

KARADENİZ TEKNİK ÜNİVERSİTESİ
FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ

İNŞAAT MÜHENDİSLİĞİ ANABİLİM DALI

**YIĞMA YAPILARIN DOĞRUSAL VE DOĞRUSAL
OLMAYAN DAVRANIŞLARININ İNCELENMESİ**

DOKTORA TEZİ

İnş. Yük. Müh. Ali URAL

MART 2009
TRABZON

**KARADENİZ TEKNİK ÜNİVERSİTESİ
FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ**

İNŞAAT MÜHENDİSLİĞİ ANABİLİM DALI

**YIĞMA YAPILARIN DOĞRUSAL VE DOĞRUSAL OLMAYAN
DAVRANIŞLARININ İNCELENMESİ**

İnş. Yük. Müh. Ali URAL

**Karadeniz Teknik Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsünce
“Doktor (İnşaat Mühendisliği)”
Unvanı Verilmesi İçin Kabul Edilen Tezdir.**

**Tezin Enstitüye Verildiği Tarih : 16.01.2009
Tezin Savunma Tarihi : 09.03.2009**

Tez Danışmanı : Prof. Dr. Adem DOĞANGÜN

Jüri Üyesi : Prof. Dr. Metin HÜSEM

Jüri Üyesi : Prof. Dr. Hasan SOFUOĞLU

Jüri Üyesi : Prof. Dr. Ing. Ahmet DURMUŞ

Jüri Üyesi : Prof. Dr. Yusuf CALAYIR

Enstitü Müdürü : Prof. Dr. Salih TERZİOĞLU

Trabzon 2009

ÖNSÖZ

“Yığıma Yapıların Doğrusal Olmayan Elastik Ötesi Davranışlarının İncelenmesi” isimli bu çalışma; Karadeniz Teknik Üniversitesi, Fen Bilimleri Enstitüsü, İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı’nda Doktora Tezi olarak gerçekleştirilmiştir.

Son yılların popüler araştırma konuları arasında yer alan yığıma yapıları bana önererek bu konuda çalışmamı sağlayan, çalışmanın her aşamasında hiçbir fedakârlıktan kaçınmayarak kişiliği ve akademik kimliğiyle bana yol gösteren değerli hocam ve tez danışmanım Sayın Prof. Dr. Adem DOĞANGÜN’e sonsuz saygı ve şükranlarımı sunarım.

Değerli vakitlerini harcayıp tez çalışmamı inceleyerek bilgi ve tavsiyelerini benimle paylaşan, başta tez izleme komitesi üyeleri Sayın Prof. Dr. Metin HÜSEM ve Prof. Dr. Hasan SOFUOĞLU’na, Prof. Dr. Ing. Ahmet DURMUŞ ve Prof. Dr. Yusuf CALAYIR’a ayrı ayrı teşekkür ederim. Tezde yeralan MATLAB kodlarının oluşturulmasında bilgilerini benimle paylaşan değerli arkadaşım Arş. Gör. Tayfun DEDE’ye ve 2007 Balâ Depremi bölgesi gezisinde sağladığı kolaylık ve yardımlarından dolayı İnş. Müh. Hakan ÇELİK’e şükranlarımı sunarım. Ayrıca, tezin son kısmında yer alan DIANA modellemelerinde gösterdikleri yardımseverlik ve kolaylıklar için GEOGrup İnşaat San. ve Tic. A.Ş. çalışanlarına teşekkürü bir borç bilirim.

Öğrenim hayatım boyunca bana karşı ilgi ve alakalarını hep en üst seviyelerde tutmuş, her türlü maddi ve manevi desteği esirgemeyen babam Mehmet Şükret URAL ve annem Nuray URAL’a sonsuz saygı ve hürmetlerimi sunarım. Özellikle bu tez çalışmasında göstermiş olduğu sabır ve anlayışından dolayı eşim Gülgün URAL’a müteşekkir olduğumu belirtir, bu çalışmanın ülkemize faydalı olmasını dilerim.

Ali URAL
Trabzon 2009

İÇİNDEKİLER

	<u>Sayfa No</u>
ÖNSÖZ	II
İÇİNDEKİLER.....	III
ÖZET	VII
SUMMARY	VIII
ŞEKİLLER DİZİNİ	IX
TABLolar DİZİNİ.....	XV
SEMBOLLER DİZİNİ	XVII
1. GENEL BİLGİLER	1
1.1. Giriş.....	1
1.2. Yığma Yapılar Konusunda Literatürdeki Bazı Çalışmalar	3
1.2.1. Doğrusal Olmayan ve Elastik Ötesi Davranışları Belirlemeye Yönelik Çalışmalar	4
1.2.2. Dinamik Etkiler Altındaki Davranışları Belirlemeye Yönelik Çalışmalar	7
1.2.3. Depremlerde Hasar Görmüş Yığma Yapıların Durumlarını Değerlendirmeye Yönelik Çalışmalar	8
1.2.4. Deneysel Yöntemlerle Yapı Davranışlarını Belirlemeye Yönelik Çalışmalar	9
1.2.5. Dolgu Duvarların Davranışlarını Belirlemeye Yönelik Çalışmalar.....	11
1.2.6. Farklı Yöntemler ile Yapısal Davranışları Belirlemeye Yönelik Çalışmalar	12
1.2.7. Yapı-Zemin Etkisini Dikkate Alarak Yapısal Davranışları Belirlemeye Yönelik Çalışmalar	13
1.2.8. Güçlendirme Tekniklerinin Uygulandığı Çalışmalar.....	14
1.2.9. Yığma Tarihi Yapıların Davranışlarını Belirlemeye Yönelik Çalışmalar	14
1.2.10. Yığma Yapılar Hakkında Önemli Görülen Diğer Çalışmalar.....	14
1.3. Çalışmanın Amacı ve Kapsamı.....	15
1.4. Yığma Yapı Malzemeleri.....	17

1.5.	Yığma Yapı Sistemleri.....	20
1.6.	Yığma Yapılar Hakkında Yönetmelik ve Standartlar	22
1.7.	Statik ve Dinamik Yükler Altında Yığma Yapıların Davranışları.....	26
1.7.1.	Yığma Yapıların Statik Yükler Altındaki Davranışları	27
1.7.2.	Yığma Yapıların Dinamik Yükler Altındaki Davranışları.....	29
1.8.	Sonlu Elemanlar Yöntemi ile Yapı Davranışlarının Belirlenmesi.....	32
1.8.1.	Yöntemin Doğrusal Sistemlere Uygulanması.....	33
1.8.2.	Yöntemin Doğrusal Olmayan Sistemlere Uygulanması	34
1.8.3.	Yöntemin Dinamik Yükler Altındaki Sistemlere Uygulanması	37
1.9.	Yığma Yapılarda Kullanılan Modelleme Teknikleri	37
1.9.1.	Detaylı Mikro Modelleme.....	39
1.9.2.	Basitleştirilmiş Mikro Modelleme	39
1.9.3.	Makro Modelleme.....	41
1.10.	Plastisite Teorisinin İlkeleri	41
1.10.1.	Elastik Gerilme-Şekil Değişirme İlişkisi	42
1.10.2.	Kırılma veya Göçme Yüzeyleri	43
1.10.3.	Yükleme ve Boşalma Kriteri.....	44
1.10.4.	Pekleşme	44
1.10.5.	Akma Kuralı (flow rule)	45
1.10.6.	Artımsal Gerilme-Şekil Değişirme Bağlıları	47
1.10.6.1.	Elastik Davranış.....	47
1.10.6.2.	Plastik Sınır Davranışı	48
1.10.7.	Yığma Yapılar İçin Kullanılan Plastisite Kriterlerinden Bazıları.....	50
1.10.7.1.	Drucker-Prager Kriteri	50
1.10.7.2.	Rankine Kriteri.....	52
1.10.7.3.	Hill Kriteri.....	54
1.10.7.4.	Kompozit Arayüzey Kırılma Kriteri	56

2.	YAPILAN ÇALIŞMALAR, BULGULAR VE İRDELEMELER	59
2.1.	FEMMAS-L Programı	59
2.1.1.	Programın Hesap Adımları ve Önemli İşlem Dosyaları	60
2.1.2.	FEMMAS-L ile İki Boyutlu Yığma Bir Duvarın Doğrusal Analizleri.....	68
2.1.3.	FEMMAS-L ile Üç Boyutlu Bir Kemer Sisteminin Doğrusal Analizleri.....	83
2.2.	FEMMAS-NL Programı	86
2.2.1.	Programın Hesap Adımları	86
2.2.2.	Programın İşlem Dosyaları	90
2.2.3.	FEMMAS-NL ile İki Boyutlu Yığma Bir Duvarın Doğrusal Olmayan Analizi.....	93
2.3.	Harç Dayanımının Eksenel Basınç Altındaki Yığma Duvar Davranışına Etkisi	95
2.4.	Tuğla Dayanımının Eksenel Basınç Altındaki Yığma Duvar Davranışına Etkisi	100
2.5.	Örgü Biçimlerinin Yığma Duvar Kayma Davranışına Etkisi	103
2.6.	Düşey Hatılların Duvarın Düzlem İçi Davranışına Etkisi	110
2.7.	Düşey Hatılların Duvarın Düzlem Dışı Davranışına Etkisi	118
2.8.	Dolu Gövdeli Yığma Duvar Uzunluğunun Taşıma Kapasitesine Etkisi.....	124
2.9.	Balâ Depreminde Hasar Gören Bir Yığma Binanın Analizleri.....	133
2.9.1.	Balâ Depremi Hakkında Genel Bilgiler	133
2.9.2.	Hasar Gören Yığma Binanın Tanıtımı	138
2.9.3.	Yığma Binanın Eşdeğer Deprem Yüğü Yöntemine Göre Deprem Hesabı.....	141
2.9.4.	Yığma Binanın Sonlu Elemanlar Modeli.....	146
2.9.5.	Yığma Binanın Statik Analizi	149
2.9.6.	Yığma Binanın Modal Analizi.....	150
2.9.7.	Yığma Binanın Tepki Spektrumu Analizi	154
2.9.8.	Yığma Binanın Zaman-Tanım Alanında Analizi.....	164
2.9.9.	Yığma Binaya Ait Doğrusal Olmayan Analizler	166

3.	SONUÇ VE ÖNERİLER.....	173
4.	KAYNAKLAR	177
5.	EKLER.....	186

ÖZGEÇMİŞ

ÖZET

Türkiye nüfusunun büyük bir kısmı halen yığma yapılarda ikamet etmektedir. Son yıllarda ülkemizde meydana gelen büyük depremler, yığma yapıların depremden en fazla zarara uğrayan yapılar olduğunu göstermiştir. Gelecekte oluşacak depremlerde bu tür yapılarda meydana gelebilecek hasarların önlenmesi veya en aza indirilmesinin, bu yapıların statik ve dinamik davranışlarının iyi belirlenmesi ve böylece gerekli önlemlerin alınmasıyla mümkün olacağı açıktır.

Ülkemizdeki mühendislik hizmetlerine bakıldığında yığma yapılar konusunda gerek modelleme ve gerekse hesaplama aşamalarında bir bilgi karmaşasının yaşandığı görülmektedir. Bu nedenle bu çalışmada, yığma yapılar hakkındaki mevcut literatür ve yönetmeliklerden yararlanarak hesaplamalara ilişkin mevcut bilgi ve modelleme teknikleri ortaya koymak, taşıyıcı duvarların davranışlarını etkileyen parametrelerin belirlenmesi ve bu parametrelerin davranışa etkinliklerinin araştırılması başlıca amaç olarak seçilmiştir. Bu bağlamda uygulamaya ve geliştirmeye yatkın yazılımlar da ortaya koymak amaçlanmaktadır.

Bu amaçla gerçekleştirilen çalışma üç bölümden oluşmaktadır. Birinci bölümde; mevcut literatür özeti, yığma yapı sistemleri, kullanılan malzemeler, ilgili yönetmelik ve standartlar ile yığma yapıların statik ve dinamik yükler altındaki davranışları doğrusal ve doğrusal olmayan yanlarıyla ele alınmıştır. İkinci bölümde; geliştirilmiş olan bir adet pratik deprem hesabı programı ile 2 adet sonlu elemanlar programı tanıtılmış ve bunlarla birlikte LUSAS ve DIANA programları yardımıyla çeşitli analizler gerçekleştirilmiştir. Ayrıca, yığma duvar dayanımlarını, dolayısıyla da yığma yapıların deprem davranışlarını etkileyecek olan bazı parametreler (harç ve tuğla dayanımları, örgü biçimleri, düşey hatılların durumları gibi) yapısal modeller yardımıyla irdelenmiştir. Bu bölümün sonunda depremde hasara uğramış gerçek bir yığma yapının analizleri gerçekleştirilmiştir. Üçüncü bölüm sonuç ve öneriler bölümü olup bu bölümü kaynaklar listesi izlemektedir. Ek bölümde ise sonlu elemanlar programının açık kaynak kodları ve bunların kullanımına ait bazı bilgiler verilmektedir.

Sonuç olarak; harç ve yığma birimlerin dayanımlarının, örgü biçimlerinin ve hatılların yerleştirilme biçimlerinin duvarın yük taşıma kapasitesine etkileri ortaya konmuş, bu konuda çalışacak olanlara açık kaynak kodlu bir sonlu elemanlar programının yazılımı sunulmuştur.

Anahtar Kelimeler: Yığma Yapılar, Sonlu Elemanlar Metodu, Doğrusal Elastik Analiz, Doğrusal Olmayan Elastik Ötesi Analiz, Modelleme Teknikleri, Plastisite, Deprem Analizi

SUMMARY

Investigating Linear and Nonlinear Behaviors of Masonry Structures

Most of the Turkish population currently stays in masonry structures. Great earthquakes, occurred on the late years, shown that masonry structures were one of the badly damaged structures. It will be possible to prevent or minimize these damages against earthquakes by taking suitable precautions and studying static and dynamic behaviors of these structures.

According to the engineering services in Turkey, a serious knowledge complexity happens on the stage of modeling and computation on the subject of masonry structures. For this reason, putting forward the available knowledge and modeling techniques to profiting from available literature and codes, determining parameters which effecting on load carrying walls and investigating the influence on the general behavior of structure.

With this purpose, this study consists four chapters. In the first chapter; the summary of available literature, structural systems of masonry, materials, related codes and standards, static and dynamic behaviors of masonry structures with linear and nonlinear aspects are considered. In the second chapter; two of developing finite element codes are introduced and some analyses are performed using these codes. Also, some parametric studies have been performed with structural models for examining the resistance of masonry walls (mortar and brick resistance, bond effects, position of vertical tie-columns and etc.). At the end of this chapter, a case study was performed on a masonry building that damaged during an earthquake. The third chapter is a conclusions and suggestions chapter following by reference list. In the appendix part of this thesis, some open source codes about finite element software and some information about usage of the programs are presented.

As a result; effects of mortar / brick resistance, bonding designs and configuration of vertical tie-columns on the load-bearing of masonry walls are putting forward and some open source finite element codes are presented for the use of researchers studying on this subject.

Key Words: Masonry structures, finite element method, linear elastic analysis, nonlinear inelastic analysis, modeling techniques, plasticity, earthquake analysis

ŞEKİLLER DİZİNİ

Sayfa No

Şekil 1.1.	Mısırlıların mezar taşlarında duvar ören insan figürleri (Lourenço, 1996).....	1
Şekil 1.2.	Değişik düzende örülen donatısız yığma duvarlar (Tomažević, 1999).....	20
Şekil 1.3.	Sarılmış yığma duvar tipleri (Tomažević, 1999).	21
Şekil 1.4.	Değişik tipteki donatılı yığma duvarlar (Tomažević, 1999).	22
Şekil 1.5.	Öngerilmeli yığma duvar (TS.ENV.1996.1-1, 2001).....	22
Şekil 1.6.	Yığma numunenin aksenal basınç altındaki davranışı (Kuruşçu, 2005).....	27
Şekil 1.7.	Eksenal çekmeye maruz deney numunelerindeki deformasyonlar ile gerilme-şekil değiştirme diyagramları (Lourenço, 1996).	28
Şekil 1.8.	Kayma etkisindeki yığma prizmanın davranışı.....	29
Şekil 1.9.	Yatay yük altında yığma binada meydana gelen hasarlar (Batur, 1999).	30
Şekil 1.10.	Türk Deprem Yönetmeliğine göre yığma türü yapılarda uyulması gereken kurallar (Ural ve Doğangün, 2006).....	31
Şekil 1.11.	Yığma duvarlarındaki modelleme teknikleri, a) Detaylı mikro modelleme, b) Basitleştirilmiş mikro modelleme, c) Makro modelleme (Lourenço, 1996).....	38
Şekil 1.12.	Basitleştirilmiş mikro modelleme tekniği	40
Şekil 1.13.	Elastik tam plastik malzemeler için şematik kırılma yüzeyi (Chen ve Mizuno, 1990).	43
Şekil 1.14.	Pekleşmeli malzeme davranışlarının matematiksel modelleri, (a) ideal plastik malzeme, (b) izotropik pekleşme, (c) Kinematik pekleşme	45
Şekil 1.15.	Plastik potansiyel fonksiyonu yüzeyi (Imran, 1994).....	46
Şekil 1.16.	Drucker-Prager kriteri (Chen ve Mizuno, 1990).....	51
Şekil 1.17.	Ortotropik Rankine kriteri için kırılma yüzeyi ($\tau_{xy} \geq 0$ için gösterilmiştir) (Lourenço, 1996).	52
Şekil 1.18.	Hill kriteri için kırılma yüzeyi ($\tau_{xy} \geq 0$ için gösterilmiştir) (Lourenço, 1996).....	55
Şekil 1.19.	Kompozit arayüzey kırılma kriteri (Lourenço, 1996).....	57

Şekil 2.1.	FEMMAS-L programının hesaplama adımları	60
Şekil 2.2.	Uygulama 1'e konu olan yığma duvarın sonlu eleman ağı (LUSAS ile).....	69
Şekil 2.3.	Uygulama 1'e konu olan yığma duvarın Sonlu Eleman Ağı (FEMMAS-L ile)	69
Şekil 2.4.	Uygulama 1'e konu olan modele ait dört farklı yükleme durumu	70
Şekil 2.5.	Uygulama 1'deki Yükleme 1'e ait olan deforme olmuş model	73
Şekil 2.6.	Uygulama 1'deki Yükleme 2'ye ait olan deforme olmuş model	76
Şekil 2.7.	Uygulama 1'deki Analiz 3'e ait olan deforme olmuş model	79
Şekil 2.8.	Uygulama 1'deki Analiz 4'e ait olan deforme olmuş model	82
Şekil 2.9.	Uygulama 2'ye konu olan kemer modelinin FEMMAS-L ve LUSAS programlarında sonlu elemanlar ağı görünüşleri	84
Şekil 2.10.	Uygulama 2'ye konu olan kemer modelinin deforme olmuş şekilleri	85
Şekil 2.11.	FEMMAS-NL program dosyalarının genel çalışma düzeni	90
Şekil 2.12.	Uygulamaya konu olan duvar; a)Deneyde kullanılan duvar örneği, b) Sonlu Elemanlar Modeli.....	94
Şekil 2.13.	Analizler sonucunda elde edilen yük-deplasman eğrileri	95
Şekil 2.14.	A1 modellerine ait şematik ve sonlu elemanlar ağı gösterimleri	97
Şekil 2.15.	A1 modellerine ait yük-deplasman sonuç grafikleri	98
Şekil 2.16.	A1 modellerine ait LUSAS ve FEMMAS-NL programlarından elde edilen toplu yük-deplasman sonuç grafikleri	99
Şekil 2.17.	A2 modellerine ait yük-deplasman sonuç grafikleri	101
Şekil 2.18.	A2 modellerine ait LUSAS ve FEMMAS-NL programlarından elde edilen toplu yük-deplasman sonuç grafikleri	102
Şekil 2.19.	Uygulamada sıkça rastlanan duvar örgü biçimleri.....	104
Şekil 2.20.	Şaşırtmalı örgüye ait çatlak gelişimi (DIANA programı ekran görüntüleri).....	106
Şekil 2.21.	Düz örgüye ait çatlak gelişimi (DIANA programı ekran görüntüleri).....	107
Şekil 2.22.	Hollanda örgüye ait çatlak gelişimi (DIANA programı ekran görüntüleri).....	107

Şekil 2.23.	Amerikan örgüye ait çatlak gelişimi (DIANA programı ekran görüntüleri).....	108
Şekil 2.24.	İngiliz örgüye ait çatlak gelişimi (DIANA programı ekran görüntüleri).....	108
Şekil 2.25.	Flaman örgüye ait çatlak gelişimi (DIANA programı ekran görüntüleri) ...	109
Şekil 2.26.	Farklı örgü biçimlerine sahip duvar modellerinin yük-yer değiştirme eğrileri	109
Şekil 2.27.	Ayrılma ve potansiyel çatlak arayüzeyleri	111
Şekil 2.28.	Düsey hatılların duvarın düzlem içi davranışına etkisini belirlemek amacıyla DIANA programında oluşturulan modeller	112
Şekil 2.29.	A4_M1'e ait çatlak gelişimleri (DIANA programı ekran görüntüsü).....	113
Şekil 2.30.	A4_M2'ye ait çatlak gelişimleri (DIANA programı ekran görüntüsü).....	114
Şekil 2.31.	A4_M3'e ait çatlak gelişimleri (DIANA programı ekran görüntüsü).....	115
Şekil 2.32.	A4_M4'e ait çatlak gelişimleri (DIANA programı ekran görüntüsü).....	116
Şekil 2.33.	Modellere ait yük-deplasman eğrileri	117
Şekil 2.34.	Düsey hatılların duvarın düzlem dışı davranışına etkisini belirlemek amacıyla LUSAS programında oluşturulan modeller	118
Şekil 2.35.	A5_M1 modeline ait yapısal analiz sonucunda meydana gelen deplasman, gerilme ve şekil değiştirme renklendirmeleri.....	120
Şekil 2.36.	A5_M2 modeline ait yapısal analiz sonucunda meydana gelen deplasman, gerilme ve şekil değiştirme renklendirmeleri.....	121
Şekil 2.37.	A5_M3 modeline ait yapısal analiz sonucunda meydana gelen deplasman, gerilme ve şekil değiştirme renklendirmeleri.....	122
Şekil 2.38.	A5_M4 modeline ait yapısal analiz sonucunda meydana gelen deplasman, gerilme ve şekil değiştirme renklendirmeleri.....	123
Şekil 2.39.	A5 modellerine ait yük-yer değiştirme eğrileri	124
Şekil 2.40.	A6_M900'e ait çatlak gelişimleri (DIANA programı ekran görüntüleri)....	126
Şekil 2.41.	A6_M1200'e ait çatlak gelişimleri (DIANA programı ekran görüntüleri).....	127
Şekil 2.42.	A6_M1500'e ait çatlak gelişimleri (DIANA programı ekran görüntüleri).....	128
Şekil 2.43.	A6_M1800'e ait çatlak gelişimleri (DIANA programı ekran görüntüleri).....	129

Şekil 2.44.	A6_M2100'e ait çatlak gelişimleri (DIANA programı ekran görüntüleri).....	130
Şekil 2.45.	A6_M2400'e ait çatlak gelişimleri (DIANA programı ekran görüntüleri).....	131
Şekil 2.46.	A6 modellerine ait yük-deplasman eğrileri.....	132
Şekil 2.47.	Bala depremi DPR9 istasyonunun gösterildiği harita (URL-1).....	134
Şekil 2.48.	Sırapınar DPR9 istasyonundan ana şok için alınan ivme kayıtları	135
Şekil 2.49.	27 Aralık 2007, Bala depremine ait ivme spektrumları	137
Şekil 2.50.	Bala Depreminde hasar gören yapıya ait kat planı.....	138
Şekil 2.51.	Balâ Depreminde hasar gören yığma bina (Kuzey cephesi)	139
Şekil 2.52.	Balâ Depreminde hasar gören yığma bina (Güney cephesi).....	139
Şekil 2.53.	Balâ Depreminde hasar gören yığma bina (taşıyıcı duvar çatlakları)	140
Şekil 2.54.	Balâ Depreminde hasar gören yığma binanın duvarları ile döşemesi arasında meydana gelen farklı ötelenmeler.....	141
Şekil 2.55.	Duvar ve döşeme adlarının gösterildiği kat planı.....	142
Şekil 2.56.	Balâ Depreminde hasar gören yığma binanın modellemesinde kullanılan sonlu eleman tipi	147
Şekil 2.57.	Balâ Depreminde hasar gören yığma binanın adımsal modellemesi	148
Şekil 2.58.	Balâ'daki yığma binanın birinci mod şekli	151
Şekil 2.59.	Balâ'daki yığma binanın ikinci mod şekli.....	151
Şekil 2.60.	Balâ'daki yığma binanın üçüncü mod şekli	152
Şekil 2.61.	Balâ'daki yığma binanın dördüncü mod şekli.....	152
Şekil 2.62.	Balâ'daki yığma binanın beşinci mod şekli	153
Şekil 2.63.	Balâ depreminin Kuzey-Güney ve Doğu-Batı doğrultularındaki %5 sönümlü ivme spektrumları.....	155
Şekil 2.64.	Balâ depreminin Kuzey-Güney bileşeni için yapıdaki maksimum normal gerilmeler	156
Şekil 2.65.	Balâ depreminin Kuzey-Güney bileşeni için yapıdaki minimum normal gerilmeler	157

Şekil 2.66.	Balâ depreminin Kuzey-Güney bileşeni için yapıdaki YZ düzlemindeki kayma gerilmeleri.....	158
Şekil 2.67.	Balâ depreminin Doğu-Batı bileşeni için yapıdaki maksimum normal gerilmeler	159
Şekil 2.68.	Balâ depreminin Doğu-Batı bileşenine ait yapıdaki minimum normal gerilmeler	160
Şekil 2.69.	Balâ depreminin Doğu-Batı bileşenine ait yapıdaki XZ düzlemindeki kayma gerilmeleri.....	161
Şekil 2.70.	Balâ depremi spektrum analizinde her iki doğrultu için deforme olmuş model.....	163
Şekil 2.71.	Yığma yapıdaki burulma etkisinin fotoğraflar üzerinde gösterimi	164
Şekil 2.72.	28468 no'lu düğüm noktasına ait deplasman-zaman eğrileri.....	165
Şekil 2.73.	DIANA programında modellenen duvarlar.....	166
Şekil 2.74.	+x yönündeki analizle A-aksında meydana gelen çatlak gelişimi	167
Şekil 2.75.	-x yönündeki analizle A-aksında meydana gelen çatlak gelişimi	168
Şekil 2.76.	A-aksındaki duvara ait yük-yer değiştirme eğrileri	168
Şekil 2.77.	A-aksındaki duvarda analiz sonuçları ile gerçek yapıdaki çatlakların karşılaştırılması	169
Şekil 2.78.	+x yönündeki analizle F-aksında meydana gelen deformasyon gelişimi.....	170
Şekil 2.79.	+x yönündeki analizle F-aksında meydana gelen deformasyon gelişimi.....	170
Şekil 2.81.	F-aksındaki duvarda analiz sonuçları ile gerçek yapıdaki çatlakların karşılaştırılması	171
Şekil 2.80.	F-aksındaki duvara ait yük-yer değiştirme eğrileri	171
Ek Şekil 1.	LUSAS programından FEMMAS-NL programına veri aktarılması.....	200
Ek Şekil 2.	FEMMAS-NL programının ana menüsü.....	201
Ek Şekil 3.	FEMMAS-NL programında yeni analiz başlangıcı	201
Ek Şekil 4.	FEMMAS-NL programında yük faktörlerinin girilişi	202
Ek Şekil 5.	FEMMAS-NL programında analizin sona ermesi	203
Ek Şekil 6.	FEMMAS-NL programında sonuçların alındığı ana ekran.....	203

Ek Şekil 7. FEMMAS-NL programında modelin deforme olmamış şekli	204
Ek Şekil 8. FEMMAS-NL programında düğüm noktası seçimi.....	204
Ek Şekil 9. FEMMAS-NL programında sonuç grafikleri.....	205
Ek Şekil 10. FEMMAS-NL programının oluşturduğu Excel sonuç dosyası	206
Ek Şekil 11. Genel verilerin yer aldığı ekran görüntüsü.....	225
Ek Şekil 12. Proje verilerin yer aldığı ekran görüntüsü.....	226
Ek Şekil 13. Duvar verilerinin yer aldığı ekran görüntüsü	227
Ek Şekil 14. Döşeme verilerinin yer aldığı ekran görüntüsü	228
Ek Şekil 15. Genel sonuçların yer aldığı ekran görüntüsü.....	229
Ek Şekil 16. Kesme dayanım kontrollerinin yapıldığı ekran görüntüsü.....	230

TABLolar DİZİNİ

	<u>Sayfa No</u>
Tablo 1.1. Taşıyıcı sisteme göre Türkiye'deki bina sayıları (DİE, 2000).....	2
Tablo 1.2. Fiziki durumlarına göre Türkiye'deki bina sayıları (DİE, 2000).....	2
Tablo 1.3. Doğal duvar taşlarının dayanım gruplarına göre en küçük basınç dayanımları (TS-2510, 1977).....	18
Tablo 1.4. Dolgu betonu karakteristik basınç dayanımı ve karakteristik kayma dayanımı (TS.ENV.1996.1-1, 2001).....	19
Tablo 1.5. Çeşitli yönetmeliklere göre izin verilen en fazla kat adedi.....	23
Tablo 1.6. Çeşitli yönetmeliklere göre minimum taşıyıcı duvar kalınlıkları.....	24
Tablo 1.7. Çeşitli yönetmeliklere göre yığma birimlerin ve harcın minimum dayanımları.....	25
Tablo 1.8. Çeşitli yönetmeliklere göre yük taşıyan duvarların uzunluk ve aralarındaki mesafeler.....	25
Tablo 1.9. Çeşitli yönetmeliklere göre taşıyıcı duvarlardaki boşluklar.....	26
Tablo 2.1. FEMMAS-L programına ait örnek veri giriş dosyası.....	62
Tablo 2.2. FEMMAS-L de kullanılan elemanların şekil fonksiyonları.....	64
Tablo 2.3. Uygulama 1'e konu olan modelin mekanik özellikleri.....	70
Tablo 2.4. Uygulama 1'de ilk yükleme sonucunda elde edilen program çıktısı (FEMMAS-L).....	71
Tablo 2.5. Uygulama 1'de ilk yükleme sonucunda elde edilen program çıktısı (LUSAS).....	71
Tablo 2.6. Uygulama 1, ilk yüklemekten elde edilen sonuç özetleri.....	72
Tablo 2.7. Uygulama 1'de ikinci yükleme sonucunda elde edilen program çıktısı (FEMMAS-L).....	74
Tablo 2.8. Uygulama 1'de ikinci yükleme sonucunda elde edilen program çıktısı (LUSAS).....	75
Tablo 2.9. Uygulama 1, ikinci yüklemekten elde edilen sonuç özetleri.....	75
Tablo 2.10. Uygulama 1'de üçüncü yükleme sonucunda elde edilen program çıktısı (FEMMAS-L).....	77
Tablo 2.11. Uygulama 1'de üçüncü yükleme sonucunda elde edilen program çıktısı (LUSAS).....	78
Tablo 2.12. Uygulama 1, üçüncü yüklemekten elde edilen sonuç özetleri.....	78
Tablo 2.13. Uygulama 1'de dördüncü yükleme sonucunda elde edilen program çıktısı (FEMMAS-L).....	80
Tablo 2.14. Uygulama 1'de dördüncü yükleme sonucunda elde edilen program çıktısı (LUSAS).....	81

Tablo 2.15.	Uygulama 1, dördüncü yüklemekten elde edilen sonuç özetleri.....	81
Tablo 2.16.	Uygulama 1'de tüm yüklemelere ait karşılaştırmalı yer değiştirme değerleri.....	83
Tablo 2.17.	A1 modellerinde kullanılan malzeme parametreleri	96
Tablo 2.18.	A1 modellerinde kullanılan malzemelerin Elastisite Modülleri oranı	100
Tablo 2.19.	A2 modellerine ait elastik ve elastik ötesi malzeme özellikleri	100
Tablo 2.20.	A1 modellerinde kullanılan malzemelerin Elastisite Modülleri oranı	103
Tablo 2.21.	Modellerde kullanılan malzemelerin elastik özellikleri	105
Tablo 2.22.	Modellerde kullanılan malzemelerin elastik ötesi özellikleri	105
Tablo 2.23.	Farklı örgü biçimlerine sahip duvar modellerine ait yapısal analiz sonuçları	110
Tablo 2.24.	Modellere ait yapısal analiz sonuçları	117
Tablo 2.25.	A6 modellerine ait geometrik özellikler.....	125
Tablo 2.26.	Bala depreminde hasar gören yığma binadaki duvarların ağırlık merkezi... 143	
Tablo 2.27.	Bala depreminde hasar gören yığma binadaki döşemelerin ağırlık merkezi	144
Tablo 2.28.	Bala depreminde hasar gören yığma binada duvar rijitlikleri ve kat rijitlik merkezi	145
Tablo 2.29.	x ve y doğrultularında uzanan duvarlarda oluşan kesme etkileri.....	145
Tablo 2.30.	Bala depreminde hasar gören yığma bina duvarlarının kayma dayanımları denetimi.....	146
Tablo 2.31.	Balâ Depreminde hasar gören yığma binanın statik analiz gerilme sonuçları	149
Tablo 2.32.	Balâ Depreminde hasar gören yığma binanın statik analiz deplasman sonuçları	149
Tablo 2.33.	Balâ'daki yığma binanın modal analiz sonuçları	154
Tablo 2.34.	Balâ depreminin her iki bileşeninden elde edilen spektral analiz sonuçları (gerilme)	162
Tablo 2.35.	Balâ depreminin her iki bileşeninden elde edilen spektral analiz sonuçları (deplasman)	162
Ek Tablo 1.	FEMMAS-NL programında yer alan dosyalar ve işlevleri.....	199

SEMBOLLER DİZİNİ

A	: Tuğlanın basınç uygulanan yüzünün alanı
A_0	: Deprem Bölge katsayısı
$[B]$: Şekil değiştirme – yer değiştirme matrisi
c_b	: Tuğlanın kohezyonu
C_{nn}, C_s, C_n	: Kompozit arayüzey kriterinde malzeme parametreleri
c_{mr}	: Harcın kohezyonu
$[D^e]$: Elastik malzeme sabitleri matrisi
$[D^{ep}]$: Elasto-plastik malzeme sabitleri matrisi
$\{d\varepsilon\}$: Artımsal şekil değiştirme vektörü
$\{d\varepsilon^e\}$: Artımsal elastik şekil değiştirme vektörü
$\{d\varepsilon^p\}$: Artımsal plastik şekil değiştirme vektörü
$d\lambda$: Artımsal plastik şekil değiştirme vektörü şiddetine ilişkin bir katsayı
$\{d\sigma\}$: Artımsal gerilme vektörü
E	: Elastisite modülü
$\ E\ $: Yakınsama toleransı
E_b	: Tuğlanın elastisite modülü
E_{mr}	: Harcın elastisite modülü
$\{F\}$: İç kuvvet vektörü
f_b	: Tuğlanın basınç dayanımı
f_{ck}	: Betonu karakteristik basınç dayanımı
f_{cvk}	: Betonu karakteristik kayma dayanımı
f_{mr}	: Harcın basınç dayanımı
f_p	: Yığma prizmanın basınç dayanımı
f_t	: Çekme dayanımı
f_{tk}	: Karakteristik çekme dayanımı
f_{tx}, f_{ty}	: Yığma duvarın x ve y yönlerindeki çekme dayanımları
f_y	: Donatı çeliği akma dayanımı
G_b	: Tuğlanın kayma modülü
G_f^I	: Mod 1 kırılma enerjisi
G_f^{II}	: Mod 2 kırılma enerjisi
G_{mr}	: Harcın kayma modülü

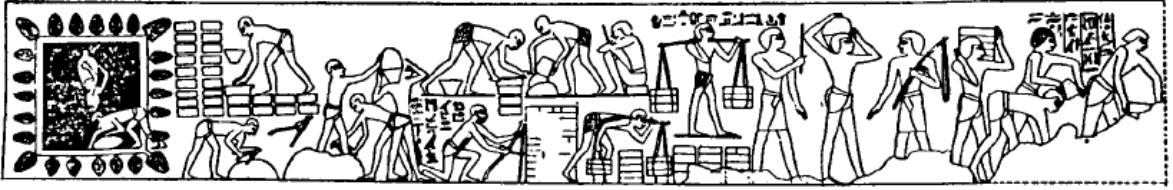
h	: Malzemelerin pekleşmesiyle ilgili bir katsayı
I	: Bina önem katsayısı
I_1	: Gerilme tansörünün 1. invaryantı
$[J]$: Jakobien matrisi
J_2	: Gerilme tansörünün deviatörüne ilişkin 2. varyantı
$[K]$: Sistem rijitlik matrisi
$[k^{(e)}]$: Eleman rijitlik matrisi
k_b	: Tuğlanın biçim katsayısı
k_n	: Çatlama ve ayrılma ara yüzeylerin normal rijitlik değeri
k_s	: Çatlama ve ayrılma ara yüzeylerin kayma rijitlik değeri
L, R, R^t	: Elastik ötesi algoritmasında sabitler
$[P]$: Şekil fonksiyonlarının kısmi türevlerini içeren matris
P_k	: Kırılma yükü
$[P_b]$: Hill kriterinde gösterim matrisi
$[P_t]$: Rankine kriterinde gösterim matrisi
$\{R\}$: Dış kuvvet vektörü
$R_a(T_1)$: Elastik ötesi deprem yükü azaltma katsayısı
$S(T_1)$: Spektrum katsayısı
t_{mr}	: Harç kalınlığı
$\{U\}$: Düğüm noktaları deplasman vektörü
ν	: Poisson oranı
α, k	: Drucker-Prager kriterinde kullanılan malzeme sabitleri
α_t	: Rankine kriterinde kayma gerilmesinin göçmeye olan etkisini temsil eden sabit
β, γ	: Hill kriterinde plastik yüzeyin şeklini belirleyen parametreler
$\{\delta\}$: Düğüm noktalarının deplasman bileşenleri vektörü
$\{\Delta F\}$: İç kuvvet değişimleri vektörü
$\{\Delta U\}$: Düğüm noktaları deplasman değişimleri vektörü
$\partial f / \partial \sigma_{ij}$: Kırılma yüzeyinin eğimi
$\partial g / \partial \sigma_{ij}$: Plastik potansiyel fonksiyonun eğimi
ε_{uk}	: Donatı çeliğinde en büyük çekme gerilmesinde oluşan birim uzama karakteristik değeri
ϕ_{mr}	: Harcın sürtünme açısı

ϕ_0	: Başlangıç sürtünme açısı
ϕ_r	: Artık (kalan) sürtünme açısı
σ_{ij}	: Gerilme tansörü
$\{\sigma^{tr}\}$: Deneme gerilme vektörü
$\overline{\sigma_{bx}}, \overline{\sigma_{by}}$: Hill kriterinde x ve y doğrultularındaki basınç gerilmeleri
$\overline{\sigma_{t1}}, \overline{\sigma_{t2}}$: Rankine kriterinde x ve y doğrultularındaki çekme gerilmeleri
$\{\pi\}$: Rankine kriterinde gösterim vektörü
$\tau_{u,b}$: Hill kriterinde basınçtaki fiktif kayma değerleri
$\{\xi\}$: Rankine kriterinde sadeleştirilmiş gerilme vektörü
$\{\psi\}$: İç ve dış kuvvetlerin farkından oluşan artık kuvvet vektörü
κ	: Elastik ötesi davranışta kullanılan pekleşme-yumuşama skaleri
κ_1	: Elastik ötesi rölatif deplasman değeri
κ_b	: Hill kriterinde kullanılan yumuşamanın miktarını gösteren skaler
κ_t	: Rankine kriterinde kullanılan yumuşamanın miktarını gösteren skaler

1. GENEL BİLGİLER

1.1. Giriş

Yığma yapılar, briket, tuğla, taş ve kerpiç gibi yığma birimler ile harçtan oluşturulan duvarların taşıyıcı sistem olarak kullanıldığı yapı sistemleridir. Günümüze kadar ulaşmış olan tarihi kemer köprüler, camiler, kiliseler, şadırvanlar ve çeşmeler tarihin değişik çağlarında insanların barınma ve benzeri ihtiyaçlarını karşılamak için yapılmışlardır. Mağaralardan gökdelenlere kadar gelen bu süreç içerisinde gelişen teknolojiyle çok çeşitli yapı malzemeleri kullanılmış ve çok çeşitli yapı sistemleri denenmiştir. Barınaklar, ilk çağlarda özellikle vahşi doğadan korunma amaçlı yapılsalar da, tarihsel süreç içerisinde iklim ve doğal felaketslere karşı kullanılmaya başlanmıştır. Bu süreç içerisinde yığma yapıların kullanımı milattan önce 1500'li yıllarda Mısırlıların mezar taşlarına kazıdıkları figürlerden de görüleceği üzere (Şekil 1.1) ilk çağlardan günümüze kadar sürmüştür.



Şekil 1.1. Mısırlıların mezar taşlarında duvar ören insan figürleri (Lourenço, 1996).

Ülkemizde bina adedi açısından en yaygın olarak kullanılan yapı sistemi yığma yapılardır. Bu yapılar genellikle kırsal kesimlerde ilgi görmektedir. Bunun sebeplerinden biri, bu tür yapıların maliyetinin az olmasıdır. 2000 yılında yapılmış olan bina sayımına göre (DİE, 2000) ülkemizdeki mevcut yapı stokunun yaklaşık olarak %51 ini yığma yapılar oluşturmaktadır. Oranın bu kadar yüksek olması, nüfusun önemli bir kısmının halen bu tür yapılarda yaşadığının bir göstergesidir. Türkiye'de 2000 yılı itibariyle bina sayıları sırasıyla Tablo 1.1 ve Tablo 1.2 de taşıyıcı sisteme ve fiziki durumlarına göre ayrı ayrı sunulmaktadır.

Tablo 1.1. Taşıyıcı sisteme göre Türkiye'deki bina sayıları (DİE, 2000).

Taşıyıcı Sistem	Bina Sayısı	%
İskelet (Çerçeve)	3.792.092	% 48,38
Yığma	4.001.954	% 51,05
Tünel Kalıp	6.378	% 0,08
Prefabrik	23.311	% 0,3
Bilinmeyen	14.940	% 0,19
TOPLAM	7.838.675	% 100

Tablo 1.2. Fiziki durumlarına göre Türkiye'deki bina sayıları (DİE, 2000).

Taşıyıcı Sistem	Tadilata ihtiyacı yok	Basit tamir ve tadilat	Esaslı tamir ve tadilat	Harap, yıkılması planlanan	Bilinmeyen	Toplam
İskelet (Çerçeve)	2.797.982	816.041	116.903	15.646	45.520	3.792.092
Yığma	1.979.396	1.388.095	462.123	115.054	57.286	4.001.954
Tünel Kalıp	6.075	224	18	1	60	6.378
Prefabrik	16.700	4.978	779	350	504	23.311
Bilinmeyen	7.283	3.115	875	737	2.930	14.940

Yığma yapıların deprem davranışı yönünden betonarme çerçevesiz yapılara göre bazı avantajları mevcuttur. Düşey yükleri taşıyan duvar elemanlarının yatay yükler altında perde duvar olarak görev yapması ve taşıyıcı sistemde mafsal teşkil edecek olan kritik noktaların bulunmamasından dolayı iç kuvvetlerin belirli bölgelerde yoğunlaşmaması ve oldukça düzgün dağılım göstermesi yığma yapıların avantajlarından bir kaçıdır. Bu avantajlara karşın bu tür yapıların sünekliğinin düşük olmasından dolayı sınır dayanımlarının aşılması ciddi problemleri beraberinde getirmektedir (Saber, 1998).

Yerel malzemelerle oluşturulmaya çalışılan yığma sistemler bir de inşaat sahibi tarafından işçilik masraflarının azaltılmaya çalışılması ve mühendislik bilgisi olmadan inşa edilmesi sonucunda meydana gelmesi muhtemel depremlerde bu tür yapılar hasar görebilmekte ve hatta yıkılabilmektedir. Ayrıca, söz konusu yapıların davranışlarıyla ilgili teknik yayınlar, betonarme yapıların davranışlarıyla ilgili olan teknik yayınlarla karşılaştırıldığında oldukça yetersiz olduğu görülmektedir. Üniversitelerimizde genellikle yığma yapılar konusunda özellikle lisans düzeyinde verilen bilgilerin yeterli olduğunu söylemek pek mümkün değildir. Ülke nüfusunun önemli bir kısmının halen bu yapılarda yaşadığı ve ülke topraklarının hemen hemen tamamının deprem bölgesi olduğu düşünüldüğünde bu yapılar için de yeterince çalışma yapılması gereği açıktır.

1.2. Yığma Yapılar Konusunda Literatürdeki Bazı Çalışmalar

Dünyanın değişik bölgelerinde yığma yapılar hakkında yapılmış çok çeşitli çalışmalara rastlamak mümkündür. Çünkü tarihin ilk çağlarından itibaren barınma ihtiyacını karşılayan belki de en önemli yapılar yığma yapılardır. Bu sebeplerden dolayı bu tür yapıların genel davranışları farklı ülkelerdeki bilimsel çevreler tarafından incelenmiştir.

Yığma yapılarda çelik sistemlerdeki çubuk gibi basit elemanlar bulunmadığından bunların modellenmesinde nispeten zorluklarla karşılaşmıştır. Bu bağlamda bu yapıların hesaplarında kabullerle basitleştirilmelere gidildiği söylenebilir. Bilgisayar teknolojisinin günümüzde hızla ilerlediği göz önüne alındığında ise sonlu elemanlar metodu diğer sistemlerin hesabında olduğu gibi yığma yapıların analizi konusunda da ön plana çıkmaktadır. Buna paralel olarak doğrusal olmayan elastik ötesi davranışları içeren çalışmalar ve zaman-tanım alanında yapılan çalışmalar günümüz teknolojisinin sunduğu imkânları sonuna kadar kullanmaktadır.

Tezin kapsamında yer alan konulara göre düşünüldüğünde günümüzde dünya literatüründe kilometre taşı olarak kabul edilen Lourenço'nun (1996) yapmış olduğu doktora tezi birçok çalışmaya ve araştırmaya temel teşkil etmiştir. Tezin ilerleyen bölümlerinde söz konusu çalışmadan oldukça fazla söz edilecek ve bazı parametrik uygulamalarda söz konusu çalışmadan elde edilen veriler kullanılacak ve çeşitli karşılaştırmalar yapılacaktır. Lourenço (1996) yapmış olduğu doktora çalışmasında özellikle yığma yapılarda kullanılan modelleme teknikleri ile doğrusal olmayan elastik ötesi davranış hakkında oldukça faydalı bilgiler sunmaktadır.

Lourenço (1996) çalışmasında mikro modelleme tekniğiyle yapılacak olan modellemelerde kayma (kesme), çatlama ve göçme mekanizmalarını birlikte kullanmak suretiyle bir matematiksel model geliştirmiştir. Makro modellemelerde ise malzemeyi orthotrop veya anizotrop kabul ederek Rankine ve Hill kriterlerini birleştirmek suretiyle bir elastiklik sınır yüzeyi elde etmiştir. Geliştirmiş olduğu modellerden elde ettiği bulguları literatürde yapılmış olan deneysel çalışma bulgularıyla karşılaştırmıştır.

Yığma yapılar hakkında hem yığma birimin farklılıklarından dolayı ve hem de bu birimlerin dolgu duvarlar gibi farklı fonksiyonlar görmesinden dolayı bu yapılar için değişik yönlerden yaklaşan çalışmalar gerçekleştirilmiştir. Bunların hepsini ayrıntılı olarak sunmak, tezi kapsam dışına çıkaracağından ve çok fazla yer kaplayacağından dolayı uygun düşmemektedir. Bunun yerine tez kapsamında ve yakın konularda gerçekleştirilen başlıca

çalışmalar, aşağıda verilen 9 grupta değerlendirilmekte ve takip eden alt başlıklarda ayrıntılı olarak sunulmaktadır. Bunlar:

1. Yığma yapıların doğrusal olmayan ve elastik ötesi davranışlarını belirlemeye yönelik çalışmalar
2. Yığma yapıların dinamik etkiler altındaki davranışlarını belirlemeye yönelik çalışmalar
3. Meydana gelen depremler sonrasında hasar görmüş yığma yapıların mevcut durumlarını ve hasarlarını değerlendirmeye yönelik çalışmalar
4. Yığma yapıların davranışlarını deneysel olarak belirlemeye yönelik çalışmalar
5. Yığma dolgu duvarların davranışlarını belirlemeye yönelik çalışmalar
6. Farklı metotlar kullanarak yığma yapıların davranışlarını belirlemeye yönelik çalışmalar
7. Yapı-zemin etkisini dikkate alarak yığma yapılarıdaki davranışları belirlemeye yönelik çalışmalar
8. Çeşitli güçlendirme teknikleri uygulanmış yığma yapıların davranışlarını belirlemeye yönelik çalışmalar
9. Yığma türünde yapılmış olan tarihi yapıların davranışlarını belirlemeye yönelik çalışmalar

1.2.1. Doğrusal Olmayan ve Elastik Ötesi Davranışları Belirlemeye Yönelik Çalışmalar

Chaimoon ve Attard, (2006), çalışmalarında donatısız yığma duvarların kesme ve basınç kırılması altındaki davranışlarını belirlemeye yönelik bir formülasyon geliştirmişlerdir. Sonlu eleman olarak üçgen elemanların kullanıldığı çalışmada basitleştirilmiş mikro modelleme tekniğini kullanmışlardır. Tuğlanın ve harcın elastik, tuğla-harç arayüzeyinin ise elastik ötesi bir davranış gösterdiğini kabul etmişlerdir. Velmertfoort ve diğ. (1993) yapmış olduğu yığma duvar deneyleriyle geliştirdikleri formülasyonu karşılaştırmışlardır.

Berto ve diğ. (2005), yaptıkları çalışmada, yığma prizmaların aksenal basınç atındaki davranışını incelemek amacıyla iki ve üç boyutlu olmak üzere çeşitli analizler gerçekleştirmişlerdir. Modelleme aşamasında mikro modelleme tekniğini kullanmışlardır.

Sırasıyla zayıf harç - güçlü tuğla ve zayıf tuğla - güçlü harç malzeme özelliklerini dikkate alarak analizleri gerçekleştirmişlerdir.

Asteris ve Syrmakezis (2005), çalışmalarında yığma duvarların düşey tekil yükler altındaki davranışlarını geliştirmiş oldukları sonlu elemanlar yazılımı yardımıyla incelemişlerdir. Sonlu elemanlar modellemesinde ortotropik ve anizotropik elemanlar kullanmışlardır. İki eksenli gerilme altında farklı bir anizotropik kırılma yüzeyi önermişlerdir. Çalışmalarının ilerleyen aşamalarında geliştirdikleri kod yardımıyla bazı parametrik çalışmalar gerçekleştirmişlerdir.

Köksal ve diğ. (2004, 2005), yaptıkları çalışmalarda yığma prizmaların ve sıvalı beton prizmaların basınç dayanımlarına ilişkin hesaplamaları elasto-plastik yaklaşıma ve izotropik hasar modeline göre yapmışlardır. Ayrıca bu çalışmada, Drucker-Prager kırılma kriteri için gerekli olan kohezyon ve sürtünme açısı değerleriyle ilgili bir bağıntı da önermişlerdir. Buna göre blok ve harca ait kohezyon değerleri belirledikleri aşağıdaki formüllerde hesaplanmaktadır.

$$c_b = \frac{f_b}{4} \quad (1.1)$$

$$c_{mr} = 0,129f_{mr} + 1,85$$

Burada f_b ve f_{mr} sırasıyla blokların ve harcın basınç dayanımlarını temsil etmektedir. Ayrıca harca ait sürtünme açısı değerleri de aşağıdaki gibi hesaplanmaktadır. Buna karşın blokların sürtünme açısı değerleri hakkında herhangi bir formülasyon vermemişlerdir.

$$\phi_{mr} = 1,519 \cdot f_{mr} \quad (1.2)$$

Berto ve diğ (2004), yığma duvarların kayma davranışlarını parametrik çalışmalar yardımıyla belirlemeye çalışmışlardır. Çalışmaları kapsamında iki farklı hasar modeli kullanmışlardır. Bunlar; 1) Mikro modelleme yardımıyla harcın davranışını belirlemek için izotropik hasar modeli, 2) Yığma duvarın doğrusal olmayan davranışını belirlemek amacıyla makro modelleme yapılarak ortotropik model kullanılmıştır. Ayrıca, yığma duvarların örgü

biçimlerinden düz örgü ve şaşırtmalı örgü biçimlerinin farklı modelleme teknikleri (mikro ve makro) kullanılarak analizleri yapılmış ve sonuçları karşılaştırılmıştır.

Asteris ve Tzamtzis (2003), çalışmalarında donatısız yığma yapıların sonlu elemanlar modellemesinde makro modellemeyi dikkate alarak iki eksenli gerilme hali için bir algoritma önermişlerdir. İki eksenli gerilme altındaki model için, anizotropik kırılma yüzeyi tanımlamışlardır.

Salonikios ve diğ. (2003), ikişer katlı farklı yığma modeli ele alarak ve her kata farklı yük uygulayarak bu modellerin elastik olmayan davranışlarını incelemişlerdir. Elastik olmayan davranışı incelerken üç farklı yöntem kullanmışlardır. Bunlardan biri SAP 2000'de doğrusal çerçeve modeli, diğer ikisi CAST3M programındaki biri sürekli diğeri ise ayrık modeldir.

Reis (2001), çalışmasında altı katlı donatılı bir yığma yapıyı sonlu elemanlar metodu ile SAP2000 bilgisayar paket programı kullanarak analiz etmiştir. Buna ek olarak donatılı yığma yapının maliyet hesabını yapmış, donatısız ve betonarme çerçeveli binalarla karşılaştırmıştır. Bu çalışmada ayrıca dolgu duvarlı olarak donatılı tuğla duvarların betonarme çerçeve sistemin davranışına yaptığı etkileri incelemiştir. Bunun için, dört katlı betonarme bir çerçeve sistemi seçip, deprem yükü altında farklı durumlar için incelemiştir. Bütün durumlarda ardışık yükleme (pushover) metodunu uygulamıştır. Harcın kayma dayanımını deneysel olarak tayin etmek amacıyla özel bir deney yöntemi kullanmış ve örnek bir delikli tuğla duvarda, harcın kayma dayanımını üç ayrı noktada aletsel olarak tayin etmiştir.

Van Zijl ve diğ. (2001), çalışmalarında yığma duvarların kesme ve basınç etkilerine maruz kaldığı durumlardaki davranışlarını incelemişlerdir. Çalışmada elde ettiği deneysel verileri kullanarak oluşturdukları sonlu elemanlar modelinde basitleştirilmiş mikro modelleme tekniği kullanılmış ve elastik ötesi davranış sadece tuğlaların arasında yer alan arayüzeyde tanımlanmıştır. Yapısal analiz sonuçları deney sonuçlarıyla karşılaştırılmıştır.

De Borst (1987), çalışmasında bir algoritma önermektedir. Söz konusu algoritma Mohr-Coulomb ve Tresca kriterleri için geçerlidir. Çalışmada ayrıca gerilmelerin elastik bölgeden plastik bölgeye geçişlerindeki değişimleri bazı formülasyonlar ile detaylı bir şekilde açıklamıştır.

Yığma yapıların doğrusal olmayan elastik ötesi davranışlarını belirlemeye yönelik literatürde daha başka kaynaklar da vardır. Bunlardan bazıları; Van Zijl (2004), Madan

(1996), Chon (1996), Pietruszczak ve Ushaksaraei (2003), Sayed-Ahmed ve Shrive (1996), Lourenço ve diğ (1998) şeklinde sıralanabilir.

1.2.2. Dinamik Etkiler Altındaki Davranışları Belirlemeye Yönelik Çalışmalar

Doherty ve diğ (2002), çalışmalarında tuğla yığma duvarların sismik yükler altında düzlem dışı eğilmesini konu almışlardır. Bu konuda doğrusallaştırılmış deplasman tabanlı yöntem izlenmiştir. Çalışmalarında deplasman tabanlı yöntemin, kuvvet tabanlı yöntemle göre daha iyi sonuçlar verdiğini gözlemlemişlerdir.

Kappos ve diğ (2002), çalışmalarında donatısız yığma yapıları yanal yük etkisinde modellemişlerdir. Bu çalışmada asıl amaç elde edilen sonuçların pratikte de kullanılabilir olmasıdır. Bu amaçla iki ve üç boyutlu olarak sonlu elemanlar ve eşdeğer çerçeve modelleri geliştirilmiş daha sonra itme (pushover) analizi ile her iki model üzerinde farklı rijitlik konfigürasyonları uygulanarak çözümlenmeler yapılmıştır.

Zhang ve diğ (2001), bir adet 1/1 ölçeğinde 190mm kalınlığında, 9.4m uzunluk ve 2.4m yüksekliğindeki donatılı yığma duvar modellerinin sismik yük etkisi altında düzlem dışı davranışlarını incelemişlerdir. Donatı düzenini Yeni Zelanda Standartlarına göre yapmışlardır. Elde ettikleri sonuçlara göre ele aldıkları donatılı yığma duvar modelleri sünek bir davranış göstermiş ve modelin düzlem dışı nihai kapasiteleri Yeni Zelanda Standartlarının çok üstünde olduğu görülmüştür. Çalışmadan elde ettikleri en önemli sonuç ise; duvarın üzerindeki kapı ve pencere boşluklarının yeri ve büyüklükleri, modelin sismik yük taşıma kapasitesini önemli ölçüde etkilediğidir.

Casolo (1999), çalışmasında yığma duvarların sismik yük altındaki düzlem dışı davranışını incelemek amacıyla rijit eleman modelini geliştirmiş ve doğrusal olmayan analiz gerçekleştirmiştir.

Paquette ve Bruneau (1999), çalışmalarında tek katlı donatısız yığma bir yapıyı ele alarak sismik etkiler altında döşemede esnek diyaframın rolünü araştırmışlardır. Yaptıkları doğrusal-elastik olmayan analiz sonucunda esnek diyaframın yapının davranışına büyük etkisi olduğunu görmüşlerdir.

Zhuge ve diğ. (1998), çalışmalarında donatısız yığma yapıların düzlem içi dinamik davranışlarını belirlemeye yönelik analitik model geliştirmişlerdir. Ayrıca kayma, ezilme ve göçme mekanizmalarının birlikte yer aldığı bir kırılma yüzeyi geliştirmişlerdir. Doğrusal

olmayan dinamik analizler modifiye edilmiş Newton-Raphson iterasyonu ve Newmark zaman integrasyonunu birleştirerek gerçekleştirmişlerdir.

Tanrikulu ve diğ (1992), yaptıkları çalışmada donatısız yığma binaların doğrusal olmayan dinamik analizini yapmışlardır. Analizler esnasında çeşitli deneylerden elde ettikleri malzeme parametrelerini kullanarak genellikle analitik formüllerden faydalanmışlardır.

Tanrikulu (1991), çalışmasında deprem analizi için donatılı ve donatısız yığma yapıların üç boyutlu doğrusal olmayan matematiksel modellerini önermiştir. Formülasyonda kat döşemeleri için rijit diyafram kabulünü kullanmış, donatısız halde duvarların sadece kendi düzlemleri içinde kayma dayanımına sahip olduklarını dikkate almıştır. Donatılı halde ise duvarların düzlemlerine dik yöndeki rijitliklerini de göz önüne almıştır. Çalışmasında iki farklı yaklaşımda bulunmuştur. Bunlardan birisinde “Eşdeğer Doğrusal Metot”, diğesinde ise doğrusal olmayan model kullanılmış, modelleri değerlendirmek amacıyla beş örnek problem çözülmüştür.

Yığma yapıların dinamik etkiler altındaki davranışlarını belirlemeye yönelik daha başka çalışmalar da vardır. Bunlardan bazıları; Mengi ve diğ (1984), Mengi ve McNiven (1989), Mengi ve diğ (1991), McNiven ve Mengi (1989), Sucuoğlu ve diğ (1984), Benedetti ve Benzoni (1984) olarak sunulabilir.

1.2.3. Depremlerde Hasar Görmüş Yığma Yapıların Durumlarını Değerlendirmeye Yönelik Çalışmalar

Doğangün ve diğ. (2008), çalışmalarında 1992-2004 yılları arasında Türkiye’de meydana gelmiş olan depremler ve hasar gören yığma yapılar hakkında bilgiler vermişlerdir. Çalışmada, meydana gelen yığma yapı hasarları sebeplerine göre sınıflandırılmakta, Türk Deprem Yönetmeliğindeki hükümler ile karşılaştırılarak irdelenmektedir. Çalışmanın sonunda bu yapıların deprem dayanımları ile ilgili bazı öneriler sunulmaktadır.

Petersen (2002), hazırladığı raporda 1989 Loma Prieta ve 1994 Northridge depremlerindeki yığma yapı hasarlarını konu almıştır. Özellikle çatı ve döşeme diyaframları arasındaki kesişmeleri, parapet ve kalkan duvarlardaki düzlem dışı hasarları incelemiştir. Çalışmasında farklı göçme modlarını ele almış ve aralarında karşılaştırmalar yapmıştır.

Yoshimura ve diğ. (2001), yaptıkları çalışmada 13 Ocak 2001 tarihinde El Salvador’da meydana gelen depremde hasar gören yığma yapıları konu almışlardır. Çalışmalarında, bu

ülkedeki yapısal sistemler hakkında kısaca bilgiler verilmiştir. Donatısız ve donatılı yığma yapılardaki hasar nedenleri fotoğraflar üzerinde irdelenmiş ve önerilerde bulunulmuştur.

Yoshimura ve diğ. (1999), yaptıkları çalışmada 25 Ocak 1999'da Colombiya'nın Armenia kenti yakınlarında, büyüklüğü 6,2 olan depremi konu almışlardır. Öncelikle deprem bölgesinde yer alan yığma yapı türleri ortaya konulmuş daha sonra bu yığma yapılarda gözlemledikleri hasarlar ve temel sebeplerini irdelenmişlerdir. Daha sonra gözlemlenen hasarlar ile ilgili çeşitli güçlendirme teknikleri önerilmiş ve bu teknikler hakkında bilgiler verilmiştir.

Spence ve D'Ayala (1999) çalışmalarında 1997 Umbria-Marche (İtalya) depreminde hasar görmüş olan yığma yapılar üzerine araştırma yapmışlardır. Deprem bölgesine giderek mevcut yığma yapı hasarlarını incelemişler ve sunmuşlardır.

Karantoni ve Fardis (1991) yaptıkları çalışmada 1986 Kalamata-Yunanistan depreminde hasar görmüş taş yığma yapıları ve duvar konfigürasyonlarını analitik ve istatistiksel olarak incelemişlerdir.

Sucuoğlu ve Erberik (1997), çalışmalarında Erzincan'da 1992'de meydana gelen depremde hasar görmeyen üç katlı donatısız bir yığma yapının sismik performansını irdelenmişlerdir. Yapıda kullanılan duvar elemanlarının ve harcın malzeme özelliklerini deneysel olarak belirlemişlerdir. Uygun özelliklerde malzeme modeli geliştirilmiş ve bilgisayar destekli doğrusal olmayan dinamik analiz gerçekleştirilmiştir. Çalışmanın sonunda tepki davranışlarının ışığı altında bazı önerilerde bulunmuşlardır.

1.2.4. Deneysel Yöntemlerle Yapı Davranışlarını Belirlemeye Yönelik Çalışmalar

Elgwady ve diğ (2003), çalışmalarında kompozit malzemelerle güçlendirilmiş 1/2 ölçeğinde donatısız yığma duvarın laboratuvar ortamında sarsma tablasıyla verilen deprem hareketi karşısındaki davranışını incelemişlerdir. Çalışmaya göre hiçbir düzlem dışı tepki gerçekleşmediği zaman donatısız yığma duvarlar düzgün doğrusal olmayan davranış göstermektedir. Güçlendirmeden sonra yapının gösterdiği davranış iyi olduğundan çalışmada kullanılan güçlendirme tekniğinin kullanılabilirliğini vurgulamışlardır.

Brencich ve diğ (2002), çalışmalarının deneysel kısmında prizmatik bir yığma duvar numunesi ele alıp, eksantrik yük yükleyerek numunedeki davranışları incelemişlerdir. Aynı numuneyi sonlu elemanlar yöntemiyle sayısal olarak da modellemişlerdir. Bu çalışmadan

çıkarılan en önemli sonuç eksantrik yük altındaki yığma duvar modelin kenarında meydana gelen tesirler (etkiler), duvar modelinin yük taşıma kapasitesini büyük ölçüde etkilemiştir.

Juhásová ve diğ (2002), yığma yapıların farklı mesnet koşullarındaki sismik davranışlarını konu almışlardır. Çalışmanın esas amacı orta ve şiddetli derecedeki sismik etkileri eski yığma yapıların sismik dayanım kapasitelerini nasıl etkileyeceğinin belirlenmesidir. Bu amaçla altı serbestlik dereceli bir yığma modelini sarsma tablasında deneye tabii tutmuşlar ve modelin tepki davranışını incelemişlerdir. Elde ettikleri en önemli sonuçlardan biri, modelin ara yüzeylerini dolduran harcın dayanımı, tuğla dayanımından düşük olduğundan dolayı, çatlama ve kırılmaların genellikle bu ara yüzeylerde meydana geldiğini gözlemlemişlerdir.

Benedetti ve diğ (2001), çalışmalarında 12 adet taş ve tuğladan oluşmuş yığma yapı modeli üzerinde 58 adet sarsma tablası deneyi gerçekleştirmişlerdir. Uygulanan sarsma tablası deneylerinde enerji fonksiyonlarını kullanarak modellerin davranışlarını incelemişlerdir.

Benedetti ve diğ (1998), 1/2 ölçekli 24 adet yığma yapı modeli üstünde 119 adet sarsma tablası deneyi gerçekleştirmişlerdir. Testlerde hasar görmüş yığma modelleri üstünde farklı onarım ve güçlendirme teknikleri uygulayarak, yapılar tekrar sarsma tablası deneyine tabii tutulmuştur. Elde edilen sonuçlarla birçok farklı güçlendirme tekniğinin pratikte kullanılabilirliğini göstermişlerdir.

Bozdoğanlı (1998), çalışmasında ikinci deprem bölgesinde yapılmakta olan yığma yapıların deprem durumundaki davranışını deneysel olarak incelemiştir. Deneyinde, deprem esnasında kapı-pencere boşluklarının olduğu cepheyi ele almıştır. Deney tipi olarak deplasman kontrollü deney yöntemini kullanmıştır. Deneyde sabit düşey yük altında, önceden sayısal hesapla bulunan deplasmanlara karşılık gelen yatay yükleri numuneler üzerine uygulamıştır.

Saberî (1998), çalışmasında deprem bölgelerinde yapılmakta olan yığma yapıların deprem durumundaki davranışlarını deneysel olarak araştırmıştır. Deneyinde, deprem esnasında kapı-pencere boşlukları olan cephesini ele almıştır. Deney tipi olarak yarı-statik yöntemi kullanmış ve çıkan sonuçları irdelemiştir.

Tomažević ve Klemenc (1997a), çalışmalarında sarılmış yığma binaların sismik davranışlarını deneysel olarak araştırmışlardır. 1/5 oranında küçültülmüş tipik üç katlı yapı modellerinin, her test adımında sismik yer hareketi belirli oranlarda artırılarak analizleri yapılmıştır. Yapılan deneyler ve nümerik hesaplar sonucunda sarılmış yığma yapıların

sismik davranışlarını tespit için yeni bir yöntem önermişlerdir. Ayrıca davranış faktörü adı altında bir değin hesaplarda kullanılması yönünde önerilerde bulunmuşlardır.

Tomažević ve Lutman (1996), yaptıkları deneysel çalışmada yığma duvarların sismik davranışını incelemişlerdir. Bu çalışmaya göre ele aldıkları 32 adet aynı özelliklere sahip donatılı yığma duvar üzerinde, 6 farklı konfigürasyonda deneyler gerçekleştirmişlerdir. Bu test gruplarında numunelere düşük ve yüksek seviyelerde düzgün, tekrarlı ve deprem yükleri uygulanmıştır. Uygulanan bu yükler karşısında numunelerin tekrarlı yükler altındaki davranışları gözlemlenmiştir. Deneyden elde edilen ve önceden hesaplanan sonuçlar arasında korelasyon yapılarak sonuçlar irdelenmiştir.

Yığma yapıların davranışlarını deneysel metotlarla belirlemeye yönelik literatürde diğer bazı çalışmalar mevcuttur. Bunlardan bazıları; Tomažević ve diğ (1996), Lourenço ve diğ (2005), Lourenço ve diğ (2004) olarak belirtilebilir.

1.2.5. Dolgu Duvarların Davranışlarını Belirlemeye Yönelik Çalışmalar

Mohebkhah ve diğ. (2008), çalışmalarında çelik çerçevesiz ve yığma dolgu duvarlar için UDEC isimli doğrusal olmayan statik analiz yapabilen bir sonlu elemanlar programı geliştirmişler ve bu program yardımıyla bir yığma duvar modelini düzlem içi yükleyerek doğrusal olmayan davranışlarını incelemişlerdir. Modelde mikro modelleme tekniği kullanılmış ve yığma birimler arasında büyük deplasman ve dönme değerleri de dikkate alınmıştır. Çalışmalarından elde ettikleri sonuçları literatürde daha önce yapılan deneysel çalışmalardan elde edilen sonuçlarla karşılaştırmışlardır.

Lee ve Woo (2002), yığma dolgu duvarın üç katlı betonarme çerçevesiz bir yapının sismik performansına yaptığı etkileri araştırmışlardır. Bu amaçla laboratuvar ortamında 1/5 ölçekli, iki açıklıklı ve üç katlı model Kore Şartnamelerine göre inşa edilmiş ve bu model üzerine bir dizi deprem simülasyonu ve pushover testleri uygulanarak modelin davranışları gözlemlenmiştir. Elde edilen sonuçlara göre birinci katta kesme kuvvetlerinin yoğun olmasından dolayı, bu kattaki yığma dolgu duvarlarda kayma kırılmaları meydana gelerek bu katın zayıf kat davranışını göstermesine sebep olmuştur. Bina bütünü incelendiğinde yığma dolgu duvarların, yapının rijitliğini %85, dayanımını %80 oranında artırdığını pushover testleri sonucunda gözlemlenmiştir.

Shing ve Mehrabi (2002), çalışmalarında yığma dolgu çerçeve yapılar için farklı analitik modeller önermişlerdir. Ayrıca bu tür yapıların analizi için sonlu eleman modelleri

geliştirilmiştir. Çalışmalarında ilk önce yığma dolgu çerçeve yapıların davranışları hakkında bilgiler verildikten sonra, olması muhtemel göçme mekanizmalarından bahsedilmiş, sonlu elemanlar metodu ve deprem tepki analizi hakkında bilgiler verilmiştir.

Žarnić ve diğ (2001), yaptıkları çalışmada 1/4 oranında küçültülmüş iki adet yığma dolgu duvarlı çerçeve modelinin sismik analizini sarsma tablasında gerçekleştirmişlerdir. Modelin gösterdiği davranışlar gözlenmiş ve prototipin nümerik hesaplarla bulunmuş olan sismik tepki davranışına benzerliğini görmüşlerdir. Ayrıca deney sonucunda elde edilen verilerden faydalanılarak bilgisayarda doğrusal olmayan hesap modeli geliştirmişlerdir.

Gürel (2001), çalışmasında kâgir dolgu duvarlarının davranışlarını etkileyen bazı parametreleri incelemiştir. Bu parametreler; duvarların kendi ağırlıkları, duvarların düzlemlerine dik atalet kuvvetleri, duvarların düzlemlerine dik katlararası görelî ötelenme etkisi ve düşey atalet kuvvetlerinden oluşan birleşik yükleme etkileridir.

Chaker ve Cherifati (1999), yığma dolgu duvarların, betonarme çerçevesel binalardaki titreşim ve rijitlik karakteristikleri üzerindeki etkisi üzerine bir çalışma yapmışlardır. Titreşim ölçümlerini iki adet bitişik üç katlı model üzerinde yapmışlardır. Birinci bina modelinde çerçeveler dolgusuz, diğlerinde ise kısmi dolgu duvarlıdır. Doğal periyod dolgu çerçevesel binada, dolgusuz çerçevesel binadakinden yedi kat daha fazla çıkmıştır. Çalışmada ayrıca dört ayrı dolgu çerçeve modeli nümerik olarak analiz edilmiştir. Çerçeve ve döşeme modellerinin özellikleri deneysel verilerden alınmış, dolgu duvarlar için “eşdeğer köşegen modeli” veya düzlem gerilmeli sonlu elemanlar kullanılmıştır. Bunlardan sadece düzlem gerilmeli sonlu eleman modeli deneysel sonuçlarla uyumlu sonuçlar vermiştir.

Yukarıda sözü edilen dolgu duvarların davranışlarını belirlemeye yönelik çalışmalardan başka literatürde bu konuda başka yayınlara da rastlamak mümkündür. Bunlardan ikisi; Dymiotis ve diğ (2001), Mehrabi ve diğ (1996) dir.

1.2.6. Farklı Yöntemler ile Yapısal Davranışları Belirlemeye Yönelik Çalışmalar

Formica ve diğ. (2002), yığma duvarların doğrusal olmayan analizini ayrık mekanik model olarak Lagrange metodu yardımıyla oluşturmuşlar ayrıca yeni bir yöntem (path-following çözüm stratejisi) geliştirmişlerdir. Ayrık mekanik modelde her bir tuğlanın rijit ve her bileşim bölgesinde harcı ara yüz elemanı olarak kullanan bir yaklaşım tercih etmişlerdir. Modelde yığma duvarın tipik kesme davranışı ve yüksek hasar derecelerinde duvardaki sürtünmenin önemi vurgulanmıştır.

Zucchini ve Lourenço (2002), yaptıkları çalışmada yığma duvarların homojenleştirilmesi için bir mikro-mekaniksel yöntem önermişlerdir. Yöntem, iki aşamalı homojenleştirme işlemini dikkate alarak yığma duvardaki gerçek deformasyonlardan yola çıkarak türetilmiştir. Önerilen yönteme göre yığma birim ile harcın rijitlik oranları 1/1000 değerine kadar, hesaplanan homojenleştirilmiş kompozitin Elastisite Modülü'ndeki hata %5'ten az olmuştur.

Dymiotis ve Gutleiderer (2002), yığma yapıların basınç dayanımlarını belirlemedeki belirsizlikleri incelemişlerdir. Yığma yapıların basınç dayanımını içeren yönetmeliklerdeki hususları incelemişler ve bu konudaki eksiklikleri belirtmişlerdir. Çalışmalarında topladıkları deneysel sonuçlarla Regression Analizi yardımıyla literatürde önerilen modellerden elde edilen sonuçlar karşılaştırılmıştır. Bu analizde harç ve tuğlanın basınç dayanımları ve diğer bazı parametreler tuğla birimi, harç bileşimleri veya duvarın geometrisiyle ilişkilendirilmiştir.

Ryu ve diğ. (1999), yaptıkları çalışmada 1/3 boyutunda donatısız yığma modelin dinamik yük altında analizini gerçekleştirmişlerdir. Bunun için Tolles'in geliştirmiş olduğu "Yapay Kütle Simülasyonu" metodunu kullanmışlardır. Analiz sonucunda modelin 1.katın kesme kırılmalarının baskın çıktığını, üst katın rijit bir davranış gösterdiğini görmüşlerdir.

Aydan (1997), çalışmasında yığma yapıların statik ve dinamik analizlerini "Ayrık Sonlu Elemanlar Metodu" ile yapmıştır. Özellikle yığma duvarlar, kuleler, barajlar, kemerler ve piramit tiplerinin analizlerini yapmış ve bu gibi yapılarda bu metodun uygulanabilirliğini kontrol etmiştir.

Tomažević ve Klemenc (1997b), sarılmış yığma duvarların deprem davranışının modellenmesinde kullanılacak olan "oransal metodu" geliştirmişlerdir. Bunun için h/l oranı 1/5 olan ve 1/5 oranında küçültülmüş duvar modelini ele alarak analizi gerçekleştirmişler ve bulguları irdelenmişlerdir.

1.2.7. Yapı-Zemin Etkisini Dikkate Alarak Yapısal Davranışları Belirlemeye Yönelik Çalışmalar

Burd ve diğ (2000), çalışmalarında yapı-zemin etkileşimini konu almışlardır. Analiz sonlu elemanlar metoduyla üç boyutlu olarak gerçekleştirilmiştir. Analizde iki katlı yığma yapı ve üzerine oturduğu sığ tünel bulunan toprak kütlesi birlikte değerlendirilerek yığma yapıdaki çatlaklar gözlenmiştir. Yığma yapının performansının toprak kütlesinin çökmesiyle yakından ilişkili olduğu belirtilmiştir.

1.2.8. Güçlendirme Tekniklerinin Uygulandığı Çalışmalar

Schultz ve diğ (1998), mesnet noktaları güçlendirilmiş ve bazı bölgelerine beton enjeksiyon yapılmış yığma kesme duvarına tekrarlı yükler uygulanarak, yığma duvarın göstermiş olduğu rijitlik, kesme dayanımı, enerji yayılımı ve deformasyon kapasitesi parametrelerini belirlemeye çalışmışlardır.

Hamoush ve diğ (2001), yığma yapıların FRP ile güçlendirilmesi üzerine bir dizi deneysel çalışma yapmışlardır. Buna göre; yığma duvarların düzlem dışı statik yüklemelere karşı mukavemetini artırmak amacıyla toplamda 15 adet yığma duvar numunesi (yığma duvar boyutları 1200 x 1800 x 200 mm) test edilmiştir. 12 adet yığma duvarda FRP malzemeleri çekme bölgelerine yerleştirilmiş, diğer yığma duvarlarda herhangi bir güçlendirme malzemesi uygulanmamıştır. Yapılan değerlendirmelerde, eğer yığma duvarların kayma davranışı kontrol altına alınabilirse, FRP malzemesi yığma duvarlardaki eğilme kapasitesini artırdığı sonucuna varmışlardır.

Yukarıda sözü edilen yığma yapıların güçlendirilmesiyle ilgili literatürde daha başka kaynaklar da vardır. Bunlar; Valluzzi ve diğ (2002), Gilstrap ve Dolan (1998), Galano ve Gusella (1998), Hall ve diğ (2001) dir.

1.2.9. Yığma Tarihi Yapıların Davranışlarını Belirlemeye Yönelik Çalışmalar

Pegon ve diğ (2001), çalışmalarında ülkelerinde kültürel miras olarak kabul ettikleri taş yığma yapıların belirli kısımlarını bilgisayar yardımıyla iki ve üç boyutlu modellerini yapıp doğrusal olmayan analizlerini gerçekleştirmişlerdir. Bu çalışmada gerçek modele yakın sonlu elemanlar tanımlayıp davranışlarını incelemişlerdir.

Yukarıda sözü edilen tarihi yığma yapılar ile ilgili literatürde daha başka çalışmalar da mevcuttur. Bunlardan bazıları; Ramos ve Lourenço (2005), Lourenço (2002), Ural ve diğ (2006), Ural ve diğ (2008), Doğangün ve diğ (2006), Szymakezis (2006), Swan ve Çakmak (1993), Çakmak ve diğ (1995) şeklindedir.

1.2.10. Yığma Yapılar Hakkında Önemli Görülen Diğer Çalışmalar

Corrêa ve Ramalho (2004), yaptıkları çalışmada farklı düzlemlerde birleşen komşu yığma duvarların farklı yükleme seviyeleri altında birbirine yük aktarabilmesi (yük transferi)

konusunda yeni yaklaşımlarda bulunmuşlardır. Bilgisayar destekli sonlu elemanlar metodu kullanarak yaptıkları çalışmada farklı düzlemlerde birleşen duvarlara üstten düşey yükler uygulayarak yığma duvarların bu yüklemelere birlikte gösterdikleri tepkileri geliştirdikleri yöntemle incelemişlerdir. Aynı duvar modelini diğer bilinen metotlarla da çözmüşler ve geliştirdikleri yöntemin doğruluğunu irdelenmişlerdir.

Hradil ve diğ (2001), çalışmalarında örnek olarak Çek Cumhuriyetinde 1737’de yığma olarak inşa edilmiş tarihi bir köprüyü modellemişlerdir. Bu modelde yapının davranışını incelemek amacıyla hem deterministik hem de stokastik analizleri ANSYS bilgisayar programı yardımıyla yapmışlardır. Stokastik analizde farklı davranışlar göstermesi beklenen iki nokta incelenmiş, aralarındaki sıcaklık farkları (yaklaşık 60°C) göz önüne alınarak çözüme gidilmiştir. Bu çalışmadan elde ettikleri en önemli sonuç, özellikle sıcaklık farklılıklarında betonarme döşeme örtüsü ile yığma yapı arasında farklı davranışların ortaya çıkmasıdır.

Crezza ve diğ (2000), yığma kemer türü yapıların hem 3 boyutlu bilgisayar destekli analizini hem de aynı modellerin laboratuvar ortamında deneyini gerçekleştirmişlerdir. Yaptıkları çalışmada iki tür kemer yapı modelini ele almışlardır. Bunlardan birisi kubbe türündedir. Her iki modele de düşey yüklemeler yapılarak modellerin bu etkilere karşı davranışlarını incelemişlerdir. Ayrıca yaptıkları deneyin ışığı altında sonlu elemanlar yöntemi kullanılarak bilgisayar modellemesini de yapmışlardır.

Batur (1999), çalışmasında donatısız yığma binanın yatay yükler altındaki davranışını incelemiş ve konu ile ilgili Türk Standartlarını, Eurocode 8, AIJ, ACI ve BS 5628 ile karşılaştırmıştır. Türk şartnamelerinin eksik olduğu durumları belirtmiş ve önerilerde bulunmuştur. Çalışmanın sonunda 3 katlı donatısız yığma binanın yatay ve düşey yükler altında çözümü yapılmış ve sonuçları irdelenmiştir.

Maganes ve Calvi (1997), sismik bölgelerde yığma yapılarda dayanım, şekil değiştirme ve sönüm kapasitesi problemlerini ele almışlardır. Kesme kırılmasında kesme oranının rolünü ortaya koymuş ve kesme dayanımı için basitleştirilmiş bir bağıntı önermişlerdir.

1.3. Çalışmanın Amacı ve Kapsamı

Bilindiği üzere çelik, betonarme ve ahşap türü yapıların yanında ülkemizde özellikle kırsal kesimlerin büyük bir çoğunluğunda yığma türü yapılar inşa edilmektedir. Bunun

sonucu olarak nüfusumuzun önemli bir kısmı halen yığma yapılarda yaşamaktadır. Devlet İstatistik Enstitü'nün 2000 yılında yapmış olduğu bina sayımına göre (DİE, 2000) ülkemizdeki yapı stokunun yaklaşık olarak %51'ini yığma yapılar teşkil etmektedir. Yaygın olarak inşa edilme nedenleri arasında inşa sırasında kalifiye işçiliğe gerek duyulmaması, yapı malzemesi olarak taş, tuğla, briket gibi ekonomik malzemelerin kullanılması söylenebilir. Sayılarının bu kadar fazla olmasına rağmen bu yapıların çoğu maalesef herhangi bir mühendislik bilgisi olmadan ve yönetmelik koşulları göz önüne alınmadan inşa edilmektedir.

Ülkemizdeki mühendislik hizmetlerine bakıldığında yığma yapılar konusunda gerek modelleme ve gerekse hesaplama aşamalarında ciddi bir bilgi karmaşasının yaşandığı görülmektedir. Durum böyle olunca bu çalışmada, yığma yapılar hakkında mevcut literatür ve yönetmeliklerden yararlanarak hesaplamalara ilişkin mevcut bilgi ve modelleme tekniklerini ortaya koymak amaçlanmıştır. Bu amaçla, ülkemizde yürürlükte bulunan deprem yönetmeliğindeki yığma yapılar hakkındaki hükümler, diğer ülke yönetmeliklerinin ilgili hükümleriyle karşılaştırmalı olarak irdelenmektedir. Ayrıca, uluslararası düzeyde kabul görmüş ve yığma yapıların modellenmesinde kullanılan teknikler ayrıntılı olarak sunulmaktadır.

Yığma yapıların en önemli yapısal elemanlarından biri hiç şüphesiz taşıyıcı duvarlardır. Literatürde yapılan çalışmalardan birçoğu söz konusu taşıyıcı duvarlar üzerine yapılan araştırmalardan oluşmaktadır. Taşıyıcı duvarların statik ve dinamik davranışlarını etkileyen parametrelerin belirlenmesi ve bu parametrelerin davranışa etkinliklerinin araştırılması bu çalışmanın diğer bir amacıdır. Buna göre, tuğla ve harç dayanımlarının aksel basınca maruz yığma duvarlardaki etkileri, tuğlaların örgü biçimleri, düşey hatılların duvarın düzlem içi ve düzlem dışı davranışındaki etkisi gibi birçok parametre incelenmektedir.

Günümüzde mühendislik hizmetlerinde kullanılan bazı ticari yazılımlar genellikle betonarme ve çelik türü yapıların analizlerinde kullanılmaktadır. Bu çalışmada, üniversitemizde mevcut bulunan LUSAS ve DIANA gibi yazılımlar yığma yapıların modellenmesinde ve analizlerinde kullanılmaktadır. Ayrıca, yapılan literatür taramasına göre yığma yapılar hakkında kodlaması yapılan bazı programlar mevcuttur. Genellikle Fortran, C ve C++'da yazılımı gerçekleştirilen bu tür programların araştırmacıların ve özellikle mühendislerin anlayabileceği basitlikte yazılmadığı görülmektedir. Bu çalışmada MATLAB programı kullanılarak iki ve üç boyutlu doğrusal analizlerle birlikte, iki boyutlu doğrusal

olmayan analizleri gerçekleştirebilecek açık kaynak kodlu bir sonlu elemanlar programı yazılmıştır. Programın sadeliği MATLAB programının avantajlarından biridir. Bu nedenle araştırmacılar programın algoritmasını rahatça anlayabilecek ve kendi çalışmalarında kullanabileceklerdir. Ayrıca, mühendislerin kullanımına sunulması planlanan, eşdeğer deprem yükü yöntemine göre yığma yapıların deprem analizini mevcut bulunan deprem yönetmeliği koşullarına göre gerçekleştiren bir bilgisayar programı yazılmıştır.

Ülkemizdeki bu tür çalışmaların asıl amacı depremden dolayı meydana gelebilecek can kayıplarını en aza indirmektir. Buna paralel olarak bu çalışmada da depremde hasar görmüş birebir ölçekli bir yığma yapı üzerinde tez kapsamında yer alan modelleme teknikleri uygulanarak çeşitli analizler gerçekleştirilmiştir. Yapı üzerinde deprem yönetmeliği hükümleri irdelenmiştir.

1.4. Yığma Yapı Malzemeleri

Yığma yapılarda taşıyıcı duvarlar esas itibariyle tuğla ya da doğal taşlar ile bunlar arasında bağlayıcı olarak kullanılan harçtan meydana gelmektedir. Ancak yığma yapı sınıfına bağlı olarak bunlara ilave dolgu betonu, hatıl elemanları, donatı ve öngerme çeliği gibi malzeme ve elemanlar da kullanılmaktadır. Bunlar aşağıda kısaca açıklanmaktadır.

a) Tuğla

Kil, killi toprak ve balçığın ayrı ayrı veya harman edilip, gerektiğinde su, kum, öğütülmüş tuğla ve kiremit tozu, kül gibi malzemeler karıştırılarak makinelerle şekillendirildikten ve kurutulduktan sonra fırınlarda pişirilmesi ile elde edilen bir malzemedir (TS-705, 1985).

Tuğlada aranan en önemli özellik genellikle basınç dayanımıdır. Bu özellik tuğlanın yapıldığı toprağın cinsine, porozitesine, pişirilme ısısına, üretim biçimine, delikli tuğla ise deliklerin miktar ve konumuna, kenarların biçimine ve yükleme doğrultusuna bağlıdır (Batur, 1999).

