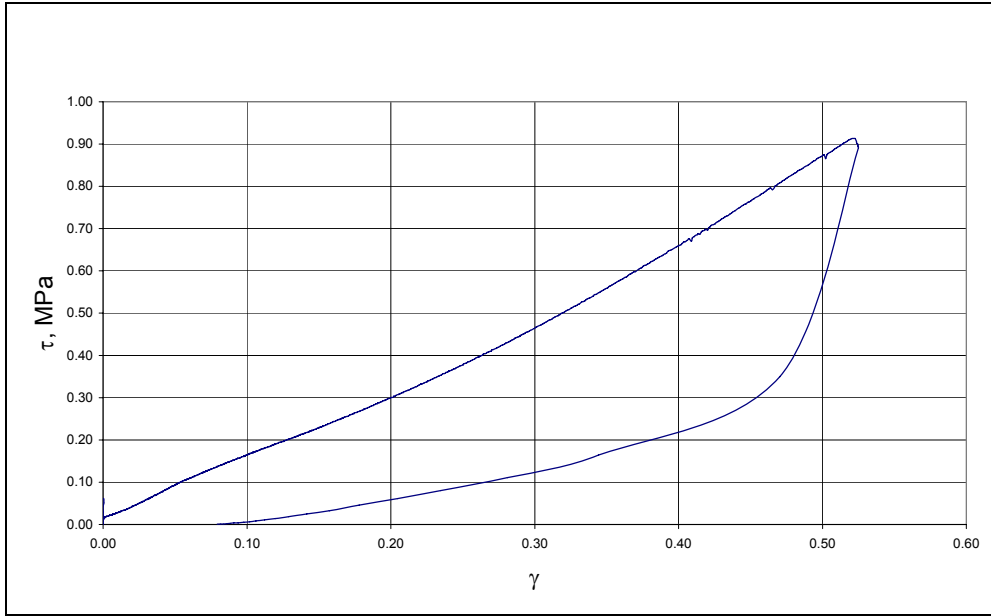
Deney numunelerinin kesme gerilmesi ile kesme şekil değiştirme eğrileri Şekil 20 - Şekil 28'de verilmektedir. Dinamik deneylerden elde edilen rijitlik ve kesme modülü değerleri, küçük deformasyonlar için hesaplanmıştır. Statik kesme deneylerinden elde edilen kesme modülü değerleri ise yüksek deformasyon değerleri için geçerlidir ve bu değerler Tablo 3'te sunulmaktadır.



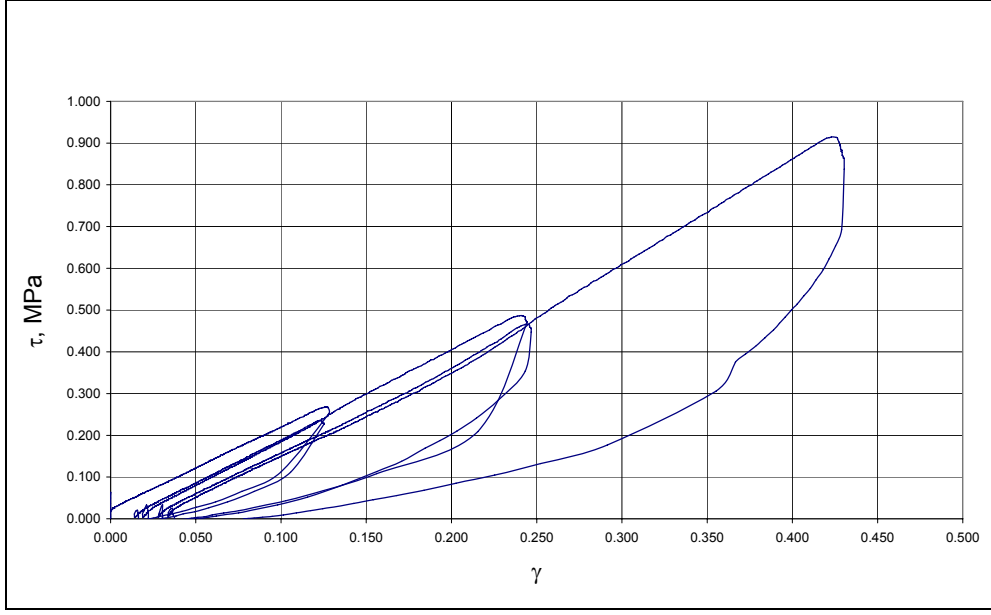
Şekil 20 – Elastomer gerilme - şekil değiştirme eğrisi



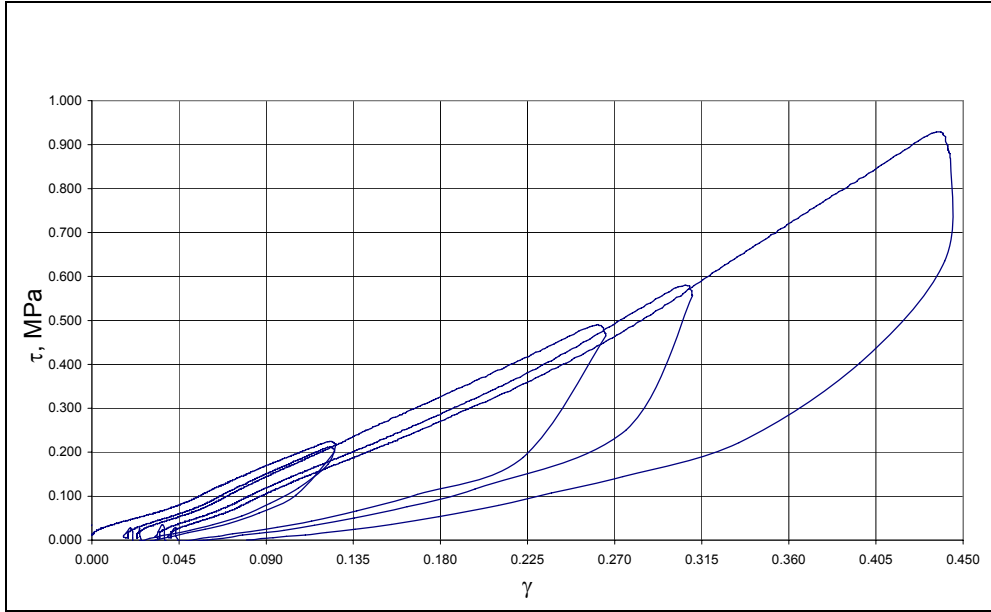
**Şekil 21 – G-ALYA boyuna gerilme - şekil değiştirme eğrisi**



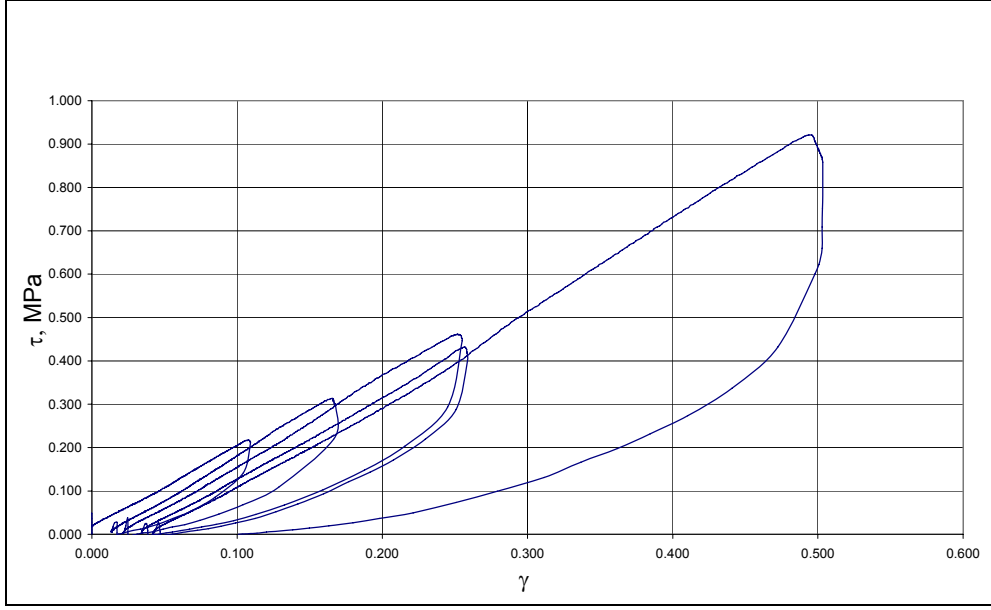
**Şekil 22 – G-ALYA enine gerilme - şekil değiştirme eğrisi**



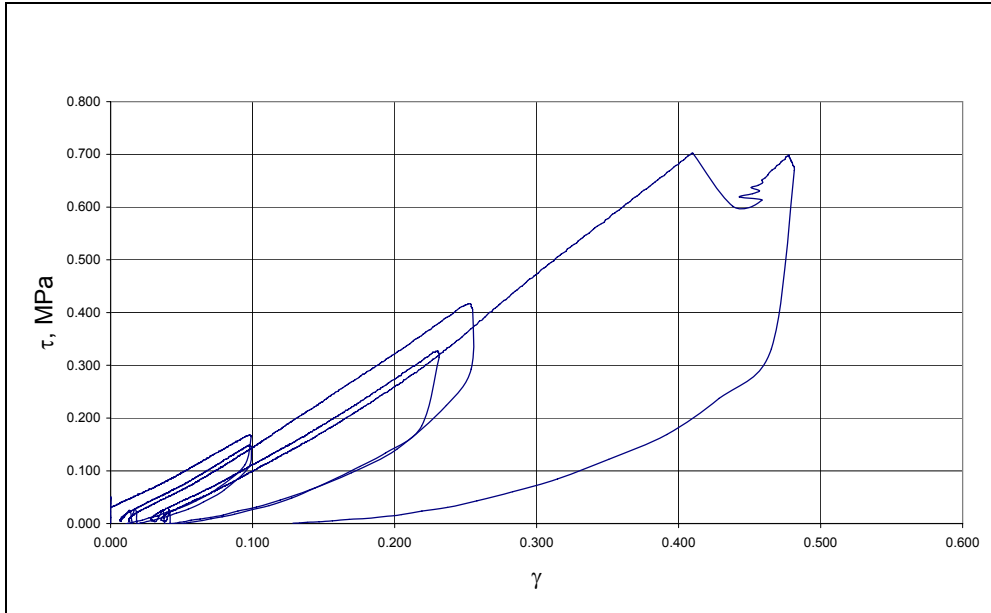
**Şekil 23 – M-ALYA boyuna gerilme - şekil değiştirme eğrisi**



**Şekil 24 – M-ALYA enine gerilme - şekil değiştirme eğrisi**

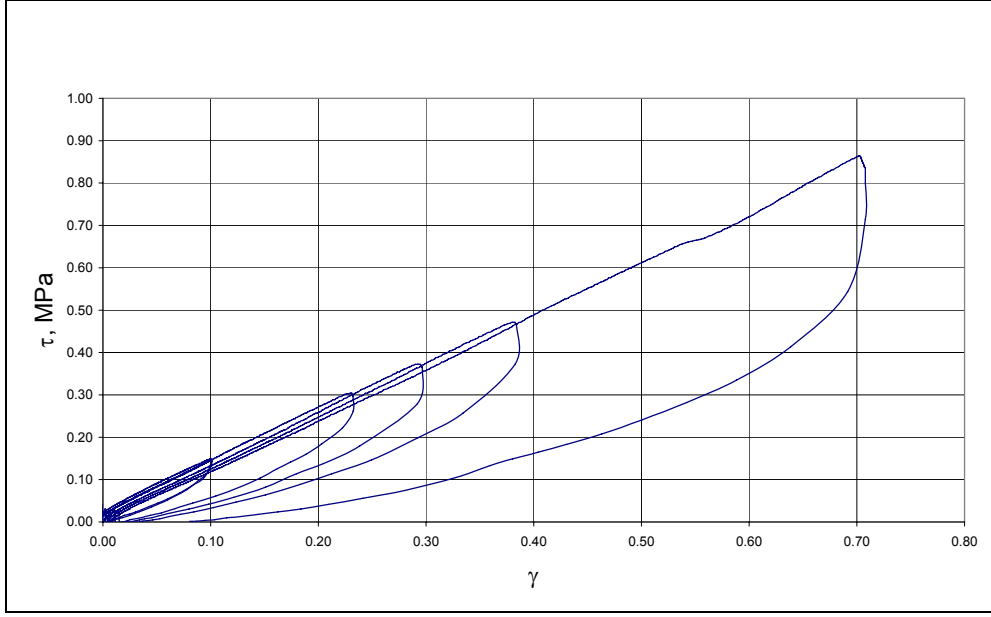


**Şekil 25 – P-ALYA boyuna gerilme - şekil değiştirme eğrisi**

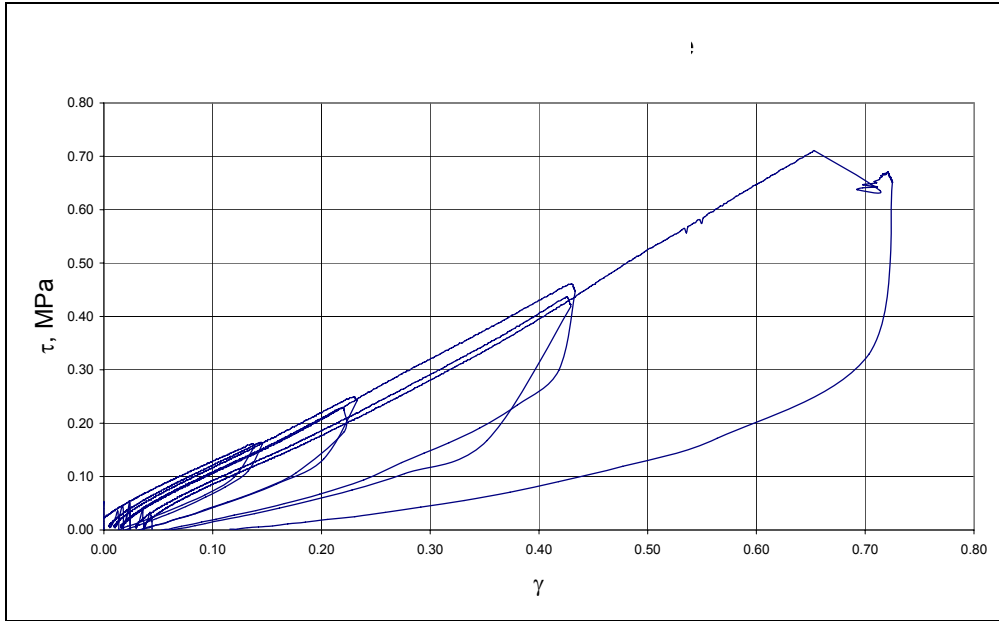


**Şekil 26 – P-ALYA enine gerilme - şekil değiştirme eğrisi**





**Şekil 27 – L-ALYA boyuna gerilme - şekil değiştirme eğrisi**



**Şekil 28 – L-ALYA enine gerilme - şekil değiştirme eğrisi**

**Tablo 3 – Kesme deneyi sonuçları**

Deney Numuneleri	Boyutlar (mm)	Yön	Yükseklik (mm)	Kesme Modül	Yatay Rijitlik
ELASTOMER	150x150x4	-	40	0.4 MPa	225 kN/m
G-ALYA	200x180 46	Boyun	46	1.85 MPa	1448 kN/m
G-ALYA	200x180x4	Enin	46	1.49 MPa	1166 kN/m
M-ALYA	200x190x4	Boyun	46	1.83 MPa	1512 kN/m
M-ALYA	200x190x4	Enin	46	1.78 MPa	1470 kN/m
P-ALYA	200x175x4	Boyun	40	1.41 MPa	1234 kN/m
P-ALYA	200	Enin	40	1.42 MPa	1243 kN/m
L-ALYA	200x180x5	Boyun	50	1.00 MPa	720 kN/m
L-ALYA	200x180x5	Enin	50	0.95 MPa	684 kN/m

Tablo 3'te de görüldüğü gibi ALYA'ların kesme dayanımları lastik markasına ve yükleme yönüne göre değişiklik göstermektedir. Boyuna yönde ALYA'lar kesme kuvvetine daha dayanıklı çıkmıştır. Kesme dayanımının yükleme yönüne göre farklı değerlerde çıkması, lastiğin dikdörtgen şekline ve lastik yüzeyinin yönlere göre oluşan desen farkına bağlı olduğu düşünülmektedir. Tablo 3'te verilen değerler ALYA'ların kesme modülünün yaklaşık değerleridir ve hesap aşamasında kullanılacak kesme modülü hakkında fikir vermektedir.

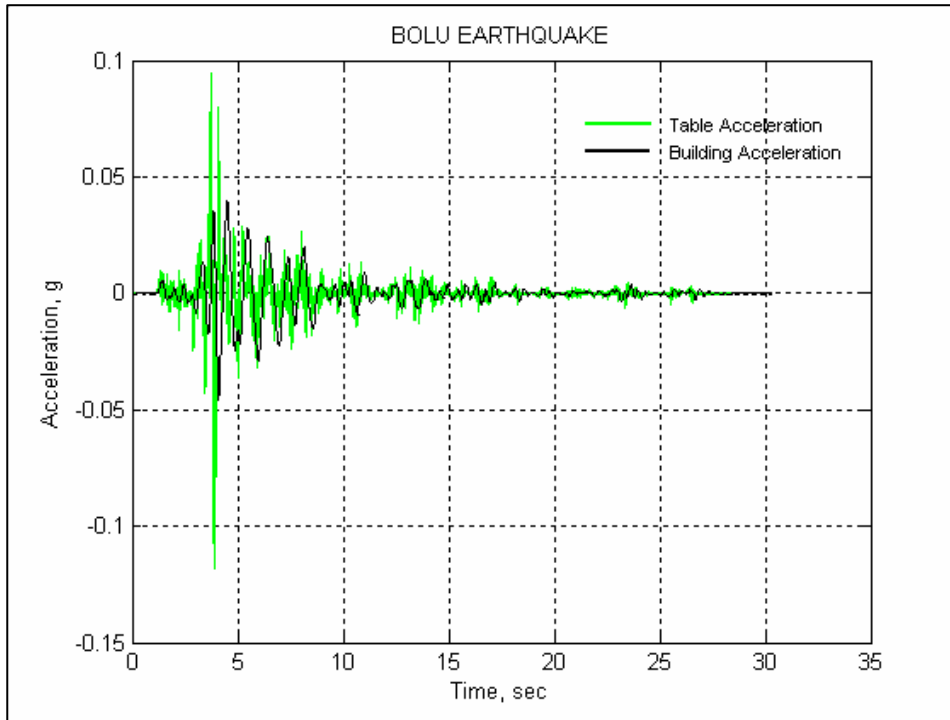
ALYA'ların ve elastomerin kesme dayanımı karşılaştırıldığında ALYA'ların 2,5 ila 4,5 kez daha rijit olduğu görülmektedir. Lastiklerin çevre koşullarına karşı dayanıklı olması gereksinimi ve bu yüzden daha sert kauçuk kullanılması, kesme modülünü artıran bir faktördür. ALYA'ların göreceli olarak sahip olduğu yüksek yatay yönde kesme modülü ve düşey yönde göreceli düşük kapasite, sismik bir yalıtım aracı olarak kullanılmasında engel olarak görülse dahi, yapılan dizayn örneklerinde ağır kütleler için (örneğin yığma yapı) başarıyla kullanılabildiği görülmüştür.

#### 4.2.4 Sarsma masası deney sonuçları

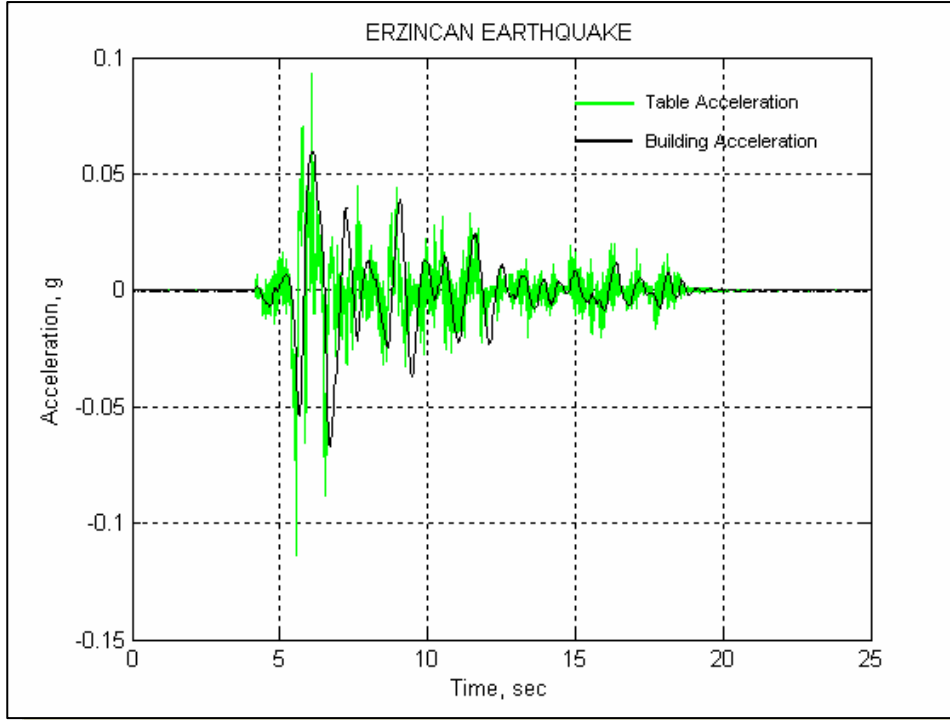
¼ ölçekli yığma yapılar, ODTÜ İnşaat Mühendisliği Yapı Mekaniği laboratuvarında bulunan orta ölçekli sarsma masası üzerinde gerçek depremlerin belirli oranlarda küçültülmüş kayıtları kullanılarak test edilmiştir. Bolu, Erzincan, Kobe, ve Norridge depremleri kullanılarak yapılan simülasyonlarda sırasıyla Şekil 29, Şekil 30, Şekil 31, ve Şekil 32 grafikleri elde edilmiştir. Bu grafiklerde masadan ve bina üzerinden okunan ivme değerleri zaman ekseninde yan yana konularak karşılaştırılmaktadırlar.

Sonuçlar karşılaştırıldığında, ALYA'nın küçük maketi ile ¼ ölçekli yığma yapı üzerinde yapılan deneylerde, yapıya etkiyen ivme kuvvetleri 1,46 ila 3,19 kat azalmıştır. Gerçek bir yapı üzerinde denendiğinde benzer sonuçların elde edilmesi beklenmektedir.

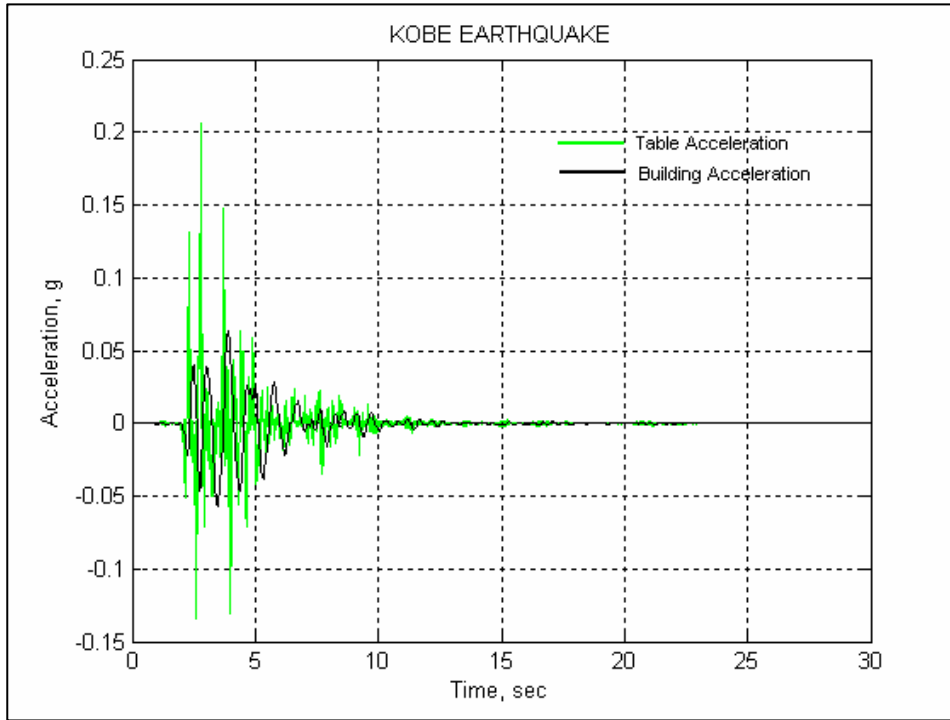
Sismik izolasyon ile yığma yapıya etkiyen yanal deprem kuvvetlerinin azaltılması, yapıyı güçlendirmeye benzer yönde etki yapmaktadır. Normal şartlarda yapının yıkılması ile sonuçlanacak bir depremde, binaya etkiyen kuvvetler 1,5 – 3 kat azalacağı için hasar oranı azalmakta, deprem performansı iyileşmekte, yıkım hali bazı durumlarda engellenebilmektedir.



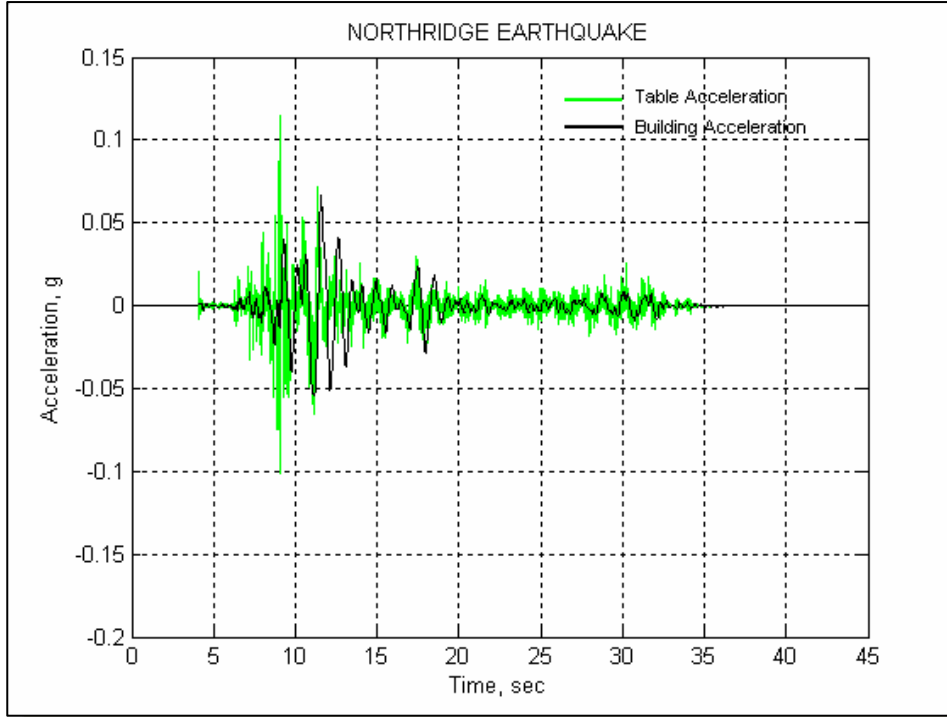
Şekil 29 – 1999 Bolu Depremi, 20%, masadan ve binadan alınan zaman eksenli ölçümler



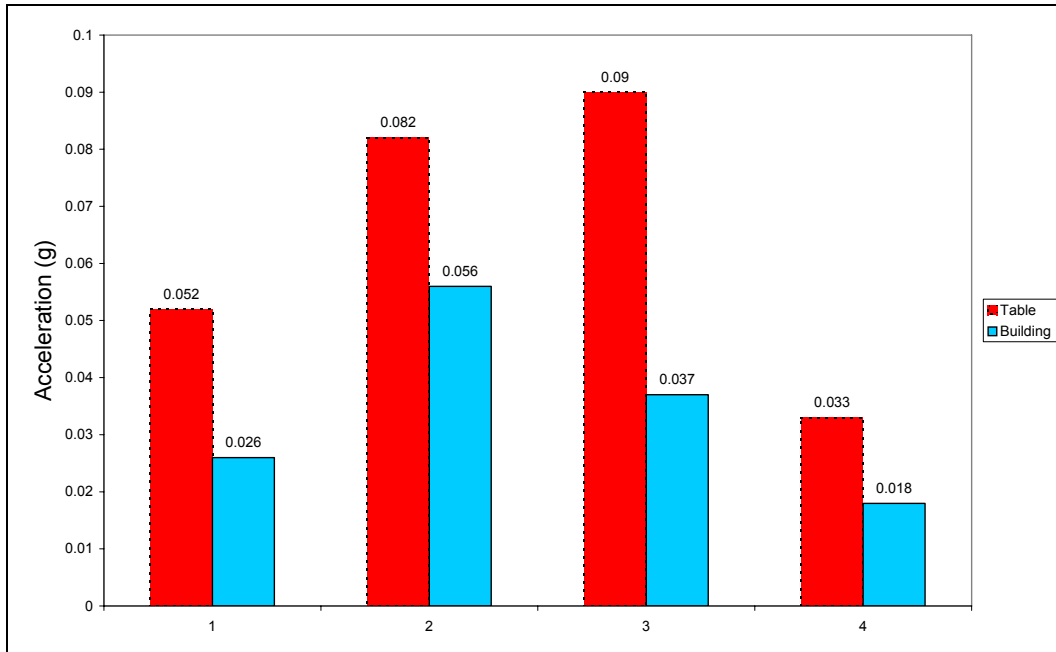
Şekil 30 – 1995 Erzincan Depremi, 20%, masadan ve binadan alınan zaman eksenli ölçümler



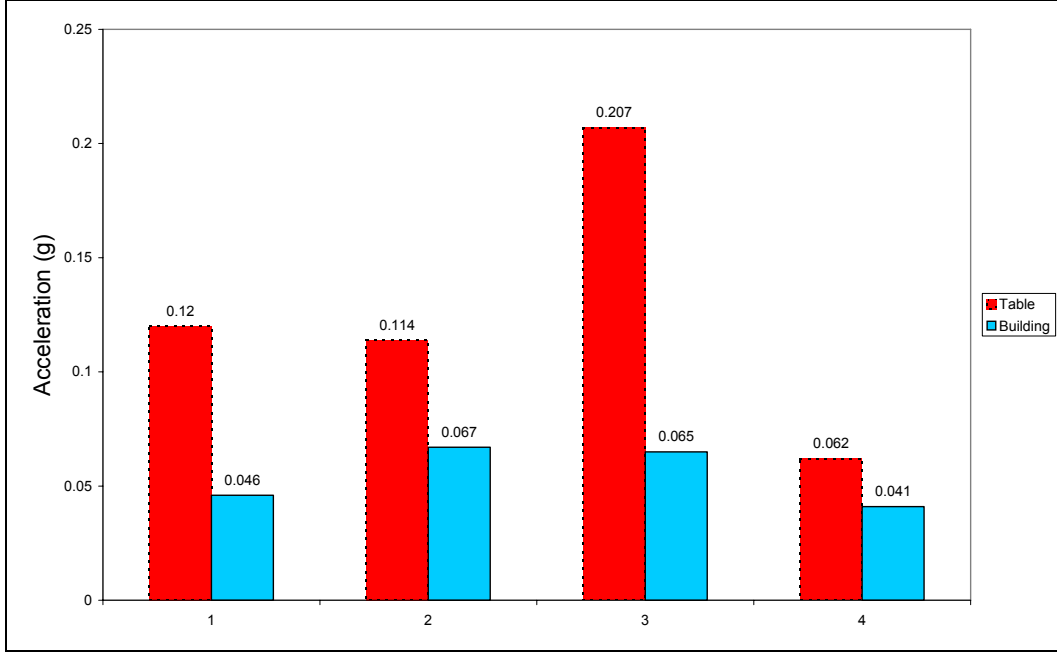
Şekil 31 – 1995 Kobe Depremi, 20%, masadan ve binadan alınan zaman eksenli ölçümler



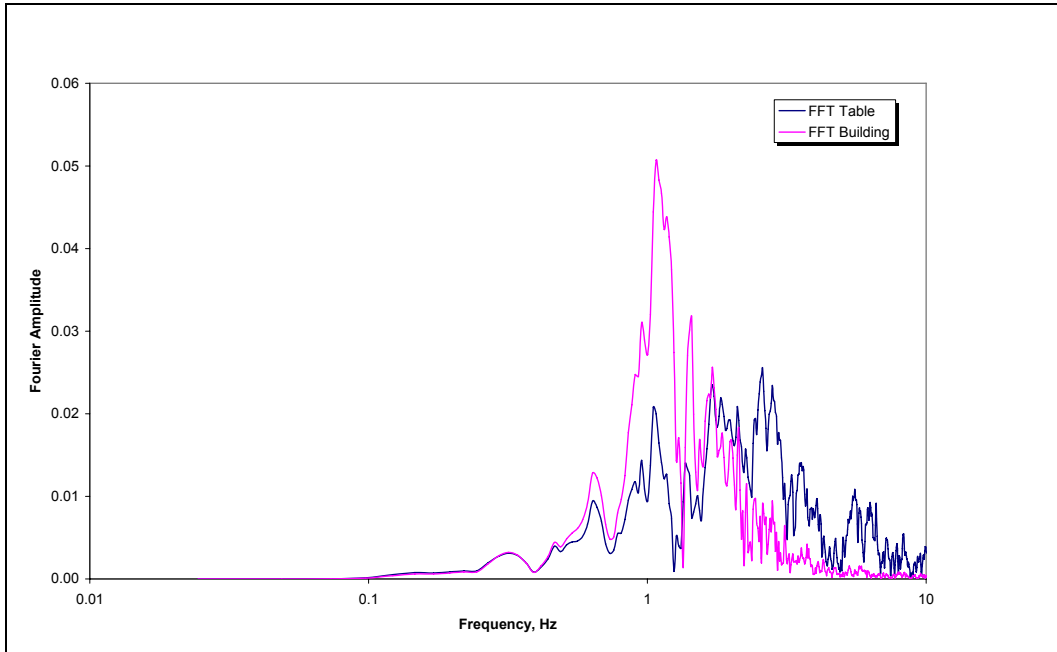
Şekil 32 – 1992 Northridge Depremi, 40%, masadan ve binadan alınan zaman eksenli ölçümler



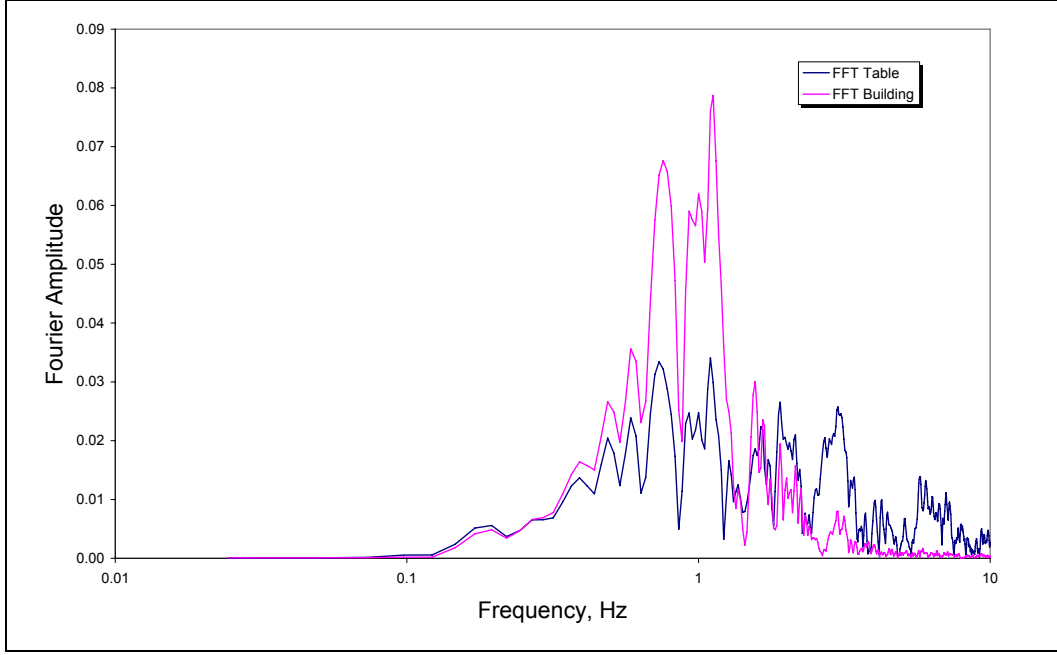
Şekil 33 – Masa ve yapıdan ölçülen en büyük ivmelerin karşılaştırılması (%10)



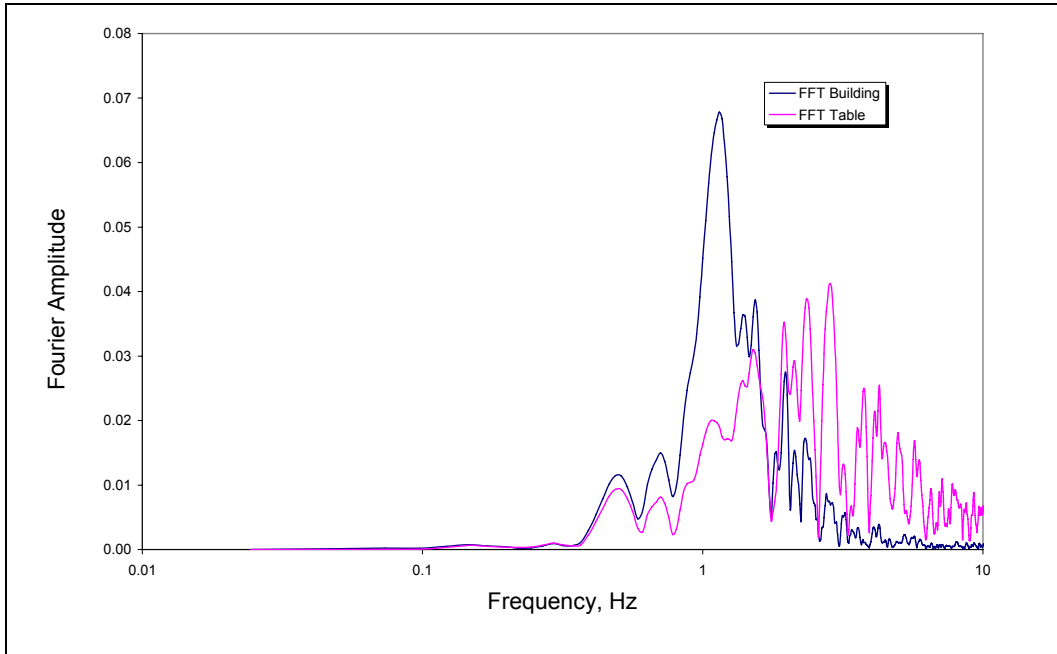
Şekil 34 – Masa ve yapıdan ölçülen en büyük ivmelerin karşılaştırılması (%20)



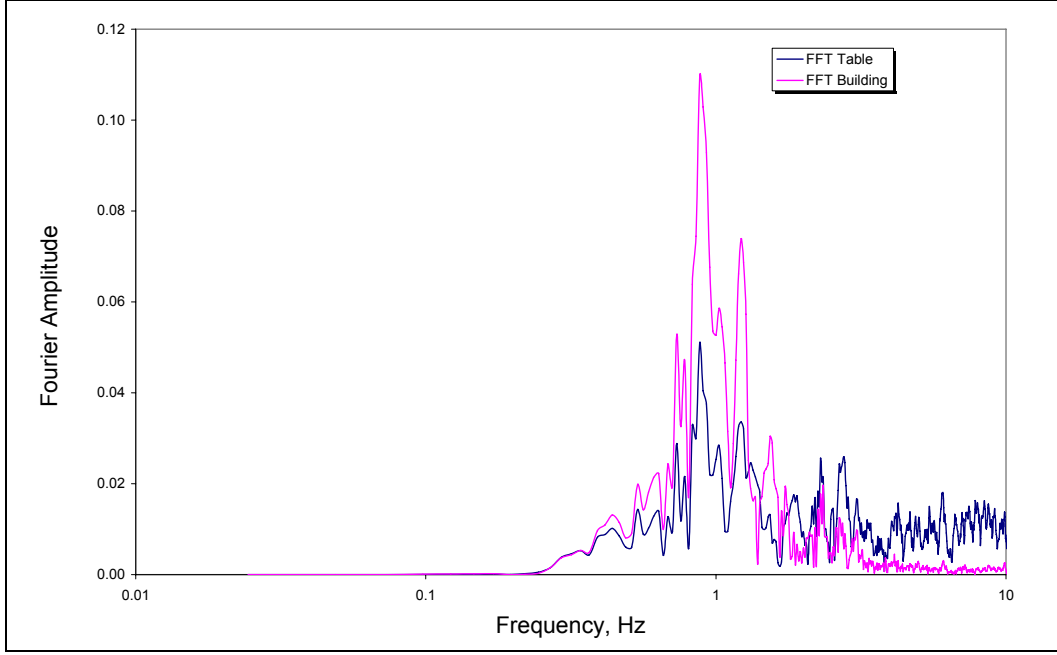
Şekil 35 – Bolu Depremi, masa ve binadan ölçülen verilerin FFT grafiği



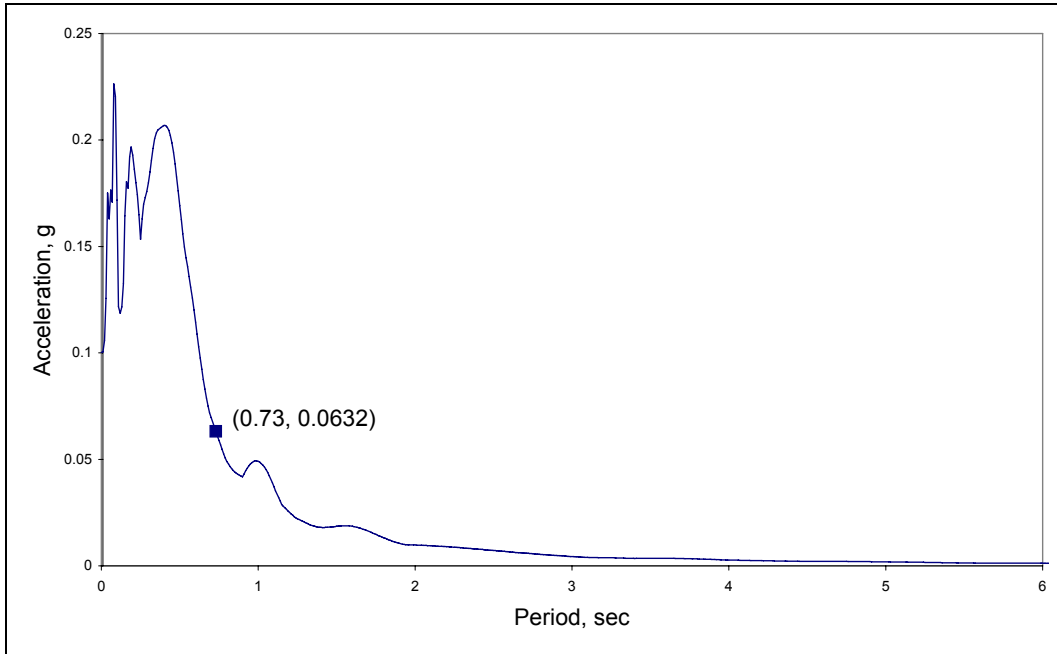
**Şekil 36 – Erzincan Depremi, masa ve binadan ölçülen verilerin FFT grafiği**



**Şekil 37 – Kobe Depremi, masa ve binadan ölçülen verilerin FFT grafiği**

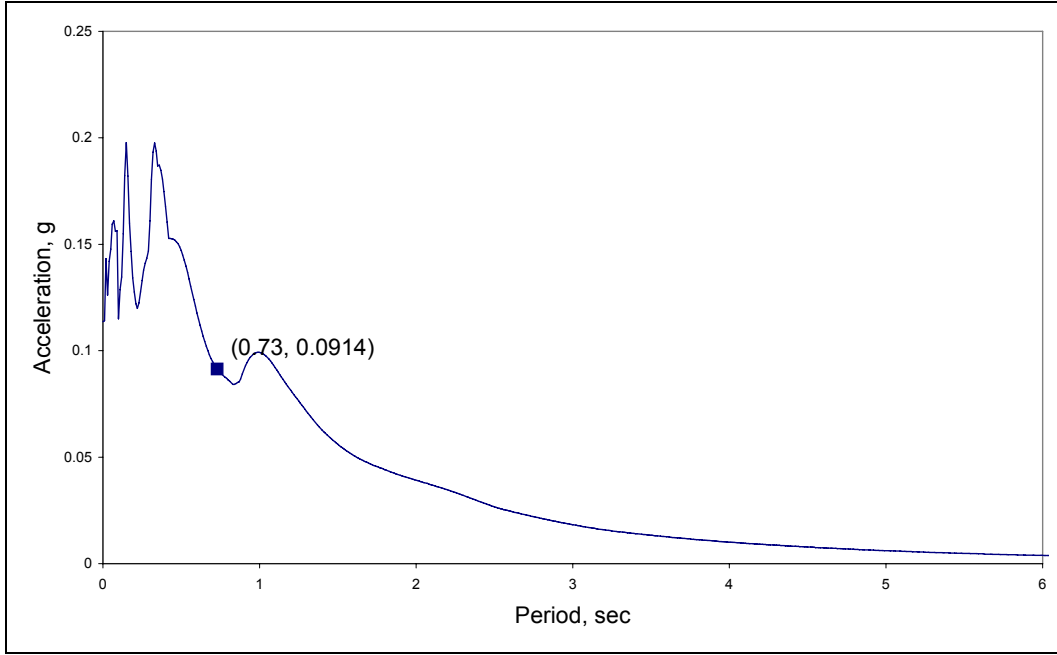


Şekil 38 – Northridge Depremi, masa ve binadan ölçülen verilerin FFT grafiği

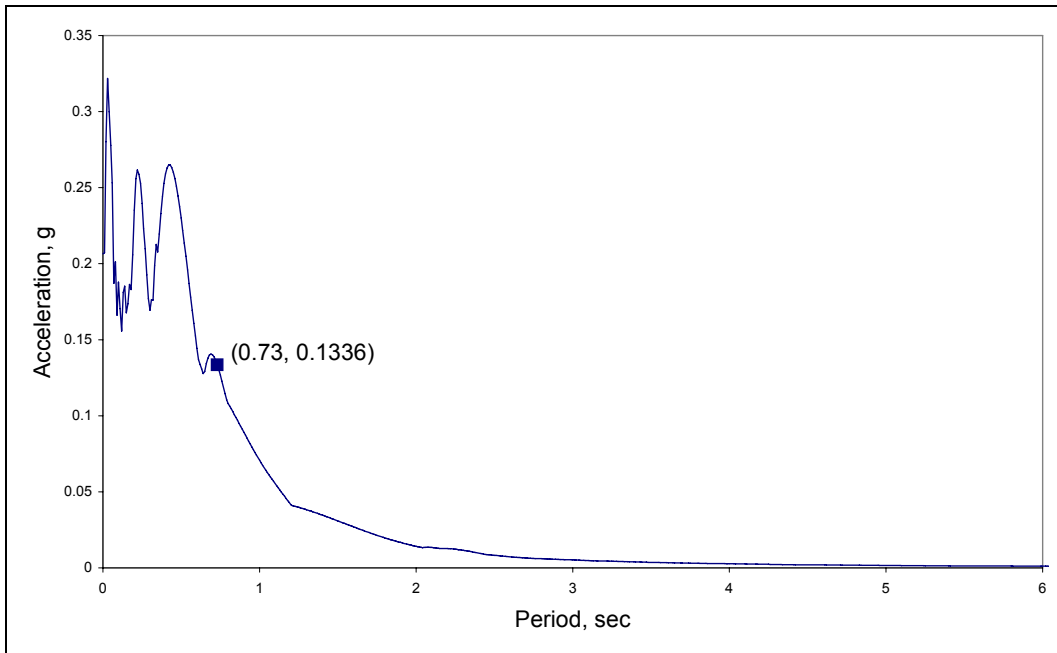


Şekil 39 – Bolu Depremi Tepki Spektrumu

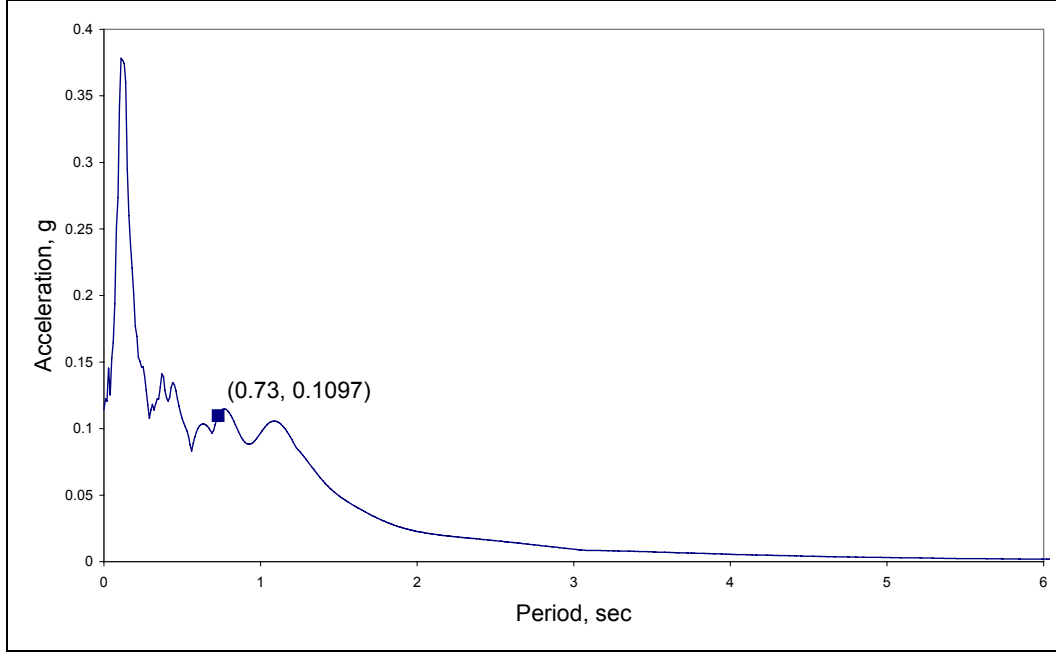




Şekil 40 – Erzincan Depremi Tepki Spektrumu



Şekil 41 – Kobe Depremi Tepki Spektrumu



Şekil 42 – Northridge Depremi Tepki Spektrumu

Tablo 4 – Ölçülen en büyük ivmeler (g)

Deprem	10 %		20 %		30 %		40 %	
	Masa	Bina	Masa	Bina	Masa	Bina	Masa	Bina
Bolu	0.052	0.026	0.120	0.046	-	-	-	-
Erzincan	0.082	0.056	0.114	0.067	-	-	-	-
Kobe	0.090	0.037	0.207	0.065	-	-	-	-
Northridge	0.033	0.018	0.062	0.041	0.092	0.058	0.115	0.067

Tablo 5 – İzolasyon ile elde edilen ivme azalma oranları

Deprem	10 %	20 %	30 %	40 %
Bolu	2.00	2.61	-	-
Erzincan	1.46	1.70	-	-
Kobe	2.43	3.19	-	-
Northridge	1.83	1.51	1.59	1.72

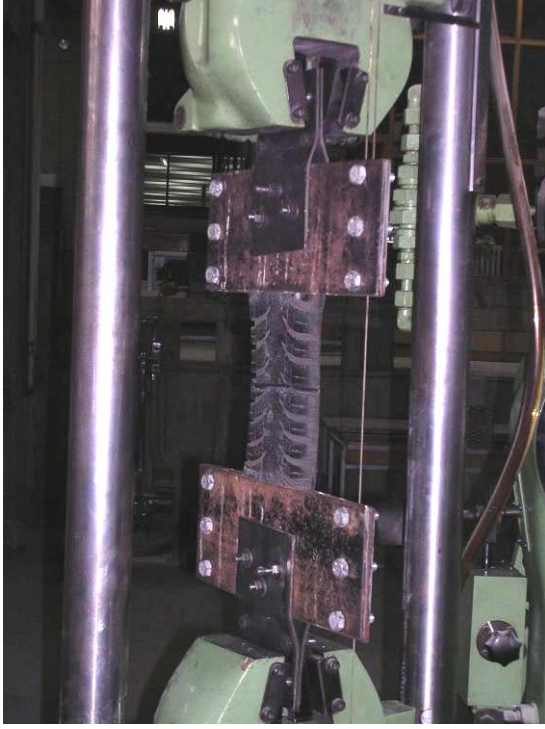
### **4.3. Atık Araba Lastiği Halkası (ALH) Malzeme deneyleri**

Yığma binalar genellikle, mühendislik eğitimi almamış ev sahipleri tarafından briket, tuğla, kerpiç ve taş gibi malzemeler kullanılarak inşa edilmektedir. Kışları evlerin içi sıcak, yazları da serin olması amacıyla, bu evlerin üzerleri ağır çatılar ile kapatılmaktadırlar. Bu ağır çatı yükü, deprem anında binanın zayıf yönündeki duvarlarını büyük bir kuvvet ile itmesine ve daha sonra yıkılmasına sebep olmaktadır. Mevcut güçlendirme tekniklerinin uygunabilirliği fakir ev sahipleri tarafından kolayca karşılanabilecek fiyatlara sahip olmamasının yanında kolay da değildir.

Bu çalışmada da atık araba lastikleri ile yığma binaların duvarlarına ard-germe uygulayarak, güçlü ve zayıf yönlerindeki duvarların, depreme karşı dayanıklılığını artırarak, deprem anında binanın yıkımını engellemek veya en azından geciktirmek amaçlanmıştır. Buna ilaveten, bu güçlendirme tekniğinin maliyetinin diğer tekniklere göre daha az olması amaçlanmıştır. Bugüne kadar, güçlendirme malzemesinin özelliklerini görmek amacıyla ODTÜ İnşaat Mühendisliği Bölümü Yapı Mekaniği Laboratuvarında birçok malzeme çekme ve geliştirilen tekniklerin uygulamasını içeren çok sayıda deney yapıldı. Bu deneylerin hepsinden olumlu sonuçlar elde edildi. Bu sonuçlar aşağıda açıklanmaktadır.

#### **4.3.1 Atık araba lastiklerinin çekme dayanımı, ön hazırlıklar**

Lastiğin esnek bir malzeme olmasından dolayı, kenarlarından tutturulup gerdirilmesi zordur. Bundan için, kapana benzer bir adaptör dizayn edildi ve atık lastik bandının çekme dayanımı ölçümü ODTÜ İnşaat Mühendisliği Malzeme Laboratuvarında yapıldı. Çekme kuvveti yeterli değere ulaştıktan sonra, kapana üzerindeki civataların çevresindeki kesme kuvvetlerinin artmasından dolayı, civataların geçtiği delikler genişledi ve lastik kenarlarından yırtılmak suretiyle kapandan kurtulup yaklaşık 3,5 ton'da koptu. Bu testin fotoğrafları aşağıda Şekil 43'de verilmektedir.



a) Test makinası



b) Atık araba lastik bandı

**Şekil 43 – Öncü Test fotoğrafları**

Atık araba lastik bandı çekme deneyinden sonra, bant kullanma fikrinden vazgeçilmiştir. Onun yerine lastiği halka biçiminde kullanarak, lastiğin çekme dayanımından daha fazla yararlanmak hedeflendi. Geçen deney sonuçlarına dayanarak, Dr. Ahmet Türer, Burhan Avcı ve Mustafa Gölalmış tarafından güçlü bir deney düzeneği ODTU İnşaat Mühendisliği Yapı Mekaniği Laboratuvarında hazırlandı ve yükleme makinasına bağlandı (Şekil 44).



a) Yükleme Makinası



b) Modifiye edilmiş test düzeneği

**Şekil 44 – Test Düzeneği**

İlk aşamada 19 adet tek lastik halkası çekme deneyleri yapıldı. Bu lastikler dokuz farklı lastik markasına aittir. Bu deneylere göre, lastiklerin ortalama çekme dayanımı 136 kN çıkmıştır. Bunun yanında, yığma bina duvarlarına ard-germe kuvvetini vermek için, uygun uzunlukta lastik boyu elde etmek gerekmektedir. Bundan dolayı, lastikleri birbirleriyle birleştirmek amacıyla beş farklı bağlantı deneyleri yapıldı ve aralarından en uygun olanı (9 ton çekme dayanımı sahip olan), yani kapasitesine göre maliyeti uygun olan seçildi (Şekil 45b).



a) Tek Lastik Çekme Testi

b) Birleştirilmiş Lastik Çekme testi

Şekil 45 – Lastik Çekme Testleri

#### 4.3.2 Araba lastiği malzeme deneyleri

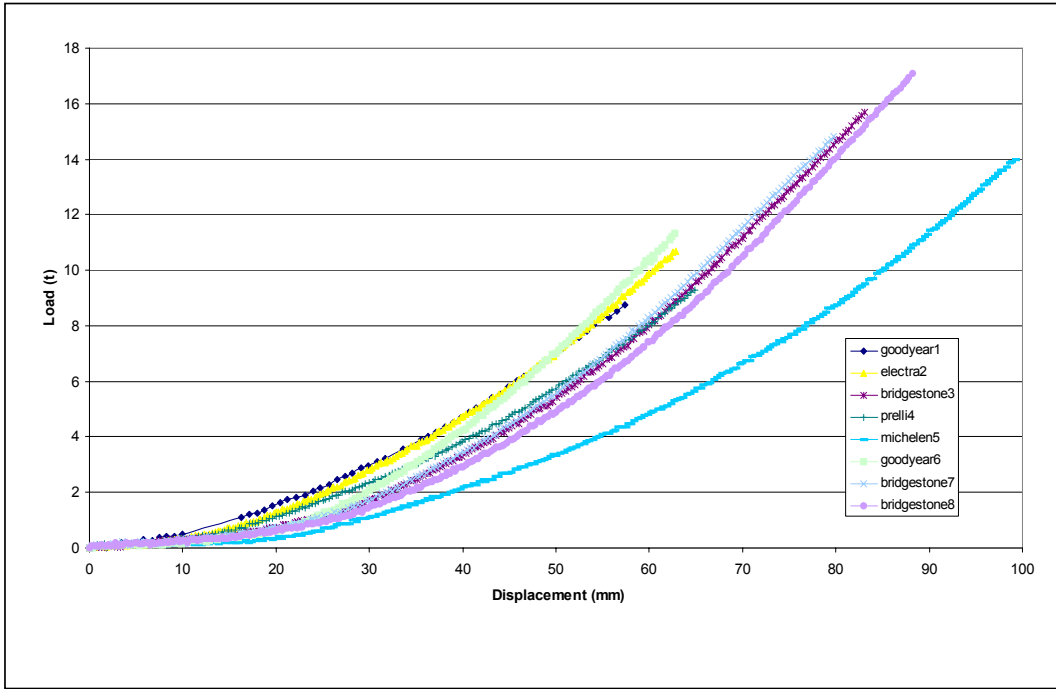
Konuyla ilgili kullanılan terimler Şekil 46'da verilmektedir.



Şekil 46 – Atık araba lastiği ile ilgili kullanılan bazı terimler



Lastiklerin çekme dayanımları Şekil 47’de görülen çekme aparatı vasıtasıyla test edilmiştir. Lastik halkalarının 8 ila 17 ton arası değişen eksenel yük değerlerinde kopmuştur. Birden fazla lastiği birbirine bağlamak için yapılan testlerde (Şekil 48) iki borunun yanlarından açılan deliklerden geçirilen somunlu civatalar kullanılmıştır.

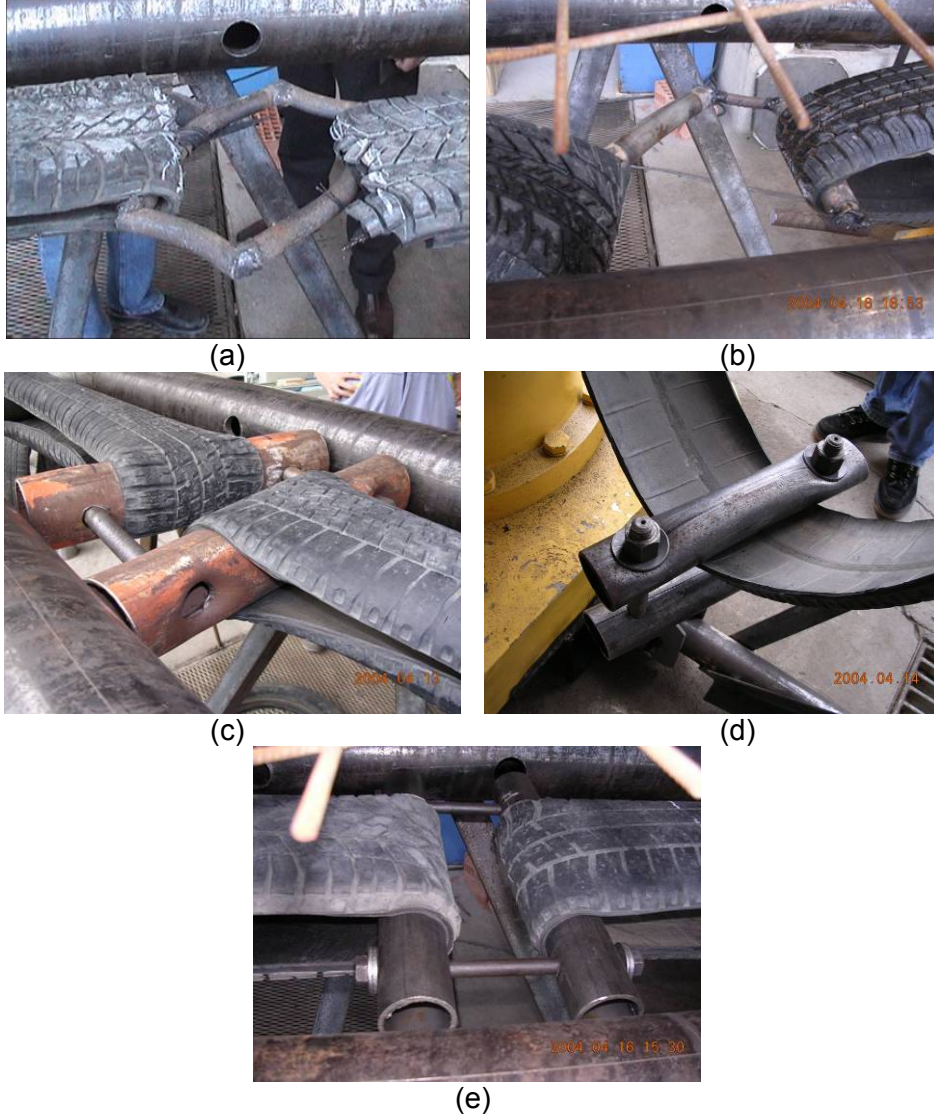


Şekil 47 – Atık Lastik Halkası Tipik Çekme Testi Sonucu



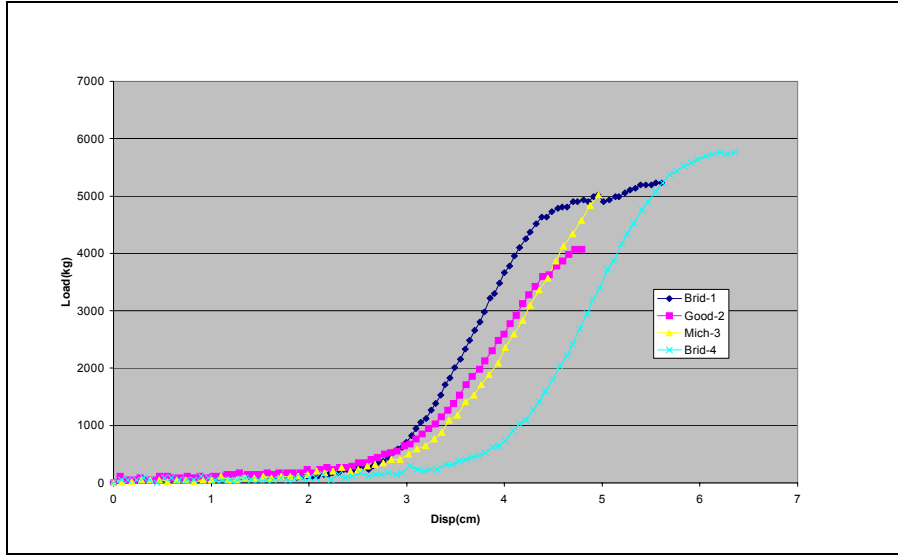
Şekil 48 – Bağlantı aparatlarının test edilmesi

Denenen farklı aparatlar Şekil 49'da görülmektedir. Çekme deneyleri sonucunda kaynaklı bağlantılara güvenilemeyeceği, borulu bağlantıların zımbalama ya da ezilme sorununun Şekil 49(e)'de görünen bağlantı ile çözülebildiği görülmektedir.



**Şekil 49 – Denenen farklı bağlantı aparatları**

Araba lastiği halkaları (ALH) çekme deneylerine ek olarak araba lastiği rim halkası çekme deneyleri de yapılmıştır. Bu halkaların içinde spiral olarak dönen çelik teller bulunmaktadır. Çekme çalışmaları sonucunda her halkanın yaklaşık 4-5 ton eksenel yükte koptuğu, fakat her lastikte iki adet halka olduğu için, bu halkalar yan yana kullanılırsa, 10 tona kadar eksenel yük taşıyabilecekleri görülmüştür (Şekil 50).



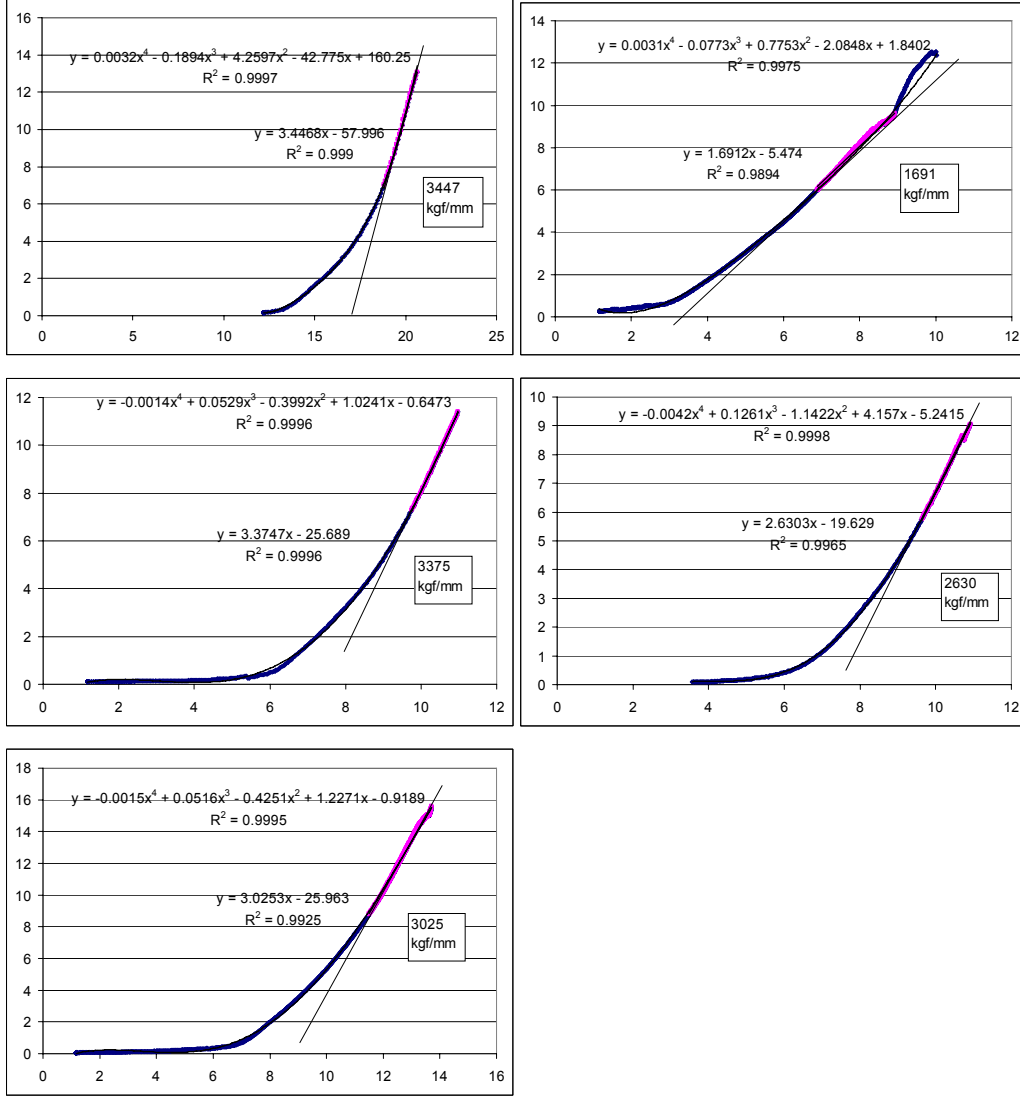
Şekil 50 – Rim Halkalarının Çekme Testleri

### 4.3.3 Lastik halkalarının çekme dayanımlarının lastik boyutları ile ilişkilendirilebilmesi için yapılan ek lastik çekme deneyleri

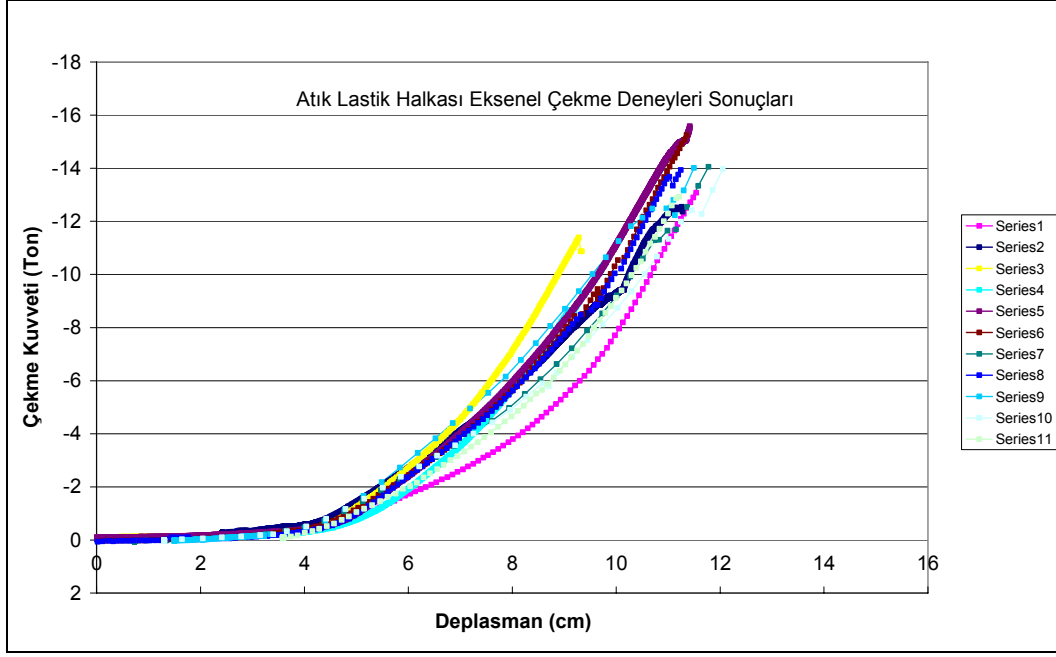
Araba lastikleri üzerine yapılan testlerle ilgili bir makale projenin ikinci yılı sonuna doğru "Materials and Structures" dergisine gönderilmişti. Makaleye gelen değerlendirmede, lastikler ile yapılan çekme deneylerinde, lastiklerin kesit bilgilerinin de (genişlik ve kalınlık) okunarak aksenal kuvvet yerine aksenal çekme gerilmesi cinsinden yazılması istenmektedir. Ayrıca, teorik olarak lastik uygulamasının faydasının yanında pratik olarak yapılan testlere de yer verilmesi istenmiştir. Bu sebeple yapılan yeni seri testlerde lastik aksenal kuvvet ve deplasman verilerine ek olarak lastiğin kesit alanı (kalınlık ve genişlik) bilgileri de okunmuştur. Yapılan 11 adet çekme deneyinin sonucunda kuvvet ve çekme kuvveti



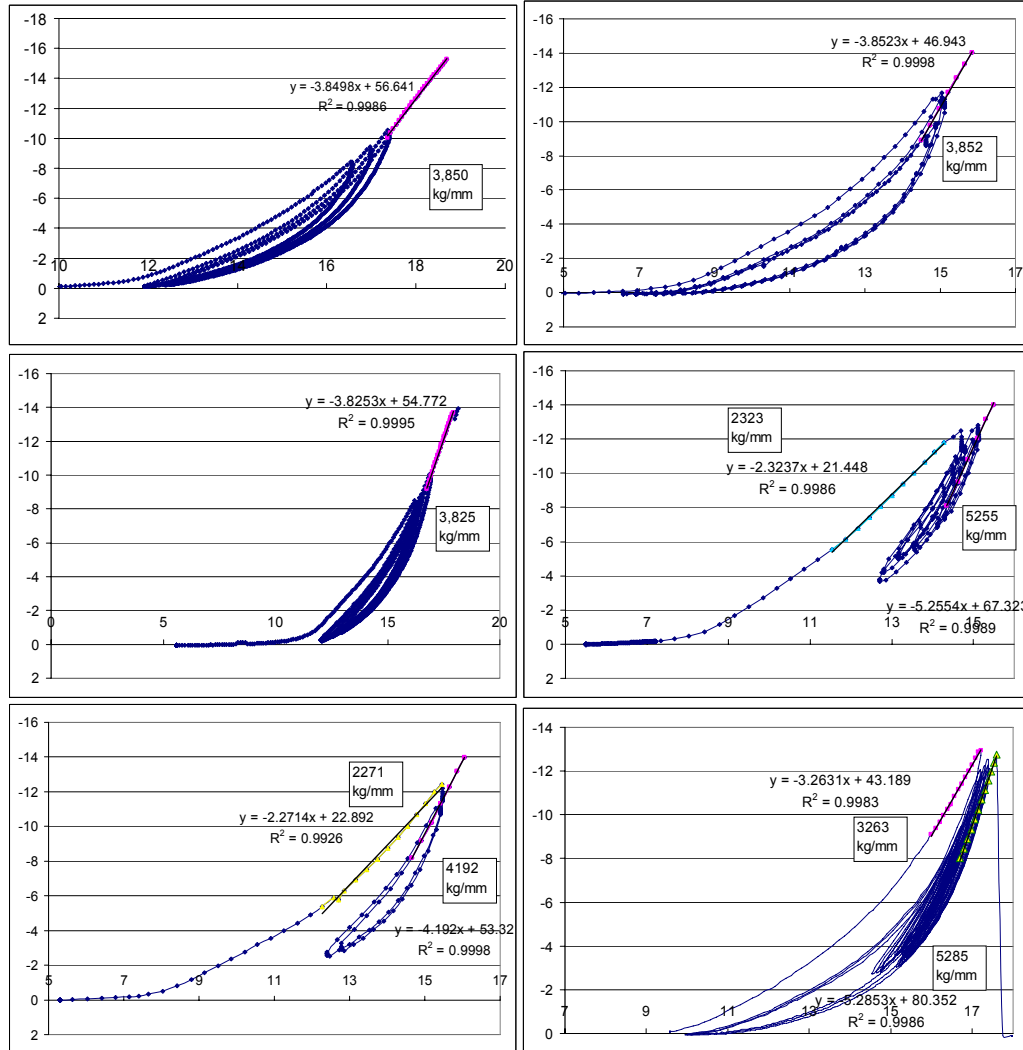
arasındaki ilişki hesaplanmış (Şekil 51, Şekil 52), tekrarlanır yükleme altındaki davranışı incelenmiş (Şekil 53) ve gerilme – şekil değiştirme özelliği incelenmiştir (Şekil 54). Bu çalışmalar sonucunda ALH'lerin rijitliğinin (K) ortalama 30 kN/mm olduğu ve elastik modül (E) değerlerinin 500 MPa ile 1200 MPa arasında değiştiği görülmüştür.



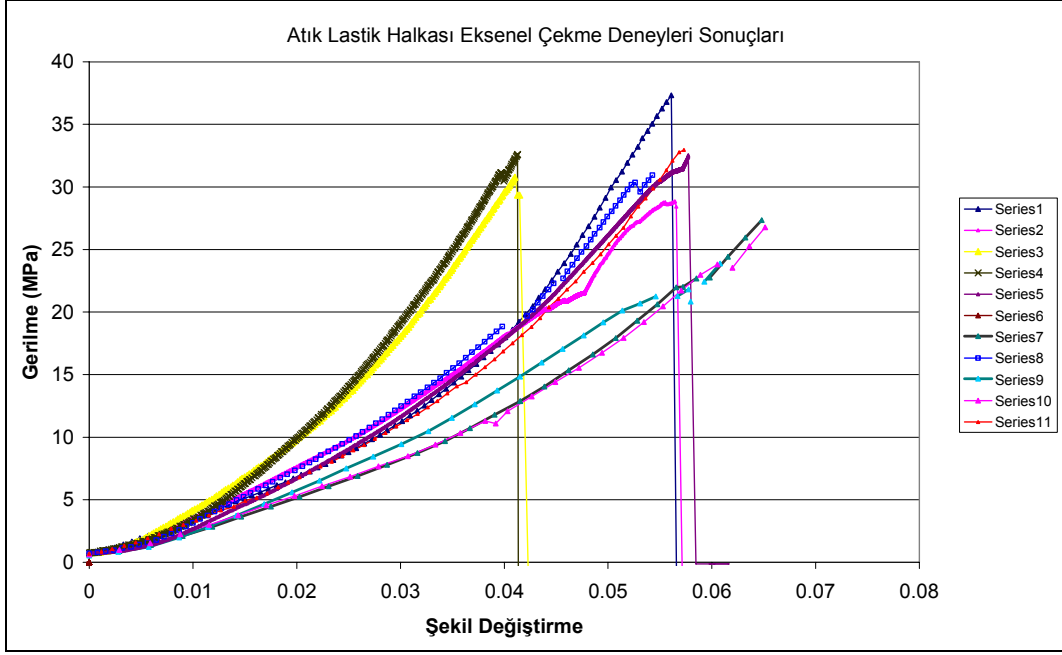
Şekil 51 – Lastik halkası rijitlik değeri hesaplanan yük – deplasman grafikleri



Şekil 52 – Lastik halkası çekme yük – deplasman grafiği

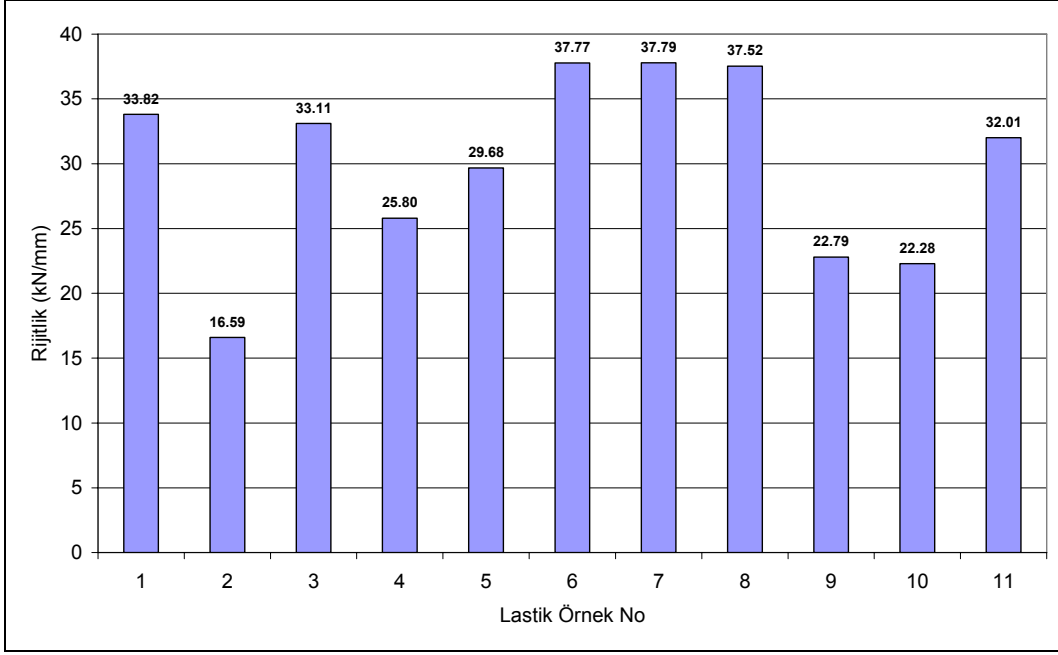


Şekil 53 – Lastik halkası çevrimsel çekme yük – deplasman grafiği

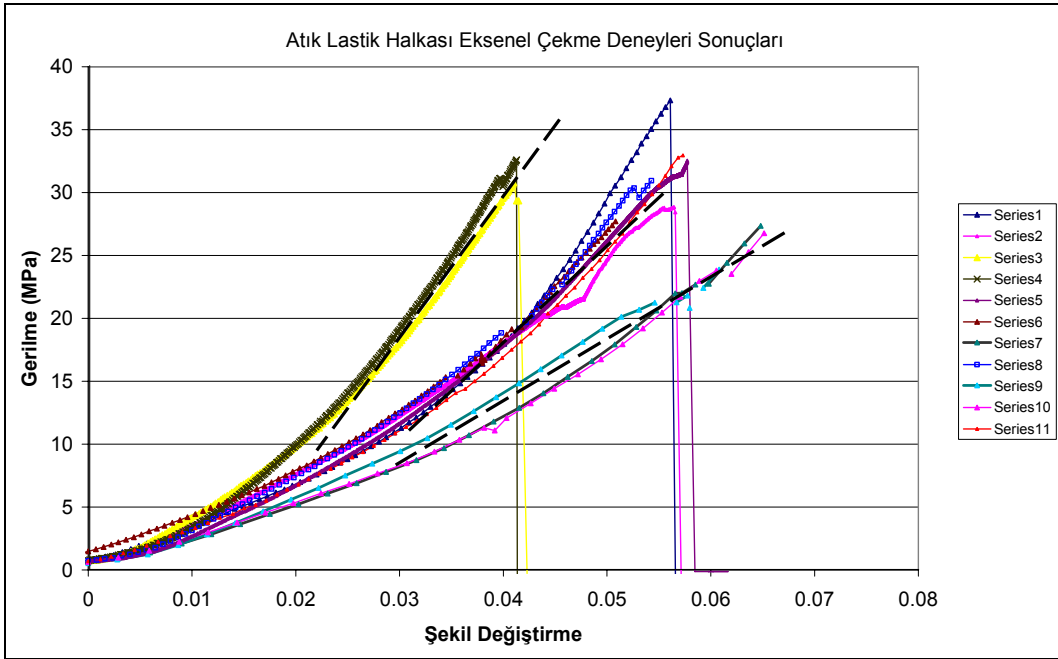


**Şekil 54 – Lastik halkası çekme gerilme – şekil değiştirme grafiği**

Lastik halkalarının yük-deplasman grafiği incelendiğinde lastiklerin genel davranışının benzer olduğu görülmektedir (Şekil 52). Eksenel çekme kuvveti, lastik kesit alanına bölünerek kesitte oluşan çekme gerilmesi hesaplanıp, şekil değiştirme miktarına karşı grafiği çizildiğinde lastiklerin sertliği hakkında fikir sahibi olunmaktadır (Şekil 54). Lastiklerin yükleme deplasman grafiklerine doğrusal çizgi yerleştirilerek elde edilen rijitlik değerleri Şekil 55’de verilmektedir. Lastik halkası rijitliklerinin elde edilmesine rağmen, lastiklerin kesit alanına ve boyuna bölünerek elde edilen gerilme – şekil değiştirme grafikleri incelendiğinde (Şekil 54) lastiklerin elastik modül değerlerinin farklılıklar gösterdiği gözlemlenmektedir. Bu durumda 3 ve 4 nolu lastiklerin sert olduğu, 1,2,5,6,8,11 nolu lastiklerin orta sertlikte, ve 7,9,10 nolu lastiklerin yumuşak olduğu anlaşılmaktadır. Şekil 56’da çekme gerilmesi – şekil değiştirme grafiği daha dikkatle incelendiğinde, elastik modül değerlerinin üç grup altında toplanabildiği görülmektedir. Bu üç gruba ait ortalama değerler 1121, 768, ve 491 MPa olarak bulunmuştur. Lastiğin içinde bulunan çelik hasır ile volkanize olan lastik kompozit bir yapı oluşturmaktadır. Hesaplanan değerler, çeliğin elastik modülü (206000 MPa) ile karşılaştırıldığında, yaklaşık olarak 200, 300, ve 400 kat küçük oldukları görülmektedir.



