

## İÇİNDEKİLER

Sayfa

SİMGE LİSTESİ .....	v
ŞEKİL LİSTESİ .....	vii
ÇİZELGE LİSTESİ .....	xii
ÖNSÖZ .....	xiii
ÖZET .....	xiv
ABSTRACT .....	xvi
1 GİRİŞ .....	1
1.1 Konu .....	1
1.2 Konu İle İlgili Çalışmalara Toplu Bakış .....	2
1.3 Çalışmanın Amacı ve İzlenen Yol .....	7
2 TARİHİ ANITLARIN ve YAPILARIN KORUNMASI, ONARIMI ve KUVVETLENDİRİLMESİ .....	10
2.1 Genel Tanımlama ve Koruma, Kuvvetlendirme Kriterleri .....	10
2.2 Tarihi Yapı ve Anıtların Depreme ve Zamana Bağlı Etkilere Karşı Korunması .....	12
2.3 Tarihi Yapı ve Anıtlarda Arkeo-Sismolojik İncelemeler .....	14
2.4 Anıtların Onarılması ve Kuvvetlendirilmesi İçin Yaklaşım ve Metotlar ....	14
3 TARİHİ ANIT ve YAPILAR ÜZERİNDE YAPILAN ÇALIŞMALAR ...	16
3.1 Mevcut Yapı Duvarları Üzerinde Yapılan Deneyler .....	18
3.1.1 Sertlik Deneyi .....	18
3.1.2 Akustik Test .....	19
3.1.3 Hidrolik Ekipman ile Yapılan Testler .....	20
3.1.4 Matematiksel Modelleme .....	22
3.1.5 Yerinde Yapılan Deney Örnekleri ve Sonuçları .....	23
3.2 Laboratuvar Ortamında Yapılan Malzeme Deneyleri .....	28
3.2.1 Kayaçların Laboratuvar Deneyleri .....	35
3.2.1.1 Tek Eksenli Basınç .....	35
3.2.1.2 Tek Eksenli Çekme .....	36
3.2.1.3 Kesme Deneyleri .....	36
3.2.1.4 Üç Eksenli Basınç Deneyi .....	39
3.3 Sarsma Tablası Deneyleri .....	41
3.4 Serbest Titreşim Deneyleri .....	43
3.4.1 Deney Düzeni ve Kayıtların Değerlendirilmesi .....	44
3.5 Yapının Statik ve Dinamik Yükler Altında Üç Boyutlu Modeli ve Analizi	46
3.6 Tarihi Yapıları ve Anıtları Güçlendirme ve Onarma Yöntemleri .....	52
3.6.1 Onarım ve Güçlendirmede Malzeme Seçimi .....	55

## İÇİNDEKİLER

Sayfa

4	TARİHİ OSMANLI-BİZANS YAPI VE ANITLARI .....	56
4.1	Bizans ve Osmanlı Mimarisinde Kullanılan Taş ve Tuğla Tekniği .....	56
4.2	Duvar Tekniklerinin Yüzyıllara Göre Sıralanışı .....	59
4.3	Farklı Tarzda Yapılmış Çeşitli Tuğla - Taş Duvar Örnekleri .....	64
4.4	Yapısal Modellemede Taş-Tuğla ve Harcın Etkisi .....	67
4.5	Taş/Tuğla ve Harç ile Yapılan Deneysel Çalışmalar .....	68
4.5.1	Kireç Harcı ile Yapılan Taş ve Tuğla Duvarların Davranışı .....	68
4.5.1.1	Duvar Örneklerinin Karakteristikleri.....	68
4.5.1.2	Harcın Karakteristik Özelliği.....	69
4.5.1.3	Deney Sonuçları.....	70
4.5.2	Yığma Yapılardaki Kalın Harç Birleşimleri ve Mekanik Dayanımları .....	72
4.5.2.1	Harcın ve Harç Bileşiklerinin Karakteristik Özelliği.....	72
4.5.2.2	Eski Bileşikler Dikkate Alınarak Hazırlanan Harçlar ve Yapılan Testler.....	74
4.5.2.3	Tarihi Yapıların Güçlendirilmesi ve Tamiri İçin Hazırlanan Kireç Harçları ve Kireç Harçlı Duvar Elemanların Dayanımı .....	75
4.5.2.3.1	Duvar Elemanları Üzerinde Yapılan Testler.....	77
5	MARMARA BÖLGESİ İÇİNDEKİ TARİHİ YAPILARDA KULLANILAN KİREÇTAŞININ MÜHENDİSLİK BÜYÜKLÜKLERİNİN SAPTANMASI .....	78
5.1	Kireçtaşının Genel Tanımı ve Açıklamaları .....	78
5.2	Kireçtaşı Üzerinde Yapılan Mekanik Deneyler ve Sonuçları .....	80
5.3	Kireçtaşı Üzerinde Yapılan Tek Eksenli Basınç Deneyi ve Çift Zımbalama Deneyi .....	81
5.4	Çift Zımbalama Deney Sonucundan Faydalanarak Üç Eksenli Gerilme Değerlerinin Belirlenmesi .....	86
6	DOĞRUSAL OLMAYAN ANALİZ.....	89
6.1	Malzemeden İleri Gelen Doğrusal Olmayan Davranış.....	89
6.1.1	Cisimlerin Plastik Davranışı.....	90
6.1.1.1	Plastik Şekil Değişimi.....	90
6.1.1.2	Malzemelerin Şekildeğiştirme Özellikleri.....	91
6.1.1.3	Şekildeğiştirme Türleri.....	92
6.1.1.4	İdeal Malzemeler .....	93
6.1.2	Üç Eksenli Gerilme Hali ve Gerilme Tansörü .....	94
6.1.2.1	Gerilme Tansörü ve İnvaryantları.....	96
6.1.3	Kırılma Hipotezleri.....	101
6.1.4	Maksimum Kayma Gerilmesi Hipotezi.....	103
6.1.5	Mohr-Coulomb Kayma Gerilmesi Hipotezi.....	106
6.1.6	Drucker-Prager Kriteri.....	109
6.1.7	Von Mises Kriteri.....	111
6.1.8	Pekleşme.....	114
6.1.5	Elasto-Plastik Birim Deformasyon Bağıntıları.....	118
6.1.6	Nümerik Hesaplamalar için Akma Kriterinin Alternatif İfadesi.....	120
6.1.6.1	Tresca Akma Kriteri.....	121

## İÇİNDEKİLER

Sayfa

6.1.6.2	Von Mises Akma Kriteri.....	121
6.1.6.3	Mohr-Coulomb Akma Kriteri.....	121
6.1.6.4	Drucker-Prager Akma Kriteri.....	122
6.2	Geometriden İleri Gelen Doğrusal Olmayan Davranış.....	124
6.2.1	Virtüel İş Denklemi.....	124
6.2.2	Langranj Geometrik Nonlineeritesi.....	125
6.2.2.1	Green Birim Deformasyon Deplasman İlişkisi.....	126
6.2.2.2	Bünye Bağlıntıları.....	127
6.2.2.3	Tanjant Rijitlik Matrisi.....	128
7	SONLU ELEMANLAR YÖNTEMİ.....	129
7.1	Genel Tanımlama.....	129
7.2	Sonlu Elemanlar Yönteminin Doğrusal Sistemlere Uygulanması.....	131
7.2.1	Deplasman Fonksiyonlarının Seçimi.....	131
7.2.2	Şekil Değiştirmeler.....	133
7.2.3	Gerilmeler.....	134
7.2.4	Rijitlik Matrisi ve Yük Vektörünün Bulunması.....	134
7.3	Sonlu Elemanlar Yönteminin Doğrusal Olmayan Sistemlere Uygulanması.....	138
7.4	Sonlu Elemanlar Yönteminin Dinamik Sistemlere Uygulanması.....	142
7.4.1	Dinamik Kuvvetler.....	143
7.4.2	Çok Serbestlik Dereceli Sistemlerin Depreme Mukabelesi.....	145
7.5	Elastisite (Bünye) Bağlıntıları.....	148
7.5.1	İki Boyutlu İzotrop Hal.....	149
7.5.1.1	Düzlem Gerilme Hali.....	149
7.5.2	Üç Boyutlu İzotrop Hal.....	150
8	HARÇLI YIĞMA DUVARLARIN ANALİZİ ve MODELLENMESİ .....	152
8.1	Harçlı Yığma Duvar İçin Önerilmiş Malzeme Davranışı ve Modelleri.....	152
8.1.1	Kalın Harç Bağlantılı Tuğla Duvarlarının Hazırlanması ve Yapılan Testler...	155
8.2	Ortotrop Olarak Seçilen Harçlı Yığma Duvarın Plastik Modeli ve Optimum Sonlu Eleman Ağı Boyutları.....	156
8.3	Kompozit Duvar Elemanının Üç Boyutlu Modelleri.....	165
8.4	Yığma Duvarların Düzlemsel Davranışlarının Optimum Boyut Kullanılarak İncelenmesi .....	167
8.4.1	Yığma Duvarların Karakteristikleri ve Matematiksel Modeli.....	168
8.4.2	Deney Sonucu ile Matematiksel Modelin Karşılaştırılması.....	173
9	KÜÇÜK AYASOFYA CAMİİ (SERGIUS and BACCHUS KİLİSESİ)..	175
9.1	Küçük Ayasofya Camii'nin Tarihçesi.....	175
9.2	Küçük Ayasofya Camii'nin Mimari Özellikleri.....	177
9.3	Yapının Uğradığı Değişiklikler ve Onarımlar.....	184
9.4	Küçük Ayasofya Camii'nin Taşıyıcı Sistemi.....	186
9.5	Küçük Ayasofya Camii Malzeme Özellikleri.....	188
9.6	Küçük Ayasofya Camii Zemin Durumu.....	194
9.7	Küçük Ayasofya Camii'nin Serbest Titreşim Ölçümleri ve Tren Titreşimleri	199

## İÇİNDEKİLER

## Sayfa

9.8	Küçük Ayasofya Camii'nin Modellenmesi ve Analizi.....	203
9.8.1	Küçük Ayasofya Camii'nin Sonlu Eleman Modeli.....	204
9.8.8.1	Sonlu Eleman Seçimi.....	205
9.8.1.2	Modellemede Dikkate Alınan Malzemenin Fiziksel Özellikleri.....	212
9.8.2	Statik Analiz.....	214
9.8.3	Özdeğer Analizi.....	220
9.8.4	Deprem Analizi.....	227
9.8.5	K. Ayasofya Camii'nde Mesnet Hareketinin İncelenmesi.....	263
9.8.6.	K. Ayasofya Camii'nde Yapılan Doğrusal Olmayan Analiz Hesapları.....	301
10	SONUÇ ve ÖNERİLER.....	315
	KAYNAKLAR.....	319
	ÖZGEÇMİŞ.....	329



## SİMGE LİSTESİ

- A,B : Regresyona Ait Katsayılar  
A : Çelik Diskin Yarıçapı  
A<sub>e</sub> : Sonlu Elemanın Alanı  
a<sub>max</sub> : Yer ivmesi  
b : Numune Yarıçapı  
c : Sönüm Katsayısı  
C<sub>f</sub> : Malzemenin Yumuşama Kısmının Eğimi  
E : Elastisite Modülü  
E<sub>d</sub> : Deformasyon Modülü  
E<sub>e</sub> : Elastisite Modülü  
E<sub>o</sub> : Başlangıç Elastisite Modülü  
E<sub>s</sub> : Maksimum Gerilmenin Deformasyona Oranı Olan Sekant Rijitliği  
f<sub>α</sub> : Kırılmada Normal Gerilme  
F(t) : Dinamik Kuvvet  
f<sub>b</sub> : Basınç Dayanımı  
f<sub>ç</sub> : Dolaylı Çekme Dayanımı  
G<sub>f</sub> : Tek Eksenli Çekme Gerilmesi Altındaki Malzemede Birim Çatlak Alanı Oluşturmak İçin Gerekli Enerji Miktarı  
h : Sonlu Eleman Kare Boyutu  
J : Jakobien Matrisi  
k : Yay Katsayısı  
m : kütle  
P : Deneyde Ölçülen Kırılma Yüğü  
R : Yüzey Sertlik Okuması  
s<sub>ij</sub> : Sapıcı Gerilmeler  
Δ<sub>t</sub> : Sıcaklık Değişimini  
V : Ultrases Hız Değeri  
w<sub>ξ</sub>, w<sub>η</sub> : Gauss Ağırlık Faktörleri  
W<sub>e</sub> : Sonlu Eleman Ağ Büyüklüğü  
y : Kütlenin Deplasmanı  
{d} : Eleman Düğüm Noktası Deplasman Vektörü  
{k} : Eleman Rijitlik Matrisi  
{q} : Elemana Etkiyen Yük Vektörü  
m.y : Atalet Kuvveti  
{σ<sub>o</sub>} : Başlangıç Gerilmesi  
{ε<sub>o</sub>} : Başlangıç Şekil Değiştirme  
{q} : Çizgisel Yük Vektörü  
{u} : Yer Değiştirme Vektörünü  
α : Isı Genleşme Katsayısını  
y : Kütlenin Hızı  
y : Kütlenin İvmesi

- $\{X\}$  : Kütlesel Kuvvetler Vektörü  
 $[D]$  : Malzemenin Elastisite Matrisi  
 $\{D_T\}$  : Sıcaklık Değişimine Göre Elastisite Matrisi  
 $c.y$  : Sönüm Kuvveti  
 $P$  : Tekil Yük  
 $k.y$  : Yay Kuvveti  
 $\{p\}$  : Yüzeysel Yayılı Yük Vektörü  
 $\phi$  : İçsel Sürtünme Açısı  
 $\alpha$  : Malzemenin Kırılma Açısı  
 $\mu$  : Poisson Oranı  
 $\tau_\alpha$  : Kayma Gerilmesi  
 $\gamma$  : Çelik Diskin Altında Oluşan Kırılma Konisinin Yarı Tepe Açısı  
 $\epsilon_0$  : Maksimum Deformasyon  
 $\sigma_{1n}$  : Normalize Edilmiş Gerilme  
 $\alpha_h$  : Çatlağın Kırılma Açısı  
 $\sigma_n$  : Çekme Gerilmesi  
 $\epsilon_p$  : Maksimum gerilmeye karşılık gelen birim deformasyonu  
 $\sigma_r$  : Maksimum Gerilme  
 $\alpha_t$  : Isı Genleşme Katsayısı

## ŞEKİL LİSTESİ

Şekil 3.1. Akustik Test Cihazı .....	19
Şekil 3.2. Yük uygulama ve ölçüm ekipmanı.....	20
Şekil 3.3. Yük-deplasman diyagramı.....	21
Şekil 3.4. Yük-deplasman diyagramı.....	22
Şekil 3.5. Matematiksel Model.....	22
Şekil 3.6. Dinamik yükler altında birinci katın yük-deplasman diyagramı.....	23
Şekil 3.7. Sponza Sarayı deney sonucu yük-deplasman eğrisi.....	24
Şekil 3.8. Roma Tapınağı Duvarında Yapılan Malzeme Testi.....	25
Şekil 3.9. İstanbul - St. Sofia Kilisesi Deney Bölgesinin Yapıdaki Konumu.....	27
Şekil 3.10. St. Sergius and Bacchus Kilisesi (Küçük Ayasofya Camii).....	27
Şekil 3.11. Geraci Sarayı Deney Modeli.....	31
Şekil 3.12. PSD Deney Sonucunda Kat Seviyelerinde Elde Edilen Kesme kuvveti-Deplasman Eğrisi.....	31
Şekil 3.13. Deney Düzenegi Temel Bloklarının Kuşatılması.....	32
Şekil 3.14. Temelleri Kuşatılmış Yapının Kesme kuvveti-Deplasman Eğrisi .....	32
Şekil 3.15. Kuşatılmış ve Güçlendirilmiş Yapıların Taban kesme kuvveti-Deplasman Eğrisi.....	32
Şekil 3.16. Kasnak Kısmında Açılan Odalara Gergi Çubuk Yerleştirilmesi.....	34
Şekil 3.17. Odalardaki Gergi Çubuklarının Yerleştirilmiş Durumu.....	34
Şekil 3.18. (a) Tek eksenli basınç deneyi, (b) Brezilya silindiri deneyi, (c) Kesme deneyi, (d) Üç eksenli basınç deneyi.....	37
Şekil 3.19. Yığma yapılar için önerilen çeşitli kesme deneyleri.....	38
Şekil 3.20. Carrara mermeri için yapılan üç eksenli deneylerin sonuçları.....	40
Şekil 3.21. (a) Michelangelo'nun kubbe profil dizaynı (b) Della Porta dizaynı.....	49
Şekil 3.22. (a) Della Porta dizaynına ait çember gerilme değerleri (b) Michelangelo dizaynına ait çember gerilme değerleri.....	49
Şekil 3.23. Santa Maria del Fiore'nin kesiti(sol) ve sonlu elemanlar modeli(sağ).....	50
Şekil 3.24. Dört Analitik Model.....	50
Şekil 3.25a. Çember girişinin gerilme-deformasyon eğrisi.....	51
Şekil 3.25b. Santa Maria del Fiore'nin analizlerinde kullanılan akma şartı.....	51
Şekil 4.01. Bodrum Camii yanı merkezi planlı yapı.....	65
Şekil 4.02. Atik Mustafa Paşa Camii.....	65
Şekil 4.03. Zeyrek Kilisesi.....	66
Şekil 4.04. İstanbul Ayasofya Camii.....	66
Şekil 4.05. Küçük Ayasofya Camii.....	67
Şekil 4.06. Basınç Dayanımı Ölçümü İçin Duvar Örneği.....	69
Şekil 4.07. Değişen Birleşim Kalınlıkları İçin Tuğla Duvar Dayanımı.....	71
Şekil 4.08. C Harcı İle Yapılmış Duvar Modellerinin Deformasyonu.....	71
Şekil 5.1. Bakırköy ve Civarı Taş Ocakları.....	80
Şekil 5.2. Çift Zımbalama Deneyi İle Dolaylı Çekme Dayanımının Belirlenmesi.....	83
Şekil 5.3. Laboratuvar Koşullarında ve Su İçinde Kür Edilen Numunelerin Çekme ve Basınç Dayanımları Arasındaki İlişkileri.....	85
Şekil 5.4. Sağlam Kayaçlar İçin Dayanım Kriterleri.....	87
Şekil 6.1. Betonun Gerilme-Deformasyon Eğrisi.....	90

Şekil 6.2. Elastik Şekil Değişimi.....	90
Şekil 6.3. Elasto-Plastik Şekil Değişimi.....	91
Şekil 6.4. Katı Cismin Gerilme-Deformasyon Eğrisi.....	91
Şekil 6.5. Şekildeğiştirme Türleri.....	93
Şekil 6.6. Gerilme Vektörü.....	94
Şekil 6.7. Üç Eksenli Gerilme Hali.....	94
Şekil 6.8. Üç Boyutlu Kartezyen Uzayda Oktaedral Düzlemler.....	96
Şekil 6.9. Gerilme Tansörlerinin Mohr Daireleriyle Gösterimi.....	100
Şekil 6.10. Özdeş Tek ve Üç Eksenli Gerilme Halleri.....	101
Şekil 6.11. Tek Eksenli Gerilme Haline Ait Mohr Diyagramı.....	104
Şekil 6.12. Mohr Daireleri ve Zarf Doğruları.....	105
Şekil 6.13. $\sigma_1$ - $\sigma_2$ Düzleminde Tresca Altıgeni.....	105
Şekil 6.14. Tresca Altıgeni (a) Asal Gerilme Uzayında, (b) Deviyatör Düzlemde.....	106
Şekil 6.15. Mohr kriterinin grafik gösterimi.....	107
Şekil 6.16. Mohr-Coulomb Kriterinin Grafik Gösterimi.....	108
Şekil 6.17. Mohr-Coulomb Altıgeni (a) $\sigma_1, \sigma_2$ Düzleminde, (b) Deviyatör Düzlemde.....	109
Şekil 6.18. Drucker-Prager Kriterinin Deviyatör Düzlemde Gösterimi.....	109
Şekil 6.19. Drucker-Prager ve Mohr-Coulomb kriterlerinin karşılaştırılması, (a) asal gerilme uzayında, (b) deviyatör düzlemde.....	110
Şekil 6.20. $\sigma_1$ - $\sigma_2$ Düzleminde Drucker-Prager Kriteri.....	111
Şekil 6.21. Tresca ve Von Mises Kriterleri (a) Deviyatör Düzlemde, (b) $\sigma_1, \sigma_2$ Düzleminde.....	113
Şekil 6.22. Pekleşmeli Malzeme Davranışlarının Matematiksel Modelleri.....	115
Şekil 6.23. Birleşik Akma Kuralına Ait Diklik Durumunun Gösterimi.....	119
Şekil 7.1. Newton-Raphson Yöntemi Grafik Gösterimi.....	140
Şekil 8.1. Saenz Tarafından Önerilen Tek Eksenli Basınç Gerilme-Deformasyon Eğrisi.....	153
Şekil 8.2. Analizlerde Kullanılan Akma Şartı.....	154
Şekil 8.3. Yığılma Elemanlarda Göçme Mekanizmaları.....	155
Şekil 8.4. İdealleştirilen Eleman.....	155
Şekil 8.5. 123 Günlük Numunelerin Gerilme-Zaman Grafiği.....	156
Şekil 8.6. Lourenço, Borst ve Rots Tarafından Önerilen Komposit Akma Kriterleri.....	157
Şekil 8.7. Dikdörtgen Elemanlar İçin Doğal Koordinatlar.....	159
Şekil 8.8. Örnek Entegrasyon Noktaları.....	162
Şekil 8.9. Lourenço, Borst ve Rots' un Kullandığı Deney Modeli.....	163
Şekil 8.10. Betonun Çekme Gerimesi-Deformasyon Eğrisi.....	164
Şekil 8.11. Deneysel Çalışma Amacıyla Duvardan Alınan Yığılma Tuğla Blok.....	168
Şekil 8.12. Matematiksel Modelde Ele Alınan Yığılma Duvar Şekli.....	169
a) Prizmatik Görünümü b) Ön Görünümü	
Şekil 8.13. Drucker-Prager kriteri için önerilen kohezyon değerleri.....	170
Şekil 8.14. Farklı ağ boyutları ile incelenen yığılma duvarın yük-maksimum sehim eğrileri.....	171
Şekil 8.15. $\theta=90^\circ$ İçin Modellenmiş Yığılma Duvarın Sonlu Elemanlar Ağı ve Deforme Olmuş Şekli.....	172
Şekil 8.16. $\theta=90^\circ$ İçin Modellenmiş Yığılma Duvarın Gerilme Diyagramı.....	173
Şekil 9.1. Küçük Ayasofya Camii' nin Yerleşim Planı.....	176
Şekil 9.2. Küçük Ayasofya Camii Görünüşü.....	178
Şekil 9.3. Küçük Ayasofya Camii' nin İçten Görünüşü.....	178



Şekil 9.4. Küçük Ayasofya Camii Zemin Kat Planı.....	179
Şekil 9.5. Küçük Ayasofya Camii Galeri Kat Planı.....	180
Şekil 9.6. Küçük Ayasofya Camii Kubbe Taban Planı.....	181
Şekil 9.7. Küçük Ayasofya Camii İç Perspektif Görünüşü.....	182
Şekil 9.8. Küçük Ayasofya Camii Dış Perspektif Görünüşü.....	182
Şekil 9.9. Küçük Ayasofya Camii A-A Kesiti.....	183
Şekil 9.10. Küçük Ayasofya Camii B-B Kesiti.....	183
Şekil 9.11. Küçük Ayasofya Camii' deki Çatlakların Plandaki Görünümü.....	185
Şekil 9.12. Küçük Ayasofya Camii' ndeki Çatlakların Perspektiften Görünümü.....	185
Şekil 9.13. Kubbenin İç Yüzeyinin Eşğreli Haritası.....	186
Şekil 9.14. Kubbeye Ait Yüzeyler.....	187
Şekil 9.15. Kubbe ve Yük Taşıma Mekanizması.....	188
Şekil 9.16. Muayene ve Sonda Çukurlarının Plandaki Yerleri.....	195
Şekil 9.17. 1 Nolu Muayene Çukuru Logu.....	196
Şekil 9.18. 2 Nolu Muayene Çukuru Logu.....	197
Şekil 9.19. Muayene Çukurlarından Alınan Penetrasyon Değerleri.....	198
Şekil 9.20. Küçük Ayasofya Camii' nin Serbest Titreşim Ölçümleri (Galeri Katı Ölçümü).....	199
Şekil 9.21. Küçük Ayasofya Camii' nin Serbest Titreşim Ölçümleri (Kubbe Ölçümü).....	200
Şekil 9.22. Serbest Titreşim Ölçümlerinin Plandaki Yerleri.....	200
Şekil 9.24. K. Ayasofya Camii' nin Adımsal Modeli .....	208-211
Şekil 9.25. Kendi Ağırlığı Altında Statik Analiz Sonuçları - Maksimum Gerilme (Kesim X).....	216
Şekil 9.26. Kendi Ağırlığı Altında Statik Analiz Sonuçları - Minimum Gerilme (Kesim X).....	216
Şekil 9.27. Kendi Ağırlığı Altında Statik Analiz Sonuçları - Z Doğrultusundaki Gerilme (Kesim X).....	216
Şekil 9.28. Kendi Ağırlığı Altında Statik Analiz Sonuçları - Maksimum Gerilme (Kesim Y).....	217
Şekil 9.29. Kendi Ağırlığı Altında Statik Analiz Sonuçları - Minimum Gerilme (Kesim Y).....	217
Şekil 9.30. Kendi Ağırlığı Altında Statik Analiz Sonuçları - Z Doğrultusundaki Gerilme (Kesim Y).....	217
Şekil 9.31. Kendi Ağırlığı Altında Statik Analiz Sonuçları - Maksimum Gerilme (Kesim Z) .....	218
Şekil 9.32. Kendi Ağırlığı Altında Statik Analiz Sonuçları - Minimum Gerilme (Kesim Z) .....	218
Şekil 9.33. Kendi Ağırlığı Altında Statik Analiz Sonuçları - Z Doğrultusundaki Gerilme (Kesim Z) .....	218
Şekil 9.34. Birinci Mod Şekli .....	221
Şekil 9.35. İkinci Mod Şekli .....	221
Şekil 9.36. Üçüncü Mod Şekli .....	222
Şekil 9.37. Dördüncü Mod Şekli .....	222
Şekil 9.38. Beşinci Mod Şekli .....	223
Şekil 9.39. Altıncı Mod Şekli .....	223
Şekil 9.40. Yedinci Mod Şekli .....	224

Şekil 9.41. Sekizinci Mod Şekli .....	224
Şekil 9.42. Dokuzuncu Mod Şekli .....	225
Şekil 9.43. Onuncu Mod Şekli .....	225
Şekil 9.44a. Benzeşimi Yapılan $M_s=5$ Büyüklüğündeki Bir Psüdo Relatif Hız Spektrumu	228
Şekil 9.44b. Benzeşimi Yapılan $M_s=7$ Büyüklüğündeki Bir Psüdo Relatif Hız Spektrumu	228
Şekil 9.45. 5 Büyüklüğündeki Deprem Sonucunda Yapıda Oluşan Max. Gerilme (X Kesiti).....	229
Şekil 9.46. 5 Büyüklüğündeki Deprem Sonucunda Yapıda Oluşan min. Gerilme (X Kesiti) .....	229
Şekil 9.47. 5 Büyüklüğündeki Depremde Yapının z Doğrultusundaki Gerilmesi (X Kesiti) .....	230
Şekil 9.48. 5 Büyüklüğündeki Deprem Sonucunda Yapıda Oluşan max. Gerilme (Y Kesiti) .....	230
Şekil 9.49. 5 Büyüklüğündeki Depremde Yapıda Oluşturduğu max. Gerilmeler (Y Doğr.) .....	232
Şekil 9.50. 5 Büyüklüğündeki Depremde Yapıda Oluşturduğu min. Gerilmeler (Y Doğr.) .....	232
Şekil 9.51. 5 Büyüklüğündeki Depremde Yapının z Doğrultusunda Oluşturduğu Gerilmeler (Y Doğr.) .....	233
Şekil 9.52. 5 Büyüklüğündeki Bir Depremde Yapıda Oluşturduğu max. Gerilmeler (Y Doğr.) .....	233
Şekil 9.53. 5 Büyüklüğündeki Depremde Yapıda Oluşturduğu max. Gerilmeler (Z Doğr.) .....	235
Şekil 9.54. 5 Büyüklüğündeki Depremde Yapıda Oluşturduğu min. Gerilmeler (Z Doğr.) .....	235
Şekil 9.55. 5 Büyüklüğündeki Depremde Yapıda Oluşturduğu Ort. Gerilmeler (Z Doğr.) .....	236
Şekil 9.56. 5 Büyüklüğündeki Depremde Yapıda Oluşturduğu max. Gerilmeler (-X Doğr.) .....	238
Şekil 9.57. 5 Büyüklüğündeki Depremde Yapıda Oluşturduğu min. Gerilmeler (-X Doğr.) .....	239
Şekil 9.58. 5 Büyüklüğündeki Depremde Yapıda Oluşturduğu max. Gerilmeler (-Y Doğr.) .....	239
Şekil 9.59. 5 Büyüklüğündeki Depremde Yapıda Oluşturduğu min. Gerilmeler (-Y Doğr.) .....	240
Şekil 9.60. 5 Büyüklüğündeki Depremde Yapıda Oluşturduğu max. Gerilmeler (-Z Doğr.) .....	240
Şekil 9.61. Zati+ 5 Büyüklüğündeki Depremde Yapıda Oluşan max. Gerilmeler (+X Doğr.) .....	241
Şekil 9.62. Zati+5 Büyüklüğündeki Depremde Yapıda Oluşan min. Gerilmeler (+X Doğr.) .....	241
Şekil 9.63. Zati+5 Büyüklüğündeki Depremde Yapıda Oluşan max. Gerilmeler (+Y Doğr.).....	242
Şekil 9.64. Zati+5 Büyüklüğündeki Depremde Yapıda Oluşan min. Gerilmeler (+Y Doğr.) .....	242
Şekil 9.65. Zati+5 Büyüklüğündeki Depremde Yapıda Oluşan max. Gerilmeler (+Z Doğr.) .....	243

Şekil 9.66. Zati+5 Büyüklüğündeki Depremden Yapıda Oluşan min. Gerilmeler (+Z Doğr.) .....	243
Şekil 9.67. Zati+5 Büyüklüğündeki Depremden Yapıda Oluşan max. Gerilmeler (-X Doğr.) .....	244
Şekil 9.68. Zati+5 Büyüklüğündeki Depremden Yapıda Oluşan min. Gerilmeler (-X Doğr.) .....	244
Şekil 9.69. Zati+5 Büyüklüğündeki Depremden Yapıda Oluşan max. Gerilmeler (-Y Doğr.) .....	245
Şekil 9.70. Zati+5 Büyüklüğündeki Depremden Yapıda Oluşan min. Gerilmeler (-Y Doğr.) .....	245
Şekil 9.71. Zati+5 Büyüklüğündeki Depremden Yapıda Oluşan max. Gerilmeler (-Z Doğr.) .....	246
Şekil 9.72. Zati+5 Büyüklüğündeki Depremden Yapıda Oluşan min. Gerilmeler (-Z Doğr.) .....	246
Şekil 9.73. Zati+7 Büyüklüğündeki Depremden Yapıda Oluşan max. Gerilme (+X Doğr.) .....	253
Şekil 9.74. Zati+7 Büyüklüğündeki Depremden Yapıda Oluşan min. Gerilme (+X Doğr.) .....	253
Şekil 9.75. Zati+7 Büyüklüğündeki Depremden Yapıda Oluşan max. Gerilme (+Y Doğr.) .....	254
Şekil 9.76. Zati+7 Büyüklüğündeki Depremden Yapıda Oluşan min. Gerilme (+Y Doğr.) .....	254
Şekil 9.77. Zati+7 Büyüklüğündeki Depremden Yapıda Oluşan max. Gerilme (+Z Doğr.) .....	255
Şekil 9.78. Zati+7 Büyüklüğündeki Depremden Yapıda Oluşan min. Gerilme (+Z Doğr.) .....	255
Şekil 9.79. Zati+7 Büyüklüğündeki Depremden Yapıda Oluşan max. Gerilme (-X Doğr.) .....	256
Şekil 9.80. Zati+7 Büyüklüğündeki Depremden Yapıda Oluşan min. Gerilme (-X Doğr.) .....	256
Şekil 9.81. Zati+7 Büyüklüğündeki Depremden Yapıda Oluşan max. Gerilme (-Y Doğr.) .....	257
Şekil 9.82. Zati+7 Büyüklüğündeki Depremden Yapıda Oluşan min. Gerilme (-Y Doğr.) .....	257
Şekil 9.83. Zati+7 Büyüklüğündeki Depremden Yapıda Oluşan max. Gerilme (-Z Doğr.) .....	258
Şekil 9.84. Zati+7 Büyüklüğündeki Depremden Yapıda Oluşan min. Gerilme (-Z Doğr.) .....	258
Şekil 9.85. Yapının Kendi Ağırlığı Altında 1.Ayağın Çökmesi (max. Gerilme Diyagramı)	266
Şekil 9.86. Yapının Kendi Ağırlığı Altında 1.Ayağın Çökmesi (min. Gerilme Diyagramı)	266
Şekil 9.87. Yapının Kendi Ağırlığı Altında 1.Ayağın Çökmesi (Sz Gerilme Diyagramı)	267
Şekil 9.88. Yapının Kendi Ağırlığı Altında 2.Ayağın Çökmesi (max.Gerilme Diyagramı)	267

## ÇİZELGE LİSTESİ

Çizelge 3.1. Çeşitli kayaçların mukavemet özellikleri.....	35
Çizelge 3.2. Çeşitli tarihi yapıtların mod şekil ve frekans değerleri.....	45
Çizelge 3.3. Kubbe ve yapının alt kısmında kullanılan malzeme karakteristikleri.....	51
Çizelge 4.1. Modellerin Kalınlık Ölçüleri.....	73
Çizelge 5.1. Ölçülen Yüzey Sertlik, Ultrases Hız Okumaları ve Basınç Dayanım Değerlerinin Kür Süresi ve Koşullarına Göre Değişimi.....	82
Çizelge 5.2. Laboratuvar ve su içinde kür edilen numunelerin deneysel sonuçları.....	84
Çizelge 5.3. $f_3=20 \text{ kg/cm}^2$ yanal basınç için kireçtaşının karakteristik değerleri.....	88
Çizelge 6.1. Sayısal Uygulamalarda Akma Akma Yüzeyinin Tanımlanmasında Kullanılan Sabitler.....	123
Çizelge 8.2. Yığma Duvar Deneyi Sonucunda Elde Edilen Mukavemet Değerleri.....	174
Çizelge 9.1. Malzemenin fiziksel özellikleri.....	189
Çizelge 9.2. Taşın Yaz ve Kış Ayları İçin Elde Edilen Deneysel ve Matematiksel Sonuçları.....	191
Çizelge 9.3. Tuğlanın Yaz ve Kış Aylarında Elde Edilen Deneysel ve Matematiksel Sonuçları.....	192
Çizelge 9.4. Harcın Yaz ve Kış Aylarında Elde Edilen Deneysel ve Matematiksel Sonuçları.....	193
Çizelge 9.5. Malzemenin mekanik özellikleri.....	194
Çizelge 9.8. Modal Frekanslar ve Kütle Katılımları.....	226
Çizelge 9.6. Camii' nin Birinci Kısım İvme, Frekans ve Hız Ölçümleri.....	202
Çizelge 9.7. Camii' nin İkinci Kısım İvme, Frekans ve Hız Ölçümleri.....	203

## ÖNSÖZ

Yıldız Teknik Üniversitesi, Fen Bilimleri Enstitüsü, İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı, Yapı Programında gerçekleştirilmiş olan bu çalışmada, yığma tarzında inşaa edilmiş tarihi yapı ve anıtların sonlu elemanlarla modellenmesinde dikkate alınacak sonlu eleman boyutu, kompozit bir eleman olan sıvalı tuğlanın ne şekilde ele alınacağı, bu verilerin ışığı altında tarihi yapıların modellenmesi ve takviyesi araştırılmıştır. Yapılan çalışmaya örnek olması ve yapılan kabullerin sonuçlarının irdelenmesi açısından Küçük Ayasofya Camii (Sergius and Bacchus Kilisesi) modellenmiş ve çeşitli durumlar için çözülmüştür. Örnekleme esnasında yapı üzerinde çeşitli deneyler yapılmış, yapılan deneylerle birlikte yapı modellenerek çözülmüştür. Sonuçta bu tür yapılar için tasarım ve çözüm yönünden belirleme yapılmıştır.