Tuğlaların basınç dayanımı için TS 705’de (1985) öngörülen şekilde hazırlanan deney numunelerine basınç deneyleri uygulanmaktadır. Her bir numune için elde edilen basınç dayanımlarının aritmetik ortalamaları alınarak tuğla sınıflarının basınç dayanımları belirlenmektedir. Her bir deney numunesi için basınç dayanımları aşağıdaki formül ile hesaplanmaktadır;

$$f_b = \frac{P_k}{A} \cdot k_b \quad (1.3)$$

Burada P_k , kırılma anındaki yük, A ise tuğlanın basınç uygulanan yüzünün alanıdır. Yukarıdaki denklemde k_b , değerleri TS 705'te verilen tuğlanın biçim katsayısını temsil etmektedir. Bu katsayı tuğlanın anma yüksekliğine göre değişmektedir.

b) Doğal Taşlar

TS 2510'a (1977) göre yığma duvarların yapımında kullanılacak doğal taşlar ocak taşı olmalı ve bünyelerinde çatlak kısımlar ve hava etkisi ile ayrılmış ya da ayrılmaya başlamış kısımlar bulunmamalıdır.

Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında Yönetmelikte (2007) doğal taşların, yığma yapıların sadece bodrum ve zemin katlarındaki taşıyıcı duvarlarda kullanımına izin verilmektedir. Aynı yönetmeliğe göre bodrum katın taşıyıcı duvarlarında kullanılacak doğal taş malzemesinin minimum basınç dayanımının $9,8 \text{ N/mm}^2$ olması istenmektedir. Duvar yapımında kullanılacak doğal taşların basınç dayanımları Tablo 1.3 de verilmektedir.

Tablo 1.3. Doğal duvar taşlarının dayanım gruplarına göre en küçük basınç dayanımları (TS-2510, 1977).

Dayanım grubu	Taş cinsi	En küçük basınç dayanımı N/mm^2
I	Kireçtaşı, (Kalker) traverten, kireç bağlayıcılı kumtaşı	34,32
II	Yoğun kireçtaşı, dolomit, bazalt	49,03
III	Silis bağlayıcılı kumtaşı, grovak vb.	78,45
IV	Granit, siyenit, diorit, melafir, diabaz vb.	117,68

c) Harç

Yığma yapılarda kullanılan diğer bir yapı malzemesi, yığma birimlerin ara yüzeylerini dolduran harçtır. Ancak harcın basınç dayanımından çok, çekme dayanımı ve tuğla ile arasındaki aderans dayanımı daha önemlidir. Çünkü yığma duvarlarda kesme (kayma) kırılması genellikle tuğla ve harç arasındaki aderansın yok olması ile basınç kırılması da tuğlada gözlenen çatlama ya da ezilmeyle tanımlanmaktadır (Batur, 1999). Bu sebeplerden dolayı harcın oluşturulmasında kullanılacak agrega ve bağlayıcı maddelerin uygun oranlarda karıştırılması gerekmektedir. DBYBHY'de (2007), taşıyıcı duvarlarda harç malzemesi olarak, çimento takviyeli kireç harcı (Çimento/kireç/kum hacimsel oranı=1/2/9) veya çimento harcı (Çimento/kum hacimsel oranı=1/4) kullanılması öngörülmektedir.

d) Beton Dolgu

Özellikle donatılı yığma yapılarda kullanılan beton dolgu malzemesi, donatıların yerleştirildiği bölgelerdeki yığma birimlerin boşluklarını ve ara yüzeyi doldurmak amacıyla kullanılmaktadır.

TS ENV 1996-1-1'e (2001) göre, en düşük boyutu 50 mm ve daha büyük olan boşluklarda veya beton örtüsü kalınlığının 15mm-25mm arasında olduğu yerlerde kullanılacak dolgu betonlarında agrega en büyük tane boyutu 10mm'yi geçmemelidir.

Tasarımda kullanılacak dolgu betonu karakteristik basınç dayanımı f_{ck} ve karakteristik kayma dayanımı f_{cvk} Tablo 1.4 de verilmektedir.

Tablo 1.4. Dolgu betonu karakteristik basınç dayanımı ve karakteristik kayma dayanımı (TS.ENV.1996.1-1, 2001).

Beton dayanım sınıfı	C12/15	C16/20	C20/25	C25/30 veya daha yüksek
f_{ck} (N/mm ²)	12	16	20	25
f_{cvk} (N/mm ²)	0,27	0,33	0,39	0,45

e) Donatı Çeliği

Donatılı yığma yapıların taşıyıcı duvarlarında, özellikle yatay derzlerde donatı çeliği kullanılmaktadır. Bu donatı sayesinde gevrek bir davranış gösteren taşıyıcı yığma duvarlara süneklik özelliği kazandırmak amaçlanmaktadır. Bu sebepten dolayı TS ENV 1996-1-1'de (2001) donatı çeliğinin uzama sünekliğine bazı sınırlamalar getirilmiştir. Buna göre;

$$\text{Yüksek süneklik} \quad ; \varepsilon_{uk} > \%5 \text{ ve } \left(\frac{f_t}{f_y} \right)_k > 1,08$$

$$\text{Normal süneklik} \quad ; \varepsilon_{uk} > \%2,5 \text{ ve } \left(\frac{f_t}{f_y} \right)_k > 1,05$$

Burada; $\left(\frac{f_t}{f_y} \right)_k$, $\left(\frac{f_t}{f_y} \right)_k$ nin karakteristik değerini temsil etmektedir.

f) Öngerilme çeliği

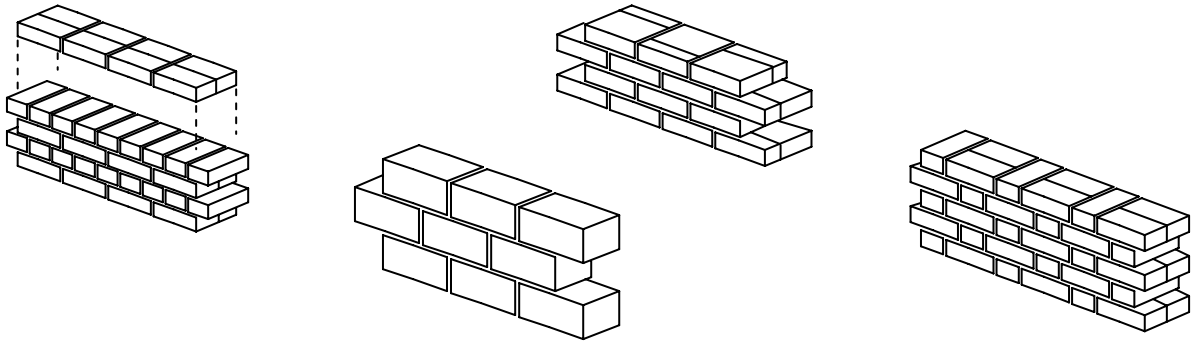
Ülkemizde kullanımı yaygın olmayan öngerilmeli yığma yapı tiplerinde öngerilme çeliği kullanılmaktadır. Bu çeliğin özellikleri TS ENV 1996-1-1'de (2001) belirtilmektedir.

1.5. Yığma Yapı Sistemleri

Yapı sistemi olarak yığma yapılar TS ENV 1996-1-1'e (2001) göre donatısız, donatılı, sarılmış ve öngerilmeli olmak üzere dört gruba ayrılmaktadır. Bunların her biri aşağıda başlıklar halinde kısaca açıklanmaktadır. Donatısız yığma yapılar ülkemizde en yaygın olarak inşa edilen yığma yapı sistemidir. Ancak ülkemiz için 2007'de yürürlüğe giren Deprem Yönetmeliği (DBYBHY, 2007), deprem bölgelerinde inşa edilecek yığma yapılar için sarılmış yığma yapıların kullanılmasını öngörmektedir.

a) Donatısız Yığma Yapılar

Taşıyıcı sistemi tuğla, gazbeton, briket vb örgü malzemelerin ve bunlar arasında aderans sağlayacak olan harçtan meydana gelen duvarların oluşturduğu sisteme donatısız yığma sistem denir. Donatısız yığma yapılarda sünekliği artıracak herhangi bir malzeme kullanılmadığından, bu tür yapılar dinamik etkiler altında gevrek bir davranış sergilemektedir. Diğer yığma sistemlerde olduğu gibi donatısız yığma yapılarda taşıyıcı duvarların üstüne kiriş görünümünde yatay hatıllar yapılmaktadır. Hesaplamalarda bu hatıllar moment taşıma kapasitelerinin çok az olmasından dolayı ihmal edilmektedir. Buna karşın hatıllar taşıyıcı duvara gelecek döşeme yükleri ve diğer yükleri karşılayıp duvar elemanlarının rijitlikleri oranında dağıtılmasına katkıda bulunmaktadır. Aşağıdaki Şekil 1.2 de donatısız yığma yapılara ait çeşitli taşıyıcı duvar örgü şekilleri görülmektedir.



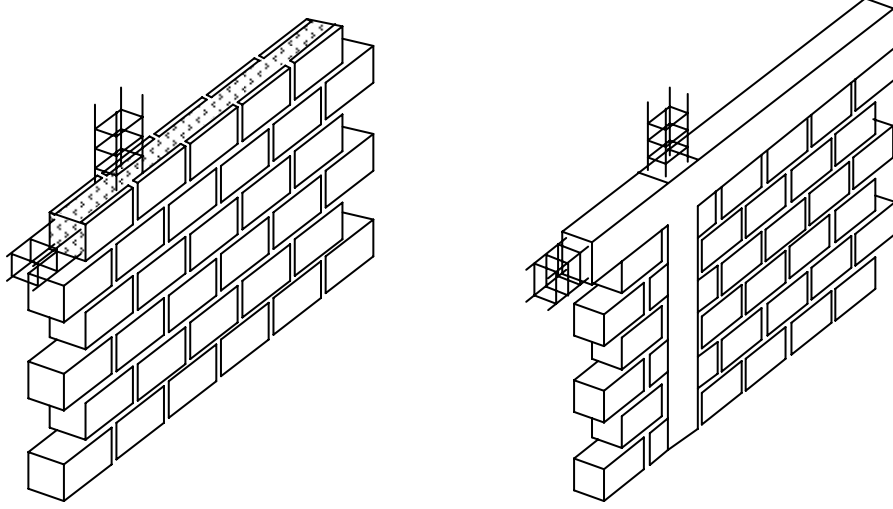
Şekil 1.2. Değişik düzende örülen donatısız yığma duvarlar (Tomažević, 1999).

b) Sarılmış yığma yapılar

Taşıyıcı duvarların deprem performansını artırmak amacıyla donatısız veya donatılı şekilde örülen yığma duvarları çepeçevre saran bir şekilde hatıl atılmaktadır. Bu hatılların

asıl görevi duvarlar arasındaki bütünlüğü sağlayıp oluşması muhtemel çatlakların büyümelerini önlemektir. Yoksa betonarme bir kolon ya da kiriş gibi davranmak değildir.

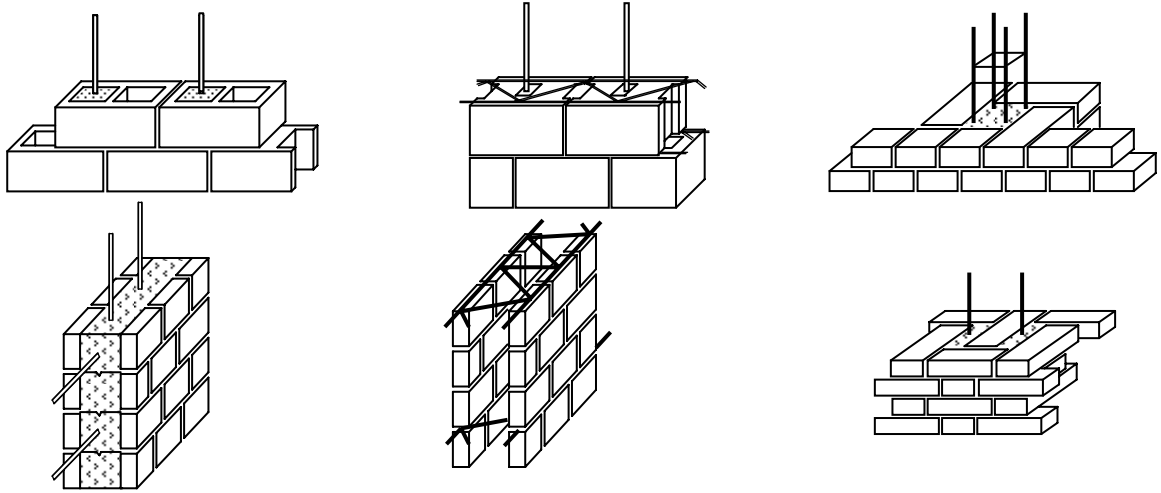
Sarılmış yığma yapılarıdaki hatılların TS ENV1996-1-1'e (2001) göre moment taşıma kapasiteleri ihmal edilmektedir. Aynı yönetmeliğe göre kesmeye maruz sarılmış elemanların tahkikinde, bütün donatıların ihmal edilmesi tavsiye edilmektedir.



Şekil 1.3. Sarılmış yığma duvar tipleri (Tomažević, 1999).

c) Donatılı Yığma Yapılar

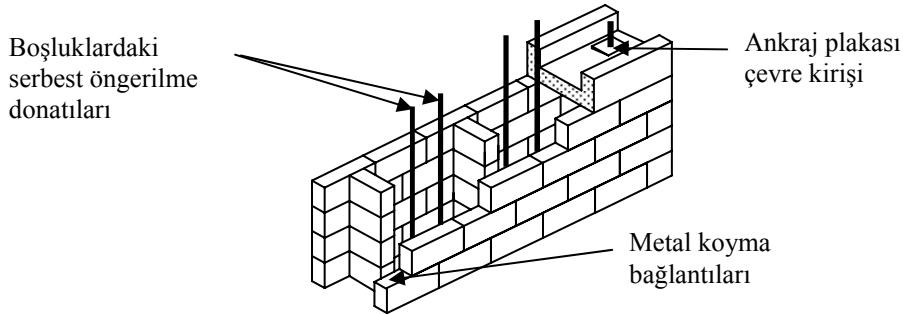
Taşıyıcı duvarlarda yatay ve düşey olmak üzere farklı düzenlerde donatı çubukları yerleştirilmesiyle donatılı yığma sistemi oluşturulmaktadır. Bu tür yapılar donatısız yığma yapılara göre daha kalifiye işçilik ve daha özel malzemeler kullanılarak imal edilmektedir. Donatı çubukları yığma birimlerin boşluklarından faydalanılarak düşey ve iki yığma birim sırası arasına yerleştirilmektedir. Ayrıca yatay ve düşey donatılar birlikte kullanılarak çift sıra örgülü taşıyıcı duvarın arasına da yerleştirilebilir. Bu tür yığma duvar tipine “sandviç” tip duvar denmektedir. Aşağıda donatılı yığma yapılar için değişik donatı düzenine sahip yığma duvar sistemleri gösterilmektedir.



Şekil 1.4. Değişik tipteki donatılı yığma duvarlar (Tomažević, 1999).

d) Öngerilmeli yığma yapılar

Ülkemizde kullanımına pek rastlanmayan öngerilmeli yığma yapılarda taşıyıcı duvarların eğilme, kesme ve çatlama dayanımlarını sağlamak amacıyla öngerme telleri yerleştirilmektedir. Genellikle çift sıra halinde örülen taşıyıcı duvarlarda iki duvar arasına öngerme telleri yerleştirilmekte ve ara boşluğu dolduran çimento harcıyla öngerilme duvara aktarılmaktadır.



Şekil 1.5. Öngerilmeli yığma duvar (TS.ENV.1996.1-1, 2001).

1.6. Yığma Yapılar Hakkında Yönetmelik ve Standartlar

Ülkemizde ve dünyanın çeşitli ülkelerinde yığma yapılar hakkında yürürlükte olan birçok yönetmelik ve standart mevcuttur. Bunlardan ülkemizde yürürlükte olan Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında Yönetmelik (2007) , TS 2510 (1977), TS 705 (1985) ve Avrupa uyum paketi çerçevesinde gerçekleştirilen düzenlemelerden sonra çıkartılan TS ENV 1996-1-1 (2001), yığma yapılar için en önemli yönetmelik ve standartlardır. Dünyada ise ACI 530.1-88 (1988), FEMA 368 (2000) ve Eurocode 8 (2006) önemli yönetmelik ve standartlar arasında yer almaktadır.

TS 2510’da yığma duvarların hesap ve yapım kuralları verilmektedir. Standartta öncelikle yığma duvar yapımında kullanılan yapı malzemelerinin özellikleri belirtilerek yığma duvar sistemleri tanıtılmakta ve bu duvarların yapımında uyulması gereken kurallar anlatılmaktadır. Standardın son bölümünde duvar yapım aşamalarından (Malzemenin hazırlanması, duvarların örülmesi vb.) bahsedilmektedir.

TS 705’de yığma duvarlar için dolu ve düşey delikli fabrika tuğlalarının sınıflandırılması, çeşitli dayanım özellikleri, boyut ve toleransları hakkında bilgiler verilmektedir. Standartta ayrıca fabrika tuğlaları üzerinde yapılması gereken bir takım deneylerin metotları anlatılmaktadır.

TS ENV 1996-1-1 yığma yapılar için yürürlüğe giren son standartlardandır. Bu standart Avrupa’da kullanılan Eurocode 6’nın Türkçeye çevrilmiş halidir. Dolayısıyla Eurocode 6 ile TS ENV 1996-1-1’i birbirinden farklı düşünmemek gerekmektedir. Daha önce ülkemizde uygulaması olmayan donatılı, donatısız ve öngerilmeli yığma sistemler bu standartla birlikte uygulanma imkânı bulmaktadır. Yığma yapıların deprem davranışlarına ilişkin herhangi bir bilginin bulunmadığı bu standartta yığma sistemler tanıtılmakta, yapı malzemelerinin özellikleri belirtilmekte ve yığma yapıların yapım kuralları anlatılmaktadır.

Deprem bölgelerinde yapılacak yığma binaların kat adetleri yönetmeliklerde sınırlandırılmaktadır. Buna göre Türk deprem yönetmeliğindeki (DBYBHY, 2007) sınırlandırmalar sadece sarılmış yığma türü binalar için geçerlidir. Gerek donatılı ve gerekse donatısız yığma türündeki yapılarda herhangi bir sınırlandırma mevcut değildir. Amerikan yönetmeliğinde (ACI.530.1-88, 1988) ise yapılacak yığma binanın toplam yüksekliğinin en fazla 10,66m olması gerekmektedir. Avrupa yönetmeliğine (Eurocode.8, 2006) göre ise birinci deprem bölgelerinde yapılacak olan donatısız yığma binalarda en fazla 4, donatılı ve sarılmış yığma binalarda ise en fazla 5 kata kadar müsaade edilmektedir. Müsaade edilen kat adetleri aşağıdaki tabloda topluca verilmektedir (Tablo 1.5).

Tablo 1.5. Çeşitli yönetmeliklere göre izin verilen en fazla kat adedi

Yönetmelik	Deprem Bölgesi	Donatısız Yığma	Donatılı Yığma	Sarılmış Yığma
DBYBHY	1	-	-	2
	2,3	-	-	3
	4	-	-	4
ACI 530-88	Binanın toplam yüksekliği en fazla 10,66 m olmasına müsaade edilmektedir.			
EUROCODE 8	$\leq 0,07.k.g$	4	5	5
	$\leq 0,10.k.g$	3	5	4
	$\leq 0,15.k.g$	2	4	3
	$\leq 0,20.k.g$	-	3	2

Türk deprem yönetmeliğinde (2007) tüm deprem bölgeleri için doğal taşlardan yapılan taşıyıcı duvarların minimum kalınlıkları 500mm, beton için 250 mm ve diğer yapı malzemeleri için ise 200 mm öngörülmektedir. Amerikan yönetmeliğinde (1988) ise tüm taşıyıcı duvar kalınlıkları tüm deprem bölgeleri için standart 203 mm olması öngörülmektedir. Avrupa yönetmeliğinde (Eurocode.8, 2006) düşük deprem bölgelerinde yapılacak olan yığma binanın donatısız olması halinde minimum taşıyıcı duvar kalınlığı 170 mm olması öngörülmektedir. FEMA'ya (2000) göre ise taşıyıcı duvarın minimum kalınlığı 152 mm olarak öngörülmektedir. Aşağıda çeşitli yönetmeliklerdeki minimum taşıyıcı duvar kalınlıkları karşılaştırmalı olarak verilmektedir (Tablo 1.6).

Tablo 1.6. Çeşitli yönetmeliklere göre minimum taşıyıcı duvar kalınlıkları

	Deprem Bölgesi	İzin Verilen Katlar	Doğal Taş (mm)	Beton (mm)	Tuğla (kalınlık)	Diğerleri (mm)
DBYBHY	1,2,3,4	Bodrum kat	500	250	1	200
		Zemin kat	500	-	1	200
	1,2,3,4	Bodrum kat	500	250	1,5	300
		Zemin kat	500	-	1	200
		Birinci kat	-	-	1	200
	2,3,4	Bodrum kat	500	250	1,5	300
		Zemin kat	500	-	1,5	300
		Birinci kat	-	-	1	200
		İkinci kat	-	-	1	200
	4	Bodrum kat	500	250	1,5	300
		Zemin kat	500	-	1,5	300
		Birinci kat	-	-	1,5	300
İkinci kat		-	-	1	200	
Üçüncü kat		-	-	1	200	
ACI 530-88	Taşıyıcı duvarın minimum kalınlığı 203 mm olarak öngörülmektedir					
Eurocode 8	Yığma Tipi			Taşıyıcı duvarın minimum kalınlığı (mm)		
	Donatısız, doğal taş			350		
	Donatısız, kâgir birim			240		
	Düşük deprem bölgelerinde donatısız birimli			170		
	Sarılmış yığma			240		
Donatılı yığma			240			
FEMA 368	Taşıyıcı duvarın minimum kalınlığı 152 mm olarak öngörülmektedir					

Çeşitli yönetmeliklerde yığma birimlerin ve harcın dayanımlarına da bazı sınırlandırmalar getirilmiştir. Türk deprem yönetmeliğinde (DBYBHY, 2007) yığma birimlerin minimum basınç dayanımı 5 N/mm^2 olması öngörülmektedir. Amerikan yönetmeliğinde (ACI.530.1-88, 1988), önerilen dolu tuğlanın minimum basınç dayanımı $10,3 \text{ N/mm}^2$ dir. Avrupa yönetmeliğinde (Eurocode.8, 2006) ise yığma birim ve harcın

minimum basınç dayanımı 5 N/mm^2 olması öngörülmektedir. Minimum basınç dayanımlarıyla ilgili veriler aşağıda topluca sunulmaktadır (Tablo 1.7).

Tablo 1.7. Çeşitli yönetmeliklere göre yığma birimlerin ve harcın minimum dayanımları

DBYBHY	Yığma birimlerin minimum basınç dayanımı 5 N/mm^2 (bodrum katında bu değer minimum 10 N/mm^2) olması öngörülmektedir. Harç için bir sınırlandırma yoktur.
ACI 530-88	Dolu tuğlanın minimum basınç dayanımı $10,3 \text{ N/mm}^2$ olması öngörülmektedir.
Eurocode 8	Yığma birim ve harcın minimum basınç dayanımları 5 N/mm^2 olması öngörülmektedir.

Çeşitli yönetmeliklerde taşıyıcı duvarların uzunluk ve aralarındaki mesafeler hakkında bazı sınırlandırmalar mevcuttur. Buna göre Türk deprem yönetmeliğinde (DBYBHY, 2007) pencere ve kapı boşlukları hariç olmak üzere taşıyıcı duvarların toplam uzunluğunun brüt kat alanına oranı $0,2 \cdot I \text{ (m/m}^2\text{)}$ den az olmamalıdır. Amerikan yönetmeliğine (ACI.530.1-88, 1988) göre taşıyıcı duvarda kullanılan tuğla tiplerine göre uzunluk/kalınlık oranı dâhilinde sınırlandırmalar mevcuttur. Avrupa yönetmeliğinde (Eurocode.8, 2006) ise kısa ve uzun taraftaki duvarların oranının $0,25$ ten büyük olması istenmektedir. Bununla birlikte duvarların yerleştirilmesi ve simetrisi hakkında diğer bazı sınırlandırmalar da mevcuttur. Taşıyıcı duvarların uzunluk ve aralarındaki mesafe ile ilgili yönetmeliklerdeki sınırlandırmalar aşağıda topluca verilmektedir (Tablo 1.8).

Tablo 1.8. Çeşitli yönetmeliklere göre yük taşıyan duvarların uzunluk ve aralarındaki mesafeler

DBYBHY	Pencere ve kapı boşlukları hariç olmak üzere taşıyıcı duvarların toplam uzunluğunun brüt kat alanına oranı $0,2 \cdot I \text{ (m/m}^2\text{)}$ den az olmamalıdır. Burada I bina önem katsayısıdır.	
ACI 530-88	Duvar tipine ve kalınlığına bağlı olarak duvar yüksekliği ve uzunluğu aşağıdaki tabloyla sınırlandırılmıştır.	
	Duvar	Uzunluk/Kalınlık (L/t)
	Taşıyıcı Dolu tuğla	≤ 20
	Delikli tuğla	≤ 18
Eurocode 8	Taşıyıcı olmayan Dışta	≤ 18
	İçte	≤ 36
Eurocode 8	Kısa ve uzun taraftaki duvarların oranı $0,25$ ten büyük olması istenmektedir. Duvarlar planda simetrik yerleştirilmelidir. Her doğrultuda minimum iki paralel duvar bulunması ve her birinin uzunluğu binanın bu doğrultudaki uzunluğunun %30'undan fazla olması istenmektedir. Bu duvarlar arasındaki mesafe de, binanın diğer doğrultusundaki uzunluğunun %75'inden fazla olması istenmektedir. Ayrıca düşey yükün en az %75'inin yatay yük taşıyan duvarlara aktarılması istenmektedir.	

Deprem bölgelerinde yapılacak yığma binalar için taşıyıcı duvarlardaki boşlukların boyutları ve konumu üzerine detaylı bilgi sadece Türk deprem yönetmeliğinde (DBYBHY, 2007) verilmektedir. Buna göre 1. ve 2. deprem bölgelerinde kapı/ pencere boşluğunun duvar kenarsına olan mesafesi en az 1,5m olmalıdır. Bu durum 3. ve 4. deprem bölgelerinde en az 1m olarak verilmektedir. Gerek Amerikan (ACI.530.1-88, 1988) ve gerekse Avrupa’da yürürlükte olan yönetmelikte (Eurocode.8, 2006) taşıyıcı duvarlardaki boşluklar hakkında net olarak bir sınırlandırmaya rastlanmamıştır. Taşıyıcı duvarlardaki boşluk yapılandırmasıyla ilgili sınırlandırmalar aşağıda karşılaştırmalı olarak verilmektedir (Tablo 1.9).

Tablo 1.9. Çeşitli yönetmeliklere göre taşıyıcı duvarlardaki boşluklar

DBYBHY	Duvar üzerindeki toplam boşluk uzunluğu, toplam duvar uzunluğunun %40’ını geçmemelidir. Her bir boşluk uzunluğu maksimum 3m olmalıdır. Boşluğun bina köşesine uzaklığı; <ul style="list-style-type: none"> • 1.ve 2. deprem bölgelerinde 1,5m’den fazla, • 3.ve4. deprem bölgelerinde 1m’den fazla olmalı. Boşluklar arasında kalan dolu duvarın uzunluğu; <ul style="list-style-type: none"> • 1.ve 2. deprem bölgelerinde 1m’den fazla, • 3.ve 4. deprem bölgelerinde 0,8m’den fazla olmalı.
ACI 530-88	Standartta taşıyıcı duvarlardaki boşluklar hakkında herhangi bir sınırlandırma mevcut değildir.
Eurocode 8	Boşlukların boyutları ve konumları hakkında sınırlandırma yapılmamıştır. Sınırlandırma taşıyıcı duvar kesit alanıyla yapılmaktadır.

Türk deprem yönetmeliğinde öngörülen koşullar yığma yapıların davranışlarının incelendiği Madde 1.7’de ayrıntılı olarak irdelenecektir.

1.7. Statik ve Dinamik Yükler Altında Yığma Yapıların Davranışları

Yığma yapıların esas taşıyıcı sistemi duvarlardır. Yığma duvarlar tuğla, taş, kerpiç gibi yığma birimler ile harçtan meydana geldiğinden dolayı heterojen bir yapıya sahiptirler. Bu sebepten dolayı yığma duvarların çeşitli yükler altındaki davranışları incelenirken yığma birimlerin, harcın ve yığma birim-harç arasındaki aderansın bu yükler altındaki davranışları büyük önem taşımaktadır.

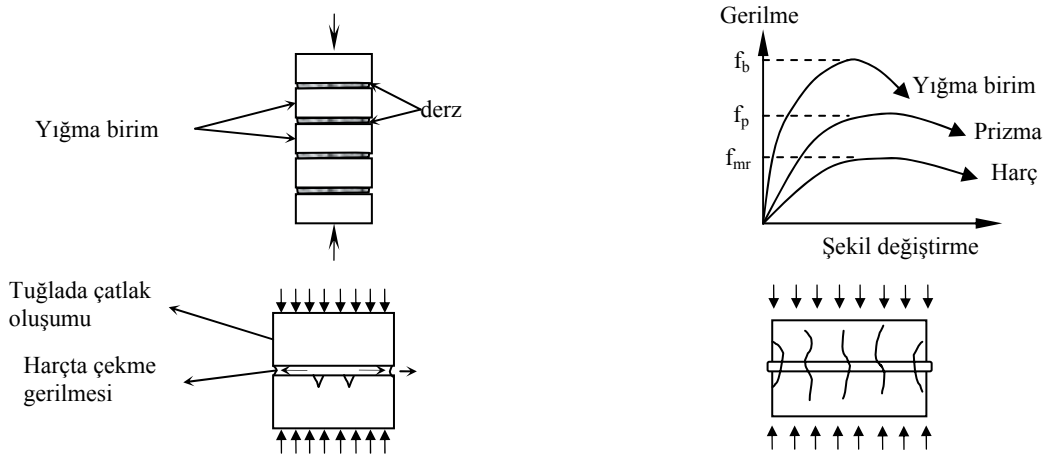
Aşağıda yığma duvarları oluşturan temel yapı malzemelerinin statik ve dinamik yükler altındaki davranışları ve bu davranışlara karşı çeşitli yönetmeliklerdeki uyulması gereken kurallar verilmektedir.

1.7.1. Yığma Yapıların Statik Yükler Altındaki Davranışları

Bilindiği üzere yapılar statik olarak genellikle aksel basınç, aksel çekme, eğilme ve kayma etkilerine maruz kalmaktadırlar. Yığma yapılarda meydana gelen kırılma veya çatlama bu etkilere bağlı olarak sınıflandırmak mümkündür. Yukarıda bahsedildiği gibi yığma duvarları heterojen olarak göz önüne alıp yığma birimler, harç ve ara yüzeylerin basınç, çekme ve kayma etkilerindeki davranışlarını ayrı ayrı değerlendirmek gerekmektedir.

a) Aksel Basınç

Aksel basınç altındaki yığma duvar numunelerindeki basınç etkisi Şekil 1.6'da gösterilmektedir.



Şekil 1.6. Yığma numunenin aksel basınç altındaki davranışı (Kuruşçu, 2005).

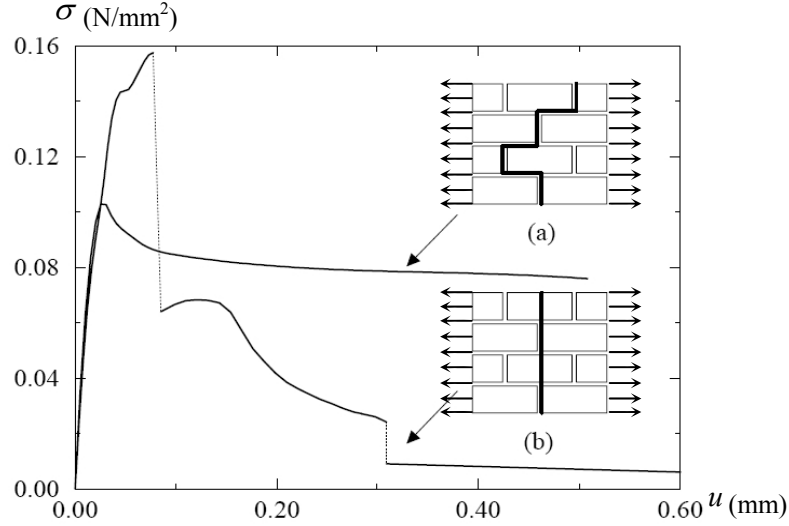
Yığma birimlere uygulanan aksel basınç kuvvetinden dolayı harçta yatay yönde çekme kuvvetleri meydana getirmektedir. Harçta yatay yönde oluşan bu deformasyonlardan dolayı yığma birimlerde düşey yönde çatlama meydana gelmektedir.

TS 705'te (1985) tuğlaların basınç dayanımları Denklem (1.3) yardımıyla hesaplanmaktadır. Eurocode-8'e (2006) göre yığma birimlerin minimum basınç dayanımının

2,5MPa olması istenmektedir. DBYBHY’de (2007) yığma birimlerin minimum basınç dayanımının 4,9 MPa olması istenmektedir. ACI 530-88’de (1988) ise dolu tuğlanın minimum basınç dayanımının 10,3 MPa olması istenmektedir. Yukarıdaki yönetmeliklerde genellikle harcın basınç dayanımından bahsedilmemekte ve herhangi bir sınırlandırma getirilmemektedir.

b) Eksenel Çekme

Eksenel çekme etkilerine maruz kalan yığma prizmalardaki deformasyonlar iki şekilde meydana gelebilmektedir. Bunlardan ilki yığma birim ile harç arasındaki aderansın yok olmasından dolayı zigzag şeklinde meydana gelen deformasyonlar, ikincisi ise yatay derze dik bir şekilde hem yığma birimde ve hem de harçta çekme eksenine dik meydana gelen deformasyonlardır. Aşağıdaki Şekil 1.7’den de görüleceği üzere birinci deney numunesinde zigzag şeklinde çekme deformasyonu meydana gelmektedir. Bu numunede diğer numuneye göre daha az gerilme meydana gelmiştir. İkinci deney numunesinde ise yatay derze dik olarak meydana gelen deformasyonlarda yığma birimlerde de deformasyonların meydana geldiği düşünüldüğünde çok daha fazla gerilme değerlerine çıktığı görülmektedir.



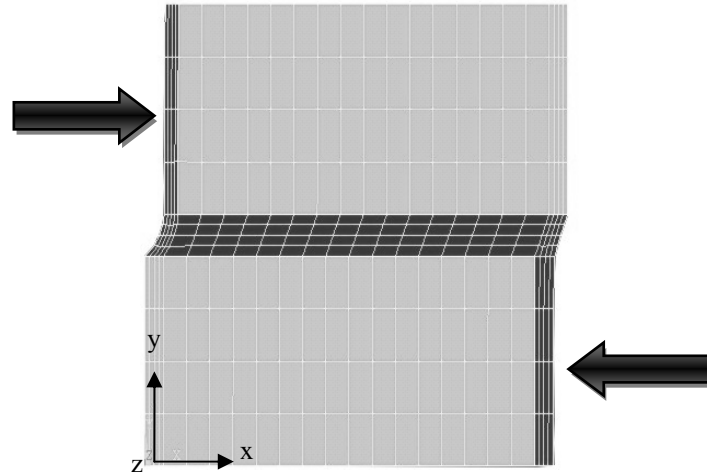
Şekil 1.7. Eksenel çekmeye maruz deney numunelerindeki deformasyonlar ile gerilme-şekil değiştirme diyagramları (Lourenço, 1996).

Yığma duvarlar için çekme dayanımı, basınç dayanımının 1/10'u alınabilmektedir (Kuruşçu, 2005).

c) Kayma (Kesme) etkisi

Aynı ekseninde birbirine ters yönde yüklemelere maruz kalan yığma duvarlarda kayma etkisinde çeşitli deformasyonlar meydana gelmektedir (Şekil 1.8). Kaymaya bağlı olan bu deformasyonlar harç ve yığma birimlerin dayanım oranlarına göre ya derzler boyunca gelişmekte ya da yığma birimlerde de deformasyonlar meydana gelebilmektedir.

Diyagonal kayma deformasyonları, yığma yapı elemanında kesme kuvvetinin etki ettiği doğrultuya göre belli bir açıyla oluşan kayma gerilmesi sonucunda ortaya çıkmaktadır. Yığma duvarlarda ve diğer yapı elemanlarında, kesme kuvvetleri normal şartlarda birim elemanların birleşim düzlemlerine paralel yönde etki etmektedir. Diyagonal çekme deformasyonlarının önlenmesi için de yığma yapı elemanını oluşturan birim elemanlar ile harç arasında iyi bir bağlantı olması gerekmektedir. Homojen taşıyıcı elemanların kesme kuvveti etkisi altındaki basit elemanlarda asal gerilmeler hesaplandığında eğik asal basınç gerilmeleri yanında ona ve çatlaklara dik doğrultuda çekme gerilmelerinin de meydana geldiği görülmektedir (Kuruşçu, 2005).



Şekil 1.8. Kayma etkisindeki yığma prizmanın davranışı

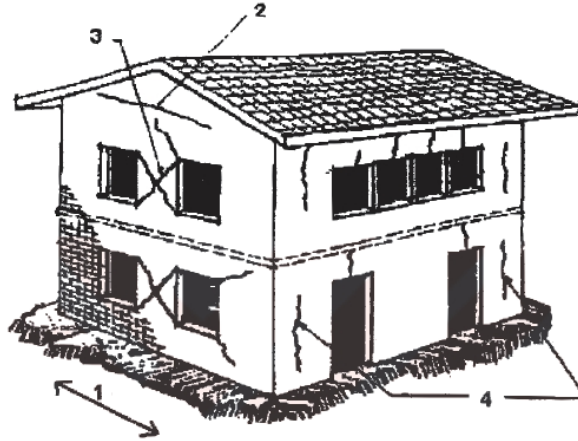
1.7.2. Yığma Yapıların Dinamik Yükler Altındaki Davranışları

Dünyada meydana gelen depremlerde en fazla hasar gören yapılar arasında hiç şüphesiz ki yığma yapılar yer almaktadır. Bu sebepten dolayıdır ki riskli deprem bölgelerinde yer alan yığma yapılar yüksek risk taşıyan birer yapı olmaktadır. Bununla beraber bu bölgelerde inşa edilecek olan bu tip yapıların gelecek depremlerde daha az hasar görmesinin temini için bazı kuralların yerine getirilmesi gerekmektedir.

Deprem davranışı yönünden değerlendirildiğinde kerpiç ve taş türündeki yığma yapılar genellikle fazla hasara uğramaktadırlar. Özellikle taş yığma yapılarda, düşük dayanıma sahip olan harçtan dolayı taş ile harç arasındaki aderansın yok olmasıyla yığmada çözümler başlayacaktır. Bu çözümler özellikle kat döşemelerine yakın seviyelerde yoğun olarak meydana gelmektedir (Tomažević, 1999).

Bağlantı elemanlarının zayıf olmasından dolayı köşelerde meydana gelen çatlaklar yığma yapıların karakteristik hasarlarını oluşturmaktadır. Ayrıca planda düzensiz yerleşim, büyük boyutlardaki kapı/pencere boşlukları ve düşük kalitedeki yığma yapı malzemeleri (özellikle harç) bu tür yapıların hasar görmesine neden olmaktadır.

Yığma yapılarda hasara uğraması en muhtemel bölgeler boşluk çevreleri olmaktadır. Çünkü bu bölgelerde gerilme yığılmaları beklenmektedir. Eğilme ve kesmeden dolayı boşluklar arasındaki dolu duvar parçasında diyagonal çatlaklar, boşluk üzerinde düşey ve köşelerinde diyagonal çatlaklar meydana gelmektedir (Şekil 1.9). Boşluğun uzunluğu, boşluklar arası yatay ve düşey mesafeler bu sebepten dolayı yönetmeliklerde kısıtlanmaktadır. Konsol gibi çalışan kalkan duvarlar da, bazen çatının atalet kuvvetine karşı koyamayıp yatay olarak çatlamaaktadır (Batur, 1999).



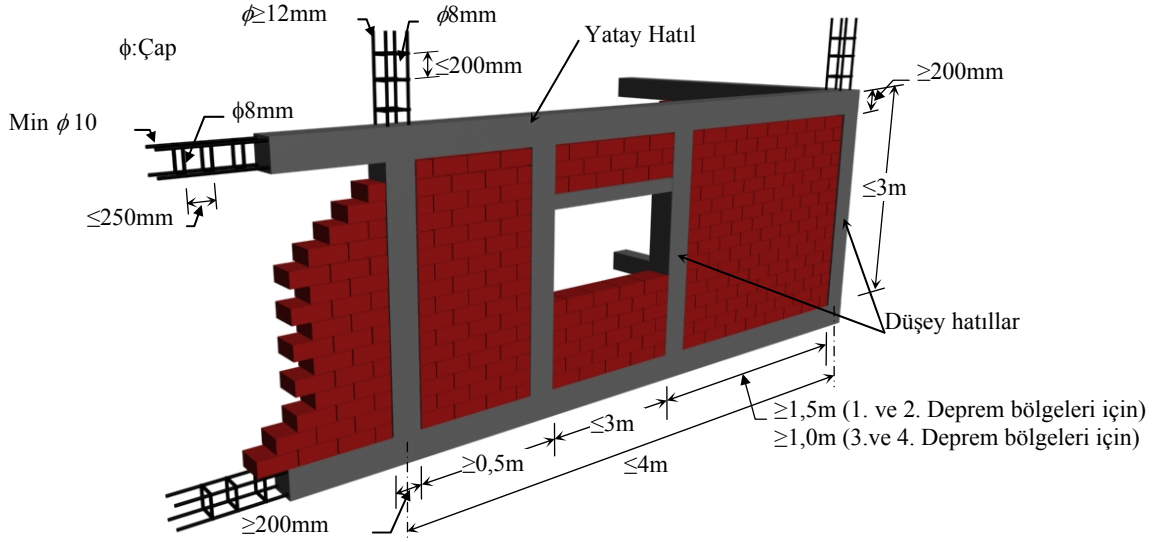
- 1-Deprem doğrultusu
- 2-Kalkan duvarlarında yatay çatlaklar
- 3-Pencere boşlukları arasındaki dolu duvar parçasında diyagonal çatlaklar
- 4-Duvarda düşey çatlaklar

Şekil 1.9. Yatay yük altında yığma binada meydana gelen hasarlar (Batur, 1999).

Kapı/pencere boşluğu olmayan uzun duvarlarda eksene dik kuvvetler duvarların alt bölgelerinde yatay çatlaklar ile duvar birleşimlerinde düşey veya diyagonal çatlaklar

oluşturmaktadır. Yığma yapıların yıkılmasına yol açabilecek en büyük tehlike, duvarın düzlemi dışına doğru yer değiştirmesidir. Çatlamış duvarların düzlemine dik kuvvetlere karşı stabilitesinde, duvar kalınlığı ve narinliği (yükseklik/kalınlık) önem arz etmektedir (Arun, 2005).

Çeşitli ihtiyaçlardan dolayı yığma yapıların taşıyıcı duvarlarında boşluklar bırakılmaktadır. Kapı ve pencerelerden oluşan bu boşlukların konum ve büyüklükleri DBYBHY’de standart hale getirilmektedir. Adı geçen yönetmeliğe göre bina köşelerine en yakın kapı/pencere boşluğu ile bina köşesi arasındaki mesafe minimum 1,0m ve iki boşluk arasındaki mesafe minimum 0,8m olması öngörülmektedir. Bunun yanında bina köşeleri dışında, birbirini dik kesen duvarların ara kesitine en yakın boşluk ile duvarların ara kesiti arasında bırakılacak dolu duvar parçasının plandaki uzunluğu tüm deprem bölgelerinde minimum 0,5m olması öngörülmektedir. Ayrıca kapı/pencere boşluklarının her birinin plandaki uzunluğunun maksimum 3,0m ve toplam boşluk uzunluğunun $0,4I_n$ den küçük olması istenmektedir. Aşağıda DBYBHY’de (2007) uyulması gereken kurallar toplu halde gösterilmektedir (Şekil 1.10).



Şekil 1.10. Türk Deprem Yönetmeliğine göre yığma türü yapılarda uyulması gereken kurallar (Ural ve Doğan, 2006).

1.8. Sonlu Elemanlar Yöntemi ile Yapı Davranışlarının Belirlenmesi

Teknolojinin hızla ilerlemesi, bilgisayarların kullanım alanlarını oldukça genişletmiştir. Mekanikteki son gelişmelerle birlikte yeni nümerik metotlar kullanılmaya başlanmış, karmaşık mühendislik problemlerinin çözümünde bu metotlar yaygın olarak kullanılır hale gelmiştir. Sonlu Elemanlar Metodu, Sonlu Farklar Metodu, Sınır Elemanlar Metodu bunlardan sadece birkaçıdır. Gelişen bilgisayar teknolojileriyle birlikte sonlu elemanlar yöntemi yapı mühendisliğinin yanında Tıp'tan Tarıma kadar birçok alanda kullanımı yaygın hale gelmiştir.

Sonlu elemanlar yöntemi, sürekli bir sistemi problemin karakterine uygun sonlu elemanlara ayırarak elde edilen elemanlar üzerinde iç ve dış kuvvetlerin enerjisinin minimize edilmesi ve sonra bu elemanların birleştirilmesi tarzında bir uygulama getirmektedir. Bunun sonucu olarak mesnet şartları, sisteme ait özellikler, dış yüklerin sürekli ya da ani değişimleri kolayca göz önüne alınabilmektedir. Dolayısıyla sonlu elemanlar yöntemi analitik metotlarla çözülemeyen karışık problemlere uygulanabilmektedir. Yüzeysel sistemin kritik bölgelerinde eleman boyutları küçültülerek o bölgenin daha ayrıntılı incelenmesi mümkün olmaktadır. Diğer bir avantajı da sınır şartlarının problemin çözüm sırasına göre en son adımda hesaplara dâhil edilmesidir. Böylece çeşitli sınır şartlarını probleme uygularken baştaki yoğun hesaplara girilmemektedir (Köksal, 1995).

Sonlu elemanlar yönteminde sistem sonlu sayıda elemana ayrılmaktadır. Eleman boyutları küçüldükçe problemin hata oranı azalmakta, fakat çözüm süresi uzamaktadır. Sistemi oluşturan elemanların her birine *sonlu eleman* denmektedir ve birleştikleri köşe noktaları da *düğüm noktaları* olarak adlandırılmaktadır. Her elemana ait olan düğüm noktalarında bazı serbestlik dereceleri tanımlanmaktadır. Eleman davranışının belirlenmesinde bu serbestlik derecelerini içeren denklemler önemli rol oynamaktadır. Gerek düğüm noktalarında ve gerekse eleman sınır yüzeylerinde bazı süreklilik şartları sağlandığında yapının matematiksel bir modeli elde edilmekte ve her bir sonlu eleman parçasının davranış denklemlerinin çözülmesi sonucunda tüm taşıyıcı sistemin davranışı belirlenmiş olmaktadır (Bağcı, 2003).

Sonlu elemanlar yönteminin kullandığı denklemlerin çıkarılışı için üç farklı yöntem mevcuttur. Bunlar; Deplasman Yöntemi, Denge Yöntemi ve Karışık Yöntemdir.

Deplasman Yönteminde asıl bilinmeyen düğüm noktalarının yapmış olduğu deplasman miktarlarıdır. Sisteme ait elemanların rijitlik ve deplasman parametreleri minimum potansiyel enerji ilkesi yardımıyla elde edilmektedir. Deplasman bileşenleri düğüm noktalarındaki deplasmanlar cinsinden ifade edilmektedir.

Denge Yönteminde her elemandaki dengeyi sağlayan gerilme alanı, düğüm noktalarındaki gerilme bileşenleri esas bilinmeyenler olarak alınmaktadır. Gerilmeler elde edildikten sonra deplasmanlar entegrasyon yoluyla hesaplanmaktadır.

Karışık Yöntemde her eleman için deplasmanlar ve gerilmeler ayrı ayrı kabul edilmekte, buna göre gerek deplasmanlar ve gerekse gerilmeler esas bilinmeyen olmaktadır.

Bu bölümde doğrusal ve doğrusal olmayan sonlu elemanlar ve çözüm yöntemleri hakkında genel bilgiler verilmektedir. Daha kapsamlı bilgiler için Bathe (1996) ile Zienkiewicz ve Taylor (2000-a) (2000-b) kaynaklarına başvurulabilir. Plastisite teorisiyle ilgili konularda ise Hill (1950) ile Chen ve Mizuno (1990) ya ait kaynaklardan daha kapsamlı bilgilere ulaşmak mümkündür.

1.8.1. Yöntemin Doğrusal Sistemlere Uygulanması

Diğer yöntemlere göre daha az bilinmeyen sayısına sahip denklem takımı üretmesi nedeniyle tercih edilen deplasman yönteminin doğrusal sistemlere uygulanmasında işlem sırası kısaca şu şekilde olmaktadır;

Sistem ya da sürekli ortam sonlu sayıda elemanlara ayrılmaktadır. Sistemi oluşturan elemanların her biri düğüm noktalarında birbirlerine bağlandıkları kabul edilmektedir. Daha sonra sonlu eleman yüzeyinin şekil değiştirmesi, düğüm noktalarının deplasman parametrelerine bağlı olarak ifade edilmektedir. Deplasman parametreleri; deplasman bileşenleri, dönmeler ve burulma eğriliği gibi deplasman vektörlerini içermektedir. Başka bir deyişle eleman yer değiştirmeleri, seçilen şekil fonksiyonu vasıtasıyla düğüm noktası yer değiştirmelerine bağlı olarak ifade edilmektedir. Burada seçilen şekil fonksiyonu sistemi tam olarak tarif edebilmelidir. Literatürde son zamanlarda geliştirilen fonksiyonlarla daha yakınsak sonuçlar elde edilmeye başlanmıştır. Eğilme hesaplarında düğüm noktalarının deplasman parametrelerinin belirlenmesi, sistemin deplasman yüzeyinin ve her düğüm noktasındaki kesit tesirlerinin bulunması için yeterlidir. Seçilen deplasman parametreleri ve şekil fonksiyonu yardımıyla sistemin malzeme özelliklerine göre rijitlik matrisi, sisteme etkiyen yüklerin durumuna göre de yük vektörü hesaplanmaktadır. Eleman rijitlik matrisi ve

yük vektöründen yola çıkarak sistemin rijitlik matrisi ve yük vektörü bulunmaktadır. Buradan da, sınır şartları göz önüne alınarak düğüm noktası bilinmeyenleri hesaplanmaktadır (Koçak, 1999).

Sonlu elemanlar yönteminin doğrusal sistemlere uygulanması konusundaki formülasyonlar Bölüm 2’de ayrıntılı olarak verilmektedir.

1.8.2. Yöntemin Doğrusal Olmayan Sistemlere Uygulanması

Birçok bilim konularında olduğu gibi, yapı analizinde de analizcinin en etkili aracı doğrusallaştırmadır. Ancak şu da bir gerçektir ki; doğada çoğu malzeme genellikle yüzde yüz doğrusal bir davranış göstermemektedir (Akköse, 1997).

Yapı elemanlarının doğrusal olmayan bir davranış göstermesinin başlıca nedenleri arasında malzemeden kaynaklanan doğrusal olmama ve eleman geometrisinden kaynaklanan doğrusal olmama durumları gösterilebilmektedir. Yığma yapıların davranışlarının belirlenmesinde malzemeden kaynaklanan doğrusal olmama durumu önemli rol oynamaktadır. Bu tür yapıların analizlerinde yapı malzemesi ne kadar hassas ve doğru olarak modellenirse o kadar gerçekçi sonuçlara varmak mümkün olabilmektedir. Bunun için yapı malzemesinin gerilme-deformasyon özelliklerinin iyi bilinmesi gerekmektedir.

Doğrusal olmayan analizlerde kullanılmakta olan çok çeşitli kırılma hipotezleri mevcuttur. Her bir hipotez tüm malzemeler için geçerli değildir. Örneğin von-Mises Hipotezi genellikle çelik türü malzemelerde, Drucker-Prager Hipotezi ise beton gibi gevrek davranış gösteren malzemeler için kullanılmaktadır. Bu doğrultuda ticari yazılım programları genellikle daha çok kitleye hitap edebilmek amacıyla doğrusal olmayan analiz kısımlarında çoğunlukla bu tür kırılma hipotezlerini kullanmaktadır. Fakat yığma duvarlar detaylı olarak incelendiğinde homojen bir yapıya sahip olmadığı görülmektedir. Yığma birimler ve ara yüzeyi dolduran harç tabakasından dolayı modelleme aşamasında duvarı izotrop olmayıp aksine ya orthotrop ya da anizotrop düşünmek gerekmektedir. Çünkü birbirine dik eksenlerde veya gelişigüzel örülmüş bir duvarda farklı düzlemlerdeki malzeme özellikleri birbirinden çok farklı olabilmektedir. Bu durumu açık bir şekilde ifade eden Lourenço (1996), yığma yapıların analizinde en uygunun orthotrop veya anizotrop malzemeler olacağını vurgulamış, yığma duvarların çekme ve basınç bölgelerinde farklı davranışlar gösterdiğini varsayarak çekme bölgesi için Rankine basınç bölgesi için ise Hill kriterlerini birleştirerek kullanmıştır.

Sonlu elemanlar yönteminde doğrusal olmayan problemler için çeşitli sayısal çözümlene yöntemlerine ihtiyaç vardır. Bunlar yük artımlarına karşı deformasyonların hesaplanmasına olanak veren hesap yöntemleridir. Bu yöntemleri üç ana grupta toplamak uygun olmaktadır. Bunlar;

- Artımsal yöntem
- İteratif veya Newton yöntemleri
- Artımsal iteratif veya karışık yöntemler

Bu çalışmada doğrusal olmayan analizde kullanılacak yöntem artımsal iteratif yöntemler arasında yer alan Değiştirilmiş Newton-Raphson yöntemidir. Bu sebeple artımsal iteratif yöntem aşağıda daha detaylı incelenmektedir.

Herhangi bir adımdaki gerilme durumu, sadece o andaki şekil değiştirmelerle ilgili olmayıp gerilme ve şekil değiştirme gelişimleriyle de ilgilidir. Bu sebeple denge denklemlerindeki gerilme ve şekil değiştirme değerlerinin, analizin ilk adımından itibaren ve her adımda kontrol edilmek suretiyle çözülmesi gerekmektedir. Bunun etkili bir şekilde uygulanabilmesi için artımsal iteratif yöntemlerin kullanılması yararlı olmaktadır.

Artımsal iteratif yöntemler, sistemin $n+1$ 'inci adımdaki halinin belirlenebilmesi için n 'inci adımdaki değerlerin bilindiği varsaymaktadır. Bu varsayıma göre $n+1$ 'inci adımdaki toplam denge aşağıdaki gibi olmalıdır;

$$\{R\}^{n+1} - \{F\}^{n+1} = 0 \quad (1.4)$$

n 'inci adımdaki değerler bilindiğine göre;

$$\{F\}^{n+1} = \{F\}^n + \{\Delta F\}^{n+1} \quad (1.5)$$

Burada $\{\Delta F\}^{n+1}$ deplasman değişimlerine veya gerilme değişimlerine bağlı olarak belirlenen düğüm noktalarındaki iç kuvvet değişimlerini göstermektedir.

$$\{\Delta F\}^{n+1} = [K]^n \{\Delta U\}^{n+1} \quad (1.6)$$

Denklem (1.5) ve (1.6), (1.4)'de yerine yazıldığında;

$$[K]^n \{\Delta U\}^{n+1} = \{R\}^{n+1} - \{F\}^n \quad (1.7)$$

Denklem (1.7) $\{\Delta U\}^{n+1}$ için çözümlerse n+1'inci adımdaki deplasmanları tanımlamak mümkün olmaktadır.

$$\{\Delta U\}^{n+1} = [K]^{n-1} (\{R\}^{n+1} - \{F\}^n) \quad (1.8)$$

$$\{U\}^{n+1} = \{U\}^n + \{\Delta U\}^{n+1} \quad (1.9)$$

(1.5)'ten (1.9)'a kadar olan işlemler (1.4)'deki yakınsaklığı sağlayıncaya kadar tekrar etmelidir. Bunun için Newton iterasyon yöntemi kullanılabilir.

Newton iterasyon şemasında Denklem (1.7) aşağıdaki gibi yazılabilir;

$$[K]_i^{n+1} \{\Delta U\}_i^{n+1} = \{R\}^{n+1} - \{F\}_{i-1}^{n+1} \quad (1.10)$$

İlk iterasyon için başlangıç değerleri;

$$\begin{aligned} \{U\}_0^{n+1} &= \{U\}^n \\ \{F\}_0^{n+1} &= \{F\}^n \\ [K]_1^{n+1} &= [K]^n \end{aligned} \quad (1.11)$$

Değiştirilmiş Newton Raphson yönteminde $[K]_i^{n+1}$ tüm iterasyon sürecinde sabit kalmaktadır. Her iterasyon sonunda dış ve iç kuvvetlerin dengesizliği hesaplanmaktadır.

$$\{\psi\}_i^{n+1} = \{R\}^{n+1} - \{F\}_i^{n+1} \quad (1.12)$$

Artık kuvvet $\{\psi\}$ sifira ne kadar yaklaşırsa, çözüm gerçek sonuçlara o kadar yaklaşmaktadır. Bu aşamada artık kuvvet vektörünün yakınsama kriterini sağlaması gerekmektedir. Buna göre;

$$\|E\| = \{\psi\}_i^{n+1} \{dU\}_i^{n+1} \quad (1.13)$$

Burada $\|E\|$ yakınsama toleransını göstermektedir. Bulunan değer ne kadar küçük olursa çözüm o kadar gerçeğe yakın olmaktadır. Artık kuvvetin sıfırdan farklı olduğu durumlarda bulunan deplasman değişim değerleri sistemin deplasman vektörüyle toplanarak yeni bir iterasyon işlemine başlanmalıdır.

1.8.3. Yöntemin Dinamik Yükler Altındaki Sistemlere Uygulanması

Yapılar her ne kadar kendi ağırlığından dolayı statik yük taşıyıcılar bile aynı zamanda deprem gibi dinamik etkileri de taşımak zorunda kalabilir. Bu gibi durumlar için yapı, dinamik etkilere göre de hesap edilmelidir.

Eğer bir sisteme etkiyen yük, dinamik özelliğe sahipse kütle ve zamana bağlı olarak meydana gelecek ivmeler, atalet kuvvetlerini meydana getirirler. Bu durumda sistem iki tür yükün etkisi altında düşünülebilir: Bunlardan biri harekete neden olan dış yük, diğeri ise hareketin ivmelenmesine karşı duran atalet kuvvetleridir. D'Alambert (Tedesco, McDougal ve Ross, 1999) prensibine göre; bu kuvvetler her an denge halinde olmalıdır. Oluşan iç kuvvetleri hesaplayabilmek için, atalet kuvvetlerinin belirlenmiş olması gerekmektedir. Atalet kuvvetleri de, yer değiştirmelere bağlı olmaktadır. Bu problemi çözebilmek, sistemin hareketi için yazılacak diferansiyel denklemin uygun sınır ve başlangıç koşulları altında çözülmesi ile mümkün olmaktadır. Bu bağlamda yapı özellikleri ve etkiyen kuvvetlerden yola çıkarak titreşim sistemine ait mekanik bir yay-kütle modeli oluşturulmakta ve kütlelere ait titreşim denklemleri kurularak çözüme ulaşılmaktadır. Bu modelin oluşturulmasında da sistemin serbestlik derecesinin dikkate alınması gerekmektedir.

1.9. Yiğma Yapılarda Kullanılan Modelleme Teknikleri

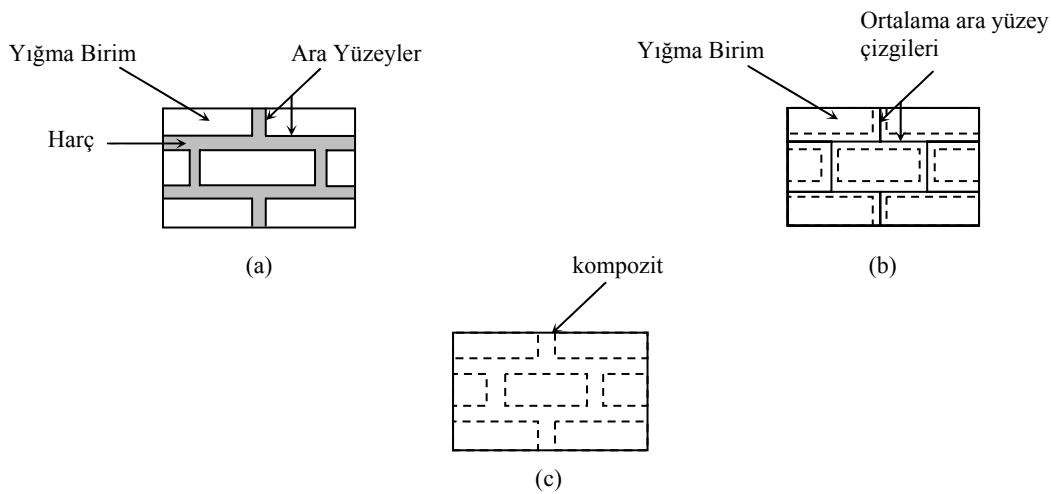
Yiğma yapı sistemleri, ülkemizde halen en fazla kullanılan yapı grubunu oluşturmaktadır. Bunların hesapları ise genelde ya hiç yapılmamış ya da çok kabaca yapılmıştır. Son zamanlarda bilgisayar teknolojilerindeki gelişmeler sayesinde, sayısal yöntemlerin kullanıldığı bilimsel araştırmalar hız kazanmış ve daha az zamanda daha büyük yapı sistemlerine ilişkin modellerin çözümü mümkün hale gelmiştir.

Sonlu elemanlar yöntemiyle yığma yapıların modellenmesinde kullanılan eleman ve kabuller, betonarme yapılar için kullanılanlardan oldukça farklıdır. Çünkü betonarme heterojen bir malzeme olmasına rağmen, yapılan kabullerle bir yapısal elemanı aynı çeşit sonlu elemanla geçmek mümkün olmaktadır. Oysa yığma yapı duvarlarında taş ve tuğla gibi yığma birimlerin ve farklı karakteristiklere sahip harcın bulunması tek tip sonlu eleman kullanmayı zorlaştırmaktadır. Bu durumda kabule uygun ve gerçekten uzaklaşmayacak şekilde bir modelleme tekniği geliştirmek gerekmektedir. Ya da bu birimleri ayrı ayrı modellemek yolu tercih edilmelidir. Yığma birimlerin ve ara yüzey elemanlarının ayrı ayrı modellendiği bu durumda ise bilinmeyen sayısı oldukça fazla olmaktadır. Özellikle doğrusal olmayan çözümlerle iterasyonların da işleme katıldığı düşünülürse, sistemin çözüm süresi aşırı oranlarda artmaktadır.

Literatürde yapılan araştırmalara göre yığma yapıların analizinde, sistemin büyüklüğüne bağlı olarak üç farklı modelleme tekniğinin kullanıldığı söylenebilir. Bunlar;

1. Detaylı mikro modelleme
2. Basitleştirilmiş mikro modelleme
3. Makro modelleme

Yığma yapıların modellenmesinde kullanımı yaygın olan söz konusu teknikler aşağıdaki şekilde verilmektedir (Şekil 1.11).



Şekil 1.11. Yığma duvarlarındaki modelleme teknikleri, a) Detaylı mikro modelleme, b) Basitleştirilmiş mikro modelleme, c) Makro modelleme (Lourenço, 1996).

Aşağıda açıklanan tekniklerden her biri farklı durumlar için tercih edilmektedir. Mikro modellemeler yığma duvarların detaylı incelenmesinde, kritik bölgelerin analizinde tercih edilirken, makro modellemeler karmaşık ve büyük sistemlerde, tüm yığma binanın analizinde tercih edilmektedir. Uygun sonlu elemanlara ayırmak suretiyle makro modelleme zaman açısından tasarruf sağladığından dolayı tercih edilmektedir.

1.9.1. Detaylı Mikro Modelleme

Detaylı mikro modellemede, yığma duvarı meydana getiren yığma birimin ve harcın ayrı ayrı mekanik özellikleri yani Elastisite Modülleri, Poisson Oranları ve elastik olmayan diğer özellikleri dikkate alınmaktadır (Şekil 1.11-a). Bu yaklaşımda çatlakların yığma birim ve harcın arasındaki ara yüzeylerde meydana geleceği varsayılmaktadır (Lourenço, Computational Strategies for Masonry Structures, 1996). Detaylı mikro modelleme tekniği kullanılırken yığma birimler ile harç arasındaki ilişki çok iyi ve doğru bir şekilde tanımlanmalıdır. Bu modelleme tekniğine ilişkin yapılan çalışmalardan bazıları; Milani, vd. (2005-a) (2005-b), Pina ve Lourenço (2004), Zucchini ve Lourenço (2002) olarak belirtilebilir.

1.9.2. Basitleştirilmiş Mikro Modelleme

Yukarıda anlatılan modelleme tekniklerinden ilki olan detaylı mikro modelleme tekniği her ne kadar yığma duvarların gerçek davranışlarının anlaşılmasında kullanılan en iyi modelleme tekniklerinden biri olsa da, günümüzdeki bilgisayar teknolojisinin durumu da göz önüne alındığında büyük sistemlerin çözümünde yaygın olarak kullanılmadığı görülmektedir. Çok büyük boyutlardaki sistem rijitlik matrisi çözüm süresini uzatmakta ve bilgisayarlarda büyük sonuç dosyaları üretmektedir. Bu sebeplerden dolayı çeşitli modelleme teknikleri geliştirilmiş, daha büyük yığma sistemlerin daha kısa zamanda ve daha düşük kapasiteli bilgisayarlarda çözümü mümkün kılınmıştır. Basitleştirilmiş mikro modelleme tekniği de bu tekniklerden birisidir.

Basitleştirilmiş Mikro Modelleme Tekniği kullanılarak yapılan modellemelerde, muhtemel göçme mekanizmalarının tümünün dikkate alınmaması önemli sorunlardan birisidir. Modellemede tanımlanacak olan ara yüzeylerde hem çekme hem de kayma davranışlarının birlikte tanımlanması gerekmektedir. Bu sebeple yapılan kabule göre; yığma

duvarlarda meydana gelebilecek olan çekme ve kayma çatlaklarının ve tüm hasarın ara yüzeylerde oluşacağı ve tuğlalarda meydana gelebilecek olan potansiyel çatlakların ise tuğlanın orta kısmında düşey olarak gerçekleşeceği kabul edilmektedir.

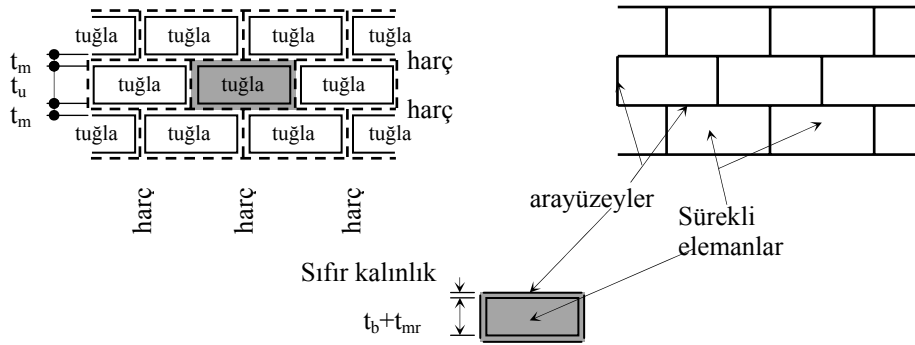
Bu modelleme tekniğinde, yığma birimlerin boyutları, harç tabakasının kalınlığının yarısı kadar genişletilerek harç tabakası ihmal edilmekte ve yığma birimler ortalama ara yüzey çizgileriyle birbirinden ayrılmaktadır (bkz. Şekil 1.11-b). Meydana gelmesi muhtemel çatlakların bu ortalama ara yüzey çizgisinde meydana geleceği kabul edilmektedir.

Basitleştirilmiş mikro modellemede normal ve kayma rijitlikleri olarak tanımlanan k_n ve k_s aşağıdaki bağıntılar yardımıyla hesaplanmaktadır (Lourenço, 1996).

$$k_n = \frac{E_b \cdot E_{mr}}{t_{mr} (E_b - E_{mr})} \quad (1.14)$$

$$k_s = \frac{G_b \cdot G_{mr}}{t_{mr} (G_b - G_{mr})} \quad (1.15)$$

Burada E_b ve E_{mr} yığma birimin ve harcın elastisite modüllerini, G_b ve G_{mr} ise yığma birimin ve harcın kayma modüllerini, t_{mr} ise harcın kalınlığını göstermektedir. Aşağıda Basitleştirilmiş Mikro Modelleme tekniği şematik olarak gösterilmektedir. (Şekil 1.12)



Şekil 1.12. Basitleştirilmiş mikro modelleme tekniği

1.9.3. Makro Modelleme

Makro modellemede, yığma birim ve harcın özellikleri çeşitli homojenleştirme işlemlerine tabi tutulmak suretiyle yığma duvar kompozit bir malzeme olarak düşünülmektedir (Şekil 1.11-c). Bu modelin mekanik özellikleri homojenleştirme işlemleri sonucunda elde edilmektedir. Homojenleştirme teknikleri tezin kapsamında yer almamaktadır.

Uygulamaya yönelik çalışmalarda, büyük sistemlerin analizinin gerekli olduğu durumlarda tüm sistem modellenirken yığma birimler ile harç arasındaki etkileşim ihmal edilmektedir. Bunun esas sebebi mevcut bilgisayar teknolojisi ile özellikle doğrusal olmayan veya zaman-tanım alanında yapılacak olan analizlerde tüm bir yapının mikro modellemeyle oluşturulmasındaki güçlüklerdir. Çok büyük boyutlardaki sistem rijitlik matrisi ve yapısal analiz programların oluşturacakları sonuç dosyalarının boyutunun çok büyük olmasından dolayı büyük sistemler için en uygun modelleme tekniği makro modellemedir. Bu modelleme tekniği ile ilgili bilgiler Cecchi vd. (2005), Sab (2003) ve Anthoine (1997) yayınlarında daha ayrıntılı olarak verilmektedir.

1.10. Plastisite Teorisinin İlkeleri

Yapı malzemesi olarak kullanılan tüm elemanlar (beton, çelik, tuğla vb.) çeşitli sebeplerden dolayı doğrusal olmayan özelliklere sahiptirler. Bundan dolayı bu elemanların gerilme-şekil değiştirme özelliklerinin iyi bilinmesi gerekmektedir. Plastisite teorisine göre yapı malzemesinin yükleme karşısında verdiği ilk tepki elastik kabul edilmekte, daha sonra bu tepki elasto-plastik (yarı elastik - yarı plastik) bir tepki göstererek plastik aşamaya ulaşmaktadır. Plastik aşamada yükleme esnasında malzemedeki deformasyonlar elastik ve plastik olmak üzere iki kısma ayrılmaktadır. Matematiksel olarak bu durum aşağıdaki gibi ifade edilebilmektedir;

$$d\varepsilon_{ij} = d\varepsilon_{ij}^e + d\varepsilon_{ij}^p \quad (1.16)$$

Burada $d\varepsilon_{ij}^e$ ve $d\varepsilon_{ij}^p$ sırasıyla artımsal elastik ve artımsal plastik şekil değiştirme tansörlerini ifade etmektedir. Analizlerin ilerleyen safhalarında Denklem (1.16)'te şekil değiştirmenin elastik kısmı doğrusal gerilme-şekil değiştirme kuralını takip ederken plastik

kısmı ise geri döndürülemez deformasyonların meydana gelmesine yol açacak olan kısmı temsil edecektir.

Yığılma yapıların plastik analizleri için malzeme modellerinin oluşturulmasında aşağıdaki özelliklerin dikkate alınması gerekmektedir. Bunlar;

1. Elastik gerilme-şekil değiştirme ilişkisi; Oluşacak olan deformasyonların elastik kısımlarının hesaplanması için gerekmektedir.
2. Kırılma veya göçme yüzeylerinin varlığı; Çok eksenli gerilme halinde malzemenin esas karakteristiklerini yansıtan şartlardır.
3. Yükleme ve boşalma kriterleri; Verilen bir yük artımında analizler esnasında malzemenin elastik mi yoksa plastik mi olarak devam edeceğini belirlemektedir.
4. Pekleşme veya yumuşama kuralları; Bu kurallar kırılma yüzeylerinin değerlendirilmesinde kullanılmaktadır.
5. Akma kuralı (flow rule); Toplam ve artımsal gerilmelerin t anındaki plastik şekil değiştirme artımlarıyla ilgilidir.

Yukarıda sözü edilen özellikler aşağıda alt başlıklar halinde kapsamlı bir şekilde açıklanmaktadır.

1.10.1. Elastik Gerilme-Şekil Değiştirme İlişkisi

Malzemenin plastik aşamadan önceki halini doğrusal olarak düşünürsek, geleneksel Elastisite teorisine göre ilk davranış aşağıdaki gibi tanımlanmaktadır.

$$\sigma_{ij} = D_{ijkl}^e \cdot \varepsilon_{kl} \quad (1.17)$$

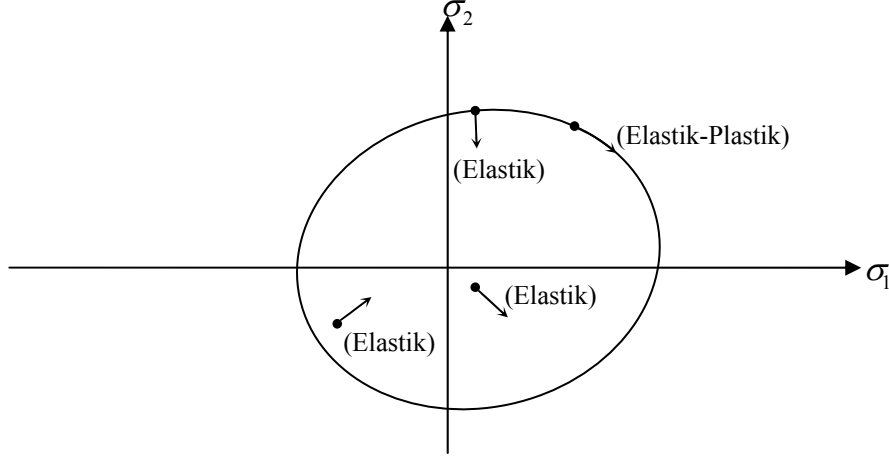
Burada malzemeye ait elastik sabitlerin bulunduğu D_{ijkl}^e tansörü izotrop malzemeler için;

$$D_{ijkl}^e = 2G \cdot \left(\delta_{ik} \cdot \delta_{jl} + \frac{\nu}{1-2\nu} \delta_{ij} \cdot \delta_{kl} \right) \quad (1.18)$$

şeklindedir.

1.10.2. Kırılma veya Göçme Yüzeyleri

Bir kırılma veya göçme yüzeyi malzemenin eğrisel olarak gerilme uzayındaki elastiklik sınırlarını temsil etmektedir (Şekil 1.13). Eğer gerilme kombinasyonu bu yüzeye ulaşırsa veya geçerse, plastik deformasyonlar oluşur anlamına gelmektedir.



Şekil 1.13. Elastik tam plastik malzemeler için şematik kırılma yüzeyi (Chen ve Mizuno, 1990).

Bu yüzeyin genel fonksiyonel formu aşağıdaki gibi yazılabilir (Chen & Mizuno, 1990);

$$f(\sigma_{ij}, \kappa) = F(\sigma_{ij}) - \kappa = 0 \quad (1.19)$$

Burada $F(\sigma_{ij})$ gerilme tansörünün skaler bir fonksiyonu ve malzemedeki etkin gerilmelerin seviyesini tanımlamakla birlikte kırılma veya göçme yüzeyinin şeklini belirleyen fonksiyondur. κ ise plastik aşamada malzemedeki yumuşama veya pekleşmeyi temsil eden fonksiyondur. Bu fonksiyon kırılma yüzeyinin büyüklüğünü (boyutlarını) belirlemektedir. Yukarıdaki genel fonksiyonel formda f sıfırdan küçük olduğunda malzeme elastik, sıfıra eşit veya büyük olduğunda ise malzeme plastik aşamaya geçmiş kabul edilmektedir.

$$\begin{aligned} f < 0 &\Rightarrow \text{elastik} \\ f \geq 0 &\Rightarrow \text{plastik} \end{aligned} \quad (1.20)$$

1.10.3. Yükleme ve Boşalma Kriteri

Verilen bir yük artımında analizler esnasında malzemenin elastik mi yoksa plastik mi olarak devam edeceğini belirlemektedir. Pekleşen malzemeler için bu kriter aşağıdaki gibi özetlenebilir (Chen, 1982);

Yükleme durumunda, $dF > 0$ ve $f(\sigma_{ij}, \kappa) = 0$

Boşalma durumunda, $dF < 0$ ve $f(\sigma_{ij}, \kappa) = 0$

$$dF = \frac{\partial f}{\partial \sigma_{ij}} d\sigma_{ij} \quad (1.21)$$

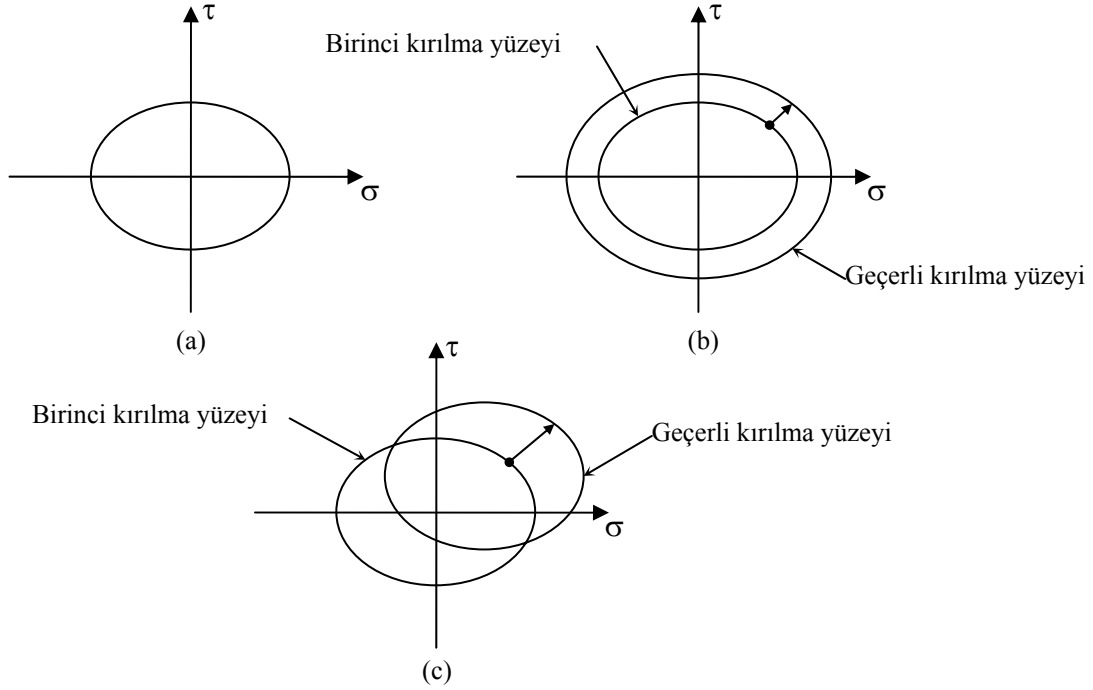
Denklem (1.21)'deki $\frac{\partial f}{\partial \sigma_{ij}}$ değişkeni kırılma yüzeyinin eğimini, $d\sigma_{ij}$ ise toplam gerilme artımını temsil etmektedir.

1.10.4. Pekleşme

Malzemenin tek eksenli doğrultudaki gerilmeler altındaki dayanımı temel alınarak, çok yönlü gerilmeler altındaki dayanımı belirli bir kritere göre hesaplanabilmektedir. Kullanılacak olan kriter de malzemenin özelliklerine göre seçilmektedir. Yapı malzemelerinin iki ve üç eksenli gerilmeler altındaki davranışları halen inceleme konusudur. Ancak mühendislik uygulamalarında kolaylık olması açısından malzeme modellerinde daha basitleştirici kabuller yapılmaktadır. Örneğin beton için gerilme-deformasyon eğrisi belirli bir kriter gerilmesinden sonra düz, yatay bir doğru ile ifade edilmekte, belirli bir kalıcı uzamadan sonra (kırılma sınırından sonra) oluşan gerilme artımı (pekleşme) ise dikkate alınmamaktadır.

İlk kırılma noktasından sonra plastik deformasyonun olacağı gerilme seviyesi, o andaki deformasyon derecesine bağımlı bir şekilde ifade edilebilmektedir. Ayrıca kırılma yüzeyi plastik deformasyonun her bir safhasında farklılık göstermektedir. Ardışık kırılma yüzeyleri plastik birim deformasyonlara bağlı olmaktadır. Bu yüzeyler maksimum normal gerilme kriteri için bir küp, von-Mises kriteri için bir silindir, Drucker-Prager kriteri için ise bir konidir. Aşağıdaki Şekil 1.14-a'da ideal plastik malzemeye ait gerilme grafiği

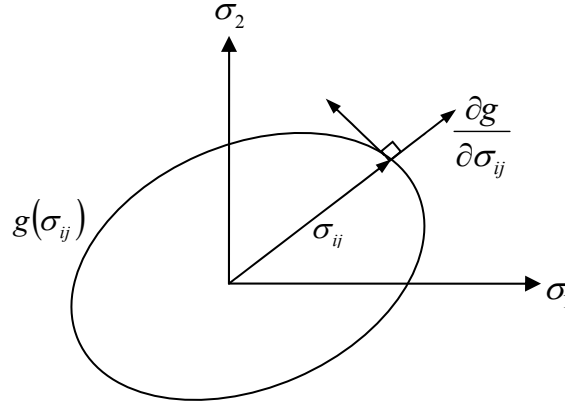
gösterilmiştir. Ötelenme olmadan ardışık kırılma yüzeyleri ilk kırılma yüzeyinden düzenli bir şekilde genişliyorsa bu da Şekil 1.14-b deki gibi izotropik pekleşme modelini ifade etmektedir. Eğer kırılma yüzeyinin şekli aynen korunarak gerilme uzayında hareket ediyorsa bu da kinematik pekleşme modelini (Şekil 1.14-c) ifade etmektedir.



Şekil 1.14. Pekleşmeli malzeme davranışlarının matematiksel modelleri, (a) ideal plastik malzeme, (b) izotropik pekleşme, (c) Kinematik pekleşme

1.10.5. Akma Kuralı (flow rule)

Gerilme, kırılma yüzeyine ulaştığında malzemede plastik deformasyonlar meydana gelmektedir. Plastisite teorisinde, yükleme anında plastik deformasyonların yönü akma kuralıyla tanımlanmaktadır. Bu kural artımsal plastik şekil değiştirme vektörünü tayin etmektedir. Akma kuralı, gerilme uzayında bir yüzeyin var olduğunu ve bu yüzeyin eğiminin malzemede plastik deformasyonların yönünü tanımladığını varsaymaktadır (Şekil 1.15). Bu yüzey plastik potansiyel fonksiyon veya $g(\sigma_{ij})$ ile temsil edilmektedir.



Şekil 1.15. Plastik potansiyel fonksiyonu yüzeyi (Chen & Mizuno, 1990).

Fonksiyonel formda akma kuralı aşağıdaki gibi ifade edilmektedir;

$$d\varepsilon_{ij}^p = d\lambda \frac{\partial g}{\partial \sigma_{ij}} \quad (1.22)$$

Burada $d\lambda$ artımsal plastik şekil değiştirme vektörünün şiddetini temsil eden ve negatif olmayan orantılılık sabitidir. Kısmi türev ifadesi olan $\partial g / \partial \sigma_{ij}$ ise plastik potansiyel fonksiyonun eğimini temsil etmektedir.

Denklem (1.22)'ye göre plastik şekil değiştirme artım vektörünün yönü plastik potansiyel yüzeyin normalini oluşturmaktadır. Plastik potansiyel yüzeyi daha önce bahsedilen kırılma yüzeyiyle benzerdir ve gerilme tansörünün skaler bir fonksiyonudur. Bu sebepten dolayı pratikte plastik potansiyel fonksiyonu olan g , kırılma fonksiyonu olan f 'ye eşit alınmaktadır. Buna birleştirilmiş akma kuralı denmektedir.

$$d\varepsilon_{ij}^p = d\lambda \frac{\partial g}{\partial \sigma_{ij}}, \quad f \neq g, \quad \text{birleştirilmemiş akma kuralı (non-associated flow rule)}$$

$$d\varepsilon_{ij}^p = d\lambda \frac{\partial f}{\partial \sigma_{ij}}, \quad f = g, \quad \text{birleştirilmiş akma kuralı (associated flow rule)}$$

1.10.6. Artımsal Gerilme-Şekil Değişirme Bağlıları

1.10.6.1. Elastik Davranış

Elastik durumda, malzeme için artımsal gerilme-şekil değişirme bağıntısı aşağıdaki gibidir;

$$d\sigma_{ij} = D_{ijkl}^e \cdot d\varepsilon_{kl}^e \quad (1.23)$$

Burada $d\sigma_{ij}$ ve $d\varepsilon_{kl}^e$ gerilme bileşenleri ile elastik şekil değişirme artım tansörlerini ifade etmektedir. Yukarıdaki denklem matris formunda yazılırsa;

$$\{d\sigma\} = [D^e] \{d\varepsilon\} \quad (1.24)$$

Üç boyutlu izotropik malzemeler için malzeme matrisi;

$$[D^e] = \frac{E}{(1+\nu)(1-2\nu)} \begin{bmatrix} 1-\nu & \nu & \nu & 0 & 0 & 0 \\ \nu & 1-\nu & \nu & 0 & 0 & 0 \\ \nu & \nu & 1-\nu & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \frac{1-2\nu}{2} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{1-2\nu}{2} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{1-2\nu}{2} \end{bmatrix} \quad (1.25)$$

Burada E elastisite modülünü, ν ise poisson oranını temsil etmektedir. Denklem (1.24)'teki gerilme ve şekil değişirme artım vektörleri ise aşağıdaki gibi ifade edilmektedir;

$$\begin{aligned} \{d\sigma\}^T &= \{d\sigma_x \quad d\sigma_y \quad d\sigma_z \quad d\tau_{xy} \quad d\tau_{yz} \quad d\tau_{zx}\} \\ \{d\varepsilon\}^T &= \{d\varepsilon_x \quad d\varepsilon_y \quad d\varepsilon_z \quad d\gamma_{xy} \quad d\gamma_{yz} \quad d\gamma_{zx}\} \end{aligned} \quad (1.26)$$

1.10.6.2. Plastik Sınır Davranışı

Denklem(1.16)'de malzemenin plastik sınırdaki davranışını modellerken toplam şekil değiştirme artımları, elastik ve plastik bileşenler olarak ikiye ayrılmaktadır. Buna göre Denklem (1.16) matris formunda aşağıdaki gibi yazılabilmektedir;

$$\{d\varepsilon\} = \{d\varepsilon^e\} + \{d\varepsilon^p\} \quad (1.27)$$

Burada $\{d\varepsilon^e\}$ ve $\{d\varepsilon^p\}$ sırasıyla elastik ve plastik şekil değiştirme artım vektörlerini temsil etmektedir. Elastik şekil değiştirme artım vektörü Denklem (1.24)'teki elastik bağıntıya göre;

$$\{d\varepsilon^e\} = [D^e]^{-1} \{d\sigma\} \quad (1.28)$$

şeklinde yazılabilir. Denklem (1.27)'deki plastik şekil değiştirme artım vektörü Denklem (1.22)'deki akma kuralındaki gerilme artımlarıyla ilişkilidir.

$$\{d\varepsilon_{ij}^p\} = d\lambda \left\{ \frac{\partial g}{\partial \sigma_{ij}} \right\} \quad (1.29)$$

veya

$$\{d\varepsilon_{ij}^p\} = d\lambda \{b\} \quad (1.30)$$

Burada;

$$\{d\varepsilon_{ij}^p\} = \{d\varepsilon_x^p \quad d\varepsilon_y^p \quad d\varepsilon_z^p \quad d\gamma_{xy}^p \quad d\gamma_{yz}^p \quad d\gamma_{zx}^p\} \quad (1.31)$$

$$\{b\}^T = \left\{ \frac{\partial g}{\partial \sigma_x} \quad \frac{\partial g}{\partial \sigma_y} \quad \frac{\partial g}{\partial \sigma_z} \quad \frac{\partial g}{\partial \tau_{xy}} \quad \frac{\partial g}{\partial \tau_{yz}} \quad \frac{\partial g}{\partial \tau_{zx}} \right\} \quad (1.32)$$

Denklem (1.28) ve (1.30)'u Denklem (1.27)'da yerine yazarsak;

$$\{d\varepsilon\} = [D^e]^{-1} \{d\sigma\} + d\lambda \{b\} \quad (1.33)$$

Daha önce de belirtildiği üzere, $d\lambda$ artımsal plastik şekil değiştirme vektörünün uzunluğunu temsil eden ve negatif olmayan orantılılık sabitidir. Bu sabit aşağıdaki şekilde belirlenmektedir.

$$d\lambda = \frac{\{a\}^T [D^e] \{d\varepsilon\}}{h + \{a\}^T [D^e] \{b\}} \quad (1.34)$$

Burada;

$$\{a\}^T = \left\{ \frac{\partial f}{\partial \sigma_x} \quad \frac{\partial f}{\partial \sigma_y} \quad \frac{\partial f}{\partial \sigma_z} \quad \frac{\partial f}{\partial \tau_{xy}} \quad \frac{\partial f}{\partial \tau_{yz}} \quad \frac{\partial f}{\partial \tau_{zx}} \right\} \quad (1.35)$$

$$h = - \left\{ \frac{\partial f}{\partial \varepsilon^p} \right\}^T \{b\} - \frac{\partial f}{\partial \kappa} \left\{ \frac{\partial \kappa}{\partial \varepsilon^p} \right\}^T \{b\} \quad (1.36)$$

Burada h parametresi pekleşme kuralıyla ilgili skaler bir fonksiyondur. Elastik-tam plastik olan malzemeler için bu parametre ihmal edilmektedir. $d\lambda$ Denklem (1.33)'de yerine yazılırsa aşağıdaki bağıntı elde edilir;

$$\{d\varepsilon\} = [D^e]^{-1} \{d\sigma\} + \frac{\{a\}^T [D^e] \{b\}}{h + \{a\}^T [D^e] \{b\}} \{d\varepsilon\} \quad (1.37)$$

Yukarıdaki ifade $\{d\sigma\}$ için çözümlerse;

$$d\sigma = \left[[D^e] - \frac{[D^e] \{b\} \{a\}^T [D^e]}{h + \{a\}^T [D^e] \{b\}} \right] \{d\varepsilon\} \quad (1.38)$$

olur. Elasto-plastik malzeme rijitlik matrisi yukarıdaki denklemden;

$$[D^{ep}] = \left[[D^e] - \frac{[D^e] \{b\} \{a\}^T [D^e]}{h + \{a\}^T [D^e] \{b\}} \right] \quad (1.39)$$

bağıntısıyla belirlenebilir. Birleştirilmiş akma kuralına uyan plastisite modellerinde $\{b\}$ vektörünün yerine $\{a\}$ vektörü kullanılmaktadır (Imran, 1994).