**Şekil 55 – Lastik halkası çekme rijitlik değerleri**



**Şekil 56 – Lastiklerin eksenel elastik modüllerinin yaklaşık olarak elde edilmesi**

Daha önceki raporlarda ALYA (Atık Lastik Yastığı) üzerinde yapılan kesme deneylerinde kesme modülü (G) yaklaşık olarak 1 MPa civarında hesaplanmıştı. Yükleme eksenine paralel yönde bulunan çelik hasırın bu deneyde etkisinin yok sayılabileceği ve araba lastiğinde kullanılan malzemenin elastik modülünün (E) yaklaşık olarak 3 MPa civarında olacağı (lastiğin sıkışmayan malzeme olarak kabul edildiğinde) hesaplanabilir. Eşit deplasman altında kuvvetler dengesi gözetildiğinde,

$$(EA)_1+(EA)_2=(EA)_{comp}$$

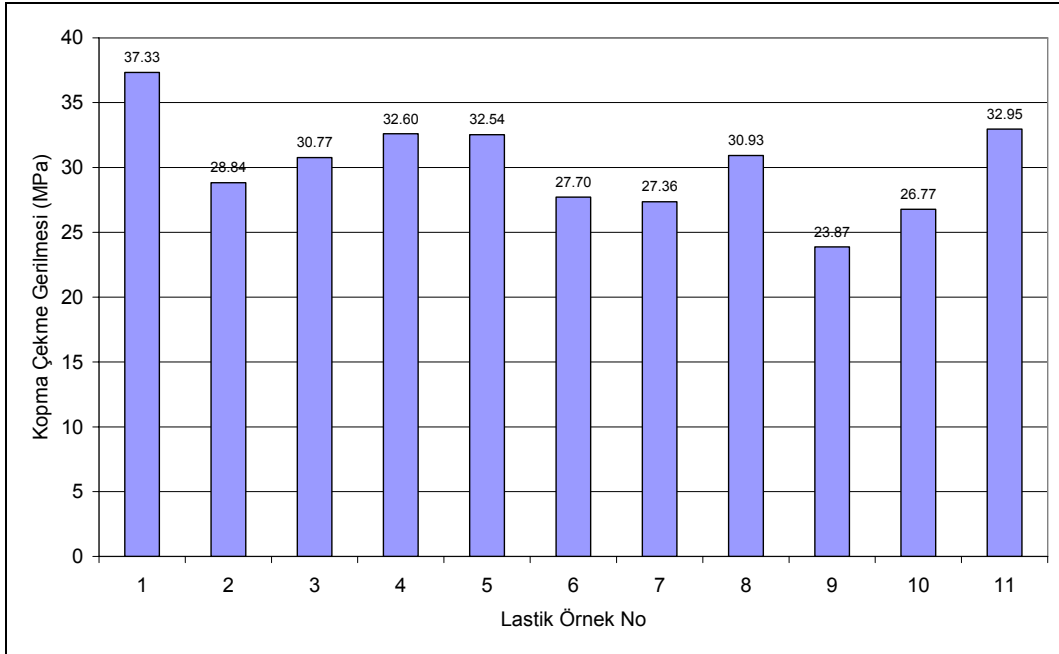
ilişkisi kullanılarak malzemelerin alanları arasındaki oran hesaplanabilir.

$$(206000 \times A_{\text{çelik}})_1 + (3 \times A_{\text{lastik}}) = (1121 A_{\text{toplam}})$$

$$A_{\text{çelik}} + A_{\text{lastik}} = A_{\text{toplam}}$$

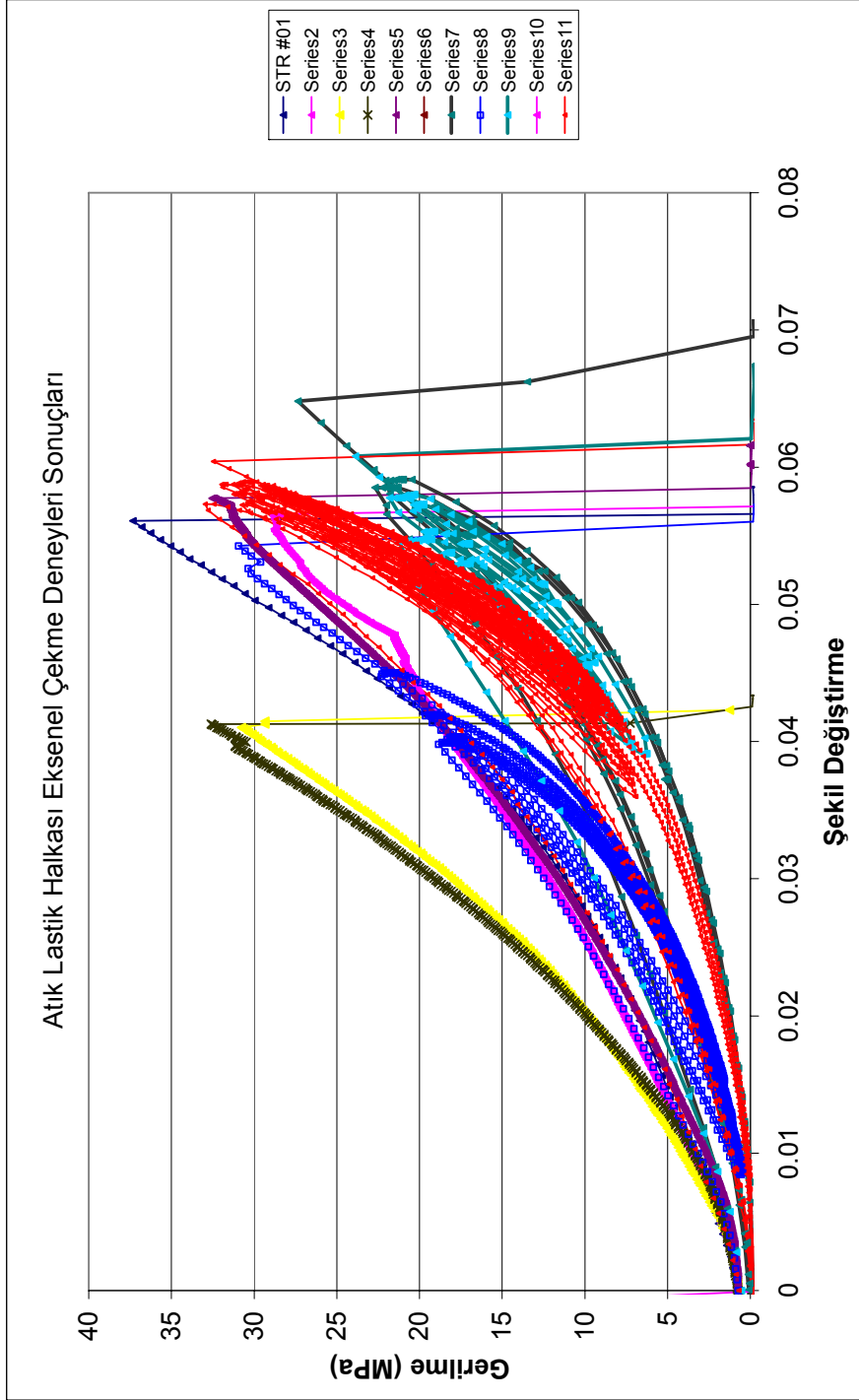
İki denklem sadeleştirilerek hesaplanan alan oranları, daha önce hesaplanan elastik modülüs oranlarına (lastiğin çeliğe göre çok daha esnek olması sebebiyle) benzemektedir. Net alan oranları 1/183, 1/268, 1/421 olarak hesaplanmıştır.

Yapılan testler neticesinde elde edilen şekil değiştirme – aksenal gerilme grafiklerinden kopma dayanımları kolon grafiği olarak Şekil 57’de verilmektedir. Ortalama kopma gerilmesi 30 MPa, ortalama kopma dayanımı 13,22 ton (130 kN) olarak hesaplanmıştır. 130 kN kopma dayanımı, daha önce yapılan çekme testleri ile uyum içersindedir.



**Şekil 57 – Lastik halkaları kopma gerilmesi değerleri**

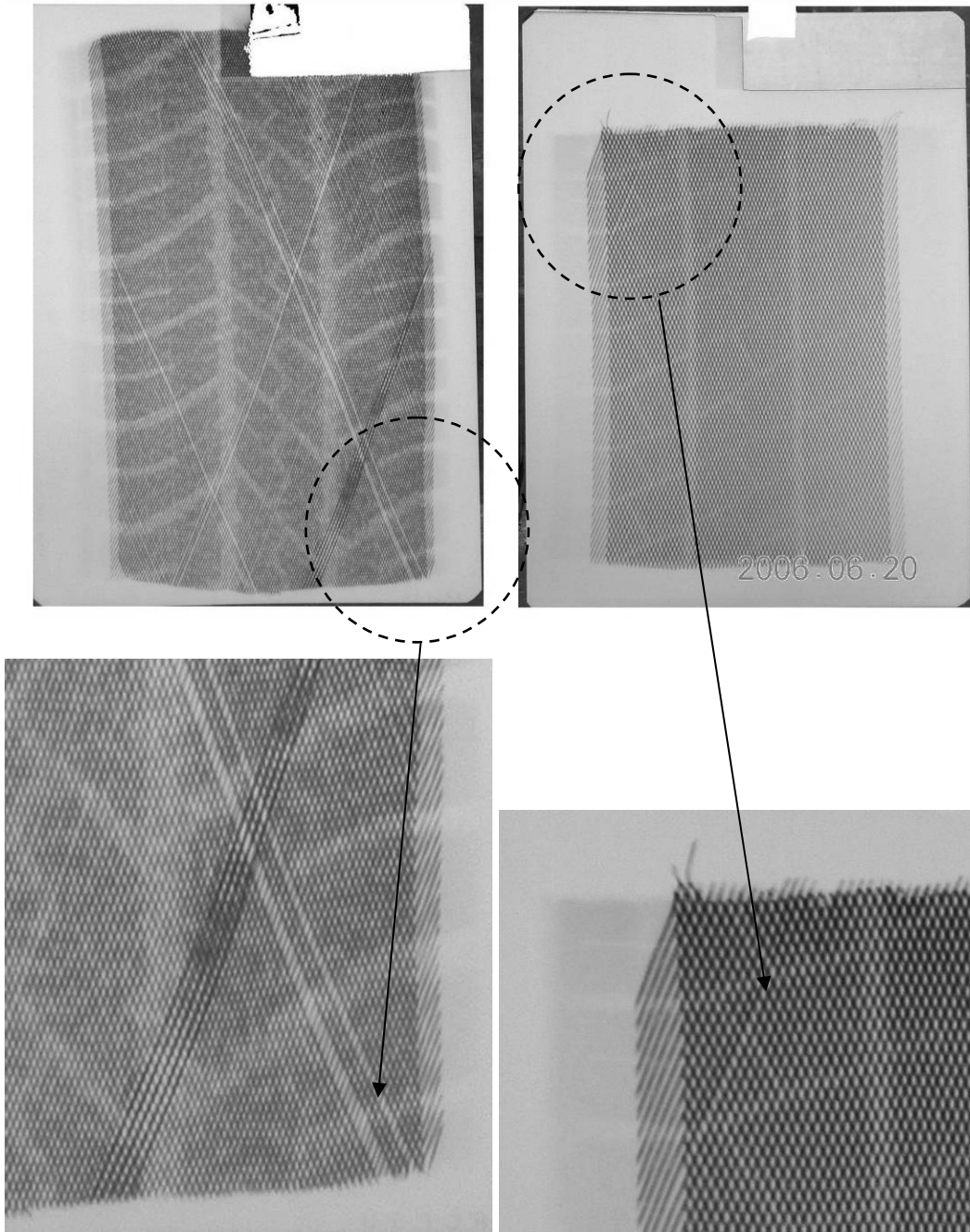
Lastik halkası çekme deneyleri sırasında tekrarlanır yükleme de yapılmış ve davranışa olan etkisi araştırılmıştır (Şekil 53, Şekil 58). Çekme kuvveti altında yüklenen lastikteki kuvvet azaltılıp çoğaltılarak yapılan çalışmada, lastiğin 0,5 ila 1 cm’e yakın miktarda sündüğü ve rijitliğinde 2 kata yakın artışlar olduğu gözlemlenmiştir. Örneğin, 9, 10, 11 nolu lastiklerde sırasıyla 2.3, 1.8, ve 1.6 kat rijitlik artışı olmuştur.



**Şekil 58 – Lastik halkası çekme gerilme – şekil değiştirme grafiği (tekrarlanır)**

Araba lastiği parçalarının içinde bulunan hasır çelik yerleşimini görmek için X-Ray ile lastik parçalarının röntgeni çekilmiştir (Şekil 59). Çekilen filmde, çelik hasır net olarak görülmektedir. Film dikkatlice incelendiğinde, hasır çelik kablolarının süresiz olduğu ve lastik kenarlarında kesilerek bittiği görülmektedir. Bu durumda, lastik üzerine verilecek eksenel yük artırılırken, kabloların bir kısmının lastik içinden sıyrarak çıkması muhtemeldir. Süresiz olan çelik hasır parçaları arasında yük aktarımı lastik malzeme tarafından gerçekleştirilmektedir.

Ayrıca, örneklerden birinden alınan x-ray görüntüsü yardımı ile, hasırı oluşturan birkaç kablonun eksik olduğu da görülmüştür (Şekil 59).



Şekil 59 – Lastik parçalarının röntgen filmi ve hasır çelik yerleşimi

#### 4.3.4 Araba lastiğinin zamana ve sıcaklığa bağlı davranışı

Araba lastiğinde bulunan kauçuk malzemenin visko-elastik özelliğe sahip olması ve zamanla sünerek üzerinde bulunan gergi kuvvetini azaltması mümkün olabilir. ALH'nin bu özelliğini araştırmak için, Şekil 60'da araba lastiğinin zamana bağlı yük kaybının ölçülmesi



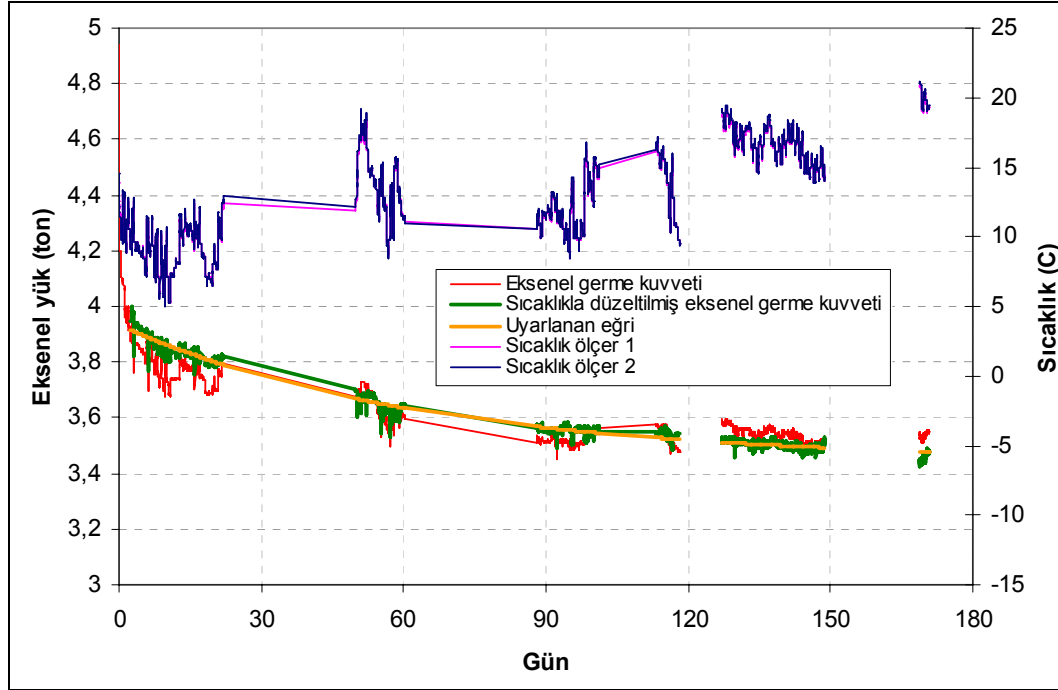
için kurulan deney düzeneği görülmektedir. Germe aparatına bağlanan sıcaklık ve şekil değiştirme ölçüm cihazları kullanılarak önce yük – şekil değiştirme arasındaki ilişki için kalibrasyon yapılmış daha sonra da lastiğin zamana bağlı eksenel yük değişimi incelenmiştir.



**Şekil 60 – Lastik germe aparatı**

Başlangıçta lastiğe 5 ton (50 kN) eksenel çekme kuvveti uygulanmıştır. 5 ton (50 kN) yükün 0,8 tonu (8 kN) ilk uygulamadan hemen sonra kaybedilmiştir. İlk yüklemde 7 gün sonra da 5 ton (50 kN) yükün %25'i kaybedilmiştir. Daha uzun süreli okumalarda, lastiğin sıcaklığa bağlı değişimini okunan verilerden ayırıştırabilmek için sıcaklık okumaları kullanılmıştır. Lastiğin 170 gün içinde maruz kaldığı 5 C° ile 20 C° arasındaki sıcaklıklarda sahip olduğu eksenel yük ve değişimi Şekil 61'te verilmiştir.





Şekil 61 – Lastiğin aksel yük – zaman eğrisi

Sıcaklık değerleri doğrultusunda düzeltilmiş çekme dayanım eğrisi Şekil 61’te yeşil ile gösterilmiştir. Bu veriye grafikte de görüldüğü gibi eksponansiyel bir eğri uyarlanabilir. Elde edilen eğrinin denklemi lastik üzerindeki çekme yükü ile zaman arasındaki bağıntıyı verir. Denklem şu şekilde ifade edilebilir;

$$y(t) = 3.445 + 0.488 * e^{(-t*0.01569)}$$

Denklemden ifade edilen “t” değeri gün cinsinden zamanı, “y(t)” ise ton cinsinden lastik üzerindeki yükü verir. “t” değeri sonsuza giderken lastik üzerindeki yük de 3,445 tona yaklaşır. 170 gün sonunda oluşan yük kaybı ilk yüklemeye göre %30’dur. Eğer ilk yükleme normal değerlerin %45’i kadar fazla olursa (yani 5 tonun %145’i = 7,25 ton) lastik üzerinde uzun zaman sonra oluşacak hedeflenen yük olan 5 tona ulaşılabilir. Böylece lastik üzerindeki yük, tüm zamanlarda 5 ton’un altına inmez. Ayrıca ilk yükleme anında yük kaybı fazla olduğundan ilk yüklemeye bir hafta sonra lastik üzerindeki gerilme kuvveti hedeflenen yükün %117’si yapılırsa (yani 5,85 ton) toplam yük kaybı minimuma indirilebilir.

#### 4.4. Zayıf yöndeki (düzlem dışı) yığma duvar testleri

Daha önceden belirtildiği gibi, yığma yapıların üzerlerindeki ağır çatı yükü, deprem anında zayıf yönündeki duvarlar üzerinde büyük bir yanal kuvvet oluşmasına sebep olmaktadır ve bu kuvvet, binanın yıkılmasına sebep olmaktadır. Bu önerilen yeni güçlendirme

teknığının zayıf yöndeki yığma duvarlar üzerindeki etkisini görmek amacıyla, beş adet birebir ölçekli yığma duvar, bunlardan üç tanesi tuğla, iki tanesi briket malzemeleri kullanarak, piyasada çalışan bulunan bir duvar ustası tarafından inşa edildi. Sonra, zayıf yönde deneyleri yapıldı (Şekil-13).

Tuğla duvarların deneyleri üç aşamada gerçekleşti; birinci aşamada duvara herhangi bir ard-germe kuvveti verilmedi, ikincisi ve üçüncüsünde ise, duvarın üzerine 50 kN ve 100 kN'luk ard-germe kuvvetleri etki ettirildi. Bu deneylerden elde edilen sonuçlara göre, ard-germe uygulanan duvarın zayıf yöndeki yanal yük dayanım artışı ard-germe uygulanmayan duvara göre yaklaşık 10 kat artmıştır.

Briket duvarlarda ise iki aşamada, zayıf yönlerinde yanal kuvvet dayanım deneyleri yapıldı. Birinci aşamada tuğla duvarlar gibi herhangi bir ard-germe kuvveti duvarın üzerine etki etmemektedir, ikinci aşamada ise, 30 kN'luk bir ard-germe kuvveti etki etmektedir. Deney sonuçlarına göre, bu önerilen yeni teknik ile, briket duvarların zayıf yönlerindeki yanal yük dayanımları yaklaşık yedi kat artmıştır.



a) Tuğla Duvar

b) Briket Duvar

**Şekil 62 – Zayıf yön deneyleri**

#### **4.4.1 Birinci duvar deneyi sonuçları**

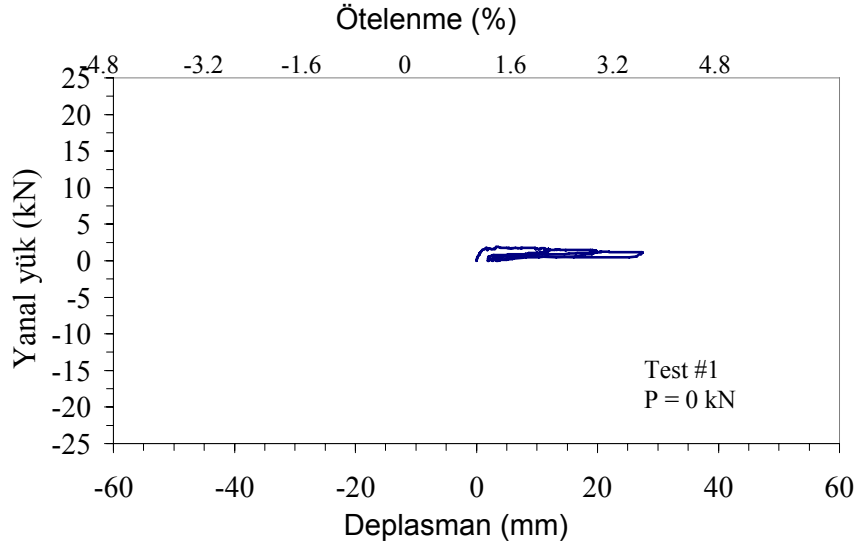
İlk duvar deneyi 90cm eninde, 2,6m yükseklikte tuğladan örülmüş yığma duvar üzerinde yapıldı. Duvar üzerine etki ettirilen üç farklı ard germe yükü altında test edildi. İlk aşamada duvar üzerine yük konulmadı (0 kN) ve duvarın orijinal halde iken taşıyabileceği düzlem dışı yük 1,9 kN olarak tespit edildi (Şekil 63b). Daha sonra duvar üzerine 50 kN ard germe kuvveti, kullanılmış araba lastikleri vasıtasıyla uygulandı (Şekil 62a). Aynı (çatlamış)

duvar üzerinde yapılan deneyde, yanal kuvvetin 13,30 kN'a çıktığı (7 kat artış) gözlemlendi (Şekil 63b). Önceleri 50 kN seviyesinde olan ard-germe kuvvetinin, deney sonunda 41 kN'a düştüğü gözlemlendi. Ard germe kuvvetindeki düşüşün, duvarda harç katmanında olan ezilme ile duvarın toplam boyundaki kısalma sebebiyle oluştuğu düşünüldü.

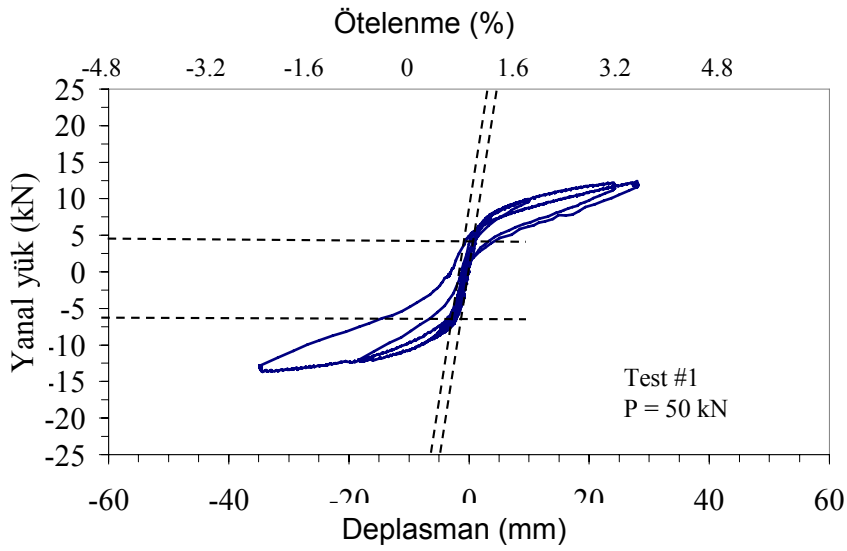
Aynı duvar deneyi, deney numunesi çok fazla hırpalanmadan, eksenel ard germe kuvveti 100 kN'a çıkartılarak tekrarlandı. Ard germe kuvvetindeki artış, duvarın üst tarafında, araba lastiği ile duvar arasına konulan yük hücresi vasıtasıyla ölçüldü. 100 kN ard-germe kuvveti altında duvar, 6,34 kN yanal kuvvete kadar lineer davranış sergiledi. Daha önceden duvarın kırıldığı yerden açılan çatlakın genişlemesi ile duvar yük almaya devam etti ve en fazla 15,8 kN yanal kuvvete dayandı. Bu yük seviyesinde yanal deplasman 21,3 mm olarak ölçüldü (Şekil 63c). Duvar tam kapasitesine ulaşmadan taban bölgesinde beliren diyagonal kesme çatlakları sebebiyle hasar gördü ve yük kaybedildi. Duvarın kesme yönünde çatlayarak yıkılması, tabanda lastik ile tuğla duvar arasına konulan iri taş sebebiyle olduğu düşünüldü ve daha sonraki deneylerde bu taş yerine ahşaptan ara birim konulmasına karar verildi.

Duvar deneyi sırasında ölçülen ard germe kuvvetindeki değişim, Şekil 72 ile verilmektedir. Duvarın yüklenmesi esnasında ilk çatlak oluşumunu takiben duvarın dayanımındaki artış mekanizması, Şekil 65 ile açıklanmaktadır. Yanal deplasmanın artmasına bağlı olarak çatlak genişliği açılmakta ve düşey yönde yerleştirilmiş olan lastik halkasının boyu uzamaya zorlanmaktadır. Şekil 72 grafiği incelendiğinde, yanal öteleme ile ard-germe kuvveti arasındaki ilişki açıkça görülmektedir. Çok düşük deplasman değerlerinde duvarın doğrusal sınırı geçilmekte, geriye kalan bölümde ise sünek bir davranış gözlemlenmektedir.

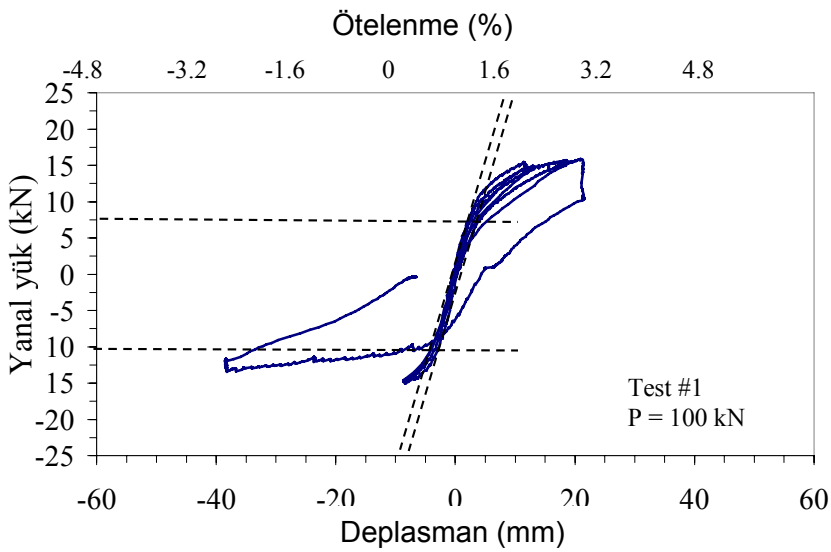
Araba lastiği ile yapılan güçlendirme sonrasında duvarın 10 kata kadar güçleneceği, sünekliğinin artacağı görülmektedir. Ayrıca, yanal yükün kaldırılmasını takiben, lastik halkalarının elastikiyeti sebebiyle tüm deplasmanlar otomatik olarak sıfıra çekilmekte ve sanki yükleme olmamış gibi duvar orijinal şekline geri dönmektedir. Bu çelik ard germede görülmeyen bir olaydır.



(a)

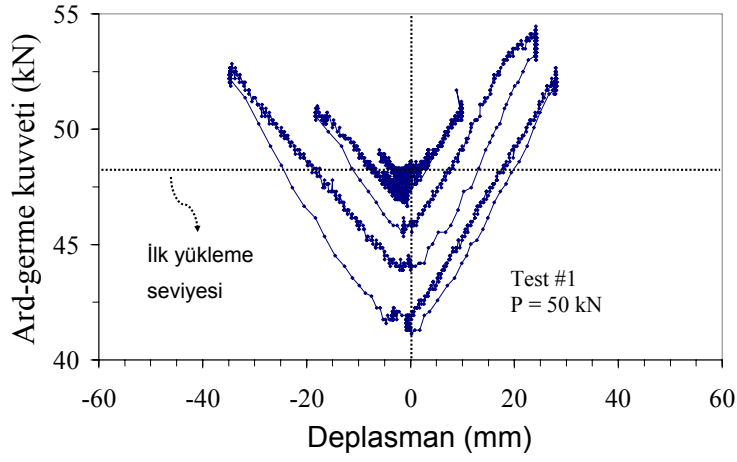


(b)

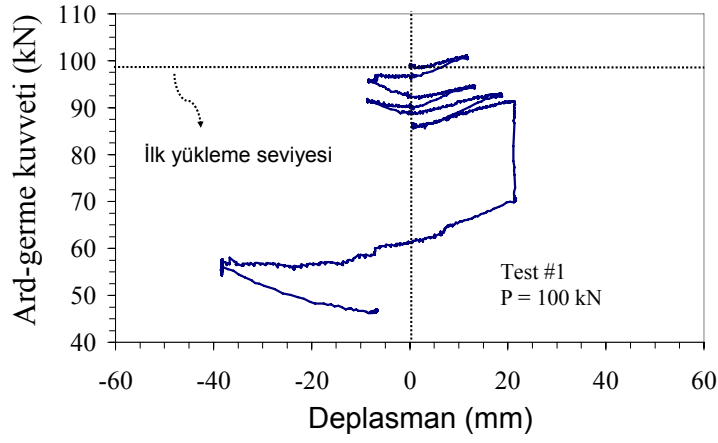


(c)

Şekil 63 – Zayıf yön birinci set yükleme deneyleri, yük-deplasman grafikleri

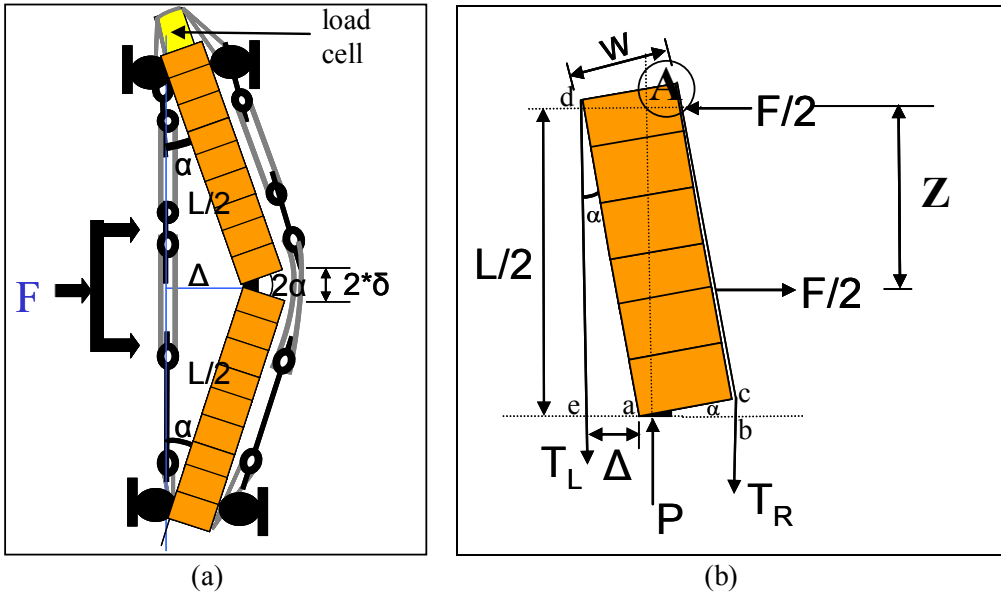


(a)



(b)

Şekil 64 – Zayıf yön birinci set yükleme deneyleri, ard germe-deplasman grafikleri



(a)

(b)

Şekil 65 – Yığma duvar zayıf yön, doğrusal olmayan yük artışı mekanizması

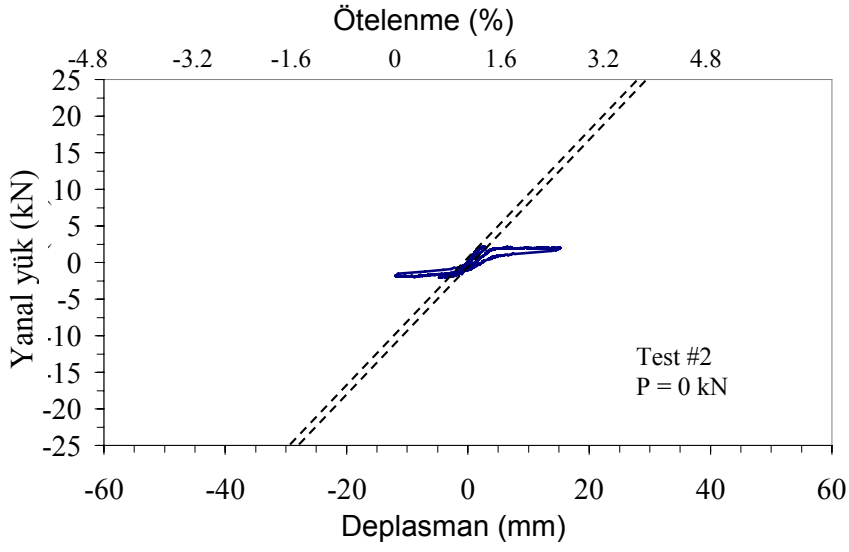
**Tablo 6 – İlk düzlem dışı deney sonuçları**

Aşama	Ard-germe kuvveti (kN)	İlk çatlağın oluştuğu depl. (mm)	İlk çatlağın oluştuğu kuvvet (kN)	Deneysel EI değerleri ( $10^{10}$ *kN.mm <sup>2</sup> )	Deneysel EI oranları
1	0	1.0	1.5	4.5	1
2	50	1.1	4.9	13.36	2.97
3	100	1.3	6.34	14.63	3.25

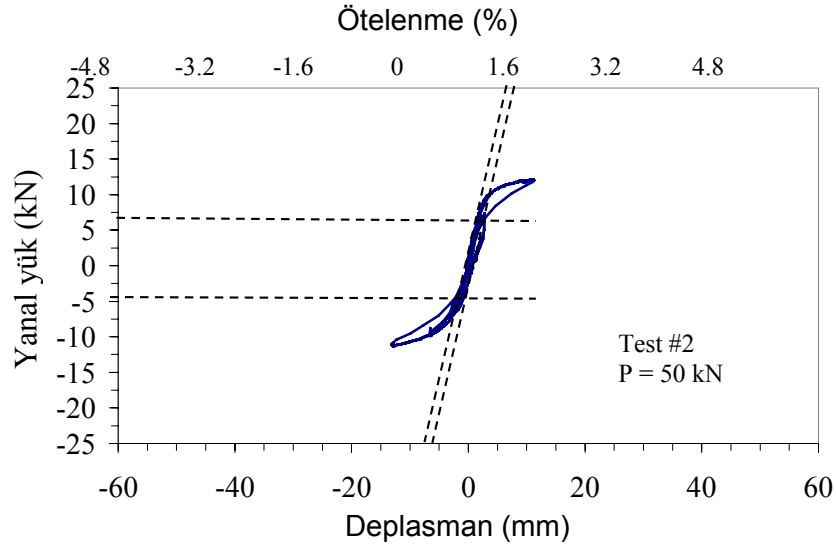
#### 4.4.2 İkinci duvar deneyi sonuçları

İkinci duvar deneyi de ilk duvar deneyine benzer şekilde yapıldı. İkinci duvar deneyinin ikinci aşamasında, duvara çok hasar vermemek için ilk aşamada olduğu gibi (Şekil 66a) deplasmanlar 2 cm'in altında tutuldu (Şekil 66b). Eksenel kuvvet 50 kN'dan 100 kN'a çıkartıldığı zaman duvarın düzlem dışı yönde taşıma kapasitesi 20 kN'a yükseldi. Orijinal halde iken 2 kN olarak ölçülen kapasitenin 10 kat artışı dikkat çekicidir. İkinci aşamada 50 kN eksenel ard germe kuvveti altında ölçülen kuvvet dayanımı 12 kN ile yaklaşık 6 kat kuvvet artımı idi. Şekil 66c grafiğinde, duvarın düzlem dışı yönde düktülite ve enerji harcama kapasitesindeki büyük artış gözlemlenmektedir. Duvarın lastik halkaları (ALH) ile yapılan güçlendirmesinde dayanımın 10, enerji harcama kapasitesinin 30 kattan fazla arttığı görülmektedir.

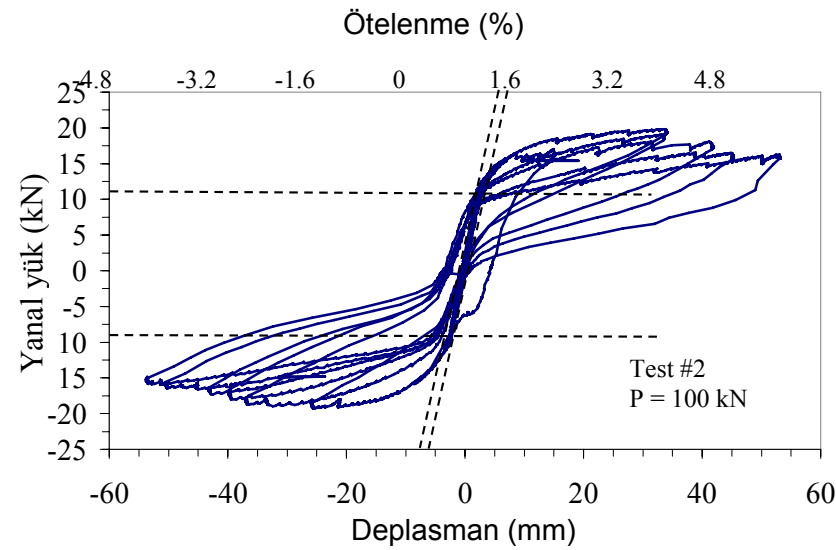
Duvarın alt tarafında açılan deliğe yarı silindirik tahta takoz konulması hem lastiğin hem de duvarın üzerine gelecek kuvvetlerin düzgün yayılmasını sağlamış kapasitenin daha da yükseltilebilmesine olanak vermiştir.



(a)

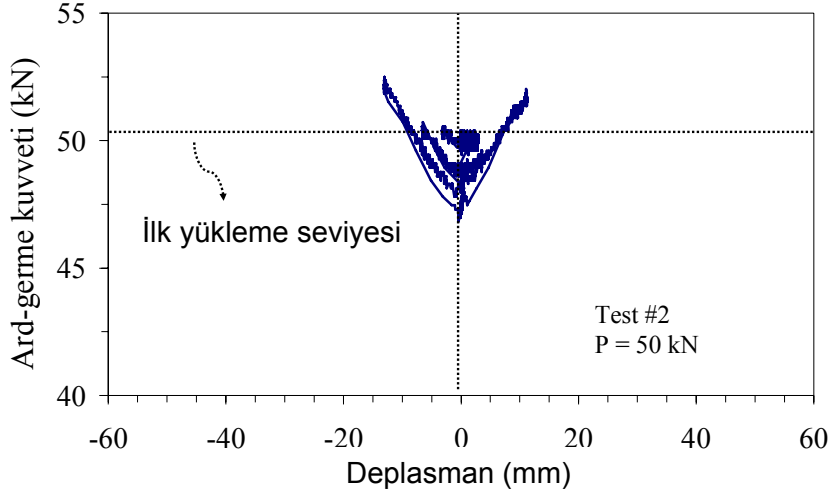


(b)

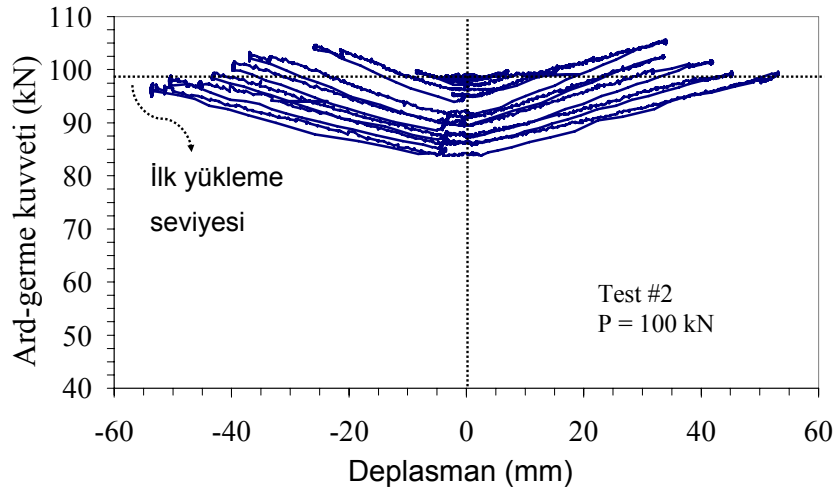


(c)

Şekil 66 – Zayıf yön ikinci set yükleme deneyleri, yük-deplasman grafikleri



(a)



(b)

Şekil 67 – Zayıf yön ikinci set yükleme deneyleri, ard germe-deplasman grafikleri

Tablo 7 – İkinci düzlem dışı deney sonuçları

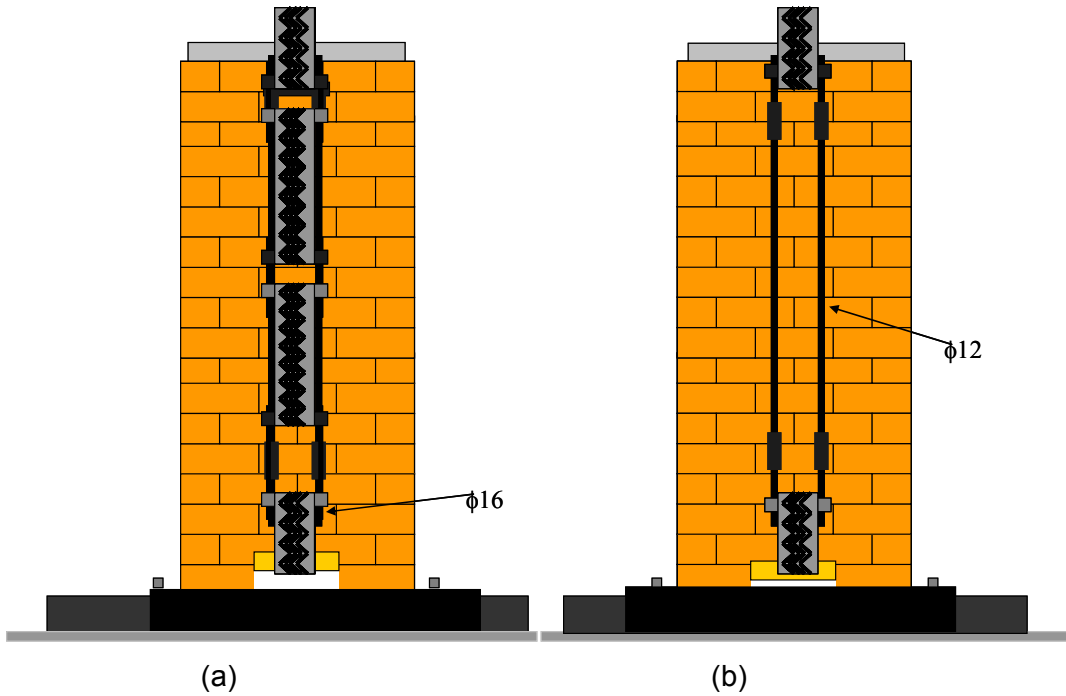
Aşama	Ard-germe kuvveti (kN)	İlk çatlağın oluştuğu depl. (mm)	İlk çatlağın oluştuğu kuvvet (kN)	Deneysel EI değerleri ( $10^{10} \cdot \text{kN} \cdot \text{mm}^2$ )	Deneysel EI oranları
1	0	1.9	2	2.85	1
2	50	1.7	7.5	13.24	4.63
3	100	1.8	10	16.67	5.83



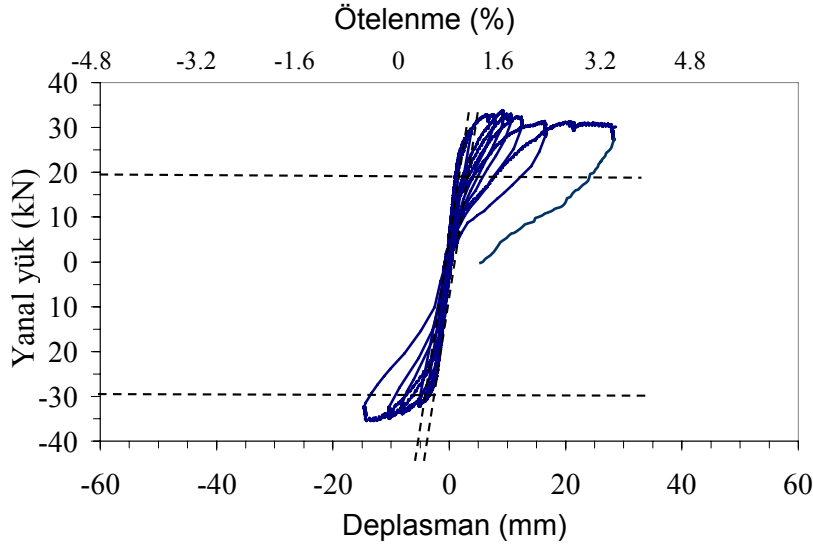
#### 4.4.3 Üçüncü duvar deneyi sonuçları

Üçüncü duvar deneyinde de, 0 kN ve 50 kN'da yapılan testler iptal edilerek duvarın son aşamada 100 kN altında test edilirken dayanımında olması muhtemel düşüklüğün önüne geçilmek istenmiştir. Bu sebeple önceden inşa edilen duvarlar ile aynı özelliklere sahip üçüncü duvar, doğrudan 100 kN ard germe kuvveti uygulanarak test edilmiştir. Ayrıca, üçüncü duvar deneyinde lastik halkalarının sayısı da azaltılarak hibrit sistem denenmiştir. Şekil 65a'da görünen ortadaki dört adet lastik halkası kullanılmamış, yerine dört adet 12mm çapında inşaat demiri kullanılmıştır. İnşaat demirlerinin maliyeti, ortada bulunan dört lastiği birbirine bağlamak için fazladan kullanılan 8 boru ve 8 civatalı somundan daha ucuzdur. Üçüncü testte kullanılan hibrit sistem ile ilk iki duvar deneyinde kullanılan sistem arasındaki fark Şekil 68'de net olarak görülmektedir.

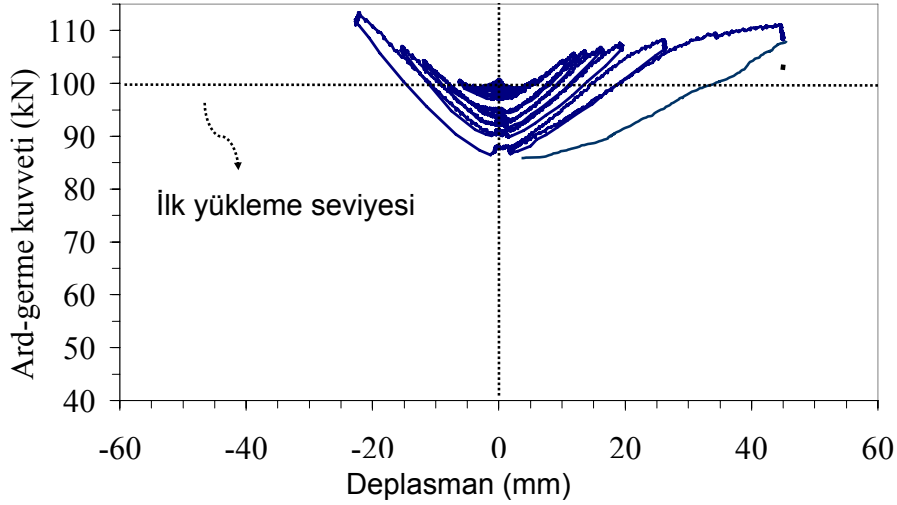
Hibrit güçlendirme yapılan duvarın yükleme deplasman grafiği Şekil 69 ile verilmektedir. Duvar, doğrusal sınırı ortalama 24,5 kN seviyesinde geçmiş, en yüksek kapasiteye ise 35 kN da ulaşmıştır. Orijinal halinde il iki duvar deneyinde 1,9 kN ve 2,0 kN olarak ölçülen düzlem dışı kapasitenin 35 kN'a ulaşması, kapasitede 17 kattan fazla bir artış göstermektedir. Duvarın rijitlik değeri ise doğrusal sınır için okunan 24,5 kN ve 1,6 mm için 16,33 kN/mm olarak önceki deneylerden daha fazladır. EI değeri, ikinci duvarın ard-germesiz haline oranla 17 kat artmıştır.



Şekil 68 – Normal ve hibrit sistem arasındaki fark; (a) normal, (b) hibrit.



Şekil 69 – Zayıf yön üçüncü set yükleme deneyleri, yük-deplasman grafikleri.



Şekil 70 – Zayıf yön üçüncü set yükleme deneyleri, ard germe-deplasman grafikleri.

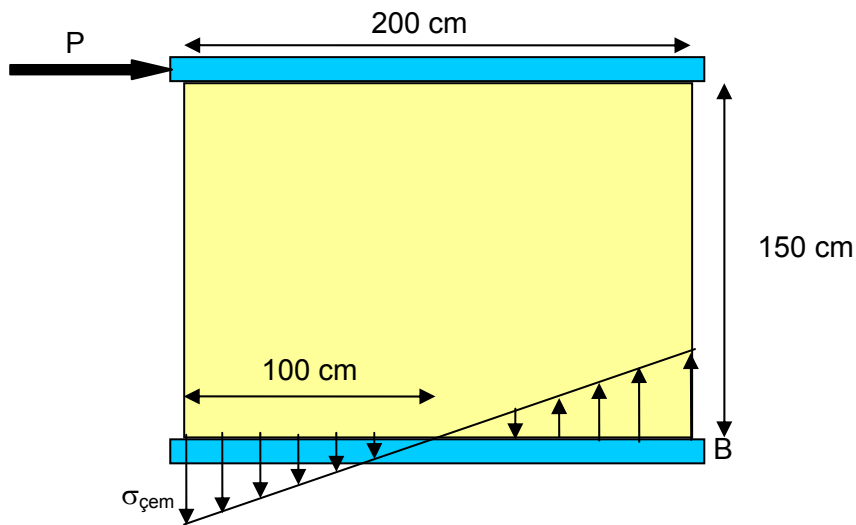
#### 4.4.4 Düzlem dışı deneylerin genel sonuçları

Düzlem dışı yönde araba lastiği halkası (ALH) ile yapılan güçlendirme çalışmaları sonucunda, duvarların 17 kata kadar güçlendikleri, sünekliklerinin arttığı görülmüştür. Lastik halkalarını zeminden geçirerek sarmakta kullanılan takozların gerekliliği anlaşılmıştır. Kullanılan hibrit sistemin daha düşük maliyetli olmasına karşın hasar görmemiş – hırpalanmamış duvar örnekleri üzerinde daha yüksek dayanım gösterdiği anlaşılmıştır. Ard

germe kuvvetinin, duvarın yanal deplasman yapması ile artış gösterdiği ve artışın %10 seviyesinde olduğu görülmektedir. Duvarın ileri ve geri yönlerde artan çevrimsel yüklemeye maruz kalması sonucu, harç tabakasında ezilmeler olduğu ve duvar boyunca kısalmalar olduğu anlaşılmaktadır. Duvar boyunun kısalması, duvara uygulanan ard-germe kuvvetinde azalmaya sebep olmaktadır.

#### 4.5. Kılıcına duvar deneyleri

Duvarlar kılıcına yönde yatay yayılı kesme kuvvetiyle yüklendiğinde, üzerlerinde bulunan düşey yüke bağlı olarak ya tabanda oluşacak yatay yönde çekme çatlakları sonrasında devrilme şeklinde ya da asal çekme yönünde oluşan diyagonal kesme çatlakları halinde hasar görür ve yıkılırlar. Proje kapsamında yapılan deneysel çalışmalarda, kılıcına yönde test edilen duvarlarda, yatay yüklemeye sonucu oluşan kesme ve çekme kuvvetine karşı güçlendirme yapılması hedeflenmiş ve bu amaç doğrultusunda lastikle önce düşey sonra da hem düşey hem yatay olacak şekilde duvar üzerine ard germe kuvveti uygulanmıştır. Duvar üzerinde düşük yük bulunduğu ve duvar boyunun duvar yüksekliğine oranının düşük olduğu durumlarda, eğilme momenti sebebiyle tabanda oluşacak çekme gerilmeleri duvarın bir bütün halinde tabandan ayrılarak devrilmesine sebep olabilir (Şekil 71). Laboratuvarında yapılan deneylerde bu yıkılma mekanizmasının engellenmesi için, duvarın üstünde bulunan kiriş iki ucundan düşey yönde alt kirişe  $\phi 16$  çapında çelik bağlayıcı elemanlar ile bağlanmıştır. Böylece üst kiriş, bağlayıcı elemanlara dik olduğu için serbestçe yatay yönde hareket edebilmiş fakat düşey yönde hareketi engellenmiştir.



Şekil 71 – Yatay yük altında tabanda oluşan çekme gerilmeleri.

Düşey bağlantı elemanlarının olmaması durumunda, duvarın bir bütün olarak devrilmesi için gerekli yatay yük şu şekilde hesaplanabilir;

Harç genişliği ~ 10 cm

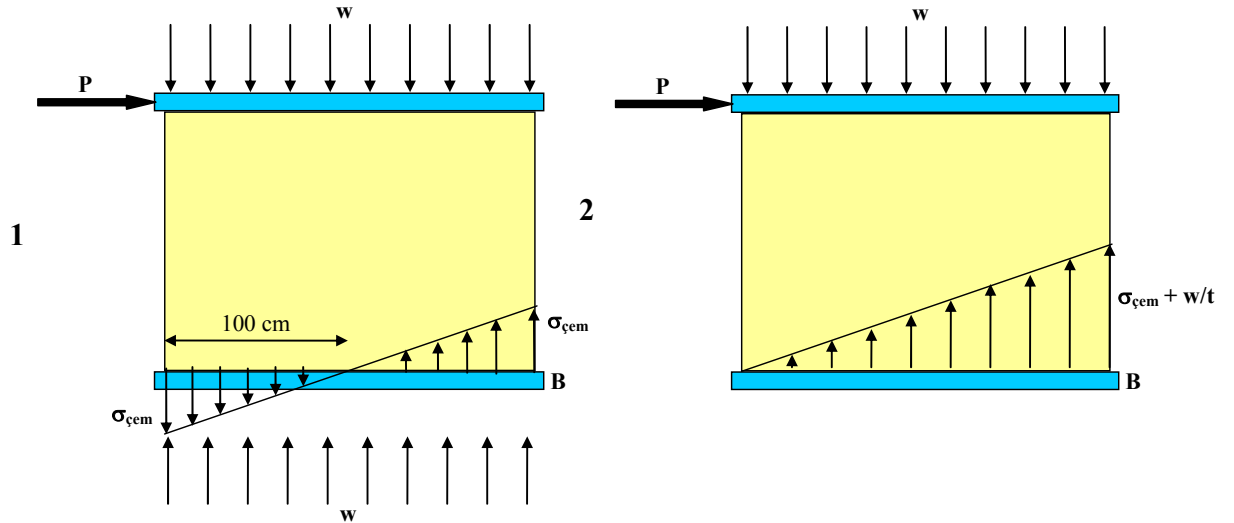
$$I = 10 \cdot 200^3 / 12 = 6666666,667 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{\text{çem}} = M \cdot y / I$$

$$3 \text{ kg/cm}^2 = P \cdot 150 \text{ cm} \cdot 100 \text{ cm} / 6666666,667 \text{ cm}^4$$

$$P = 1333,3 \text{ kg} = 1,33 \text{ ton}$$

Duvar yaklaşık olarak 1,33 ton (13 kN) civarında tabandan çatlayarak ayrılacağı öngörülmektedir. Normal yığma yapılarda, duvar, çatı ve varsa üst katların ağırlıkları sebebiyle zemin seviyesinde basınç gerilmeleri oluşmakta ve tüm duvarın tek parça halinde devrilmesi mümkün gözükmemektedir. Bu sebeple, düşey bağlayıcı elemanlar kullanılmış ve test edilen duvarların kesme yönünde yıkılması sağlanmıştır. Yığma duvarın üzerinde yayılı yük (w) bulunması durumunda tabanda oluşacak basınç dağılımı ve yayılı yükün etkisi basit olarak Şekil 72'da gösterilmektedir.



Şekil 72 – Yayılı düşey ve yanal yükler altında tabanda oluşan gerilmeler

Yapının kendi ağırlığına karşı koyan tabandaki düzgün yayılı basınç kuvveti tabanda oluşacak çekme gerilmesi ile ters yöndedir. Bu sayede tabanda herhangi bir ayrışma olması olasılığı azalmaktadır.

$$\sigma = M \cdot y / I - w / t$$

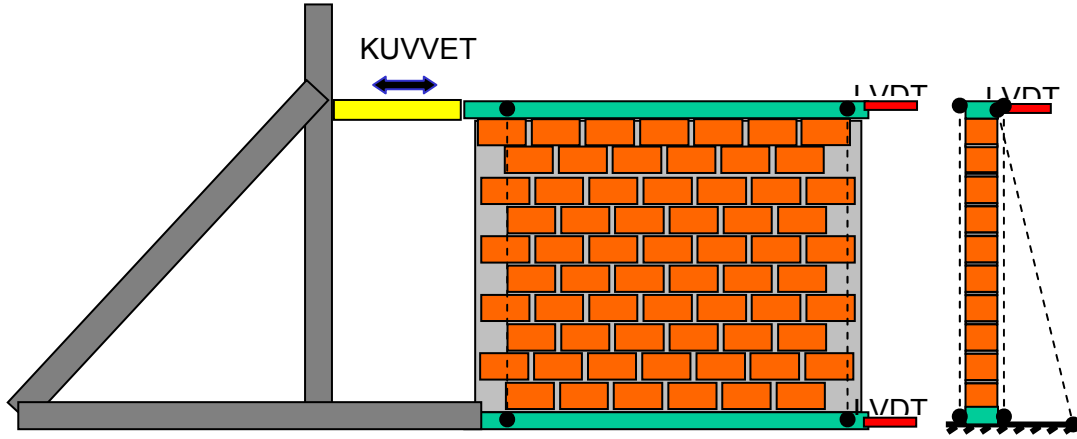
$$t = \text{yapının genişliği}$$

Çok katlı ve genişliği kısa (yüksek ve dar) yığma binalarda yatay yönde gelecek yüklerin zemine göre momenti de büyük olacağından, devrilme etkisi kritik olabilir. Projenin bu aşamasında yapılan çalışmalarda, yığma duvarların kesme dayanımının artırılması

amaçlanmış ve duvarların yeterince alçak ve yayvan olduğu kabul edilmiştir. Bu kriteri sağlamak amacıyla düşey bağlantı elemanları kullanılmıştır.

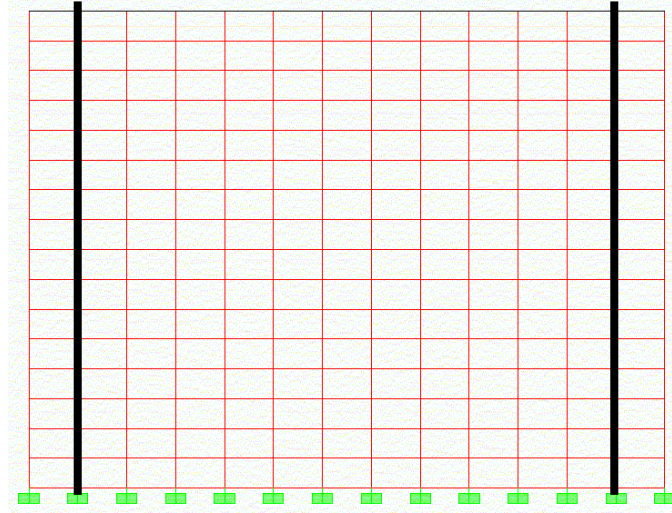
#### 4.5.1 Güçlendirilmemiş duvar deneyi ve analitik modelleme çalışmaları

Kılıcına yönde karşılaştırma için hazırlanan güçlendirilmemiş duvar düzeneği Şekil 73'de verilmektedir. Duvarın tabandan ayrılarak bir bütün olarak devrilmesini engellemek için alt ve üst çelik kirişlerden düşey yönde donatı kaynatılmıştır. Duvarın yanal yönde devrilmesini engellemek için ise, üst kirişten yere doğru açılı düşey demirler bağlanmıştır.



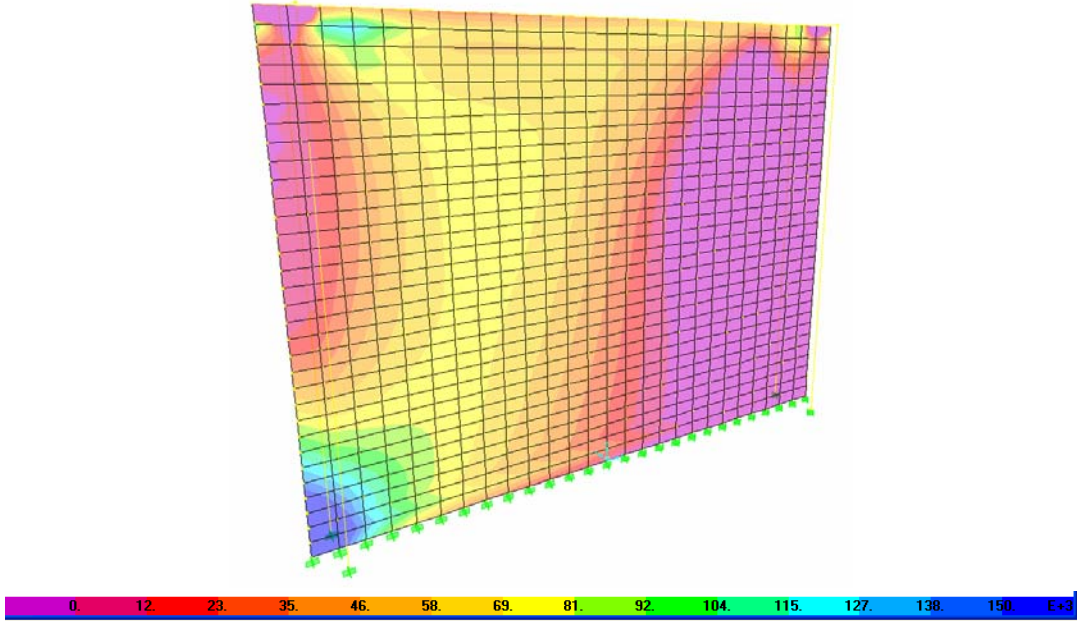
Şekil 73 – Kılıcına yönde test edilen güçlendirilmemiş duvar düzeneği

Güçlendirilmemiş duvar üzerinde yapılan deney için SAP2000 kullanılarak bir analitik model hazırlanmış (Şekil 74) ve doğrusal yükleme analizi yapılmıştır. Elde edilen gerilme dağılımı kullanılarak basitleştirilmiş matematiksel modeller de oluşturulmuştur. Böylece, deney sonucunda elde edilen dayanım değerleri hesaplar ile karşılaştırılarak duvarın davranışı anlaşılmaya çalışılmıştır.



**Şekil 74 – Güçlendirilmemiş duvarın SAP2000 modeli**

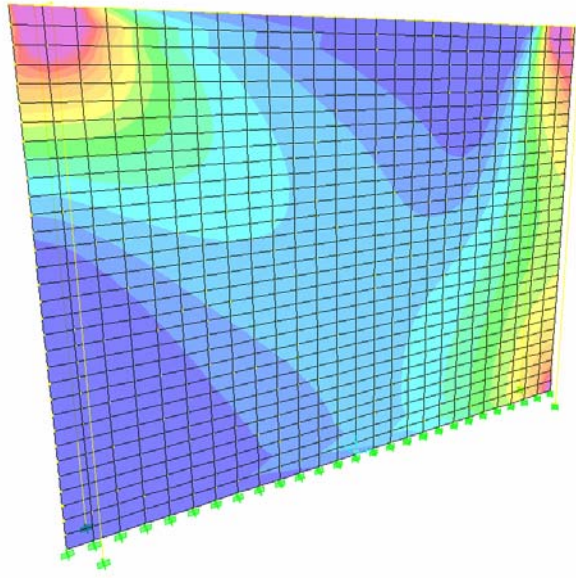
Şekil 74’de siyah çizgiler düşey bağlayıcı elemanları, kırmızı kareler ise tuğlaları göstermektedir. Şekil 75’de duvar üzerinde oluşan asal çekme gerilme dağılımı verilmektedir. Bu dağılıma bakarak, duvarın diyagonal eksenindeki çekme gerilmesi dağılımı üçgensel olarak kabul edilmiştir.



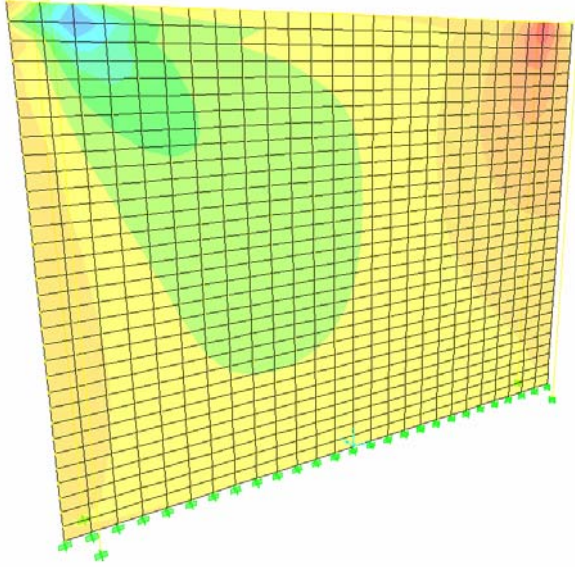
**Şekil 75 – Duvar üzerinde oluşan kesme gerilmelerinin dağılımı**

Şekil 76’de verilen duvarda oluşan basınç gerilmesi dağılımında, diyagonal yönde basınç bölgesinin oluştuğu görülmektedir. Şekil 77’de, kesme gerilmelerinin duvarın yan yüzeylerinde sıfıra yakın ve yükün verildiği noktadan duvarın ortasına doğru uzanan bölgede ise en yüksek olduğu görülmektedir.



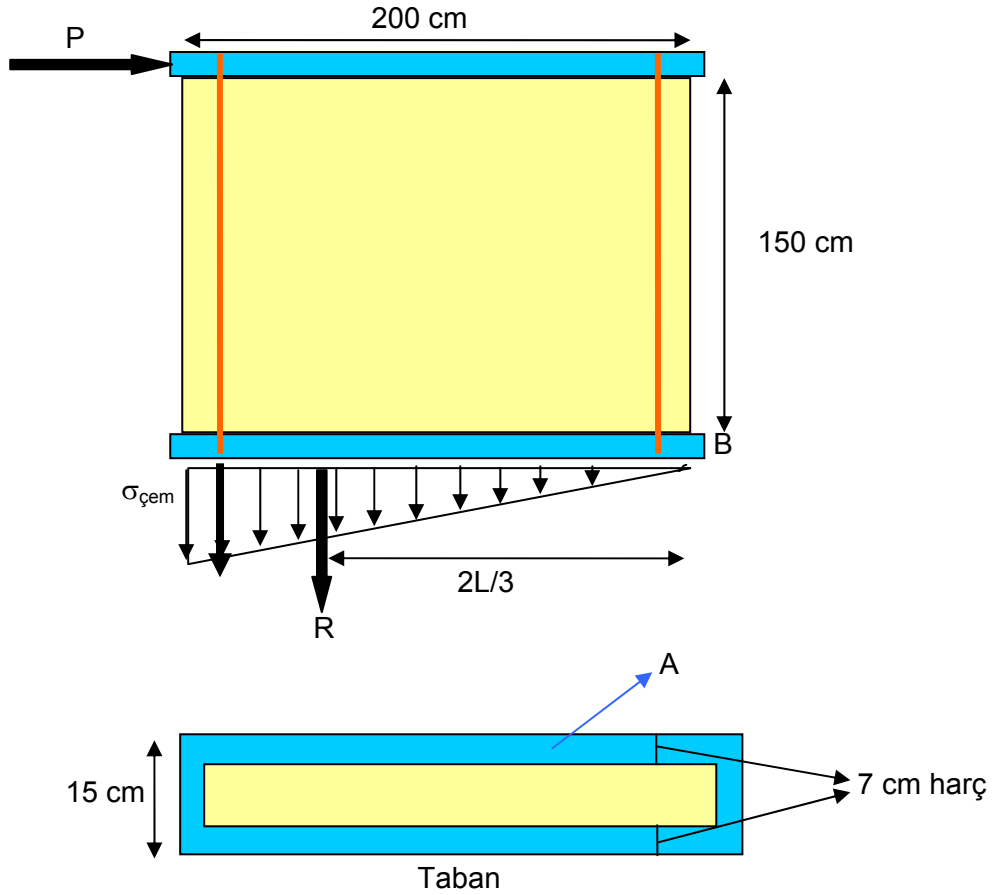


**Şekil 76 – Duvar üzerinde oluşan basınç gerilmelerinin dağılımı**



**Şekil 77 – Duvar üzerinde oluşan kesme gerilmelerinin dağılımı**

Güçlendirmeden geçmemiş duvarın limit durumları analitik olarak değerlendirilmiştir: Duvarın tabandan ayrılması durumu Şekil 78’de verilmiştir. Tabanla duvar arasında üçgensel bir çekme gerilmesi olduğu varsayılmıştır. Duvarın çekmeden kırılması için gerekli şekil değiştirme miktarı küçük olacağı için, düşey olarak üst kirişi yere paralel tutması için konulan  $\phi 16$  inşaat demirlerinin etkisi göz ardı edilmiştir.



**Şekil 78 – Güçlendirilmemiş duvarın tabandan ayrılması durumu**

Uygulanan  $P$  kuvvetini bulabilmek için aşağıdaki işlemler yapılmıştır;

$P$  : Duvara uygulanan kuvvet

$R$  :  $P$ 'ye karşı koyan duvar tabanındaki toplam gerilme kuvveti

$\sigma_{\text{çem}}$  : Duvar tabanındaki beton harcının çekme mukavemeti =  $3 \text{ kg/cm}^2$   
(basma dayanımının %10'u olarak kabul edilmiştir).

$A$  : Duvar tabanındaki harç alanı =  $200 \cdot 14 = 2800 \text{ cm}^2$   
(uç kısımlar ihmal edilmiştir)

$$R = A \cdot \sigma_{\text{çem}} / 2$$

$$R = 2800 \cdot 3 / 2 = 4200 \text{ kg} = 4,2 \text{ ton}$$

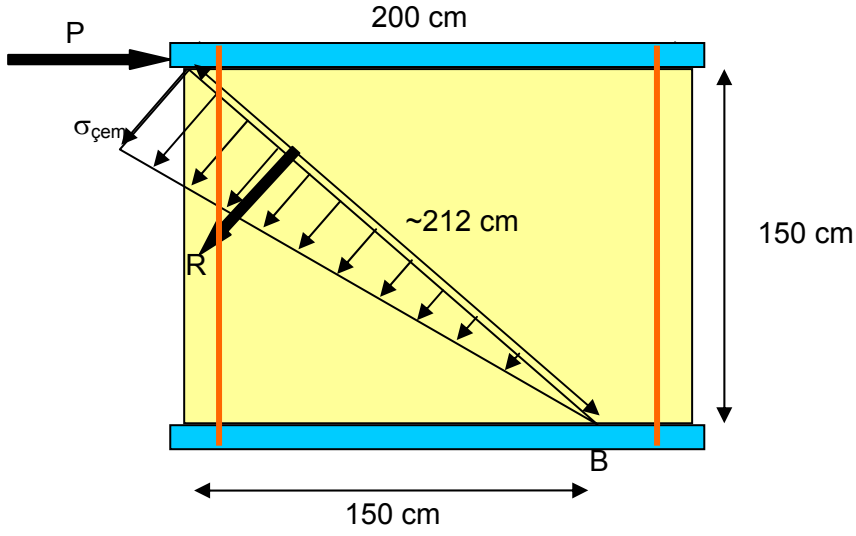
B noktasındaki toplam moment = 0. Buna göre ;

$$P \cdot 1,5 = 4,2 \cdot (2 \cdot 2/3)$$

$$P = 3,7 \text{ t}$$

Duvarın üzerinde diyagonal çatlak oluşması durumu Şekil 79'da verilmiştir.  $\phi 16$  inşaat demirlerinin etkisi,  $P$  ile olan dik açıları ve çatlama için gerekli düşük yan al deplasman miktarı sebebiyle işleme katılmayacaktır.





**Şekil 79 – Güçlendirilmemiş duvar üzerinde diyagonal çatlak oluşması durumu**

Uygulanan P kuvvetini bulabilmek için aşağıdaki işlemler yapılmıştır;

P : Duvara uygulanan kuvvet

R : P'ye karşı koyan diyagonal üzerindeki toplam gerilme kuvveti

$\sigma_{\text{çem}}$  : Tuğlalar arasındaki beton harcının çekme mukavemeti = 3 kg/cm<sup>2</sup>

A : Diyagonaldeki yaklaşık harç alanı

Tuğlalar arasındaki kabul edilen harç genişliği = 10 cm

$$A = 212 \cdot 10 = 2120 \text{ cm}^2$$

$$R = A \cdot \sigma_{\text{çem}} / 2$$

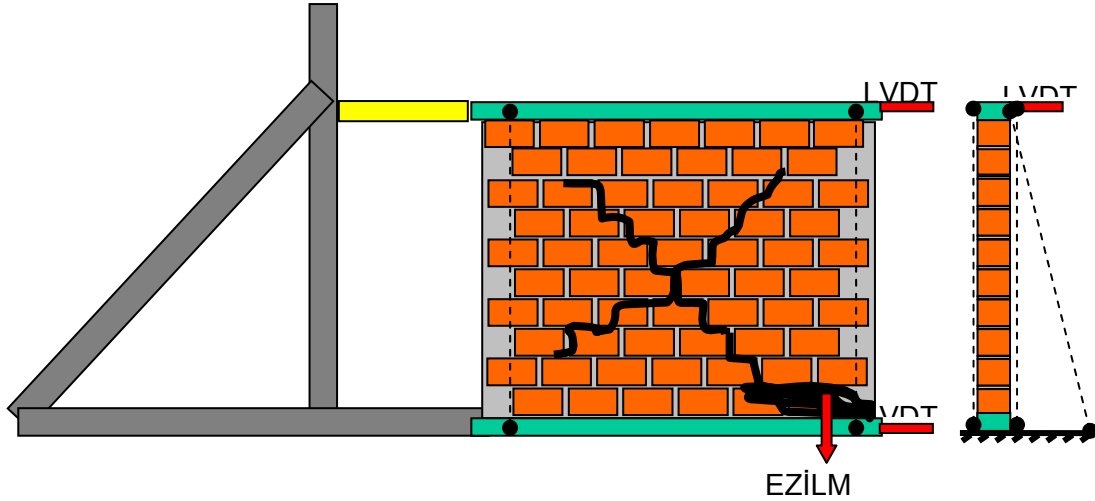
$$R = 212 \cdot 10 \cdot 3 / 2 = 3180 \text{ kg} = 3,18 \text{ t}$$

B noktasındaki toplam moment = 0. Buna göre ;

$$P \cdot 1,5 = 3,18 \cdot 2,12 \cdot 2/3$$

$$P = 3 \text{ t}$$

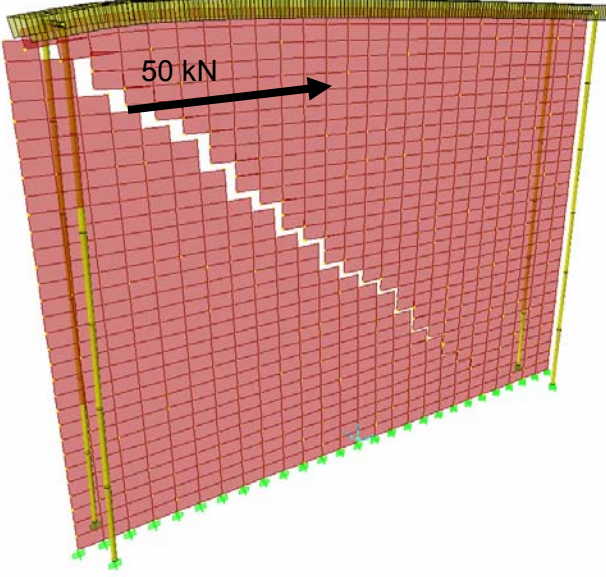
Duvar üzerinde diyagonal çatlak oluşması için gereken kuvvet tabanda oluşacak çatlak için gereken kuvvetten daha küçüktür. Bu yüzden ilk önce duvar üzerinde diyagonal bir çatlak oluşması beklenmektedir (Şekil 80). Duvar üzerine uygulanacak güçlendirme işleminden sonra yıkılma mekanizmasının taban çatlağını takip eden devrilme şeklinde değil, yine duvarın kesme kuvveti altında yıkılma mekanizması şeklinde olması istendiği için düşey yöndeki donatılar bu deneyde ve sonraki güçlendirilmiş duvar deneylerinde benzer şekilde kullanılmıştır.