Doktora çalışmam süresince sürekli yardım ve ilgilerini esirgemeyen, asistanlığım süresince birlikte çalıştığım, tezin ortaya çıkmasında büyük teşvik ve yardımlarını gördüğüm değerli hocam sayın Prof. Dr. Türkan KÖKSAL' a teşekkürlerimi sunarım.

Ayrıca tezin oluşumu sırasında yardımlarını gördüğüm, bana destek olan sayın Prof. Dr. Ercüment KÖKSAL' a, Dr. H. Orhun KÖKSAL' a, Prof. Dr. Metin Aydoğan' a, Prof. Dr. Görün Özşen' e, Yrd. Doç. Dr. M. Emin Birpınar' a, Prof. Dr. Özal Yüzügüllü' ye, Müh. Cihangir ÖZTÜRK' e, uzun yıllar birlikte çalıştığım İnşaat Mühendisleri Odası' na ve sevgili aileme teşekkürü bir borç bilirim.

ŞUBAT, 1999

Ali KOÇAK

## ÖZET

Kültürel bir miras olan tarihi yapı ve anıtların korunmasından, restorasyonundan ya da tarihi yapı ve anıta yapılacak müdahaleden önce yapı hakkındaki tüm bilgilerin bilinmesi gerekmektedir. Yüzyıllardır çeşitli savaşlar, yangınlar, depremler ve doğal afetler gören bu yapıların yük taşıma mekanizmasını bilmek, yapıda kullanılan malzemelerin mukavemet ve karakteristiklerini anlamak ve bu anlamda tarihi yapıya müdahale etmek gerekmektedir. Yapısal koruma yada müdahalede yapıya sanatsal, tarihsel, mimari ve mühendislik açısından yani bütün disiplinler açısından yaklaşmak yapının tarihsel anlamının bozulmasını önleyecektir.

Bu çalışmada; tarihi yapı ve anıtlara sanat tarihçilerinin, mimarların ve arkeologların bakış açısı altında mühendisçe yaklaşımla yapısal durum saptaması yapılacaktır. Bu saptama yapının zemin ve geoteknik yapısı, malzeme mukavemet ve karakteristiği ile yapı modellenmesi ve hesaplamalarıdır.

Çoğu yığma olarak inşaa edilen bu yapıların, tamir ve takviyesi ile modellenmesi birtakım parametrelerin bilinmesine bağlıdır. Bu parametreler; yapıda kullanılan taş, tuğla ve harç gibi elemanların miktarı, birbirlerine göre oranı, dayanımları, mekanik karakteristikleri ve davranışdır. Taş yada tuğla ve harçtan oluşan bu yapı elemanının davranışının ne şekilde alınacağı, yapısal takviye ve onarımda kullanılacak teknikler ve malzemeler tek tek araştırılmış ve sonuçlar diğer çalışmalarla irdelenmiştir.

On bölümden oluşan bu çalışmanın birinci bölümünde, tarihi yapı ve anıtlarla ilgili yapılan çalışmalar ve bu çalışmanın amacı ile izlenen yol anlatılmıştır.

İkinci bölümde, tarihi yapı ve anıtların korunması, takviyesi ile bu amaçla yapılan deneysel çalışmalar anlatılmıştır. Yine bu bölümde, tarihi yapıların korunması, tamir ve takviye yöntemleri belirlenmiştir.

Üçüncü bölümde, tarihi yapı ve anıtlar üzerine yapılan çalışmalar anlatılmıştır. Bu çalışmalar, yapı üzerinde yapılan deneyler, malzeme deneyleri, sarsma tablası deneyleri, serbest titreşim deneyleri, üç boyutlu analiz, güçlendirme ve onarım yöntemleri ile onarılmış yapılar üzerinde yapılan deneylerdir. Konu ile ilgili çalışmalara ışık tutacak olan bu değerli çalışmalar, yapılan deneylerin amacı, yapılış şekli ve sonucu şeklinde yazılmıştır.

Dördüncü bölümde, Osmanlı ve Bizans yapılarında kullanılan taş, tuğla teknikleri ile duvar yapımları ve bu duvarlar üzerinde yapılan deneysel çalışmalar anlatılmıştır. Sonraki çalışmalara ve diğer tarihi yapıların onarım ve takviyesine yardımcı olmak amacıyla taş, tuğla ve harç teknikleri yüzyıllara göre ayrılmıştır.

Beşinci bölümde, İstanbul ve çevresindeki tarihi yapılarda sıkça kullanılan kireçtaşı ve bu taşın mühendislik büyüklükleri anlatılacaktır. Kireçtaşı üzerinde yapılan mekanik deneyler ve sonuçlarının anlatıldığı bu bölümde yapılan deneysel çalışmalarla önceki çalışmalar karşılaştırılmıştır.

**Altıncı bölümde, yapı ve duvar modellerinde kullanılan plastisite teorisi ve plastik analiz yöntemi üzerinde durulmuştur. Ayrıca malzeme ve geometri yönünden non-lineer davranış anlatılmış, hesap yöntemleri ve kabulleri belirlenmiştir.**

**Yedinci bölümde, hem yapısal modellemede ve hem de duvar elemanlarının modellenmesinde kullanılan sonlu elemanlar yöntemi anlatılmıştır. Özellikle modellemede ele alınan şekil fonksiyonları ile önceki bölümde tespit edilen sonlu eleman ağ büyüklükleri bu bölümde ayrıntılı olarak ifade edilmiştir.**

**Sekizinci bölümde, tuğla-harç yada taş ve harçtan oluşan yığma duvarların davranışı belirlenmeye çalışılmış ve yapısal modellemede bu tür kompozit elemanın ne şekilde ele alınacağı tespit edilmiştir. Ayrıca modellemede yapının sonlu eleman büyüklükleri de belirlenmiştir.**

**Dokuzuncu bölümde, tarihi yapıların tamir ve takviyesi ile statik-dinamik analizini belirlemek amacıyla bir örnekleme yapılmıştır. St. Sergius and Bacchus Kilisesi (Küçük Ayasofya Camii)' nin örnek alındığı bu bölümde yapı üzerinde yapılan deneysel çalışmalarla, analitik hesaplar anlatılmıştır.**

**Sonuç bölümünün yer aldığı onuncu bölümde, tüm bu çalışmalar sonucunda elde edilen bulgularla, yöntemler özetlenmiş, yapısal takviye ve kuvvetlendirme teknikleri ile yapısal modelleme özetlenmiştir.**

## **ABSTRACT**

**Before any attempt to be made for successful protection, restoration and repair of the historic monuments and buildings which have cultural and historic value, whole data about the definitions, strategy and design criteria of the structure should be picked up. The load carrying mechanisms and the strength characteristics of the materials of these type of structures which has been exposed to wars, fires, earthquakes and several hazards in their past history should be considered to make any strengthening and/or repair. The structural design criteria of repair and/or strengthening should also be consistent with all aspects of the artistic, architectural, historical and engineering disciplines to keep the historical meaning of the structure.**

**In this study, an engineering approach is used to determine the structural planning of the historic monuments by the co-operation with the archeologists, historians and architects. The soil conditions and the geotechnical aspects, material strength and characteristics are used in the structural modeling of the historic monuments and buildings.**

**Historic monuments are made of masonry and the repair and strengthening of these structures needs to determine the parameters about the masonry, brick, grout and the amount and ratios of these materials, the strength and ductility characteristics, and the behavior of the materials. How the structural elements of the masonry structures can be treated in the repair and strengthening process of the structures and the several methods for this type retreatment have been analyzed in this study.**

**In the first chapter of this study which has totally ten chapters, the works about historic monuments and buildings are summarized and the aim of this study is explained.**

**In the second chapter of the study, the protection, repair and strengthening of historic monuments and buildings and experimental studies are explained and the methods of the strengthening and repair are determined.**

**In the third part, in-situ experiments, material tests, shaking table and free vibration experiments, three dimensional analysis, strengthening and repair methods and the experiments on the repaired structures are described and analyzed. The aim, performance and results of these experimental studies are discussed.**

**In the fourth chapter, the types of masonry, the brick and wall techniques and experiments about Ottoman and Bisance structures are analysed. The masonry, brick and grout techniques are picked up into groups for hundred years periods.**

**In the fifth chapter, limestone and its characteristics which are used historic monuments around Istanbul are analyzed. Mechanical tests and their results of this study about limestone are explained and compared with the previous work.**



**In the sixth part, the methods of plastic analysis are chosen for the analysis of the walls and structures. In addition, material and geometric properties are considered for the nonlinear behavior and the calculation methods and assumptions are explained.**

**In the seventh chapter, the finite element method which have used in the structural modeling of the monuments and walls are extensively described. The shape functions which have been activatied in the finite element analysis and the limits on the mesh size for the non-linear analysis are explained in great detail.**

**In the eight part, the behavior of walls which are made of brick-grout and masonry-grout composites are determined and the modeling of this composite elements in a finite element analysis have been shown by the introduction of the material parameters.**

**In the ninth chapter, the repair and strengthening and static/dynamic analysis of the historic structures are described in detail. St.Bergius and Bacchus Church (Küçük Ayasofya Camii) are chosen as sample and the tests and analytical studies on these structures are illustrated.**

**In the last chapter, the results and finding of these studies are summarized and the repair and strengthening techniques are shown by considering the structural modeling of historic monuments.**

## 1.GİRİŞ

### 1.1. Konu

İnsanlık tarihi boyunca, çeşitli kültür ve dinler etkisiyle yapılmış olan taşıyıcı duvarları tuğla ve/veya taş olan tarihi mekansal ve anıtsal yapılar yüzyıllardan beri, yaşlanmadan ve doğal afetlerden kaynaklanan hasarlarına rağmen kendilerini korumaktadırlar. Bu anıtsal yapıların korunmasında ve onarılmasında atılacak ilk adımlardan biri şüphesiz taşıyıcı strüktürlerin yapısal davranışını anlamak olmalıdır.

Bu tür kargir sistemlerin analizi iki aşamada yapılmalıdır;

- *Birinci aşama, yapı elemanları ve yapının oturduğu zeminle ilgili gözlem ve deneyleri kapsamaktadır.* Yapının her ayrıntısı ile ilgili gözlem ve deneylerde, yapı temeli, zemin yapısı, yapısal hareket, yapı malzemesinin mukavemet değerleri ile yoğunluğu ve rutubet tespiti gibi değerler bu aşamada hesaplanmalıdır.
- *İkinci aşama ise statik ve dinamik yükler ile ısı, mesnet hareketi ve çevresel etkiler altındaki yapısal davranışı ve yük dağılımlarının hesaplanmasıdır.* Bu hesaplama, taşıyıcı sistemlerin yük taşıma ve dağılımlarının belirlenmesi ile yapısal davranışın tespitidir ki, bunlar günümüzün bilgisayara dayalı sayısal hesap metotları yardımıyla mümkün olabilmektedir.

Bu çalışmada, tarihi yapıların tamir ve takviyesi ile mevcut durumlarının tespiti için yapısal modellemeleri üzerinde durulmuştur. Tamir ve takviye için önceki çalışmalar baz alınarak, sanat tarihil ile mimari estetik yönlerine de bakılarak yöntemler geliştirilmiş, bu sayede onarım teknikleri belirlenmiştir. Tarihi yapıların mevcut durumlarının tespiti için modellenmenin ne şekilde yapılacağı belirtilmekte, yapı elemanlarının modellemede ele alınış biçimleri üzerinde durulmaktadır. Bu amaçla, harç ve taş yada tuğladan oluşan yığma

duvar elemanının deneysel yolla bulunan mekanik karakteristikleri ile sonlu elemanlarla modellenip analiz sonucu elde edilen değerler karşılaştılmıştır.

Bu aşamada, tek bir kayaç olarak ele alınan taş veya tuğla elemanın tek eksenli basınçla üç eksenli deney sonuçlarını tespit için bulunan bağıntılar yapılan deney sonuçlarına göre yeniden geliştirilmiştir. Harçla birleştirilmiş taş yada tuğla eleman ortotrop malzeme modeli olarak ele alınmış, mevcut deneyler de dikkate alınarak bu tip elemanların ne şekilde modelleneceği belirlenmiştir.

Problemin zorluğu ve bilinmeyen sayısının çok olması nedeniyle yapısal analizde kullanılan sonlu elemanlar yönteminin tarihi yapılarda ne şekilde kullanılacağı belirlenerek, duvar elemanının kırılma enerjisinden faydalanarak sonlu eleman ağ büyüklüğü tespit edilmiştir.

Çalışmaya örnek olması amacıyla YTÜ, Mimarlık Fakóltesi öğretim üyelerinden Prof. Dr. Görün ÖZŞEN tarafından yürütölmekte olan proje ele alınmış, bu amaçla Küçük Ayasofya Camii ( St. Sergius and Bacchus Kilisesi ) modellenerek yapının statik ve dinamik yükler altında lineer, non-lineer hesapları yapılmış ve taşıyıcı elemanların yük taşıma kapasiteleri ile yapının depreme davranışı ve olası bir depremde meydana gelecek hasarları tespit edilmiştir. Yine bu yapının mevcut hasar nedenleri araştırılmış ve bu amaçla çeşitli mesnet hareketleri olma ihtimali ile mesnetlerin rölatif deplasmanları irdelenmiştir.

Yerinde tespit edilen çatlaklarla hesap sonucu oluşan çatlaklar uyum gösterene kadar hesaplar tekrarlanmıştır. Mesnet hareketlerinde yapısal davranış geometrik non-lineer olarak ele alınmıştır. Diğer plastik hesaplarda malzeme non-lineer olarak ele alınmıştır.

Küçük Ayasofya üzerinde yapılan statik ve dinamik hesap sonuçları ile yapının zemin yapısı, malzeme karakteriştiği, taşıyıcı elemanların mukavemet değerleri diğer yapılarla karşılaştırılmıştır. Ayrıca bu karşılaştırma sonucunda elde edilen değerler irdelenmiştir.

## **1.2. Konu İle İlgili Çalışmalara Toplu Bakış**

Tarihi ve anıtsal yapıların korunması çağdaş bir bilim dalı olarak Avrupa'da 19. Yüzyılda başlamış , kuramsal gelişimi , kurumlaşması ve üniversitelerin ders programlarına girmesi

yakın geçmişte gerçekleşmiş ve özellikle İkinci Dünya Savaşı'ndan sonra planlamada büyük bir önem kazanmıştır . Türkiye ve İslam ülkelerinde ise yaklaşık olarak yirmi yıldan bu yana mimar ve planlar geleneksel çevrenin korunmasıyla içtenlikle ilgilenmektedirler (*Kuban'1985*). Koruma çalışmaları tarihi yapılarda olduğu gibi tarihsel kent çekirdekleri de koruma altına alınmıştır. Bu kentlere İtalya'daki tarihsel şehirleri, Amsterdam'daki 17. Yüzyıl ve sonrasında kalan evleri ve çevrelerini , Suudi Arabistan'da Medine'yi, Cezayir'de Kazbah'ı , Fas'ta Cidde'yi ve Türkiye'de de Safranbolu, Gaziantep ile Bodrum gibi bazı kentler için yapılan ve kentin tamamını ele alan büyük ölçekli planlarla korumayı örnek olarak gösterebiliriz.

Tarihi yapıların ve anıtların mevcut ve/veya olabilecek yüklere, etkilere karşı korunmasına, sağlamlaştırılmasına mühendislik açısından yapılan katkılar yapısal davranışın belirlenmesi aşamasından itibaren önem kazanır. Bu saptamalar çerçevesinde, bilgisayar yardımıyla yürütülmesi gerekli strüktürlerin davranışı, statik ve dinamik etki analizleri ile diğer hesaplamalar, günümüzde yeni bir alt bilim dalı oluşturacak niteliğe ulaşmaktadır.

Tarihi anıtlar ve yapılar üzerine yapılan çalışmalar mimari, arkeolojik , sanatsal, tarihsel ve mühendislik disiplinlerine göre ayırmamız mümkündür. Çalışmaları mühendislik açısından aşağıdaki gibi sıralayabiliriz:

- Tarihi anıt ve yapılarda kullanılan malzemelerin karakteristiklerinin tespiti çalışmaları,
- Yapının bulunduğu bölgenin jeolojik ve zemin yapısı, depremselliği,
- Taşıyıcı elemanların mukavemet değerleri ve karakteristikleri,
- Yapının mevcut hasarları, oluş nedenleri, takviye yöntemi,
- Takviye edilmiş yapının incelenmesi.

(*Erdik ve Durukal'1993*)' de Ayasofya' nın deprem yükleri altındaki davranışını incelemek üzere dinamik analiz amaçlı olarak yapının üç boyutlu sonlu eleman modeli yaratılmış ve model, yapıda gerçekleştirilen çevrel titreşim deneyleri sonuçları çerçevesinde kalibre edilmiştir. Yine Ayasofya' nın yapısal sistemini tanımlamak ve gelecekteki deprem

güvenliğini çalışmaları için gerçekçi bir model yaratmak amacıyla, binanın analitik ve ampirik davranışı ile ilgili veriler karşılaştırılmıştır.

(*Pichard'1976, Gavrilovic'1993*), 8 Temmuz 1975 yılındaki depremde hasar gören Pagan Platosu, Burma merkezinde yer alan tapınak ve Pagoda (Çin'de bulunan mabet kuleleri)' ların tamir ve onarımları, 1979 yılındaki Montenegro Depremi ile hasar görmüş Budva Kasabası tarihi anıtların tamirata ile Üsküp Nerezi'de bulunan St. Pantelemon manastırı ve 1963'te hasar gören Üsküp Kurşunlu Han'ın güçlendirme ve onarımları anlatılmıştır. Bu güçlendirme ve onarım için bazı yöntem ve teknikler sunulmaktadır. Genel olarak bu yollar ayrıntılı çalışmalara ve deprem riskinin, bölgesel zemin koşullarının, yapının dinamik karakteristiklerinin, kullanılan malzemenin mukavemet ve rijitliğinin kestirilmesine dayanmaktadır.

(*Bozinovski ve Velkov'1983*)' de iki tarihi taş bina olan Ohrid-Makedonya'daki St. Sofia Kilisesi ve Dubrovnik'teki Sponza Palas üzerindeki çalışmalar anlatılmıştır. Bu çalışmalar genel olarak iki bölümden oluşmaktadır. Birinci bölümde, binaların laboratuvar ortamında ve yerinde yapılan deneylerle malzeme karakteristiklerinin, şekil değiştirebilme karakteristikleri ile yapısal duvarların taşıma kapasitelerinin belirlenmesi anlatılmıştır. İkinci bölümde ise, bulunan deneysel çalışmaların sonuçlarına dayanılarak, gerçek deprem etkisindeki kargir yapıların dinamik davranışını yansıtmak üzere bir mekanik model önerilmiştir.

(*Karaveziroğlu, Barboutis ve Kranas'1997*) da tarihi yapılarda kullanılan tuğla ve kireç kalitesinin, tuğla duvarın deformasyon ve dayanıma olan etkisinin belirlenmesi amacıyla yapılan deneyler anlatılmıştır. Bu amaçla tarihi yapılardan alınan numuneler analiz edilmiş ve harç karışım bileşenleri bulunmuştur. Bu tuğla ve kireç harcından oluşan, amaca uygun tuğla duvarlar inşaa edilerek basınç dayanımına tabi tutulmuşlardır. Deney sonucunda eski taş duvarların dizaynında bu parametrelerin kullanılabilceği belirtilmiştir.

(*Di Pasquale* '1979)' de kargir duvarların karakteristikleri ve malzeme davranışı ifade edilerek Santa Maria Del Fiore Katedrali'nin kubbesi incelenmiştir. Kubbe sonlu elemanlar yöntemiyle modellenmiş ve sonuçlar irdelenmiştir.

(*Kato, Hidaka, Aoki* '1979a, 1986b, 1988c)' da farklı malzemelerden oluşan (taş ve harç) kargir yapıların analizinde birleşim elemanının elasto-plastik olarak alınabileceği belirtilmiş ve bununla ilgili değerler verilmiştir. Ayrıca tuğla elemanı elastik eleman alınarak Santa Maria Del Fiore'nin sonlu elemanlar metoduyla analizi yapılmıştır.

(*Karaesmen, Ünay* '1988)' de Mimar Sinan'ın kubbeli yapıları hakkında ve bu yapıların yük aktarma mekanizmaları hakkında bilgi verilmiştir. Ayrıca Şehzade Mehmet Camii'nin malzeme ve yapısal karakteristiği ile ilgili bilgiler verilerek ana kubbe sonlu elemanlar metoduyla çözülmüştür.

(*Karaesmen, ErKay, Boyacı, Şenkaya, Yakut* '1992)' Mimar Sinan'ın deprem kuşağı üzerinde yer alan yapıları ele alınarak, Şehzade Mehmet Camii ve Mihrimah Sultan (Edirnekapı) Camii sonlu elemanlar yöntemiyle modellenmiştir. Bu modelleme yardımıyla yapının deprem altındaki durumu irdelenmiştir.

(*Hidaka, Aoki, Kato* '1989)' da Ayasofya'nın kubbeleri bilgisayar yardımıyla modellenmiş ve karakteristikleri karşılaştırılmıştır. Bu çalışmada birleşim elemanı olan harç elasto-plastik olarak ele alınmıştır.

(*Mark, Westegard* '1988)' da Ayasofya'nın ve Pantheon'nun (Roma) kubbeleri sonlu elemanlar metoduyla modellenerek karşılaştırmaları yapılmıştır. Burada Ayasofya'nın üstün özellikleri ile birlikte yapısının daha iyi anlaşılabilmesi için araştırmaların derinleştirilmesi gerektiği söylenmiştir.

(*Builder* '1900, *Mathews* '1971, *Eyice* '1978, *Van Nice* '1986 ve *Mainstone* '1988)' de Ayasofya ve K. Ayasofya Camii'ne ait açıklamalar, camii üzerine yazılmış yazılar, mimari plan ve yapının boyutları yer almaktadır.

(*Ayasofya Müzesi Birinci Aşama Raporu'1990; Ayasofya Müzesi İkinci Aşama Raporu'1990; Ayasofya Müzesi Üçüncü Aşama Raporu'1991;Çakmak, Mark, Erdik'1992; Durukal'1992; Mark, Çakmak, Erdik, Livingston'1993*)' de Ayasofya' da kullanılan malzemelerin karakteristikleri, dayanımları, harcın özellikleri ve çevrel titreşimler belirlenmiştir. Yapının sonlu elemanlarla modeli oluşturulmuş, statik ve dinamik analizi ile uzun ve kısa süreli, lineer ve non-lineer analizleri yapılmıştır. Bu modellerde taş, tuğla ve harç için değişik elastisite modülleri alınarak, kompozit kesit için uygun elastisite modülü belirlenmeğe çalışılmıştır. Hesaplarda bulunan frekanslarla yerinde ölçülen frekansların uyuşması için model kalibre edilmiştir. Kalibrasyon, malzeme elastik modülünde yapılan ayarlamalarla sağlanmıştır.

(*Jurukovski, Alessi, Tashkov, Zarri, Petkovski, Diotallevi' 1993*)' de çeşitli modeller üzerinde yapılan sarsma tablası deneylerini ve bu deneylerin sonuçlarını vermektedir. Bu çalışmayla sunulan deneysel sonuçlar Makedonya Cumhuriyeti' nin Üsküp Üniversitesi ile İtalya' nın Bologna Üniversitesi arasındaki ortak araştırma projesinin parçalarıdır. Uygulaması yapılmış bazı yapıları temsil etmek üzere, betonarme kolonlu, basit tuğla yığma bir yapı örnek olarak boyutlandırılmıştır. Bu modelin 1/3 ölçeğindeki benzeri inşaa edilmiş ve değişik deprem yükleri için denenmiştir. İlk modele uygulanan değişik güçlendirme yollarından sonra iki güçlendirilmiş model inşaa edilmiş ve ilk modele uygulanan depremin etkisinde denenmiştir. Sonuçların tartışması, göçme modları, süneklik kapasitesi, mukavemet ve dinamik özelliklerindeki değişime dayalı olarak yapısal davranıştaki farklılıklar üzerinde yapılmıştır. Denenmiş modellerden ikisi çimento enjeksiyonu ile onarıldıktan sonra, aynı deney düzeni içinde yeniden denenmiştir.

(*Selahiye'1994; Selahiye, Aydınoglu ve Erdik'1995*)' de tarihi Süleymaniye Camii' nin yapısal sisteminin tanımlanması, deprem davranışı ve performansının belirlenmesine yönelik araştırma projesinin ilk adımı olarak, hem çevrel titreşim deneyleri ve hem de üç boyutlu sonlu elemanlar analizi ile yapının doğal titreşim modları ve frekansları elde edilmiştir. Aynı dinamik özellikler, camiye yerleştirilen dokuz adet kuvvetli yer hareketi kaydedicisi tarafından 1994 yılında kaydedilen küçük şiddetli bir depremin kayıtlarından yararlanılarak tekrar bulunmuştur. Deneysel ve analitik olarak elde edilen sonuçlar arasında oldukça iyi bir uyum olduğu görülmüştür.

(*Baranio, Linda, Tedeschi'1997*)' de Genç Roma ve Bizans dönemi binalarında kullanılan taş duvarların mekanik özellikleri ile harç malzemesinin mekanik ve fiziksel özellikleri araştırılmıştır. Yine harç malzemesi içindeki tuğla tozu ve çakılların harca olan etkileri irdelenmiştir.

(*Erguvanlı, Altunbay'1989; Arioğlu'1994; Arioğlu ve Arioğlu'1997*)' deki çalışmalarda, Osmanlı döneminde özellikle Mimar Sinan' ın yapıtlarında kullandığı Küfeki ( Bakırköy Kireçtaşı ) taşının kimyasal, fiziksel özellikleri ile basınç ve çekme dayanımları tespit edilmiştir.

(*Özaydın, Yıldırım'1994; Aköz, Yüzer'1995; Özşen, Aköz, Yüzer, Özkahraman'1995; Özşen, Aköz, Yüzer, Özkahraman, Bayram'1995*)' de Küçük Ayasofya Camii' nin mimari plan ve boyutları, malzeme karakteristikleri, basınç dayanımları, yapısal özellikleri, zemin ve geoteknik yapısı üzerinde durulmuştur. Çeşitli meslek disiplininden oluşan çalışma grupları yaptıkları incelemelerle yapıyı belirlemeye çalışmışlar, ancak modelleme ve analiz aşamasında eksik ölçümler yeniden tekrarlanmıştır. Örneğin malzeme karakteristikleri tespiti için yapıdan elde edilen taşlar yeniden test edilmiştir. Bunun ayrıntılı açıklamaları ileriki konularda ayrıntısıyla anlatılacaktır. Ayrıca bu çalışmaya konu olan serbest titreşim ölçümleri ile çatlak yerlerinin rölevelleri daha ayrıntılı olmak üzere yapılmıştır. Kubbe kenarı ve kubbe ile gövdenin birleştiği kısım yeniden ölçümlenmiştir. Mesnet hareketlerinin miktarı ve yerleri de bu çalışma nedeni ile yerinde araştırılmıştır.

### 1.3. Çalışmanın Amacı ve İzlenen Yol

İnsanlık tarihinin ilk gelişme dönemleri boyunca iklimsel koşullar, toprağın işlenebilme ve sulanabilme rahatlığı ile, ulaşım kolaylığı türünden pratik etkenler, Akdeniz çevresi, Mezopotamya toprakları, Orta ve Güney Amerika' nın bazı bölgeleri, Pasifik Okyanusu' nun Güneydoğu Asya kesimi gibi yerlerde yerleşilmesine yol açmıştır. Sözü edilen ve Anadolumuzun da bir bölümünün yer aldığı tüm bu bölgeler deprem etkisine açık yerlerdir. İnsanlık tarihi, yerleşmişliğe geçtiği dönemlerden itibaren depremi yakından tanımışlardır. Yerel koşullar, savaşlar ve deprem insanlık tarihi boyunca uygarlıklara tehlike oluşturmuş, pekçok eser gerek doğal afetlerle ve gerekse insanlar eliyle yok olma tehlikesiyle karşı karşıya kalmıştır (Karaesmen'1997).



Günümüzde, gelişmiş toplumlar, geçmişin kültür ve sanat birikiminin somut bir simgesi olan ve zamanın yıpratmasına karşı koyarak varlığını sürdürebilmiş tarihi yapıların korunmasına, gelecekte uzun bir zaman süreci için yaşamasına yönelik çalışmalara özellikle 19. yüzyıl sonlarından bu yana taşıyıcı sistemlerinin onarım ve tamirlerine önem vermeğe başlamışlardır (Heyman'1966; Karaesmen'1992; Çamlıbel'1992).

Tarihi yapılar ve anıtlar depremlerden, savaşıardan, doğal felaketlerden ve yapısal hareketlerden dolayı meydana gelen hasarlar ve bu hasarlar nedeniyle yapılan restorasyonlar nedeniyle orijinal yapı sistemleri genellikle genişletilmiş veya değiştirilmiştir. Taşıyıcı elemanlarına yapılan müdahaleler sonucunda enkesitleri ve taşıma mekanizmaları değişmiştir.