1.10.7. Yığma Yapılar İçin Kullanılan Plastisite Kriterlerinden Bazıları

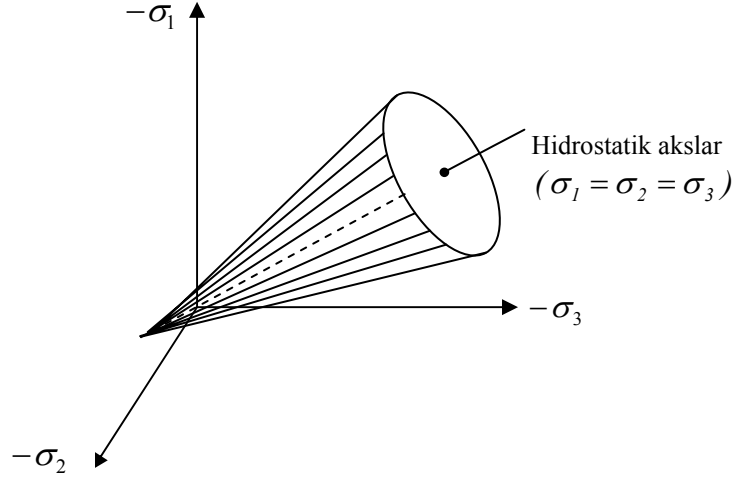
Yığma duvarlar bilindiği üzere basınca karşı dayanımı yüksek, çekmeye karşı dayanımı zayıftır. Literatürde yapılan araştırmalarda, uygulanan modelleme tekniklerine göre yığma duvarların elastik ötesi davranışını temsil etmek amacıyla bazı kırılma kriterleri kullanılmaktadır. Makro modelleme tekniğinin kullanıldığı durumlarda genellikle Drucker-Prager, Rankine ve Hill kriterleri kullanılırken, mikro modellemelerde ise genellikle tuğla-harç veya iki tuğlanın ara yüzeyinde elastik ötesi davranışı temsil eden *Kompozit Arayüzey* modeli kullanılmaktadır. Bu kriterler aşağıda sırasıyla özetlenmektedir.

1.10.7.1. Drucker-Prager Kriteri

Genellikle makro modellemelerde kullanılan bu kriter, enerji hipotezlerinden von-Mises kriterinin basitleştirilmiş halidir. Drucker-Prager kriterinde von-Mises kriterindeki hidrostatik gerilme etkisini ek bir terim ile dikkate alarak aşağıdaki şekilde ifade edilmektedir (Drucker ve Prager, 1952).

$$f(I_1, J_2) = \alpha I_1 + \sqrt{J_2} - k = 0 \quad (1.40)$$

Burada α ve k pozitif malzeme sabitleridir. $\alpha = 0$ olduğunda kriter von-Mises kriteri ile aynı olmaktadır. Aşağıdaki Şekil 1.16'da üç boyutlu gerilme hali için Drucker-Prager kırılma yüzeyi gösterilmektedir.



Şekil 1.16. Drucker-Prager kriteri (Chen ve Mizuno, 1990).

Drucker-Prager kriteri, Mohr-Coulomb kriterine oldukça yakındır. Örneğin, Drucker-Prager dairesi, Mohr-Coulomb altıgenine dıştan çizilen bir sınır daire olarak düşünülürse, iki yüzey α , k ve $\theta = 60^\circ$ ile belirlenecek basınç meridyenine uygun düşmektedir. α ve k aşağıdaki şekilde belirlenmektedir (Chen & Mizuno, 1990);

$$\alpha = \frac{2 \sin \phi}{\sqrt{3}(3 - \sin \phi)}$$

$$k = \frac{6c \cos \phi}{\sqrt{3}(3 - \sin \phi)}$$
(1.41)

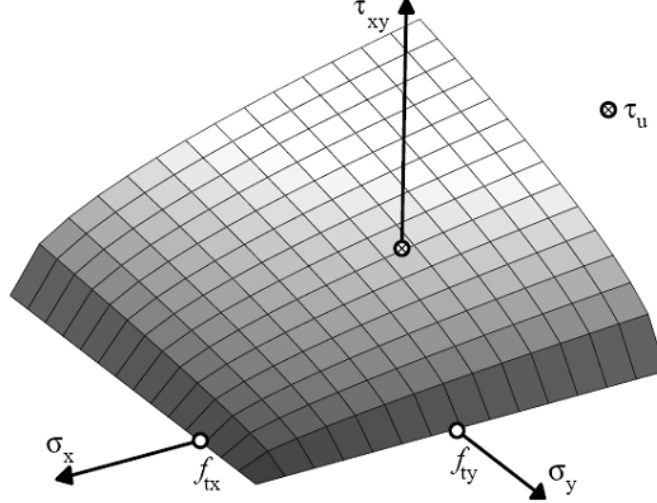
Denklem (1.41)'deki sabitlerle belirlenen koni, Mohr-Coulomb kırılma yüzeyindeki altıgen piramidi çevreleyen bir dış sınır görünümündedir. Ayrıca çekme meridyeninden geçen $\theta = 0^\circ$ ile belirlenecek iç koniyi belirleyecek olan sabitler aşağıdaki gibi hesaplanmaktadır.

$$\alpha = \frac{2 \sin \phi}{\sqrt{3}(3 + \sin \phi)}$$

$$k = \frac{6c \cos \phi}{\sqrt{3}(3 + \sin \phi)}$$
(1.42)

1.10.7.2. Rankine Kriteri

Çekme durumları için dikkate alınan Rankine kriterine ait üç eksenli kırılma yüzeyi aşağıda (Şekil 1.17) verilmektedir.



Şekil 1.17. Ortotropik Rankine kriteri için kırılma yüzeyi ($\tau_{xy} \geq 0$ için gösterilmiştir) (Lourenço, 1996).

Rankine kriteri aşağıdaki fonksiyon ile temsil edilmektedir;

$$f_t = \frac{\sigma_x + \sigma_y}{2} + \sqrt{\left(\frac{\sigma_x - \sigma_y}{2}\right)^2 + \tau_{xy}^2} - \bar{\sigma}_t(\kappa_t) \quad (1.43)$$

Buradaki κ_t yumuşamanın miktarını gösteren bir skalerdir. Bu denklem aşağıdaki gibi düzenlenebilmektedir.

$$f_t = \frac{(\sigma_x - \bar{\sigma}_t(\kappa_t)) + (\sigma_y - \bar{\sigma}_t(\kappa_t))}{2} + \sqrt{\left(\frac{(\sigma_x - \bar{\sigma}_t(\kappa_t)) - (\sigma_y - \bar{\sigma}_t(\kappa_t))}{2}\right)^2 + \tau_{xy}^2} \quad (1.44)$$

Yukarıdaki denklem Rankine kriterinin anizotropik malzemelerde x ve y eksenlerindeki farklı çekme dayanımları için düzenlenirse aşağıdaki hali almaktadır;

$$f_1 = \frac{(\sigma_x - \bar{\sigma}_{tx}(\kappa_t)) + (\sigma_y - \bar{\sigma}_{ty}(\kappa_t))}{2} + \sqrt{\left(\frac{(\sigma_x - \bar{\sigma}_{tx}(\kappa_t)) - (\sigma_y - \bar{\sigma}_{ty}(\kappa_t))}{2}\right)^2 + \alpha_t \tau_{xy}^2} \quad (1.45)$$

Burada α_t parametresi, kayma gerilmesinin göçmeye olan etkisini temsil etmektedir ve aşağıdaki gibi hesaplanmaktadır.

$$\alpha_t = \frac{f_{tx} f_{ty}}{\tau_{u,t}^2} \quad (1.46)$$

Burada f_{tx} , f_{ty} ve $\tau_{u,t}$ sırasıyla x ve y eksenlerindeki tek eksenli çekme dayanımları ile kayma dayanımını temsil etmektedir. Yukarıdaki denklemi matris formunda yazmak gerekirse;

$$f_1 = \left(1/2 \{\xi\}^T [P_t] \{\xi\}\right)^{1/2} + 1/2 \{\pi\}^T \{\xi\} \quad (1.47)$$

Burada gösterim matrisi olan $[P_t]$ aşağıdaki gibidir;

$$[P_t] = \begin{bmatrix} 0,5 & -0,5 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ -0,5 & 0,5 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 2\alpha_t & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \end{bmatrix} \quad (1.48)$$

Burada gösterim vektörü olan $\{\pi\}$ nin açılımı;

$$\{\pi\} = \{1 \ 0 \ 0 \ 0 \ 0 \ 0\}^T \quad (1.49)$$

Sadeleştirilmiş gerilme vektörü olan $\{\xi\}$ nin açılımı;

$$\{\xi\} = \{\sigma\} - \{\eta\} \quad (1.50)$$

Buradaki $\{\sigma\}$ ve $\{\eta\}$ vektörlerinin açılımları ise;

$$\begin{aligned}\{\sigma\} &= \{\sigma_x \quad \sigma_y \quad \sigma_z \quad \tau_{xy} \quad \tau_{yz} \quad \tau_{zx}\}^T \\ \{\eta\} &= \{\bar{\sigma}_{tx}(\kappa_t) \quad \bar{\sigma}_{ty}(\kappa_t) \quad 0 \quad 0 \quad 0 \quad 0\}^T\end{aligned}\tag{1.51}$$

şeklinde yazılabilir. Üssel çekme yumuşaması her kırılma değeri için farklı göçme enerjisiyle beraber her eşdeğer gerilme ve şekil değiştirme diyagramlarıyla birlikte düşünülerek aşağıdaki gibi hesaplanmaktadır.

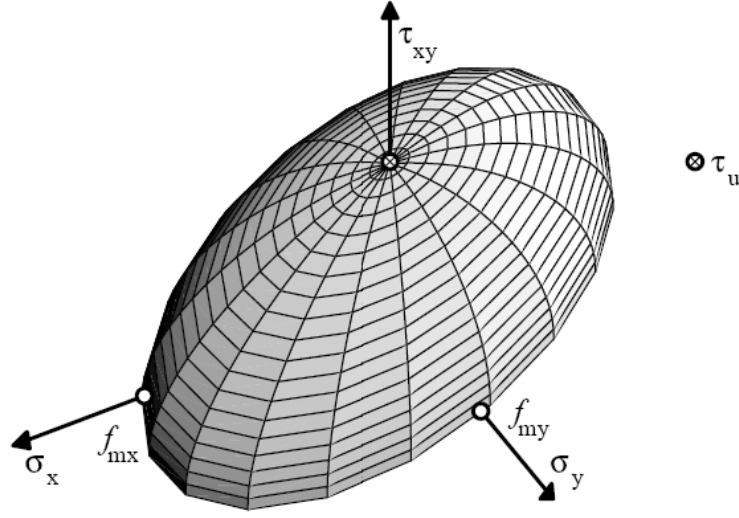
$$\begin{aligned}\bar{\sigma}_{tx} &= f_{tx} \exp\left(-\frac{h_u f_{tx}}{G_{fx}} \kappa_t\right) \\ \bar{\sigma}_{ty} &= f_{ty} \exp\left(-\frac{h_u f_{ty}}{G_{fy}} \kappa_t\right)\end{aligned}\tag{1.52}$$

Buradaki h_u standart eşdeğer uzunluk olup sonlu elemanın boyutlarıyla ilgili bir değerdir. κ_t ise aşağıdaki gibi hesaplanabilir.

$$\kappa_t = \varepsilon_t^p = \frac{\varepsilon_x^p + \varepsilon_y^p}{2} + \frac{1}{2} \sqrt{(\varepsilon_x^p - \varepsilon_y^p)^2 + (\gamma_{xy}^p)^2}\tag{1.53}$$

1.10.7.3. Hill Kriteri

Bilindiği üzere Rankine kriteri çekme durumunda önem arz etmektedir. Buna karşın malzemedeki gerilme tansörünün basınç durumunda Hill kriterinden söz etmek mümkündür. Hill kriterine ait kırılma yüzeyi aşağıda (Şekil 1.18) verilmektedir.



Şekil 1.18. Hill kriteri için kırılma yüzeyi ($\tau_{xy} \geq 0$ için gösterilmiştir)
(Lourenço, 1996)

Buna göre Hill kriteri, aşağıdaki fonksiyon ile temsil edilebilmektedir:

$$f_2 = \frac{\bar{\sigma}_{by}(\kappa_b)}{\bar{\sigma}_{bx}(\kappa_b)} \sigma_x^2 + \beta \sigma_x \sigma_y + \frac{\sigma_{bx}(\kappa_b)}{\sigma_{by}(\kappa_b)} \sigma_y^2 + \gamma (\tau_{xy}^2 + \tau_{yz}^2 + \tau_{zx}^2) - \dots \quad (1.54)$$

$$\dots \bar{\sigma}_{bx}(\kappa_b) \bar{\sigma}_{by}(\kappa_b) = 0$$

Buradaki $\bar{\sigma}_{bx}(\kappa_b)$ ve $\bar{\sigma}_{by}(\kappa_b)$ sırasıyla x ve y doğrultularındaki kırılma değerleri β ve γ ise Hill kriterinin şeklini belirleyen parametrelerdir. γ parametresi aşağıdaki gibi hesaplanmaktadır.

$$\gamma = \frac{f_{bx} f_{by}}{\tau_{u,b}^2} \quad (1.55)$$

Buradaki f_{bx} , f_{by} ve $\tau_{u,b}$ sırasıyla x ve y eksenlerindeki tek eksenli basınç dayanımları ile basınçtaki fiktif kayma değerlerini temsil etmektedir. Nümerik analizler için gerekli olan fonksiyonun matris halinde gösterimi aşağıdaki gibidir.

$$f_2 = \left(\frac{1}{2} \{ \sigma \}^T [P_b] \{ \sigma \} \right)^{1/2} - \bar{\sigma}_b(\kappa_b) \quad (1.56)$$

Buradaki gösterim matrisi $[P_b]$;

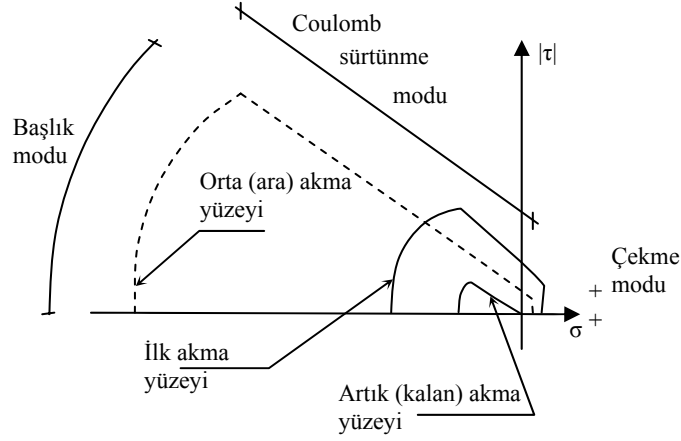
$$[P_b] = \begin{bmatrix} 2 \frac{\bar{\sigma}_{by}(\kappa_b)}{\bar{\sigma}_{bx}(\kappa_b)} & \beta & 0 & 0 & 0 & 0 \\ \beta & 2 \frac{\bar{\sigma}_{bx}(\kappa_b)}{\bar{\sigma}_{by}(\kappa_b)} & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 2\gamma & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 2\gamma & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 2\gamma \end{bmatrix} \quad (1.57)$$

Buradaki κ_b pekleşmenin veya yumuşamanın büyüklüğünü kontrol eden parametre olup kırılma değerini temsil eden $\bar{\sigma}_b$ aşağıdaki gibi hesaplanmaktadır.

$$\bar{\sigma}_b(\kappa_b) = \sqrt{\bar{\sigma}_{bx}(\kappa_b)\bar{\sigma}_{by}(\kappa_b)} \quad (1.58)$$

1.10.7.4. Kompozit Arayüzey Kırılma Kriteri

Yığma duvarların kırılma mekanizmaları arasında en fazla çekme çatlakları, arayüzeylerdeki kaymalar, yığma birimlerdeki diyagonal çekme çatlakları veya ezilmeler ile karşımıza çıkmaktadır. Mikro modelleme tekniği kullanarak yığma yapıların analizlerinde, gerçeğe en yakın sonuçların veya başka bir ifadeyle, yığma yapı davranışını gerçeğe en yakın bir şekilde modellemek için, yukarıda yer alan tüm bu kırılma mekanizmalarının bir arada düşünülüp analizlerin buna göre yapılması gereklidir. Yığma yapılar için kompozit arayüzey kırılma kriterini Lourenço (1996) yapmış olduğu çalışmasında önermektedir. Aşağıdaki şekilde kompozit arayüzey kırılma kriteri şematik olarak gösterilmektedir (Şekil 1.19).



Şekil 1.19. Kompozit arayüzey kırılma kriteri (Lourenço, 1996).

Çekme modu için kırılma fonksiyonu;

$$f_1(\sigma, \kappa_1) = \sigma - \sigma_1(\kappa_1) \quad (1.59)$$

olarak, buradaki asal gerilme veya akma değeri olan σ_1 ise:

$$\sigma_1 = f_t \exp\left(-\frac{f_t}{G_f^I} \kappa_1\right) \quad (1.60)$$

olarak ifade edilebilir. Burada; f_t arayüzeylerin çekme dayanımlarını, G_f^I mod 1 kırılma enerjisini ve κ_1 ise elastic ötesi rölatif deplasmanı göstermektedir.

Kompozit arayüzey kırılma kriterinde yer alan Coulomb sürtünme kriteri ise aşağıdaki gibi ifade edilmektedir.

$$f_2(\sigma, \kappa_2) = |\tau| + \sigma \tan\phi(\kappa_2) - \sigma_2(\kappa_2) \quad (1.61)$$

Burada, kırılma gerilmesi değeri (σ_2) ile sürtünme açısı ($\tan\phi$) aşağıdaki gibi hesaplanmaktadır.

$$\sigma_2 = c \exp\left(-\frac{c}{G_f^{II}} \kappa_2\right) \quad (1.62)$$

$$\tan\phi = \tan\phi_0 + (\tan\phi_r - \tan\phi_0) \frac{c - \sigma_2}{c} \quad (1.63)$$

Burada; c arayüzey elemanlarındaki kohezyonu, ϕ_0 başlangıç sürtünme açısını, ϕ_r artık sürtünme açısını ve G_f^H ise mod II kırılma enerjisini temsil etmektedir.

Kriterde yer alan iki boyutlu basınç başlığı modu ilk olarak Lourenço (1996) tarafından önerilmektedir. Söz konusu başlık için kırılma fonksiyonu aşağıda verilmektedir.

$$f_3(\sigma, \kappa_3) = C_{nn} \sigma^2 + C_s \tau^2 + C_n \sigma - (\sigma_3(\kappa_3))^2 \quad (1.64)$$

Burada; C_{nn} , C_s ve C_n malzeme parametreleri, σ_3 ise kırılma gerilmesi değeridir. Mikro modelleme tekniği kullanılarak yapılan analizlerde genellikle yığma birim olarak kullanılan tuğlaların elastik davranış sergiledikleri kabul edilmektedir. Modele elastik ötesi davranışı yansıtacak olan, tuğlaların aralarında yer alan arayüzeylerdir. Kompozit arayüzey kırılma kriterine uygun parametreler söz konusu bu arayüzeylerin davranışına etkimekte ve çatlama mekanizmaları bu arayüzeylerde gerçekleşmektedir.

2. YAPILAN ÇALIŞMALAR, BULGULAR VE İRDELEMELER

Duvar elemanları yığma yapılar için taşıyıcı özelliğe sahip elemanlardır. Söz konusu duvarların statik ve dinamik davranışları yapının bütünlüğü açısından büyük öneme sahiptir. Bu sebepten dolayı yığma duvarların statik ve dinamik karakteristiklerinin belirlenmesinde faktör olan bazı parametreler bu bölümde incelenmiştir. Tuğla ve harç dayanımlarının aksenal basınca maruz yığma duvarlardaki etkileri, tuğlaların örülme biçimleri, düşey hatılların duvarın düzlem içi ve düzlem dışı davranışlarındaki etkisi gibi parametreler bu bölümde incelenmektedir.

Ayrıca, yığma yapıların malzeme bakımından doğrusal ve doğrusal olmayan davranışlarının belirlenmesi amacıyla MATLAB (2008) programında iki farklı sonlu elemanlar kodu yazılmıştır. Bunlardan doğrusal analizlerde kullanılacak olan programın adı FEMMAS-L (2008), doğrusal olmayan analizlerde kullanılacak olan programın adı ise FEMMAS-NL'dir (2008).

Diğer taraftan mevcut yönetmelik koşulları ve literatür bilgileri dikkate alınarak yığma yapıların deprem hesabına ilişkin mühendislerin kullanımına yönelik bir bilgisayar programına ait bilgiler sunulmaktadır.

Bölümün sonunda 27 Aralık 2007 Balâ depreminde hasar görmüş gerçek bir yığma yapı üzerinde tezin kapsamında yer alan modelleme teknikleri kullanılarak çeşitli analizler gerçekleştirilmiş, yönetmelik hükümleri de göz önüne alınarak çeşitli irdelemeler yapılmıştır.

2.1. FEMMAS-L Programı

Yığma duvarların doğrusal analizlerinde kullanılacak olan FEMMAS-L programının kodları, günümüzde birçok mühendislik problemlerinin çözümünde optimum fayda sağlamış olan MATLAB programı yardımıyla yazılmıştır.

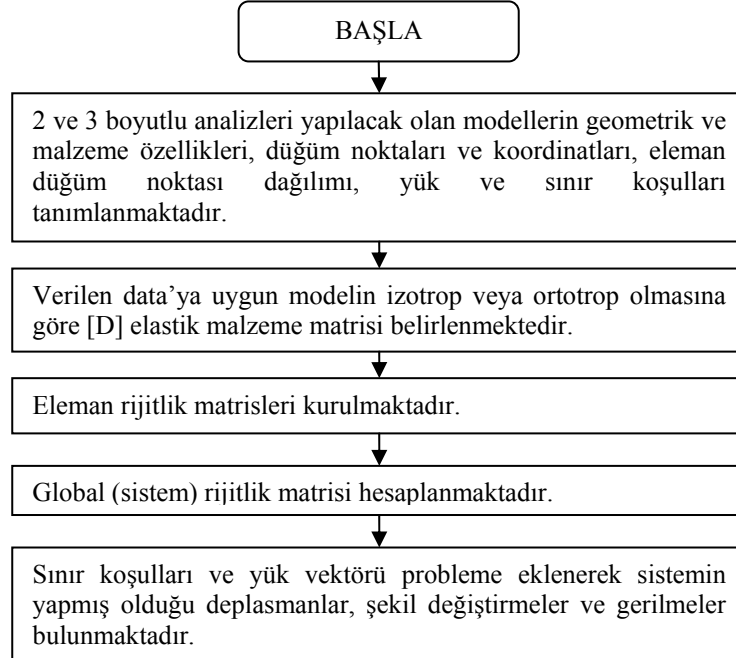
MATLAB farklı sahalardaki kişilerden gelen taleplerle kendini geliştirmiş ve şu an 500.000'in üzerindeki endüstri, devlet ve akademik kurumlarda kullanılmaktadır. İş sahalarında MATLAB programlama dili, araştırma ve mühendislik alanlarında karşılaşılan problemlere pratik ve çabuk sonuçlar sunmaktadır. MATLAB'ı kullanan firmaların başında

Boeing, Daimler Chrysler, Motorola, NASA, Texas Instruments, Toyota, Quantum ve Saab gibi firmalar gelmektedir (Uzunoğlu ve Onar, 2002).

FEMMAS-L, düzlem gerilme hali dikkate alınarak kodlanmıştır. Hazırlanan kodların esas özelliği; LUSAS gibi mühendisler arasında yaygın olarak bilinen yapısal analiz programından elde edilen veri dosyasına tam olarak uyum sağlamasıdır. Yani LUSAS'ta oluşturulan ve FEMMAS-L'ye uygun olan herhangi bir modelin verileri kolaylıkla söz konusu programa aktarılabilen ve kısa süre içerisinde analizi yapılabilir hale gelmektedir. İki boyutlu analizlerde 4 düğüm noktalı ve her düğüm noktasında 2 serbestliği bulunan dörtgen (quadrilateral) eleman, üç boyutlu analizlerde ise 8 düğüm noktalı ve her düğüm noktasında 3 serbestliği bulunan katı (solid) eleman entegre edilmiştir. Aşağıda geliştirilmiş olan yapısal analiz programında kullanılmış olan yöntem, algoritma, sonlu elemanlar ve doğrulama analizleri sırasıyla verilmektedir.

2.1.1. Programın Hesap Adımları ve Önemli İşlem Dosyaları

Aşağıdaki Şekil 2.1'de geliştirilmiş olan FEMMAS-L programının genel olarak hesap adımları verilmektedir.



Şekil 2.1. FEMMAS-L programının hesaplama adımları

a) Veri girişi dosyası (input_data.m)

Programlamada gerek kolaylık olması ve gerekse tüm verilerin düzenli bir şekilde gruplandırılması açısından matrisler kullanılmaktadır. Analizlerde gerekli parametreler adresleme yoluyla ilgili matristen alınarak değerlendirilmekte ve hesaplanmaktadır. Sonuç değerleri ise yine ilgili matrislerde uygun yerlerine yerleştirilmektedir.

Aşağıda sırasıyla veri dosyasında bulunması gerekli parametreler açıklanmaktadır.

1. Dügüm noktaları matrisi (*coord*); Bu matriste, sistemde yer alan tüm düğüm noktalarının adları ile o düğüm noktasının x, y ve z koordinatları mevcuttur.
2. Eleman düğüm noktası dağılımı matrisi (*element*); matrisin birinci sütununda eleman numarası, 2'den 5'e kadar olan sütunlarında ise o elemanın bağılı bulunduğu düğüm noktası numaraları yer almaktadır. Dügüm noktalarının okunma sıraları LUSAS programında olduğu gibi saatin tersi yönünde alınmaktadır.
3. Sınır şartları matrisi (*bound*); Dügüm noktaları programda ya serbest ya da ankastre olarak tanımlanmaktadır. Ankastre mesnetlerin olduğu düğüm noktaları ilgili matrisin içerisine yazılması gerekmektedir. Matrisin birinci sütunu düğüm noktası numarasını ikinci sütunu *x* yönündeki serbestliğini, üçüncü sütunu ise *y* yönündeki serbestliğini belirtmektedir. İkinci ve üçüncü sütunlardaki "1"; ilgili düğüm noktasının ankastre olduğunu, "0" ise ilgili düğüm noktasının serbest olduğunu ifade etmektedir.
4. Dış kuvvet matrisi (*force*); Sisteme etkileyen dış yüklerin bulunduğu matristir. Bu matrisin birinci sütununda yükün etkidiği düğüm noktası numarası yer almaktadır. İkinci ve üçüncü sütunlarında ise yükün değeri *x* veya *y* yönü dikkate alınarak yazılmaktadır.
5. Malzeme parametreleri (*material*) ; malzemeye ait olan elastik parametreler (E: Elastisite modülü-N/mm², v:Poisson Oranı) ise modelin kalınlığını temsil eden *thickness* (mm) değerin verilmesi gerekmektedir.
6. Geometri parametreleri (*geom*); sadece iki boyutlu analizin yapıldığı kısımda gerekli olan ve her bir sonlu elemanın kalınlığının yer aldığı matristir.

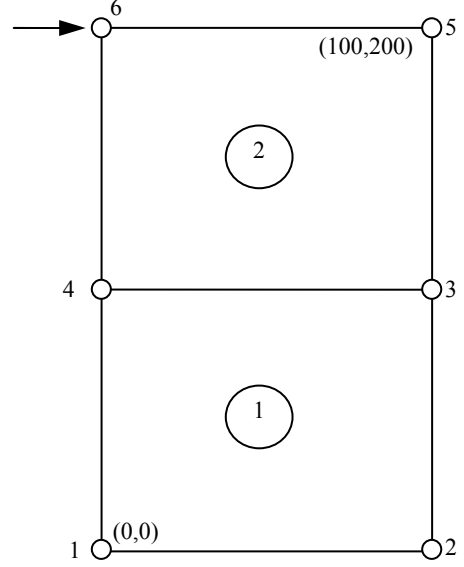
Aşağıda örnek bir veri girişi dosyası kodu yer almaktadır (Tablo 2.1).

Tablo 2.1. FEMMAS-L programına ait örnek veri giriş dosyası

```

% input_data.m
%
% NODAL COORDINATE MATRIX
coord=[1  0  0
       2 100 0
       3 100 100
       4  0 100
       5 100 200
       6  0 200 ];
%
% ELEMENT CONNECTIVITY MATRIX
element=[ 1  1  2  3  4
          2  4  3  5  6 ];
%
% BOUNDARY CONDITIONS MATRIX
bound=[ 1  1  1
        2  1  1 ];
%
% MATERIAL PROPERTIES MATRIX
material=[ 1  15000  0.2
           2  17500  0.2 ];
%
% GEOMETRIC PROPERTIES MATRIX
geom=[ 1  10
       2  10 ];
%
% EXTERNAL APPLIED LOAD MATRIX
force=[ 6 1000 0 ];
%

```



b) Esas işlem dosyası (femmas_l.m)

Gerek veri dosyası ve gerekse diğer dosyaların bağlı bulunduğu esas dosyadır. Bu dosyada analiz için gerekli olan düğüm noktası sayısı, eleman sayısı ve sistemin toplam serbestlik derecesi gibi sıkça kullanılacak olan değerler burada hesaplanmaktadır.

Modellemelerde kullanılan elemanların malzeme yönünden doğrusal karakteristiklerinin belirlenmesi amacıyla $[D^e]$ elastik malzeme matrisleri bu dosyada kurulmaktadır. Programda iki ve üç boyutlu olmak üzere izotrop malzeme matrisleri kullanılmaktadır. Aşağıda sırasıyla bu matrisler verilmektedir.

İki boyutlu izotrop hal için malzeme matrisi;

$$[D^e] = \frac{E}{1-\nu^2} \begin{bmatrix} 1 & \nu & 0 \\ \nu & 1 & 0 \\ 0 & 0 & \frac{1-\nu}{2} \end{bmatrix} \quad (2.1)$$

Üç boyutlu izotrop hal için malzeme matrisi;

$$[D^e] = \frac{E}{(1+\nu)(1-2\nu)} \begin{bmatrix} 1-\nu & \nu & \nu & 0 & 0 & 0 \\ \nu & 1-\nu & \nu & 0 & 0 & 0 \\ \nu & \nu & 1-\nu & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \frac{1-2\nu}{2} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{1-2\nu}{2} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{1-2\nu}{2} \end{bmatrix} \quad (2.2)$$

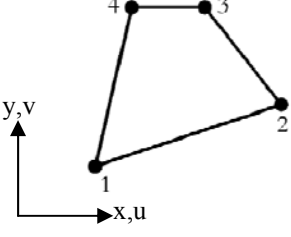
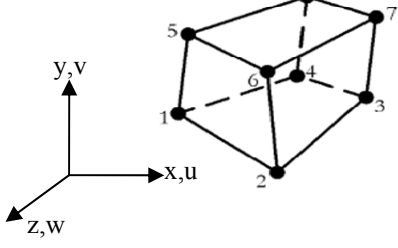
Her elemana ait olan rijitlik matrisleri *element_stiffness-matrix.m* dosyasında hesaplanarak bu dosyada sistem rijitlik matrisi kurulmaktadır.

Sistem rijitlik matrisinin kurulmasından sonra sisteme ait yük vektörü oluşturulmakta ve veri dosyasından elde edilen bilgiler ışığında sınır şartları sistem rijitlik matrisine uygulanmaktadır. Esas işlem dosyasının son kısmında ise deplasman, şekil değiştirme ve gerilme değerleri hesaplanmaktadır.

c) Elemanlara ait alt işlem dosyası (*element_stiffness_matrix.m*)

Her eleman için ayrı ayrı eleman rijitlik matrisleri oluşturulduğu dosyadır. Gerek iki boyutlu ve gerekse üç boyutlu elemanlarda doğal koordinatlardan global (sistem) koordinatlara geçebilmek amacıyla iki ve üç noktalı gauss elemanları kullanılmaktadır. Eleman rijitlik matrislerinin kurulabilmesi için şekil fonksiyonlarının oluşturulması gerekmektedir. Buna göre aşağıda FEMMAS-L programında kullanılan elemanlar ve şekil fonksiyonları verilmektedir.

Tablo 2.2. FEMMAS-L de kullanılan elemanların şekil fonksiyonları

İki boyutlu dörtgen eleman	Üç boyutlu katı eleman
	
$N_1(r, s) = \frac{1}{4}(1-r)(1-s)$ $N_2(r, s) = \frac{1}{4}(1+r)(1-s)$ $N_3(r, s) = \frac{1}{4}(1+r)(1+s)$ $N_4(r, s) = \frac{1}{4}(1-r)(1+s)$	$N_1(r, s, t) = \frac{1}{8}(1-r)(1-s)(1-t)$ $N_2(r, s, t) = \frac{1}{8}(1+r)(1-s)(1-t)$ $N_3(r, s, t) = \frac{1}{8}(1+r)(1+s)(1-t)$ $N_4(r, s, t) = \frac{1}{8}(1-r)(1+s)(1-t)$ $N_5(r, s, t) = \frac{1}{8}(1-r)(1-s)(1+t)$ $N_6(r, s, t) = \frac{1}{8}(1+r)(1-s)(1+t)$ $N_7(r, s, t) = \frac{1}{8}(1+r)(1+s)(1+t)$ $N_8(r, s, t) = \frac{1}{8}(1-r)(1+s)(1+t)$

Tablo 2.2 de verilen şekil fonksiyonları yardımıyla aşağıda sırasıyla verilen hesap adımları izlenerek her elemana ait rijitlik matrisleri oluşturulmaktadır. Burada konunun daha net ve daha basit olarak anlaşılabilmesi açısından sadece iki boyutlu dörtgen elemana ait rijitlik matrislerinin elde edilişleri verilmektedir.

Deplasman fonksiyonları, şekil fonksiyonlarına bağlı olarak aşağıdaki gibi ifade edilmektedir.

$$u(x, y) = \sum_{i=1}^4 N_i(r, s)u_i \quad v(x, y) = \sum_{i=1}^4 N_i(r, s)v_i \quad (2.3)$$

Şekil değiştirme bileşenlerinin deplasmanlara bağlı ifadesi ise;

$$\{\varepsilon\} = \begin{Bmatrix} \varepsilon_x \\ \varepsilon_y \\ \gamma_{xy} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \frac{\partial u}{\partial x} \\ \frac{\partial v}{\partial y} \\ \frac{\partial u}{\partial y} + \frac{\partial v}{\partial x} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{\partial}{\partial x} & 0 \\ 0 & \frac{\partial}{\partial y} \\ \frac{\partial}{\partial y} & \frac{\partial}{\partial x} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} u \\ v \end{Bmatrix} \quad (2.4)$$

Global koordinatlarla yazılan türev ifadeleri, aşağıdaki gibi doğal koordinat sisteminde değerlendirilirse;

$$\frac{\partial u}{\partial r} = \frac{\partial u}{\partial x} \frac{\partial x}{\partial r} + \frac{\partial u}{\partial y} \frac{\partial y}{\partial r} \quad \frac{\partial v}{\partial s} = \frac{\partial v}{\partial x} \frac{\partial x}{\partial s} + \frac{\partial v}{\partial y} \frac{\partial y}{\partial s} \quad (2.5)$$

yazılabilir. Yukarıdaki ifade (2.5) matris formunda aşağıdaki gibi yazılabilir:

$$\begin{Bmatrix} \frac{\partial u}{\partial r} \\ \frac{\partial v}{\partial s} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{\partial x}{\partial r} & \frac{\partial y}{\partial r} \\ \frac{\partial x}{\partial s} & \frac{\partial y}{\partial s} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \frac{\partial u}{\partial x} \\ \frac{\partial v}{\partial y} \end{Bmatrix} = [J] \begin{Bmatrix} \frac{\partial u}{\partial x} \\ \frac{\partial v}{\partial y} \end{Bmatrix} \quad (2.6)$$

Denklem (2.6) dan elde edilen Jakobien Matrisi aşağıdaki matris formunda programda kodlanmıştır.

$$[J] = \begin{bmatrix} J_{11} & J_{12} \\ J_{21} & J_{22} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{\partial x}{\partial r} & \frac{\partial y}{\partial r} \\ \frac{\partial x}{\partial s} & \frac{\partial y}{\partial s} \end{bmatrix} \quad (2.7)$$

Analitik hesaplamalarda denklem (2.6) da Jakobien matrisin tersi alınarak ve kısmi türevler yardımıyla çözülebilmektedir. Fakat sayısal çözümlene tekniklerinin kullanıldığı analizlerde bu yöntemin yerine gauss noktaları kullanılarak sonuca gidilmektedir. FEMMAS-L programında denklem (2.6), Kramer kuralına (Hutton, 2004) göre elde edilmiş haliyle kodlanmıştır. Buna göre denklem (2.6) daki ifadelerin açılımları;

$$\frac{\partial u}{\partial x} = \frac{\begin{vmatrix} \frac{\partial u}{\partial r} & J_{12} \\ \frac{\partial u}{\partial s} & J_{22} \end{vmatrix}}{|J|} = \frac{1}{|J|} [J_{22} \quad -J_{12}] \begin{Bmatrix} \frac{\partial u}{\partial r} \\ \frac{\partial u}{\partial s} \end{Bmatrix} \quad (2.8)$$

$$\frac{\partial u}{\partial y} = \frac{\begin{vmatrix} J_{11} & \frac{\partial u}{\partial r} \\ J_{21} & \frac{\partial u}{\partial s} \end{vmatrix}}{|J|} = \frac{1}{|J|} [-J_{21} \quad J_{11}] \begin{Bmatrix} \frac{\partial u}{\partial r} \\ \frac{\partial u}{\partial s} \end{Bmatrix} \quad (2.9)$$

Yukarıdaki denklem (2.8) ve (2.9) matris formunda birleştirilerek yazılırsa aşağıdaki bağıntı elde edilir:

$$\begin{Bmatrix} \frac{\partial u}{\partial x} \\ \frac{\partial u}{\partial y} \end{Bmatrix} = \frac{1}{|J|} \begin{bmatrix} J_{22} & -J_{12} \\ -J_{21} & J_{11} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \frac{\partial u}{\partial r} \\ \frac{\partial u}{\partial s} \end{Bmatrix} \quad (2.10)$$

(2.8) ve (2.9) denklemlerinde sadece u yönü için fonksiyonların açılımı verilmektedir. v yönündeki fonksiyonlarda da aynı şekilde yapılarak (2.4) denkleminde yerine yazılırsa aşağıdaki hali alır:

$$\{\varepsilon\} = \begin{Bmatrix} \frac{\partial u}{\partial x} \\ \frac{\partial v}{\partial y} \\ \frac{\partial u}{\partial y} + \frac{\partial v}{\partial x} \end{Bmatrix} = \frac{1}{|J|} \begin{bmatrix} J_{22} & -J_{12} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & -J_{21} & J_{11} \\ -J_{21} & J_{11} & J_{22} & -J_{12} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \frac{\partial u}{\partial r} \\ \frac{\partial u}{\partial s} \\ \frac{\partial v}{\partial r} \\ \frac{\partial v}{\partial s} \end{Bmatrix} = [G] \begin{Bmatrix} \frac{\partial u}{\partial r} \\ \frac{\partial u}{\partial s} \\ \frac{\partial v}{\partial r} \\ \frac{\partial v}{\partial s} \end{Bmatrix} \quad (2.11)$$

Buradaki $[G]$, literatürde geometrik adresleme matrisi olarak adlandırılmakta ve bu matris eleman rijitlik matrislerinin hesabında etkin rol oynamaktadır. Denklem (2.11) in sağındaki 3×1 lik vektörün açılımı yapıldığında;

$$\begin{Bmatrix} \frac{\partial u}{\partial r} \\ \frac{\partial u}{\partial s} \\ \frac{\partial v}{\partial r} \\ \frac{\partial v}{\partial s} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{\partial N_1}{\partial r} & 0 & \frac{\partial N_2}{\partial r} & 0 & \frac{\partial N_3}{\partial r} & 0 & \frac{\partial N_4}{\partial r} & 0 \\ \frac{\partial N_1}{\partial s} & 0 & \frac{\partial N_2}{\partial s} & 0 & \frac{\partial N_3}{\partial s} & 0 & \frac{\partial N_4}{\partial s} & 0 \\ 0 & \frac{\partial N_1}{\partial r} & 0 & \frac{\partial N_2}{\partial r} & 0 & \frac{\partial N_3}{\partial r} & 0 & \frac{\partial N_4}{\partial r} \\ 0 & \frac{\partial N_1}{\partial s} & 0 & \frac{\partial N_2}{\partial s} & 0 & \frac{\partial N_3}{\partial s} & 0 & \frac{\partial N_4}{\partial s} \end{bmatrix} \cdot \begin{Bmatrix} u_1 \\ v_1 \\ u_2 \\ v_2 \\ u_3 \\ v_3 \\ u_4 \\ v_4 \end{Bmatrix} \quad (2.12)$$

(2.12) denkleminin sağındaki ifadeyi sadeleştirilirse:

$$\begin{Bmatrix} \frac{\partial u}{\partial r} \\ \frac{\partial u}{\partial s} \\ \frac{\partial v}{\partial r} \\ \frac{\partial v}{\partial s} \end{Bmatrix} = [P]\{\delta\} \quad (2.13)$$

haline gelir. (2.13) denklemindeki $[P]$ şekil fonksiyonlarının kısmi türevlerini, $\{\delta\}$ ise düğüm noktalarının deplasman bileşenlerini temsil etmektedir. (2.11) ve (2.13) denklemleri birleştirilirse aşağıdaki sadeleştirilmiş ifade elde edilmektedir.

$$\{\varepsilon\} = [G] \cdot [P] \cdot \{\delta\} \quad (2.14)$$

Literatürdeki birçok çalışmada $[B]=[G] \cdot [P]$ olarak ifade edilmektedir. Buna göre kalınlığı t olan, A alanına sahip, 4 düğüm noktalı bir elemanın düzlem gerilme haline ait 8×8 'lik eleman rijitlik matrisi aşağıdaki formülden hesaplanmaktadır.

$$[k^{(e)}] = t \int_A [B]^T [D] \cdot [B] dA \quad (2.15)$$

İki boyutlu analizlerde $dA = dx \cdot dy = |J| dr \cdot ds$ olduğu düşünülürse;

$$[k^{(e)}] = t \int_A [B]^T [D] \cdot [B] \cdot |J| drds = t \int_{-1}^1 \int_{-1}^1 [B]^T [D] \cdot [B] \cdot |J| drds \quad (2.16)$$

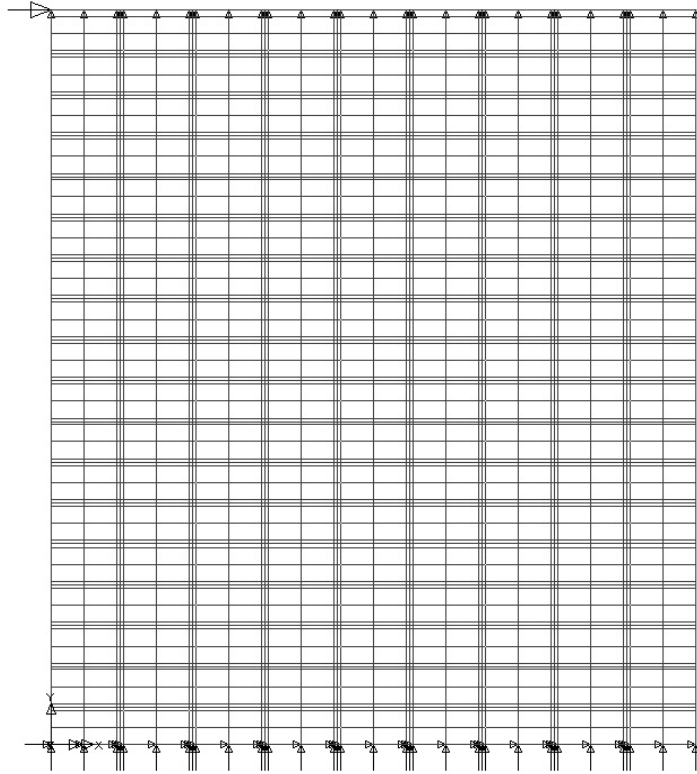
olarak hesaplanmaktadır.

2.1.2. FEMMAS-L ile İki Boyutlu Yığma Bir Duvarın Doğrusal Analizleri

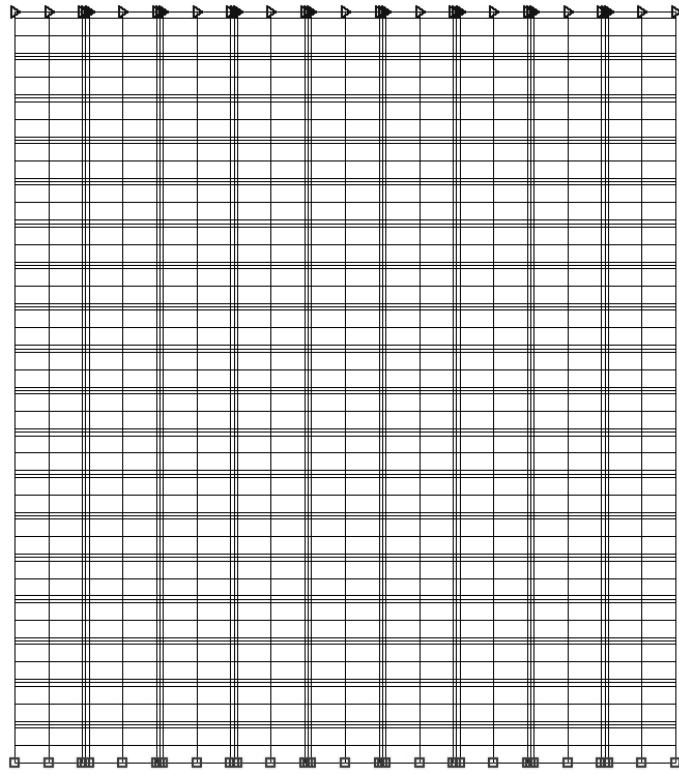
MATLAB yardımıyla oluşturulmuş olan sonlu elemanlar programının uygunluğunu denetlemek için iki ve üç boyutlu olmak üzere iki farklı model üzerinde doğrusal analizler gerçekleştirilmiştir. Aynı veriler kullanılarak analizler LUSAS programı ile de çözülmüş ve sonuçları karşılaştırılmıştır.

Birinci model olarak, daha önce Lourenço'nun (1996) yapmış olduğu çalışmada yer alan yığma duvar modeli ele alınmıştır. Dikkate alınan yığma duvar modeli 18 sıra 210x52x100 (mm³) boyutundaki tuğla ile 10 (mm) kalınlığındaki harç tabakasından meydana gelmektedir. Yığma duvarın modellenmesinde LUSAS programının model oluşturma özelliğinden yararlanılmaktadır. Daha sonra *.dat uzantılı dosyadan FEMMAS-L programının veri dosyası oluşturulmuştur.

Yığma duvar modelinde 2414 adet 4 düğüm noktalı dörtgen eleman kullanılmış, toplam olarak 4935 adet serbestlik derecesi tanımlanmıştır. Model zemine ankastre olarak mesnetlenmiştir. Duvara ait oluşturulan sonlu eleman ağları Şekil 2.2 ve Şekil 2.3 te görülmektedir.



Şekil 2.2. Uygulama 1'e konu olan yığma duvarın sonlu eleman ağı (LUSAS ile)



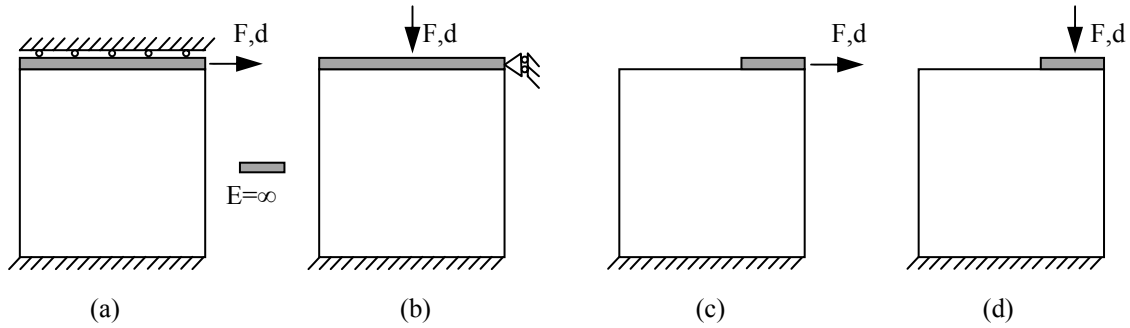
Şekil 2.3. Uygulama 1'e konu olan yığma duvarın Sonlu Eleman Ağı (FEMMAS-L ile)

Aşağıdaki Tablo 2.3 de yığma duvar modelinde kullanılan malzemelerin elastik özellikleri verilmektedir.

Tablo 2.3. Uygulama 1'e konu olan modelin mekanik özellikleri

	Tuğla birimler	Harç
Elastisite modülü E (N/mm ²)	20.000	2.000
Poisson Oranı ν	0,15	0,125

Üretilen model üzerinde, dört farklı yüklemeye göre analizler gerçekleştirilmiştir. Bunlardan ilk ikisi modelin üstünden yatay ve düşey olmak üzere düzgün yayılı yük olarak uygulanmış, diğer iki analizde ise duvar modelinin sağ üst tuğlasına yatay ve düşey yönde noktasal yüklemeler yapılmıştır. Tüm analizlerde uygulanan yükler birbirine eşit olup 1000 kN değerindedir. Kontrol parametresi olarak kuvvetin uygulandığı yöndeki maksimum yer değiştirmeler dikkate alınmıştır. Dört farklı analizde uygulanan yükler aşağıda şematik olarak gösterilmektedir (Şekil 2.4).



Şekil 2.4. Uygulama 1'e konu olan modele ait dört farklı yükleme durumu

İlk yükleme sonucunda elde edilen deplasman, gerilme ve şekil değiştirme sonuçları FEMMAS-L ve LUSAS programlarından elde edilen program çıktıları halinde aşağıda verilmektedir (Tablo 2.4 ve Tablo 2.5).

Tablo 2.4. Uygulama 1’de ilk yükleme sonucunda elde edilen program çıktısı (FEMMAS-L)

```

TIME AT CENTRAL PROCESSOR = 01-Jul-2008 12:49:55

Build Information      : 01-July-08
Version 1.0           released 01-July-08
FEMMAS-L : Finite Element Method of Masonry Structures
Results file= Dogrusal_Y1/ Dogrusal_Y1_results_summary.txt

R E S U L T S   S U M M A R Y
-----
MAXIMUM VALUES IN GLOBAL AXES
-----
UX=  5.413111E+000 at node   1797
UY=  1.383452E+000 at node    871
SX=  9.958251E+000 at node   2491
SY=  7.333657E+001 at node   2489
SXY= 3.438362E+002 at node   2495
EX=  1.801000E-003 at node    85
EY=  2.307700E-002 at node    82
EXY= 1.943900E-002 at node   908

MINIMUM VALUES IN GLOBAL AXES
-----
UX=  0.000000E+000 at node    1
UY= -1.383452E+000 at node   959
SX= -1.109130E+003 at node   2495
SY= -1.673147E+002 at node   2495
SXY= -7.797845E+001 at node   2496
EX= -1.600000E-003 at node   231
EY= -2.268700E-002 at node   130
EXY= 0.000000E+000 at node  2486

```

Tablo 2.5. Uygulama 1’de ilk yükleme sonucunda elde edilen program çıktısı (LUSAS)

```

LINEAR ANALYSIS
Current Selected Load ID   =           1
"Loadcase 1"
Displacement Components In Global Axes
Node      DX      DY      RSLT
Maximum  0.5413E+01  0.1383E+01  0.5413E+01
Node     15291      6404      15291
Minimum  0.0000E+00 -0.1383E+01  0.0000E+00
Node      1      6920      1
Averaged Stress Components In Global Axes
Node      SX      SY      SXY
Maximum  0.9764E+01  0.7368E+02  0.3485E+03
Node      1      15365      15291
Minimum -0.1079E+04 -0.1469E+03 -0.8005E+02
Node     15291      15291      15292
Averaged Strain Components In Global Axes
Node      EX      EY      EXY
Maximum  0.1801E-02  0.2308E-01  0.1944E-01
Node     1312      1292      6723
Minimum -0.1600E-02 -0.2269E-01 -0.9206E-09
Node     10792      11468      15292

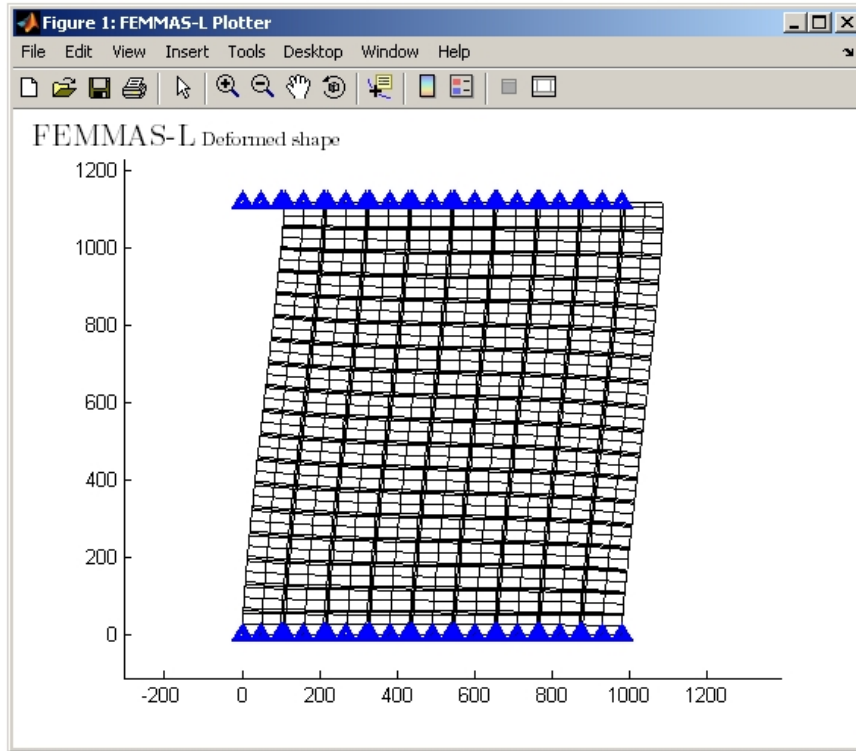
```

Aşağıda her iki programla gerçekleştirilen yapısal analizlerden elde edilen sonuçlar özet halinde karşılaştırmalı olarak verilmektedir (Tablo 2.6).

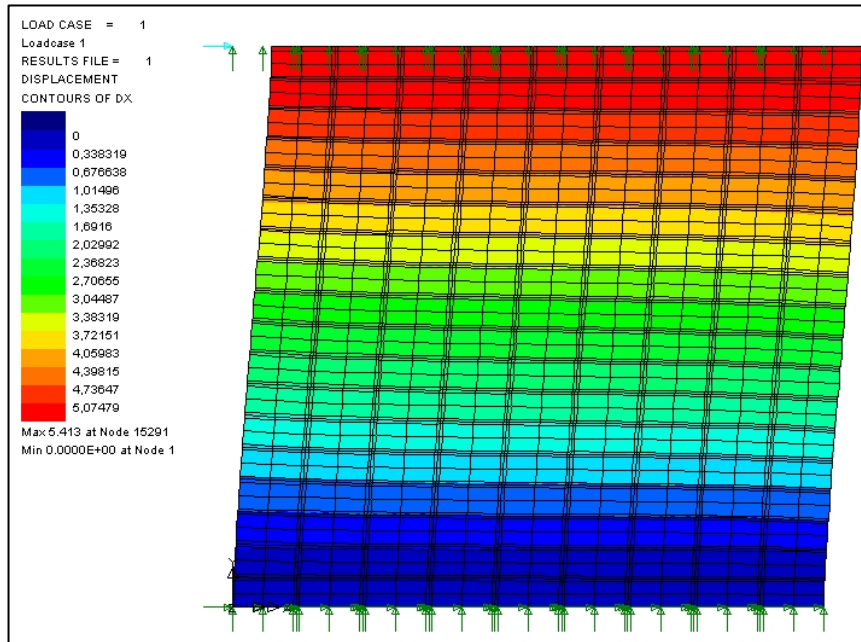
Tablo 2.6. Uygulama 1, ilk yüklemekten elde edilen sonuç özetleri

		FEMMAS-L	LUSAS
Deplasmanlar	UX_{max} (mm)	5,41	5,41
	UX_{min} (mm)	0	0
	UY_{max} (mm)	1,38	1,38
	UY_{min} (mm)	-1,38	-1,38
Gerilmeler	SX_{max} (N/mm ²)	9,95	9,76
	SX_{min} (N/mm ²)	-1109	-1079
	SY_{max} (N/mm ²)	73,33	73,68
	SY_{min} (N/mm ²)	-167,3	-146,9
	SXY_{max} (N/mm ²)	343,8	348,6
	SXY_{min} (N/mm ²)	-77,97	-80,05
Şekil Değişiklikleri	EX_{max}	0,0018	0,0018
	EX_{min}	-0,0016	-0,0016
	EY_{max}	0,023	0,023
	EY_{min}	-0,0226	-0,0227
	EXY_{max}	0,0194	0,0194
	EXY_{min}	0	0

Yığma duvarın birinci yükleme sonucunda meydana gelen deforme olmuş sonlu elemanlar ağı aşağıda verilmektedir (Şekil 2.5).



a) FEMMAS-L programı yardımıyla belirlenen duvarın şekil değiştirilmiş hali



b) LUSAS'taki deforme olmuş model

Şekil 2.5. Uygulama 1'deki Yükleme 1'e ait olan deforme olmuş model

Birinci yükleme sonunda MATLAB tabanlı geliştirilmiş olan FEMMAS-L yazılımı LUSAS programı ile tam uyum sağlamaktadır. Yığma duvar modeli her iki programda da uygulanan yük karşısında 5,41 mm yatay deplasman yapmıştır.

Yığma duvar modellerine yapılan ikinci yükleme duvarın üst seviyesinden düşey doğrultudaki düzgün yayılı yüküdür. Yükleme esnasında, yükleme yapılan düğüm noktalarının yatay serbestlikleri tutulmaktadır. FEMMAS-L ve LUSAS programlarından elde edilen program çıktıları aşağıda verilmektedir (Tablo 2.7 ve Tablo 2.8).

Tablo 2.7. Uygulama 1'de ikinci yükleme sonucunda elde edilen program çıktısı (FEMMAS-L)

```

TIME AT CENTRAL PROCESSOR = 01-Jul-2008 17:01:32

Build Information      : 01-July-08
Version 1.0           released 01-July-08

FEMMAS-L : Finite Element Method of Masonry Structures

Results file=Dogrusal_Y2/Dogrusal_Y2_results_summary.txt

R E S U L T S   S U M M A R Y
-----
MAXIMUM VALUES IN GLOBAL AXES
-----
UX=  4.787500E-002 at node    962
UY=  0.000000E+000 at node     1
SX=  4.159642E+002 at node   2470
SY=  2.589684E+000 at node   2504
SXY= 8.735465E+001 at node   2487
EX=  3.180000E-004 at node    886
EY=  0.000000E+000 at node   2486
EXY= 1.466000E-003 at node    70

MINIMUM VALUES IN GLOBAL AXES
-----
UX= -4.777200E-002 at node    872
UY= -1.358848E+000 at node   1797
SX= -1.102030E+001 at node   2466
SY= -7.350991E+001 at node   2511
SXY= -8.899659E+001 at node   2502
EX= -4.190000E-004 at node     35
EY= -5.469000E-003 at node   1704
EXY= -1.395000E-003 at node    83

```

Tablo 2.8. Uygulama 1’de ikinci yükleme sonucunda elde edilen program çıktısı (LUSAS)

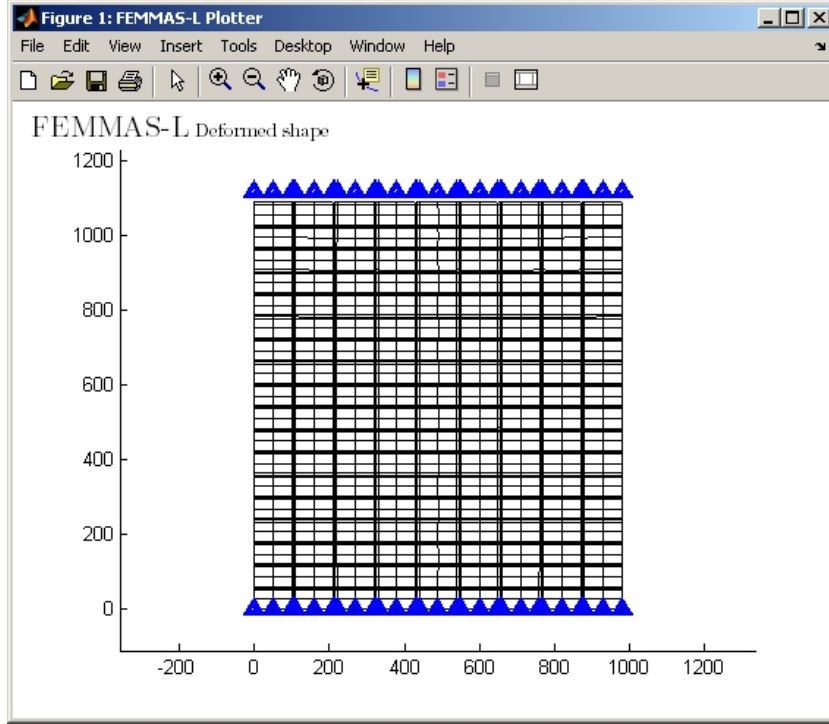
LINEAR ANALYSIS			
Current Selected Load ID		=	2
"Loadcase 2"			
Displacement Components In Global Axes			
Node	DX	DY	RSLT
Maximum	0.4786E-01	0.0000E+00	0.1358E+01
Node	6945	1	15291
Minimum	-0.4775E-01	-0.1358E+01	0.0000E+00
Node	6412	15291	1
Averaged Stress Components In Global Axes			
Node	SX	SY	SXY
Maximum	0.4128E+03	0.2697E+02	0.8731E+02
Node	15203	15203	15333
Minimum	-0.1104E+02	-0.7357E+02	-0.8820E+02
Node	15319	15319	15267
Averaged Strain Components In Global Axes			
Node	EX	EY	EXY
Maximum	0.3178E-03	-0.5960E-10	0.1465E-02
Node	6483	15367	11456
Minimum	-0.4193E-03	-0.5467E-02	-0.1395E-02
Node	749	11468	1308

Aşağıdaki Tablo 2.9 da her iki programla yapılan yapısal analizlerden elde edilen sonuçlar özet halinde karşılaştırmalı olarak verilmektedir.

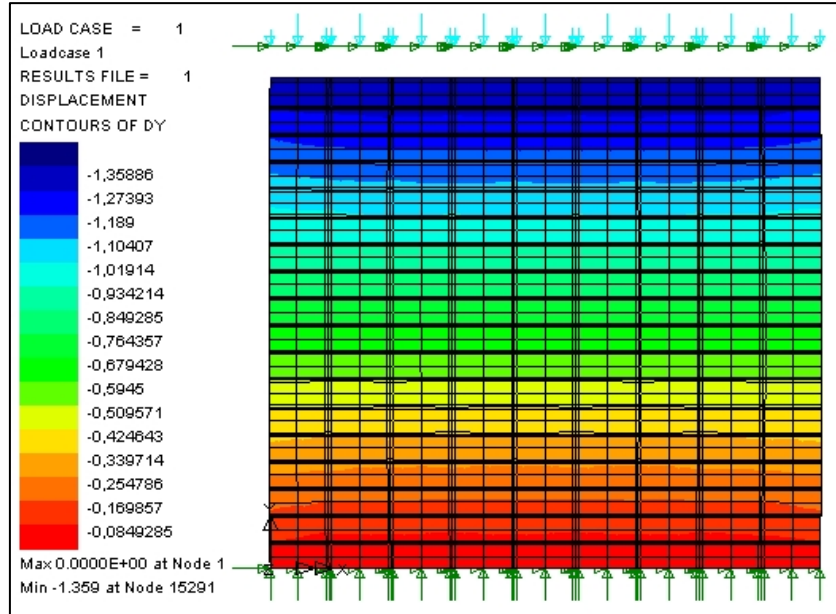
Tablo 2.9. Uygulama 1, ikinci yüklemeden elde edilen sonuç özetleri

		FEMMAS-L	LUSAS
Deplasmanlar	UX_{max} (mm)	0,047	0,0478
	UX_{min} (mm)	-0,47	-0,0477
	UY_{max} (mm)	0	0
	UY_{min} (mm)	-1,35	-1,35
Gerilmeler	SX_{max} (N/mm ²)	415,9	412,8
	SX_{min} (N/mm ²)	-11,02	-11,04
	SY_{max} (N/mm ²)	25,89	26,97
	SY_{min} (N/mm ²)	-73,50	-73,57
	SXY_{max} (N/mm ²)	87,35	87,31
	SXY_{min} (N/mm ²)	-88,99	88,20
Şekil Değiştirmeler	EX_{max}	0,00031	0,00031
	EX_{min}	-0,00042	0,00042
	EY_{max}	0	0
	EY_{min}	-0,0054	-0,0054
	EXY_{max}	0,00146	0,00146
	EXY_{min}	-0,00139	-0,00139

Yığma duvarın ikinci yükleme sonucunda meydana gelen deforme olmuş sonlu elemanlar ağı aşağıdaki Şekil 2.6 da verilmektedir.



a)FEMMAS-L programı yardımıyla belirlenen duvarın şekil değiştirilmiş hali



b)LUSAS'taki deforme olmuş model

Şekil 2.6. Uygulama 1'deki Yükleme 2'ye ait olan deforme olmuş model

Yığma duvar modeli her iki programda da uygulanan düşey yük karşısında 1,35 mm düşey deplasman yapmıştır.

Yığma duvar modellerine yapılan üçüncü yükleme duvarın sağ üst seviyesinde bulunan tuğlaya yatay doğrultuda yapılmıştır. FEMMAS-L ve LUSAS programlarından elde edilen analiz çıktıları aşağıda verilmektedir (Tablo 2.10 ve Tablo 2.11).

Tablo 2.10. Uygulama 1’de üçüncü yükleme sonucunda elde edilen program çıktısı (FEMMAS-L)

```

TIME AT CENTRAL PROCESSOR = 01-Jul-2008 19:25:58

Build Information      : 01-July-08
Version 1.0           released 01-July-08

FEMMAS-L : Finite Element Method of Masonry Structures

Results file=Dogrusal_Y3/Dogrusal_Y3_results_summary.txt

R E S U L T S   S U M M A R Y
-----
MAXIMUM VALUES IN GLOBAL AXES
-----
UX=  1.299593E+001 at node   2486
UY=  4.377181E+000 at node   1589
SX=  1.261111E+003 at node   2491
SY=  4.064888E+002 at node    1
SXY= 8.283772E+002 at node   2491
EX=  1.062190E-001 at node   2484
EY=  4.073200E-002 at node    82
EXY= 3.400800E-002 at node   1778

MINIMUM VALUES IN GLOBAL AXES
-----
UX=  0.000000E+000 at node    1
UY= -6.486349E+000 at node   1829
SX= -2.989564E+003 at node   2488
SY= -8.683164E+002 at node   2487
SXY= -0.904257E+002 at node   2487
EX= -2.082000E-003 at node   1363
EY= -4.057800E-002 at node   130
EXY= -2.115000E-003 at node   1473

```

Tablo 2.11. Uygulama 1’de üçüncü yükleme sonucunda elde edilen program çıktısı (LUSAS)

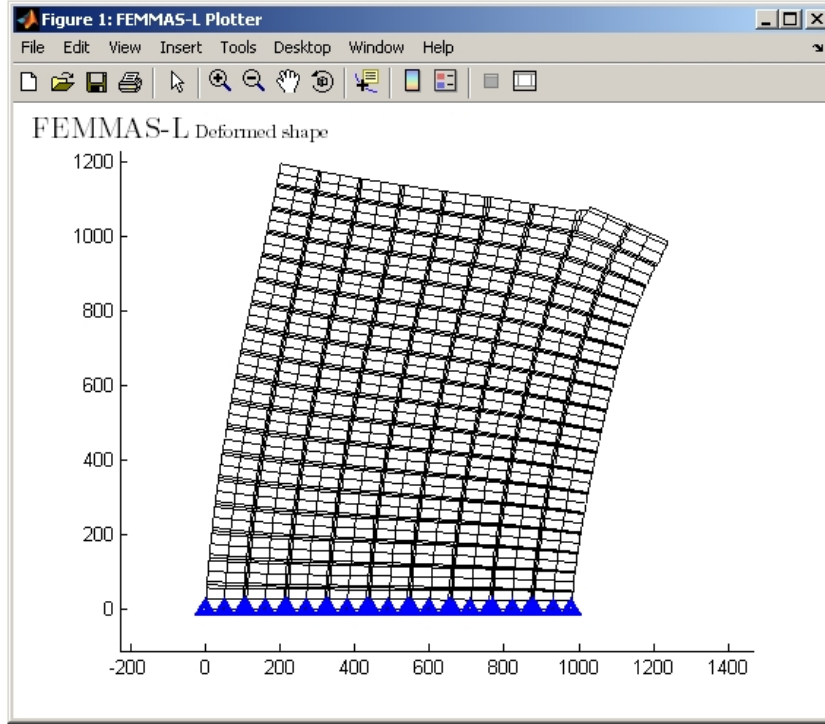
LINEAR ANALYSIS			
Current Selected Load ID = 3			
"Loadcase 3"			
Displacement Components In Global Axes			
Node	DX	DY	RSLT
Maximum	0.1300E+02	0.4377E+01	0.1452E+02
Node	15476	10764	15482
Minimum	0.0000E+00	-0.6486E+01	0.0000E+00
Node	1	12608	1
Averaged Stress Components In Global Axes			
Node	SX	SY	SXY
Maximum	0.1264E+04	0.4037E+03	0.8070E+03
Node	15379	15379	15476
Minimum	-0.2907E+04	-0.8167E+03	-0.6697E+02
Node	15471	15471	15484
Averaged Strain Components In Global Axes			
Node	EX	EY	EXY
Maximum	0.1062E+00	0.4073E-01	0.3401E-01
Node	15415	1292	11917
Minimum	-0.2082E-02	-0.4058E-01	-0.2115E-02
Node	9392	1573	10060

Aşağıdaki Tablo 2.12 de her iki programla yapılan yapısal analizlerden elde edilen sonuçlar özet halinde karşılaştırmalı olarak verilmektedir.

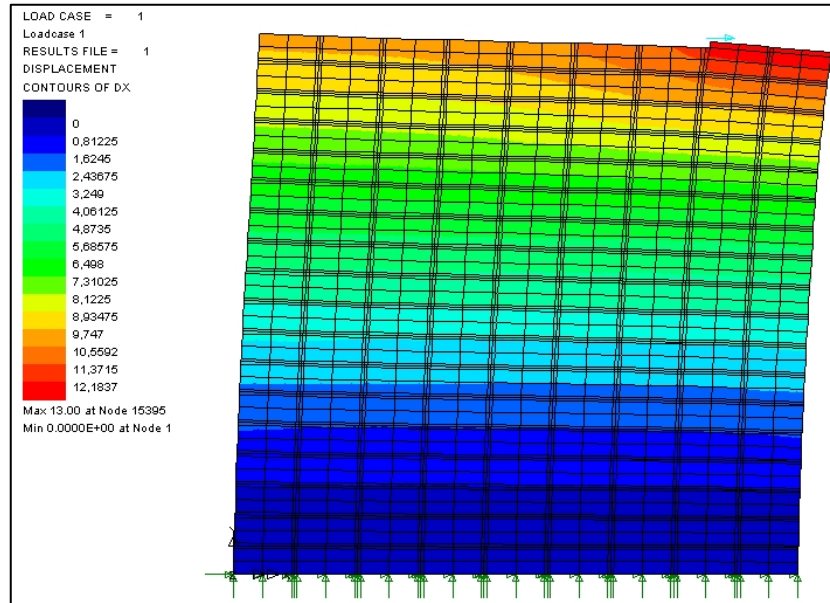
Tablo 2.12. Uygulama 1, üçüncü yüklemenden elde edilen sonuç özetleri

		FEMMAS-L	LUSAS
Deplasmanlar	UX_{max} (mm)	12,99	13,00
	UX_{min} (mm)	0,00	0,00
	UY_{max} (mm)	4,37	4,37
	UY_{min} (mm)	-6,48	-6,48
Gerilmeler	SX_{max} (N/mm ²)	1261	1264
	SX_{min} (N/mm ²)	-2989	-2907
	SY_{max} (N/mm ²)	406,4	403,7
	SY_{min} (N/mm ²)	868,3	-816,7
	SXY_{max} (N/mm ²)	828,3	807,0
	SXY_{min} (N/mm ²)	-90,42	-66,97
Şekil Değişimleri	EX_{max}	0,106	0,106
	EX_{min}	-0,002	-0,002
	EY_{max}	0,0407	0,0407
	EY_{min}	-0,0405	-0,0405
	EXY_{max}	0,0340	0,0340
	EXY_{min}	-0,0021	-0,0021

Yığma duvarın üçüncü yükleme sonucunda meydana gelen deforme olmuş sonlu elemanlar ağı aşağıdaki Şekil 2.7 de verilmektedir.



a) FEMMAS-L programı yardımıyla belirlenen duvarın şekil değiştirilmiş hali



b) LUSAS'taki deforme olmuş model

Şekil 2.7. Uygulama 1'deki Analiz 3'e ait olan deforme olmuş model

Yığma duvar modeli her iki programda da uygulanan yatay yük karşısında yaklaşık 13 mm yatay deplasman yapmıştır.

Yığma duvar modellerine yapılan dördüncü yükleme duvarın sağ üst seviyesinde bulunan tuğlaya düşey doğrultuda yapılmıştır. FEMMAS-L ve LUSAS programlarından elde edilen analiz çıktıları aşağıda verilmektedir (Tablo 2.13 ve Tablo 2.14).

Tablo 2.13. Uygulama 1’de dördüncü yükleme sonucunda elde edilen program çıktısı (FEMMAS-L)

```

TIME AT CENTRAL PROCESSOR = 01-Jul-2008 19:08:33

Build Information      : 01-July-08
Version 1.0           released 01-July-08

FEMMAS-L : Finite Element Method of Masonry Structures

Results file=Dogrusal_Y4/Dogrusal_Y4_results_summary.txt

R E S U L T S   S U M M A R Y
-----
MAXIMUM VALUES IN GLOBAL AXES
-----
UX=  3.664403E+000 at node   1821
UY=  1.075687E+000 at node   1704
SX=  2.320615E+003 at node   2480
SY=  8.270851E+002 at node   2480
SXY= 1.060189E+003 at node   2486
EX=  1.043800E-002 at node   2470
EY=  5.882000E-003 at node    248
EXY= 6.653000E-003 at node   1783

MINIMUM VALUES IN GLOBAL AXES
-----
UX=  -3.073000E-003 at node    102
UY=  -4.621574E+000 at node   1829
SX=  -4.516260E+003 at node   2488
SY=  -1.058604E+003 at node   2488
SXY= -9.542399E+002 at node   2487
EX=  -1.384100E-002 at node   2484
EY=  -2.723200E-002 at node   1778
EXY= -3.739800E-002 at node   2484

```

Tablo 2.14. Uygulama 1’de dördüncü yükleme sonucunda elde edilen program çıktısı (LUSAS)

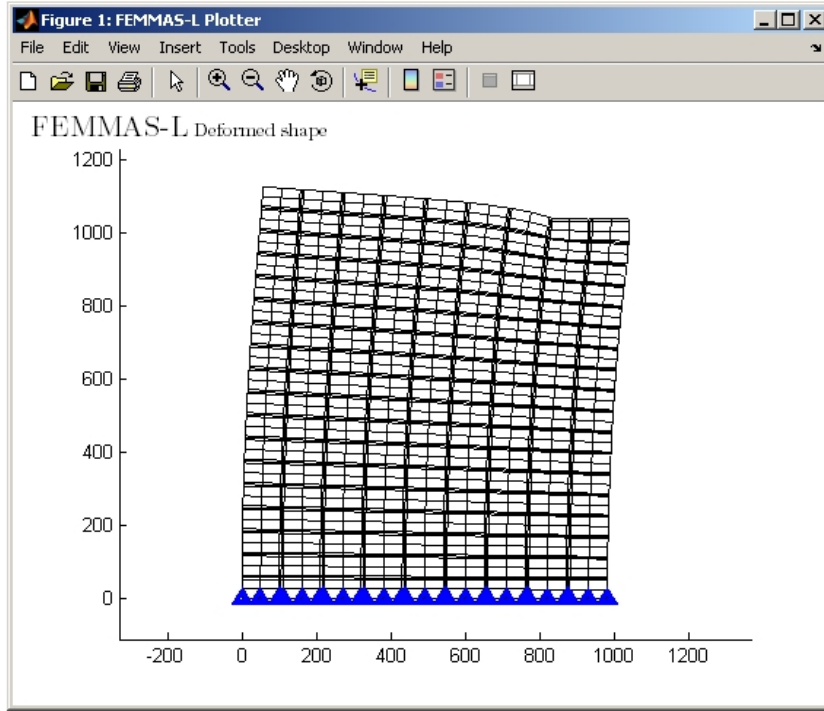
LINEAR ANALYSIS			
Current Selected Load ID	=	3	
"Loadcase 3"			
Displacement Components In Global Axes			
Node	DX	DY	RSLT
Maximum	0.3325E+01	0.9369E+00	0.4863E+01
Node	15227	11468	15476
Minimum	-0.3111E-02	-0.3845E+01	0.0000E+00
Node	1417	12000	1
Averaged Stress Components In Global Axes			
Node	SX	SY	SXY
Maximum	0.3486E+02	0.1086E+02	0.1227E+02
Node	15219	1	11952
Minimum	-0.8838E+02	-0.2016E+03	-0.4741E+02
Node	15476	15476	15415
Averaged Strain Components In Global Axes			
Node	EX	EY	EXY
Maximum	0.8987E-02	0.5075E-02	0.1170E-01
Node	15203	2620	11963
Minimum	-0.3233E-01	-0.3774E-01	-0.5334E-01
Node	15415	11917	15415

Aşağıda her iki programla yapılan yapısal analizlerden elde edilen sonuçlar özet halinde karşılaştırmalı olarak verilmektedir (Tablo 2.15).

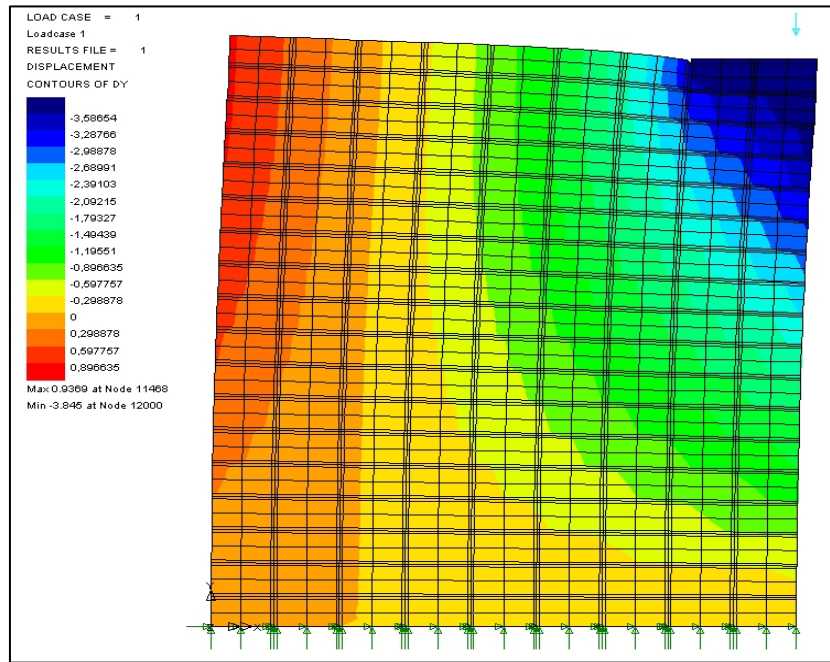
Tablo 2.15. Uygulama 1, dördüncü yüklemeden elde edilen sonuç özetleri

		FEMMAS-L	LUSAS
Deplasmanlar	UX_{max} (mm)	3,66	3,325
	UX_{min} (mm)	-0,003	-0,003
	UY_{max} (mm)	1,075	0,93
	UY_{min} (mm)	-4,62	-3,84
Gerilmeler	SX_{max} (N/mm ²)	232	34,86
	SX_{min} (N/mm ²)	-451,62	-88,38
	SY_{max} (N/mm ²)	827	10,86
	SY_{min} (N/mm ²)	-1058	-201,6
	SXY_{max} (N/mm ²)	1060	12,27
	SXY_{min} (N/mm ²)	-954,2	-47,41
Şekil Değiştirmeler	EX_{max}	0,0104	0,0089
	EX_{min}	-0,013	-0,0323
	EY_{max}	0,00588	0,0050
	EY_{min}	-0,0272	-0,0377
	EXY_{max}	0,00665	0,0117
	EXY_{min}	-0,0373	-0,0533

Yığma duvarın dördüncü yükleme sonucunda meydana gelen deforme olmuş sonlu elemanlar ağı aşağıdaki Şekil 2.8 de verilmektedir.



a)FEMMAS-L programı yardımıyla belirlenen duvarın şekil değiştirilmiş hali



b)LUSAS'ta Analiz 4 sonucunda meydana gelen deforme olmuş model

Şekil 2.8. Uygulama 1'deki Analiz 4'e ait olan deforme olmuş model

Lourenço'nun (1996) yapmış olduğu çalışmada sadece kontrol parametresi olarak dikkate aldığı yükleme yönünde meydana gelen deplasman miktarına yer vermektedir.

Aşağıda gerek LUSAS ve gerekse FEMMAS-L programlarından elde edilen sonuçlar Lourenço'nun (1996) sonuçlarıyla toplu halde karşılaştırmalı olarak verilmektedir. (Tablo 2.16).

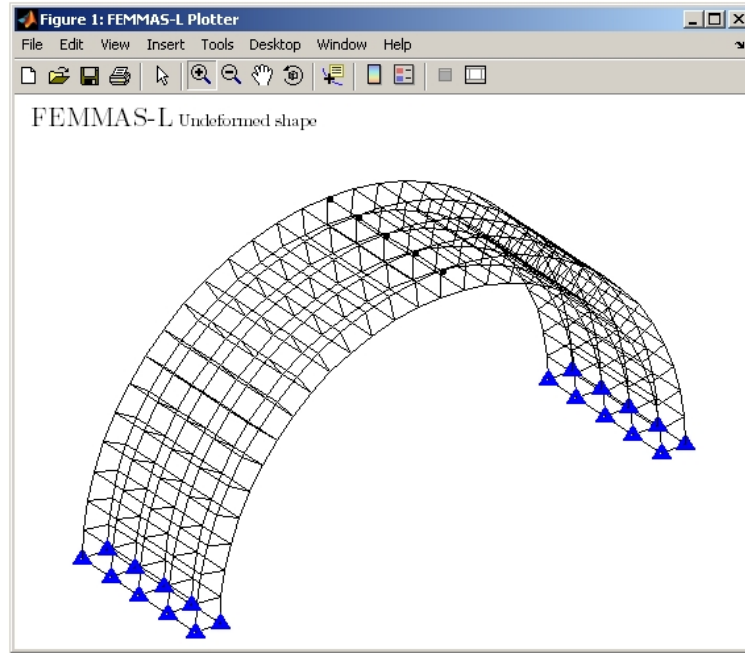
Tablo 2.16. Uygulama 1'de tüm yüklemelere ait karşılaştırmalı yer değiştirme değerleri

	Lourenço (1996) (mm)	LUSAS (mm)	FEMMAS-L (mm)
Yüklem-1	5,39	5,413	5,413
Yüklem-2	1,35	1,359	1,3588
Yüklem-3	12,41	13,00	12,996
Yüklem-4	3,82	3,850	4,620

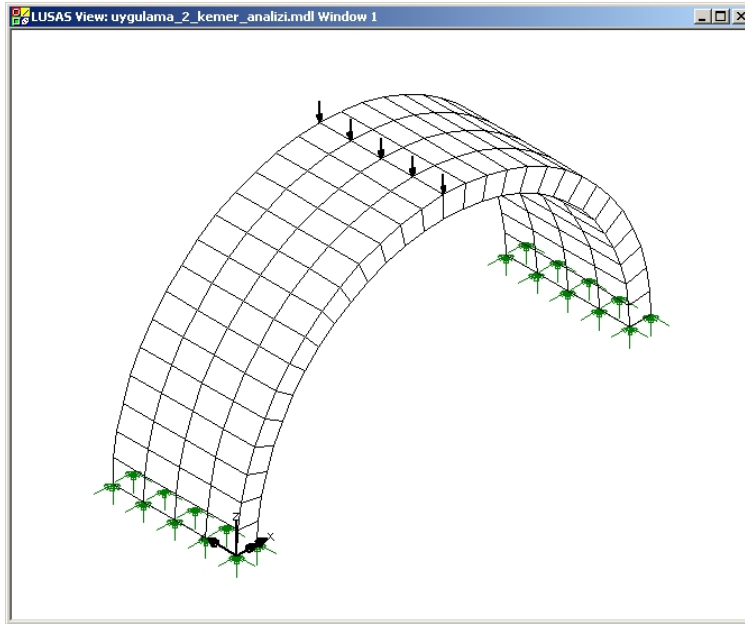
2.1.3. FEMMAS-L ile Üç Boyutlu Bir Kemer Sisteminin Doğrusal Analizleri

Kültür mirasımız olarak kabul ettiğimiz tarihi yapıların birçoğunda büyük açıklıkları geçmek için kemerler kullanılmıştır. Kemer formunun ilk örnekleri M.Ö.3000 yıllarında Mezopotamya'da Sümerlere ait yer altı mezarlarında görülmüştür. Mısırlılara ait olan örnekler, bu uygarlığın da aynı dönemlerde kemer formunun yapısal performansı hakkında bilgi sahibi olduklarını göstermektedir. Ancak, kemer formunu bulanlar her ne kadar Sümerler ya da Mısırlılar olsa da, en etkin ve göz alıcı şekilde kullanmayı başaranlar Romalılar olmuştur ((Toker ve Ünay, 2004)).