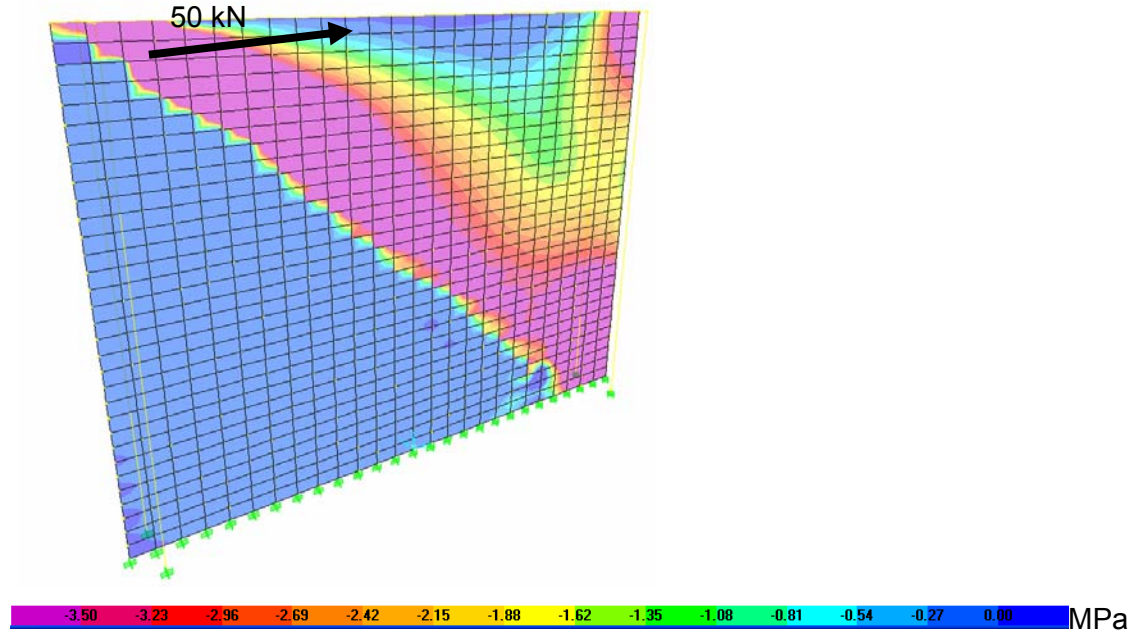
**Şekil 80 – Güçlendirilmemiş duvar üzerinde oluşan çatlaklar**

Analitik olarak hesaplanan deney düzeneği, 150 cm x 200 cm boyutlarında ve iki çelik U kiriş arasına örülmüştür. Kesme kuvveti oluşturacak şekilde üst köşeden yatay yönde hidrolik kriko ile tekrarlanarak artan tersinir yükleme uygulanmıştır. Diyagonal çatlak oluşmasını takiben yükleme arttırılmaya devam edilmiş ve çatlama sonrası duvarın davranışı izlenmiştir. Diyagonal çatlama sonrası duvarın davranışını, üst kirişin yere paralel olarak gitmesi için düşünülen düşey donatılar kontrol etmiştir. Diyagonal çatlak oluşup genişliği arttıkça, düşey bağlayıcı eleman üzerindeki şekil değiştirme, gerilme ve kuvvet bununla birlikte artmıştır. Şekil 81’de diyagonal çatlakın SAP2000 kullanılarak yapılan modeli görülmektedir. Bu aşamada sistem artık bir mekanizmaya dönüşür ve çatlakın altında kalan kısım üzerine yük gelmez. Uygulanan kuvvete düşey bağlayıcı eleman çekme kuvveti ile ve çatlakla paralel tuğla duvar basınç kuvveti ile karşı koyar. Şekil 82’da duvar üzerindeki basınç bölgeleri görülmektedir. Diyagonal çatlakla paralel olarak oluşan çapraz yöndeki basınç bölgesi duvarın alt bölgesinde yoğunlaşmakta ve ezilme başlangıcına sebep olmaktadır. Yük arttırılmaya devam edince, düşey bağlayıcı elemanlar akma sınırına gelerek yanal yükün daha fazla artmasını engellemektedir. Sistemin Şekil 83’da gösterilen kuvvet-yer değiştirme eğrisi incelendiğinde yatay yükün en fazla 7 ton (70 kN) ulaştığı görülmektedir. Yine aynı

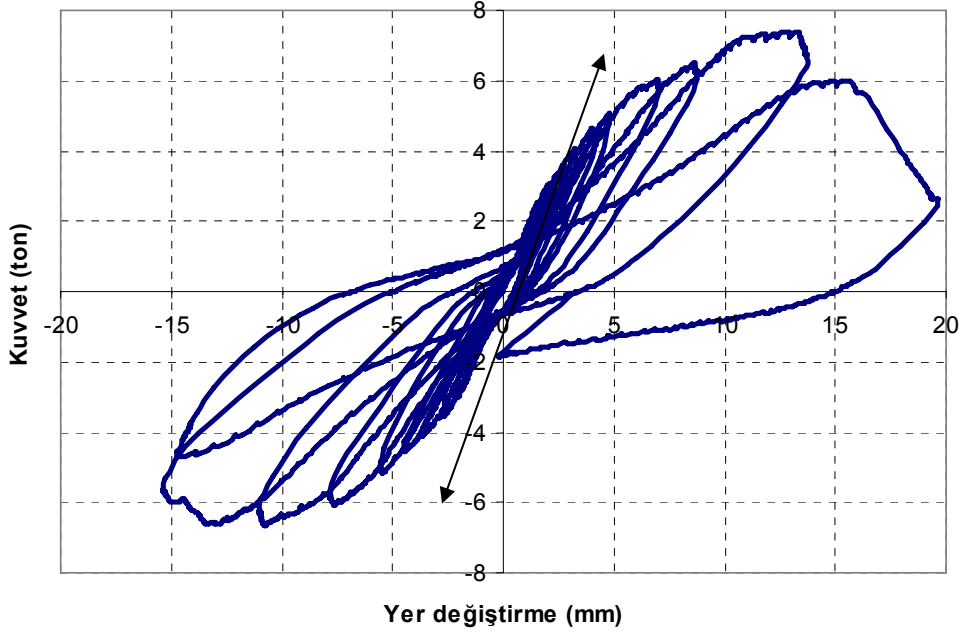
grafikte, kuvvet ile yer değiştirme arasındaki doğrusal bağlantının 3 ton (30 kN) civarında bozulduğu görülmektedir. Bu aşamada, diyagonal çatlağın oluştuğu ve yükün düşey bağlantı elemanına transfer edildiği dşnlmektedir. Gözlemlenen 3 ton (30 kN) yanal yük, Şekil 79 ve devamında hesaplanan 3 ton (30 kN) yanal yük ile uyum içersindedir.



Şekil 81 – Analitik modelde simülasyonu yapılan diyagonal çatlak oluşumu

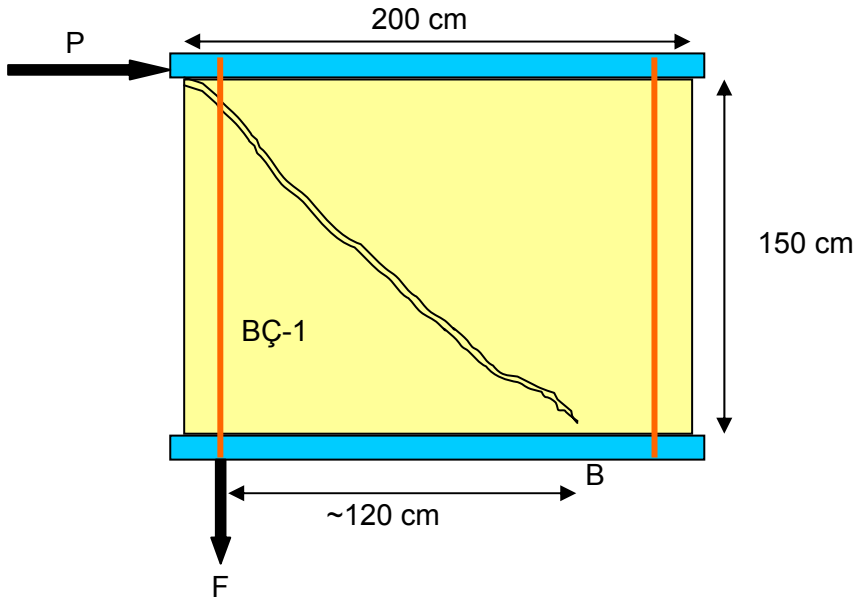


Şekil 82 – Duvardaki basınc bölgeleri dağılımı



**Şekil 83 – Güçlendirilmemiş duvarın kuvvet – yer değiştirme eğrisi**

Çatlak oluşumu sonrasında düşey bağlayıcı elemanın akma durumu şu şekilde açıklanabilir;



**Şekil 84 – Güçlendirilmemiş duvarda diyagonal çatlak sonrasında oluşan kuvvet dağılımı.**

BÇ.1 (S220)  $\sigma_y = 2200 \text{ kg/cm}^2$  (220 MPa)

Çatlak genişliği  $\cong 5 \text{ mm}$

Düşey bağlantı elemanı şekil değiştirme =  $5/1500 = 0,003$

Çelik 0,002 şekil değiştirmede akmaktadır. Bu yüzden düşey bağlantı elemanı akmıştır;

$$F = 2200 \cdot \pi \cdot (0,8)^2 \cdot 2 = 8846 \text{ kg} = 8,8 \text{ ton}$$

Düşey bağlantı elemanının B noktasına uzaklığı ~120 cm

B noktasındaki toplam moment = 0

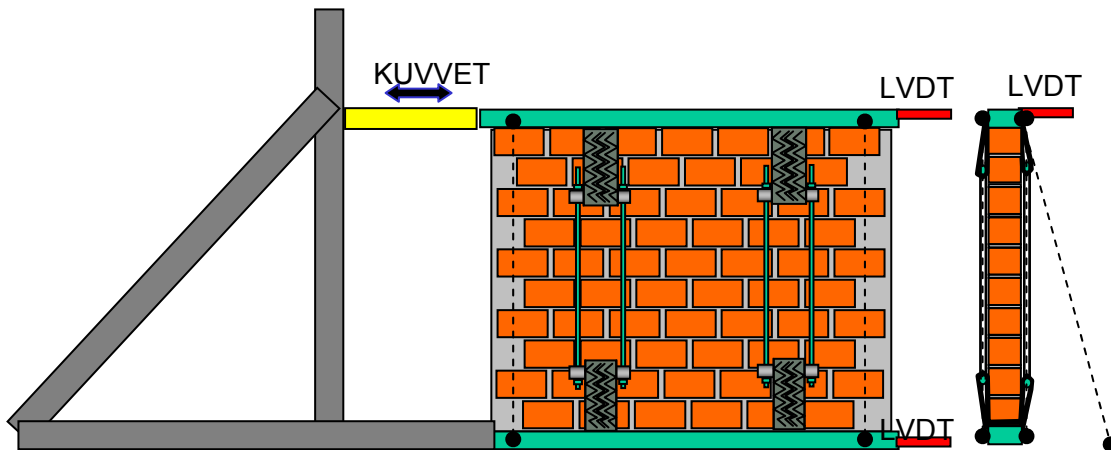
$$P \cdot 1,5 = 8,8 \cdot 1,2$$

$$P = 7 \text{ ton}$$

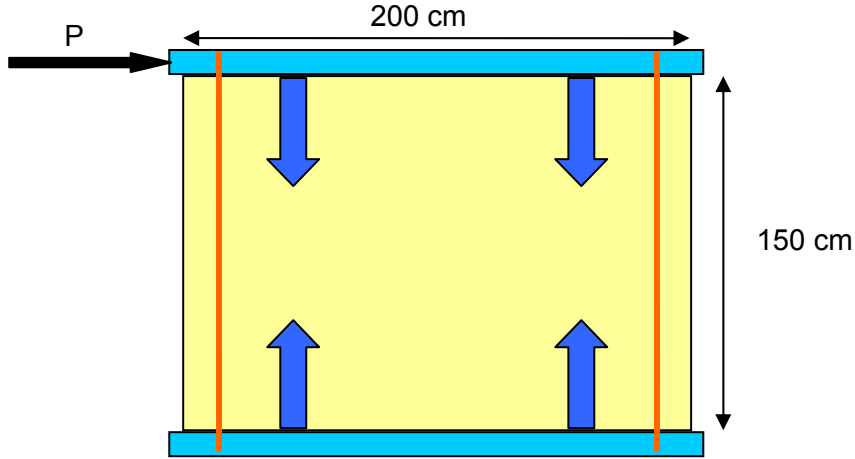
Çıkan  $P=7$  ton (70 kN) sonucu ölçülen değer ile uyum içindedir ve duvarın taşıyabileceği maksimum yük hakkında fikir vermektedir. Fakat güçlendirilmemiş duvarın kapasitesi yaklaşık 3 ton olarak alınmalı ve güçlendirme çalışmaları sonucu elde edilecek dayanım değerlerine baz olarak kabul edilmelidir.

#### 4.5.2 Düşey yönde güçlendirilmiş duvar deneyi ve analitik modelleme çalışmaları

Duvar düşey yönde lastiklerle güçlendirilmiş ve kılıcına yönde yanal yüklenerek ilk deneye benzer şekilde test edilmiştir. Deney düzeneği Şekil 85'de görülmektedir. Duvar üzerine etkiyen kuvvetler Şekil 86'de gösterilmektedir. Kullanılmış araba lastikleri halkaları ve borulardan imal edilmiş bağlantı elemanları kullanılarak duvara iki noktadan düşey yönde 5'er ton (50 kN) ard-germe kuvveti uygulanmıştır. Uygulanan ard-germe kuvveti, duvarın alt ve üst kotunda bulunan kirişlere etki etmemekte ve döşemesi betonarme olmayan yığma evlerdeki duvarları sembolize etmektedir. Betonarme döşemesi ve zemin kat taban kirişi-döşemesi bulunan binalarda, ard-germe kuvvetinin bu elemanlar üzerinden verilmesinde büyük fayda vardır. Sadece duvara uygulanan ard germe, duvar - döşeme bütünlüğünü koruyamayacağı için duvarın döşemeye bağlandığı seviyeden kesme ya da çekme çatlağı ile ayrılması engellenemez. Bu güçlendirme çalışmasında ahşap kalaslar üzerinde ahşap döşeme bulunan evlerde uygulanacağı düşünülmüştü.



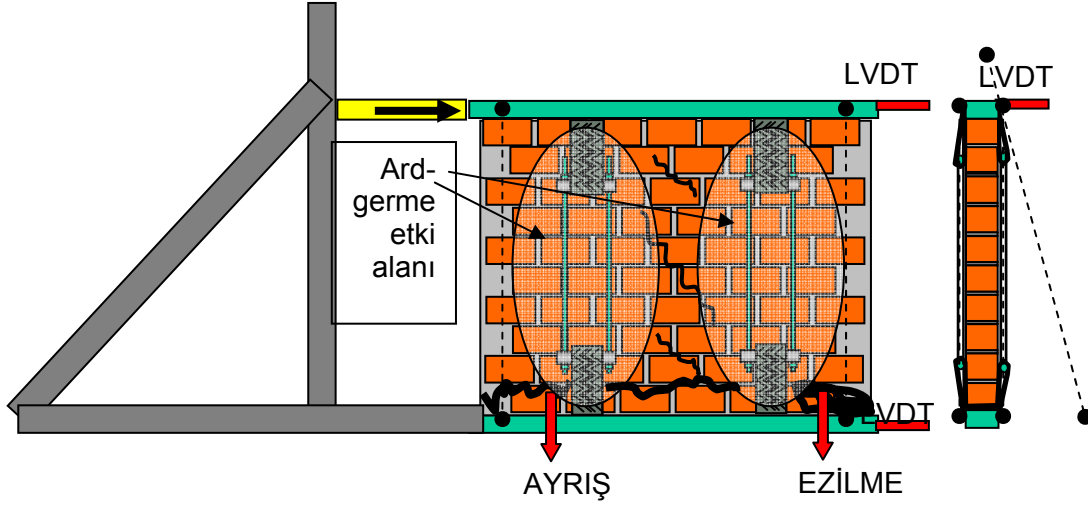
Şekil 85 – Düşey yönde güçlendirilmiş duvar



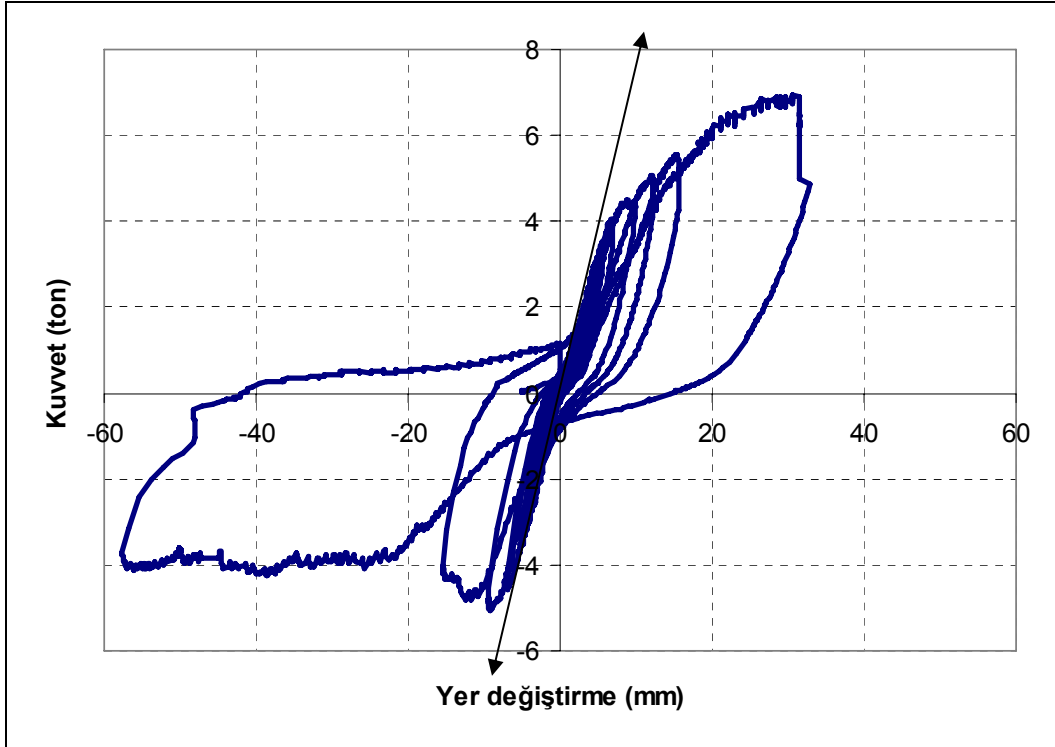
**Şekil 86 – Düşey yönde güçlendirilmiş duvar üzerinde oluşan kuvvetler**

Bu deney düzeneğinde, ard-germenin etki alanları, lastiklerin sarmaladığı duvar bölgeleri ile sınırlı kalmıştır. Şekil 87’te oval yuvarlaklar ile gösterilen bölgelerde çatlak oluşumu engellenmiş, fakat ard-germenin etki alanı dışında kaldığı düşünülen duvarın orta kısmında birkaç sıra halinde çapraz çatlak oluşumları gözlenmiştir. Duvar üzerinde birkaç sıra halinde diyagonal çatlaklar oluşsa da, duvarın yıkılma mekanizması taban köşelerinde ezilme şeklinde oluşmuştur. duvar tabandaki ayrışma ve ezilmeden dolayı kırılmıştır. Tabanda açılan delikler sebebiyle oluşan alan kaybının bu durum üzerinde etkili olduğu düşünülmektedir. Duvarın test sonunda genel görünümü ve oluşan çatlaklar Şekil 87’te fotoğraflar ile verilmektedir.

Şekil 88’te düşey yönde ard germe uygulanan duvarın yük deplasman grafiği verilmektedir. Duvarın en fazla 7 ton (70 kN) sınır yük değerine ulaştığı ve yıkılma mekanizmasının düşey bağlayıcı eleman akması ve köşe tuğlaların açılı gelen basınç altında ezilmesi şeklinde olduğu görülmektedir. Duvarın doğrusallığını 3 ila 4 ton arasında kaybettiği ve bu sınırdan sonra yüklerin düşey bağlayıcı elemana aktarıldığı ve tabanda açılan delikler sebebiyle köşede zayıflamış tuğlaların ezilerek duvarın kapasitesini belirlediği anlaşılmaktadır.



Şekil 87 – Düşey yönde güçlendirilmiş duvar deneyi

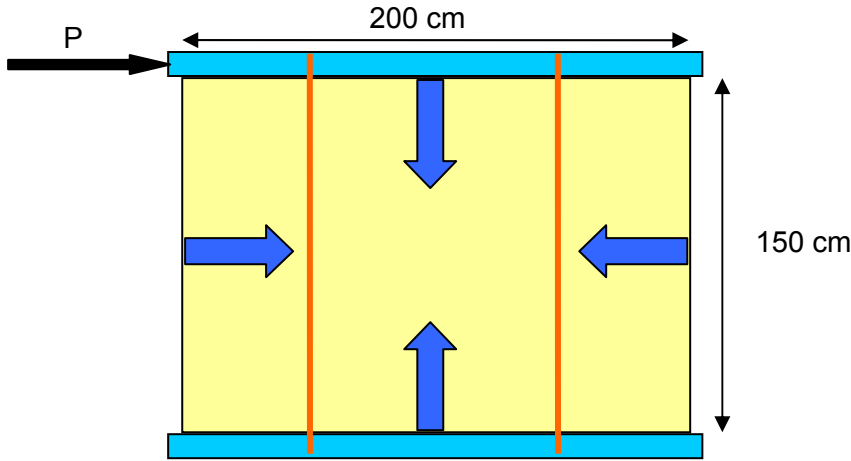


Şekil 88 – Düşey yönde güçlendirilmiş duvarın kuvvet – yer değiştirme eğrisi



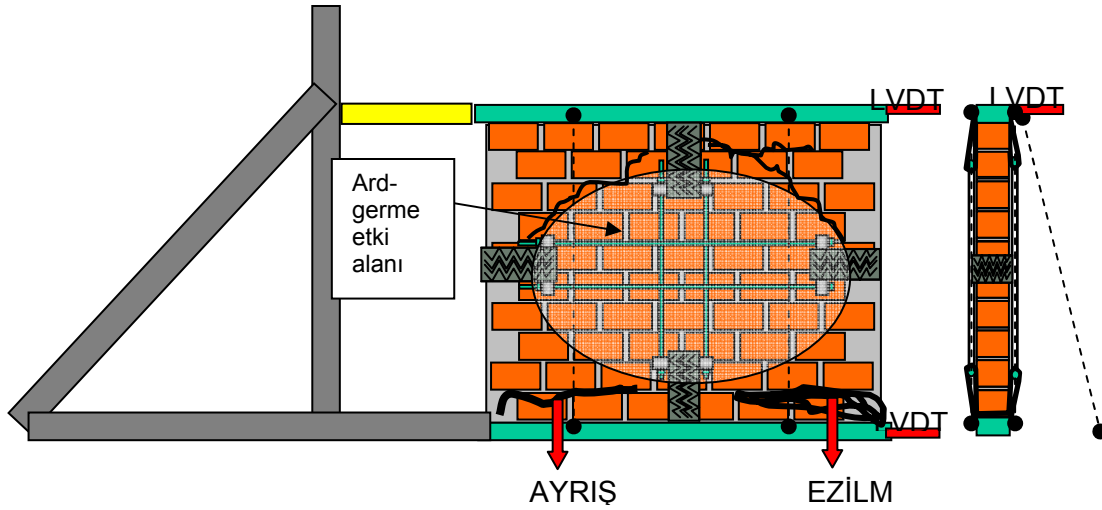






**Şekil 90 – Düşey ve yatay yönde güçlendirilmiş duvar üzerinde oluşan kuvvetler**

Deney sonunda oluşan durum Şekil 92’de verilmiştir. Beklenildiği gibi çatlaklar orta bölgenin dışında oluşmuştur. Özellikle duvarın alt kısmında görülen ayrışma ve ezilme, sınır kapasite değeri ve kuvvet – yer değiştirme eğrisinde önemli rol oynamıştır. Duvarın sadece orta bölgesinin sıkıştırılması ve demir bağlantılarının yumuşak olması duvarın daha düşük yüklerde çatlamasına ve ayrışmasına sebep olmuştur.

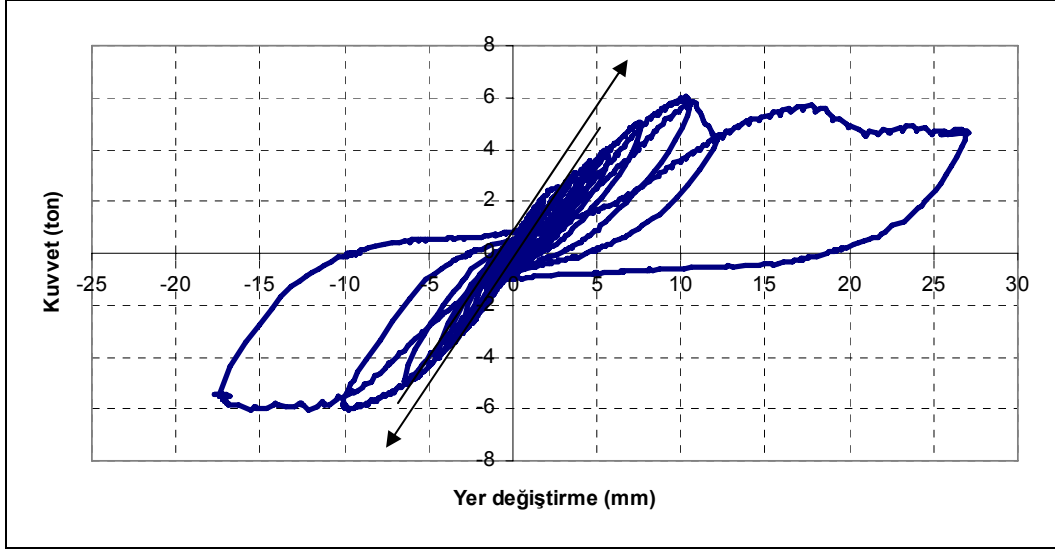


**Şekil 91 – Düşey ve yatay yönde güçlendirilmiş duvar deneyi, grafiksel anlatım**



**Şekil 92 – Düşey ve yatay yönde güçlendirilmiş duvar deneyi fotoğrafları**

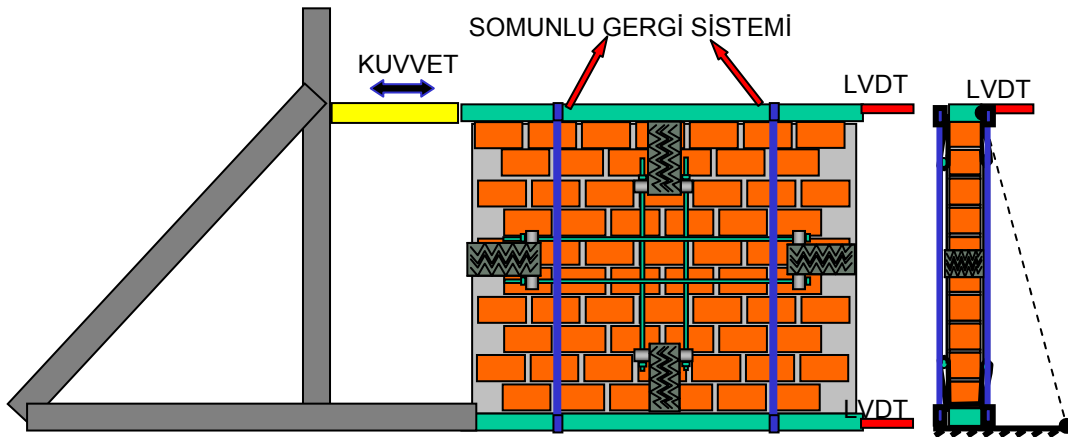
Şekil 93'de görüldüğü gibi eğrinin doğrusallığı 2,5 ton (25 kN) civarında bozulmaktadır. Bu yük seviyesinde duvar ard-germenin etkili olmadığı üst köşe bölgelerden çatlamış ve düşey bağlayıcı eleman üzerine yük aktarmıştır. Düşey bağlayıcı elemanların bağlantı detayları zayıf olduğu için, sınır yük değeri 6 ton civarında kalmış ve duvar taban seviyesinde oluşan yatay çatlak sebebiyle tabandan ayrılarak devrilme mekanizması oluşmuştur. Düşey bağlayıcı elemanın kirişlere bağlandığı zayıf bölgeler bükülerek sınır yük değeri 6 ton olarak ölçülmüştür (Şekil 93).



**Şekil 93 – Düşey ve yatay güçlendirilmiş duvarın kuvvet – yer değiştirme eğrisi**

#### **4.5.4 Düşey ve yatay yönlerde güçlendirilmiş duvar deneyi 2 (somunlu düşey bağlayıcı eleman)**

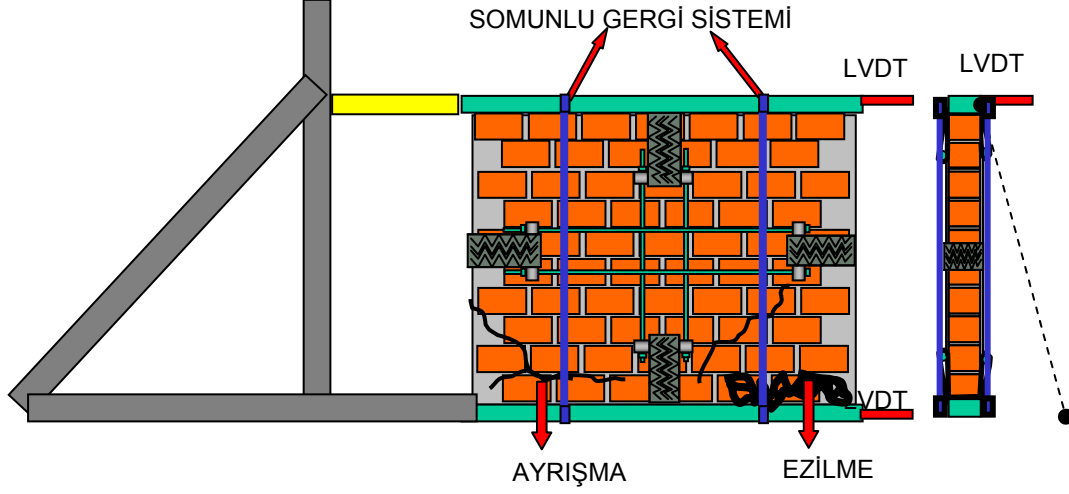
Kılıcına duvar test serisinin dördüncü ve son deneyinde, üçüncü deneyde kullanılan yatay ve düşey ard-germe kuvveti lastik halkaları vasıtasıyla uygulanmış ve düşey bağlayıcı elemanların kiriş bağlantı detayları güçlendirilmiştir. Düşey bağlayıcı elemanların üst uçlarına somunla sıkılabilen civata benzeri gijon parçaları kaynatılmış ve duvarın taban seviyesinden çatlayarak ayrılmasını ve devrilme mekanizmasını engellemek için somunlar sıkılarak duvara düşey kuvvet verilmiştir. Şekil 94'ta deney düzeneği verilmektedir.



**Şekil 94 – Somunlu demirlerle gerdirilmiş düşey ve yatay yönde güçlendirilmiş duvar**

Lastiklerle güçlendirme durumunun aynı olmasından dolayı duvar üzerinde oluşacak çatlaklar yine aynı yerlerde beklenmektedir. Fakat duvarın alt ve üstünü birbirine bağlayan demirlerin sürekli gerdirilmesinden dolayı oluşan çatlakların daha ciddi boyutlara ulaşması

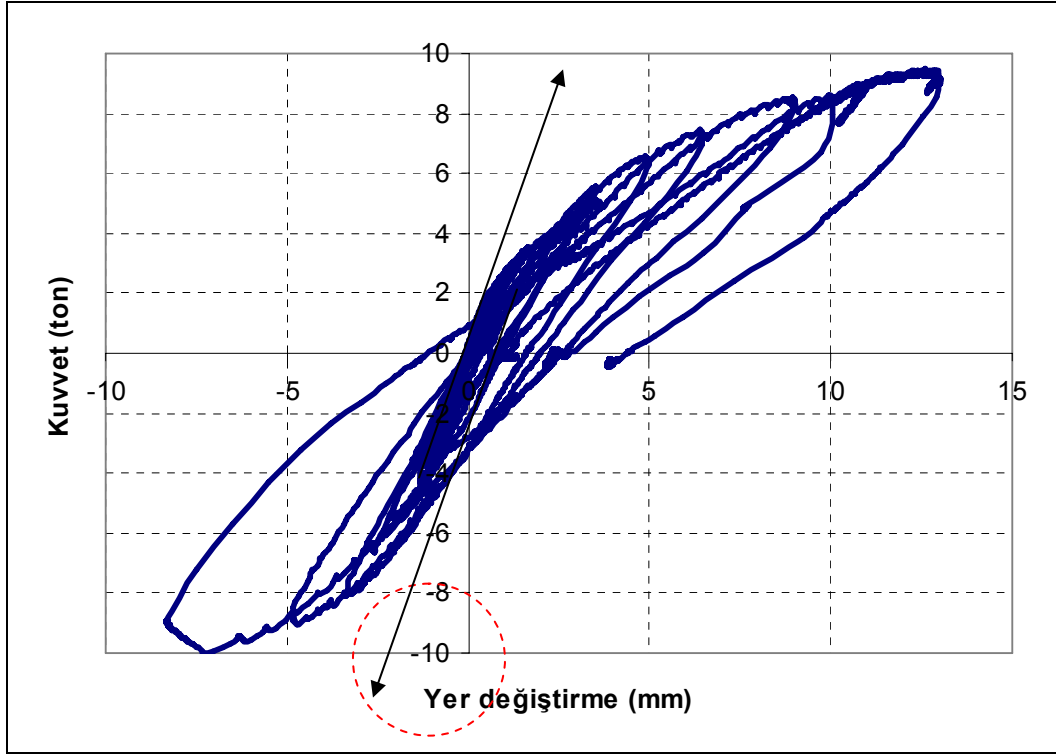
engellenmiş ve sistemin daha fazla yük almasına izin verilmiştir. Duvarda çatlaklar taban seviyesinde ezilme şeklinde kendini göstermiş (Şekil 95), düşey bağlayıcı elemanlar akma sınırına ulaştığında duvar 10 ton (100kN) yanal yüke karşı koymuştur (Şekil 96).



**Şekil 95 – Somunlu düşey elemanlar ve düşey - yatay güçlendirilmiş duvar deneyi**

Şekil 96'de kuvvet – yer değiştirme eğrisi incelendiğinde, eğrinin 2 ton civarında eğiminin değiştiği görülmektedir; fakat, duvar gövdesinde çapraz çatlak oluşumu engellenmiştir. Tuğla duvar üzerine somunlu sistem vasıtasıyla uygulanan düşey yük (yaklaşık 8 ton) ve yanal yükün bileşkesi sonucu duvar sınır yükleme durumunda alt sıra tuğlaları ezilerek kırılmıştır. Duvarın yanal sınır yükleme kuvveti 10 ton'a (100 kN)

ulaştığında, duvarı iten hidrolik krika kolu duvar düzlemine dik yönde burkulmuş ve deney durdurulmuştur.



**Şekil 96 – Somunlarla gerdirilmiş sistemin kuvvet – yer değiştirme eğrisi**

Yapılan dört deneyin sonuçları değerlendirildiğinde, tuğla duvarlara ard-germe uygulanarak duvar gövdesinde oluşacak diyagonal çatlakların önlenmesinin mümkün olduğu görülmüştür. Sadece düşey yönde yapılan ard-germe uygulamasının, yatay ve düşey yönlerin her ikisinde birden yapılan ard-germe uygulamasına oranla daha az etkili olduğu ve lastikler arasında birkaç sıra çatlağın oluşmasının engellenemediği görülmüştür. Hem yatay hem de düşey yönde yapılan ard-germe uygulaması duvarda kesme çatlaklarının önlenmesinde en etkili yöntem olmuştur.

Bunun yanı sıra, tüm deneylerde taban seviyesinde yatay yönlü (çekme ve ezilme) çatlaklarının oluşumu gözlenmiş, uzunluk/yükseklik oranı 1'e yakın yığma duvarların zeminde ezilme ve ayrılma sonucu devrilme mekanizmasının dikkatlice incelenmesi gerektiği anlaşılmıştır. Bu sebeple, sonra yapılması planlanan deneylerde daha alçak ve uzun duvarların kullanılması düşünölmektedir. "3. Sonraki Rapor Döneminde Yapılacaklar" kısmında yeni çalışmalarla ilgili detaylı bilgiler açıklanmaktadır.

#### **4.6. 1/10 ölçekli yığma ev sarsma masası deneyleri**

Bu çalışmada, Türkiye'de yığma bina yapımında kullanılan tuğla ve briket malzemelerini kullanarak inşa edilen binaların araba lastiği ile güçlendirildiğinde, dinamik

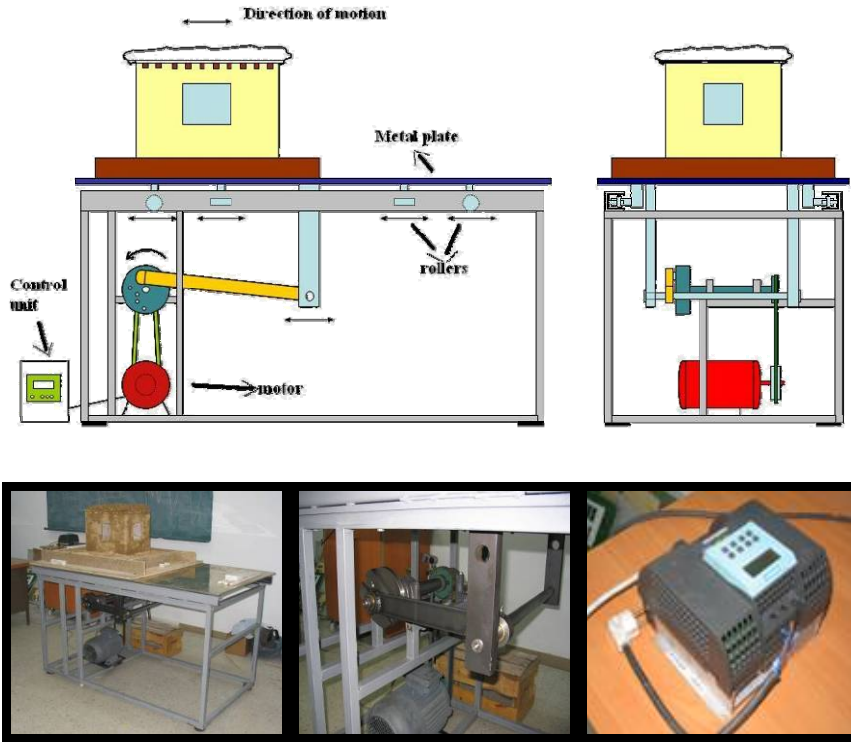


etkilere maruz kaldığında dayanım değişimini görebilmek için 1/10 ölçekli yığma yapı modelleri üzerinde deneyler yapılmıştır.

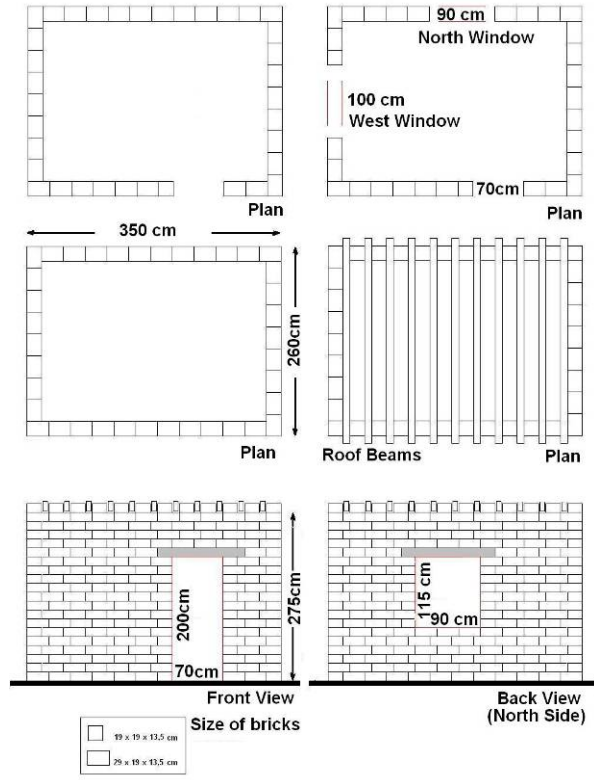
Çalışmada, kırsal kesim yığma yapılarının, kullanılmış otomobil lastikleri ile güçlendirilmesini amaçlayan proje kapsamında, öne sürülen güçlendirme yöntemlerinin geçerliliğini araştırmak ve çalışma takımı tarafından öne sürülen alternatif güçlendirme metotları arasından en etkili olanı bulmak amacıyla 1:10 ölçekte model yığma yapılar hazırlanmıştır. Bu numuneleri denemek amacıyla, düşük maliyetli bir sarsma tablası tasarlanmış ve imal edilmiştir (Şekil 97).

Toplam 10 adet numune bina üretilmiştir. Numune binanın prototipi, tek odalı, 3x4 m planında ve 3 m yüksekliğinde, 2 adet penceresi ve 1 adet kapısı bulunan ve çalışmaya katılan mimar yazarın tespit ettiği şekilde kırsal kesim yapılarının karakteristik geometrik özelliklerini yansıtacak şekilde tasarlanmıştır (Şekil 98). İlk denenen numune orijinal-güçlendirilmemiş numune olup, diğer deney sonuçları ile karşılaştırmak amacıyla hazırlanmıştır.

Deneylerde yer hareketi ile binaya etkiyen ivme, düşükten yükselerek verilmiş ve yapının göçtüğü ivme değeri yerçekimi ivmesinin katı olarak tespit edilmiştir (Şekil 99). Denenen tüm numunelerin sonucunda, ilk çatlak oluşumu ve deney sonunda elde edilen ivme değerleri karşılaştırılmıştır (Şekil 100).



Şekil 97 – Düşük maliyetli sarsma tablası

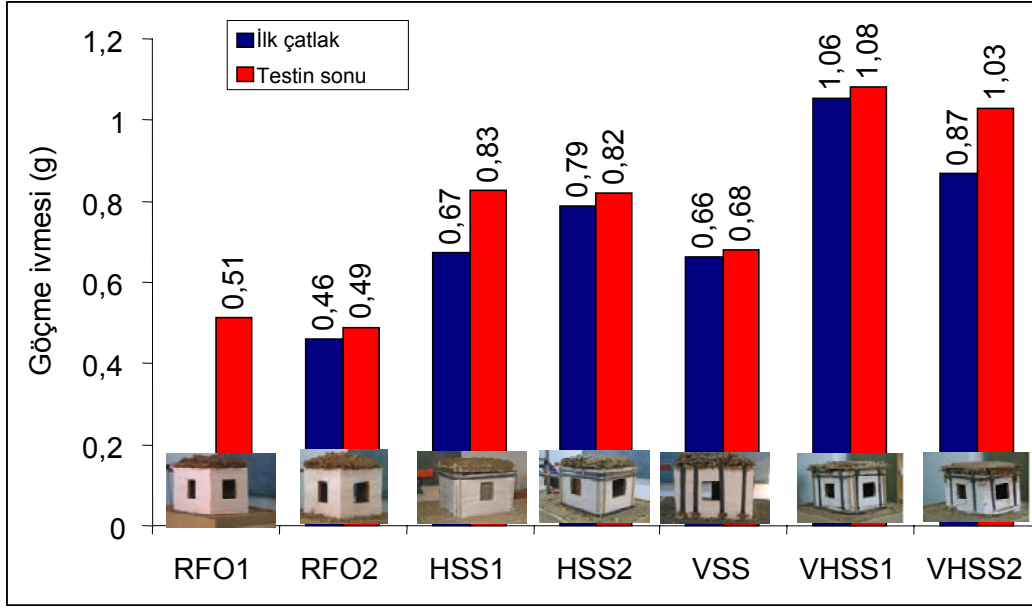


Şekil 98 – Deney numunelerinin planı ve hazırlanışı



Şekil 99 – Test edilen numunelerden deney sonrası bir görünüş





**Şekil 100 – Deney sonuçlarının göreceli olarak karşılaştırılması.**

Bu çalışmada gerçekleştirilen deney sonuçları, hazırlanan 1/1 ölçekli deney için ön data ve önemli parametrelerin tespit edilmesine olanak sağlamıştır. Düşey ve yatay sargılı modelin en iyi sonuç verdiği görülmüştür (Şekil 100).

#### **4.7. Birebir Ölçekli Yığma Ev Eğilme Masası Deneyleri**

Önerilen güçlendirme tekniğinin, birebir ölçekli bir ev üzerindeki etkisini görmek amacıyla, Dr. Ahmet Türer ve Bayezid Özden tarafından ve 3m genişliğinde, 4 m uzunluğunda, 3 m yüksekliğinde yığma bir bina inşa edilebilecek ölçüde, güçlü bir eğilme masası tasarlandı. Binanın üzerine gelen yük, eğilme masasının eğimden elde edilen bir sinüs fonksiyon ( $=m \cdot g \cdot \sin(\alpha)$ ) ile kontrol edildi. Eğilme masası ile, bir adet normal ve bir adet atık lastikler ile güçlendirilmiş 3m\*4m\*5m ölçülerinde binalar yapılmıştır. Birinci durumda çatı yükü gerçek hayattaki çatı yüklerini taklit etmesi için kum dolu çuvallar ile sağlanmıştır, ikincisinde ise, aynı ağırlıkta betonarme bir döşeme ile sağlanmıştır. Bu iki durumda da, çatı yükü yaklaşık 55 kN'dur. Daha sonra oluşabilecek bir yıkımın çevreye vereceği zararı önlemek amacıyla, binanın zayıf yönlerindeki duvarları kafese benzer bir çelik çitler ile kapatıldı ve eğilme masasına çapraz uzun çelik çubuklar ile bağlandılar. Bu çelik kafesin, binanın dayanımına hiçbir katkısı yoktur.

Birinci deneyde, ard-germenin uygulanmadığı modelde, bina yaklaşık 180 derecede ( $= 0.31 \cdot m \cdot g$  yanal yükte), ana duvarlarda ve zayıf duvarlarda oluşan büyük çapraz çatlaklar ile beraber birden şiddetli bir biçimde yıkıldı. Şekil 101, oluşan çatlakların dağılımını göstermektedir.



a) Ana duvarlar üzerinde oluşan çapraz çatlakların dağılımı



b) Zayıf duvarlar üzerinde oluşan çapraz çatlakların dağılımı

**Şekil 101 – 1:1 ölçekli yığma bina duvar çatlakları**

İkinci deneyde ise, yığma bina atık araba lastikleri ile yatay ve düşey yönlerde 50 kN ve 20 kN'luk ard-germe kuvvetler uygulayarak güçlendirildi. Daha sonra, bina yaklaşık 340 dereceye ( $=0,56 \cdot m \cdot g$  yanal yük) kadar, eğilme masası tarafından yüklenmesine rağmen, sadece duvar yüzeylerinde küçük çatlaklar olduğu görüldü (Şekil 102a). Sonra, bina başlangıçtaki konumuna geri döndüğü anda, bina duvarları üzerindeki çatlaklar, lastiklerin üzerlerinde bulunan çekme kuvvetlerinin etkisiyle kapandı (Şekil 102b).



a) 34 derecede oluşan küçük çatlaklar      b) Deney sonrası bina ve deney ekibi  
**Şekil 102 – Güçlendirilmiş yığma bina deneyi**

#### 4.8. 17 Şubat 2005 Çalıştayı:

17 Şubat 2005 tarihinde “Yığma Yapıların Deprem Güvenliğinin Arttırılması Çalıştayı - YDGA2005” üç bölüm halinde yığma yapılar çalıştayı düzenlenmiştir. Çalıştayda, yığma yapılar ile ilgili olarak Türkiye genelinde yapılan çalışmaların birleştirilmesi, araştırmacıların, idarecilerin ve konu ile ilgili kişilerin bir araya gelerek fikir ve bilgi alışverişinde bulunması amaçlanmıştır. Çalıştayı ilk kısmında genel konular ve yığma yapılarla ilgili Türkiye genelinde yapılan araştırmalar ve görüşler katılımcılar tarafından aktarılmış; çalıştayı ikinci kısmında ise ağırlıklı olarak TÜBİTAK-İÇTAG-I599/01 ve DM2003-1451 eş güdümlü projeler kapsamında şimdiye kadar geliştirilen teknikler katılımcılara sunulup ve uygulama-iyileştirme konularında fikir alışverişi yapılmıştır. Kapanış kısmında ise ülkemizde yoğunlukla betonarme yapılar üzerinde yapılan güçlendirme çalışmalarının yığma yapıları da kapsayacak şekilde genişletilmesi, yönetim, araştırma, uygulama ve diğer birimlerinin (üniversite, devlet, sivil toplum örgütleri, medya, vb.) güçlerini birleştirerek depremsel olarak riskli ve yığma yapı stoğu yüksek illerimizden başlayarak iyileştirme çalışmalarının yapılması, bu çalışmalara ön ayak olunması, basın vasıtasıyla halkımızda bilinçlendirilmesi, bilgilendirme ve uygulama çalışmaları vb. aktivitelerin planlanması, merkez kurulması gibi konular tartışılmıştır. Çalıştay ile ilgili davet, Bayındırlık Bakanlığı - Afet İşleri Müdürlüklerine, Belediyelere, İnşaat ve Mimar Odaları temsilcilerine, Sivil Toplum örgütlerine, Meclise ve Yayın kuruluşlarına duyurulmuştur. Çalıştay duyurusunun ulaştırıldığı iller harita üzerinde işaretlenmiştir (Şekil 103). Çalıştay 150 kişiye yakın katılım ile gerçekleşmiş ve tam gün sürmüştür (Şekil 104). Çalıştay programı Şekil 105’de görülmektedir. Çalıştay kitapçığı ekte verilmektedir.

Tartışma oturumunda akşam saatlerine kalması ve şehir dışına geri dönecek katılımcıların ayrılmak zorunda olması sebebiyle katılımcı sayısında azalma olmuş, fakat girişimli ve verimli bir oturum gerçekleşmiştir; başlıca aşağıdaki konular tartışılmıştır:

Depreme karşı yığma yapıların güçlendirilmesi ile ilgili olarak devlet yetkililerinin ve halkın ilgisinin çekilmesi, bilinçlendirilmesi ve bilgilendirilmesi gerekmektedir.

Çalıştay ile ilgili konuların ilgili kişilere ulaştırılmasında medyanın çok önemi büyüktür. Medya organları, haber niteliği taşımayan konu ve olaylara ilgisizdir ve yapmak istedikleri haberlerde özellikle aksiyon, çarpıcılık, gariplik, hareket, vb aramaktadırlar.

“Public Information Campaign...” Profesyonel şirketleri, halkı bilinçlendirme için kullanılmalıdır; öğretim üyelerinden destek alınmalı, ancak onlar öne çıkarılmamalıdır. Basına da yayınlanacak malzeme (istedikleri gibi değiştirememeleri için) hazır klip olarak verilmelidir. *(Bir Anı: Trafik kazalarını azaltma ile ilgili proje. Klip hazırlandı. Ancak sabaha karşı 3’de yayınladılar. Bedava yayınlandığı için başarı elde edilemedi. Onun için kampanya için parayla yayınlanması gerekli. Deprem Sigortaları kampanyalarında olduğu gibi.)*





Şekil 103 – Çalıştay duyurusunun ulaştırıldığı iller.



Şekil 104 – Çalıştay'dan görüntüler.

<b>YIĞMA YAPILARIN DEPREM GÜVENLİĞİNİN ARTTIRILMASI ÇALIŞTAYI YDGA2005</b>	
<b>PROGRAM</b>	
09:30 - 09:45	<b>AÇILIŞ</b> – ODTÜ REKTÖRÜ – PROF. DR. URAL AKBULUT MÜHENDİSLİK FAKÜLTESİ DEKANI – PROF. DR. MUSTAFA TOKYAY PROJE KOORDİNATÖRÜ – YARD. DOÇ. DR. AHMET TÜRER
09:45 - 10:00	DR. ERGİN ATIMTAY “Yığma Tuğla Duvarın Düzlem Dışı Deprem Davranışı” - ODTÜ
10:00 - 10:15	DR. ERÇİN KASAPÖĞLU “Özel-Şekli Hafif Yapısal Elemanlar ile Yapılmış Depreme Dayanıklı Yığma Ev” - HACETTEPE ÜNİV.
10:15 - 10:30	DR. SİNAN ALTIN “Yığma Yapıların Rehabilitasyonu için bir Yöntem” - GAZİ ÜNİV.
10:30 - 10:45	DR. GÖRÜN ARUN “Yığma Kagir Yapılar ve Davranışı” - YTÜ
10:45 - 11:00	<b>ÇAY-KAHVE ARASI</b>
11:00 - 11:15	DR. DEVRİM ALKAYA “Sultandağı Depremi Işığında Toprak Yapılar ve İyileştirme Önerileri” - PAMUKKALE ÜNİ.
11:15 - 11:30	DR. FEVZİYE AKÖZ “Yığma Kagir Yapılarda Hasar Tespiti ” - YTÜ
11:30 - 11:45	DR. HALİM KARAŞİN, DR. ERHAN KARAESMEN “1 Mayıs Bingöl Depreminde Meydana Gelen Yığma Yapı Hasarları” - DİCLE ÜNİV.
11:45 - 12:00	SGM “ Tarihi Yığma Yapıların Depreme Karşı Güçlendirilmesi” - SİSMİK GÜÇLENDİRME MERKEZİ
12:00 - 12:15	SERDAR AK “GIS Sistemleri ve Uygulama Alanları” - NETCAD
12:15 - 13:00	İnşaat Bölümü Yapı Mekaniği <del>Laboratuvarı</del> Gezisi
13:00 - 13:50	<b>YEMEK ARASI</b> ☛ - Akademik Kafeterya (yemekhane üst kat)
13:50 - 14:10	İBRAHİM SİRER - DÜNYA BANKASI TÜRKİYE SORUMLUSU DR. AHMET TÜRER “SPİM-1451 Yığma Yapıların Depreme Karşı Oto Lastiğiyle Güçlendirilmesi” ÖZET ve GENEL BAKIŞ
14:10 - 14:30	ÇAĞDAŞ ŞİMŞEK - ABDULLAH DİLSİZ - ODTÜ “Sosyal-İdari ve Coğrafi Bilgi Sistemleri Çözümlenmeleri”
14:30 - 14:50	MUSTAFA GÖLALMIŞ - ODTÜ “Lastik Çekme, Düzlem Dışı Duvar ve Eğilme Tablası Testleri”
14:50 - 15:05	<b>ÇAY-KAHVE ARASI</b>
15:05 - 15:20	DR. HASAN HÜSNÜ KORKMAZ - SELÇUK ÜNİ. “Yığma Yapılar ve Küçük Ölçekli Sarsma Tablası Testleri”
15:20 - 15:35	ÖNDER ÖZEN - ODTÜ “Güçlendirme Alternatiflerinin Doğrusal Olmayan Analitik Modellenmesi”
15:35 - 15:50	BAYEZİD ÖZDEN - ODTÜ “Atık Lastik Yastıkları [ALYA] ile Depremsel Zemin Yalıtımı”
15:50 - 16:00	DR. AHMET TÜRER - ODTÜ “Hatay-Antakya Arazi Uygulamaları ve Dekoratif Çözümler”
16:00 - 16:15	<b>ÇAY-KAHVE ARASI</b>
16:15 - 18:00	<b>TARTIŞMA OTURUMU:</b> <ul style="list-style-type: none"> <li>✓ TÜRKİYE’DE YIĞMA YAPILARDA YAŞAYAN 35 MİLYON İNSANIMIZIN DEPREM GÜVENLİĞİ KONUSUNDA NELER YAPILMALIDIR?</li> <li>✓ TOPLUMUMUZ DEPREM KONUSUNDA NASIL BİLGİLENDİRİLMELİ VE BİLİNÇLENDİRİLMELİDİR? KAMUSAL İNİŞİYATİFLERİN GÖREVİ NE OLMALIDIR? ÇALIŞMALARINI DÜZENLEYECEK BİR <b>MERKEZ/KURUM</b> OLUŞTURULABİLİR Mİ?</li> <li>✓ YIĞMA YAPILARIN DEPREME DAYANIKLI <b>İNŞA TEKNİKLERİ</b> (YENİ BİNA İÇİN) VE <b>GÜÇLENDİRME</b> (HALİHAZIRDA BULUNAN BİNA) KONULARININ HALKA DUYURULMASI VE KABUL EDİLEBİLİR HALE GELMESİ (yaptırımlar?) NASIL GERÇEKLEŞEBİLİR? PROBLEMLER?</li> <li>✓ HANGİ DURUMDA HANGİ GÜÇLENDİRME VE YAPIM TEKNİKLERİNİN KULLANILACAĞI (bölgeler, yapım malzemesi, vb), KİTAPÇIKLARIN - TV PROGRAMLARININ HAZIRLANMASI,</li> <li>✓ YIĞMA YAPILAR VE DEPREM PERFORMANSLARI ÜZERİNE HAZIRLANMIŞ MEVCUT YÖNETMELİKLER YETERLİ MİDİR?</li> </ul>
18:00 -	KAPANIŞ KOKTEYLİ ☛

Şekil 105 – Çalıştay programı.

Yığma yapılar ile ilgili bir merkezin ve/veya merkezi otoritenin kurulması gerektiği; bu merkezin basitçe aşağıdaki konular ve görevler doğrultusunda çalışacağı detaya inilmeden görüşülmüştür:

- çalışmalar ve merkezi destekleyecek kamu ve özel kurumların belirlenmesi,
- doğru yığma yapı inşaat kurallarının tespiti, dokümantasyonu ve dağıtılması,
- halihazırda bulunan yığma yapıların güçlendirme tekniklerinin araştırılması,
- hangi durumlarda ve yığma yapı tiplerinde hangi tür güçlendirme tekniklerinin kullanılmasının daha uygun olacağını belirlenmesi; tabloların ve posterlerin hazırlanması.
- depreme dayanıklı yığma yapı kural ve esaslarının belirlenmesi ve geliştirilmesi (örneğin afet yönetmeliğinin kısımları),
- depreme dayanıklı alternatif yığma yapı metotlarının belirlenmesi, araştırılması ve dokümantasyonu,
- bilgilendirme ilan, poster, broşür, kitapçık, kitap, basılı ve görsel reklam, hazırlanması.

Bir davetlinin yığma yapıların güçlendirilmemesi ve sadece yeni yapılacak yığma yapıların esaslarına uygun şekilde yapılması yönündeki görüşü, Türkiye’de bulunan 4 milyon civarındaki yığma yapıda yaşayan yaklaşık yarı nüfusumuzun tehlikede olması sebebiyle hem eski yapıların güçlendirilmesi hem de yeni yığma yapıların depreme güçlü şekilde yapılması için çalışmalar yapılması konusunda değişerek ortak fikir ile sonuçlandı.

Kullanılmış araba lastiği ile güçlendirme alıılmamış bir yöntem olduğu için diğer yöntemler çok tartışılmadı; lastik ile güçlendirme konusu değerli konukların yapıcı eleştirileri ve sorgulamaları ile karşılaştı. Genel olarak depreme oto lastiği ile güçlendirme konusunda aşağıdaki sorular ve hususlar görüşüldü:

- *Yatay gerdirme her zaman uygulanmalı mı?* Yatay gerdirme laboratuvar çalışmasındaki deney evinde en önemli parametrelerden birisi olarak ortaya çıktı. Fakat pencereler üzerinden betonarme giriş dönmesi durumunda yatay yönde sıkıştırılacak tuğla olmaması sebebiyle ve pencere boşluklarının süreksizlik sağlaması nedeniyle yapılmayacağı konuşuldu.
- *Araba lastikleri yaz kış arasında değişen sıcaklıklarda farklı davranır yük bırakır mı?* Araba lastikleri ile güçlendirme uygulaması yaz aylarında yapılırsa sıcak havada gevşemiş haliyle kullanıldığı için soğuk havalarda yük bırakmadan çalışmaya devam edecektir.
- Araba lastikleri ultraviyoleten etkilenir (kapama ve beyaza boyama; keçe, saman gibi ısı tutucu malzeme ile doldurularak) korunması gerekir. Araba lastiklerini olası koku

ve yangına karşı koruma ve dekoratif amaçlı olarak üzeri zaten kapatılmaktadır (dışardan içi oyulmuş briket, içerden alçıpan ile). Dolayısıyla güneş ışıkları lastiklere ulaşmamaktadır. Ayrıca araba lastiğinin içinde bulunan hasır çeliğe de yük taşımada güvenilmektedir. Hasır hava geçirmez olarak kaplayan lastik ise çeliği paslanmaya karşı korumaktadır.

- *Neden lastikte ısrar ediliyor? Aynı çalışma sadece çelik malzeme ile yapılamaz mı?* Araba lastiği kullanılmasında önemli iki madde *ekonomi* ve *geri-dönüşüm*. Araba lastiklerinin kullanılmasının çelik üzerine en büyük üstünlüğü, duvar ile birleştiği bölgede takoz kullanılarak malzeme ve detay (kalın taban plakası, taban plakasının delinerek hazırlanması) maliyetinin çok düşürülmesi. Lastik ile yapılan güçlendirmede boru bağlantıları en yüksek harcama kalemi olduğu için *hibrit sistem* geliştirildi; sadece duvar tepe ve yer uçlarında iki lastik ve iki takoz kullanıldı, duvarın tümü ince inşaat demir donatı çubukları ile geçilerek maliyet daha da düşürüldü.
- *Metot kerpiç ve taş evlerde de kullanılabilir mi?* Teorik olarak evet, fakat henüz laboratuvarda denenmedi. Türkiye genelinde yaygın olarak bulunan ve belirli bir standarda yakın olan tuğla malzemesi ile başlamayı uygun gördük. Daha fazla farklılıklar göstermesine rağmen briket üzerinde de çalışmalar yaptık ve ikisinde de beklentilerimizin üzerinde (10 kata varan) sonuçlar elde ettik. Kerpiç gevrek bir malzeme olmasına rağmen iyi sonuç vermesini bekliyoruz. Taş evlerde ise taşlar bütün ve düzgün, duvarın enince sürekli ise güçlenmesini bekliyoruz. Fakat düzensiz ve dolgulu (moloz duvar) ise ard-germeye sınırlı ya da olumsuz cevap vermesini bekliyoruz.
- *Lastiği temel altından ve kiriş üstünden geçerseniz daha faydalı olmaz mı?* Elbette, fakat temel altından geçirmek çok mümkün değil. Hem temele kazarak inmek zor hem de bağlantısız tek lastik ile temel iniş-çıkış mesafesini kat etmek mümkün değil. Toprak altında kalan çelik bağlantı elemanları nem sebebiyle paslanacaktır. Üst kiriş hakkında: bizim çalışmamız duvarın üstünde bağ kirişi olmayan (en kötü) durumlar içindi. Kirişin olduğu durumlarda kiriş üzerinden geçmek çok faydalı olur; fakat bu durumlarda, alternatif güçlendirme teknikleri (örneğin çelikle çarpazlama) ile beraber değerlendirilmesi daha yerinde olur.
- *Lastik altında takoz olarak ahşap kullanılması sorun yaratabilir, bakım konusu.* Çatı altında da ahşap kalaslar kullanılıyor. Lastik altındaki yarım daire ahşap elemanın görevi yuvarlak şekliyle lastiği kesmemek ve yükü duvara bir miktar yaymak. Zaten ahşap takoz duvar içinde kalıyor ve üstten, içten ve dıştan sıva ile kapatılıyor.
- *Temelde beton kullanılması uygun olabilir.* Her türlü karmaşıklığı en aza indirmeye çalıştık. Güçlendirmenin basit ve düşük maliyetli olmasını, işlemlerde basit aletler



(çekiç, anahtar, vb) kullanılarak yapılması hedefledik. Beton uygulaması karmaşık olduğu için kaçınıldı; fakat uygulanması mümkün olabilir.

- *Araba lastiğinin, ucuz izolator olarak kullanılması. Köydeki vatandaş bunu uygulayabilir mi?* Araba lastiğinin yeni yapılacak yığma yapılar altına konulabilmesi için çok kalın bir taban betonu dökülmesi gerekir ve şimdiye kadar ki hesaplarımıza göre bu çok ekonomik ve uygulanabilir değil. Araba lastikleri ile sismik yalıtım ancak büyük kütleli ve tek parça elemanların yalıtımına uygun. Şu aşamada teorik bir çalışma olarak kaldı fakat yeni ve farklı kullanım alanları bulunabilir. Örneğin küçük ve sık kullanılmayan giriş yada döşeme tip köprülerde yastık olarak (sıcaklık hareketlerine karşı) kullanılabilir. Bu şekilde çok sayıda köprü olması durumunda, Türkiye genelinde önemli ekonomik tasarruf elde edilebilir.

#### **4.9. Yığma yapıların depreme karşı zayıflık değerlendirilmesi**

Ülkemizde bulunan tüm yığma yapıların depreme karşı zayıf olduklarını kabul etmek doğru bir mühendislik yaklaşımı değildir. Ülkemizde bulunan milyonlarca yığma yapının belirli bir düzen içinde değerlendirilmesi, hangi binanın daha kritik ve hangi binanın daha az kritik olduğuna karar verilmesi, yapıların öncelik sırasına ve zayıf olup olmadığına göre güçlendirilmesi gerekir. Her yığma yapının hasar görülebilirlik derecesi ve hasar görme mekanizması tespit edildikten sonra yapının türüne ve zayıflık durumuna uygun bir güçlendirme uygulamasının seçilmesi daha uygun olur. Bu sebeple, güçlendirme çalışmasının değerlendirme çalışmalarından ayrı tutulmaması gerekir.

Yığma yapıların adedinin fazla olması sebebiyle yapısal değerlendirme çalışmaları birkaç aşamalı yapılabilir. Örneğin, yığma yapıların çok belirgin özellikleri kullanılarak bir eksper sistemi oluşturulabilir. Yapılar, puantör benzeri eğitim verilmiş görevliler tarafından hızla taranarak belirgin özellikleri kaydedilir ve veriler bilgisayara girilerek çok sayıda bina hızlı bir şekilde değerlendirilir. Toplanması düşünülen yapısal parametrelerden bazıları özet olarak aşağıda verilmektedir:

- Yığma yapı malzemesi-türü (tuğla, kerpiç, briket, kesme taş, moloz taş, hımış, bağdadi, vb). Katlar arası malzeme tür farklılığı var ise 'karışık' tanımlanacak ve her katın malzemesi-türü ayrı ayrı yazılacak.
- Plan geometrisi (kare, düzgün dikdörtgen, 'L' şekilli, dairesel, vb) ve yaklaşık en ve boy.
- Kat adedi (N) ve yaklaşık kat yükseklikleri ( $H_i$ ).
- Döşeme tipi (betonarme ya da diğer).
- Yaklaşık duvar kalınlığı (t).

- Çatı tipi (toprak dam ise yaklaşık kalınlığı)
- Duvar malzeme dayanım endeksi (D): El, çekiç, ya da gözle muayene. Değerlendirmeye harç malzemesi ve kullanımı mümkünse katılacak, 1 (kötü) ile 5 (iyi) arasında değişen değer verilecektir.
- Pencere-kapıların boyutu ve yerleştirilmesi: duvar boşluk endeksi (W) 1 (kötü) ile 3 (iyi) arasında olacaktır.
- Planda ve katta düzensizlik (R) 1 (kötü) ile 3 (iyi) arasında olacaktır.

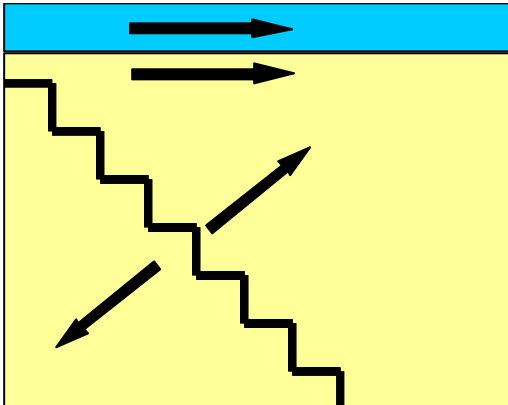
Detaylı değerlendirme çalışmalarında boyutların ve malzeme özelliklerinin yaklaşık olarak bilinmesi gerekmektedir. Yıkılma mekanizmaları için geliştirilen formüller ve toplanan veriler kullanılarak basit hesaplar yapılmakta ve yapının dayanımı ile kuvvetler karşılaştırılarak her mekanizma için bir zorlanma ya da dayanıklılık endeksi hesaplanmaktadır.

#### 4.9.1 Duvarların düzlemleri içinde kesme etkisi ile yıkılma mekanizması

Kesme kırılması duvara kılıcına yönde gelen kuvvetler sonucunda duvarın diyagonal çatlak oluşumu sonucu yıkılmasıdır. (Şekil 106)

Kesmeye bağlı yıkılma mekanizmasını etkileyen 3 önemli faktör şu şekilde tanımlanmıştır:

- Duvar uzunluk – yükseklik oranı
- Döşeme ve çatı tipi (betonarme-ahşap-toprak)
- Duvar kalınlığı, alanı, her duvarın taşıdığı çatı alanı

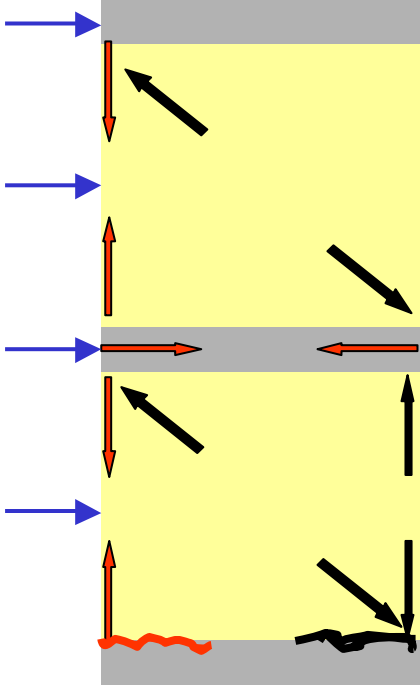


Şekil 106 – Kesme kırılması

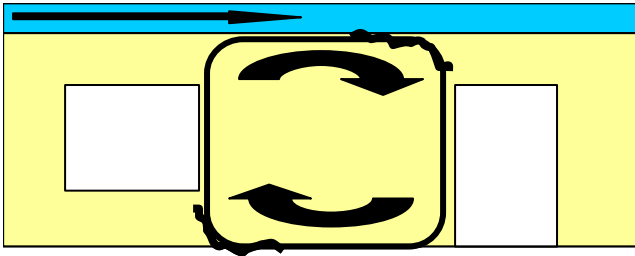
#### 4.9.2 Duvarlar ve binanın kütle olarak dönme-devrilme mekanizması

Devrilme yapının tamamının (Şekil 107) veya bir bölümünün (Şekil 108) tabandan ayrılarak bütün halde dönmesidir. Devrilmeyi etkileyen en önemli faktör ;

Kat adedi ve binanın kısa yöndeki boyutu (eni)



Şekil 107 – Tamamen devrilme

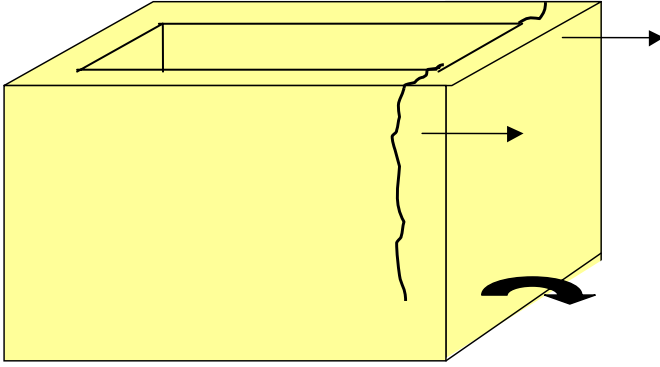


Şekil 108 – Duvarın bir bölümünün devrilmesi

#### 4.9.3 Duvarların düzlem dışı çekme ile devrilme mekanizması

Duvarın köşelerinin ve tavanla bağlantısının zayıf olması durumunda duvarın bir bütün olarak dönerek yere düşmesi sonucunda düzlem dışı çekme devrilmesi meydana gelebilir (Şekil 109). Düzlem dışı çekme devrilmesini etkileyen en önemli parametreler şu şekilde sıralanabilir:

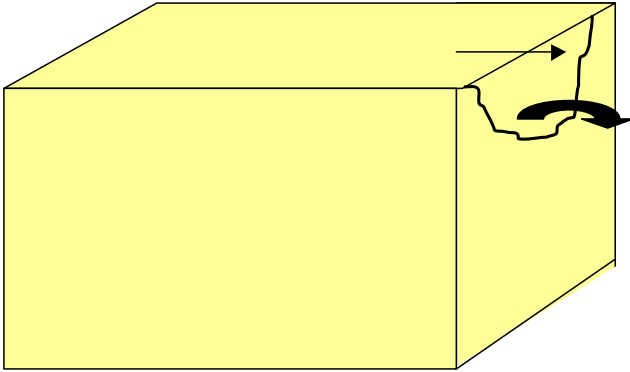
- Malzeme tipi, kütlesi ve yatay yönde çekme dayanımı (tuğla, briket, kerpiç, taş, moloz)
- Yapı döşeme, duvar bağlantısı
- Duvara basan çatı kütlesi



Şekil 109 – Düzlem dışı çekme devrilme

#### 4.9.4 Duvarların düzlem dışı eğilme ile devrilme mekanizması

Yapıdaki duvarın tavanla olan bağlantısının zayıf olması, duvara dik yönde birleşen duvarların arasında fazla mesafe bulunması gibi durumlarda, duvar düzlem dışı eğilmeye maruz kalmakta ve eğilme mekanizması ile yıkılabilmektedir. Bu durum özellikle ahşap kirişlerin kullanıldığı ve çatının duvar ile temasının bulunmadığı durumlarda ve yanal olarak uzun mesafeler desteklenmeyen ince-yüksek duvarlarda kritik olmaktadır. Düzlem dışı eğilmeyi etkileyen parametreler düzlem dışı çekme devrilmesini etkileyen parametrelerle paralellik göstermektedir.



Şekil 110 – Düzlem dışı eğilme

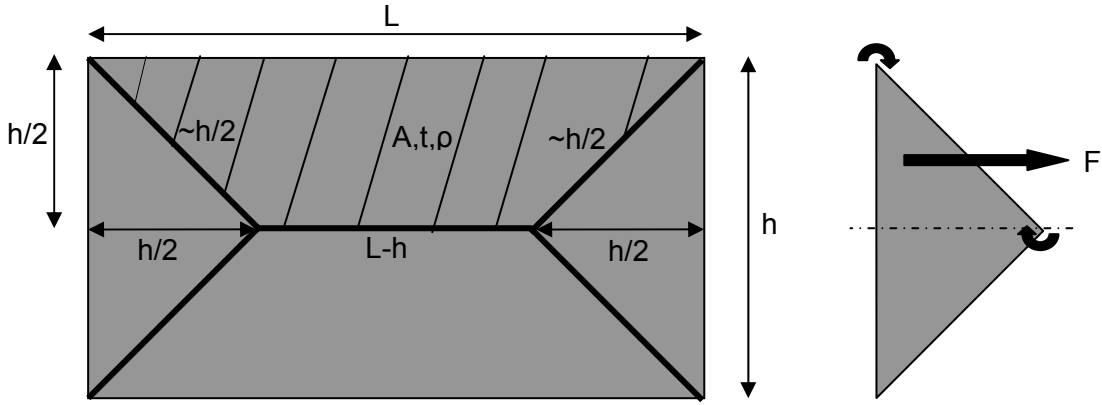
#### 4.9.5 Duvarların köşe birleşimlerinden açılma mekanizması

Bu mekanizma, “düzlem dışı çekme” ve “kesme” mekanizmalarının birleşimi olarak düşünülmektedir. İki dik duvar kesişim bölgesinde (örneğin binanın köşelerinde) ilk çekme çatlağı oluştuğundan sonra dik duvarlar arasında oluşan kesme kuvvetlerinin transferi sırasında iki duvar birbirine çarparak ve sürtünerek köşe bağlantısını kaybetmektedir. Köşe bağlantısı kaybolan duvarlar ise kısa sürede dengesiz duruma gelerek düzlem dışı yönde

yıkılabilmektedir. Köşe birleşiminin açılması köşelerin ne kadar özenle örüldüğü ve kullanılan malzeme özelliklerine de bağlıdır. Değerlendirme ile ilgili bir formül elde edilemediği için değerlendirme subjektif olarak yapılmaktadır.

#### 4.9.6 Güçlü döşeme ile düzlem dışı patlama mekanizması

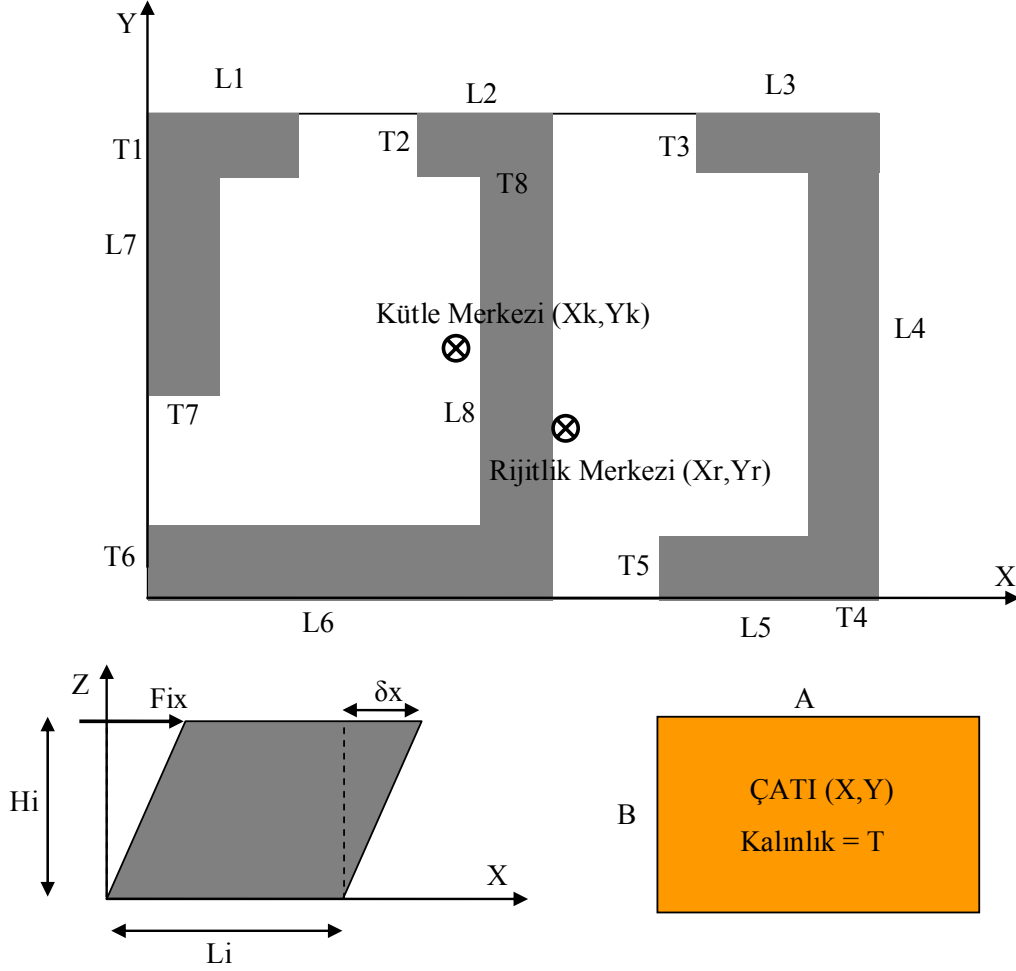
Düzlem dışı patlama, duvarın kuvvetli bir döşemeye iyi bağlantı yaptığı koşullar altında, kendi kütlesi ve ataleti ile düzlem dışı yönde yıkılması durumu olarak düşünülmüştür. Kuvvetli döşeme, patlama değerlendirmesi yapılan duvara dik yöndeki duvarlara da bağlandığı için patlama kritik duvar dört tarafından mesnetli gibi davranacaktır. Kütlesi fazla ve yapı blokları arasında düzgün bağlantı (harç) malzemesi kullanılmamış duvarlarda kritiktir.