Tarihi anıt veya yapıya müdahaleden önce, iyileştirme ve kuvvetlendirme tekniğinin belirlenebilmesi için; yapının geçmişinin, varsa çatlak ve deformasyonlarının, taşıyıcı elemanların röleve ve yük taşıma mekanizmasının, malzeme karakteristiklerinin ve mukavemetlerinin, yük dağılımlarının, zemin ve geoteknik özelliklerinin detaylı bir biçimde bilinmesi gerekmektedir. Bu belirlemeler yerinde ve/veya laboratuvar ortamında yapılacak deney ve ölçümlerle desteklenmelidir. Tespit aşamasından sonra, yapısal analiz aşamasına geçilerek özellikle karmaşık ve büyük boyutlu yapılarda ciddi bir modelleme yoluna gidilerek, yapı bütün elemanlarıyla üç boyutlu olarak modellenmelidir. Yapının statik, dinamik, mesnet hareketi, ısı durumları ve hatta lineer olmayan analizleri yapılmalıdır. Bu analizlerde tarihi anıt ve yapılar betonarme yapılar gibi davranış göstermediklerinden, malzeme davranışına göre lineer ve non-lineer davranışlar dikkate alınmalıdır.

Bu çalışmadaki amaç; tarihi anıt ve yapıların korunması, takviyesi ve kuvvetlendirilmesi amacıyla yapılması gereken çalışmalar ve yapısal modellemeler ile analizlerin belirlenmesidir. Bu saptamalarla birlikte kültürel mirasımız olan Ayasofya, Süleymaniye, Mihrimah Sultan, Şehzade ve Küçük Ayasofya Camii' lerinin yapısal, malzemesel, geoteknik ve zemin durumları, statik ve dinamik analizleri ile taşıyıcı sistemlerini karşılaştırarak karakteristik yapıları belirlenecektir. Küçük Ayasofya Camii hesabı örnek alınarak, bu tür kargir yapıların hesabında dikkate alınması gereken hususlar belirtilecektir.

Çalışmaya esas teşkil eden tarihi kargir yapıların malzeme davranışları yerinde ve laboratuvarda yapılan deneylerle tespit edilerek taş/tuğla ve harç/sıva özellikleri belirlenmiştir. Yine laboratuvar ve yapı yerindeki çalışmalarda kompozit eleman olarak taş/sıva birleşiminin mukavemet değerleri belirlenmiştir. Modellerin karşılaştırılması amacıyla beş farklı yapı ele alınarak irdelenmiştir. Bu amaçla Küçük Ayasofya Camii' nin malzeme dayanım ve karakteristikleri ile zemin ve geoteknik yapısı belirlenerek, yerinde serbest titreşim ölçümleri yapılmıştır. Yapının üç boyutlu modeli oluşturularak statik, dinamik analizleri ile mesnet hareketi durumuna göre yapı lineer ve non-lineer olarak hesaplanmıştır. Ölçümlerde bulunan serbest titreşimler analitik yolla bulunan değerlerle karşılaştırılmıştır.

Problemin zorluğu, eleman sayısının çokluğu modellenen yapının analitik çözümünü güçleştirmekte, bunun yerine yaklaşık nümerik metotlar tercih edilmektedir. Bu tür karmaşık sistemlerin çözümünde uygun üç boyutlu eleman ve ağırlık uygun boyutta seçilmesi durumunda sonlu elemanlar yönteminin uygun sonuçlar verdiği söylenebilir. Bu çalışmada da üç boyutlu prizmatik ( 3B tuğla ) ve çubuk elemanlar kullanılarak yapı sonlu elemanlar yöntemiyle çözülmüştür. Analizlerde kargir olarak inşaa edilen tarihi anıt ve yapılar, betonarme yapılar gibi davranış göstermediklerinden, malzeme lineer ve non-lineer olarak ele alınmıştır.

Yine örnek olması amacıyla modellenen K.Ayasofya' daki çatlak nedenleri araştırılmış, bu amaçla mesnet hareketi, deprem durumları irdelenmiştir. Rölatif mesnet hareketi farklı yönlerden ele alınarak lineer olmayan hesaplamayla araştırmalara devam edilmiştir. İstanbul'da beklenen bir deprem büyüklüğü yapıya etki ettirilerek, olası bir depremde yapısal hasar tespiti de yapılmıştır.

## 2. TARİHİ ANITLARIN ve YAPILARIN KORUNMASI, ONARIMI ve KUVVETLENDİRİLMESİ

### 2.1. Genel Tanımlama ve Koruma,Kuvvetlendirme Kriterleri

Tarihi yapıların onarımı ve/veya güçlendirilmesi en çok geçmişteki deprem durumlarına ve gelecekte meydana gelmesi sıkça öngörülen yer hareketlerine, yapısal deformasyon ve çatlaklarına ve onlar kadar da yapıda kullanılan malzemelere ve yapım metotlarına bağlıdır. Sismik olarak aktif olan bölgelerde ki tarihi yapıların restorasyonunda ve korunmasında, kullanılan tamir ve onarım gibi konuların incelenmesinde, beklenen depremlerin ve bölgesel zemin şartları ile deprem yükü altındaki zeminin dinamik davranışları, yapı sistemlerinin özellikleri ve mukavemetleri, yapı elemanlarının deformasyon karakteristikleri ( süneklik ) ve bu yapılardaki malzemeler, beklenen yer hareketleri altında yapısal sistemin cevabının doğru olarak bilinmesi önemlidir.

Tarihi yapıların çoğu gevrek malzemedan inşaa edilmiş ve geniş kesitli yapı elemanlarından oluşmaktadır. Ağır yapı sistemlerinden oluşan bu tarihi yapı elemanlarının en önemli sorunu duktilitesinin arttırılmasıdır. Ayrıca bu tür yapıların depreme davranışları elastik sınırlar içinde kalmakta, plastik davranışları yüksek rijitlikleri nedeniyle zorlanmaktadır.

Tarihi anıt ve yapıların korunmasında ve takviyesinde hangi metodun uygulanacağı bir takım faktörlere bağlıdır. Bu faktörleri dört ana grupta toplayabiliriz:

- Birinci faktör, *depremden dolayı beklenen yer hareketidir*. Ancak burada depremin büyüklüğü kadar sıklığı ve yer hareketlerinin başlangıç noktasının yapıya mesafesi de önemlidir.

- İkinci etkin faktör ise, *yapının dinamik özellikleridir* ki (frekansları, mod şekilleri ve sönüm oranları), bunlar dinamik tepki analizi ve matematik modellerin uygun formülasyonu ile hesaplanabilmektedir.
- Üçüncü faktör, yapının *deformasyon ve gerilme karakteristikleri, temel yapı elemanları ve düktilitenin nasıl arttırılacağıdır*. Bu faktör yapının tepkisine, tamirat metotlarına ve uygulanan kuvvetlendirmeye bağlıdır.
- Dördüncü faktör, *yapı-zemin etkileşimidir*. Bu faktörün yumuşak zeminler üzerine kurulan tarihi yapılara etkisi oldukça önemlidir.

Tarihi binaların restorasyonu ve korunması sırasında kullanılan kuvvetlendirme teknikleri ve metotlarının belirlenmesinde yukarıda bahsedilen faktörler ve alternatif çözümlerin ekonomik etkileri de gözönüne alınmalıdır. Tanımlanan bu faktörler tarihi anıtların depreme karşı tepkilerinin nasıl olduğunun belirlenmesinde önemli ve ana faktörlerdir. Bununla birlikte bu tip yapıların sismik analizlerinde modern yapı ve binalarda kullanılan deprem katsayılarının kullanılması mümkün değildir. Dolayısıyla bu tür yapılarda, modern yapılarda olduğu gibi yaklaşık yöntemler yerine ayrıntılı çalışmalar yapılmalıdır.

Ayrıca çoğunlukla aynı yörede bulunan, birbirine benzer tarzda inşaa edilmiş tarihi yapıların deprem riski, bu yöre dışında ve yöreden izole edilmiş bir tek binanın deprem riskinden oldukça yüksektir. Bu nedenle aynı yörede bulunan bu tür anıtların anlaşılması, etkin ve ayrıntılı araştırmaları oldukça önemlidir.

Bu tür sismik olarak aktif bölgelerde bulunan tarihi yapıların temel yapısal sistemleri, tamirat ve kuvvetlendirme sırasında değiştirilmemelidir. Onarım ve güçlendirme metotları ve teknikleri, sismik proje kriterleri, yapının gelecekte olması beklenen deprem hasarlarını karşılayacak tarzda araştırılmalıdır. Bu teknik ve metotlar ekonomik yönden de değerlendirilmelidir.

## 2.2. Tarihi Yapı ve Anıtların Depreme ve Zamana Bağlı Etkilere Karşı Korunması

Tarihsel süreç içerisinde yerleşik düzene geçmiş pek çok medeniyet, depremin yıkıcı etkisiyle tarihin içinde kaybolmuştur. Kültürel, mimari, sembolik, dinsel ve hatta politik amaçlarla yapılan çoğu eser zamana, savaşlara, çeşitli felaketslere ve depreme karşı koyamadıklarından tarihten silinmişler, ancak daha güçlü inşaa edilenler zamanımıza kadar uzanabilmişlerdir. Günümüzde bir şekilde ayakta duran bu yapılar deprem riski ile karşı karşıyadırlar. Deprem bölgeleri içinde kalan tarihi yapıların korunmasında genel yöntemler şunlardır:

- Tarihi yapıların yapı sistemlerinin depreme dayanıklılıkları kabul edilmelidir. Çünkü bu yapılar daha evvel birçok depreme direnmişlerdir.
- Onarım ve kuvvetlendirme işlerinde kullanılan yeni malzeme ve elemanlar yapıya uyumlu ve sağlam olmalıdır. Beton kullanımı sınırlandırılmalıdır.
- Gerekli olan koruma derecesi deprem olasılığına bağlı olarak her yapı için ferdi olarak belirlenmelidir.
- Farklı deprem etkileri için alternatif projeler dikkate alınarak değerlendirme yapılmalıdır.
- Deprem bölgeleri içinde bulunan tarihi yapıların dokümantasyonu ve rölevaleri yapılmalı, belli bir program dahilinde düzenli kontroller yapılmalıdır.
- En kıymetli tarihi yapı alanlarından başlanarak sismik riske sahip mikro bölgeler dikkate alınmalıdır. Bu bölgelerin belirlenmesi ile ilgili çalışmalarda, zeminin dinamik hareketleri, arazi ölçümlerinden elde edilen yapı sistemlerinin dinamik özellikleri, yapı sistemlerinin depreme dayanıklılıkları belirlenmelidir.
- Orta ve zayıf deprem etkileri altında yapıdaki hasarın minimum seviyede olduğu yani, yapısal hasarın meydana gelmediği, ancak lokal (bölgesel) hasarların meydana geldiği kabul edilmelidir.
- Maksimum beklenen deprem şartlarında yapıların global dengesinin bozulmayacağı veya tamir edilebilir hasarların meydana geleceği düşünülmelidir.

Zamana bağı ya da sonradan ortaya çıkan etkiler kavramına gelince, malzeme yorulması bünyesel bir etken olarak bu konuda ilk altı çizilecek örnektir. Malzeme yorulmasını, bir çeşit bozuşma boyutuna dönüştüren bir unsur ise değişken sıcaklığın, küçük çatlakları nemle dolduran yağmurların çok uzun süreli etkileridir. Göreme çevresindeki tarihsel oyuklarda oluşan çatlama ve deformasyonların ana nedeni olarak uzun süreli etkiler gösterilmiştir.

Öte yandan, Sykora, Karaesmen ve diğerlerine göre sonradan ortaya çıkan etkilerin önemli bölümünün “*zemin-nem*” bağlantısından kaynaklandığı bilinmektedir. Eski bir yapının yüzlerce yıllık yaşamı boyunca, çevresinde yoğunluğu artan-eksilen, geometrisi değişen alt yapı düzeni zemin-nem ilişkisinde çeşitliliklere yol açabilmektedir. İspanya Toledo’ sundaki ünlü katedralin temel sistemindeki bozukluk buradan kaynaklanmış ve önlem olarak da bazı yapısal onarımın yanı sıra bina çevresindeki hidrolik alt yapının yeniden düzenlenmesi yoluna gidilmiştir. Konya Alaeddin Camii’ nin yerleştiği tepelik alandaki binaya zarar veren yer kaymaları da bu söylenenlerin bir diğer örneği olarak gösterilebilir. (Karaesmen’1997).

Bu çerçevede, baraj göl ve göletlerinin su düzeyini yükseltmesinden rahatsız olacak yapılar ya da antik kalıntıların bazen taşınması, bazen de takviyesi gerekebilmektedir. Eski yapı parçalarının taşınıp yeni yerlerinde yeniden kurulmalarının dünyadaki en etkileyici örneği olarak Mısır Asuan Vadisi’ ndeki dört bin yıllık Abu Simtel Tapınağı’ nın tüm heykelleriyle birlikte taşınıp biraz da tamir görerek yeniden kurulmasıdır. Ülkemizdeki Roma-Selçuk-Osmanlı dönemlerinin tümünün izlerini taşıyan Çeşnigür Köprüsü tüm kurtarma çabalarına karşın baraj sularına terk edilmiştir (Karaesmen, Unay ve İter’1991).

Zamana bağı etkilerden biri de, anıtların kirlenmesidir. Kirlenme gerek taşıtlardan çıkan gazlardan, gerekse hava kirliliğinden kaynaklanmaktadır. Şehzade Camii(Fatih-İstanbul), Valide Sultan Camii(Aksaray-İstanbul), Tophane Nusratiye Camii(Tophane-İstanbul)’ ni buna örnek gösterebiliriz.

### 2.3. Tarihi Yapı ve Anıtlarda Arkeo-Sismolojik İncelemeler

Arkeo-Sismoloji adıyla bilinen ve gelişme yolunda olan yeni alt bilim dalı, depremin antik kalıntılar üzerindeki etkisini sistematik biçimde gün ışığına çıkarma amacına sahiptir. Yakın tarihin (Roma son dönemleri, Bizans, Hint, Japon, Geç Aztek, Selçuk, Sasanit, Osmanlı ve benzeri uygarlık dönemlerinin) bir bölümü henüz ayakta ve hatta hizmet görür olan kalıntıları, depremle ilişkileri yönünden incelemeye alınır olmuştur. Başka uluslararası araştırmalarda ise İstanbul' daki Ayasofya, Roma' daki Colosseo ile İtalya, İspanya ve Fransa' daki çeşitli gotik ve rönesans katedral ve kiliseler üzerine benzer incelemeler yürütülmüştür. Ancak, bu yeni bilim dalının ilgi alanı sadece daha yakın tarihin ayakta kalmış binalarının takviyesiyle sınırlı değildir. Yeni sit çalışmalarının sayesinde sayıları gittikçe artan daha eski geçmişlerden çok daha fazla tahrip olmuş ve küçük parçalara ayrılmış pek çok tarihi kalıntının parçalarının bir araya getirilip yeniden oluşturulması da arkeosismoloji alanında çalışmaları oluşturmaktadır (Karaesmen, Erkay ve Diğerleri' 1992; Karaesmen, Karaesmen' 1995).

### 2.4. Anıtların Onarılması ve Kuvvetlendirilmesi İçin Yaklaşım ve Metotlar

Tarihi binalar ve anıtlar üzerindeki dizayn ve proje çalışmalarında birbirini tamamlayan iki konu ortaya çıkmaktadır:

1. Bu tür binaların tarihi ve estetik görüntülerinin nasıl ve nereye kadar korunacağı,
2. Binaların zayıflığı ve hasarları ile bunların giderilmesi ve yapısal takviyelerin nasıl olacağıdır.

Yukarıda bahsedilen konuların her ikisi de proje çalışmalarında özellikle dikkate alınmalıdır. Konulardan birincisi yapının görüntüsü ile ilgili olduğundan buraya mimarlar, arkeolojistler, sanat tarihçileri, doğa koruyucuları vb. disiplinler girmekte, ikinci konu tamir ve takviye olduğundan buraya mühendislik disiplini girmektedir. Tarihi anıtlar üzerindeki çalışmalar sadece mimari çalışma olmayıp, restorasyon ve koruma çalışmaları yapan diğer bilimleri ve teknikleri yani diğer mesleki disiplinleri de kapsamaktadır. Restorasyon ve koruma yöntemleri disiplinler arasında sürekli tartışılmaktadır. Tartışma konusu yöntem ve metot

belirlenmesi üzerinedir. Ancak esas olan, bu tarihi yapıtların emniyeti ile kültürel ve sembolik değerleri arasındaki dengenin korunması olmalıdır.

Sitlerin, tarihi yapıtların ve anıtların spesifik ve yapısal karakteristikleriyle birlikte depreme karşı korunması ile ilgili son 15-20 yıl içerisinde deprem mühendisliği disiplini çerçevesinde ve özellikle disiplinler arasında bağlantılı olarak yoğun gelişmeler sağlanmıştır.

Bu tarihi yapıtların ve sit alanlarının bütün koruma, tamirat ve kuvvetlendirilmesi ile ilgili yukarıda bahsedilen bütün çalışmalardan esas amaç minimum müdahale, maksimum koruma olmalıdır.





### **3. TARİHİ ANIT ve YAPILAR ÜZERİNDE YAPILAN ÇALIŞMALAR**

Mühendislik açısından bir anıtsal yapının onarım ve restorasyonu için yapılması gerekli çalışmalar ve araştırmalar aşağıdaki şekilde olmalıdır:

- ⇒ Taş duvar ve taş duvar yapıların depreme karşı dayanıklılığı üzerine deneysel ve analitik çalışmalar,
- ⇒ Tarihi yapının özelliğine uygun harç karışımlarının tespiti, değişik karışımlar uzun süreli testleri ve bunların çevreden etkilenmeleri ile taş duvar bağlantı elemanı olarak yapıya etkisi,
- ⇒ Kuvvetlendirme tekniklerinin etkileri ve depreme karşı kuvvetlendirilmiş yapıların gerçek davranışlarıdır.

Bu alandaki çalışmalar dikkate alındığında yeni çalışmaların devam edeceği ve tarihi yapılarla ilgili özel disiplinler arası çalışmaların geliştirileceği anlaşılmaktadır. Ayrıca her tarihi yapının kendine has tek olduğu ve özel çalışmalar gerektirdiği ve bu konuda temel prensiplerin, tavsiyelerin genel bir yöntem olarak hesaba katılması gerekmektedir.

Syrmakezis çok uzun süreden beri varolan yapılardan bahsedildiğinde bu yapıların ne kadar dikkatli ve önemli bir şekilde analiz edileceğini ve bu analizlere yapıların nasıl tepki göstereceğinin bilinmesi gerektiğini söylemiştir. Tarihi yapının kuvvetlendirilmesi ve onarımı ile ilgili verilecek kararın önceden belirlenmesi ve kararının verilmesi gerekir. Çünkü, bazı beklenmeyen durumların varlığı (modern yapılarla karşılaştırıldığında) da dikkate alınmalıdır. Bu yüzden ki, tarihi binaların deprem etkilerine karşı olan davranışları bilimsel olarak gerekli derinlikte açıklanamamış, oldukça kompleks yapılardır. Bu problemin karışıklığı ve zorluğu, ilk önce yapılan binaların tarzının olduğu kadar, buldukları devrin otantik yapısı ile de ilgilidir. Tarihi yapılar genellikle geleneksel doğal malzemelerden yapılmış ve inşaa esnasında tecrübeli ve kabiliyetli kişilerden yararlanılmıştır. Bir bütünlük içerisinde yapının estetik görünüşüne, geometrisine özel bir dikkat gösterilmelidir. Depremlerden, savaşlardan,

felaketlerden veya farklı yeni konstrüksiyonlardan ve hatta takviye çalışmalarından sonra orijinal yapı sistemi genellikle genişletilmiş veya değişmiştir (Gavrilovic' 1997).

Bu problemin zorluğuna rağmen, yeni tarzlar ve metotlar belirlenerek, yapıya uygulamak ve bu seviyede yapıyı korumak gerekmektedir. Burada en önemli nokta bir metodolojinin belirlenmesidir. Tarihi yapıların ve anıtların depremden korunması ve takviyesi metodolojilerinin belirlenmesinde aşağıda verilen çalışmaları yapmak iyi bir yöntemdir.

Tarihi anıt ve yapılar üzerinde yapılan çalışmaları;

- Mevcut yapının deformasyon ve taşıma kapasitelerinin belirlenmesi amacıyla yerinde yapılan deneyler,
- Yapı Malzemelerinin laboratuvar deneyleri,
- Sarsma tablası deneyleri,
- Zemine bağlı arazi çalışmalarının ve gözlemlerinin belirlenmesi,
- Zemin ortamının dinamik davranışının belirlenmesi ve serbest titreşim deneyleri,
- Beklenen deprem tehlikesinin belirlenmesi,
- Statik ve dinamik yükler altında üç boyutlu analiz,
- Güçlendirme ve onarım,
- Onarılmış yapılar üzerinde yapılan deneyler,

şeklinde sıralamak mümkündür. Bu bölümde, bu çalışmalar ve sonuçları hakkında bilgiler verilecektir. Ayrıca bu çalışmalara katkı olarak yapılan deneysel çalışmalar özetlenecek, sonraki bölümlerde bu deneysel ve teorik çalışmalar detaylı olarak verilecektir.

Varolan tarihi yapıların analizi ile ilgili yapılacak projelendirme ve onarım metotlarının belirlenmesi ve sismik stabilitelerinin değerlendirilebilmesi için, binada kullanılan malzemelerin fiziksel-mekanik ve kimyasal karakteristiği, yük taşıma kapasiteleri ve yapı elemanlarının enerji dağılımlarıyla ilgili temel bazı parametrelerinin bilinmesi gerekir. Pratikte 3 ana grupta toplayabileceğimiz deneysel çalışmalar aşağıdaki gibidir:

1. Yaklaşık olarak aynı devirde inşaa edilmiş olan ve birbirine benzer sayıdaki bina duvarlarında ve duvar çatlaklarında yapılan testler,
2. Yarı statik veya yarı dinamik testler olarak adlandırılan ve komple yapının veya taş elemanlar ile taş, tuğla ve harç gibi malzeme örneklerinin statik deney testleri,
3. Mevcut yapıların temel dinamik karakteristiklerini içeren dinamik deney testleri.

### 3.1. Mevcut Yapı Duvarları Üzerinde Yapılan Deneyler

Tarihi yapılar esas olarak düşey kuvvetlerin etkisine göre dizayn ve inşaa edilmişlerdir. Bir çoğunda da yatay ve düşey elemanlar arasında bir ilişki olmadığı düşünülürse (çekme ve kayma mukavemetinin azlığı da düşünülürse) yapıların yatay yükler altındaki deformasyon kapasiteleri ve taşıyıcılıkları yetersizdir.

Bu yapıların statik ve deprem gibi dinamik analizlerinin yapılabilmesi, doğru sismik onarım dizaynları için taşıyıcı duvarların deformasyon karakteristikleri ve taşıyıcılıklarının bilinmesi gerekmektedir. Bu da deneysel ve analitik yöntemlerle yapılabilir. Deneysel yöntemleri sertlik, akustik, radyografik, yüzey sertliği ve permeabilite gibi tahribatsız deneyler ile hidrolik bir pompa ile hareket ettirilen hidrolik cihaz vasıtasıyla malzemenin kuvvet-deplasman ilişkisinin belirlenmesini sağlayan deneyleri örnek gösterebiliriz. Bu deneylerin amaçları, yapısal elemanın homojenliğini kontrol etmek, kullanılan taş, tuğla, harç ve beton gibi malzemelerin dayanımlarını belirlemek, malzeme özelliklerinde korozyon, çevresel faktörler, savaş ve yangın gibi nedenlerle meydana gelen değişiklikleri belirlemek ve yapısal elemanların boşluk, renk, çatlak genişliği ile elemanın yüzey katmanlarındaki hasarların belirlenmesidir. Tahribatsız deneyler genellikle kesin sonuç vermezler. Bu bakımdan malzeme özelliklerinin belirlenmesi için yapıdan numune alınarak laboratuvar ortamında test edilmelidir.

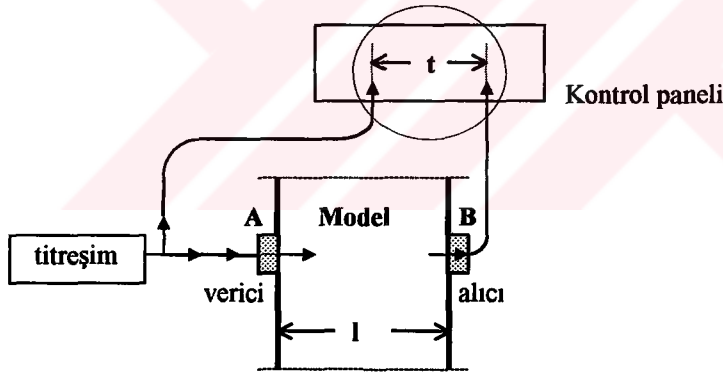
#### 3.1.1. Sertlik Deneyi

Sınırlı uygulama alanı içerisinde pratik bir uygulama olarak bulunan ve Einst Schmidt tarafından geliştirilen bu metotta, sertlik çekiç deneyidir. Bu deney ayrıca çekiç veya sertlik

ölçme deneyi olarak da bilinir. Bu test elastik bir kütlenin yüzey sertliğine bağlı olarak geri sekmesi prensibine dayanır. Malzemenin mukavemetine veya test edilen tuğla duvarın sağlamlığına bağlı olarak düşük, orta veya yüksek enerjili aletler kullanılabilir. Esasen deney çekici bir pistonla bağlı yay kontrollü bir kütleden oluşur. Deneyde kullanılan malzemenin yüzeyine karşı, pistonla kuvvetlice basıldığında yay büzülür ve enerji kütleyle iletilir. Daha sonra yüklü kütle geri seker dereceli skalalar boyunca hareket eden bir skala ile yerdeğiştirme mesafesini ölçer. Bu sayı test edilen malzemenin basınç mukavemetini belirtmek için kullanılır.

### 3.1.2. Akustik Test

Akustik test Şekil 3.1' de gösterildiği gibi deneyi yapılan malzemenin yüzeyine bağlı tutulan bir elektro-akustik verici tarafından üretilen boyuna titreşimin pulse' na dayanır. Bu test ile malzemenin elastisitesi ve mukavemeti belirlenir.



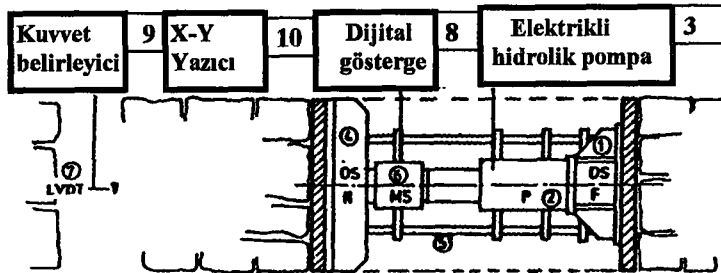
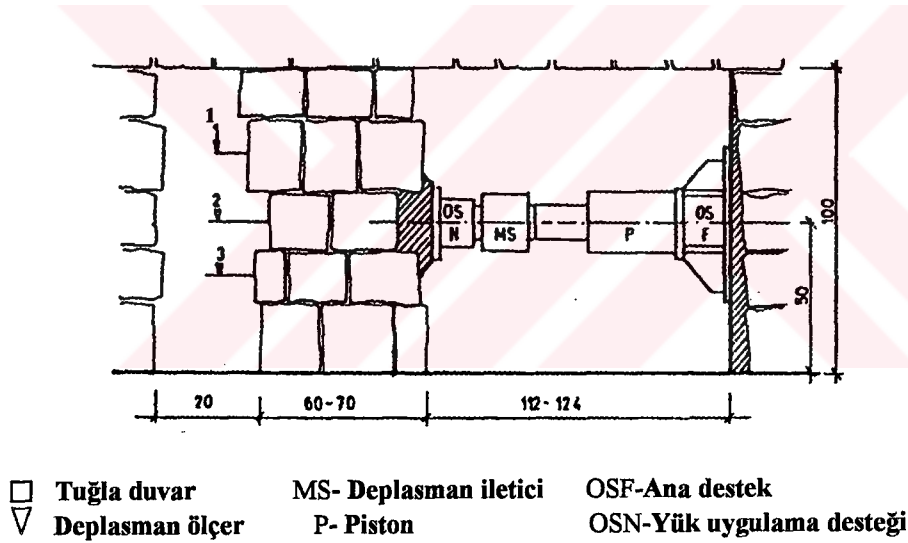
Şekil 3.1. Akustik Test Cihazı

Schmidt çekici ve akustik test ölçümleri, Ayasofya, Süleymaniye, K.Ayasofya vb. tarihi yapılarda uygulanmıştır. Deney sonuçları sonraki bölümlerde ayrıntılı olarak verilecek ve karşılaştırılacaktır.

### 3.1.3. Hidrolik Ekipman ile Yapılan Testler

Hidrolik ekipman ile yapılan deneysel araştırmanın ana amacı gerçek yapıların sınanması veya laboratuvar ortamında bazı yapı elemanlarının denenerak mukavemet ve şekil değiştirebilme özelliklerinin bağdaştırılmasıdır. Deneilerin laboratuvar dışında gerçekleştirilebilmesi, bu anlayışın gerçek yapılara da uygulanabileceğini göstermiştir.

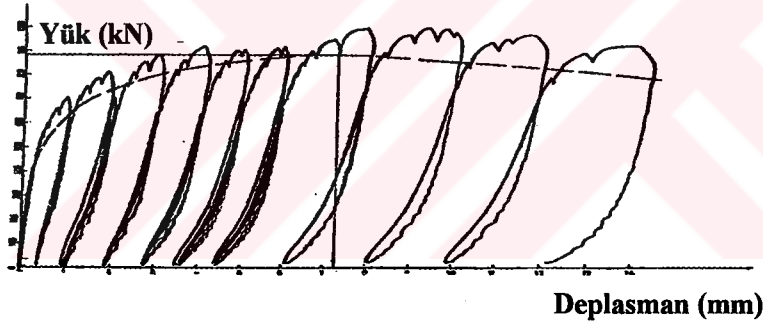
**Deneyin Yapılışı:** Mevcut yapı duvarları üzerinde yapılan bu testler, bir hidrolik ekipman ile duvara yatay kuvvet etki ettirilir. Uygulanan kuvvet dijital göstergede okunmakta ve kuvvet sinyalleri y aksı boyunca yazıcıya iletilmektedir. Kuvvet karşılığı olan deplasman sinyalleri ileticiler tarafından okunarak kanallar boyunca dağılmakta ve multimetre tarafından okunmaktadır. Merkez sinyal x aksı boyunca yazıcıya iletilmektedir. Böylece test sonucunda yapı duvarına ait kuvvet-deplasman ve yapısal rijitlikler belirlenmiş olur (Şekil 3.2).



Şekil 3.2. Yük uygulama ve ölçüm ekipmanı

Ekipman: Yapı üzerinde yapılan deneyler için kullanılan ve duvarların yarı-dinamik ve deformasyon kapasitelerinin ölçülmesi amacıyla kullanılan ekipman iki parçadan oluşmaktadır: Yük uygulama ekipmanı ve ölçüm ekipmanı. Deneyde kullanılan alet aşağıdaki parçalardan oluşmaktadır: 1) Ana destek; 2) 1000-1500 kN kapasiteli hidrolik piston; 3) Pistonlara hareket veren elektromotor hidrolik pompa; 4) Uygulanan kuvvet için mesnet; 5) Bütün parçaları birbirine bağlayan şase; 6) 1200-1800 kN' luk pistonu monte edilmiş yük gözlemleyici, deplasman iletici; 7) Dijital gösterge; 8) Sinyal düzenleyici, uygulanan kuvvet değer belirleyicisi; 9) Yazıcı; 10) Gelen voltajı adaptöre uyarlayan düzenleyici.

İlk olarak uygulanan kuvvet ve deplasmanlar yazıcıya aktarılarak elde edilmiş ve duvarın deformasyonu, uygulanan kuvvet-deplasman diyagramıyla elde edilmiştir. Kuvvet-deplasman ilişkisine ait eğri, değişen yüklerle dönüşler yaparak kendini bir çok kere tekrarlamış ve dayanım-deformasyon karakteristiğini oluşturmuştur.(Şekil 3.3)



Şekil 3.3. Yük-deplasman diyagramı

Aralıklarla yapılan yüklemelerden sonra oluşan yarı-daireler; karşılıklı yüklemelerin uygulanması sonucunda meydana gelmektedir. Deney belirli deformasyon seviyesine kadar yükleme kontrolü ile devam ettirilir. Daha yüksek deformasyon seviyeleri içinse, deformasyonlar kontrol altında tutularak ölçümler ve yüklemeler devam ettirilir yani, kuvvet belirli deformasyon yükseltmeleri ile uygulanır.