Geliştirilmiş olan üç boyutlu yapısal analiz programının geçerliliğinin belirlenmesi amacıyla, genellikle tarihi yapılarda bu açıklıkları geçmek amacıyla kullanılan kemerlere örnek olarak aşağıdaki Şekil 2.9 da sonlu elemanlar ağı verilen modelin doğrusal elastik analizi yapılmış ve LUSAS programından elde edilen sonuçlarla karşılaştırılmıştır.



a) Kemerin FEMMAS-L model görünümü

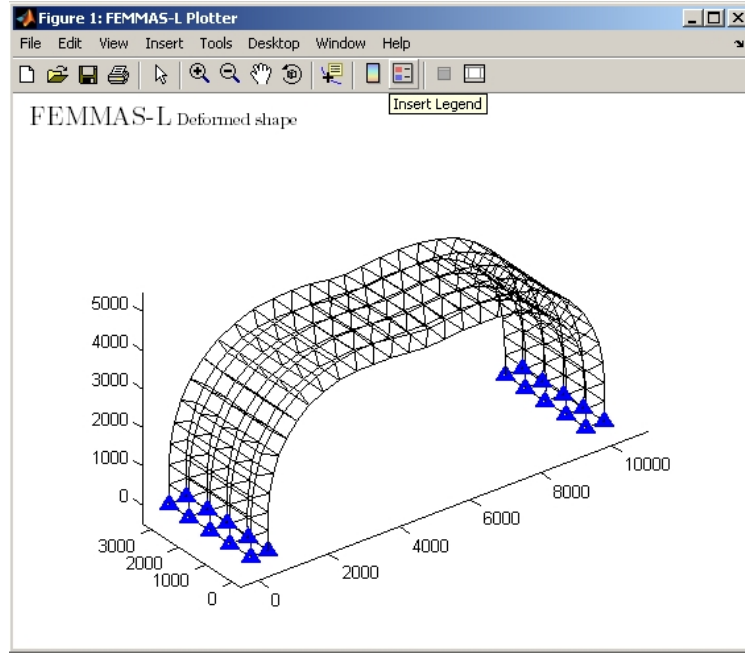


b) Kemerin LUSAS modeli görünümü

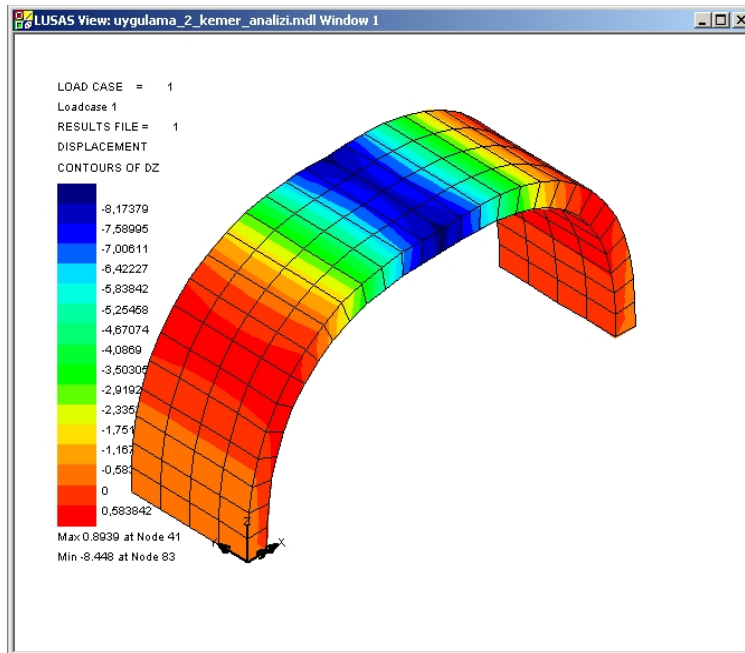
Şekil 2.9. Uygulama 2'ye konu olan kemer modelinin FEMMAS-L ve LUSAS programlarında sonlu elemanlar ağı görünümleri

Kemer modelinin açıklığı 9m, yüksekliği 4,5m, genişliği ise 3m olarak tasarlanmıştır. Modelde sekiz düğüm noktalı katı (solid) elemanlar kullanılmak suretiyle 120 adet eleman ve 310 adet düğüm noktası tanımlanmıştır. Modelde toplam 930 adet serbestlik derecesi tanımlanmıştır. Kemer modelinin her iki ayağı zemine ankastre olarak mesnetlenmiştir.

Modelde kullanılan malzemenin Elastisite Modülü 20000 N/mm^2 , Poisson Oranı ise 0,2 olarak seçilmiştir. Şekil 2.9 dan görüleceği üzere kemer açıklığının ortasında yer alan 5 adet düğüm noktasına $-z$ yönünde $1,000 \text{ kN}$ 'luk tekil yükler uygulanmıştır. Her iki programla yapılan doğrusal elastik analizler neticesinde kemer yapısının deforme olmuş sonlu elemanlar ağı aşağıda verilmektedir (Şekil 2.10).



a)FEMMAS-L'deki deforme olmuş model



b)LUSAS'taki deforme olmuş model

Şekil 2.10. Uygulama 2'ye konu olan kemer modelinin deforme olmuş şekilleri

Her iki sonlu elemanlar programından elde edilen, gerek deformasyon şekilleri ve gerekse sayısal değerler bakımından, geliştirilen FEMMAS-L programının LUSAS programıyla ihmal edilebilir derecelerdeki hata paylarıyla birlikte çok yakın sonuçları verdiği görülmüştür. Söz konusu kemer modeli, uygulanan düşey tekil yükler karşısında yaklaşık olarak 8,5 mm düşey deplasman yapmıştır.

Yukarıda gerçekleştirilen analizler ışığında, FEMMAS-L programıyla gerçekleştirilen gerek 2 ve gerekse 3 boyutlu doğrusal analizlerde hata paylarının ihmal edilebilir seviyelerde kalması (en fazla 0,01 mm hata payı) program geçerliliği ve doğruluğuna işaret etmektedir.

2.2. FEMMAS-NL Programı

Yığma duvarların doğrusal olmayan analizlerinde kullanılacak olan FEMMAS-NL programının kodları, MATLAB programı yardımıyla yazılmıştır. MATLAB özellikle sonlu elemanlar ile ilgili programların yazılım ve anlaşılmasında çok kolaylık sağlamaktadır (Bağcı, 2003). Çünkü MATLAB programında matris ve vektör işlemleri çok kolay yapılabilmektedir.

FEMMAS-NL, doğrusal analiz programında olduğu gibi düzlem gerilme hali dikkate alınarak kodlanmıştır. Şu ana kadar sadece iki boyutlu doğrusal olmayan analizlerin yapılabildiği bu programda sonlu eleman olarak dört düğüm noktalı dörtgen eleman kullanılmaktadır. Esas amacın yığma yapıların doğrusal olmayan durumlarının incelendiği bu programda malzemenin doğrusal olmama kriteri dikkate alınmıştır. Elastik ötesi davranışı temsil etmek amacıyla Drucker-Prager kriteri kullanılmıştır. Aşağıda, geliştirilmiş olan FEMMAS-NL programında kullanılan yöntem, algoritma, sonlu elemanlar ve doğrulama analizleri sırasıyla verilmektedir.

2.2.1. Programın Hesap Adımları

Aşağıda yığma duvarların doğrusal olmayan elastik ötesi davranışını incelemek amacıyla geliştirilmiş olan yapısal analiz programının hesap adımları verilmektedir.

Adım-1: $n+1$ inci adımdaki deplasman artımlarını bulmak için sistem rijitlik matrisi hesaplanmaktadır.

$$[K]_i^{n+1} \{dU\}_i^{n+1} = \{\psi\}_{i-1}^{n+1} = \{R\}^{n+1} - \{F\}_{i-1}^{n+1}$$

Buradan güncellenmiş toplam deplasman miktarı;

$$\{U\}_i^{n+1} = \{U\}_{i-1}^{n+1} + \{dU\}_i^{n+1}$$

Burada $i=1$ olduğunda;

$$\{U\}_{i-1}^{n+1} = \{U\}^n$$

Böylece deplasman artımları son yakınsama çözümüne göre;

$$\{\Delta U\}_i^{n+1} = \{U\}_i^{n+1} - \{U\}^n$$

Buradan sonraki adımları her eleman ve integrasyon noktası için yapılır.

Adım-2: Şekil değiştirme deplasman ilişkisinden toplam şekil değiştirme ve şekil değiştirme artımlarının hesaplanması.

$$\{\varepsilon\}_i^{n+1} = [B] \cdot \{U\}_i^{n+1}$$

$$\{\Delta \varepsilon\}_i^{n+1} = [B] \cdot \{\Delta U\}_i^{n+1}$$

Burada $[B]$ şekil değiştirme-yer değiştirme matrisini temsil etmektedir.

Adım-3: Elastik davranış göz önüne alınarak ve şekil değiştirme artımlarından deneme gerilme artım değerlerinin hesaplanması.

$$\{\Delta \sigma^e\} = [D^e] \cdot \{\Delta \varepsilon\}_i^{n+1}$$

Burada $[D^e]$ o andaki elastik malzeme matrisini temsil etmektedir.

Adım-4: Her düğüm noktası ve integrasyon noktalarındaki gerilme değerlerini güncellenmesi ve yükleme durumunun belirlenmesi.

$$\{\sigma^{tr}\} = \{\sigma\}^n + \{\Delta \sigma^e\}$$

Eğer gerilmenin eski değeri elastikse bir sonraki adıma devam edilir.

Eğer gerilmenin eski değeri elasto-plastikse **Adım-6**'ya geçilir.

Adım-5: Güncellenmiş gerilmeleri kırılma yüzeyine göre kontrol edilmesi.

$$f(\sigma^{tr}, \kappa) = F(\sigma^{tr}) - \kappa(\varepsilon_p^n)$$

Burada (ε_p^n) analizde o ana kadar toplanmış olan plastik şekil değiştirme değerleridir.

Eğer $f(\sigma^{tr}, \kappa) < 0$ ise gerilme henüz kırılma kriterine ulaşmamış ve elastik kalmıştır.

Bu sebeple bulunan gerilme değerleri o iterasyondaki gerilme değerine eşittir.

$$\{\sigma\}_i^{n+1} = \{\sigma^{tr}\}$$

Adım-11 e gidilir.

Eğer $f(\sigma^{tr}, \kappa) \geq 0$ ise malzeme kırılma kriterine ulaşmış, artık malzemeyi elasto-plastik halde değerlendirmek gerekmektedir. Eğer önceki gerilme hali elastikse, elastikten elasto-plastiğe geçiş olacaktır. Bu durumda R^t katsayısı aşağıdaki gibi belirlenebilir;

$$F(\sigma^n + R^t \Delta \sigma^e) = \kappa(\varepsilon_p^n)$$

$$R^t = R - \frac{f_2}{\left\{ \frac{\partial f}{\partial \sigma^1} \right\}^T \{\Delta \sigma^e\}}$$

$$R = -\frac{f_0}{f_1 - f_0}$$

$$f_0 = F(\sigma^n) - \kappa(\varepsilon_p^n)$$

$$f_1 = F(\sigma^{tr}) - \kappa(\varepsilon_p^n)$$

$$f_2 = F(\sigma^1) - \kappa(\varepsilon_p^n)$$

$$\{\sigma^1\} = \{\sigma\}^n + R^t \{\Delta \sigma^e\}$$

Adım-7'ye gidilir.

Adım-6: Yükleme kriterinin belirlenmesi.

$$L = \left\{ \frac{\partial f}{\partial \sigma} \right\} \{\Delta \sigma^e\}$$

Eğer $L > 0$ ise malzeme plastik halde devam etmektedir. $R^t=0$ olarak ayarlanır ve bir sonraki adıma geçilir.

Eğer $L < 0$ ise malzeme boşalma durumunda elastik hale geçmektedir. Aşağıdaki kabulü yapınız.

$$\{\sigma\}_i^{n+1} = \{\sigma^{tr}\}$$

Adım-11'e gidilir.

Adım-7: (σ^{tr}) değerini yeniden düzenlenir.

$$\{\sigma^{tr}\} = \{\sigma\}^n + R^t \{\Delta \sigma^e\}$$

Adım-8: Elasto-plastik şekil değiştirme bileşenlerinin toplam şekil değiştirme artımlarından hesaplanması;

$$\{\Delta \varepsilon^{ep}\} = (1 - R^t) \{\Delta \varepsilon\}_i^{n+1}$$

Adım-9: Gerilme artımlarının elasto-plastik şekil değiştirmelere göre hesaplanması. Toplam gerilme değerlerinin hesaplanması.

$$\{\Delta\sigma\} = [D^{ep}]\{\Delta\varepsilon^{ep}\}$$

$$\{\sigma\} = \{\sigma^{tr}\} + \{\Delta\sigma\}$$

Burada $[D^{ep}]$ elasto-plastik malzeme matrisini temsil etmektedir. Burada daha kesin sonuçlar almak için yukarıdaki gerilme integrasyonu artımsal bir şekilde yapılabilir. Bu sebeple $\{\Delta\varepsilon^{ep}\}$ m tane alt artım adımına bölünebilir. Daha sonra $\{\sigma\}$ ve $[D^{ep}]$ her artımda güncellenir. Burada j artım sayısını göstermek üzere gerilmeler aşağıdaki gibi hesaplanır.

$$\{\sigma\}^j = \{\sigma\}^{j-1} + [D^{ep}] \frac{\{\Delta\varepsilon^{ep}\}}{j}$$

Burada yapılan her artım sonucunda ayrıca eşdeğer plastik şekil değiştirme artımları da güncellenmektedir.

$$\{d\varepsilon^p\} = d\lambda \frac{\partial g}{\partial \sigma^j}$$

$$\varepsilon_p^j = \varepsilon_p^{j-1} + \frac{\{\sigma\}^j \{d\varepsilon^p\}}{\kappa(\varepsilon_p^j)}$$

Her artım sonrasında gerilme aşağıdaki gibi yenilenmektedir;

$$\{\sigma\}^j = \{\sigma\}^j - \frac{f_3 \{a\}}{\{a\}^T \{a\}}$$

Burada f_3 ;

$$f_3 = F(\sigma^j) - \kappa(\varepsilon_p^j)$$

$$\{a\} = \left\{ \frac{\partial f}{\partial \sigma^j} \right\}$$

Adım-10: Her düğüm noktası ve her integrasyon noktası için **Adım-2'**den **Adım-10'**a kadar işlemler tekrarlanır.

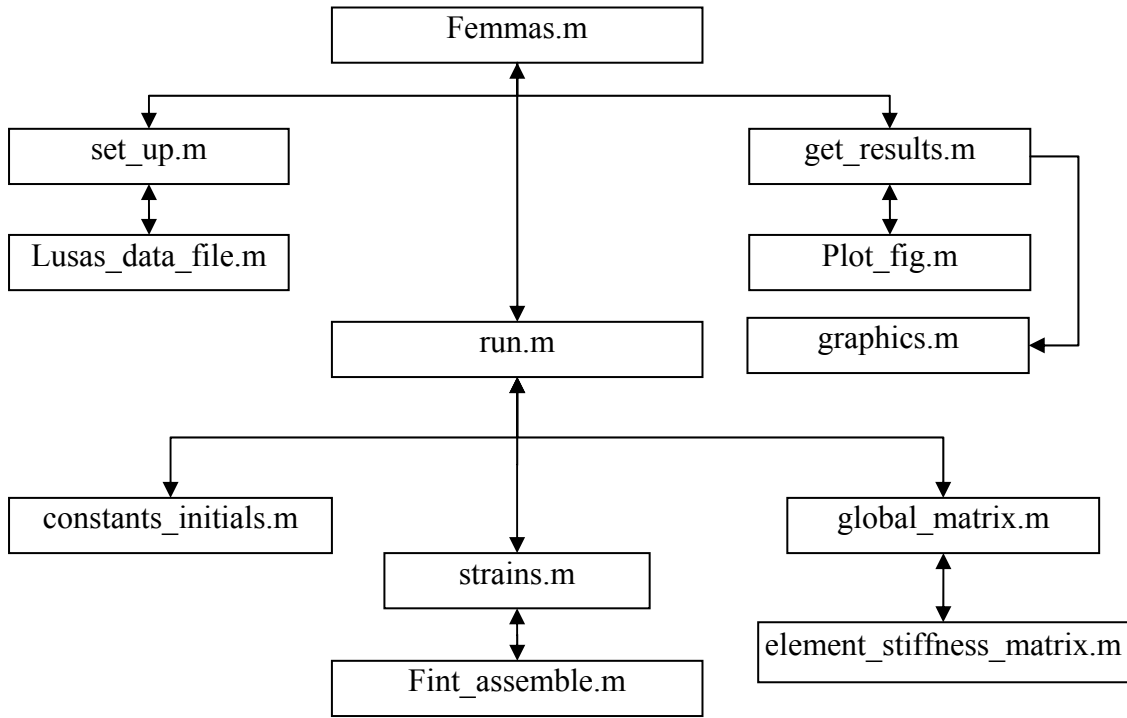
Adım-11: **Adım-2'**de hesaplanan toplam şekil değiştirmelerden ve analiz boyunca hesaplanan diğer değişkenlerden teğet rijitlik matrisi hesaplanır.

Adım-12: Eleman rijitlik matrislerinin kurulması ve artık kuvvetlerin bulunması. Eğer yakınsama sağlanamamışsa yeni iterasyon için Adım-1'e dönülür.

Eğer yakınsama sağlanmışsa tüm gerilme, şekil değiştirme ve kuvvet vektörleri güncellenerek yeni adıma geçilir.

2.2.2. Programın İşlem Dosyaları

Aşağıda FEMMAS-NL programına ait dosyalar sırasıyla verilmekte ve önemli olan bazı kodlamalar açıklanmaktadır. Programın kullanıcı tarafından çalıştırılmasıyla ilgili klavuz EK-2’de verilmektedir. Program dosyalarının kodları Ek-3’te verilmektedir. Dosyaların çalışma düzeni aşağıdaki gibidir;



Şekil 2.11. FEMMAS-NL program dosyalarının genel çalışma düzeni

a) Femmas.m dosyası

Bu dosya programa ait seçeneklerin bulunduğu kavşak niteliğindeki dosyadır. Dosya çalıştırıldığında kullanıcıya çeşitli seçenekler sunmaktadır. Bunlar; 1- Yeni bir analiz başlat, 2- Analiz yap, 3- Sonuçları al, 4- Çıkış yap.

Analiz yap seçeneği seçildiğinde program set_up.m dosyasını çalıştırmaktadır. Analiz yap seçeneği seçildiğinde program run.m dosyasını çalıştırmaktadır. Sonuçları al seçeneği seçildiğinde ise program get_results.m dosyasını çalıştırmaktadır.

b) Veri düzenleme dosyası (set_up.m)

FEMMAS-NL programı ile yapısal model oluşturulma safhasında küçük modellerde matrisler yardımıyla veriler elle girilebilmektedir. Fakat analizi yapacak olan model büyük olduğunda FEMMAS-NL programı veri olarak LUSAS programından elde edilen verileri kullanma özelliğine de sahiptir. LUSAS programının veri dosyası incelendiğinde gerek eleman numaraları ve gerekse düğüm noktası numaralarının ardışık sayılardan oluşmadığı görülmektedir. Bu verilerin kodun temelini oluşturan döngüsel yapıya uyarlamak gerçekten yapılması en zor işlerden biridir. Bu sebeple, esas analizin yapılmasından evvel söz konusu verilerin öncelikle düzenlenmesi gerekmektedir. İşte bu dosya yardımıyla LUSAS programından elde edilen veriler FEMMAS-NL programının yapısına uyarlanmaktadır. Yani, eleman ve düğüm noktası numaralarına ardışık sayılar verilerek yeniden düzenlenmektedir. Bu dosyada ayrıca analizi yapılacak olan modele ait olacak program klasörünün içinde bir alt klasör açılmakta, bu alt klasörün içerisine yeniden düzenlenmiş olan verilerin bulunduğu bir dosyayı kaydedilmektedir.

Bu dosyada düğüm noktalarının koordinatları, elemanları teşkil eden düğüm noktaları düzeni, yüklerin ve mesnetlerin bulunduğu düğüm noktaları, doğrusal ve doğrusal olmayan malzeme özellikleri ile doğrusal olmayan analiz ile ilgili çeşitli ayarlamalar yapılmaktadır. LUSAS programındaki modellemelerden elde edilen veriler "lusas.dat" dosyasından veri giriş dosyasına yerleştirilerek kodun yorumlayabileceği hale getirilmektedir.

c) Esas işlem dosyası (run.m)

Diğer alt dosyaların bağlandığı ana dosyadır. Bu dosyada, analizlerde kullanılan Newton Raphson iterasyonlarının ana döngüleri oluşturulmuştur.

d) Sabit ve İlk Değerler Dosyası (constants_initials.m)

Programın temelini matrisler oluşturmaktadır. Bu sebepten dolayı düğüm noktalarının yapmış olduğu deplasman miktarları, gerilmeler, şekil değiştirmeler, iç ve dış kuvvetler genellikle matris formunda saklanmaktadır. Matrislerin boyutlarını programa tanıtmak amacıyla ve program akışında sabit değerlerin toplu olarak görülmesi amacıyla bu tür bir dosya programa eklenmiştir.

Ayrıca modellerde bir düğüm noktası birden fazla elemana ait olup ortak olarak kullanılabilir. LUSAS'ta yapılan analizler ve kontroller neticesinde bu ortak düğüm noktalarında bulunan gerilme değerlerinin ortalamasının alınarak hesaplandığı görülmüştür.

Bu sebepten dolayı bu dosyada bu şekilde bir ortak düğüm noktası matrisi oluşturulmaktadır. Ortak düğüm noktası matrisinde düğüm noktası sayısı kadar satır ve iki sütun yer almaktadır. Birinci sütunda düğüm noktası numaraları yer almaktadır. İkinci sütunda ise düğüm noktası dağılım matrisinde o düğüm noktasının kaç sefer kullanıldığı hesaplanarak yazılır.

e) Eleman Rijitlik ve Sistem Rijitlik Dosyaları

Eleman rijitlik dosyası, her elemana ait olan verilerin değerlendirilip ayrı ayrı eleman rijitlik matrislerinin çıkarıldığı dosyadır (*element_stiffness_matrix.m*). Sistem rijitlik dosyası ise çıkarılmış olan eleman rijitlik matrislerinin adreslenerek üzerine yazıldığı sistem rijitlik matrisinin bulunduğu dosyadır (*global_matrix.m*)

f) Plastik Malzeme Matrisi Dosyası (gradient.m)

Doğrusal olmayan elastik ötesi analizlerin en önemli aşamalarından biri hiç şüphesiz ki plastik malzeme matrisinin oluşturulmasıdır. Eğer, hesaplanan gerilme değerleri söz konusu plastisite kriterine uygulandığında plastik bölgede kalıyorsa bir önceki adımda hesaplanan plastik gerilme değerleri dikkate alınmaktadır. Aşağıda plastik malzeme matrisinin formülü verilmektedir.

$$[D^{ep}] = [D^e] - \frac{[D^e] \left\{ \frac{\partial f(\sigma)}{\partial \sigma} \right\} \left\{ \frac{\partial f(\sigma)}{\partial \sigma} \right\}^T [D^e]}{h + \left\{ \frac{\partial f(\sigma)}{\partial \sigma} \right\}^T [D^e] \left\{ \frac{\partial f(\sigma)}{\partial \sigma} \right\}} \quad (2.17)$$

Burada h pekleşme katsayısını temsil etmektedir. Kodlanan programın öncelikli hedefleri arasında pekleşme veya yumuşama dikkate alınmamaktadır. Bu sebeple bu değer sıfır olarak kabul edilmektedir.

g) Gerilme ve Şekil Değiştirme Dosyası (strain.m)

Bu dosyada her düğüm noktasına ve her integrasyon noktasına ait şekil değiştirme ($\Delta \epsilon$) ve gerilme değişimleri ($\Delta \sigma$) hesaplanarak ilgili matrislere işlenmektedir.

Gerilme matrisinde her düğüm noktası ve her integasyon noktası için kriter kontrolü yapılmaktadır. Bilindiği üzere düğüm noktasındaki gerilmeler kullanılarak oluşturulan fonksiyon sıfırdan büyük olduğunda nokta plastikleşmiştir denmektedir. Gerilme-şekil

değiştirme dosyasında hesaplanan sadece o adımdaki elastik ve plastik gerilmeler ile deformasyon değişimleridir. Bu dosyada düğüm noktasının plastikleşip plastikleşmediğine karar verilerek $t+\Delta t$ anındaki toplam gerilme ve şekil değiştirmeler hesaplanmaktadır.

h) İç Kuvvet Dosyası (Fint_assemble.m)

Dengenin sağlanabilmesi için iç kuvvetlerle dış kuvvetlerin dengede olması gerekmektedir. Burada her düğüm noktasında iç kuvvet aşağıdaki formülle hesap edilmektedir.

$$\{F\} = \int_v [B]^T \{\sigma\} dV \quad (2.18)$$

Ayrıca mesnet noktalarına gelen düğüm noktalarında eğer mesnetler ankastre alınmış ise o noktadaki iç kuvvet sıfırlanmaktadır.

2.2.3. FEMMAS-NL ile İki Boyutlu Yığma Bir Duvarın Doğrusal Olmayan Analizi

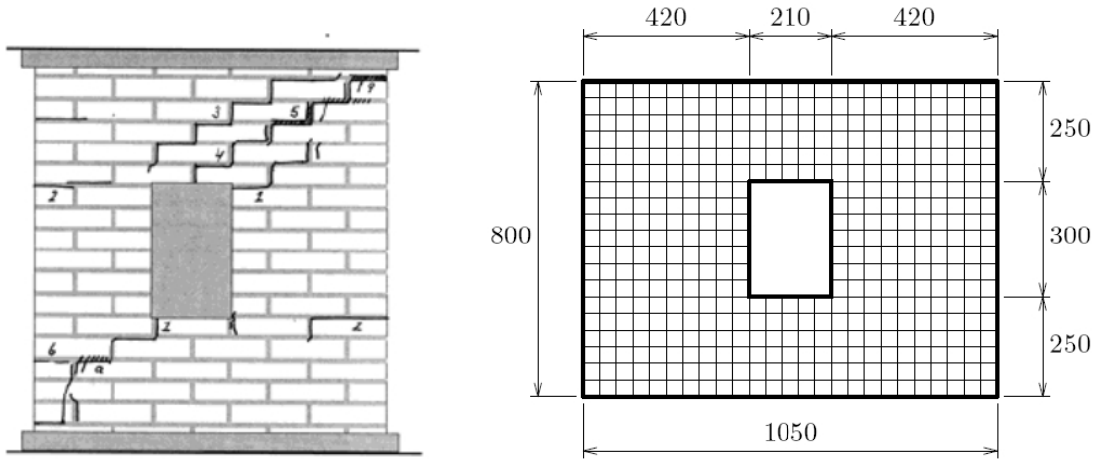
Geliştirilen programın henüz kullanıcı ara yüzü olmadığından dolayı büyük modellerde sadece verilerin elde edilmesi amacıyla LUSAS programından faydalanılmaktadır. Veri dosyası oluşturulduğunda program tüm analizi yapabilmektedir.

FEMMAS-NL programının geçerliliğini belirlemek amacıyla literatürde 1993 yılında gerçekleştirilen yığma duvar deneyi dikkate alınmaktadır. Deney düzeneği ve detaylı açıklamalar Vermeltfoort vd. (1993) ile Van Zijl vd. (2001) yayınlarında mevcuttur. Yapılmış olan bu deneyler şimdiye kadar literatürdeki birçok yayına veri olma niteliğindedir. DIANA 9.2 versiyonunda (2008), Lourenço (1996) doktora tezinde bu deneylerden bahsetmişlerdir.

Verileri ve sonuçları mevcut bulunan söz konusu yığma duvar numunesi LUSAS ve FEMMAS-NL programlarında modellenmiş ve analizleri yapılmıştır. Elde edilen sonuçlar deney sonuçlarıyla karşılaştırılmıştır.

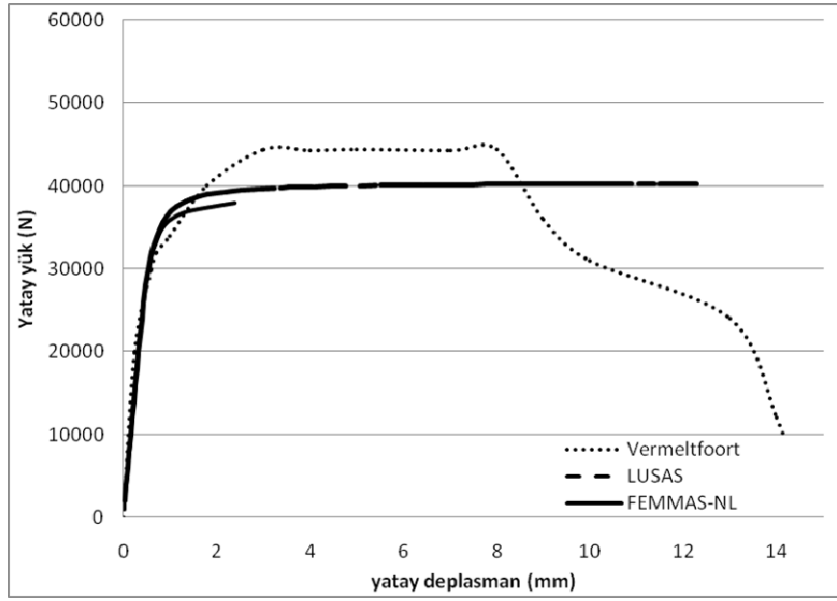
Yapısal analizi gerçekleştirilen yığma duvar örneği makro modelleme tekniği kullanılarak kompozit olarak modellenmiştir. Şekil 2.12 de boyutları ve sonlu elemanlar ağı verilen yığma duvar modelinin kalınlığı 100mm dir. Modelde 440 adet 4 düğüm noktalı ve her düğüm noktasında 2 serbestlik derecesi tanımlı dörtgen eleman kullanılmıştır. Modelde

toplam olarak 992 serbestlik derecesi tanımlanırken, bunlardan 52 adedinin her iki yöndeki serbestlikleri taban seviyesinde ankastre mesnet olduğundan dolayı tutulmaktadır. Doğrusal olmayan analizlerde plastisite kriteri olarak Drucker-Prager malzeme modeli dikkate alınmaktadır. Bunun sebebi FEMMAS-NL programında şimdiye kadar sadece Drucker-Prager malzeme kriteri tanımlanmıştır. Yapılan deneyler ile ilgili olan yayınlarda yığma duvar numunesine ait olan ve Drucker-Prager kriterinin gerektirdiği kohezyon ve sürtünme açısı değerleri mevcut değildir. Bu sebeple betonarme ve yığma yapıların taşıyıcı duvarlarında genellikle dikkate alınan kohezyon ve sürtünme açısı değerleri yaklaşık olarak seçilmiştir. Buna göre; kohezyon için 3,5 MPa, sürtünme açısı için ise 35^0 alınması uygun olmaktadır. Duvara ait Elastisite modülü 8000 MPa, Poisson oranı ise 0,15 olarak dikkate alınmıştır. Yükleme olarak duvarın sol üst köşesindeki düğüm noktasına +x yönünde yatay tekil kuvvet uygulanmıştır.



Şekil 2.12. Uygulamaya konu olan duvar; a)Deneyde kullanılan duvar örneği, b) Sonlu Elemanlar Modeli

Analizler sonucunda kuvvetin uygulandığı düğüm noktasında meydana gelen deplasman miktarları ile uygulanan yatay yük grafiği aşağıda verilmektedir (Şekil 2.13).



Şekil 2.13. Analizler sonucunda elde edilen yük-deplasman eğrileri

Elde edilen sonuçlar birbirine çok yakın çıkmaktadır. FEMMAS-NL programı elastik-tam plastik teoriye göre kodlandığından dolayı plastik aşamaya geçtiğinde modelde herhangi bir sertleşme (*hardening*) veya yumuşama (*softening*) meydana gelmemektedir. Yukarıdaki grafikte FEMMAS-NL programından elde edilen sonuca dikkat edildiğinde, yaklaşık olarak 2 mm yatay deplasman değerinde analizin sona erdiği görülmektedir. Bunun esas sebebi; modelleme aşamasında verilen hesap adım değeridir. Program bir sonraki hesap adımına geçemediğinde yani yakınsama sağlayamadığında analizi sona erdirir. Fakat LUSAS programı analizler esnasında yakınsama sağlayamadığında bir önceki hesap adımına geri dönerek hesap adımını belirli bir oranda küçülterek tekrar o adımı hesaplar. Grafikten açıkça görüldüğü üzere LUSAS programı bu işlemi yaptığından dolayı elde edilen deplasman miktarı fazla çıkmasına karşın dayanımda pek fazla bir değişiklik yaratmamıştır.

2.3. Harç Dayanımının Eksenel Basınç Altındaki Yığma Duvar Davranışına Etkisi

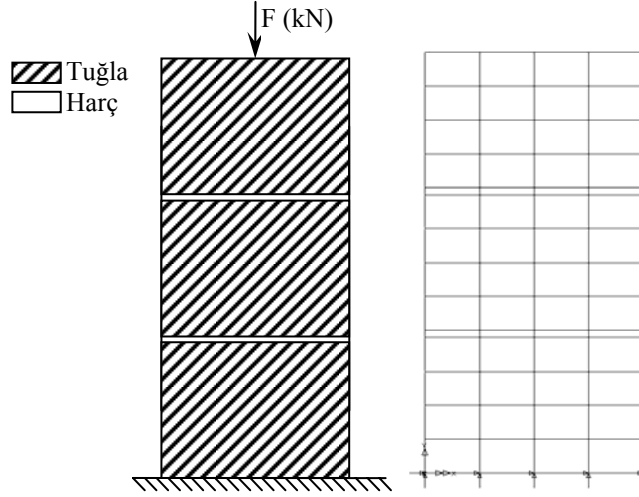
Bilindiği üzere yığma yapılarda esas taşıyıcı sistemini duvarlar teşkil etmektedir. Bu sebepten dolayı yığma duvarların yük taşıma kapasiteleri, tüm yapının davranışlarının belirlenmesinde büyük önem taşımaktadır. Yığma duvarlar genellikle basınç gerilmeleri etkisinde kalmaktadırlar. Bu sebepten dolayı yığma duvarları oluşturan yığma birimlerin ve harcın basınç dayanımları büyük önem taşımaktadır.

Harç dayanımının aksel basınç altındaki yığıma duvarların davranışlarına etkisini belirlemek amacıyla bir dizi analiz gerçekleştirilmiştir. Modeller Drucker-Prager kriteri dikkate alınarak FEMMAS-NL ve LUSAS programlarında analiz edilmişlerdir. Analizlerde kullanılan elastik ve elastik ötesi malzeme parametreleri aşağıdaki Tablo 2.17 da topluca verilmektedir.

Tablo 2.17. A1 modellerinde kullanılan malzeme parametreleri

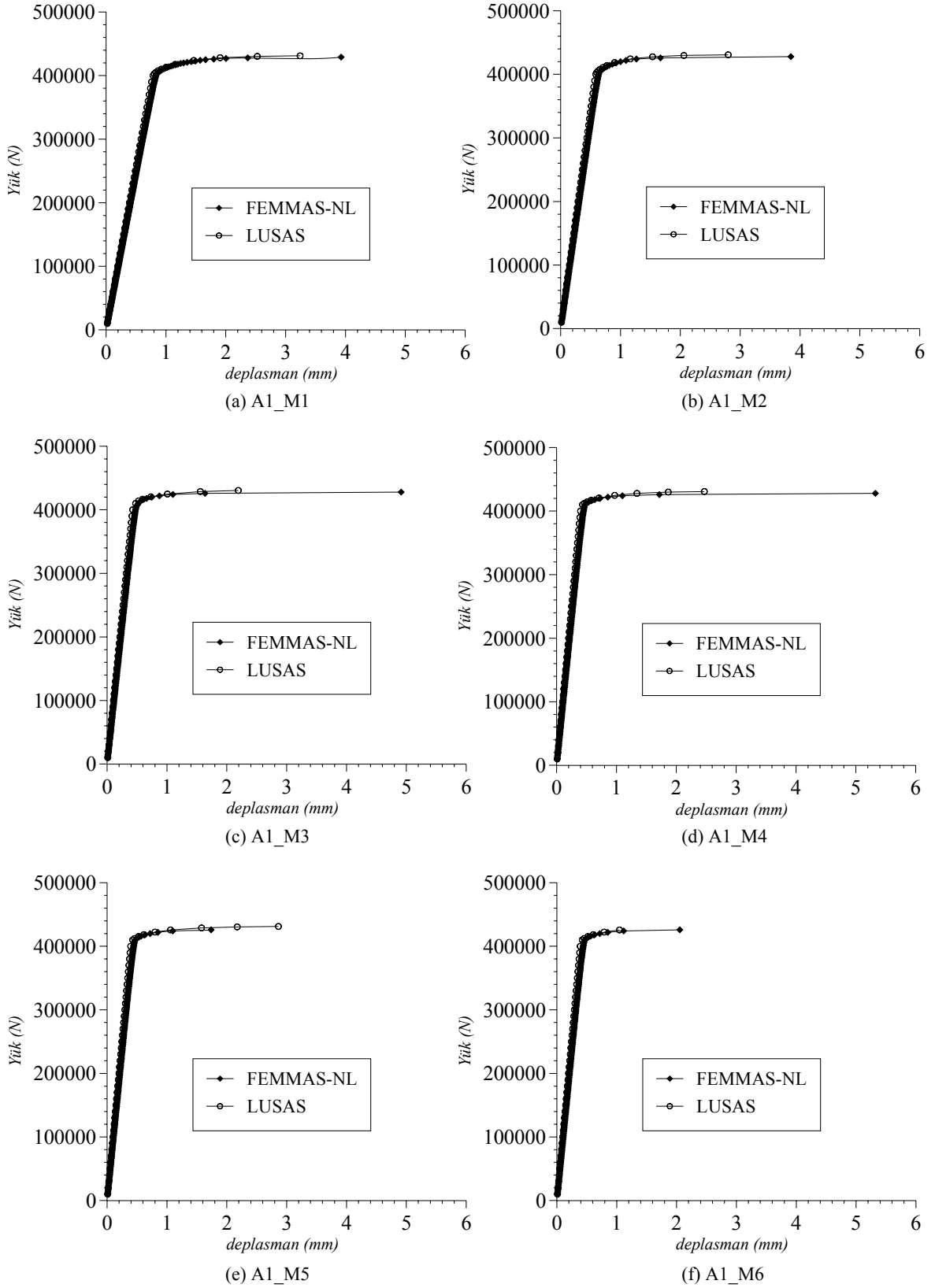
Analiz Adı	TUĞLA				HARÇ			
	E_b (MPa)	ν	c_b	ϕ_b	E_{mr} (MPa)	ν	c_{mr}	ϕ_{mr}
A1_M1	15000	0,2	3	30	500	0,2	3	30
A1_M2					1000	0,2	3	30
A1_M3					5000	0,2	3	30
A1_M4					15000	0,2	3	30
A1_M5					25000	0,2	3	30
A1_M6					50000	0,2	3	30

Modellerde kullanılan tuğlaların boyutları $590 \times 290 \times 135 \text{ mm}^3$ tür. İki tuğla arasında mevcut bulunan harç tabakasının kalınlığı ise 10 mm dir. Sonlu elemanlar ağı oluşturulurken kullanılan sonlu eleman tipi; 2 boyutlu, 4 düğüm noktalı ve her düğüm noktasında 2 serbestlik derecesi tanımlı 56 adet dörtgen elemandır. Sonlu elemanlar modelinde toplam olarak 75 düğüm noktası ile 150 serbestlik derecesi tanımlanmıştır. En alttaki tüm düğüm noktaları x ve y yönlerinde tutulmakla birlikte, en üstteki düğüm noktaları sadece x yönünde tutulmuştur. Modellere tepe noktasından düşey yük uygulanmıştır. Kuvvetin tekil yük olarak uygulanması sonucunda en üstteki düğüm noktalarında farklı yer değiştirme değerleri meydana gelmesi muhtemel olduğundan dolayı, LUSAS programında bu düğüm noktalarının y yönündeki deplasmanları eşitlenmiştir. FEMMAS-NL programı için ise, bu düğüm noktalarına eşdeğer tekil yükler uygulanmıştır (Şekil 2.14).



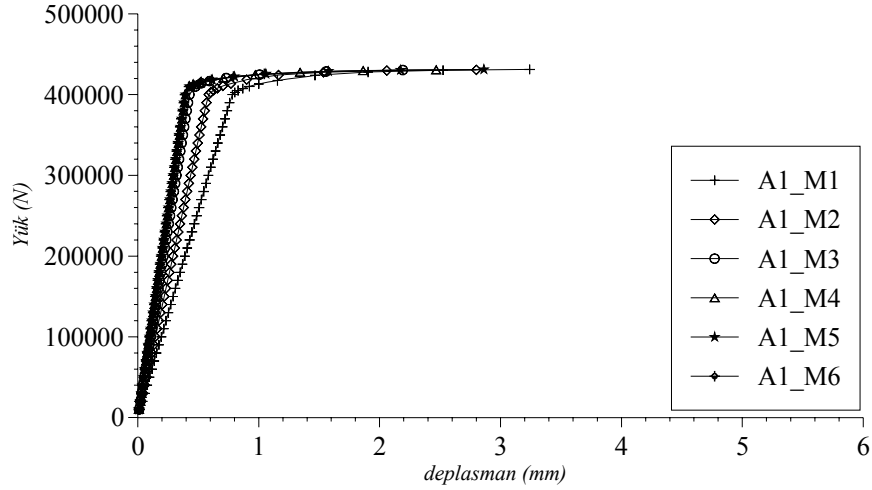
Şekil 2.14. A1 modellerine ait şematik ve sonlu elemanlar ağı gösterimleri

Modellerin artımsal iterasyon yöntemiyle yapılan analizleri sonucunda gerek LUSAS ve gerekse FEMMAS-NL programlarından elde edilen yük-deplasman sonuç grafikleri aşağıdaki Şekil 2.15 te verilmektedir.

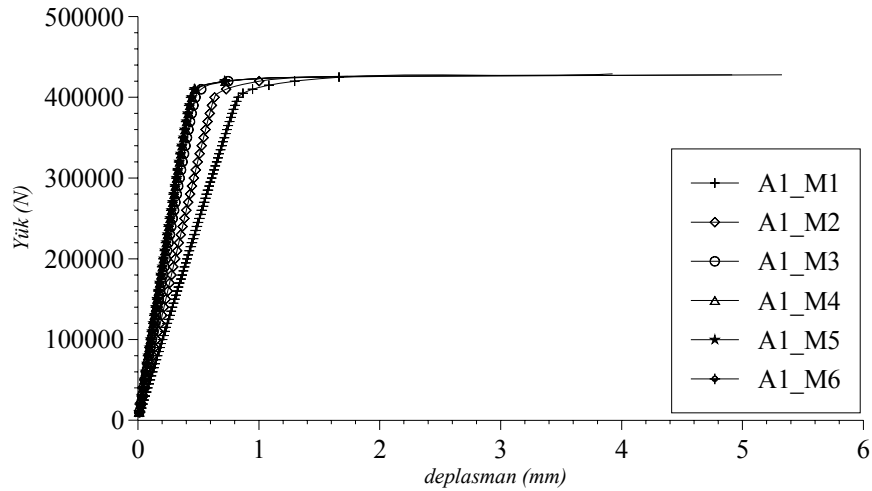


Şekil 2.15. A1 modellerine ait yük-deplasman sonuç grafikleri

Yukarıda yer alan sonuç grafiklerinden de açıkça görüldüğü üzere, geliştirilmiş olan FEMMAS-NL programı LUSAS programı ile uyumlu sonuçlar vermektedir. Modellerin, LUSAS ve FEMMAS-NL programlarından elde edilen sonuçları karşılaştırmalı olarak topluca aşağıda verilmektedir (Şekil 2.16).



a) LUSAS programından elde edilen sonuçlar



b) FEMMAS-NL programından elde edilen sonuçlar

Şekil 2.16. A1 modellerine ait LUSAS ve FEMMAS-NL programlarından elde edilen toplu yük-deplasman sonuç grafikleri

Buradaki parametre çalışmasında değişen sadece harca ait olan elastisite modülü değeridir. Sonuçlardaki farklılıklar bu parametrenin etkisiyle meydana gelmektedir. Modellerde kullanılan malzemelerin elastisite modülü oranları aşağıda verilmektedir (Tablo 2.18).

Tablo 2.18. A1 modellerinde kullanılan malzemelerin Elastisite Modülleri oranı

MODELLER	E_{mr} (N/mm ²)	E_b (N/mm ²)	E_{mr}/E_b
A1_M1	500	15000	0,033
A1_M2	1000		0,067
A1_M3	5000		0,33
A1_M4	15000		1,00
A1_M5	25000		1,67
A1_M6	50000		3,33

E_{mr}/E_b oranının 0,33 değerine kadar olan modellerde (A1_M1 ve A1_M2) rijitlik artışı gözlenirken, bu değerden sonra modellerin rijitliklerinde pek fazla bir değişiklik meydana gelmemiştir. Modeller birbirine çok yakın değerlerde (yaklaşık olarak 420kN) taşıma kapasitesine ulaşmaktadır. Harcın elastisite modülündeki değişimler, aksenal basınca maruz kalan yığma duvarların yük taşıma kapasitesinde etkili olmamaktadır.

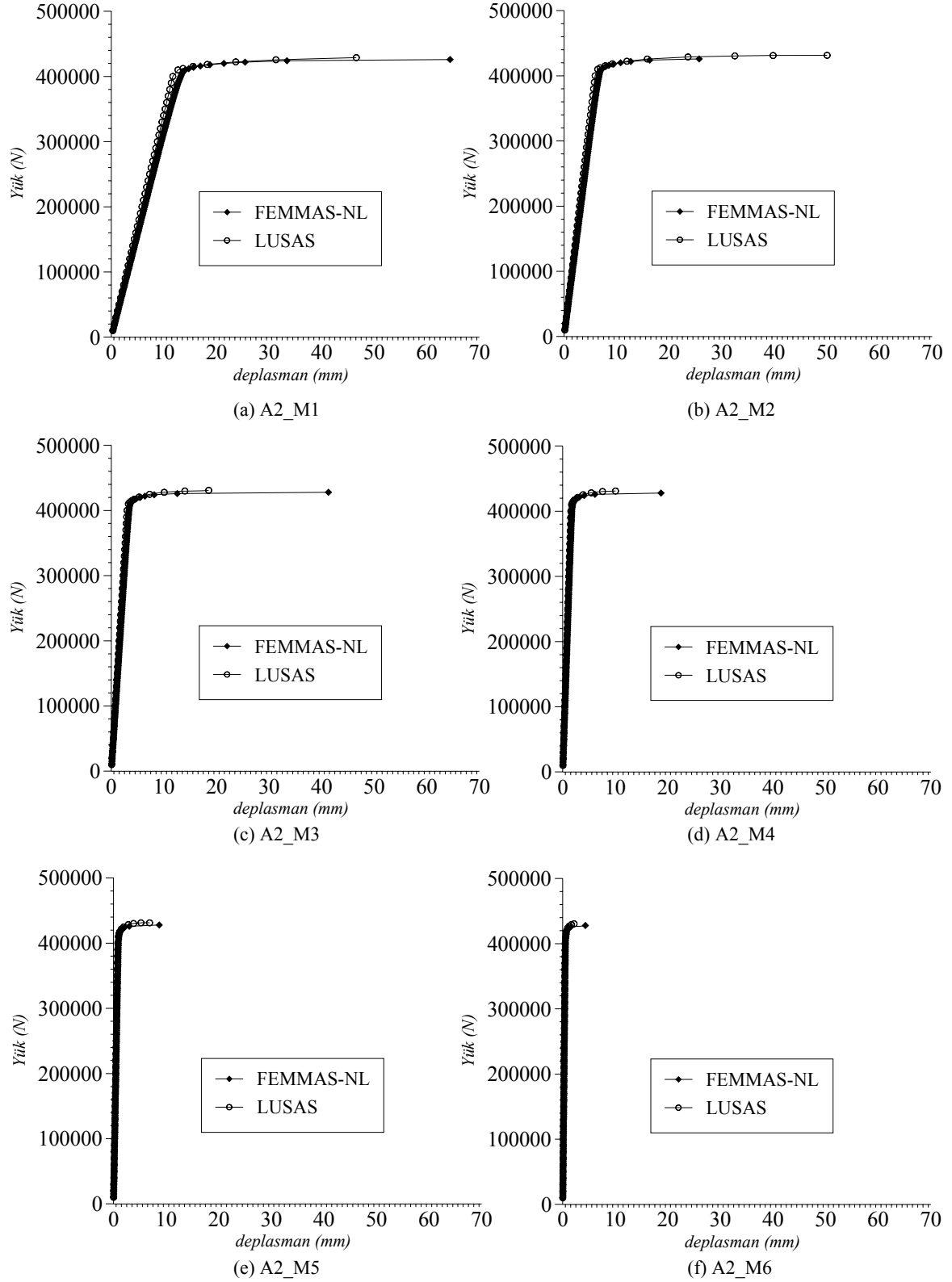
2.4. Tuğla Dayanımının Aksenal Basınç Altındaki Yığma Duvar Davranışına Etkisi

Bölüm 2.3 te sadece harcın elastik özellikleri değiştirilerek aksenal basınç altındaki yığma duvarlarda harcın etkisi incelenmişti. Bu bölümde ise harcın elastik özellikleri sabit tutularak sadece tuğlanın elastik özellikleri değiştirilmek suretiyle tuğlaların aksenal basınç altındaki yığma duvarların davranışına etkisi araştırılmaktadır. Kullanılan sonlu elemanlar modelleri, mesnet şartları ve yüklemeler Bölüm 2.3 teki ile aynıdır. Bu bölümde parametre olarak sadece tuğlanın elastisite modülü değişimi dikkate alınmaktadır. Modeller Drucker-Prager kriteri dikkate alınarak FEMMAS-NL ve LUSAS programlarında analiz edilmişlerdir. Analizlerde kullanılan elastik ve elastik ötesi malzeme parametreleri Tablo 2.19 de topluca verilmektedir.

Tablo 2.19. A2 modellerine ait elastik ve elastik ötesi malzeme özellikleri

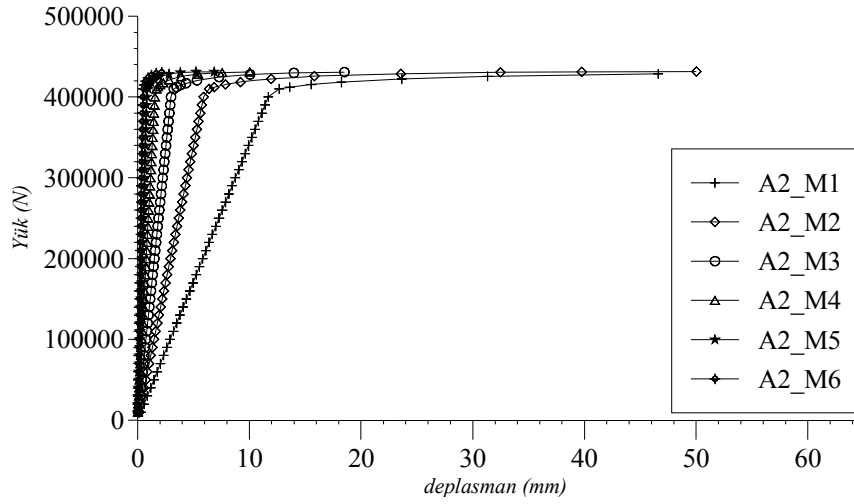
	TUĞLA				HARÇ			
	E_b (MPa)	ν	c_b	ϕ_b	E_{mr} (MPa)	ν	c_{mr}	ϕ_{mr}
A2_M1	500	0,2	3	30	2000	0,2	3	30
A2_M2	1000	0,2	3	30				
A2_M3	2000	0,2	3	30				
A2_M4	4000	0,2	3	30				
A2_M5	8000	0,2	3	30				
A2_M6	16000	0,2	3	30				

Modellerin doğrusal olmayan analizleri sonucunda LUSAS ve FEMMAS-NL programlarından elde edilen yük-deplasman sonuç grafikleri Şekil 2.17 de verilmektedir.

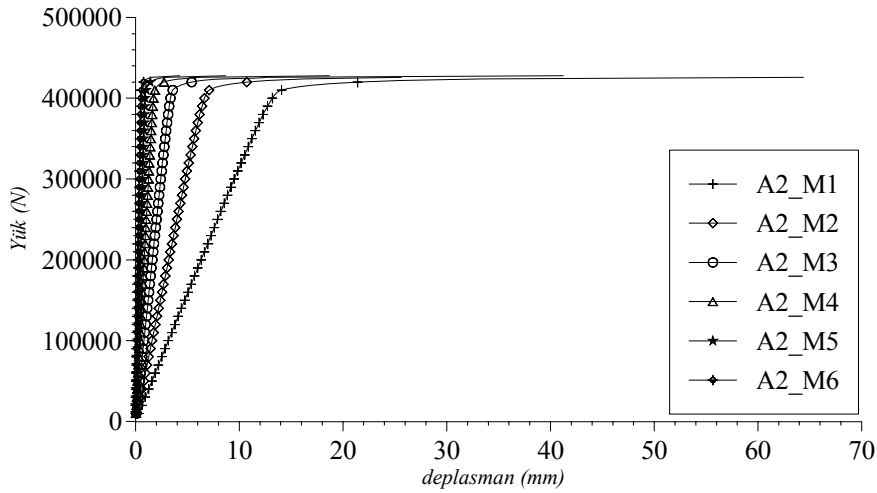


Şekil 2.17. A2 modellerine ait yük-deplasman sonuç grafikleri

FEMMAS-NL programı ile LUSAS programında analizleri yapılan modellere ait sonuçlar birbiriyle örtüşmektedir. Özellikle modelin plastik aşamaya geçtiği yük değerinin LUSAS programıyla karşılaştırıldığında çok yakın değerlerde çıkması FEMMAS-NL nin doğrulanması açısından büyük öneme sahiptir. Modellerin, LUSAS ve FEMMAS-NL programından elde edilen sonuçları karşılaştırmalı olarak Şekil 2.18 da verilmektedir.



a) LUSAS programından elde edilen sonuçlar



b) FEMMAS-NL programından elde edilen sonuçlar

Şekil 2.18. A2 modellerine ait LUSAS ve FEMMAS-NL programlarından elde edilen toplu yük-deplasman sonuç grafikleri

Buradaki parametre çalışmasında değişen sadece tuğlaya ait olan elastisite modülü değerleridir. Sonuçlardaki farklılıklar bu parametrenin etkisiyle meydana gelmektedir. Modellerde kullanılan malzemelerin elastisite modülleri oranları aşağıda verilmektedir.

Tablo 2.20. A2 modellerinde kullanılan malzemelerin Elastisite Modülleri oranı

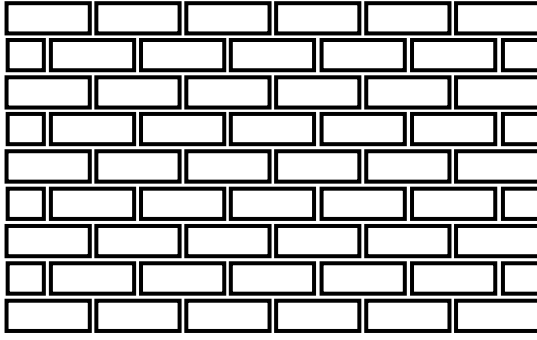
MODELLER	E_{mr} (N/mm ²)	E_b (N/mm ²)	E_{mr}/E_b
A2_M1	2000	500	4,00
A2_M2		1000	2,00
A2_M3		2000	1,00
A2_M4		4000	0,50
A2_M5		8000	0,25
A2_M6		16000	0,125

E_{mr}/E_b oranı 4,00'dan 1,00'a kadar olan oranlarda modellerde (A2_M1, A2_M2 ve A2_M3) rijitlik artışı gözlenirken, bu değerden sonra modellerin rijitliklerinde pek fazla bir değişiklik meydana gelmemektedir. Modeller birbirine çok yakın değerlerde (yaklaşık olarak 420kN) taşıma kapasitesine ulaşmaktadırlar. Bölüm 2.3 e benzer olarak tuğlanın elastisite modülündeki değişimler, aksenal basınca maruz kalan yığma duvarların yük taşıma kapasitesinde etkili olmamaktadır. Buna rağmen E_{mr}/E_b arttıkça modellerin sünekliği önemli oranlarda artmaktadır.

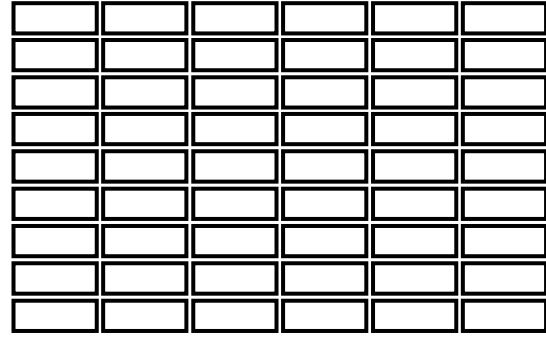
2.5. Örgü Biçimlerinin Yığma Duvar Kayma Davranışına Etkisi

Günümüzde yığma duvarların yapımında kullanılan birbirinden farklı birçok örgü çeşidi mevcuttur. Yatay yükler altındaki yığma duvarların davranışları da bu örgü biçimleriyle farklılık gösterebilmektedir. Bu çalışmada bu farklılıkların neler olduğunu ve farklı örgü biçimlerinin duvarın yatay yükler altındaki davranışına etkisinin incelendiği bir dizi analiz yapılmıştır.

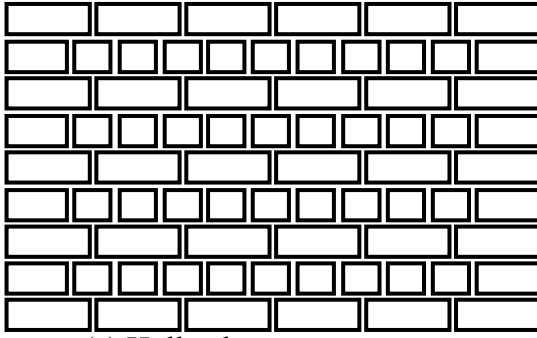
Pratikte sıkça rastlanan altı adet örgü biçimi bu çalışma için dikkate alınmış ve DIANA (2008) programında modellenmiştir. Bunlar; Şaşırtmalı (running bond), Düz (stack bond), Hollanda (dutch bond), Amerikan (American bond), İngiliz (English bond) ve Flaman (Flemish bond) örgü biçimleridir. Şekil 2.19 de bu örgü biçimleri görülmektedir.



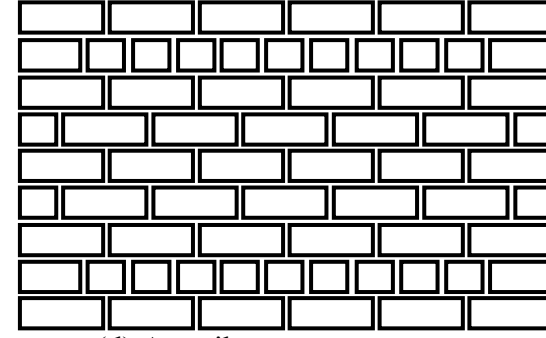
(a) Şaşırtmalı örgü



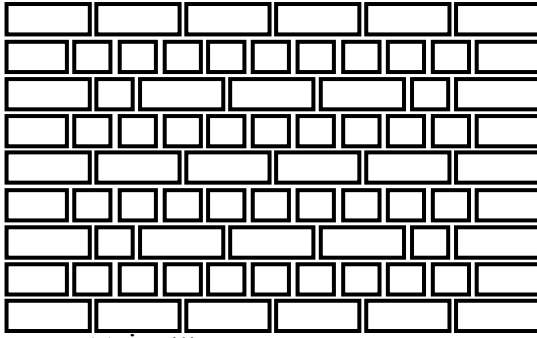
(b) Düz örgü



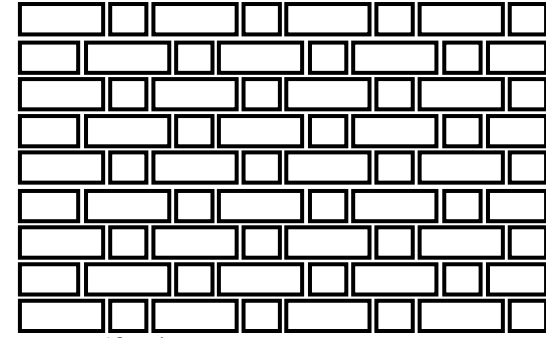
(c) Hollanda örgü



(d) Amerikan örgü



(e) İngiliz örgü



(f) Flaman örgü

Şekil 2.19. Uygulamada sıkça rastlanan duvar örgü biçimleri

Şaşırtmalı örgü biçiminde tuğlalar yukarıya doğru çaprazlama bir şekilde örülmektedir. Düşey harç derzleri birbirini takip etmemektedir. Bu durum düz örgüden tamamen farklıdır. Düz örgüde düşey harç derzleri birbirini takip etmekte ve dışarıdan bakıldığında düzgün bir ağ gibi görülmektedir. Hollanda tipi duvar örgüsünde en alt sıraya örülen tuğlaların üzerine bir sıra yarım tuğla örülmektedir. Bu iki sıra örgü duvarın en üst noktasına kadar sırayla devam etmektedir. Amerikan tipi duvar örgüsünde ise yarım tuğla sırası, duvarın en alt ve en üst sıra tuğlalarına en yakın tuğla sırasını oluşturmaktadır. Duvarın diğer tuğla sıraları şaşırtmalı örgü düzenindedir. İngiliz tipi duvar örgüsünde en alttaki tuğla sırasının üstüne yine Hollanda ve Amerikan duvar örgü biçimlerinde olduğu gibi yarım tuğlalar konmaktadır. Üçüncü tuğla sırasında ise her üç tuğlanın arasına yarım

tuğla konulmak suretiyle duvarın en üstüne kadar bu düzende tuğlalar örülmektedir. Flaman örgü biçiminde ise bir tam ve bir yarım tuğla her sıraya konulmakta ve şaşırtmalı örgü tarzında örülmektedir.

Dikkate alınan duvar modelleri Basitleştirilmiş Mikro Modelleme tekniği kullanılarak modellenmiştir. Tüm modellerdeki tam tuğla boyutu $300 \times 150 \times 100 \text{ mm}^3$, yarım tuğla boyutu $150 \times 150 \times 100 \text{ mm}^3$ tür. Parametre olarak örgü biçimlerinin dikkate alındığı bu çalışmada tuğlaların elastik davrandığı kabul edilmektedir. Yarım tuğlaların ortasında bir adet düşey doğrultuda doğrusal potansiyel çatlak ara yüzeyi tanımlanırken tam tuğlalarda bu potansiyel çatlak ara yüzeyleri dört adet tanımlanmaktadır. Kullanılan modelleme stratejisinin gerekçelerinden biri olan ayrılma ara yüzeylerinin elastik ötesi bir davranış sergilediği kabul edilmektedir. Modellerde kullanılan malzemelerin elastik ve elastik ötesi özellikleri aşağıdaki tablolarda (Tablo 2.21 ve Tablo 2.22) verilmektedir.

Tablo 2.21. Modellerde kullanılan malzemelerin elastik özellikleri

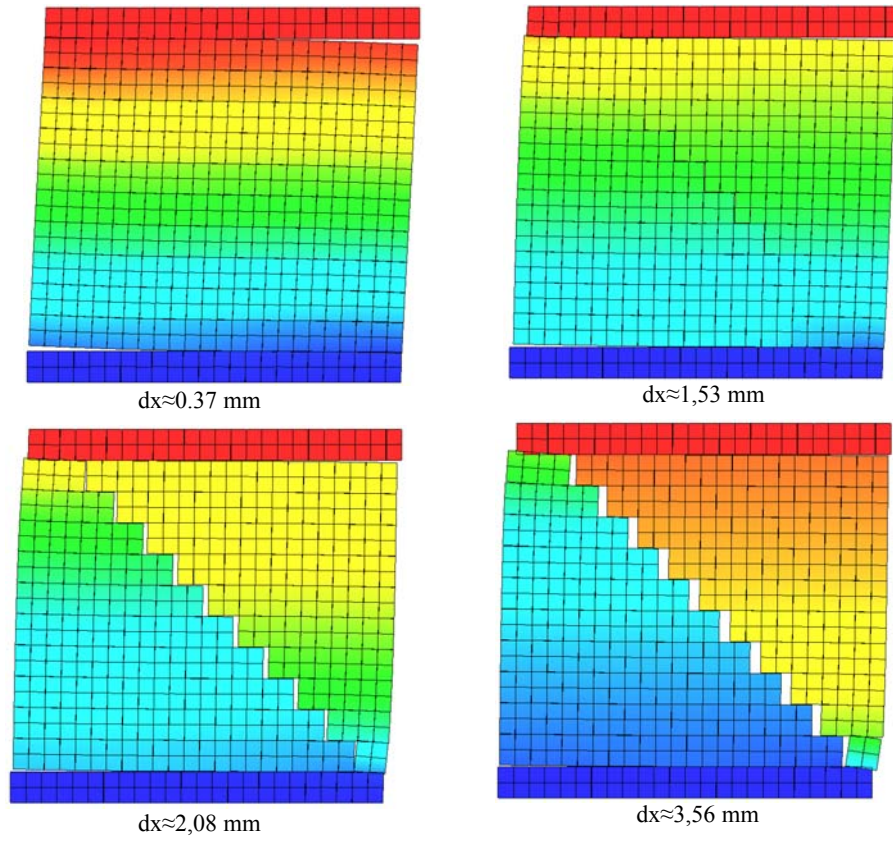
Yığıma Birimler		Hatıllar		Potansiyel Çatlak Arayüzeyleri		Ayrılma Arayüzeyleri	
E	ν	E	ν	k_n	k_s	k_n	k_s
17500 (N/mm ²)	0,2	28000 (N/mm ²)	0,2	1×10^4 (N/mm ³)	1×10^3 (N/mm ³)	83,0 (N/mm ³)	36,0 (N/mm ³)

Tablo 2.22. Modellerde kullanılan malzemelerin elastik ötesi özellikleri (van Zijl ve diğ., 2001)

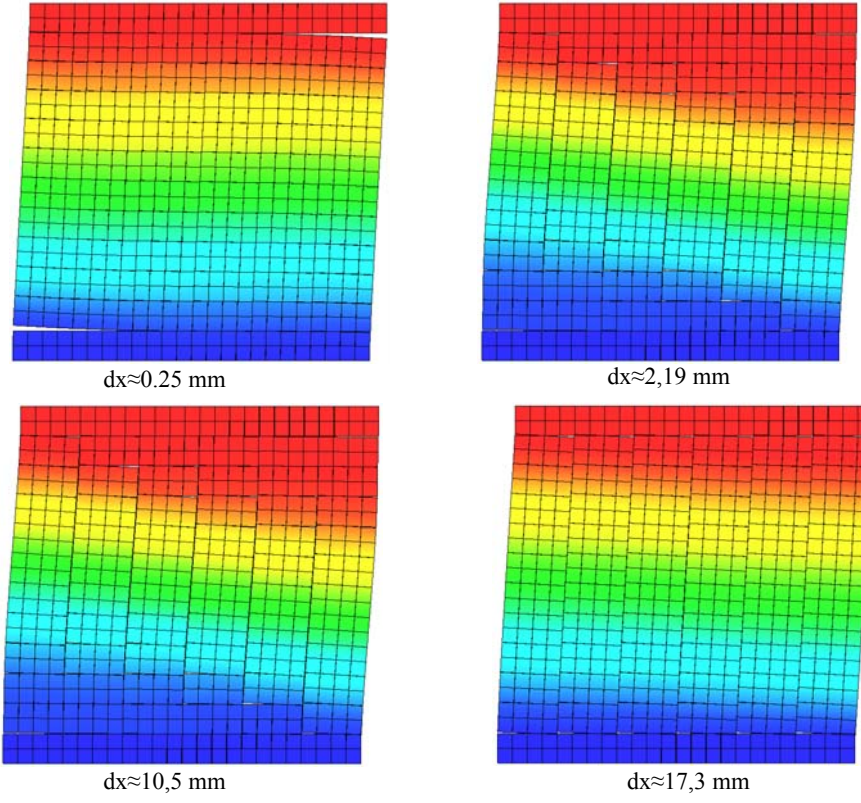
Çekme dayanımı, f_t (N/mm ²)	0.25
Kırılma enerjisi, G_f (N/mm)	0.018
Kohezyon, c (N/mm ²)	0.35
Sürtünme açısı, $\tan \phi$	0.75
Dilatasyon açısı, $\tan \psi$	0.60
Artık sürtünme katsayısı, Φ	0.75
Sınırlandırılmış normal gerilme, σ_u (N/mm ²)	-1.3
Üssel azalma katsayısı, δ	5
Başlık kritik basınç dayanımı, f_c (N/mm ²)	8.5
Kaymadan oluşan gerginlik kontrol faktörü, C_s	9.0
Basınçtan dolayı oluşan kırılma enerjisi, G_{fc} (N/mm)	5.0
Eşdeğer plastik relatif yer değiştirme, κ_p	0.093
Kırılma enerji faktörü, b	0.05

Tüm duvar modellerinde taban kotunda yer alan tüm düğüm noktaları x ve y yönlerindeki deplasman serbestlikleri ile tavan kotunda yer alan tüm düğüm noktalarının y yönündeki deplasman serbestlikleri tutulmuştur. Yükleme olarak modellerin tavan kotunda yer alan tüm düğüm noktalarına $+x$ yönünde deplasman uygulanmıştır.

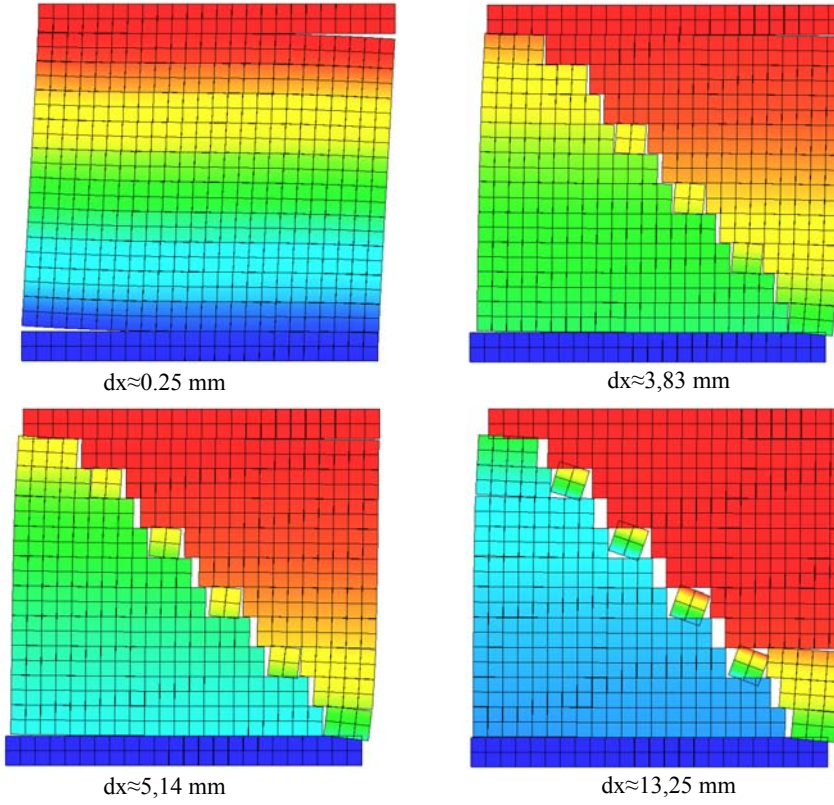
Deplasman tabanlı yapılan analizler sonucunda farklı deplasman değerlerinde duvar modellerinde meydana gelen çatlakların ekran görüntüleri Şekil 2.20den Şekil 2.25ya kadar olan şekillerde verilmektedir.



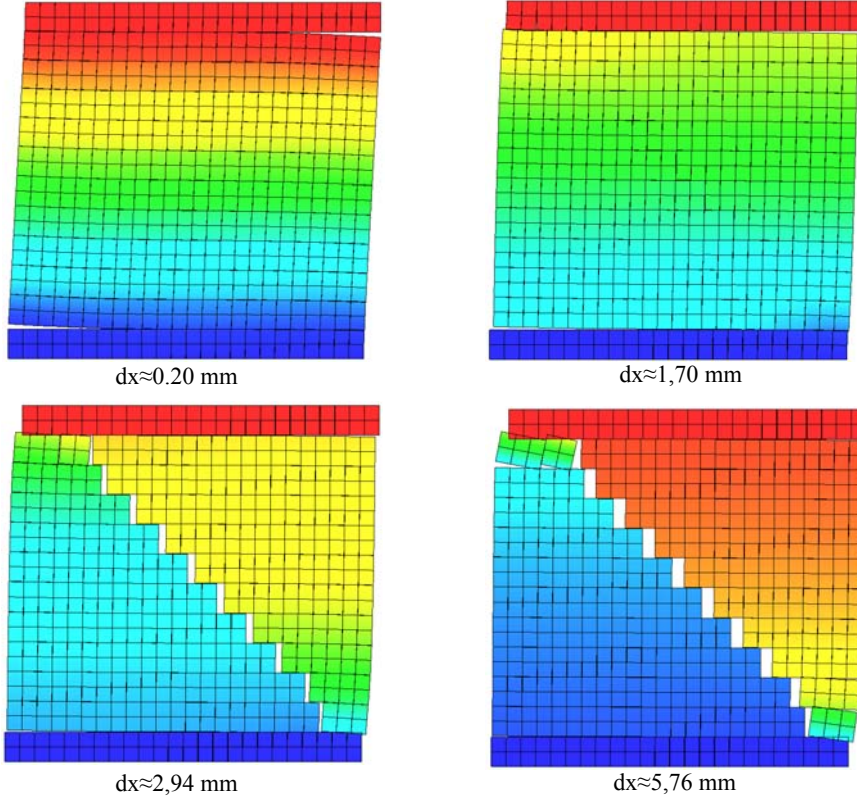
Şekil 2.20. Şaşırtmalı örgüye ait çatlak gelişimi (DIANA programı ekran görüntüleri)



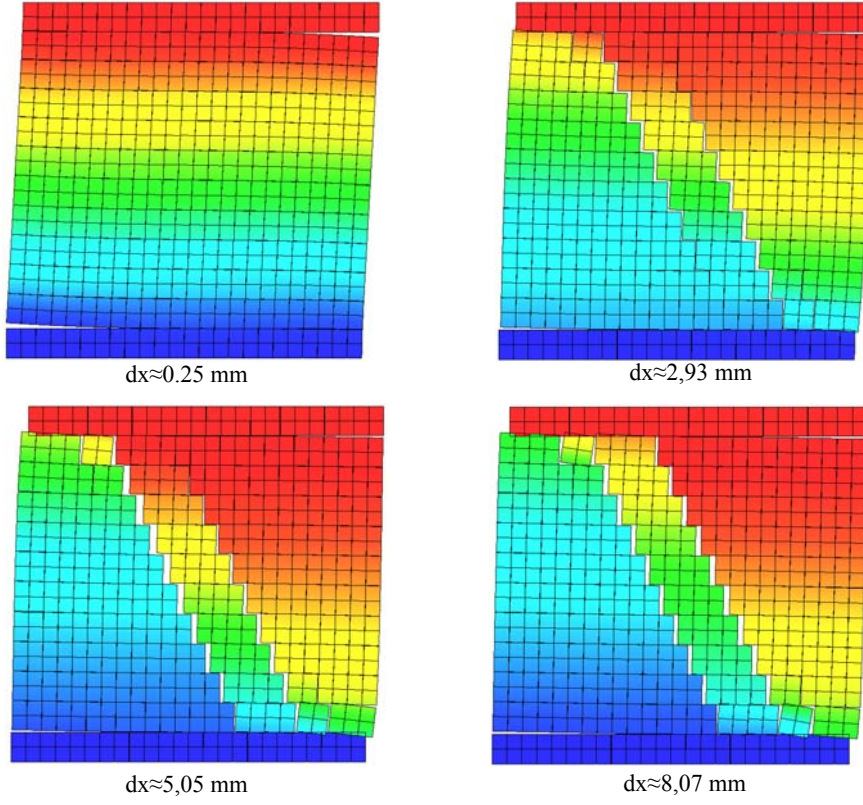
Şekil 2.21. Düz örgüye ait çatlak gelişimi (DIANA programı ekran görüntüleri)



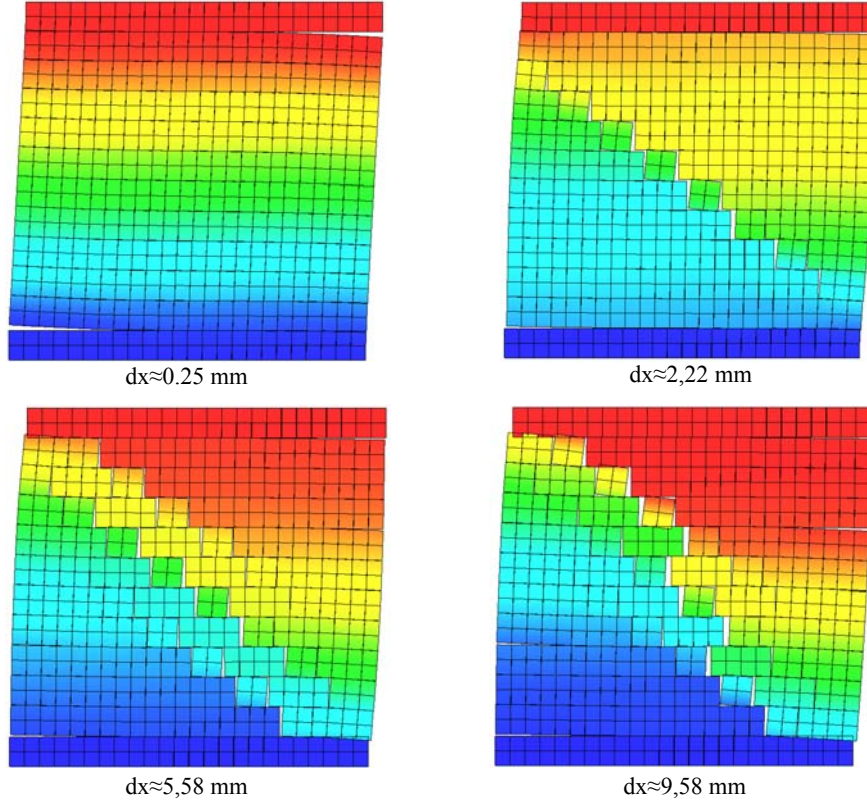
Şekil 2.22. Hollanda örgüye ait çatlak gelişimi (DIANA programı ekran görüntüleri)



Şekil 2.23. Amerikan örgüye ait çatlak gelişimi (DIANA programı ekran görüntüleri)

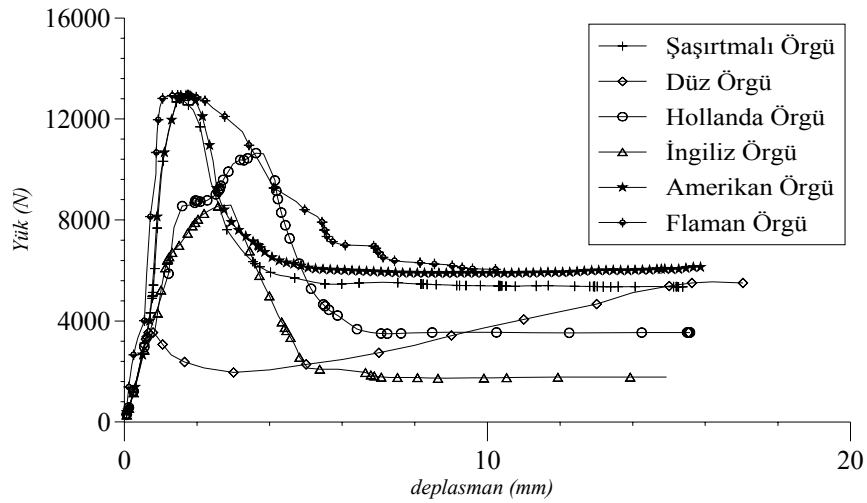


Şekil 2.24. İngiliz örgüye ait çatlak gelişimi (DIANA programı ekran görüntüleri)



Şekil 2.25. Flaman örgüye ait çatlak gelişimi (DIANA programı ekran görüntüleri)

Doğrusal olmayan analizleri gerçekleştirilen duvar modellerine ait yük-yer değiştirme grafiği ile yapısal analizlerden elde edilen sonuçlar aşağıda verilmektedir (Şekil 2.26 ve Tablo 2.23).



Şekil 2.26. Farklı örgü biçimlerine sahip duvar modellerinin yük-yer değiştirme eğrileri

Tablo 2.23. Farklı örgü biçimlerine sahip duvar modellerine ait yapısal analiz sonuçları

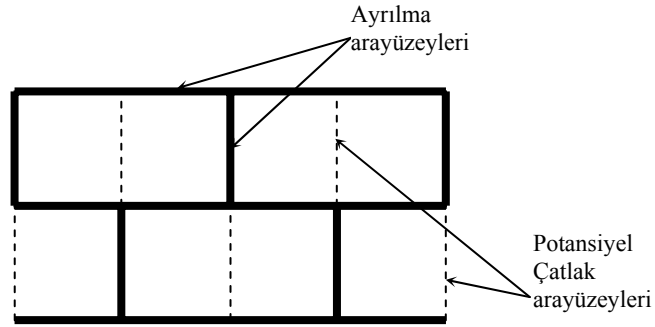
Modeller	Maks. yük(N)	Maks. yüke karşılık gelen yer değiştirme (mm)
Şaşırtmalı örgü	12808	1,53
Düz örgü	5509	17,03
Hollanda örgü	10626	3,83
Amerikan örgü	12937	1,77
İngiliz örgü	8581	2,93
Flaman örgü	12560	2,22

Yapısal analizler sonucunda Şaşırtmalı, Amerikan ve Flaman tipli örgüler diğer örgü biçimlerine göre daha fazla yük taşıma kapasitesine ulaşmışlardır. Söz konusu bu üç örgü tipi yaklaşık olarak 12kN luk bir taşıma kapasitesine ulaşmış, göçme anında bile yaklaşık olarak 6 kN luk taşıma kapasitesiyle diğer örgü biçimlerine göre üstünlük sağlamaktadır. Bu örgü biçimlerinin haricinde kalan Hollanda tipi ve İngiliz tipi örgüler birbirine benzer davranışlar sergilemekte fakat Hollanda tipi örgü, İngiliz tipi örgüye göre daha fazla yük taşıma kapasitesine sahip olmaktadır. Modellenen örgü tiplerinden taşıma kapasitesi yönünden en düşük olanı düz örgü biçimidir. Bu örgü biçimi yaklaşık olarak 3,5-4 kN'luk bir taşıma kapasitesine sahiptir.

2.6. Düşey Hatılların Duvarın Düzlem İçi Davranışına Etkisi

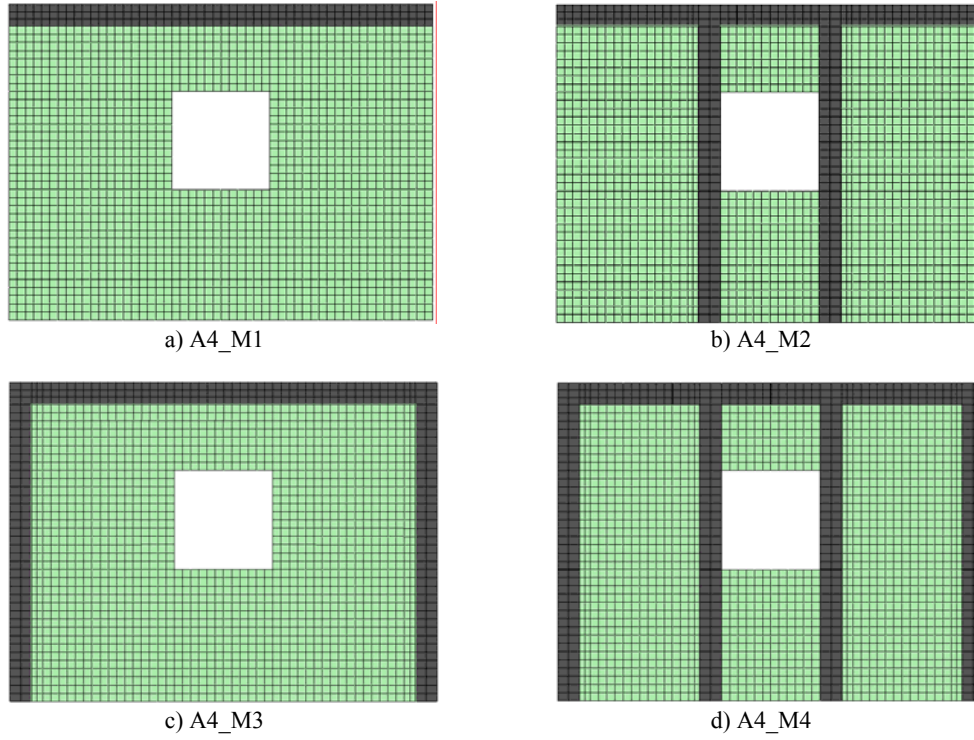
Düşey hatılların, duvara gelen kesme kuvvetleri altında meydana getireceği etkilerin incelendiği bu çalışmada doğrusal olmayan elastik ötesi analizler dört farklı duvar örneği üzerinde gerçekleştirilmiştir. Duvar modelleri düşeyde 18 sıra 300x150x100 (mm³) boyutlarında tuğlalardan oluşmakta ve her bir modelin uzunluğu 3900mm, yüksekliği ise 2700mm'dir. Kapı/pencere boşluklarının duvarın kesme etkisindeki davranışlarına katkısını gözlemlemek amacıyla 1 adet 900x900 (mm²) pencere boşluğu bırakılmıştır. Yatay ve düşey hatıllar Türk Deprem Yönetmeliğinde (2007) verilen minimum koşula göre kalınlığı 200mm olarak düşünülmüştür. Modeller DIANA (2008) sonlu elemanlar analiz programında modellenmiş ve analizleri gerçekleştirilmiştir. DIANA sonlu elemanlar programının kullanılmasındaki amaç tamamen modelde kullanılan malzemelerin özellikleriyle ve modelleme stratejisi ile ilgilidir. Yığma duvar modelleri Basitleştirilmiş Mikro Modelleme tekniği kullanılarak oluşturulmuştur. Modellerde gerek yığma birimlerin ve gerekse

hatılların doğrusal elastik davrandığı kabul edilirken, ayrılma arayüzeyleri doğrusal olmayan elastik ötesi bir davranış sergilemektedir. Ayrıca modellerdeki örgü biçimi şaşırtmalı örgü olduğundan dolayı yığma birimlerin ortası düşey olarak potansiyel çatlak yüzeyleri oluşturacağı için söz konusu bölgelerde çatlak arayüzeyleri oluşturulmuştur. Söz konusu bu çatlak arayüzeyleri de yığma birim ve hatıllar gibi doğrusal olarak davranmaktadır. Temsili olarak ayrılma arayüzeyleri ile potansiyel çatlak arayüzeylerini gösteren şekil aşağıda verilmektedir (Şekil 2.27).