Şekil 111 – Düzlem dışı patlama

#### 4.9.7 Kritik yıkılma tipleri için uyarlanan sınır formülleri

##### KESME



Şekil 112 – Kesme hesabı yapılırken alınan yapısal elemanlar

$$F_{ix} = \delta_x \times \frac{G \times A}{H_i}$$

$$F_{ix} = \delta_x \times \frac{G \times L_i \times T_i}{H_i}$$

$$F_{ix} = \delta_x \times K_{ix}$$

$$\text{ToplamKütle} = \rho \times \left( A \times B \times T + \sum_{i=1}^n \left( \frac{H_i}{2} \times L_i \times T_i \right) \right)$$

$$\text{Kütle Merkezi, } X_k = \frac{\rho \times (A \times B \times T \times X + \sum_{i=1}^n \left( \frac{H_i}{2} \times L_i \times T_i \times X_i \right))}{\text{ToplamKütle}}$$

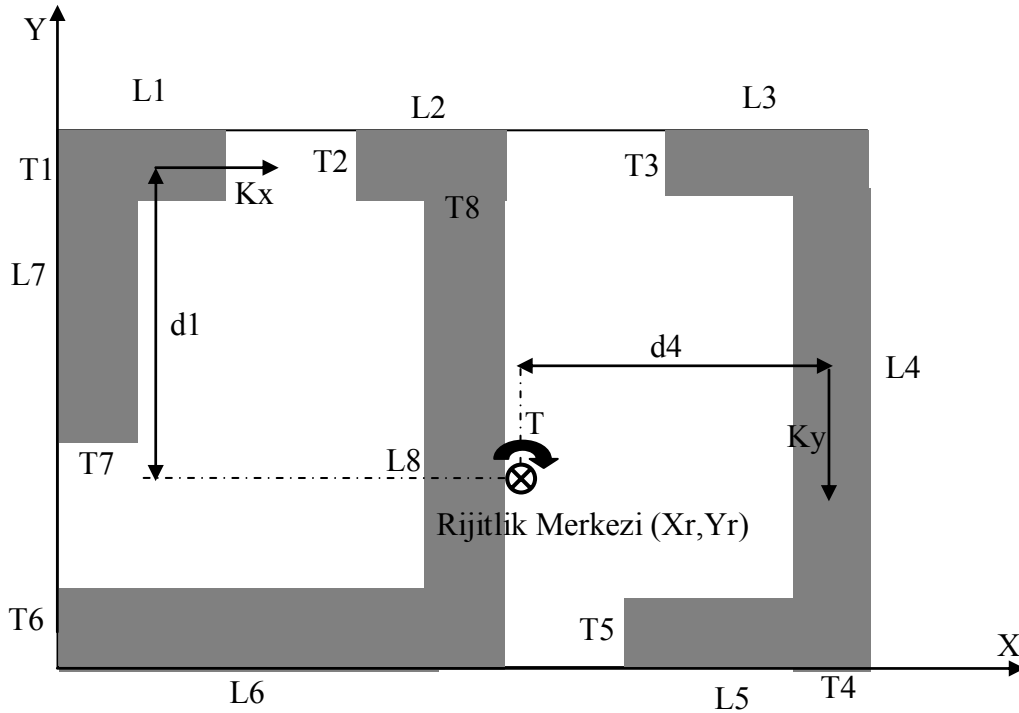
$$\text{Toplam Rijitlik, } K_x = \frac{G}{H} \times \sum_{i=1}^n (L_{ix} \times T_i)$$

$$\text{Toplam Rijitlik, } K_y = \frac{G}{H} \times \sum_{i=1}^n (L_{iy} \times T_i)$$

$$\text{Rijitlik Merkezi, } X_r = \frac{\frac{G}{H} \times \sum_{i=1}^n (L_{iy} \times T_i \times X_i)}{K_y} = \frac{\sum_{i=1}^n (L_{iy} \times T_i \times X_i)}{\sum_{i=1}^n L_{iy} \times T_i}$$

$$\text{Rijitlik Merkezi, } Y_r = \frac{\frac{G}{H} \times \sum_{i=1}^n (L_{ix} \times T_i \times Y_i)}{K_x} = \frac{\sum_{i=1}^n (L_{ix} \times T_i \times Y_i)}{\sum_{i=1}^n L_{ix} \times T_i}$$

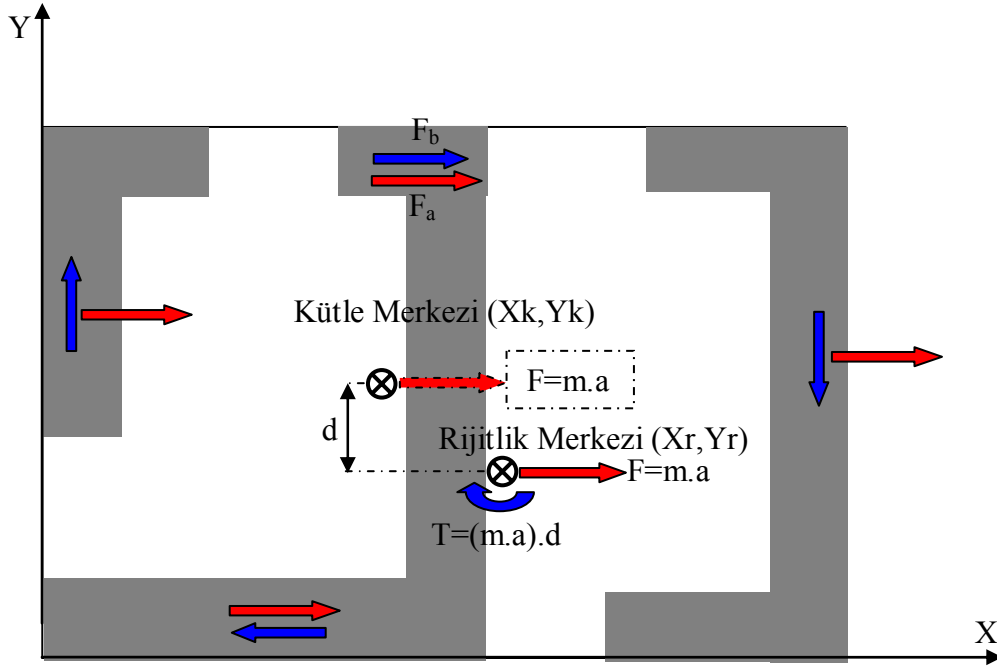
Dönme Rijitlikleri



Şekil 113 – Dönme rijitliği hesabı yapılırken alınan yapısal elemanlar

$$K_{\theta} = \sum_{i=1}^n K_i(x, y) \times d_i$$

Küteller üzerindeki kuvvetler



Şekil 114 – Dönme rijitliği hesabı yapılırken alınan merkez ve yükler

$$F = \text{Etkiyen Toplam Kuvvet} = \frac{(\text{Toplam Kütle}) \times A \times S \times I}{R}$$

$$M = \text{Etkiyen Toplam Burkulma} = (\text{Etkiyen Toplam Kuvvet}) \times (d) = m.a.(d)$$

a) x ve y yönlerinde oluşan yatay kuvvetin paralel duvarlar arasında bölüşülmesi:

$$F_a = \frac{F \times K_{(x,y)}}{\text{Toplam rijitlik}_{(x,y)}}$$

b) yapının kütle ve rijitlik merkezleri arasındaki muhtemel mesafe sebebiyle oluşan burulmanın duvarlarda yaratacağı kesme kuvveti:

$$F_b = \frac{T \times K_{(x,y)} \times d_i}{\sum_{i=1}^n K_{i(x,y)} \times d_i^2}$$

$$\text{Duvarlara gelen toplam kesme kuvveti} = F_{iT} = \vec{F}_a + \vec{F}_b$$

Emniyet durumu:

$$T_i = F_{iT}/A \leq T_{\text{all}}$$

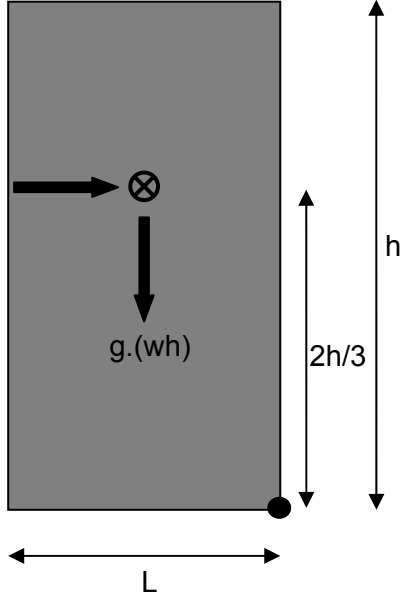
$$\delta_i = F_{iT}/K_i(x,y) \leq \delta_{\text{all}}$$



## YAPI BÜTÜN HALİNDE DEVRİLMESİ

Kabuller:

- Yiğma yapı ağırlığı yükseklikle doğru orantılıdır ve kütle homojen olarak dağılmıştır.
  - Deprem etkisi ters üçgen şeklinde yapıya uygulanmaktadır.
  - Yapının rijit olduğu ve zeminden ayrılarak devrilme mekanizmasının kritik olduğu varsayılmıştır.



w: yapının birim yükseklikteki ağırlığı  
W: yapının toplam ağırlığı  
a: yapıya etki eden spektral ivme

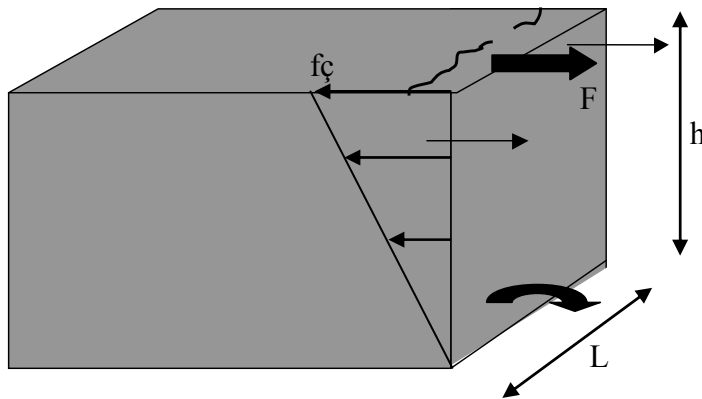
**Şekil 115 – Devrilme hesabı yapılırken alınan yapısal elemanlar**

$$a \times (wh) \times \frac{2h}{3} = g \times (wh) \times \frac{L}{2}$$

$$a/g = 3L/4h$$

Emniyet durumu:  $L \geq \frac{4h}{3} \times \frac{a}{g}$

## DÜZLEM DIŞI ÇEKME DEVRİLME (KÜTÜK ÇATI)



**Şekil 116 – Düzlem dışı çekme devrilme durumu**

Kabuller:

- Döşeme kütükler tarafından taşınmaktadır
- En kötü durum olarak kütüklerin ayrılan duvara basmaktadır
- Çatı-döşeme üzerinde oluşan yatay yük, karşılıklı duvarlar arasında 1:2 oranda bölüşülmektedir.
- Düzlem dışı yıkılacak duvarın üzerine etkiyen ivmeler üçgen şeklinde kabul edildiğinden, duvarın kütlelerinin yarısının hareket ettiği kabul edilmiştir.

L uzunluğundaki duvara birleşen dik duvarların sayısı = N

(not: bir duvara birden fazla duvarın dik yönde birleşmesi durumunda, birim duvara düşen en az dik duvar sayısı alınarak hesaplama yapılmalıdır.)

Duvar kalınlığı = t

Duvar malzemesi basınç dayanımı =  $f_b \approx 6$  MPa

Duvar malzemesi çekme dayanımı =  $f_t \approx f_b/10 = 0,6$  MPa

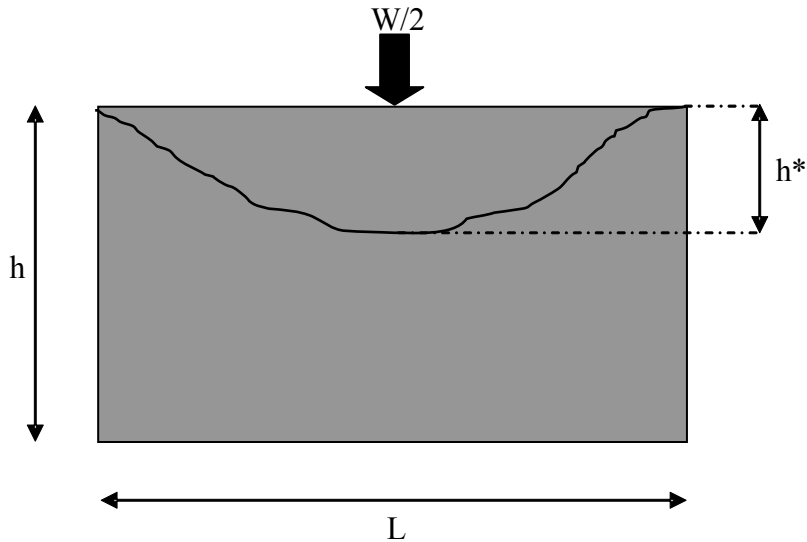
$F = [(L \text{ boya düşen toplam çatı yükü})/2 + (L \text{ boya düşen düzlem dışı toplam duvar ağırlığı})/2] \times (a/g)$

**Emniyet durumu:**  $f_t \times \frac{h \times t \times N}{2} \times \frac{2 \times h}{3} \geq F \times h$  (tabana göre moment)

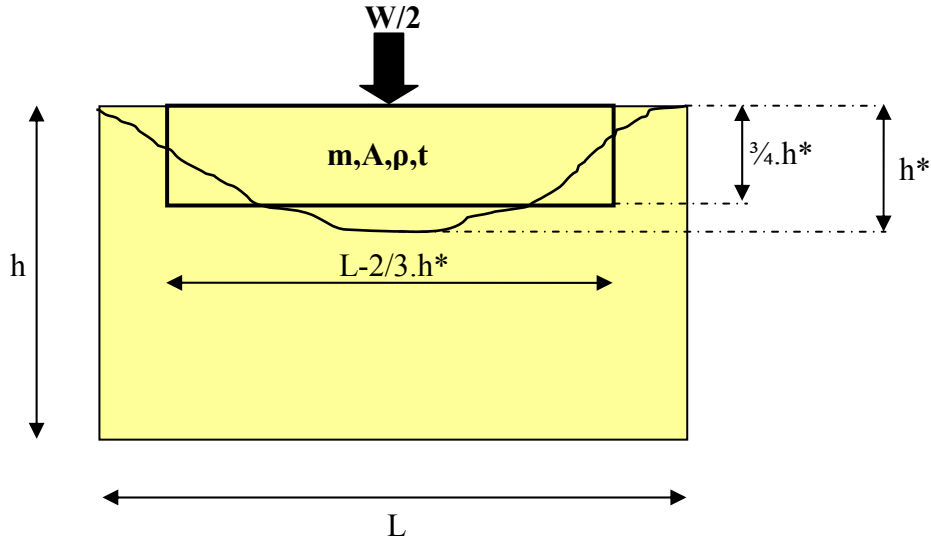
Formülü basitleştirerek:

**Emniyet durumu:**  $\frac{f_t \times h \times t \times N}{3} \geq (\text{çatı} + \text{duvar ağırlığı})/2 \times (a/g)$

### DÜZLEM DIŞI EĞİLME



Şekil 117 – Düzlem dışı eğilme devrilme durumu



Şekil 118 – Düzlem dışı eğilme devrilme durumu, basitleştirilmiş çizim

Kırılma bölgesine denk alan aşağıdaki gibi düşünülebilir;

$$h^* = L/3 \leq h$$

$$\text{duvarın hareket eden kütlesi: } m = A \times t \times \rho$$

$$\sigma_{\xi} = M \times y / I$$

M : Birim uzunluktaki moment

$$y : t/2$$

$$I : 1 t^3/12$$

a : etkin ivme katsayısı

$$M = \sigma_{\xi} \times \frac{t^3}{12} \times \frac{2}{t} = \sigma_{\xi} \times \frac{t^2}{6}$$

Dikdörtgen kırılma bölgesinin *yan kenarları* boyunca karşı koyan toplam moment;

$$2 \times \frac{3}{4} \times h^* \times M = \frac{3}{2} \times h^* \times \sigma_{\xi} \times \frac{t^2}{6}$$

Dikdörtgen kırılma bölgesinin *alt kenarı* boyunca karşı koyan toplam moment;

$$\left( L - \frac{2h^*}{3} \right) \times \left( \sigma_{\xi} + \frac{W/2}{1 \times t} \times \frac{t^2}{6} \right)$$

Çatının oluşturduğu toplam kuvvetin yarısı ve duvarın kuvvetinden oluşacak moment, çatlağın oluşacağı sayılan bölgenin eğilme moment kapasitesinden az olmalıdır.

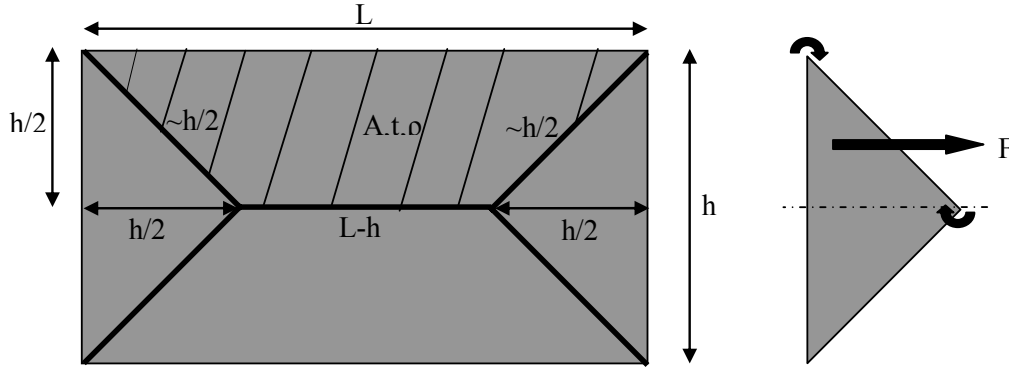
Emniyet durumu:

$$\left( \frac{W}{2} \times h^* + A \times t \times \rho \times \frac{h^*}{2} \right) \times a \leq \left( \frac{3}{2} \times h^* \times \sigma_{\xi} \times \frac{t^2}{6} \right) + \left( L - \frac{2h^*}{3} \right) \times \left( \sigma_{\xi} + \frac{W}{2t} \right) \times \frac{t^2}{6}$$

Sadeleştirerek:

**Emniyet durumu:**  $(W + A \times t \times \rho) \times \frac{a \times h^*}{2} \leq \left( h^* \times \sigma_{\xi} \times \frac{t^2}{4} \right) + \left( L - \frac{2h^*}{3} \right) \times \left( \sigma_{\xi} + \frac{W}{2t} \right) \times \frac{t^2}{6}$

### DÜZLEM DIŞI PATLAMA



Şekil 119 – Düzlem dışı patlama durumu

$$A = \frac{(L + L - h) \times h}{4}$$

$$F = A \times t \times \rho \times a$$

$$M = \frac{\sigma_{\xi} \times I}{y} = \sigma_{\xi} \times \frac{t^2}{6}$$

$$F \times \frac{h}{4} = \sigma_{\xi} \times \frac{t^2}{6} \times 2L$$

$$\sigma_{\xi} = \frac{3 \times F \times h}{4 \times t^2 \times L} \leq \sigma_{\xi call}$$

### KONTROLLER İÇİN HAZIRLANAN PROGRAMLAR

Yapı duvarlarının a) kesmeye karşı kontrolleri ve b) bütün halinde devrilmesi, düzlem dışı çekme devrilme, düzlem dışı eğilme ve düzlem dışı patlama mekanizmaları için kontrolleri, iki ayrı program hazırlanarak yapılmıştır. Bütün devrilme, düzlem dışı çekme devrilme, düzlem dışı eğilme ve düzlem dışı patlama kontrolleri geliştirilen basit formüller

kullanılarak incelenmiş, fakat kesmeye karşı kontroller için daha kapsamlı bir yapısal analiz programı yazılması gerekmiştir. Tüm programlama ve kontrol işlemleri Excel programı içinde, gerektiğinde makrolar kullanılarak yapılmıştır. Böylece, bina veri bankasının Excel ortamında oluşturulması ve aynı ortamda değerlendirilmesi mümkün olmaktadır.

<b>BİNA</b>		<b>1</b>
a (Deprem ivmesi)	g	0.5
N (Kat Adedi)		1
b (Bina Eni)	m	4
d (Bina Uzunluğu)	m	6
h (Kat Yüksekliği)	m	3
t (Duvar kalınlığı)	m	0.5
tç (Çatı Kalınlığı)	m	0.15
td (Döşeme Kalınlığı)	m	0.2
Duvarı devrilmeye karşı tutan dik duvar sayısı		3
Duvar malzemesi Çekme Dayanımı	t/m <sup>2</sup>	60
Duvar Birim Ağırlığı	t	1
Taban ve Döşeme Birim Ağırlığı	t	2.5
<b>KONTROLLER</b>		
Yapının bütün halinde devrilmesi		1
Düzlem dışı çekme devrilme		1
Düzlem dışı eğilme		0
Düzlem dışı patlama		1

**Şekil 120 – Excel tabanlı kontrol programı, bilgi giriş ara yüzü**

Kesme kontrolünün detaylı incelemesi, deprem yön ve büyüklüğüne göre hangi duvarın hangi durumdan dolayı kritik halde olduğu otomatik olarak hesaplanmıştır. Ayrıca bu program, yapıdan alınan geometrik ölçümleri kullanarak yapının bir planını da çizmektedir. Yapının çatısından alınacak boyut ve birim ağırlık verilerinin de girilmesi mümkündür. Program kullanılarak, bazı binaların verileri girilerek yapılan analizlerde çıkan sonuçların gerçeğe uygun olduğu görülmüş ve el hesabı ile de teyit edilmiştir. Daha önceden kesme deneyine tabi tutulan (1,5m×2m boyutlarında) uzun duvar da bu program ile analiz edilmiş ve çıkan sonuçların deney sonucuyla paralellik gösterdiği görülmüştür. Programda kullanılan bazı kısaltmaların açıklamaları sırasıyla aşağıda verilmektedir.

RFx : Duvarın x yönündeki güvenlik faktörü

Wnx : X yönünde kritik olan duvarın numarası

idx : 1'den 6'ya kadar derecelendirilmiş yıkılma durumları

1 – X yönünde oluşan deprem kuvvetinden dolayı oluşan x yönünde kırılma

2 - X yönünde oluşan deprem kuvvetinden dolayı oluşan y yönünde kırılma

3 - Y yönünde oluşan deprem kuvvetinden dolayı oluşan x yönünde kırılma

4 - Y yönünde oluşan deprem kuvvetinden dolayı oluşan y yönünde kırılma

5 – Duvarın x yönünde tabandan ayrılarak devrilmesi

6 – Duvarın y yönünde tabandan ayrılarak devrilmesi

RFy : Duvarın y yönündeki güvenlik faktörü

Wny : Y yönünde kritik olan duvarın numarası

idy : 1'den 6'ya kadar derecelendirilmiş yıkılma durumları

Msx : Yapının kütle merkezinin x koordinatı

Msy : Yapının kütle merkezinin y koordinatı

Scx : Yapının rijitlik merkezinin x koordinatı

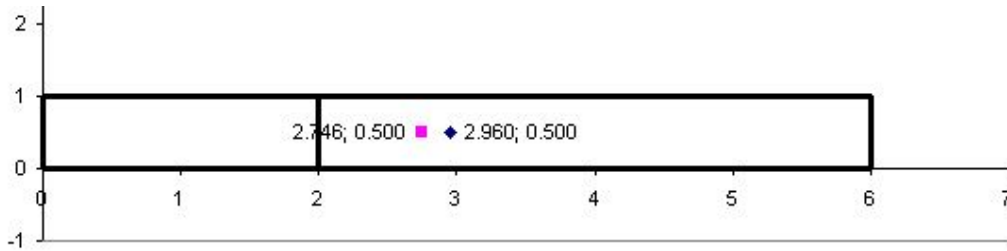
Scy : Yapının rijitlik merkezinin y koordinatı

Tx : Yapının x yönündeki 1'inci mod periyodu

Ty : Yapının y yönündeki 1'inci mod periyodu

							2.96	0.5	2.746	0.5		
	RFx	wnx	idx	RFy	wny	idy	msx	msy	scx	scy	Tx	Ty
deneme	0.406059852	4	1	0.507	3	4	10.48	3.682	10	3.749	0.584	0.597
hatay	0.083068957	5	5	0.443	2	6	8.749	3.785	8.75	3.749	0.167	0.113
lab ev	6.631182232	4	1	0.1	3	6	2.96	0.5	2.746	0.5	0.047	0.106
datca 1	2.250438952	5	1	0.286	3	6	4.546	2.809	4.941	1.697	0.11	0.098
datca 2	2.759627047	7	1	0.151	3	6	4.582	1.68	4.254	1.034	0.098	0.114

C	C	C	C	C	C	C	C	C	C	C
1	1	1	1	1	2	2	2	2	2	2
x	y	tx	ty	tz	x	y	tx	ty	tz	
10	4	20	8	0.2						
8.75	3.75	17.5	7.5	0.15						
3	0.5	6	1	0.15						
4.05	2.215	8.1	4.43	0.1						
4.6	2	9.2	4	0.1						



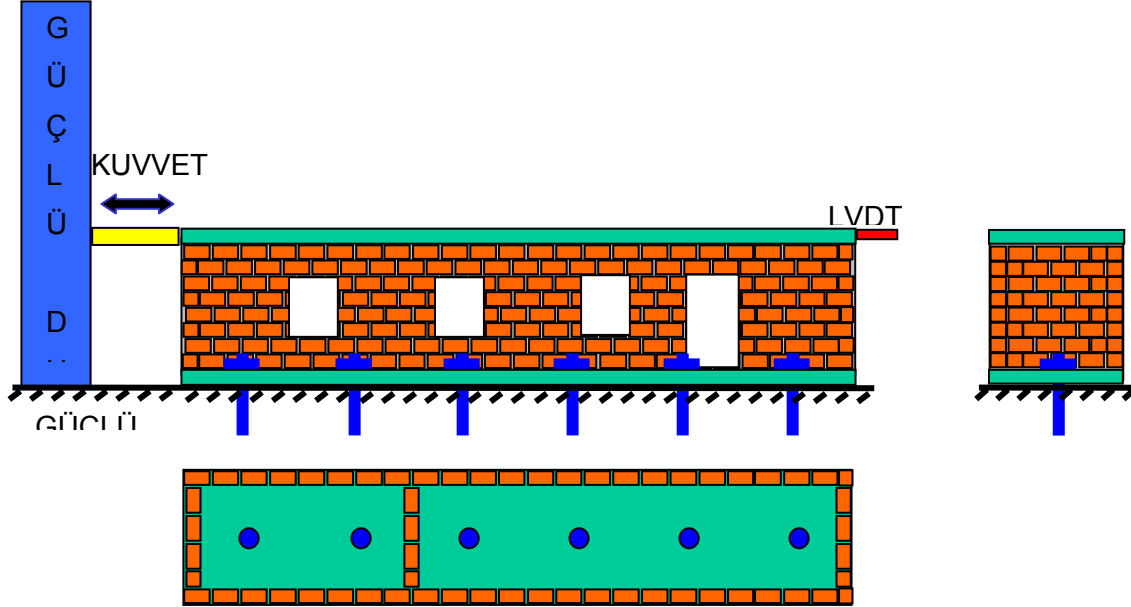
Şekil 121 – Excel tabanlı kontrol programı, örnek çıktı

#### 4.10. 6 metre uzunluğunda 1/2 ölçekli yağma ev üzerinde yapılan deneyler

Önceleri yapılan güçlendirme çalışmalarında, duvarın düzlem içi yük taşıma kapasitesi artırıldığı zaman, duvarın tabandan çatlayarak ayrıldığı ve dönme eğiliminde olduğu gözlemlenmişti. Örneğin, 1:1 ölçekli eğilme masası üzerinde test edilen yağma ev

tabanından ayrılarak kutu şeklinde dönmüştü. Benzer şekilde 1,5 m × 2,0 m yükseklik ve uzunlukta olan duvar deneylerinde, kesme yönünde yıkılması için düşey yönde konulan demir çubukların akması duvar kapasitesini belirlemiştir. Bu sebeple daha uzun ve daha alçak, 1:2 ölçeğinde bir test düzeneği hazırlanmıştır. Böylelikle yapının davranışının tek odalı 4m boyunda bir evden çok, iki odalı 12 m uzunluğunda ve gerçeğe daha benzer bir yapı üzerinde denenmesi planlanmıştır. İnşa edilen 1:2 ölçek ve 6m uzunluğunda, iki odalı evin düzlem içi yönde test edilen duvarlarının bu sefer diyagonal yönde çatlayarak kesme kuvveti altında yıkılması beklenmekteydi.

İnşa edilen laboratuvar evinin eni kısa tutularak malzeme ve laboratuvar alanından tasarruf sağlanmıştır. Yapının test edildiği yöne dik olan duvarların yüklemeye karşı olan etkisinin asgari seviyede olduğu kabul edilmiş ve daha çok düzlem içi yönde test edilen duvarların düzlem dışı yönde hareket etmesini engelleyip dengesini sağlamak amacıyla yerleştirilmiştir. İki yüzde bulunan ve düzlem içi test edilen duvarlar simetriktr (Şekil 122).



Şekil 122 – Güçlendirilmemiş bina deney düzeneği

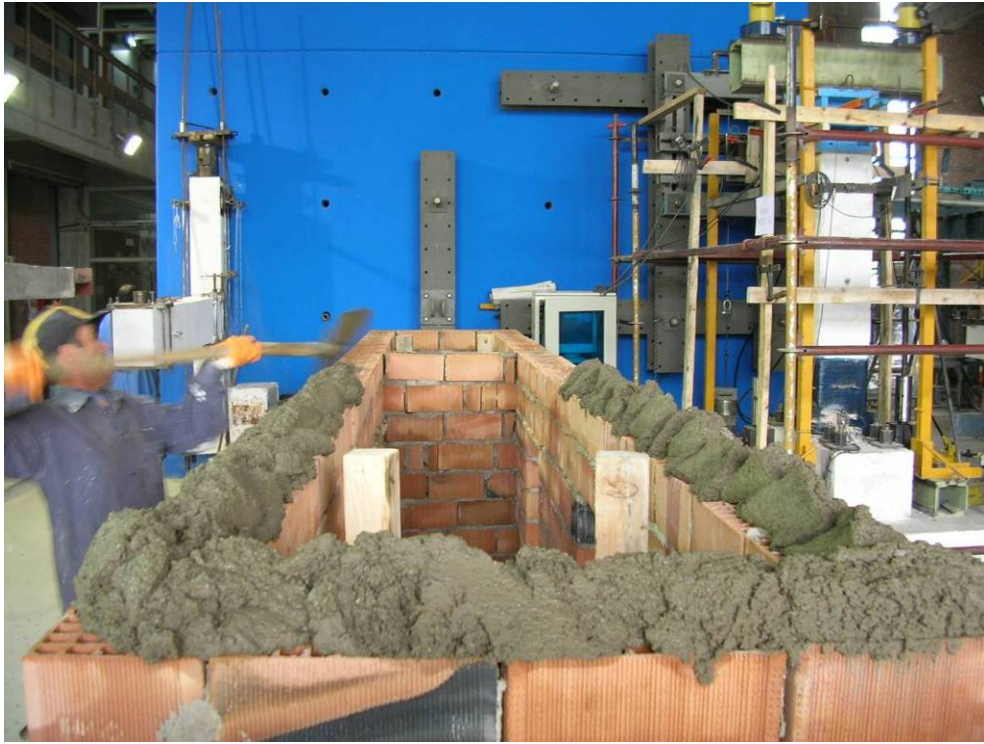
Test evinin inşaatı sırasında, öncelikle taban ve tavan betonları (yan yana) dökülmüştür. Her iki döşemenin de boyutları 1m × 6 m olmakla birlikte 15 cm kalınlığındadır. Tavanı oluşturacak olan döşemenin güçlü duvardan tarafa olan ucuna 1m genişliğinde I360 elemanı yerleştirilmiş ve döşemeye göre daha fazla olan tavan döşemesi donatısının tümü kirişe kaynatılmıştır. Böylelikle döşeme üzerine uygulanacak çekme kuvvetleri de yapıya aynı noktadan iletilebilecektir. Taban döşemesini oluşturacak betonda toplam 6 adet  $\phi 70$ mm çapında borular kullanılarak delik bırakılmıştır. Deliklerin etrafı ek donatılar ile güçlendirilmiştir. Deliklerden geçirilecek 6 adet  $\phi 50$ mm çapında dolu çelik vidalı gergiler sayesinde güçlü döşemeye montaj yapılacaktır.



**Şekil 123 – Binanın temel ve çatı döşemesinin dökülmesi.**

Döşeme ve gergiler yerleştirildikten sonra duvar örülmesine geçilmiştir. Duvarların örülmesi tamamlandıktan sonra tavan döşemesi vinç yardımıyla yerden kaldırılarak örülmüş olan duvarın üzerine konulan harç katmanının üzerine yerleştirilerek bütünlük sağlanmıştır. Harçların eşit olarak sıkıştırılması ve tuğla duvarların döşemenin ağırlığından eşit pay alması için, evin içine 4 adet dikme yerleştirilmiştir. Örülen duvar ile üzerine konan tavan döşemesi arasında hafifçe sıkışacak olan harç, böylelikle döşemenin dikmeler üzerine yerleşmesi ile ilk aşamada hiç yük almamıştır. Birkaç gün sonra harç mukavemetini aldığı anda, dikmeler sökülerek kaldırılmış ve (tavanın yerinde dökülmesine benzer şekilde) tavan ağırlığının duvarlara eşit dağılması sağlanmıştır. Deney için özel olarak imal edilen 70 ton kapasiteli 25 cm açılma boyu olan piston ve yine özel imalat olan motorlu yağ pompası sayesinde yükleme yapılmıştır (Şekil 127). Pompa ve kiriş arasına yerleştirilen yük hücresi sayesinde uygulanan kuvvet ölçülmektedir. Üst döşemenin evin uzun yönünde ve kısa yönünde (öteleme ve dönme) hareketleri ikişer adet LVDT ile ölçülmektedir.





Şekil 124 – 6m ev duvar örülmesi

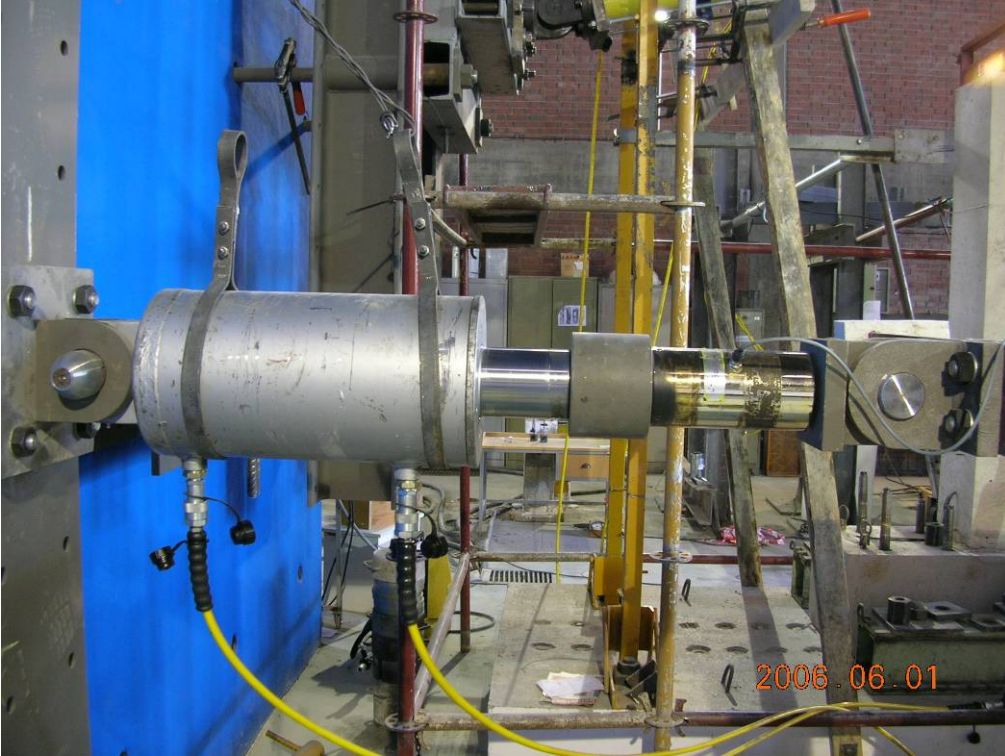


Şekil 125 – 6m ev tavan yerleştirilmesi





Şekil 126 – 6m ev bitmiş hali genel görünüm.



Şekil 127 – Güçlendirilmemiş bina inşaatı ve ilgili deney düzeneği

#### 4.10.1 Güçlendirmeden önceki haliyle yapılan deney

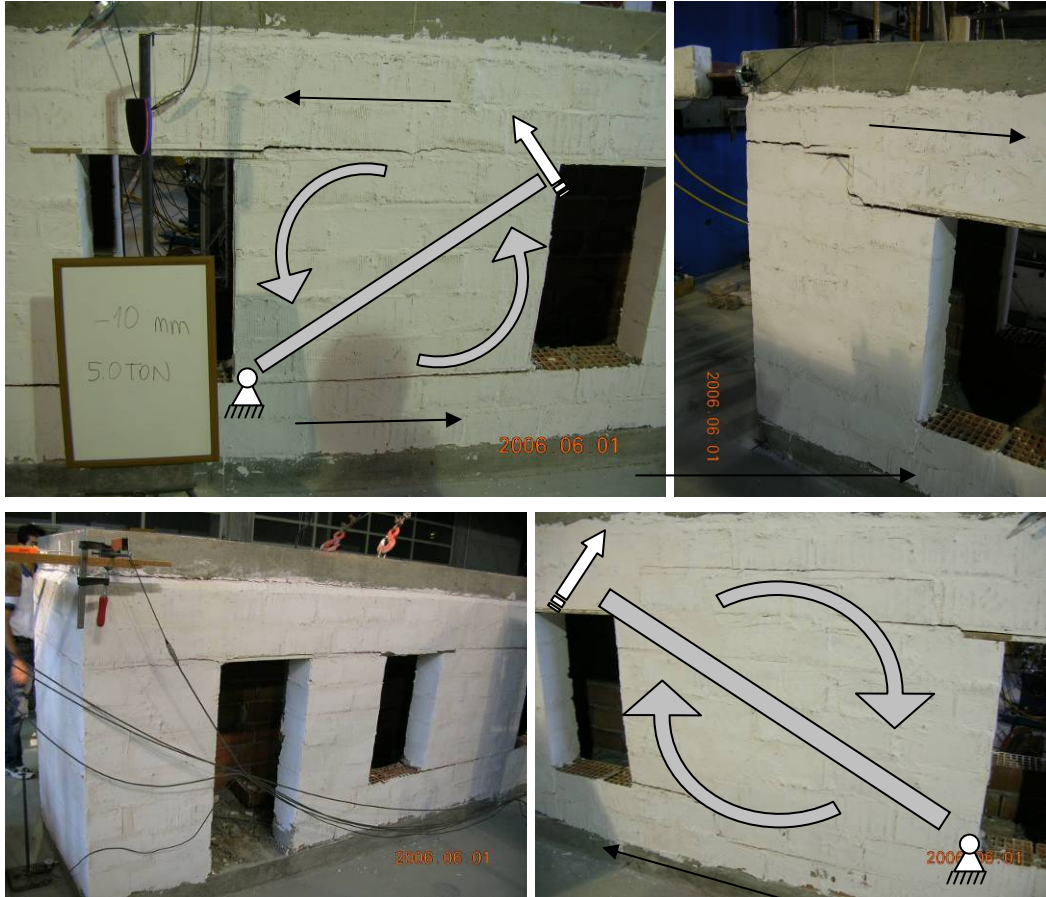
Deneyde ilk olarak duvarların yapacağı uzunlamasına yöndeki deplasman ve uygulanan yatay yük gözlemlenmek istenmiştir. Bu doğrultuda hidrolik pompa ile bina arasına bir adet 60 ton basınç 60 ton da çekme okuyabilen bir yük hücresi konulmuş, deplasmanı okuyabilmek için üst döşemenin sonuna uzunlamasına yönde 2 adet LVDT ve 1 adet döner deplasman okuyucu (dial gage) takılmıştır. Temel betonunun kayma ihtimaline karşı da temel betonunun sonuna 1 adet dial gage yerleştirilmiştir. Duvarların yapacağı net deplasman, üst döşemenin yapacağı ortalama yer değiştirme ile temel betonunun yapacağı yer değiştirme arasındaki fark otomatik olarak hesaplatılarak oluşturulmuştur. Deplasman ve yük haricinde duvarların burkulma ihtimaline karşı okuma alabilmek için üst döşeme üzerine enine yönde, baş ve sonda olmak üzere birer adet LVDT yerleştirilmiştir. Üst döşemenin düşey ekseninde yapacağı deplasmanları okuyabilmek için yapının yan taraflarında ve yüklemenin yapıldığı uçta iki düşey ve ortalarda iki çapraz olmak üzere toplam 4 adet dial gage temel ve üst döşeme arasına yerleştirilmiştir. Deney tersinir-tekrarlanır yükleme şeklinde olacağı için bütün deplasman ölçüm aletleri, ölçme aralıklarının yarısına ayarlanarak yerleştirilmiştir.



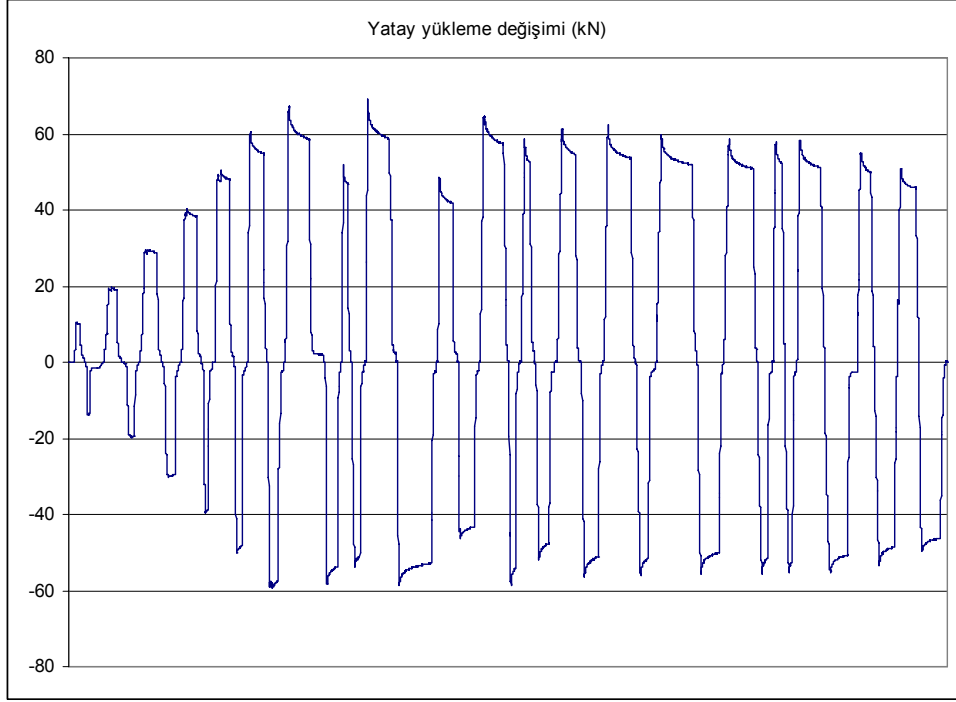
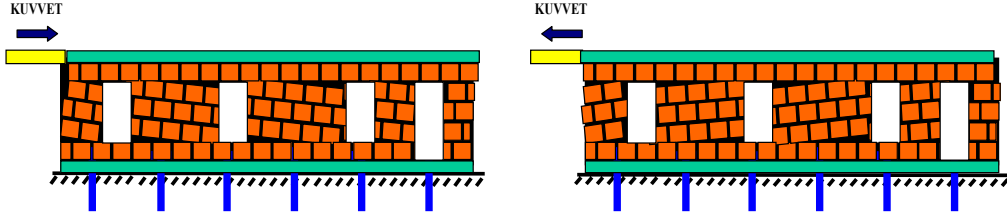
Şekil 128 – Güçlendirilmemiş bina genel görünüm



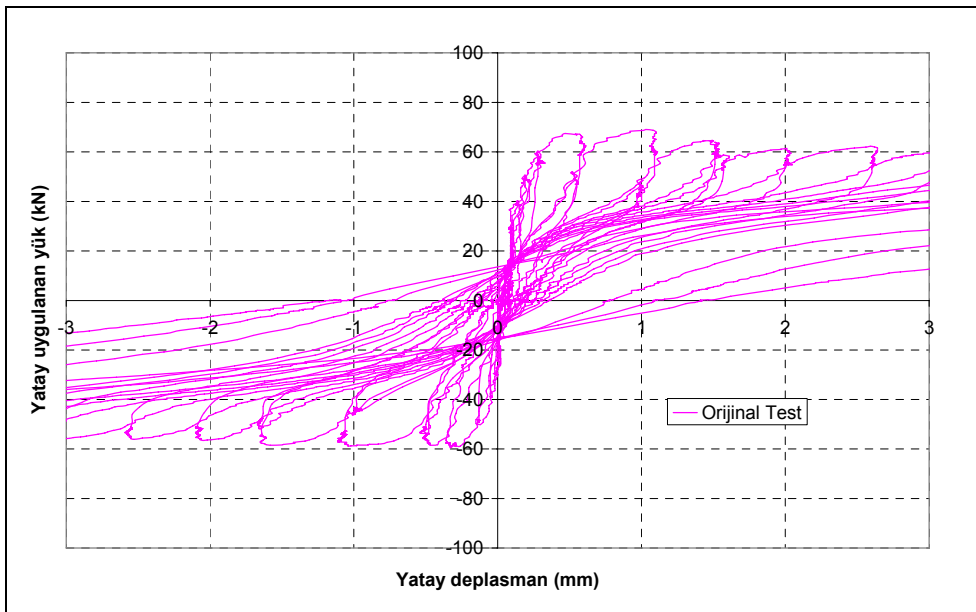
Laboratuvarında inşa edilen 1:2 ölçekli (6 metre uzunluk, 1,5 m yüksek ve 1 metre eninde) 01 nolu test evi, herhangi bir güçlendirmeden geçmemiş olan orijinal halini temsil etmektedir. Orijinal ev Şekil 130'da görüldüğü şekilde önceleri 10 kN artışlar ile kuvvet kontrollü, daha sonraları 0,5mm civarında yük kapasitesine ulaşıldıktan sonra deplasman kontrollü olarak 0,5mm deplasman arttırmaları ile yüklenmiştir. Deney evi yaklaşık 0,2 mm deplasmanda doğrusallığını kaybetmiş (Şekil 131), 0,4mm-0,5mm civarında ise yatay yük kapasitesine (60kN-70kN) ulaşmıştır (Şekil 132). Deney sırasında kesme kuvvetinin sonucu olarak oluşacak çatlakların pencere aralarında çapraz çatlaklar şeklinde kendini göstermesi beklenmektedir. Fakat tek katlı olduğu için hafif olan deney binasında çatlaklar pencere alt ve üstlerinde yere paralel biçimde oluşmuş, arada kalan duvar parçası rijit kütle olarak diyagonal basınca çalışmış ve çatlaklar ile ayrılan duvar rijit kütle olarak dönmeye başlamıştır. Bu dönme hareketi neticesinde, çatı döşemesi yaptığı yanal ötelemeye yakın miktarlarda yukarı doğru kalkmıştır.



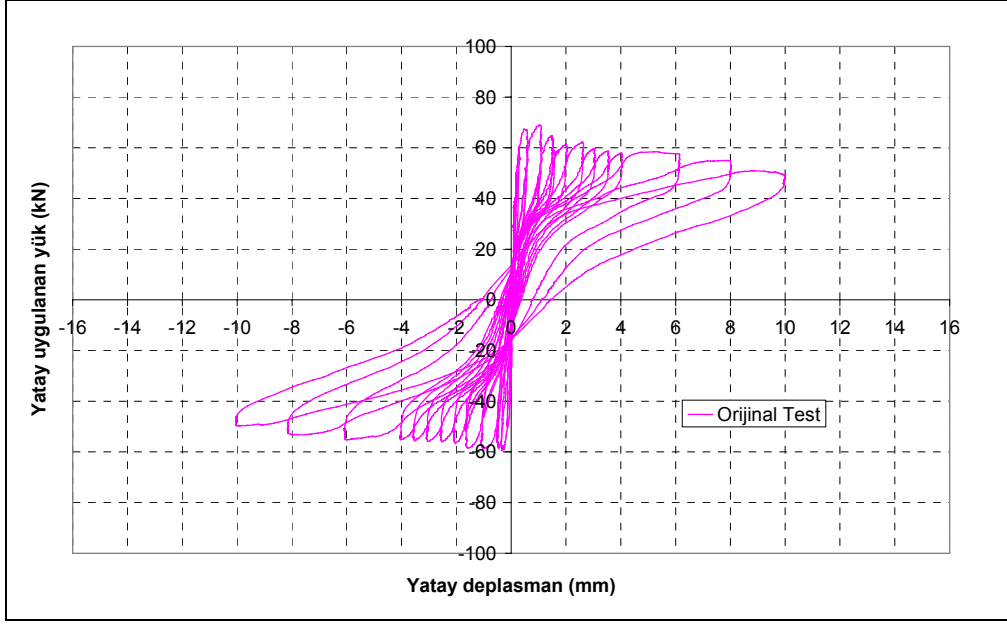
Şekil 129 – Güçlendirilmemiş bina hasar mekanizması



Şekil 130 – Güçlendirilmemiş bina deney, yatay yükleme grafiği



Şekil 131 – Güçlendirilmemiş bina yatay yük – deplasman grafiği (0-3mm)



Şekil 132 – Güçlendirilmemiş bina yatay yük – deplasman grafiği (0-10mm)



Şekil 133 – Güçlendirilmemiş (orijinal) bina deneyi, arka cephe çatlakları

#### 4.10.2 Hasar gören yapı üzerine 50 kN yük eklenerek yapılan ikinci deney

Üzerinde yükleme deneyi yapılan orijinal (güçlendirilmemiş) lab binası, üzerine ağırlık konularak ve herhangi bir güçlendirme çalışması yapılmadan *tekrar* test edilmiştir. İlk deneyde düzlem içi yönde yüklenen duvarların üst ve alt kısımlarından çatlayarak dönmesi ve döşemeyi yukarı kaldırarak mekanizma oluşturması önlenmeye çalışılmış; “eğer iki katlı bir bina olsa idi, nasıl davranırdı?” sorusuna yanıt aranmıştır. İlk deneyde kullanılan deney düzeneği aynı şekilde bu deneyde de kullanılmıştır. Bu deneyde ilk deneyden farklı olarak yapının tavan ve duvar ağırlıklarına eşit olan 5 ton ağırlık üzerine koyulmuştur (Şekil 134). Bu ağırlıklar sayesinde oluşan düşey kuvvetlerin zemine paralel olan çatlakları sıkıştıracağı ve pencere arası bölümleri diyagonal çatlama zorlayacağı düşünülmüştür. Ayrıca, çatlaklar daha zor açılacağı için yatay yük kapasitesinin artması beklenmiştir. Bu amaçlar ve düşünceler doğrultusunda ikinci deney, ilk deneyde izlenen itme-çekme yolu ile teste tabi tutulmuştur. Deney deplasman kontrollü gerçekleşmiştir. Deneye 3 mm deplasman ile başlanmış, iki devirden sonra 6 mm ile yine iki devir yapılmış ve 10 mm ile yine iki devir yapılarak deney sonlandırılmıştır. Deney süresince yapılan gözlemlerde, çatlakların, daha önceden tahmin edilen diyagonal şekilde gerçekleşmediği, fakat önceden açılan eski çatlakların yeniden açıldığı görülmüştür.



Şekil 134 – Üzerine 50 kN ağırlık konulmuş bina deneyi, genel görünüm

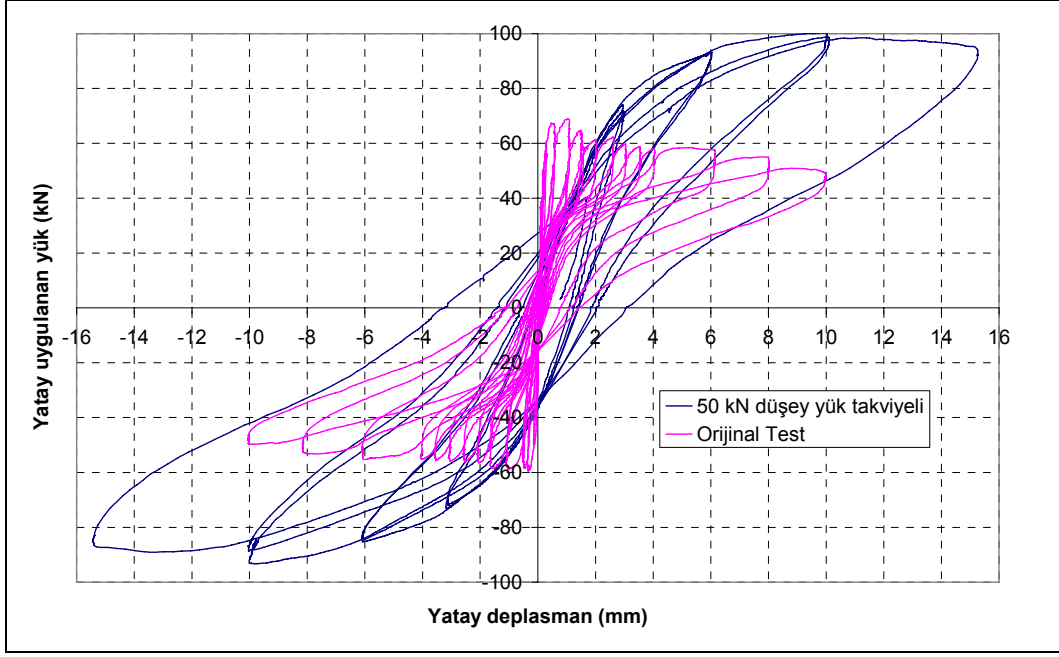


Deney sonucunda oluşan grafik Şekil 135’de verilmekte ve orijinal bina yük-deplasman grafiği ile karşılaştırılmaktadır. Yapı, herhangi bir güçlendirmeden geçmemiş olmasına ve birinci deneyde ağır hasar verilmesine rağmen (Şekil 132), üzerinde düşey yük olmayan duruma göre daha fazla yük alabilmiştir. Bunun sebebi, yatay çatlaklar arasında rijit kalan bölümlerin dönerek oluşturdukları düşey deplasmanın üzerinde bulunan ekstra yükleri de kaldırmak zorunda olmasıdır. Bu sebeple yapı önceden 6-7 ton (60-70 kN) kapasiteye ulaşabilmişken, şimdi, 9-10 ton (90-100 kN) kadar yatay yük alabilmiştir. Duvarlar üzerinde ilk deney sırasında oluşan çatlaklar bulunması sebebiyle, muhtemelen güç olabileceğinden daha düşük oluşmuştur. Sonuç olarak, önceden test edilen bina üzerine konulan 5 ton kütle sebebiyle yatay yük kapasitesi yaklaşık %50 oranında artmış fakat (muhtemelen önceden oluşan çatlaklar sebebiyle) duvarlarda yine diyagonal çatlaklar oluşmamıştır.

Test sırasında yatay yük okuması doğru olarak alınmasına rağmen deplasman değerlerini okuyabilmek için döşeme seviyesine konulan deplasman ölçer çalışmamış ve yatay öteleme okumalarında yaklaşık 6-7 mm hatalı (fazla) okuma yapılmıştır. Yapı üzerine ağırlık koyularak yapılan bu deneyde, temel betonuna yerleştirilen ve güçlü döşeme ile temel döşemesi arasındaki muhtemel kaymayı okuyacak olan LVDT bağlantısı deney sırasında bozulmuş ve bu LVDT ile üstte bulunan LVDT lerden oluşturulan ortalama yer değiştirme formülü bu arızadan etkilenmiştir.

$$\text{Ortalama yer değiştirme} = (\text{LVDT1}_{\text{üst}} + \text{LVDT2}_{\text{üst}})/2 - \text{TEMEL\_LVDT}_{\text{alt}}$$

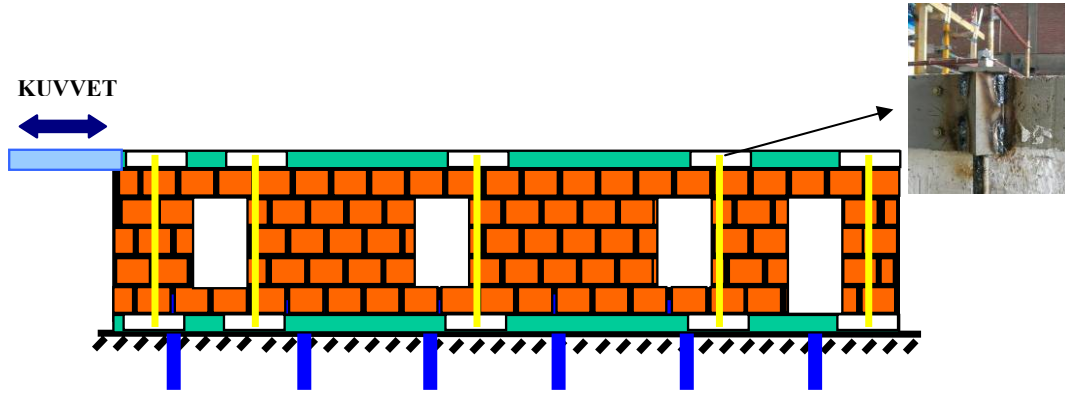
Alınan ortalama yer değiştirme değerleri duvarların yaptığı asıl yer değiştirmelerden daha fazla olmuştur. Fakat deney sırasında temelde bulunan bu LVDT üzerindeki okumalar gözle izlendiğinde temel döşemesinin yaklaşık 60 kN yatay yük seviyesinde kaymaya başladığı görölmüş ve 6-7 mm ye kadar çıktığı belirlenmiştir. Bu da aslında alınan ortalama yer değiştirme okumalarının 6 ton civarına kadar doğru olduğunu göstermektedir. Bu da yapı yer değiştirmesinin 2 mm olduğu noktaya tekabül etmektedir.



Şekil 135 – Üzerine 50 kN ağırlık konulmuş bina deneyi, yük-deplasman grafiği

#### 4.10.3 Hasar gören ve 50 kN yüklemeden sonra tekrar test edilen yapıya düşey yönde gergiler monte edilerek yapılan üçüncü deney (ham veriler)

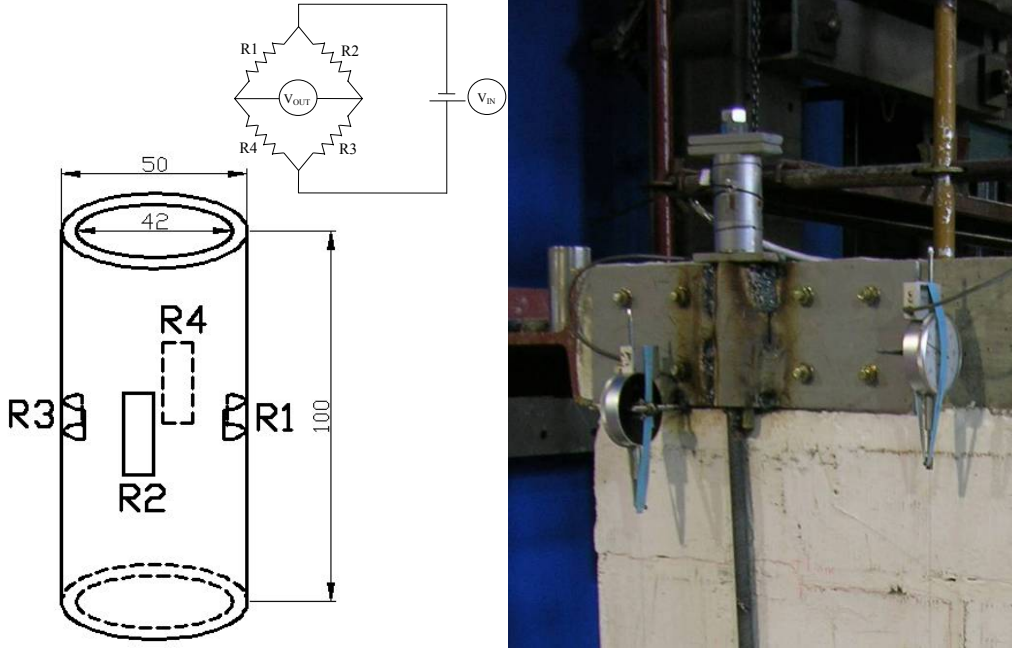
Birinci ve ikinci testlerde duvarların yatay olarak çatlaması ve dönme eğiliminde oldukları gözlenmiş ve eklenen statik düşey yük davranış ve kapasiteyi iyileştirmiş fakat düşey çatlakların oluşumu engellenememiştir. Bu sebeple, herhangi bir güçlendirme çalışması öncesinde (örneğin, çapraz çelik, CFRP, hasır çelikli sıva vb) sadece yatay çatlakların oluşumunu önlemek üzere basit güçlendirme çalışmaları yapılması düşünülmüştür. Üzerinde yatay çatlaklar oluşan düzlem içi yönde yüklenen duvarlar, çelik elemanlar kullanılarak düşey yönde sabitlenmek istenmiştir. Böylelikle, duvarlar üzerine daha fazla yük koymak yerine, düşey yönde yerleştirilecek 5'er adet  $\phi 16$  StIII (420 MPa) çelik elemanlar vasıtasıyla yatay çatlakların oluşumu engellenmeye çalışılmış, dolayısıyla duvarlarda oluşacak diyagonal basınç çubuklarının etkili olarak çalışması ve diyagonal çekme çatlaklarının oluşması hedeflenmiştir. Üst döşeme ile temel döşemesi arasında her iki tarafta 5'er adet olmak üzere toplam 10 adet gergi ile tavan döşemesinin düşey yönde hareketi engellenmeye çalışılmıştır (Şekil 136).



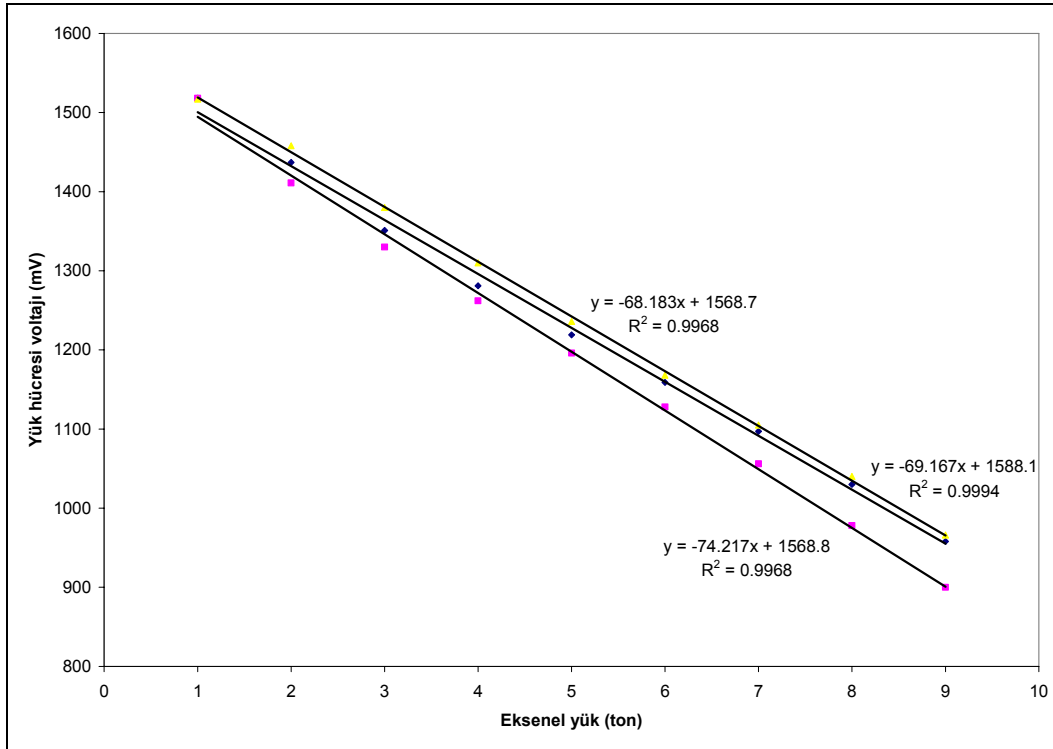
**Şekil 136 – Düşey yönde çelik gergiler ile güçlendirilen deney düzeneği**

Düşey yönde yerleştirilen çelik elemanlar, uçlarında vidalı (gijon) olacak şekilde hazırlanmıştır. 30 cm uzunluğunda hazırlanan gijonlar nervürlü çelik inşaat demirine kaynatılarak elde edilen çubuklar, delikli olarak hazırlanan 5 mm kalınlığındaki çelik plakalara monte edilmiştir. Çelik plakalar  $\phi 10\text{mm}$  çapında 10cm uzunluğunda çelik dübelli vidalar ile beton döşemelere monte edilmiştir. Çelik gergiler, temel döşemesine takılan plakalara kaynatılarak sabitlenmiş, üst döşemede bulunan çelik levhalara ise köşebent ve pullar sayesinde vidalı ucu gelecek şekilde takılmıştır (Şekil 136). Bu sayede vidalar sıkılarak duvarlar üzerinde bir öngerme kuvveti oluşturulabilecektir. Çelik eleman üzerine istenilen düzeyde öngerme kuvveti verebilmek için bir küçük yük hücresi imal edilmiştir ve tork anahtarı kullanılmıştır.

İmal edilen yük hücresi için  $\phi 50\text{mm}$  çapında, 5mm kalınlığında ve 10cm uzunluğunda St37 malzemeden boru kullanılmıştır. Boru üzerine enine ve boyuna yönlerde ikişer adet şekil değişim ölçer (rezistans tipi) yerleştirilmiş ve wheatstone köprüsü oluşturulmuştur (Şekil 137). İmal edilen yük hücresi, aksenal yükleme makinesi altında test edilmiş ve kalibrasyonu yapılmıştır. Elde edilen voltaj-yükleme kalibrasyon eğrisi Şekil 138'de görülmektedir.



Şekil 137 – İmal edilen 80 kN kapasiteli yük hücresi

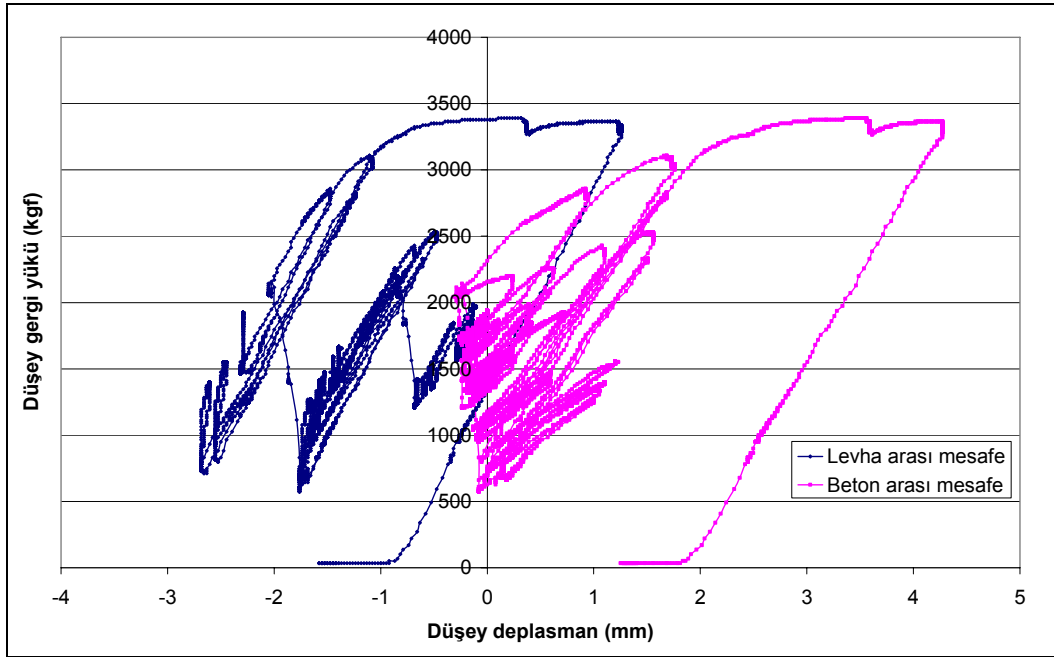


Şekil 138 – İmal edilen yük hücresi kalibrasyon eğrisi

İmal edilen yük hücresi, düşey yönde montajı yapılan gergi çubuklarından birisine yerleştirilmiş ve tork anahtarı kullanılarak 20 kN eksenel kuvvet oluşturacak şekilde sıkılmıştır. Çubukların 80 kN eksenel çekme yük kapasitesi olduğu için yaklaşık %25 kapasiteye kadar yüklenmiştir. Bu sayede ayarlanan tork anahtarı kullanılarak, sıkılan toplam

10 gergi üzerinden etkiyen toplam düşey yük 200 kN kadardır. Her katın ağırlığı yaklaşık 50 kN olduğuna göre verilen yükleme yaklaşık 4 kat ağırlığına eşittir. Daha önce yapı üzerine 50 kN düşey yük koyularak yapılan deneyle karşılaştırılırsa, bu deneyde yapı üzerinde yaklaşık 4 kat daha fazla yük bulunmaktadır. Deney sırasında da çatlaklar açılmak isteyince yükün sabit kalmayarak artacağı beklenmektedir.

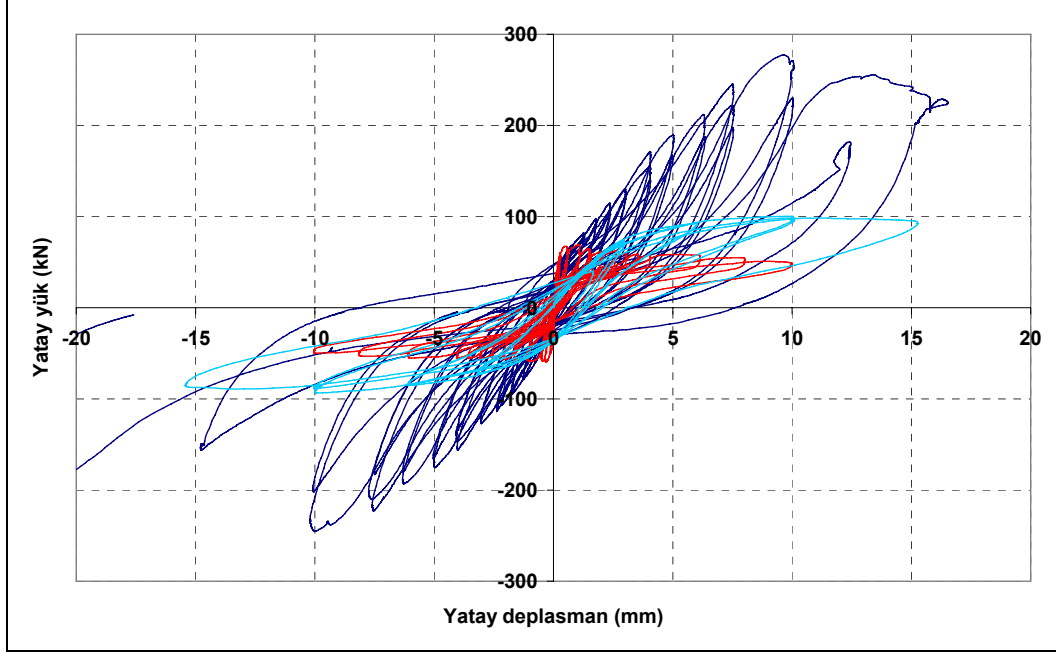
Deney sırasında düşey yöndeki gergiye yerleştirilen yük hücresinden alınan okumalar, gergi üzerindeki yüklerin tersinir tekrarlanır yükleme altında azaldığını göstermişlerdir. Yük azalma mekanizmasının, tersinir tekrarlanır yükleme altında kısalan duvar yüksekliği sebebiyle olduğu düşünülmektedir. Tavan ve taban arasındaki mesafe arttığı zaman, çelik gergi üzerindeki yükünde arttığı görülmektedir (Şekil 139). Deney sırasında eksenel gergi yükünün 10 kN'dan aşağı düştüğü durumlarda iki kez gergi kuvvetleri tork anahtarı vasıtasıyla tekrardan 20 kN seviyesine sıkılmıştır. Sıkma işlemi, -4mm deplasman ve -128 kN yatay yük ve -7,5 mm deplasman ve -180 kN yük seviyelerinde yapılmıştır. Gergilerin yeniden 20 kN seviyesine çıkartılması ile yatay yük kapasitesinde aynı deplasman için %25 civarında artış görülmüştür.



Şekil 139 – Düşey deplasman – gergi yükü ilişkisi

İlk bina deneyi a) orijinal hali, b) üzerinde 50 kN ağırlığında yük, ve c) düşey yönde toplam 200 kN öngermeli çelik elemanlar olmak üzere, üç aşamalı olarak gerçekleştirilmiştir. Yapılan deneylerin yatay yük – deplasman grafikleri Şekil 140'da verilmektedir. Orijinal haliyle 60 kN civarında elde edilen en yüksek dayanım, 50 kN düşey yük altında 95 kN yatay yük dayanımına kadar yükselmiştir. Her iki deney sonucu hasar alan yapı üzerinde sadece düşey yönde konulan gergiler vasıtasıyla verilen yaklaşık 200 kN düşey yük sonucu, yatay yük taşıma kapasitesi ortalama 260 kN'a kadar (4 kattan fazla) yükselmiştir. Yatay yük

kapasitesi, yaklaşık olarak yapı üzerine konulan kat sayısı ile doğru orantılı olarak artmaktadır. Değişen periyod etkisi ile spektral katsayıda oluşacak artış ihmal edilirse, düşük periyodlu rijit yığma yapılar için deprem yüklerinin kat sayısı ile doğru orantılı olarak artması beklenir. Tek bina ile varılması zor bir sonuç olsa dahi, elde edilen veriler çok ilginçtir.



**Şekil 140 – Yapılan tüm testlerin yatay yük – deplasman grafikleri**

Düşey yönde çelik gergiler ile yapılan son deneyde, yükleme yönüne paralel (düzlem içi yük alan) duvarlardan bir tanesi diyagonal çatlaklar oluşturarak yıkılmış (Şekil 141 ve Şekil 142), diğeri ise (baş bölgeler hariç) yatay yönde önceden oluşan derzlerden kayarak diyagonal çatlaklar oluşturmamıştır. Yükleme şartları, malzemesi, ve işçiliği aynı ve geometrisi simetrik olan iki duvarın yıkılma davranışlarının farklı olması ilgi çekicidir. Birinci ve ikinci yükleme aşamalarında oluşan yatay derzlerin fazlaca hasara uğratılması ve uygulanan 200 kN aksenal yükün oluşturduğu sürtünme ve kilitleme kuvveti arasındaki ilişkinin çok kritik bir seviyede kaldığı ve duvarların yıkılma davranışını farklı etkilediği düşünülmektedir. İleriki deneylerde düşey elemanlara verilecek yükleme hasarsız bina üzerinde yapılacağından her iki duvarın da benzer şekilde yıkılması ve diyagonal çatlakların oluşması beklenmektedir.





**Şekil 141 – Düşey gergili test, diyagonal çatlakların oluşumu**



**Şekil 142 – Düşey gergili test, diyagonal çatlakların oluşumu**

2006 yılı Temmuz – Aralık ayları arası olan ikinci döneminde 6m uzunluğundaki 1/2 ölçekli ev deneylerine devam edilmiştir. Daha önceleri a) güçlendirmeden önceki (orijinal) durum için, b) üzerine 50 kN ağırlık (5 ton kütle) koyarak, ve c) düşey gergiler ile 200 kN ard germe kuvveti uygulayarak güçlendirilen yapı deneylere ek olarak, yeni proje döneminde d) düşey gergileri yay ile bağlantılı ard-germe, ve e) düşey yaylı ard germeye ek olarak  $\phi 16$

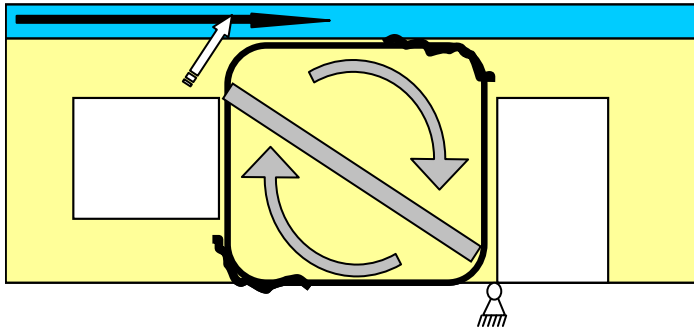


çelik çaprazlı deneyler tamamlanmıştır. Orijinal haliyle 65 kN civarında elde edilen en yüksek dayanım, 50 kN düşey statik yük altında 95 kN yatay yük dayanımına kadar yükselmiştir. Her iki deney sonucu hasar alan yapı üzerinde sadece düşey yönde konulan gergiler vasıtasıyla verilen yaklaşık 200 kN düşey yük ve düşey yöndeki  $\phi 16$  çelik gergiler sonucu, yatay yük taşıma kapasitesi ortalama 260 kN'a kadar (4 kattan fazla) yükselmiştir. Her kat yaklaşık 50 kN ağırlığa sahip olduğu için, yatay yük kapasitesi, yaklaşık olarak yapı üzerine konulan kat sayısı ile doğru orantılı olarak artmaktadır.



**Şekil 143 – Düşey gergili test, diyagonal çatlakların oluşumu**

Yapılan ilk deney sonucunda duvarların yükleme yönünde aşağı eğimli olarak çatı döşemesinden tabana doğru bir basınç çubuğu oluştuğu ve duvarın bir bütün olarak zemindeki mafsal çevresinde dönme eğiliminde olduğu anlaşılmıştı Şekil 144. Çatının üzerine konulan yükün etkisiyle yatay yük taşıma kapasitesinin doğrudan artması, mekanizmayı doğrular niteliktedir.

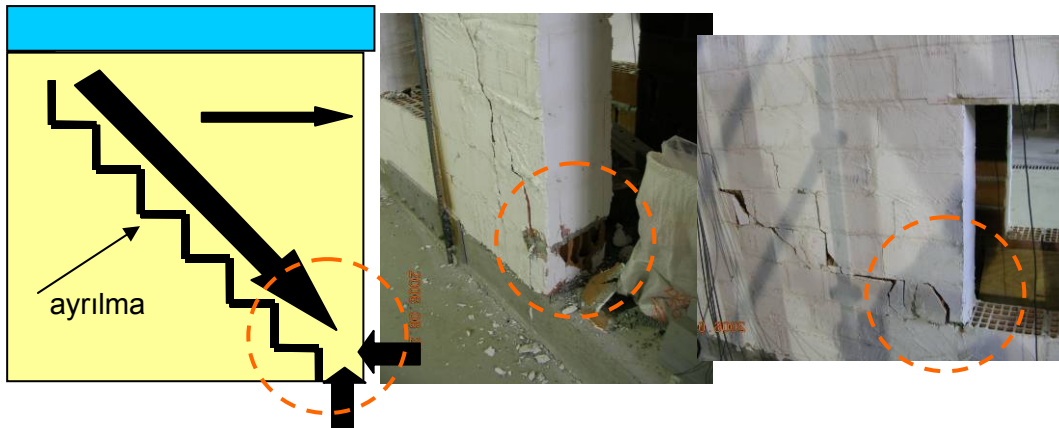


**Şekil 144 – Güçlendirilmemiş yığma evin kuvvetli yönde yıkılma mekanizması.**

#### 4.10.4 6m uzunlukta ½ ölçek ev deneyleri düşey ve çapraz gergi

Ev deneylerine devam edilmiştir. Düşey yönde yerleştirilen, tavan ile taban döşemelerini birbirine bağlayan her iki tarafta 5'er adet olmak üzere 10 adet  $\phi 16$  çubuklar kullanılarak tek katlı yapının ağırlığının yaklaşık 4-5 katı (yaklaşık 20 ton) düşey yönde ard germe olarak uygulanmıştır. Bu durumda yatay dayanımın da doğrusal olarak yaklaşık 4 kat artması çok heyecan vericidir.