Yüklerin tekrarlanması ve deformasyonların artışıyla birlikte yapı elemanlarının son taşıma (nihai) kapasiteleri belirlenmiş olur. Bu deney sonuçları incelendiğinde, mekanik davranışlar kesitin yüksekliği boyunca değişimine, kesit geometrisine, malzeme kapasitesine, eksenel

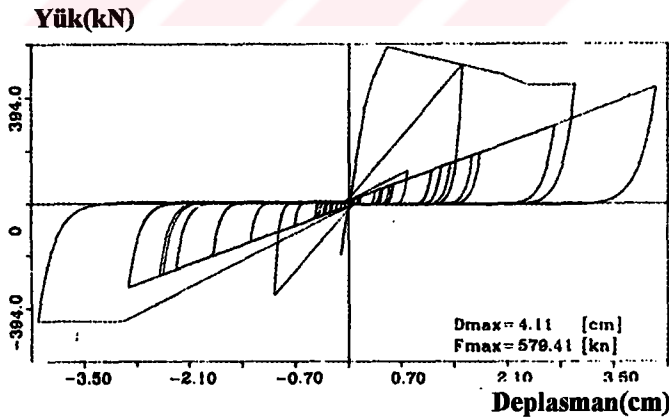


Şekil 3.5’ de verilen dinamik yüklemeler için matematiksel yük-deformasyon ilişkisi duvarın değişen yükler altındaki tüm davranış aşamalarını vermektedir. Şekilde 0’ dan C’ ye kadar olan kısım elastik bölgedir. Eleman C’ den sonra plastikleşmeye başlar. Deformasyon başladığı anda eğri parabol hale gelmeye başlar. S noktasında da rijitlik sıfıra iner. Bu noktadan itibaren diğer tarafta eğri simetrik olur. Sekant rijitliğin tayininde orijin değilde S noktası ele alınır. Şekilde önerilen matematiksel yük-deformasyon ilişkisi, duvarın farklı şiddet ve frekanslara sahip sismik etkiler altındaki tüm davranış aşamalarını verir.

### 3.1.5. Yerinde Yapılan Deney Örnekleri ve Sonuçları

1985 yılında Zagreb Üniversitesi tarafından Zagreb ve Sisak’ ta bulunan 5 adet tuğla yapıda ve Dubrovnik’ te bulunan 6 taş tarihi yapıda bu testler uygulanmıştır.

Bölüm 3.1.4.’ de verilen Bozinovski ve Velkov’1993 tarafından önerilen dinamik yükler için matematiksel modele bağlı olarak deneysel çalışmalar yapılmıştır. Üç katlı yığma bina duvarları üzerinde yapılan dinamik deneylere ait yük-deplasman sonuçları Şekil 3.6a ve 3.6b’ de verilmiştir. Deneysel çalışmada yer ivmesi  $a_{max}=0.4g$  alınmıştır. Şekil 3.6’ da birinci kata ait yük-deplasman eğrisi verilmektedir.

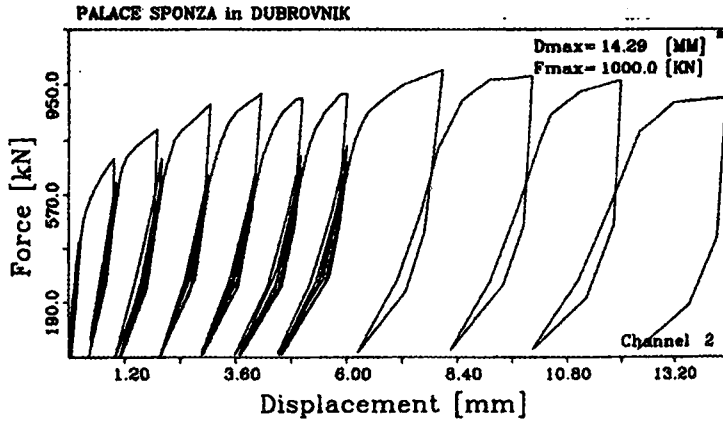


Şekil 3.6. Dinamik yükler altında birinci katın yük-deplasman diyagramı

Üsküp’ te bulunan Sismoloji Mühendisliği ve Deprem Mühendisliği Enstitüsü ( The Institute of Earthquake Engineering and Seismology-IZIIS) tarafından Dubrovnik’ te bulunan



Sponza Sarayı' nın deformasyon karakteristikleri ve mukavemet testleri aynı şekilde yapılmıştır. Yapının yük-deformasyon eğrisi de Şekil 3.7' de verildiği gibi tespit edilmiştir.



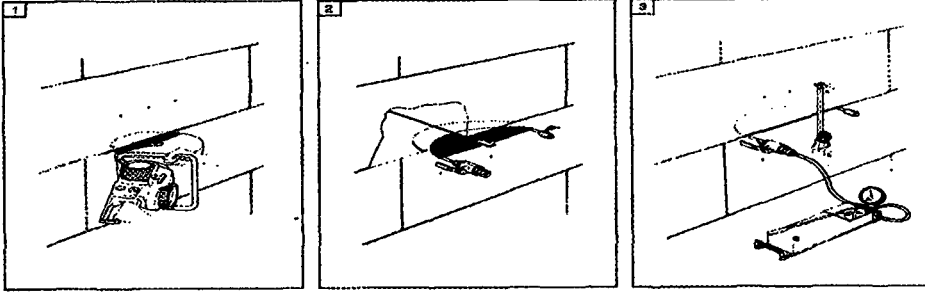
Şekil 3.7. Sponza Sarayı deney sonucu yük-deplasman eğrisi

Yine Ohrid' deki St. Sofia Kilisesi duvarlarının üzerinde yapılan testlerde min. ve max. Çekme gerilmeleri  $\sigma_n$  iki değer olarak min. 0.615~0.825 MPa. , max. 0.815~0.957 MPa. olarak bulunmuştur.

1986 yılında P.Shepard ve M.Tomazevic danışmanlığında Ljubljana'da bulunan eski bir kasabanın revizyon projeleri için yapı üzerinde deneyler yapılmıştır. 4 duvar üzerinde yapılan bu testler duvarların tamir edilmiş haliyle de tekrarlanmıştır.

C.Blasi ve F.P.Fiore'1988 tarafından Roma,Via Sacra' da bulunan Roma Tapınağının duvarları üzerinde deneyler yapılmıştır. Bir hidrolik kriko yardımıyla yapının çeşitli noktalarında yapı elemanlarının çekme mukavemetleri belirlenmiştir (Şekil 3.8). Yapılan diğer bir deneyde de, duvarların dayanım ve deformasyonları saptanmıştır.

1987-1989 tarihleri arasında UNESCO/UNDP projesi olan Burma-Pagan' daki "Milli Yapıtların Kuvvetlendirilmesi ve Tamirata İlgili Metotlar" (Methodology for Repair and Strengthening of the National Monuments in Burma-Pagan) proje çerçevesinde mevcut ve enjeksiyon yapılarak tamir edilmiş yığma yapılar üzerinde testler uygulanmıştır.



Şekil 3.8. Roma Tapınağı Duvarında Yapılan Malzeme Deneyi

Yapı üzerinde yapılan deneyler, Türkiye’de betonarme yapılarda sıkça uygulanırken tarihi yapı ve anıtlarda uygulanması oldukça yenidir. Burada detaylı çalışma ve araştırma olması bakımından St.Sofia (Ayasofya) ve St. Sergius and Bacchus (Küçük Ayasofya) kiliselerinden bahsedilecektir:

*M.Erdik, Ö.Yüzüğüllü, C.Karakoç’1990* tarafından yapılan incelemelerde ve Ayasofya Müzesi I. Aşama raporunda Ayasofya’ nın ana yapısını oluşturan elemanların taş, tuğla ve harç olduğu belirtilmiş, tuğlanın genelde bütün kubbelerin, kemerlerin, dış duvarların ve çoğu payandanın esas yapı malzemesini oluşturduğu söylenmiştir. Taşın ise özellikle kolonlarda ve birbirleri ile temas eden yüzeylerde kullanıldığı, taş ve tuğlanın bağlayıcı malzemesi olarak kullanılan harcın kireç ve kumdan oluştuğu, katkı malzemesinin ise öğütülmüş tuğla ve tuğla kırıntısı olduğu belirtilmiştir.

*R.A.Livingston, P.E.Stutzman, R.Mara, M.Erdik’ 1992* araştırmacıların ortaklaşa yaptıkları çalışmalarda, kullanılan harcın tamamen kireç harçtan ibaret olmayıp Pozolan bir harç olduğu, pozolan maddesinin de en büyük yapısal avantajının çekme mukavemetindeki sağladığı artış olarak belirtilmiştir. Burada modern pozolan kullanılarak yapılan bir harç ile normal kireç harcının çekme mukavemetleri karşılaştırılmış ve aralarında 15 misli aşan bir fark olduğu görülmüştür. Dolayısıyla Ayasofya’ da kullanılan harcın sadece basit bir harç olmayıp, agregası tuğla olan ve bugünkü anlamda “beton” olarak nitelendirebileceğimiz bir yapı malzemesi olarak düşünmenin yerinde olacağı kanaati ortaya çıkmıştır.

Ayasofya’ da Ana kubbeyi taşıyan dört ana kemerden, Batı kemeri üzerinde sıvası dökülmüş ve kemerin içerde kubbe ile birleştiği tepe noktasına rastlayan bir bölgede hem tuğlada hem

de harçta *ultrason deneyleri* gerçekleştirilmiştir (Şekil 3.9) . Ultrason ölçümleri her bir mesafe için üç kere tekrarlanmış ve ortalamaları alınmıştır. Buradan tuğla ve harcın elastisite modülleri belirlenmiştir:

$$\text{Tuğla için} \quad : E_t=4200 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{Harç için} \quad : E_h=900 \text{ N/mm}^2$$

Tuğla ve harcın oluşturduğu kompozit malzeme için  $E_k=2E_b.E_m/(E_b+E_m)$  formülü ile

$$E_k=1500 \text{ N/mm}^2 \quad \text{elde edilmiştir.}$$

St. Sergius and Bacchus Kilisesi (Küçük Ayasofya Camii)' nde yapılan testler, Schmidt Çekici Deneyi ve Ultrason Deneyidir. Küçük Ayasofya Camii'nde de benzer şekilde taş, tuğla ve harç gibi yapı malzemeleri kullanılmıştır (Şekil 3.10). Zaman içinde cami duvarlarında yapılan onarımlarla yapı duvarlarında değişik tarzda taş ve tuğlaya rastlanmaktadır. Yapıdan alınan harç ve taşlar laboratuvar ortamında test edilmiş, yerinde yapılan testlerle bazı denklemler elde edilmiştir. Bu denklemler yardımıyla;

$$\text{Tuğla için} \quad : E=9029 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{Taş için} \quad : E=13727 \text{ N/mm}^2$$

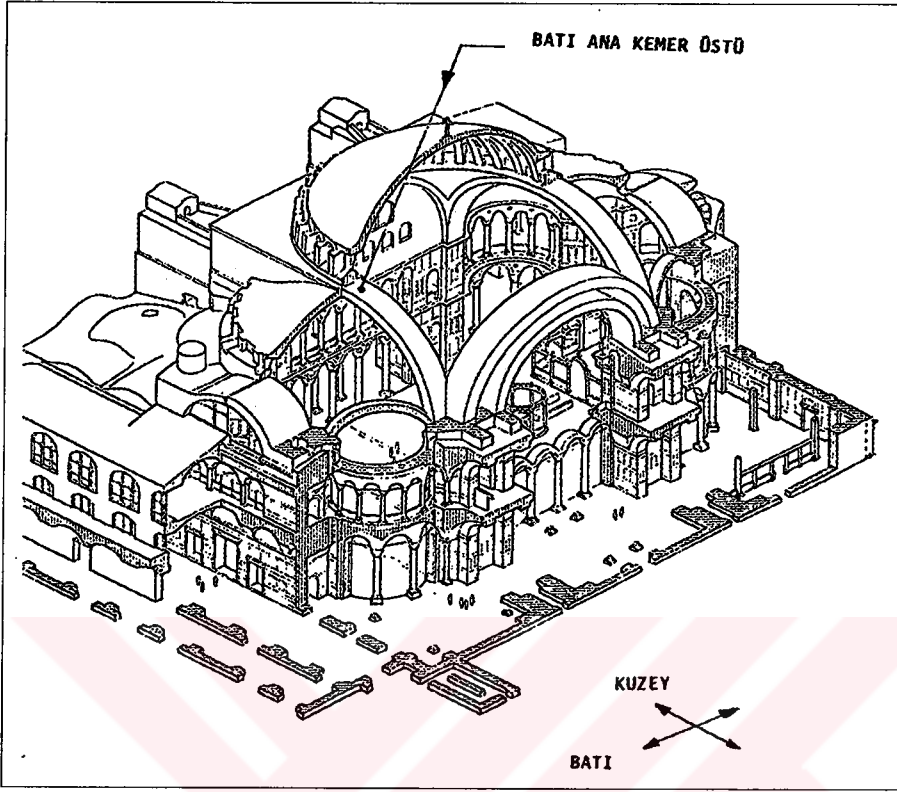
$$\text{Harç için} \quad : E=8860 \text{ N/mm}^2 \quad \text{olarak belirlenmiştir.}$$

Aynı tarzda Santa Maria del Fiore kilisesinin modellenmesi amacıyla yapılan testler sonucunda yapıdaki elemanların değerleri tespit edilmiş ve ortalama olarak aşağıdaki değerler alınmıştır:

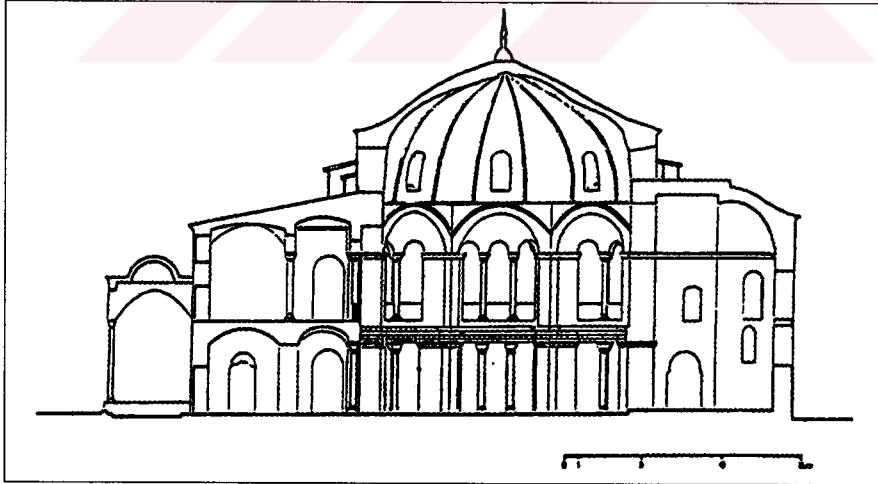
$$\text{Tuğla için} \quad : E=10000 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{Harç için} \quad : E=10000 \text{ N/mm}^2$$

K.Ayasofya' da elde edilen değerler yapı üzerinde yapılan testlerle, laboratuvar ortamında yapılan testlerin bir korelasyonudur.



Şekil 3.9. İstanbul - St. Sofia Kilisesi Deneysel Bölgesinin Yapıdaki Konumu



Şekil 3.10. St. Sergius and Bacchus Kilisesi (Küçük Ayasofya Camii)

### 3.2. Laboratuvar Ortamında Yapılan Malzeme Deneyleri

Yığma binaların mekanik karakteristiklerinin tespitinde yerinde yapılan deneyler yeterli olmayıp, laboratuvar deneylerinin de yapılması gerekmektedir. Laboratuvarda yapılan deneyleri elastisite modülü tayini, serbest basınç ve çekme deneyi, üç eksenli basınç deneyi, nokta yükleme deneyi, akma deneyi, yoğunluk, porozite ve emme deneyi, sertlik ve aşındırma deneyleri olarak sıralayabiliriz.

Yerinde ve tahribatsız deneylerin kesin sonuç vermemesinden dolayı malzeme özelliklerinin belirlenmesi için yapıdan numune alınması gereklidir. Bir yapıdan numune alınmanın amacı taş, tuğla, harç ve beton gibi malzemelerin boşluk, renk, çatlak genişliği gibi özelliklerini ve dayanımlarını belirlemektir. Numuneler uygun bir matkapla ve elmas uç yardımıyla alınır. Matkap ekipmanı yeterli derecede rijit ve yapıya yeter derecede sağlam olarak bağlanmalıdır ki, numune mümkün olduğu kadar az yüzey zararıyla alınabilsin. Numune alınırken elmas uç herhangi bir sapma olmadan döndürülmelidir.

Laboratuvar deneylerinde yalnız taş, tuğla ve harçın mekanik özellikleri tespit edilirken taş-harç, tuğla-harç kompozit malzemenin de karakteristik özelliklerinin belirlenmesi gerekmektedir. Bölgeye, zamana, kompozisyon ve kaliteye bağlı olarak ortaya çıkan sınırsız sayıdaki yığma binalardan oluşan tarihi yapıların inşasında kullanılan malzemelerin değişkenliğinin hesaba katılması, her bir tarihi yapının restorasyonunda özellikle önemlidir. Dolayısıyla laboratuvar deneyleri geneli göstermekten çok özeldir. Her değişken tarzda inşa edilmiş tarihi yapı üzerinde yapılan testler ve laboratuvar deneyleri yapılmalıdır. Laboratuvar deneylerinde kompozit elemanın davranışı da belirlenmelidir.

Yunanistan-Selanik'te bulunan Aristo (Aristotle's) Üniversitesi laboratuvarında (10 cm. nin üzerinde olmayan örnekler üzerinde) Balkan Bölgesi'ne ait bir çok tarihi yapının malzeme karakteristiklerini veren veri tabanının oluşturulması ile ilgili olan ve Penelis tarafından yürütülen projeler bulunmaktadır(Gavrilovic'1997). Veri tabanının oluşturulmasında kullanılan yığma yapı örnekleri tamamen mevcut yığma binalardan alınmıştır.

Kozjansko 1974, Friulu 1976 ve Montenegro 1979 depremlerinin oluşmasından sonra Ljubljana-Slovenya'da bulunan ZRMK tarafından taş duvar elemanlarıyla ilgili bir çok test yapılmıştır. Bu testlerin amacı tamirat için önerilen metotların etkinliğinin belirlenmesidir. 1980 yılında 13 tane (10-100 günlük) ve geleneksel yöntemlerle inşa edilmiş duvarın tamamı test edilmiş ve bunlardan 11 tanesi (çimento püskürtülerek tamir edildikten sonra) 30 ve 60 günlük periyottan sonra test edilmiştir. Bu testlerden sonra çekme ve basınç gerilmeleri, elastisite ve kayma modülü ile düktilite seviyeleri elde edilmiştir.

1980'li yıllarda İtalya-Milano'daki Politechnical Enstitüsü'nde yapılan deneyler, çalışmalarda 1:2 ölçekli 12 yontma taş modeller zayıf kireç harçlarıyla birleştirilerek inşa edilmiş ve yapılan statik deneysel testlerde mevcut yapıların tarihi karakterleri benzetilmeye çalışılmıştır. Bunların içerisinde 2 model mevcut haliyle test edilmiş, diğerleri ise kuvvetlendirilerek test edilmiştir. Kuvvetlendirme çimento enjeksiyonu ve betonarme diyagonallerin yerleştirilmesi veya yatay ve düşey öngerilmeli kabloların kombinasyonu biçiminde yapılmıştır. Hazırlanan numunelerin döşeme seviyelerinden hidrolik bir ekipman tarafından gittikçe artan büyüklükte bir yatay kuvvet uygulanmıştır. Yığma yapılar üzerindeki çalışmalar çeşitli modeller üzerinde sarsma tablası deneyi ile devam ettirilmiş, bu amaçla çeşitli modeller yapılarak deneyler uygulanmıştır (Benedetti, Carddis, Pezzoli' 1998).

Modellerin davranışları incelenirken orijinal modellerdeki duvarların ayrılması, kayma gerilmesine bağlı olarak açıklıklarda diyagonal çatlakların oluşması, kolonların tepesindeki yatay çatlakların oluşması özellikle incelenmelidir. Modeller üzerinde yapılan tamirat ve özellikle öngerilmeli kabloların kullanımı ile düktilite ciddi miktarda artım göstermiştir.

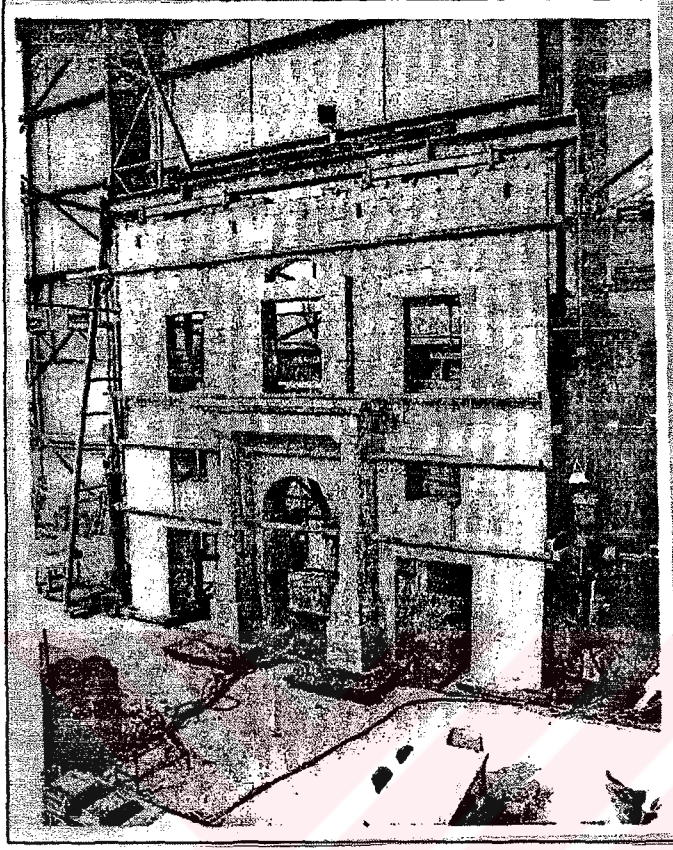
Deneyler göstermektedir ki, bu orijinal modeller binaya tesir eden düşey yüklerin %40'ına kadar olanını yatay kuvvet olarak bina başarıyla karşılamaktadır. Ancak yapılan işlerdeki imalat hataları ve planlardaki asimetri gibi yapısal kusurlardan dolayı, pratikte dikkate değer bir şekilde daha az kuvvetler elde edilmiştir.

Komple yapının ve yapı elemanlarının deforme olabilme (süneklik) ve taşıma karakteristiklerinin belirlenmesi testlerinden başka yapının dinamik davranışlarının

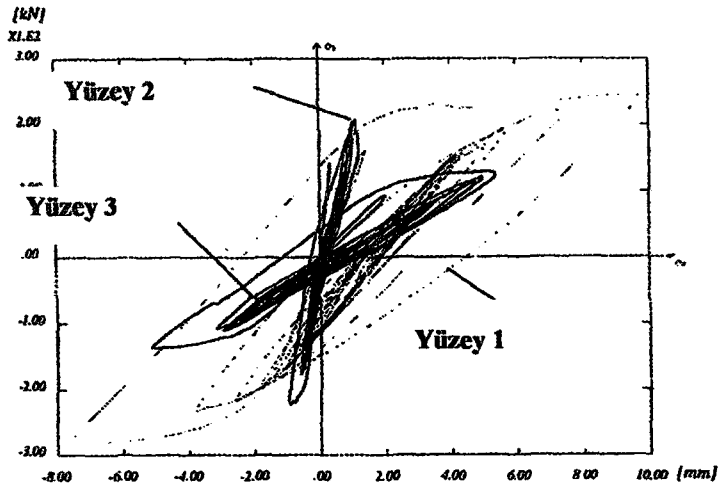
incelenmesi, sayısal olarak belirlenmesi amacıyla yapının dinamik karakteristikleri ile ilgili ilave araştırmalar yapmak gerekir. Temel olarak tanımlanabilen elastik bölgedeki mevcut yapının temel dinamik karakteristikleri (periyod, mod, frekans) ile ilgili temel bilgiler, gelecekte meydana gelebilecek deprem hareketleri altındaki davranışın belirlenebilmesi açısından özel bir öneme sahiptir. Yapının karakteristik noktalarına yerleştirilen yüksek duyarlı mikrotremörler yardımıyla yapının serbest titreşimleri ve dinamik karakteristikleri belirlenebilmektedir.

İtalya'da ELSA (European Laboratory for Structural Assessment) laboratuvarında Güney İtalya'da kireçtaşından yapılmış tarihi binaların depreme karşı dayanımlarını araştırmak ve dayanımlarını arttırmak amacıyla Pseudo-Dynamic Test olarak bilinen bir dizi test yapılmıştır (Negro, Renda, Bono ve Sorace'98). Deney modeli olarak Geraci Sarayı'nın 1:2 ölçekli aynı modeli yapılmıştır. Model 8.20 m. yüksekliğinde, 8.00 m. genişliğinde, 0.70 m. kalınlığında ve kireçtaşı bloklarından yapılmıştır (Şekil 3.11). Altı çelik plaka duvarın iki yüzeyine üç farklı seviyede yerleştirilmiş ve bu plakalar öngerilmeli çelik çubuklarla bağlanmıştır. Bu çelik plakalara üç farklı seviyeden sismik kuvvet ve ayrıca sarsma tablası yardımıyla da yer hareketi uygulanmıştır. Bütün bu deneyler önce yapının orijinal haliyle hasarlı olarak ve sonra kuvvetlendirilmiş haliyle yapılmıştır. Kuvvetlendirme işleminde yapının mukavemet ve rijitlik artımı ile süneklik artımı sağlanmış, ayrıca son geliştirilen tekniklerden temel izolasyonu tekniği uygulanmıştır. Aşağıda yapılan deneylerin sonuçları yer almaktadır.

Şekil 3.12' te kat seviyelerinde PSD test sonuçlarına göre elde edilen histerik (çevrimsel) kesme kuvveti-yanal deplasman eğrisi yer almaktadır. Şekil 3.13' da temel ayaklarının kuşatılmak suretiyle yapılan izolasyonu verilmektedir. Şekil 3.14' de temelleri kuşatılmış yapının yük-deplasman eğrisi verilmiştir. Şekil 3.15'de ise kat çevreleri kuşatılmış yapı ile kuvvetlendirilmiş yapının yük-deplasman eğrileri yer almaktadır.

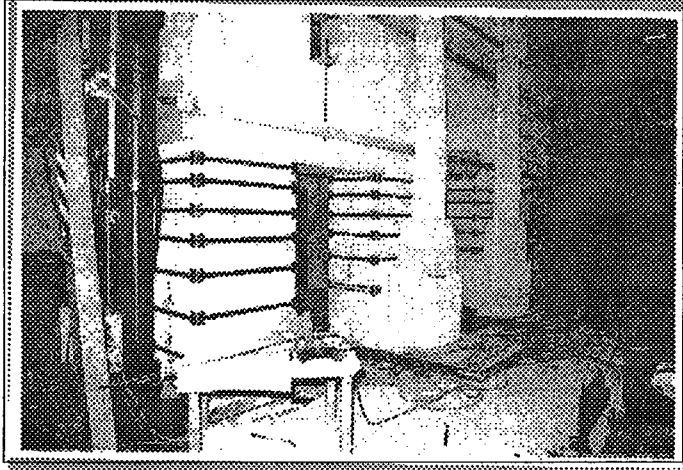


Şekil 3.11. Geraci Sarayı Deney Modeli

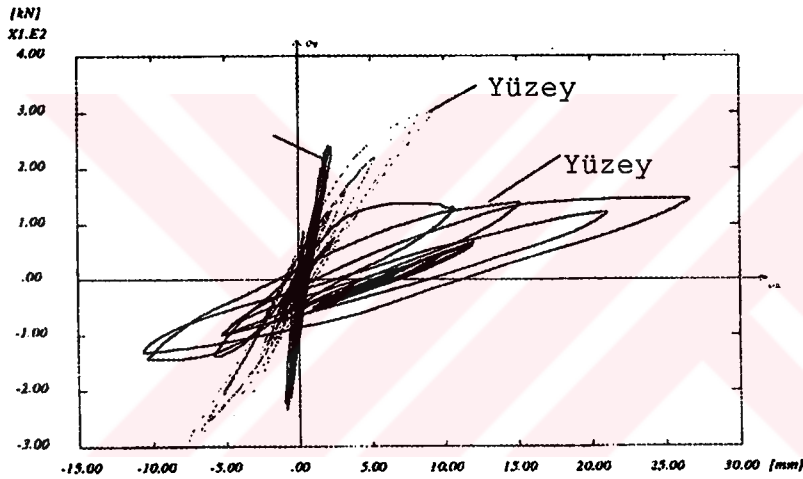


Şekil 3.12. PSD Deney Sonucunda Kat Seviyelerinde Elde Edilen Kesme kuvveti-Deplasman Eğrisi

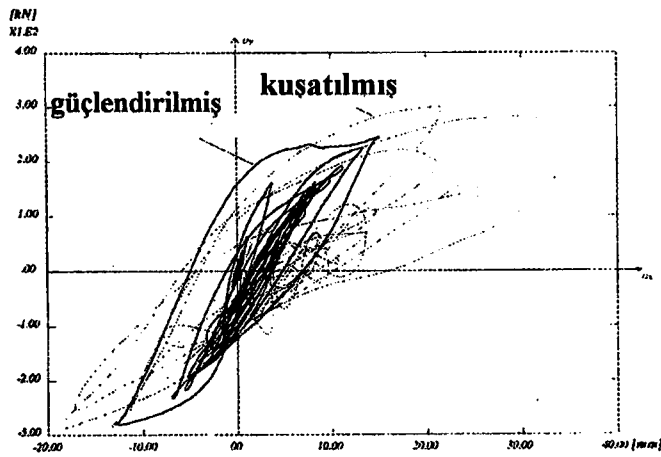




Şekil 3.13. Deney Düzeneği Temel Bloklarının Kuşatılması



Şekil 3.14. Temelleri Kuşatılmış Yapının Kesme kuvveti-Deplasman Eğrisi



Şekil 3.15. Kuşatılmış ve Güçlendirilmiş Yapıların  
Taban kesme kuvveti-Deplasman Eğrisi

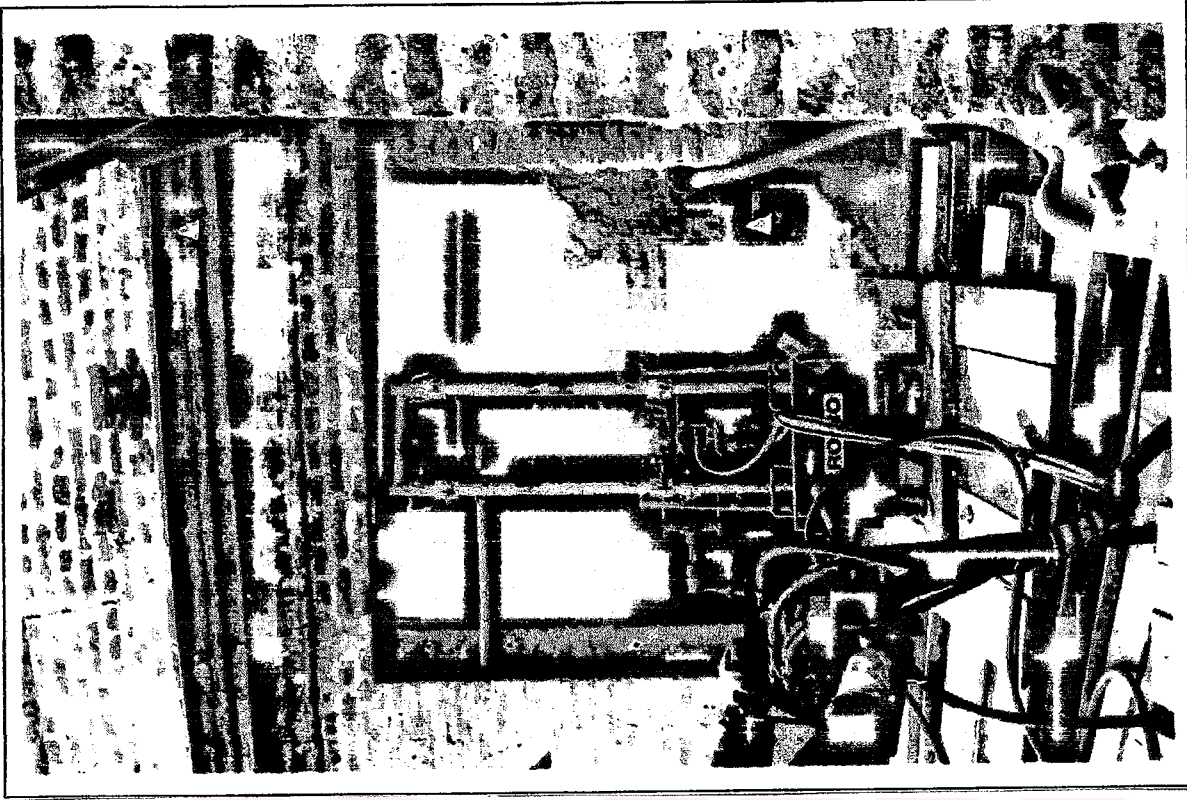
Çevrimsel (histerik) diyagramlar incelendiğinde, güçlendirilmiş yapıların yatay deplasmanı kuşatılmış yapının yanal deplasmanına oranla daha azdır. Güçlendirilmiş yapının rijitliği arttırılmış, tabiatıyla sünekliği azalmıştır. Bu da beklenen bir olaydır. Halbuki kuşatılmış yapının sünekliği artmış ve yanal deplasman yapabilme kabiliyeti artmıştır. Bunun yanı sıra temelleri kuşatılmış yapının yanal deplasmanı yukarıda verilen güçlendirilmiş yapıya oranla daha fazla, kuşatılmış yapıya göre farklılık göstermektedir. Şekil 3.12 ve Şekil 3.14 incelendiğinde, üst yapısı kuşatılmış yapının birinci yüzeydeki deplasmanı, temelleri kuşatılmış yapının ise üçüncü yüzeyindeki deplasmanları diğer katlara göre artış göstermektedir. Ancak güçlendirilmiş yapıya göre her durumda temelleri kuşatılmış yapı deplasman yönünden üstünlük göstermektedir.