Şekil 2.27. Ayrılma ve potansiyel çatlak arayüzeyleri

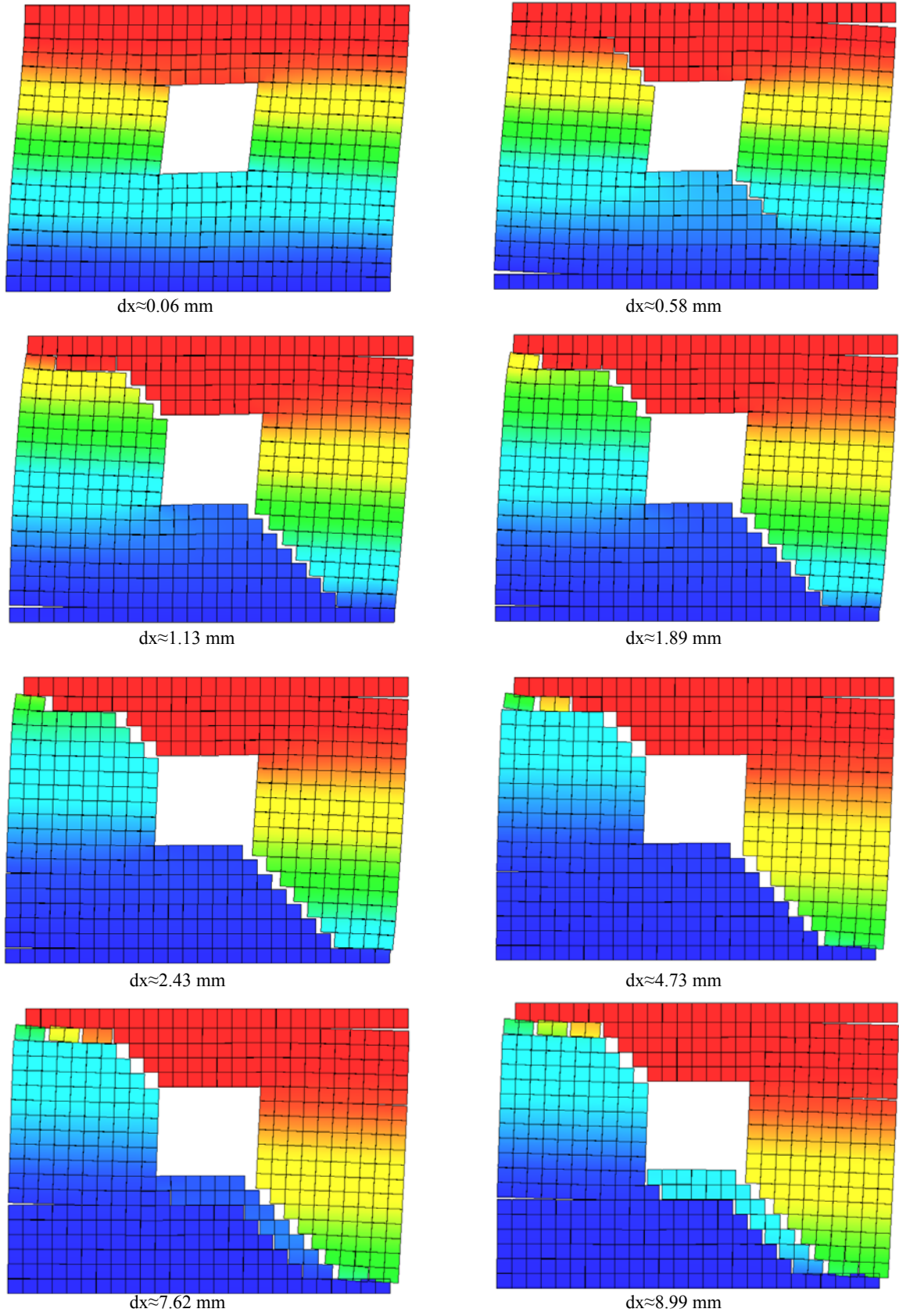
Yığma birimlerde ve hatıllarda iki boyutlu 4 düğüm noktalı ve her düğüm noktasında 2 serbestlik derecesi olan dörtgen (*quadrilateral*) elemanlar kullanılmıştır. Potansiyel çatlak ve ayrılma arayüzeylerinde ise iki boyutlu 4 düğüm noktalı ve her düğüm noktasında 2 serbestlik derecesi olan arayüzey (*interface*) elemanlar kullanılmıştır. Farklı düşey hatıllara sahip dört adet duvar modeli aşağıdaki şekilde verilmektedir (Şekil 2.28).



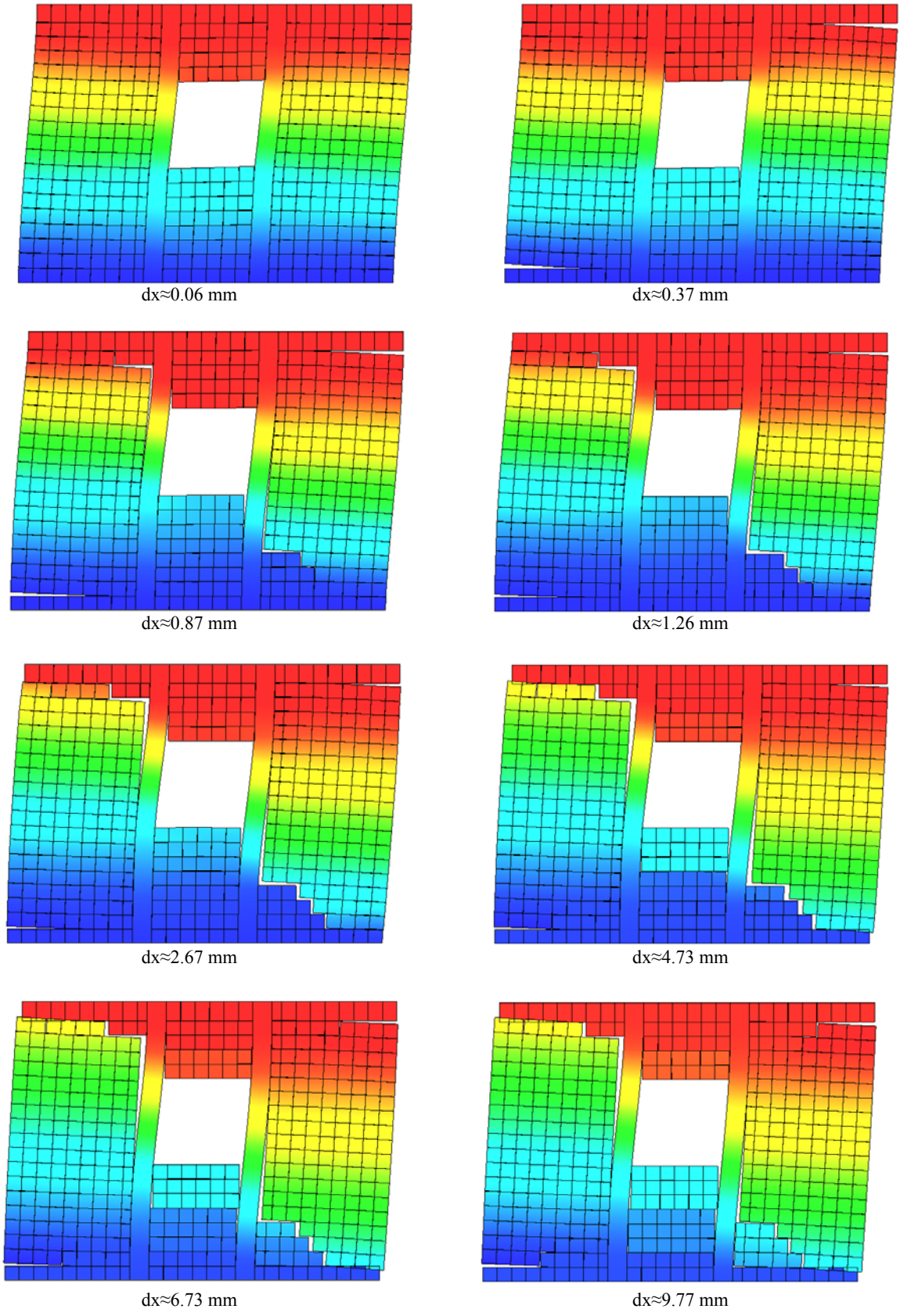
Şekil 2.28. Düşey hatılların duvarın düzlem içi davranışına etkisini belirlemek amacıyla DIANA programında oluşturulan modeller

Tüm modellerde duvarın üstünde yatay hatıl yer almaktadır. A4_M1 modelinde düşey hatıl kullanılmamıştır. A4_M2 modelinde iki adet düşey hatıl pencere boşluğunun her iki kenarında yer almaktadır. A4_M3 modelinde iki adet düşey hatıl sadece duvarın her iki kenarında yer almaktadır. A4_M4 modelinde ise dört adet düşey hatıl kullanılmış, bunlardan ikisi duvar kenarlarına diğer ikisi ise pencere kenarlarına yerleştirilmiştir. Tüm modellerin taban kotunda yer alan tüm düğüm noktaları x ve y doğrultularındaki deplasman serbestlikleri ile tavan kotunda yer alan tüm düğüm noktalarının y doğrultusundaki deplasman serbestlikleri tutulmuştur. Yükleme olarak modellerin tavan kotunda yer alan tüm düğüm noktaları $+x$ yönünde deplasman yaptırılmıştır.

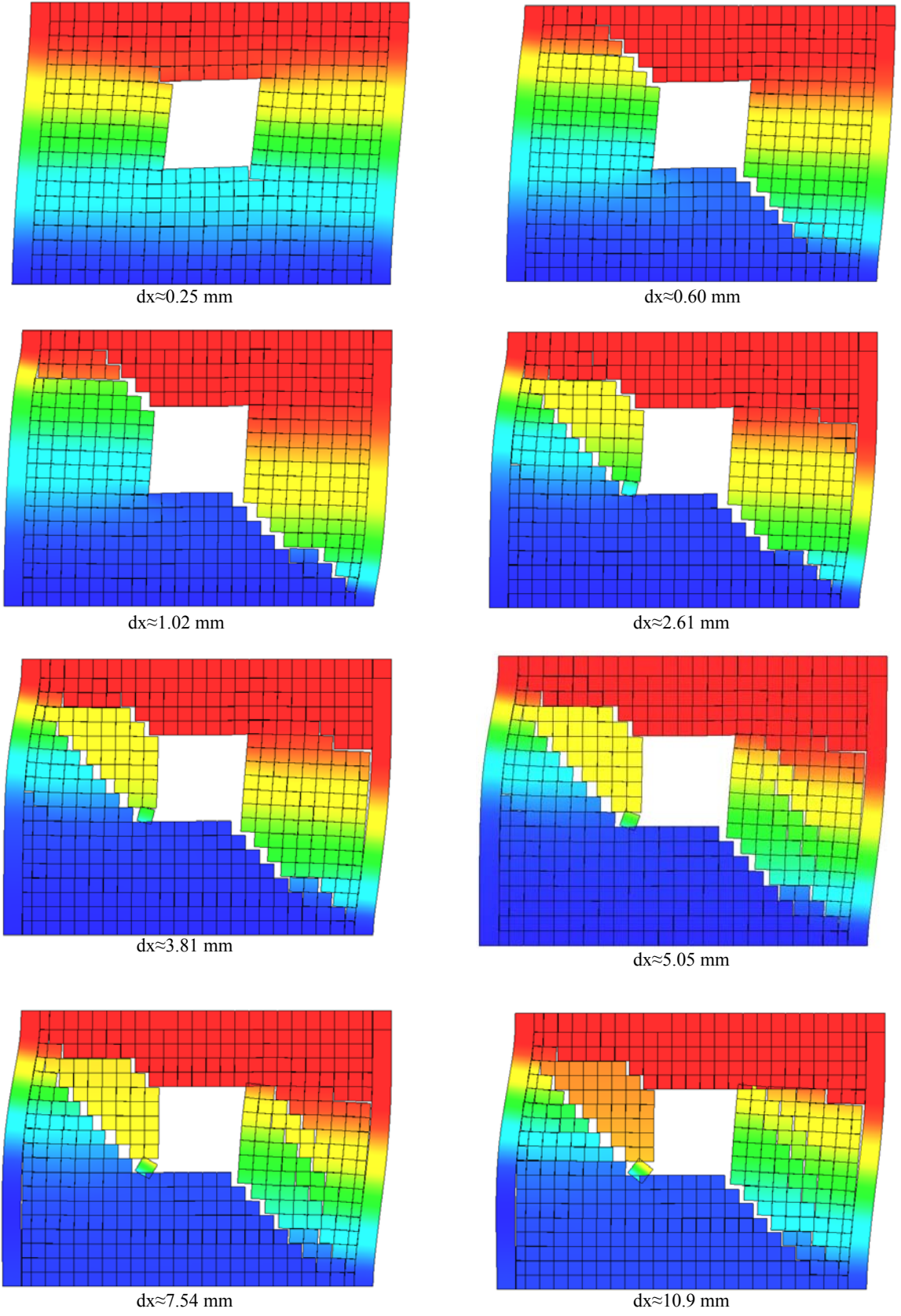
Modellerde kullanılan malzemelerin elastik ve elastik ötesi özellikleri daha önceki çalışmada kullanılan malzeme özellikleriyle aynı olup Tablo 2.21 ve Tablo 2.22 de verilmektedir. Deplasman tabanlı doğrusal olmayan analizler sonucunda tüm modellerde düşey hatılların varlığına ve konumlarına göre değişik çapta ve farklı düzenlerde çatlaklar meydana gelmiştir. Analizler esnasında farklı adımlardan elde edilen ekran görüntüleri, modellerdeki çatlakların gelişimlerini açık olarak göstermektedir.



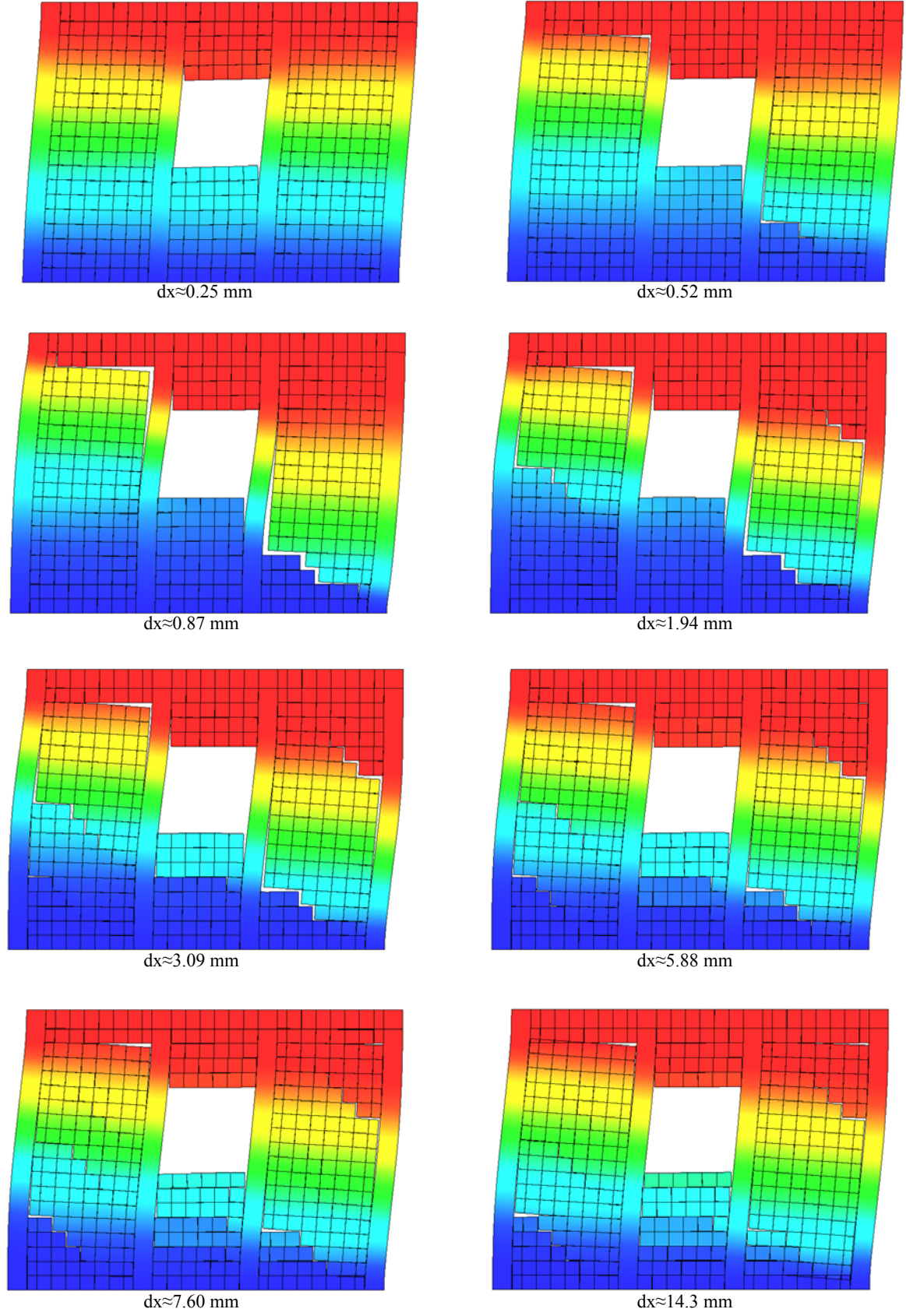
Şekil 2.29. A4_M1'e ait çatlak gelişimleri (DIANA programı ekran görüntüsü)



Şekil 2.30. A4_M2'ye ait çatlak gelişimleri (DIANA programı ekran görüntüsü)

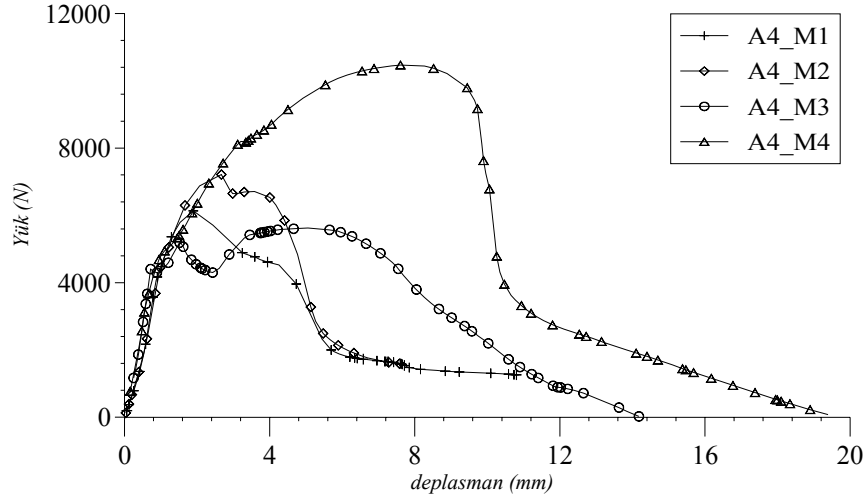


Şekil 2.31. A4_M3'e ait çatlak gelişimleri (DIANA programı ekran görüntüsü)



Şekil 2.32. A4_M4'e ait çatlak gelişimleri (DIANA programı ekran görüntüsü)

Doğrusal olmayan analizleri gerçekleştirilen modellere ait yük-deplasman grafiği ile yapısal analizlerden elde edilen sonuçlar aşağıdaki Şekil 2.33 ve Tablo 2.24 de verilmektedir.



Şekil 2.33. Modellere ait yük-deplasman eğrileri

Tablo 2.24. Modellere ait yapısal analiz sonuçları

	Maks. yük(N)	Maks. yüke karşılık gelen deplasman (mm)	Maks. Deplasman (mm)
A4_M1	6133	1,89	10,80
A4_M2	7213	2,66	7,580
A4_M3	5624	5,06	14,18
A4_M4	10471	7,60	19,39

A4_M1'e ait çatlak gelişimi görüntülerinde (Şekil 2.29), çatlakların ayrılma arayüzeylerinde meydana geldiği görülmektedir. Yığma duvarlarda meydana gelen tipik diyagonal çatlaklarda olduğu gibi, bu modelde de meydana gelen çatlaklar pencere boşluğunun her iki köşesinden başlayarak duvarın solda üst ve sağda ise alt tarafına doğru ilerlemektedir. Maksimum yük adımıında meydana gelen en az yer değiştirme miktarı bu modelden elde edilmiştir. Bu veri A4_M1 in diğer modellere göre daha gevrek olduğunun bir göstergesidir.

Pencere boşluklarının her iki yanında düşey hatlıların bulunduğu A4_M2'ye ait çatlak gelişimi Şekil 2.30 da verilmektedir. Buna göre A4_M2 deki çatlaklar öncelikle sol alt ve sağ üstteki ilk sıra tuğlaların yatay olarak çatlamaıyla mekanizma başlamakta, daha sonra pencere köşelerine yakın kısımlardan diyagonal çatlaklar oluştuğu görülmektedir. Pencere

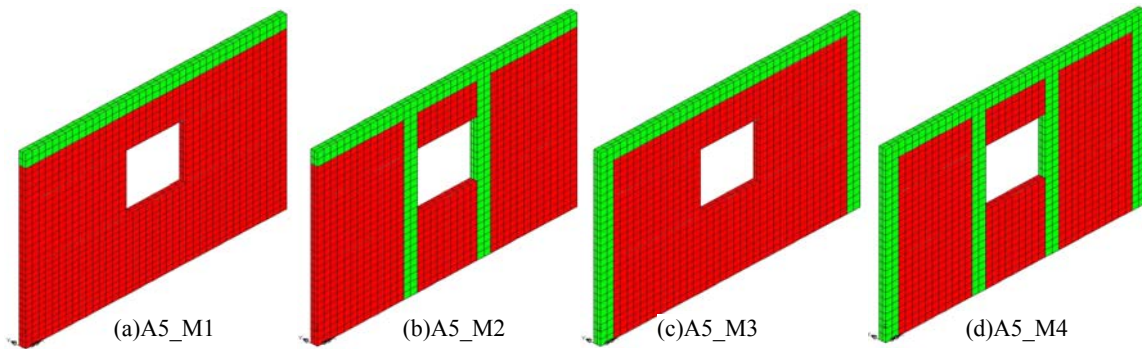
boşluğunun altında yer alan üç sıra tuğla düşey hatılların da etkisiyle blok halinde kaymaya zorlanmaktadır. Bu model yaklaşık olarak 7200N luk bir yük karşısında 2,66mm yatay yer değiştirme yapmasına karşın 7,58 mm maksimum yatay yer değiştirme yaparak diğer modellere göre sünekliği en az olan model olduğu görülmektedir.

Düşey hatılların sadece duvarın kenarlarına yerleştirildiği A4_M3'e ait çatlak gelişimi Şekil 2.31 de verilmektedir. Pencere kenarlarında düşey hatılın mevcut olmamasından dolayı diyagonal çatlaklar bu bölgelerden başlamaktadır. Fakat duvar kenarlarına gelindiğinde A4_M1 den farklı olarak düşey ve yatay hatılların ayrılmamasından dolayı duvarın üst köşeleri de birbirinden ayrılmamaktadır. Model, diğer modellere göre en az yük taşıma kapasitesine sahiptir. Buna karşın sünekliği A4_M1 ve A4_M2 ye göre daha fazladır.

A4_M4 e ait çatlak gelişimi yukarıdaki Şekil 2.32 te verilmektedir. Bu modelde diyagonal çatlaklar, duvara yayılı halde ve yer yer tuğlaların bloklar halinde hareket etmelerinden dolayı meydana gelmektedir. Analizleri yapılan modeller arasında taşıma kapasitesi ve sünekliği en yüksek olan modeldir.

2.7. Düşey Hatılların Duvarın Düzlem Dışı Davranışına Etkisi

Yığma duvarların düzlem dışı davranışlarında düşey hatılların etkilerinin incelenmesi amacıyla seçilen dört adet üç boyutlu yığma duvar modellerinde detaylı mikro modelleme tekniği kullanılmıştır. Modellerdeki yığma tuğlalar $290 \times 140 \times 100 \text{ mm}^3$ boyularında olup harç tabakasının kalınlığı 10 mm olarak modellenmiştir. Yığma duvar modelleri $3900 \times 2900 \times 100 \text{ mm}^3$ boyutlarındadır ve yatayda simetri merkezine $900 \times 900 \text{ mm}^2$ 'lik pencere boşluğu bırakılmıştır. LUSAS yapısal analiz programında elde edilen sonlu elemanlar modelleri aşağıda verilmektedir (Şekil 2.34).

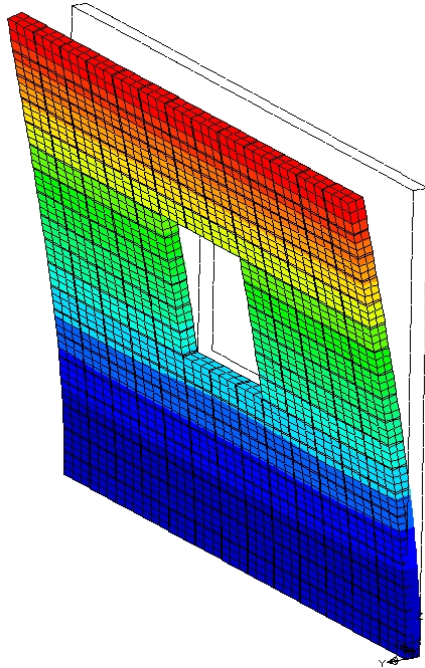


Şekil 2.34. Düşey hatılların duvarın düzlem dışı davranışına etkisini belirlemek amacıyla LUSAS programında oluşturulan modeller

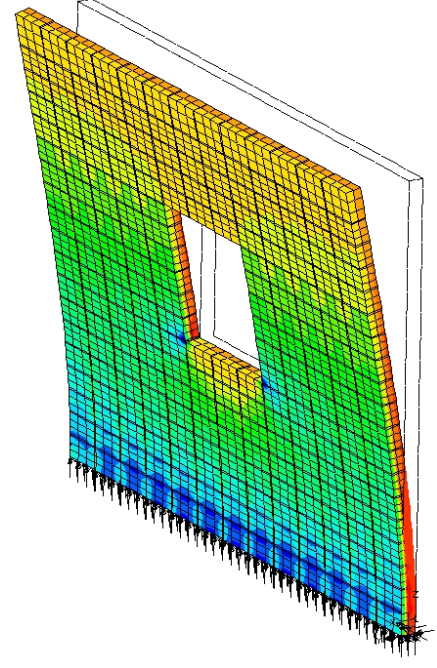
Oluşturulan modeller, düşey hatılların duvarın düzlem içi davranışına etkisini belirlemek amacıyla yapılan çalışmada (Bölüm-2.6) kullanılan modellerin geometrik özellikleriyle aynıdır. Bu çalışmadaki farklar; 1) Yapısal modeller LUSAS yapısal analiz programında oluşturulmuştur, 2) Detaylı Mikro modelleme tekniği kullanılmıştır, 3) Modeller üç boyutludur, 4) Elastik ötesi davranışı temsil etmek için Drucker-Prager kriteri kullanılmıştır.

Tüm yatay ve düşey hatılların plandaki genişlikleri yönetmelikte verilen minimum koşula göre 200mm olarak dikkate alınmaktadır. Buna göre; A5_M1 modelinde duvarın üstünde sadece yatay hatıl bulunmaktadır. A5_M2 modelinde yatay hatılla birlikte pencere kenarlarında iki adet düşey hatıl modellenmiştir. A5_M3 modelinde düşey hatıllar sadece duvar kenarlarına yerleştirilmektedir. A5_M4 modelinde ise dört adet düşey hatıldan ikisi duvar kenarlarına, diğer ikisi ise pencere kenarlarına konulmaktadır. Modellemelerde yığma birimlerin Elastisite Modülü 17500 MPa, poisson oranı 0,2 olmakla beraber, tüm hatıllar için atanan Elastisite Modülü 28000MPa, poisson oranı ise 0,2'dir. Harç için Elastisite Modüsü 2000 MPa, poisson oranı ise 0,2 alınmıştır. Elastik ötesi davranışı temsil etmek için modellerde Drucker-Prager kriteri kullanılmıştır. Buna göre tüm yapıda içsel sürtünme açısı 33° , kohezyon ise 3 alınmıştır.

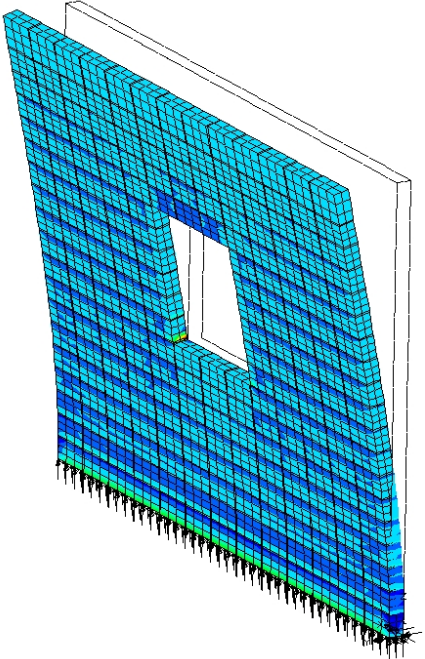
Yapısal analizlerdeki yüklemelerde hata yapılmaması açısından yatay hatılın herhangi bir noktasına yatayda tekil bir kuvvet etkitilmektedir. Bununla birlikte tekil kuvvetin meydana getireceği olumsuz sonuçları önlemek amacıyla ise yatay hatılın üstünde yer alan tüm düğüm noktalarının y yönündeki deplasmanlarını eşitlemek suretiyle çözüme gidilmektedir. Dört adet yığma duvar modelinin düzlem dışı davranışını irdelemek amacıyla yapılan analizler sonucunda, duvar modellerinde gözlenen yer değiştirme, gerilme, elastik ve plastik şekil değiştirme renklendirmeleri aşağıda verilmektedir (bkz. Şekil 2.35, Şekil 2.36, Şekil 2.37, Şekil 2.38).



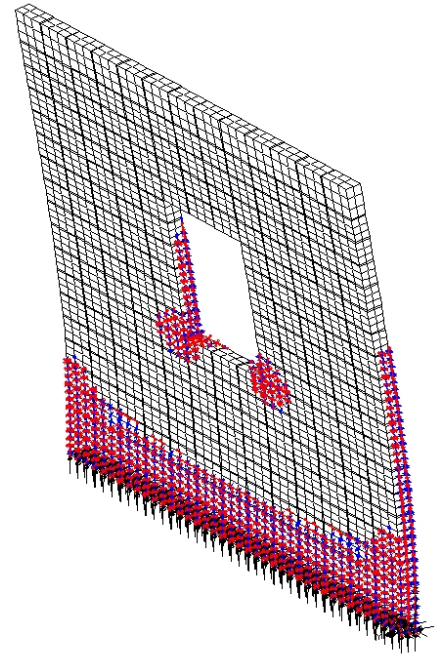
(a) Deplasman renklendirmesi



(b) z doğrultusundaki gerilmeler

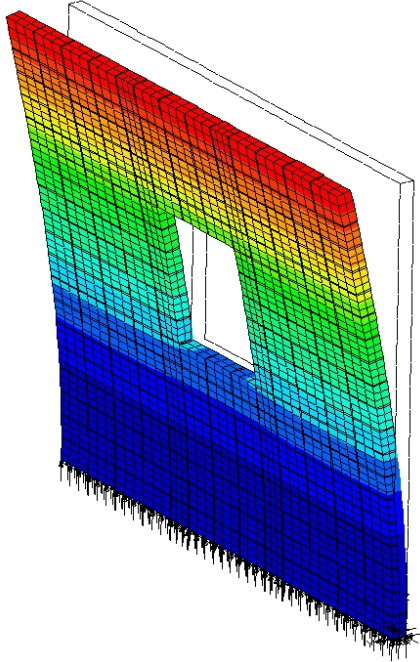


(c) YZ düzlemindeki şekil değiştirmeler

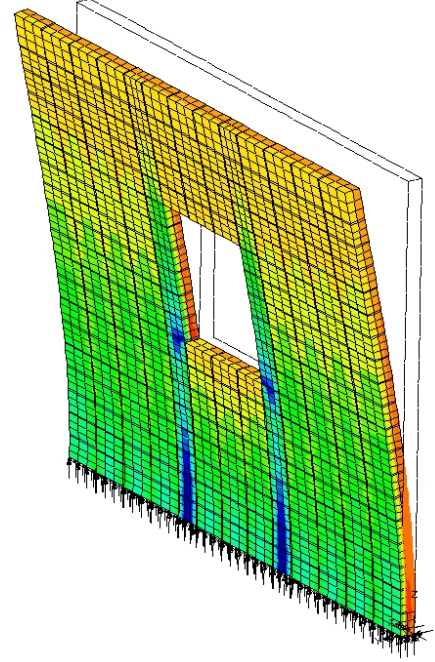


(d) Plastik şekil değiştirmeler

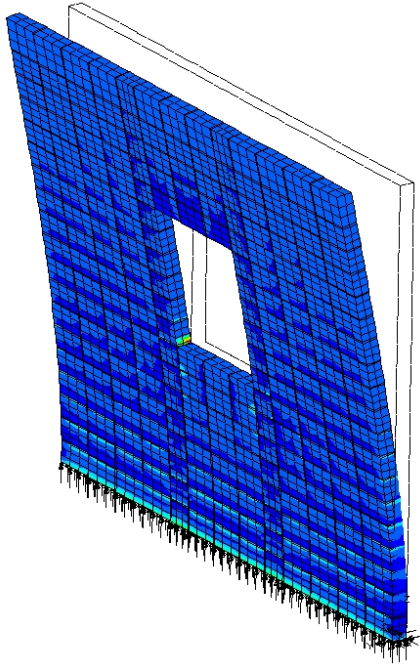
Şekil 2.35. A5_M1 modeline ait yapısal analiz sonucunda meydana gelen deplasman, gerilme ve şekil değiştirme renklendirmeleri



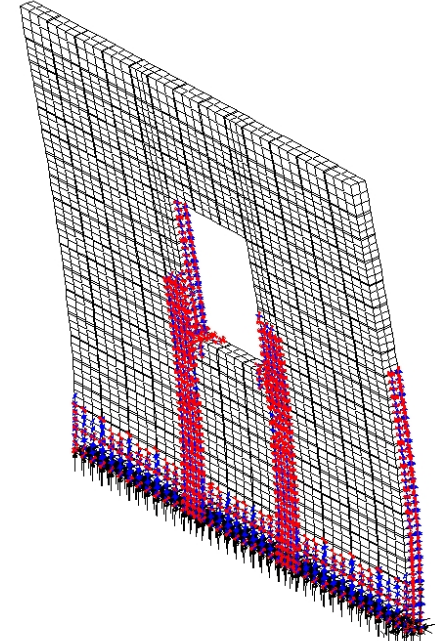
(a) Deplasman renklendirmesi



(b) z doğrultusundaki gerilmeler

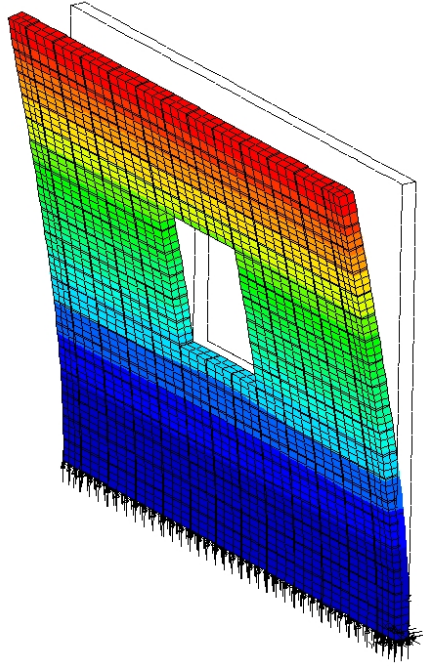


(c) YZ düzlemindeki şekil değıştirmeler

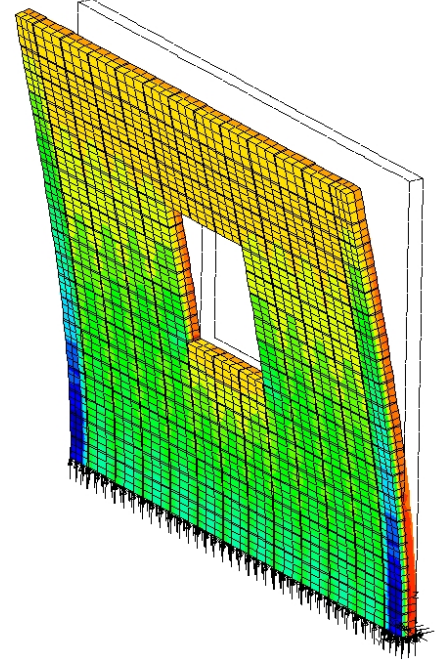


(d) Plastik şekil değıştirmeler

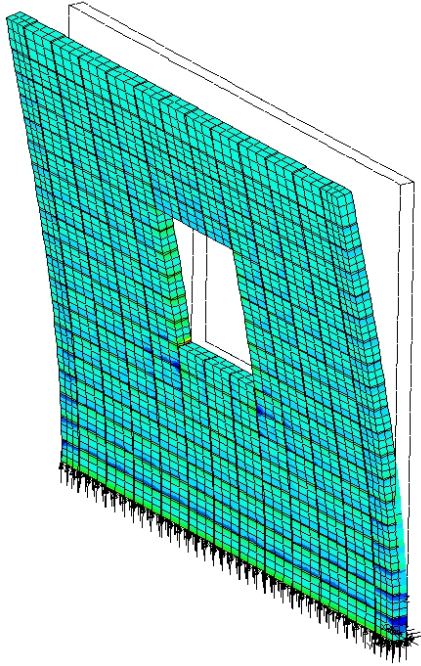
Şekil 2.36. A5_M2 modeline ait yapısal analiz sonucunda meydana gelen deplasman, gerilme ve şekil değıştirme renklendirmeleri



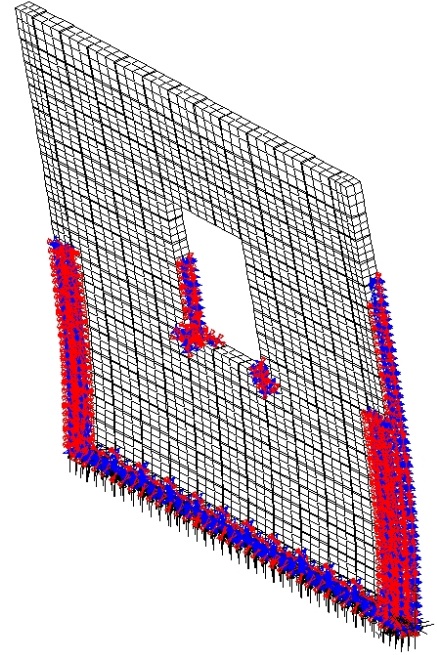
(a) Deplasman renklendirmesi



(b) z doğrultusundaki gerilmeler

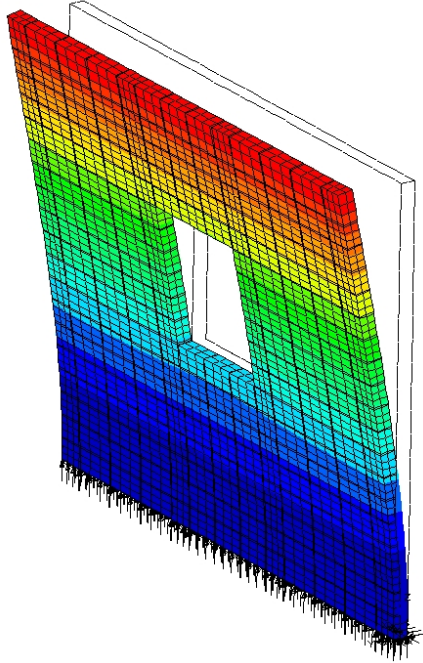


(c) YZ düzlemindeki şekil değıştirmeler

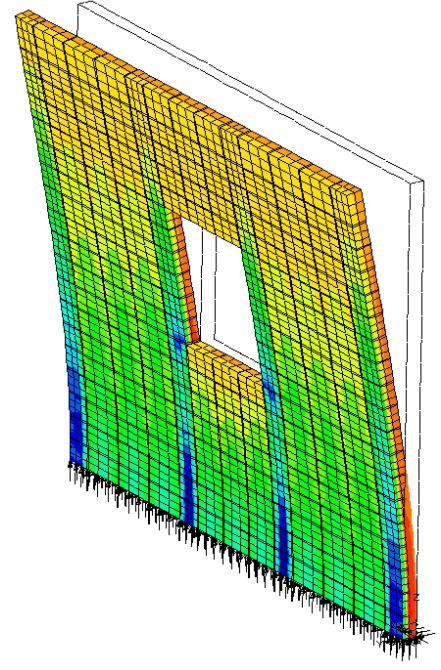


(d) Plastik şekil değıştirmeler

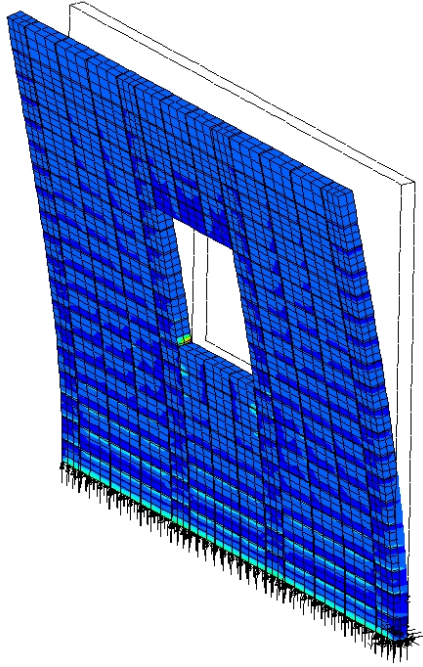
Şekil 2.37. A5_M3 modeline ait yapısal analiz sonucunda meydana gelen deplasman, gerilme ve şekil değıştirme renklendirmeleri



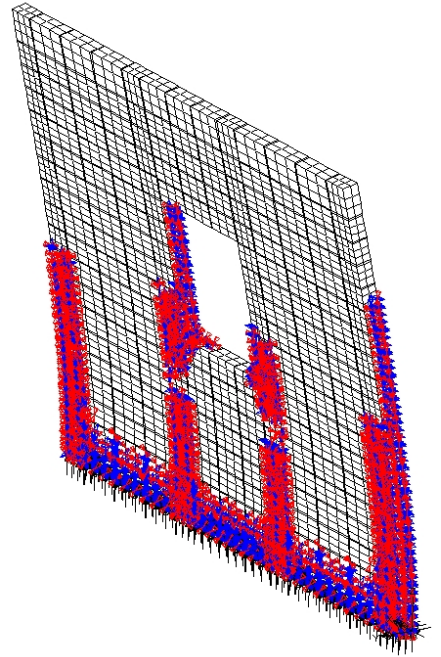
(a) Deplasman renklendirmesi



(b) z doğrultusundaki gerilmeler



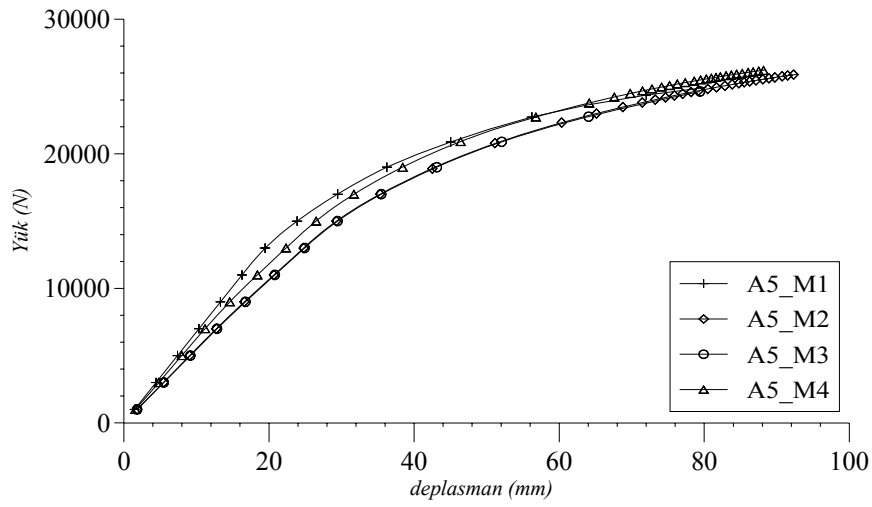
(c) YZ düzlemindeki şekil değiştirmeler



(d) Plastik şekil değiştirmeler

Şekil 2.38. A5_M4 modeline ait yapısal analiz sonucunda meydana gelen deplasman, gerilme ve şekil değiştirme renklendirmeleri

Yapısal analizleri yapılan tüm modellerde deforme olmuş şekil hemen hemen birbirinin aynısıdır. z yönündeki gerilme renklendirmelerine bakıldığında modellerdeki çekme-basınç bölgeleri açıkça görülebilmektedir. Buna göre düşey hatılların olmadığı A5_M1’de basınç gerilmeleri eğilme tarafında yayılı halde bulunmaktadır. Diğer modellerde ise çekme-basınç gerilmelerinin düşey hatıllarda yoğunlaştığı görülmektedir. Bu durum neticesinde zorlamalar özellikle düşey hatıllar üzerinde oluşmaktadır. Aşağıda, duvarlara ait yapısal analizler neticesinde elde edilen yük- yer değiştirme eğrileri toplu halde verilmektedir (Şekil 2.39).



Şekil 2.39. A5 modellerine ait yük-yer değiştirme eğrileri

Yukarıdaki grafiğe göre yığma duvar modelleri düzlem dışı etkiye maruz kaldığında yük-yer değiştirme ilişkileri birbirine oldukça yakın çıkmaktadır. Modellerin tamamı birbirine yakın değerlerde elastik ötesi davranışa geçmektedirler.

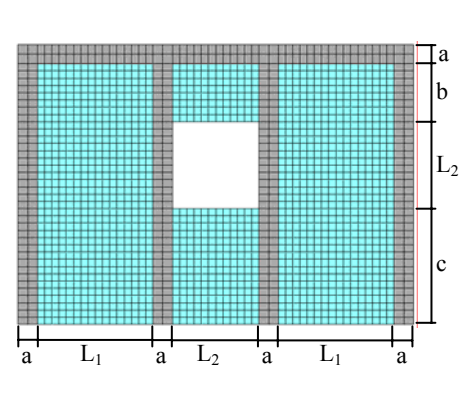
2.8. Dolu Gövdeli Yığma Duvar Uzunluğunun Taşıma Kapasitesine Etkisi

Kapı/pencere boşluklarının duvar köşesine olan mesafelerindeki değişimin duvarın genel davranışına etkisinin incelendiği bu çalışmada doğrusal olmayan elastik ötesi analizler 6 adet farklı uzunluktaki duvar örnekleri üzerinde gerçekleştirilmiştir. Bilindiği üzere Türk Deprem Yönetmeliğinde (2007) yapı köşesi ile ilk boşluk arasındaki mesafe 1.ve 2.deprem bölgelerinde en az 1m, 3.ve 4.deprem bölgelerinde ise en az 1,5m olması istenmektedir.

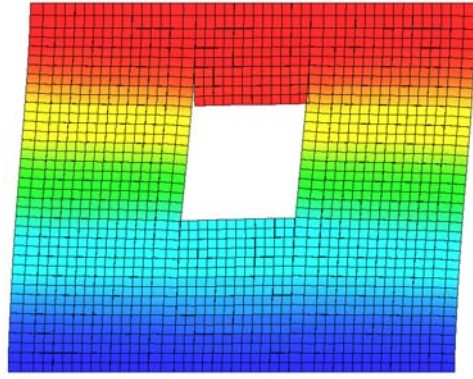
Duvar modelleri düşeyde 18 sıra 300x150x100 (mm³) boyutlarında tuğlalardan meydana gelmektedir. Yatay simetri merkezinde yer alan pencere boşluğu 900x900 (mm²) boyutundadır. Oluşturulan tüm modeller sarılmış yığma duvar özelliğinde olup pencere ve duvarların sağ ve sol kenarları düşey hatıllar, duvarın üstü ise yatay bir hatılla donatılmaktadır. Oluşturulan modellerin geometrik özellikleri aşağıda verilmektedir.

Tablo 2.25. A6 modellerine ait geometrik özellikler

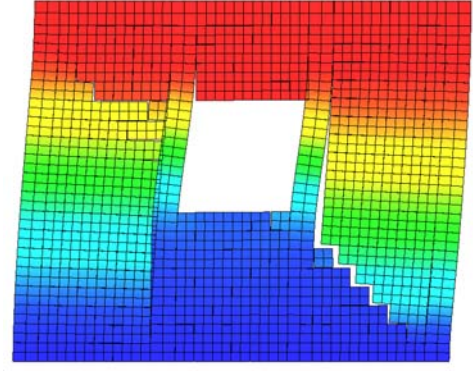
Model adı	L ₁ (mm)	L ₂ (mm)	a (mm)	b (mm)	c (mm)
A6_M900	900	900	200	600	1200
A6_M1200	1200				
A6_M1500	1500				
A6_M1800	1800				
A6_M2100	2100				
A6_M2400	2400				



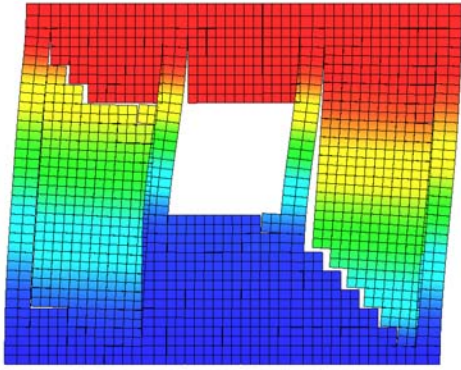
Modeller DIANA (2008) sonlu elemanlar analiz programında modellenmiş ve analizleri gerçekleştirilmiştir. A4 analizlerinde olduğu gibi burada yapılan analizlerde de basitleştirilmiş mikro modelleme stratejisi kullanılmıştır. Ayrıca modellerdeki örgü biçimi şaşırtmalı örgü olduğundan dolayı yığma birimlerin ortası düşey olarak potansiyel çatlak yüzeyleri oluşturacağı için söz konusu bölgelerde çatlak arayüzeyleri oluşturulmuştur. Tüm modellerin taban kotunda yer alan tüm düğüm noktaları x ve y yönlerindeki deplasman serbestlikleri ile tavan kotunda yer alan tüm düğüm noktalarının y yönündeki deplasman serbestlikleri tutulmuştur. Yükleme olarak modellerin tavan kotunda yer alan tüm düğüm noktaları $+x$ yönünde deplasman yaptırılmıştır. Modellerde kullanılan malzemelerin elastik ve elastik ötesi özellikleri A4 modellerinde kullanılanlar ile aynıdır. Bu sebeple dikkate alınan malzeme özellikleri Tablo 2.21 ve Tablo 2.22 den edinilebilir. Yığma duvar modellerinin düzlem içi yatay etkiler altındaki davranışlarının incelendiği bu çalışmada deplasman tabanlı doğrusal olmayan analizler gerçekleştirilmiştir. Yatay hatılın üst düğüm noktalarına $+x$ yönünde yatay deplasman uygulanarak modellerde meydana gelen çatlaklar gözlemlenmiş, analizlerin farklı adımlarında modellerin durumları ekran görüntüleri olarak kaydedilmiştir. (Şekil 2.40'dan , Şekil 2.45'e)



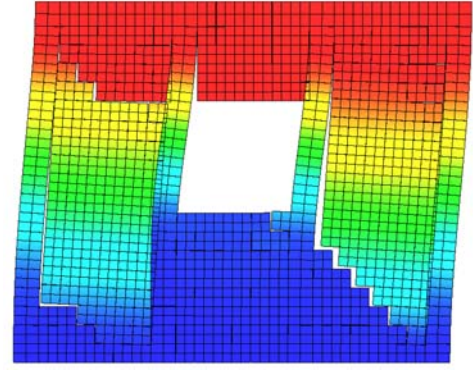
$dx \approx 0,25\text{mm}$



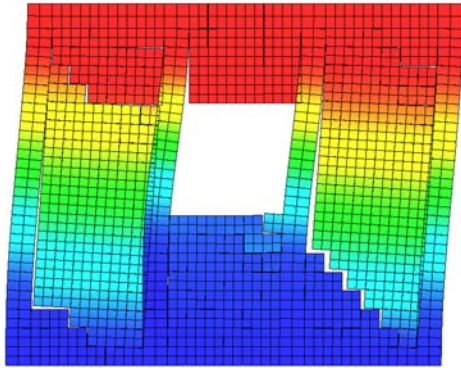
$dx \approx 0,69\text{mm}$



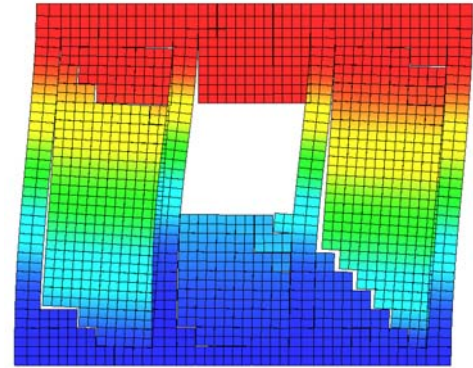
$dx \approx 1,82\text{mm}$



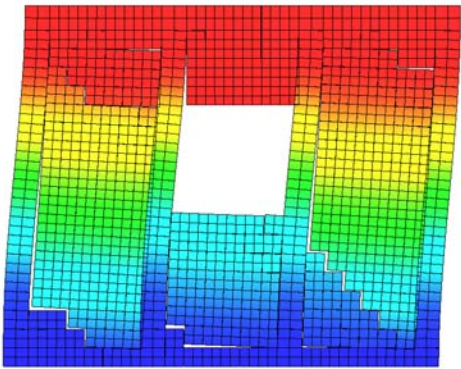
$dx \approx 2,85\text{mm}$



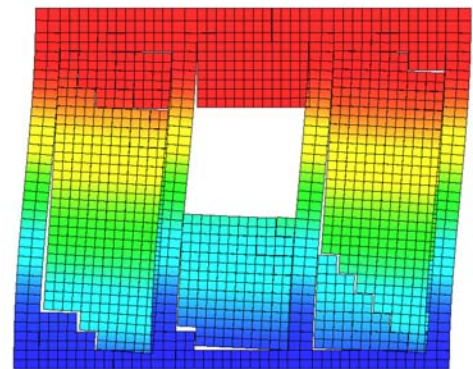
$dx \approx 3,75\text{mm}$



$dx \approx 4,24\text{ mm}$

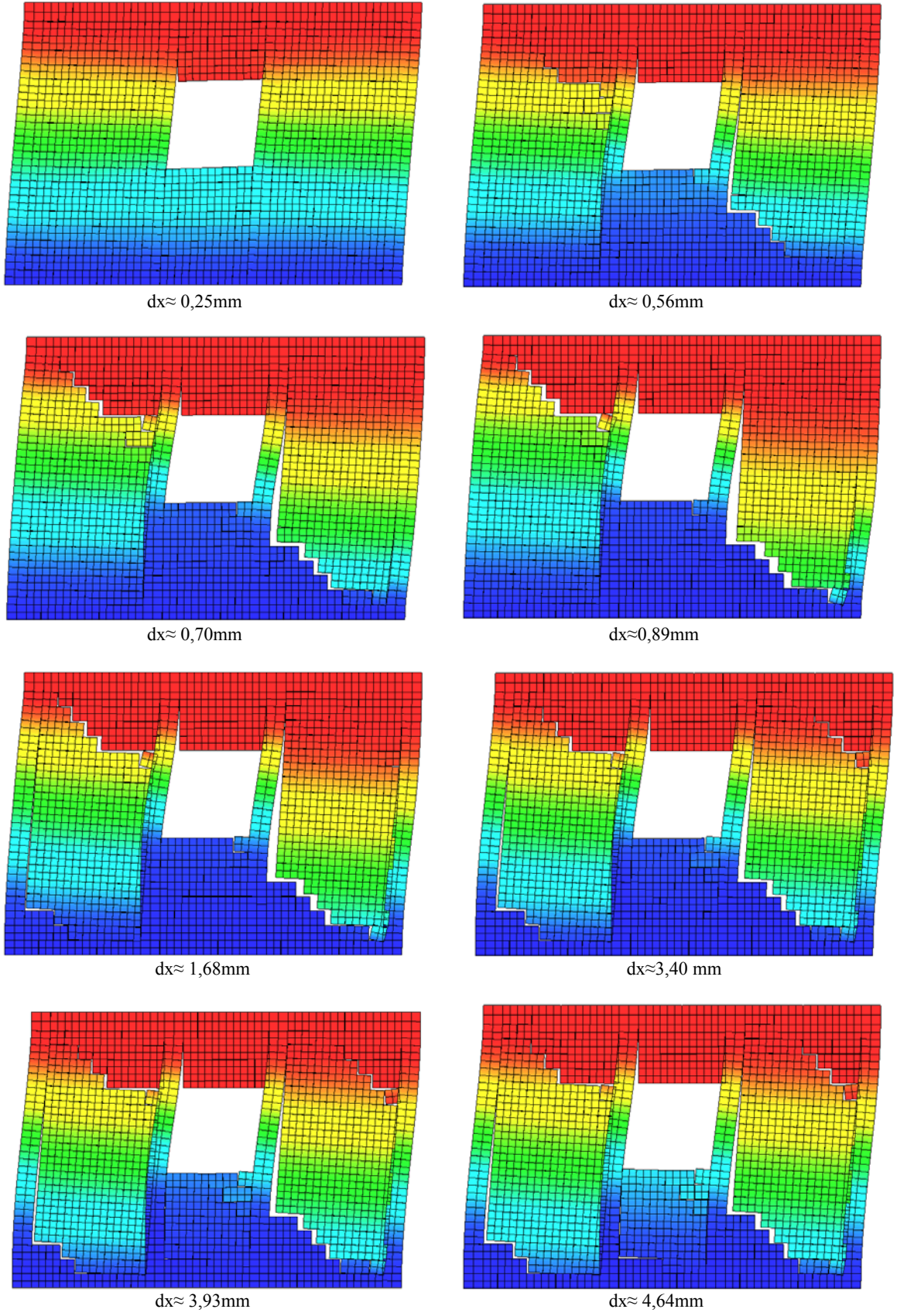


$dx \approx 6,64\text{mm}$

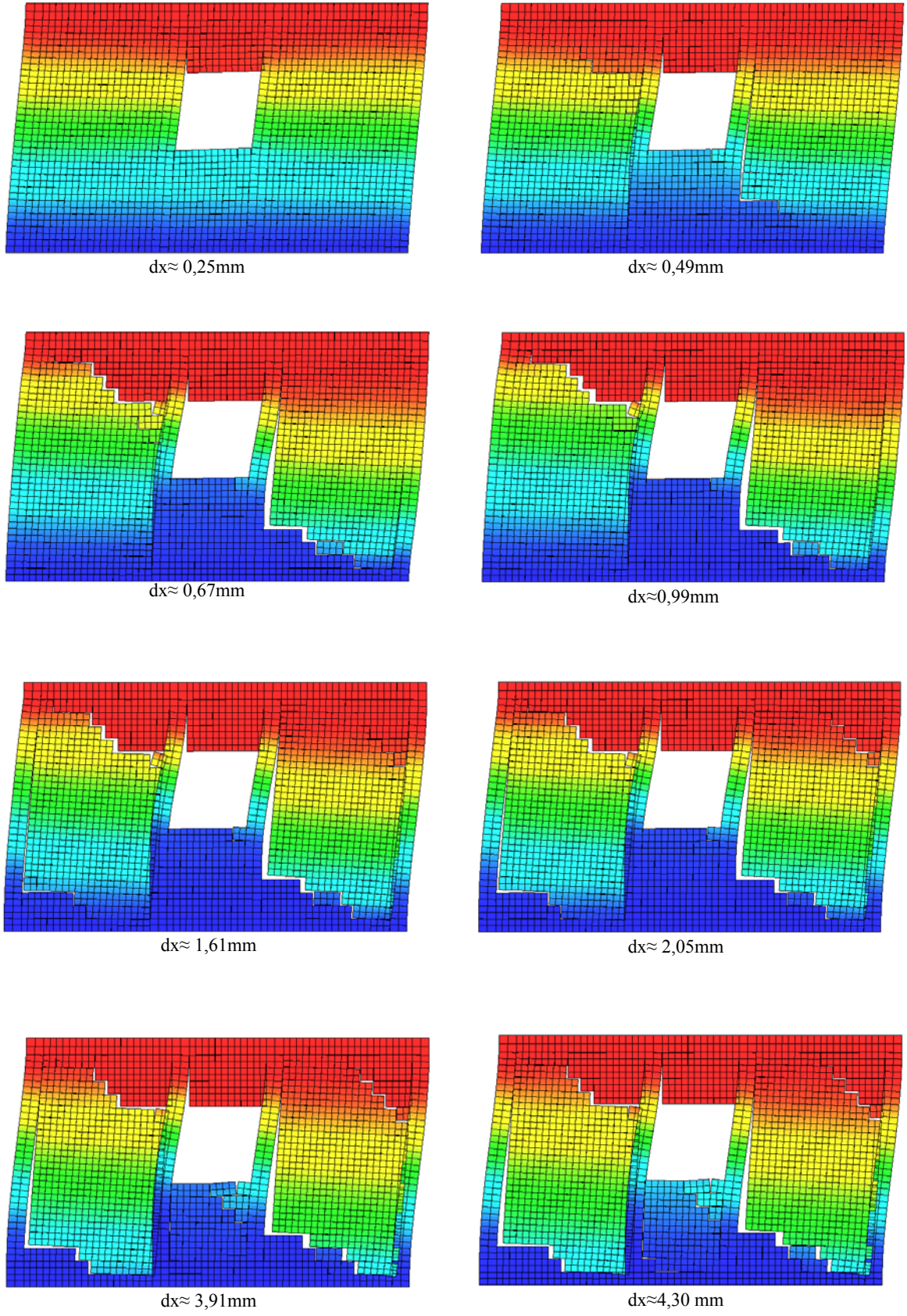


$dx \approx 8,86\text{mm}$

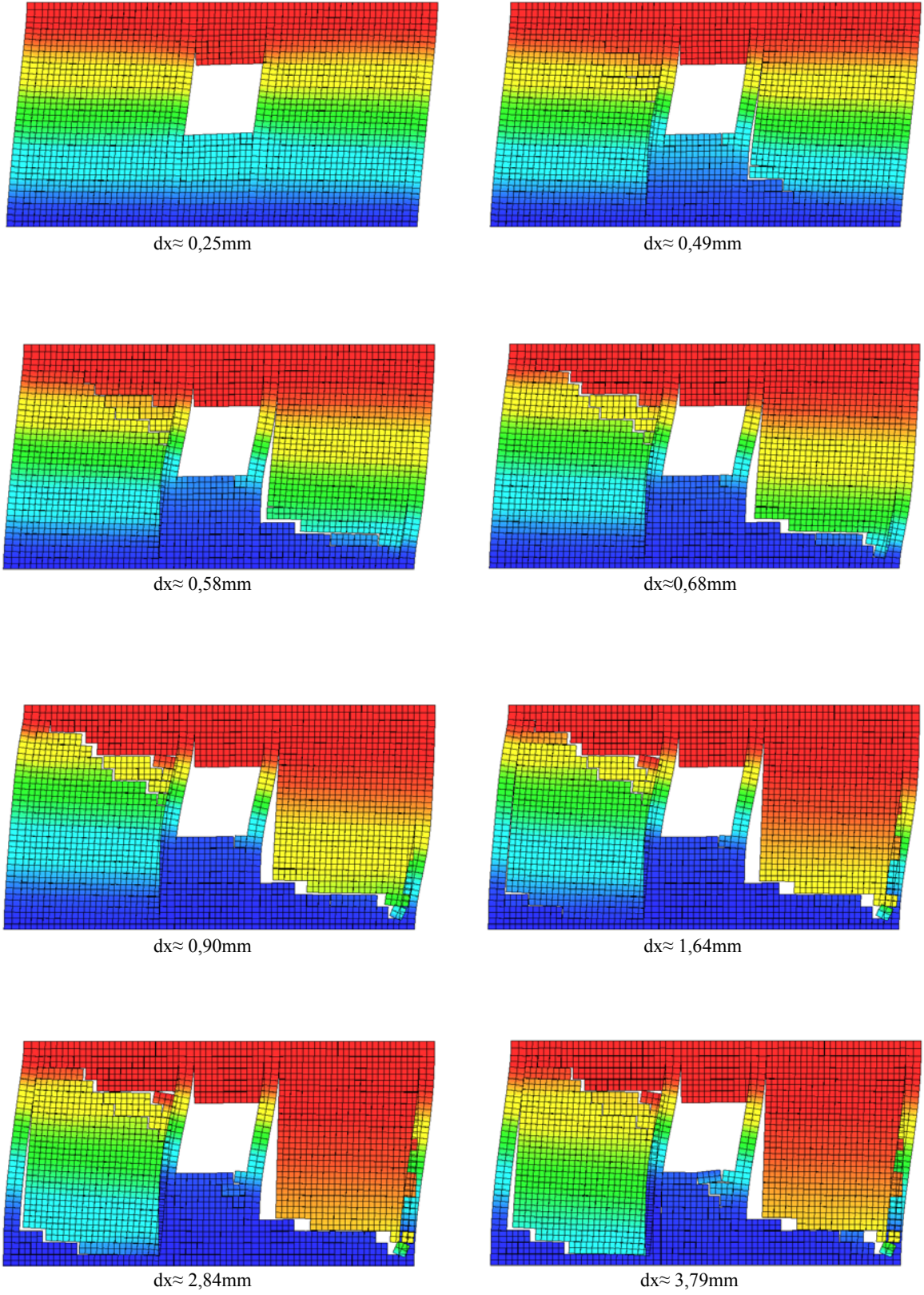
Şekil 2.40. A6_M900'e ait çatlak gelişimleri (DIANA programı ekran görüntüleri)



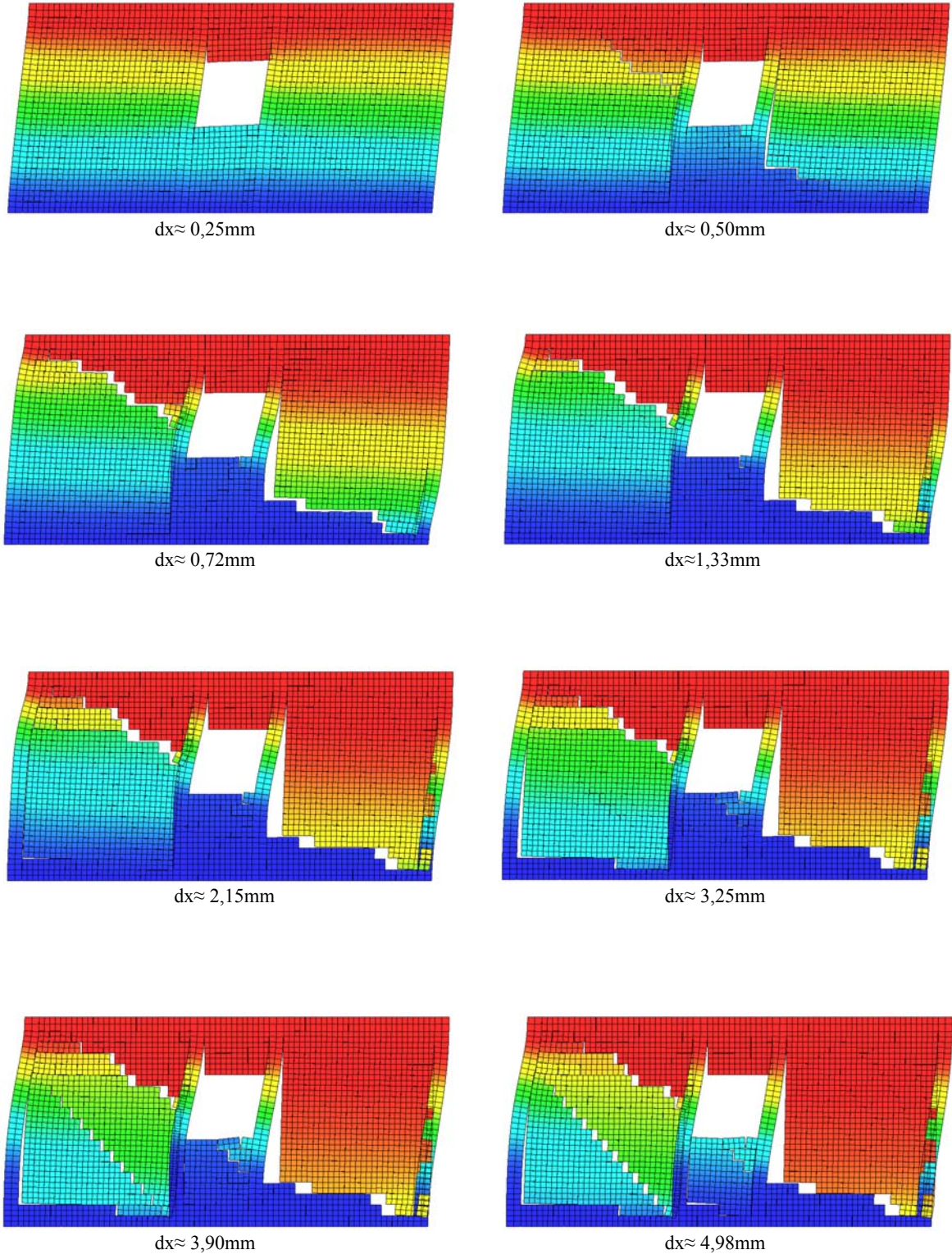
Şekil 2.41. A6_M1200'e ait çatlak gelişimleri (DIANA programı ekran görüntüleri)



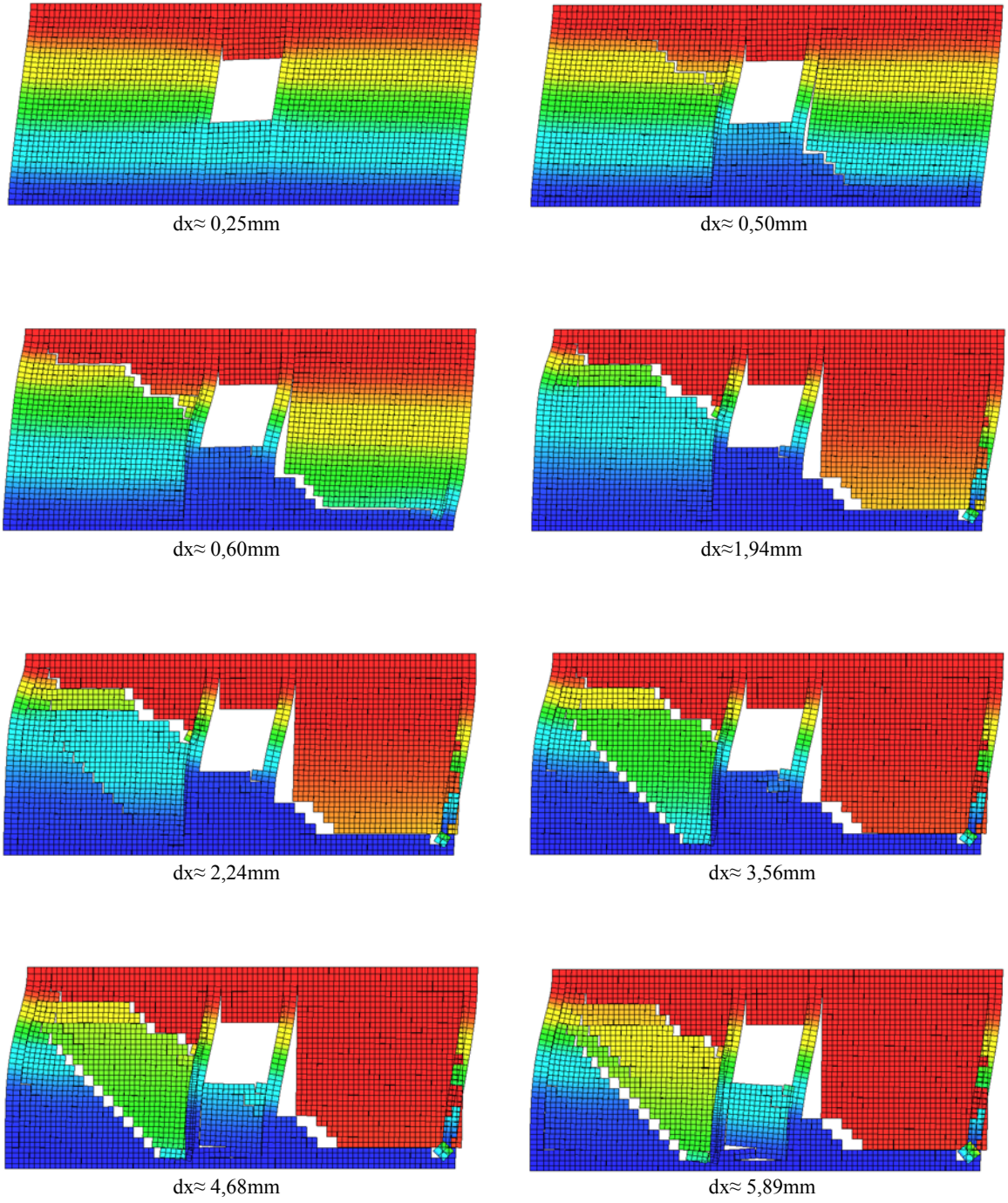
Şekil 2.42. A6_M1500'e ait çatlak gelişimleri (DIANA programı ekran görüntüleri)



Şekil 2.43. A6_M1800'e ait çatlak gelişimleri (DIANA programı ekran görüntüleri)



Şekil 2.44. A6_M2100'e ait çatlak gelişimleri (DIANA programı ekran görüntüleri)



Şekil 2.45. A6_M2400'e ait çatlak gelişimleri (DIANA programı ekran görüntüleri)

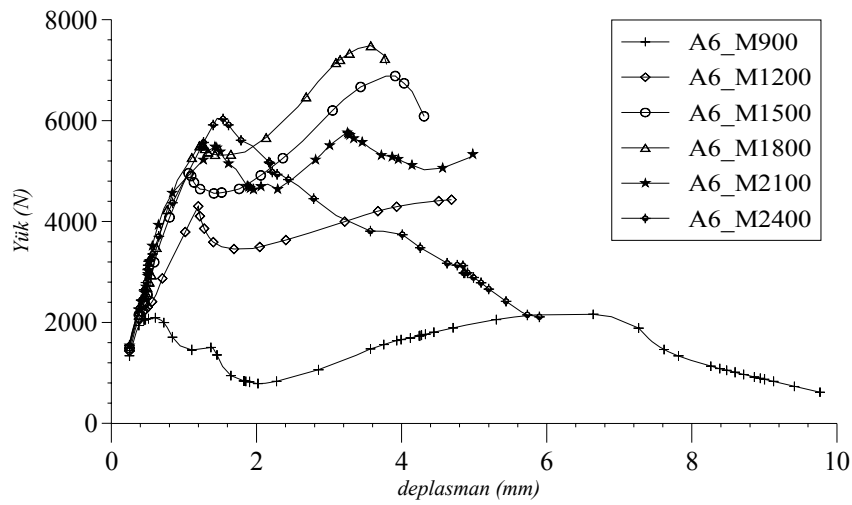
Yukarıdaki şekiller incelendiğinde başlıca aşağıdaki yargılara varılabilir;

(1) Tüm modellere ait olan ilk çatlaklar kesme çatlakları şeklinde eğik olarak meydana gelmektedir. Bu durumun ortaya çıkmasında modellerin dıştan düşey hatlarla sarılmasının önemli katkısı bulunmaktadır.

(2) Göçme anında A6_M2100 ve A6_M2400 de dolu gövdeli duvarların ortasında duvarı ikiye ayıran diyagonal çatlak gözlemlenmektedir. Diğer modellerde ise bu iki modelde görülen çatlığa eşdeğer çatlaklar, duvarın köşelerine çok yakın bir yerde meydana gelmektedir.

(3) Pencere boşluğunun her iki kenarında bulunan düşey hatıllar pencere boşluğunun alt ve üstünde yer alan tuğlaların blok halinde davranmasına neden olmaktadır.

A6 modellerine ait yük-deplasman eğrileri aşağıda toplu olarak verilmektedir (Şekil 2.46).



Şekil 2.46. A6 modellerine ait yük-deplasman eğrileri

Deprem bölgelerinde yapılacak yığma binalar için taşıyıcı duvarlardaki boşlukların boyutları ve konumu üzerine Türk deprem yönetmeliğinde (DBYBHY, 2007) detaylı bilgiler mevcuttur. Buna göre 1. ve 2. deprem bölgelerinde kapı/pencere boşluğunun duvar kenarına olan mesafesi en az 1,5m olmalıdır. Bu durum 3. ve 4. deprem bölgelerinde en az 1m olarak verilmektedir. Gerek Amerikan (ACI.530.1-88, 1988) ve gerekse Avrupa'da yürürlükte olan yönetmelikte (Eurocode.8, 2006) taşıyıcı duvarlardaki boşluklar hakkında net olarak bir sınırlandırmaya rastlanmamıştır. Taşıyıcı duvarlardaki boşluk yapılandırmasıyla ilgili sınırlandırmalar daha önce Bölüm 1'de Tablo 1.9'da karşılaştırmalı olarak verilmişti.

Yukarıda yük-deplasman eğrileri verilen modeller arasında yük taşıma kapasitesi en fazla olan model A6_M1800 dür. Yani söz konusu olan modelde dolu gövdeli duvar uzunluğu 1,8 m dir. Esnekliği diğerlerine göre çok fazla olmasına karşın performansı en düşük olan model ise 0,9 m dolu gövde uzunluğuna sahip olan A6_M900 dür. A6_M1500

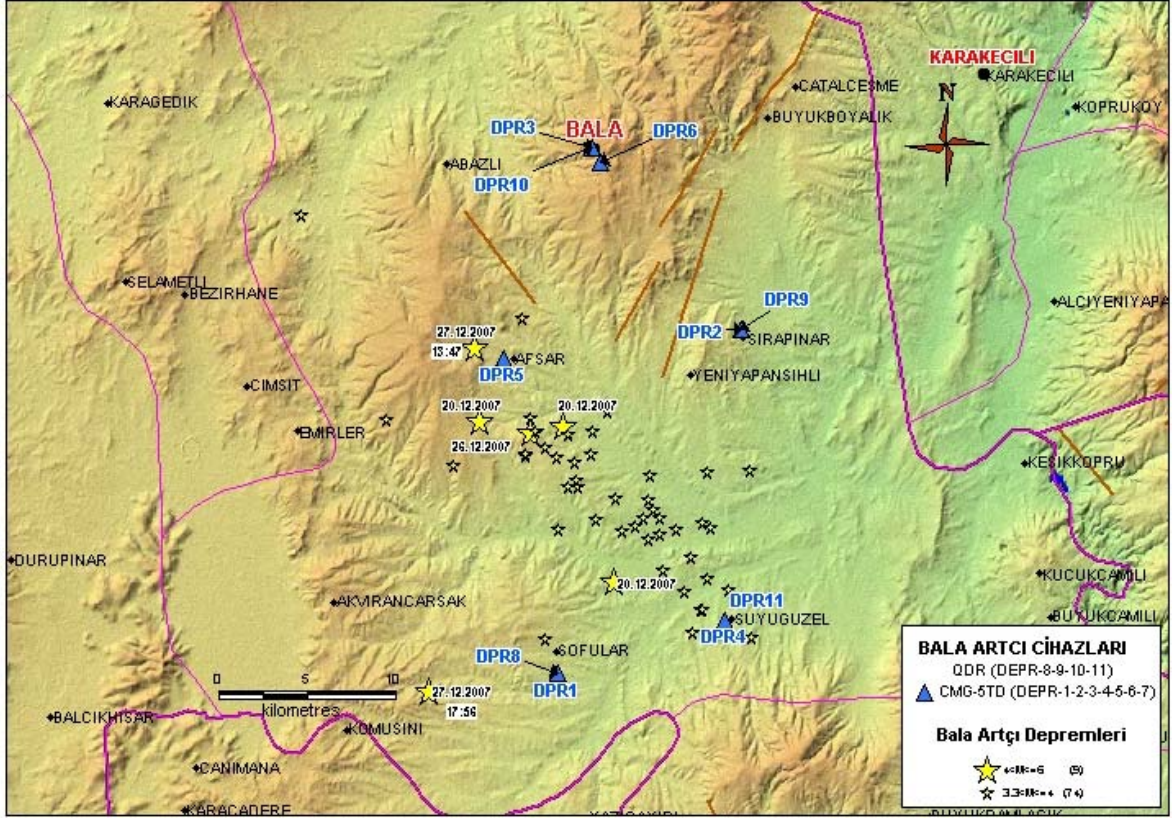
ve A6_M1800 kendilerinden daha uzun olan A6_M2100 ve A6_M2400 modellerinden daha fazla performans göstermektedir.

2.9. Balâ Depreminde Hasar Gören Bir Yığma Binanın Analizleri

Tezin bu bölümünde 20-27 Aralık 2007 tarihlerinde Ankara'nın Balâ ilçesi yakınlarında meydana gelen depremde hasar görmüş yığma bir binanın deprem hesapları ve deprem davranışı irdelenmiştir. Bu bağlamda öncelikle Balâ depreminin mühendislik özellikleri hakkında bilgiler verilmektedir. Daha sonra sözkonusu yığma binaya ilişkin olarak eşdeğer deprem yükü yöntemiyle, mod birleştirme yöntemiyle ve zaman tanım alanında hesap yöntemiyle deprem hesabı gerçekleştirilmektedir. Hasar görmüş olan bu yapının Kuzey-Güney doğrultusundaki iki cephe duvarları üzerinde doğrusal olmayan analizler gerçekleştirilmektedir.

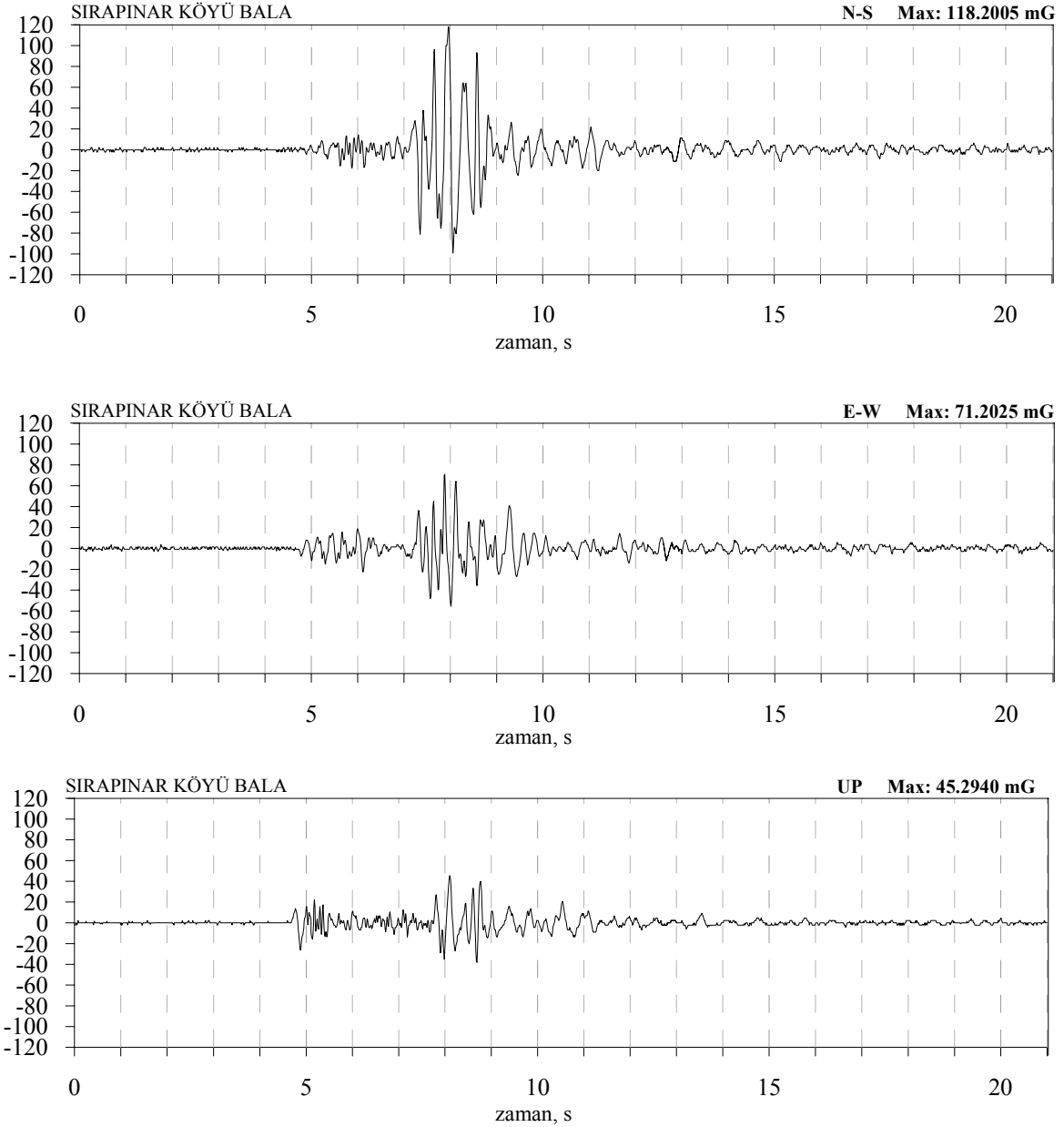
2.9.1. Balâ Depremi Hakkında Genel Bilgiler

Ankara'nın Bala ilçesi yakınlarında 20 Aralık 2007 günü Richter ölçeğine göre 5,7 ile 27 Aralık 2007 günü 5,5 büyüklüğünde iki deprem meydana gelmiştir. Orta şiddette gerçekleşen bu depremlerde Balâ ilçesinin Afşar, Sırapınar ve Yeniyapan köylerinde orta derecede hasarlar meydana gelmiştir. Bala Depremine ait Deprem Araştırma Dairesinden alınan ve üzerinde deprem büyüklükleri ile kayıt alınan mevkileri de gösteren harita Şekil 2.47 de görülmektedir.



Şekil 2.47. Bala depremi DPR9 istasyonunun gösterildiği harita (URL-1)

27 Aralık 2007 tarihinde episantra 15,5 km mesafedeki Sırapınar köyündeki istasyondan alınan kayıtlarda maksimum yer ivmesi ana şok için Kuzey-Güney doğrultusunda 118 cm/s^2 olarak kaydedilmiştir. Diğer bileşenler daha düşük seviyelerde kalmıştır. DPR9 istasyonunda kaydedilen söz konusu kayıtlar Şekil 2.48 de verilmektedir.