Yıkılma mekanizması şu şekilde açıklanmıştır: Duvarlarda diyagonal yönde oluşan basınç çubuğunun kapasitesi oldukça yüksektir. Fakat basınç çubuğuna paralel yönde oluşan çatlak tüm kuvvetin duvarın pencere ile birleştiği alt köşedeki tek tuğla üzerinde yoğunlaşmasına sebep olmaktadır (Şekil 145). Çatlak oluşuktan sonra tüm yük hem aksenal hem de yatay yönlerde bu tek tuğla üzerinde yoğunlaşmakta ve kırılmasını takiben sistem gücünü yitirmektedir. Açılan çatlak ve kırılan köşe tuğlası sebebiyle tüm duvarlar yatay yönde birbiri üzerinde kaymakta ve yatay yıkılma mekanizması oluşmaktadır.



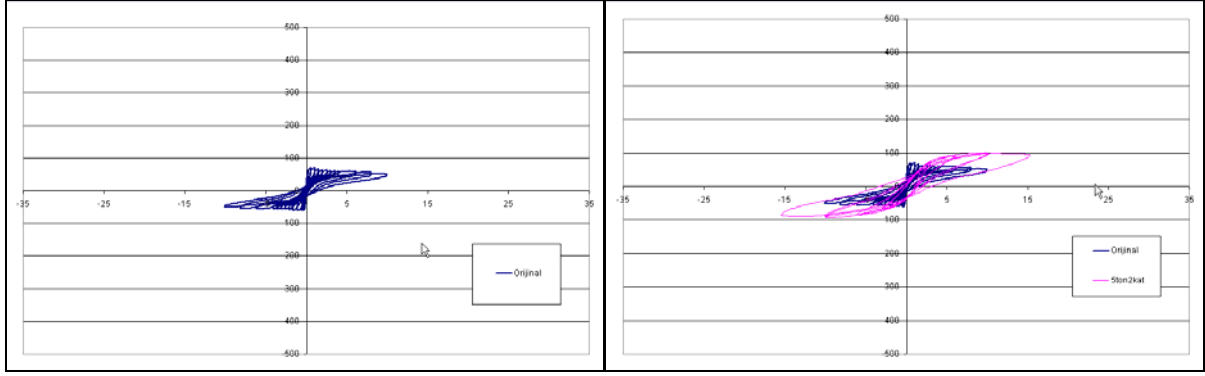
Şekil 145 – Vervev kesme çatlakları ile ayrıldıktan sonra köşe tuğlasının ezilmesi ve yatay yıkılma mekanizması.

Ağırlığın 5 katı düşey ard germe uygulandığında çatlakın açılabilmesi için 4 kat fazla yatay yük gerekmiştir. Çatlak oluşumundan önce, orijinaline göre 4 kat fazla olan yatay yükü taşıyabilen duvarlar çatlak açılmasını takiben tüm yükün bindiği köşe tuğlalarını kırarak mekanizmayı oluşturmuştur. Eğer çatlakın açılması engellenebilirse, yığma evin yatay yük taşıma kapasitesi çok fazla artırılabilir. Çatlak açılmaması durumunda deney evi duvarların yanal yüke dayanma kapasiteleri şu şekilde hesaplanabilir:

- Yüke karşı koyan duvar uzunluğu =  $6m - 4 \times 0.75m = 3m \times 2 \text{ taraf} = 6m$
- Duvar alanı =  $600cm \times 12cm$  (harç genişliği) =  $7200 \text{ cm}^2$
- Harç kesme dayanımı =  $40\% \times 3.6 \text{ MPa} = 1.44 \text{ MPa}$
- Duvar kesme dayanımı =  $720000 \text{ mm}^2 \times 1.44 \text{ MPa} = 1 \times 10^6 \text{ N} = 1000 \text{ kN} = 100 \text{ ton}$ .

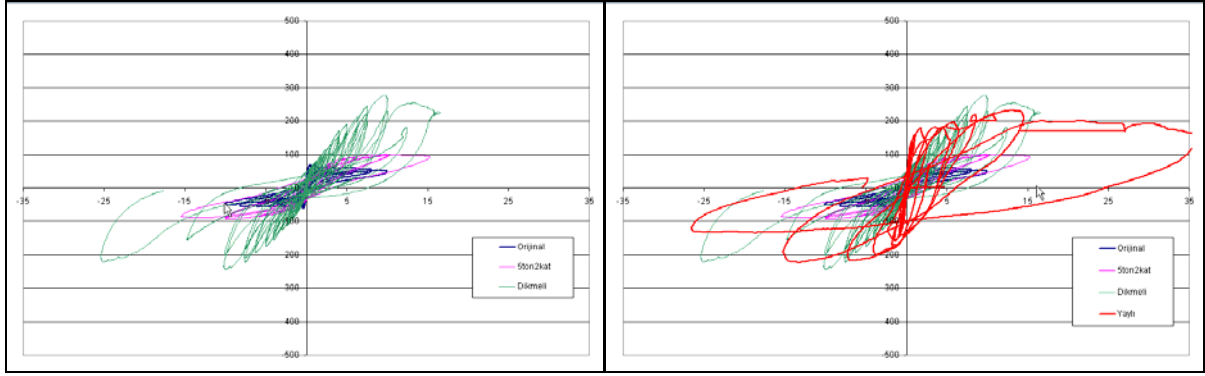
Yığma deney evinin güçlendirmeden önceki taşıyabildiği en fazla yük 60 kN (6 ton) olarak ölçülmüştür. Taşıyıcı duvarların hesaplanan 1000 kN (100 ton) kapasiteye ulaşamaması, Şekil 144 ve Şekil 145'de gösterilen mekanizma ile açıklanmaktadır. Ev üzerine konulan ağırlık, çatlak açılma mekanizmasını geciktirmiş ve davranışta ve kapasitede iyileşme sağlamıştır (Şekil 146(b)); örnek birinci aşamada çatlamış olduğu için ilk rijitlik değeri göreceli olarak düşüktür. Düşey gergiler yerleştirildiğinde, daha önce statik olarak konulan yükün yaklaşık 4-5 katı ard-germe olarak uygulanmıştır. Bu durumda, kapasite yaklaşık 4 kat artmış (Şekil 146(c)), çatlak oluşumunu takiben köşe tuğlalarının ezilmesi gerçekleşmiştir. Duvar malzemesindeki ezilme ve çatlaklar, düşey yönde kat yüksekliğinde az miktarda azalmaya sebep olarak ard-germe gücünün kaybolmasına sebep olmuştur.

Dördüncü deney öncesi, deney evi yıkılarak aynı tuğla ve harç karışımı kullanılarak ve aynı duvarcı ustası tarafından yeniden örülmüştür. Çatlama sonrası katlar arası kısalma sebebiyle ard-germe kuvvetinin hızla kaybedilmesini önlemek amacıyla, düşey gergiler silindirik bir boru içine yerleştirilen çanak yayların ortasından geçirilerek sıkılmışlardır. Böylelikle çekme yönünde gerildiğinde kapanan yay sistemi, duvar kısalması durumunda hafifçe açılacak; fakat, düşük rijitliği sayesinde ard-germe kuvvetinde aşırı bir azalma olmayacaktır. Şekil 146(d)'de ve sonra daha büyütülmüş haliyle Şekil 146(e)'de yaylı sistemin ilk yükleme aşamasında 120-130 kN yanal yük seviyesine kadar sistemi bir arada tuttuğu fakat daha sonra çatlak açılmasını takiben çok somut bir fayda sağlamadığı görülmüştür. Karşılaştırma olarak kullanılan üçüncü deney (yaysız sadece düşey gergiler, Şekil 146(c)-dikmeli) sırasında ise yapı hasar gördükçe gergilerin her biri 20 kN gergi yeniden verildiği için birebir karşılaştırma yapmak da mümkün değildir. Yaylı gergi deneylerine 2m × 2m duvar deneyleri ile devam edilerek yaylı ve yaysız gergiler arasındaki farkın net olarak anlaşılmasına çalışılacaktır. Yıkılıp orijinaline uygun olarak yeniden inşa edilen ev modeli, düşey yönde yaylı gergiler ve  $\phi 16$ mm nervürlü inşaat demiri kullanılarak yapılan çapraz gergiler ile güçlendirmiş ve yatay yükleme deneyi yapılmıştır. Yük-deplasman grafikleri Şekil 146(f)'de görülen ev modeli 449 kN yanal yüke kadar dayanım göstermiş, düktülite ve enerji tüketme kapasitesinde artış gözlenmiştir. Deney evi 250 kN yanal yüke kadar (referans dayanımın 4 katı) doğrusal kalmış ve hasar görmemiştir (Şekil 147).



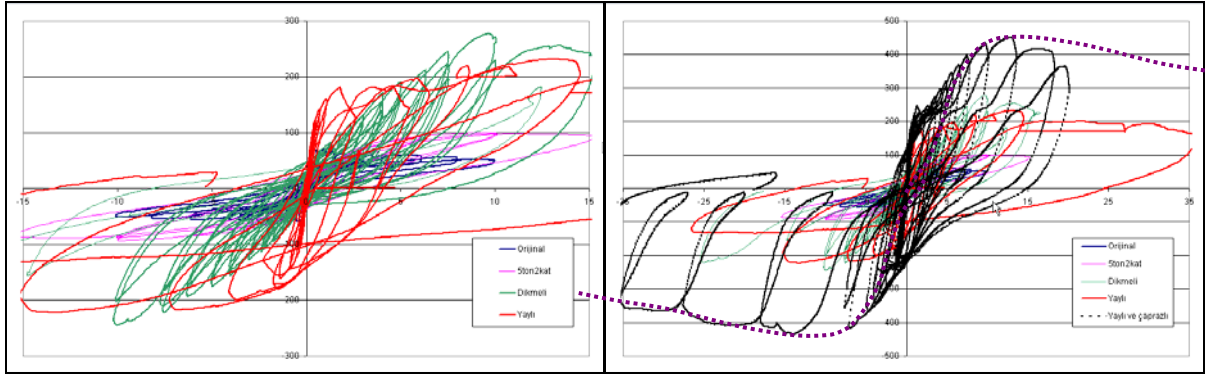
(a)

(b)



(c)

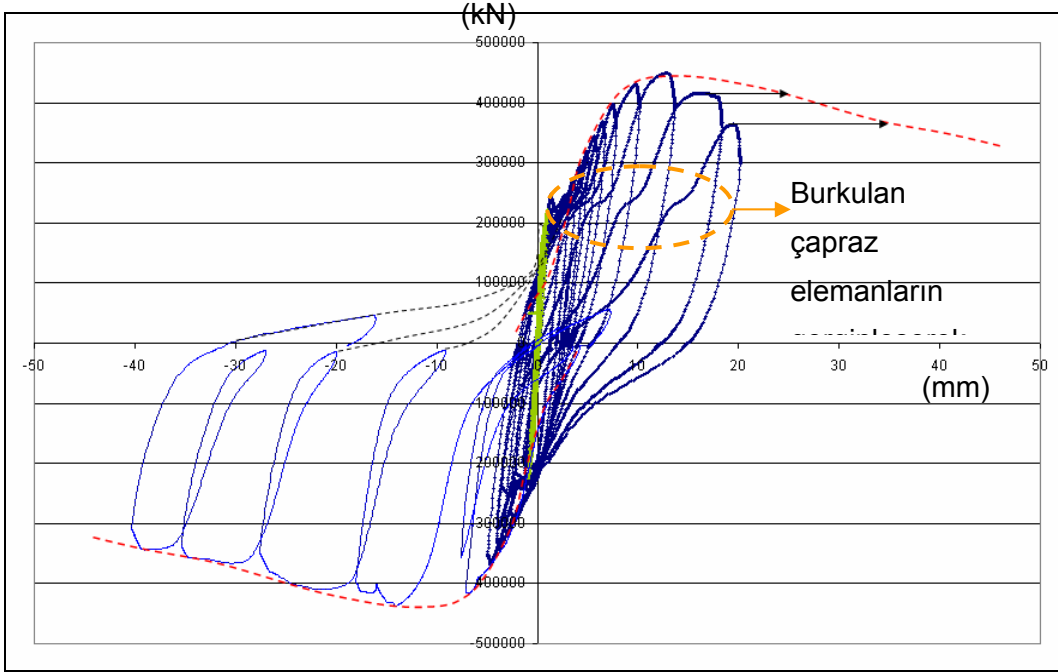
(d)



(e)

(f)

**Şekil 146 – Yatay yük – deplasman grafikleri (a) orijinal, (b) çatıda 50 kN ağırlık ile, (c) düşey gergi ile, (d) düşey yaylı gergi ile, ve (e) düşey yaylı gergi ve çaprazlar ile.**



Şekil 147 – Yaylı düşey gergili ve  $\phi 16$  çapraz çelik elemanlı güçlendirilmiş deney sonuçları.



Şekil 148 – Düşey ve çapraz elemanlar ile güçlendirilen deney düzeneği, yükleme kirişi ayrılma problemi.

Yüksek kapasite artışı, deney düzeneği ile ilgili bazı problemler ortaya çıkartmıştır. Döşeme seviyesinden basma ve çekme kuvvetlerinin, tek bir yatay çelik kiriş ve bu kirişe kaynaklanmış durumda bulunan döşeme donatıları tarafından döşemeye aktarılması planlanmıştı. Fakat 400 kN çekme kuvveti geçildiğinde, çekme kirişine kaynaklı döşeme



donatılarının akmaya başladığı görüldü (Şekil 148). Bu sebeple tersinir-tekrarlanır yükleme uygulanırken çekme yönünde yeterince yükleme yapılamadı. Çekme kirişi yan levhalara bağlandıktan sonra çekme yönünde tekrarlanır yükleme yapıldı.

Önceden beklendiği gibi, çapraz elemanlar akmaya başladıktan sonra boyları uzamakta ve ters yönde (basma kuvveti alacak şekilde) yüklendiklerinde burkulma hareketi göstermektedirler (Şekil 149). Bu durum, ikinci yükleme çevriminde çapraz elemanların yüklenmeye başlamasını geciktirmektedir. Şekil 147’de pozitif yönde yükleme eğrisinde görülen ‘S’ şeklindeki eğriler, burkulan çapraz elemanların düzelmesi için gereken deplasman sebebiyle oluşmaktadır. Çapraz elemanlar levhalara eğilmeden kaynatılmalıdır; aksi takdirde gerilme konsantrasyonu sebebiyle kaynak ayrılmaktadır.



**Şekil 149 – Düşey gergi ve çapraz elemanlar ile güçlendirilen deneyi, çapraz elemanların akması ve burkulması.**

## 4.11. Pilot bina uygulaması

### 4.11.1 Pilot Bölge Uygulaması Yapılacak Bölgenin Seçiminde Dikkate Alınan Sosyal ve Ekonomik Kriterler

Hatay, teknik alan çalışmasının uygulanma ihtimalinin en büyük olduğu bölgeler arasına, projenin ilk aşamalarında dahil edilmişti. Birinci deprem bölgesinde oluşuyla Hatay, geliştirilen tekniklerin uygulanması için teknik anlamda uygun bir yerleşim yeri portresi çizmekteydi. Fakat tekniklerin uygulanacağı yerleşim yeri aynı zamanda bu güçlendirme yöntemlerinin yaygın bir şekilde kullanımının olanaklı olabileceği uygun sosyal ve ekonomik altyapıya da sahip olmalıydı. Hatay, içinde barış içerisinde barındırdığı kozmopolit Müslüman, Hıristiyan, Yahudi, Ermeni ve Türk toplumlarıyla, Avrupa Birliği bölgesel kalkınma kredileri almaya aday ve projenin zamanda ve mekanda sürdürülebilirliğini olanaklı kılan bir nüfus yapısına sahipti. Geliştirilen tekniklerin Orta Doğu ülke nüfuslarının küçültülmüş bir modeli olan bu kentte başarıya ulaşması, projenin, bölge ülkelerinde tarih boyunca evrimleşmiş bu yapı pratiklerini geliştiren toplumlarca daha fazla kabul görmesini öngörmemizi sağlamaktadır.

Hatay'ın proje alan çalışmasının uygulanması için uygun bir bölge olarak addedilmesinin ikinci nedeniyse, ODTÜ Sosyoloji Bölümü öğretim üyelerinden Doç. Dr. Sibel Kalaycıoğlu ve Y. Doç. Dr. Helga Rittersberger-Tılıç tarafından belirtildiği üzere, Hatay yerel yönetimlerinin SPIM-1451 İÇTAG-1599/01 gibi araştırma geliştirme ve bölgesel kalkınma projelerine karşı olumlu bir tutum içerisinde olması ve gerektiğinde destek sağlayarak alan çalışmasının kolaylıkla başarıya ulaştırılmasında gözle görülür etkilerde bulunabilmesidir.

Proje alan çalışması öncesi yapılan inceleme, bilgilendirme ve tanıma gezisinde, Valilik ve Belediye Başkanlığı makamları başta olmak üzere yerel yönetimlerin konuya olumlu yaklaşımları, öngöründe bulunulan konuların tümünü haklı çıkartarak Hatay'ı alan çalışması yapılması muhtemel yerleşim yerleri arasında en ön sıraya çıkarmıştır. Kentin bu tür çalışmalara duyduğu aşinalık, alan çalışmasının gerçekleştirilmesi aşamasındaki muhtemel bürokratik engellerin kolaylıkla aşılabileceğinin ilk göstergesi olmuştur.

Keşif gezisi sonucunda, Antakya Odabaşı Belediyesi yetkilileri, beldeyle aynı ismi taşıyan ve sınırları içinde yer alan mahallenin yığma yapı olan kütüphane binasının güçlendirilmesi teklifimizi çok sıcak karşıladı ve böyle bir çalışmanın Odabaşı beldesine de getirilerinin olacağını belirtti. Yerel halkın proje ekibine gösterdiği konukseverlik, projenin ilerlemesi ve sonuçlanması aşamaları boyunca gösterdikleri merak ve geliştirilen tekniklerin uygulama aşamasında bu uygulamanın bir parçası olabilmek için sergiledikleri istenç, proje ekibinin hevesini arttırmış ve proje ekibinin çalışma boyunca harcanan zaman ve efordan kısmasını sağlamıştır.



Ekonomik kriterler göz önünde tutulduğunda ise, Antakya'nın düşük maliyetli geliştirme projelerini kaldırabilecek seviyede bir sosyal yapıya sahip olduğunu görmekteyiz. Projenin yürütülmesi aşamasında, proje pilot uygulama alandaki nüfusun, en azından kendi yığma evlerinde oturmaya ya da aile bütçesinin çok küçük bir bölümünü içinde oturdukları yapıların güçlendirilmesinde harcamaya yetecek kadar ekonomik gücünün bulunması gerekmektedir. Nüfusunun büyük bir kısmı küçük ticari işletmelerde istihdam edilen Antakya halkı, ekonomik açıdan da gereken özellikleri bünyesinde barındırmaktadır.

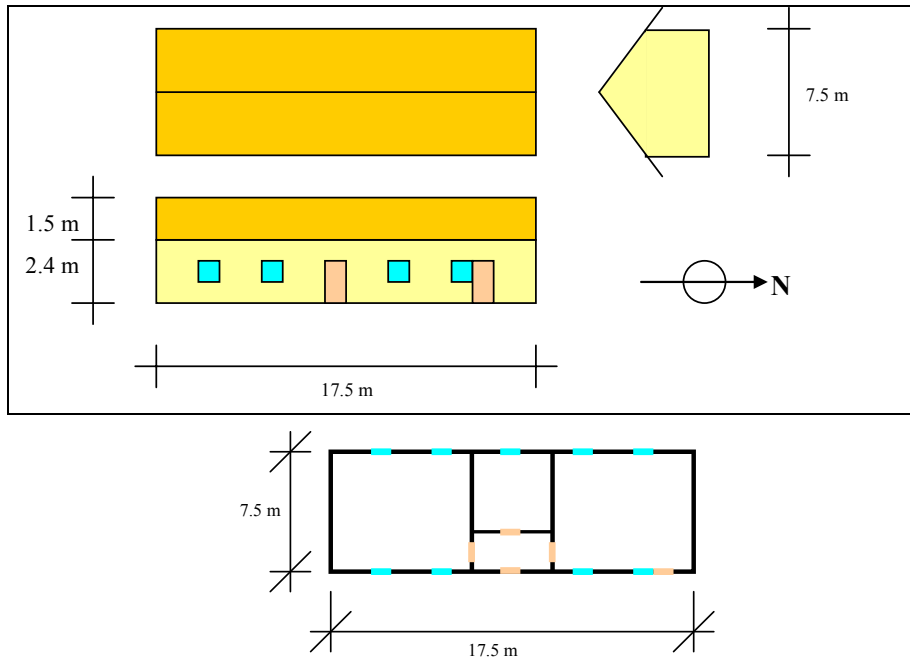
#### 4.11.2 Antakya pilot bina uygulaması

Antakya Odabaşı Belediyesi halk kütüphanesinin araba lastikleri ile güçlendirme çalışması, uygulama aşamasında karşılaşılabilecek güçlükler ile ilgili bilgi ve deneyim kazandırmıştır. Kütüphane binası tek katlı dolu tuğla yığma bir yapıdır (Şekil 150). Bina 17,5 m × 7,5 m plana sahiptir ve binanın kısa yönünde sürekli 4 adet duvar bulunmaktadır (Şekil 151). Güçlendirme çalışması binanın uzun yönünde bulunan ve pencere-kapılar vasıtasıyla süreksiz olan duvarlar üzerine yoğunlaşmıştır. Ard germe ile güçlendirilen duvarlara hem düzlem dışı yönde dayanım ve süneklik kazandırılmış hem de düzlem içi yöndeki davranışı teorik olarak iyileştirilmiştir. Ard-germenin duvarın düzlem içi yöndeki davranışına etkisi teorik olarak ileride incelenmektedir.

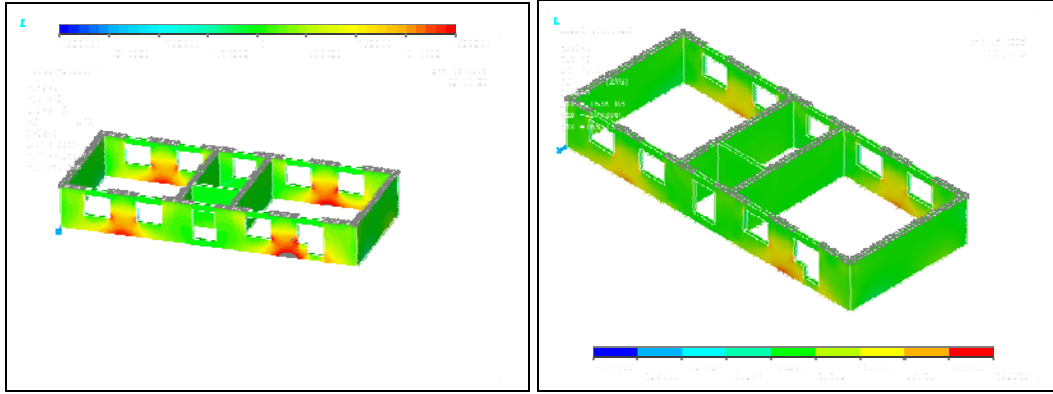
Şekil 152'de analitik model üzerinde güçlendirilmiş ve güçlendirilmemiş durumlar karşılaştırıldığında oluşan çekme kuvvetlerinde azalmalar görülmektedir. Kütüphanenin analitik modeli, güçlendirilmemiş şekilde 0,19 g yanal ivmeye dayanırken güçlendirildikten sonra 0,47g yanal ivmeden oluşan kuvvete dayanabildiği hesaplanmıştır. Şekil 153 incelendiğinde, Mohr dairesi üzerinde yapılan çalışma görülmektedir: Yığma duvarlar sade kesme kuvvetine maruz kaldıklarında çoğunlukla diyagonal yönde kesme çatlakları ile yıkılırlar. Diyagonal çatlağın asıl sebebi malzemenin çekme yönünde zayıf olması ve kesme kuvvetine 45° açıda oluşan esas çekme yönünde, çekme kuvveti altında kırılmasıdır. Şekil 153'da görülen her üç durum için esas çekme yönündeki kırılma gerilmesi aynı kabul edilmiş ve lastikler vasıtasıyla uygulanan ard-germe gerilimleri altında değişen gerilimler incelenmiştir. Şekil 153'da  $\tau$ ,  $\tau^V$  ve  $\tau^{V+H}$  harfleri ile gösterilen gerilim değerleri, duvarın yatay yönde karşı koyabileceği kesme gerilimlerine karşılık gelmektedir. Araba lastikleri ile yatay ve düşey yönde sıkıştırılan duvarlarda  $\tau^{V+H}$  değeri büyüyeceği için toplam alanla çarpıldığında duvarın karşı koyabileceği yanal kuvvet değeri de artacaktır.



Şekil 150 – Antakya Odabaşı Belediyesi halk kütüphanesi, ön ve arka görünümüleri.



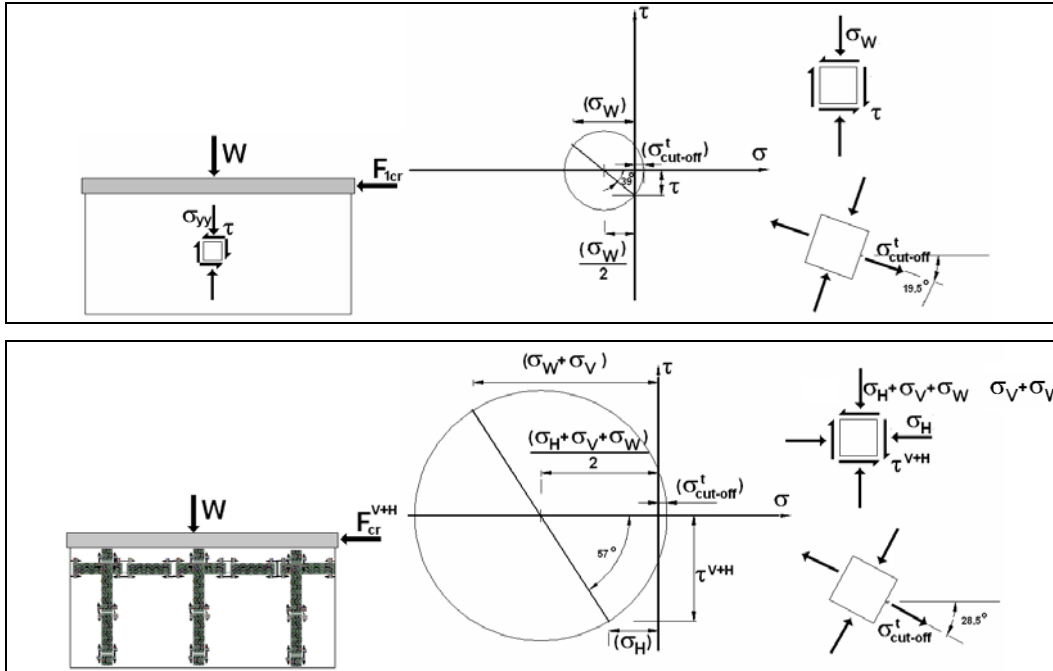
Şekil 151 – Antakya Odabaşı Belediyesi halk kütüphanesi, boyut ve plan bilgileri.



(a) güçlendirmeden önce

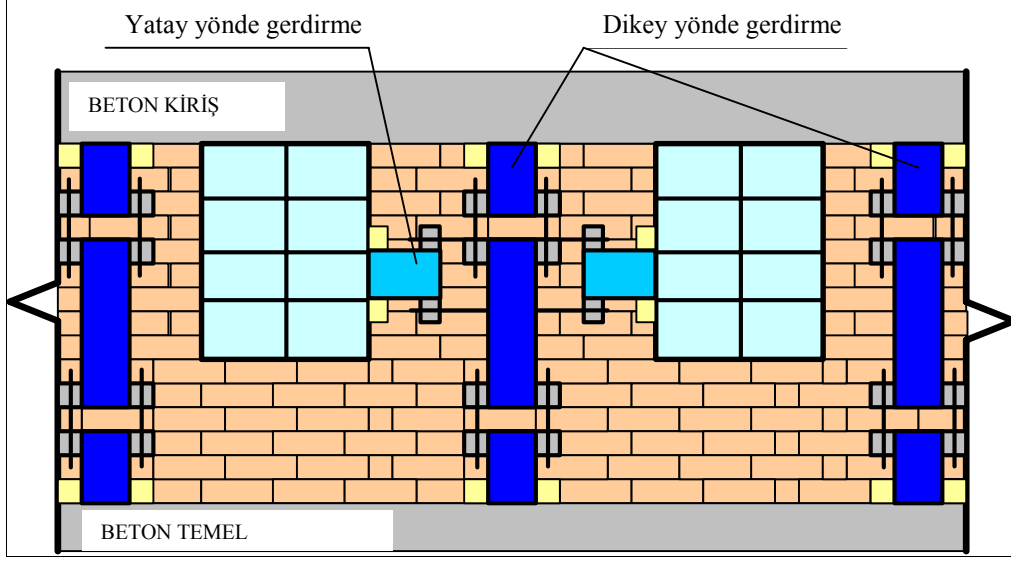
(b) güçlendirmeden sonra

Şekil 152 – Antakya Odabaşı Belediyesi halk kütüphanesi, ANSYS modeli analizi.



Şekil 153 – Ard-germe kuvvetinin yanal yük kapasitesi üzerine etkisi.

Antakya'da yapılan uygulama çalışmasında pencere ve kapıların üst kotundan binayı çepeçevre dolaşan ve çatı ile tek parça (monolitik) kiriş bulunduğu için enine gergi yapılmadı ve sadece pencere – kapı aralarında bulunan duvar parçalarına uygulandı (Şekil 154).



**Şekil 154 – Antakya Odabaşı Kütüphanesi lastik gerdirme şeması.**

Antakya’da yapılan tüm çalışmalar yerel kaynaklar kullanılarak yapıldı. Araba lastiği satan firmalar ile görüşüldü (Şekil 155). Kullanılmış oto lastiklerinin yanakları maket bıçağı ile kesilerek çıkartıldı ve hazırlandı (Şekil 156). Lastikleri birbirine bağlayacak ve gerdirmede kullanılacak adaptör borular kesilip delik delinerek hazırlandı (Şekil 157). Lastiklerin duvar deliklerinden geçtiğinde yumuşak kavisle dönmesi ve yükü duvara yayılı uygulaması için takozlar hazırlandı (Şekil 158). Lastiklerin geçeceği delikler duvarların alt ve üst noktalarında pencere ve kapı ara mesafelerinde açıldı (Şekil 159). Takozlar açılan deliklere yerleştirildi (Şekil 160), takoz duvar arasına harç konuldu ve lastikler geçirildi (Şekil 161). Boru adaptörler vasıtasıyla lastik halkaları birbirine bağlandı (Şekil 162) ve gerdirme işlemi yapıldı (Şekil 163). Laboratuvarında daha önce gergi uygulanıp adaptör üzerinden tork anahtarı ile gergi miktarı ve somuna uygulanan tork arasında bir ilişki bulunmuştu. Bulunan bu ilişki kullanılarak lastikler üzerine 5 ton (50 kN) aksenal yük uygulandı. Araba lastiği kullanılarak yapılan güçlendirme çalışmasının sebep olabileceği kötü görüntü, lastik uygulamasının dışarıdan briketler, içeriden de alçıpan ile örtülmesiyle kapatıldı (Şekil 164 Şekil 165 Şekil 166). Boyanan kapama malzemesi, kolon benzeri bir görünüm kazandı.



**Şekil 155 – Kullanılmış oto lastiği temin edilmesi.**





Şekil 156 – Kullanılmış oto lastiklerinin hazırlanması.



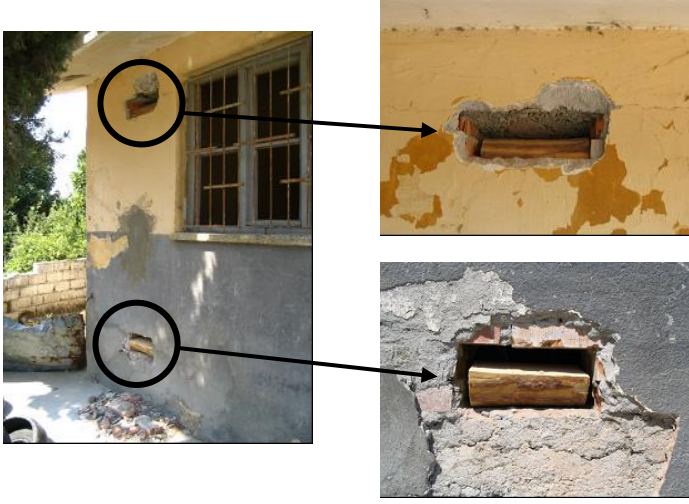
Şekil 157 – Adaptörlerin borular kesilerek hazırlanması.



Şekil 158 – Takozların hazırlanması.



Şekil 159 – Duvar deliklerinin delinmesi.



Şekil 160 – Takozların yerleştirilmesi.



Şekil 161 – Takozların yüzeylerinin harç ile kaplanması ve lastik geçirilmesi.



Şekil 162 – Adaptörler vasıtasıyla lastik halkası zincirlerinin oluşturulması.





Şekil 163 – Somunların sıkılması (zaman aldığı için lastik boşluğu matkap ile gerdirme elle yapıldı).



Şekil 164 – Alçıpan ile iç yüzeylerin kaplanması.





Şekil 165 – İç yüzeylerin boyanması.



Şekil 166 – Dış yüzeylerin içi oyulmuş U-şekilli briket ile kapatılması.

Güçlendirme çalışması yapılmış olan Antakya Odabaşı Belediyesi Kütüphane binası ziyaret edilerek lastiklerdeki gevşeme miktarları kontrol edilmiştir. 13-15 Nisan 2005 tarihleri arasında yapılan bu arazi çalışmasında, Eylül 2004 içinde 50 kN ard germe uygulanan bölgelerin kapakları açılarak lastiklerde bulunan gergi miktarı kontrol edilmiş ve azalan değerler tekrar 50 kN olacak şekilde ek gerdirmeye uygulanarak ayarlanmıştır. İç kaplama malzemesi olarak kullanılan alçıpan kapakları sabitleyen vidalar bulunmuş ve kapaklar açılarak gergiler açığa çıkartılmıştır (Şekil 167). Dış duvarları kapatmakta kullanılan "U" şeklindeki briketler murç ile yerinden oynatılarak çıkartılmıştır (Şekil 168). Kaplaması çıkartılan lastiklerde gözle görülür bir kötüleşme olmadığı görülmüş (Şekil 169), fakat üstleri kapatılmayan ve paslanmayı engelleyen boya ile boyanmayan bağlantıların paslanmaya başladığı görülmüştür (Şekil 170).



Şekil 167 – İç duvarlarda bulunan alçı panoların açılması





Şekil 168 – Dış duvarlarda bulunan “U” şekilli briket kaplamanın açılması



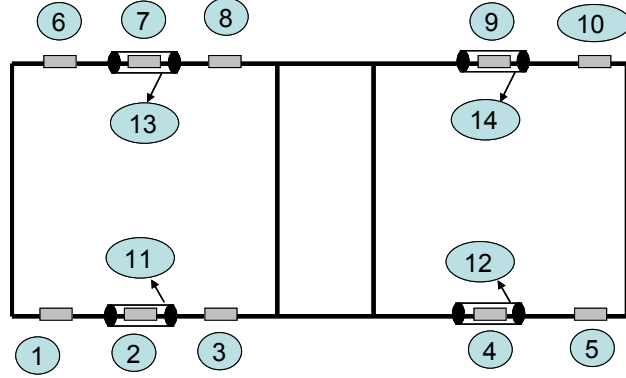
Şekil 169 – Lastik gergilerin gözlemlenen genel durumu



Şekil 170 – Vitrin ve inceleme amaçlı olarak açığa bırakılan gergilerde gözlemlenen paslanma başlangıcı

Ard-germe uygulamakta kullanılan ayarlı tork anahtarı lastik üzerinde ne kadar yük olduğunu gösterememekte fakat önceden belirlenen yükü vermekte kullanılmaktadır. Lastiklerde yaşanan aksenal yük kaybı, lastiklerin yaklaşık olarak bilinen rijitlik değeri ve gerdirme esnasında verilen toplam yer değiştirme kullanılarak  $F=K*d$  (kuvvet = rijitlik \* yer değiştirme) bağlantısı kullanılarak hesaplanmıştır. 25 kN altında lastikler ile yapılan deneylerde elde edilen rijitlik değeri 1,2 kN/mm'dir. Duvardaki gergilerin her yüzünde toplam 2 adet lastik kullanıldığı için seri olarak bağlanan lastiklerin rijitliği yarıya yani 0,6 kN/mm'ye düşmektedir. Yanal gerdirmelerde toplam 2 adet lastik kullanıldığı ve yüzey başına 1 adet lastik düştüğü için 1,2 kN/mm rijitlik değeri kullanılmıştır. İleriki uygulamalar için somun sıkmakta kullanılan anahtarın arkasına dik olarak yerleştirilecek bir el kantarı vasıtasıyla bağlantı üzerinde bulunan gergi kuvvetinin hesaplanması planlanmaktadır.

Gerdirme uygulanan bölgeler ve hesaplanan kayıp miktarları Tablo 1'de gösterilmektedir.



Not: 7, 13, 2, 11 numaralı gergiler görüntü amaçlı olarak açıkta bırakılmış, 6 ve 8 nolu gergilerde yıpranmış ve güneşte beklemiş kötü durumda lastik kullanılmıştır.

Şekil 171 – Kütüphane binası gerdirme uygulanan bölgeler

Tablo 8 – Lastik zincirlerinde 6 ay içinde yaşanan aksenal yük kayıpları

Yer Numarası	Yön	Rijitlik	Deplasman (mm)		Yükteki azalma		Toplam ilk yük (kN)	Toplam azalma (kN)	Yüzde % azalma
			İç taraf	Dış taraf	İç taraf	Dış taraf			
1	Düşey	0.6	5	7	3	4.2	50	7.2	14%
2	Düşey	0.6	0.6	9.5	0.36	5.7	50	6.06	12%
3	Düşey	0.6	4	6	2.4	3.6	50	6	12%
4	Düşey	0.6	0	8.5	0	5.1	50	5.1	10%
5	Düşey	0.6	0	10.5	0	6.3	50	6.3	13%
6	Düşey	0.6	8	10	4.8	6	50	10.8	22%
7	Düşey	0.6	10	2	6	1.2	50	7.2	14%
8	Düşey	0.6	13.5	3	8.1	1.8	50	9.9	20%
9	Düşey	0.6	0	1	0	0.6	50	0.6	1%
10	Düşey	0.6	0	4	0	2.4	50	2.4	5%
11	Yatay	1.2	2	6	2.4	7.2	50	9.6	19%
12	Yatay	1.2	0	4	0	4.8	50	4.8	10%
13	Yatay	1.2	8	7	9.6	8.4	50	18	36%
14	Yatay	1.2	-	-	-	-	-	-	-



### 4.11.3 Nikaragua pilot bina uygulaması

TUBİTAK ve Dünya Bankası tarafından paralel projeler olarak desteklenen Dünya bankası ayağında, bilginin yayılması ile ilgili olarak bir internet sitesinin proje kapsamında hazırlanması gerekiyordu. [www.spim.metu.edu](http://www.spim.metu.edu) adresi ile dünyaya açılan proje, CARE isimli ve León, Nicaragua'da faaliyet gösteren bir yardım kuruluşunun ilgisini çekmiştir. Davet etmeleri üzerine, León'da bulunan bir ilk okulu depreme karşı araba lastiği ile güçlendirme çalışması yapılmıştır. Çalışma yapılan bina genel görünüm Şekil 172'de verilmektedir. Nikaragua'ya varıldığında, Managua'da yapılan bilgilendirme toplantısı Şekil 173'de görülmektedir.



Şekil 172 – Nikaragua, León'da güçlendirme çalışması yapılan okul binası



Şekil 173 – Nikaragua, Managua'da yapılan ön bilgilendirme toplantısı



Şekil 174 – Güçlendirme ekibi, Nikaragua, Managua'dan mimarlık öğrencileri



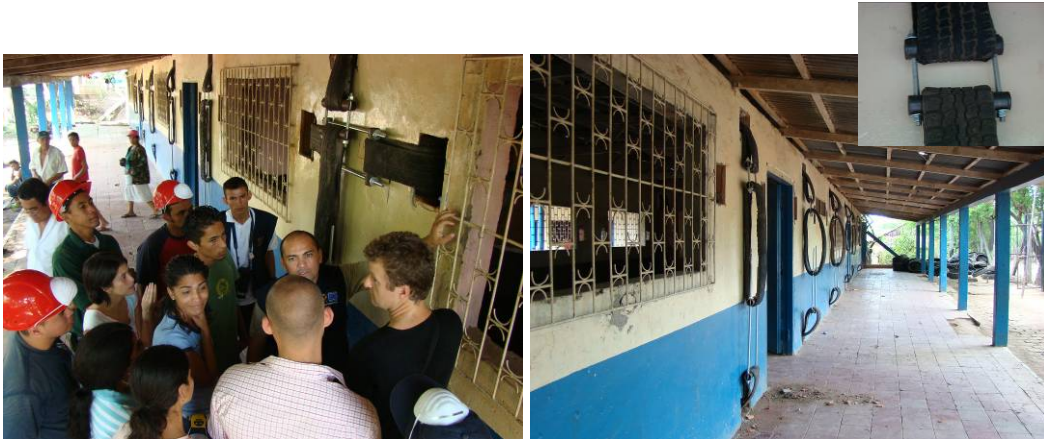
Güçlendirme çalışmalarını yürüten ekip, Nikaragua Managua'da bulunan mimarlık bölümü öğrencileridir (Şekil 174). Proje sonucunda hazırlanan el kitapçığı kullanılarak güçlendirme çalışmaları yapılmıştır. Bölgeye ulaşıldığında öğrenciler ve CARE yetkilileri ile ek toplantılar yapılmıştır (Şekil 175). Uygulama sahasında yapılan işlemler ile ilgili görüş bildirilmiştir. Bölge gezilmiş, okulun bahçesindeki ağaçtan takoz elde edildiği ve birkaçyüz metre mesafede aktif gayzer bölgesi olduğu görülmüştür (Şekil 176). ALH ile ilgili yapılan uygulamanın, ODTÜ laboratuvarında geliştirilen teknikleri sadece dokümanları takip ederek tekrarlanabilir olması memnuniyet vericidir (Şekil 177).



Şekil 175 – Öğrenciler ve CARE yetkilileri ile toplantı yapılması



Şekil 176 – a) ahşap takozların hazırlanması, b) okulun yakınındaki gayzer bölgesi



Şekil 177 – Duvarlara araba lastiği halkası (ALH) ile gergi uygulanması



Hibrit sistem kullanılarak (Şekil 178) maliyetin %80 seviyesinde düşürülebileceği mimarlık öğrencileri tarafından hesaplanmıştır. Nikaragua'da mimarlık öğrencilerinin mükemmel şekilde gergi uygulama çalışması yapabilmesi elbette etkileyicidir (Şekil 179), fakat benzer uygulamaları eğitim seviyesi göreceli olarak daha düşük kişiler tarafından uygulanabilir olması projenin asıl hedefidir.



**Şekil 178 – Nikaragua'daki okula hibrit sistemin uygulanması**



**Şekil 179 – Nikaragua'daki okula güçlendirme pilot uygulama yapan ekip elemanları**

## 4.12. GIS uygulamaları ve en kritik şehirlerin belirlenmesi

Türkiye çapında yığma yapıların güçlendirilmesi çalışması yapılsal “Öncelikle hangi bölgeden başlanması gerekir?” ilk karşımıza çıkacak yerinde bir sorudur. Şehirlerin depremselliği, bu şehirlerde yığma yapılarda yaşayan nüfusun yoğunluğu ve yakın zamanda büyük çaplı deprem geçirip geçirmediğinin değerlendirilerek şehirlerin öncelik sırasını belirlemek çalışmanın bu bölümünün ana hedefi olmuştur. Bu çalışmanın amacı Türkiye’de bulunan yığma yapılar için “Riskli Bölgeler”in belirlenmesidir. “Risk” kavramı yapı malzemesi olarak tuğla, briket, kerpiç, ahşap, taş, vb. olan yığma yapılar için 0 ile 7 arasında değişen sayısal değerler olarak belirlenmiştir; sayı büyüdükçe risk artmaktadır.

Bu çalışma ile illere ait olarak hesaplanan risk değerleri, Coğrafi Bilgi Sistemleri (CBS) tabanlı bir bilgisayar programı olan Netcad-GIS™ kullanılarak oluşturulan bir harita üzerinde gösterilmiştir.

Harita, her biri depremsel tehlikeyi belirleyen etkenler için oluşturulan harita katmanları kullanılarak oluşturulmuştur. Sözü edilen harita katmanları şu şekilde sıralanabilir: Türkiye iller haritası, deprem katsayıları haritası (Türkiye deprem bölgeleri haritasından elde edilmiştir), il nüfusu haritası (DİE 2000 yılı genel nüfus sayımı verileri), hane başına düşen ortalama nüfus haritası, yığma bina oranı haritası (DİE 2000 yılı bina sayımı verileri), yığma binalarda yaşayan nüfus oranı haritası, yığma binalarda yaşayan toplam nüfus haritası, gerçekleşmiş depremler haritası (KOERI) ve önceki depremlerin etkisi haritası.

Çalışmanın son aşamasında, oluşturulan harita katmanları üst üste getirilerek, “Türkiye Yığma Yapı Depremsel Risk Haritası Taslağı” oluşturulmuştur.

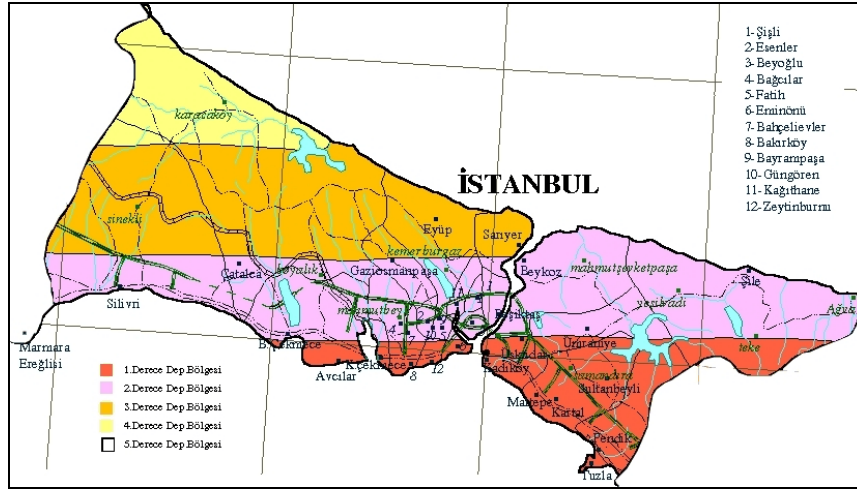
Çalışmanın aşamalarında, depremsel risk’e ve risk büyüklüğüne etki edebilecek faktörler araştırıldı ve üç ana parametre belirlendi. Her bir parametre formüle edildi, Türkiye ölçeğinde ve iller bazında CBS kullanılarak modellendi ve iller veya bölgeler arasındaki değişimleri incelendi. Depremsel riske etki eden parametreler katmanlar halinde üst üste toplanarak, risk faktörü haritası elde edildi.

### 4.12.1 Deprem Katsayıları Haritası ( Türkiye Deprem Bölgeleri Haritası )

Bu haritanın oluşturulması için 1996 yılında yayınlanmış olan Türkiye Deprem Bölgeleri Haritası kullanılmıştır. Toplam nüfus, hane başına düşen ortalama insan sayısı, yapı türlerine ve malzemelerine göre bina sayısı gibi birtakım bilgiler iller bazında mevcut olduğundan ve daha önce meydana gelmiş depremler de CBS kullanılarak illere göre tasnif edilebildiğinden, Türkiye Deprem Bölgeleri Haritası’nın da illere göre düzenlenmesinin uygun olacağı sonucuna varılmıştır. Bu dönüşümün yapılabilmesi için, her bir ilin tamamının deprem bölgesini temsil eden tek bir katsayı hesaplanmıştır. Deprem Bölgesi alanlarının il içerisindeki ağırlıklı ortalaması alınarak her ilin deprem bölge katsayısı belirlenmiştir. Deprem

Bölgelerinin alansal olarak ağırlıklı ortalaması alınmış olmakla beraber, nüfusun yoğunlaştığı şehir merkezlerinin, hangi deprem bölgelerinde bulunduğu da ağırlık katsayısı belirlenirken dikkate alınmıştır.

Bir örnek olarak; İstanbul için Deprem Bölgeleri Haritası Şekil 180'de ve katsayıların hesaplanması da Tablo 9'de verilmiştir.

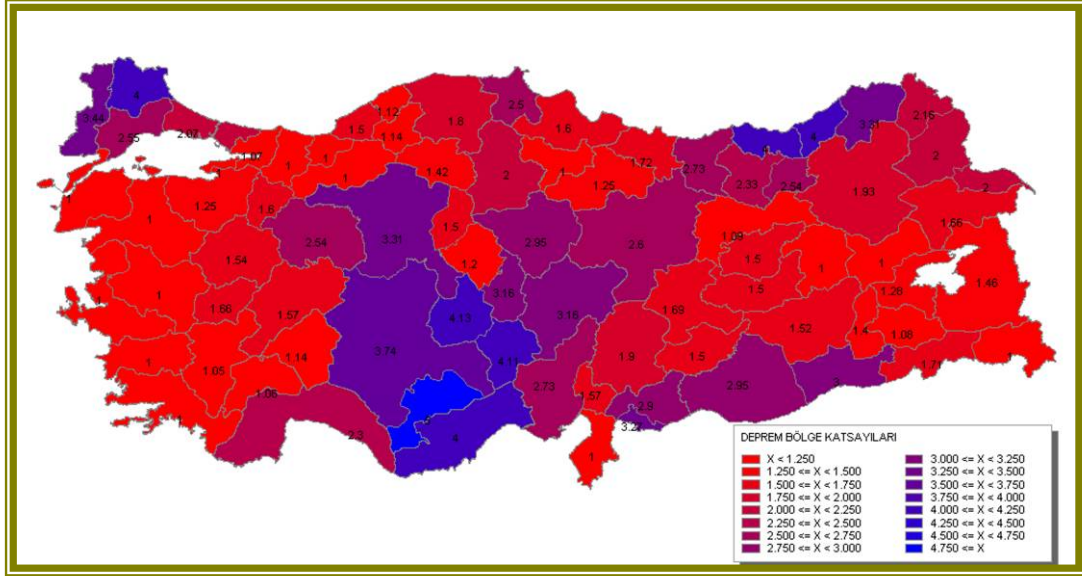


Şekil 180 – İstanbul deprem bölgeleri haritası

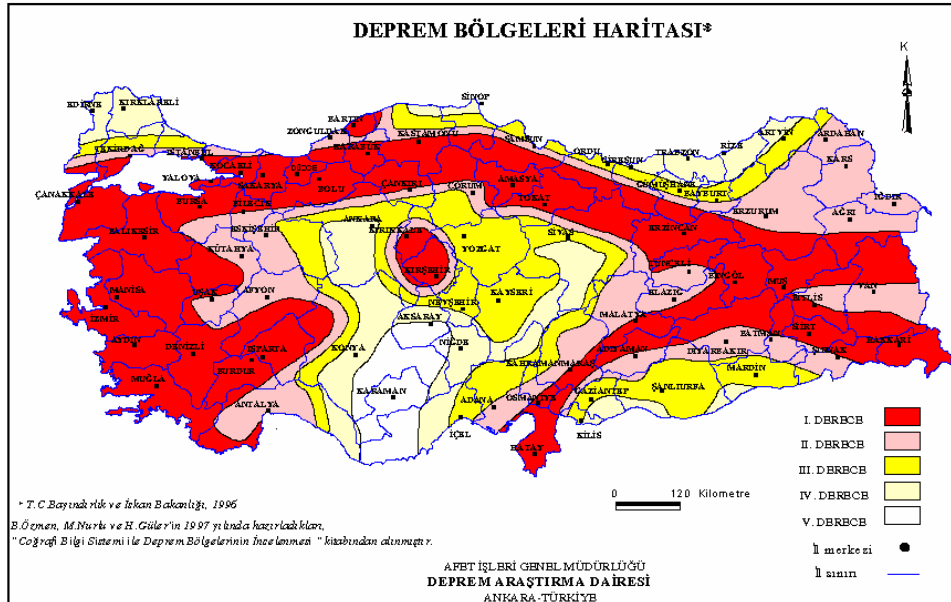
Tablo 9 - Deprem katsayısı hesabı (İstanbul)

Deprem Bölgesi (A)	Birim Alan (B)	(A*B)
1	4	4
2	5	10
3	3	9
4	1	4
<b>Toplam</b>	<b>13</b>	<b>27</b>
Deprem Katsayısı : $\Sigma(A*B) / \Sigma(B) = 2.07$		

Bu hesaplama yöntemi kullanılarak, katsayılar 1 ile 5 arasında olmak üzere (Deprem Bölgeleri Haritası'nda olduğu gibi) her il için belirlenmiştir. Elde edilen Deprem Katsayıları Haritası Şekil 181'de verilmiştir. Bu harita, genel olarak Türkiye Deprem Bölgeleri Haritası (Şekil 182) ile benzerlik göstermektedir.



Şekil 181 – Deprem katsayıları haritası

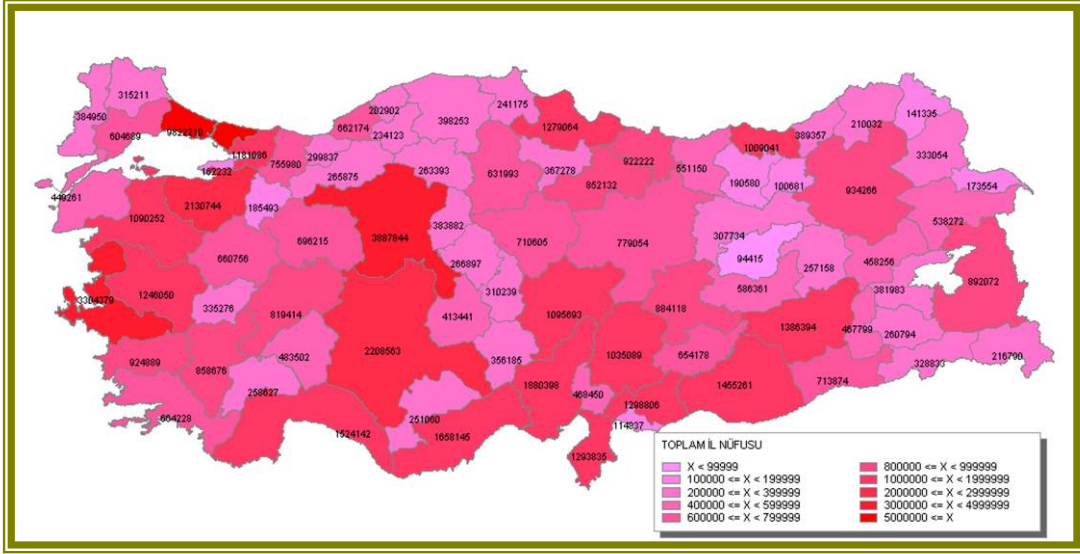


Şekil 182 – Türkiye deprem bölgeleri haritası

#### 4.12.2 İllerin Toplam Nüfus Haritası

Muhtemel bir depremden etkileenecek insan sayısının ve aynı zamanda elde edilecek risk faktörünün nüfusa bağlılığının belirlenebilmesi için, her ilin toplam nüfusunun bilinmesi gereklidir. Konuyla ilgili en güncel bilgi, Devlet İstatistik Enstitüsü (DİE) tarafından 2000 yılında gerçekleştirilmiş olan Genel Nüfus Sayımı sonuçlarıdır. Şekil 183'de oluşturulan toplam il nüfusu haritası verilmiştir.

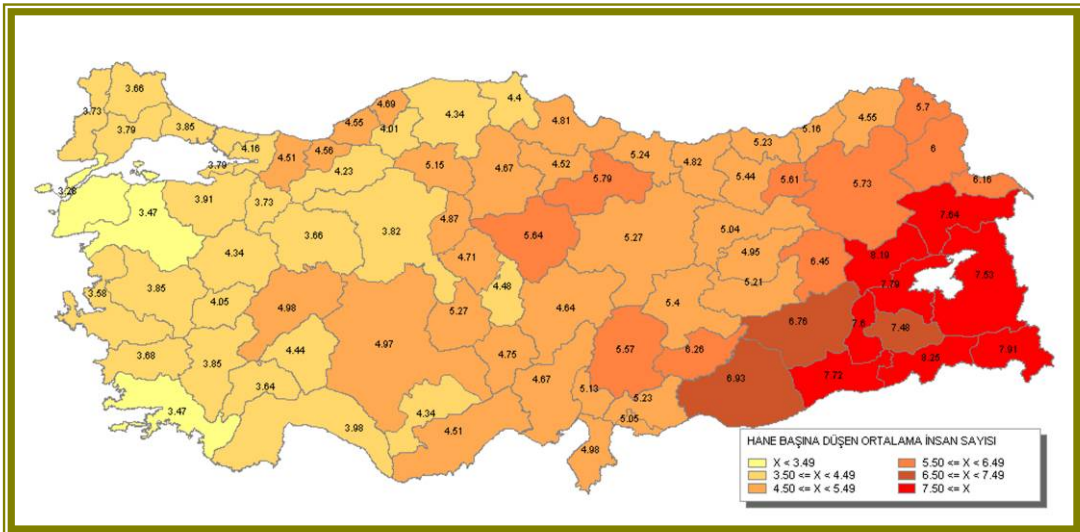




Şekil 183 – Toplam il nüfusu haritası

#### 4.12.3 Hane Başına Düşen Ortalama İnsan Sayısı Haritası

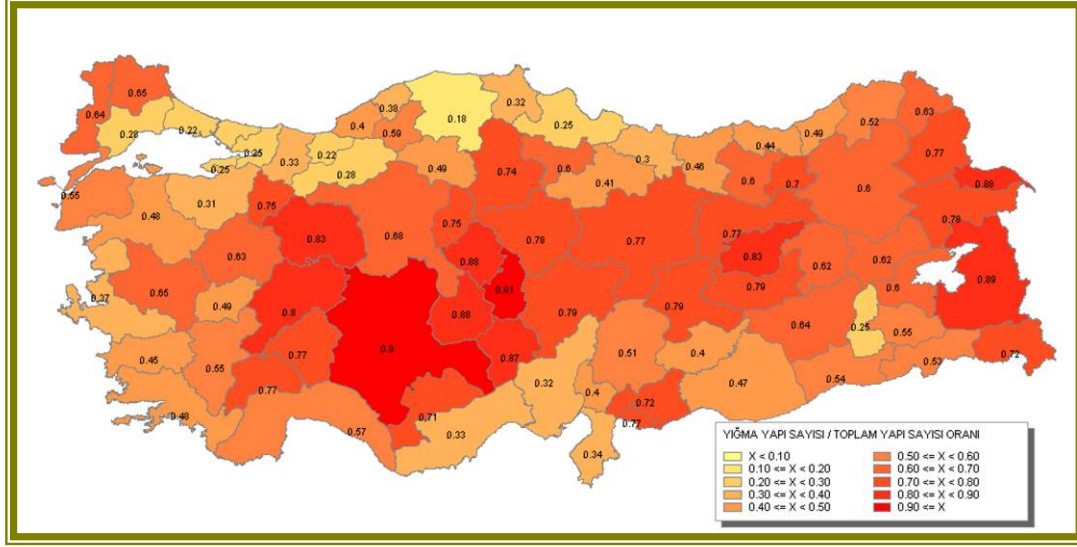
2000 yılı Genel Nüfus Sayımı verileri arasında yer alan, “Hane Başına Düşen Ortalama İnsan Sayısı” bilgileri, CBS ortamına taşınarak “Hane Başına Düşen Ortalama İnsan Sayısı Haritası” oluşturulmuştur ve Şekil 184’de verilmektedir. Haritada Türkiye genelinde incelendiğinde, hane başına düşen ortalama insan sayısının batıdan doğuya gidildikçe arttığı görülmektedir.



Şekil 184 – Hane başına düşen ortalama insan sayısı haritası

#### 4.12.4 Yiğma Yapıların Toplam Yapılar İçerisindeki Payı

2000 yılı Genel Nüfus Sayımı verilerine ek olarak, yine DİE tarafından 2000 yılında gerçekleştirilmiş olan Bina Sayımı bilgileri de bu çalışmada kullanılmıştır. DİE bina sayımı bilgileri doğrultusunda, toplam yiğma yapı sayısının toplam bina sayısına oranı her il için hesaplanmış ve Şekil 185'da verilen harita ile gösterilmiştir. Burada görüldüğü üzere, genellikle Türkiye'nin iç ve doğu kesimlerinde yiğma yapıların yoğunlaştığı görülmektedir.



Şekil 185 – Yiğma yapı sayısının toplam yapı sayısına oranı haritası

#### 4.12.5 Yiğma Yapılarda Yaşayan Nüfusun Toplam Nüfus İçerisindeki Payı

Bina sayımında yapılar, kullanım amaçları, yapısal/taşıyıcı sistemleri, kullanılan inşaat malzemesi ya da yapılardaki bağımsız bölüm (daire) sayıları gibi çeşitli özelliklerine göre sınıflandırılmışlardır. Genel Nüfus Sayımı ve Bina Sayımı sonuçlarının birleştirilmesi ile yine her il için yiğma yapılarda yaşayan toplam insan sayısı verisi yaklaşık olarak elde edilmiştir.

2000 nüfus sayımı sonuçları tüm Türkiye'yi kapsarken, 2000 bina sayımı sonuçları sadece Belediyelerin sorumluluğu altında bulunan yerleri kapsamakta, köylerdeki binaları kapsam dışı bırakmaktadır. Ayrıca, hane başına düşen ortalama insan sayısı verileri beldeler ile köyleri bir arada değerlendirerek bina sayımıyla uyumsuzluk yaratmaktadır. Bu sebeple, toplam yiğma yapıda yaşayan nüfusun belirlenmesi ancak yaklaşık olarak yapılabilmektedir.

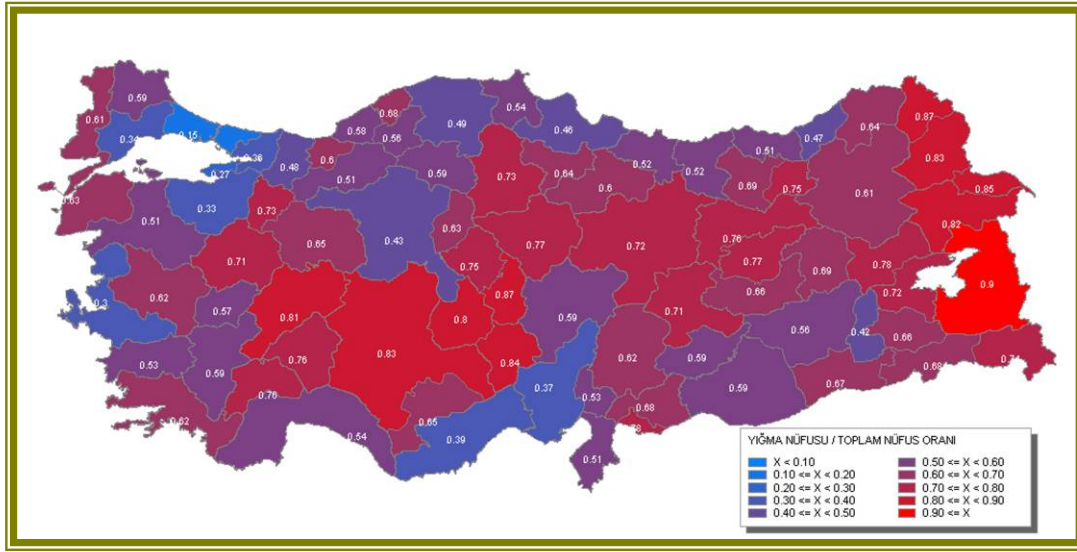
Belirtilen nedenlerle, kırsal ortalama hanehalkı sayısı, il geneli yiğma sistemle inşa edilmiş binalarda bulunan toplam daire sayısı ile çarpılarak yiğma yapılarda yaşayan insan sayısı elde edilmiştir. İl geneli bina sayıları köyleri kapsamadığı için, bina sayımına dahil edilmemiş olan köylerdeki nüfusun tamamının yiğma yapılarda yaşadığı kabul edilerek, köyler toplam nüfusu yiğma binalar nüfusuna eklenmiştir. İskelet sistemli binalar için,



ortalama (il/ilçe) hanehalkı sayısı iskelet sistemli binalarda bulunan toplam daire sayısı ile çarpılarak, iskelet sistemli binalarda yaşayan insan sayısı elde edilmiştir.

İskelet ve yığma binalar için ayrı ayrı elde edilen nüfusların toplamı ile 2000 yılı il nüfus sayımı sonuçları arasında az da olsa farklılık göstermiştir. Bu farklılığın giderilmesi için, iki sonuç arasındaki fark oransal olarak hesaplanmış ve bu oran iskelet - yığma binalar için elde edilen nüfus değerlerini düzeltmekte kullanılmıştır. Bu düzeltme hesapları tüm illere uygulanmıştır.

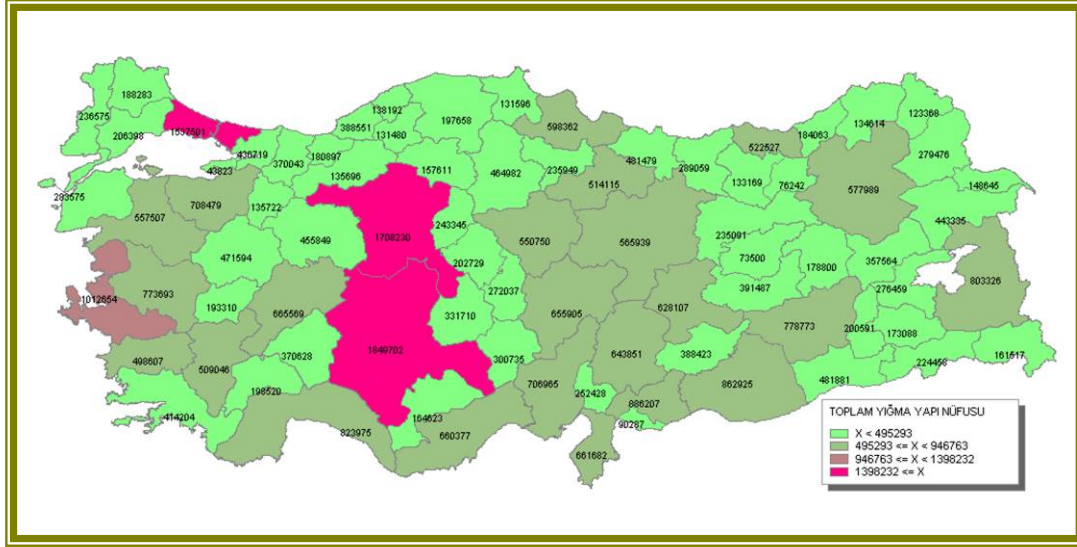
Yığma binalarda yaşayan nüfusun toplam il nüfusuna oranı hesaplanarak Şekil 186'de görülen harita elde edilmiştir.



Şekil 186 – Yığma yapılarda yaşayan insan sayısının toplam nüfusa oranı haritası

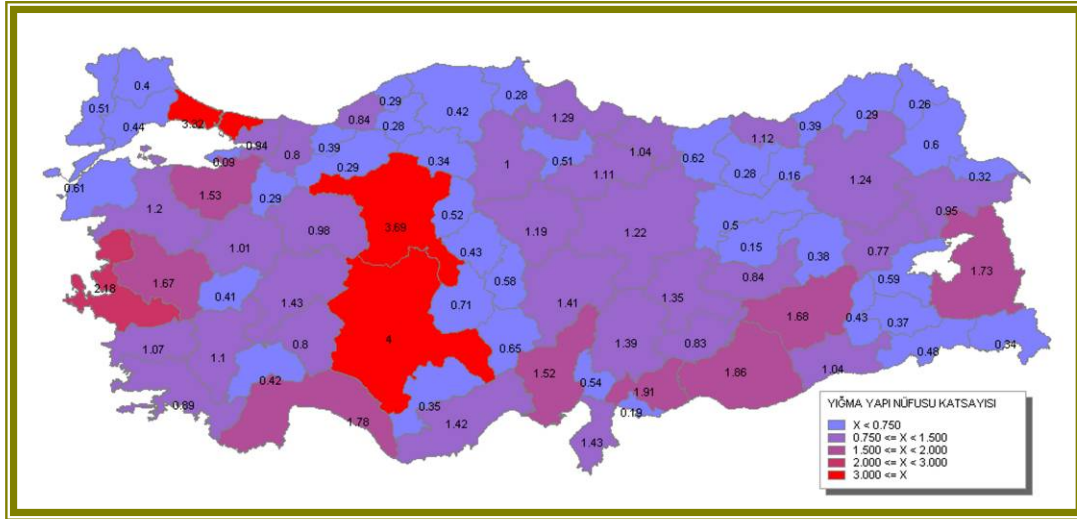
#### 4.12.6 Yığma Yapılarda Yaşayan Toplam Nüfus

Bu çalışma içerisinde yığma bina sayıları ve yığma binalarda yaşayan nüfus oranları incelenmiş ise de, yığma yapılarda yaşayan toplam nüfus değerleri incelendiğinde oransal sıralamada geri planda olan birtakım illerin ön sıralara yerleştikleri gözlenmiştir. Öne çıkan bu illerde, yığma yapılarda yaşayan nüfusun oranı az olsa dahi, toplam nüfusları büyük olduğu için, yığma binalarda yaşayan nüfusları da büyük olmaktadır. Her il için yığma bina toplam nüfuslarını gösteren harita Şekil 187'de verilmiştir.



Şekil 187 – Yığma binalarda yaşayan toplam nüfus haritası

Olası bir depremde, oranlar ne olursa olsun etkilenecek olan insan sayısı önemli olduğu için “risk faktörü”nü belirlenmesinde bu durumun dikkate alınması gerektiğine karar verilmiştir. Deprem bölgesi katsayısında olduğu gibi en büyük nüfus katsayısı 4 olarak belirlenip diğer iller için doğru orantı kullanılarak her bir ilin “yığma yapı nüfusu katsayısı” belirlenmiştir. Elde edilen Yığma Yapı Nüfusu Katsayısı Haritası, Şekil 188’de verilmiştir.

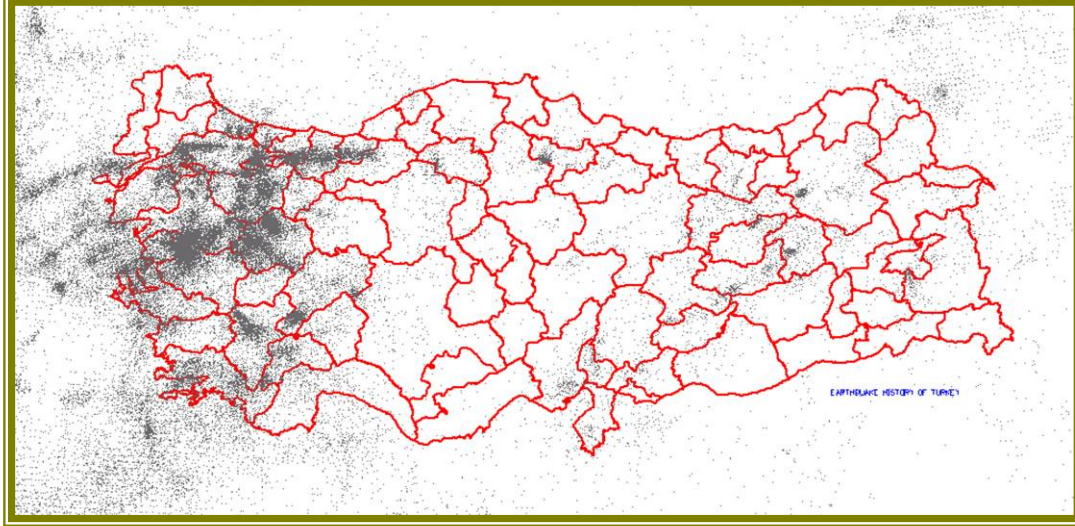


Şekil 188 – Yığma yapı nüfusu katsayısı haritası

#### 4.12.7 Türkiye ve Çevresinde Meydana Gelmiş Olan Depremler

Türkiye ve çevresinde 1904 – 2004 yılları arasında meydana gelen depremlerin (KOERI) dağılımı ve yoğunlaştığı bölgeler Şekil 189’da verilmiştir.

Her ne kadar, depremlerin büyük bir kısmının Batı Anadolu ve Ege Bölgesi'nde yoğunlaştığı görülmekte ise de, büyüklüğü fazla olan depremler çoğunlukla Kuzey Anadolu Fay hattı üzerinde gerçekleşmiştir. Bilindiği üzere, bu durum Türkiye Deprem Bölgeleri Haritası'nın oluşturulmasında etkili olmuştur.



Şekil 189 – Türkiye ve çevresinde oluşmuş depremler (1904-2004)

#### 4.12.8 Deprem Tarihçe Haritası

Risk Faktörü'nü etkileyen bir başka parametre ise ilin deprem geçmişi olacağı düşünülmüştür. Önceki depremlerin etkisini belirleyebilmek için, il sınırları içerisinde gerçekleşen depremlerden açığa çıkan enerji miktarına dayalı, detaylı bir yöntem uygulanmıştır.

Her ne kadar depremlerin etkisi il sınırları ile sınırlanamaz ise de, bu çalışmada her il için depremlerden ortaya çıkan enerji miktarları, o il sınırları içerisinde gerçekleşen depremlerin yaydığı enerjiler olarak kabul edilmiştir.

Depremlerin büyüklüğü ile yayılan enerji miktarı arasındaki ilişki Gutenberg – Richter Eşitliği ile verilmiştir.

$$\log E = 1.5 * M + 11.8$$

Burada, E enerji miktarını (Erg), M ise depremin büyüklüğünü ( $M_L$ ) göstermektedir.

Yakın zamanda oluşmuş depremler ile çok önceden meydana gelmiş depremlerin, beklenecek yeni depremlere etkileri farklı olduğundan, deprem riskinin hesaplanması sırasında bu farkın nicel olarak tanımlanması gerekli olmuştur. Burada, iki adet fonksiyon ile N1 ve N2 ağırlık fonksiyonları tanımlanmıştır.

$$N_1 = 2004 - Y$$

$$N_2 = Y - 2004$$

Bu denklemlerde Y değişkeni depremin olduğu tarihe karşılık gelmektedir. Burada hesaplamalar, ay ve günleri de içerecek şekilde Ms-Excel programı kullanılarak yapılmıştır.  $N_1$  ve  $N_2$  ağırlık fonksiyonu değerleri, kaydedilmiş her deprem için hesaplanmıştır. Her depremin enerji miktarları ile N ağırlık faktörleri çarpılarak  $E_{eski}$  ve  $E_{yeni}$  değerleri elde edilmiştir.

$$E_{eski} = N_1 * E$$

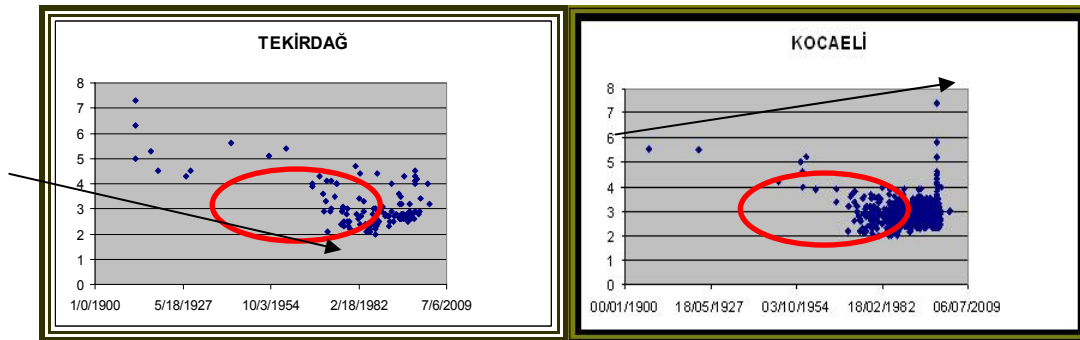
$$E_{yeni} = N_2 * E$$

Daha önce meydana gelmiş olan depremlerin etkisini gösteren katsayı (EH) ise Denklem 4 ile hesaplanmıştır.

$$EH = \left( \frac{\sum E_{eski} - \sum E_{yeni}}{\sum E_{eski} + \sum E_{yeni}} \right) \cdot 2$$

Eski ve yeni enerji değerlerinin farklarının toplamına bölünmesi sonucunda, her il için bir normalizasyon işlemi de otomatik olarak yapılmıştır. Bu şekilde bir uygulama ile elde edilen EH faktörü, il sınırları içerisinde meydana gelen depremlerin *sayısından ve büyüklüklerinden* bağımsız hale gelmektedir.

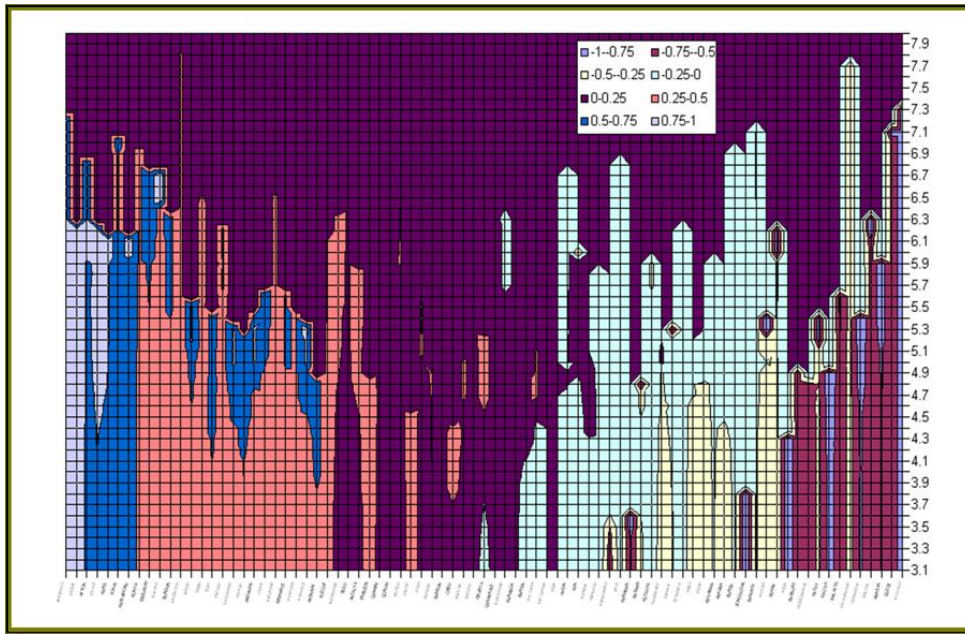
Her il için hesaplanan EH değerleri karşılaştırıldığında, yeni ve büyük deprem oluşan illerde depremsel tarihçe katsayısı (EH) düşük çıkarken, geçmişte büyük depremlerin olduğu ancak yakın zamanda benzer büyüklükte depremlerin oluşmadığı illerde EH katsayısı büyük çıkmaktadır. Örnek olarak Tekirdağ (EH=1,67) ve Kocaeli (EH=-1,79) illeri deprem kayıtlarına ait büyüklük-zaman grafikleri Şekil 190'de görülmektedir.