İtalya'da Mondovi yakınlarında bulunan ve dünyanın en geniş eliptik kubbesine sahip olan Sanctuary of Vicoforte Kilisesinde yapılan incelemelerde yapının oturmasından ve sıcaklık ve nem etkisinden dolayı yapıda çok sayıda kılcal çatlaklara rastlanmıştır. Yapının kubbe ve kubbe altındaki halkadan alınan numuneler üzerinde yapılan deneylerde duvarın karakteristik değerleri aşağıdaki şekilde tespit edilmiştir (Pizzetti ve Fea'88):

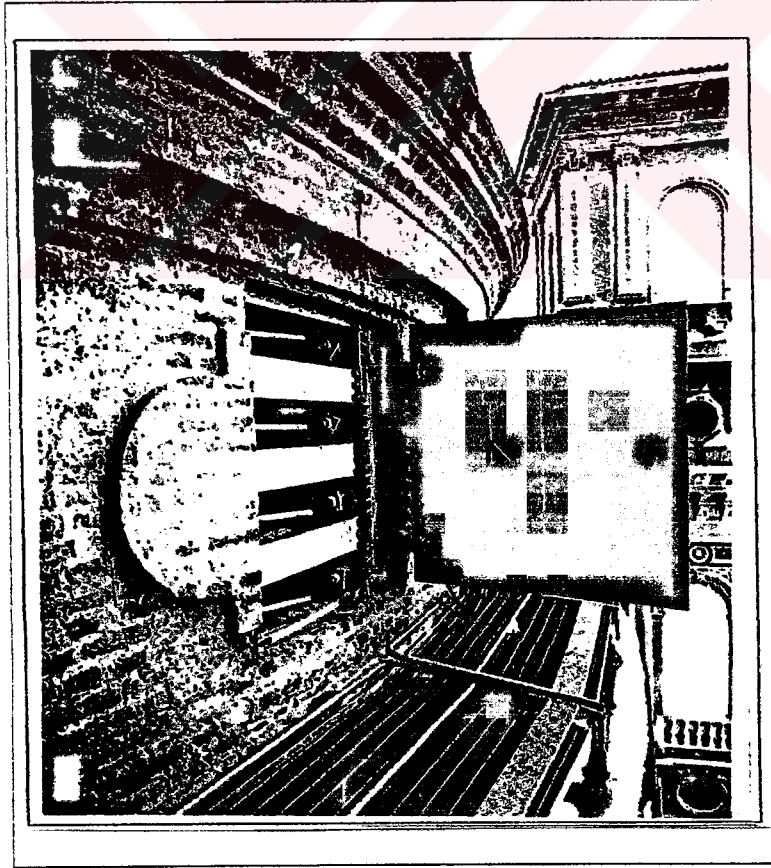
Elastisite Modülü	: $E=1400-1500$ MPa
Maksimum Gerilme	: $\sigma_r=3$ MPa
Poisson Oranı	: $\mu=0.39$
Isı Genleşme Katsayısı	: $\alpha=0.00008$

Kubbe altındaki kasnak kısmına 14 adet oda açılmıştır (Şekil 3.16, Şekil 3.17). Odalar üçerli gruplar halinde açılmıştır. Her odacığa dört tane 32 mm.'lik ardçekmeli çubuklar konulmuştur. Çubukların üzerine 70 mm.'lik epoksi dökülmek suretiyle bir örtü tabakası uygulanmıştır. Her bir çubuğa 48 ila 57 kN 'a kadar değişen değerlerde kuvvetler uygulanmıştır. Açılan bu odacıklar yapının orijinalliğinin bozulmaması için tuğla kapaklarla kapatılmıştır.

Çubuklardaki deformasyonlar 15 günde bir 56 basınç hücresi yardımıyla ölçülmüştür. Yine bu ölçümlerle yapıdaki sünme etkisi, çatlaklar ve sıcaklık değişimleri incelenmiştir.



Şekil 3.16. Kasnak Kısımında Açılan Odalara Gergi Çubuk Yerleştirilmesi



Şekil 3.17. Odalardaki Gergi Çubuklarının Yerleştirilmiş Durumu

### 3.2.1.Kayaçların Laboratuvar Deneyleri

Kayalar üzerindeki laboratuvar deneylerinin genel amacı, kayaların karakteristikleri bağlı olarak basit deneyler yapmak suretiyle gerilme-deformasyon eğrilerini elde etmektir. Bu nedenle, ortamın temel mekanik özelliklerini tam olarak temsil edebilecek ama aynı zamanda da laboratuvar koşullarında deneylenecek numunelerin seçilmesi ilk koşuldur. Jeolojik olarak kayalardaki deformasyon değişimleri milyonlarca yıllık sürelerde olduklarından, deneylerde  $0.1-0.001(x10^{-3})$ /saniyelik birim deformasyon ya da 10-1000 psi/saniyelik yük oranları kullanılması uygun olacaktır. Bir diğer uç durum olarak, deprem etkisine maruz kalmış kayalarda saniyenin binde birinde oluşan deformasyonları tanımlamak için  $10^4 (x10^{-3})$ /saniyelik birim deformasyon oranları da kullanılabilir.

#### 3.2.1.1. Tek Eksenli Basınç:

Tek eksenli basınç deneyleri, kaya prizma ve silindirlerin boylarına paralel doğrultuda preslenmeleriyle yapılan en basit ve en eski deneylerdir (Ataman' 1982; Yüzer ve Vardar'1986). Genellikle 2.5 cm çapında 5 cm yüksekliğindeki silindirik numuneler iki düze basınç levhası arasına konularak gerçekleştirilen deneylerde, düzgün gerilme dağılışı varsayımı yapılarak, basınç mukavemeti,

$$\sigma_1 = \frac{4P}{\pi d^2} \quad (3.1)$$

bağıntısıyla bulunmaktadır (Şekil 3.18a).

Çizelge 3.1. Çeşitli kayaçların mukavamet özellikleri

Kaya Cinsi	Tek Eksenli Basınç Dayanımı (kpsi)	Elastisite Modülü $E_0$ ( $10^6$ psi)	Poisson Oranı, $\nu$
Granit, Westerly	33.2	8.1	0.11
Mermer, Tennessee	22.1	6.9	
Kuarzit, Chesfire	66.7	11.4	
Granit, Aplite	85.2	12.0	0.20
Kumtaşı, Gosford	5.36	1.4	
Kireçtaşı, Solenhofen	32.5	7.7	

Tek eksenli basınç altındaki kırılma, çeşitli etkenlerle sınırlıdır. Beton silindirlerde olduğu gibi, yükleme yüzeylerindeki şartlar yüzünden, kesme yarıkları ve konik yarıklar sık sık gözlemlenmektedir. Bazı kaya cinsleri için gerçekleştirilen tek eksenli basınç deneylerinin sonuçları Çizelge 3.1’de verilmiştir.

### 3.2.1.2. Tek Eksenli Çekme

Betonda olduğu gibi kayalarda da direkt olarak çekme dayanımının ölçümü son derece zordur. Bu nedenle, Brezilya silindiri yöntemi, kayalar üzerinde de kullanılmaktadır. Yatay olarak basınç levhaları arasına konulan silindirler kırılarak, tek eksenli çekme mukavemeti değeri;

$$\sigma_1 = \frac{2P}{\pi l d} \quad (3.2)$$

bağıntısıyla hesaplanmaktadır (Şekil 3.18b).

### 3.2.1.3. Kesme deneyleri

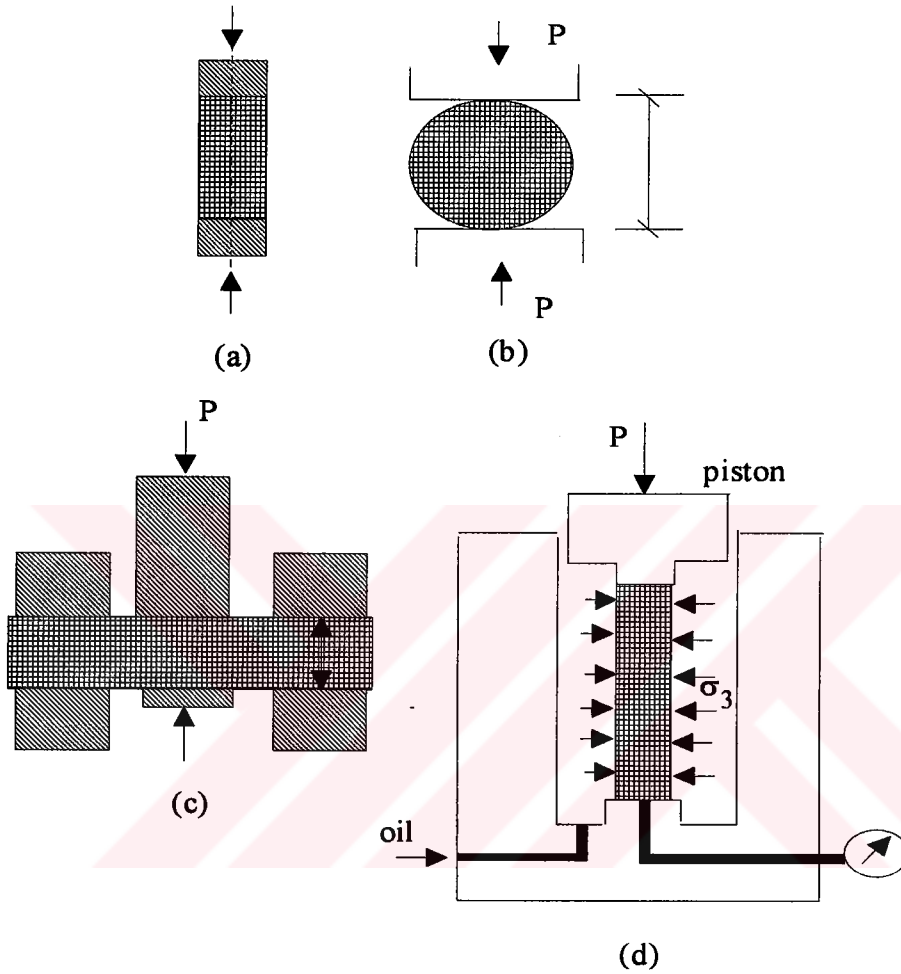
Bir tutacak içersine yerleştirilmiş numuneler üzerinde gerçekleştirilen deneylerdir. P kuvveti hareket edebilen bir tutacak aracılığıyla numuneye aktarılmaktadır. Numunenin diğer iki ucu ise sabitlenmiştir (Şekil 3.18c). Bu tür numunelerde kesme mukavemeti,

$$\tau = \frac{2P}{\pi r^2} \quad (3.3)$$

bağıntısıyla bulunabilir.

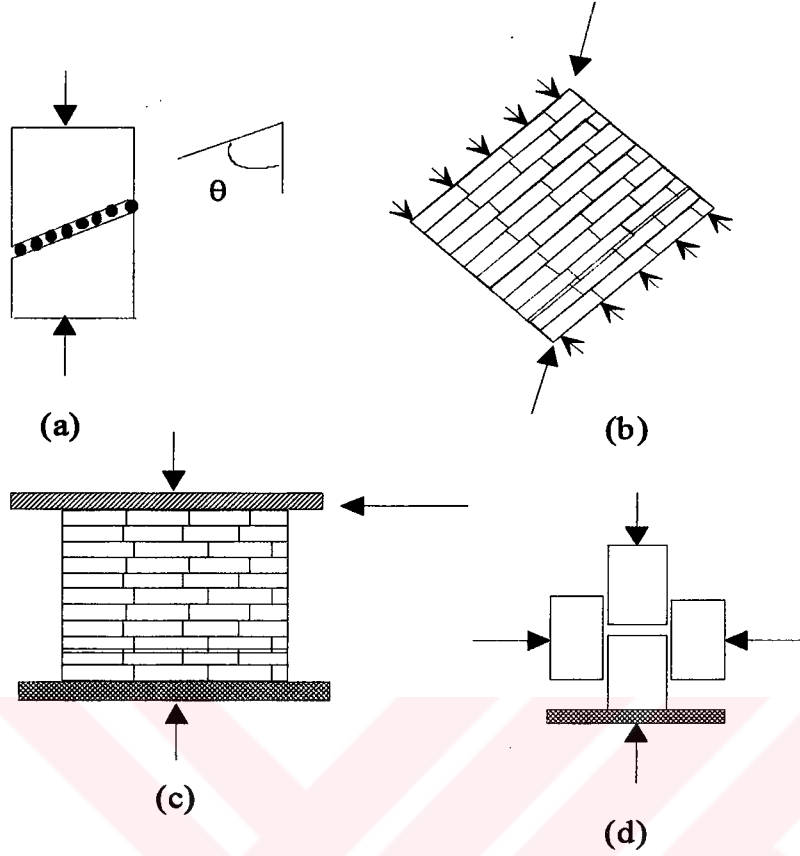
Kesme mukavemetinin ölçülmesi, özellikle pek çok yığma binalarda deprem, rüzgar ve diğer etkilerin neden olduğu yatay yüklere maruz kalması durumunda yapısal çözümlerinde kullanılacak parametrelerin bulunmasını sağlamaktadır. Yatay yüklemeler diyagonal çatlaklar ve mesnetlerde kesme kırılmalarına sebep olmaktadır. Pek çok yığma binada, kesme tipi göçmelerin gözlenmesi kesme mekanizmasının daha detaylı olarak araştırılmasını gerektirmektedir (Kariotis, ve diğerleri, 1985). Amerikan yönetmelikleri bu tür mekanizmalara karşı ilk önlemlerini 1985 yılından itibaren almaya başlamışlardır. Yığma

duvarların düzlemsel davranışlarını tanımlayacak etkin analitik modellerin geliştirilmesi, ancak kesme mekanizmalarının daha hassas olarak araştırılması ile mümkün olabilir. Özellikle deprem altında çevrimsel ve göçme durumuna yakın davranış hakkındaki malzeme parametrelerin araştırılması gerekmektedir.



Şekil 3.18. (a) Tek eksenli basınç deneyi, (b) Brezilya silindiri deneyi, (c) Kesme deneyi, (d) Üç eksenli basınç deneyi.

Şekil 3.19a'daki deney konfigürasyonu prizmatik numunelerde yatak mafsallıyla  $\theta$  açısı yapan yüklemeleri göstermektedir (Nuss, 1978, Hamid ve Drysdale, 1980). Atkinson, Amadei, Saeb, Sture'1989 tarafından önerilen bu tarzdaki bir yüklemeye, geri yükleme, göçmeye yakın davranış ve deformasyon ölçümleri yapılması olanaksızdır. Numune stabil olmayan bir şekilde maksimum dayanımına ulaşır ulaşmaz kırılır. Bu tarzdaki deneylerde harç tipi, su/çimento oranı, tuğla-harç birleşimi teknikleri gibi kesme mukavemetini belirleyen faktörler araştırılmaktadır.



Şekil 3.19. Yığma yapılar için önerilen çeşitli kesme deneyleri.

Çok sayıda araştırmacı ise (Yokel ve Fattal, 1975, Calvi ve diğerleri., 1985, Meli, 1973), diyagonal kesme ve kesme mukavemetlerini belirlemek için Şekil 3.19b'deki test düzeneğini kullanmayı tercih etmişlerdir. Malzemenin tepe noktası sonrası davranışı gerçekçi bir şekilde ölçülememektedir (Atkinson, Amadei, Saeb, Sture'1989).

Yığma duvarların analizi için ise Şekil 3.18c'deki mekanizma kullanılmaktadır. Bu mekanizma, düzlemi içindeki yüklemelere maruz bir perde duvarının davranışını araştırmak maksadıyla dizayn edilmiştir (Meli, 1973, Sinha ve Hendry, 1969, Dawe ve McBride, 1985). Kesme mukavemeti değerleri gerilmelerin kompleks dağılımından etkilenmektedir (Mayes ve Clough, 1975a, 1975b). Bu deney düzeneği büyük yapısal sistemlerin, mikro-modellerinin test edilmesinde kullanılmaktadır (Atkinson, Amadei, Saeb, Sture'1989).

Meli (1973), Şekil 3.18d'deki deney mekanizmasını çeşitli yatak mafsallarında oluşacak bağ ve sürtünme etkilerini araştırmak için kullanılmaktadır. Kesme mukavemeti değerlerinin

mafsal ön sıkıştırması ile doğrusal olarak değiştiği saptanmıştır. Harç ve çeşitli yapı birimleri için aderansın değiştiği bulunmuştur (Atkinson, Amadei, Saeb, Sture'1989).

Kayaç birleşimindeki dilatasyon davranışının (kesme altında genleşme veya daralma) kompleks yapısı da pek çok araştırmacının ilgilendiği bir konudur (Goodman, 1976, Saeb ve Amadei, 1988). Deplasman kontrollü deneylerde, uygulanan aksenal yüklerle beraber artan dilatasyon davranışı, özellikle dolgu panellerin çerçeve rijitliğine olan katkısı açısından incelenmektedir (Atkinson, Amadei, Saeb, Sture'1989).

Sonuç olarak, yığma yapılar için geliştirilecek analitik modellerin gereksinim duyduğu malzeme parametreleri aşağıdaki başlıklar altında toplanabilir:

- 1) Kesme rijitliği (başlangıçta ve değişen yüklemeler etkisinde)
- 2) Maksimum ve kalıcı mukavemet değerleri
- 3) Kesme rijitliği ve dilatasyon üzerindeki normal kuvvet ve rijitlik etkileri.
- 4) Çevrimsel kesme yüklemeleri
- 5) Dinamik etkenler.

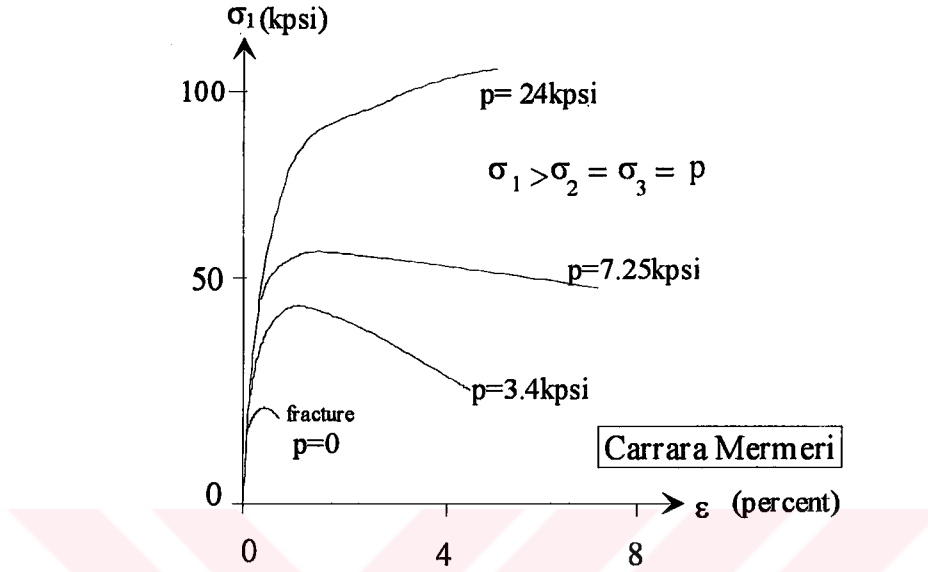
#### 3.2.1.4. Üç aksenli basınç deneyi

Üç aksenli deney düzeneğinde, bir piston vasıtasıyla aksenal basınç uygulanırken aynı anda numuneye, radyel bir basınç da uygulanmaktadır (Şekil 3.18d). Bu durumda numuneye iletilen yanal basınç gerilmeleri birbirine eşit olacaktır ( $\sigma_{22} = \sigma_{33}$ ). Üç aksenli basınç deneyi kayaçlar ile ilgili çok sayıda malzeme parametresinin ölçülmesini sağlar. Bu deneylerde kullanılan numunelerin boylarının çaplarına oranı 2:1 ya da 3:1 olarak seçilmektedir. Çap olarak ise 15 cm değeri genellikle tercih edilmektedir.

En klasik üç aksenli deneyler, von Karman (1911) tarafından Carrara mermeri için oda sıcaklığında yapılanlardır (Şekil 3.20). Çok küçük değerlerdeki yanal basınç altında mermer, tek düzlemlilik kesme mekanizması oluşturacak şekilde gevrek bir davranışı göstermiştir. Sünekliğin ve dayanımın uygulanan yanal basınçla arttığı gözlenmiştir. Sünekliğin nedeni



plastik davranıştan ziyade kayma mekanizmalarının ve sürtünmenin varlığı olarak saptanmıştır. Von Karman (1911), Griggs (1936), Handin ve Hager (1957), Paterson (1958), Heard (1960) ve diğer araştırmacılar gevrek davranıştan sünek davranışa geçişi tanımlamak için çalışmışlardır.



Şekil 3.20. Carrara mermeri için yapılan üç eksenli deneylerin sonuçları  
(von Karman, 1911)

Sonraki konularda geniş olarak ele alınacak olan ve 1970 yılında Chen tarafından geliştirilen çift zımbalama deneyi ve deneyle birlikte önerilen bağıntılarla, üç eksenli deney yapmadan beton için deney sonuçları çok yakınsak olarak elde edilebilmektedir. Bu sayede, tek eksenli basınç deneyi ile betonun çekme dayanımı ve diğer malzeme karakteristikleri tespit edilebilmektedir. Beton için geliştirilen çift zımbalama deneyi ve deneyle birlikte önerilen bağıntılar, 1971 yılında Fang ve Chen tarafından *kayaçlar üzerinde denenmiş ve geliştirilmiştir*.

Genel olarak kaya mekaniğinde de geliştirilen ve kayaçlar üzerinde uygulanan tek eksenli ve üç eksenli basınç deneyleri, kompozit sayabileceğimiz taş-harç veya tuğla-harçtan oluşan yığma yapılar için yetersiz olmaktadır. Şekil 3.19' da verilen deney düzenekleri ile bu tür deneyler yapılabilen ancak belirli yaklaşımlar kabul edilmektedir. Başka bir deyişle, tuğla ve harçtan oluşan duvar elemanının çekme, basınç ve kesme dayanımlarını deneysel olarak belirlemek oldukça güç olmaktadır. Özellikle çok çeşitli malzemelerle, farklı taş ve tuğlaların

aynı yapının değişik duvarlarında kullanıldığı tarihi yapılarda ardışık olarak bu deneyleri tekrarlamak oldukça güç ve zaman alıcıdır. *Bu konuyla ilgili olarak, tezin sonraki bölümlerinde yığma yapılarda kullanılan taş veya tuğlanın basınç dayanımı ve geliştirilen parametreler sayesinde kayacın çekme dayanımı ile diğer karakteristik değerleri belirlenecektir. Yine geliştirilen parametrelerle harçlı kayacın mukavemet değerleri belirlenecektir.*

### 3.3. Sarsma Tablası Deneyleri

Tarihi yapı ve anıtların deprem esnasındaki davranışlarının ve depreme karşı mukabelelerinin belirlenmesi amacıyla yapılan sismik sarsma tablası deneylerinde, yapının belirli ölçekte küçültülmüş modeli ile çalışılmaktadır. Burada dikkat edilmesi gereken önemli konulardan birisi yapı modelinin gerçeği yansıtması, bir diğeri de bu yarı dinamik testlerin süresinin depremle karşılaştırıldığında oldukça uzun olmasıdır. Bu nedenle orta boyutta bir sarsma tablası kullanılması uygun olmaktadır.

Prof. Benedetti ve ekibi zayıf kireç harcından yapılmış 1:2 ölçekli 2 katlı taş duvardan oluşan iki modelin dinamik davranışının karşılaştırmalı olarak analizini yapmıştır. Modellerin birinde, yapının döşeme seviyesinden yatay kuvvet uygulanması ile yarı dinamik yükleme yapılmıştır. Diğer modelde ise Bergamo' daki ISMES'te sismik sarsma tablaları üzerinde gerçek dinamik tepkiler test edilmiştir. Modellerin bozulmasına kadar devam eden testler sonunda modeller, yatay ve düşey kablolar ve enjeksiyon vasıtasıyla kuvvetlendirilmişlerdir (Gavrilovic'1997).

Tomazevic ve ekibi tarafından Slovenya Cumhuriyeti'nde bu sismik sarsma tablaları üzerinde birçok dinamik test uygulanmıştır. 1987' de 1:7 ölçekli 4 katlı yığma tuğla binalar modellenerek sarsma tablası ile deneyler yapılmıştır. 1990' da Tomazevic 1:5 ölçekli farklı yığma bina sistemli kuvvetlendirilmiş 4 model üzerinde dinamik testler uygulanmıştır. Benzer şekilde Makedonya'da, İtalya'da, Yunanistan'da ve diğer Avrupa ülkelerinde tarihi yada yığma yapılar üzerinde dinamik sarsma tablası testler uygulanmıştır.

İtalya'nın Emilia Romagna bölgesindeki Rimini'de bulunan çok katlı yığma yapılarından bir çoğunun sismik stabilitesinin belirlenmesi amacıyla birçok dinamik test programları çerçevesinde sarsma tablası deneyleri yapılmıştır. Bu testler IZIIS (The Institute of Earthquake Engineering and Engineering Seismology-Skopje, Macedonia) laboratuvarlarında 1:3 ölçekli karışık sistemlerden oluşan 4 katlı model sarsma tablası testleri yapılmıştır (Jurukovski 1993).

Tolles tarafından Stanford Üniversitesi laboratuvarında GSAP (Getty Sismik Kerpiç Programı) programı çerçevesinde uzun yıllar boyunca 1:5 ölçekli fırınlanmamış tuğlalardan inşa edilmiş 7 tane tek katlı model üzerindeki testler 1991-1994 tarihleri arasında gerçekleştirilmiştir (Gavrilovic'97).

1994 Northridge Depremi'nden sonra GCI (Getty Conservation Institute-California)-Getty Doğal Kaynakları Koruma Enstitüsü Los Angeles bölgesindeki bu tip binalarda meydana gelen hasarların tespiti ile ilgili önemli davranış değişkenlikleri hakkındaki araştırmaları bir program çerçevesinde geliştirmiştir. Bu programın genişletilmesinde IZIIS tarafından 2 modelin dinamik testleri yapılmıştır. Bu modellerden bir tanesi kontrol amaçlı model olup, diğeri 1:2 ölçekli kuvvetlendirilmiş test modelidir. Bu modellerden amaç yerçekimi kuvvetlerinin modeller üzerindeki etkisini hesaba katarak, küçük ölçekli (1:5) ve büyük ölçekli (1:2) modellerin davranışlarını karşılaştırmaktır. Ayrıca diğeri bir amaçta, modeller üzerinde kuvvetlendirme etkilerinin belirlenmesidir.

Bizans kiliselerinin kuvvetlendirme ve tamirâtı için geliştirilen orijinal metotların doğruluğunun araştırılması için analitik ve deneysel araştırmalar yapılmıştır. Bu çalışma, 1991-1994 tarihleri arasında Getty Conservation Institute sponsorluğunda, IZIIS-Skopje tarafından Makedonya' da 9. ve 14. Yüzyıllara ait Bizans döneminden kalan kiliselerin restorasyonu ve sismik olarak iyileştirilmesi ve kuvvetlendirilmesi adı altındaki uzun süreli araştırma projelerinin bir parçasıdır.

Benzer şekilde St. Nikita Kilisesi (Makedonya) modeli 1:2.75 ölçekli olarak inşa edilmiş IZIIS sismik sarsma tablası ile test edilmiştir. Kuvvetlendirilmiş durumla mevcut durum

incelenerek, model lineer ve non-lineer ve ağır hasarlı durumdaki davranışların araştırılması amacıyla seçilmiş şiddetlerdeki deprem hareketleri altında test edilmiştir.

Castellani ve Pezzoli'1998 İtalya'da The Commission of the European Community (CEC) sponsorluğunda Akdeniz Bölgesi kırsal bina modelleri üzerinde sarsma tablası deneyleri yapmışlardır. Politeknik Üniversitesi ISMES laboratuvarlarında 1:2 ölçeğinde tuğla ve taştan oluşan yığma yapılar modellenmiştir. Bu modeller sarsma tablası deneyine tabi tutularak çatlaklar oluşana kadar deneye devam edilmiştir. İlk deneyden sonra modeller onarım yapılmak suretiyle kuvvetlendirilmişlerdir. Bu kuvvetlendirme işlemi şu şekilde yapılmıştır:

1. Duvarların döşeme hizalarına çelik bağlantı çubukları konulmuştur.
2. Ana çatlaklar epoksi ile yapıştırılmıştır.
3. Yatay çubuklar yardımıyla döşemelerle duvarlar bağlanmıştır.
4. Döşeme üzerine hasır donatı ve beton örtü uygulanmıştır.

Onarım ve kuvvetlendirme işleminden sonra modeller yine sarsma tablası deneyine tabi turulmuşlardır.

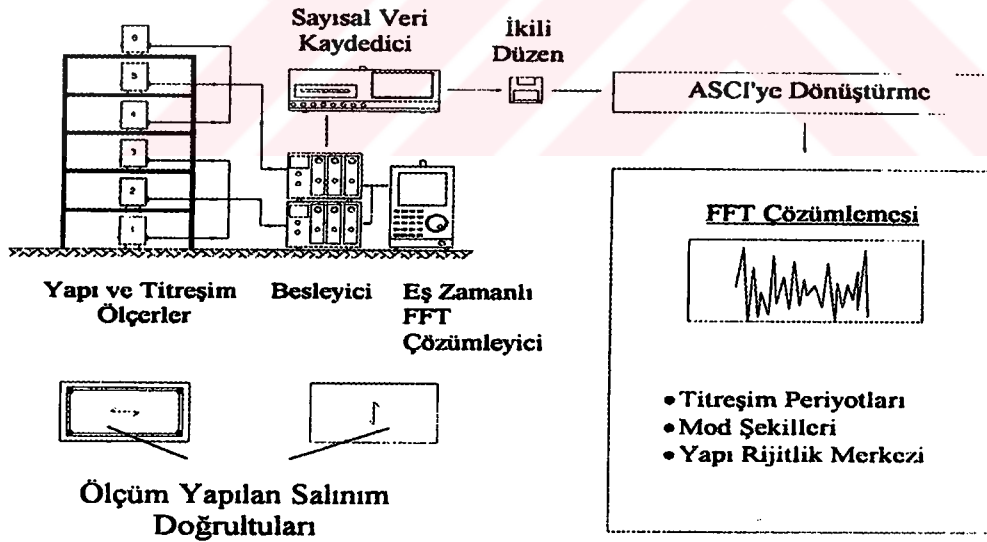
### **3.4. Serbest Titreşim Deneyleri**

Tarihi yapı ve anıtların bazı yapısal özellikleri, ömrü içerisinde meydana gelen zemin koşullarının değişmesi, deprem, rüzgar, nem ve yangın gibi doğal etkilerle, simetrik olmayan kalıcı şekilde değişimler, işlev değişikliklerinin yapısal etkileri, onarım ve takviye gibi değişiklikler nedeniyle ilk halinden uzaklaşmaktadır. Bunlara bağlı olarak da yapının depreme karşı davranışını belirleyen kütle ve rijitlik özellikleri başlangıçtakilerden uzaklaşabilir. Bu açıdan yapı sistemlerinin bütününe yönelik önemli elastik karakteristiklerden, serbest titreşim mod ve periyodları ile sönüm oranlarının yapının ömrü içinde, ölçümlerle saptanması önemli olmaktadır. Kurulacak teorik modellerin, deneysel sonuçlara ulaşılacak biçimdeki değişikliklerle, yapının mevcut özelliklerini yansıtır duruma

getirilmesi ve bu yolla yapının deprem durumunda davranışının saptanması, olası göçme yükleri ile göçme modları ve göçme güvenliklerine varılması mümkün görünmektedir.

### 3.4.1. Deney Düzeni ve Kayıtların Değerlendirilmesi

Yapıda çeşitli nedenlerden kaynaklanabilen yatay yada düşey yöndeki çok küçük titreşimler (microtremor) özel titreşim ölçerler (seismometer) yardımıyla, ivme, hız yada yerdeğiştirme türünden olmak üzere kaydedilebilmektedir. Kullanılan titreşim ölçerlerin genlik sınırları 0.005-3000 mikrondur. Daha güvenilir sonuç verdikleri periyod sınırları 0.01 sn. ve 5 sn. ile belirlenmektedir. Titreşim ölçerden gelen analog hız sinyalleri, gerilim düşürücüden (attenuater) geçirilirken istenirse yerdeğiştirme ve ivmeye dönüştürülebilmektedir. Bu analog sinyallerin sayısal büyüklüklere çevrilip saklanması yada ekrandan izlenmesi olanağı vardır. Disket aracılığı ile kişisel bilgisayara taşınan kayıtlar özel bir bilgisayar programıyla ikili sayı düzeninden onlu sayı düzenine aktarılıp ASCII modunda saklanır, gerilimden gerçek büyüklüğe çevrilir ve aşağıda özetlenen algoritma esas alınarak işlenir.