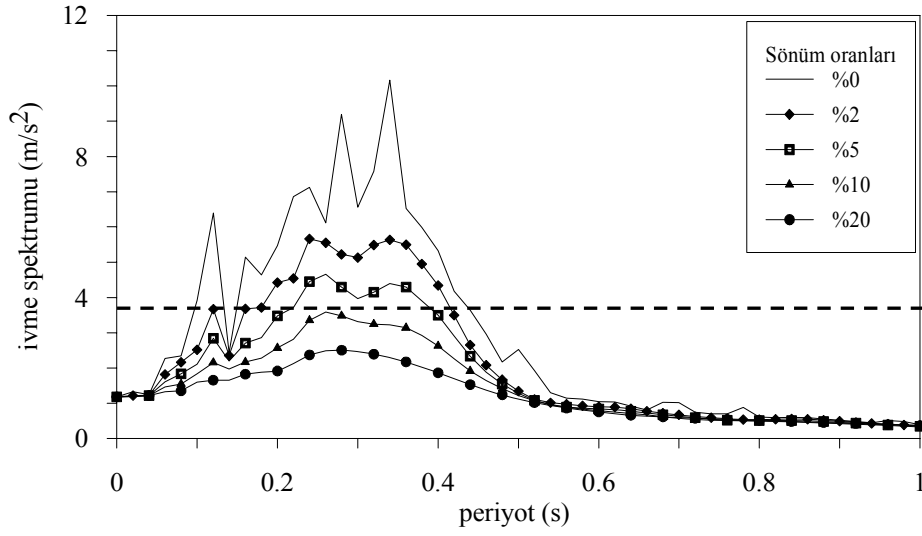


Şekil 2.48. Sırapınar DPR9 istasyonundan ana şok için alınan ivme kayıtları

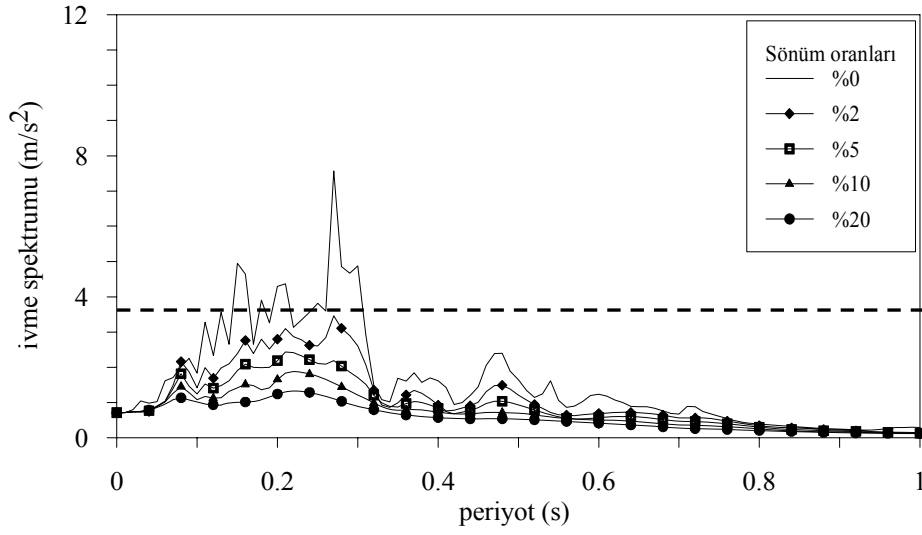
Şekil 2-48 deki deprem ivme kayıtları dikkate alınarak beş farklı sönüm oranı için belirlenen her üç doğrultudaki tepki spektrumları Şekil 2.49 da verilmektedir. Aynı şekil üzerinde Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında Yönetmeliğin öngördüğü tasarım ivme spektrumu da gösterilmektedir. Deprem yönetmeliğine göre elastik ötesi tasarım spektrumu aşağıdaki bağıntıyla belirlenmektedir:

$$S_{ie} = \frac{A_o \cdot I \cdot S(T_1)}{R_d(T_1)} g \quad (2.19)$$

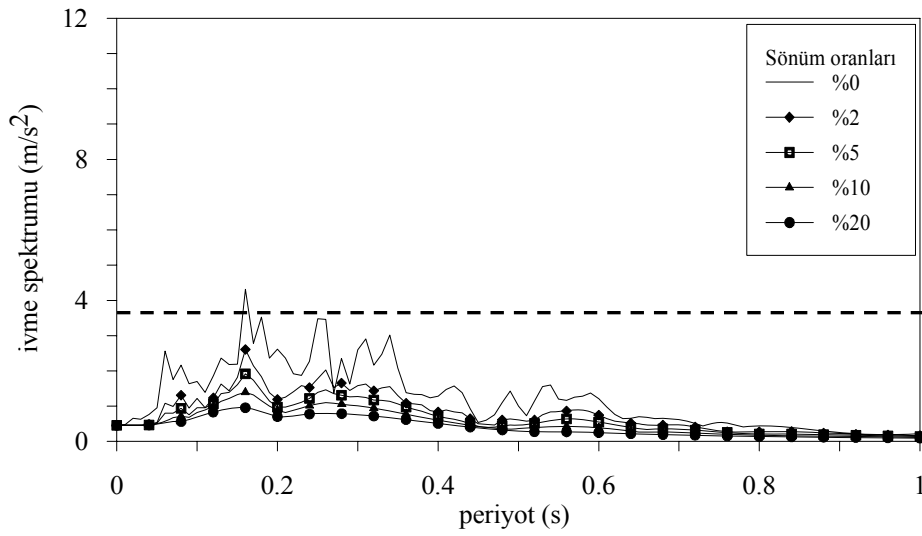
Burada A_0 deprem bölgesine göre alınan ivme katsayısını göstermektedir. Bala ilçesi 2. Derece deprem bölgesinde bulunduğundan bu değer 0,3 olmaktadır. I bina önem katsayısıdır ve yığma konut ve basit türü yapılarda 1,0 olarak alınmaktadır. $S(T_I)$ yapı periyodu ve zemin sınıfına göre belirlenen spektrum katsayısıdır. Türk deprem yönetmeliğinde bu değer yığma binalar için maksimum değer olan 2,5 olarak alınması öngörülmektedir. Bağlıdaki $R_a(T_I)$ ise yapının süneklik özelliğinden hareketle belirlenen deprem yükü azaltma katsayısıdır. Bu değer betonarme yapılarda 4-8 arasında olmakla birlikte, yönetmelikte yığma yapılar için 2,0 alınması öngörülmektedir. Bilindiği gibi g ise yerçekimi ivmesidir. Bu durumda yönetmeliğin öngördüğü spektrum ivmesi; periyoda göre değişen bir diyagram değil, belirli bir değerde ($3,67 \text{ m/s}^2$) doğrusal bir çizgi olmaktadır.



a) Kuzey-Güney doğrultusu



b) Doğu-Batı doğrultusu

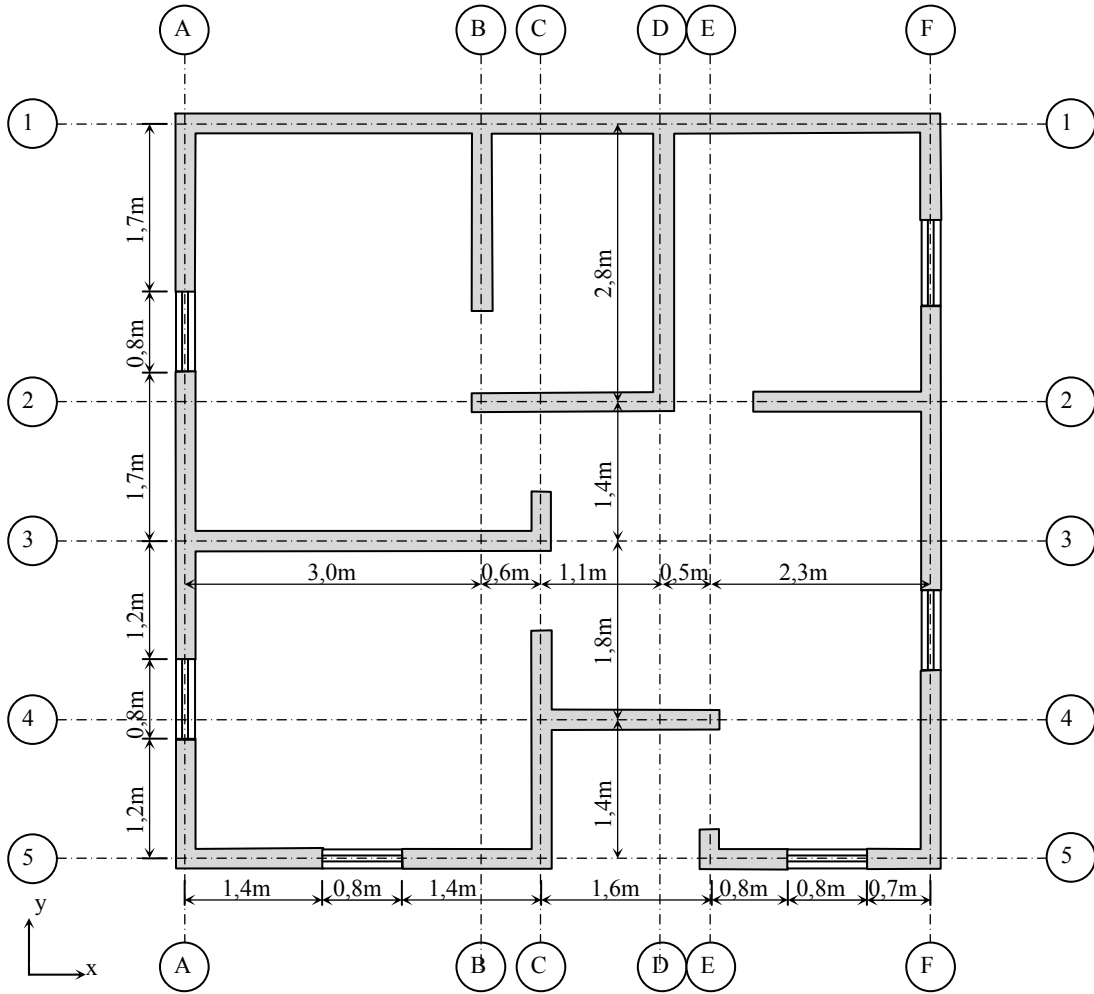


c) Düşey doğrultu

Şekil 2.49. 27 Aralık 2007, Bala depremine ait ivme spektrumları

2.9.2. Hasar Gören Yığma Binanın Tanıtımı

20-27 Aralık 2007 tarihlerinde Ankara'nın Bala ilçesi yakınlarında meydana gelen depremlerde tek katlı yığma bir binaya ait çeşitli analizler yapılmıştır. Söz konusu yığma bina Yeniapan köyünün yaklaşık olarak 5 km Güneyindeki Karaburun çiftliğinde yer almaktadır. Aşağıda hasar gören binaya ait çıkarılmış olan kat planı (Şekil 2.50) ve hasarlı kısımlarından çekilmiş bazı fotoğraflar (Şekil 2.51, Şekil 2.52 ve Şekil 2.53) verilmektedir.



Şekil 2.50. Bala Depreminde hasar gören yapıya ait kat planı



Şekil 2.51. Balâ Depreminde hasar gören yığma bina (Kuzey cephesi)



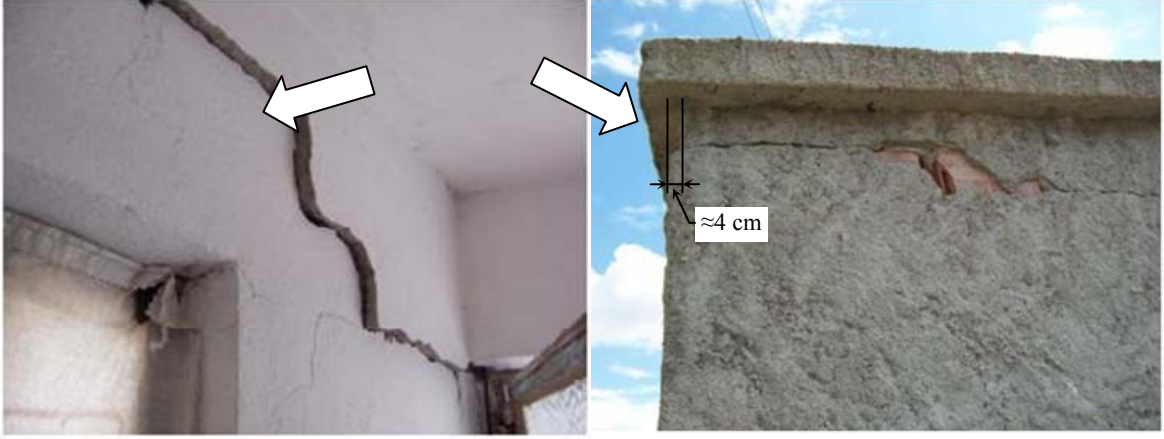
Şekil 2.52. Balâ Depreminde hasar gören yığma bina (Güney cephesi)



Şekil 2.53. Balâ Depreminde hasar gören yığma bina (taşyıcı duvar çatlakları)

20-27 Aralık 2007 Balâ depremlerinde hasara uğrayan ve analizlerimize konu olan bina, Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında Yönetmeliğe (DBYBHY, 2007) göre kritik edilmiştir. Bunlarla ilgili olarak şu hususlar belirtilebilir: Söz konusu yönetmelikte, ülkemizde yapılan yığma yapıların sarılmış yığma türünde olması istenmektedir. Fakat analizlerimize konu olan binada düşey ve yatay hatılların hiçbirisi mevcut değildir. Ayrıca yönetmelikte, bina köşesine en yakın pencere veya kapı boşluğu ile bina köşesi arasında bırakılacak duvar parçasının plandaki uzunluğunun, birinci ve ikinci derece deprem bölgelerinde 1,5m'den az olmaması istenmektedir. Modele konu olan yapıda ise genellikle bu kurala uyulmamış, bina köşesine yaklaşık 1,2 m civarındaki mesafelerde pencereler yerleştirildiği gözlemlenmiştir.

Yapıda meydana gelen hasarlar değerlendirildiğinde, hasarların Kuzey-Güney doğrultusundaki duvarlarda yoğunlaştığı görülmektedir. Tavan döşemesinin 18 cm civarında bir kalınlığa sahip olması böylesi bir yapı için oldukça fazla bir kütle için yapı tepesinde toplanmasına yol açmıştır (Şekil 2.54).



Şekil 2.54. Balâ Depreminde hasar gören yığma binanın duvarları ile döşemesi arasında meydana gelen farklı ötelenmeler

2.9.3. Yığma Binanın Eşdeğer Deprem Yüğü Yöntemine Göre Deprem Hesabı

Bu bölümde, 27 Aralık 2007 Bala depreminde hasar gören yığma binanın eşdeğer deprem yükü yöntemine göre analizi yapılmaktadır. Hesaplamalar, geliştirilen bir bilgisayar programı yardımıyla yapılmaktadır. Söz konusu program, daha önce Erden (2004) tarafından hazırlanmış olan EXCEL programının, geliştirilmesi suretiyle oluşturulmuştur. Bu çalışmada geliştirilen proramda kullanıcı arayüzü de oluşturularak mühendislerin kullanımına sunulmuştur. Programın kullanımına ait klavuz bilgileri EK - 4 te verilmektedir.

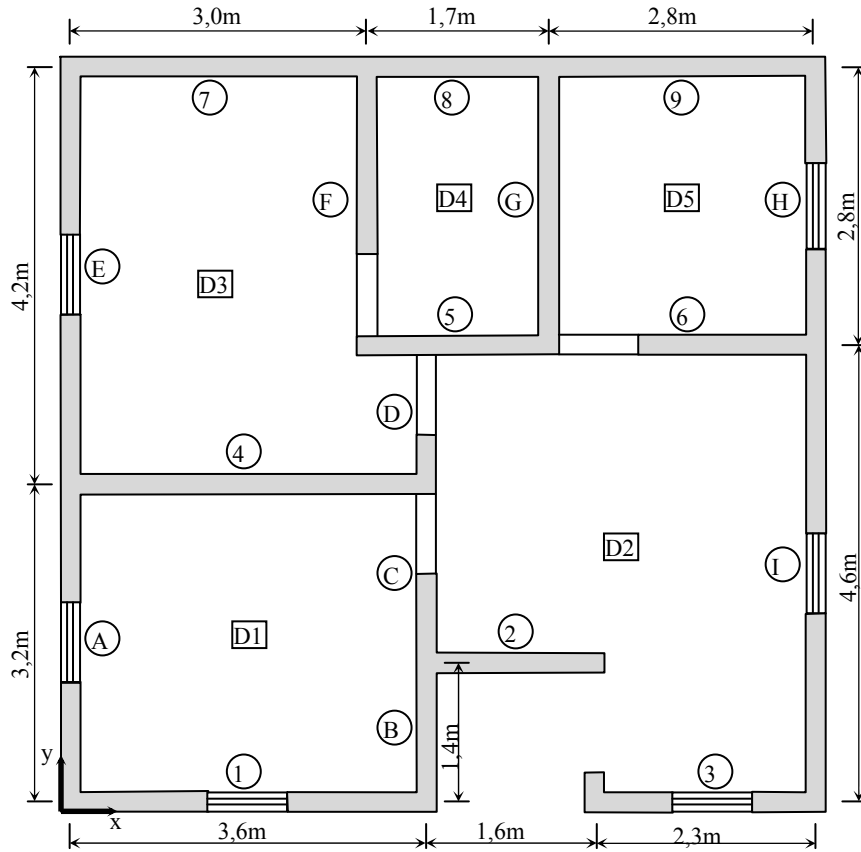
Eşdeğer deprem yükü yönteminde deprem etkisi; kat kütleleri, kat yüksekliği, yapı süneklik katsayısı, bina önem katsayısı ve hareketli yük azaltma katsayısı gibi parametreler de göz önüne alınarak binaların her bir katına gelecek yatay yükler hesaplanarak binaya uygulanmaktadır. Yöntem dinamik bir deprem hesabı gibi görünse de yükler statik olarak etkimektedir. Ayrıca söz konusu yöntem benzerleri içinde uygulanması en pratik yöntemlerden biridir. DBYBHY’de belirtilen kriterler ve analitik formüller yardımıyla binaya gelebilecek toplam taban kesme kuvveti aşağıdaki formülle hesaplanmaktadır.

$$V = \frac{A_0 \cdot I \cdot S(T_1)}{R_a(T_1)} \cdot W \quad (2.20)$$

Burada A_0 etkin yer ivme katsayısını, $S(T_1)$ periyot ve zemin sınıfına göre belirlenen spektrum katsayısını, I bina önem katsayısını, W toplam yapı ağırlığını ve $R_a(T_1)$ ise

deprem yükü azaltma katsayısını ifade etmektedir. Buradaki değerlerin tümü (bina ağırlığı hariç) DBYBHY'deki ilgili tablolardan alınmaktadır. Buna göre Bala, ikinci derece deprem bölgesinde olduğundan dolayı A_0 etkin yer ivmesi katsayısı 0,3 alınmaktadır. Dikkate alınan bina yığma ve konut türü yapılar arasında olduğundan dolayı I bina önem katsayısı 1,0 alınmaktadır. Yönetmelikte $S(T_1)$ spektrum katsayısının yığma yapılar için maksimum değer olan 2,5 olarak alınması öngörülmektedir. $R_a(T_1)$ deprem yükü azaltma katsayısı betonarme yapılarda 4-8 arasında olmasına karşın yönetmelikte yığma yapılar için 2,0 olarak alınması öngörülmektedir.

Yukarıda belirtildiği üzere taban kesme kuvvetinin ve dolayısıyla katlara ve taşıyıcı duvarlara gelecek yanal deprem etkisinin belirlenmesi amacıyla öncelikli olarak bina ağırlığının hesaplanması gerekmektedir. Aşağıda yığma binaya ait kat planı, duvar ve döşeme adlarının gösterilmesi amacıyla verilmektedir (Şekil 2.55).



Şekil 2.55. Duvar ve döşeme adlarının gösterildiği kat planı

Tuğla duvarların Elastisite Modülü değerleri Bayülke (1992) ye göre aşağıdaki gibi hesaplanmaktadır.

$$E_d = 35.f_d \quad (2.21)$$

Hasar gören yığma binada kullanılan tuğlalar düşey delikli blok tuğla olduğundan dolayı yukarıdaki formüle göre hesaplanan Elastisite Modülü yaklaşık olarak 9600MPa alınmıştır. Kullanılan döşeme için C14 beton sınıfına uygun olarak Elastisite Modülü 26150MPa alınmıştır.

Söz konusu yığma binadaki tüm duvarlar taşıyıcı duvar niteliğindedir. Bu sebeple duvarların ağırlık merkezinin bulunmasında tüm duvarların rolü vardır. Şekil 2.55'deki referans eksen takımına göre yığma binadaki tüm duvarların ağırlık merkezi geliştirilmiş olan pratik deprem hesabı programıyla elde edilmiştir. Tablo 2.26'da, tüm döşemelerin ağırlık merkezi ise Tablo 2.27'de verilmektedir.

Tablo 2.26. Bala depreminde hasar gören yığma binadaki duvarların ağırlık merkezi

Duvar No	Uzun kenar doğrultusu	Uzunluğu (L,m)	x-eks. Mesafesi (x _i ,m)	y-eks. Mesafesi (y _i ,m)	x _i L	y _i L
1	x	3,8	1,9	0,1	7,22	0,38
2	x	1,8	4,6	1,5	8,19	2,70
3	x	2,5	6,4	0,1	15,88	0,25
4	x	3,8	1,9	3,3	7,22	12,54
5	x	1,8	3,9	4,7	7,02	8,46
6	x	2,9	6,1	4,7	17,69	13,63
7	x	3	1,5	7,5	4,50	22,50
8	x	1,7	3,9	7,5	6,63	12,75
9	x	3	6,1	7,5	18,30	22,50
A	y	3	0,1	1,6	0,30	4,80
B	y	1,2	3,7	0,7	4,44	0,84
C	y	1,6	3,7	1,6	5,92	2,56
D	y	1,2	3,7	3,9	4,44	4,68
E	y	4	0,1	5,3	0,40	21,20
F	y	2,6	3,1	6,0	8,06	15,60
G	y	2,6	4,8	6,0	12,48	15,60
H	y	2,6	7,6	6,0	19,76	15,60
I	y	4,6	7,6	2,5	34,96	11,50
Toplam		47,7			183,40	188,09
Ağırlık Merkezi			x _w =3,84	y _w =3,94		

Tablo 2.27. Bala depreminde hasar gören yığma binadaki döşemelerin ağırlık merkezi

Döşeme No	L (m)	B(m)	A _i (m ²)	x _i (m)	y _i (m)	A _i x _i	A _i y _i
D1	3,8	3,4	12,92	1,9	1,7	24,548	21,964
D2	4,1	4,8	19,68	5,85	2,4	115,128	47,232
D3	3,4	4,4	14,96	1,75	5,6	26,18	83,78
D4	1,7	3	5,1	4,05	6,3	20,655	32,13
D5	3	3	9	6,4	6,3	57,6	56,7
Toplam			59,42			244,11	241,80
Ağırlık Merkezi				x _f =3,96	y _f =3,92		

Yığma binanın ağırlık merkezi, duvarların ve döşemelerin toplam ağırlıklarının bir fonksiyonu olarak aşağıdaki denklemler yardımıyla hesaplanabilir.

$$X_m = \frac{W_w x_w + W_f x_f}{W_w + W_f} \quad (2.22)$$

$$Y_m = \frac{W_w y_w + W_f y_f}{W_w + W_f} \quad (2.23)$$

Burada W_w duvarların toplam ağırlıklarını, W_f döşemelerin toplam ağırlıklarını X_m ve Y_m ise sistemin ağırlık merkezlerinin koordinatlarını göstermektedir. Buna göre sistemin ağırlık merkezi $X_m = 3,88\text{m}$ ve $Y_m = 3,42\text{m}$ olarak belirlenmiştir. Taşıyıcı duvarların rijitlikleri aşağıdaki denklemler yardımıyla belirlenebilir.

$$R_f = \frac{1}{\Delta_f} \quad (2.24)$$

$$\Delta_f = \frac{Ph^3}{12EI_m} + \frac{1,2Ph}{AG_m} \quad (2.25)$$

Burada Δ_f duvarlarda meydana gelen toplam yer değiştirme, P bir duvar parçasına etkiyen yatay yük, I_m duvarın eğilme doğrultusundaki eylemsizlik momenti, G_m ise kayma modülünü temsil etmektedir. Buna göre aşağıdaki Tablo 2.28'de geliştirilmiş olan pratik deprem hesabı programıyla elde edilen yığma binaya ait duvar rijitlikleri ve kat rijitlik merkezi verilmektedir.

Tablo 2.28. Bala depreminde hasar gören yığma binada duvar rijitlikleri ve kat rijitlik merkezi

Duvar No	h (m)	Duvar boyu (m)	Duvar kalınlığı (m)	R_x	R_y	x_g (m)	y_g (m)	$R_x y_g$	$R_y x_g$
1	2,5	3,8	0,2	61682,8103			0,1	6168,28103	
2	2,5	1,8	0,2	12900,2765			1,5	19350,41475	
3	2,5	2,5	0,2	27428,5714			0,1	2742,857143	
4	2,5	3,8	0,2	61682,8103			3,3	203553,274	
5	2,5	1,8	0,2	12900,2765			4,7	60631,29954	
6	2,5	2,9	0,2	37289,9701			4,7	175262,8596	
7	2,5	3	0,2	39876,9231			7,5	299076,9231	
8	2,5	1,7	0,2	11206,3677			7,5	84047,75765	
9	2,5	3	0,2	39876,9231			7,5	299076,9231	
A	2,5	3	0,2		39876,92308	0,1			3987,692308
B	2,5	1,2	0,2		4526,27558	3,7			16747,21965
C	2,5	1,6	0,2		9625,850673	3,7			35615,64749
D	2,5	1,2	0,2		4526,27558	3,7			16747,21965
E	2,5	4	0,2		67331,50685	0,1			6733,150685
F	2,5	2,6	0,2		29810,88339	3,1			92413,73852
G	2,5	2,6	0,2		29810,88339	4,8			143092,2403
H	2,5	2,6	0,2		29810,88339	7,6			226562,7138
I	2,5	4,6	0,2		84486,94394	7,6			642100,774
Toplam				304844,9290	299806,4259			1149910,59	1184000,396
R_m					$X_R=3,95m$				
					$Y_R=3,77m$				

Söz konusu hasarlı yığma binanın toplam ağırlığı malzeme birim ağırlıklarından ve standartlarda verilen hareketli yüklerden yararlanarak 802 kN olarak belirlenmiştir. Buna göre toplam taban kesme kuvveti $V=300,81$ kN olarak hesaplanmıştır. Tüm duvarlara gelen kesme kuvveti ve burulma momentinden doğan kesme etkileri Tablo 2.29 da verilmektedir.

Tablo 2.29. x ve y doğrultularında uzanan duvarlarda oluşan kesme etkileri

x Doğrultusu		y Doğrultusu	
Duvar No	Kesme Etkisi (kN)	Duvar No	Kesme Etkisi (kN)
1	60,87	A	40,01
2	12,73	B	4,54
3	27,07	C	9,66
4	60,87	D	4,54
5	13,78	E	67,56
6	39,84	F	29,91
7	52,41	G	31,04
8	14,73	H	34,74
9	52,41	I	98,45

Duvarlara ait kayma dayanımları geliştirilmiş olan pratik deprem hesabı programıyla belirlenmiş ve Tablo 2.30 da özetlenmiştir.

Tablo 2.30. Bala depreminde hasar gören yığma bina duvarlarının kayma dayanımları denetimi

Duvar No	Döşeme Yüğü (kN)	Duvar Yüğü (kN)	Σg	q	P (kN)	f_{vk} (kN/m ²)	f_{vd} (kN/m ²)	τ (kN/m ²)
1	16,07	41,8	57,87	0	81,01	242,64	110,29	80,09
2	11,93	19,8	31,73	0	44,42	249,35	113,34	35,36
3	11,34	27,5	38,84	0	54,38	243,50	110,68	54,13
4	29,93	41,8	71,73	0	100,42	252,85	114,93	80,09
5	9,00	19,8	28,80	0	40,32	244,80	111,27	38,28
6	23,36	31,9	55,26	0	77,36	253,35	115,16	68,68
7	11,52	33	44,52	0	62,33	241,55	109,80	87,35
8	3,24	18,7	21,94	0	30,72	236,14	107,33	43,32
9	10,13	33	43,13	0	60,38	240,25	109,20	87,35
A	13,01	33	46,01	0	64,41	242,94	110,43	66,68
B	15,03	13,2	28,23	0	39,52	265,87	120,85	18,92
C	16,29	17,6	33,89	0	47,45	259,31	117,87	30,18
D	14,45	13,2	27,65	0	38,70	264,51	120,23	18,92
E	21,06	44	65,06	0	91,08	245,54	111,61	84,45
F	17,15	28,6	45,75	0	64,04	249,26	113,30	57,52
G	18,45	28,6	47,05	0	65,87	250,67	113,94	59,68
H	10,13	28,6	38,73	0	54,22	241,70	109,87	66,80
I	25,43	50,6	76,03	0	106,44	246,28	111,94	107,01

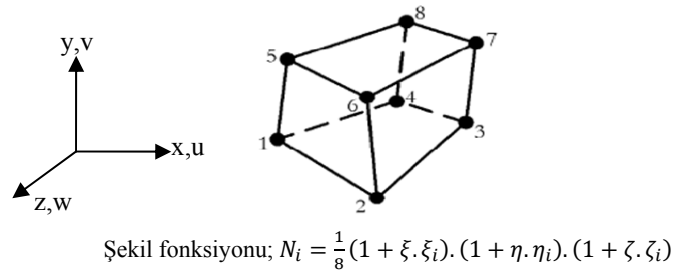
Yukarıdaki tabloya göre duvarın kayma dayanımı olan f_{vd} , duvarda meydana gelen kayma gerilmelerinden daha büyük çıkmaktadır. Bu durumda taşıyıcı duvarların hiç biri kayma dayanımını aşmamaktadır. Fakat Bayülke'de (2001); duvarda çatlakların meydana gelmesinden sonra sürtünme ile duvarın kesme dayanımları 39-49 kN/m² civarında olabilir denmektedir. Buna göre düşünüldüğünde yukarıdaki tabloda yer alan duvarlara gelen kesme kuvvetlerinin birçoğu bu değerleri aşmaktadır.

2.9.4. Yığma Binanın Sonlu Elemanlar Modeli

Bu bağlamda, Bölüm 1 de açıklanan yöntemler ve teknikler kullanılarak söz konusu yığma binanın sonlu elemanlar modellenmesi yapılmıştır. Literatürde yapılan birçok çalışmada, burada çözümü yapılan modele benzer nitelikteki büyük sistemler için bilgisayar çözümlerinin uzunluğu ve zorluğundan dolayı asgari düğüm noktası ve serbestlik dereceleri ile modelleme yapıldığı görülmektedir. Ayrıca, literatürdeki bu çalışmalarda doğrusal

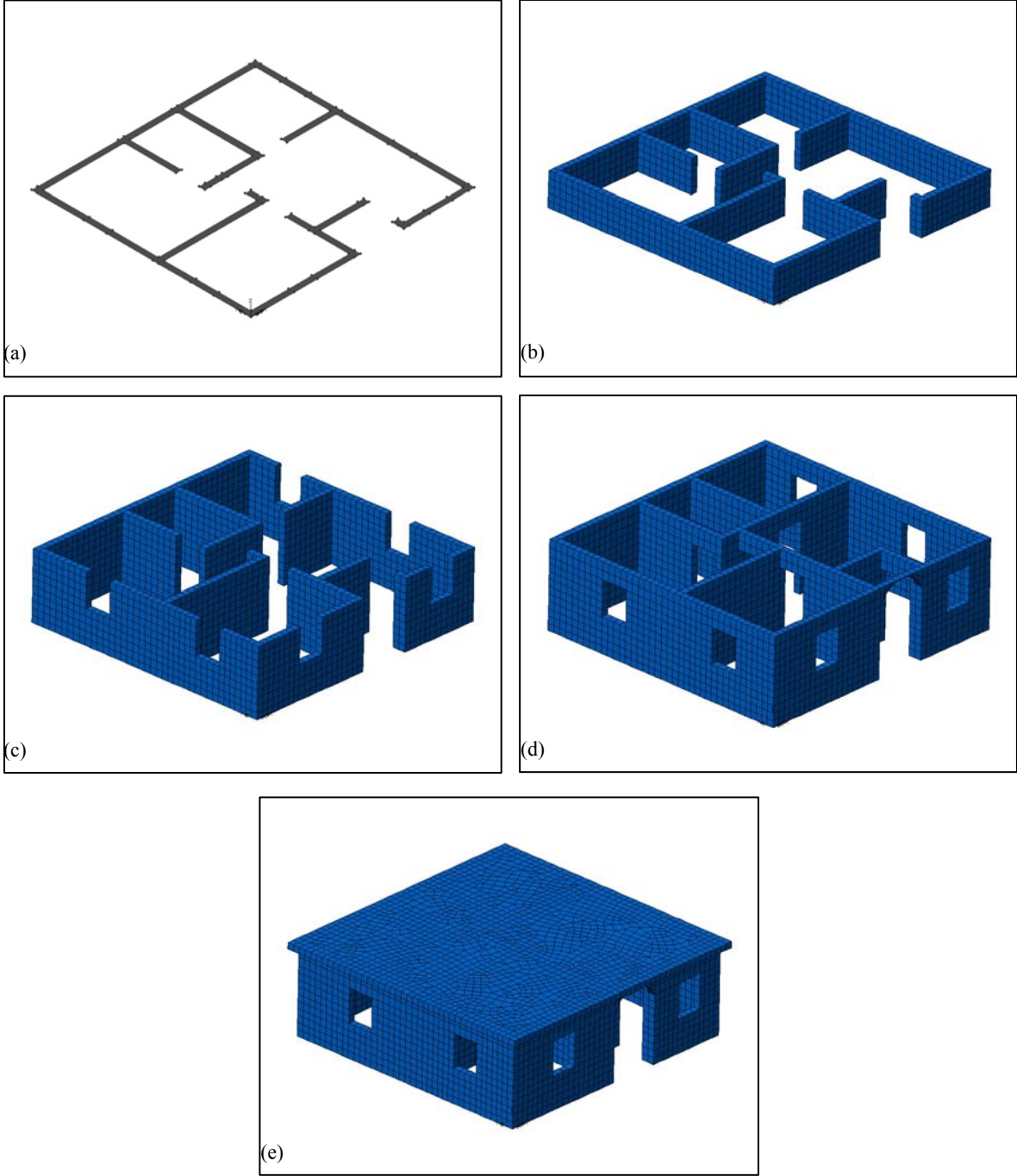
olmayan analizler söz konusu olduğunda ise yapının sadece bir kısmı modellenerek analizler sadece bu kısım üzerinde gerçekleştirilmektedir. Yapılan bu çalışmada ise elde edilecek olan sonuçların gerçeğe daha yakın çıkabilmesi açısından, eldeki imkânlar dâhilinde mümkün olduğunca fazla düğüm noktası ve buna bağlı serbestlik tanımlanmaya çalışılmıştır. Buna göre, elde edilen modelde 8798 adet düğüm noktası ve 26394 adet serbestlik derecesi tanımlanmıştır.

Yukarıdaki bilgilerin ışığı altında söz konusu yığma yapı depremde hasara uğradığından dolayı tezin bu kısmında ayrıntılı olarak incelenmektedir. Buna göre hasar gören bu yığma yapının sayısal modeli ilk olarak LUSAS yapısal analiz programında oluşturulmuştur. Modelde sonlu eleman olarak katı cisim (solid element) kullanılmaktadır. Katı cisim elemanları 3 boyutlu ve 8 düğüm noktalı tuğla tipi elemanlardır (Şekil 2.56).



Şekil 2.56. Balâ Depreminde hasar gören yığma binanın modellemesinde kullanılan sonlu eleman tipi

Modellemede hata olmaması açısından adım adım model üretilmiş ve her adımda sistem serbestliği oluşturulup yapı çözülmüştür. Hatalar düzeltilip modellemeye devam edilmiştir (Şekil 2.57).



Şekil 2.57. Balâ Depreminde hasar gören yığma binanın adımsal modellemesi

Dikkate alınan modelde 2 farklı tür malzeme kullanılmıştır. Bunlar; taşıyıcı duvarlar ve kat döşemeleridir. Bayındırlık bakanlığının yayınına göre (Bayülke, 1992) bu tip tuğla duvarlar için yapılan deneysel çalışmalardan elde edilen elastisite modülü 9600 MPa, Poisson oranı 0,2 dir. Betonarme olan kat döşemesi için Elastisite Modülü 26150 MPa, Poisson oranı 0,2 olarak alınmıştır.

2.9.5. Yığma Binanın Statik Analizi

Bu bölümde, modellenen yapının kendi ağırlığı altında statik hesapları yapılmaktadır. Doğrusal olarak yapılan statik hesaplara göre yapının kendi ağırlığı altındaki durumu irdelenmiştir. Aşağıda yapısal analiz sonucunda LUSAS programından elde edilen gerilmeler ve deplasmanların sonuç özeti dosyaları verilmektedir (Tablo 2.31 ve Tablo 2.32).

Tablo 2.31. Balâ Depreminde hasar gören yığma binanın statik analiz gerilme sonuçları

LINEAR ANALYSIS						
"Loadcase 1"						
Averaged Stress Components In Global Axes						
Node	SX	SY	SZ	SXY	SYZ	SZX
Maximum	0.4778E+00	0.4520E+00	0.7524E-01	0.1393E+00	0.5499E-01	
0.5256E-01						
Node	35093	64322	60926	68884	69818	
69827						
Minimum	-0.4731E+00	-0.4553E+00	-0.1549E+00	-0.1487E+00	-0.4093E-01	-
0.4955E-01						
Node	69868	65054	67523	69830	69752	
69877						
Max Maximum Principal Value	5.04587301E-01 at Node			68922		
Min Maximum Principal Value	-6.32765764E-02 at Node			69780		
Max Minimum Principal Value	6.35093393E-02 at Node			68834		
Min Minimum Principal Value	-5.12190714E-01 at Node			69868		

Tablo 2.32. Balâ Depreminde hasar gören yığma binanın statik analiz deplasman sonuçları

LINEAR ANALYSIS				
"Loadcase 1"				
Displacement Components In Global Axes				
Node	DX	DY	DZ	RSLT
Maximum	0.9690E-01	0.4066E-01	0.0000E+00	0.3617E+00
Node	5053	12592	1	69806
Minimum	-0.6929E-01	-0.6739E-01	-0.3615E+00	0.0000E+00
Node	4768	4801	68860	1

Yukarıda verilen çıktı dosyalarına göre yapıdaki maksimum düşey deplasman miktarı yaklaşık olarak 0,36mm olarak bulunmuştur. Yapıda meydana gelen maksimum asal gerilme 0,5 MPa, minimum asal gerilme değeri ise 0,063 MPa çıkmıştır. Oluşan gerilmeler Tablo 2.31 den incelendiğinde, çekme ve basınç gerilmeleri taşıyıcı elemanların mukavementlerine göre düşük kalmaktadır. Literatürdeki bu tür tuğla malzemeler için 10MPa civarında basınç

dayanımı önerilmektedir (Bayülke, 2001). Çekme dayanımı da bunun 1/10 u yani 1MPa olduğu düşünülürse, yapıda meydana gelen gerilmeler bu değerlerin altında kalmaktadır. Benzer şekilde x, y ve z doğrultularında oluşan gerilmeler için de aynı şeyleri söylemek mümkündür. Dolayısıyla yapının kendi ağırlığı altında bu ağırlığı karşılamak üzere duvarların dayanımının yeterli olduğu görülmektedir.

2.9.6. Yığma Binanın Modal Analizi

Dikkate alınmış olan hasarlı yığma yapının sonlu elemanlar modeli için yapılacak olan modal analiz, bulunacak modal şekil ve frekanslar açısından ileriki bölümlerde yapılacak olan deprem analizine temel oluşturması bakımından önem taşımaktadır. Çok serbestlik dereceli (ÇSD) sistemlerin deprem davranışlarını belirlemek için, küçük sönümlü ve doğrusal sistemlerde problemin daha basite indirgenmesini sağlayan Mod Süperpozisyonu Yöntemini kullanmak uygun olmaktadır. Bu yöntem, ÇSD ve çok modlu bir sistemi birçok eşdeğer tek modlu sistemlerin süperpozisyonu şeklinde ifade etmektedir. Sönümsüz serbest titreşim durumunda $[C]=0$ ve $\{F\{t\}\}=0$ olduğunda hareket denklemi;

$$[M].\{\ddot{u}\} + [K].\{u\} = 0 \quad (2.26)$$

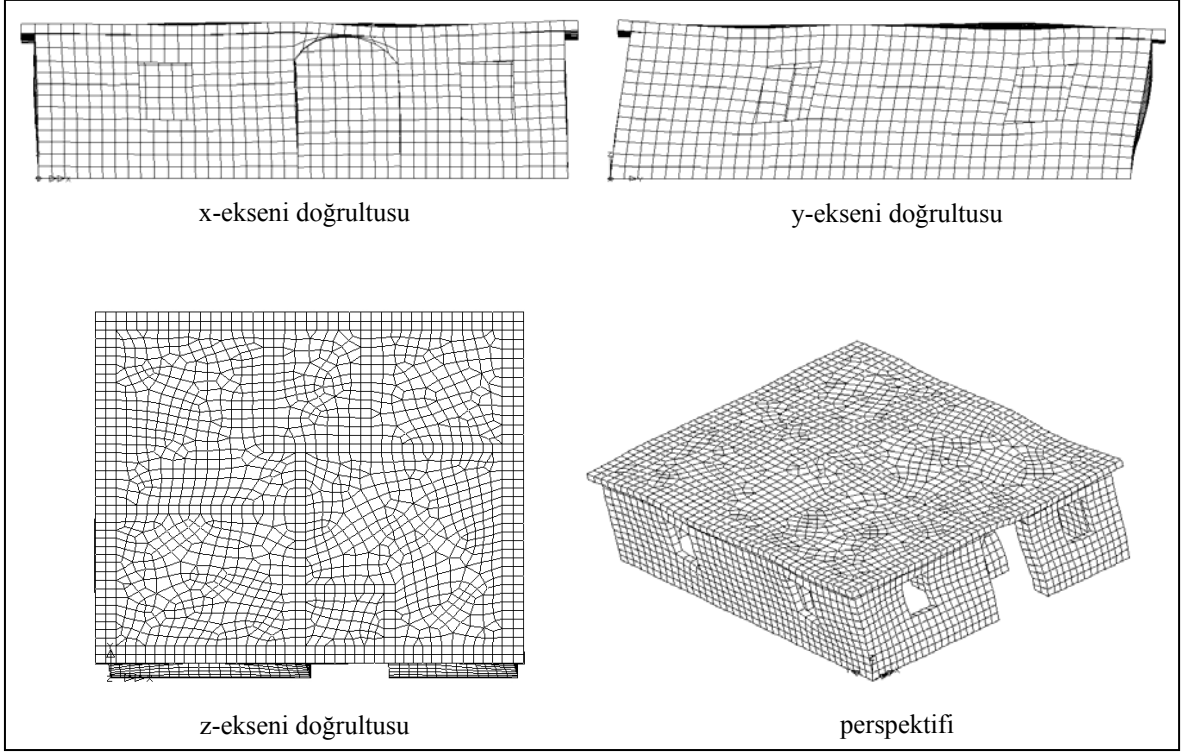
şeklini almaktadır. Titreşimin basit harmonik hareket olduğu düşünülürse denklem;

$$([K] - w^2[M])\{\emptyset\} = 0 \quad (2.27)$$

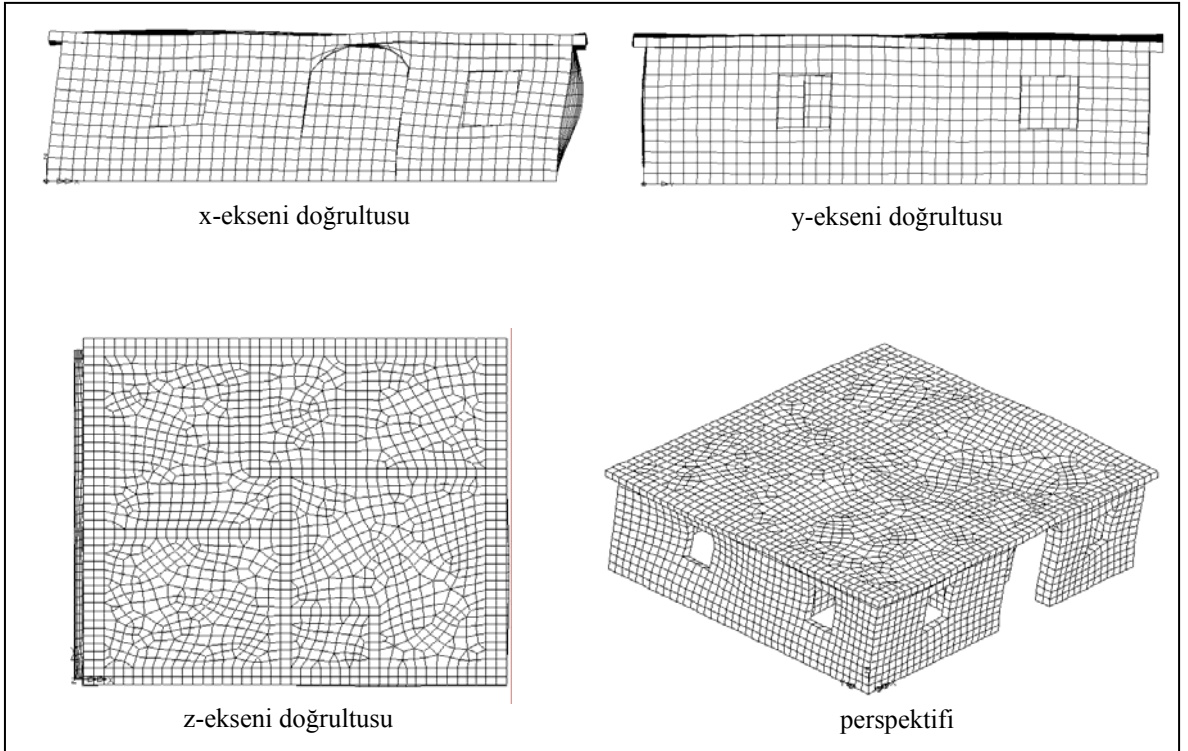
şeklinde doğrusal homojen denklem takımı elde edilmektedir. Yukarıdaki ifadenin determinantı sıfırdan farklı olmak üzere;

$$|[K] - w^2[M]| = 0 \quad (2.28)$$

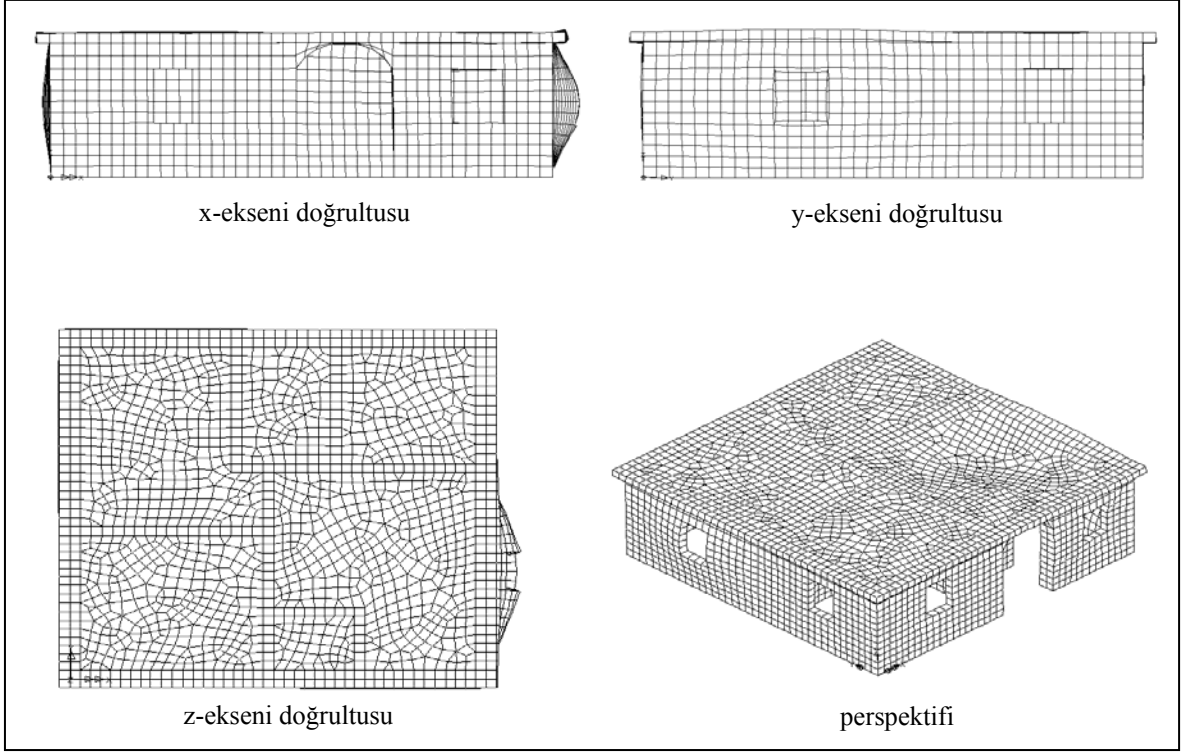
olmalıdır. Determinantın çözümü ise, bize yapının öz değerlerini vermektedir. Yapılan modal analiz neticesinde elde edilen yapı titreşim modlarından ilk beşine ait mod şekilleri aşağıda verilmektedir (Şekil 2.58-Şekil 2.62).



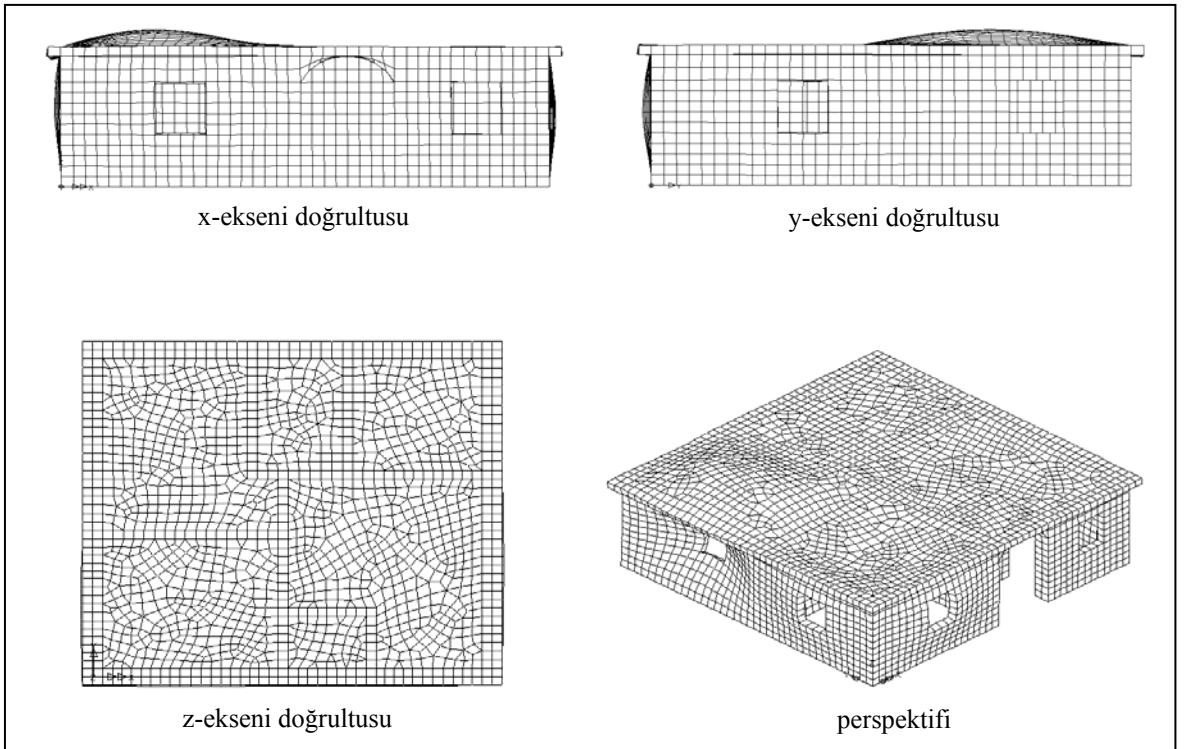
Şekil 2.58. Balâ'daki yığma binanın birinci mod şekli



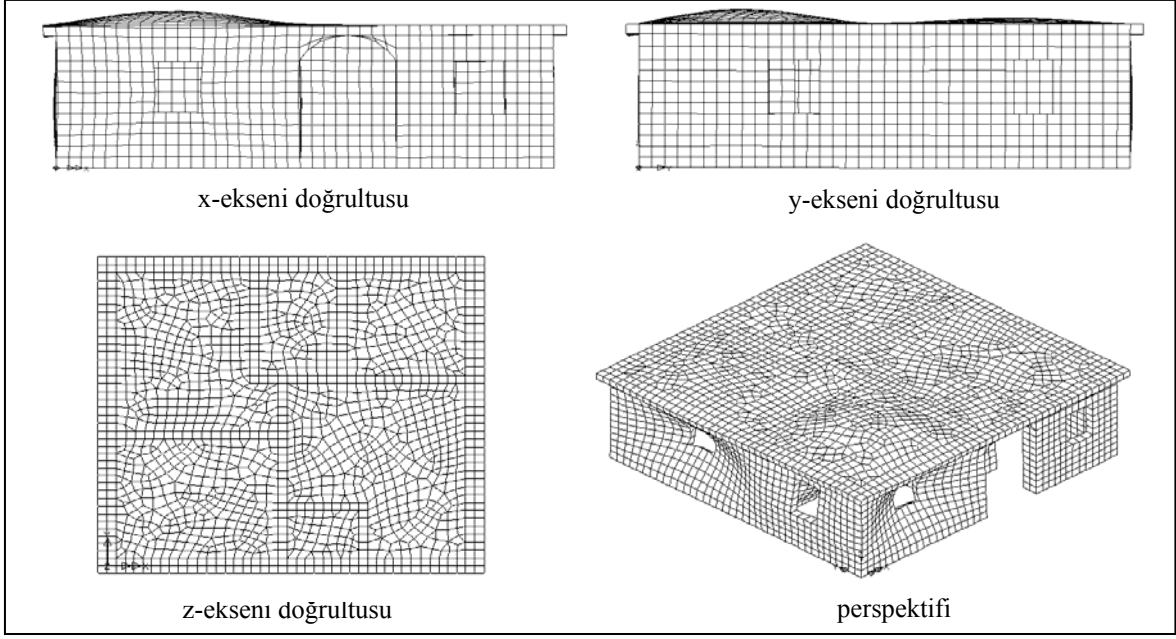
Şekil 2.59. Balâ'daki yığma binanın ikinci mod şekli



Şekil 2.60. Balâ'daki yığma binanın üçüncü mod şekli



Şekil 2.61. Balâ'daki yığma binanın dördüncü mod şekli



Şekil 2.62. Balâ'daki yığma binanın beşinci mod şekli

Binanın ilk 30 moduna ait modal değerler Tablo 2-33 de toplu olarak verilmektedir. Bu tablodan görüldüğü gibi kütlelerin modal katılımı ilk 30 modda ancak %80 lere ulaşabilmiştir. Oysa betonarme çerçeve bir sistemde ilk üç mod yaklaşık olarak bu modal katkıları verebilir.

Tablo 2.33. Balâ'daki yığma binanın modal analiz sonuçları

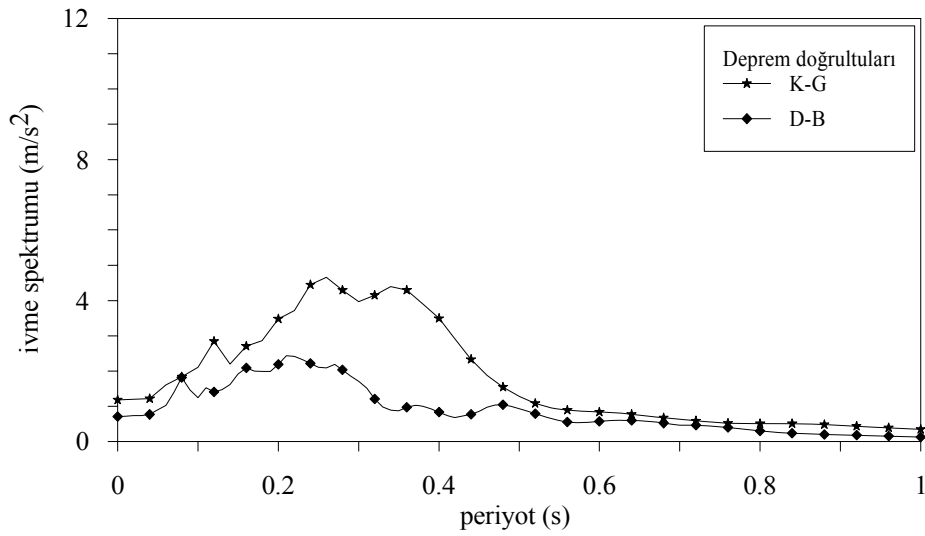
Mod	Özdeğer (w ²)	Frekans (Hz)	Periyot (sn)	Kütle Katılımı (%-X)	Kütle Katılımı (%-Y)	Kütle Katılımı (%-Z)
1	1131	5,3528	0,187	13,05	67,72	0,01
2	1234	5,5897	0,179	76,68	82,15	0,01
3	2093	7,2806	0,137	82,4	82,19	0,01
4	3112	8,8779	0,113	82,43	82,19	0,02
5	3147	8,9285	0,112	82,45	82,2	0,02
6	3243	9,0633	0,110	82,45	82,21	0,02
7	3398	9,2772	0,108	82,54	82,24	0,03
8	3445	9,3413	0,107	82,55	82,24	0,04
9	3605	9,5566	0,105	82,63	82,37	0,06
10	3876	9,9084	0,101	82,63	82,42	0,08
11	3922	9,9671	0,100	82,66	82,67	0,12
12	4131	10,2288	0,098	82,68	82,67	0,13
13	4186	10,2971	0,097	82,84	82,73	0,15
14	4283	10,4161	0,096	82,95	82,75	0,28
15	4392	10,5481	0,095	83,01	82,75	0,28
16	4807	11,0341	0,091	83,07	82,75	0,3
17	4919	11,1627	0,090	83,12	82,91	0,34
18	5341	11,6314	0,086	83,16	82,99	1,07
19	5492	11,7949	0,085	83,28	83,22	1,11
20	5644	11,9572	0,084	83,3	83,22	1,13
21	6506	12,8369	0,078	83,35	83,32	58,89
22	6542	12,8729	0,078	83,36	83,32	60,02
23	6716	13,0425	0,077	83,43	83,35	65,52
24	7632	13,9042	0,072	83,45	83,36	65,57
25	7981	14,2183	0,070	83,85	83,39	65,8
26	8198	14,4106	0,069	84,04	83,61	68,45
27	8688	14,835	0,067	84,04	83,61	68,57
28	8797	14,9271	0,067	84,16	83,89	70,33
29	9426	15,4522	0,065	84,16	83,90	70,51
30	10063	15,9653	0,063	84,18	83,99	70,84

2.9.7. Yığma Binanın Tepki Spektrumu Analizi

Sönümlü durum için bir yapının, yer hareketi etkisindeki dinamik davranışı; $M.\ddot{u} + C.\dot{u} + K.u = -m.\ddot{u}_g$ denklemiyle ifade edilmektedir. Burada verilen M, C ve K sırasıyla yapının kütle, sönüm ve rijitlik matrislerini, \ddot{u} , \dot{u} ve u ise sırasıyla yapının ivme, hız ve deplasman vektörlerini, \ddot{u}_g ise yer ivmesi vektörünü temsil etmektedir. Bu denklem sistemi, davranış spektrumundan her bir mod için elde edilen değerlerin süperpozisyonu ile çözülmektedir. Yer ivmesi yapıya, sayısallaştırılmış davranış spektrumu şekline getirilerek uygulanmaktadır. Bu değerler yapıya x , y ve z doğrultularında etki ettirilmektedir. En büyük yer değiştirme ve gerilmeleri bulmak için, aranılan değer belirli bir yönde her bir mod için

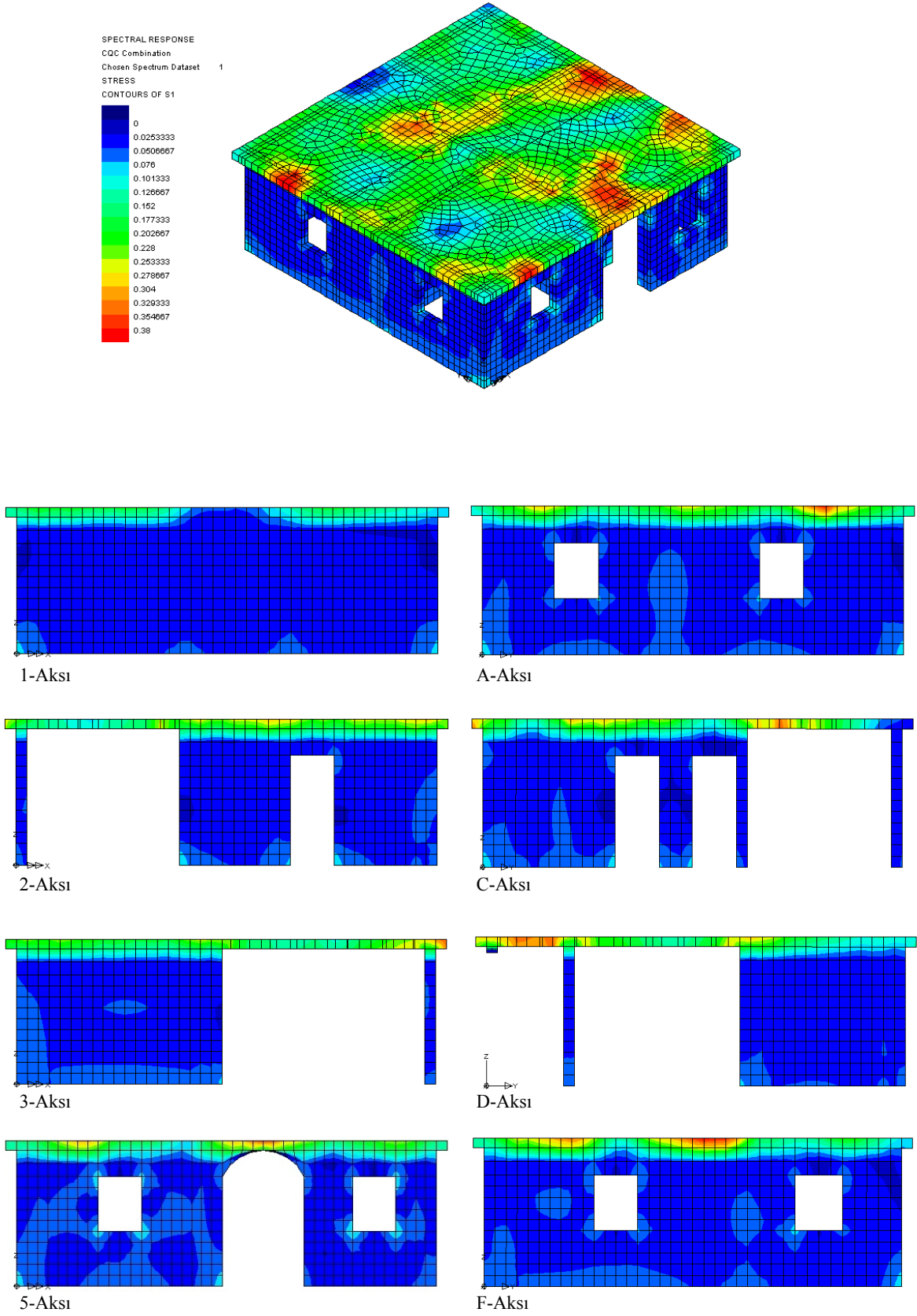
hesaplanmaktadır. Daha sonra bu değerler CQC (Complete Quadratic Combination) ya da SRSS (Square Root of the Sum of the Squares) yöntemlerinden biriyle birleştirilmektedir.

Bu bölümde, üretilmiş olan matematiksel modelin spektral analizi için 27 Aralık 2007 Balâ depreminin ivme spektrum değerleri dikkate alınmıştır. Deprem yönetmeliklerinde öngöröldüğü gibi yapısal sönüm dikkate alınan yapı için %5 olarak kabul edilmiştir. Aşağıda %5 sönüm oranı ve Balâ depremine ait Kuzey-Güney ve Doğu-Batı doğrultuları için belirlenen ivme spektrumları Şekil 2.63 verilmektedir.

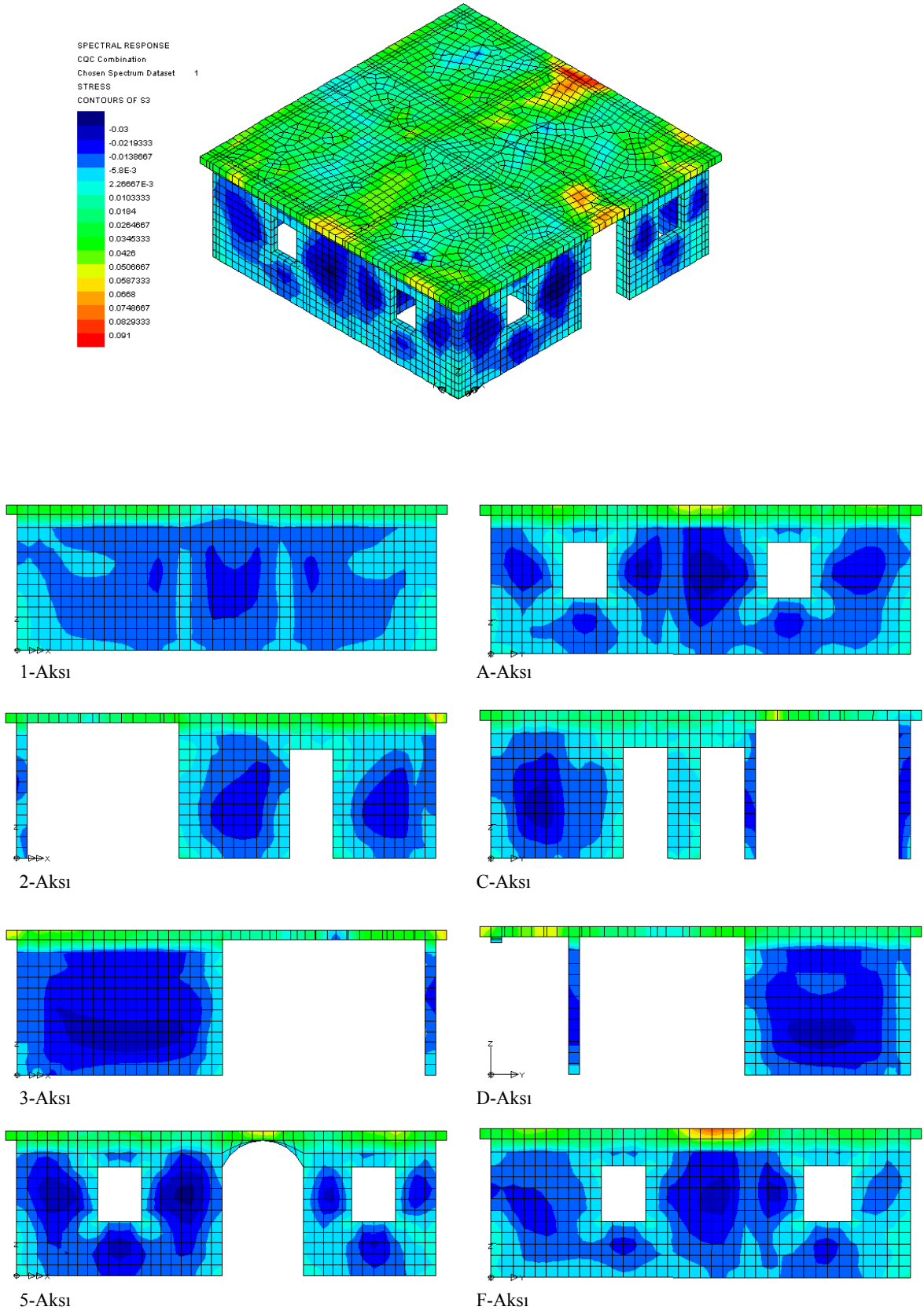


Şekil 2.63. Balâ depreminin Kuzey-Güney ve Doğu-Batı doğrultularındaki %5 sönümlü ivme spektrumları

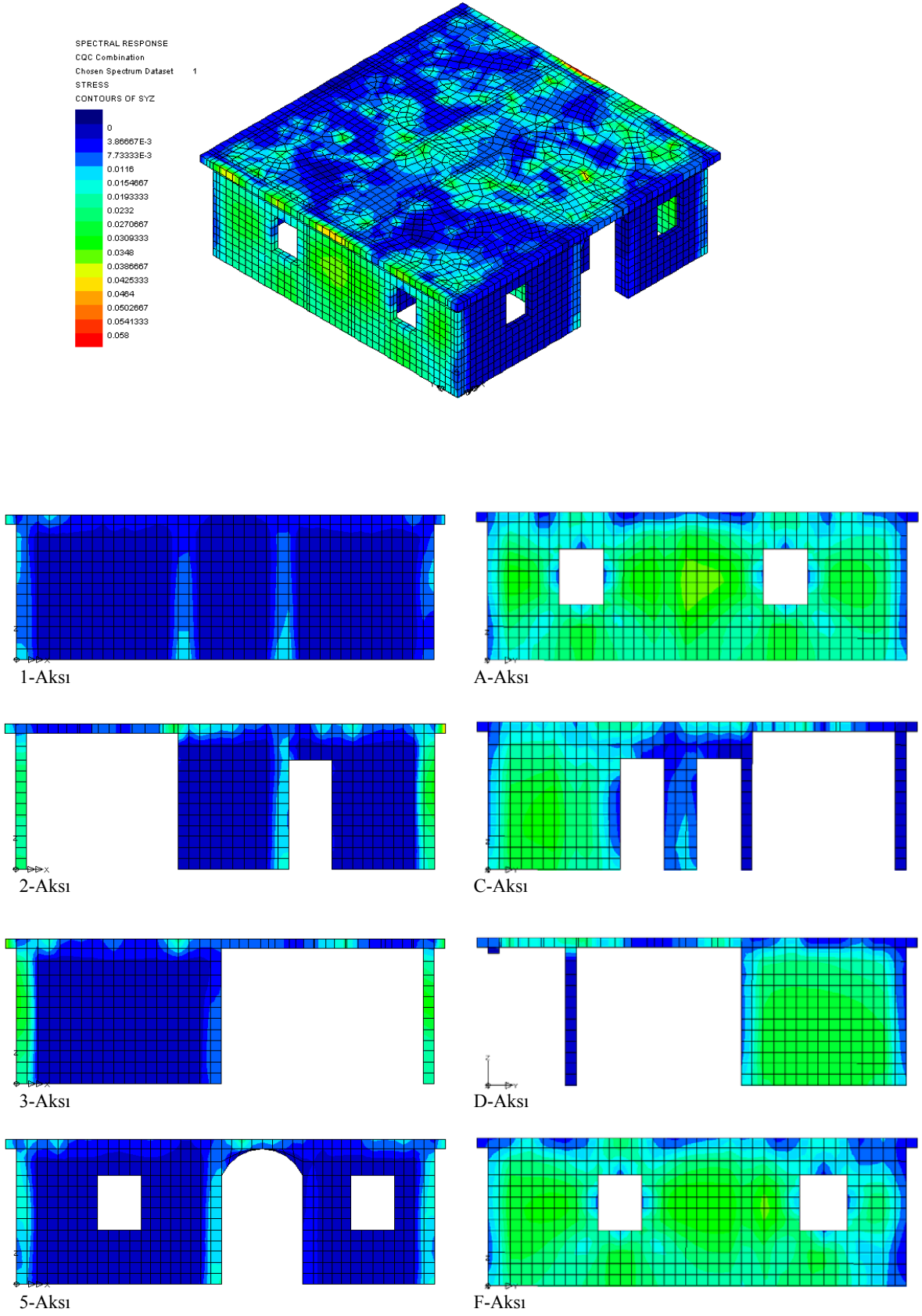
Her iki doğrultuda gerçeleştirilen spektral analizler neticesinde yığma binada meydana gelen maksimum ve minimum normal gerilmelerle kayma gerilmeleri sırasıyla aşağıdaki Şekillerde verilmektedir (Şekil 2.64 -Şekil 2.69).



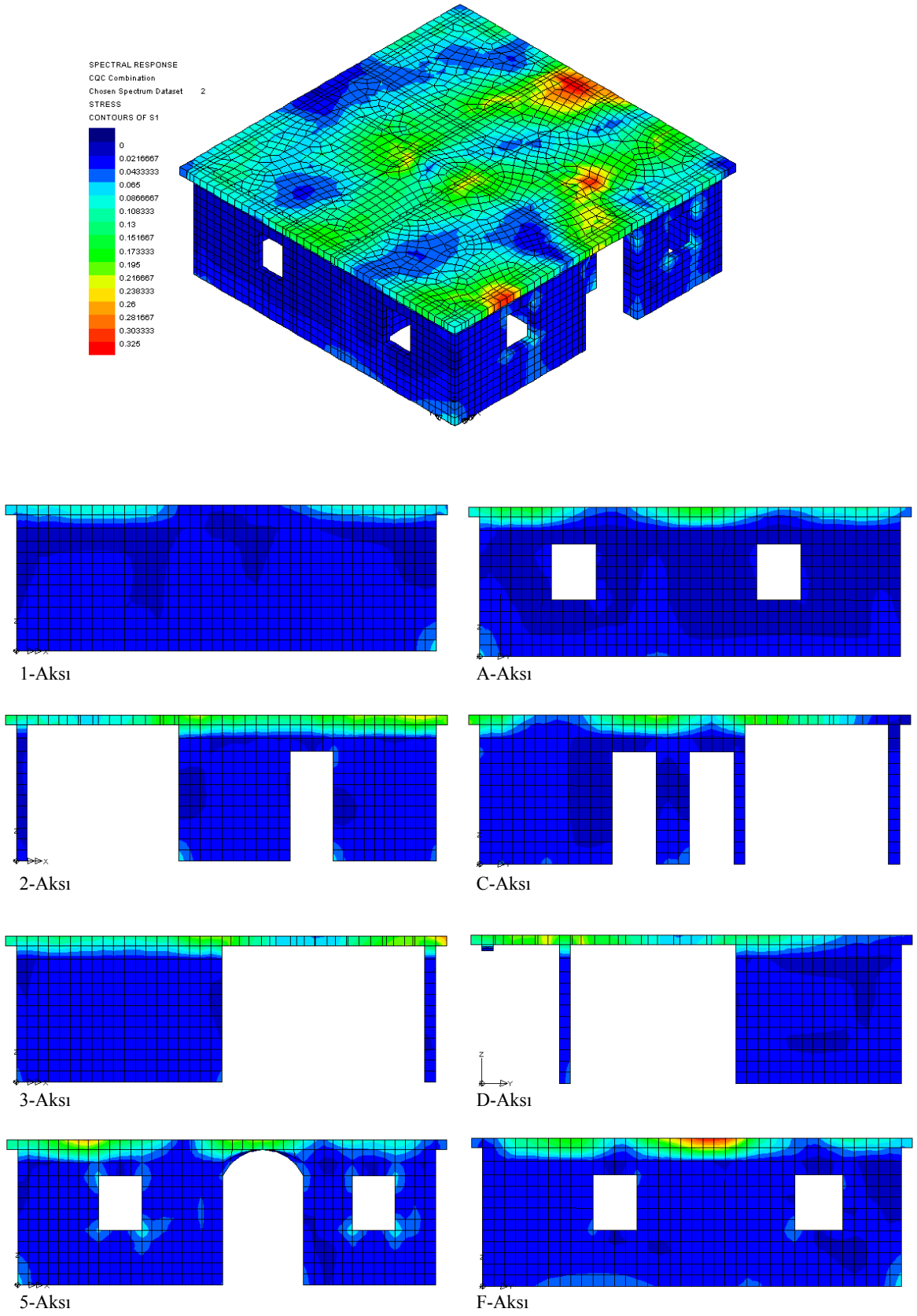
Şekil 2.64. Balâ depreminin Kuzey-Güney bileşeni için yapıdaki maksimum normal gerilmeler



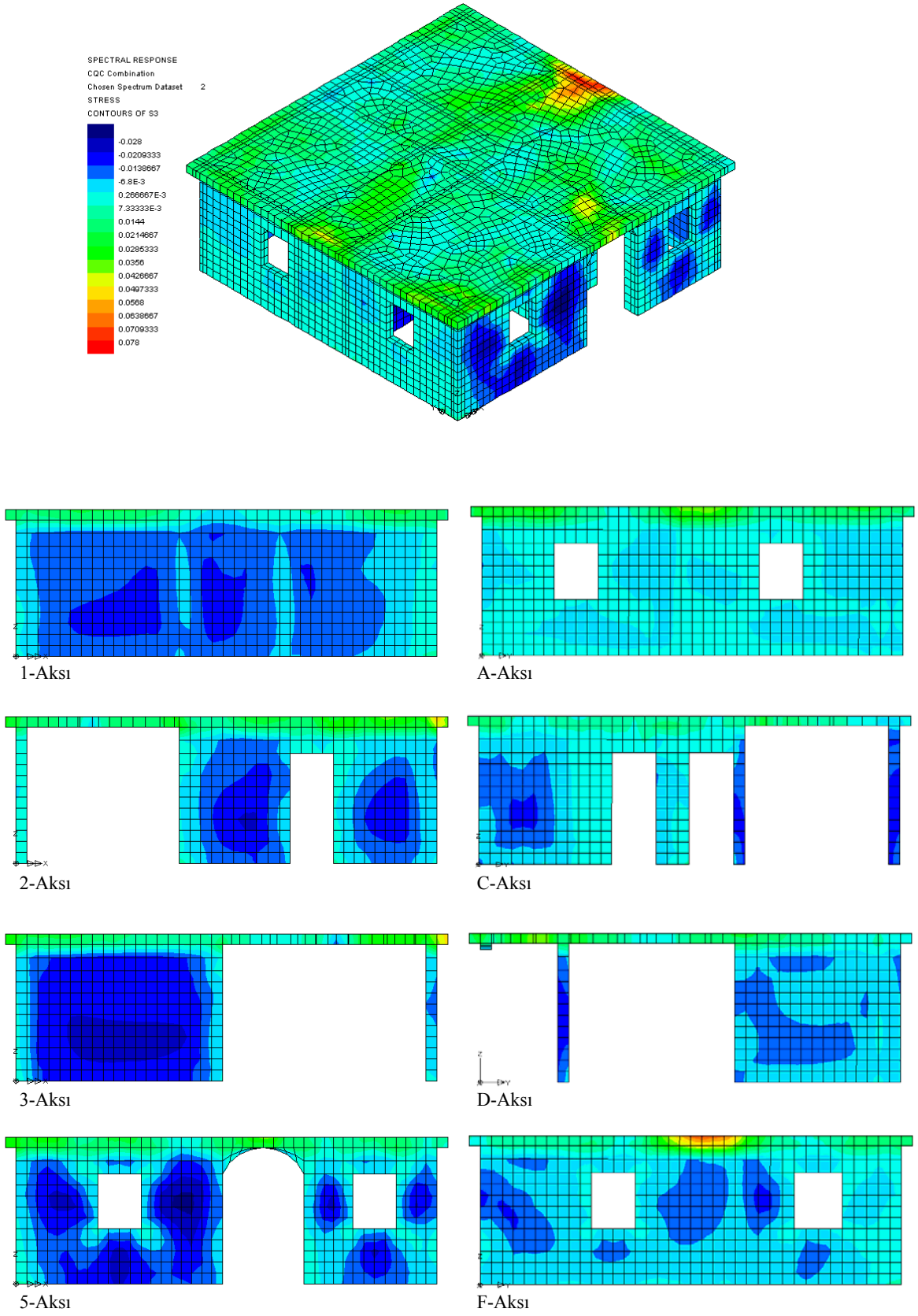
Şekil 2.65. Balâ depreminin Kuzey-Güney bileşeni için yapıdaki minimum normal gerilmeler



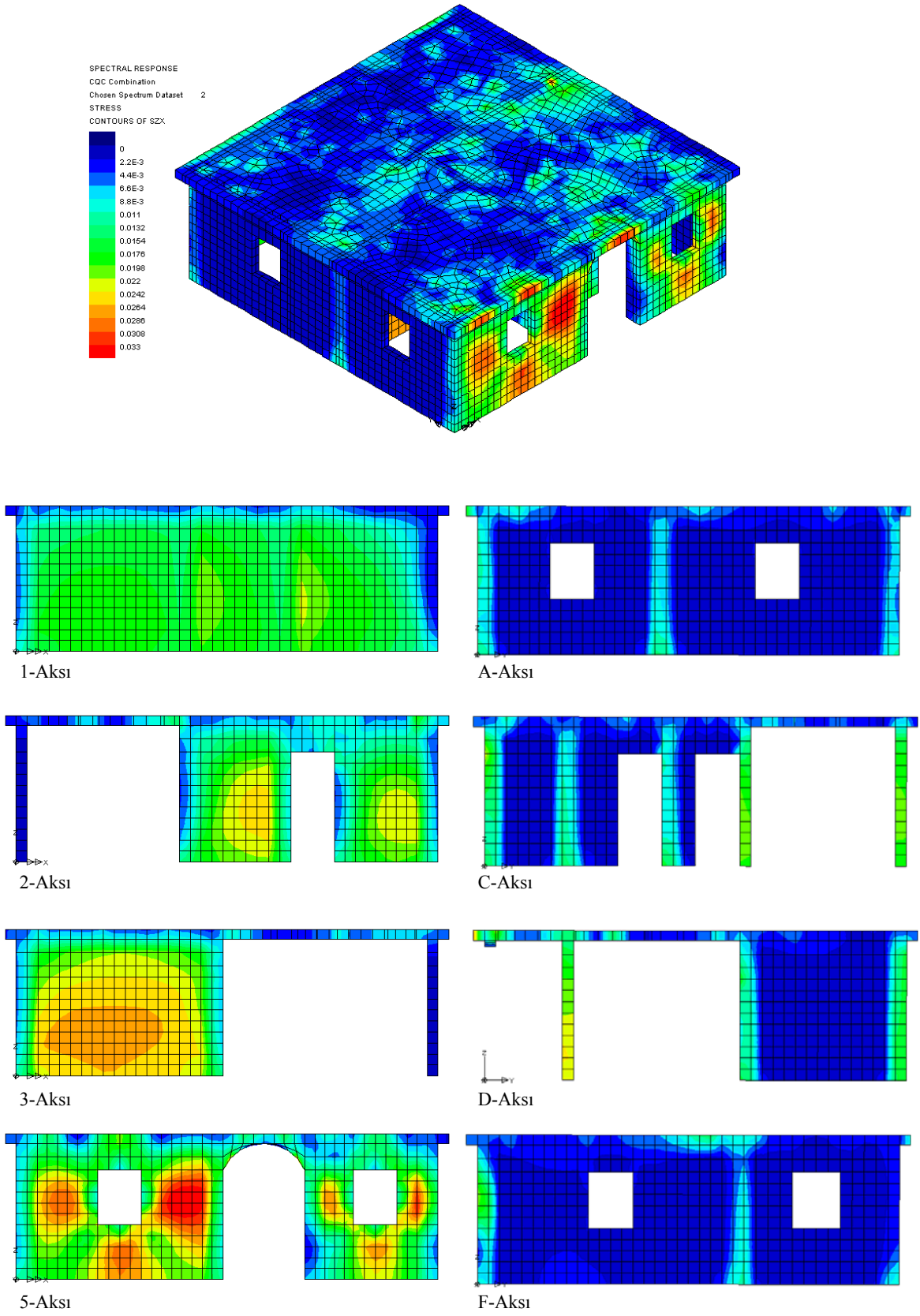
Şekil 2.66. Balâ depreminin Kuzey-Güney bileşeni için yapıdaki YZ düzlemindeki kayma gerilmeleri



Şekil 2.67. Balâ depreminin Doğu-Batı bileşeni için yapıdaki maksimum normal gerilmeler



Şekil 2.68. Balâ depreminin Doğu-Batı bileşenine ait yapıdaki minimum normal gerilmeler



Şekil 2.69. Balâ depreminin Doğu-Batı bileşenine ait yapıdaki XZ düzlemindeki kayma gerilmeleri

Aşağıda Bala depreminin Kuzey-Güney ve Doğu-Batı bileşen kayıtlarının uygulandığı spektral analizler neticesinde elde edilen gerilme ve deplasman sonuçları topluca verilmektedir (Tablo 2.34 ve Tablo 2.35).

Tablo 2.34. Balâ depreminin her iki bileşeninden elde edilen spektral analiz sonuçları (gerilme)

Gerilmeler	Kuzey-Güney doğrultusu		Doğu-Batı doğrultusu	
	Maksimum Değerler (MPa)	Düğüm Numaraları	Maksimum Değerler (MPa)	Düğüm Numaraları
σ_x	0,39	58636	0,32	58657
σ_y	0,41	58592	0,30	35058
σ_z	0,14	57	0,11	60
σ_{xy}	0,16	68673	0,13	68673
σ_{yz}	0,06	58189	0,05	58189
σ_{zx}	0,05	35918	0,03	17098
σ_{max}	0,41	58592	0,35	57292
σ_{min}	-0,037	17176	-0,033	17176

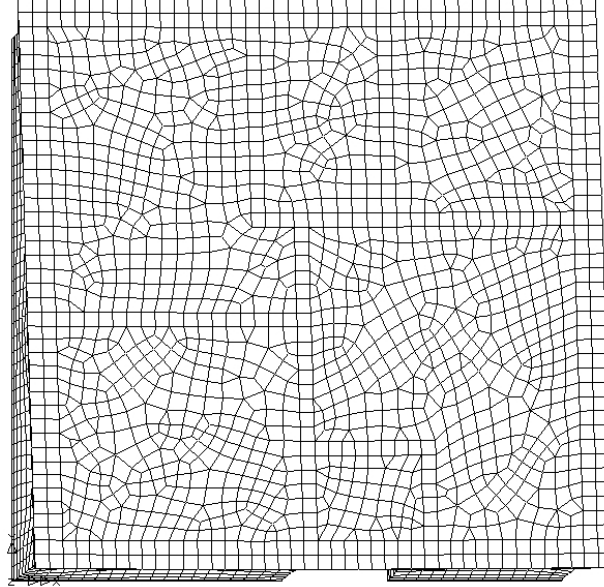
Tablo 2.35. Balâ depreminin her iki bileşeninden elde edilen spektral analiz sonuçları (deplasman)

Deplasmanlar	Kuzey-Güney doğrultusu		Doğu-Batı doğrultusu	
	Maksimum Değerler (mm)	Düğüm Numaraları	Maksimum Değerler (mm)	Düğüm Numaraları
x-doğrultusunda	2,2	4527	2,19	4526
y-doğrultusunda	2,6	28468	1,32	35589
z-doğrultusunda	0,7	3785	0,64	3785

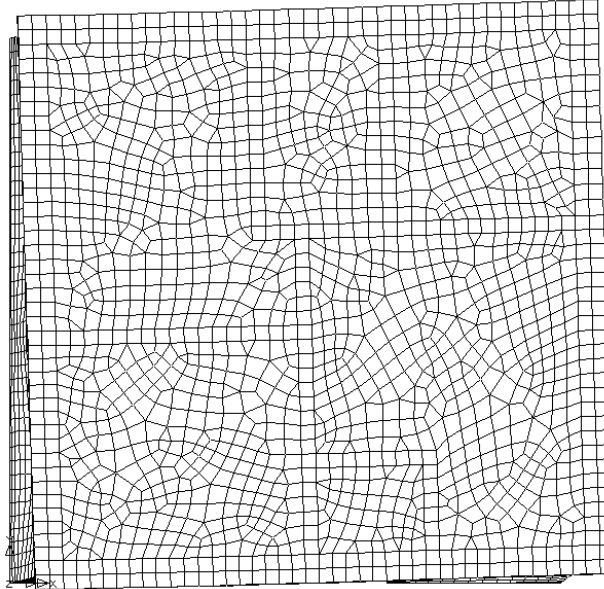
Tablo 2.34 incelendiğinde Kuzey-Güney bileşeni, yığma yapıda diğer bileşene göre daha fazla normal ve kayma gerilmelerini meydana getirdiği görülmektedir. Kuzey-Güney bileşeninin uygulandığı spektral analiz neticesinde yapıda bileşen doğrultusunda maksimum 2,6 mm deplasman meydana gelmesine karşın Doğu-Batı bileşeni uygulandığında bileşen doğrultusunda 2,19 mm deplasman meydana gelmektedir.