Şekil 190 – Kocaeli ve Tekirdağ illeri sınırları dahilindeki depremlere ait büyüklük – zaman grafiği

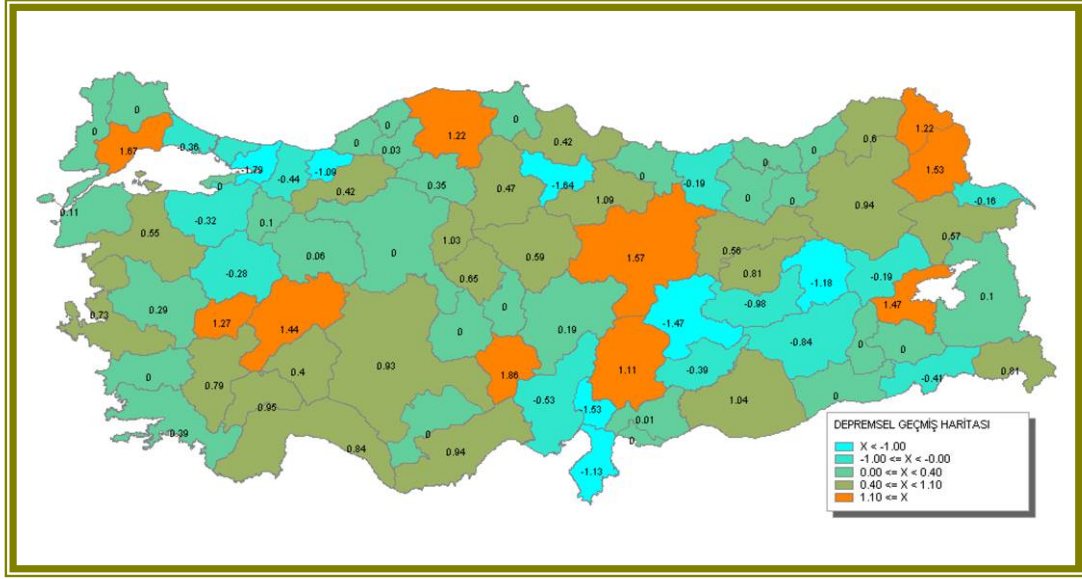


İl bazında deprem kayıtlarının büyüklük – zaman grafikleri incelendiğinde özellikle 1970’li yıllardan sonra küçük depremlerin de kayıt altına alındığı ve grafiklerde bulutsu kümelenmelerin olduğu görülmüştür (Şekil 190). Tarih içinde süreksiz olarak kaydedilen küçük depremlerin EH katsayıları üzerine etkilerini araştırmak için bir duyarlılık analizi yapılmıştır. Duyarlılık analizi için, EH değerleri deprem kayıtları belli değerlerin üzerinden kesilerek defalarca hesaplanmıştır. Deprem büyüklükleri 3’den 8’e kadar 0.1 aralıklarla artırılarak kesimler yapılmış ve EH değerleri yeniden hesaplanmıştır. Elde edilen EH değerleri x ekseninde iller, y ekseninde deprem büyüklüğü kesim değerleri, ve z ekseninde EH katsayısı olmak üzere elde edilen üç boyutlu duyarlılık grafiği Şekil 191’de verilmiştir.



**Şekil 191 – Duyarlılık analizi grafiği**

Sonuçlar grafik üzerinden incelendiğinde, 5.0 ile 5.5 büyüklüğünün altındaki deprem kayıtlarının kesilmesi ile elde edilen ( $\frac{1}{2}$ )EH değerlerinin istikrarlı olduğu gözlenmiş, risk faktörüne dahil edilecek EH değerinin bu aralıkta elde edilen değerlerin ortalaması alınarak hesaplanmasının uygunluğuna karar verilmiştir. EH değeri, -1 ile +1 arasında değişen değerlerin -2 ve +2 aralığına taşınarak toplam 4 katsayısı ile risk faktörüne dahil edilmesi için bu ifadeye 2 çarpanı eklenmiştir. Bu sonuçlardan elde edilen harita Şekil 192’de verilmiştir.



**Şekil 192 – Depremesel tarihçe haritası**

Şekil 192 incelendiğinde, yakın zamanda büyük depremlerin olduğu illerde (örneğin Kocaeli, Düzce, Amasya, Bingöl ve Osmaniye gibi) enerji boşalmaları nedeni ile rahatlama olduğu görülmektedir. Buna karşılık, uzunca zamandır büyük depremlerin olmadığı yerlerde de (örneğin Tekirdağ, Kahramanmaraş, Bitlis, Uşak, Afyonkarahisar, vb.) enerji birikimi nedeni ile katsayının yüksek çıktığı gözlenmektedir. EH katsayılarının komşu iki ilde büyük farklılıklar göstermesi, fay hatları üzerindeki enerjinin belirli bir bölgede yoğunlaşmasının belirtisi olabilir (örneğin Kahramanmaraş, Kastamonu, Uşak ve Bitlis).

#### 4.12.9 Türkiye Yiğma Yapı Deprem Risk Haritası (Taslak)

Yukarıda tanımlanmış ve verilmiş olan haritalar incelenerek “risk faktörü”ne etki eden 3 parametre belirlenmiştir. Bu parametreler, aralıkları ve ağırlık katsayıları ile beraber Tablo 2’de verilmiştir.

**Tablo 10 – Risk Faktörünü etkileyen parametreler**

Parametre	Aralık	Ağırlık Katsayısı
Deprem Bölge Katsayısı	1 – 5	4
Depremesel Tarihçe Katsayısı	-2 – 2	4
Yiğma Yapı Nüfusu Katsayısı	0 – 4	4
Toplam	-1 – 11	12



Bununla birlikte, çalışma sırasında elde edilmiş olan bazı harita ve katsayılar, “risk faktörü” hesabına dahil edilmemiştir. Buna örnek olarak, yığma yapı sayısının toplam yapı sayısına oranı ya da yığma yapılarda yaşayan nüfusun toplam il nüfusuna oranı verilebilir. Bu her iki sayı, yığma yapılar ya da yığma yapılarda yaşayan nüfus konusunda oransal bir anlam ifade ediyor ise de, muhtemel bir depremden etkilenecek insan sayısını içermediğinden, hesaplarda direkt olarak ‘yığma yapılarda yaşayan nüfus’ kullanılmıştır.

Yığma yapılar için risk durumunu ifade eden katsayı ise

$$RF = ( 5 - EC ) + EH + PC$$

kullanılarak elde edilmiştir. Burada;

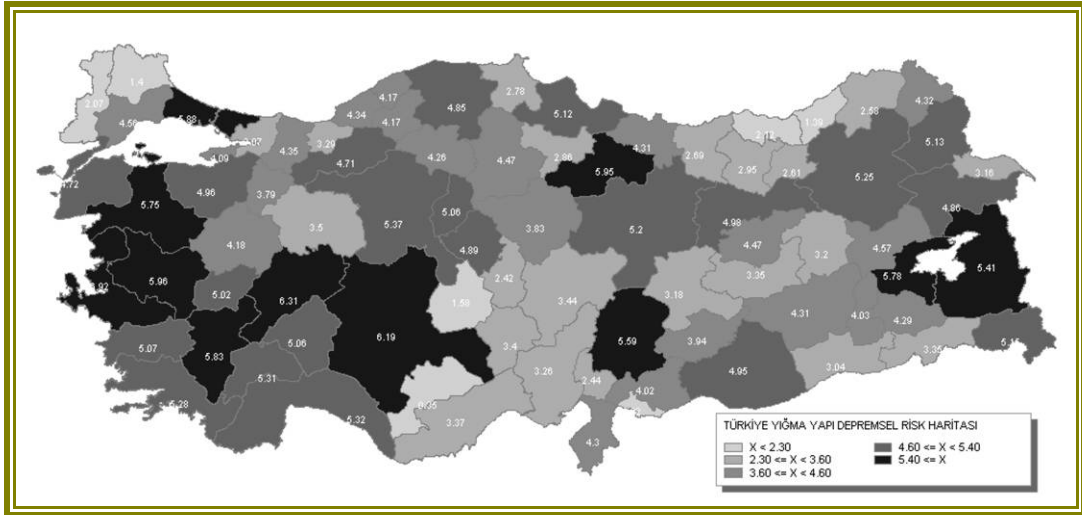
RF : Risk Faktörü,

EC : Deprem Bölge Katsayısı (Şekil 2a),

EH : Depremsel Tarihçe Katsayısı (Şekil 12),

PC : Yığma Yapıda Yaşayan Nüfus Katsayısı (Şekil 8).

Sonuç olarak, Türkiye Yığma Yapı Deprem Risk Haritası elde edilmiş ve Şekil 193'te verilmiştir. Burada görülebileceği üzere, risk faktörünün değişim aralığı -1 ile 11 arasında olmakla beraber, iller için en küçük değer 0.36 (Karaman) ve en büyük değer de 6.92 (İzmir) olarak elde edilmiştir.



Şekil 193 – Türkiye Yığma Yapı Deprem Risk Haritası Taslağı (Siyah-Beyaz)

Yığma yapılarda yaşayan nüfusun yoğunluğu, depremsellik, ve tarihçe açılarından tehlikeli iller haritası oluşturulmuştur. Bu toplam harita, her biri deprem riskini belirleyen üç

parametre katmanlarının toplanması vasıtasıyla (Denklem 4) elde edilmiştir. İllerin sınıflandırılması il puanlarının kümelenmesi ile belirlenmiştir.

Duyarlılık analizi sonucunda, 1970 sonrasında toplanmaya başlayan küçük deprem kayıtlarının enerji değeri logaritmik olarak hesaplandığı için, etkisinin düşük olduğu görülmüştür.

Yığma yapı yüzdesi düşük dahi olsa, genel nüfusu ve depremselliği yüksek olan illerin ön sıralara yerleştiği görülmüştür (örneğin İzmir).

Yığma yapıların iyileştirilmesi konusunda yapılacak olan çalışmalarda öncelikli illerin belirlenmesi için bu haritanın dikkate alınması gerektiği düşünülmektedir.

Sonuç olarak, bu haritanın, yığma yapılar için sismik güçlendirme programlarında ve uygulamalarında ele alınmaları bir başlangıç olarak önerilmektedir. Bu çalışma sonucunda elde edilen *yığma yapı risk haritası* kullanılarak projenin uygulama alanı olarak Hatay ili seçilmiş ve Eylül 2004'de Antakya Odabaşı Beldesi'nde muhtarlık ve kütüphane olarak kullanılan tek katlı tuğla bir yığma yapı üzerinde bir güçlendirme uygulaması yapılmıştır.

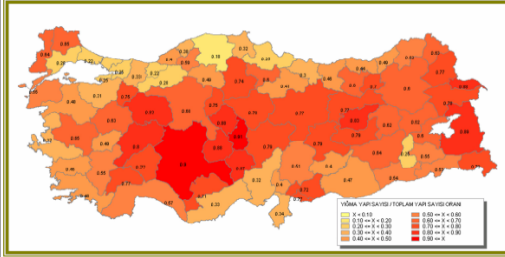
#### 4.13. Hazırlanan el kitapçığı

Geliştirilen araba lastiği ile güçlendirme tekniğinin ülkemizde ve diğer ülkelerde kullanılabilmesi için bir kitapçık oluşturulmuştur. Kitapçık, hazırlık ve uygulama aşamalarını 8 basit aşama ile açıklamaktadır. Az yazı ve fazla miktarda grafiksel gösterim kullanılmıştır. Kitapçığın hazırlanmasında kullanılan grafikler, grafiker Melih Türer tarafından karşılıksız olarak çizilmiştir. Kitapçığın kapak dahil tüm sayfaları aşağıda verilmekte ve ayrıca raporun ekinde sunulmaktadır.





Yığma yapıların sayısı toplam yapı sayısına oranının il bazlı haritası  
Province-based map of ratio of number of masonry houses to total number of houses



netcad



#### İhtiyaç ve gerekçe, proje hakkında bilgiler:

Ülkemizin yüzey alanının ve nüfusunun %90'dan fazlası deprem riski altındadır. Yiğma yapılar, betonarme kolon ve kirişleri bulunmayan ve yapı ağırlığının sadece duvarlar vasıtasıyla taşınan yapı tipleridir. Bu yapılar ülkemiz yapı stokunun %51'ini oluşturmaktadır (DİE 2000). Yiğma yapılar elastik sınırları dışına çıktığında kırılan bir yapıya sahiptir ve deprem yükleri altında ani çökmeye eğilimlidir. Çoğunlukla düşük gelir ve eğitim düzeyine sahip vatandaşlarımızın oturduğu yiğma yapılar için elde bulunan güçlendirme teknikleri karmaşık ve yüksek maliyetli olabilmektedir. Türkiye genelinde bulunan yaklaşık 4 milyon yiğma yapının güçlendirilmesi, merkezi otorite için büyük maddi yükümlülük oluştururken, teknik eleman açığından mümkün görülmemektedir. Geliştirilecek olan güçlendirme tekniğinin, 1) düşük maliyetli ve 2) ev sahiplerinin kendilerinin uygulayabileceği bir teknik olması gerekmektedir. Kullanılmış oto lastikleri ve basit araç-gereç kullanılarak oluşturulan bu proje, dünya genelinde Dünya Bankasının 2003 yılında açmış olduğu "Kırsal Yansımaya 133 Ülkeden katılan 2700'ün üzerinde proje tekniği arasında seçilen toplam 47 projeden birisi olarak araştırma desteği kazanmıştır. TÜBİTAK İCTAG-1599/01 projesi ile ortak desteklenen, 2004 yılında başlamış ve 2006 yılında tamamlanacak olan bu proje, simdiden ana hedeflerine hemen hemen ulaşmıştır. Teorik geliştirme, laboratuvar deneyleri, Antalya'da arazi uygulaması aşamalarını tamamlayan proje, bilginin çoğaltım aşamasındadır.

#### Rationale and information about the project:

More than 90% of the surface area and population in Turkey are under seismic risk and about 51% of the buildings in the country are masonries (DİE 2000). Masonry buildings are constructed without beams and columns, which means that only the walls carry all of the building weight. These constructions show brittle behaviour outside their linear range and collapse suddenly under the seismic load during earthquakes. The available strengthening methods for masonry houses can be too complicated and costly for their generally low-income and undereducated residents. Moreover, strengthening of about 4 million masonry houses around the country by the government does not seem possible due to the high cost of the available methods and the lack of technical personnel. Therefore, the newly developed strengthening technique should be 1) low-cost and 2) easy to implement by the residents themselves. SPIM 1451 project of strengthening masonry houses claims to achieve both of these objectives by using scrap tires and simple tools. It was one of the 47 winner project proposals (out of 2700 proposals from 133 countries) of Development Marketplace 2003 global competition organised by The World Bank. TÜBİTAK (The Scientific and Technical Research Council of Turkey) has also supported this scheme by supplying additional funds with İCTAG 1599/01 project. The joint project (SPIM 1451 + İCTAG 1599/01) started in 2004 and will be completed by 2006. The scheme is now in its dissemination of knowledge phase following the successful completion of the theoretical development, laboratory experiments, and Antalya field application phases.



#### Neden Oto Lastiği?

Deprem mühendisliği ile ilgili araştırmalar çoğunlukla betonarme binalar üzerine yoğunlaşmıştır. Yiğma yapılar ile ilgili olan deprem güçlendirme çalışmaları bulunmakta, fakat hem masraflı hem de üstün kabiliyet gerektiren (örneğin beton karılması, demir bağlanması, kalıplama vb.) işler içerebilmektedir. Proje, kullanılmış oto lastikler içinde bulunan çelik hasır malzemesini düşük maliyetli deprem güçlendirme malzemesi olarak kullanmayı ve geri dönüşüm (recycle) ile çevreye de faydalı olmayı amaçlamaktadır. Lastikler (ulaştırma masrafları hariç) bedavadır. Lastikleri, inşaat sektöründe kullanılması daha önceleri Kanada'da (Ottawa Üniversitesi) Prof. Dr. Murat Saatçioğlu tarafından kolonlarda denenmiş ve başarıyla uygulanmıştır. Kolonda çalışan bir malzemenin, yiğma yapıların güçlendirilmesinde de çalışabileceği ihtimalinden yola çıkılarak laboratuvar ve arazi çalışmaları yapılmıştır ve beklenen başan elde edilmiştir. Çalışmalarda, 1/10 ölçekli yapı üzerinde lastikli güçlendirme sarma ve 1/4 ölçekli sismik izolasyon sarma tablası, gerçek ölçekli lastik çekme, bağlantı tasarımı, duvar düzlem dışı eğilme, düzlem içi kesme ve tam ölçekli bina deneyleri üzerine yoğunlaşarak gerçekleştirilmiştir. Duvarlara, kullanılmış araba lastikleriyle uygulanan ard-germe sonucunda duvarların düzlem dışı yönde 10 kata ve gerçek boyutlu deney evinin 2 kata varan seviyelerde (0,56g) güçlendiği görülmüştür.

#### Why scrap tires?

Most of the research related to earthquake engineering focuses on reinforced concrete buildings. There are studies that have developed methods for strengthening masonry buildings; however, they often involve costly procedures (such as concrete mixing, reinforcement preparation, form work etc.) and usually require skilled labour. In contrast, the project targets to utilize low cost material (i.e., rubber and wire mesh that exists inside scrap tires) for seismic improvement and help the environment by recycling used tires. Scrap tires are in abundance and free of charge except for transportation. Prior to this project, the use of tires was successfully tested by Prof. Dr. Murat Saatçioğlu (Ottawa University - Canada) as confinement for cylindrical reinforced concrete columns. Resting on the assumption that material that works on concrete columns should also work on masonry buildings, the laboratory and field tests were conducted. As expected, the tests resulted in great success. The studies are concentrated on 1/10 scale house rubber-strengthening, 1/4 scale shaking table (base-isolation), full scale scrap tire direct tension, connection design, wall out-of-plane bending and in-plane shear, and full-size building tests. The findings have shown that walls can be strengthened up to 10 times in out-of-plane bending and building systems up to 2 times (0.56 g) by using scrap tire post-tensioning.

## 1 uygulama yerleri

## application locations

Lastikle ard-germe güçlendirme, dikdörtgen yapı bloklarından örülü (tuğla gibi) tek katlı yiğma evlere uygulanır. Betonarme evlere uygulanmaz. Kullanılmış araba lastiği ile yiğma yapı güçlendirme işine, lastiklerin duvara uygulanacağı yerlerin seçilmesiyle başlanır. Düşey uygulama bölgeleri olarak, köşeler - pencereler ve kapıların arasında kalan duvarların ortası seçilir. Binayı çepeçevre dönen duvar üstü kirişi bulunmayan ve dikdörtgen plana sahip yapılarda, pencere ve kapı üstünden enine yönde gerdirme de uygulanır.

Scrap tire strengthening is applicable to single storey masonry buildings which are constructed by using rectangular building blocks. The method is not applicable to reinforced concrete buildings. The application of seismic strengthening of masonry structures using scrap tires begins with the selection of application locations. Vertical application locations are the mid-distance points between windows, wall-corners, and doors. Scrap tires are also applied horizontally when the building has a rectangular shape and there are no peripheral beams on the top edge of the exterior walls.





## 2 lastiğin hazırlanması *preparation of the tire*

Kullanılmış araba lastikleri, lastik satan bayilerden çok sayıda ve ücretsiz olarak temin edilebilir. Lastiklerin çok aşınmamış ve uzun süre güneş altında beklememiş olmasına dikkat edilmelidir. Taban kısmında çelik hasır bulunan lastik çeşidi kullanılmalıdır. Lastiklerin yanak kısımları, tabanla birleştiği bölgeden keskin bir bıçak ile kesilerek çıkartılır, lastik halkası elde edilir.

*Scrap tires can be obtained free of charge from car/tire dealers in large numbers. Selected tires should not be excessively worn-out nor should they have been exposed to sunlight for long periods of time. Scrap tires that have steel mesh in the tread section should be chosen. The sides (rims) of the tires should be removed from the tread section by cutting at the connection with a sharp utility knife to obtain scrap tire rings (STR).*



## 3 takozların hazırlanması *preparation of logs*

Duvar ve lastiklere gelecek yükün düzgün dağıtılması ve uygulamanın daha uzun ömürlü olması için tahta takozlar kullanılır. Çapı duvar genişliğine eşit olan kalaslar seçilir, 45cm uzunluğunda ve iki yarım ay şeklinde kesilir. Takozların düzgün kesilebilmesi için hızzar tercih edilmelidir.

*In order to evenly distribute the load on the wall and tires and to prolong the lifetime of the application, semi-cylindrical wooden logs are used. Logs with diameter equal to the thickness of the wall are selected, and are cut into 45cm (1.5 feet) long pieces. These pieces are then split into two semi-cylindrical segments. It is recommended that the logs are cut using a band saw for flat and smooth surface.*



## 4 duvarların delinmesi *opening holes in the wall*

Duvarların en alt ve en üst noktasında bulunan tuğlalardan bir yada birkaçının, çekiç veya kırıcı vasıtasıyla kırılması ile lastiklerin geçireceği delikler açılır. Açılacak deliğin genişliği yaklaşık 45cm olmalıdır. Deliğin yüksekliği duvarın kalınlığından az, yarı duvar kalınlığından fazla olmalıdır.

*In order to prepare the walls for the application of scrap tires, a few bricks should be removed from the bottom and top end of the wall using a hammer or power tool. The openings should be approximately 45cm (1.5 feet) wide. The height of the rectangular holes should be smaller than the thickness of the wall but larger than half thickness of the wall.*



## 5 harçın hazırlanması

## preparation of mortar

Duvarda açılan deliklerden önce daire şeklinde kesilmiş lastik halkalar ortalarından sıkıştırarak geçirilir. Daha sonra takozlar ile duvar arasına konmak ve boşlukları kapatmak amacıyla harç hazırlanır. Daha iyisi yoksa, çimento, kireç, su ve kum, sırasıyla 1:1:1½:7 ağırlık oranında karıştırılarak harç elde edilir.

Scrap tire rings are inserted through the opened holes by pressing the mid-section of the rings. After that, mortar mix is prepared to adhere the wooden log to the wall as well as for filling the remaining gaps. If better mix is not available, the mortar is prepared by mixing cement, lime, water, and sand, with 1:1:1½:7 weight ratios, respectively.



## 6 düzeneğin hazırlanması

## system setup

Delikten geçirilen lastiklerin duvara yük uygulayacağı bölgeye harç sürülür; harç ile lastik arasına yarı silindirik tahta takoz yerleştirilir. Gerdirme işlemi için duvarın her iki yanında, lastik halkasının içine 25cm uzunluğunda  $\phi 48,3$ mm çapında ve 3,2-4mm et kalınlığında her iki ucundan 2cm içeride  $\phi 14$ mm çapında delik açılmış borular kullanılır.

Mortar is applied on the wall where tire will apply pressure. The semi-cylindrical log is then placed between the tire and the mortar layer. Post-tensioning is applied on either side of the wall by using 25cm (10 inches) long,  $\phi 48,3$ mm (2") diameter, 3.2-4 mm (1/8"- 0.157") thick pipes, which have two drilled  $\phi 14$ mm (0.55") holes on either side 2cm (0.787") away from the edges.



## 7 lastiklerin gerdirilmesi

## post-tensioning

Boru deliklerinden geçirilen  $\phi 12$ mm çapında gijonlar sıkılarak lastikler gerdirilir ve bunun sonucunda duvara ard-germe kuvveti uygulanır. Gijonların ucuna 12'lik nervürlü inşaat demiri kaynatılarak kullanılan lastik ve bağlantı adedi azaltılır ve tasarruf sağlanır. Gerdirme işlemi, önce sadece anahtar ile daha sonra anahtar ve çekü ile yapılır. #19 somuna uygulanacak 3 kgf.m (30 N.m) tork gücü toplam 5 ton (50kN) eksenel yük için yeterlidir. Kayıplar düşünülerek 25cm uzunluğundaki anahtar ucundan el kantarı ile dik yönde 16 kg'lık güç uygulandığı zaman gergi ayarındadır.

Long bolts with  $\phi 12$ mm diameter are passed through the two drilled holes of the pipes and post-tensioning is applied by tightening the nuts. For cost efficiency, the bolts can be welded to  $\phi 12$ mm diameter deformed rebars to reduce the number of tires and connectors. The post-tensioning work is first carried out using a wrench and then by a combination of wrench and portable weighing scale. 30 N.m (22 lbf.ft) torque on #19 nuts is enough to apply 50kN (11 kips) axial load. Considering the post-tension losses, 160 N (36 lbf) perpendicular force applied to the end of a 25cm (10") long wrench is required.



## 8 dekorasyon çözümleri *decoration solutions*

Duvarların güçlendirilen kısımları, lastiklerin görüntüsünü kapatmak, lastikleri güneşten koruyarak ömürlerini uzatmak, muhtemel kokuları önlemek ve olası yangınlardan lastikleri korumak için kaplanırlar. İç cephe kaplaması alçıpan ya da tahta ile yapılabilir. Dış cephe kaplama işlemi ise (fabrikada yaş iken içi) oyulmuş 'U' şeklinde briket ile yapılır. Dekoratif paneller bir zaman sonra açılarak ek gerdirme işlemine izin verecek şekilde hazırlanmalıdır.

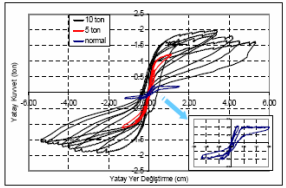
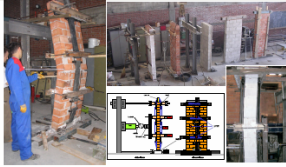
*In order to disguise the scrap tire strengthening work, to protect tires from sunlight to extend their lives, to prevent any possible odor, and to protect tires from potential fires, scrap tires are covered. Gypsum or wooden panels can be used for interior cover while modified 'U' shaped briquettes can be used for exterior. The decorative panels and briquettes should be set up in a way that permits re-opening for additional stretching tires in the future.*



## Laboratuvar çalışması sonuçları *Laboratory test results*

2,6m yüksekliğinde 1m genişliğinde duvar şerhleri üzerinde yapılan araba lastikleri ile güçlendirme deneylerinde duvarların zayıf yöndeki bükülme dayanımının 10 kat, enerji yutma kapasitesinin ise 30 kattan fazla arttığı, elastikiyet ve süneklik kazandığı tespit edilmiştir.

*Scrap tire strengthening tests on 8.7' tall 3' wide strip walls in out-of-plane bending direction have shown that the strength of walls improved 10 times, their energy dissipation capacity increased more than 30 times. Walls became elastic and ductile.*



Güçlendirmeden önce 18° eğim yüklemesinde (0,31g) laboratuvarda aniden ve tümüyle yıkılan gerçek ölçekli yağma ev, güçlendirildikten sonra 34° eğimde (0,56g) yıkılmadan ayakta kalarak 2 kata yakın güçlendi ve tercih edilen sünek bir davranış gösterdi. Geniş çatlaklar oluşmadı, yapı orijinal haline elastik olarak geri döndü.

*The full-scale house tested in the laboratory collapsed suddenly at a loading slope of 18° (0.31g) while scrap tire strengthened house withstood a loading slope of 34° (0.56g) with minor damages and showed a preferred ductile behavior. Large cracks did not develop and the house returned elastically back to its original shape.*





## 5. TARTIŞMA/SONUÇ

“Yığma Yapıların Depreme Karşı Ekonomik Yöntemlerle Sismik Yalıtım ve Güçlendirme Metotlarının Araştırılması ve Geliştirilmesi” başlıklı TÜBİTAK MAG-104I011 projesinde geliştirilen metotlar araba lastiği ve çelik gergiler kullanarak yığma yapıların depreme karşı olan dayanıklılıklarını arttırmak üzerine oldukça iyimser sonuçlar vermiştir. Proje kapsamında ALH ve rim halkaları üzerinde doğrudan çekme deneyleri yapılmış, lastiklerdeki yükün zaman içinde değişimi incelenmiş ve lastik halkalarını birbirine bağlamak için bağlantı detayları geliştirilmiştir. Altmışdan fazla araba lastiği halkası çekilerek test edilmiş, lastiklerin elastik modülünün 500 ile 1200 MPa arasında değiştiği, rijitliğinin 30 kN/mm civarında olduğu görülmüştür. Çekilen röntgen filimleri ile lastik içindeki çelik malzeme yerleşim şekli görülmüş, aksenal olarak ortalama 13.5 kN yük taşıyabilen bu kompozit malzemenin yığma duvarlarda düzlem içi ve düzlem dışı yönlerde ard-germe uygulayarak duvarları güçlendirme yetisi araştırılmıştır.

ALH ile yapılan ard-germe güçlendirmesinin modern çelik malzemeler kullanılarak yapılan şekillerine olan üstünlüğü, ekonomik olarak çok ucuz olmasının yanı sıra elastikiyettir. Çeliğe göre rijitliği çok düşük olan ve elastik deformasyon yapabilen araba lastikleri, yükleme duvar üzerinden kaldırıldığında duvarı eski (düz) haline geri döndürebilmekte ve yükleme sırasında duvarda oluşan çatlaklar sebebiyle yaşanan kısılma ve ard-germe kuvveti kaybını çok aza indirmektedir. Ekonomik boyutunun yanı sıra, yapısal açıdan da büyük avantajlar sağlayan araba lastiği ile ard germe uygulamasının benzeri, çelik yaylar ve inşaat donatısı birlikte kullanılarak yapılmaya çalışılmıştır. Daha yüksek gelir seviyesine sahip ev sahiplerinin kullanmayı tercih edebileceği bu sistem özellikle betonarme tavan döşemesi olan yığma evlerde daha etkili olarak kullanılabilir.

Projede ayrıca, ard-germe ile güçlendirmeye uygun olmayan yığma yapılar için ALYA kullanılarak zeminden sismik yalıtım yapılması konusu da araştırılmıştır. ALYA örnekleri kapsamlı bir yükleme testine tabi tutulmuş ve yapısal özellikleri ortaya çıkartılmıştır. Proje kapsamında coğrafi bilgi sistemleri (GIS) kullanılarak Türkiye yığma yapı risk haritası oluşturulmuştur.

Projenin DünyaBankası tarafından desteklenen ayağı olduğu için birden fazla öğrenci çalıştırmak mümkün olmuştur. Seçilen proje konusunun olağan araştırma projelerinden farklı olması, projenin ülke genelinde ilgi toplamasına ve proje sonuçlarının kitlelere duyurulmasında olumlu sonuçlar doğurmuştur. Pilot bölge uygulamaları ile pekiştirilen ve araba lastiği ile güçlendirmenin sebep olabileceği görüntüyü kapatıcı dekoratif çözümler üretilmiştir. Alçıpan ve briketler ile kaplanan lastikler, hem güzel bir görüntü kazanmakta hem de lastik ve bağlantılar güneş ve su etkilerinden korunmaktadır.

Tasarlanan eğilme masası vasıtasıyla, gerçek boyutlu yığma ev test edilmesi mümkün olmuş ve (yer çekimi ivmesinin bileşkesi kullanılarak) evin her noktasında yükleme yapma imkanı bulunmuştur.

Proje sonucunda, yığma yapıların düzlem dışı ve düzlem içi dayanımları ve davranışları 10 kattan fazla oranda arttırılabilmiş, kırılğan yıkılma yerine daha sünek bir davranış elde edilmiştir. ¼ ölçekli sarsma masası deneyleri sismik izolatörlerin yığma yapılarda kullanımı hakkında olumlu sonuçlar vermiştir. 1/10 ölçekli sarsma masası deneylerinde araba lastiklerinin yapıya hangi yönlerde sarılmasının daha etkili olacağı araştırılmıştır.

Projenin geniş sayıda yapıya uygulanması aşamasına gelindiğinde, yığma yapıların depreme karşı zayıflıklarını değerlendirmek ve çok zayıf evleri gözden çıkartmak, çok güçlü evleri güçlendirme ile uğraşmamak, ve orta seviyede zayıflığı bulunan evler üzerine yoğunlaşmak planıyla kaynakları optimum seviyede kullanabilmek için yığma yapı değerlendirme formülleri ve Excel tabanlı programları geliştirildi. Bu değerlendirmenin otomasyona bağlanması ile yığma yapıların deprem zayıflığı analizi hızlı ve objektif olarak yapılabilecektir.

Proje süresince 3 adet master ve 1 adet doktora tezi çalışması yürütülmüştür. Deprem güçlendirme ve test konularında araştırmacılar yetiştirilmiştir.

Bina stoğunun %51'inden fazlası yığma yapı olan ülkemizde, projenin çıktıları hem düşük gelir ve eğitim seviyesindeki vatandaşlarımıza uygulaması basit, hidrolik germe aletleri gibi karmaşık ve pahalı sistemler gerektirmeyen, düşük maliyetli ve düşük teknoloji çözümler sunmakta hem de doğaya atılarak toprağı, suyu yangınlarla havayı kirleten atık lastikleri geri dönüştürerek çevreye fayda sağlamaktadır. Projenin çıktıları ülkemizde ve yurt dışında benzer yapı stoğu ve depremselliğe sahip ülkelerde (örneğin İran, Pakistan, Hindistan, Çin, Peru, vb.) ülkelerde kullanılabilir olma özelliğine sahiptir. Yerel malzemeler kullanılarak bağlantı elemanları yapılabilmekte ve atık araba lastikleri her ülkede ve bölgede bulunabilmektedir. Araba lastiklerinin her yıl araba başına 1 adet üretilmesi sebebiyle sürekli atık lastik ortaya çıkmata ve bu sebeple proje uygulamaları sürdürülebilir bir özelliğe sahiptir.

Proje ile ilgili yapılması muhtemel somut öneriler aşağıda liste halinde sıralanmıştır:

- Deprem riski olan İstanbul, Tekirdağ, Afyon, Kahramanmaraş gibi şehirlerimiz yanında yığma yapılarda yaşayan nüfus sayısı fazla olan İzmir, Konya, Van (Şekil 193) gibi şehirlerimizden başlayarak yığma yapıların değerlendirme ve güçlendirme çalışmalarının yapılmaya başlanması.
- Televizyon için hazırlanacak bilgilendirici programlar vasıtasıyla, yığma yapılarda oturan vatandaşlarımızı depremsellik ve yapılarının muhtemelen sahip olduğu zayıflıklar konusunda uyarmak, bilgilendirmek ve bilinçlendirmek.

- Yığma yapıların güçlendirilmesi aşamasında yeterli maddi imkanı olmayan kişiler için düşük faizli kredi bulunması.

Akademik alandaki öneriler ise proje kapsamında yapılmak istenilen fakat kaynak ve vakit kısıtlaması sebebiyle araştırılmayan konulardır:

- Araba lastiği ve çelik çubuklardan başka güçlendirme malzemelerinin denenmesi (kümes teli, CFRP, GFRP, betonarme perdeler, duvara dış cephe giydirmeler vb.
- Araba lastiği gergisinin değişen sıcaklıklar altındaki davranışının incelenmesi.

Saygılarımla,

---

Yard. Doç. Dr. Ahmet Türer  
ODTÜ İnşaat Mühendisliği Bölümü  
Yapı Mekaniği lab.  
06531 Ankara





Şekil 196 – Proje ekibi.

## YARARLANILAN KAYNAKLAR LİSTESİ

1. Ohio department of natural resources, division of recycling and litter prevention (2005) <http://www.dnr.state.oh.us/recycling/awareness/facts/tires/rubberrecycling.htm>. 04 Aralık 2006
2. Epps JA (1994) Uses of recycled rubber tires in highways, Synthesis of Highways Practice, Transportation Research Board, National Research Council, Washington, DC 198:168
3. Huang B, et al. (2004) Investigation into Waste Tire Rubber-Filled Concrete, Journal of Materials in Civil Engineering 16(3):187-194
4. Amirkhanian S (1997) Utilization of waste materials in highway industry- a literature survey, J. Solid Waste Manag; 24(2):94-103
5. Douglah S, Everett JW, (1998) Scrap Tire disposal: I. Survey of the state programs, J. Solid Waste Technol. Manag. 25(1):40-50
6. Li G, et al. (2004) Development of waste tire modified concrete. Cement and concrete research, 34(12):2283-2289
7. Twigger L, et al. (2003) Usage of solid waste fuels in cement and lime ovens – an international perspective, Turkish Cement Manufacturers' Association – TÇMB, in Turkish.
8. Turer A, et al. (2006) Performance improvement studies of masonry houses using elastic post-tensioning straps, Earthquake Engineering & Structural Dynamics, 36:683–705
9. Bruneau M. (1994) State-of-the-art report on seismic performance of unreinforced masonry buildings. Journal of Structural Engineering (ASCE). 120(1):230–251.
10. Tornabvie M. (1997) Seismic design of masonry structures. Progress in Structural Engineering and Materials. 1(1):88-95
11. Benedetti D, Carydis P, Pezzoli P. (1998) Shaking table tests on 24 simple masonry buildings. Earthquake Engineering and Structural Dynamics. 27:67-90
12. Abrams DP. (2001) Performance-based engineering concepts for unreinforced masonry building structures. Progress in Structural Engineering and Materials, 3(1):48–56.
13. Paquette J, Bruneau M. (2003) Pseudo-Dynamic Testing of Unreinforced Masonry Building with Flexible Diaphragm. Journal of Structural Engineering (ASCE). 129(6):708–716.
14. Doherty K, Griffith MC, Lam N, Wilson J. (2002) Displacement-based seismic analysis for out-of-plane bending of unreinforced masonry walls. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 31:833–850.



15. Foti D, Monaco P. (2000) Post-tensioned masonry: state of the art. *Progress in Structural Engineering and Materials*, 2(3):311–318.
16. H.R. Ganz, *Properties of Masonry Design Considerations*. Post-tensioning system for masonry structures applications. VSL report series-2. Berne, Switzerland vitae.
17. Discount tire (2006) <http://www.discounttire.com/dtcs/infoTireConstruction.dos> 10 Aralık 2006
18. Ward IM (1983) *Mechanical Properties of Solid Polymers*, 2'nd Ed., Wiley, NY
19. Tire Rack, Speed Rating, Load Index & Service Descriptions (2006) <http://www.tirerack.com/tires/tiretech/techpage.jsp?techid=35> 14 Aralık 2006
20. Turer A (2005) World Bank DM2003 #1451 Seismic Performance Improvement of Masonry Using Scrap Tires Final Report.
21. Key-to-steel, KTS knowledge base, steel database (2006) <http://www.key-to-steel.com/Articles/Art99.htm> 10 Aralık 2006
22. AB Sandvik Materials Technology (2006) [http://www.smt.sandvik.com/sandvik/0140/extranet/se02336.nsf/GenerateFrameset1?readForm&url=http://www.smt.sandvik.com/sandvik/0140/extranet/se02336.nsf/\(Document%2FInternetWeb\)/1FF54B8148F33691C1256E63004C0F8A](http://www.smt.sandvik.com/sandvik/0140/extranet/se02336.nsf/GenerateFrameset1?readForm&url=http://www.smt.sandvik.com/sandvik/0140/extranet/se02336.nsf/(Document%2FInternetWeb)/1FF54B8148F33691C1256E63004C0F8A) 10 Aralık 2006
23. Lombaerts J (1997) *Materials World*, Vol. 5 no. 6 pp. 331-32 June 1997 [http://www.azom.com/details.asp?ArticleID=1137#\\_Background](http://www.azom.com/details.asp?ArticleID=1137#_Background) 11 Aralık 2006
24. Wei J, Dharani LR (2005) Fracture mechanics of laminated glass subjected to blast loading. *Theoretical and Applied Fracture Mechanics*, 44(2):157–167.
25. KORKMAZ, S. Z., “Kırsal konutların deprem güvenliğinin artırılması”, (Doktora Tezi), Selçuk Üniversitesi, Müh. Mim. Fak., Mimarlık Bölümü, (2007).
26. DIE – Devlet İstatistik Enstitüsü (2000) Bina sayımı.
27. <http://www.dnr.state.oh.us/recycling/awareness/facts/tires/rubberrecycling.htm> (2005)
28. J.A. Epps, Uses of recycled rubber tires in highways, *Synthesis of Highways Practice*, vol.198, Transportation Research Board, National Research Council, Washington, DC; 1994.
29. S. Amirkhanian, Utilization of waste materials in highway industry- a literature survey, *J. Solid Waste Manag.* 1997; 24(2): 94-103.
30. S. Douglah, J.W. Everett, Scrap Tire disposal: I. Survey of the state programs, *J. Solid Waste Technol. Manag.* 1998; 25(1): 40-50.
31. Li G., Stubblefield M.A., Garrick G., Eggers J., Abadie C., Huang B., Development of waste tire modified concrete, *Cement and Concrete Research*. December 2004; 34(12): 2283-2289.
32. N.N. Eldin, A.B. Senouci, Rubber-tire practices as concrete aggregate.
33. *J. Mater. Civ. Eng.* 5 (4) (1993) 478– 496.

34. Ghobarah, A. and El Mandooh Galal, K. Out-of-plane strengthening of unreinforced masonry walls with openings. *Journal of Composites for Construction*, ASCE, 2004:8(4):298-305.
35. Tan K. H. and Patoary M. K. H., "Strengthening of Masonry Walls Against Out-of-Plane Loads Using Fiber-Reinforced Polymer Reinforcement", the *Journal of Composites for Construction* ASCE, Vol. 8, No.1, February 1, 2004, pp. 79-87.
36. Sameer Hamoush, Mark McGinley, Paul Mlakar and Muhammad J. Terro, "Out-of-plane behavior of surface-reinforced masonry walls", *Construction and Building Materials*, April 2002, pp-341-351
37. M.R. Ehsani, Fellow, H. Saadatmanesh, and J.I Velazquez-Dimas, "Behavior of Retrofitted URM Walls Under Simulated Earthquake Loading ", *Journal of Composites for Construction* ASCE, Vol. 3, No.3, August 1999, pp. 134-142
38. Ahmad A. Hamid, C. Chia-Calabria, and H.G. Harris, "Flexural Behavior of Joint Reinforced Block Masonry Walls", *ACI Structural Journal*, Vol.89, No.1, January-February 1992.
39. Zeiny, A and Larralde, J. Out-of-Plane Performance of Full-Size Un-Reinforced Brick Walls Retrofitted with Expansive Epoxy. 9th Canadian Masonry Symposium, Fredericton, Canada, June 2001.
40. Michael Craig Griffith, Nelson T. K. Lam, John Leonard Wilson and Kevin Doherty, "Experimental Investigation of Unreinforced Brick Masonry Walls in Flexure", *Journal of Structural Engineering* ASCE, Vol. 130, No. 3, March 2004, pp-423-432
41. Roberto Rodriguez, Ahmad A. Hamid, and Jesus Larralde, "Flexural Behavior of Post-Tensioned Concrete Masonry Walls Subject to Out-of-Plane Loads", *ACI Structural Journal*, Vol.95, No.1, January-February 1998, pp-61-70
42. Peter T. Laursen and Jason M. Ingham, "Structural Testing of Large-Scale Post tensioned Concrete Masonry Walls", the *Journal of Structural Engineering* ASCE,
43. Vol. 130, No. 10, October 2004, pp-1497-1505
44. Mohamed A. H. ABdel-Halim and Samer A. Bakarar, "Cyclic Performance of Concrete-Backed Stone Masonry Walls", the *Journal of Structural Engineering* ASCE, Vol. 129, No. 5, May, 2003, pp- 596-604
45. Owen A. Rosenboom and Mervyn J. Kowalsky, "Reversed In-Plane Cyclic Behavior of Post-tensioned Clay Brick Masonry Walls", "the *Journal of Structural Engineering* ASCE, Vol. 130, No. 5, May , 2004, pp-787-798
46. Frank J. Vecchio, Omar A. Haro de la Pena, Filippo Bucci, and Daniel Palermo, "Behavior of Repaired Cyclically Loaded Shearwalls ", *ACI Structural Journal*, Vol. 99, No. 3, May-June 2002, pp-327-334
47. <http://www.dnr.state.oh.us/recycling/awareness/facts/tires/rubberis.htm> (2005)

48. (<http://www.dnr.state.oh.us/recycling/awareness/facts/tires/goodyear.htm>)(2005)
49. [http://www.contionline.com/generator/www/us/en/continental/transport/themes/about\\_continental/tire\\_history/tire\\_history\\_en.html](http://www.contionline.com/generator/www/us/en/continental/transport/themes/about_continental/tire_history/tire_history_en.html) (2005)
50. [http://www.maxxis.com/Services/how\\_a\\_tire\\_is\\_made.asp](http://www.maxxis.com/Services/how_a_tire_is_made.asp) (2005)
51. <http://www.discounttiredirect.com/direct/brochure/info/tmpInfoTireTerm.jsp> (2005)
52. <http://www.discounttire.com/dtc/brochure/info/helpDeskTireTerm.jsp> (2005)
53. Turkish Standards Institute (TS) (1985). "Solids Bricks and Vertically Perforated Bricks." TS 705, Ankara, Turkey.
54. <http://www.discounttire.com/dtc/brochure/info/helpDeskTireTerm.jsp> (2005).
55. <http://www.key-to-steel.com/Articles/Art99.htm> (2005).
56. [http://www.smt.sandvik.com/sandvik/0140/extranet/se02336.nsf/GenerateFrameset1?readForm&url=http://www.smt.sandvik.com/sandvik/0140/extranet/se02336.nsf/\(Document%2FInternetWeb\)/1FF54B8148F33691C1256E63004C0F8A](http://www.smt.sandvik.com/sandvik/0140/extranet/se02336.nsf/GenerateFrameset1?readForm&url=http://www.smt.sandvik.com/sandvik/0140/extranet/se02336.nsf/(Document%2FInternetWeb)/1FF54B8148F33691C1256E63004C0F8A) (2005).
57. Kulkarni JA, Jangid RS. Rigid body response of base-isolated structures. *Journal of Structural Control* 2002; 9: 171-188
58. Kelly Trevor E. Base isolation of structures. Holmes Consulting Group Ltd., July 2001
59. Naeim F, Kelly JM. Design of seismic isolated structures. John Wiley & Sons, 1999.
60. Kucherskii A.M, Kaporovskii B.M. A promising method for measuring hardness of rubbers. *Polymer Testing* 16 (1997) 481-490 © 1997 Elsevier Science Ltd.
61. [http://www.waltersforensic.com/articles/accident\\_reconstruction/vol1-no8.htm](http://www.waltersforensic.com/articles/accident_reconstruction/vol1-no8.htm)
62. <http://hypertextbook.com/physics/mechanics/friction/>
63. Chopra AK. Dynamics of Structures. 2001
64. Butterworth J, Lee JH, Davidson B. Experimental determination of modal damping from full scale testing. 13th World Conference on Earthquake Engineering 2004. Paper No. 310
65. Topkaya C. Analysis of specimen size effects in inclined compression test on laminated elastomeric bearings. *Engineering Structures* 26 (2004) 1071–1080
66. Topkaya C, Yura JA. Test method for determining the shear modulus of elastomer bearings. *ASCE Journal of Structural Engineering* 2002; 128 (6): 797-805
67. Kelly JM, Takhirov SM. Analytical and Experimental Study of Fiber-Reinforced Strip Isolators. PEER Report 2002/11
68. Afet yönetmeliği 1997
69. ANSYS kullanım klavuzu
70. SAP2000 kullanım klavuzu

EK-3

Projede yaşanan gecikmenin sebeplerinden birisi, ODTÜ İnşaat Mühendisliği Bölümü, Yapı Mekaniği Laboratuvarında yapılan alt yapı çalışmalarıdır (Şekil 197).



Şekil 197 – Laboratuvarda yapılan alt yapı çalışmaları

TÜBİTAK  
PROJE ÖZET BİLGİ FORMU

<b>Proje No:</b> 104I011 (İÇTAG I599/01)
<b>Proje Başlığı:</b> Yığma yapıların depreme karşı ekonomik yöntemlerle sismik yalıtım ve güçlendirme metotlarının araştırılması ve geliştirilmesi.
<b>Proje Yürütücüsü ve Araştırmacılar:</b> Yard. Doç. Dr. Ahmet TÜNER(yürütücü), Yard. Doç. Dr. Hasan KORKMAZ, Bayezid ÖZDEN, Mustafa GÖLALMIŞ, Çağdaş ŞİMŞEK, Hüseyin KAYA, Önder ÖZEN, Serra Zerrin KORKMAZ, Abdullah DİLSİZ.
<b>Projenin Yürütüldüğü Kuruluş ve Adresi:</b> ODTÜ – İnşaat Mühendisliği Bölümü 06531 Çankaya / ANKARA
<b>Destekleyen Kuruluş(ların) Adı ve Adresi:</b> TÜBİTAK Atatürk Bulvarı No:221 Kavaklıdere / ANKARA Dünya Bankası, Uğur Mumcu Caddesi No:88 Gaziosmanpaşa / ANKARA
<b>Projenin Başlangıç ve Bitiş Tarihleri:</b> 01 Temmuz 2004 - 01 Temmuz 2007
<b>Öz (en çok 70 kelime)</b> Projede, Türkiye'nin bina stoğunun yarısından fazlasını oluşturan yığma yapıların depreme karşı sismik yalıtım ve güçlendirme çalışmaları yürütülmüştür. Araba lastiği yastığı (ALYA) ve araba lastiği halkası (ALH) oluşturularak yapılan lab testlerinde dayanımın ve sünekliğin 10 kattan fazla arttırıldığı, ölçekli sarsma masası deneylerinde hasarın azaldığı, göçmenin önlendiği görülmüştür. Pilot bina uygulamaları Antakya'da ve Nikaragua'da başarıyla uygulanmış, dekoratif müdahaleler ile kötü görüntü önlenmiştir. Atık araba lastiklerinin geri dönüştürülmesi, çevresel açılardan da faydalıdır.
<b>Anahtar Kelimeler:</b> Deprem, yığma, duvar, araba, lastik, güçlendirme, sismik, izolasyon
<b>Projeden Yapılan Yayınlar:</b> <b><u>SCI Makaleler:</u></b> <ul style="list-style-type: none"><li>• Turer, A., Korkmaz, S. Z., Korkmaz, H. H., Performance improvement studies of masonry houses using elastic post-tensioning straps, Earthquake Engng Struct. Dyn. (2007); 36:683–705</li><li>• Turer, A., Gölalmiş, M., Scrap Tire Ring as a Low-Cost Post-Tensioning Material for Masonry Strengthening, Materials and Structures, (2008); online <a href="http://www.springerlink.com/content/x78w124241512648/fulltext.pdf">http://www.springerlink.com/content/x78w124241512648/fulltext.pdf</a></li><li>• Turer, A., Özden, B., Seismic base isolation using low-cost Scrap Tire Pads (STP), Materials and Structures, (2008) online</li></ul>



**Uluslararası konferanslar:**

- Turer, A., Erdogdu, M., "In-Plane Strength Improvement of Masonry Walls using Low-Cost Post-Tensioning Methods", ACE Seventh International Congress on Advances in Civil Engineering, Istanbul, (2006).
- Korkmaz, S. Z., Kocu, N., Turer, A., Korkmaz, H.H., "Earthquake Damage Characteristics of Earthen-Adobe Houses", Living in Earthen Cities – kerpıc05, ITU Istanbul, (2005).
- Turer, A., Özden, B., "Scrap Tire Pad: A Cheaper Way of Seismic Base Isolation", EVACES 2005 Experimental Vibration Analysis for Civil Engineering Structures, Bordeaux, France (2005).

**Ulusal konferanslar:**

- Turer, A., Dilsiz, A., "Türkiye’de Yığma Binalar İçin Deprem Risk Haritası Oluşturulması", Kocaeli 2005 Deprem Sempozyumu, Kocaeli, (2005).
- Turer, A., Gölalmiş, M., "Kullanılmış Araba Lastiği ile Ard-Germe Uygulayarak Yığma Duvarların Düzlem Dışı Dayanımın İyileştirilmesi", Kocaeli 2005 Deprem Sempozyumu, Kocaeli, (2005).
- Korkmaz, S. Z., Korkmaz, H.H., Turer, A., Kırsal Kesim Konutlarının Kullanılmış Araba Lastiği ile Ard-Germe Uygulayarak Güçlendirilmesi", Kocaeli 2005 Deprem Sempozyumu, Kocaeli, (2005).
- Turer, A., "Türkiye'nin Yığma Yapı Gerçeği ve Depreme Karşı Güçlendirme Metotları", Belediye ve Çevre 2006 Konferansı, Ankara, (2006).
- Korkmaz, S. Z., Korkmaz, H.H., Turer, A., "Elastik Art-Germe Şeritleriyle, Yığma Yapıların Güçlendirilmesi", YDGA2005 - Yığma Yapıların Deprem Güvenliğinin Arttırılması Çalıştayı, ODTÜ-Ankara, (2005).
- Özden, B., Turer, A., "Ucuz Araba Lastiği Yastığı (ALY) Kullanarak Sismik İzolasyon", YDGA2005 - Yığma Yapıların Deprem Güvenliğinin Arttırılması Çalıştayı, ODTÜ-Ankara, (2005).
- Gölalmiş, M., Turer, A., "Kullanılmış Araba Lastikleri Kullanarak Yığma Bina Duvarlarının Depreme Karşı Güçlendirme Çalışmaları", YDGA2005 - Yığma Yapıların Deprem Güvenliğinin Arttırılması Çalıştayı, ODTÜ-Ankara, (2005).
- Turer, A., Şimşek, Ç., Gölalmiş, M., Özden, B., Dilsiz, A., Özen, Ö., "Kullanılmış Araba Lastiği ile Bina Güçlendirme Antakya Pilot Uygulaması ve Dekoratif Çözümler", YDGA2005 - Yığma Yapıların Deprem Güvenliğinin Arttırılması Çalıştayı, ODTÜ-Ankara,



(2005).

- Özen, Ö., Turer, A., “Güçlendirme Alternatiflerinin Doğrusal Olmayan Analitik Yöntemlerle İrdelenmesi”, YDGA2005 - Yığma Yapıların Deprem Güvenliğinin Arttırılması Çalıştayı, ODTÜ-Ankara, (2005).
- Dilsiz, A., Turer, A., “Türkiye’de Yığma Binalar İçin Deprem Risk Haritası Oluşturulması”, YDGA2005 - Yığma Yapıların Deprem Güvenliğinin Arttırılması Çalıştayı, ODTÜ-Ankara, (2005).

**Tezler:**

- KORKMAZ, Serra Zerrin, “Kırsal konutların deprem güvenliğinin artırılması”, (Doktora Tezi), Selçuk Üniversitesi, Müh. Mim. Fak., Mimarlık Bölümü, (2007).
- GÖLALMIŞ Mustafa, “Development of Masonry House Wall Strengthening Techniques Against Earthquakes Using Scrap Tires”, (Yüksek Lisans Tezi), Orta Doğu Teknik Üniversitesi, İnşaat Mühendisliği Bölümü, (2005).
- ÖZDEN Bayezid, “Low Cost Seismic Base Isolation Using Scrap Tire Pads (STP)”, (Yüksek Lisans Tezi), Orta Doğu Teknik Üniversitesi, İnşaat Mühendisliği Bölümü, (2006).
- ERDOĞDU Murat, “Seismic Strengthening of Brick Masonry Buildings Using Post-Tensioned Rebars”, (Yüksek Lisans Tezi), Orta Doğu Teknik Üniversitesi, İnşaat Mühendisliği Bölümü, (2008).

## Performance improvement studies of masonry houses using elastic post-tensioning straps

Ahmet Turer<sup>1,\*</sup>, Serra Zerrin Korkmaz<sup>2</sup> and Hasan Husnu Korkmaz<sup>3</sup>

<sup>1</sup>*Civil Engineering Department, Middle East Technical University, Ankara, Turkey*

<sup>2</sup>*Architecture Department, Selcuk University, Konya, Turkey*

<sup>3</sup>*Civil Engineering Department, Selcuk University, Konya, Turkey*

### SUMMARY

Unreinforced masonry houses are composed of building blocks with weak inter-binding action between them which commonly possess low tensile strength. The principal tensile stresses generated by out-of-plane bending and in-plane shear forces cannot be tolerated well and leads to heavy structural damage and brittle collapse beyond linear capacity of the material. Remedies such as externally applied mesh reinforcement and post-tensioning improves post and pre-cracking performances; however, yielding of reinforcement material or shortening of walls due to cracking causes loss of integrity and post-tensioning force. This paper discusses a research programme on earthquake strengthening of masonry houses using post-tensioning by elastomeric straps and related shaking table tests on  $\frac{1}{10}$  scale single storey rural dwelling models. The aim of the study is to assess the use and effectiveness of post-tensioning rubber straps at several different configurations especially for houses with heavy earth roofs supported on wooden logs. Full-scale application can be conducted using scrap automobile tyres, which might be implemented as an economic and environment friendly alternative strengthening technique for poor residents of low-cost dwellings. The performance and validity of the proposed strengthening techniques were tested on  $\frac{1}{10}$  scale models using a simplistic shaking table. The structural performance of the reinforced models with vertical post-tensioning rubber straps was significantly improved as compared to the original specimen; the results were even better when vertical and horizontal straps were used. Obtained results show promise for seismic strengthening using rubber straps for post-tensioning. Copyright © 2006 John Wiley & Sons, Ltd.

Received 9 February 2006; Revised 8 September 2006; Accepted 11 September 2006

KEY WORDS: masonry; earthquake; seismic; strengthening; rubber

\*Correspondence to: Ahmet Turer, Civil Engineering Department, Middle East Technical University, Ankara, Turkey.

†E-mail: aturer@metu.edu.tr

Contract/grant sponsor: World Bank Development Marketplace; contract/grant number: DM2003 #1451

Contract/grant sponsor: The Scientific and Technological Research Council of Turkey; contract/grant number: TÜBİTAK-MAG 104I011

## 1. INTRODUCTION

In the developing third-world countries, the houses in the suburbs and rural areas are mostly masonry type constructed using adobe, stone, brick, or briquette. These structures are weak against lateral loads such as earthquake. Many lives were lost during recent earthquakes (e.g. Iran, India, Pakistan, Turkey) [1–6] dominantly due to weak masonry houses. The heavy earthen roofs collapse over residents when masonry walls fail in out-of-plane bending or in-plane shear in a brittle manner [7]. Observed common modes of failure are diagonal X-type cracks on the walls (Figure 1(a)), corner separation (Figure 1(b)), out-of-plane failure of masonry walls (Figure 1(c)–(e)), and total collapse of the heavy roof on the occupants (Figure 1(f)) [7].

This paper discusses an alternative low-cost masonry house strengthening technique using rubber straps and presents the results of  $\frac{1}{10}$  scale masonry house shaking table tests. The proposed technique uses application of post-tensioning on the walls to increase tension capacity, indirectly improving bending and shear capacities and providing ductility. Usage of scrap tyres is utilized for full scale applications as scrap tyres are in abundance and recycling an otherwise useless material is beneficiary to low-income masonry house residents and to the environment.

The proposed technique does not target improving the current design code but offers an alternative strengthening technique for existing or new masonry houses that were designed or constructed only for vertical loads. About half of the building stock in Turkey is masonry type (database excludes small villages which have dominantly masonry construction). About 4 million masonry houses in Turkey, which are constructed mostly without engineering services, need immediate attention for strengthening considering that 95% of the surface area in Turkey is prone to earthquakes. The study results and techniques can be easily implemented in parts of other countries with similar seismic and economical conditions (e.g. South Asia and pacific coast of South America).

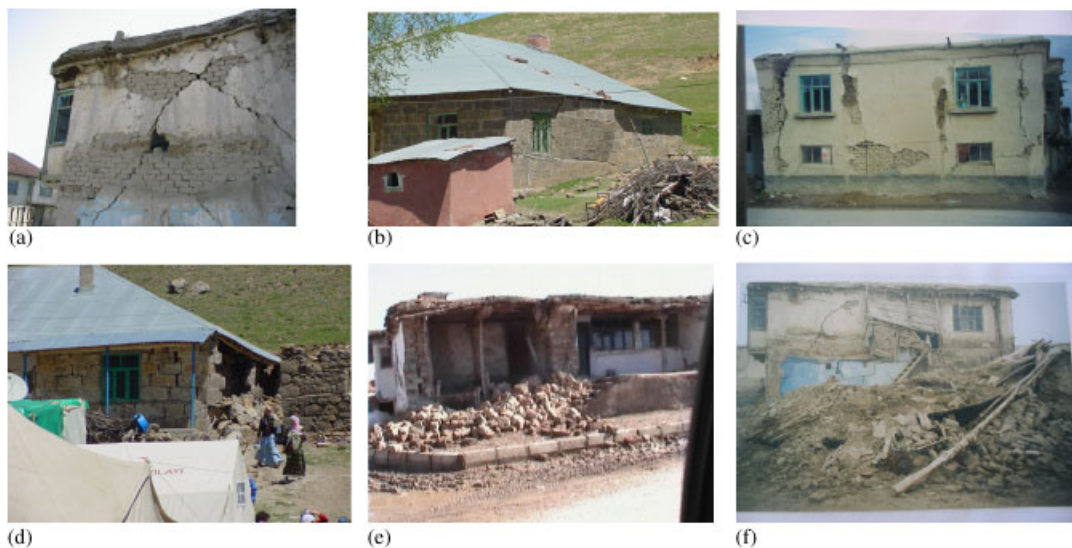


Figure 1. Common modes of failure pictures of Turkish rural masonry houses.

## 2. OBJECTIVES AND SCOPE

This study is the preliminary part of an extensive research programme about seismic strengthening of rural masonry dwellings [8, 9]. The objectives of the study can be summarized in a bullet list as follows:

- Seismic performance improvement of traditional low-cost rural masonry houses with earthen roofs (strength and ductility).
- Investigate strengthening using post-tensioning rubber straps on laboratory models.
- Recycle scrap tyres as structural strengthening material in an environment friendly approach.
- Investigate post-tensioning strap location and configuration on  $\frac{1}{10}$  scale models as a preliminary study before full scale tests.

The scope of the study includes construction of two references and five strengthened identical  $\frac{1}{10}$  scale one storey masonry houses and dynamic testing of each house on uniaxial shaking table to investigate the effectiveness of different elastic strap wrapping layouts. The performances of elastic strap strengthened houses are compared against the reference model performance determining the level of improvement generated by different application layouts.

## 3. PHILOSOPHY OF THE PROPOSED TECHNIQUE

The post-tensioning on masonry walls is planned to be applied using scrap tyres, which is a strong and durable composite material that has steel mesh inside its tread section in addition to the rubber. Two sides of scrap tyres (Figure 2(a)) are cut out using a sharp utility knife and 'scrap tyre ring-STR' (Figure 2(b) and (c)) is obtained. A single tyre length is not adequate to enclose the total

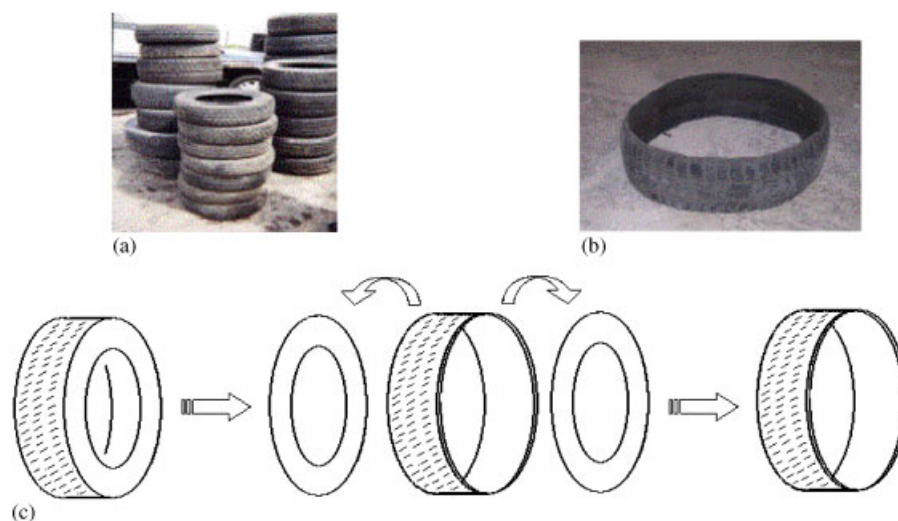


Figure 2. Obtaining scrap tire rings.

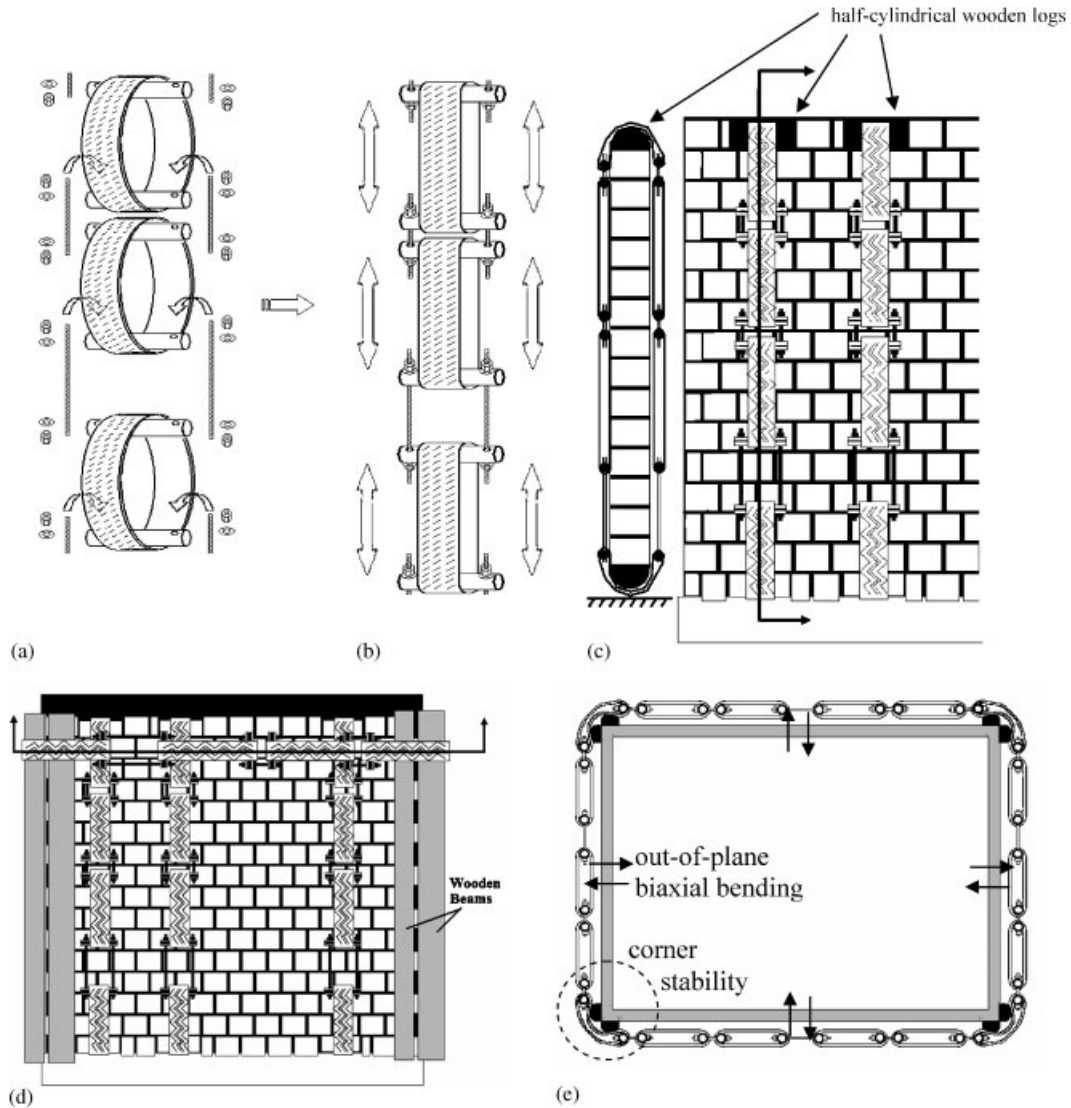


Figure 3. Application of vertical and horizontal straps.

height of a standard wall which is about 3 m tall. Therefore, connection between scrap tyre rings (STR) is necessary [10]. The connection needs to be simple enough so that it can be applied by the residents of masonry houses and strong enough to resist applied axial post-tensioning loads: two steel pipes of 5 cm diameter are passed through the STRs and connected together by means of bolts passed through two drilled holes on either side of the pipes. Two steel bolts placed through those holes are used to connect the two pipes and STRs together (Figure 3(a)). The STRs connected to each other, using pipe connectors, form a chain of STRs which is called as STR chain (STC).

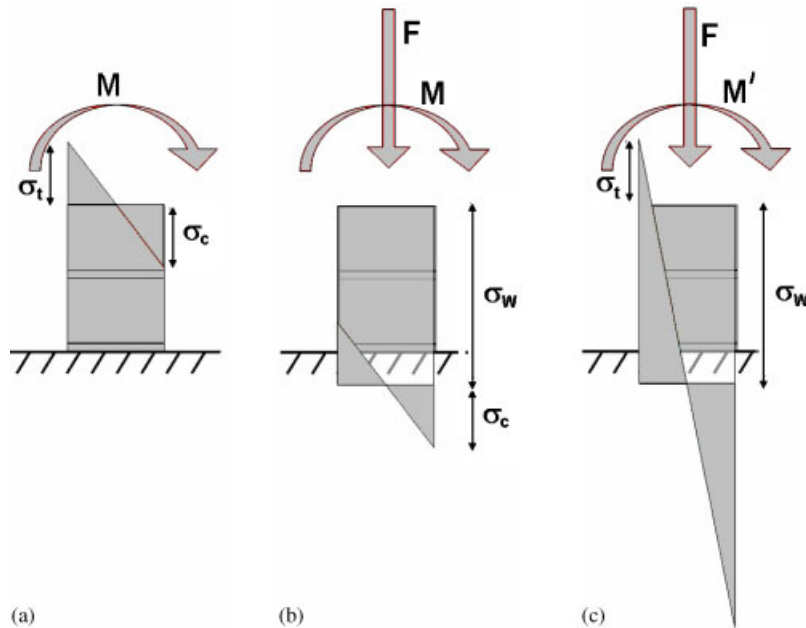


Figure 4. Bending moment capacity increase by post-tensioning.

The post-tensioning is also simply applied by turning the bolts using a wrench, which shortens the STC while generating an adjustable tensile force (Figure 3(b)). Semi-cylindrical wooden logs are placed between the wall and STC in order to avoid stress concentrations and help to evenly distribute the post-tensioning forces on the wall (Figure 3(c)).

STCs can also be applied in the horizontal direction when the house has a rectangular plan. Eight semi-cylindrical wooden logs are placed at four corners of the structure and STCs are placed in horizontal direction and stretched around the perimeter of the building (Figure 3(d) and (e)). The horizontal wrapping under the roof level is considered to supply additional confinement effect in the transverse direction while keeping the corners together and delaying the corner separation of the walls. Corner separation and failure initiation is a common failure mechanism for masonry houses during earthquakes. The transverse direction post-tensioning also increases the walls' out-of-plane bending capacity in a bidirectional effect.

The tensile capacity of masonry wall building blocks and mortar is much lower than their compressive capacity. When masonry walls are subjected to out-of-plane bending due to horizontal inertial forces, a brittle premature failure is obtained since the tensile capacity of walls in out-of-plane bending can be easily exceeded (Figures 1(b), (c) and 4(a)). The post-tensioning would generate an even compression field suppressing tensile stresses since the stresses caused by bending are buried under a uniform compression field (Figure 4(b)). The bending capacity is improved many times until the tensile stresses caused by bending overcome the compressive stresses caused by the post-tensioning force (Figure 4(c)). Assuming that the tensile capacity of mortar and building blocks are 1/10th of their compressive capacity, the out-of-plane bending capacity can easily be improved up to 5 times in the linear range if an axial stress field equal to half of the compressive



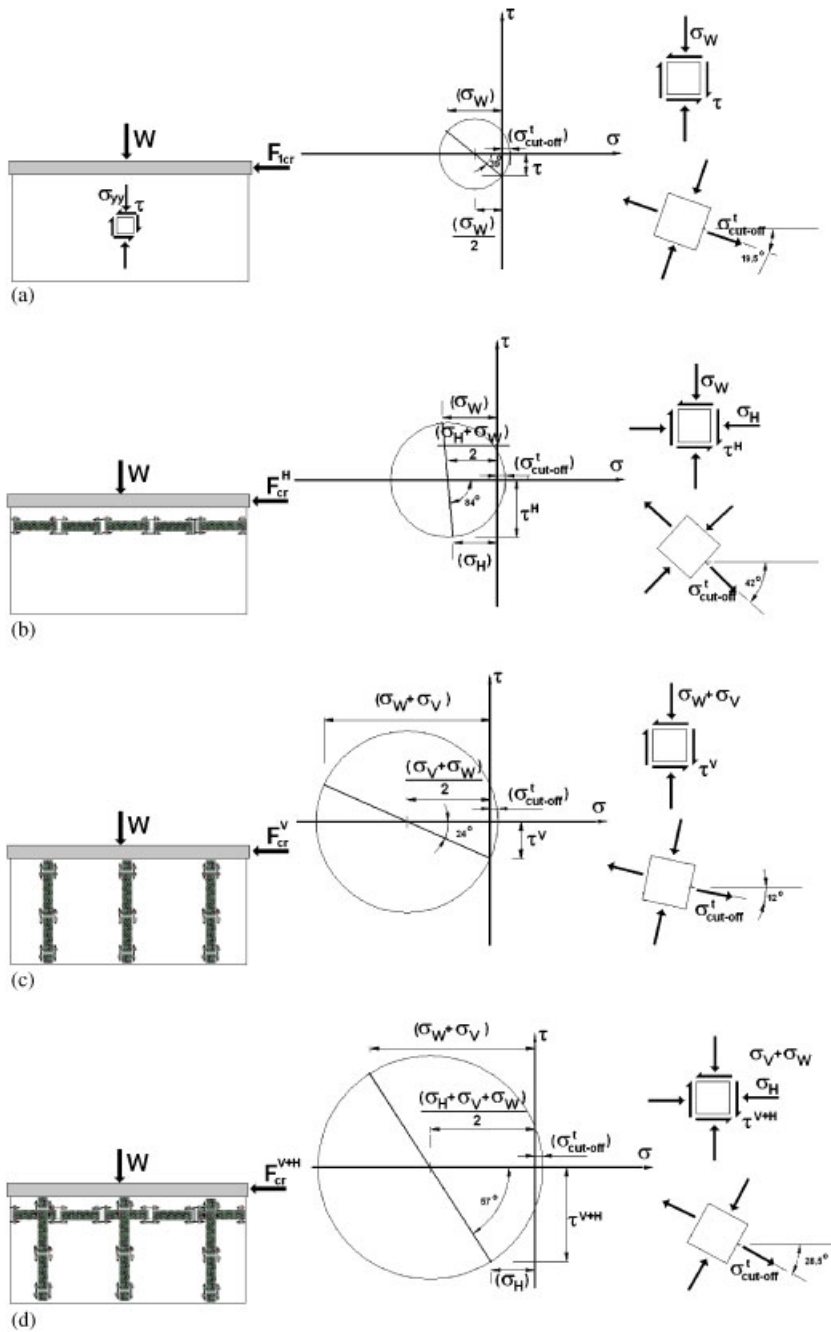


Figure 5. Shear capacity improvement mechanisms.

strength is applied on the section. The moment  $M$  would still create  $\sigma_t$  and  $\sigma_c$  stresses at the outer most fibres of the wall in tension and compression, respectively; however, the tensile forces have to exceed the additional compression stresses ( $\sigma_w$ ) generated by the post-tensioning.

Shear walls commonly fail with large diagonal cracks, generated principally due to the tensile stresses. Masonry walls loaded in their in-plane axis in shear show a similar failure pattern as the low tensile capacity is reached on an axis perpendicular to the crack direction. The effect of post-tensioning on the shear capacity can be explained and illustrated using Mohr-Circles. In Figure 5, the critical horizontal in-plane load of  $F_{cr}$  generates shear stresses ( $\tau$ ). The failure of the wall is assumed to be governed by the tensile stress capacity of  $\sigma_{cut-off}^t$ , which is assumed to be constant for all post-tensioning cases shown in Figure 5. The maximum shear stress developing parallel to the laterally applied load ( $F$ ) changes as a function of the post-tensioning applied on the wall. The vertical load ( $W$ ) generated by heavy weight of earth filled roof (and partly by the self-weight of the wall) commonly generates relatively low vertical compressive stresses due to the large area of the walls. The vertical stresses generated by the self-weight are not ignored and labelled as  $\sigma_w$  in Figure 5. It should be noted that in small scale models vertical stresses ( $\sigma_w$ ) generated by the dead load get even smaller.

The application of horizontal post-tensioning (Figure 3(e)) creates a stress value of  $\sigma^H$ , which causes the centre of the Mohr-Circle to shift left towards the compression side as shown in Figure 5(b). Consequently, the shear stress capacity is increased to  $\tau^H$  while lateral load carrying capacity is increased to the  $F_{cr}^H$ , which is more than the original load carrying capacity ( $F_{1cr}$ ). The effect of vertical post-tensioning on shear load carrying capacity is simulated in Figure 5(c) as additional vertical compressive stress ( $\sigma_v$ ) generated by the STR chains. The centroid of the Mohr-Circle is again shifted towards the compressive region of the stress axis by an amount of  $\sigma_v/2$ . Although the radius of the Mohr-Circle increases significantly, the useful shear capacity increase in  $\tau_v$  remains low since the shear stress plane orientation for  $F_{cr}^V$  calculation remains flat (Figure 5(c)). The most pronounced increase in shear load capacity ( $F_{cr}^{V+H}$ ) is achieved when the wall is post-tensioned in both vertical and horizontal directions (Figure 5(d)). The optimum performance would be obtained when horizontally applied stress ( $\sigma_H$ ) is equal to the vertically applied total stress ( $\sigma_w$  or  $\sigma_w + \sigma_v$ ).

#### 4. EXPERIMENTAL PROGRAMME

Computer controlled full-scale shaking tables are widely used to simulate the destructive effects of recorded or generated earthquake records. However, the equipment for a full-scale computer controlled shaking table is too costly for many institutions. The dynamic load capacities of  $\frac{1}{10}$  scale masonry houses are tested using a simplistic shaking table set-up constructed at Konya Selcuk University Architecture Department Laboratories due to budget constraints. The shaking table is custom made and generates sinusoidal motions at increasing frequency and accelerations.

##### 4.1. Shaking table-test set-up

The mechanism of the low-cost shaking table is based on a rotating disk and a long bar linking the rotating disk to the bottom of the shaking platform which is allowed to move only in forward and backward directions. The illustration of the mechanical system is shown in Figure 6. The rotation frequency of the actuator is controlled by means of an AC motor controller. The actuator's

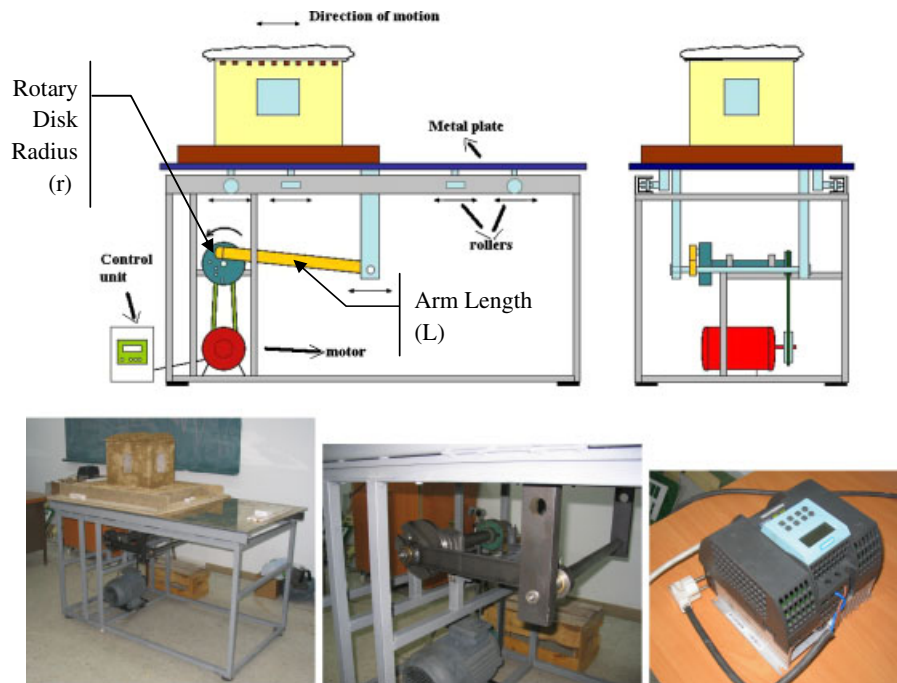


Figure 6. General view of shaking table, driving mechanism and AC motor driver.

number of revolution per minute can be changed by using the digital monitor and control panel of the AC motor controller (Figure 6). The stroke length of the shaking platform can be modified mechanically as the long bar connection location on the rotational disk is moved close or away from the disk centroid when the platform is not in operation, which would also linearly modify the maximum table acceleration.