Titreşim ölçerlerden gelip her kanalda tutulmuş olan kayıtların dalga formu çizilir ve hepsi için en uygun olan bir çalışma aralığı belirlenir. Bu zaman aralığındaki veri sayısı, uygulanacak Hızlı Fourier Dönüşümü gereği ikinin kuvveti olmalıdır. Eğer göreceli değerlerle çalışılacaksa, ilgili titreşim ölçerlere karşı gelen kayıtların farkları alınır. Tüm kanallar için Hızlı Fourier Dönüşümü uygulanır.

Daha sonra birinci aşamada, kritik bir kayıt için Güç Spektrumuna geçilir ve bu spektrum bir pencere yardımıyla yumuşatılır. yumuşatılmış Güç Spektrumunun tepe noktasına karşı gelen periyod değeri, yapının en büyük serbest titreşim periyoduna karşılık gelmektedir. Tepe noktası ve yakın civarındaki noktalar dikkate alınarak geçirilen ikinci derece eğrisinin katsayıları arasındaki ilişkiden de sönüm oranına geçilebilmektedir. İkinci aşamanın ilk adımı, seçilen iki kritik kanala ait Fourier Spektrumlarının oranlanması, oranın tepe noktasının belirlenmesi ve bu noktayı esas alan bir pencerenin hesaplanmasıdır. İkinci adımda, hesaplanan pencere tüm kanallara uygulanıp oluşan dalgalar Ters Hızlı Fourier Dönüşümüne tabi tutulur. Bulunan dalgalarındaki tepe noktalarından hareketle aranan titreşim mod şekli belirlenir (Eröz,A. ve diğerleri'1998, Ersin U.D. ve diğerleri'1998). Aşağıdaki çizelgede bu şekilde tespit edilmiş tarihi yapıların mod değerleri verilmiştir:

**Çizelge 3.2. Çeşitli tarihi yapıların mod şekil ve frekans değerleri**

Yapı Adı	Mod sayısı	Mod şekli	Frekans (Hz)
Ayasofya	1. Titreşim Modu	doğu-batı doğrultusunda yatay öteleme modu	1.62
	2. Titreşim Modu	kuzey-güney doğrultusunda yatay öteleme modu	1.85
	3. Titreşim Modu	doğu-batı doğrultusunda yatay öteleme modu	2.05
	4. Titreşim Modu	burulma Modu	2.35
	5. Titreşim Modu	bağlantılı kuzey-güney yanal-burulmalı modu	3.05
Süleymaniye	1. Titreşim Modu	kuzey-güney doğrultusunda yatay öteleme modu	3.38
	2. Titreşim Modu	doğu-batı doğrultusunda yatay öteleme modu	3.44
	3. Titreşim Modu	burulma Modu	4.26
	4. Titreşim Modu	köşegen doğrultularda açılma-kapanma modu	4.71
	5. Titreşim Modu	doğu-batı ve kuzey-güney doğrultularda açılma-kapanma modu	5.85
K. Ayasofya	1. Titreşim Modu	kuzey-güney doğrultusunda yatay öteleme modu	4.47
	2. Titreşim Modu	doğu-batı doğrultusunda yatay öteleme modu	5.15
	3. Titreşim Modu	düşey eksen etrafında dönme	5.65
	4. Titreşim Modu	Ana kubbe eteklerinde içe-dışa doğru açılma ve kapanma	7.00

### 3.5. Yapının Statik ve Dinamik Yükler Altında Üç Boyutlu Modeli ve Analizi

Tarihi binaların her türlü dış yüke ve deprem etkilerine karşı emniyetinin belirlenmesi işlemi üç adımı içerir. Bunlar modelleme, analiz ve tahkiktir. Ancak daha önce yapının her türlü deformasyon ve çatlakları ile birlikte yapısal hasarın şimdiki durumuna ait rölevesinin çıkartılması, malzeme karakteristiklerinin ve birleşiminin belirlenmesi gerekmektedir. Yerel zemin koşulları ile beklenen deprem büyüklüğü ve şiddeti, yapı ve dizayna bağlı ferdi etkiler belirlenmelidir.

Yığma yapıların kompleks davranışının modellenmesi amacıyla geliştirilen birçok analitik metot bulunmasına karşın bu modeller, yapının bir kısmı için yada yapıyı tariflendirecek küçük bir modeli içindir. Bilgisayar teknolojisinin bu denli yaygın olmadığı dönemlerde bu tür yapıların analizleri belli kabullerle ve basitleştirici hesap yöntemleri ile yapıyordu. Çözümü karmaşık olan bu sistemlerde gerek yüklerde, gerekse statik modelde bilinmeyen sayısı minimuma indirgenmeye çalışılıyordu. Bilgisayarların gelişimi ile birlikte, daha karmaşık ve bilinmeyen sayısı çok olan sistemlere girilebilmekte, analitik çözümü zor olan sistemlerde düşük alınan yakınsaklık kriterleri ile yaklaşık nümerik yöntemlere başvurulmaktadır. Yığma türü yapı sistemlerinin yada yapısal sürekli ortamların analizinde analitik çözümler yerine tercihi sayısal yöntemlere bırakmıştır. Nümerik yöntemler içerisinde son yıllarda oldukça geliştirilen ve her türlü yapı analizinde kullanılan *sonlu elemanlar yöntemi*dir.

Yapının statik ve dinamik yükler altındaki davranışının belirlenmesi ve yapı elemanlarının gerilme tespitinde sıkça kullanılan metot sonlu elemanlar yöntemi. Zaman ve ekonomi yönünden tercih edilen bu yöntemde çeşitli yapı eleman modellerini birarada kullanmak (çubuk, levha, plak, kabuk, prizma) mümkün olmakta, yakınsama kriterleri ile yapının üç boyutlu analizini yapmak mümkün olmaktadır.

Kesme ve çekme tesirleri altında sınırlı bir taşıma gücü kapasitesine ve doğrusal olmayan karakteristik davranışa sahip olan elemanın sadece harç olduğunu varsayarak yığma ve harç ayrı ayrı düşünülebilir (Page'78). Bunun sonucu olarak bu modelin yığma binalarda uygulanması güç bir problem olarak ortaya çıkmaktadır. Bununla birlikte literatürde yığma ve harcın birbirinden ayrılmadan modellendiği özel yapısal elemanlara sık

sık rastlanmaktadır (Mark ve diğeri'93). Bununla birlikte Mendola, Karaesmen, Verras gibi araştırmacılar da bazı yapı elemanlarının harç ve taş duvar ayrımı yapmadan geometrik olarak yığma duvarların sonlu elemanlar metodu ile modellemesini yapmışlardır. Yapılan malzeme deneyleri ve üç boyutlu analizler göstermiştir ki, bu tür yapıların davranışı da beton davranışı gibidir. Bu kısım ilerki konularda yapılan hesaplar ve analizlerle daha ayrıntılı olarak incelenecektir.

Deprem etkisi altındaki tarihi yapıların düşey yükler altındaki etkisi statik analiz yoluyla, deprem davranışları da dinamik analiz yoluyla ve üç boyutlu olarak daha gerçekçi incelenmelidir. Dinamik analiz sırasında, malzemenin lineer olmayan davranışı ve analiz edilen yapının dinamik karakteristikleri de dikkate alınmalıdır. Dinamik analiz esnasında yer hareketlerinin zaman içindeki etkilerin, analiz edilen yapı sistemine matematiksel modellerdeki tepkisini belirlemek üzere nümerik modeller uygulanır. Özellikle önem verilmesi gereken kısım yapının matematiksel modelidir. Ve analiz edilen yapının titreşim ve mekanik karakteristikleri matematiksel model için oldukça önemlidir. Taş duvarların mekanik karakteristik değerleri deneysel olarak belirlenmeli ve bunlar giriş parametreleri olarak kullanılmalıdır.

Yapı elemanları ve sistemlerinin matematiksel olarak modellenmesinde, kat kütlelerinin sistem üzerinde toplanmış kütle olarak ve kat mekanizması metodu yöntemi veya her elemanın ayrı ayrı (taş,tuğla ve harcın ayrı ayrı ele alınması) yayılı kütle olarak ele alınması gibi yöntemler kullanılabilir. Clough, Mayes, Gülkan'79, Arya'80, Benedetti&Castoldi'82, Tomazevic'87 gibi araştırmacılar yapı içerisindeki bir katın modellenmesi, Page'78, Tassios'86, Mengi'89 gibi araştırmacılar ise özelliğı olan herhangi bir elemanın uygulanan histerik (çevrimsel) bir model yardımıyla küçük bir elemanın modellenmesi ile araştırmalar yapmışlardır.

Yukarıda da anlatıldığı gibi birçok araştırmacı farklı yükün etkisinde bulunan taş duvar yapıların analizi ile ilgili analitik metodu derinlemesine incelemişlerdir. Ancak bunlarla ilgili uygulamalar sınırlıdır ve yığma duvar analizi, beton eleman analizinde kullanılan akma şartı eğrileri ile yapılmaktadır. Bu analitik metotların sınıflandırılması, genel olarak malzeme davranışı olan bünyesel karakteristikler, yapısal elemanların doğrusal ve doğrusal olmayan



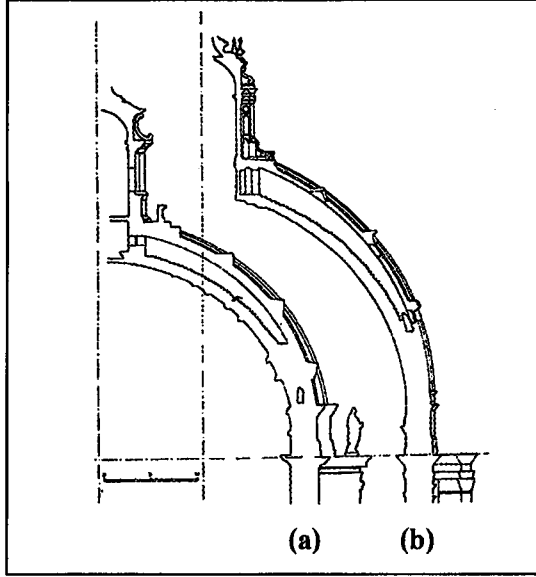
davranışları, yapının elastik ve plastik tepkilerine dayanan sınıflandırma, bir diğeri de dış etkilere bağı sınıflandırılmalarıdır. Dr. Noland' ın yazmış olduğu “Dünyada seçilmiş, bazı bölgelerde taş duvarlar için araştırma, proje ve konstrüksiyon” adlı raporunda kendi şahsi tecrübelerini, literatür çalışmalarını, Yugoslavya, Avustralya, Kanada, Çin, Danimarka, İrlanda, Japonya, Meksika, Macaristan, Norveç, Peru, USA, Almanya gibi ülkelerdeki belirli araştırmacılar tarafından gönderilen anket çalışmalarına dayalı son döneme ait dizayn ve araştırma çalışmaları ile uygulama projelerini raporda vermektedir. Bu araştırmacı yaptığı çalışmanın neticesinde taş duvar yapılarının kuvvetlendirilmesi ve tamiratında olduğu kadar aynı zamanda bunların projelendirilmesinde yukarıda anlatıldığı biçimde farklı metotların kullanıldığını tespit etmiştir. Ayrıca son zamanlarda ülkelerin pek çoğunda bu tür çalışmaların yoğunlaştığı ve uygun düzenlemelere gidildiğini belirtmektedir (Gavrilovic'1997).

Gülkan'93 'e göre de, yapısal sistemlerin idealize edilebilmesi için bütün belirsizliklerin giderilmesi, yapısal elemanların lineer ve non-lineer davranışının dikkate alınması gerekmektedir.

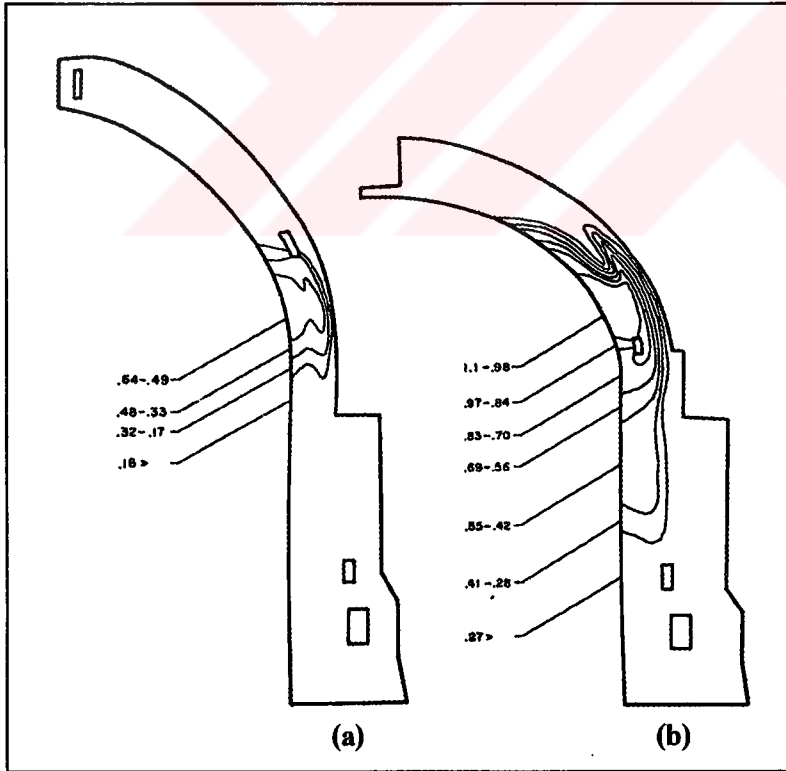
Modellemede yapının tamamının yada bir kısmının alınması arasında önemli farklar olmasıyla birlikte, malzeme davranışının ele alınış biçimi de önemli farklar göstermektedir. Aşağıda malzeme karakteristiklerinin yapılmış örnek çalışmalarda nasıl ele alındığına dair açıklamalar yer almaktadır:

Blasi ve Fiore'88 İtalya'daki Roma Tapınağı'nı sonlu elemanlarla modellemişler ve malzemeyi lineer olarak ele almışlardır.

İtalya-Vatikan' da bulunan St.Peter kilisesinin kubbesi de sonlu elemanlar yöntemiyle modellenmiştir (Robison'88). Michelangelo tarafından yapılan kubbenin ilk hali incelendiğinde çember kuvvetlerinin daha az hesaba alındığı ve 1740'ta Della Porta tarafından çatlak ve çekme gerilmelerinin olduğu yerlerde onarım ve kuvvetlendirme işlemi yapılmıştır. Robison kubbeyi her iki durumda da modelleyerek Michelangelo ve Della Porta 'nın dizaynlarını karşılaştırmıştır. Şekil 3.21'de her iki model, Şekil 3.22' de ise bu modellerin sonlu elemanlarla çözümü sonucunda ortaya çıkan gerilmeler yer almaktadır.

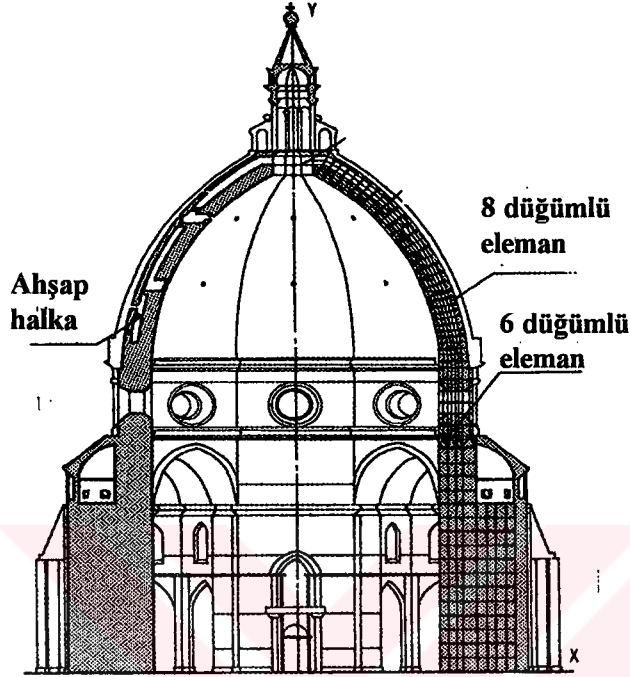


Şekil 3.21. (a) Michelangelo'nun kubbe profil dizaynı  
(b) Della Porta dizaynı



Şekil 3.22 (a) Della Porta dizaynına ait çember gerilme değerleri ( $\times 10^2$  kN/m<sup>2</sup>)  
(b) Michelangelo dizaynına ait çember gerilme değerleri

Kato, Hidaka ve Aoki'86 ve '88 de Santa Maria del Fiore'nin sonlu elemanlar yöntemiyle analizini yapmışlardır (Şekil 3.23). Dört model üzerinde yapılan çalışmada (Şekil 3.24), harç elasto-plastik birleşim elemanı, tuğla elastik eleman olarak alınmıştır.



Şekil 3.23. Santa Maria del Fiore'nin kesiti(sol) ve sonlu elemanlar modeli(sağ)

Model	A	B	C	D
Kubbe				
Alt Yapı				

Şekil 3.24. Dört Analitik Model

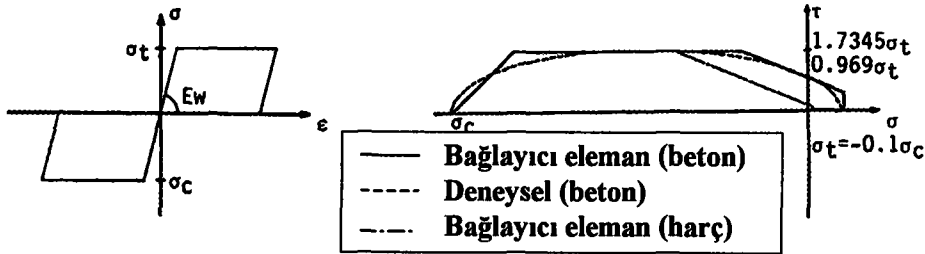
Şekil 3.24 'de verildiği gibi her modelde eleman sayısı değişik olarak ele alınmıştır. Ayrıca modelde, kubbede bulunan ahşap halkanın yapısal rolü irdelenerek yapısal fonksiyonu hakkında bilgi edinilmiştir. Çizelge 3.3' de modellemede kullanılan elemanların karakteristik değerleri verilmektedir. Buradaki değerlerle K.Ayasofya' daki değerler benzerlik göstermektedir.

Çizelge 3.3. Kubbe ve yapının alt kısmında kullanılan malzeme karakteristikleri

	Elastisite Modülü kN/mm <sup>2</sup>	Poisson Oranı	Hacim Ağırlığı kN/m <sup>3</sup>		Gerilme N/mm <sup>2</sup>	
			Kubbe	Alt kısım	Basınç	Çekme
Tuğla	1.0*10 <sup>4</sup>	1/6	17	20	20	20
Harç	1.0*10 <sup>4</sup>	1/6	-	-	20	0.2-0.5
Ahşap Halka	1.0*10 <sup>4</sup>	-	-	-	30	30

Yapılan modelleme ve analiz sonucunda ahşap halkanın yapıya herhangi bir etkisinin olmadığı görülmüştür. İleriki konularda sanat tarihçilerinin bu konuda ki araştırmalarına da yer verilmiştir. Tarihi anıtlarda çalışan ustaların özellikle ahşaptan kaçındıkları, ahşabı taşıyıcı eleman olarak değilde, inşaat aşamasında duvarların ayakta kalmasına yardımcı eleman olarak kullandıkları ortaya çıkartılmıştır. Bu çalışma da, öne sürülen tezin doğruluğu kanıtlanmıştır.

Bununla birlikte yığma olarak inşa edilen tarihi yapı ve anıtlarda, tuğla,taş ve harç elemanının davranışı beton elemanın davranışı ile benzerlikler gösterdiği kabul edilerek beton için ele alınan gerilme-deformasyon eğrisi ile beton akma şartı, bu tür yapılarda da kullanılabilir. Bu çalışma da yazarlar, Şekil 3.25a 'da verilen gerilme-deformasyon eğrisi ile, Şekil 3.25b'de verilen akma şartını dikkate alarak analiz yapmışlardır. Tezin sonraki bölümlerinde deneysel çalışmalar analitik olarak modellenerek bu tezin doğruluğu araştırılacaktır.



Şekil 3.25a. Çember kirişinin gerilme-deformasyon eğrisi

Şekil 3.25b. Santa Maria del Fiore'nin analizlerinde kullanılan akma şartı

### 3.6. Tarihi Yapıları ve Anıtları Güçlendirme ve Onarma Yöntemleri

Aslında sahipli ve zaman zaman bakılıyor gibi gözükmeyle birlikte bazı bölümleri (hatta tümü) yapısal davranış bozukluğu içine girmiş yapılarda güçlendirici desteklemelere ihtiyaç bulunmaktadır. Nispeten yakın dönemlerde yapıların büyük çoğunluğundaki egemen strüktür türü, önceki konularda da anlatıldığı gibi, harçlı taş ve tuğla yapı elemanlarından oluşmuştur. Eğrisel yüzeyli (kubbe, tonoz vb.) elemanlar çoğunlukla tuğla, düşey taşıyıcı elemanlar (duvarlar ve kolonlar) ise daha çok taş kullanılarak yapıya gelmiştir. Bu yapılar, sezgisel ve amprik yaklaşımlarla boyutlandırıldığından, genelde bugünkü mühendislik bilgisine göre gerekebilecekten daha iri kesitli, daha masif elemanlara sahiptir. Genel dayanım yönünden deformasyonların ve kaçınılmaz çatlakların küçük kalıp, yapının davranışını bozmayacak oluşuyla bu bir avantajdır. Ancak, zamanla yorulan malzemeye gelecek zorlamalar kontrol dışı iri ve sık çatlamalara yol açarsa, kitlesel karkasın bünyesindeki statik ve dinamik dağılım mekanizması aniden karmaşıklaşabilir. Çatlaklar civarındaki bir iki taş-tuğla parçasını değiştirmek, ve o yöreyi çimento şerbeti akıtarak takviye etmek gibi klasik bakım ve onarım yetersiz kalabilir. Yeniden etki dağılımı masif elemanların gözükmeyen iç bünyelerindeki basınç ortamlarında ciddi değişikliğe ve giderek bazı yapı elemanlarında dağılmalara yol açabilir.

Bu durumlarda “güçlendirme” işlemini de kapsayan onarıma ve destekleme operasyonlarına gereksinme doğmaktadır. Güçlendirilmeli desteklemede teknik ayrıntıya girmeksizin kavramsal ve ilkesel düzeyde kesin farklı iki görüşün taraftarları arasında sürekli bir tartışmaya tanıklık edilmektedir. Daha çok Batı Avrupa ülkelerinde taraftar toplayan bir anlayışa göre, desteklemede olanak ölçüsünde yapının orijinal malzemelerine benzeyen malzeme kullanılmalı, çimento şerbetlemesi ya da betonarme veya öngerilmeli beton elemanlarla bir takviye söz konusuysa, bunlar yapının orijinal boyutları içinde, göze görülmeksizin, hamur edilmelidir. Daha çok Atlantik’ in öte yakasında taraftar bulan bir görüşe göre de, destekleyici yeni eleman parçaları, orijinal görünüş estetiğini bozup bozmamaları düşünülmemelidir, açıkça görülür biçimde sergilenmelidir. Çok sonraları gözlem yapan uzmanların, bu sayede desteklemenin yapıldığı çağlardaki malzeme ve

teknolojiyi de anlayabileceği ve bunun önemli bir avantaj olacağı varsayılmaktadır (Karaesmen'93).

Onarımı ve/veya güçlendirilmesi yapılacak tarihi yapının müdahale şeklinin tam olarak belirlenmesi için, mevcut tarihi yapının detaylı bir analizi, yığma malzemenin fiziksel ve mekanik özellikleri, yapının dinamik özellikleri ile beklenen olası yer hareketlerinin bilinmesi gereklidir.

Yapının mevcut haliyle analizi sonucu, yapının yeterli dayanım ve deformasyon kapasitesine sahip olduğunu gösterirse, yapılacak onarım işleminin yeterli olacağı söylenebilir. Prensip olarak onarım, hasar görmüş tekil parçaların veya blokların aynı malzemeler kullanılarak yeniden inşası, yığma binalardaki lokal hasarların ve oluşan çatlakların pozisyonuna, şekline ve boyutuna bağlı olarak farklı enjeksiyon tekniklerinin uygulanması, bölgesel betonarme bağlantılar, ahşap elemanların onarımı gibi işlemler onarımın başlıca konularıdır. Hasar tipinin ve tamiratın yapılacağı yerin yada bölgenin belirlenmesi konusuna bağlı olarak lokal kuvvetlendirmeden bahsedilebilir. Buradaki onarım ve tadilat, deprem etkilerinden kaynaklanmayan diğer etkilerle oluşan hasarların onarımını da içerir.

Eğer bütün bu analizler yapısal elemanların dayanım ve deformasyon kapasitelerinin yeterli olmadığını gösterirse, mevcut yapının dayanım ve düktilitesinin artırılması için güçlendirme yapılmalıdır. Bazı özel durumlarda, güçlendirmenin ölçüsü olarak birtakım etkenlerin belirlenmesi gerekmektedir. Bununla birlikte güçlendirme çözümünü seçtikten sonra, bütün detayları ve yapılacak işlerin performansının kontrolünü içeren bir planın yapılması da gerekmektedir.

Tarihi yapı ve anıtların lokal ve/veya global olarak kuvvetlendirilmesinde birçok metot ve teknik kullanılır. Aşağıda bu teknikler kısaca verilmektedir:

Yığma yapılardaki ana problem kat seviyelerindeki yapısal bütünlüğün (rijit diyafra) sağlanmasıdır. Yapılacak takviye yada onarımlarla, elemanların deprem etkisi altında

bireysel davranışlarının önlenmesi ve deprem kuvvetleri sonucunda meydana gelen kesit tesirlerinin elemanlara uygun dağılımının sağlanmasıdır. Binadaki yapısal elemanların bütünlüğünü oluşturmak ve mevcut yapının plastik mafsal davranışını sağlamak için en çok kullanılan işlem, mevcut yığma yapının içinde yatay çelik bağlantıların kullanılmasıdır. Bununla birlikte düşük olan çekme gerilmesi dayanımı da artırılmış olmaktadır. Bu çelik bağlantılar özellikle kubbelerin duvarla birleştiği, çekme gerilmelerinin yoğun olduğu bölgeye uygulanmaktadır. Bir diğer uygun takviye şekli de, yapının mümkün olan yerine betonarme döşeme yada mevcut bulunan döşemenin donatılarla takviyesidir.

Yatay deprem yüklerini taşıyan yapısal elemanlar olan kolon ve duvarların taşıma güçlerini geliştirmek için de çeşitli teknikler kullanılır. Bunlardan birincisi tarihi yapıda kullanılan taşın enjeksiyonu, ikincisi mantolama, üçüncüsü de ilave betonarme kolonların ve hatta yeni betonarme duvarların yapılmasıdır.

Maksimum çekme, kesme (duvarlarda) ve basınç (kolonlarda) gerilmelerinin aşılmasından dolayı çatlakların oluşmasıyla duvar ve kolonlarda hasarlar oluşmaktadır. Enjeksiyon tekniği, çatlakların şekline, boyutuna (max. 10 mm.) ve mevkiine bağlı olarak hazırlanan karışımın püskürtülmesidir. Bundan daha fazla hasar görmüş duvarlarda, hasar görmüş kısımlar olduğu gibi yenilenmeli, gözle görülür bir deformasyon yada hasarın daha fazla olması durumlarında yeni bir duvar inşa edilmelidir. Duvarların taşıma gücü ve deformasyon kapasitelerinin artırılması için her iki duvar yüzeyinin de mantolanması (örneğin, betonarme kuşaklarla ve kemerlerle) gerekmektedir. Mantolama esnasında güçlendirme duvarları:

- a) Betonla örtülmesi,
- b) Donatı ağı kullanılması,

şeklinde (tek yada iki duvar yüzeyine) yapılır. Bu metot enjeksiyonla taşıma kapasitesinin arttırılmadığı durumlarda kullanılır. Tarihi yapılarda özel öneme sahip olmayan duvarlar veya kullanımının azaldığı iç duvarların olması durumunda bu tür duvarların betonlanması veya örtülmesinin sakıncası olmamakta, geri kazanılamaz bir biçimde takviyesi düşünülebilmektedir. Düşey betonarme kuşaklar ve döşemeler gibi ilave kargir olmayan

elemanlar da daha önceden planlanan veya mevcut kısımlarda sünekliğin artırılması amacıyla kullanılabilir. Önceden delinmiş ve betonla doldurulmuş duvarlarla, döşeme ve temellerde de donatı yerleştirilmesi biçiminde takviye yapılabilir.

Tüm yapının veya yapı elemanlarının güçlendirilmesi, kendi taşıma güçlerini arttırdığından zemin ve temelin kontrol edilmesi gerekir. Zemin ve temelin güçlendirilmesi yöntemleri;

1. Temel boyutlarını arttırmak ve bunların düşey elemanlarla bağlantılarını sağlamak,
2. Betonarme kirişlerle yapının temel sistemini değiştirmektir.

Bu güçlendirme yöntemleri ile de zemindeki konsolidasyon ve zemin karakteristiği artırılmış olur. Tarihi anıtların onarımı, sismik açıdan güçlendirilmesi zor ve iddialıdır ve pek çok araştırmacının uğraştığı bir alandır. Zor ve iddialı olması, yapının karakteristiği, kullanılan malzemelerdeki çeşitlilik ve hasar seviyesindeki farklılıklar her bir tarihi anıtın, her bir durumu için ayrı ayrı ele alınmasını ve detaylı bir şekilde incelenmesini gerektirir.

### **3.6.1. Onarım ve Güçlendirmede Malzeme Seçimi**

Malzeme ve teknik seçiminde onarım ve güçlendirme teknikleri iki ana kategoride incelenebilir. Bunlar geri kazanılabilir (kurtarılabilir) veya geri kazanılamaz yöntemlerdir . Az hasarlı veya onarılmış kısımları yapı estetiğini bozmayacak olan yapılar kurtarılabilir, hasarı fazla olan ve yeni yapı elemanları kullanmak zorunda olduğumuz yapılar ise kurtarılamaz yapılardır. Her iki durumda da yapının dayanıklılığı ve kullanılan malzemenin yapıya uyumu önemlidir. Bunun için en iyi yöntem geleneksel yapı malzemesi kullanmaktır. Uygun doğal malzemelerden üretilmiş olan kaya, tuğla, kireç ve çimento geleneksel yapı malzemelerine uyum göstermektedir.

Uygun doğal malzeme kullanmanın yanı sıra, yapıya enjekte edilecek veya bağlayıcı olarak kullanılacak harcın karışımının da bilinmesi gerekmektedir. Bu oran yapıdan yapıya değişmekte, dolayısıyla her anıt için bu oran ve karışım tespit edilmelidir.



## 4. TARİHİ OSMANLI-BİZANS YAPI VE ANITLARI

### 4.1. Bizans ve Osmanlı Mimarisinde Kullanılan Taş ve Tuğla Tekniği

Tuğla, yüzyıllardır bilinen ve Mezopotamya ile yakın yöresindeki kentlerde kullanılmış mimari bir elemandır. Tuğlayı, özellikle pişmiş tuğlayı mimaride yaygın şekilde kullanmayı sevenler ise, Romalılar olmuştur. Bizanslılar, tuğlayı ve harcı onlardan almışlardır. Bizans duvarının esası kaplama duvardır. Buna dolgulu inşaat da denilmektedir. Dış yüzler muntazam taştan, tuğla ve harçtan meydana gelmektedir. Tuğla hatılarda duvarın bütün kalınlığı boyunca devam etmektedir. Aralar, dış yüzlerde kesme taş, iç kısımlarda ise moloz taşla doldurulmuştur. Bu tuğla hatıllı inşaat Roma devrinde de kullanılmakta ve bütün Bizans devri boyunca da devam etmiştir. Hatta bu tarz Osmanlı mimarisinde de yer almaktadır. Taş ise, duvar dokusunda tuğla sıralarının alternatif olarak dizilmelerinde sayı bakımından benzerlik ve farklılık doğuran, esas amacı ise taşıyıcı olan mimari bir elemandır.