Kuzey-Güney ve Doğu-Batı doğrultularına göre gerçekleştirilen spektrum analizinden normal gerilmeler açısından ekstremum değerlerin döşemelerde meydana geldiği kayma gerilmeleri açısından ise hesap yapılan doğrultulardaki duvarların özellikle orta açıklıklarında maksimum değerlere ulaştığı görülmektedir.

Aşağıda spektrum analizlerinden elde edilen deforme olmuş modelin üstten görünüşleri yer almaktadır (Şekil 2.70).



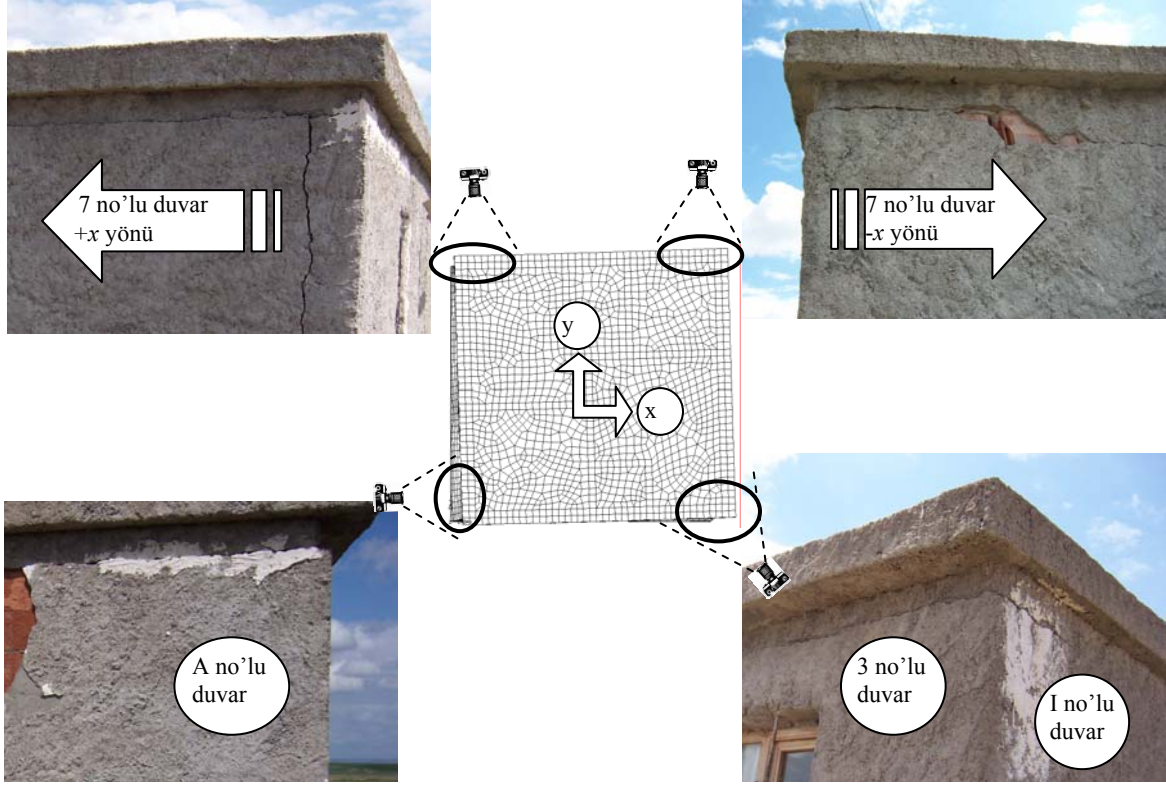
a)Kuzey-Güney doğrultusuna göre



b) Doğu-Batı doğrultusuna göre

Şekil 2.70. Balâ depremi spektrum analizinde her iki doğrultu için deforme olmuş model

Yukarıdaki şekilden de görüleceği üzere her iki doğrultuda yapılan spektrum analizleri sonucunda yığma yapıda bir burulma meydana gelmiştir. Söz konusu burulmayı yığma duvarlarda meydana gelen çatlaklardan da görmek mümkündür (Şekil 2.71).



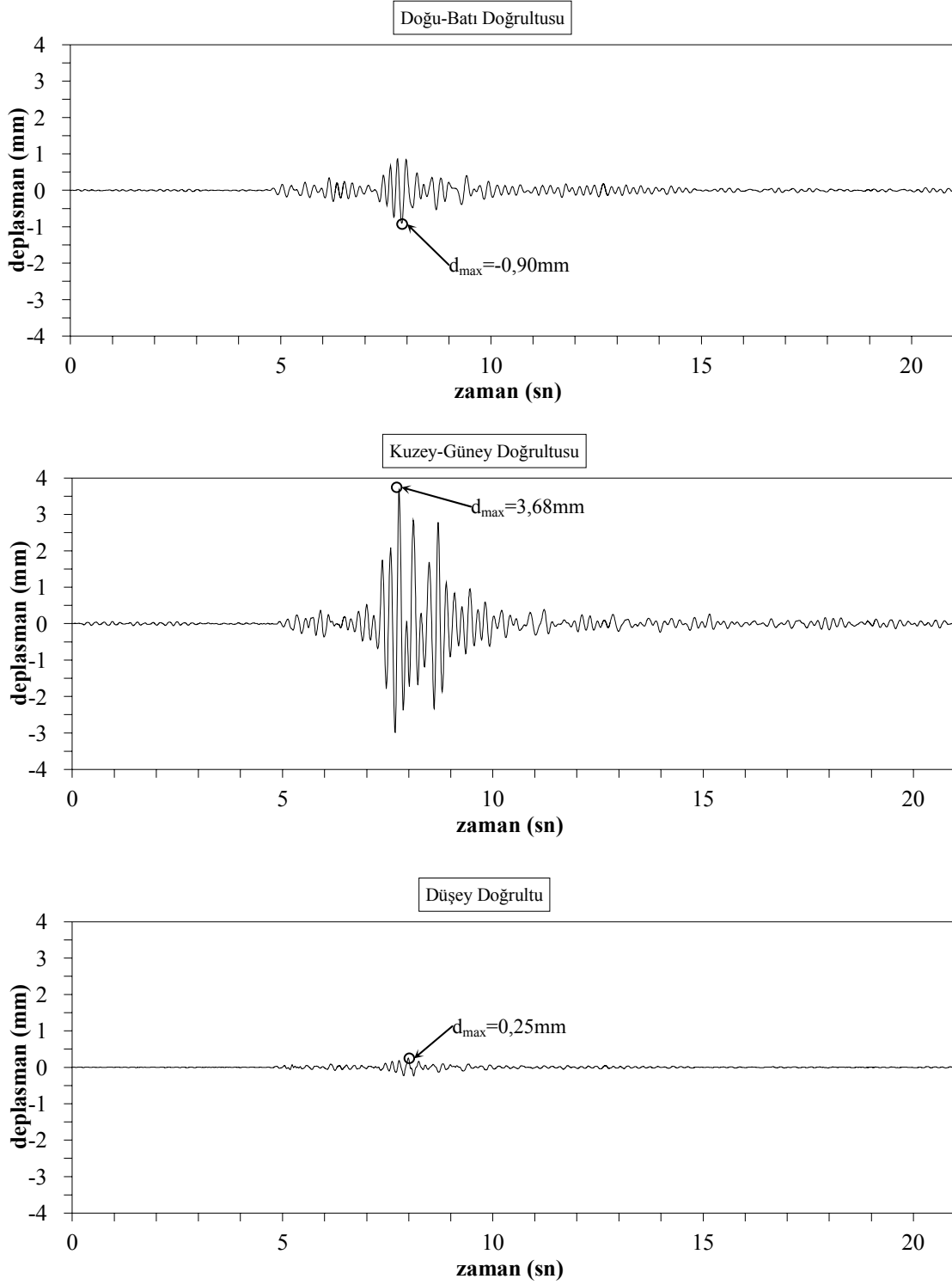
Şekil 2.71. Yığma yapıdaki burulma etkisinin fotoğraflar üzerinde gösterimi

2.9.8. Yığma Binanın Zaman-Tanım Alanında Analizi

Bu bölümde üretilmiş olan matematiksel modele 27 Aralık 2007 Balâ depreminin ivme kayıtları uygulanarak zaman-tanım alanında analizleri yapılmaktadır. İvme kayıtları daha önce Şekil 2.48 de verilmişti.

Balâ depremi ivme kayıtları yığma bina modeline LUSAS programında uygulanmıştır. Yapısal modelde kullanılan malzemelerin elastik davranış gösterdiği kabul edildiğinden, analizler doğrusal elastik zaman-tanım alanında yapılmıştır.

Yapılan analizler sonucunda öncelikle yığma binanın üst döşemesinde meydana gelen yer değiştirmeler incelenmiştir. Aşağıdaki grafikte yığma yapının zaman-tanım alanından elde edilen x , y ve z doğrultularında yapmış olduğu yer değiştirmeler miktarlarının zamanla değişimi verilmektedir (Şekil 2.72).

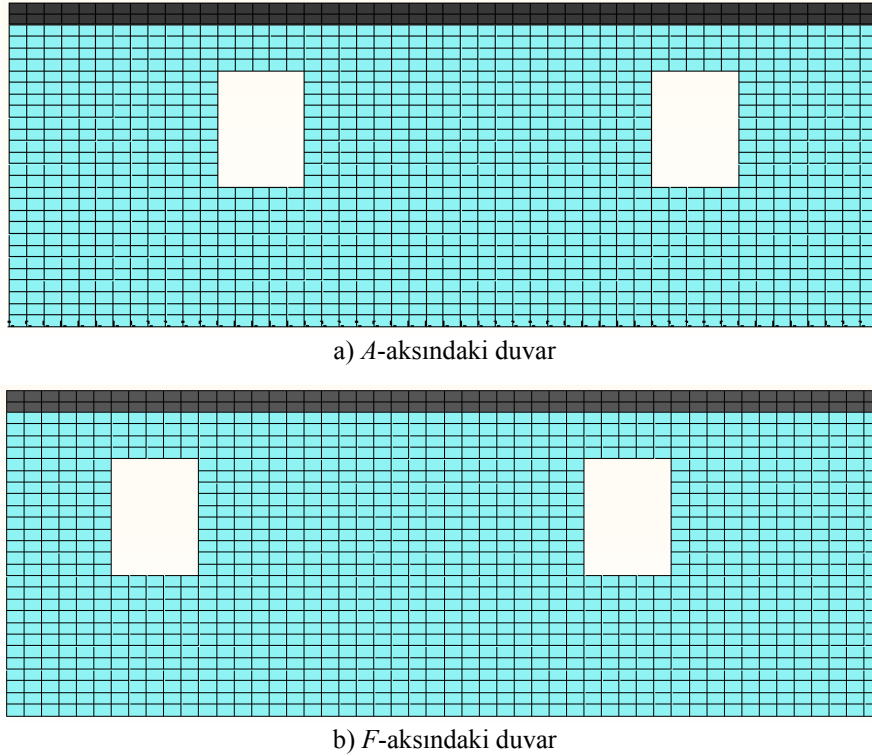


Şekil 2.72. 28468 no'lu düğüm noktasına ait deplasman-zaman eğrileri

Yukarıda zaman-tanım alanında yapılan analizler neticesinde döşemede yer alan 28468 numaralı düğüm noktasına ait deplasman-zaman grafikleri verilmiştir. Buna göre yaklaşık olarak depremin 8.saniyesinde Kuzey-Güney doğrultusunda yapıda maksimum 3,68mm deplasman meydana gelmiştir.

2.9.9. Yığma Binaya Ait Doğrusal Olmayan Analizler

Bu bölümde, deprem doğrultusuna paralel iki taşıyıcı duvar üzerinde (A ve F akslarındaki duvarlar) doğrusal olmayan analizler gerçekleştirilmiştir. Modellemeler DIANA programında basitleştirilmiş mikro modelleme tekniği kullanılarak gerçekleştirilmiştir. Söz konusu modelleme tekniği Bölüm 1.9.2 de verilmektedir. Modellemede yığma birimler ve arayüzey elemanlar kullanılmıştır. Yığma birimler yatayda 25 sıra düşeyde ise 13 sıra 300x200x200mm³ lük tuğlalar ile oluşturulmuştur. A ve F akslarındaki duvarlara ait modeller aşağıdaki Şekil 2.73 de verilmektedir.

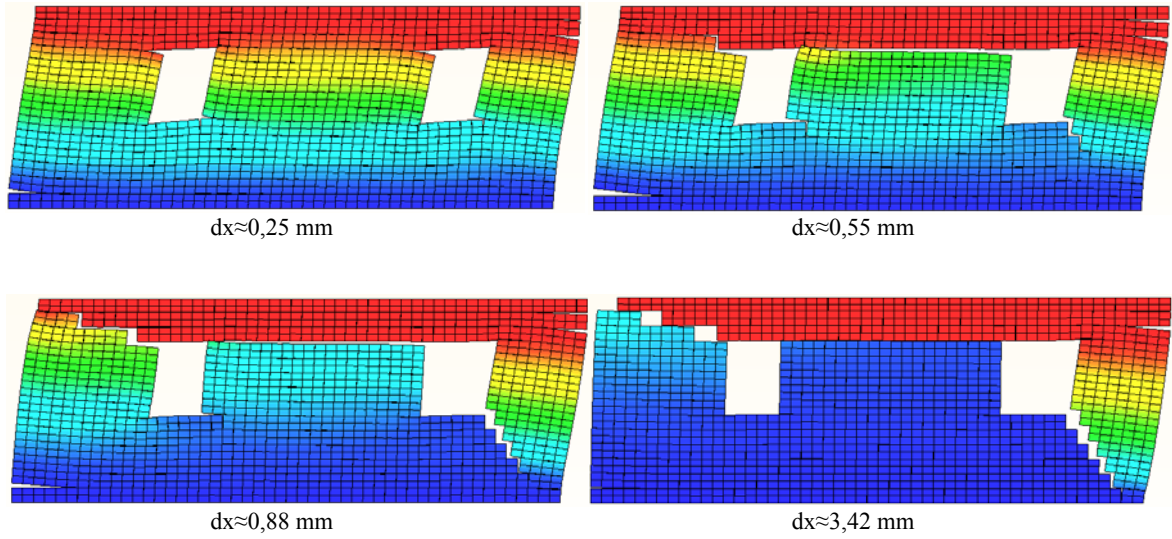


Şekil 2.73. DIANA programında modellenen duvarlar

Modellemesi yapılan her iki duvarda da 3877 adet düğüm noktası ve 1722 adet eleman tanımlanmıştır. Yığma birimler için Elastisite modülü 9600MPa, Poisson oranı ise 0,20 tir. Duvarların üstünde 180mm kalınlığında betonarme döşeme mevcuttur. Bu döşeme için ise Elastisite Modülü 26150 MPa ve Poisson oranı ise 0,2 olarak dikkate alınmıştır. Her iki duvar modeline ait tabandaki düğüm noktalarının her üç doğrultudaki deplasman serbestlikleri tutulmuştur. Modellemelerde tuğla ve döşemelerin elastik bir davranış

sergiledikleri kabul edilmektedir. Elastik ötesi davranış sadece tuğlalar arasında modellenen arayüzeylerde meydana gelecek şekilde kabul edilmiştir. Duvar modelleri döşemelerin üstündeki tüm düğüm noktalarına $+x$ ve $-x$ yönlerinde deplasman yaptırılarak deplasman tabanlı doğrusal olmayan analizleri gerçekleştirilmiştir.

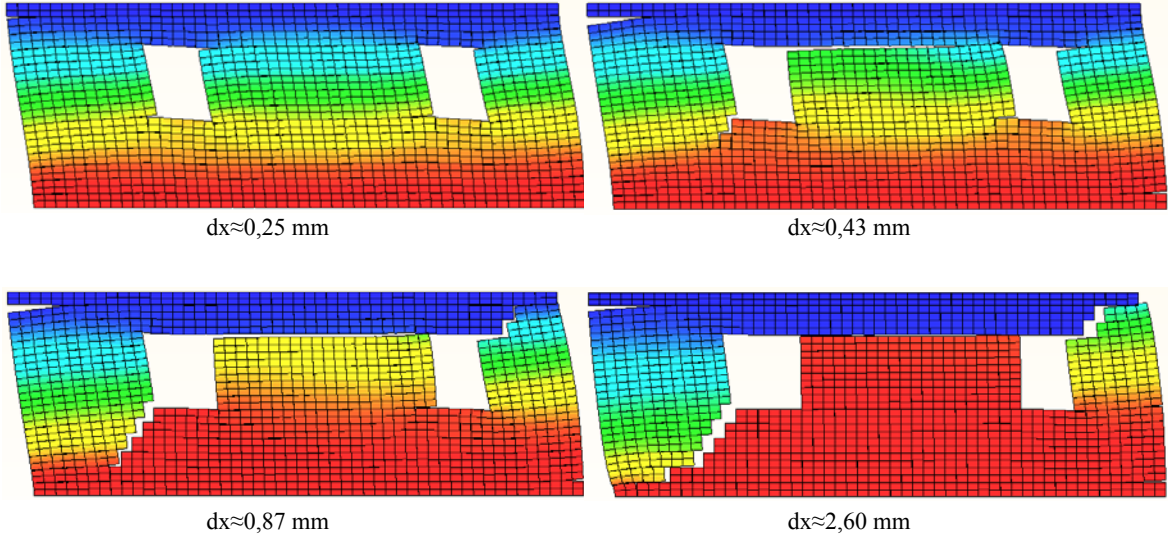
Aşağıdaki Şekil 2.74 de $+x$ yönünde deplasman analizi yapıldığında A -aksına ait duvarda meydana gelen çatlak gelişimi verilmektedir.



Şekil 2.74. $+x$ yönündeki analizle A -aksında meydana gelen çatlak gelişimi

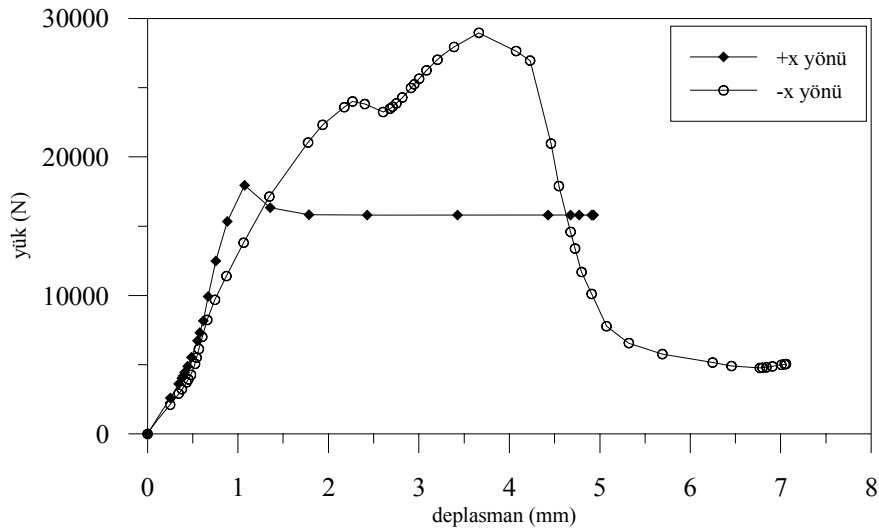
İlk çatlaklar genellikle duvarın alt ve üst köşelerinde meydana gelmektedir. Bu bölgelerde yer alan arayüzeylerin maruz kaldığı çekme gerilmeleri, ara yüzeylerin çekme dayanımını aştığından dolayı çatlaklar meydana gelmiştir. Daha sonra pencere köşelerinden başlayarak diyagonal çatlakların gelişimi görülmektedir. Yaklaşık olarak 3,42mm deplasman olduğunda duvarda çatlak gelişimi durmuştur.

A -aksındaki duvara ikinci yükleme olarak döşemenin üstünde yer alan tüm düğüm noktalarına $-x$ yönünde deplasman uygulanmıştır. Bu analiz sonucunda duvarda meydana gelen çatlakların gelişimi aşağıdaki Şekil 2.75 te gösterilmektedir.



Şekil 2.75. -x yönündeki analizle A-aksında meydana gelen çatlak gelişimi

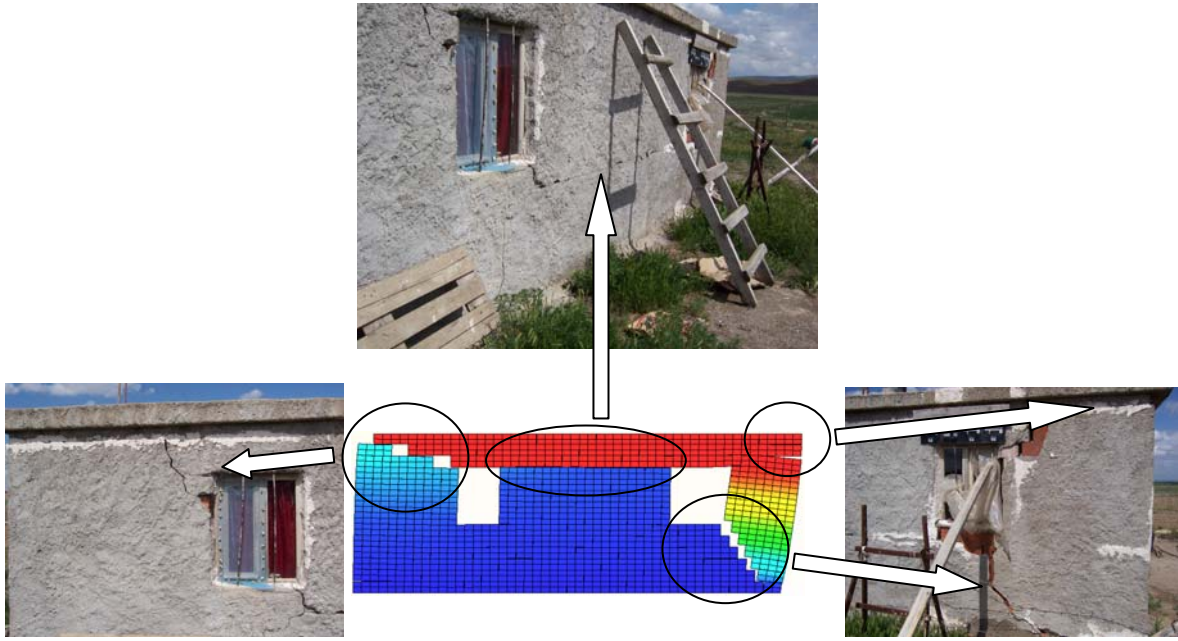
-x yönünde deplasman uygulanan duvardaki çatlaklar, +x yönünde yapılan analize benzer nitelikte olup, öncelikle sol üst köşede döşeme ile tuğlaların arasındaki aderansın kaybolmasından dolayı meydana gelmiştir. Daha sonra sol pencerenin sol alt köşesinden başlayarak diyağonal çatlak gelişimi meydana gelmiştir. Aşağıdaki Şekil 2.76 te, A-aksındaki duvara ait yük-yer değiştirme grafiği verilmektedir.



Şekil 2.76. A-aksındaki duvara ait yük-yer değiştirme eğrileri

A-Aksındaki duvarda yapılan doğrusal olmayan analizlere göre duvar yaklaşık olarak 25kN seviyelerindeki yüke dayanabilmektedir. Duvar, bu yüke karşılık ortalama olarak 4-6 mm lik bir deplasman değerinde stabilitesini korumaktadır. Eşdeğer deprem yüküne göre

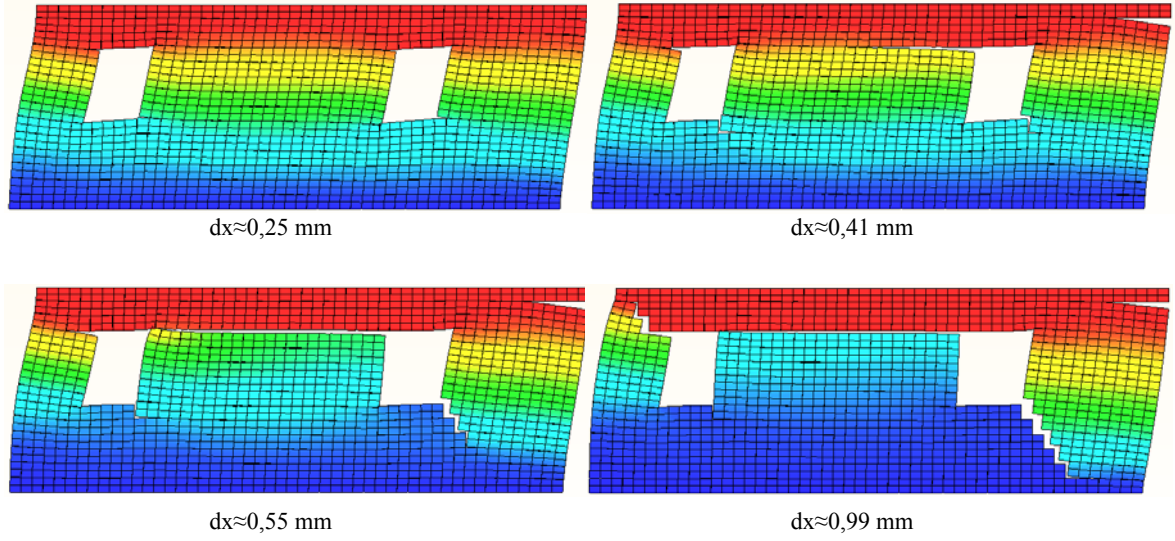
yapılan analizde sözkonusu duvar yaklaşık olarak 100 kN luk bir taban kesme kuvvetine maruz kalmaktaydı. Bu değer duvarın taşıyabileceği yükten fazla olduğundan dolayı çeşitli çatlama mekanizmaları meydana gelmiştir. Doğrusal olmayan analiz esnasında elde edilen çatlak gelişimi ile, depremde hasar görmüş yapıya ait ilgili duvardaki çatlaklar karşılaştırıldığında, çatlakların yerleri ve doğrultularının birbiriyle benzerlik gösterdiği aşağıdaki şekilden görülmektedir.



Şekil 2.77. *A*-aksındaki duvarda analiz sonuçları ile gerçek yapıdaki çatlakların karşılaştırılması

Yukarıdaki şekil incelendiğinde çatlakların yerlerinin ve doğrultularının doğrusal olmayan analizle elde edilen sonuçlarla çok benzerlik gösterdiği anlaşılmaktadır. İki pencere arasındaki yatay kesme çatlağı gerçek yapıda pencerelerin altında meydana gelmesine karşın modelde pencerelerin üstünde meydana gelmektedir. Bunun başlıca sebebi duvar modellenirken sıva etkisinin ihmal edildiği ve modellemeye katılmadığından dolayıdır.

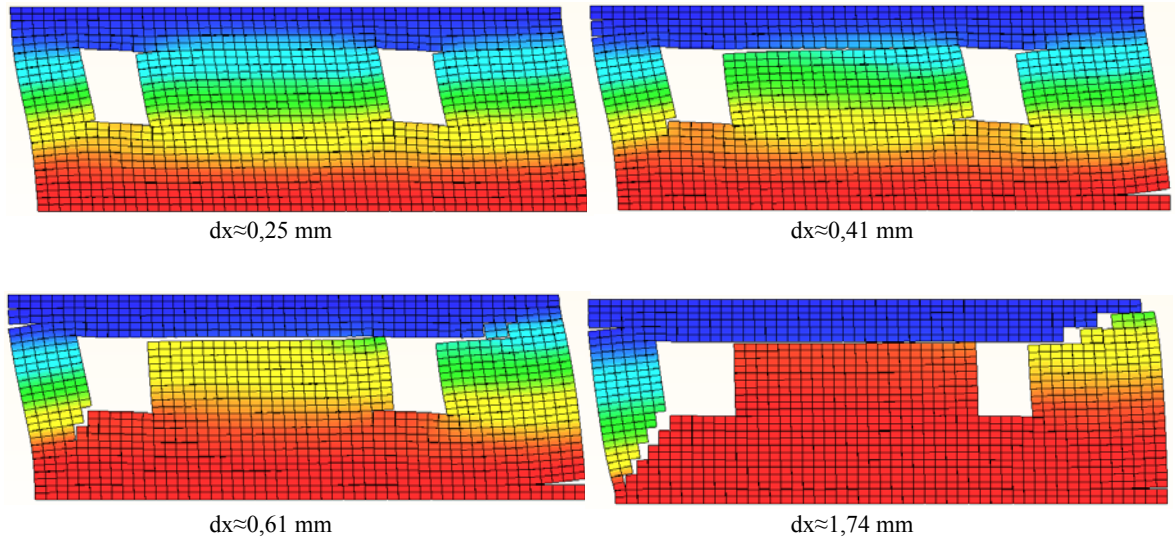
Benzer şekilde *F*-aksındaki duvar modeli oluşturulmuş, $+x$ ve $-x$ yönlerinde deplasman analizleri gerçekleştirilmiştir. Aşağıda $+x$ yönünde gerçekleştirilen deplasman analizi esnasında meydana gelen deformasyonların gelişimi verilmektedir.



Şekil 2.78. $+x$ yönündeki analizle F -aksında meydana gelen deformasyon gelişimi

F -aksındaki duvar modelinde $+x$ yönünde gerçekleştirilen deplasman tabanlı analizlerde çatlaklar döşeme ile tuğlalar arasında meydana gelmiş, daha sonra pencere köşelerinden başlayıp duvar köşelerine kadar uzanan diyagonal çatlaklar oluşmuştur.

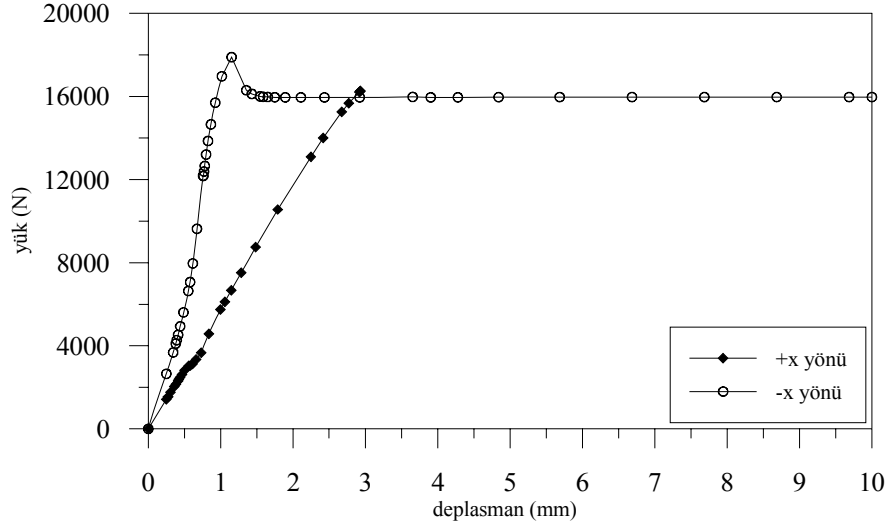
Aşağıdaki Şekil 2.79 da, F -aksındaki duvara $-x$ yönünde uygulanmış deplasman analizine ait çatlak gelişimi verilmektedir.



Şekil 2.79. $+x$ yönündeki analizle F -aksında meydana gelen deformasyon gelişimi

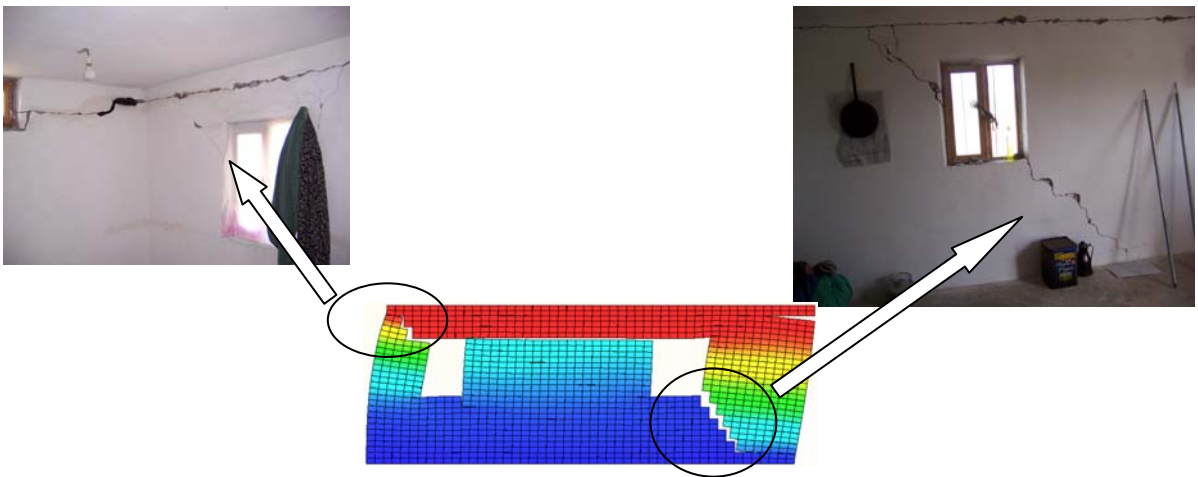
Yukarıdaki şekle göre F -aksındaki duvarda yine döşeme ile tuğlalar arasındaki aderansın yok olmasıyla yatay çatlaklar gözlemlenmiştir. Buna ilave olarak duvarın sol tarafındaki pencereden başlayarak eğik bir çatlak daha meydana gelmiştir. Söz konusu

duvara uygulanan her iki deplasman tabanlı analizlerden elde edilen yük-yer değiştirme grafiği aşağıdaki Şekil 2.80 de verilmektedir.



Şekil 2.80. F -aksındaki duvara ait yük-yer değiştirme eğrileri

Yukarıdaki yük-yer değiştirme grafiği incelendiğinde F -aksındaki duvar yaklaşık olarak 18kN luk bir yatay kuvvete dayanabilmektedir. Söz konusu akstaki duvar analizinde meydana gelen çatlak gelişimleri ile gerçek yapıdaki aynı akstaki duvarda meydana gelen çatlaklar aşağıdaki Şekil 2.81 da topluca verilmektedir.



Şekil 2.81. F -aksındaki duvarda analiz sonuçları ile gerçek yapıdaki çatlakların karşılaştırılması

Yukarıdaki şekle göre *F*-aksındaki duvarda meydana gelen çatlaklar analiz sonuçlarıyla elde edilen çatlaklarla benzerlik göstermektedir. Duvarın döşemeyle birleştiği noktalarda ve pencere aralarında yatay çatlaklar, pencere köşelerinden duvar köşelerine uzanan eğik çatlaklar meydana gelmiştir.

Söz konusu yığma yapının depremden dolayı hasar görmesinin sebeplerinden bazıları aşağıdaki gibi sıralanabilir;

1. Yapıda herhangi bir düşey hatılın olmamasından dolayı duvar köşelerinde çatlaklar meydana gelmiştir.
2. Döşeme kalınlığının fazla olmasından dolayı (yaklaşık 18cm) döşemenin ağırlaşması sonucunda gereğinden fazla atalet kuvvetine maruz kalarak duvarlarda fazlaca kesme kuvveti yaratmıştır.
3. Bazı pencerelerin yönetmelik koşullarına uyulmayarak bina köşesine 1,5m den daha kısa mesafelerde yerleştirilmiştir.
4. Deprem yeri incelemelerimizde tuğlaları birleştiren harcın çok az olması, tuğlalar arasındaki aderansın çok zayıf olmasına yol açmıştır. Bu sebeple bu ara yüzlerdeki çekme dayanımı deprem etkisinde kolaylıkla aşılabilmiş, çatlakları meydana getirmiştir. Bunun diğer bir göstergesi ise, gözlemler esnasında özellikle tuğlalarda hasar görülmemiştir.

3. SONUÇ VE ÖNERİLER

Bilindiği üzere yığma türü yapılar ülkemizde daha önceleri şehir merkezlerinde de inşa edilmiş olmalarına rağmen günümüzde özellikle kırsal kesimlerde halen daha inşa edilmektedir. Bunun sonucu olarak nüfusumuzun önemli bir kısmı halen yığma yapılarda yaşamaktadır. Bu çalışmanın tümünden çıkarılabilecek bazı sonuçlar ve öneriler aşağıda özetlenmektedir.

Yığma yapıların bilgisayarla modellenmesinde genellikle 3 farklı modelleme tekniği kullanılmaktadır. Bunlar; detaylı mikro modelleme, basitleştirilmiş mikro modelleme ve makro modellemedir. Modellenecek yapının veya yapı parçasının büyüklüğüne ve önemine göre kullanılacak modelleme tekniği değişebilmektedir. Bundaki esas amaç elde bulunan mevcut bilgisayarın kapasitesiyle ve modellemeye harcanacak zamanla ilgilidir. Büyük sistemlerin analizinde makro modelleme tekniğinin, küçük veya önemli yapı parçalarının analizlerinde ise basitleştirilmiş veya detaylı mikro modelleme tekniklerinin kullanımı yoluna gidilmesi uygun olmaktadır.

Özellikle mikro modellemelerde kullanılan tuğla-harç arasındaki arayüzeylerin çekme dayanımının, tuğlanın ve harcın çekme dayanımlarından çok düşük olması durumunda modelleme aşamasında tuğla ve harcın elastik davrandığı kabul edilmelidir. Elastik ötesi davranış sadece arayüzeylerde tanımlanmalıdır. Böylece yığma duvarların çeşitli yükler altındaki davranışları daha net bir şekilde incelenebilmektedir.

Çalışmada doğrusal analizler için FEMMAS-L adında bir programın kodları MATLAB programında hazırlanmıştır. Uygulamalar göstermiştir ki, geliştirilen programdan elde edilen sonuçlar, kontrol amaçlı LUSAS programından elde edilen sonuçlarla aynıdır. Gerek ulusal ve gerekse uluslararası literatürde günümüze kadar yığma yapılar için çok çeşitli kodlamalar yapılmıştır. Genellikle bu kodlamalar C, C++ veya FORTRAN dillerinde yazılmıştır. FEMMAS-L programının kodları, araştırmacıların anlayabileceği tarzda ve çok basit olarak yazılmasından dolayı bu bağlamda en önemli tercih sebebi olacaktır.

Çalışmada doğrusal olmayan elastik ötesi davranışı belirlemeye yönelik yine MATLAB programında FEMMAS-NL adında bir kod daha yazılmıştır. Doğrusal olmayan analizlerin yapıldığı bu program diğerine göre daha kapsamlıdır. Buna karşın sadece dörtgen elemanın ve kırılma kriteri olarak sadece Drucker-Prager'in tanımlandığı sözkonusu program

geliştirilmeye oldukça müsait bir yapıya sahiptir. Program gerek deneysel verilerle ve gerekse LUSAS programının sonuçlarıyla karşılaştırılarak doğrulanmıştır.

Harcın ve tuğlanın dayanımlarının aksel basınç altındaki yığma duvarlara etkisi üzerine yapılan çalışmada, harcın Elastisite Modülünün tuğlanın Elastisite Modülüne oranının (E_{mr}/E_{br}) 0,33 değerinden küçük olduğu durumlarda harç dayanımı aksel basınç altındaki yığma prizmaların dayanımını olumsuz yönde etkileyen bir parametre olduğu tespit edilmiştir. E_{mr}/E_{br} oranının 0,33'ten daha büyük olduğu durumlarda ise yığma prizmaların rijitliklerinde pek fazla bir değişiklik meydana gelmemektedir. Buna göre harcın Elastisite Modülü, Tuğlanın Elastisite Modülünün en az 0,33 katı kadar dikkate alınmalıdır. Ayrıca, harcın Elastisite Modülündeki değişimler, aksel basınca maruz kalan yığma duvarların yük taşıma kapasitesinde etkili olmamaktadır. Buna karşın E_{mr}/E_{br} arttıkça modellerin sünekliği önemli oranlarda artmaktadır.

Yatay yükler etkisindeki farklı örgü biçimlerine sahip yığma duvarların dayanımları ile ilgili yapılan çalışmaya göre aralarında taşıma kapasitesi en yüksek olan örgü biçimleri şaşırtmalı örgü, Amerikan örgü ve Flaman örgü biçimleridir. Aralarında taşıma kapasitesi en zayıf olan örgü biçimi ise düz örgüdür.

Düşey hatılların düzlem içi yatay etkiler altındaki yığma duvarların taşıma kapasitesine etkisi üzerine yapılan çalışmada dört farklı model üretilmiştir. Bunlardan birincisi düşey hatılların olmaması durumu, ikincisi düşey hatılların sadece kapı/pencere boşluklarının kenarlarında olması durumu, üçüncüsü düşey hatılların sadece duvar kenarlarında olması durumu, dördüncüsü ise düşey hatılların hem kapı/pencere kenarlarında ve hem de duvar kenarlarında olması durumudur. Söz konusu çalışmadan elde edilen başlıca sonuçlar aşağıda verilmektedir. Buna göre;

a) Düşey hatılların duvarın kenarlarına ve/veya kapı/pencere boşluklarının kenarlarına yerleştirilme şekillerine göre duvarda çatlakların gelişimi, duvarın taşıma kapasitesi ve sünekliği farklılık gösterebilmektedir.

b) Düşey hatılların hiç konmaması durumunda ilk çatlaklar duvarın alt ve üst kısmında çapraz köşelerde eğilme çatlağı olarak ortaya çıkmaktadır.

c) Sadece boşluk kenarlarında bulunan hatıllar sadece boşluk çevresini etkilediğinden, iki düşey hatıl arasındaki tuğlaların durumları duvarın esas taşıma gücünü belirlemektedir.

d) Sadece duvar kenarlarında hatılların bulunması, boşluk bölgelerinin daha fazla gerilmelere maruz bırakmakta ve duvarın taşıma kapasitesinde önemli sayılabilecek azalmalara yol açmaktadır.

e) Hem boşluk kenarlarında hem de duvar kenarlarında hatılların bulunması halinde tüm duvar komple çalışabilmektedir. Yüklemeler duvarın tamamına eşit olarak etkilemektedir. Bu sebeple duvarın taşıma kapasitesine her tuğla ve her arayüzey elemanı etkilediğinden maksimum fayda görülmektedir.

f) Düşey hatılların duvar kenarlarında olduğu durumlarda genellikle kesme çatlakları pencere kenarlarından eğik olarak başlamaktadır. Düşey hatılların sadece kapı/pencere boşluğunun her iki kenarında olduğu durumlarda ise ilk önce eğilme çatlakları serbest kalan duvar kenarlarında oluşmaktadır. Düşey hatılların hem boşluk ve hem de duvar kenarlarında olduğu durumlarda ise ilk önce oluşacak çatlaklar diyagonal kesme çatlaklarıdır.

g) Düşey hatılların bulunduğu yığma duvarlarda yatay etkiler karşısında meydana gelebilmesi muhtemel çatlaklar düşey ve yatay hatılların birleştiği bölgelere kadar ilerleyememektedir.

h) İki düşey hatılın birbirine yakın olarak yerleştirildiği bölgelerde iki düşey hatıl arasında mevcut bulunan yığma tuğla duvarı bloklar halinde yatay olarak çatlarmaktadır.

Düşey hatılların, yığma duvarların düzlem dışı davranışlarına yönelik dört farklı model üzerinde analizler gerçekleştirilmiştir. Üretilen modeller üç boyutlu olup parametreler düşey hatılların duvarın düzlem içi davranışı analizlerinde kullanılan parametreler ile aynıdır. Elde edilen sonuçların ışığı altında düşey hatılların yığma duvarların düzlem dışı davranışlarına etkisi ihmal edilebilir seviyelerde kaldığı söylenebilir.

Dolu gövdeli yığma duvar uzunluklarının taşıma kapasitesine olan etkilerinin incelendiği çalışmadan elde edilen sonuçlara göre, dolu gövdeli duvar uzunluğu ortalama olarak 1,5m-1,8m arasındaki mesafelerdeki duvarlar optimum taşıma kapasitesine sahip duvarlar olarak ön plana çıkmaktadırlar.

Tezin son kısımlarında 20-27 Aralık 2007 tarihlerinde meydana gelen Balâ depreminde ağır hasara uğrayan tuğla yığma bir yapının statik ve dinamik analizleri yapılmıştır. Elde edilen en önemli sonuçlardan birisi, yapıda düşey ve yatay hatılların mevcut olmayışından dolayı hasara uğramış olmasıdır. Ayrıca tuğlalar arasındaki harcın çekme dayanımının çok düşük olması da meydana gelen hasarın diğer önemli sebeplerinden birisidir. Yapılan doğrusal olmayan analizler neticesinde binada meydana gelen çatlaklar, yapısal modelde de elde edilmiştir.

Balâ depremindeki yapısal hasarların incelenmesi üzerine statik, modal, tepki spektrumu ve zaman-tanım alanında analizler yapılmıştır. Tüm bu analizlerde malzemenin doğrusal bir davranış sergilediği kabul edilmektedir. Daha sonra basitleştirilmiş mikro

modelleme yöntemiyle iki farklı duvarın doğrusal olmayan analizleri gerçekleştirilmiştir. Elde edilen sonuçlar karşılaştırıldığında doğrusal olmayan analizlerden elde edilen sonuçların, gerçekte yapıdaki hasarları yorumlamada daha nitelikli olduğu görülmektedir. Bu sonuç ta doğrusal olmayan analizin gerçeğe daha fazla yakın olduğunu göstermektedir.

Bu çalışmada detaylı mikro modellemede yapılan doğrusal olmayan analizler DIANA programında gerçekleştirilmiştir. Çatlama, kayma ve göçme mekanizmalarının aynı anda tanımlanabildiği kompozit arayüzey modeli DIANA programında mevcuttur. Fakat bu malzeme modeli sadece iki boyutlu analizlerde kullanılabilir. Özellikle yığma duvarların düzlem dışı davranışlarının incelendiği çalışmalar için kompozit arayüzey modelinin üç boyutlu formülasyonun geliştirilmesi önem arz etmektedir. Bu sebepten dolayı üç boyutlu kompozit arayüzey modelinin kodlama çalışması, üzerinde çalışılabilecek başlı başına bir konu olabilir.

4. KAYNAKLAR

- ACI.530.1-88, 1988. Building Code Requirements for Masonry Structures. American Concrete Institute.
- Akköse, M. 1997. Kemer Barajların Lineer ve Lineer Olmayan İki ve Üç Boyutlu Statik ve Dinamik Analizi, Yüksek Lisans Tezi, Karadeniz Teknik Üniversitesi, Fen Bilimleri Enstitüsü, Trabzon.
- Anthoine, A. 1997. Homogenization of Periodic Masonry: Plane Stress, Generalized Plane Strain or 3D Modeling, Communications in Numerical Methods in Engineering, 13, 319-326.
- Arun, G. 2005. Yığma Kagir Yapı Davranışı. Yığma Yapıların Deprem Güvenliğinin Artırılması Çalışmayı. Orta Doğu Teknik Üniversitesi, Ankara.
- Asteris, P.G. ve Symakezis, C.A. 2005. Strength of Unreinforced Masonry Walls under Concentrated Compression Loads. Practice Periodical on Structural Design and Construction, 10, 133-140.
- Asteris, P.G. ve Tzamtzis, A.D. 2003. On the Use of a Regular Yield Surface for the Analysis of Unreinforced Masonry Walls, Electronic Journal of Structural Engineering, 3, 23-42.
- Aydan, Ö. 1997. Analysis of Masonry Structures by Finite Element Method. Prof. Dr. A. Rifat Yarar Symposium, İstanbul.
- Bağcı, M. 2003. Yatay Yükler Etkisindeki Dolgulu Betonarme Düzlem Çerçevesinin Malzeme Bakımından Nonlineer Analizi, Doktora Tezi, Balıkesir Üniversitesi, Fen Bilimleri Enstitüsü, Balıkesir.
- Bathe, K. J. 1996. Finite Element Procedures, Prentice-Hall Inc, 1029 s.
- Batur, A. 1999. Donatısız Yığma Binaların Yatay Yükler Altındaki Davranışı ve Bazı Ülkelerin Şartnamelerinin İncelenmesi, Yüksek Lisans Tezi, İTÜ, Fen Bilimleri Enstitüsü, İstanbul.
- Bayülke, N. 2001. Depreme Dayanıklı Betonarme ve Yığma Yapı Tasarımı, İnşaat Mühendisleri Odası İzmir Şubesi, İzmir.
- Bayülke, N. 1992. Yığma Yapılar (Genişletilmiş 2nci Baskı), Bayındırlık ve İskân Bakanlığı- Afet İşleri Genel Müdürlüğü, Deprem Araştırma Dairesi Başkanlığı, Ankara.
- Benedetti, D. ve Benzoni, G.M. 1984. A Numerical Model for Seismic Analysis of Masonry Buildings: Experimental correlations. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 12, 817-831.
- Benedetti, D., Carydis, P. ve Limongelli, M.P. 2001. Evaluation of the Seismic Response of Masonry Buildings Based on Energy Functions. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 30, 1061-1081.

- Benedetti, D., Carydis, P. ve Pezzoli, P. 1998. Shaking Table Tests on 24 Simple Masonry Buildings. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 27, 67-90.
- Berto, L., Saetta, A., Scotta, R. ve Vitaliani, R. 2005. Failure Mechanism of Masonry Prism Loaded in Axial Compression: Computational Aspects, Materials and Structures, 38, 249-256.
- Berto, L., Saetta, A., Scotta, R. ve Vitaliani, R. 2004. Shear Behaviour of Masonry Panel: Parametric FE Analyses, International Journal of Solid and Structures, 41, 4383-4405.
- Bozdoğanlı, A.T. 1998. Deprem Yüklerinin Altında Yığma Duvarların Dayanımı ve Takviyesi, Yüksek Lisans Tezi, İTÜ, Fen Bilimleri Enstitüsü, İstanbul.
- Brencich, A., Corradi, C., Gambarotta, L., Mantegazza, G. ve Sterpi, E. 2002. Compressive Strength of Solid Clay Brick Masonry Under Eccentric Loading, Proceedings of the British Masonry Society , 9, 37-46.
- Burd, H. 2000. Modeling Tunneling-Induced Settlement of Masonry Buildings, Proc. Instn. Civ. Engrs. Geotech. Engr., 143, 17-19.
- Casolo, S. 1999. Rigid Element Model for Non-linear Analysis of Masonry Façades Subjected to Out-Of-Plane Loading, Communications in Numerical Methods in Engineering, 15, 457-468.
- Cecchi, A., Milani, G. ve Tralli, A. 2005. Validation of Analytical Multiparameter Homogenization Models for out-of-plane Loaded Masonry Walls by Means of the Finite Element Method, Journal of Engineering Mechanics, 131, 185-198.
- Chaimoon, K. ve Attard, M.M. 2006. Modeling of Unreinforced Masonry Walls under Shear and Compression, Engineering Structures, 29, 2056-2068.
- Chaker, A.A. ve Cherifati, A. 1999. Influence of Masonry Infill Panels on the Vibration and Stiffness Characteristics of R/C Frame Buildings, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 28, 1061-1065.
- Chen, W.F. 1982. Plasticity in Reinforced Concrete, McGraw-Hill, New York, N.Y.
- Chen, W.F. ve Mizuno, E. 1990. Nonlinear Analysis in Soil Mechanics, Elsevier Science Publishers B.V, 661 s.
- Chon, K. 1996. Nonlinear Finite Element Analysis of the Inelastic Behavior of Reinforced Masonry Walls, Doktora Tezi, University of California, Los Angeles.
- Corrêa, M. ve Ramalho, M. 2004. A Simple Finite Element Based Model for Evaluating the Interaction of Load Bearing Walls Subjected to Vertical Loading, Construction and Building Materials, 18, 2, 77-89.
- Creazza, G., Saetta, A., Matteazzi, R. ve Vitaliani, R.V. 2000. Analyses of Masonry Vaulted Structures by Using 3-D Damage Model, European Congress on Computational Methods in Applied Sciences and Engineering, Barcelona.

- Çakmak, A.Ş., Moropoulou, A. ve Mullen, C.L. 1995. Interdisciplinary Study of Dynamic Behavior and Earthquake Response of Hagia Sophia. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 14, 125-133.
- DBYBHY. 2007. Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında Yönetmelik, Türk Standartları Enstitüsü, Ankara.
- De Borst, R. 1987. Integration of Plasticity Equations for singular yield functions, Computers & Structures, 26,5, 823-829.
- DIANA. 2008. Finite Element Analysis Program, TNO DIANA, Delft, The Netherlands.
- DİE. 2000. Bina Sayımı, Devlet İstatistik Enstitüsü, Ankara.
- Doğangün, A., Acar, R., Livaoğlu, R. ve Tuluk, Ö.İ. 2006. Performance of Masonry Minarets Against Earthquakes and Winds in Turkey, 1st International Conference on Restoration of Heritage Masonry Structures, 32, Cairo, Egypt.
- Doğangün, A., Ural, A. ve Livaoğlu, R. 2008. Seismic Performance of Masonry Buildings During Recent Earthquakes in Turkey, The 14th World Conference on Earthquake Engineering. Beijing, China.
- Doherty, K., Griffith, M.C., Lam, N. ve Wilson, J. 2002. Displacement-Based Seismic Analysis for Out-Of-Plane Bending of Unreinforced Masonry Walls, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 31, 833-850.
- Drucker, D.C. ve Prager W. 1952. Soil Mechanics and Plastic Analysis or Limit Design, Q. Appl. Math., 10, 2, 157-175.
- Dymiotis, C. ve Gutleiderer, B.M. 2002. Allowing for Uncertainties in the Modelling of Masonry Compressive Strength, Construction and Building Materials, 16, 443-452.
- Dymiotis, C., Kappos, A.J. ve Chryssanthopoulos, K. 2001. Seismic Reliability of Masonry Infilled RC Frames, Journal of Structural Engineering, 127, 3, 296-305.
- Elgwady, M.A., Lestuzzi, P. ve Badoux, M. 2003. In-Plane Lateral Behavior of URM Walls Upgraded with Composites, Proceedings of Response of Structures to Extreme Loading Conference XL2003.
- Erden, G. 2004. Donatısız ve Sarılmış Yığma Yapıların Deprem Davranışlarının İncelenmesi, Yüksek Lisans Tezi, KTÜ, Fen Bilimleri Enstitüsü, Trabzon.
- Eurocode-8. 2006. Design of Structures for Earthquake Resistance - Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings.
- FEMA-368. 2000. NEHRP Recommended Provisions for Seismic Regulations for New Buildings and Other Structures, Building Seismic Safety Council.
- FEMMAS. 2008. Finite Element Method of Masonry Structures, Karadeniz Teknik Üniversitesi, Trabzon.

- Formica, G., Sansalone, V. ve Casciaro, R. 2002. A Mixed Solution Strategy for the Nonlinear Analysis of Brick Masonry Walls, Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering, 1919, 5847-5876.
- Galano, L. ve Gusella, V. 1998. Reinforcement of Masonry Walls Subjected to Seismic Loading Using Steel X-Bracing, Journal of Structural Engineering, 124, 886-895.
- Gilstrap, J.M. ve Dolan, C.W. 1998. Out-of-plane Bending of FRP Reinforced Masonry Walls, Composites Science and Technology, 58, 1277-1284.
- Gürel, M.A. 2001. Kargir Dolgu Duvarların Düzlemlerine Dik Deprem Etkileri Altında Davranışı, Doktora Tezi, İTÜ, Fen Bilimleri Enstitüsü, İstanbul.
- Hall, J.D., Schuman, P.M. ve Hamilton, H.R. 2001. Ductile Anchorage for Connecting FRP Strengthening of Under Reinforced Masonry Buildings, Journal of Composites for Construction, 6, 3-10.
- Hamoush, S.A., McGinley, M.W., Mlakar, P., Scott, D. ve Murray, K. 2001. Out-of-plane Strengthening of Masonry Walls with Reinforced Composites, Journal of Composites for Construction, 5, 139-145.
- Hill, R. 1967. The Mathematical Theory of Plasticity, Oxford University Press, London, UK, 355 s.
- Hradil, P., Žák, J., Novák, D. ve Lavický, M. 2001. Stochastic Analysis of Historical Masonry Structures, Possibilities of Numerical and Experimental Techniques Proceedings of the 3rd International Seminar. Guimaraes, Portugal.
- Hutton, D.V. 2004. Fundamentals of Finite Element Analysis, The McGraw-Hill Companies, 494 s.
- Imran, I. 1994. Applications of Non-Associated Plasticity in Modelling the Mechanical Response of Concrete, Doktora Tezi, University of Toronto.
- Juhásová, E., Hurák, M. ve Zembaty, Z. 2002. Assessment of Seismic Resistance of Masonry Structures Including Boundary Conditions, Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 22, 1193-1197.
- Kappos, A.J., Penelis, G.G. ve Drakopoulos, C.G. 2002. Evaluation of Simplified Models for Lateral Load Analysis of Unreinforced Masonry Buildings, Journal of Structural Engineering, 7, 890-897.
- Karantoni, F.V. ve Fardis, M.N. 1991. Computed Versus Observed Seismic Response and Damage of Masonry Buildings, Journal of Structural Engineering, 118, 1804-1821.
- Koçak, A. 1999. Tarihi Yapıların Statik ve Dinamik Yükler Altında Lineer ve Nonlineer Analizi: Küçük Ayasofya Camii Örneği, Doktora Tezi, Yıldız Teknik Üniversitesi, Fen Bilimleri Enstitüsü, İstanbul.
- Köksal, E., Köksal, H.O. ve Yıldırım, H. 2004. Eksenel Basınç Altında Beton Briket Yığma Prizmaların Sonlu Eleman Analizi, İMO Teknik Dergi, 3249-3265.

- Köksal, H.O., Karakoç, C. ve Yıldırım, H. 2005. Compressive Behavior and Failure Mechanisms of Concrete Masonry Prisms, Journal of Materials in Civil Engineering, 17, 1, 107-115.
- Köksal, T. 1995. Sonlu Elemanlar Metodu, Yıldız Teknik Üniversitesi Matbaası, İstanbul, 161 s.
- Kuruşçu, A.O. 2005. Yığma Yapıların Analizi, Yüksek Lisans Tezi, Yıldız Teknik Üniversitesi, Fen Bilimleri Enstitüsü, İstanbul.
- Lee, H.S. ve Woo, S.W. 2002. Effect of Masonry Infills on Seismic Performance of a 3-Storey R/C Frame with Non-Seismic Detailing, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 31, 353-378.
- Lourenço, P.B. 1996. Computational Strategies for Masonry Structures, Doktora Tezi, Delft University of Technology, Delft, Netherlands.
- Lourenço, P.B. 2002. Computations on Historic Masonry Structures. Prog. Struct. Engng. Mater., 4, 301-319.
- Lourenço, P.B., Barros, J.O. ve Oliveira, J.T. 2004. Shear Testing of Stack Bonded Masonry, Construction and Building Materials, 18, 125-132.
- Lourenço, P.B., Oliveira, D.V., Roca, P. ve Orduna, A. 2005. Dry Joint Stone Masonry Walls Subjected to In-plane Combined Loading, Journal of Structural Engineering, 131, 11, 1665-1673.
- Lourenço, P.B., Rots, J.G. ve Blaauwendraad, J. 1998. Continuum Model for Masonry: Parameter Estimation and Validation, Journal of Structural Engineering, 124, 6, 642-652.
- Madan, A. 1996. Nonlinear Modeling of Masonry Walls for Planar Analysis of Building Structures, Doktora Tezi, State University of New York, New York.
- Maganes, G. ve Calvi, G.M. 1997. In-plane Seismic Response of Brick Masonry Walls, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 26, 1091-1112.
- Matlab. 2008. The Mathworks Company. Lisans: KTU, Versiyon: 7.0.0 . Trabzon.
- McNiven, H.D. ve Mengi, Y. 1989. A Mathematical Model for the In-plane Nonlinear Earthquake Behavior of Unreinforced Masonry Walls. Part 2: Completion of the Model, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 18, 249-261.
- Mehrabi, A.B., Shing, P.B., Schuller, M.P. ve Noland, J.L. 1996. Experimental Evaluation of Masonry Infilled RC Frames, Journal of Structural Engineering, 122, 3, 228-237.
- Mengi, Y. ve McNiven, H.D. 1989. A Mathematical Model for the In-plane Nonlinear Earthquake Behavior of Unreinforced Masonry Walls. Part 1: Experiments and Proposed Model, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 18, 233-247.

- Mengi, Y., McNiven, H.D. ve Tanrikulu, A.K. 1991. A Model for Nonlinear Earthquake Analysis of Unreinforced Brick Masonry Buildings, Computers and Structures, 41, 2, 801-812.
- Mengi, Y., Sucuoğlu, H. ve McNiven, H.D. 1984. A Linear Mathematical Model for the Seismic Inplane Behaviour of Brick Masonry Walls, Part 1: Theoretical Consideration, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 12, 313-326.
- Milani, G., Lourenço, P.B. ve Tralli, A. 2005-a. A Micro Mechanical Model for the Homogenized Limit Analysis of out-of-plane Loaded Masonry Walls, 10th International Conference on Civil, Structural Environmental Engineering Computing, Rome, Italy.
- Milani, G., Lourenço, P.B. ve Tralli, A. 2005-b. A Simple Homogenized Micro Mechanical Model for the Analysis at the Collapse of out-of-plane Loaded Masonry Walls, XVII Congresso AIMETA di Meccanica Teorica e Applicata, 1-12, Firenze, Italy.
- Mohebbkhan, A., Tasnimi, A.A. ve Moghadam, H.A. 2008. Nonlinear Analysis of Masonry-Infilled Steel Frames with Openings Using Discrete Element Method, Journal of Constructional Steel Research, 64 , 1463-1472.
- Paquette, J. ve Bruneau, M. 1999. Seismic Resistance of Full-Scale Single Story Brick Masonry Building Specimen, 8th North American Masonry Conference. USA.
- Pegon, P., Pinto, A.V. ve Géradin, M. 2001. Numerical Modeling of Stone-Block Monumental Structures, Computers and Structures, 79, 2165-2181.
- Petersen, R. 2002. Seismic Performance of Out-Of-Plane Unreinforced Masonry Walls, Texas A & M University: Undergraduate Research Assistant Final Report.
- Pietruszczak, S. ve Ushaksaraei, R. 2003. Description of Inelastic Behaviour of Structural Masonry, International Journal of Solids and Structures, 40, 4003-4019.
- Pina-Henriques, J. ve Lourenço, P.B. 2004. Masonry Micro Modeling Adopted a Discontinuous Framework, Proceedings of Seventh International Conference on Computational Structures Technology, Lisbon, Portugal.
- Ramos, L.F. ve Lourenço, P.B. 2005. Seismic Analysis of a Heritage Building Compound in the Old Town of Lisbon, International Conference on the 250th Anniversary of the 1755 Lisbon Earthquake, Lisbon, 362-368.
- Reis, E.M. 2001. Earthquake Design of Reinforced Masonry Buildings, Yüksek Lisans Tezi, Boğaziçi Üniversitesi, Fen Bilimleri Enstitüsü, İstanbul.
- Ryu, H., Chae, Y.B., Jin, B.M. ve Kim, J.K. 1999. Seismic Response of Unreinforced Masonry Residential Building, Proceedings of the First International Summer Symposium, Japan.
- Sab, K. 2003. Yield Design of Thin Periodic Plates by a Homogenization Technique an Application to Masonry Walls, C. R. Mecanique, 331, 641-645.

- Saberi, M. 1998. Deprem Yüklerinin Altında Yığma Binaların Davranışı, Yüksek Linsans Tezi, İTÜ, Fen Bilimleri Enstitüsü, İstanbul.
- Salonikios, T., Karatostas, C., Lekidis, V. ve Anthoine, A. 2003. Comparative Inelastic Pushover Analysis of Masonry Frames, Engineering Structures, 25, 1515-1523.
- Sayed-Ahmed, E.Y. ve Shrive, N.G. 1996. Nonlinear Finite Element Model of Hollow Masonry, Journal of Structural Engineering, 122, 6, 683-690.
- Schultz, A., Hutchinson, R.S. ve Cheok, G.C. 1998. Seismic Performance of Masonry Walls with Bed Joint Reinforcement, Structural Engineers World Congress , 1-7.
- Shing, P.B. ve Mehrabi, A.B. 2002. Behaviour and Analysis of Masonry-Infilled Frames, Prog. Structural Engineering Materials, 4, 320-331.
- Spence, R. ve D'Ayala, D. 1999. Damage assessment and Analysis of the 1997 Umbria-Marche earthquakes, Structural Engineering International, 9, 3, 229-233.
- Sucuoğlu, H. ve Erberik, A. 1997. Performance Evaluation of a Three-Storey Unreinforced Masonry Building During the 1992 Erzincan Earthquake, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 26, 319-336.
- Sucuoğlu, H., Mengi, Y. ve McNiven, H.D. 1984. A Linear Mathematical Model for the Seismic Inplane Behaviour of Brick Masonry Walls, Part 2: Determination of Model Parameters through Optimization Using Experimental Data, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 12, 327-346.
- Swan, C.C. ve Çakmak, A.S. 1993. Nonlinear Quasi-static and Seismic Analysis of the Hagia Sophia Using an Effective Medium Approach, Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 12, 259-271.
- Syrmakizis, C.A. 2006. Seismic Protection of Historical Structures and Monuments, Structural Control and Health Monitoring, 13, 958-979.
- Tanrikulu, A.K., Mengi, Y. ve McNiven, H.D. 1992. The Nonlinear Response of Unreinforced Masonry Buildings to Earthquake Excitations, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 21, 965-985.
- Tanrikulu, K. 1991. Models for Nonlinear Earthquake Analysis of Brick Masonry Buildings, Doktora Tezi, Çukurova Üniversitesi, Fen Bilimleri Enstitüsü, Adana.
- Tedesco, J.W., McDougal, W.G. ve Ross, C.A. 1999. Structural Dynamics, Theory and Applications, Addison Wesley Longman Inc, 816 s.
- Toker, S. ve Ünay, A.İ. 2004. Kemerli Taş Köprülerin Matematiksel Modellenmesi ve Sonlu Elemanlar Yöntemiyle Analizi, G.Ü. Fen Bilimleri Dergisi, 17,2, 129-139.
- Tomažević, M. 1999. Earthquake Resistant Design of Masonry Buildings, Singapore: Imperial College Press, 268 s.

- Tomažević, M. ve Klemenc, I. 1997a. Seismic Behavior of Confined Masonry Walls. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 26, 1059-1071.
- Tomažević, M. ve Klemenc, I. 1997b. Verification of Seismic Resistance of Confined Masonry Buildings, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 26, 1073-1088.
- Tomažević, M. ve Lutman, M. 1996. Seismic Behavior of Masonry Walls; Modeling of Hysteretic Rules, Journal of Structural Engineering, 9, 1048-1054.
- Tomažević, M., Lutman, M. ve Petkovic, L. 1996. Seismic Behavior of Masonry Walls: Experimental simulation, Journal of Structural Engineering, 122, 9, 1040-1047.
- TS.ENV.1996.1-1. 2001. Kâgir Yapıların Tasarımı-Bölüm 1-1; Binalar İçin Genel Kurallar-Donatılı ve Donatısız Kâgir Kuralları (Eurocode 6), Türk Standartları Enstitüsü, Ankara.
- TS-2510. 1977. Kâgir Duvarlar Hesap ve Yapım Kuralları, Türk Standartları Enstitüsü, Ankara.
- TS-705. 1985. Duvarlar İçin Dolu ve Düşey Delikli Fabrika Tuğlaları, Türk Standartları Enstitüsü, Ankara.
- Ural, A. ve Doğangün, A. 2006. Practices of Brick Masonry Construction in Turkey and Their Seismic Behaviors during Earthquakes, 1st International Conference on Restoration of Heritage Masonry Structures, P18, Cairo, Egypt.
- Ural, A., Doğangün, A. ve Görkem, S.E. 2006. Stone Masonry Arch Bridges in Turkey and Analysis of a Sample Bridge Including Nonlinear Behavior, 1st International Conference on Restoration of Heritage Masonry Structures, P28, Cairo, Egypt.
- Ural, A., Oruç, Ş., Doğangün, A. ve Tuluk, Ö.İ. 2008. Turkish Historical Arch Bridges and their Deteriorations and Failures, Engineering Failure Analysis, 15, 43-53.
- URL-1, Bala Depremi İvmeleri, <http://angora.deprem.gov.tr/rapor/bala.htm>, 11 Ocak 2009.
- Uzunoğlu, M. ve Onar, Ö.Ç. 2002. Kolay Anlatımı ile İleri Düzeyde Matlab 6.0-6.5. Türkmen Kitabevi, İstanbul, 460 s.
- Valluzzi, M.R., Tinazzi, D. ve Modena, C. 2002. Shear Behavior of Masonry Panels Strengthened by FRP Laminates, Construction and Building Materials, 16, 409-416.
- Van Zijl, G.P. 2004. Modeling Masonry Shear-Compression: Role of Dilatancy Highlighted, Journal of Engineering Mechanics, 130, 11, 1289-1296.
- van Zijl, G.P., Rots, J.G. ve Vermeltoort, A.T. 2001. Modeling Shear-Compression in Masonry, Proc. 9th Canadian Masonry Symposium. Canada.
- Vermeltoort, A.T., Raijmakers, T.M. ve Janssen, H.J. 1993. Shear Tests on Masonry Walls, Proc. 6th North American Masonry Conference, 1183-1193, Canada.

- Yoshimura, K. ve Kuroki, M. 2001. Damage to Masonry Building Structures Caused by the El Salvador Earthquake of January 13, 2001, Journal of Natural Disaster Science, 23, 2, 53-63.
- Yoshimura, K., Liu, L., Croston, T. ve Ma, L. 1999. Seismic Strengthening for Low-rise Bamboo and Masonry-wall Residential Buildings in Columbia, Faculty Engineering Research Report of Oita University, No.40, Japan.
- Žarnić, R., Gostič, S., Crewe, A.J. ve Taylor, C.A. 2001. Shaking Table Tests of 1:4 Reduced-Scale Models of Masonry Infilled Reinforced Concrete Frame Buildings, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 30, 819-834.
- Zhang, X., Singh, S.S., Bull, D.K. ve Cooke, N. 2001. Out-of-plane Performance of Reinforced Masonry Walls with Openings, Journal of Structural Engineering, 127, 51-57.
- Zhuge, Y., Thambiratnam, D. ve Corderoy, J. 1998. Nonlinear dynamic Analysis of unreinforced masonry, Journal of Structural Engineering, 124 , 270-277.
- Zienkiewicz, O.C. ve Taylor, R.L. 2000-a. The Finite Element Method, Fifth Edition, Vol 1: The Basis. Butterworth Heinemann, 707 s.
- Zienkiewicz, O.C. ve Taylor, R.L. 2000-b. The Finite Element Method, Fifth Edition, Vol 2: Solid Mechanics. Butterworth Heinemann, 479 s.
- Zucchini, A. ve Lourenço, P.B. 2002. A Micro Mechanical Model for the Homogenization of Masonry, International Journal of Solids and Structures, 39, 3233-3255.

5. EKLER

EK - 1 FEMMAS-L Programının Kodları

femmas.m dosyası kodları

```
clear all,clc
disp('Welcome to FEMMAS-L')
disp('Be sure to setup LUSAS_data_file.m')
disp(' ')
disp('-----')
disp('Select your Choice;')
disp('1- SET UP NEW ANALYSIS')
disp('2- RUN ')
disp('3- GET RESULTS ')
disp('4- EXIT ')
disp('-----')
choice_femmas=0;
choice_femmas=input ('Selection =','s');
if choice_femmas=='1'
    set_up
elseif choice_femmas=='2'
    run
elseif choice_femmas=='3'
    get_results
elseif choice_femmas=='exit' | choice_femmas=='EXIT' |
choice_femmas=='EXIT'|choice_femmas=='4';
clear all,clc
disp('Thank you for using FEMMAS-L(2008)')
break
else
clc
choice_femmas=input ('Please select one =','s');
end
```

constants_initials.m dosyası kodları

```
ncoord=size(coord,1); % Number of coordinates
nelement=size(element,1); % Number of elements
nrest=size(bound,1); % Number of restraints
nforce=size(force,1); % Number of forces
num=2*coord(size(coord,1),1); % Number of DOF
GM=zeros(num); % Size of global matrix
uu=zeros(num,1);
duu=zeros(8,1);
%
sig_matrix=zeros(ncoord,3);
sig_matrix_step=zeros(ncoord,3);
eps_matrix=zeros(ncoord,3);
eps_matrix_step=zeros(ncoord,3);
sig_element=zeros(nelement,12);
%
sig_matrix_c=zeros(nelement,12);
sig_matrix_d=zeros(nelement,12);
sig_matrix_c_n=zeros(ncoord,3);
sig_matrix_d_n=zeros(ncoord,3);
%
eps_element=zeros(nelement,12);
sig_step_element=zeros(nelement,12);
eps_step_element=zeros(nelement,12);
```

EK-1'in devamı

```

sig_step_element_n=zeros(ncoord,3);
eps_step_element_n=zeros(ncoord,3);
sig_element_n=zeros(ncoord,3);
eps_element_n=zeros(ncoord,3);
%
%Ortak dugum noktalarını hesaplayan matrix
ortak_node_matrix=zeros(ncoord,2);
for h=1:ncoord;
ortak_node_matrix(h,1)=coord(h,1);
ortak_node_matrix(h,2)=size(find(element(:,2:5)==h),1);
end

```

element_stiffness_matrix.m dosyası kodları

```

K =zeros(8);
%
gauss_point=[-sqrt(3)/3 sqrt(3)/3]; weight=[1 1];
for j=1:4
%
    if j==1; s=gauss_point(1);, r=gauss_point(1);,el=element(i,2); end;
    if j==2; s=gauss_point(1);, r=gauss_point(2);,el=element(i,3); end;
    if j==3; s=gauss_point(2);, r=gauss_point(2);,el=element(i,4); end;
    if j==4; s=gauss_point(2);, r=gauss_point(1);,el=element(i,5); end;
%Coordinates of element
    x1=coord(find(coord(:,1)==element(i,2)),2);
    y1=coord(find(coord(:,1)==element(i,2)),3);
    x2=coord(find(coord(:,1)==element(i,3)),2);
    y2=coord(find(coord(:,1)==element(i,3)),3);
    x3=coord(find(coord(:,1)==element(i,4)),2);
    y3=coord(find(coord(:,1)==element(i,4)),3);
    x4=coord(find(coord(:,1)==element(i,5)),2);
    y4=coord(find(coord(:,1)==element(i,5)),3);
% Determine the Jacobian Matrix
    J11=0.25*((s-1)*x1+(1-s)*x2+(s+1)*x3-(1+s)*x4);
    J12=0.25*((s-1)*y1+(1-s)*y2+(s+1)*y3-(1+s)*y4);
    J21=0.25*((r-1)*x1-(1+r)*x2+(1+r)*x3+(1-r)*x4);
    J22=0.25*((r-1)*y1-(1+r)*y2+(1+r)*y3+(1-r)*y4);
%
    J=[J11 J12
        J21 J22];
%
G=(1/det(J))*[J22 -J12 0 0 ;
              0 0 -J21 J11 ;
              -J21 J11 J22 -J12];
%
P=0.25*[(s-1) 0 (1-s) 0 (s+1) 0 -(1+s) 0 ;
         (r-1) 0 -(1+r) 0 (1+r) 0 (1-r) 0 ;
         0 (s-1) 0 (1-s) 0 (s+1) 0 -(1+s);
         0 (r-1) 0 -(1+r) 0 (1+r) 0 (1-r)];
B =G*P;
%
D=zeros(3,3);
E=materials(find(materials(:,1)==i),2);
v=materials(find(materials(:,1)==i),3);
D=(E/(1-v*v))*[1 v 0 ;
               v 1 0 ;
               0 0 (1-v)/2 ];

```

EK-1'in devamı

```
K=K+(B'*D*B*det(J)*geom(i,2));
End;
```

get_info.m dosyası kodları

```
clc
disp('Selected: 3- GET INFO ')
element = textscan(fid, '%f%f%f%f', 'headerlines', 1);
element=[element{1} element{2} element{3} element{4} element{5}];
%
coord = textscan(fid, '%f%f%f', 'headerlines', 2);
coord=[coord{1} coord{2} coord{3} coord{4}];
%
bound = textscan(fid, '%f%f', 'headerlines', 2);
bound=[bound{1} bound{2} bound{3}];
%
geom = textscan(fid, '%f', 'headerlines', 2);
geom=[geom{1} geom{2} ];
%
materials = textscan(fid, '%f%f%f%f', 'headerlines', 2);
materials=[materials{1} materials{2} materials{3} materials{4}
materials{5} ];
%
force = textscan(fid, '%f%f', 'headerlines', 2);
force=[force{1} force{2} force{3} ];
ncoord=size(coord,1); % Number of coordinates
nelement=size(element,1); % Number of elements
nrest=size(bound,1); % Number of restraints
nforce=size(force,1); % Number of forces
num=2*coord(size(coord,1),1); % Number of DOF
%
disp(['Number of Elements =', num2str(nelement)]);
disp(['Number of Nodes =', num2str(ncoord)]);
disp(['Number of Restraints =', num2str(nrest)]);
disp(['Number of DOF =', num2str(num)]);
%
choice_get_info=input ('Please return to main menu: YES','s');
if isempty(choice_get_info)
FEMMAS
return
else
end
```

get_results.m dosyası kodları

```
clc
%
for devam2=1:1e100
disp('3- GET RESULTS ')
disp('Select one of below :')
disp('1- Undeformed Mesh')
disp('2- Deformed Mesh')
disp('3- Get Info')
disp('4- Return')
%
selection=input('Selection :','s');
%-----
if selection=='1';
```


EK-1'in devamı

```

filename=input ('Open file : ','s');
fid = fopen([filename,'\',filename, '.m'], 'r'); % Dosya okutuluyor
plot_fig
break
elseif selection=='2';
filename=input ('Open file : ','s');
fid = fopen([filename,'\',filename, '.m'], 'r'); % Dosya okutuluyor
plot_fig_deformed
break
elseif selection=='3';
filename=input ('Open file : ','s');
fid = fopen([filename,'\',filename, '.m'], 'r'); % Dosya okutuluyor
get_info
break
elseif selection=='4';
clear all,clc
FEMMAS
break
end
end
end

```

plot_fig.m dosyası kodları

```

figure1 = figure('name','FEMMAS-L Plotter','PaperPosition',[0.6345 6.345
20.3 15.23],'color',[1 1 1],'PaperSize',[20.98 29.68]);
element = textscan(fid, '%f%f%f%f','headerlines',1);
element=[element{1} element{2} element{3} element{4} element{5}];
%
coord = textscan(fid, '%f%f%f%f','headerlines',2);
coord=[coord{1} coord{2} coord{3} coord{4}];
%
bound = textscan(fid, '%f%f%f','headerlines',2);
bound=[bound{1} bound{2} bound{3}];
%
geom = textscan(fid, '%f%f','headerlines',2);
geom=[geom{1} geom{2} ];
%
materials = textscan(fid, '%f%f%f%f','headerlines',2);
materials=[materials{1} materials{2} materials{3} materials{4}
materials{5} ];
%
force = textscan(fid, '%f%f%f','headerlines',2);
force=[force{1} force{2} force{3} ];
%
nelement=size(element,1); % Number of elements
% Create axes
minx=min(coord(:,2))-0.05*(max(coord(:,2))-min(coord(:,2)));
miny=min(coord(:,3))-0.1*(max(coord(:,3))-min(coord(:,3)));
maxx=max(coord(:,2))+0.1*(max(coord(:,2))-min(coord(:,2)));
maxy=max(coord(:,3))+0.1*(max(coord(:,3))-min(coord(:,3)));
axis([minx,maxx,miny,maxy]),hold on;
axis equal
%
% UNDEFORMED SHAPE
def_line=[1 1 2 4
2 4 3 3]';
for p=1:nelement

```

EK-1'in devamı

```

ax=coord(find(coord(:,1)==element(p,2)),2);
ay=coord(find(coord(:,1)==element(p,2)),3);
bx=coord(find(coord(:,1)==element(p,3)),2);
by=coord(find(coord(:,1)==element(p,3)),3);
cx=coord(find(coord(:,1)==element(p,4)),2);
cy=coord(find(coord(:,1)==element(p,4)),3);
dx=coord(find(coord(:,1)==element(p,5)),2);
dy=coord(find(coord(:,1)==element(p,5)),3);
%
tt1=coord(find(coord(:,1)==element(p,2)),1);
tt2=coord(find(coord(:,1)==element(p,3)),1);
tt3=coord(find(coord(:,1)==element(p,4)),1);
tt4=coord(find(coord(:,1)==element(p,5)),1);
%
line=[ax bx cx dx ax
      ay by cy dy ay ];
tt=[tt1 tt2 tt3 tt4];
for k=1:4
    x=linspace(line(1,k),line(1,k+1),2);
    y=linspace(line(2,k),line(2,k+1),2);
    plot1=plot(x,y,'Color',[0 0 0]);hold on; axis off
end;
end;
%
% Restraint points
for j=1:size(bound,1)
    a=bound(j,1);
    if bound(j,2)==1 & bound(j,3)==1
        plot(coord(find(coord(:,1)==a),2),coord(find(coord(:,1)==a),3),'rs-
', 'LineWidth',2)
    elseif bound(j,2)==0 & bound(j,3)==1
        plot(coord(find(coord(:,1)==a),2),coord(find(coord(:,1)==a),3),'b>-
', 'LineWidth',2)
    elseif bound(j,2)==1 & bound(j,3)==0
        plot(coord(find(coord(:,1)==a),2),coord(find(coord(:,1)==a),3),'bv-
', 'LineWidth',2)
    end
end;
end;
%
choice_figure=input('Return to menu ?:YES','s');
if isempty(choice_figure)
    clear all,clc
    get_results
    break
end
end

```

plot_fig_deformed.m dosyası kodları

```

figure1 = figure('name','FEMMAS-L Plotter','PaperPosition',[0.6345 6.345
20.3 15.23],'color',[1 1 1],'PaperSize',[20.98 29.68]);
element = textscan(fid, '%f%f%f%f%f','headerlines',1);
element=[element{1} element{2} element{3} element{4} element{5}];
%
coord = textscan(fid, '%f%f%f%f','headerlines',2);
coord=[coord{1} coord{2} coord{3} coord{4}];
%
bound = textscan(fid, '%f%f%f','headerlines',2);

```

EK-1'in devamı

```

bound=[bound{1} bound{2} bound{3}];
%
geom = textscan(fid, '%f%f', 'headerlines',2);
geom=[geom{1} geom{2} ];
%
materials = textscan(fid, '%f%f%f%f%f', 'headerlines',2);
materials=[materials{1} materials{2} materials{3} materials{4}
materials{5} ];
%
force = textscan(fid, '%f%f%f', 'headerlines',2);
force=[force{1} force{2} force{3} ];
nelement=size(element,1);          % Number of elements
% Create axes
minx=min(coord(:,2))-0.05*(max(coord(:,2))-min(coord(:,2)));
miny=min(coord(:,3))-0.1*(max(coord(:,3))-min(coord(:,3)));
maxx=max(coord(:,2))+0.1*(max(coord(:,2))-min(coord(:,2)));
maxy=max(coord(:,3))+0.1*(max(coord(:,3))-min(coord(:,3)));
%
axis([minx,maxx,miny,maxy]),hold on;
axis equal
for p=1:nelement
ax=coord(find(coord(:,1)==element(p,2)),2);
ay=coord(find(coord(:,1)==element(p,2)),3);
bx=coord(find(coord(:,1)==element(p,3)),2);
by=coord(find(coord(:,1)==element(p,3)),3);
cx=coord(find(coord(:,1)==element(p,4)),2);
cy=coord(find(coord(:,1)==element(p,4)),3);
dx=coord(find(coord(:,1)==element(p,5)),2);
dy=coord(find(coord(:,1)==element(p,5)),3);
%
%DEFORMED SHAPE
acoord=[ax ay
        bx by
        cx cy
        dx dy];
u1x=du(element(p,2)*2-1);    u1y=du(element(p,2)*2);
u2x=du(element(p,3)*2-1);    u2y=du(element(p,3)*2);
u3x=du(element(p,4)*2-1);    u3y=du(element(p,4)*2);
u4x=du(element(p,5)*2-1);    u4y=du(element(p,5)*2);
U=[u1x u1y
   u2x u2y
   u3x u3y
   u4x u4y];
d_acoord=acoord+20*U;
%
    for k=1:4
%
dx=linspace(d_acoord(def_line(k,1),1),d_acoord(def_line(k,2),1));
dy=linspace(d_acoord(def_line(k,1),2),d_acoord(def_line(k,2),2));
    plot2=plot(dx,dy, 'Color',[0 0 0]);hold on;axis off
    end
end
%
% Restraint points
for j=1:size(bound,1)
    a=bound(j,1);
    if bound(j,2)==1 & bound(j,3)==1

```

EK-1'in devamı

```

        plot(coord(find(coord(:,1)==a),2),coord(find(coord(:,1)==a),3),'rs-
', 'LineWidth',2)
        elseif bound(j,2)==0 & bound(j,3)==1
        plot(coord(find(coord(:,1)==a),2),coord(find(coord(:,1)==a),3),'b>-
', 'LineWidth',2)
        elseif bound(j,2)==1 & bound(j,3)==0
        plot(coord(find(coord(:,1)==a),2),coord(find(coord(:,1)==a),3),'bv-
', 'LineWidth',2)
        end
end;
%
choice_figure=input ('Return to menu ?:YES','s');
if isempty(choice_figure)
    clear all,clc
    get_results
    break
end
end

```

run.m dosyası kodları

```

clc
disp('Selected: 2- RUN ')
%
filename=input ('Open file : ','s');
fid = fopen([filename,'\',filename,'.m'], 'r');
%
element = textscan(fid, '%f%f%f%f','headerlines',1);
element=[element{1} element{2} element{3} element{4} element{5}];
%
coord = textscan(fid, '%f%f%f%f','headerlines',2);
coord=[coord{1} coord{2} coord{3} coord{4}];
%
bound = textscan(fid, '%f%f%f','headerlines',2);
bound=[bound{1} bound{2} bound{3}];
%
geom = textscan(fid, '%f%f','headerlines',2);
geom=[geom{1} geom{2} ];
%
materials = textscan(fid, '%f%f%f%f','headerlines',2);
materials=[materials{1} materials{2} materials{3} materials{4}
materials{5} ];
%
force = textscan(fid, '%f%f%f','headerlines',2);
force=[force{1} force{2} force{3} ];
disp('data stored');
fclose(fid);
%
constants_initials
%
fresults = fopen([filename,'/',filename,'_results.txt'],'wt');
fprintf(fresults,' node          UX          UY
SX          SY          SXY          EX
EY          EXY          \n');
fprintf(fresults,'===== \n');
%
%global Matrix
GM=zeros(num);

```

EK-1'in devamı

```

%
for i=1:nelement
    element_stiffness_matrix
    for j=1:4
        k(2*j-1) =2*element(i,j+1)-1;
        k(2*j)    =2*element(i,j+1);
    end
    GM(k(:),k(:))=GM(k(:),k(:))+K(:,:);
%
end
%
% Assembly global LOAD VECTOR
f=zeros(num,1);
f(force(1:nforce,1)*2-1)=force(1:nforce,2);
f(force(1:nforce,1)*2)=force(1:nforce,3);
%
% Apply BOUNDARY conditions
r(bound(:,1)*2-1)=bound(:,2);
r(bound(:,1)*2)=bound(:,3);
x=(find(r==1))';
GM(x,:)=0;
GM(:,x)=0;
for t=1:2*coord(size(coord,1))
    if GM(t,t)==0; GM(t,t)=1; end;
end
for n3=1:size(x,1)
    GM(x(n3),x(n3))=1;
    f(x(n3))=0;
end
%
du=inv(GM)*f ;
disp('stress-strain values writing on the results file!!')
strains
%
for j=1:ncoord
    fprintf(fresults,' %6d%20.6f%20.6f%20.6f%20.6f%20.6f%20.6f%20.6f%20.6f
\n', [coord(j,1),du(2*j-
1,1),du(2*j,1),sig_matrix(j,1),sig_matrix(j,2),sig_matrix(j,3),eps_matrix(
j,1),eps_matrix(j,2),eps_matrix(j,3)]);
    end
%
fclose(fresults);
%
fid = fopen([filename,'\',filename,'_results.txt'], 'r');    % Dosya
okutuluyor
prep_sum=textscan(fid, '%f%f%f%f%f%f%f%f', 'headerlines',2);
no=prep_sum{1};
UX=prep_sum{2}; maxUX=min(find(UX==max(UX)));
minUX=min(find(UX==min(UX)));
UY=prep_sum{3}; maxUY=min(find(UY==max(UY)));
minUY=min(find(UY==min(UY)));
SX=prep_sum{4}; maxSX=min(find(SX==max(SX)));
minSX=min(find(SX==min(SX)));
SY=prep_sum{5}; maxSY=min(find(SY==max(SY)));
minSY=min(find(SY==min(SY)));
SXY=prep_sum{6}; maxSXY=min(find(SXY==max(SXY))); minSXY=min(find(SXY==min(S
XY)));

```

EK-1'in devamı

```

EX=prep_sum{7}; maxEX=min(find(EX==max(EX)));
minEX=min(find(EX==min(EX)));
EY=prep_sum{8}; maxEY=min(find(EY==max(EY)));
minEY=min(find(EY==min(EY)));
EXY=prep_sum{9}; maxEXY=min(find(EXY==max(EXY))); minEXY=min(find(EXY==min(E
XY)));
fsummary = fopen([filename, '/', filename, '_results_summary.txt'], 'wt');
fprintf(fsummary, 'TIME AT CENTRAL PROCESSOR = %s\n', datestr(now));
fprintf(fsummary, '\n');
fprintf(fsummary, 'Build Information      : 01-July-08 \n');
fprintf(fsummary, 'Version 1.0          released 01-July-08 \n');
fprintf(fsummary, '\n');
fprintf(fsummary, 'FEMMAS-L : Finite Element Method of Masonry Structures
\n');
fprintf(fsummary, '\n');
fprintf(fsummary, ['Results
file=', filename, '/', filename, '_results_summary.txt\n']);
fprintf(fsummary, '\n');
fprintf(fsummary, 'R E S U L T S   S U M M A R Y   \n');
fprintf(fsummary, '----- \n');
fprintf(fsummary, 'MAXIMUM VALUES IN GLOBAL AXES \n');
fprintf(fsummary, '----- \n');
fprintf(fsummary, 'UX=  %7E at node %6d \n', max(UX), maxUX);
fprintf(fsummary, 'UY=  %7E at node %6d \n', max(UY), maxUY);
fprintf(fsummary, 'SX=  %7E at node %6d \n', max(SX), maxSX);
fprintf(fsummary, 'SY=  %7E at node %6d \n', max(SY), maxSY);
fprintf(fsummary, 'SXY= %7E at node %6d \n', max(SXY), maxSXY);
fprintf(fsummary, 'EX=  %7E at node %6d \n', max(EX), maxEX);
fprintf(fsummary, 'EY=  %7E at node %6d \n', max(EY), maxEY);
fprintf(fsummary, 'EXY= %7E at node %6d \n', max(EXY), maxEXY);
fprintf(fsummary, '\n');
fprintf(fsummary, 'MINIMUM VALUES IN GLOBAL AXES \n');
fprintf(fsummary, '----- \n');
fprintf(fsummary, 'UX=  %7E at node %6d \n', min(UX), minUX);
fprintf(fsummary, 'UY=  %7E at node %6d \n', min(UY), minUY);
fprintf(fsummary, 'SX=  %7E at node %6d \n', min(SX), minSX);
fprintf(fsummary, 'SY=  %7E at node %6d \n', min(SY), minSY);
fprintf(fsummary, 'SXY= %7E at node %6d \n', min(SXY), minSXY);
fprintf(fsummary, 'EX=  %7E at node %6d \n', min(EX), minEX);
fprintf(fsummary, 'EY=  %7E at node %6d \n', min(EY), minEY);
fprintf(fsummary, 'EXY= %7E at node %6d \n', min(EXY), minEXY);
%
fclose(fsummary);
%
disp(' ')
disp('Solution is DONE!!')
choice_run=input('Please return to main menu: YES','s');
if isempty(choice_run)
    FEMMAS
    return
else
end

set_up.m dosyası kodları

clc
disp('1- SET UP NEW ANALYSIS')
%
```

EK-1'in devamı

```

filename=input ('Named the FEMMAS-NL compatible data file : ','s');
%
directory=mkdir(filename);
fdisp = fopen([filename,'/',filename,'.m'],'w');
fresults = fopen([filename,'/',filename,'_results.txt'],'w');
fsummary = fopen([filename,'/',filename,'_results_summary.txt'],'w');
LUSAS_data_file
coord=zeros(size(L_coord,1),4);
element=zeros(size(L_element,1),5);
coord_pass=zeros(size(L_coord,1),2);
element_pass=zeros(size(L_element,1),2);
for i=1:size(L_coord,1)
    coord_pass(i,1)=i;
    coord_pass(i,2)=L_coord(i,1);
end
for i=1:size(L_element,1)
    element_pass(i,1)=i;
    element_pass(i,2)=L_element(i,1);
end
fprintf(fdisp,'element=[ \n');
for j=1:size(L_element,1)
    element(j,1)=j;
    element(j,2)=find(coord_pass(:,2)==L_element(j,2));
    element(j,3)=find(coord_pass(:,2)==L_element(j,3));
    element(j,4)=find(coord_pass(:,2)==L_element(j,4));
    element(j,5)=find(coord_pass(:,2)==L_element(j,5));
    fprintf(fdisp,' %4g%6g%7g%7g%7g \n',element(j,1:5));
end
fprintf(fdisp,']; \n');
fprintf(fdisp,'coord=[ \n');
for i=1:size(L_coord,1)
    coord(i,1)=i;
    coord(i,2:4)=L_coord(i,2:4);
    fprintf(fdisp,' %4g%6g%7g%7g \n',coord(i,1:4));
end
fprintf(fdisp,']; \n');
%
% Restraints
fprintf(fdisp,'bound=[ \n');
b=0;
for a=1:size(L_bound(:, :),1)
    b=b+1+(L_bound(a,2)-L_bound(a,1))/L_bound(a,3);
end

a_bound=zeros(b,3);
%
b=1;
for g=1:size(L_bound(:, :),1)
    %
    for h=L_bound(g,1):L_bound(g,3):L_bound(g,2)
        a_bound(b,1)=h;
        a_bound(b,2:3)=L_bound(g,4:5);
        b=b+1;
    end
end
end
%
for j=1:size(a_bound,1)
    bound(j,1)=find(coord_pass(:,2)==a_bound(j,1));

```

EK-1'in devamı

```

        bound(j,2:3)=a_bound(j,2:3);
        fprintf(fdisp,' %4g%6g%7g \n',bound(j,1:3));
    end
fprintf(fdisp,']; \n');
%
% Thickness
fprintf(fdisp,'geom=[ \n');
    c=0;
    for a=1:size(L_geom(:,:),1)
        c=c+1+(L_geom(a,2)-L_geom(a,1))/L_geom(a,3);
    end
%
    a_geom=zeros(c,2);
%
    c=1;
    for g=1:size(L_geom(:,:),1)
        for h=L_geom(g,1):L_geom(g,3):L_geom(g,2)
            a_geom(c,1)=h;
            a_geom(c,2)=L_geom(g,4);
            c=c+1;
        end
    end
%
    for j=1:size(a_geom,1)
        geom(j,1)=find(element_pass(:,2)==a_geom(j,1));
        geom(j,2)=a_geom(j,2);
    fprintf(fdisp,' %4g%6g \n',geom(j,1:2));
    end
fprintf(fdisp,']; \n');
%
% Material
fprintf(fdisp,'materials=[ \n');
nelement=size(element,1);
L_materials=zeros(nelement,5);
materials=zeros(nelement,5);
%
    d=1;
    for s=1:size(L_mat_assign(:,:),1)
        for p=L_mat_assign(s,1):L_mat_assign(s,3):L_mat_assign(s,2)
            L_materials(d,1)=p;

L_materials(d,2:5)=L_mat_prop(find(L_mat_assign(s,4)==L_mat_prop(:,1)),2:5);
        );
            d=d+1;
        end
    end
%
    for j=1:size(L_materials,1)
        materials(j,1)=find(element_pass(:,2)==L_materials(j,1));
        materials(j,2:5)=L_materials(j,2:5);
        fprintf(fdisp,' %6g%10g%10g%10g%10g \n',materials(j,1:5));
    end
    fprintf(fdisp,']; \n');
% Force .....
    b=0;
    for a=1:size(L_force(:,:),1)
        b=b+1+(L_force(a,2)-L_force(a,1))/L_force(a,3);
    end

```


EK-1'in devamı

```

a_force=zeros(b,3);
b=1;
for g=1:size(L_force(:, :),1)
    for h=L_force(g,1):L_force(g,3):L_force(g,2)
        a_force(b,1)=h;
        a_force(b,2:3)=L_force(g,4:5);
        b=b+1;
    end
end
fprintf(fdisp, 'force=[ \n');
for j=1:size(a_force,1)
    force(j,1)=find(coord_pass(:,2)==a_force(j,1));
    force(j,2:3)=a_force(j,2:3);
fprintf(fdisp, ' %10g%10g%10g \n', force(j,1:3));
end
fprintf(fdisp,']; \n');
fclose(fdisp);
disp(['New FEMMAS compatible file was created =
"',filename,'/',filename,'.fms "'])
disp(' ')
choice_setup=input ('Please return to main menu: YES','s');
if isempty(choice_setup)
    FEMMAS
else
end
end

```

strains.m dosyası kodları

```

for i=1:nelement
U=[du(element(i,2:5)*2-1) du(element(i,2:5)*2)];
u(i,1:8)=[U(1,:) U(2,:) U(3,:) U(4,:)];
gauss_point=[-1 1];
for j=1:4
    if j==1; s=gauss_point(1);, r=gauss_point(1);,el=element(i,2); end;
    if j==2; s=gauss_point(1);, r=gauss_point(2);,el=element(i,3); end;
    if j==3; s=gauss_point(2);, r=gauss_point(2);,el=element(i,4); end;
    if j==4; s=gauss_point(2);, r=gauss_point(1);,el=element(i,5); end;
x1=coord(find(coord(:,1)==element(i,2)),2);
y1=coord(find(coord(:,1)==element(i,2)),3);
x2=coord(find(coord(:,1)==element(i,3)),2);
y2=coord(find(coord(:,1)==element(i,3)),3);
x3=coord(find(coord(:,1)==element(i,4)),2);
y3=coord(find(coord(:,1)==element(i,4)),3);
x4=coord(find(coord(:,1)==element(i,5)),2);
y4=coord(find(coord(:,1)==element(i,5)),3);
% Determine the Jacobian Matrix
J11=0.25*((s-1)*x1+(1-s)*x2+(s+1)*x3-(1+s)*x4);
J12=0.25*((s-1)*y1+(1-s)*y2+(s+1)*y3-(1+s)*y4);
J21=0.25*((r-1)*x1-(1+r)*x2+(1+r)*x3+(1-r)*x4);
J22=0.25*((r-1)*y1-(1+r)*y2+(1+r)*y3+(1-r)*y4);

    J=[J11 J12
        J21 J22];
%
G=(1/det(J))*[J22 -J12 0 0 ;
0 0 -J21 J11 ;
-J21 J11 J22 -J12];

```

EK-1'in devamı

```

%
P=0.25* [ (s-1)    0    (1-s)    0    (s+1)    0    -(1+s)    0 ;
          (r-1)    0   -(1+r)    0   (1+r)    0    (1-r)    0 ;
          0    (s-1)    0    (1-s)    0    (s+1)    0   -(1+s);
          0    (r-1)    0   -(1+r)    0   (1+r)    0    (1-r)];
%
B =G*P;
%
D=zeros(3,3);
E=materials(find(materials(:,1))==i),2);
v=materials(find(materials(:,1))==i),3);
%
D=(E/(1-v*v))*[1    v    0 ;
               v    1    0 ;
               0    0  (1-v)/2 ];
eps= B*(u(i,1:8)');
eps_matrix(el,1:3)=eps_matrix(el,1:3)+eps'/ortak_node_matrix(el,2);
sig=D*eps;
sig_matrix(el,1:3)=sig_matrix(el,1:3)+sig'/ortak_node_matrix(el,2);
end
end

```

EK - 2 FEMMAS-NL Programının Kullanımına Ait Bilgiler

FEMMAS-NL programı özellikle yığılma duvarların iki boyutlu doğrusal olmayan analizlerinde kullanılmak üzere MATLAB programında kodlanmıştır. Programda iki boyutlu olarak sadece dörtgen eleman tipi tanımlanmıştır. Söz konusu dörtgen elemanın dört adet düğüm noktası ve her bir düğüm noktasının ise iki adet yer değiştirme serbestlik derecesi mevcuttur. Programda analizi yapılacak olan modelin elastik ve elastik ötesi özellikleri tanımlanabilmektedir. Programda sadece Drucker-Prager malzeme modeli tanımlıdır. Program kodlarının karmaşık bir hal almaması açısından yazar, kod öbeklerini farklı dosyalar içerisinde alarak hem algoritmanın anlaşılmasında ve hem de ileriki kod eklemelerinde kolaylık sağlamaya çalışmıştır. Buna göre programın işleminde mevcut bulunan dosyalar aşağıdaki tabloda açıklanarak verilmektedir.