Equations of motion for the rotating disk and bar assembly reveals that the shaking function generated by the table would approach a sinusoidal function only for large  $L/r$  ratios [10]. Large  $L/r$  ratios generate close to sinusoidal waves as shown in Figure 7. The maximum error between the generated wave and corresponding sine wave is quantified and approximated by Equation (1). The shaking table used in this study has  $L/r$  ratio equal to 80 which generates close-to-sine waves with a maximum error of 1.25%.

$$\%Error_{\text{shaking\_table}} = 10^{2-\log(L/r)} \quad (1)$$

The failure level accelerations between a  $1/N$  scale model and its prototype can be calculated considering the stiffness, mass, and acceleration changes in a  $1/N$  scale test. The lateral stiffness term of a  $1/N$  scale model would be  $N$  times smaller than the full scale stiffness regardless of the stiffness type (e.g. shear or bending dominant stiffness). The force equivalence in a  $1/N$  scale reduced model would be compatible with the stiffness ( $K$ ) times the displacement ( $\delta$ ) and therefore should be modified by  $(1/N)^2$ . The dynamic equilibrium equation of ( $F = m * a$ ) might be rearranged for acceleration ( $a = F/m$ ) and would have ratios of  $(1/N^2)/(1/N^3)$  which would yield ( $N$ ). Therefore, the equivalent accelerations causing failure of a  $1/N$  scale model would be

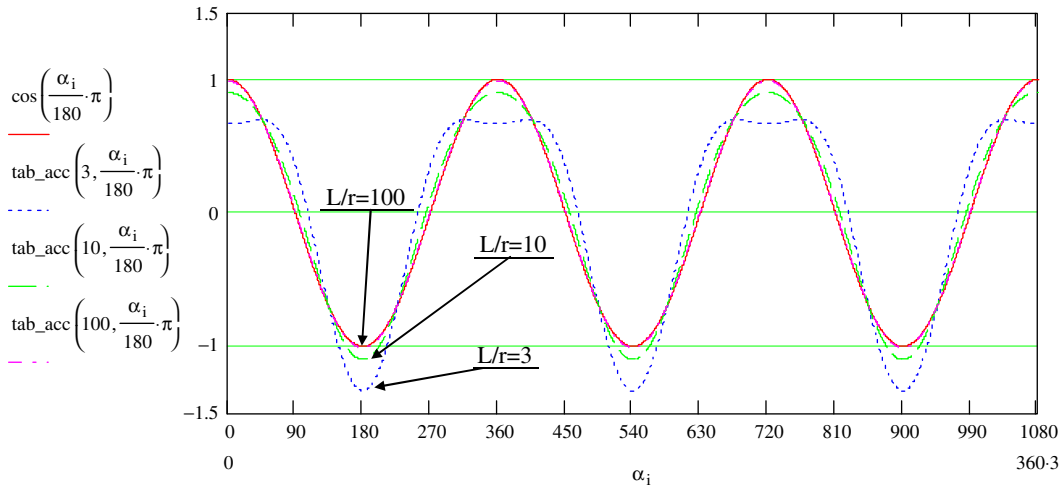


Figure 7. Normalized shaking table accelerations for different  $L/r$  ratios.

$N$  times larger compared to the full scale prototype. Consequently, accelerations causing failure of a full scale model must be decreased by a factor of  $N$  [11, 12]. On the other hand, extrapolation of  $\frac{1}{10}$  scale model to full scale must be handled with caution since laws of similitude are not fully complied. For example, the compressive stresses acting on the walls by gravity loads are much lower in the model than in the prototype. Therefore, small scale test results may be relatively evaluated with respect to each other and should be qualitatively extrapolated to the full-scale prototype performance predictions.

The shaking table acceleration level changes as a function of the rotational disc frequency ( $r\omega^2$ ). Therefore, each acceleration level corresponds to a different shaking frequency ( $\omega$ ). Although the tested specimens in this study had experienced structural failure at shaking frequencies which are between 16 and 24% of the first calculated natural frequency of the model (causes less than 5% dynamic amplification compared to static loading, assuming close to zero damping), special attention must be paid to the possible interaction between shaking table frequency and model natural vibration frequencies at failure. Otherwise, model may go into resonance state and comparison of only failure accelerations without considering such interaction might be considered as questionable.

The harmonic ground motion accelerations generated by the shaking table do not match the complex frequency content of an actual earthquake. Testing seismic performance of full scale structures in laboratory using actual earthquake records would be the most realistic case; however, different earthquake records might lead to different results and small scale models may further complicate the issues. Although simplistic and limited in many aspects, harmonic ground motion testing has advantage of loading specimens in a standardized manner: provided that the harmonic shaking frequencies of the table ( $\omega$ ) are much lower than the specimen natural vibration frequencies ( $\omega_n$ ), the sinusoidal accelerations generated by the table generate loads on the model in proportion to its mass. Masonry type construction is more suitable to be tested on a harmonic shaking table due to its considerable wall mass and rigid-brittle behaviour causing a relatively short plastic range and well separated frequencies. Using a large rotary disk radius ( $r$ ) and keeping  $L/r$  ratio more than 50 is recommended to keep function errors and shaking frequencies low (Figure 6).

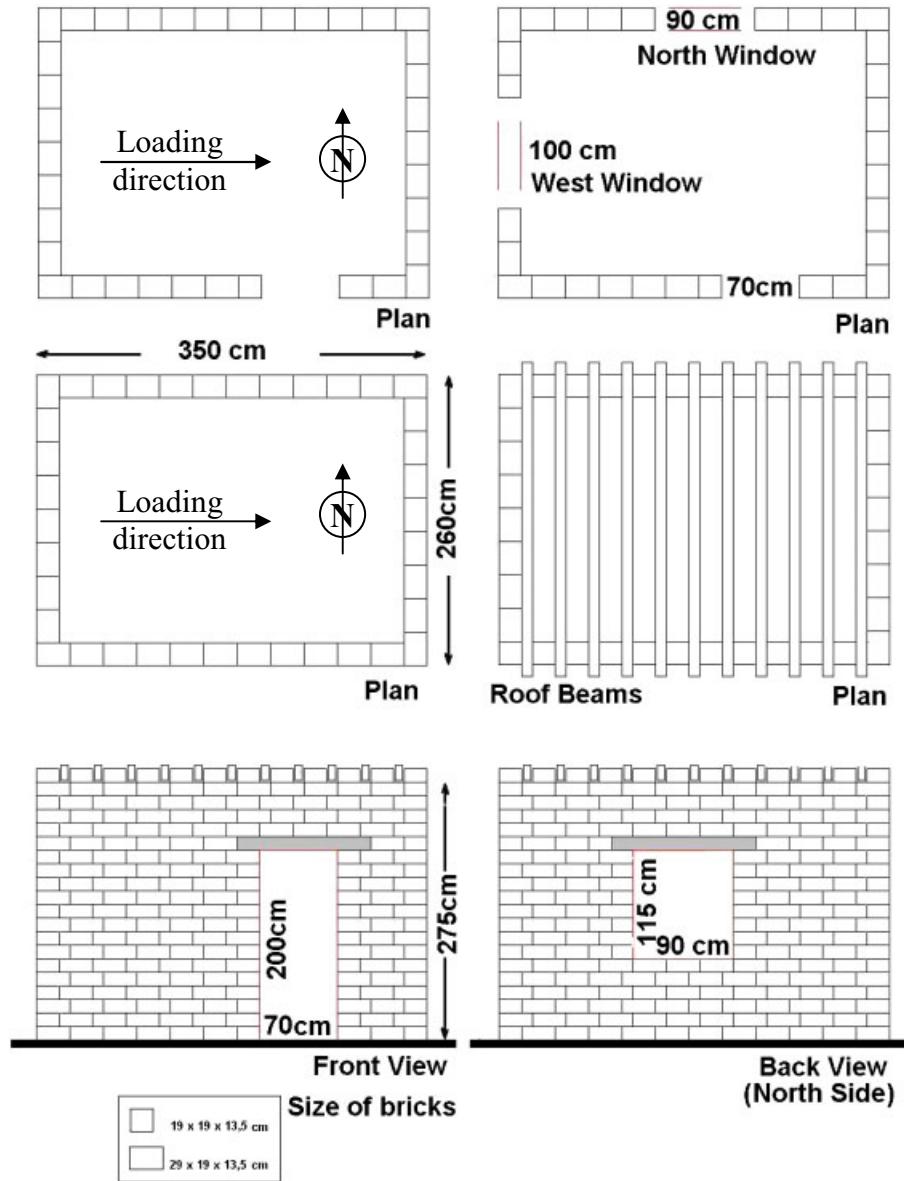


Figure 8. Geometry of model house.

#### 4.2. Properties of model test specimens

Test specimens are 10 times scaled down models of a typical one storey one room rural house. Since in the previous studies only one room dwelling was tested, a room with 12 m<sup>2</sup> base area is considered for the tests [11–13]. The prototype has 3 m × 4 m in plan and 3 m in height (Figure 8). The test model is therefore constructed as 0.3 m × 0.4 m in plan and has 0.3 m height. The building

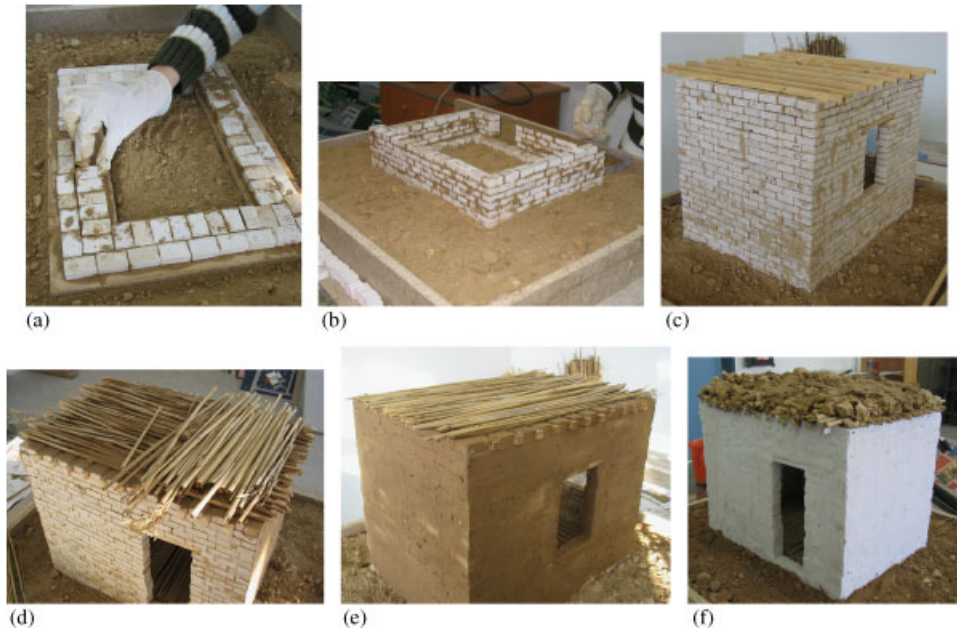


Figure 9. The construction sequence.

blocks of the masonry house are obtained by cutting light weight marble in  $\frac{1}{10}$  proportions to the hollow clay brick size ( $0.185 \text{ m} \times 0.29 \text{ m} \times 0.135 \text{ m}$  for the width, length, and height dimensions) since production of  $\frac{1}{10}$  scale hollow brick, adobe, or concrete brick block (briquette) was not possible. The mechanical properties of the building blocks are also not modelled since it is assumed that the mortar layers are always weaker than the building blocks and the failure will initiate and follow the mortar layers. Clayey soil is used as mortar between the building blocks of the  $\frac{1}{10}$  scale models.

In traditional Turkish masonry houses, the foundation is formed by a thick wall layer which is generally built using stones. A relatively thin wall is commonly constructed in practice, above the ground level on the foundation wall and extends to roof level. The foundation and soil is also constructed for the  $\frac{1}{10}$  scale models over the shaking table in compliance with the actual practice dimensions (Figure 9).

The roof of the model is constructed similar to earth roofs of traditional rural structures. Wooden log beams are placed over the two parallel walls in their short direction and rush pieces are placed perpendicular to the wooden beams. On the top of the rush layer, 9 kg mud is placed to simulate the heavy mass of the roof ( $3 \text{ m} \times 4 \text{ m} \times 0.5 \text{ m} \times 1500 \text{ kg/m}^3 = 9000 \text{ kg}$ ). This amount is calculated from weight of traditional Turkish rural houses roof properties, which corresponds to  $7.5 \text{ kN/m}^2$  dead load.

After completing the construction of the walls and roof, a very thin layer of plaster is applied on the outer surface of the walls. The plaster material is same as the mortar material, which is clayey soil. White painting is applied over the plaster in order to clearly see the crack formation and propagation.



### 4.3. Tests and observations

Due to the simplicity of the shaking table, the applied excitation was not based on a real earthquake data; instead, a constant amplitude sinusoidal displacement is applied starting from low frequencies and manually increased with time. The rate of increase is kept constant for all tests and the frequencies at failure are noted for each test. The maximum velocity and maximum acceleration applied by the table are linear functions of  $r\omega$  and  $r\omega^2$ . The experiment is recorded by three cameras which were located at the three corners of the laboratory. Snapshots were taken to show the crack formation and failure sequence. The dynamic excitation was always applied in East–West direction for all tests.

*4.3.1. Reference-original model test (RFO1).* The first specimen prepared and tested was reference specimen (RFO1) with original construction details (without strengthening). After completion of the test, it was realized that the 2 kg of roof mass was lower than the equivalent amounts used in practice. As a result, the second reference specimen (RFO2) was prepared as the roof mass was increased to 9 kg. A total of three cameras were used for RFO2 and following tests to fully capture the collapse sequences while only one camera was available for RFO1 test.

The first crack originated diagonally below the North window towards East and also above the lintel corner of the same window (Figure 10). New diagonal cracks were formed perpendicular to the previous ones as the direction of the movements was reversed. After that, a portion of the wall above the West window was detached and fell down. The top corner between the two windows also disintegrated and fell. After so much damage, stability of the structure got disturbed and a sudden and total collapse of the roof took place. The brittle total collapse of the model was observed when the acceleration reached 0.31g (Figure 10).

*4.3.2. Reference-original model test (RFO2).* The second reference specimen (RFO2) was tested after increasing the roof weight to 9 kg. Three video cameras, placed at three different angles, are used in this test (Figure 11). The first crack developed diagonally towards West at the top of the door. After the motion was reversed, new cracks perpendicular to the previous ones appear and classical ‘X’ cracks were formed. As the damage propagated, a portion of the wall below the West window was detached. Before the sudden collapse, another wall portion above the North window was lost due to dislocation of the lintel. Following the heavy damage above all openings, the interlocking between the walls was lost and walls started to vibrate independent of each other. The model collapsed in a lateral mechanism.

The first crack was observed when the acceleration reached 0.28g and the total collapse was observed when the acceleration reached 0.30g (Figure 11). Both reference models collapsed suddenly in a brittle manner, similar to the full scale rural house collapses in actual earthquakes. Both models failed at about 0.3g acceleration.

*4.3.3. Strengthened specimen with horizontal wrapping (HSS1–HSS2).* The specimen ‘HSS1’ was prepared in accordance to the strengthening pattern shown in Figure 5(b). The aim of the experiment was to see the effects of lateral post-tensioning on the capacity of the model. Eight wooden sticks representing half-circle log beams were placed at the four corners of the structure. The post-tensioning that would be applied using STR chains was applied by rubber straps, stretched in horizontal direction between the roof and window-door top levels. The stretching force of about

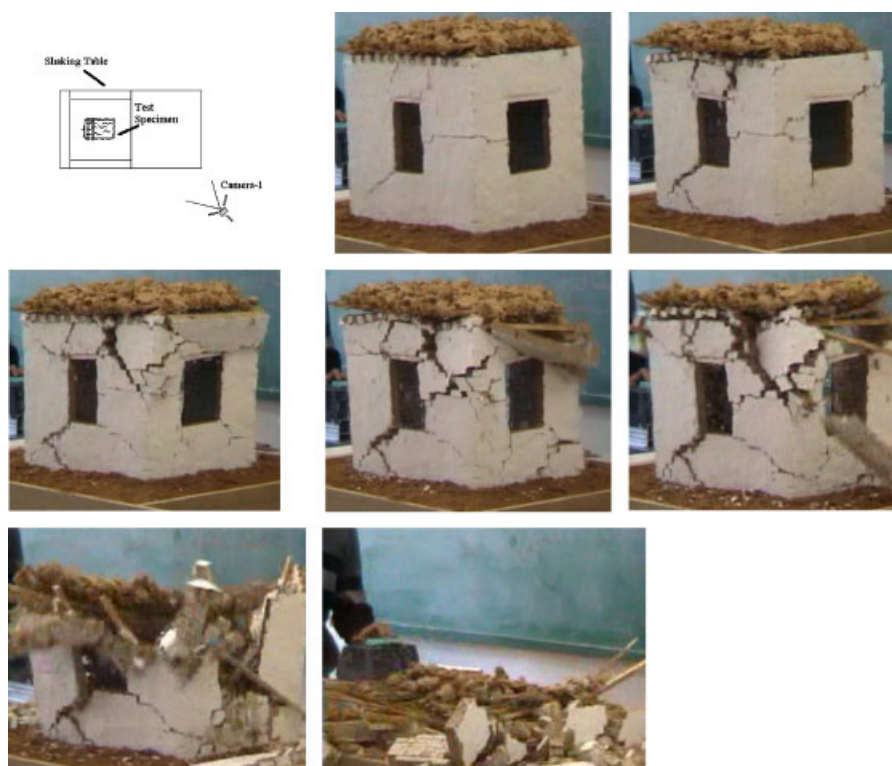


Figure 10. Failure sequence of specimen (RFO1).

50 N was applied by hand. A second horizontal strap was also placed just below the ground level around the footing.

The initiation of the damage was observed on the North wall below the window. As the level of acceleration was increased, fine and distributed cracks were formed below the North and West windows (Figure 12). The cracks had a distributed pattern instead of a clear deep crack as seen in RFO1 and RFO2. In addition, two horizontal and parallel cracks formed between the West window and South door. Out-of-plane failure of the wall portion under West window is followed by the collapse of the wall section existing between the two horizontal cracks at the South–West corner of the house. The shaking was applied longer than the reference tests, and the test was terminated when two major walls of the building were collapsed.

It should be highlighted that the roof did not collapse in HSS1 specimen. The cracks were smaller in size and well distributed. The walls were not detached from each other even after the formation of cracks. The out-of-plane failure was prevented till the last stage. The behaviour can be classified as ductile as compared to the original specimen RFO1 and RFO2, which showed very sudden and brittle failure.

The first crack was observed at 0.41g acceleration and the test was stopped at 0.50g acceleration. Figure 12 shows the damage sequence of the specimen from three different angles.

The rubber straps used in HSS1 were very stiff and the early loss of post-tensioning force in the straps could have been prevented if a softer material capable of retaining post-tensioning even



Figure 11. Failure sequence of specimen (RFO2).



Figure 12. Failure sequence of specimen (HSS1).

after significant deformation was used. After the HSS1 specimen testing, more flexible rubber straps were used to horizontally wrap the models in order to see the effect of loosening on the horizontal STR chain. More flexible rubber straps obtained from bicycle inner tyre were used to wrap the structure. The amount of tension force to wrap the rubber strap was slightly decreased to simulate possible post-tensioning force loss over time when softer material is used.

First diagonal cracks were formed under North and West windows simultaneously. The cracks were randomly distributed under both window openings (Figure 13). Numerous cracks were also formed above the windows as a result of the rocking motion. The test was terminated following





Figure 13. Failure sequence of specimen (HSS2).

the out-of-plane collapse of the wall portion under the West window. The general characteristics of the damage pattern were nearly the same as the specimen HSS1. Again, the roof did not collapse and the behaviour can be classified as relatively ductile as compared to reference test specimens.

The first crack was observed when the acceleration was  $0.48g$  and the testing was continued until the acceleration reached  $0.50g$ . The house walls retained their integrity in HSS2 better although smaller amount of post-tensioning was used.

*4.3.4. Strengthened specimen with vertical tyre rings (VSS).* Another type of strengthening configuration considered for tyre ring chains was vertical post-tensioning as shown in Figure 5(c). One of the building blocks was removed at the bottom of each wall to pass the straps as shown in Figure 14. The rubber straps were passed over wooden beams at the roof level. A post-tensioning force was applied on the rubber straps by pulling upwards and tying the ends by a rope to trap the tensile force.

The first crack formation was observed diagonally on the top of the door and at the bottom of the West window (Figure 14). A major horizontal crack formation was observed at the footing level below the North and South walls, which were loaded in their strong (in-plane) axes. Detachment from the footing indicates strengthened walls in rigid body motion. Over-turning forces generate first cracks at the base which can easily propagate as the strap holes on the wall weaken the footing-wall interface. The performance could have been improved if the straps were passed under the footing level.

The diagonal and horizontal cracks on the walls that formed in the previous tests were not propagated due to compression forces applied by the vertical straps. Failure sequence and damaged model at the end of VSS test are shown in Figure 14. Out-of-plane bending failure is observed just below and above the West window. The cracks over the windows could be better tolerated if additional lateral post-tensioning was applied.

Failure of the roof was not observed in VSS model. The behaviour was ductile in relation to the reference tests and the damage was concentrated to the bottom of the windows, at footing level, and above the door and window openings.

The first cracks observed when the acceleration reached  $0.40g$  and the test was terminated at  $0.41g$  lateral acceleration.

*4.3.5. Strengthened specimen with vertical and horizontal tyre rings (VHSS1–VHSS2).* In specimen VHSS1, both horizontal and vertical post-tensioning was applied. The corner wooden logs are extended to the ground similar to HSS1 and HSS2. First cracks are seen at the corners of window and door openings on North and South walls (Figure 15) which are parallel to the direction of loading (Figure 8). Additional horizontal shear cracks were formed at the bottom of the house, on the North and South walls. Additional tension cracks on the West and East walls were observed possibly due to the rocking and rigid body over-turning motion. Damage at the bottom of the North window was followed by damage on the West window. At later stages, damage was extended to the top of the North window and South door. Similar to VSS and HSS specimens, finer and well distributed cracks were formed, wide X-type cracks were prevented, and failure of the roof did not occur (Figure 15).

The first cracks were observed when the acceleration reached  $0.64g$  and the test was terminated at  $0.66g$  lateral acceleration. The capacity of the test model was even better than the previous strengthening work.

After obtaining satisfactory results from specimen VHSS1, in order to see the effect of shorter wooden logs on the corners of the structure, specimen VHSS2 was prepared. Instead of column-like wooden logs on the corners, very short logs were placed for economy. Observed damage characteristics and distributions for VHSS2 were similar to VHSS1. Distributed premature cracks





Figure 14. Failure sequence of specimen (VSS).

on the bottom of the windows and horizontal shear cracks on the bottom of the structure were observed (Figure 16). The first cracks were observed when the acceleration reached 0.53g and the test was terminated at 0.63g lateral acceleration, similar but slightly lower than VHSS1.

The corner logs extending and tied at the ground level works as weak supports for the upper structure and provides better lateral stability above the footing level. Although the lateral load carrying capacity of the tested models were increased by application of vertical and/or horizontal straps, the performance improvement would have been much greater if the post-tensioning straps could have passed below the footing level to prevent the observed rigid body rotation and translation.



Figure 15. Failure sequence of specimen (VHSS1).



Figure 16. Failure sequence of specimen (VHSS2).

## 5. DISCUSSION OF RESULTS AND CONCLUSIONS

The performance of  $\frac{1}{10}$  scale shaking table tests are compared against each other using acceleration levels causing cracking and then collapse or heavy damage to the structure. The comparisons of cracking and heavy damage accelerations are made in reference to the reference test RF02 as a ratio of  $a_S/a_R$ , where  $a_S$  and  $a_R$  stand for specimen and reference model accelerations (Figure 17).

Horizontal post-tensioning using rubber straps on tests HSS1 and HSS2 increased the failure acceleration by approximately 70% with respect to the original specimens RFO1 and RFO2. The amount of strength improvement remained at about 40% for the test specimen with only vertical straps (VSS). The best strength enhancement was achieved by application of vertical and horizontal post-tensioning (test specimen VHSS) with a total failure acceleration improvement of more than two times. The VHSS test specimen had vertical and horizontal post-tensioning straps at the same time, which falls in line with the theoretical expectations as listed in Figure 5(d).

Although static tests on the full scale prototype house using tilting table for before and after scrap tyre strengthening conditions also show about two times strength and additional ductility improvements and supports the results of this study [8, 10], the relative performance improvement by elastic strap post-tensioning obtained by dynamic tests using  $\frac{1}{10}$  scale models should be extrapolated to full scale prototypes with care and in a qualitative manner. The limited number of

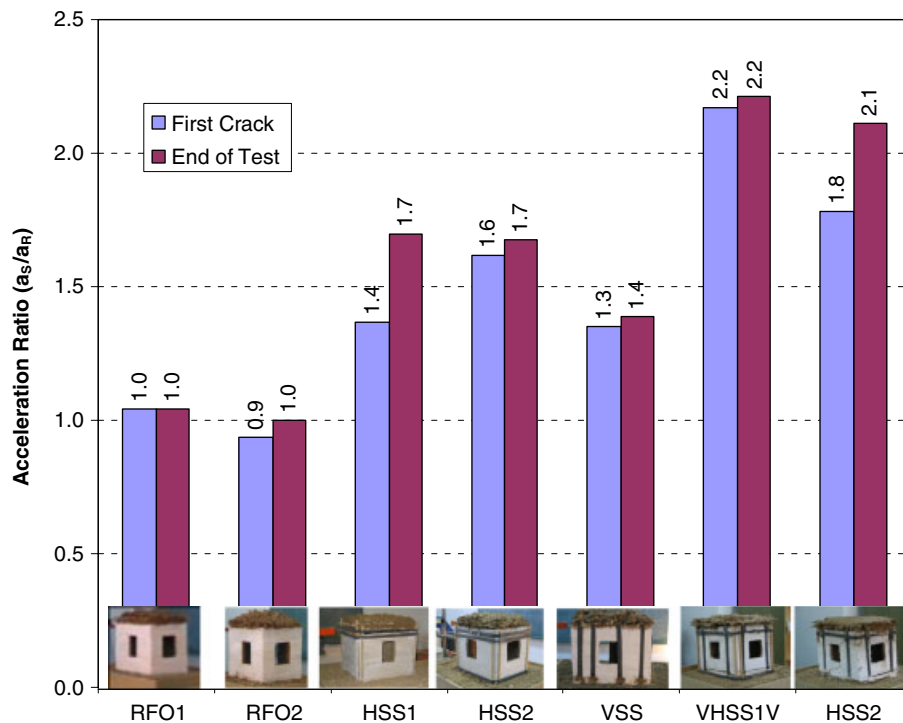


Figure 17. Comparison of  $\frac{1}{10}$  scale model specimen failure acceleration ratios with respect to the reference model.

specimens, simplicity of the shaking table, and small scale modelling are basic limitations of the approach.

In spite of the limitations, the crack patterns of the original specimens were similar to the observed cracks and failure patterns of masonry houses after earthquakes: typical diagonal X-cracks were formed, corners failed, walls collapsed in out-of-plane bending direction, and the roof totally collapsed. Following the crack formation, the collapse took place suddenly in a brittle mode of failure.

The application of post-tensioning using elastic straps has changed the failure mechanism, behaviour, and strength of the tested masonry specimens: large and clear diagonal crack formation followed by brittle collapse were replaced by less pronounced, well-distributed cracks which were localized above and below the windows. The brittle behaviour associated with sudden roof collapse changed to a more ductile response with gradual damage formation that kept the heavy roof standing. Besides all the positive changes in behaviour, strength improvement up to two times was obtained. The damping ratio and energy consumption characteristics of the masonry house models are also increased due to strength improvement, collapse prevention, crack pattern distribution and ductile response.

The level of improvement achieved by 'vertical' and 'vertical + horizontal' straps application was so significant that the test specimens VSS and VHSS could not fail the walls in shear but started to form horizontal cracks at the footing level indicating rigid body over-turning motion. The outcomes of the method would further be improved if the post-tensioning straps could pass below the footing level. The scrap tyre chain application would probably not go below the footing level and special straps would be needed. Over-turning motion would not be critical for wide and single storey masonry houses. Nevertheless, STR chain post-tensioning would delay/prevent the total collapse and improve the behaviour most probably providing time to permit the residents to evacuate the house.

Most importantly, the rubber strap post-tensioning can be applied to existing masonry houses that were not built in accordance with the related codes. Rubber straps mostly retain their post-tensioning force during an earthquake due to their low stiffness and high elasticity, although stiffer material like steel could easily lose post-tensioning force due to wall deformation or steel yielding.

Rubber straps can be economically obtained by using scrap tyres, meanwhile recycling an otherwise useless material for seismic performance improvement of rural masonry houses. The STC application is not only a low cost remedy for low-income residents but also an environment friendly approach in reducing soil pollutant waste material and protecting the atmosphere from scrap tyre dump area fires. Scrap tyre usage for masonry house strengthening can be sustainable due to its economy (in the range of 0.6 USD/m<sup>2</sup> which can be further reduced by mass production of connectors), availability and production of vast amounts of scrap tyre around the globe. Although self-application by owners may exhibit certain technical problems, simplicity in application by turning bolts (instead of complicated hydraulics that require advanced tools) assures to attain a certain level of post-tensioning force which may be re-tensioned in time if relaxation occurs. Studies on long-term behaviour of scrap tyre rings showed that about 30% of 100 kN post-tensioning force is lost in the first three days after application and then loss asymptotically converges to 12% of the third day post-tensioning level, which can be eliminated by re-applying 114% of the target post-tensioning level in the third day [8]. Re-tensioning can simply be applied by tightening the bolted connections (Figure 3(a) and (b)).

Fire-safety and the unpleasant look of scrap tyre or rubber straps are concerns and may be solved to an extent by painting or covering the straps using 'U' shaped bricks or gypsum-concrete

panels to give it a column-like look. Coverage would also prolong life of rubber as it protects the material from UV rays of sunlight.

According to the limited results of this study, it can be concluded that the application of post-tensioning using scrap tyres seems to be an effective alternative technique for improving the seismic behaviour of single storey economy class masonry houses.

#### ACKNOWLEDGEMENTS

The authors would like to thank World Bank Development Marketplace (DM2003 #1451) and The Scientific and Technological Research Council of Turkey (TÜBİTAK-MAG 104I011) for supporting this research.

#### REFERENCES

1. Cagatay I. Experimental evaluation of buildings damaged in recent earthquakes in Turkey. *Engineering Failure Analysis* 2005; **12**(3):440–452.
2. Doğançün A. Performance of reinforced concrete buildings during the May 1, 2003 Bingöl earthquake in Turkey. *Engineering Structures* 2004; **26**:841–856.
3. Adalier K, Aydingun O. Structural engineering aspects of the June, 1998 Adana-Ceyhan (Turkey) earthquake. *Engineering Structures* 2001; **23**:343–355.
4. Sezen H, Whittaker AS, Elwood KJ, Mosalam KW. Performance of reinforced concrete buildings during the August 17, 1999 Kocaeli, Turkey earthquake, and the seismic design and construction practice in Turkey. *Engineering Structures* 2003; **25**:103–114.
5. Bruneau M. Building damage from the Marmara, Turkey earthquake of August, 1999. *Journal of Seismology* 2002; **6**:357–377.
6. Kaplan H, Yilmaz S, Binici H, Yazar E, Cetinkaya N. May 1, 2003 Turkey–Bingol earthquake: damage in reinforced concrete structures. *Engineering Failure Analysis* 2006, in press.
7. Ginell WS, Tolles E. Seismic stabilization of historic adobe structures. *JAIC* 2000; **39**(1):147–163.
8. Turer A. Seismic performance improvement of masonry houses using scrap tyres. *World Bank DM2003 SPIM-1451 Project Final Report*, 2005.
9. Korkmaz SZ. Improvement of earthquake resistance of rural houses. *Undergoing Ph.D. Thesis*, Applied and Natural Sciences Institute, Selcuk University, Konya, Turkey.
10. Golalmis M. Development of masonry house walls strengthening techniques against the earthquake using scrap tyres. *M.S. Thesis*, Applied and Natural Sciences Institute, Middle East Technical University, Ankara, Turkey, 2005.
11. Jingqian X, Quansheng H. Model test of brick masonry building strengthened with R.C. tie columns. *Middle East and Mediterranean Regional Conference on Earthen and Low-Strength Masonry Buildings in Seismic Areas*, Ankara, Turkey, 1986; 333–352.
12. Tolles EL, Krawinkler H. Performance evaluation of adobe houses through small-scale model tests of shake tables. *Middle East and Mediterranean Regional Conference on Earthen and Low-Strength Masonry Buildings in Seismic Areas*, Ankara, 1986; 313–322.
13. Altın S, Kuran F, Kara ME, Anil O. A method for rehabilitation of masonry buildings (in Turkish). *Seismic Performance Improvement of Masonry Houses Workshop YDGA2005*, 2005; 83–88.



# Scrap tire ring as a low-cost post-tensioning material for masonry strengthening

Ahmet Turer · Mustafa Gölalmuş

Received: 13 December 2006 / Accepted: 5 November 2007  
© RILEM 2007

**Abstract** Load bearing walls of masonry type construction are weak in tension and wall failure in out-of-plane bending direction is one of the common failure mechanisms. Out-of-plane bending capacity and behavior can be greatly enhanced by post-tensioning. Developing countries commonly have poor and under educated population living in self-constructed masonry houses, which are at high risk if they are located on seismically active regions. Vast amounts of used tires, which contain steel-mesh and wires vulcanized with rubber coating, can be recycled as a structural strengthening material for post-tensioning masonry house walls. This study presents the behavior and capacity of scrap tire tread-rings (STRs) and rim-rings under direct tension. STR usage for post-tensioning is demonstrated on two full-scale strip wall test specimens made from hollow concrete bricks. STRs provided average of 133 kN force and 35 MPa stress capacities in tension which can be used for masonry wall post tensioning. The out-of-plane bending capacity of the two test walls increased about 5 times. STR usage with custom design connectors is a very promising alternative for low-cost masonry wall post-tensioning.

**Résumé** Les murs porteurs du type construction de maçonnerie sont faibles dans la tension et l'échec de mur dans la direction de recourbement de dehors-de-avion est l'un des mécanismes communs de dommages. la capacité et le comportement de recourbement de Dehors-de-avion peuvent être considérablement augmentés poteau-en tendant. Les pays en voie de développement ont généralement des pauvres et sous la population instruite vivant dans les maisons individu-construites de maçonnerie, ce qui sont à à haut risque si placé sur des régions séismiquement actives. Vastes quantités de pneus utilisés, ce qui contient l'acier-maille et les fils vulcanisés avec l'enduit en caoutchouc, peut être réutilisé comme matériel structural de renforcement pour les murs poteau-tendre de maison de maçonnerie. Cette étude présente le comportement et la capacité de fileter-anneaux de pneu de chute (STRs) et de jante-anneaux sous la tension directe. Le STR utilisation pour poteau-tendre est démontré sur deux spécimens complets d'essai de mur de bande faits à partir des briques concrètes creuses. STRs a fourni la moyenne de force de 133 kN et de 35 capacités d'effort de MPa dans la tension qui peut être employée pour tendre de poteau de mur de maçonnerie. La capacité de recourbement de dehors-de-avion des deux murs d'essai a augmenté environ 5 fois. Le STR utilisation avec des connecteurs de conception faite sur commande est une alternative très prometteuse pour poteau-tendre peu coûteux de mur de maçonnerie.

A. Turer (✉) · M. Gölalmuş  
Department of Civil Engineering, Middle East Technical  
University, 06531 Ankara, Turkey  
e-mail: aturer@metu.edu

**Keywords** Scrap tire · Recycling · Post-tensioning · Masonry · Seismic

**Mots-clés** Pneu de chute · réutilisation · poteau-tendre · maçonnerie · séismique

## 1 Introduction

About half of the manufactured automobile tires were being recycled until 1960's since only synthetic or natural rubber was used in the tire manufacturing process and these materials were also expensive at those times. However, increasing the use of the synthetic rubber lowered the manufacturing costs. The development of the steel belted tires in the late 1960s was almost the end of tire recycling. By 1995, only 2% of the rubber was being recycled [1].

Highway construction industry is a big alternative market for recycling scrap tires. Many researches have been carried out on crumb rubber modified asphalt [2, 3]. Some countries, such as US in 1995, promoted recycling of used tires by funding paving projects with tire modified asphalt [4]. After that, consumption rate of the wasted tires in modified asphalt projects were increased, and in some states it was reached to a maximum recycling rate of 20% [5]. Another study was made on usage of scrap tire steel mesh crumbs in concrete, which provides additional tensile strength while having no positive effects on compressive strength [6]. Scrap tires are also used as fuel additive for high temperature industrial type furnaces [7]. Limited usage is also available as play ground surfacing material.

Previous study on scrap bicycle inner tire based post-tensioning on 1/10 scale masonry house shaking table tests showed that the overall performance of model house increased about two times relative to the original house [8]. Studies have shown that lateral application of post-tensioning around the perimeter of a rectangular house also contributes to the overall improvement of seismic performance by preventing corner separation and increasing out-of-plane bending capacity of the walls.

This study targets to use scrap automobile tires, in an innovative approach for post-tensioning of full size masonry walls of economy class houses. Most of the masonry buildings in developing countries are constructed using traditional methods and heuristic knowledge instead of modern engineering

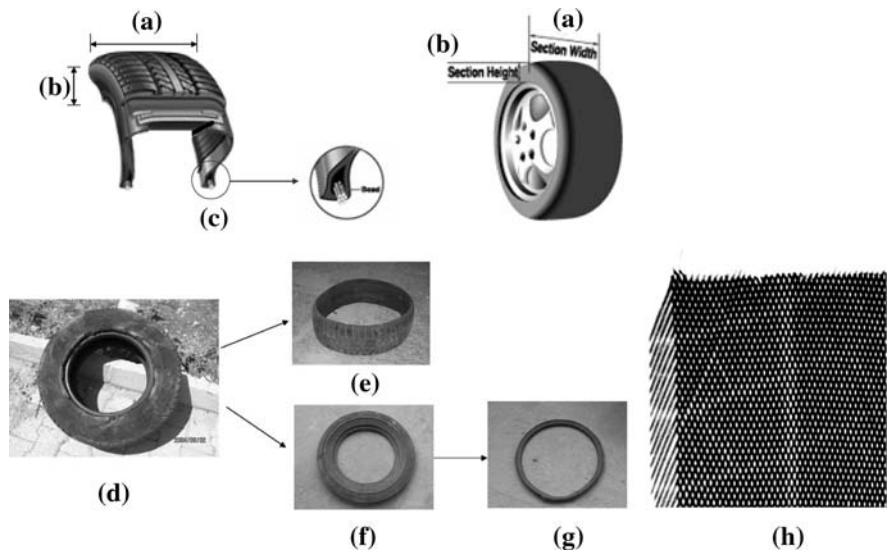
approaches. Recent earthquakes in Turkey, Pakistan, and Iran have shown that traditional URM houses repeat known structural problems and they are usually weak against earthquakes while masonry type of construction constitutes a significant portion of the building stock in developing countries. The structural vulnerability and damage-failure patterns of unreinforced masonry (URM) were studied by many researchers (e.g., [9–14]). The post-tensioning application state of the art for URM walls was published by Foti and Monaco [15] while Ganz lists masonry design considerations in post-tensioning system for masonry structures applications [16].

In search for an alternative low cost material for post-tensioning masonry structures, the usage of scrap tires found to be an environment friendly approach reducing scrap tire disposal areas, preventing related fires, and reducing air and soil pollution. Furthermore, scrap tires are in abundance and free of charge which would substantially reduce the strengthening costs. In this study, the tensile strength and behavior of scrap tires were investigated by direct tension tests. Tensile force and stress capacities of two sets of available scrap tires were determined. Two laboratory samples of concrete brick (briquette) walls having 1.0 m width  $\times$  2.4 m height were tested in the laboratory with and without post-tensioning using scrap tires. The results achieved by application of scrap tire based post-tensioning are given under each heading below.

## 2 Scrap tire direct tension tests

Sides of scrap tires are removed using a sharp utility knife prior to tension testing and/or using for post-tensioning process. Figure 1a and b show the tread and side sections of a tire [17]. The tread sections of tires contain wire mesh; however, the sides of a tire are made from rubber only, with the exception of wire coil at the rim ring section (Fig. 1c). Therefore, the tread and rim sections of a scrap tire (Fig. 1d) are the strongest sections. Scrap Tire tread-Ring (STR) in Fig. 1e can be obtained by manually cutting the sides of a tire (Fig. 1f) using a sharp utility knife. Rim-rings (Fig. 1g) can be obtained by cutting the extra rubber at the sides of a tire. The rim-ring section has loops of circular continuous steel wires which are concentrated at the rim area and also called as bead.

**Fig. 1** Preparation of post-tensioning materials: (a) tread section (b) side wall (c) rim (d) scrap tire (e) STR (f) side wall (g) rim-ring and (h) X-ray image of tread section



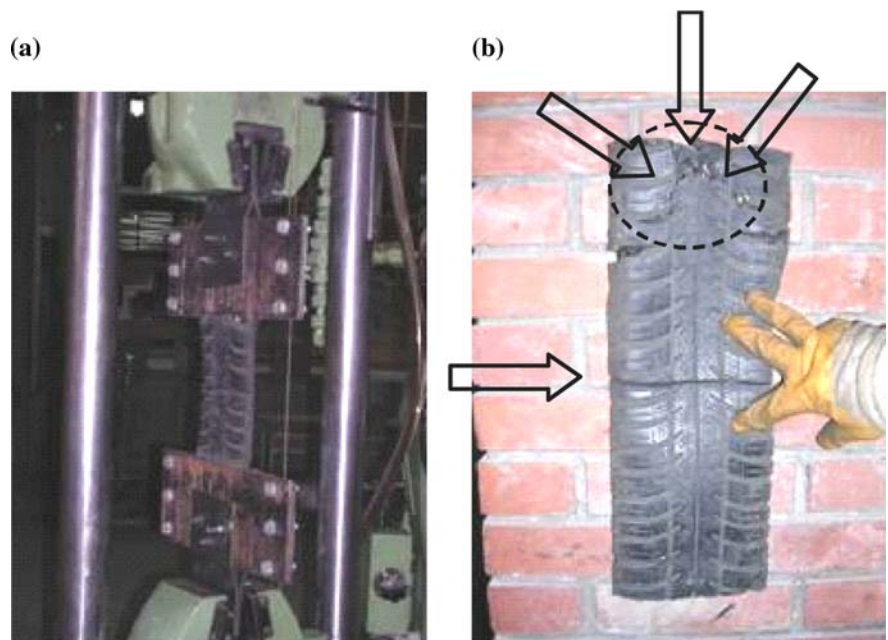
### 2.1 Test set-up and instrumentation

The initial attempt of testing scrap tire tread parts in direct tension was made by obtaining a band of scrap tire and directly pulling it apart using a universal testing machine. The tire section was clamped using bolted steel plates at either side of the tire band (Fig. 2a). However, premature failure of the clamped connection could not be prevented although a lateral notch was provided to initiate the failure at the

middle point. Tire band failed at about 35 kN, much lower than the expected strength, due to tearing and slipping of bolts through the scrap tire band (Fig. 2b). Additional tension tests with different connectors proved to be unsuccessful; therefore, the ring shape of tread section was decided to be kept unchanged, as in the form of a Scrap Tire tread-Ring (STR).

A test setup of 300 kN tensile load capacity was designed for direct tension tests of STRs and rim-rings (Fig. 3a). The rings can be tested as a single

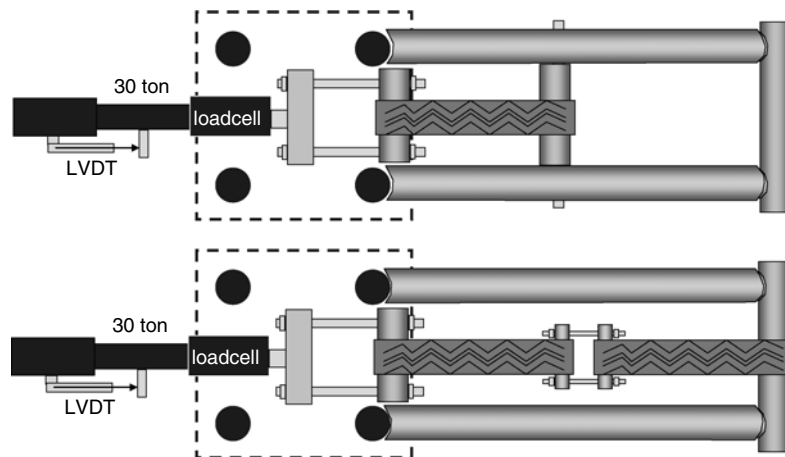
**Fig. 2** Preliminary test: (a) pull machine (b) premature connection failure



**Fig. 3** Test setup: (a) testing machine general view (b) testing machine schematic view



(a)



(b)

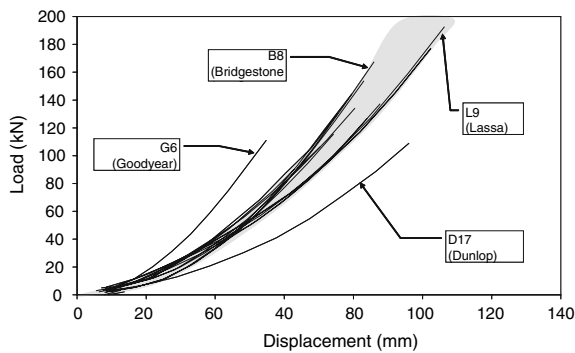
member or chain of members to test connectors using adaptable parts of the testing machine (Fig. 3b). A 200 mm stroke LVDT and 300 kN load cell were used to measure the deformations and axial load applied on the STRs, rim rings, and connectors.

## 2.2 Experiments and results

Single scrap tire tread ring (STR), STR chain with connectors, single rim-rings, and rim-rings in series were tested, connectors for STRs and rim-rings were developed, and pertinent results-discussions are provided below under each heading.

### 2.2.1 STR tests

Seventeen STR samples, which belong to mostly used nine different trademarks in Turkey, were tested in direct tension. The minimum and maximum tensile strengths were found to be about 90 kN and 190 kN, respectively. The average and standard deviation came out to be 133.4 kN and 31.7 kN (24%), respectively. The load-deformation graphs of all tests showed similar behavior as shown by the shaded area in Fig. 4. The average stiffness of the tires is obtained as 2.92 kN/mm with a standard deviation of 0.41 kN/mm (14%). The overall load-deformation shape of



**Fig. 4** Tensile load versus displacement of STRs

STRs is different than the expected rubber behavior in tension that shows a softening region followed by stiffness gain before failure [18]. Tread sections of tires have steel wire mesh inside them which would start to line up in the direction of loading at higher strains. Therefore, the increase in longitudinal stiffness of the STR at higher loads is attributed to the existence and repositioning of wire mesh inside tread section. The failure of STR in tension is always sudden as the steel wire mesh and rubber snaps together.

Four major factors are expected to affect the tensile load capacity of STRs:

- The amount, orientation, and capacity of steel wire mesh existing inside STR would change with respect to the tire brand. STR is expected to exhibit greater tensile load capacity, if the area and capacity of steel wire used in the tread section is high.
- The tensile load capacities of STRs should be affected by their total cross sectional areas, which is a function of the section width (Fig. 1a) and tire thickness. Groove depth should also affect the effective cross sectional area.
- The softness of scrap tires is expected to affect the load capacities. STRs manufactured using hard rubber performed higher tensile load capacities with respect to softer rubber tires.
- Time dependent deterioration (aging) of scrap tire definitely plays an important role on the tensile load capacity. If a tire is deteriorated to a great extent (e.g. staying under sun for extended periods of time, large holes, corrosion of wires,

poor apparent quality), the tensile load capacity can be significantly reduced.

Although the axial load capacities and load-deformation graphs of the tested STRs show similarities in ultimate load capacity, stiffness, and load-deformation characteristics (Fig. 4), it would be worthwhile to obtain stress-strain characteristics and investigate effects of cross sectional parameters against ultimate tensile capacity. Since the cross sectional dimensions of the initial set of 17 tires were not initially measured, additional 59 tires were tested and their cross sectional properties (i.e., tread thickness, tread width, and groove depth) were recorded. Figure 5a shows the general trend in stress-strain graphs of 59 additional STR tests. STRs stretch about 79 mm on average before they snap with a standard deviation ( $\sigma$ ) of 18.5 mm. The average failure strain is calculated as 10.8% ( $\sigma = 2.6\%$ ) considering individual effective lengths of each tire. The true tensile stress at the cross section is calculated by considering reduction in cross sectional area by stretching of STRs and found to be 34.3 MPa on average ( $\sigma = 8.11$  MPa). The average axial force capacity of 59 tires is calculated as 133.5 kN ( $\sigma = 32.6$  kN), which is surprisingly close to the first set of 17 STR test results (133.4 kN and 31.7 kN, respectively). The curvature of the stress-strain curves yield a range of elastic modulus (E) values, changing from 500 to 1,200 MPa on the extremes as shown with dashed lines in Fig. 5a.

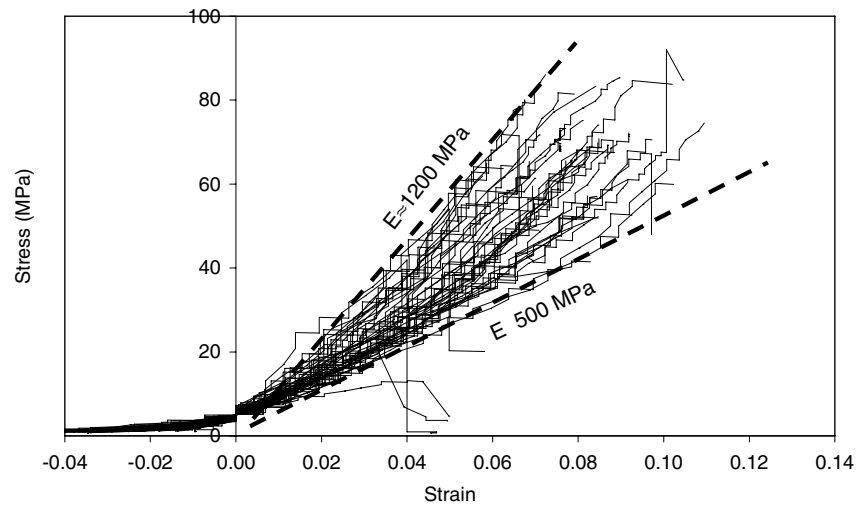
The tensile stress capacities of 59 tires are plotted against STR cross-sectional areas and STR tread (section) widths in Fig. 5b, which shows no direct correlation between the capacity of an STR and its width or area, on contrary to the expectations. Therefore, the capacity of an STR is attributed to the steel wire mesh properties inside the tread section, which should be less dependent on the tire tread width or rubber cross sectional area. In that respect, the STR capacities may possibly be predicted by using the information that exists on tires. The two lowest STRs capacities highlighted in Fig. 5b are both 195 R14C 106P supporting that expectation. Deviations from the predictions may be attributed to the existing rubber condition (e.g. staying under the sun for extended periods of time, very old tires, etc.).

The correlation studies between the measured tensile load capacity and tire properties showed that

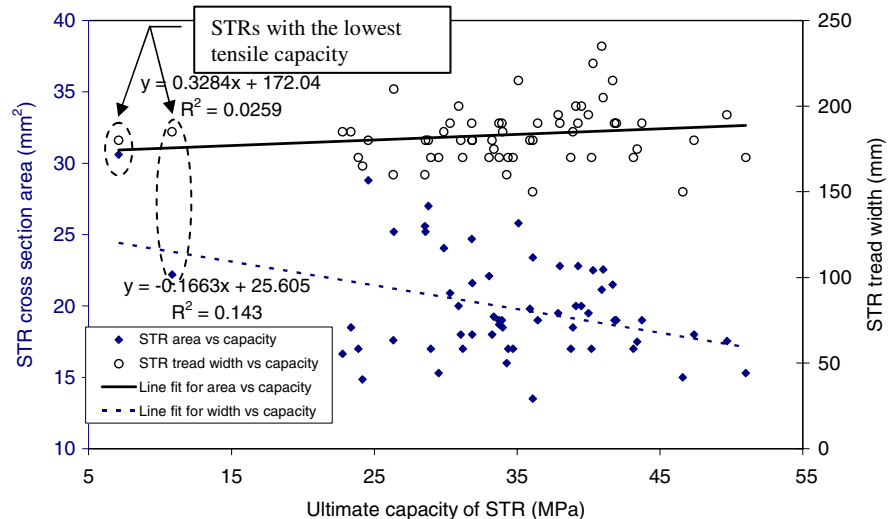


**Fig. 5** Tensile loading test results of second set of STRs. (a) Stress–strain graphs of STRs (b) correlation of ultimate stress capacity of STRs against cross section area and tread width

(a) Stress – strain graphs of STRs



(b) Correlation of ultimate stress capacity of STRs against cross section area and tread width



the STR tensile load capacity can be defined as a linear combination of speed rating, rim diameter, tread section width, aspect ratio, and load index which have individual correlation coefficients of 0.374, 16.74, 1.741, 1.485, and  $-2.59$ , respectively. Rim diameter statistically has the largest influence on the STR tensile load capacity. The correlation function is defined as

$$P_{STR} = 0.375 \cdot V_{rating} + 16.74 \cdot D_{rim} + 1.741 \cdot W + 1.485 \cdot AR - 2.59 \cdot LI - 321.3 \quad (1)$$

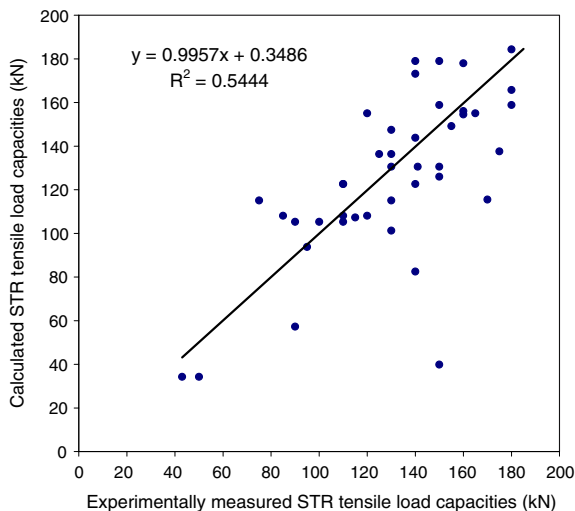
where  $P_{STR}$  is the STR tensile load capacity in kN,  $V_{rating}$  is the tire velocity rating in km/h obtained

from speed rating (Table 1) [19],  $D_{rim}$  is the rim diameter in inches,  $W$  is the section width in mm,  $AR$  is the aspect ratio, and  $LI$  is the load index. As an example, 175/65 R14 82T tire failed at 120 kN of tensile load which had 175 mm of section width, 65 for aspect ratio, rim diameter of 14 inches, 82 for load index, and “T” for speed rating that corresponds to 190 km/h. Then, the capacity is calculated by  $0.375 \cdot 190 + 16.74 \cdot 14 + 1.741 \cdot 175 + 1.485 \cdot 65 - 2.59 \cdot 82 - 321.3 = 108$  kN which is in fair agreement with the measured capacity of 120 kN. Comparison of measured and calculated STR tensile load capacities is shown in Fig. 6, which yields correlation coefficient ( $R$ ) as 0.738 and  $R^2$  as 0.544.



**Table 1** Speed rating letters and corresponding velocities

Speed rating	Speed (mph)	Speed (km/h)	Description
M	81	130	
N	87	140	Temporary spare tires
P	93	150	
Q	99	160	Studless and studdable winter tires
R	106	170	H.D. Light truck tires
S	112	180	Family sedans and vans
T	118	190	Family sedans and vans
U	124	200	
H	130	210	Sport sedans and coupes
V	149	240	Sport sedans, coupes and sports cars
W	168	270	
Y	186	300	

**Fig. 6** STR tensile loading test results versus predicted values

### 2.2.2 Connector tests for STR chains

The length of a single STR is not long enough to enclose a wall and apply post-tensioning. Therefore, a chain of STRs has to be generated using connectors between successive STRs. A simple yet effective connector had to be developed since the target population of the work is defined as low income people living in masonry houses; therefore, maximum cost reduction is crucial. Simplicity of the connector being another important parameter, the connection design has been a challenge.

There were a number of unsuccessful initial attempts to connect two STRs to form a STR chain: First, two  $\phi 18$  St420 concrete rebars were welded together in a rectangular shape to connect two consecutive STRs (Fig. 7a). The bars have yielded in bending and torn the tires like a letter knife that open envelopes. The small diameter and bending of rebar caused stress concentrations at the edges of STRs which initiated the cutting process.

The second attempt was to use water pipes at the connector to increase section moment of inertia as well as to provide a larger bearing surface to reduce stresses on STR. The pipes were again welded to each other using steel rebars. The connection failed in tension close to the welding of the rebar (Fig. 7b). The welded connection's reliability is deemed to be poor and a bolted connection was tried next.

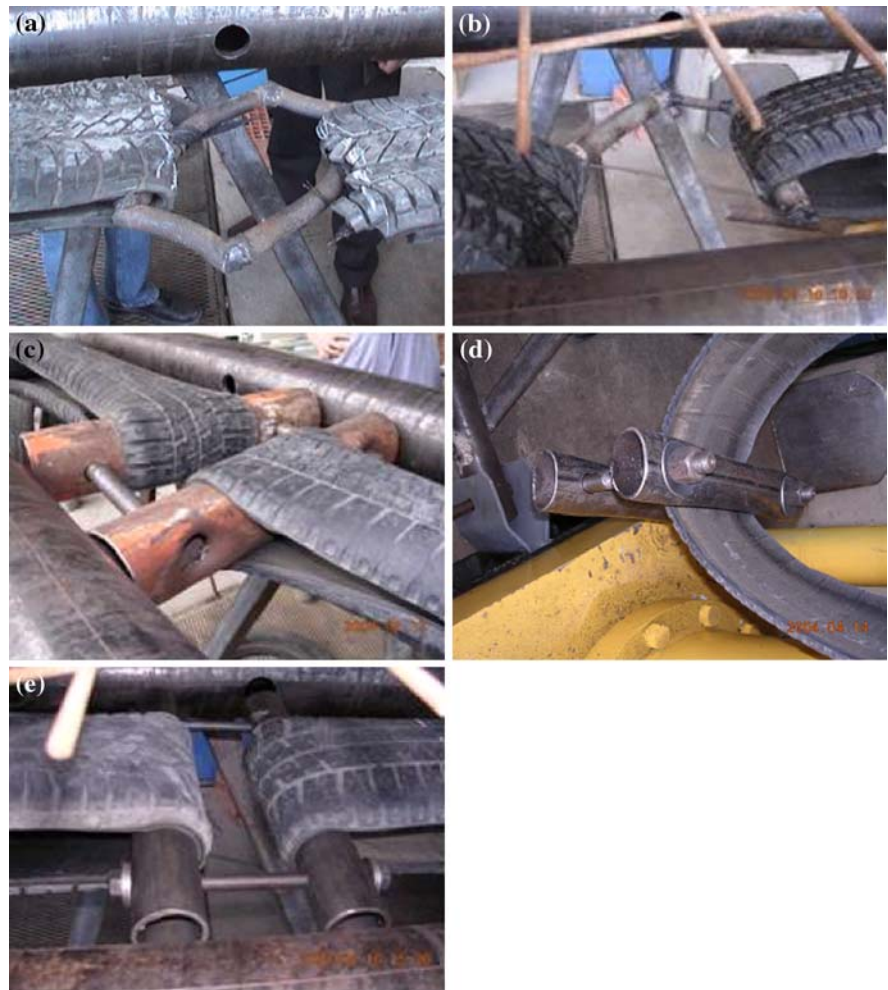
A pair of 78 mm diameter, 4 mm thick, 380 mm long, St37 material steel pipes with  $\phi 18$  mm diameter holes on either side to pass and tighten  $\phi 16$  mm bolts were used for the third test. The failure of the connection was due to punching of the bolts through the holes of the pipe (Fig. 7c). As the pipe diameter gets too large, the section becomes vulnerable to punching. Increasing the pipe wall thickness would be a waste of resources and an optimum solution must be searched.

The fourth attempt was made by a connector pipe of 72 mm diameter and 4 mm thick pipe walls but using washers around the bolts. Some level of yielding around the holes was observed for the 72 mm diameter pipe (Fig. 7d) although washers were used to distribute forces and reduce stress concentration around the pipe holes by enlarging the load-bearing area in order to prevent the punching failure.

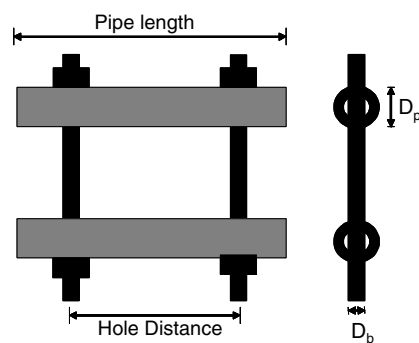
Finally, in the case of the fifth attempt, a 49 mm diameter pipe connector (Fig. 7e) was used which remained elastic and successfully transferred the forces between STRs. The hole diameters were then further reduced down to  $\phi 14$  mm by using smaller size  $\phi 12$  mm bolts (in an attempt to optimize for bolt cost) and double washers were used at each bolt location.

The developed STR chain connector shown in Fig. 8 is a simple, efficient, and low cost connector. The details of five different connector types, tested in this study, are summarized in Table 2. The bolted connection between the pipes also enables

**Fig. 7** Types of connectors tested for STR



**Fig. 8** Connection apparatus



application of post-tensioning force by turning the nuts using a hand wrench and does not require costly and difficult to operate tools such as hydraulic jacks [20].

### 2.2.3 Rim-ring tests

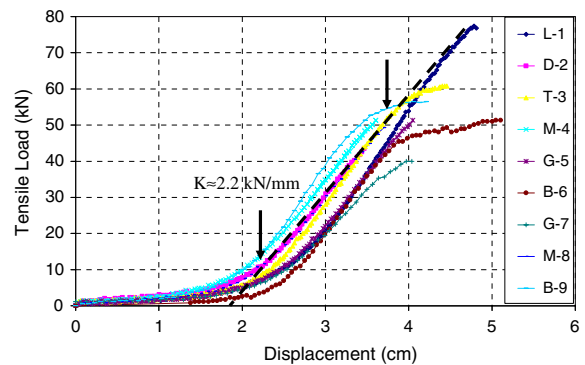
Rim-rings (also called as bead) have many layers of continuous wire hoops (Fig. 9) and located on either

**Table 2** Details about the connection apparatus

Test number	Pipe or bar diameter (mm)	Pipe thickness (mm)	Pipe length (mm)	Hole distance (mm)	Bolt diameter (mm)	Type of connection
1	18(St42)	–	205	–	18(S420)	Welded
2	34(St37)	4	220	–	16(S420)	Welded
3	78(St37)	4	380	250	16(6.8)	Bolted
4	72(St37)	4	330	250	16(6.8)	Bolted
5	49(St37)	4	330	250	12(6.8)	Bolted

**Fig. 9** Cross section of scrap tires

side of tires at the rim section (Fig. 1c and g). Steel wires found in rim-rings are densely placed compared to the wire mesh in STRs (Fig. 9). To measure the tensile load capacities of rim-rings, nine single rim-ring tests were conducted. The mean and standard deviation of ultimate tensile load capacities of rim-rings were found to be 53.5 kN and 10.9 kN, respectively. The load-deflection curves for rim-rings shown in Fig. 10 dominantly illustrate tensile load behavior of high-strength steel material. The initial low stiffness loading plateau is the part where circular shape of the rim-ring is straightened out and rubber material between the steel and test machine are squeezed tight. The high-stiffness curve observed between 2 cm and 4 cm deformation in Fig. 10 is the part where steel rings take the axial tensile load. The approximate total length of a 14 inch rim ring is 112 cm. A total linear deformation of about 1.5 cm over tensed ring length of 56 cm refers to about 2.6% strain ( $26,800 \mu\epsilon$ ). The tensile load capacity of 53.5 kN generates about 2,130 MPa which may be classified as ultra-high-strength steel or

**Fig. 10** Tensile load versus displacement of rim-rings

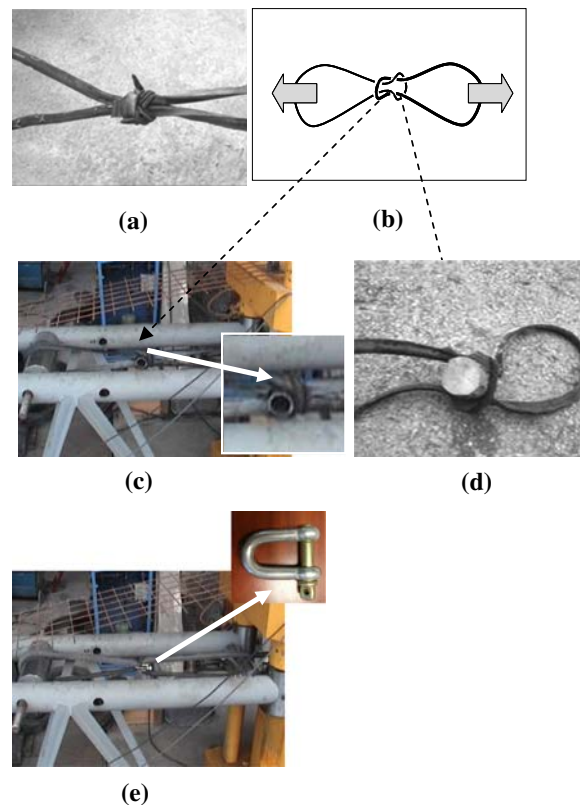
super alloy [21, 22], considering the example shown in Figs. 9 and 10 with a total number of  $2 \times 16$  rim-ring wires of  $\phi 1$  mm diameter located on either side of the ring for a total area of  $32 \text{ mm}^2$ . The High-Alloy Hardenable Steels and Martensitic Stainless Steels have yielding capacities of 1,240 MPa and 1,750 MPa, respectively [21]. Although exact steel type in rim-rings is not known, based on the

low-ductility (about 2.6%) and ultra-high strength (about 2,130 MPa), the rim-ring wires are expected to be one of the two types mentioned above or their similar equivalents [23]. The tensile capacity of the rim-rings is affected by the cord diameter, tire brand, and level of deterioration of the rubber layer covering the steel. The rubber layer works in tension and transfers shear forces between steel cords. The strength of steel cord filaments is related to the logarithmic value of the filament size [23]. Extreme deterioration and tearing of scrap tire rubber layer with exposure to atmospheric conditions might cause corrosion and section loss of steel wires and cables.

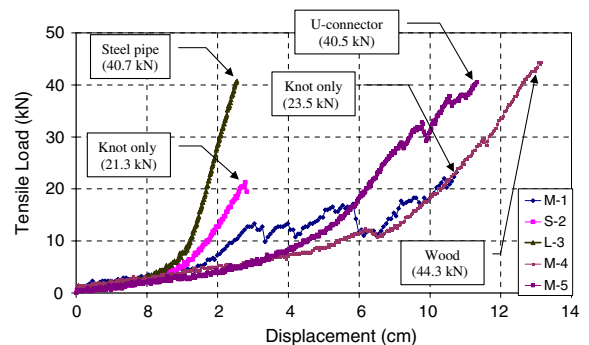
#### 2.2.4 Connected rim-ring tests

A chain of rim-rings can be used to apply post-tensioning similar to STRs. The connection between the rim-rings should be low-cost and capable of transferring the axial load to the next rim-ring. Furthermore, the connector should have soft curves and avoid sharp direction changes to generate stress concentrations and prevent a premature failure.

Numerous connection tests were conducted to obtain a proper connection with adequate strength in rim-ring connections. The first two attempts to bond two rim-rings were made by passing two rim-rings through each other and forming a knot among them (Fig. 11a and b). The knot can be repeated many times to generate a chain of rim-rings. However, excessive bending and stress concentrations at the knot joints caused premature failure of the connections at about 20 kN as cracking and snapping sounds were heard, while the single rim-ring tension tests performed much better with an average tension capacity of 53 kN. In the third and fourth tests, 40 mm diameter cylindrical steel pipe and 85 mm diameter wooden log pieces were inserted to the center of the knot before loading rim rings, in order to reduce the stress concentrations at the knot zone (Fig. 11c and d). Consequently, the ultimate strength capacities increased to 40 kN doubling the capacity of the knot connection. An additional fifth trial using a U-shaped steel bolt (Fig. 11e) was conducted with a similar capacity value of 40.5 kN as the 3rd and 4th trials; however, the connector is more expensive. When the load-deflection curves of all five tests are examined (Fig. 12), the steel pipe test has the most



**Fig. 11** Connection types of rim-rings. (a) Knot (b) knot illustration (c) steel pipe at knot (d) wood at knot (e) u-connector



**Fig. 12** Tensile load versus displacement graphs of connected rim-rings

clean response. The wood deforms under pressure applied by the rim rings and allows larger deformations before failure. The U-connector should have a large bar diameter in order to prevent premature failure due to stress concentrations on the rim-ring cables. The steel pipe or wood piece placed at the eye of the knot is a simple, high capacity, and low cost

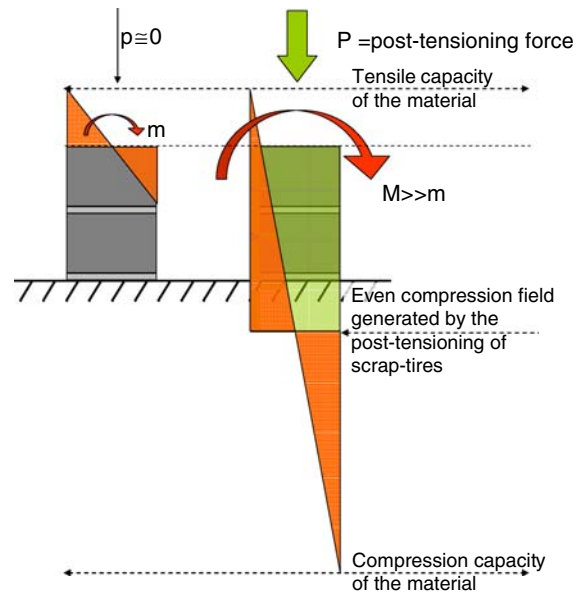


option compared to the knot only and U-shape bolted connections.

### 3 Demonstration on hollow concrete brick strip walls

General applications of post-tensioning are frequently used in the civil engineering practice when a material is weak in tension and much stronger in compression, such as concrete. Application areas such as the cases of long and slender concrete poles used for street lighting, long span bridge concrete girders, and wide slabs are a few common examples. Masonry walls are also strong in compression and weak in tension leading to sudden-brittle collapse, as in the case of out-of-plane bending during earthquakes, which may be greatly improved by post-tension applications. The tensile capacity of brittle materials may be assumed as 1/10 of their compressive strength, similar to concrete, gypsum, and glass [24]. The unreinforced masonry (URM) walls are expected to present similar behavior in tension and compression since the mortar layer, bricks, briquettes, stone layers, adobe etc has high compressive strength with low tensile capacity. Application of an even compression field by post-tensioning would shift the neutral state of stress into compression field, multiple times the tensile capacity (Fig. 13). Any bending moment would normally create tension and compression stresses towards the opposite faces of a wall, while the formation of tensile stresses would be delayed by the even compression field under post-tensioning. The cracking moment in an unmodified URM walls generates a brittle failure as the tensile stress capacity is reached; however, the cracking moment can be increased multiple times with post-tensioning. If the compressive capacity is assumed to be 10 times the tensile capacity, a post-tensioning stress level of 4.5 times the tensile capacity would theoretically cause 5.5 times strength improvement in out-of-plane bending (Fig. 13). Strengthening economy class houses in developing countries might be possible using easy to obtain and implement STR chains.

Usage of scrap tires for masonry wall strengthening in out-of-plane bending direction is illustrated by using two hollow brick (briquette) masonry strip wall tests. A constant moment region of 1/3rd of the wall height is generated by the setup to test out-of-plane



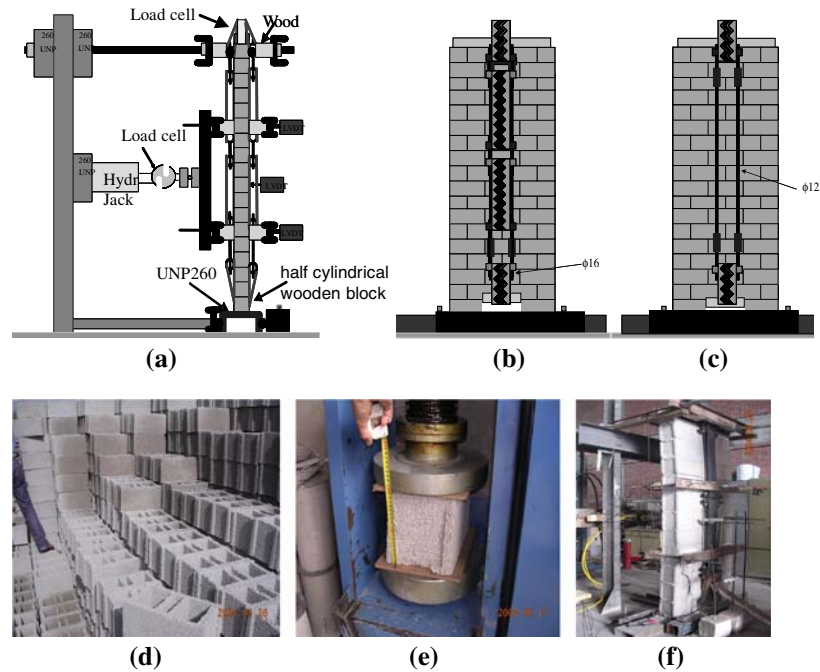
**Fig. 13** Theoretical background of post-tensioning by scrap-tires on URM walls

bending capacity of strip walls (Fig. 14a). Bending loading tests before and after post-tensioning on the walls were performed in order to observe the effect of STR strengthening.

The first strip wall specimen was prepared by using STR chain (Fig. 14b) which is applied from both sides of the wall wrapping it in the vertical direction. The STRs are placed over two half cylindrical wooden logs at the ceiling and floor level holes to prevent stress concentrations and distribute forces on the wall. Cement and lime mortar is used between the wooden cushion and the wall to maintain an even contact surface. The second strip wall test incorporated usage of a hybrid system, which consist of only two STRs at top and bottom connected by vertical rebars (Fig. 14c), in an attempt to have a simpler system with further reductions in cost and application time.

Prior to testing the wall specimens, direct compression tests were performed on briquette specimens to establish the post-tensioning force level (Fig. 14e). The axial loading tests on single briquette samples showed that a briquette can carry forces about 50 kN in direct compression. Although optimum level of post-tensioning force is half of the axial load capacity, considering the self-weight of the roof and other possible elements of masonry houses, a 10 kN

**Fig. 14** Hollow concrete brick (briquette) wall tests. (a) Side view (b) front view (c) hybrid wall (d) briquette storage area (e) briquette axial compression test (f) test picture



axial post-tensioning load was considered for the briquette wall tests. A total of 30 kN post-tensioning force was applied on the strip walls, since the walls had three briquette blocks on a row Fig. 14f.

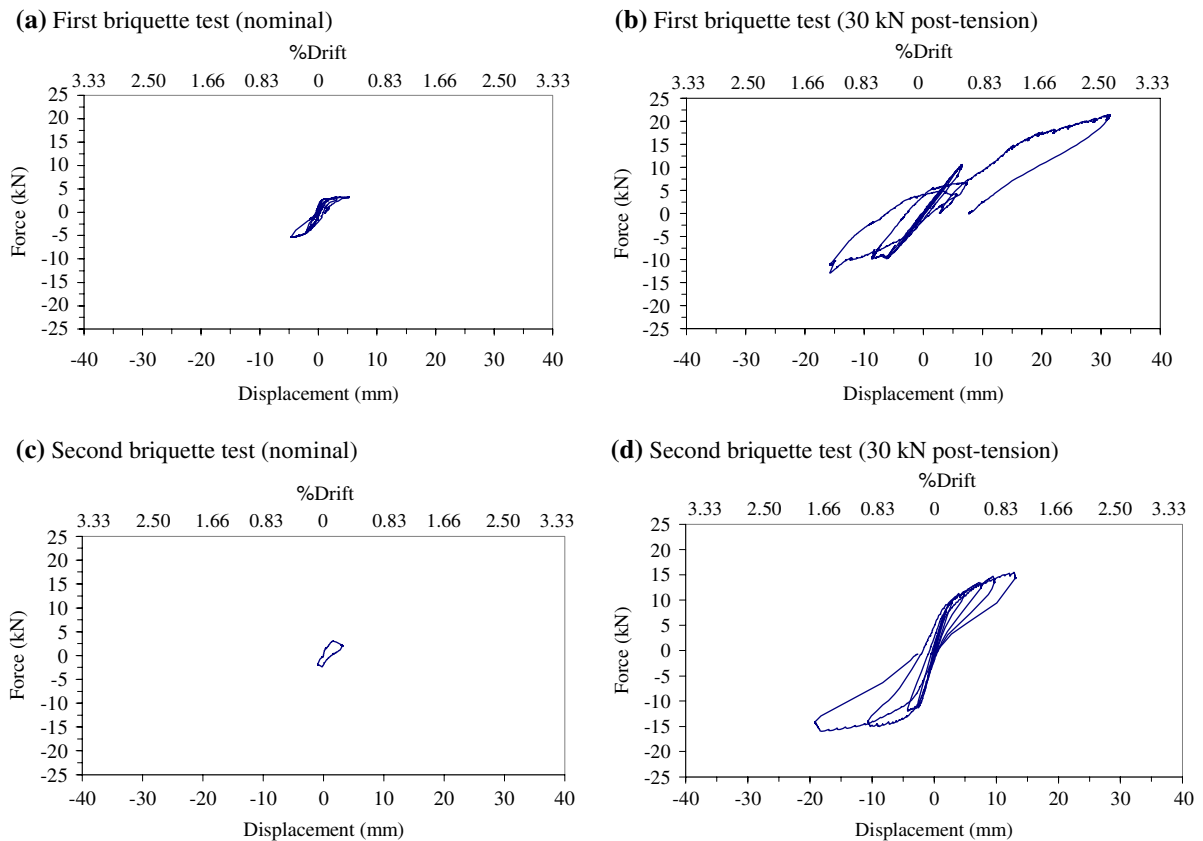
Lateral load versus lateral displacement graphs of the first test before and after STR strengthening and the second test for before and after hybrid STR strengthening are given in Fig. 15. Both of the tests indicated that the initial out-of-plane bending capacity of the walls were about 3 kN, which was greatly enhanced after the STR strengthening to a level of 15 kN. About 5 times strength improvements in both tests were also associated with more than 15 times energy dissipation capability increase and impressive ductility improvements.

The qualitative comparison of before and after STR based post-tensioning tests of the strip URM wall test specimens are organized in Table 3. The hybrid system with STR and rebars performed as good as the STR chain case with a minor difference in the drift amount. The hybrid system reached at its elastic limit at about 1–2 mm which is one third of the STR chain based system which remained elastic until 3–6 mm drift (Table 3). The STR chain system Fig. 14b had 3 times more elastic tires compared to the hybrid system Fig. 14c. Therefore, the overall stiffness of the post-tensioning material in hybrid

case is 3 times the stiffness of the STR chain wall, which seems to affect the linear elastic drift capacity of the masonry briquette strip walls.