Tuğla ve/veya taş ile harçtan oluşan tarihi anıt ve yapılarda duvarlar inşa tarzlarına ve kullanılan malzemenin cinsine göre kuru duvar (harçsız yapılan duvar), harçlı duvar, taş duvar, kesme taş duvar, moloz taş duvar, tuğla duvar şeklinde inşa edilmişlerdir. Yukarıda verilen duvar teknikleri gerek malzemelerin teminine, gerekse oluşumuna göre dönem dönem değişiklikler göstermektedir. Dolayısıyla bir yapının analizinden önce, yapının hangi dönemlerde yapıldığı ve ne çeşit onarımlar geçirdiği oldukça önemlidir. Pek çok araştırmacı tarihi yapılarda hangi dönemlerde ne tür malzemeler kullanıldığını araştırmışlardır. Bu araştırmalara mühendislik bakış açısı altından bakarak duvar elemanının yapım şekli, bu duvarın karakteristik değerleri ve dayanımı belirlenmelidir. Tarihi yapılarda kullanılan taş, tuğla ve harcın üzerinde yapılan araştırmalarla aşağıdaki sonuçlar elde edilmiştir:

**Taş:** İnşaat yerine yakın ve yeterli miktarda elde edilebilmesi amacıyla taş ocağından çıkartılmıştır. Havanın ve iklim değişikliklerinin etkilerine karşı dayanıklılığı, taşın kalitesi (içindeki kristal miktarı), içinde bulunan alçı, büyük kum taşı, kil sıralanışı, taşın işlemeye elverişli olup olmadığı araştırılır ve taş ocağı açılarak, gerekli büyüklüklerdeki taşlar çıkartılırdı. Örneğin Marmara Bölgesi içinde yapılan tarihi yapılarda sıkça kireçtaşına rastlanmaktadır. Kireçtaşı yönünden zengin olan Marmara Bölgesi'nde oldukça fazla kireçtaşı ocakları açılmıştır.

Taş duvarları malzemeye bağlı olarak sınıflandırdığımızda, tek başına kullanılan taşlar ve başka malzemelerle kullanılan taşlar olarak niteleyebiliriz. İşlenmelerine göre sınıflandırmada, işlenmemiş taş duvar (kuru taş duvar, sel taşından duvar, mozaik taş duvar, moloz taş duvar), yonu taş duvar (saba yonu taş duvar, ince yonu taş duvar), karma taş duvar olarak ayırabiliriz. Bunlara örnek olarak en iyi Şehzade Camii'ni ve Küçük Ayasofya Camii' lerini gösterebiliriz. Şehzade Camii duvarları kullanılan kireçtaşının kenetlenmesiyle yani kuru taş duvar tarzında, Küçük Ayasofya Camii ise harçla yani başka malzemelerle kullanılan duvar sınıfına sokmak mümkündür.

**Tuğla:** Kil ve killi kerpiçten oluşan tuğlanın ham maddesi vadi ve dağ yamaçlarında bazen biraz derin, fakat çoğu kez humus tabakasının altında bulunmaktadır. Bu maddelere su verilerek suretiyle yumuşatılmakta ve yeterli kıvama gelince kalıplara konularak tuğla haline getirilmektedir. Karışıma gerekirse kum da karıştırılmaktadır. 4. Yüzyıldan itibaren Bizanslılar tarafından özellikle İstanbul' da damgalı tuğlalar üretilmeye başlanmıştır. Bu tür tuğlalarda azizlere ait hikayeler, kaideler ve isimler yer almaktadır.

**Harç:** Genel olarak harç; kireç, kum, alçı, horasan, çamur ve saman gibi malzemelerden meydana gelmektedir. Burada sözü edilen ve tarihi yapılarda sıkça karşılaştığımız Horasan harcı, pişmiş tuğla ve kiremit parçalarının bir tokmakla döğülerek ince toz haline getirilmesi, elekten geçirilen bu tozun kireç ve su ile karıştırılmasıyla elde edilmiştir. Bizans döneminde elde edilen Bizans harcı ise, kireç ve kumun karışımından elde edilen harçtır. İki birim toz halindeki kirecin bir birim dere kumuyla suyun karışımından elde edilir. Osmanlı döneminde kullanılan harç ise Horasan harcıdır. Horasan harcının genel olarak farkı, keramik kırığı

tozunun iyice döğülerek bir birim ölçeğine karşın, iki birim ölçekli kireç ve gerekli miktardaki suyun karışımıyla elde edilir.

Kuppas(1891), alışılmış harcın dışında Bizanslıların üç çeşit daha harç kullandıklarını söylemiştir. İlk olarak kireçten ve kumdan yapılan harcı, ikinci olarak kireç, kum ve tuğla unundan yapılan harcı, üçüncü olarak da Keramoton'u saymaktadır. Üçüncü olan Keramoton'u hazırlamak için 19 ölçek iri taneli kum, 38 ölçek yanmış ve döğülmüş çömlekçi kili, 38 ölçek söndürülmemiş kireç, 5 ölçek sığır kılı veya keten karışımı üzerine su ilavesiyle karıştırılır. Bir kaç gün sonra aralıklarla su ilave edilerek karıştırılırdı.

Hatılın yanısıra, temel ve bina duvarları ile özellikle Roma ve Bizans mimarilerinde tahta hatıl kullanılmıştır. Santa Maria del Fiore kilisesinde yapılan araştırmalarda da verildiği gibi, bu hatılların yük taşıyıp taşımadıkları incelenmiş ve herhangi bir fonksiyonlarının olmadıkları görülmüştür. Hakikaten Roma ve Bizans dönemlerinde yapı ustaları ağaç kullanımını en düşük seviyede tutmaya gayret göstermişlerdir. Ancak inşaat sırasında iki yan duvarı birbirine tutturmak için duvarların iç taraflarına hatıl delikleri açılmakta, buralara uzun tahta kalaslar konularak yapının çökmemesi sağlanırdı. Yani ahşap hatıl kullanılmasından amaçlanan yapısal mukavemetin artırılması değil, daha çok imalat nedeniyle olmuştur.

Delvoye (1967)' nin duvar konusunda yaptığı araştırmalarında duvarların inşaat malzemelerinin bölgelere göre değiştiğini belirtmektedir. Ancak yöreye bağlı olarak gelişen duvar tipi birbirinden oldukça etkilenmiş, hatta taklit etmişlerdir. Örneğin İstanbul'daki tarihi yapılarında duvarları, yontma kireçtaşı ile birlikte yer yer yassı tuğlaların harçlarla birleştirilmesi suretiyle inşaa edilmiştir. İstanbul'daki bu tarzın burada doğduğu ve bütün küçük Asya'da yaygınlaştığı, hatta 3.yüzyılda Ege çevresinde önem kazandığı söylenebilir. Bu tarzdan etkilenme Yunanistan'da az sayıda tuğla, geniş kireçtaşı şeklinde, Suriye'de ise taşın bol olmasından dolayı tamamen kireçtaşından (itina ile yontularak) yapılması şeklinde görülmektedir.

Delvoye (1976)'nin bu konudaki diğerk bir araştırmasında ise, Anadolu, Roma İmparatorluk çağđ döneminde, duvarların, taşlarının dizilişi ile ilgili yenilikler meydana getirmiştir ki, bu daha sonraki yüzyıllarda İstanbul'da ve Selanik'te çalışan ve kuvvetli yöresel iç geleneklerden esinlenen duvar ustaları tarafından benimsenmiş ve kullanılmıştır. Bunların örnekleri, yeni başşehirin eserlerini taklit etmek için istekli olan Yunanistan'daki duvar ustaları tarafından izlenmiştir. Bu dışarıdan, bir kenarı görülen taş veya duvar gibi olmayıp, taşların düzenidir ki, burada tuğlalar duvarın bütün genişliğince kullanılmıştır. Bu tarz Jüstinien devrinin başlarında oldukça sık görölmektedir. Buna en iyi örneği Küçük Ayasofya (St. Sergius and Bacchus Kilisesi) Camii'ni gösterebiliriz.

#### 4.2. Duvar Tekniklerinin Yüzyıllara Göre Sıralanışı

Bir tarihi anıtın yağa yapının güçlendirilmesi, onarılması veya yapısal analizi için her şeyden önce yapının duvar tekniği ile duvar yapımında kullanılan sıvanın niteliği bilinmelidir. Tarihi yapıların her ne kadar kendilerine özgü yapısal şekilleri olsa da, yapıldıkları tarihsel dönemlerde benzer teknikler ve stillerle yapılmışlardır. Bu bölümde tarihi yapı veya anıtın analizi için geçerli olabilecek duvar tekniği verilecektir. Aşağda 4.yüzyıldan itibaren her yüzyıl için duvar teknikleri verilmiştir. Verilen bu duvar teknikleri yapılan incelemeler ve konu ile ilgili literatür çalışmalarına dayanmaktadır. Ancak onarım yağa takviye geçirmiş yapılar için daha detaylı araştırma yapmak gerekmektedir.

Örneğin St. Sergius and Bacchus Kilisesi 6. yüzyılda yapılmış düzenli tuğla ve 1:1 oranlı tuğla/harç biçiminde yapılmıştır. Geçirdiği onarım ve takviyeler sonunda kilise kireçtaşı ve harçlı bir yapı şeklini almıştır. Bu nedenle yüzyıllara göre verilen bu duvar teknikleri bir yapıda ilk veri olarak kullanılmalı, daha detaylı araştırmalarla yapısal analize geçilmelidir.

#### 4. yüzyıl yapılarında duvar tekniği:

R.Krautheimer(1975), 4.yüzyıldan başlayarak 10.yüzyıla kadar giden yapılarda alternatif tuğla ve kesmetaş bantları ve her banttaki taş ve tuğla adedinin tarihlendirme için en büyük yardımcı olduklarını belirtmektedir. W.Perkins(1958), aynı yüzyılın yapılarından Jüstinien

devrine kadar olan yapılarda yontulmuş taşın çok az kullanılmış olduğuna dikkati çekmektedir. C. Delvoye(1976) ise, Bergama ve İstanbul'da bazı yapılarda mermer parçalarının kullanıldığından söz etmektedir. C. Mango(1950), tuğla ve harç oranlarının 1:1 olduğunu ifade etmekte; Perkins ise tuğla boyları için Jüstinyen devrine kadar 39 cm. iken Jüstinyen devrinde 34 ila 38 cm.'ye düştüğünü söylemektedir.

Bu araştırmacıların verdiği bilgilerle bu yüzyılda tuğla uzunluğu 30-40 cm., kalınlığı ise 4 cm. dir. Harç kalınlığı ise genelde 4 cm. dir. Kalite ve karışımı sağlam, gri renkli, küçük taneli, tuğla kırıklı ve taş parçalıdır. Tuğla ve harç oranı 1:1'dir.

#### 5. yüzyıl yapılarında duvar tekniği:

A.M. Schneider(1936), alternatif kesme taş ve tuğlanın 5 sıra tuğla-6 sıra taş olarak yapıldığını, F.W. Deichmann(1961) ise, Jüstinyen öncesi 5.yüzyıl sonu yapılarda taş, tuğla dizileri ile hareketlendirilen blok taş duvar yapısının görüldüğünü belirtirler. Tuğla ve harç oranı için A.M. Schneider 1:1 olduğunu belirtmektedir.

5.yüzyıl yapılarının duvar tekniği için araştırmacıların ve yapılan gözlemlerin sonucunda; alternatif taş ve tuğla dizimi 5-10 sıra taş - 5-6 sıra tuğla olarak görülür. Tuğla ölçüleri genelde 36-38 cm. arasında uzunluğa sahip, kalınlıkları ise 4cm. dir. Bu devirde 37 cm.'lik ideal Bizans tuğlaları kullanılmaya başlanmıştır. Tuğla/harç oranı 1:1 dir. Harç kalınlığı ise genelde 3.5-4 cm. arasındadır. Kalite ve karışımı sağlam, gri-beyaz renkte, irili ufaklı, tuğla kırıklı, taş parçalı, kumlu ve kireçlidir.

#### 6. yüzyıl yapılarında duvar tekniği:

F.W.Deischmann, Jüstinyen devri yapılarından ilk kez K. Ayasofya (St. Sergius and Bacchus)'da kesme taşlı tuğla örgüsüne rastlanır ve yine aynı devirde tuğla örgüsü arasına tek sıra kesme taş konulmuştur, der. E. Reusche(1971); 6.yüzyıl İstanbul yapılarından Ayasofya'da çok iyi işlenmiş taşların kullanıldığını söyler. Ayrıca bu görüşe D.T. Rice(1958) ve Delvoye'de katılır. Tuğla ve harç oranı için Schneider, Perkins ve Mango 2:3 olduğunu

söylerler. Reusche K.Ayasofya ve Aya İrini'de büyük boyutlara sahip tuğlaların kullanıldığına dikkat çeker. B. Aran(1981), harç kalınlığının 6.-10. yüzyıllarda arttığını belirtmektedir.

Bu veriler ışığında bu yüzyılda kullanılan taş ve tuğlanın dizimi, kesme veya moloz taş ile 4 sıra tuğladır. Tuğla ölçüleri genelde 33-38 cm. arasında değişen uzunlukta ve 4-4.5 cm. kalınlığındadır. Tuğla/harç oranı 1:1 veya 2:3 oranındadır. Harç kalınlığı genelde 4-6 cm. arasıdır. Kalite ve karışımı ise sağlam, kirli beyaz renkli, irili ufaklı taneli, tuğla kırıklı, taş parçalı ve kireçlidir.

### 7. yüzyıl yapılarında duvar tekniği:

7.yüzyıl yapıları, ne duvar tekniklerinin yüzyıllara göre yapılan analizlerinden ne de bu konuda araştırma yapanların fikirlerine göre bir sonuç verecek kadar örnek bulunmamaktadır.

### 8. yüzyıl yapılarında duvar tekniği:

İlk devrin alternatif duvar düzeninin aşağı yukarı devam ettiği görülür. Bu yüzyılda Schneider tuğla ve harç arasındaki oranın 1:2 olduğunu söyler. Perkins ise 740 tarihinden sonra harçlı molozun tekrar itibar gördüğünü ifade eder.

Bu dönem yapılarda kullanılan taş,tuğla dizimi için, 5-6 sıra taş-3 sıra tuğla olduğu söylenebilir. İlk devrin duvar düzeni bu yüzyılda da devam eder. Tuğla uzunluğu ortalama 36 cm., kalınlığı 4 cm. dir. Tuğla/harç oranı 1:1 dir. Harç kalınlığı 4 cm., sert, beyaza yakın renkli, küçük taneli, tuğla kırıklı, taş parçalı ve kireçlidir.

### 9. yüzyıl yapılarında duvar tekniği:

İlk devir yapı özelliklerinin halen devam ettiği bir yüzyıldır. Bizans orta devrinin başlangıcı olan bu yüzyılın ikinci yarısında yapılan yeni bina ve onarımlarda ilk devir özelliği olan,

İstanbul surlarındaki kaplama taş işçiliğine rastlanır. Schneider-Plath ayrıca ahşap bağlayıcı hatılların ilk kez bu yüzyıldan itibaren ortaya çıkmaya başladığını söyler.

Bu dönem taş ve tuğla diziminde ilk devir yapı özelliği devam etmektedir. Tuğla ölçüleri için genelde bir uzunluk vermek zordur, buna karşılık tuğla kalınlığı 4 cm. dir. Tuğla/harç oranı 1:1 ya da 2:3 tür. Harç kalınlığı ise 4-6 cm. arasında değişmekte, kalite ve karışımı kırmızimsı renkte, irili ufaklı tuğla kırıklı, kireçli ve çakılıdır. Ayrıca, bu yüzyılda şevli harç ve gizli tuğla teknikleri kullanılmaktadır.

#### 10. yüzyıl yapılarında duvar tekniği:

G.Millet(1916), 10-12. yüzyıl yapılarında taş kaplama kullanıldığını söyler. Schneider ise bu yüzyılda 10 sıra taşın tuğla dizileri ile alternatif olarak dizildiğini söyler. Mango bu yüzyılda taş yapıların yanında sırf tuğladan olan yapıların yeniden ortaya çıktığına dikkati çeker. Harç için G.Millet bazı İstanbul yapılarında ince harç kullanıldığını söyler.

Araştırmacıların verdiği bilgiler doğrultusunda bu yüzyılda kullanılan taş-tuğla dizimi, 3-5 sıra taş-3 sıra tuğladır. Tuğla ölçüleri genelde 30-33 cm. uzunluğunda ve 4 cm. kalınlığındadır. Tuğla/harç oranı 1:1, harç kalınlığı 4-5 cm. dir. Kalite ve karışımı sağlam, pembe ile kırmızı renkte, küçük taneli, tuğla kırıklı çakılı, kumlu ve kireçlidir. Ayrıca, bu yüzyılda şevli harç ve kesme taş kullanılmıştır.

#### 11. yüzyıl yapılarında duvar tekniği:

Schneider alternatif düzendeki 10 sıra taşın bu yüzyıllarda devam ettiğini söyler. Schneider 11.yüzyıl yapılarında yukarıdan aşağıya doğru şevli harçlı teknik ve aynı yüzyılın ortalarından itibaren kalınlığı 10 cm.'ye varan harç kullanıldığını ve bunun da gizli tuğla sırası tekniği olduğunu ve ilk kez bu yüzyılın içinde başladığını tespit etmiştir. Gizli tuğla tekniğini araştıran bir diğer isim de Mango'dur. Ayrıca bu tekniğin köklerinin Batı Anadolu'ya dayandığını ve 2.-3. yüzyıl yapılarında da rastladığını söylemektedir. Bu konuda H. Schafer(1973-1974), daha da ayrıntılı yaptığı araştırmasında 11.yüzyılın ortalarından

itibaren ortaya çıkmaya başladığını, başlangıç tarihini 1037 ve başlangıç yerini de Rusya Kiev'e bağlar. Bu tarihten 11 yıl sonra 1048'den itibaren 1024'e kadar İstanbul'da kullanıldığını söyler.

Sonuç olarak bu devir yapılarında genelde 1-10 sıra taş-2-3 sıra tuğla kullanılmıştır. Tuğla ölçüleri 30-33 cm. uzunluğunda, 3-4 cm. kalınlığındadır. Tuğla/harç oranı 1:1 ya da 1:3, harç kalınlığı 4-6 cm. arasındadır. Kalite ve karışımı sağlam, pembemsi renkte, küçük taneli, kiremit kırıklı, çakıl taşı parçalı, kumlu ve kireçlidir. Ayrıca bu yüzyılda, kasetli tuğla tekniği, şevli harç ve gizli tuğla teknikleri de görülmektedir.

### 12. yüzyıl yapılarında duvar tekniği:

Reusche 12. yüzyıl yapılarından Zeyrek ve Eski İmaret'in aynı tarihli olmasına rağmen tuğla ölçülerinde ve çok renkli kat değişiminde benzerlik göstermediğini söyler. Ayrıca bu yüzyılda gizli tuğla ve şevli harç teknikleri görülür.

Bu yüzyıl için taş ve tuğla diziminin 1-4 sıra taş-3 sıra tuğla olduğu söylenebilir. Tuğla uzunluğu 35 cm., kalınlığı ise 4 cm. olup kalite ve karışımı sağlam, pembemsi renkte, küçük taneli tuğla kırıklı, taşlı, kumlu ve kireçlidir. Ayrıca bu yüzyılda, kasetli tuğla tekniği, şevli harç ve gizli tuğla teknikleri de görülmektedir.

### 13. yüzyıl yapılarında duvar tekniği:

13. yüzyılın alternatif düzeninde 6.yüzyıl ile ilgili bağlar tekrar ortaya çıkar. S.Ötüken(1974), 13.yüzyıl yapılarında taşın tuğlaya olan genişlik oranını 2:1 veya 3:1 olarak söyler. B.Aran(1981) ise, 13.-15. yüzyıl arasında maksimum tuğla uzunluğunun önem kazandığını ve uzunlukta bir azalma görüldüğünü ifade eder. Gerek gizli tuğla tekniği ve gerekse şevli harç bu yüzyılda da görülmeye devam eder.

Bu dönemin taş ve tuğla dizimi, 1 sıra taş-2-4 sıra tuğladır. Tuğla uzunluğu 33-35 cm. arasında, kalınlığı 3-4.5 cm.dir. Tuğla/harç oranı 1:3 , harç kalınlığı 5-6 cm. arasındadır.



Kalite ve karışımı sağlam, beyaza yakın bir renkte, irili ufaklı taneli, tuğla kırıklı ve çakıl taşlı, kireçlidir. Ayrıca bu yüzyılda, kasetli tuğla tekniği, şevli harç ve gizli tuğla teknikleri de görülmektedir.

#### 14. yüzyıl yapılarında duvar tekniği:

S.Ötüken, bu devir kiliselerinde taş ve tuğla tabakalarının eşitlendiğini söylemektedir. A. Passodios(1973), bu yüzyılın başından itibaren devrin sonuna kadar kesme taşlarla tuğlaların beraberce yer aldıkları mix süslemenin hakim olduğunu söyler. Mango ise bu teze karşı görüş olarak bu yüzyıldan itibaren tuğla azlığından veya yokluğundan yalnızca taş binaların yapıldığını söyler.

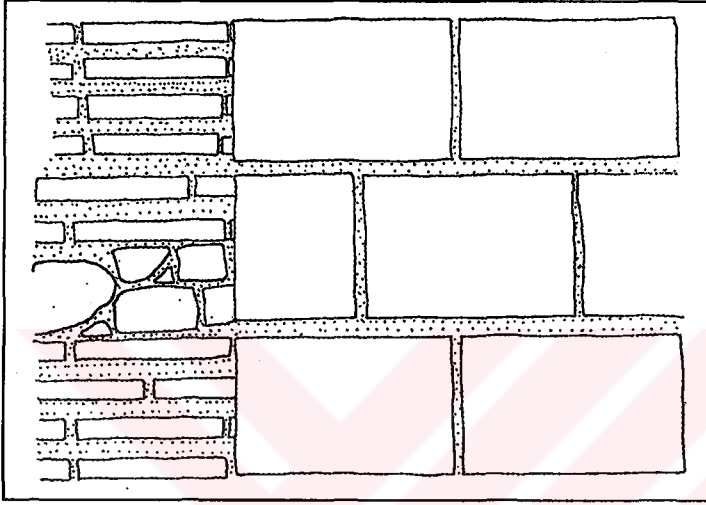
Taş ve tuğla dizimi için 1sıra taş-3-4 sıra tuğla olduğu söylenebilir. Bunun yanı sıra yalnızca taş da kullanılmıştır. Tuğla ölçüleri 35 cm. uzunluğunda, 4-4.5 cm. kalınlığındadır. Tuğla/harç oranı 2:3 tür. Harç kalınlığı ise genelde 5-6 cm. dir. Kalite ve karışımı yumuşak, pembe-kırmızı arası renkte, iri taneli, tuğla kırıklı, taş parçalıdır. Ayrıca bu yüzyılda, kasetli tuğla tekniği ve gizli tuğla teknikleri de kullanılmıştır. 14.yüzyılın Erken Osmanlı yapılarında taş ve tuğlanın diziminde 3 sıra tuğla-1 sıra taş dizisi kullanılmıştır.

#### **4.3. Farklı Tarzda Yapılmış Çeşitli Tuğla - Taş Duvar Örnekleri**

Bu bölümde, yukarıda anlatılan çeşitli yüzyılları içeren ve günümüze kadar orijinallliğini korumuş tuğla ve taş duvar örneklerinden bahsedilecektir. Yapısal modelleme de bu ölçü ve tasarımdan faydalanmak yerindedir. Ancak yapıdaki değişen kısımlarında ortaya çıkarılması gerekmektedir. Aşağıda verilen yapılar Bizans döneminde yapılmış tarihi yapılar olup, Osmanlı ve Cumhuriyet dönemlerinde birçok onarımdan geçmiş yapılardır. Ancak burada verilenler yapıların orijinal kısımları olup çok az değişikliğe uğramışlardır. Örneğin Küçük Ayasofya için verilen narthex sol kenarı yapıdaki tek orijinal duvardır. Yapının diğer kısımları sonradan takviye ve tadilatlarla değişmiştir (Tunay' 1984).

■ İstanbul Bodrum Camii yanı merkezi planlı yapı :

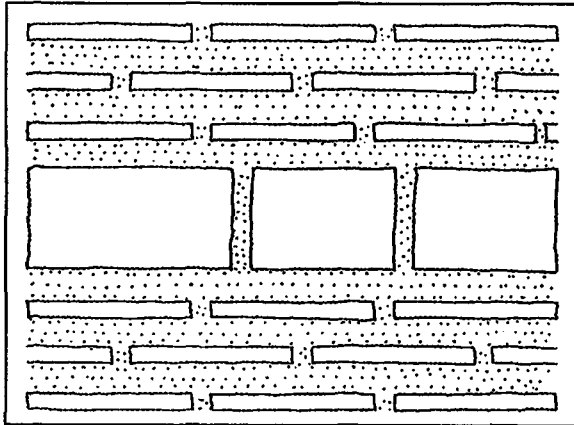
5. yüzyıl ortalarında yapılan bu yapının malzemesi kesmetaş ve tuğladır. Taşın cinsi 50-55 cm. yüksekliğinde kireçtaşıdır. Burada kullanılan tuğla ölçüsü 38\*5-5.5 cm.dir. Kalınlığı ise 3.5-4 cm. dir. Harç kalitesi pembe-gri renkli ve serttir. Harç karışımı tuğla kırıkları, kum ve ufak çakıl taşı parçalarından meydana gelmiştir.



Şekil 4.01. Bodrum Camii yanı merkezi planlı yapı

■ Atik Mustafa Paşa Camii:

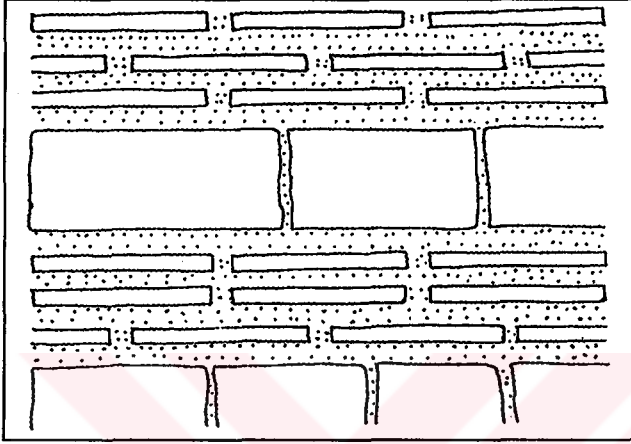
9. yüzyıl yapısı olan bu caminin malzemesi taş ve 40\*40\*4 cm. boyutundaki tuğladan meydana gelmiştir. Harç ölçüsü 8 cm. olup, yumuşak, pembemsi renkte ve tanelidir. Harcın karışımı samanlı, çok kireçli ve tuğla kırıklıdır.



Şekil 4.02. Atik Mustafa Paşa Camii

■ Zeyrek Kilisesi:

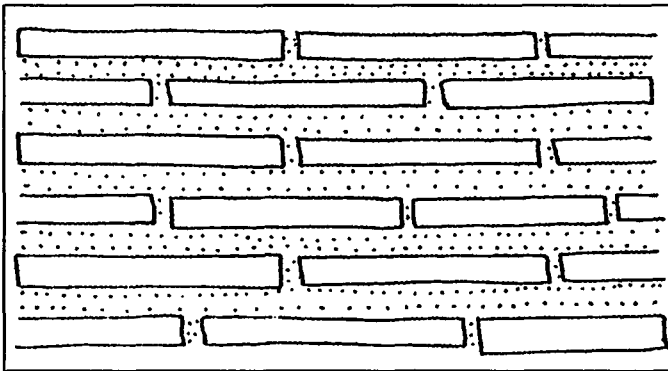
11.yüzyıl öncesinin yapısı olan bu kilise aşağıdan yukarıya doğru; 1 sıra taş-3 sıra tuğla şeklinde devam eder. Tuğla ölçüsü 3.5\*35 cm. ve harç kalınlığı 5 cm. dir. Sağlam, pembe renkli ve küçük taneli olan harç; çok kireçli, küçük taş parçaları ve tuğla kırıklarından oluşmaktadır.



Şekil 4.03. Zeyrek Kilisesi

■ İstanbul Ayasofya Camii:

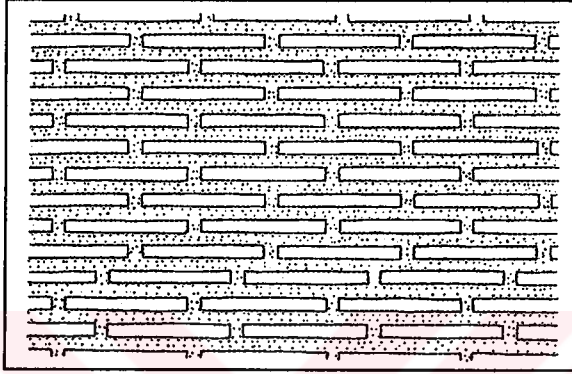
6. yüzyıl ortalarına ait olan bu yapı taş, tuğla ve harçtan meydana gelmiştir. Yeşiltaş olan taş cinsi 35-40 cm. kalınlığındadır. Tuğla ölçüsü 35-38\*4.5-6 cm. dir. Taş ve tuğla sırası 15 sıra taş-20 sıra tuğla ve 1 sıra taş-20 sıra tuğla şeklindedir. Harç kalınlığı 3 cm. ve iyi kalitede olup kireç, kum, mermer tozu, tuğla kırıkları ve çakıl taşlarından meydana gelmiştir.



Şekil 4.04. İstanbul Ayasofya Camii

■ Küçük Ayasofya Camii- Narthex sol kenarı:

6.yüzyıl ortalarına ait olan bu yapının orijinal kısmı olan narthex sol kenarında yapılan incelemelerde tuğla ve harç kullanıldığı, tuğla boyutunun 4\*37 cm. olduğu belirlenmiştir. Sağlam, iri taneli ve tuğla kırmızısı olan harç kalınlığı 4cm. dir ve tuğla kırıkları ile küçük taş parçalarından meydana gelmiştir.



Şekil 4.05. Küçük Ayasofya Camii

#### 4.4. Yapısal Modellemede Taş-Tuğla ve Harcın Etkisi

Tarihi yapı ve anıtların tasarımında ve modellenmesinde en önemli sorunlardan biri tuğla ve harcın nasıl modelleneceğidir. Bununla birlikte önceki konuda anlatıldığı gibi tuğla ve harç oranları da önem kazanmaktadır. Şu ana kadar yapılan çalışmalarda, bir grup araştırmacı yalnızca tuğla ve harcın dayanımlarını tuğla duvarlar üzerinde denemiş, başka bir araştırmacı grup da harcın duvar üzerindeki etkilerine bakmıştır. Analitik veya nümerik çözümleme ile uğraşan ve yapı modelleri üzerinde çalışan araştırmacılar da, yapının küçük bir kısmını alıp harcı ve taş yada tuğlayı ayrı ayrı ele almış veya bir kabulle yapının tamamını dikkate almışlardır. Bu bölümde gerek Osmanlı ve gerekse Bizans dönemlerindeki yapıların modellenmesinde, taş, tuğla ve harcın ne şekilde ele alınması gerektiği, son dönemlerde yapılan araştırmaların ve deneylerin ışığında geliştirilecektir.

#### 4.5. Taş/Tuğla ve Harç ile Yapılan Deneysel Çalışmalar

Geç Roma, Bizans ve Osmanlı mimarileriyle dolu olan Balkan ve Avrupa ülkeleri ile yurdumuzda tarihi mirasın korunmasına yönelik çalışmalar ve araştırmalar hızla artmaktadır. Bu bölümde özellikle Makedonya, Yunanistan ve İtalya' da yapılan çalışmalar anlatılacaktır. Anlatılacak olan çalışmalarda genel olarak harç-tuğla ilişkisi belirlenmeye çalışılmış olan yayınlara ağırlık verilecektir. Ayrıca tamir ve onarımlarda kullanılacak kireç harcı veya kireç bazlı bileşiklerde anlatılacaktır.

##### 4.5.1. Kireç Harcı ile Yapılan Taş ve Tuğla Duvarların Davranışı

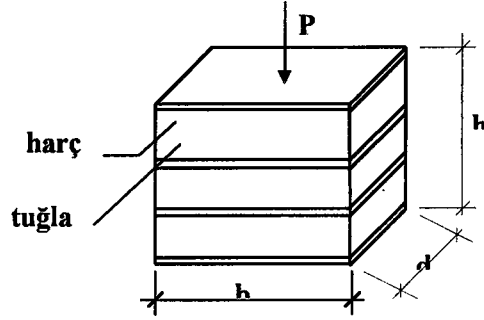
Tassios'86 ve Karaveziroğlu, Papayianni'93 e göre modern yığma duvarların deformasyon ve basınç dayanımı karakteristikleri ve malzemeleri, tarihi yapı ve anıtlarda kullanılan malzemelerle aynı olmamaktadır. Tarihi yapılarda kullanılan duvar malzemelerinin karakteristik değerlerinin bulunabilmesi için, o döneme ait taş-tuğla boyutları ile kullanılan harcın özellikleri belirlenmelidir. Bu değerler aynı zamanda her yöreye ve döneme ait olmak üzere tespit edilmelidir.

Bu bölümde Karaveziroğlu ve Weber(1993)'in tarihi yapılarda gözlemledikleri duvar kalınlıkları ile yine Karaveziroğlu(1985), Karaveziroğlu, Papayianni ve Penelis (1989)'in belirledikleri harç karışımı oranları dikkate alınarak Karaveziroğlu, Barboutis ve Kranas (1997) tarafından Yunanistan'da yapılan bir çalışma anlatılacaktır. Buna göre Yunanistan' da yapılmış Roma ve Bizans dönemlerine ait tarihi yapı duvarlarının modeli oluşturulmuş ve modeller üzerinde basınç dayanımı ve deformasyon ölçümü yapılmıştır.