Ek Tablo 1.FEMMAS-NL programında yer alan dosyalar ve işlevleri

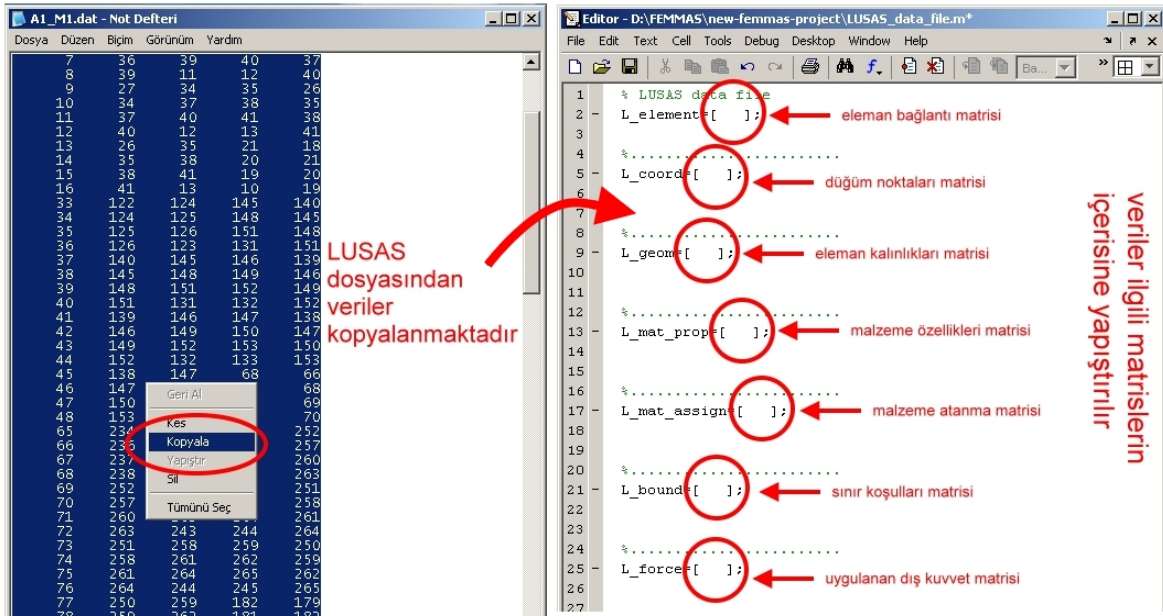
Dosya adı	Dosyaya ait açıklamalar
femmas.m	Programın esas dosyasıdır.
constants_initials.m	Analizler başlarken verilerin bulunduğu dosyayı okuyarak işleme girecek olan matrislerin boyutlarının hesaplandığı dosyadır.
element_stiffness_matrix.m	Her elemana ait rijitlik matrislerinin hazırlandığı dosyadır.
fint_assemble.m	Sistemdeki her düğüm noktasına ait iç kuvvetlerin yer aldığı vektörün hazırlandığı dosyadır.
get_results.m	Analiz sonuçlarının kontrol edildiği dosyadır.
global_matrix.m	Sistem rijitlik matrisinin kurulduğu dosyadır.
gradient.m	Plastik malzeme matrisi bu dosyada hazırlanmaktadır.
graphics.m	Çeşitli sonuç grafikleri bu dosyada hazırlanmaktadır.
lusas_data_file.m	LUSAS programının veri dosyasından alınan bilgilerin birebir kopyalandığı dosyadır.
plot_fig.m	Modelin sonlu elemanlar ağının şekil olarak gösterimi bu dosyada hazırlanmaktadır.
run.m	Analizlerin esas dosyasıdır.
set_up.m	Lusas_data_file dosyasını okuyarak verileri programın anlayacağı şekilde düzenler.
strains.m	Gerilme ve şekil değiştirme değerlerinin hesaplandığı dosyadır.

Sonlu elemanlar adedi az olan modellerde elle sayısal girişler mümkündür. Buna karşın büyük sistemlerin analizi gerektiğinde program LUSAS programından veri alabilecek halde tasarlanmıştır. Programın belki de en zor tarafı LUSAS programından veri

EK-2'nin devamı

alırken yaşanan zorluktur. Çünkü LUSAS programının veri dosyası karmaşık bir yapıya sahiptir. Veri alırken hangi verinin nereye ait olduğu mutlaka iyi bilinmelidir. Daha önce analizi yapılan modellerden A1_M1 modelinin hazırlanmasında ve analizindeki aşamalar örnek olarak seçilmiş ve ekran görüntüleri yardımıyla bir yapının analizinin FEMMAS-NL programında nasıl yapıldığı anlatılmıştır.

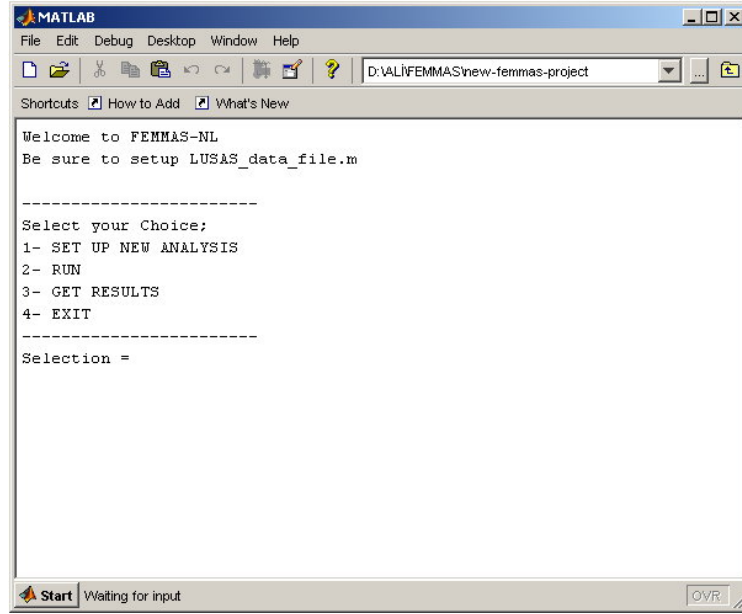
Modeldeki eleman sayısı adedi fazla olduğundan dolayı LUSAS programında modellenmiştir. Dosya kayıt edildikten sonra LUSAS'ın *.dat dosyasından FEMMAS-NL programına veriler kopyalanmaktadır (Ek Şekil 1).



Ek Şekil 1. LUSAS programından FEMMAS-NL programına veri aktarılması

Kopyalama işleminden sonra dosya kaydedilir (*dosya adı mutlaka "lusas_data_file.m" olmalı*) ve kapatılır. Daha sonra *femmas.m* dosyası çalıştırılmak suretiyle esas program başlamış olur. *Femmas.m* dosyasının çalıştırılmasıyla görülen ekran aşağıda verilmektedir (Ek Şekil 2).

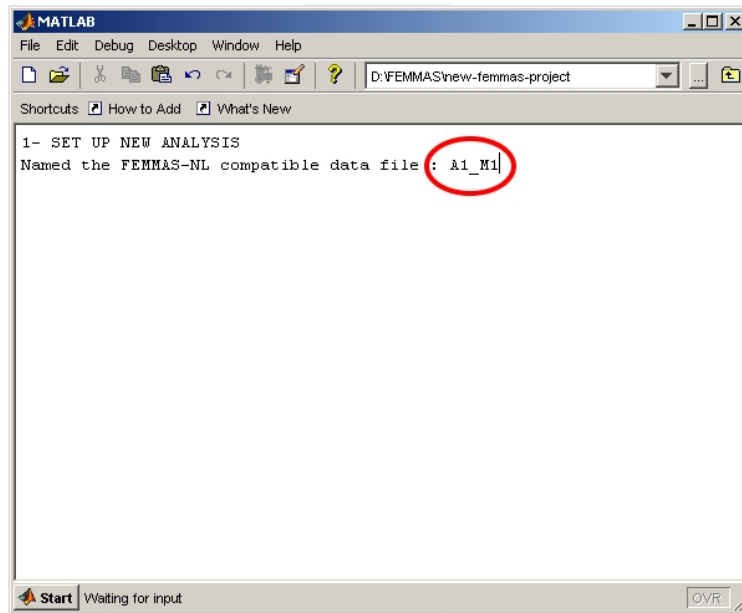
EK-2'nin devamı



Ek Şekil 2. FEMMAS-NL programının ana menüsü

Burada kullanıcıya çeşitli seçenekler sunulmaktadır. Bunlar; 1- Yeni bir analiz dosyası hazırla, 2-Analiz yap, 3- Sonuçları göster, 4- Çıkış.

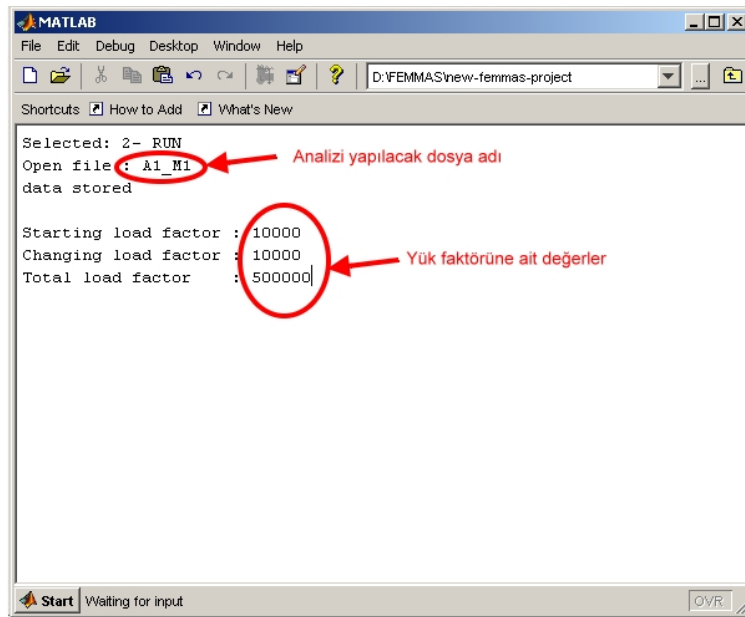
Burada *yeni analiz dosyası hazırla* seçeneği seçildiğinde daha önce LUSAS dosyasından alınan ve *lusas_data_file.m* olarak kaydedilen dosya program tarafından okunur ve kullanıcı tarafından analiz için atanan isimle program klasörüne bir alt klasör oluşturularak FEMMAS-NL programının anlayabileceği formatta veriler depolanır (Ek Şekil 3).



Ek Şekil 3. FEMMAS-NL programında yeni analiz başlangıcı

EK-2'nin devamı

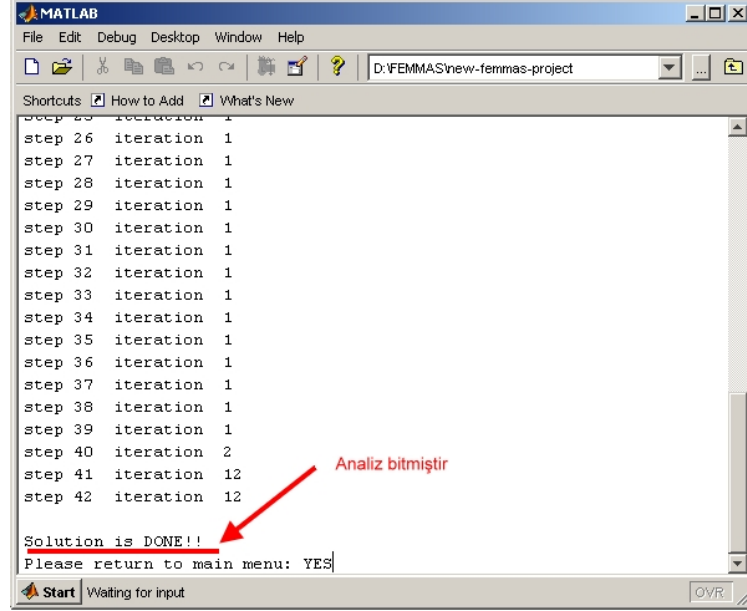
Bu işlemden sonra program otomatik olarak ana menüye dönmektedir. Artık lusa programından elde edilen veriler FEMMAS-NL programına uyumlu hale getirilmiş ve ayrı bir klasör halinde tutulmuştur. İkinci seçenek seçildiğinde program kullanıcıdan analizini yapacağı dosyayı belirlemesini ister (Ek Şekil 4). Kullanıcı, verileri mevcut bulunan modelin adını yazarak programa verileri okutur. Analizin başlayabilmesi için yük adımlarıyla ilgili parametrelere ihtiyacı vardır. Bunlar; 1- başlangıç yük faktörü, 2- Yük faktöründeki değişim miktarı, 3- Toplam yük faktörü değerleridir.



Ek Şekil 4. FEMMAS-NL programında yük faktörlerinin girişi

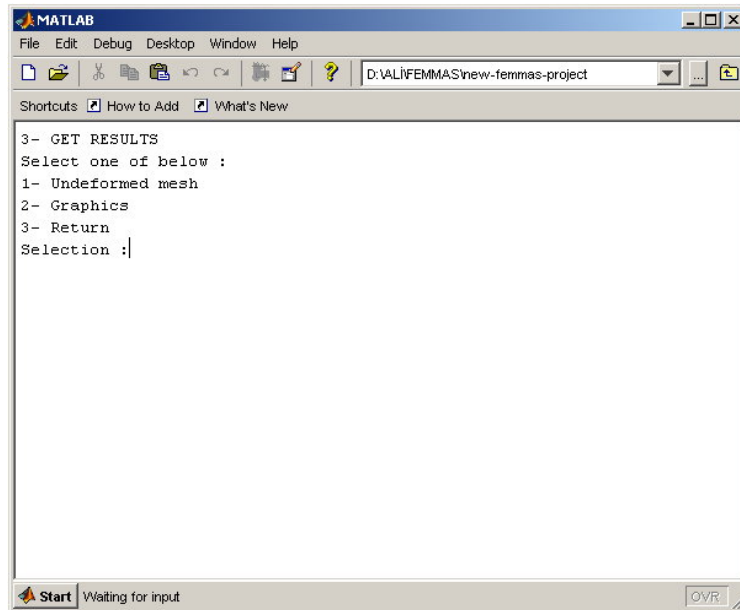
EK-2'nin devamı

Analiz bittiğinde tekrar kullanıcı ana menüye döner (Ek Şekil 5).



Ek Şekil 5. FEMMAS-NL programında analizin sona ermesi

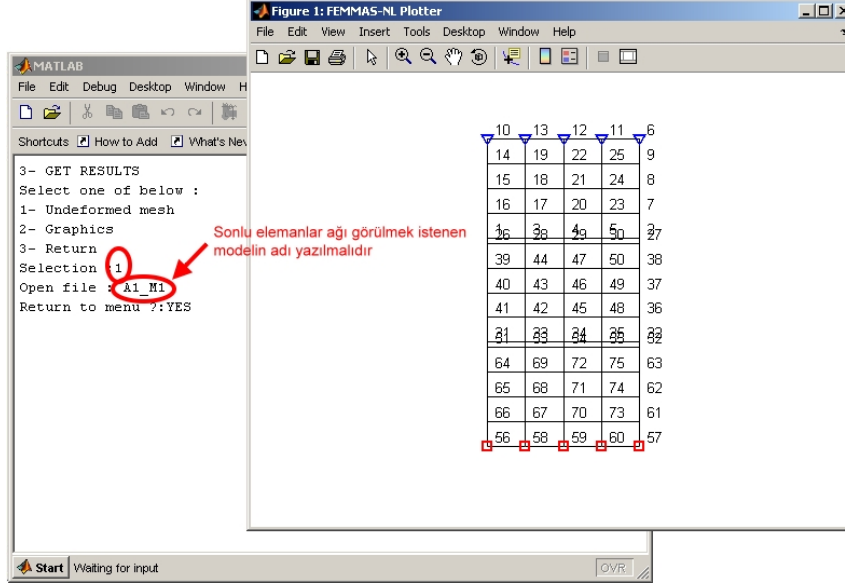
Analizlerle ilgili sonuçlar ana menüde 3 numaralı seçenekte yer almaktadır. Bu seçenek seçildiğinde kullanıcının karşısına sonuçlarla ilgili yapabileceği işlemleri gösteren başka bir menü gelir (Ek Şekil 6).



Ek Şekil 6. FEMMAS-NL programında sonuçların alındığı ana ekran

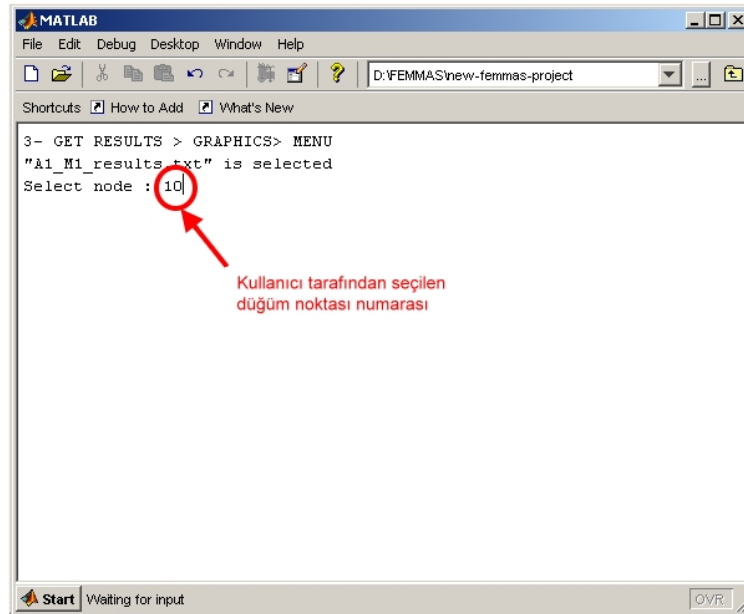
EK-2'nin devamı

Burada, 1- sonlu elemanlar ağının gösterimi (düğüm noktaları numaraları ve mesnet şartlarıyla beraber), 2- çeşitli kombinasyonlarda tanımlanmış olan grafiklerin gösterimi, 3- Çıkış. İlk seçenek seçildiğinde program kullanıcıdan sonlu elemanlar ağ şeklini göstereceği modelin adını ister (Ek Şekil 7).



Ek Şekil 7. FEMMAS-NL programında modelin deforme olmamış şekli

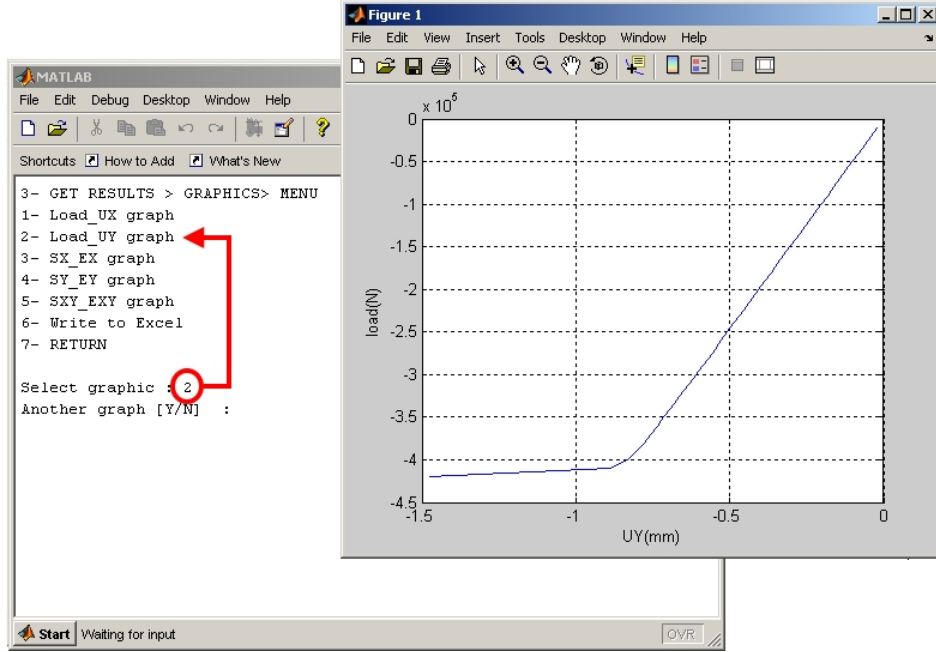
İkinci seçenek seçildiğinde program kullanıcıdan tekrar dosya adını yazmasını ister. Daha sonra hangi düğüm noktası için grafikleri göstereceği konusunda tekrar kullanıcıdan düğüm noktasının numarasını ister (Ek Şekil 8).



Ek Şekil 8. FEMMAS-NL programında düğüm noktası seçimi

EK-2'nin devamı

Kullanıcının düğüm noktasını belirlemesinden sonra program bu düğüm numarasını geçici belleğinde tutarak grafik seçeneklerini gösterir (Ek Şekil 9).



Ek Şekil 9. FEMMAS-NL programında sonuç grafikleri

Program yük-deplasman ile gerilme-şekil değiştirme grafiklerini çizebilmektedir. Ayrıca 6'ncı seçenek seçildiğinde daha önce belirtilmiş olan düğüm noktasına ait yük, deplasman, gerilme ve şekil değiştirme değerlerini Excel dosyası formatında analiz klasörünün içerisine kaydetmektedir (Ek Şekil 10).

EK-2'nin devamı

	A	B	C	D	E	F	G	H	I	J
1	LOAD	UX	UY	SX	SY	SXY	EX	EY	EXY	
2	-10000	0	-0,01056	-0,08997	-0,44987	0,114867	0	-2,9E-05	0,000018	
3	-12000	0	-0,01268	-0,10797	-0,53984	0,13784	0	-3,5E-05	0,000022	
4	-14000	0	-0,01479	-0,12596	-0,62981	0,160814	0	-0,00004	0,000026	
5	-16000	0	-0,0169	-0,14396	-0,71978	0,183787	0	-4,6E-05	0,000029	
6	-18000	0	-0,01901	-0,16195	-0,80976	0,206761	0	-5,2E-05	0,000033	
7	-20000	0	-0,02113	-0,17995	-0,89973	0,229734	0	-5,8E-05	0,000037	
8	-22000	0	-0,02324	-0,19794	-0,9897	0,252707	0	-6,3E-05	0,00004	
9	-24000	0	-0,02535	-0,21594	-1,07968	0,275681	0	-6,9E-05	0,000044	
10	-26000	0	-0,02746	-0,23393	-1,16965	0,298654	0	-7,5E-05	0,000048	
11	-28000	0	-0,02958	-0,25192	-1,25962	0,321627	0	-8,1E-05	0,000051	
12	-30000	0	-0,03169	-0,26992	-1,34959	0,344601	0	-8,6E-05	0,000055	
13	-32000	0	-0,0338	-0,28791	-1,43957	0,367574	0	-9,2E-05	0,000059	
14	-34000	0	-0,03591	-0,30591	-1,52954	0,390548	0	-9,8E-05	0,000062	

Ek Şekil 10. FEMMAS-NL programının oluşturduğu Excel sonuç dosyası

EK - 3 FEMMAS-NL Program Kodları

Aşağıda FEMMAS-NL programına ait olan dosyalardaki kodlar harf sırasına göre verilmektedir.

constants_initials.m dosyası kodları

```
ncoord=size(coord,1);           % Number of coordinates
nelement=size(element,1);       % Number of elements
nrest=size(bound,1);            % Number of restraints
nforce=size(force,1);           % Number of forces
num=2*coord(size(coord,1),1);   % Number of DOF
GM=zeros(num);                  % Size of global matrix
uu=zeros(num,1);
duu=zeros(8,1);
nstep=((TLF-SLF)/CLF)+1;        % Number of increments
%
plastic_matrix=zeros(nelement,4);
sig_matrix=zeros(ncoord,3);
sig_matrix_step=zeros(ncoord,3);
eps_matrix=zeros(ncoord,3);
eps_matrix_step=zeros(ncoord,3);
sig_element=zeros(nelement,12);
%
sig_matrix_c=zeros(nelement,12);
sig_matrix_d=zeros(nelement,12);
sig_matrix_c_n=zeros(ncoord,3);
sig_matrix_d_n=zeros(ncoord,3);
%
eps_element=zeros(nelement,12);
Fint_element=zeros(nelement,8);
Fint_system=zeros(nelement,8);
Fint_node=zeros(ncoord,2);
Fint=zeros(2*ncoord,1);
%
sig_step_element=zeros(nelement,12);
eps_step_element=zeros(nelement,12);
sig_step_element_n=zeros(ncoord,3);
eps_step_element_n=zeros(ncoord,3);
sig_element_n=zeros(ncoord,3);
eps_element_n=zeros(ncoord,3);
Fint_element=zeros(nelement,8);
%
%Ortak dugum noktalarını hesaplayan matrix
ortak_node_matrix=zeros(ncoord,2);
for h=1:ncoord;
ortak_node_matrix(h,1)=coord(h,1);
ortak_node_matrix(h,2)=size(find(element(:,2:5)==h),1);
end
```

create_figure.m dosyası kodları

```
figure1 = figure('name','FEMMAS-NL Plotter','PaperPosition',[0.6345 6.345
20.3 15.23],'color',[1 1 1],'PaperSize',[20.98 29.68]);
annotation1 = annotation(...
```

EK-3'ün devamı

```

figure1,'textbox',...
'Position',[0.01 0.9 0.2 0.09143],...
'EdgeColor','none',...
'Color',[0 0 0],...
'FitHeightToText','off',...
'FontAngle','italic',...
'FontName','Lucida Console',...
'FontSize',15,...
'FontWeight','bold',...
'String',{'FEMMAS-NL'},...
'Interpreter','latex');
annotation1 = annotation(...
figure1,'textbox',...
'Position',[0.25 0.886 0.2 0.09143],...
'EdgeColor','none',...
'Color',[0 0 0],...
'FitHeightToText','off',...
'FontAngle','italic',...
'FontName','Lucida Console',...
'FontSize',10,...
'FontWeight','bold',...
'String',{'Undeformed shape'},...
'Interpreter','latex');

%% Create axes
minx=min(coord(:,2))-0.05*(max(coord(:,2))-min(coord(:,2)));
miny=min(coord(:,3))-0.1*(max(coord(:,3))-min(coord(:,3)));
maxx=max(coord(:,2))+0.1*(max(coord(:,2))-min(coord(:,2)));
maxy=max(coord(:,3))+0.1*(max(coord(:,3))-min(coord(:,3)));
axis([minx,maxx,miny,maxy]),hold on;
axis equal
%-----
% Undeformed shape
def_line=[1 1 2 4
          2 4 3 3]';
for p=1:nelement
ax=coord(find(coord(:,1)==element(p,2)),2);
ay=coord(find(coord(:,1)==element(p,2)),3);
bx=coord(find(coord(:,1)==element(p,3)),2);
by=coord(find(coord(:,1)==element(p,3)),3);
cx=coord(find(coord(:,1)==element(p,4)),2);
cy=coord(find(coord(:,1)==element(p,4)),3);
dx=coord(find(coord(:,1)==element(p,5)),2);
dy=coord(find(coord(:,1)==element(p,5)),3);
%
line=[ax bx cx dx ax
      ay by cy dy ay ];
for k=1:4
x=linspace(line(1,k),line(1,k+1),2);
y=linspace(line(2,k),line(2,k+1),2);
plot1=plot(x,y,'Color',[1 0 0]);hold on; axis off
%
%
end;
%
%Deformed shape
acoord=[ax ay
        bx by

```

EK-3'ün devamı

```

        cx cy
        dx dy];
u1x=du(element(p,2)*2-1);    u1y=du(element(p,2)*2);
u2x=du(element(p,3)*2-1);    u2y=du(element(p,3)*2);
u3x=du(element(p,4)*2-1);    u3y=du(element(p,4)*2);
u4x=du(element(p,5)*2-1);    u4y=du(element(p,5)*2);
U=[u1x u1y
    u2x u2y
    u3x u3y
    u4x u4y];
d_acoord=acoord+20*U;
%
    for k=1:4

dx=linspace(d_acoord(def_line(k,1),1),d_acoord(def_line(k,2),1));

dy=linspace(d_acoord(def_line(k,1),2),d_acoord(def_line(k,2),2));
%
        end
end;
% Restraint points
for j=1:size(bound,1)
    a=bound(j,1);
    plot(coord(find(coord(:,1)==a),2),coord(find(coord(:,1)==a),3),'b^-
', 'LineWidth',3)
end;

```

element_stiffness_matrix.m dosyası kodları

```

K =zeros(8);

gauss_point=[-sqrt(3)/3 sqrt(3)/3]; weight=[1 1];
for j=1:4

    if j==1; s=gauss_point(1);, r=gauss_point(1);,el=element(i,2); end;
    if j==2; s=gauss_point(1);, r=gauss_point(2);,el=element(i,3); end;
    if j==3; s=gauss_point(2);, r=gauss_point(2);,el=element(i,4); end;
    if j==4; s=gauss_point(2);, r=gauss_point(1);,el=element(i,5); end;
%Coordinates of element
    x1=coord(find(coord(:,1)==element(i,2)),2);
    y1=coord(find(coord(:,1)==element(i,2)),3);
    x2=coord(find(coord(:,1)==element(i,3)),2);
    y2=coord(find(coord(:,1)==element(i,3)),3);
    x3=coord(find(coord(:,1)==element(i,4)),2);
    y3=coord(find(coord(:,1)==element(i,4)),3);
    x4=coord(find(coord(:,1)==element(i,5)),2);
    y4=coord(find(coord(:,1)==element(i,5)),3);
% Determine the Jacobian Matrix
    J11=0.25*((s-1)*x1+(1-s)*x2+(s+1)*x3-(1+s)*x4);
    J12=0.25*((s-1)*y1+(1-s)*y2+(s+1)*y3-(1+s)*y4);
    J21=0.25*((r-1)*x1-(1+r)*x2+(1+r)*x3+(1-r)*x4);
    J22=0.25*((r-1)*y1-(1+r)*y2+(1+r)*y3+(1-r)*y4);

        J=[J11 J12
            J21 J22];

```

EK-3'ün devamı

```

G=(1/det(J))*[J22    -J12    0    0 ;
              0      0    -J21   J11 ;
              -J21   J11    J22  -J12];

P=0.25*[(s-1)    0    (1-s)    0    (s+1)    0    -(1+s)    0 ;
        (r-1)    0    -(1+r)    0    (1+r)    0    (1-r)    0 ;
        0        (s-1)    0    (1-s)    0    (s+1)    0    -(1+s);
        0        (r-1)    0    -(1+r)    0    (1+r)    0    (1-r)];
B  =G*P;

%-----
De=zeros(3,3);
E=materials(find(materials(:,1))==i),2);
v=materials(find(materials(:,1))==i),3);
De=(E/(1-v*v))*[1    v    0 ;
                v    1    0 ;
                0    0    (1-v)/2 ];

if plastic_matrix(i,j)==1;
    sx=sig_element(i,3*j-2);
    sy=sig_element(i,3*j-1);
    sxy=sig_element(i,3*j);

gradient
D=Dp;
else
D=De;
end
%
K=K+(B'*D*B*det(J)*geom(i,2));
end

```

femmas.m dosyası kodları

```

clear all,clc
disp('Welcome to FEMMAS-NL')
disp('Be sure to setup LUSAS_data_file.m')
disp(' ')
disp('-----')
disp('Select your Choice;')
disp('1- SET UP NEW ANALYSIS')
disp('2- RUN ')
disp('3- GET RESULTS ')
disp('4- EXIT ')
%
disp('-----')
choice_femmas=0;
choice_femmas=input('Selection =','s');
if choice_femmas=='1'
    set_up
elseif choice_femmas=='2'
    run
elseif choice_femmas=='3'
    get_results
elseif choice_femmas=='exit' | choice_femmas=='EXIT'
|choice_femmas=='EXIT'|choice_femmas=='4';
clear all,clc

```

EK-3'ün devamı

```

disp('Thank you for using FEMMAS-NL(2008)')
break
else
clc
choice_femmas=input('Please select one =','s');
end

```

fint_assemble.m dosyası kodları;

```

for i=1:nelement
%
Finte =zeros(8,1);
%
gauss_point=[-sqrt(3)/3 sqrt(3)/3]; weight=[1 1];
for j=1:4
%
    if j==1; s=gauss_point(1);, r=gauss_point(1);,el=element(i,2); end;
    if j==2; s=gauss_point(1);, r=gauss_point(2);,el=element(i,3); end;
    if j==3; s=gauss_point(2);, r=gauss_point(2);,el=element(i,4); end;
    if j==4; s=gauss_point(2);, r=gauss_point(1);,el=element(i,5); end;
%Coordinates of element
    x1=coord(find(coord(:,1)==element(i,2)),2);
    y1=coord(find(coord(:,1)==element(i,2)),3);
    x2=coord(find(coord(:,1)==element(i,3)),2);
    y2=coord(find(coord(:,1)==element(i,3)),3);
    x3=coord(find(coord(:,1)==element(i,4)),2);
    y3=coord(find(coord(:,1)==element(i,4)),3);
    x4=coord(find(coord(:,1)==element(i,5)),2);
    y4=coord(find(coord(:,1)==element(i,5)),3);
% Determine the Jacobian Matrix
    J11=0.25*((s-1)*x1+(1-s)*x2+(s+1)*x3-(1+s)*x4);
    J12=0.25*((s-1)*y1+(1-s)*y2+(s+1)*y3-(1+s)*y4);
    J21=0.25*((r-1)*x1-(1+r)*x2+(1+r)*x3+(1-r)*x4);
    J22=0.25*((r-1)*y1-(1+r)*y2+(1+r)*y3+(1-r)*y4);
%
    J=[J11 J12
        J21 J22];
%
G=(1/det(J))*[J22 -J12 0 0 ;
0 0 -J21 J11 ;
-J21 J11 J22 -J12];
%
P=0.25*[(s-1) 0 (1-s) 0 (s+1) 0 -(1+s) 0 ;
(r-1) 0 -(1+r) 0 (1+r) 0 (1-r) 0 ;
0 (s-1) 0 (1-s) 0 (s+1) 0 -(1+s);
0 (r-1) 0 -(1+r) 0 (1+r) 0 (1-r)];
B =G*P;
%
Finte=Finte+(B'*det(J)*geom(i,2)*sig_step_element(i,3*j-2:3*j)');
end
%
%
%


---


for d=1:4
Fint(element(i,d+1)*2-1,1)=Fint(element(i,d+1)*2-1,1)+Finte(2*d-
1,1);

```

EK-3'ün devamı

```

        Fint(element(i,d+1)*2,1)=Fint(element(i,d+1)*2,1)+Finte(2*d,1);
        end

end
for y=1:size(bound,1)
    if bound(y,2)==1; Fint(bound(y,1)*2-1,1)=0; end
    if bound(y,3)==1; Fint(bound(y,1)*2,1)=0; end
end

```

get_results.m dosyası kodları

```

clc
for devam2=1:1e100
disp('3- GET RESULTS ')
disp('Select one of below :')
disp('1- Undeformed mesh')
disp('2- Graphics')
disp('3- Return')
%
selection=input('Selection :','s');
%-----
if selection=='1';
filename=input('Open file : ','s');
fid = fopen([filename,'\',filename, '.m'], 'r'); % Dosya okutuluyor
plot_fig
break
elseif selection=='2';
filename=input('Open file : ','s');
fid = fopen([filename,'\',filename, '_results.txt'], 'r'); % Dosya
okutuluyor
graphics
break
elseif selection=='3';
clear all,clc
FEMMAS
break
end
end
end

```

global_matrix.m dosyası kodları

```

GM=zeros(num);
%
for i=1:nelement
    element_stiffness_matrix
    for j=1:4
        k(2*j-1) =2*element(i,j+1)-1;
        k(2*j)    =2*element(i,j+1);
    end
    GM(k(:),k(:))=GM(k(:),k(:))+K(:,:);
end
%
%-----
% Apply BOUNDARY conditions
r(bound(:,1)*2-1)=bound(:,2);
r(bound(:,1)*2)=bound(:,3);
x=(find(r==1))';

```


EK-3'ün devamı

```

GM(x, :)=0;
GM(:, x)=0;
for t=1:2*coord(size(coord,1))
    if GM(t,t)==0; GM(t,t)=1; end;
end
for n3=1:size(x,1)
    GM(x(n3), x(n3))=1;
    f(x(n3))=0;
end

```

gradient.m dosyası kodları

```

I1=sx+sy;
I2=sx*sy-sxy^2;
J2=(I1^2-3*I2)/3;

sig_ij=[sx sxy; sxy sy]; % gerilme tansörü
sij=sig_ij-(1/3)*I1*[1 0;0 1]; % deviatorik gerilme tansörü
s11=sij(1,1);
s12=sij(2,1);
s22=sij(2,2);
a=alfa*[1
        1
        0]+(1/(2*sqrt(J2)))*[s11
                             s22
                             2*s12];

fonksiyon=alfa*I1+sqrt(J2)-ka;
lamda=fonksiyon/(a'*De*a);
Dp=De-(De*a*a'*De)/(a'*De*a);

```

graphics.m dosyası kodları

```

clc
disp('3- GET RESULTS > GRAPHICS> MENU')
disp(['"', filename, '_results.txt" is selected'])
snode=input('Select node : ');
clc
%grafik arabelleğe alınıyor
prep_graph=textscan(fid, '%f%f%f%f%f%f%f%f%f', 'headerlines', 2);
no=prep_graph{1};
UX=prep_graph{4};
UY=prep_graph{5};
SX=prep_graph{6};
SY=prep_graph{7};
SXY=prep_graph{8};
EX=prep_graph{9};
EY=prep_graph{10};
EXY=prep_graph{11};
LLL=prep_graph{12};
% grafikler yazılıyor
x_plot=zeros(no(size(no,1),1),1);
y_plot=zeros(no(size(no,1),1),1);
for devam1=1:1e100
%-----
disp('3- GET RESULTS > GRAPHICS> MENU')
disp('1- Load_UX graph')
disp('2- Load_UY graph')

```

EK-3'ün devamı

```

disp('3- SX_EX graph')
disp('4- SY_EY graph')
disp('5- SXY_EXY graph')
disp('6- Write to Excel')
disp('7- RETURN')
disp(' ')
%
sgraphic=input ('Select graphic : ','s');
%
if sgraphic=='1';    % load-UX için
    g=1;
    for i=snode:size(no,1)/no(size(no,1),1):size(no,1)
        x_plot(g,1)=UX(i,1);
        y_plot(g,1)=LLL(i,1);
        plot(x_plot,y_plot);xlabel('UX(mm)');ylabel('load(N)');grid on;
        g=g+1;
    end
elseif sgraphic=='2';    % load-UY için
    g=1;
    for i=snode:size(no,1)/no(size(no,1),1):size(no,1)
        x_plot(g,1)=UY(i,1);
        y_plot(g,1)=LLL(i,1);
        plot(x_plot,y_plot);xlabel('UY(mm)');ylabel('load(N)');grid on;
        g=g+1;
    end
elseif sgraphic=='3';    % SX-EX için
    g=1;
    for i=snode:size(no,1)/no(size(no,1),1):size(no,1)
        x_plot(g,1)=EX(i,1);
        y_plot(g,1)=SX(i,1);
        plot(x_plot,y_plot);xlabel('EX(MPa)');ylabel('SX(MPa)');grid on;
        g=g+1;
    end
elseif sgraphic=='4';    % SY-EY için
    g=1;
    for i=snode:size(no,1)/no(size(no,1),1):size(no,1)
        x_plot(g,1)=EY(i,1);
        y_plot(g,1)=SY(i,1);
        plot(x_plot,y_plot);xlabel('EY(MPa)');ylabel('SY(MPa)');grid on;
        g=g+1;
    end
elseif sgraphic=='5';    % SXY-EXY için
    g=1;
    for i=snode:size(no,1)/no(size(no,1),1):size(no,1)
        x_plot(g,1)=EXY(i,1);
        y_plot(g,1)=SXY(i,1);
        plot(x_plot,y_plot);xlabel('EXY(MPa)');ylabel('SXY(MPa)');grid on;
        g=g+1;
    end
elseif sgraphic=='6';    % ALL için
directory=mkdir(filename,'/nodal_results');
node_name=input ('File Save as (node name) : ','s');
    g=1;
    for i=snode:size(no,1)/no(size(no,1),1):size(no,1)
        load_plot(g,1)=LLL(i,1);
        ux_plot(g,1)=UX(i,1);
        uy_plot(g,1)=UY(i,1);

```

EK-3'ün devamı

```

        sx_plot(g,1)=SX(i,1);
        sy_plot(g,1)=SY(i,1);
        sxy_plot(g,1)=SXY(i,1);
        ex_plot(g,1)=EX(i,1);
        ey_plot(g,1)=EY(i,1);
        exy_plot(g,1)=EXY(i,1);
        d= {'LOAD', 'UX','UY','SX','SY','SXY','EX','EY','EXY' };
        xlswrite([filename,'/nodal_results/node_',node_name],d,
'RESULTS', 'A1');
        xlswrite([filename,'/nodal_results/node_',node_name], [load_plot
ux_plot uy_plot sx_plot sy_plot sxy_plot ex_plot ey_plot
exy_plot], 'RESULTS', 'A2');
%
        g=g+1;
        end
elseif sgraphic=='7';    % CLOSE için
        clear all,clc
        get_results
        break

%
end
%
choice_result2=input ('Another graph [Y/N] :','s');
if choice_result2=='n' |choice_result2=='N'
        clear all,clc
        get_results
        return
else
        clc
end
end
end

```

plot_fig.m dosyası kodları

```

figure1 = figure('name','FEMMAS-NL Plotter','PaperPosition',[0.6345 6.345
20.3 15.23],'color',[1 1 1],'PaperSize',[20.98 29.68]);
element = textscan(fid, '%f%f%f%f%f','headerlines',1);
element=[element{1} element{2} element{3} element{4} element{5}];
%
coord = textscan(fid, '%f%f%f%f','headerlines',2);
coord=[coord{1} coord{2} coord{3} coord{4}];
%
bound = textscan(fid, '%f%f%f','headerlines',2);
bound=[bound{1} bound{2} bound{3}];
%
geom = textscan(fid, '%f%f','headerlines',2);
geom=[geom{1} geom{2} ];
%
materials = textscan(fid, '%f%f%f%f%f','headerlines',2);
materials=[materials{1} materials{2} materials{3} materials{4}
materials{5} ];
%
force = textscan(fid, '%f%f%f','headerlines',2);
force=[force{1} force{2} force{3} ];
nelement=size(element,1);    % Number of elements
% Create axes
minx=min(coord(:,2))-0.05*(max(coord(:,2))-min(coord(:,2)));

```

EK-3'ün devamı

```

miny=min(coord(:,3))-0.1*(max(coord(:,3))-min(coord(:,3)));
maxx=max(coord(:,2))+0.1*(max(coord(:,2))-min(coord(:,2)));
maxy=max(coord(:,3))+0.1*(max(coord(:,3))-min(coord(:,3)));
axis([minx,maxx,miny,maxy]),hold on;
axis equal
%
% UNDEFORMED SHAPE
def_line=[1 1 2 4
          2 4 3 3]';
for p=1:nelement
ax=coord(find(coord(:,1)==element(p,2)),2);
ay=coord(find(coord(:,1)==element(p,2)),3);
bx=coord(find(coord(:,1)==element(p,3)),2);
by=coord(find(coord(:,1)==element(p,3)),3);
cx=coord(find(coord(:,1)==element(p,4)),2);
cy=coord(find(coord(:,1)==element(p,4)),3);
dx=coord(find(coord(:,1)==element(p,5)),2);
dy=coord(find(coord(:,1)==element(p,5)),3);

tt1=coord(find(coord(:,1)==element(p,2)),1);
tt2=coord(find(coord(:,1)==element(p,3)),1);
tt3=coord(find(coord(:,1)==element(p,4)),1);
tt4=coord(find(coord(:,1)==element(p,5)),1);

line=[ax bx cx dx ax
      ay by cy dy ay ];
      tt=[tt1 tt2 tt3 tt4];
for k=1:4
      x=linspace(line(1,k),line(1,k+1),2);
      y=linspace(line(2,k),line(2,k+1),2);
      plot1=plot(x,y,'Color',[0 0 0]);hold on; axis off

      xx=line(1,k);
      yy=line(2,k);
      ht = text(xx,yy,[' ',num2str(tt(k))],'VerticalAlignment','bottom');
end;
end;
%
% Restraint points
for j=1:size(bound,1)
      a=bound(j,1);
      if bound(j,2)==1 & bound(j,3)==1
            plot(coord(find(coord(:,1)==a),2),coord(find(coord(:,1)==a),3),'rs-
', 'LineWidth',2)
            elseif bound(j,2)==0 & bound(j,3)==1
            plot(coord(find(coord(:,1)==a),2),coord(find(coord(:,1)==a),3),'b>-
', 'LineWidth',2)
            elseif bound(j,2)==1 & bound(j,3)==0
            plot(coord(find(coord(:,1)==a),2),coord(find(coord(:,1)==a),3),'bv-
', 'LineWidth',2)
            end
end;
end;

choice_figure=input('Return to menu ? :YES','s');
if isempty(choice_figure)
      clear all,clc

```

EK-3'ün devamı

```

        get_results
        break
end

```

run.m dosyası kodları

```

clc
disp('Selected: 2- RUN ')
%
filename=input ('Open file : ','s');
fid = fopen([filename,'\',filename,'.m'], 'r');
element = textscan(fid, '%f%f%f%f%f','headerlines',1);
element=[element{1} element{2} element{3} element{4} element{5}];
%
coord = textscan(fid, '%f%f%f%f','headerlines',2);
coord=[coord{1} coord{2} coord{3} coord{4}];
%
bound = textscan(fid, '%f%f%f','headerlines',2);
bound=[bound{1} bound{2} bound{3}];
%
geom = textscan(fid, '%f%f','headerlines',2);
geom=[geom{1} geom{2} ];
%
materials = textscan(fid, '%f%f%f%f%f','headerlines',2);
materials=[materials{1} materials{2} materials{3} materials{4}
materials{5} ];
%
force = textscan(fid, '%f%f%f','headerlines',2);
force=[force{1} force{2} force{3} ];
disp('data stored');
disp(' ');
SLF=input ('Starting load factor : ');
CLF=input ('Changing load factor : ');
TLF=input ('Total load factor      : ');
fclose(fid);
%
constants_initials
%
% fid = fopen('results.txt','wt');
fresults = fopen([filename,'/',filename,'_results.txt'],'wt');
fprintf(fresults,' step iter   node          UX          UY
SX          SY          SXY          EX
EY          EXY          LOAD          \n');
fprintf(fresults,'=====
=====
===== \n');
%
% Assembly global LOAD VECTOR
f=zeros(num,1);
f(force(1:nforce,1)*2-1)=force(1:nforce,2);
f(force(1:nforce,1)*2)=force(1:nforce,3);
%
for step=1:nstep
    global_matrix
    Fext=f*(SLF+CLF*(step-1));
    du=inv(GM)*(Fext-Fint) ;

```

EK-3'ün devamı

```

    for iter=1:12
        uu=uu+du;
        strains
        sigma_epsilon
        du=inv(GM)*(Fext-Fint);
        if max(abs(du(:,1)))<0.001;
            break;
        end;
    %
    end
        if max(abs(du(:,1)))>10000;
            break;
        end;
% Sonuç dosyasına yazdıralım
%
    for j=1:ncoord
fprintf(fresults, '
%3d%6d%6d%20.6f%20.6f%20.6f%20.6f%20.6f%20.6f%20.6f%20.6f%20.6f
\n', [step, iter, coord(j,1), uu(2*j-
1,1), uu(2*j,1), sig_element_n(j,1), sig_element_n(j,2), sig_element_n(j,3), ep
s_element_n(j,1), eps_element_n(j,2), eps_element_n(j,3), sum(Fext)]);
    end
%
        disp(['step ', num2str(step), ' iteration ', num2str(iter)]);
end
fclose(fresults);
disp(' ')
disp('Solution is DONE!!')
choice_run=input('Please return to main menu: YES','s');
if isempty(choice_run)
FEMMAS
return
else
end
end

```

set_up.m dosyası kodları

```

clc
disp('1- SET UP NEW ANALYSIS')
%
filename=input('Named the FEMMAS-NL compatible data file : ','s');
directory=mkdir(filename);
%
fdisp = fopen([filename, '/', filename, '.m'], 'w');
fresults = fopen([filename, '/', filename, '_results.txt'], 'w');
LUSAS_data_file
coord=zeros(size(L_coord,1),4);
element=zeros(size(L_element,1),5);
coord_pass=zeros(size(L_coord,1),2);
element_pass=zeros(size(L_element,1),2);
for i=1:size(L_coord,1)
    coord_pass(i,1)=i;
    coord_pass(i,2)=L_coord(i,1);
end
%
%
for i=1:size(L_element,1)

```

EK-3'ün devamı

```

        element_pass(i,1)=i;
        element_pass(i,2)=L_element(i,1);
    end
fprintf(fdisp,'element=[ \n');
    for j=1:size(L_element,1)
        element(j,1)=j;
        element(j,2)=find(coord_pass(:,2)==L_element(j,2));
        element(j,3)=find(coord_pass(:,2)==L_element(j,3));
        element(j,4)=find(coord_pass(:,2)==L_element(j,4));
        element(j,5)=find(coord_pass(:,2)==L_element(j,5));
        fprintf(fdisp,' %4g%6g%7g%7g%7g \n',element(j,1:5));
    end
fprintf(fdisp,']; \n');
fprintf(fdisp,'coord=[ \n');
    for i=1:size(L_coord,1)
        coord(i,1)=i;
        coord(i,2:4)=L_coord(i,2:4);
        fprintf(fdisp,' %4g%6g%7g%7g \n',coord(i,1:4));
    end
fprintf(fdisp,']; \n');

% Restraints
fprintf(fdisp,'bound=[ \n');
b=0;
    for a=1:size(L_bound(:,:),1)
        b=b+1+(L_bound(a,2)-L_bound(a,1))/L_bound(a,3);
    end
%
a_bound=zeros(b,3);
%
b=1;
    for g=1:size(L_bound(:,:),1)
%
        for h=L_bound(g,1):L_bound(g,3):L_bound(g,2)
            a_bound(b,1)=h;
            a_bound(b,2:3)=L_bound(g,4:5);
            b=b+1;
        end
    end
%
    for j=1:size(a_bound,1)
        bound(j,1)=find(coord_pass(:,2)==a_bound(j,1));
        bound(j,2:3)=a_bound(j,2:3);
        fprintf(fdisp,' %4g%6g%7g \n',bound(j,1:3));
    end
fprintf(fdisp,']; \n');
%
    % Thickness
fprintf(fdisp,'geom=[ \n');
c=0;
    for a=1:size(L_geom(:,:),1)
        c=c+1+(L_geom(a,2)-L_geom(a,1))/L_geom(a,3);
    end
%
a_geom=zeros(c,2);
%

```

EK-3'ün devamı

```

        c=1;
        for g=1:size(L_geom(:, :), 1)
            for h=L_geom(g, 1):L_geom(g, 3):L_geom(g, 2)
                a_geom(c, 1)=h;
                a_geom(c, 2)=L_geom(g, 4);
                c=c+1;
            end
        end
    end
%
    for j=1:size(a_geom, 1)
        geom(j, 1)=find(element_pass(:, 2)==a_geom(j, 1));
        geom(j, 2)=a_geom(j, 2);
        fprintf(fdisp, ' %4g%6g \n', geom(j, 1:2));
    end
    fprintf(fdisp, ']; \n');
%
% Material
    fprintf(fdisp, 'materials=[ \n');
    nelement=size(element, 1);
    L_materials=zeros(nelement, 5);
    materials=zeros(nelement, 5);
%
        d=1;
        for s=1:size(L_mat_assign(:, :), 1)
            for p=L_mat_assign(s, 1):L_mat_assign(s, 3):L_mat_assign(s, 2)
                L_materials(d, 1)=p;

L_materials(d, 2:5)=L_mat_prop(find(L_mat_assign(s, 4)==L_mat_prop(:, 1)), 2:5);
            );
                d=d+1;
            end
        end
    end
%
    for j=1:size(L_materials, 1)
        materials(j, 1)=find(element_pass(:, 2)==L_materials(j, 1));
        materials(j, 2:5)=L_materials(j, 2:5);
        fprintf(fdisp, ' %4g%6g%7g%7g%7g \n', materials(j, 1:5));
    end
    fprintf(fdisp, ']; \n');
%
    disp('hesaplamalar başlıyor')
% Force
%
    b=0;
    for a=1:size(L_force(:, :), 1)
        b=b+1+(L_force(a, 2)-L_force(a, 1))/L_force(a, 3);
    end
%
    a_force=zeros(b, 3);
%
    b=1;
    for g=1:size(L_force(:, :), 1)
        for h=L_force(g, 1):L_force(g, 3):L_force(g, 2)
            a_force(b, 1)=h;
            a_force(b, 2:3)=L_force(g, 4:5);
            b=b+1;
        end
    end
end
end

```


EK-3'ün devamı

```

fprintf(fdisp, 'force=[ \n');
    for j=1:size(a_force,1)
        force(j,1)=find(coord_pass(:,2)==a_force(j,1));
        force(j,2:3)=a_force(j,2:3);
    fprintf(fdisp, ' %4g%6g%7g \n', force(j,1:3));
    end
fprintf(fdisp, ']; \n');
fclose(fdisp);
    disp(['New FEMMAS compatible file was created =
'', filename, '/', filename, '.fms '''])
    disp(' ')
choice_setup=input ('Please return to main menu: YES','s');
if isempty(choice_setup)
    FEMMAS
else
end

```

strains.m dosyası kodları

```

sig_step_element=zeros(nelement,12);
eps_step_element=zeros(nelement,12);
Fint_element=zeros(nelement,8);
sig_step_element_n=zeros(ncoord,3);
eps_step_element_n=zeros(ncoord,3);
for i=1:nelement
U=[du(element(i,2:5)*2-1) du(element(i,2:5)*2)];
u(i,1:8)=[U(1,:) U(2,:) U(3,:) U(4,:)];
%
gauss_point=[-sqrt(3)/3 sqrt(3)/3];
node_point=[-1 1];
for j=1:4
%
    if j==1; s=gauss_point(1);, r=gauss_point(1);,sn=node_point(1);,
rn=node_point(1);,el=element(i,2); end;
    if j==2; s=gauss_point(1);, r=gauss_point(2);,sn=node_point(1);,
rn=node_point(2);,el=element(i,3); end;
    if j==3; s=gauss_point(2);, r=gauss_point(2);,sn=node_point(2);,
rn=node_point(2);,el=element(i,4); end;
    if j==4; s=gauss_point(2);, r=gauss_point(1);,sn=node_point(2);,
rn=node_point(1);,el=element(i,5); end;
    x1=coord(find(coord(:,1)==element(i,2)),2);
    y1=coord(find(coord(:,1)==element(i,2)),3);
    x2=coord(find(coord(:,1)==element(i,3)),2);
    y2=coord(find(coord(:,1)==element(i,3)),3);
    x3=coord(find(coord(:,1)==element(i,4)),2);
    y3=coord(find(coord(:,1)==element(i,4)),3);
    x4=coord(find(coord(:,1)==element(i,5)),2);
    y4=coord(find(coord(:,1)==element(i,5)),3);
% Determine the Jacobian Matrix
    J11=0.25*((s-1)*x1+(1-s)*x2+(s+1)*x3-(1+s)*x4);
    J12=0.25*((s-1)*y1+(1-s)*y2+(s+1)*y3-(1+s)*y4);
    J21=0.25*((r-1)*x1-(1+r)*x2+(1+r)*x3+(1-r)*x4);
    J22=0.25*((r-1)*y1-(1+r)*y2+(1+r)*y3+(1-r)*y4);

    Jn11=0.25*((sn-1)*x1+(1-sn)*x2+(sn+1)*x3-(1+sn)*x4);
    Jn12=0.25*((sn-1)*y1+(1-sn)*y2+(sn+1)*y3-(1+sn)*y4);
    Jn21=0.25*((rn-1)*x1-(1+rn)*x2+(1+rn)*x3+(1-rn)*x4);

```

EK-3'ün devamı

```

Jn22=0.25*((rn-1)*y1-(1+rn)*y2+(1+rn)*y3+(1-rn)*y4);

J=[J11  J12
   J21  J22];

Jn=[Jn11  Jn12
    Jn21  Jn22];

G=(1/det(J))*[J22  -J12  0  0 ;
              0  0  -J21  J11 ;
             -J21  J11  J22  -J12];

Gn=(1/det(Jn))*[Jn22  -Jn12  0  0 ;
                0  0  -Jn21  Jn11 ;
               -Jn21  Jn11  Jn22  -Jn12];

P=0.25*[(s-1)  0  (1-s)  0  (s+1)  0  -(1+s)  0 ;
         (r-1)  0  -(1+r)  0  (1+r)  0  (1-r)  0 ;
         0  (s-1)  0  (1-s)  0  (s+1)  0  -(1+s);
         0  (r-1)  0  -(1+r)  0  (1+r)  0  (1-r)];

Pn=0.25*[(sn-1)  0  (1-sn)  0  (sn+1)  0  -(1+sn)  0 ;
          (rn-1)  0  -(1+rn)  0  (1+rn)  0  (1-rn)  0 ;
          0  (sn-1)  0  (1-sn)  0  (sn+1)  0  -(1+sn);
          0  (rn-1)  0  -(1+rn)  0  (1+rn)  0  (1-rn)];

B  =G*P;
Bn  =Gn*Pn;

De=zeros(3,3);

E=materials(find(materials(:,1)==i),2);
v=materials(find(materials(:,1)==i),3);

De=(E/(1-v*v))*[1  v  0 ;
                v  1  0 ;
                0  0  (1-v)/2];

eps= B*(u(i,1:8)');
sig=De*eps;
eps_step_element(i,3*j-2:3*j)=eps';
sig_step_element(i,3*j-2:3*j)=sig';
%.....
epsn= Bn*(u(i,1:8)');
sign=De*epsn;
eps_step_element_n(el,1:3)=epsn'/ortak_node_matrix(el,2);
sig_step_element_n(el,1:3)=sign'/ortak_node_matrix(el,2);

% drucker-prager control
%.....
c=materials(i,4);
fi=materials(i,5);
alfa=2*sind(fi)/(sqrt(3)*(3-sind(fi)));
ka=6*c*cosd(fi)/(sqrt(3)*(3-sind(fi)));
%
sx=sig_element(i,3*j-2);
sy=sig_element(i,3*j-1);

```

EK-3'ün devamı

```

sxy=sig_element(i,3*j);
I1=sx+sy;
I2=sx*sy-sxy^2;
J2=(I1^2-3*I2)/3;
f0=alfa*I1+sqrt(J2)-ka;
%
sx_tr=sig_element(i,3*j-2)+sig_step_element(i,3*j-2);
sy_tr=sig_element(i,3*j-1)+sig_step_element(i,3*j-1);
sxy_tr=sig_element(i,3*j)+sig_step_element(i,3*j);
I1_tr=sx_tr+sy_tr;
I2_tr=sx_tr*sy_tr-sxy_tr^2;
J2_tr=(I1_tr^2-3*I2_tr)/3;
f1=alfa*I1_tr+sqrt(J2_tr)-ka;
%
if f1<0;
    sig_element(i,3*j-2:3*j)=sig_element(i,3*j-
2:3*j)+sig_step_element(i,3*j-2:3*j);
    eps_element(i,3*j-2:3*j)=eps_element(i,3*j-
2:3*j)+eps_step_element(i,3*j-2:3*j);
    sig_step_element(i,3*j-2:3*j)=sig_step_element(i,3*j-2:3*j);
%
sig_element_n(e1,1:3)=sig_element_n(e1,1:3)+sig_step_element_n(e1,1:3);

eps_element_n(e1,1:3)=eps_element_n(e1,1:3)+eps_step_element_n(e1,1:3);
end
    if f1>=0;
plastic_matrix(i,j)=1;
    R=-f0/(f1-f0);

    sig_matrix_c(i,3*j-2:3*j)=sig_element(i,3*j-
2:3*j)+R*sig_step_element(i,3*j-2:3*j);
    sx=sig_matrix_c(i,3*j-2);
    sy=sig_matrix_c(i,3*j-1);
    sxy=sig_matrix_c(i,3*j);
    gradient

f2=alfa*I1+sqrt(J2)-ka;
    Rt=R-f2/(sig_step_element(i,3*j-2:3*j)*a);
    sig_matrix_c(i,3*j-2:3*j)=sig_element(i,3*j-
2:3*j)+Rt*sig_step_element(i,3*j-2:3*j);

    sig_matrix_d(i,3*j-2:3*j)=sig_matrix_c(i,3*j-2:3*j)+(1-
Rt)*eps_step_element(i,3*j-2:3*j)*Dp;

    sx=sig_matrix_d(i,3*j-2);
    sy=sig_matrix_d(i,3*j-1);
    sxy=sig_matrix_d(i,3*j);
    gradient
    f3=alfa*I1+sqrt(J2)-ka;

    sig_element(i,3*j-2:3*j)=sig_matrix_d(i,3*j-2:3*j)-f3*a'/(a'*a);

```

EK-3'ün devamı

```

        eps_element(i,3*j-2:3*j)=eps_element(i,3*j-
2:3*j)+Rt*eps_step_element(i,3*j-2:3*j);
        sig_step_element(i,3*j-2:3*j)=Rt*sig_step_element(i,3*j-2:3*j)+(1-
Rt)*eps_step_element(i,3*j-2:3*j)*Dp-f3*a'/(a'*a);

%.....
sx=sig_element_n(e1,1);
sy=sig_element_n(e1,2);
sxy=sig_element_n(e1,3);
I1=sx+sy;
I2=sx*sy-sxy^2;
J2=(I1^2-3*I2)/3;
f0=alfa*I1+sqrt(J2)-ka;
%
sx_tr=sig_element_n(e1,1)+sig_step_element_n(e1,1);
sy_tr=sig_element_n(e1,2)+sig_step_element_n(e1,2);
sxy_tr=sig_element_n(e1,3)+sig_step_element_n(e1,3);
I1_tr=sx_tr+sy_tr;
I2_tr=sx_tr*sy_tr-sxy_tr^2;
J2_tr=(I1_tr^2-3*I2_tr)/3;
f1=alfa*I1_tr+sqrt(J2_tr)-ka;
        R=-f0/(f1-f0);

sig_matrix_c_n(e1,1:3)=sig_element_n(e1,1:3)+R*sig_step_element_n(e1,1:3);
        sx=sig_matrix_c_n(e1,1);
        sy=sig_matrix_c_n(e1,2);
        sxy=sig_matrix_c_n(e1,3);
        gradient

f2=alfa*I1+sqrt(J2)-ka;
        Rt=R-f2/(sig_step_element_n(e1,1:3)*a);

sig_matrix_c_n(e1,1:3)=sig_element_n(e1,1:3)+Rt*sig_step_element_n(e1,1:3)
;
        sig_matrix_d_n(e1,1:3)=sig_matrix_c_n(e1,1:3)+(1-
Rt)*eps_step_element_n(e1,1:3)*Dp;

        sx=sig_matrix_d_n(e1,1);
        sy=sig_matrix_d_n(e1,2);
        sxy=sig_matrix_d_n(e1,3);
        gradient
        f3=alfa*I1+sqrt(J2)-ka;

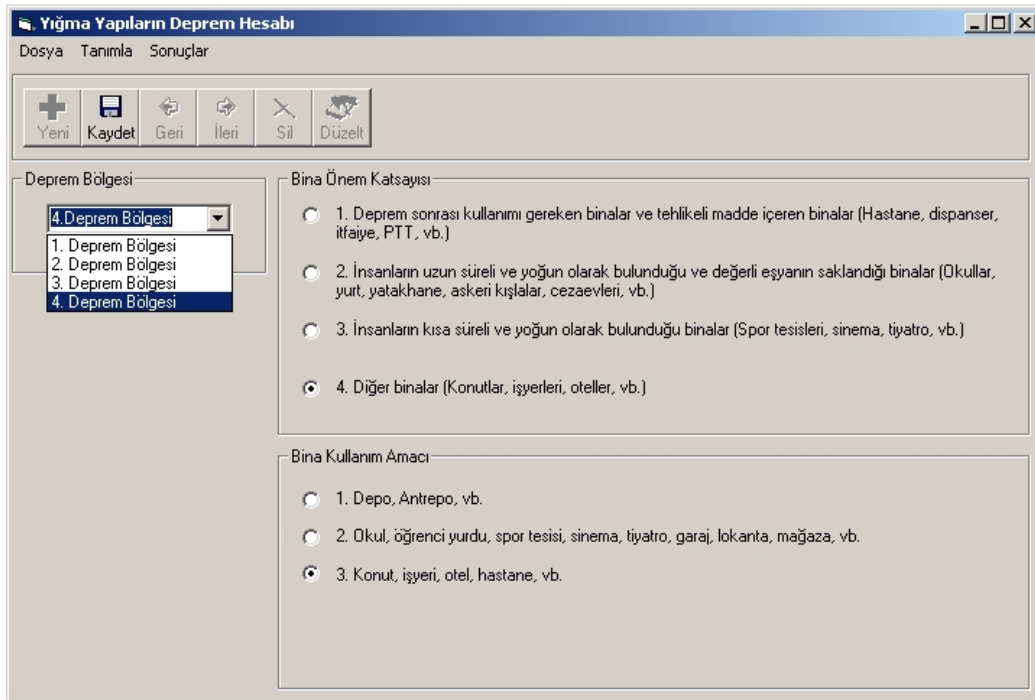
        sig_element_n(e1,1:3)=sig_matrix_d_n(e1,1:3)-f3*a'/(a'*a);

eps_element_n(e1,1:3)=eps_element_n(e1,1:3)+eps_step_element_n(e1,1:3);
        sig_step_element_n(e1,1:3)=Rt*sig_step_element_n(e1,1:3)+(1-
Rt)*eps_step_element_n(e1,1:3)*Dp-f3*a'/(a'*a);
        end
end
end
%
Fint_assemble

```

EK - 4 Yığma Yapıların Deprem Hesabı Programı Kullanımına Ait Bilgiler

Donatısız ve sarılmış yığma türü yapıların eşdeğer deprem yükü yöntemine göre hesaplanması hususunda Visual basic programlama dilinde bir program hazırlanmıştır. Bu programın oluşturulmasındaki temel amaç, mühendislerin yığma yapılar üzerinde gerçekleştireceği deprem hesaplarında pratik ve kolay kullanımına olanak vermesidir. Yığma yapıların eşdeğer deprem yüküne göre deprem hesabı adı altında, ilk defa Erden (2004) çalışmasında EXCEL programı yardımıyla oluşturmuştur. Bu çalışmada, söz konusu EXCEL dosyası güncellenerek ve kullanıcı ara yüzü oluşturularak kullanıcıların beğenisine sunulmuştur. Program 6 bölümden oluşmaktadır. Birinci bölüm genel verilerin yer aldığı bölümdür. Bu bölümde yapının hangi deprem bölgesinde inşa edildiği/edileceği, bina önem katsayısı ve bina kullanım amacı yer almaktadır. Aşağıda bu bölümün ekran görüntüsü yer almaktadır (Ek Şekil 11).



Ek Şekil 11. Genel verilerin yer aldığı ekran görüntüsü

Proje verileri ekranında yapıya ait genel veriler bulunmaktadır. Bunlar; kat adedi, kat yüksekliği, döşeme kalınlığı vb. proje verilerinin görüntülediği ekran görüntüsü aşağıda verilmektedir (Ek Şekil 12).

EK-4'ün devamı

Kat Adedi :	1
Kat Yüksekliği :	2,5
Top. Uzunluk (x) :	8
Top. Uzunluk (y) :	8
Döşeme Kalınlığı :	0,18
Döşeme Öz Ağırlığı :	25
Tuğla Boyutları (x,y,z) :	0,2 0,19 0,13
Tuğla Öz Ağırlığı :	15
Sıva Kalınlığı :	0,04
Elastisite Modülü :	960000
Poisson Oranı :	0,25
Hareketli Yük :	2

Ek Şekil 12. Proje verilerin yer aldığı ekran görüntüsü

Duvar verileri ekranında ise yapıda yer alan tüm duvarların verileri girilmektedir. Aşağıdaki Ek Şekil 13 den de görüleceği üzere ileri/geri ok tuşlarıyla duvar verileri arasında gezinti yapılabilmekte ve ekranın sol tarafındaki veri giriş paneliyle düzeltmeler yapılabilmektedir.

EK-4'ün devamı

Duvar Verileri

Dosya Tanımla ANALİZ YAP Sonuçlar

Yeni Kaydet Geri İleri Sil Düzelt

KAT NO: 1
 DUVAR NO: 1
 YÖNÜ: x
 UZUNLUĞU: 3,8
 GENİŞLİĞİ: 0,2
 Xi: 1,9
 Yi: 0,1

Örnek
 Resmi büyütme için tıklayın

KAT NO	DUVAR NO	YÖNÜ	UZUNLUK	GENİŞLİK	Xi	Yi
1	1	x	3,8	0,2	1,9	0,1
1	2	x	1,8	0,2	4,55	1,5
1	3	x	2,5	0,2	6,35	0,1
1	4	x	3,8	0,2	1,9	3,3
1	5	x	1,8	0,2	3,9	4,7
1	6	x	2,9	0,2	6,1	4,7
1	7	x	3	0,2	1,5	7,5
1	8	x	1,7	0,2	3,9	7,5
1	9	x	3	0,2	6,1	7,5
1	10	y	3	0,2	0,1	1,6
1	11	y	1,2	0,2	3,7	0,7
1	12	y	1,6	0,2	3,7	1,6
1	13	y	1,2	0,2	3,7	3,9
1	14	y	4	0,2	0	5,3
1	15	y	2,6	0,2	3,1	6
1	16	y	2,6	0,2	4,8	6
1	17	y	2,6	0,2	7,6	6

Ek Şekil 13. Duvar verilerinin yer aldığı ekran görüntüsü

Döşeme verileri ekranı, yapıdaki döşemelerin verilerinin tanımlandığı yerdir. Bu ekranda, döşeme adları, x ve y doğrultularındaki uzunlukları ve referans eksenine olan mesafeleri tanımlanmaktadır. Döşeme verilerinin girildiği ekran görüntüsü aşağıdaki gibidir (Ek Şekil 14).

EK-4'ün devamı

DÖŞEME NO	L (m)	B (m)	Xi	Yi
D01	3,8	3,4	1,9	1,7
D02	4,1	4,8	5,85	2,4
D03	3,4	4,4	1,75	5,6
D04	1,7	3	4,05	6,3
D05	3	3	6,4	6,3

Ek Şekil 14. Döşeme verilerinin yer aldığı ekran görüntüsü

Tüm verilerin girilmesinden sonra Sonuçlar>Genel_Sonuçlar sekmesine tıklandığında aşağıdaki ekran görüntüsü gelmektedir (Ek Şekil 15). Bu ekranda proje verileri ışığı altında hesaplanan bazı değerler kullanıcıya sunulmaktadır. Bunlar; duvarları, döşemelerin ve katların ağırlık merkezleri ile toplam bina ağırlığı, taban kesme kuvveti, toplam duvar uzunluğu, toplam duvar ağırlığı, toplam döşeme alanı ve toplam döşeme ağırlığıdır.

EK-4'ün devamı

Sonuçlar					
Dosya Tanımla Sonuçlar					
<div style="display: flex; justify-content: space-around;"> Yeni Kaydet Geri İleri Sil Düzeltil </div>					
Duvarların Ağırlık Merkezi <table border="1"> <thead> <tr> <th>xduvar</th> <th>yduvar</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>3,84</td> <td>3,94</td> </tr> </tbody> </table>	xduvar	yduvar	3,84	3,94	Diğer Sonuçlar <p>Toplam Bina Ağırlığı = 802,17 Taban Kesme Kuvveti = 300,81375 Toplam Duvar Uzunluğu = 47,7 Toplam Duvar Ağırlığı = 429,3 Toplam Döşeme Alanı = 61,66 Toplam Döşeme Ağırlığı = 277,47</p>
xduvar	yduvar				
3,84	3,94				
Döşemelerin Ağırlık Merkezi <table border="1"> <thead> <tr> <th>xdöşeme</th> <th>ydöşeme</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>3,96</td> <td>3,92</td> </tr> </tbody> </table>	xdöşeme	ydöşeme	3,96	3,92	
xdöşeme	ydöşeme				
3,96	3,92				
Kat Ağırlık Merkezleri <table border="1"> <thead> <tr> <th>xkat</th> <th>ykat</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>3,88</td> <td>3,42</td> </tr> </tbody> </table>	xkat	ykat	3,88	3,42	
xkat	ykat				
3,88	3,42				

Ek Şekil 15. Genel sonuçların yer aldığı ekran görüntüsü

Programdaki son ekran ise duvarların kesme kontrolünün yapıldığı ekrandır (Ek Şekil 16). Bu bölümde duvarlara düşen döşeme alanları girilerek duvarların kesme dayanımları ile kesme kuvvetini taşıyıp taşıyamadıkları kontrol edilmektedir. Kesme denetimiyle ilgili bu bölüme ait ekran görüntüsü aşağıda verilmektedir.

EK-4'ün devamı

Döşeme Payları

Dosya Tanımlar Sonuçlar

Yeni Kaydet Geri İleri Sil Düzelt

Veri Girişi

DUVAR NO : 1

DÖŞEME ALANI : 3,57

Duvar Dayanımları

Duvar No	Döşeme Yüğü	Duvar Yüğü	Toplam Yüğü	Fvd	Kesme Kuvveti	Kontrol
1	16,07	41,80	81,01	110,29	80,09	yeterli
2	11,93	19,80	44,42	113,34	35,36	yeterli
3	11,34	27,50	54,38	110,68	54,13	yeterli
4	29,93	41,80	100,42	114,93	80,09	yeterli
5	9,00	19,80	40,32	111,27	38,28	yeterli
6	23,36	31,90	77,36	115,16	68,68	yeterli
7	11,52	33,00	62,33	109,80	87,35	yeterli
8	3,24	18,70	30,72	107,33	43,32	yeterli
9	10,13	33,00	60,38	109,20	87,35	yeterli
10	13,01	33,00	64,41	110,43	66,68	yeterli
11	15,03	13,20	39,52	120,85	18,92	yeterli
12	16,29	17,60	47,45	117,87	30,18	yeterli
13	14,45	13,20	38,70	120,23	18,92	yeterli

Özizleme

Duvar No	Döşeme Alanı
1	3,57
2	2,65
3	2,52
4	6,65
5	2
6	5,19
7	2,56
8	0,72
9	2,25
10	2,89
11	3,34
12	3,62
13	3,21
14	4,68
15	3,81
16	4,1
17	2,25

Ek Şekil 16. Kesme dayanım kontrollerinin yapıldığı ekran görüntüsü

ÖZGEÇMİŞ

Ali Ural 1977 yılında Çankırı'nın Ilgaz ilçesinde doğdu. İlköğrenimini Ilgaz Yavuz Sultan Selim İlkokulunda, orta ve lise öğrenimini Çankırı Anadolu Lisesinde tamamladı. Lisans eğitimini 1999 yılında Niğde Üniversitesi İnşaat Mühendisliği Bölümünde tamamladı. Mezun olduğu yıl Niğde Üniversitesi, Fen Bilimleri Enstitüsü, İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalında yüksek lisans eğitimine başladı. 2000 yılında bugünkü adıyla Aksaray Üniversitesi, Mühendislik Fakültesi, İnşaat Mühendisliği bölümünde Araştırma Görevlisi olarak göreve başladı. 2002 yılında YÖK'ün 35. maddesi gereğince Karadeniz Teknik Üniversitesi, Fen Bilimleri Enstitüsü, İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı'nda doktora öğrenimine başladı. Evli ve bir çocuk babası olan Ali URAL, ileri seviyede İngilizce bilmektedir.