The post cracking behavior in bending direction of the URM briquette strip walls can be observed by measuring the vertical force acting over the strip wall. Figure 16a and b show the change of post-tensioning force as a function of lateral load and lateral displacement, respectively. The post-tensioning force acting on the wall in vertical direction remains fairly constant during the linear range of the wall. Before cracking of the wall in bending, the tensile stresses are suppressed by the even compressive stress field generated by the STRs (Fig. 16a). Following the crack formation, a sudden increase in the lateral force is observed as the wall goes in to nonlinear range. The same increase in the post-tensioning force is observed when post-tensioning force versus lateral displacement of the wall in out-of-plane direction is plotted in Fig. 16b. The crack opening causes further elongation and stretching of the STR, in turn causing increase in post-tensioning force. The mechanism of post-tensioning force increase is illustrated in Fig. 16c. The crack opening becomes a linear function of the lateral displacement for small angles which is also experimentally observed in Fig. 16b. The strength increase in the non-linear range is





**Fig. 15** Briquette wall load-deflection graphs. (a) First briquette test (nominal) (b) first briquette test (30 kN post-tension) (c) second briquette test (nominal) (d) second briquette test (30 kN post-tension)

**Table 3** URM wall test comparison table

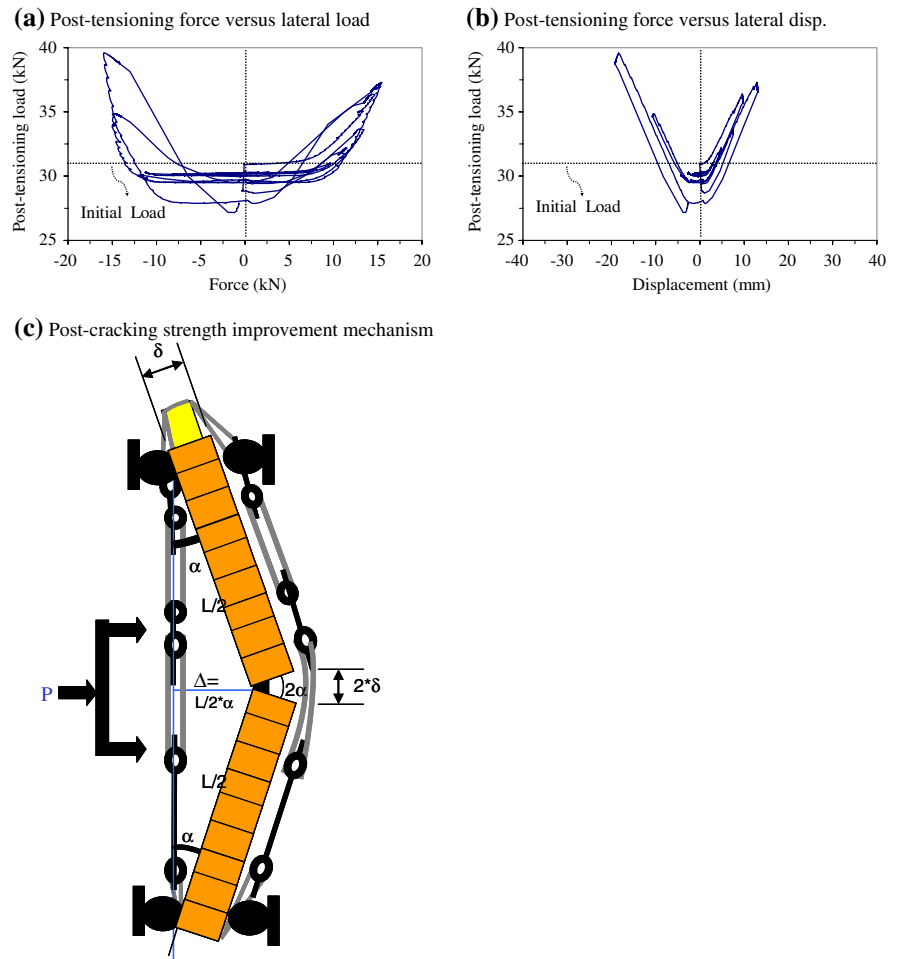
Wall test	Before STR post-tensioning			After STR post-tensioning		
	Elastic range force (kN)	Elastic lateral drift (mm)	Ultimate force capacity (kN)	Elastic range force (kN)	Elastic lateral drift (mm)	Ultimate force capacity (kN)
First wall	3	2	2.5	10	6	>16
Second wall	3	1	3	10	3	>16

governed by the compressive strength of the URM wall, which turned out to be the same in both wall tests (Table 3). On the other hand, the drift ratio and energy dissipation capacity would be a function of the STR link stiffness. As the material between the top and bottom sides of the wall gets more flexible, the drift capacity and energy dissipation amount are increased. Therefore, a more flexible post-tensioning link is desirable for increased drift and energy dissipation capacities, which make the STR based post-tensioning technique to have ductility advantages over only steel based URM wall post-tensioning.

Furthermore, even the deformations in the nonlinear range are recovered back by the elastic nature of the STRs as seen in Fig. 15d. Note that the irregular behavior in Fig. 15b was caused by a premature shear failure at the base of the strip wall, as the opened whole width at the base support was too large leaving only two small blocks at the sides.

The cost of the STR based strengthening was calculated to be less than 0.80 USD/m<sup>2</sup> for a 130 m<sup>2</sup>, single storey library building pilot study in Antakya, Turkey. The initial cost comparison of STR chain (Fig. 14b) and hybrid application

**Fig. 16** Second briquette wall post-tensioning force versus lateral load and displacement graphs. (a) Post-tensioning force versus lateral load (b) post-tensioning force versus lateral disp (c) post-cracking strength improvement mechanism



(Fig. 14c) in León, Nicaragua revealed about 80% reduction in material costs. Lesser number of pipe connectors and smaller lengths of threaded bars are used when the hybrid system is used. A portable welding machine with a generator was proved to be capable of serving to the whole community's strengthening works.

#### 4 Detailing studies

The STR based post-tensioning application details were determined in Antakya, Turkey field application study. The STRs are placed between two holes opened at the top and bottom of walls using a chisel and hammer (Fig. 17a). After the STRs are passed through the opened holes, half circular wooden logs

are placed between the wall and STR for even stress distribution and prevention of sharp wall corners. A mortar layer between the wall and wooden log would improve force transfer between STR and the wall. Placing metal pipes through STRs (Fig. 17b) and turning bolts on threaded bars (Fig. 17c) enables stretching of the STRs and application of post-tensioning on the walls. The STR application is preferred to be covered by gypsum or plywood panels from the inside and U-shaped briquettes from the outside to protect STR against fires and harmful ultraviolet rays of sunlight (Fig. 17d). Alternatively, the STRs can be covered by mud or gypsum paste against fire or sunlight. Covering process would also give a "column-like" pleasing look and prevent any possible odors that may come from the scrap tires.

**Fig. 17** Preparation and application of scrap tire based post-tensioning on URM walls. (a) Opening holes above and below the URM walls and passing STR (b) half-cylindrical wooden log and pipe placement (c) post-tensioning by turning bolts on connections (d) decorative cover solutions by gypsum, plywood panels, and U-briquettes



## 5 Conclusions

In this study, the recycling of used (scrap) tires for seismic strengthening of masonry walls was investigated, which is considered to be a low-tech and low-cost alternative to other available methods. The scrap tire tread rings (STR) can be simply obtained from scrap tires by using a utility knife. Pipe connections

are simple enough to manufacture at every village which allows post-tensioning to be applied by turning bolts without need for advanced tools like hydraulic jacks and locking devices. The STR based strengthening is considered for poor residents of masonry houses located in seismically active and developing countries. Furthermore, recycling scrap tires is an environment friendly and sustainable approach.

Increasing the out-of-plane bending capacity and ductility of masonry walls would greatly enhance the performance of masonry houses since often times walls fail in perpendicular direction to their planes and therefore neither would be able to support the roof nor resist in-plane shear forces.

The tensile stress of the composite section of STR at rupture is found to be 35 MPa with a standard deviation ( $\sigma$ ) of 8 MPa. The ultimate tensile load capacities of 76 STR samples obtained as 133 kN on average ( $\sigma = 32$  kN) shows that STRs are well capable of generating considerable amount of post-tensioning forces on masonry walls. The force capacity is doubled since the STRs are placed over inner and outer surfaces the wall, passing through two holes located at the ceiling and floor levels and applying compressive forces on the walls. Although STRs are preferred, the rim-rings can be also used as an alternative to apply post-tensioning loads in the range of 80 kN on either side of the wall as two rim-rings are obtained from a single tire. The total design load applied on the walls by STR and rim-ring can be defined as 133 kN and 80 kN, respectively considering tensioning would be applied at both sides of the wall and 2.0 is used for the factor of safety.

The STR application was demonstrated on two hollow concrete brick (briquette) strip walls. The post-tensioning force was simply applied by turning bolts of the STR connectors. Before and after tests of the two walls for STR post-tensioning force of 30 kN shows that the out-of-bending capacity of the two wall specimens were increased about 5 times, with more than 15 times energy dissipation capability increase and ductility improvements.

Using scrap tires instead of steel cords has the advantage of sustaining the post-tensioning force on the wall for larger deformations. The STR is relatively more flexible compared to steel and requires shortening in the order of centimeters to lose the post-tensioning force; however, steel is very rigid compared to STR and can quickly lose the post-tensioning force as the wall starts to crack and crush in the order of millimeters. Furthermore, connection details of STR application at the top and bottom of the wall are much simpler, robust, and low-cost compared to similar steel connectors.

The outcomes of scrap tire usage are not only limited by easy access to cost-efficient strengthening material but also have positive effects on

environmental concerns due to recycling. Recycling of scrap tires on a global scale can drastically reduce waste yards for soil and atmospheric contaminations including large scale tire fires.

**Acknowledgements** Authors greatly acknowledge contribution of Mr. Murat Erdogdu for the direct tension tests of additional STRs. This study is a part of “Seismic Performance Improvement of Masonry Houses” project, financed by World Bank DM-2003 and TÜBİTAK MAG (İÇTAG) 104I011 (I599/01). Dr. M. Saatcioglu’s initial guidance, and inspiration are kindly acknowledged by the authors. Special thanks for the graphical illustrations handcrafted by Melih Turer. Help received from Odabasi municipality in Antakya, Turkey and CARE in León, Nicaragua are greatly appreciated.

## References

1. Ohio Department of Natural Resources, Division of Recycling and Litter Prevention (2005) <http://www.dnr.state.oh.us/recycling/awareness/facts/tires/rubberrecycling.htm>. Cited 04 Dec 2006
2. Epps JA (1994) Uses of recycled rubber tires in highways, *Synthesis of Highways Practice*, vol 198. Transportation Research Board, National Research Council, Washington, DC
3. Huang B et al (2004) Investigation into waste tire rubber-filled concrete. *J Mater Civ Eng* 16(3):187–194
4. Amirkhanian S (1997) Utilization of waste materials in highway industry—a literature survey. *J Solid Waste Manag* 24(2):94–103
5. Douglah S, Everett JW (1998) Scrap Tire disposal: I. Survey of the state programs. *J Solid Waste Technol Manag* 25(1):40–50
6. Li G et al (2004) Development of waste tire modified concrete. *Cement Concrete Res* 34(12):2283–2289
7. Twigger L et al (2003) Usage of solid waste fuels in cement and lime ovens—an international perspective. Turkish Cement Manufacturers’ Association—TÇMB, Turkish
8. Turer A et al (2006) Performance improvement studies of masonry houses using elastic post-tensioning straps. *Earthquake Eng Struct Dyn* 36:683–705
9. Bruneau M (1994) State-of-the-art report on seismic performance of unreinforced masonry buildings. *J Struct Eng (ASCE)* 120(1):230–251
10. Tornabvie M (1997) Seismic design of masonry structures. *Prog Struct Eng Mater* 1(1):88–95
11. Benedetti D, Carydis P, Pezzoli P (1998) Shaking table tests on 24 simple masonry buildings. *Earthquake Eng Struct Dyn* 27:67–90
12. Abrams DP (2001) Performance-based engineering concepts for unreinforced masonry building structures. *Prog Struct Eng Mater* 3(1):48–56
13. Paquette J, Bruneau M (2003) Pseudo-dynamic testing of unreinforced masonry building with flexible diaphragm. *J Struct Eng (ASCE)* 129(6):708–716

14. Doherty K, Griffith MC, Lam N, Wilson J (2002) Displacement-based seismic analysis for out-of-plane bending of unreinforced masonry walls. *Earthquake Eng Struct Dyn* 31:833–850
15. Foti D, Monaco P (2000) Post-tensioned masonry: state of the art. *Prog Struct Eng Mater* 2(3):311–318
16. Ganz HR (1991) Post-tensioning masonry structures. VSL report series 2. Berne, Switzerland
17. Discount tire (2006) <http://www.discounttire.com/dtcs/infoTireConstruction.dos>. Cited on 10 Dec 2006
18. Ward IM (1983) *Mechanical properties of solid polymers*, 2nd edn. Wiley, NY
19. Tire Rack, Speed Rating, Load Index & Service Descriptions (2006) <http://www.tirerack.com/tires/tiretech/techpage.jsp?techid=35>. Cited on 14 Dec 2006
20. Turer A (2005) World Bank DM2003 #1451 Seismic Performance Improvement of Masonry Using Scrap Tires Final Report
21. Key-to-steel, KTS knowledge base, steel database (2006) <http://www.key-to-steel.com/Articles/Art99.htm>. Cited on 10 Dec 2006
22. AB Sandvik Materials Technology (2006) [http://www.smt.sandvik.com/sandvik/0140/extranet/se02336.nsf/GenerateFrameset1?readForm&url=http://www.smt.sandvik.com/sandvik/0140/extranet/se02336.nsf/\(DocumentsInternetWeb\)/1FF54B8148F33691C1256E63004C0F8A](http://www.smt.sandvik.com/sandvik/0140/extranet/se02336.nsf/GenerateFrameset1?readForm&url=http://www.smt.sandvik.com/sandvik/0140/extranet/se02336.nsf/(DocumentsInternetWeb)/1FF54B8148F33691C1256E63004C0F8A). Cited on 10 Dec 2006
23. Lombaerts J (1997) *Materials world*, vol. 5, no. 6, pp 331–332, June 1997 [http://www.azom.com/details.asp?ArticleID=1137#\\_Background](http://www.azom.com/details.asp?ArticleID=1137#_Background). Cited on 11 Dec 2006
24. Wei J, Dharani LR (2005) Fracture mechanics of laminated glass subjected to blast loading. *Theoretical and Applied Fracture Mechanics* 44(2):157–167

# Seismic base isolation using low-cost Scrap Tire Pads (STP)

Ahmet Turer · Bayezid Özden

Received: 1 December 2006 / Accepted: 26 July 2007  
© RILEM 2007

**Abstract** This paper focuses on the experimental studies conducted on the development of no-cost seismic base isolation pads using scrap automobile tire pads (STP). The mechanical and dynamic properties of STP specimens made from different tire brands, with different number of layers, and orientations are evaluated experimentally. The tests are conducted using (a) axial compression tests, (b) lumped mass small displacement free vibration, and (c) large displacement (inclined plate and reverse-cyclic) static shear tests. The results of these STP tests are compared among themselves and against a commercially available laminated rubber bearing specimen. A general relationship has been proposed which formulates the stiffness differences between the two principal directions of rectangular pads. The paper includes three hypothetical design applications for the use of STPs.

STPs are prepared by placing 18 cm × 20 cm cut tread sections layers of car tires on top each other. Larger size STPs can also be formed by placing longer strips of tread sections (integer multiples of tread width) side by side in alternating direction layers or using a woven structure. Test results have

shown that the friction between tire layers is sufficient to keep layers intact. Although STP application cannot eliminate foundation-basement structural requirements, it presents advantages such as low-technology no-cost pad, weight reduction, ease of handling, simple shear stiffness adjustment by changing the number of layers, and environmental benefits by recycling scrap tires.

**Keywords** Earthquake · Base isolation · Elastomeric bearing · Scrap tire · Used tire

## 1 Introduction

Seismic base isolation can simply be defined as forming a laterally flexible system between the ground and a structure in order to isolate earthquake-induced seismic forces by increasing the natural period of the structure. Excellent review of earlier work on seismic base isolation and design was presented by Kelly [1, 2] and seismic behavior of base-isolated buildings was discussed by Jangid and Datta [3] including types and response of different types of isolators. The modes of an isolated building change in addition to the general increase in periods. First mode of vibration resembles rigid body motion on flexible isolation layer. Not only the level of input accelerations decreases due to the elongation of periods but also the excitation to the higher modes is filtered out since modes of a linear vibrating system

---

A. Turer (✉)  
Civil Engineering Department, Structural Mechanics Lab,  
Middle East Technical University, Ankara 06531, Turkey  
e-mail: aturer@metu.edu.tr

B. Özden  
Scott Wilson Group, Basingstoke, UK



are mutually orthogonal. If there are high frequency (low period) energies in the earthquake motion, they cannot be transmitted to the structure [1]. Close to rigid body motion of the building reduces the inter-story drifts and demand on the structural members. Since the vibrations of the building are also reduced, the damage to the occupants is also low [4].

Seismic base isolation systems can be classified as Laminated Rubber Bearing (RB) system, New Zealand (NZ) bearing system that incorporates a central lead core, pure-friction (P-F) base isolator system, resilient-friction base-isolation (R-FBI) system that contains Teflon coated plates cast in rubber with a lead core, Electric de France (EDF) system that incorporates RB system topped with lead-bronze sliding friction system as a remedy for large forces and displacements, sliding resilient-friction system which is similar to EDF but will activate after a certain level of lateral force, friction pendulum systems, and high damping rubber bearings [3]. All bearings provide low horizontal and high vertical stiffness properties to permit structure's horizontal movement while preventing rocking-vertical motions, respectively. Horizontal steel reinforcement in RB prevents lateral bulging and provides high vertical stiffness. Rubber layers between steel reinforcement provide low lateral stiffness for seismic isolation.

The idea of obtaining elastomeric isolators from used tires mainly comes from the fact that car tires are made from rubber and have steel mesh reinforcement in the tread section (Fig. 1a). Scrap Tire Pad (STP) is made by placing layers of scrap tire thread sections on top of each other in an attempt to mimic the behavior of RB. The wire mesh inside the tires is vulcanized with rubber and runs in two close-to-orthogonal directions (Fig. 1b). The layers placed on top of each other resist the bulging action due to the existence of steel mesh inside tire layers (Fig. 1c) and allow lateral motion due to its rubber content, similar to conventional RB (Fig. 1d). Hence, steel cords inside tire layers generate a similar effect as the steel layers inside elastomeric isolators (Fig. 2). An STP is obtained by cutting the sidewalls of a used tire (Fig. 3a) to form a tire ring (Fig. 3b), which is then further divided into equal lengths to obtain tire layers (Fig. 3c). Each tire layer (Fig. 3d) is then placed on top of each other to form an STP (Fig. 3e). The horizontal stiffness of an STP can be simply adjusted by changing the number of layers; larger number of

layers would make the pad more flexible in the horizontal direction. For larger size STPs, the tire layers can be prepared in lengths that are multiples of the tire width, which would allow placement of tire layers in alternating directions (Fig. 3f); woven structured placement may also be possible for improved stability of large STPs (Fig. 3g).

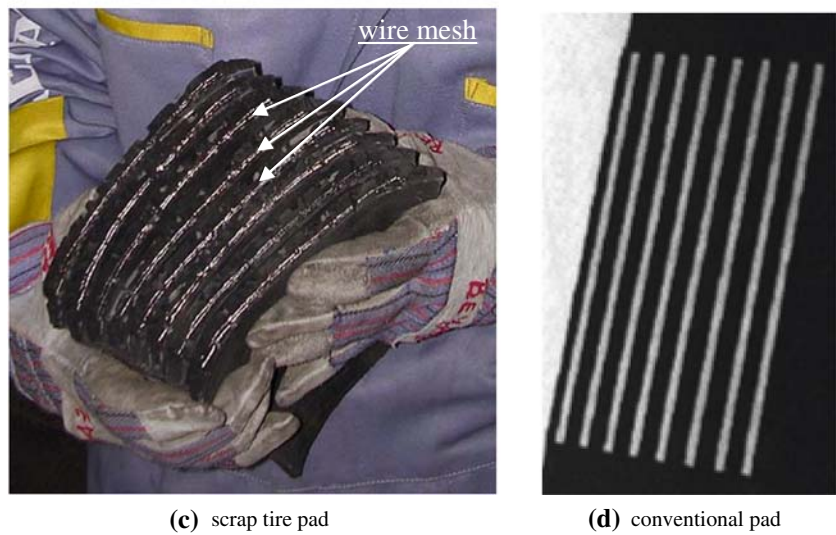
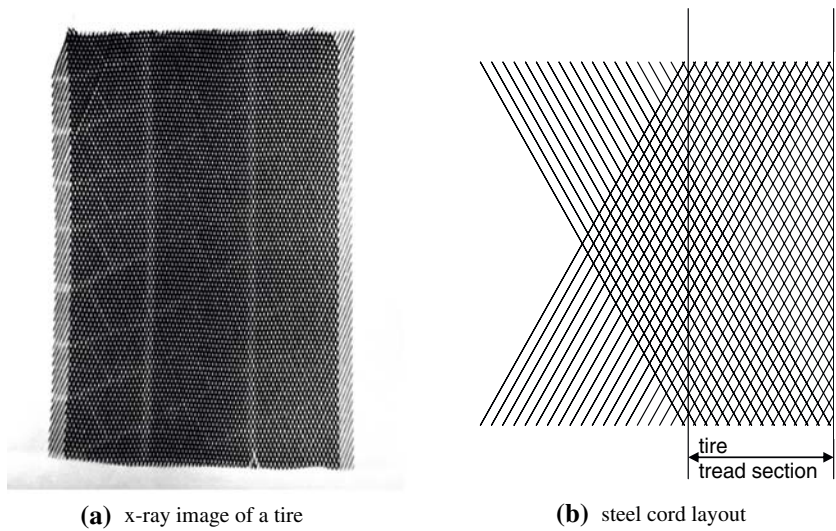
Layers forming an STP can be glued together using epoxy; however, the friction between tire layers is large enough to keep STP layers intact and make them act together. Friction coefficients ( $\mu$ ) between rubber and different materials are available in the literature (e.g., car tire–dry asphalt  $\mu = 0.7$  [5, 6], car tire–concrete  $\mu = 1.0$ , and rubber–rubber  $\mu = 1.15$  [6]) and show that lateral forces larger than the weight of the suspended mass can be transferred between rubber layers without slippage. Therefore, STP layers are expected to resist lateral inertial forces generated by earthquakes that are greater than 1g. Peak ground accelerations are commonly smaller than 1g and seismically isolated structures experience even smaller accelerations.

The mechanical and dynamic properties of various brand STP samples were obtained using axial compression, inclined plate static shear, free vibration dynamic, and large amplitude reversing cyclic static loading tests. STPs were compared against each other and a commercially available single steel layer RB.

## 2 Compression tests

Four different STP specimens were tested under compression and results were compared with respective results of a single steel layer RB. All STP specimens used in compression tests had four layers and were prepared by using four well-known tire brands available in Turkey (Good Year, Michelin, Pirelli, and Lassa) and labeled as G, M, P, and L, respectively. All STP specimens had 180 mm  $\times$  200 mm bearing area and four layers of tires for a total height of 40–50 mm, changing as a function of tire brand and wear and tear level (Table 1). In addition to the four 4-layer STP specimens, a 6-layer G-STP specimen was also tested under compression to investigate the effect of the number of tire layers on the vertical strength and stiffness. The tested RB specimen was a standard 150 mm  $\times$  150 mm  $\times$  40 mm elastomeric pad, containing a single layer of 3 mm thick steel plate.

**Fig. 1** Scrap Tire Pad steel cord layers

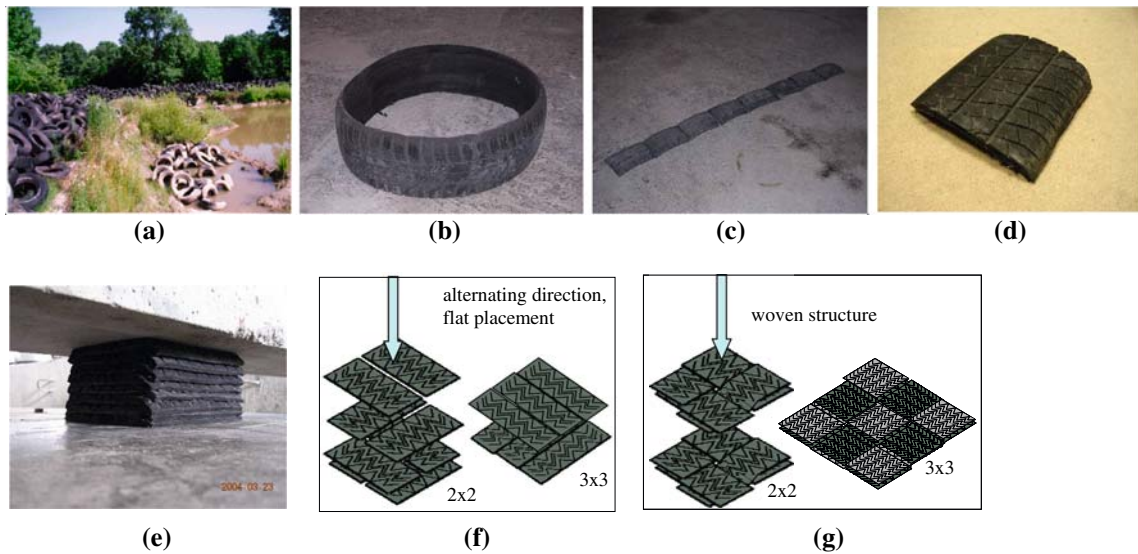


**Fig. 2** RB steel plate and STP steel cord layout and working mechanism

The specimens were tested under cyclic axial load with gradual increments (Fig. 4). Specimen sizes and damage initiation strengths are given in Table 1. Instantaneous compression modulus  $E_{c,ins}$  values of all specimens were calculated using

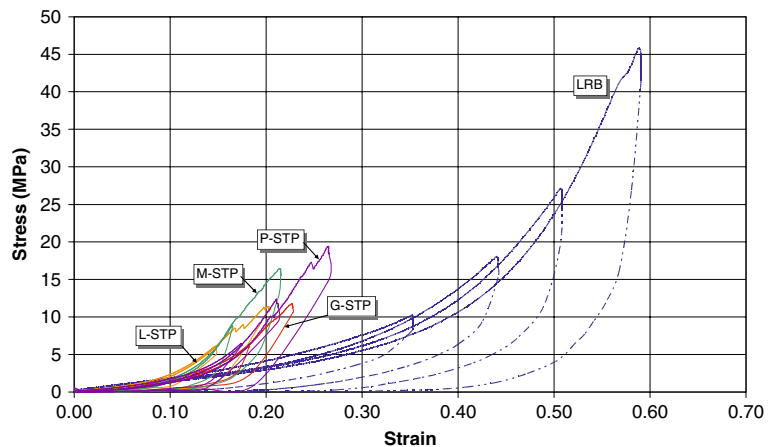
$$E_{c,ins} = \frac{d\sigma}{d\varepsilon} \quad (1)$$

The  $E_{c,ins}$  values were computed at  $\varepsilon = 0.10$  and  $\varepsilon = 0.15$  vertical strain levels and are presented in the



**Fig. 3** Scrap tire terminology and production of STP

**Fig. 4** Compression tests and comparison of STP and RB samples

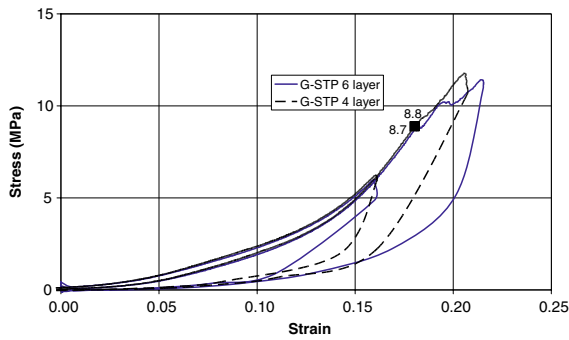


**Table 1** Compression test results of RB and STP specimens

Type	Dimensions (mm)	Number of layers	Strength (MPa)	Compression modulus at $\varepsilon = 0.10$ (MPa)	Compression modulus at $\varepsilon = 0.15$ (MPa)
RB	150 × 150 × 40	1	42.2	25	25
G-STP	200 × 180 × 46	4	8.7	33	95
G-STP	200 × 180 × 69	6	8.8	34	94
M-STP	200 × 190 × 46	4	9.7	50	181
P-STP	200 × 175 × 40	4	10.1	30	74
L-STP	200 × 180 × 50	4	8.5	55	124

last two columns of Table 1. STP specimens generally failed between 0.20 and 0.25 vertical strain levels. The STP failure began at about 8 MPa axial

stress level and was identified by a series of snapping sounds, while RB started showing signs of failure at about 40 MPa. The snapping sounds came from the



**Fig. 5** Compression tests for four and six layer G-STPs

failing wire mesh strands located inside the tires placed in perpendicular direction to the applied loading direction (Fig. 1). Although STPs continued to carry larger loads at higher strains, the axial force level at snapping sounds was accepted as the vertical load capacity of STP specimens since STPs were partially damaged at that level.

The compression modulus and axial load capacities of 4 and 6 tire layer G-STP specimens remained the same with almost identical stress–strain responses (Fig. 5). The layers of STPs are in series with same material-structural characteristics and constant axial load on each layer. Therefore, the overall capacity of an STP is determined by the axial load capacity of each identical tire layer, regardless of the number of tire layers.

The results of the STP and RB axial loading tests are similar to each other in shape and behavior (Fig. 4). The RB sample had only one steel layer with approximately the same total pad thickness as the STP, which resulted in smaller vertical stiffness and larger vertical strains in comparison to the STP specimens. The STP specimens had 4–6 steel layers of reinforcement (i.e., one layer of steel mesh for each tire layer) in the horizontal direction making them relatively stiffer than RB in the vertical direction. However, the amount of steel mesh available inside the tread section of scrap tires is relatively low compared to the 3 mm thick steel plate located inside RB. Although the horizontal reinforcement working mechanism is similar for RB and STP (Fig. 2), lesser amount of horizontal steel inside STPs causes relatively low vertical strength.

For design purposes, the allowable vertical stress of STP is determined by using the lowest axial load capacity of 8.5 MPa (Table 1). When a safety factor

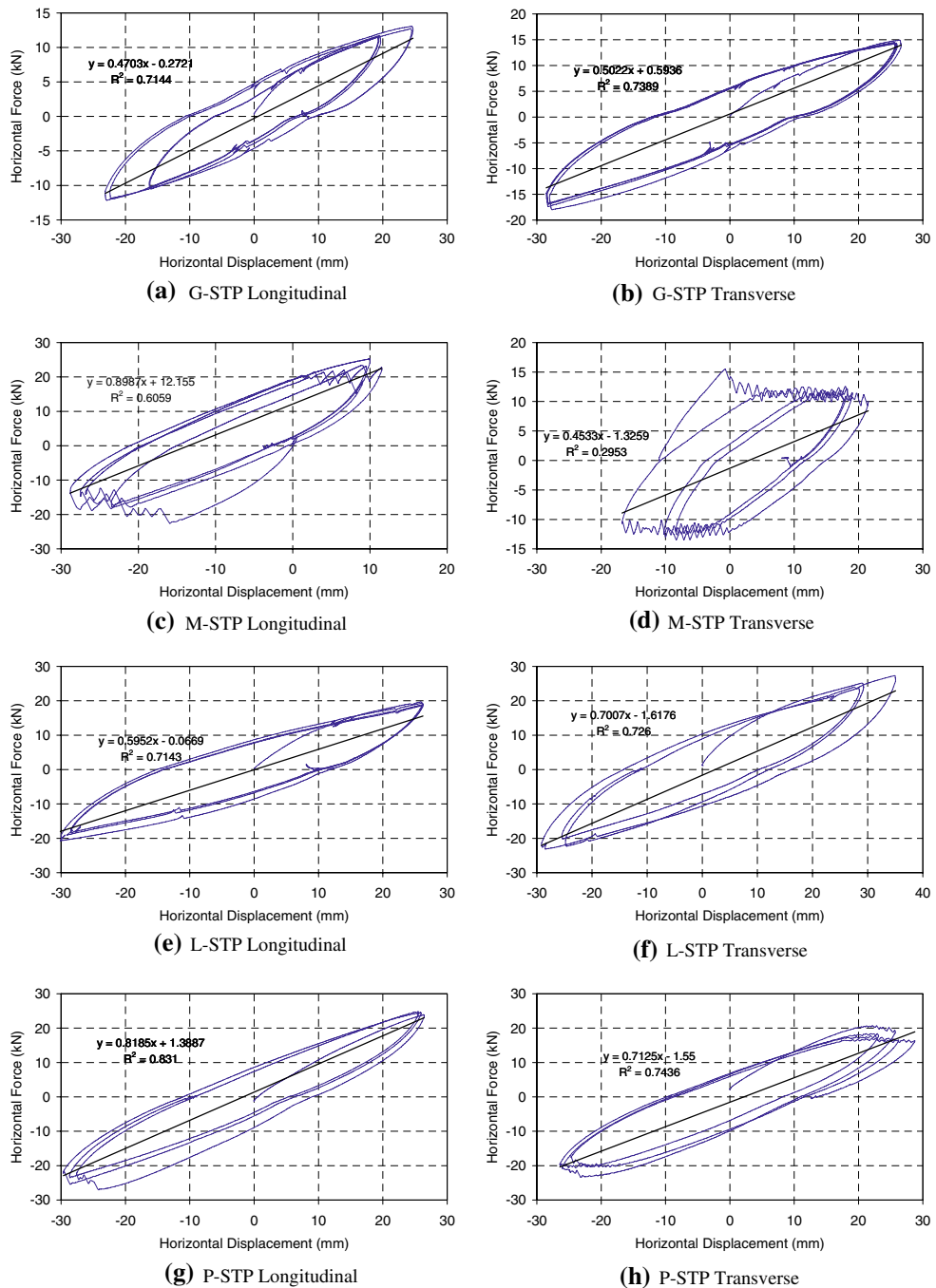
of 2.0 is selected, the allowable vertical stress for STPs turns out to be equal to 4 MPa.

### 3 Reversed cyclic loading tests

Large amplitude, reversed cyclic loading tests were conducted in order to obtain the high-strain shear behavior of STP specimens. A 300 kN horizontal hydraulic jack was used to move a metal plate placed between two identical STP specimens. Specimens were loaded in shear while they were also under axial compression. The vertical load was kept at about 100 kN during the experiments, which generated 2.8 MPa of axial stress on 180 mm × 200 mm STP specimens.

G-STP graphs in Fig. 6a and Fig. 6b show clear hysteretic behavior when the maximum lateral load was applied till about 15 kN which was 15% of the vertical load. The lateral deformation measured in G-STP test was about 20 mm which is equivalent to 43% drift. M-STP specimen shear loading test results presented in Fig. 6c and Fig. 6d show that slippage was initiated at about 20 kN lateral load level, 20% of the axial load, which resemble the Electric de France (EDF) system behavior that incorporates friction surfaces on RB and designed to have friction coefficient ( $\mu$ ) of 0.2 [3]. The slippage progressed beyond the initiation point and the lateral load remained constant as the lateral displacement was further increased. L-STP specimen results in Fig. 6e and Fig. 6f show no slippage although the lateral load was increased beyond 20 kN and the drift reached 30 mm (about 60%). Figure 6g and Fig. 6h show that P-STP specimen started to slip at about 30 mm lateral deformation (about 75% drift) corresponding to a lateral load in the range of 20–25 kN, up to 25% of the axial load.

All STP specimen test results show that slippage is initiated at about 20–25% of the vertical load and at a horizontal displacement in the range of 50–75% of the height. The shape of the hysteresis curves resembles Lead Rubber Bearing (New Zealand system—NZ) at the absence of friction and Electric de France (EDF) system when slippage is initiated at high strains as a remedy for large forces and displacements [3]. The coefficient of friction ( $\mu$ ) between tire layers was found to be between 0.20 and 0.25 based on large deformation reversed cyclic



**Fig. 6** Reverse cyclic test measurements

loading tests, which is quite small when compared to the  $\mu$  values found in the literature [5, 6],  $\mu = 0.7$  between rubber and asphalt and  $\mu = 1.15$  between rubber and rubber. Contrary to the exterior surfaces

of tread sections, the inner sides of tires have a smooth and slippery surface which causes a relatively low friction coefficient between tire layers; dirt on the exterior side might further reduce the friction.



In order to reduce the problem of slippage, the tires can be cleaned before placing in layers and slippery inner surfaces can be roughened using a utility knife. Application of the vertical design stress of 4 MPa, instead of 2.8 MPa, would further delay the slippage problem and improve drift ratios. The rubber surfaces of the scrap tire layers that remain in contact under pressure for extended periods of time are also expected to form partial bonding. Driving a number of steel nails in the vertical direction through the scrap tire layers is also expected to improve the slippage performance. Nevertheless, all of the tests listed in Fig. 6 have performed satisfactorily until 20–25% of the vertical load which would correspond to 0.2 g lateral acceleration. The lateral accelerations developing in a seismically isolated system is expected to be lower than 0.2 g; therefore, STP base isolation system is expected to perform well during earthquakes.

The effective horizontal stiffness values of the specimens were calculated from the secant line of the hysteresis loops given by

$$K_{\text{eff}} = \frac{F_{\text{max}} - F_{\text{min}}}{\Delta_{\text{max}} - \Delta_{\text{min}}} \quad (2)$$

Then, shear modulus values ( $G$ ) were calculated by substituting the effective stiffness values calculated as

$$K = G \cdot \frac{A}{t_r} \quad (3)$$

The equivalent viscous damping values were obtained by utilizing the dissipated energy ( $E_d$ ) and the absorbed energy ( $E_{\text{so}}$ ) in each cycle. The energy dissipation is equal to the enclosed area of the hysteresis loop [7, 8]. The equivalent viscous damping was calculated by

$$\beta_{\text{eq}} = \frac{E_d}{4\pi \cdot E_{\text{so}}} = \frac{E_d}{2\pi \cdot K \cdot \Delta_{\text{max}}^2} \quad (4)$$

The effective horizontal stiffness, corresponding shear modulus, and the equivalent damping values calculated in this way are presented in Table 2. The results show that equivalent damping values are distributed between 18 and 22%, while the stiffness values vary depending on the tire brand and STP dimensions. The equivalent damping ratios obtained from large deformation reversed cyclic tests are in the range of high damping rubber bearings which

are in the range of 10–20% [2]. Similarly, typical unidirectional tests conducted on lead-core rubber bearings are in the order of 15–25% [9], which is similar to the values obtained from the STP tests. The STP stiffness values change between 550 kN/m and 1,000 kN/m. Comparison of shear modulus values indicate that G-STP was made of softer material whereas P-STP was made of harder rubber material. Shear modulus values remained around 1.0 MPa.

The amount of drift that will cause slippage is a function of vertical load, pad stiffness, and friction coefficient. The vertical load ( $\sigma_{\text{vert}} \times A$ ) multiplied by coefficient of friction ( $\mu$ ) yields to the horizontal force which is equal to the horizontal displacement ( $\Delta_{\text{horizontal}}$ ) multiplied by the horizontal stiffness ( $K$ ). Drift is obtained by dividing both sides by  $K$  and pad thickness ( $t_r$ ).

$$\frac{\sigma_{\text{vert}} \cdot A \cdot \mu}{K \cdot t_r} = \frac{\Delta_{\text{horizontal}}}{t_r} = \text{drift} \quad (5)$$

Substituting Eq. 3 into Eq. 5, the amount of drift without slippage is formulated as

$$\text{drift} = \frac{\sigma_{\text{vert}} \cdot \mu}{G} \quad (6)$$

Therefore, the drift without slippage is calculated as 80% by taking coefficient of friction ( $\mu$ ), (allowable) axial stress ( $\sigma_{\text{vert}}$ ), and shear modulus ( $G$ ) values equal to 0.20, 4 MPa, and 1 MPa, respectively. Larger  $\sigma_{\text{vert}}$  or smaller  $G$  values would further increase drift ratio at slippage. Hypothetical examples presented in Sect. 7 show that STPs can be successfully designed using these criteria.

#### 4 Inclined compression tests

The inclined compression test method proposed by Topkaya and Yura [10, 11] was used to test STP specimens and compare with the static reversed cyclic loading and free vibration dynamic test results. The same specimens were used for shear tests, before being tested to failure under compression tests. The six layer G-STP was left out of the shear test program due to the physical limitations of the inclined plate test setup.

The experiment set up was composed of a compression machine and inclined high strength



**Table 2** Large deformation, reverse cyclic test results

Type	Dimensions <sup>a</sup> (mm)	Direction	Horizontal stiffness (kN/m)	Shear modulus (MPa)	Equivalent viscous damping ratio ( $\zeta\%$ )
G-STP	200 × 180 × 46	Longitudinal	548	0.70	16
G-STP	200 × 180 × 46	Transverse	579	0.74	22
M-STP	200 × 190 × 46	Longitudinal	–	–	–
M-STP	200 × 190 × 46	Transverse	–	–	–
P-STP	200 × 175 × 40	Longitudinal	885	1.01	18
P-STP	200 × 175 × 40	Transverse	969	1.01	18
L-STP	200 × 180 × 50	Longitudinal	859	0.97	21
L-STP	200 × 180 × 50	Transverse	745	1.18	18

<sup>a</sup> All STPs are composed of four scrap tire layers

aluminum plates with 10% surface slopes. STP bearings were placed between three inclined aluminum plates and tested under compressive forces (Fig. 7). The lateral component of applied axial force caused the middle plate to shift sideways generating shear deformations on the pads [11]. The lateral displacement of the middle plate was measured by an LVDT and the lateral shear force acting on the pads was computed as a function of the applied vertical compressive force.

Horizontal shear force ( $V$ ) acting on the plates was calculated by multiplying the surface slope of aluminum plates ( $s$ ) and the vertical load ( $W$ ).

$$V = s \times W \quad (7)$$

The shear strain  $\gamma$  in Eq. 8 is equal to the ratio between the lateral displacement ( $\Delta_s$ ) and pad thickness ( $t_r$ ), and can be substituted into the general shear formula shown in Eq. 9 which can also be combined with Eq. 10 to obtain the following shear modulus  $G$  formulation.

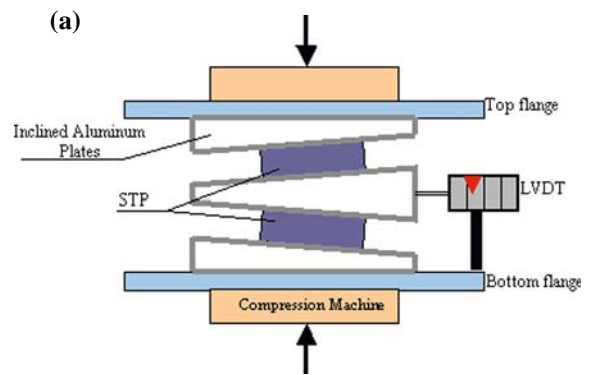
$$\gamma = \frac{\Delta_s}{t_r} \quad (8)$$

$$\tau = G \times \gamma \quad (9)$$

$$\tau = \frac{V}{A} \quad (10)$$

$$G = \frac{V \cdot t_r}{A \cdot \Delta_s} \quad (11)$$

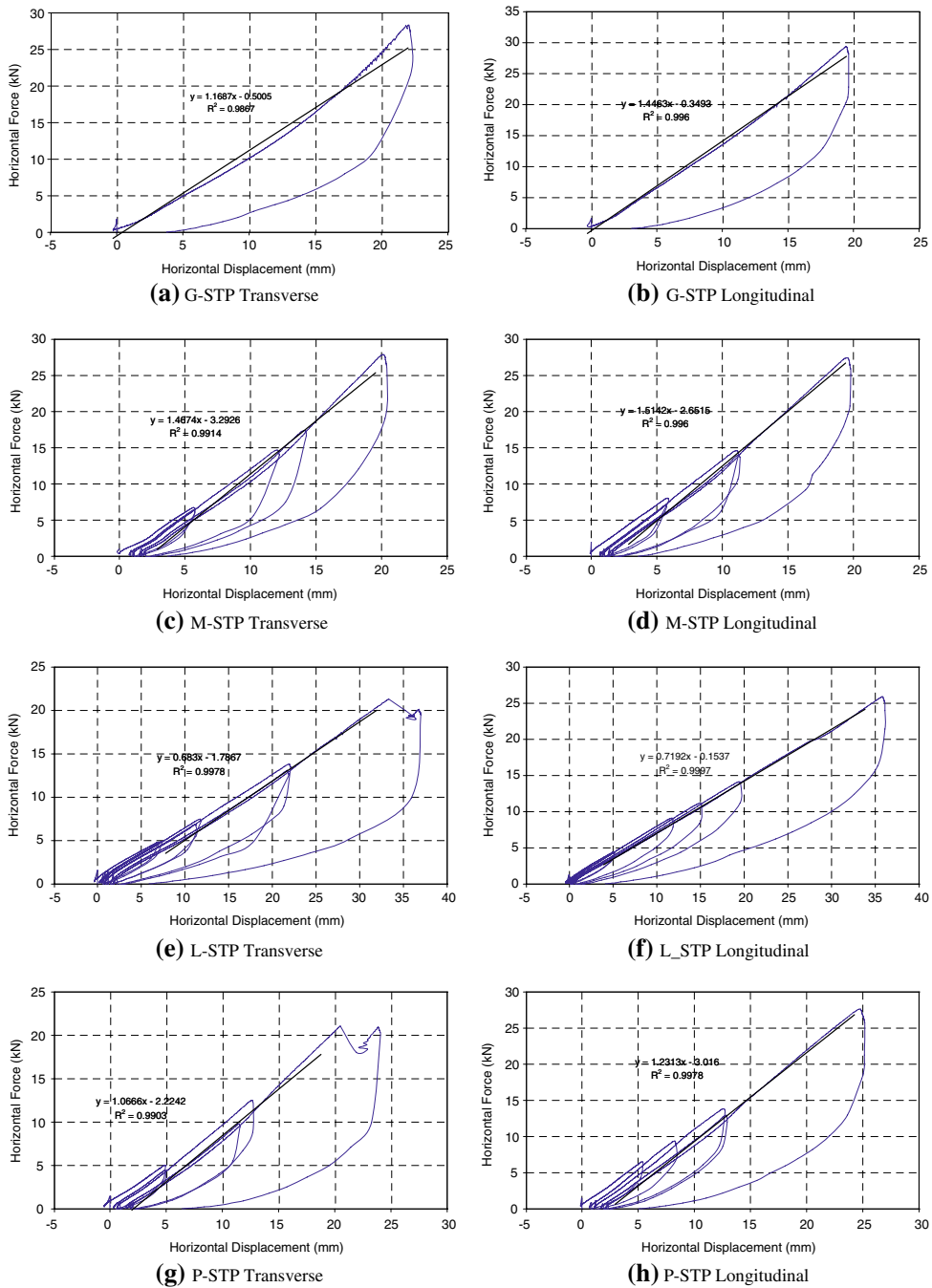
Horizontal force versus horizontal deformation curves of inclined shear test results are presented in Fig. 8. Pad shear modulus values for about 60% shear strain were obtained for the specimens using Eq. 11 and listed in Table 3.



**Fig. 7** Inclined compression test setup

## 5 Discussion of static shear test results

The stiffness and shear modulus values obtained from the inclined plate tests also show variations according to the tire brand and loading direction (Table 3). However, these values are up to two times greater than the values of the cyclic loading tests, although similar strain levels were applied. The initial slopes



**Fig. 8** Results of inclined compression test

of reversed cyclic loading tests are also about two times steeper, but gradually soften until about 10 mm horizontal displacement (30% strain) is reached. The inclined plate test setup increases the vertical load acting on the specimen as a linear function of the

lateral load causing a steeper and linear load deflection curve (Fig. 8); whereas, vertical load remains fairly constant and not changed as a function of lateral load in the reversed cyclic loading test. Furthermore, the load is not reversed in inclined

**Table 3** Inclined plate test results in longitudinal and transverse directions

Type	Dimensions <sup>a</sup> (mm)	Direction	Horizontal stiffness (kN/m)	Shear modulus (MPa)
RB	150 × 150 × 40	–	225	0.4
G-STP	200 × 180 × 46	Longitudinal	1,448	1.85
G-STP	200 × 180 × 46	Transverse	1,166	1.49
M-STP	200 × 190 × 46	Longitudinal	1,512	1.83
M-STP	200 × 190 × 46	Transverse	1,470	1.78
P-STP	200 × 175 × 40	Longitudinal	1,234	1.41
P-STP	200 × 175 × 40	Transverse	1,243	1.42
L-STP	200 × 180 × 50	Longitudinal	720	1.00
L-STP	200 × 180 × 50	Transverse	684	0.95

<sup>a</sup> All STPs are composed of four scrap tire layers

plate testing as an additional drawback. Therefore, the reversed cyclic loading test results were deemed to be more realistic considering the field conditions under an earthquake, although inclined plate test results would still be useful for relative comparison between different test samples.

Negligibly small slippage was observed during inclined plate tests since horizontal force was always equal to 17.6% of the vertical load due to the 10° inclination of the loading plates (Fig. 7b). This observation supports the measurement of 0.20 for the coefficient of friction ( $\mu$ ) between STP layers.

The shear modulus of a rectangular specimen is expected to be independent from the loading direction since shear modulus ( $G$ ) is a material property as defined in Eq. 11. However, the pad stiffness obtained in the longitudinal direction is generally higher than the stiffness in the transverse direction causing a shear modulus difference between the two principal directions, which was also observed by other researchers on independent rectangular elastomeric isolator tests [12]. The stiffness difference is thought to be partly due to rolling effect resistance difference in transverse and horizontal directions (Fig. 7b) as well as bending component difference of the pads.

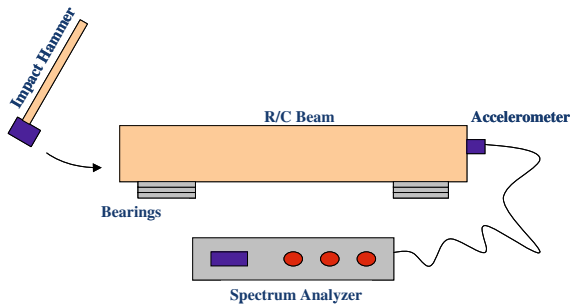
The comparison of RB and STP shear modulus values indicate that the STP has 2.5–4.5 times greater shear modulus values than the RB sample (Table 3). The shear modulus ( $G$ ) values ranging between 0.70 and 1.83 MPa, and curved oval load deflection curve at max 50% horizontal strain resembles the KL301 high damping rubber bearing manufactured by Bridgestone Corporation Ltd, Japan and tested by Kelly and co-workers [13], which had shear modulus

values of about 4.3 MPa at very small strains, 0.65 MPa at 50% strain, and 0.43 MPa at 100% strain. The STP rubber used in tires is expected to be much harder than that of RB since tires should be durable under arduous road and traffic conditions.

## 6 Free-vibration tests using lumped rigid masses

Although free vibration testing is not a common method of isolator pads, small deformation lateral stiffness values and damping coefficients of RB and STP specimens were obtained using free vibration tests in order to solely investigate and compare their results against the static shear test results. Lumped masses, in the form of a heavy beam and a thick slab, placed over two or four symmetrically placed isolator pads were horizontally excited using an impact hammer or initial displacement and free vibrations were measured to obtain the natural frequency and damping of the system (Fig. 9).

The tests were carried out using a unidirectional beam and a bidirectional slab mass which were placed on two and four test pads respectively and excited in the horizontal direction(s) using an impact hammer. A four-meter-long reinforced concrete beam with rectangular cross-section of 0.30 m × 0.40 m was used as a lumped mass (1,100 kg) in the beam setup while a 4,500 kg 2.95 m × 1.5 m × 0.4 m concrete mass was used in the slab setup. A PCB 393C piezoelectric accelerometer and HP 3582A Spectrum Analyzer were used to obtain the dynamic response and to calculate the Fast Fourier Transforms (FFT) of the measured acceleration data. Same STP



**Fig. 9** Free vibration beam test setup

test specimens, which were used in the compression and shear tests, were also used in free vibration tests.

### 6.1 Basic theory of free-vibration testing

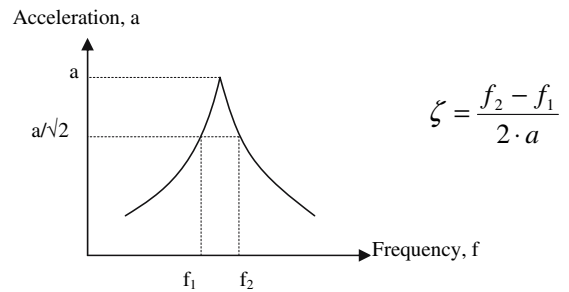
The dynamic response of a single degree of freedom system can be measured and converted into basic engineering terms. The relationship between stiffness, mass, and frequency of a system is well known as

$$f = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{K}{M}} \quad (12)$$

where,  $K$  is number of pads times each pad's stiffness,  $M$  is the total mass, and  $f$  is the system's undamped natural vibration frequency in Hz. The damping ratios can also be calculated using Half Power Bandwidth Method [7] in frequency domain (Fig. 10). However, damping ratios are system dependent and damping coefficients of pads are more relevant to report.

### 6.2 Free-vibration tests on STPs using lumped beam mass

The frequency response functions obtained from the beam tests are shown in Fig. 11. The natural vibration frequencies, damping ratios, and damping coefficients of STPs were obtained using the half power bandwidth method. The small deformation stiffness terms using beam mass were calculated using Eq. 12 and the results are listed in Table 4. The free vibration responses of pads shows that the RB specimen has a smaller lateral stiffness and damping



**Fig. 10** Damping ratio calculation using half power bandwidth method

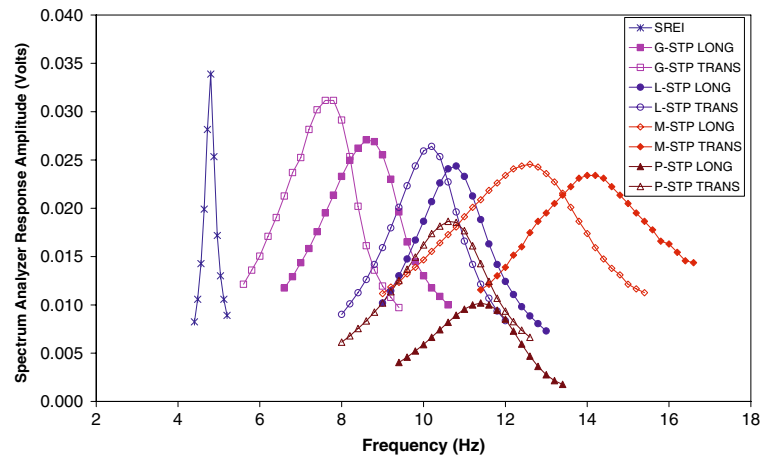
coefficient compared to the STP specimens forming narrower peaks at relatively lower frequencies (Fig. 11). Wider peaks at higher frequencies associated with STP samples indicate that STP specimens have relatively high stiffness and damping ratios. The damping ratio calculations were dependent on the mass and stiffness of the system enabling the comparison between RB and STP samples for the beam test only. Damping coefficients of the samples were also calculated to eliminate their system dependency. Damping ratios and coefficients of all test pads are listed in Table 4.

The horizontal stiffness values obtained from the free vibration tests get as high as 4,300 kN/m (four layers of M-STP specimen 190 mm × 200 mm × 46 mm) having a low deformation shear modulus of about 5,200 kPa; 2,800 kPa on average for the tested STPs. The high initial shear modulus is in the same order as the KL301 high damping rubber bearing manufactured by Bridgestone Corporation Ltd, Japan [13]. The shear modulus values gradually reduce below 1,000 kPa at strains in the range of 50% (Table 1). Horizontal stiffness values for four-layer STP specimens obtained from the low strain dynamic tests vary between 1,287 and 4,317 kN/m, whereas the values obtained from the static shear tests vary between 548 and 969 kN/m.

### 6.3 Free-vibration tests on STPs using lumped slab mass

The “lumped slab mass” test had advantages over the “lumped slab mass” test since the specimens were able to be simultaneously tested in transverse and longitudinal directions without changing the test

**Fig. 11** Results of free vibration beam test



**Table 4** Free vibration test results using 1,100 kg beam mass

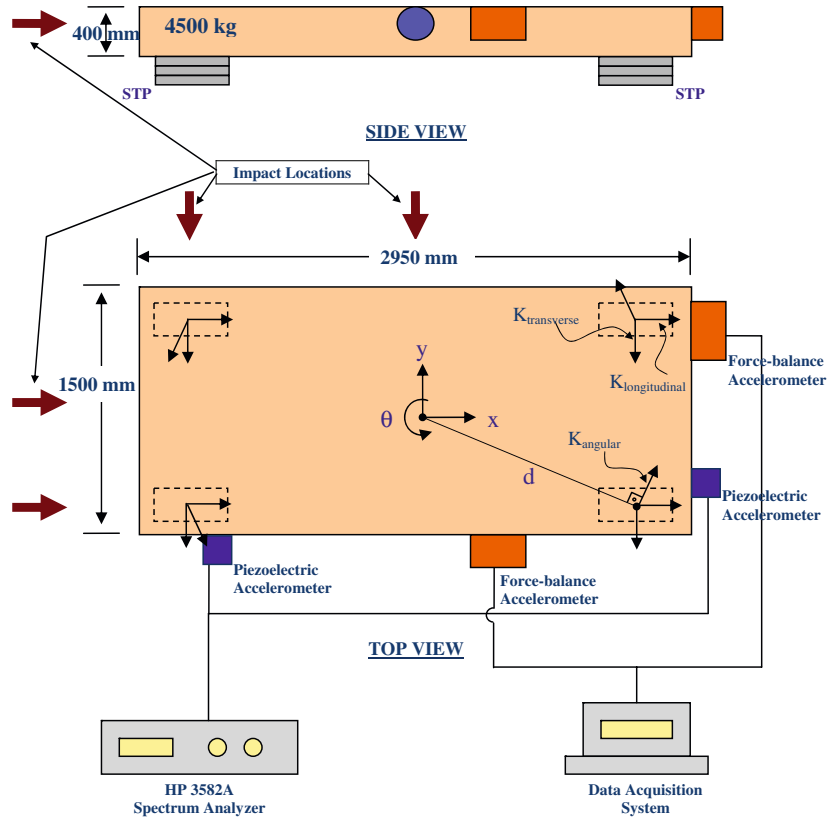
Type	Dimensions (mm)	Number of layers	Direction of STP	$F$ (Hz)	Stiffness (kN/m)	Damping ratio <sup>a</sup> $\zeta$ (%)	Damping coefficient (kg/s)
RB	150 × 150 × 40	1	N.A.	4.8	500	2.2	730
G-STP	180 × 200 × 46	4	Longitudinal	8.6	1,606	11.7	6,954
G-STP	180 × 200 × 46	4	Transverse	7.7	1,287	10.4	5,535
M-STP	190 × 200 × 46	4	Longitudinal	12.6	3,447	14.2	12,366
M-STP	190 × 200 × 46	4	Transverse	14.1	4,317	12.4	12,084
P-STP	175 × 200 × 40	4	Longitudinal	11.4	2,822	9	7,091
P-STP	175 × 200 × 40	4	Transverse	10.6	2,440	9.3	6,813
L-STP	180 × 200 × 50	4	Longitudinal	10.8	2,533	7.5	5,598
L-STP	180 × 200 × 50	4	Transverse	10.2	2,259	8.2	5,781
G-STP	180 × 200 × 69	6	Longitudinal	7.4	1,189	7.7	3,938
G-STP	180 × 200 × 69	6	Transverse	6.7	975	10.6	4,909
G-STP	180 × 200 × 92	8	Longitudinal	5.75	718	7.7	3,060
G-STP	180 × 200 × 92	8	Transverse	5.75	718	12	4,769

<sup>a</sup> Damping ratios are provided for information only since they are mass and stiffness dependent

setup. Furthermore, vertical rotational modes were measured to obtain pad response in skewed (angular) directions different from the two principal directions (Fig. 12). Only G-STP type specimens were used in lumped slab mass tests investigating the effect of number of layers. Large amplitude reversed cyclic loading tests could not be performed on STP specimens thicker than 50 mm due to limitations of the test setup. In order to compare the results, initial stiffness values in longitudinal, transverse, and angular directions of G-STP samples were obtained at low strains using the slab mass free vibration test setup.

The mid-length impacts were applied to excite the slab mass in principal directions, while the impacts applied at the corners excited the slab in principal and torsional degrees of freedom directions allowing measurement of the angular stiffness of STPs ( $K_{\text{angular}}$ ). The derivations of angular DOF motion equations are shown in Eq. 13 through Eq. 16. The contribution of STP torsional stiffness to the rotational stiffness of slab ( $K_{\theta}$ ) was considered to be negligibly small [14]. The angular stiffness of a single STP ( $K_{\text{angular}}$  in Fig. 12) was obtained as a function of the measured rotational frequency ( $\omega$ ), mass ( $m$ ), location of pads ( $d$ ), and the dimensions of slab ( $a$ ,  $b$ ) as

**Fig. 12** Free vibration slab mass test setup



$$K_{\theta} = 4 \cdot K_{\text{angular}} \cdot d^2 \quad (13)$$

$$M_{\theta} \cdot \ddot{\theta} - K_{\theta} \cdot \theta = \ddot{\theta} - \omega^2 \cdot \theta = 0 \quad (14)$$

$$\omega = \sqrt{\frac{K_{\theta}}{M_{\theta}}} = \sqrt{\frac{4 \cdot K_{\text{angular}} \cdot d^2}{\frac{(a^2 + b^2) \cdot m}{12}}} \quad (15)$$

$$K_{\text{angular}} = (2 \cdot \pi \cdot \omega) \cdot \frac{(a^2 + b^2)}{12} \cdot m \cdot \frac{1}{4 \cdot d^2} \quad (16)$$

The transverse, longitudinal, and angular direction stiffness and damping values of 4–12 layer G-STP specimens are listed in Table 5. The low deformation shear stiffness and damping values obtained for 4, 6, and 8 layer G-STP specimens are consistent with the beam test results given in Table 4 although G-STPs in the two tests were prepared from different scrap tires of the same tire brand.

When 4–12 layers of G-STP results presented in Table 5 are examined, the horizontal stiffness values of STP specimens are seen to linearly decrease as the number of STP tire layers is increased (Fig. 13). The decrease in stiffness with the increase in the thickness

of the pads is similar to the behavior of common elastomeric isolators (Eq. 3).

Irregularities presented in Fig. 13 are observed when pads with more than eight tire layers were used. Since an STP with eight tire layers had a pad thickness (about 92 mm) equal to half of the shorter dimension of the base (180 mm × 200 mm), it may be claimed that STPs with thickness larger than half of the shorter dimension might have stability problems. The stability of STPs can be improved by (a) using epoxy between the tire layers for small size single STPs (Fig. 3e), and (b) by placing tire strips in alternating directions or by forming a woven structure for larger size pads as shown in Fig. 3f and Fig. 3g, respectively. Tire layers placed in perpendicular directions would form an interlocking mechanism and improve the stability of STPs. It should be noted that the length of tire layers should be multiples of the tire width when forming a rectangular base for larger size pads. Initial studies were concentrated only on car tires. Truck or bus tires have steel mesh at the sides of the tire in addition to the mesh inside the

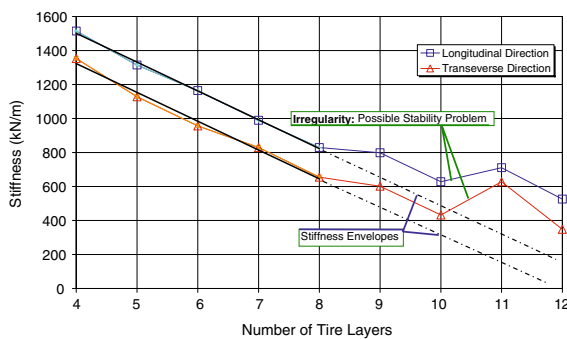


**Table 5** Free vibration G-STP test results using 4,500 kg slab mass

Number of layers	Height (mm)	Frequency (Hz)			Stiffness (kN/m)			Damping (%) <sup>a</sup>		Damping (kg/s)	
		L <sup>b</sup>	T <sup>b</sup>	R <sup>b</sup>	L	T	R	L	T	L	T
4	46	5.84	5.52	8.80	1515	1353	1493	6.4	7.1	5284	5541
5	57.5	5.44	5.04	8.36	1314	1128	1347	6.9	7.3	5307	5201
6	69	5.12	4.64	7.52	1164	956	1090	6.5	7.2	4705	4723
7	80.5	4.72	4.32	6.88	989	829	913	6.3	7.4	4204	4519
8	92	4.32	3.84	6.04	829	655	703	6.6	7.2	4031	3909
9	103.5	4.24	3.68	6.00	798	601	694	6.2	6.9	3716	3590
10	115	3.76	3.12	4.96	628	432	474	6.5	7.9	3455	3485
11	126.5	4.00	3.76	5.92	711	628	676	6.3	7.2	3563	3827
12	138	3.44	2.80	4.56	526	348	401	6.2	N.A.	3015	N.A.

<sup>a</sup> Damping ratios are provided for information only since they are mass and stiffness dependent

<sup>b</sup> All 180 mm × 200 mm specimens; L: longitudinal, T: transverse, R: rotational

**Fig. 13** Graph of horizontal stiffness vs. number of tire layers

tread section, and this makes the cutting process more difficult. Further research might also focus on truck and/or bus tires as seismic isolators.

The linear relationship between horizontal stiffness and number of layers (thickness up to half of the shorter base dimension) exhibited in Fig. 13 shows that the stiffness of STPs can be simply and easily adjusted by changing the number of tire layers.

#### 6.4 Relationship between transverse and longitudinal stiffness of isolators

The results of the transverse and longitudinal direction tests (Fig. 13) show a parallel trend in the two principal directions. The 200 kN/m difference between shear stiffness terms in the two principal directions remains constant regardless of the number of layers used. In an attempt to formulate the stiffness

difference of rectangular pads in their two principal directions, more pad tests need to be incorporated. Therefore, three pad results from the reversed cyclic loading test and four additional rectangular isolator pad test results from Kelly and Takhirov [12] were taken and included in the database. The constant stiffness difference between the two principal directions indicates that the stiffness difference is likely to be independent from the pad height. Therefore, the stiffness difference term between the two principal directions are normalized by  $G \cdot \sqrt{A}$  which has the same units as the stiffness term. The stiffness difference is supposed to converge to zero as the two edges of the pad gets equal to each other as in the form of a square pad. In order to calculate the stiffness difference, the normalized term  $G \cdot \sqrt{a \cdot b}$  is multiplied by  $A \cdot \left(1 - \frac{a}{b}\right)^B$  and constants A and B are optimized as 2.05 and 0.662 using experimental data to yield an empirical relationship as

$$K_{\Delta} = 2 \cdot \left(1 - \frac{a}{b}\right)^{2/3} \cdot G_{ave} \cdot \sqrt{a \cdot b} \quad (17)$$

where  $K_{\Delta}$  defines a constant stiffness difference between the two principal directions which was found to be independent of the pad thickness; variables 'a' and 'b' refer to the base dimensions of an elastomeric isolator, the 'a' being the smaller of the two. The correlation between experimental results and analytical predictions are listed in Table 6 and plotted in Fig. 14. The majority of the large and small deformation free vibration test results also obey Eq. 17 as shown in Fig. 15.

## 7 Hypothetical implementation

The experimental results obtained for STPs were used to design three hypothetical cases using UBC-97 [15]. Case #1 was considered for a single storey masonry house with a 10 m × 15 m plan area with masonry walls about 75 m in total length. The wall thickness was assumed to be 0.70 m and the roof was taken as 0.50 m thick earth fill (assumed density = 2,000 kg/m<sup>3</sup>) similar to traditional Turkish rural houses. A 0.50 m thick R/C slab was considered to support the house on nine STP isolators which were evenly distributed on a 3 × 3 layout. The total mass of the house was calculated to be about 650 tons. Shear modulus ( $G$ ), strain level, damping ratio, and  $C_{vd}$  values were taken as 1.0 MPa, 70%, 7%, and 0.32, respectively. The STP thickness, width, and length were calculated as 207, 360, and 360 mm, respectively using 18 layers of STP for a target period of 2.0 s. The width of a tread section is about 180 mm and two sections can be placed side by side in alternating directions on each layer (Fig. 3f, g). The target period is achieved by 2.13 s while the axial pad stress remained at 5.47 MPa below 8 MPa. A lateral displacement demand of 145 mm (70% drift) can be tolerated since the maximum shear force developing between layers will remain at 13% of the vertical load.

The second case was solved for a greater amount of total mass by doubling the floor area and considering a two storey masonry building with a larger mass of 2,600 tons. The target period which was selected to be 2.5 s and the remaining parameters were kept unchanged as in the first case study. A total

of 15 square shaped STPs were placed under the slab in a 3 × 5 pattern. The thickness of each pad was calculated to be 276 mm for a square shaped 540 mm × 540 mm STPs. The target period was calculated to be 2.54 s. In this case, 24 layers and three rows of 180 mm × 540 mm scrap tire strips are planned to be placed side by side and in alternating directions at each layer (Fig. 3f, g).

Perimeters of tires are about 1.8 m long on average which would allow preparation of STPs ranging between 0.18 m × 0.18 m and 1.80 m × 1.80 m base area sizes as multiples of tire width in about 0.18 m increments, which may slightly change from tire to tire.

Masonry structures are rigid and brittle in nature, and therefore expected to be closer to the lower tail of the response spectrum. A typical masonry house would start to attract larger accelerations and forces when the building is forced beyond its elastic limit causing its period ( $T$ ) to get larger and move up in the response spectrum curve. On the other hand, a seismically isolated structure would stay on the tail of the response spectrum curve at larger periods; therefore, further possible increases in the periods would only improve the structural response by reducing spectrum coefficient  $S(T)$ . However, the descending tail of the response spectrum is dependent on the soil conditions which are referred by variable  $T_B$  in the Turkish Seismic Code [16] as

$$S(T) = 2.5 \cdot \left(T_B/T\right)^{0.8} \quad (18)$$

The corresponding spectrum coefficients of the two hypothetical cases designed above are calculated

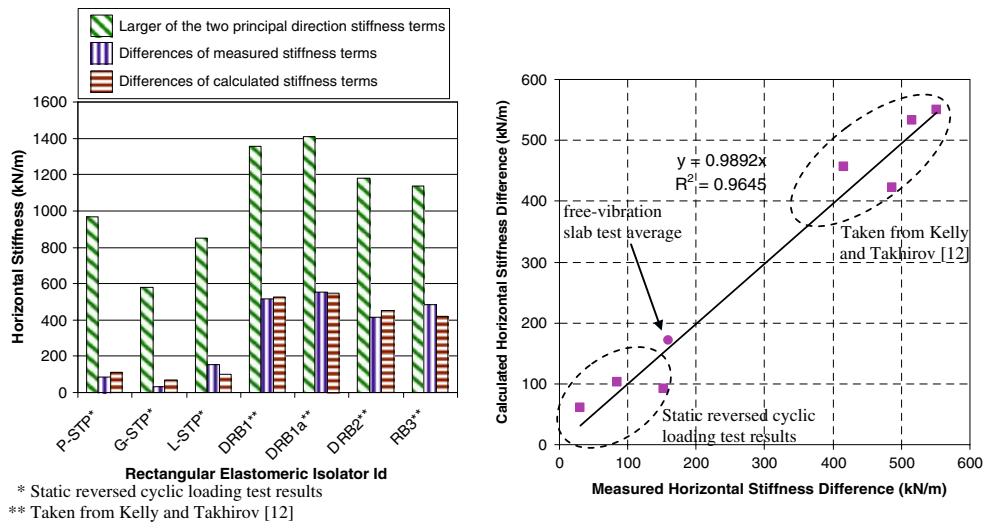
**Table 6** Principal direction stiffness differences and calculated values

Type	Thickness	Width	Length	$K_L$	$K_T$	$\Delta K_{\text{measured}}$	$G_L$	$G_T$	$G_{\text{average}}$	$\Delta K_{\text{calculated}}$
G-STP <sup>a</sup>	80.5	180	200	989	829	160	2.211514	1.853736	2.032625	171
P-STP <sup>b</sup>	40	175	200	969	885	84	1.107	1.011	1.059	102
G-STP <sup>b</sup>	46	180	200	579	548	31	0.740	0.700	0.720	61
L-STP <sup>b</sup>	50	180	200	852	700	152	1.183	0.972	1.078	91
DRB1 <sup>c</sup>	105	183	735	1,354	839	515	1.057	0.655	0.856	515
DRB1a <sup>c</sup>	105	183	735	1,408	856	552	1.099	0.668	0.884	532
DRB2 <sup>c</sup>	105	190	750	1,180	764	416	0.869	0.563	0.716	442
DRB3 <sup>c</sup>	105	190	740	1,137	651	486	0.849	0.486	0.668	408

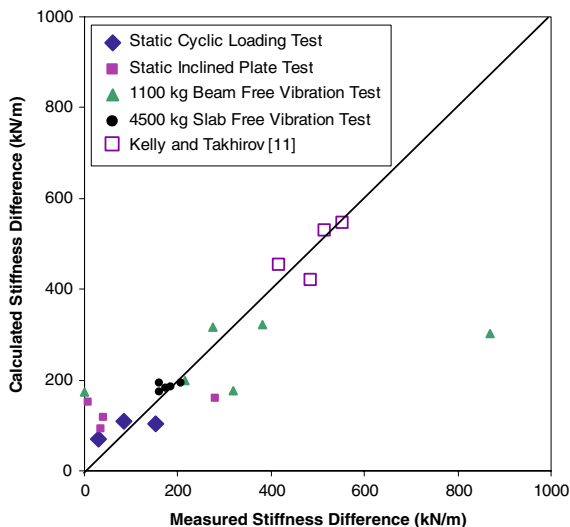
<sup>a</sup> Representative dynamic slab impact test result (7 layers thick G-STP)

<sup>b</sup> Static cyclic loading test results

<sup>c</sup> Taken from Kelly and Takhirov [12]



**Fig. 14** Comparison of predicted versus measured principal direction stiffness differences (large strain tests only)



**Fig. 15** Comparison of predicted versus measured principal direction stiffness differences (all tests)

for different soil conditions using Eq. 18 and listed in Table 7, where Z1 refers to firm soil or rock and Z4 is soft clay or loose sand. The low  $S(T)$  values obtained for Z1 show that isolators would perform much better on firm soil such as rock, whereas the efficiency of base isolation drastically decreases in soft soil applications. Base isolation of structures on soft soil requires larger target periods which should be carefully investigated.

In the third case, STP usage was considered for rural bridge supports. Rural bridges generally have

low daily traffic volumes, can have multiple spans, but are usually of simply supported beam type. Total mass of 9 ton/m is calculated for the unit length of the bridge assuming a two lane bridge with five beams having dimensions of 500 mm × 800 mm that supports a 250 mm thick slab. If an average bridge length of 10 m is considered, the worst loading case combined with lane or HS20-44 truck loads would yield a vertical load of 153 kN/pad. This load in turn would generate about 4.2 MPa stress on a 180 mm × 200 mm STP specimen and would be within the axial load limits (Table 1).

The thermal expansion demand of the bridge can be obtained by considering thermal expansion coefficient of  $11 \mu\text{e}/\text{C}^\circ$ . A temperature shift of  $80^\circ\text{C}$  from  $-20^\circ\text{C}$  to  $+60^\circ\text{C}$  would result in a maximum length change of 4.4 mm over 10 m at each support, which is equivalent to about 8% lateral strain of a 58 mm thick STP (5 tire layers) and is within the acceptable limits. Therefore, STPs can also be used as a low-cost alternative for temperature elastomeric bridge support bearings for short to medium span, simply supported rural bridge supports.

## 8 Conclusions

In this study, Scrap Tire Pads (STPs) prepared from used car tires were tested using reversed cyclic load and inclined plate tests. Free vibration tests were also

**Table 7** Effect of soil type on acceleration spectrum coefficients  $S(T)$  for STP base isolation

Soil type	$T_B$ (sec)	$S(T)$ case #1	$S(T)$ case #2
Z1	0.3	0.53	0.45
Z2	0.4	0.67	0.57
Z3	0.6	0.93	0.79
Z4	0.9	1.28	1.09

conducted to obtain small strain stiffness and damping properties. Mechanical and dynamic properties of STP specimens from different tire brands, with different number of layers, and orientations were examined. The results of STP tests were compared against each other and against an available RB specimen. A general empirical formula to describe the stiffness differences in two principal directions of rectangular pads was proposed. Finally, three hypothetical design applications illustrating the use of STPs were presented.

The current study makes a number of contributions to the area of seismic base isolation:

- (1) Some kind of protective system for housing in the developing countries, especially in those where the constructions are heavy unreinforced masonry, is needed. Although cost of foundation-basement structural requirements for masonry buildings continues to be a problem for all kinds of base isolators, Scrap Tire Pads (STP) presents advantages such as low technology and no cost pad production, weight reduction, ease of handling, simple shear stiffness adjustment by changing the number of layers, and environmental issues by recycling scrap tires.
- (2) Full size static and dynamic tests conducted on STP samples show similarities between STP and lead core (New Zealand) and high-damping rubber bearing response. The load-deflection curves of STPs resemble lead core (New Zealand) model with high energy absorbing capacity, reducing the displacement demands. Equivalent damping ratios obtained from large deformation tests were in the range of 18–22% similar to those of the lead-core and high-damping rubber bearings. The STP horizontal stiffness values change between 550 and 1,000 kN/m with shear modulus values ( $G$ ) in the range of 1.0 MPa.
- (3) Separate rubber layers piled on top of each other have shown to perform adequately in STP, without slippage up to forces 20–25% of the weight acting in the horizontal direction. Coefficient of friction ( $\mu$ ) in the order of 0.20 indicates that slippage will not take place until 0.20 g of lateral acceleration in the supported mass. The STPs would behave similar to the Electric de France (EDF) system that incorporates RB system topped with lead-bronze sliding friction system as a remedy for large forces and displacements, if the forces exceed 25% of the suspended weight.
- (4) The expected level of rubber-to-rubber friction coefficient ( $\mu = 1.15$  [6]) may be achieved if the inner surface of the tire layers is roughened or individual reinforced rubber layers are commercially manufactured. The same idea of placing individual layers on top of each other can be implemented using single steel plate rubber layers to form a Contact Laminated Rubber Bearing (CLRB) reducing the manufacturing, transportation, and installation workmanship costs. The friction coefficient between touching rubber layers would be large enough to transfer a good percentage of building weight. Pad stiffness can be easily adjusted by changing the number of layers. Nailing or bolting rubber layers in the vertical direction may also enhance the performance and stability of the STPs.
- (5) Instantaneous compression modulus ( $E$ ) values of STPs were calculated from the measurements at 10 and 15% vertical strain levels which turned out to be 40 and 114 MPa, respectively. STP specimens generally failed between 20 and 25% vertical strains. The STP failure began at about 8.5 MPa axial stress level with an average of 9.16 MPa for all tests and was identified by a series of snapping sounds of the wires located inside tire layers. Vertical load carrying capacity of STPs was deemed to be 8 MPa which would be large enough for many applications [9]. The vertical load capacity may be further improved by placing metal plates between scrap tire layers.
- (6) STPs may be used for short span bridges (at expansion joints) in developing countries such

as the ones in Middle East, Asia, South America, and Africa. STP may also be used to isolate masonry houses located in developing countries (e.g., Turkey, Pakistan, Iran, Peru, Chile, etc) with seismic activities provided that the foundation requirements are satisfied.

- (7) The study shows that wire mesh inside rubber behaves similar to steel plate usage inside RB. Using higher number of wire-mesh layers may improve vertical stiffness of RB by reducing amount of bulging between reinforcement layers. Wire-Mesh Rubber Bearings (WMRB) may be manufactured similar to the laminated rubber bearings using steel plates.
- (8) An empirical equation is derived to define the stiffness difference of RBs between two principal directions which gave mostly satisfactory results for representing the test results.

**Acknowledgements** This study is a part of “Seismic Performance Improvement of Masonry Houses Project”, which is supported by The World Bank (DM2003 SPIM-1451) and TUBITAK (MAG-104I011). Both institutions are gratefully acknowledged by the authors. Special thanks are extended to Mr. İbrahim Sırer at The World Bank, Mr. Huseyin Akova at TUBITAK, FNSS Savunma Sistemleri A.Ş., and Middle East Technical University, Medical and Health Services, X-Ray office.

## References

1. Kelly JM (1986) Aseismic base isolation: review and bibliography. *Soil Dyn Earthq Eng* 5:202–216
2. Naeim F, Kelly JM (1999) *Design of seismic isolated structures*, John Wiley & Sons
3. Jangid RS, Datta TK (1995) Seismic behavior of base-isolated buildings: a state-of-the-art review. *Struct Buildings* 110:186–203
4. Kelly TE (2001) *Base isolation of structures*: Holmes Consulting Group Ltd
5. Walters Forensic Engineering (2006) *Skidmark analysis & braking* [http://www.waltersforensic.com/articles/accident\\_reconstruction/vol1-no8.htm](http://www.waltersforensic.com/articles/accident_reconstruction/vol1-no8.htm). Cited 01 Dec 2006
6. Glenn Elert (1998–2006) *The Physics Hypertextbook* <http://hypertextbook.com/physics/mechanics/friction/>. Cited 01 Dec 2006
7. Chopra AK (2001) *Dynamics of structures*. Upper Saddle River, NJ Prentice-Hall
8. Butterworth J, Lee JH, Davidson B (2004) Experimental determination of modal damping from full scale testing. In: *Proceeding of the 13th World Conference on Earthquake Engineering*. No. 310
9. Abe M, Yoshida J, Fujino Y (2004) Multiaxial behaviors of laminated rubber bearings and their modeling. I: experimental study. *ASCE J Struct Eng* 130(8):1119–1132
10. Topkaya C (2004) Analysis of specimen size effects in inclined compression test on laminated elastomeric bearings. *Eng Struct* 26:1071–1080
11. Topkaya C, Yura JA (2002) Test method for determining the shear modulus of elastomer bearings. *ASCE J Struct Eng* 128(6):797–805
12. Kelly JM, Takhirov SM (2002) Analytical and experimental study of fiber-reinforced strip isolators. PEER Report 2002/11, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley
13. Kelly JM (1992) The implementation of base isolation in the United States. Report UCB/EERC-92/13, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley
14. Ozden B (2006) *Low-cost seismic base isolation using scrap tire pads (STP)*. Dissertation, Department of Civil Engineering, Middle East Technical University, Ankara, Turkey
15. Uniform Building Code UBC (1997) *International conference on building officials*
16. Ministry of Public Works and Settlement (1998) *Specification for structures to be built in disaster areas; Part III – earthquake disaster prevention*. Government of Republic of Turkey