##### 4.5.1.1. Duvar Örneklerinin Karakteristikleri

Duvar davranışının belirlenmesi için yapılan bu çalışmada her bir model 4 tuğla parçasından ve kalınlıkları 20 mm., 30 mm., 40 mm. ve 50 mm. olan üç bileşimden oluşmaktadır (Şekil 4.06). Bu bileşim kalınlıkları Karaveziroğlu ve Weber'93 tarafından

çoğu tarihi duvarda gözlemlenen kalınlıklardır. Örneğin kesiti kare olup  $150*150 \text{ mm}^2$  ebatında veya dikdörtgen olup  $150*80 \text{ mm}^2$  alanındadır.



Şekil 4.06. Basınç Dayanımı Ölçümü İçin Duvar Örneği

Deney tuğlaları boyu 400 mm., genişliği 300 mm. ve yüksekliği 50 mm. olan tuğlalardan kesilerek çıkartılmıştır. Bu tuğlalar Kuzey Yunanistan'daki anıt duvarlarının restorasyonu için üretilmiş oldukça yüksek fiyata sahip tuğlalardır. Kesit boyutları üretimin pahalı olması nedeni ile  $400*300 \text{ mm}^2$  ebadında tek kesit seçilmiştir.

Deney sonucunda çeşitli karşılaştırmaların yapılabilmesi için; tuğlanın kalitesi ve kalınlığı değişken tutulmuş, birleşim yerlerindeki harcın kalite ve kalınlığı standart parametrelerle değiştirilmiştir. Numunenin en üstü ve en altındaki yüzeyi düzlemek amacı ile ince harç tabakası kullanılmıştır. Harç başlıklı tuğla duvar modeli 28 gün sonrasında 280 kN'luk hidrolik pres altında göçünceye kadar yüklenmiştir. Basınç dayanımı deneyi sırasında düşey deformasyonda ölçülmüştür.

DIN 105'e göre hazırlanan tuğlalar ve deney düzeneği yükleme sonucunda test edilerek basınç dayanımları saptanmıştır. 3 numune üzerinde yapılan basınç dayanımı 10 MPa civarında elde edilmiştir.

#### 4.5.1.2. Harcın Karakteristik Özelliği

Model birleşimlerindeki harçlar çimentolu kireç puzolan harçlarıdır. Üç tür harcın bileşenleri olarak laboratuvar duvar örneğinde kireç, doğal puzolan, nehir kumu, ezilmiş tuğla, tuğla unu ve çimento kullanılmıştır. Karışım oranları ve karışıma esas olan malzemelerin seçimi daha önceki çalışmalar (Karaveziroğlu'85, Karaveziroğlu, Papayianni ve Penelis'89) ve

mevcut bir yapının harcından tespit edilmiştir. Harç A ve B' de çeşitli oranlarda ezilmiş tuğla ve tuğla unu ile kum, kireç, çimento ve doğal puzolan, harç C'de ise kum, doğal puzolan ile çimento ve kireç kullanılmıştır.

Harç kompozisyonu ve tuğla arasındaki bağ tarihi yapılarıdaki kullanım şekline uygun olarak tasarlanmıştır. 3 grup harç türü için  $40*40*160 \text{ mm}^3$  ebatlı örnekler üzerinde yapılan deneylerle, eğilme dayanımı ortalama  $1 \text{ N/mm}^2$ , basınç dayanımı  $3.5 \text{ N/mm}^2$ , harcın elastisite modülü ise  $7000-8000 \text{ N/mm}^2$  olarak elde edilmiştir.

#### 4.5.1.3. Deney Sonuçları

Basınç dayanımları ayrı ayrı tespit edilen dolu tuğla ve harç Şekil 4.01'de verilen şekilde test edilmiş ve aşağıdaki sonuçlar elde edilmiştir.

Tuğla duvar örneklerinin dayanım ölçümlerinde aynı harç kalitesinin kullanılmasına rağmen taş birleşimlerinin kalınlığının etkisi gözlemlenmiştir. Daha kalın birleşim kullanılması, daha küçük dayanım vermiştir.

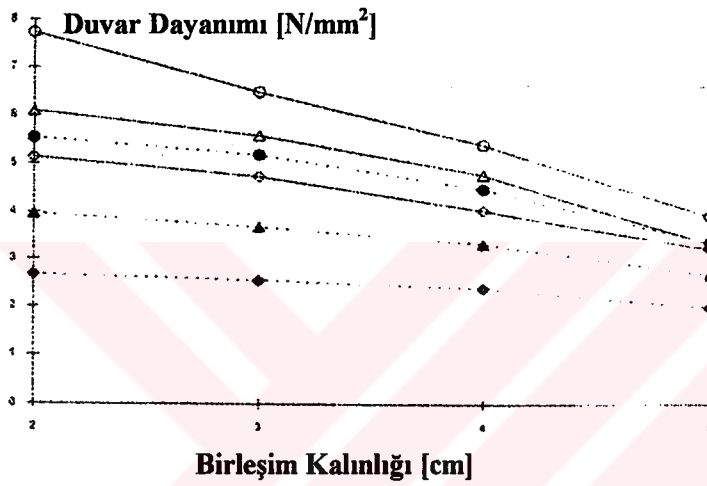
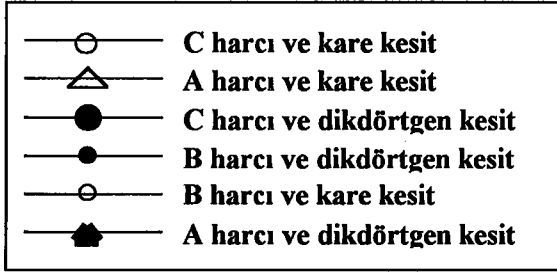
Aynı yükseklik ve aynı birleşimdeki harç kalitesi için dikdörtgen kesitli numunenin nihai dayanımı, kare kesitli olandan daha düşük çıkmıştır.

Kare kesitli duvar modelinin basınç dayanımı 20 mm.'lik birleşim kalınlığı için tuğlanın basınç dayanımının %70'inden (ortalama tuğla dayanımı  $9.6 \text{ N/mm}^2$ ), 50 mm.'lik birleşim kalınlığı için %30'una kadar değişmektedir.

Duvarın dayanımı birleşim dayanımına dayanmaktadır; aynı birleşim kalınlığı için yüksek dayanımlı harç kullanımı yüksek dayanımlı duvar sonucunu vermiştir.

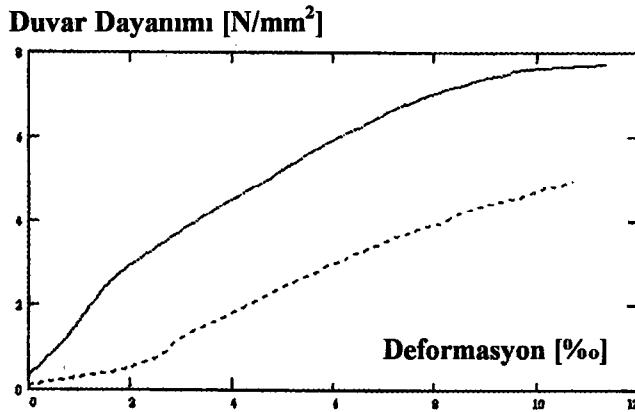
Nihai duvar dayanımında harç dayanımının etkisi birleşim kalınlığı (harç kalınlığı) artarken düşer. 50 mm.'lik harç kalınlığına sahip örnekler, farklı kalitede harçlar ile yapılmalarına

karşın dayanım ölçümlerinde yakınsama göstermiştir (Şekil 4.07). Şekilde aşağıda açıklaması verildiği gibi kesit şekli ve harç cinsine göre duvar dayanımı verilmektedir.



Şekil 4.07. Değişen Birleşim Kalınlıkları İçin Tuğla Duvar Dayanımı

Daha kalın birleşimlerde daha fazla deformasyon meydana gelmekte, ancak dayanım düşmektedir. Şekil 4.08'de harç kalınlığı 2 cm ve 4 cm olması durumundaki C harcının deformasyon eğrisi verilmektedir.



Şekil 4.08. C Harcı İle Yapılmış Duvar Modellerinin Deformasyonu



#### 4.5.2. Yığma Yapılardaki Kalın Harç Birleşimleri ve Mekanik Dayanımları

Geç Roma ve Bizans binalarının duvarları, genel olarak tuğla tozu ve çakıldan oluşan kalın harç birleşimlerinden oluşturulmuştur. Hidrate kireç harcının içindeki tuğla parçacıklarının puzolanik reaksiyonlara sebep olduğu ve harca diğer etkileri olduğu bilinmektedir. Ayrıca harç birleşimlerinin Bölüm 5.1.1'de de anlatıldığı gibi duvar üzerinde mekanik etkisi de bulunmaktadır. Bu bölümde Baronio, Binda ve Tedeschi'97 nin İtalya'da yapmış oldukları taş ve tuğla duvarlar üzerinde harcın etkisi ile ilgili çalışmaları ve sonuçları önceki çalışmalarla karşılaştırmalı olarak anlatılacaktır.

Tuğla ve kireç arasındaki puzolanik reaksiyonlar eskiden beri bilinmektedir. Geç Roma çağlarından Bizans'a kadar tuğla ve taş arasındaki bağlantı gittikçe kalınlaşmış harç/tuğla oranı 1'den büyük olmaya başlamıştır. *Gerçekte bu durumlarda bağlantının harç değil beton yada bileşik (kompozit) olarak adlandırılması uygundur.* Bugün kireç harcı bağlantısı taş işçiliği bakımından zayıf bir eleman olarak nitelendirilmektedir. Ancak yüzyıllarca kullanılan bu kireç harcının tarih boyunca kullanılış sebebi, tuğla kırıkları ve taş parçacıklarının bileşikteki rolü ve diğer kullanılan bileşikler tam olarak bilinmemektedir. Yazarlar birçok Bizans ve Geç Roma'ya ait harç bileşimlerini inceleyerek, bunlar doğrultusunda yeni harçlar üretmişlerdir. Üretilen bu harçlarda mümkün olduğunca tarihi yapılarda kullanılan harç ve bileşikler kullanılmaya çalışılmış, değişik bölgelerdeki yapılardaki harç kalınlıkları da dikkate alınarak deneyler yapılmıştır. Yeni üretilen harçların davranışlarının tespiti ile 40 mm. kalınlığındaki harçla üretilmiş duvar bloklarının uzun süreli basınç testlerinin yapıldığı çalışmalarda, kürün değişik zamanlarında farklı boyutlardaki numunelerin karbonlaşma oranı, çekme, eğilme ve basınç dayanımları ölçülmüştür.

##### 4.5.2.1. Harcın ve Harç Bileşiklerinin Karakteristik Özellikleri

Kırılmış ve toz haline getirilmiş tuğlaları içeren hidrate kireç harcının karakteristikleri üzerine daha kapsamlı bir bilgi edinmek amacıyla, araştırmacılar çeşitli mikroskopik analizler yapmıştır. Analizler için aşağıdaki yerlerden elde edilmiş numuneler üzerinde çalışmalar yapılmıştır. Bu yerler:

- Roma hamamının ana havuzundaki yıkık kemerden (M.S. I. Yüzyıl)
- İstanbul St. Sergius and Bacchus kilisesinden (M.S. 6.yüzyıl)
- Almanya Augsburg'daki halk binasının döşemesinden (M.S. II. ve III. yüzyıl)
- İtalya'da St. Vitale ve St. Michele kiliselerinden (M.S. 6. Yüzyıl)

Bu incelenen numuneler tuğla kırıkları, diğer doğal agregalar (kalker ve silis), hidrate kireçten oluşan kireçler yada harçtan meydana gelmektedir. Bütün numuneler bağlantı kısımlarından alınmıştır. Tek istisna Augsburg mozaik döşemedinden alınan numunedir. Numuneler ait kalınlıklar Çizelge 4.01' de verilmiştir.

Çizelge 4.01. Modellerin Kalınlık Ölçüleri

	Roma Hamamı	St. Sergius and Bacchus	Augsburg halk binası	St. Vitale	St. Michele
Bağlantı Kalınlığı (mm)	20	>40	>50	40-45	40-45

Analiz edilen numunelerde bağlayıcı/taş parçacıkları ve/veya bağlayıcı/çakmaktaşı parçaları arasındaki tabakalar incelenmiştir. Mikroskopik analizlerle değerlendirilen bağlayıcı/agrega oranı 1/3'tür. Tuğla kırıkları ve tuğla tozu ile tüm tane boyutları bütün numunelerde belirlenmiştir. Bağlayıcı ile tuğla ve agregası arasındaki bağluluk ve yapışmanın genel olarak iyi olduğu da gözlemlenmiştir. Bu çalışmada elde edilen bulgulardan biri tuğla parçacıklarının duvara dayanım, rijitlik ve yoğunluk verdiği ortaya çıkmıştır.

Yine yapılan mikroskopik ölçümlerde ve analizlerde bağlayıcının agregası ile reaksiyonu, agregasının bağlayıcıyla temas yüzeyindeki tabaka oluşumu şeklinde ortaya çıktığı görülmüştür. Bağlayıcıyla agregası arasındaki çatlaklar ve boşluklar bu tabaka oluşumuyla dolmuştur. Bağlayıcıyla, tuğla kırıkları arasındaki reaksiyonların şekli ve dağılımları hakkında daha iyi bilgiye sahip olabilmek amacıyla da yapılan bu analizler sonucunda bağlayıcı ve tuğla arasındaki bağlantı doğrulanmıştır.

Malzeme birleşimindeki diğer bir sorunda, malzeme davranışında agregasının dane boyutunun etkisidir. Geçmişte harçların oluşumu esnasında, dane boyut dağılımı ve dane boyutuna göre bağlantı kalınlığının seçilip seçilmediği de

St. Vitale, St. Michele, St. Sergius and Bacchus ve Augsburg Hamamı' nda kullanılan harçlarda irdelenmiştir. *Yapılan araştırmalar sonucunda ise, agrega boyutlarının bağlantı kalınlığıyla doğru orantılı olduğu, kalınlığın artmasıyla dane boyutunun arttığı gözlenmiştir.* Buda bu yapıları inşaa edenlerin farklı işlemler için ne tip malzemeleri seçmeleri gerektiğini gayet iyi bildiklerini göstermektedir.

Çeşitli bölgelerde yapılmış tarihi yapılardan alınan örneklerle ilgili yapılan bu çalışmalarda, duvarda kullanılan agrega maksimum dane çapının, kiriş ve kemerlerdekinden daha büyük olduğu ve çakıl taşlarının dane çapının bağlantı harcının boyutuna göre 16 mm.' ye kadar çıktığı gözlemlenmiştir. Araştırmalarla büyük danelerin (3-16 mm. arası) %50'sini tuğla parçacıklarının, küçük danelerde ise (0-3 mm. arası) bu oranın diğer agregalara göre düştüğü tespit edilmiştir. Yine yapılan araştırmalarda tuğla kırıklarının yalnızca kireç harcıyla kullanılmadığı, son derece bilinçli oranlarda seçilmiş diğer agregalarla karışım yapılarak kullanıldığı da belirlenmiştir.

#### **4.5.2.2. Eski Bileşikler Dikkate Alınarak Hazırlanan Harçlar ve Yapılan Testler**

Agrega miktarı ve dane boyu dağılımı orijinali baz alınarak St. Vitale ve St. Michele' in malzemesine yakın bir malzeme üretilmiştir.

Hazırlanan numunelerde bağlayıcı/agrega oranı 1/3' tür. İşlenebilirlik testi İtalya Şartnamesi UNI/8020 gözönüne alınarak yapılmıştır ve ortalama oranı %60 'tır. 40\*40\*160 mm. boyutundaki 37 ve 100\*100\*100 mm. boyutundaki 8 numunelik ilk deney seti de bu harçla hazırlanmıştır. Bütün numuneler klimatize bir odada 20 °C ve %65' lik rutubette kür edilmiştir. Yine araştırmacılar 20 numunelik ikinci bir deney seti hazırlamışlardır. Bu iki setle tuğla duvar oluşturulmuştur. Dayanımın zamana göre değişimini saptamak amacıyla kürün farklı zamanlarında eğilme ve basınç testlerine tabi tutulmuştur. Burada malzemenin eğilme ve basınç dayanımı 240 güne kadar artmakta ve 360 güne sabit olarak ulaştığı görülmektedir.

Hazırlanacak olan duvarlar için kullanılan tuğla 950 °C 'de fırınlanmış kuvars kumunun katılmasıyla üretilmiştir ve 150-160 kN/m<sup>3</sup> lük yoğunluğa ve %20-23' lük toplam emmeye sahiptir. Basınç deneyi 36 mm.'lik küp şeklindeki 6 numune üzerinde yapılmıştır ve basınç dayanımı 14.16 N/mm<sup>2</sup>, poisson oranı 0.14, elastisite modülü E=4650 N/mm<sup>2</sup> olarak belirlenmiştir. Bileşikteki bağlayıcı/agrega oranı 1:3' tür. Agregası, tuğla parçacıkları, tuğla tozu, silisli ve kalkerli çakıllardan oluşmaktadır. Taş tuğlaların dane boyutu dağılımları iyi seçilmiştir. *Kalın harç bağlantıları beton cinsidir.*

#### **4.5.2.3. Tarihi Yapıların Güçlendirilmesi ve Tamiri İçin Hazırlanan Kireç Harçları ve Kireç Harçlı Duvar Elemanların Dayanımı**

Avrupa kıtası içerisinde son derece değerli ve mimari açıdan önemli Osmanlı ve Bizans eserleri bulunmaktadır. Bunlar daha çok yıkıcı etkiler karşısında sınırlı kapasitedeki yapısal sistemlere sahip geleneksel malzemelerden yapılmışlardır. Bu nedenle de geçmişte değişik nedenlerle değişik hasarlar almışlardır. Hasarlı olan bu yapıların tamirinin yada dayanımının artırılması yani kuvvetlendirilmesi sırasında, yapının otantik yapısını bozmadan, aslımı koruyarak müdahalenin önemi oldukça büyüktür ve bu konu önceki bölümlerde anlatılmıştı.

Hasarlı tarihi binaların tamir ve restorasyonunda en sık başvurulan sistem çimento bazlı karışımların farklı katkılarıyla çatlaklara enjeksiyonudur. Ancak yapılan deneyler yapı karakteristiğine bağlı olarak bu tür çimento harcının gerçek kireç harcına ve taşıyıcı elemanlara yan etkide bulunduğunu göstermektedir.

Bu bölümde Gavrilovic, Danilovski ve Sendova (1997)' nin Makedonya'da yapmış oldukları kireç harçları ve kireç bazlı bileşiklerin teorik, laboratuvar ve deneysel olarak tasarladıkları, bu harçla yapılmış model üzerinde ki deneyleri anlatılacaktır. Çalışmada Makedonya'da bulunan ve 54 Bizans kilisesinin özelliklerini taşıyan St. Nikita Kilisesinin modeli oluşturulmuş ve model dinamik testlere tabi tutulmuştur. Test sonucunda hasarlanan model onarılmış ve yeniden test edilmiştir. Bu araştırmadan amaçlanan eski kiliselerin tamiri ve korunması için kireç harçlarını hazırlamak ve kireç harcı ve dolgu arasındaki kaybolmuş bağların sağlanabilmesi için gerekli enjeksiyon karışımlarını hazırlamak. Modelin takviyelendirilmesi ve onarımı aşağıdaki şekilde yapılmıştır;

- Yapının yatay yöndeki bütünlüğünü sağlamak için, mevcut olarak yapının kemerlerin alt kısmında, yapı çıkıntılarının alt kısmında ve kubbelerin alt kısmında bulunan ahşapların yerine çelik çubuklar yerleştirilmiştir.
- Yapının eğilme rijitliğinin ve deformasyon kapasitesinin artırılması amacıyla, kapı, baca, duvaryırtıklarının bulunduğu yerlere düşey çelik çubuklar yerleştirilmiştir.
- Yüzeyler düzeltildikten ve temizlendikten sonra çatlakların onarımı yapılmıştır.

Hasar görmüş Bizans Kiliselerinde mevcut yapıya ters yönde etkilere yol açmaksızın tamir ve korumanın tek yöntemi yapıyı kireç harcı ile takviyedir. Yeni harç tasarımları ve yeni kireç harcı araştırmalarının yapılmasının asıl sebebi de budur. Deney çalışmaları için arkeolojik sahalardaki maddelerden elde edilmiş dilimlenmiş kireç kullanılarak kireç harcı hazırlanmıştır. Dolgu olarak ise, yöresel nehir kaynaklı agrega kullanılmıştır.

Yapım için ağırlıkça üç parça dolgu ve bir parça %50 nemli kireç hamuru ile harç hazırlanmıştır. Numuneler 4\*4\*16 boyutlarında iki tarafında pürüzlü yapıyı simüle edecek filtrasyon kağıdı yerleştirilerek çelik kalıba alınmıştır. Bununla birlikte kireç harcında farklı inorganik ve sentetik katkılarda kullanılmıştır. Böylece harcın işlenebilmesi ve kıvamı daha iyi olmuştur. Bu karışımların düşük basınçta çatlakların doldurulmasında daha iyi akışkanlık ve penetrasyon kabiliyetine, karışımın mevcut malzemeye uyum sağladığı ve karışımın diğer malzemelerde kimyasal veya fiziksel bir hasar yaratmadığı söylenebilir.

Kullanılan su miktarına bakılmaksızın harcın yoğun olduğu, katkı olmaksızın gerekli akışkanlığa sahip olmadığı gözlenmiştir. Enjeksiyon karışımları/kireç dolgu oranı 1:1 olarak hazırlanmıştır. Enjekte edilen karışımlar test edildiğinde, katkıların tarihi yığma yapıların tamiri ve korunmaları için gerekli harçların karakteristiklerinin artırılması ve geliştirilmesi için olumlu sonuç verdiği gözlemlenmiştir.

#### 4.5.2.3.1. Duvar Elemanları Üzerinde Yapılan Deneyler

Araştırmacılar ETA1, ETA2 ve ETA3 ile etiketlenmiş duvar elemanlarını aynı kireç harcı ile yapmışlardır. Dolgu bağlayıcı oranı 3:1' dir. Duvar elemanları inşa edildikten 60 gün sonra yarı statik teste tabi tutulmuşlardır. Örneklerden ikisi eksenel basınç altında test edilmiştir. Bunlardan ETA1 devirli yükleme ve boşaltmayla, ETA2 ise sabit bir yüklemeye tabi tutulmuştur. ETA3 ise 45° lik sabit kuvvet altında kesme basıncı ile test edilmiştir. Testler, elemanların onarım şekilleri hakkında da bilgi edinilebilmesi için uygulanan kuvvet hasara neden oluncaya kadar arttırılmıştır.

Kırıkların temizlenmesi ve yüzeyin onarımı sonrasında elemanlar karışım enjekte edilerek onarılmıştır. Aynı karışım 1. ve 3. Duvar elemanı içinde kullanılmıştır. Dolgu kireç oranı 1:1 dir. Sulu harç, su/kireç oranı 0.05 alınarak hazırlanmıştır. Deney örnekleri 4\*4\*16 lık kalıplardan alınarak 15 gün sonra test edilmiştir.

Yüklemeye tabi tutulan ETA1 elemanı önce 320 kPa' lık gerilmeye, onarıldıktan sonra 685 kPa' lık gerilmeye ulaşmıştır. ETA2 numunesi 331 kPa' dan 558 kPa' la, ETA3 numunesi ise 38 kPa' dan 55 kPa' a ulaşmıştır. *Kırılma mekanizmasındaki farklılıklardan ayrı olarak elde edilen sonuçlara göre, onarım gören elemanlar onarım görmeyenlere göre %70-%100 arasında basınç artışı göstermektedir.*

ETA1 ve ETA2 elemanlarından elde edilen sonuçlar arasındaki farklar gözardı edilebilir derecede küçük olduğundan onarım gören elemanların aynı şekilde (devirli yükleme ve boşaltma) yüklenebileceğini göstermiştir. Elemanlarda sulu harçların etkilerini görmek için, elemanların yüzünde oluşan ilk kırıklar ve daha sonra diğer çatlakların incelenmesi gerekmektedir.

Deformasyon ölçümlerinde onarım görmüş olan ETA-3R elemanı, 0.1 mm. deformasyon yapmasına karşın onarım görmeyen ETA3 elemanı 0.6 mm. deformasyon yapmaktadır. Yani onarım gören elemanlar diyagonalde daha az deformasyon kapasitesine sahip olmakta, daha rijitlenmektedir. Ancak göçme durumunda onarım gören ETA-3R elemanı 4 mm. ye kadar deformasyon yapabilmekte, malzeme plastik hale geçebilmektedir.

## 5. MARMARA BÖLGESİ İÇİNDEKİ TARİHİ YAPILARDA KULLANILAN KİREÇTAŞININ MÜHENDİSLİK BÜYÜKLÜKLERİNİN SAPTANMASI

### 5.1. Kireçtaşının Genel Tanımı ve Açıklamaları

Yapı malzemelerinin seçimi genelde her yapının işlev, tasarım ve yapım tekniği, yapım ve kullanım süresi gibi açılardan özel olmasına, karar vericilerin değişkenliğine, karardaki etkinliklerine, amaçlarına, dış çevre koşullarına, malzeme bilgisi birikimine, ekonomik ve teknolojik olanaklara bağlı bir eylemdir. Bu eylemde kullanılan birtakım ölçütler ise (bulunabilme, nakliye ve işçilik kolaylığı, dış etkenlere dayanım v.b.) zaman boyutunun dışında kalmış, başka bir ifade ile daima öncelikli ölçütler olmuştur. Diğer taraftan “imar ve inşaa” işlerinin toplumların zenginliği ve yoksulluğu, devletin kurumsallaşması, gelişmişliği, kültür ve sanat düzeyi ile ilişkili olduğu bilinmektedir. Tüm bu olgular ise yapı kalitesinin özelliğini, sayısını, büyüklüğünü etkilemektedir.

Genelde kalıcı olması arzu edilen anıtsal yapılarda ana malzeme olarak “taş” ve kireç, pişmiş toprak olan “Horasan harcı”nın kullanıldığı görülmektedir. İstanbul ve çevresinde bulunan tarihi yapılarda, özellikle Mimar Sinan’ın yapılarına bakıldığında kullanılan taşlarda biri Kireçtaşı (Küfeki) olmuştur. Yapıların dış duvarlarında, gövde örgüsü ve dış kaplama olarak, iç mekanlarda iç duvar malzemesi ve döşeme kaplaması olarak, taşıyıcı ayaklarda, kemer, portal ve mihraplarda, parmaklıklarda olmak üzere eleman ve bileşen düzeyinde geniş bir aralıkta kullanılmıştır. Hatta Roma ve Bizans döneminde tuğladan yapılan yapıların onarım ve takviyesinde de kireçtaşı kullanılmıştır. Küçük Ayasofya Camii bunun en iyi örneği olmuştur. Pek çok defa onarım gören K. Ayasofya aslından oldukça uzaklaşmış, yeniden örülen duvarlarında tamamen kireçtaşı kullanılmıştır.

Yapılarda kireçtaşının işleniş biçimleri, ahşap hatıllı moloz taş, düzenli yatay derzli kaba yonu, taş - tuğla karışık, düzenli bloklardan oluşan kesme taş şeklinde değişmektedir. Diğer

bir anlatımla, ayrılan parasal olanaklara ve yapının önemine göre duvarlar örülmektedir. Örneğin kesme taş örgü daha çok sultan ve büyük devlet adamlarının yaptırdığı yapılarda kullanılmıştır (Erguvanlı, Ahunbay'1989). Dahası, bir külliye içinde işlevsel açıdan en önemli yapı olan caminin beden duvarları ve ayaklar kesme taş olarak, diğer cephelerde ise taş-tuğla karmaşık veya düzgün derzli kaba yonu örgülü olarak kullanılmıştır (Ahunbay'1988). Taşıyıcı sistem elemanlarının yanısıra süslemede de özellikle iki renklilikte etkinliği güçlendirmek amacıyla, kemer taşı olarak işlenmiştir.

Bakırköy kalkerı olarak bilinen Kireçtaşı, çok miktarda maktra fosili ihtiva ettiğinden "Maktralı Kalker", "Lümasel Kalker", "Küfeki Taşı" gibi isimler almaktadır.

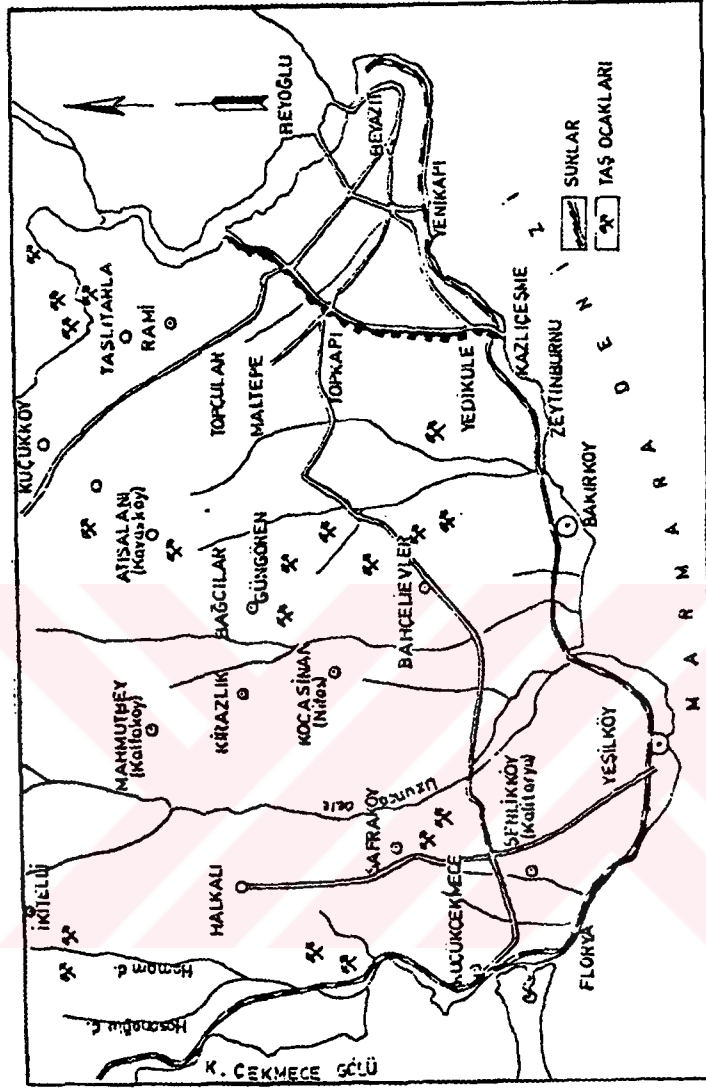
Trakya ve İstanbul'daki Osmanlı mimari eserlerinde taşıyıcı öğelerin büyük bir kısmında bölgesel ocaklardan elde edilen taşların kullanıldığı görülmektedir. İstisnalar, söve ve lentolar ile bazen de kemer taşlarıdır. İstanbul'daki yapıların taşları Bakırköy kalker ocaklarından, Trakya'dakilerin ise Pınarhisar-Kıklareli kalker ocaklarından alındığı bilinmektedir. Asıl taşocakları, İstanbul Karasularının batısından başlayarak Bakırköy-Sefaköy (Safraköy) mevkiine doğru açılmıştır (Şekil 5.1).

Süleymaniye Külliyesi inşaatı sırasında Haznedar Köyü yakınında, Mehmet Paşa ve Lütfü Paşa çiftlikleri dolayında bulunan devlet taşocaklarının işletildiği inşaatla ilintili belgelerin incelenmesinden ortaya çıkmaktadır. Küfeki taşı Mimar Sinan'ın İstanbul'daki ürettiği eserlerinin ana malzemesini oluşturmuştur. Mimar Sinan'ın küfeki taşı kullanarak yaptığı en erken tarihli eseri Fatih'te Zincirlikuyu Meydanında bulunan Üçbaş Nureddin Hamza Mescidi' dir. Mimar Sinan'ın eserlerinde küfeki taşı kaba işlenmiş özellikten, kesme taş ve zengin bezemeli düzeye kadar değişik, zengin bir kullanım alanı bulmuştur.

Ocaklardan elde edilen kireçtaşı tabaka kalınlıkları çok değişken olduğu gibi yer yer fosilli, süngerimsi ve boşluklu, çatlaklı parçalanmış ve hatta tamamıyla ayrılmış bir halde bulunabilmektedir. Bu durum taşın işlenmeye elverişsiz ve dış etkilere karşı dayanıksız olmasına neden olmaktadır. Bununla birlikte bir ocaktan çıkan kireçtaşının yapısal dayanıklılığı da farklı olmaktadır. Sonraki bölümde, çeşitli bölgelerden elde edilmiş



kireçtaşından numuneler üretilmiş ve basınç dayanımına tabi tutulmuştur. Bu deneylerin sonucunda numunelerdeki fosillerin oluşturduğu ara yüzeye, fosil miktarına bağlı olarak yapısal dayanımın değiştiği belirgin bir şekilde ortaya çıkmıştır.



Şekil 5.1. Bakırköy ve Civarı Taş Ocakları

## 5.2. Kireçtaşı Üzerinde Yapılan Mekanik Deneyler ve Sonuçları

Yukarıdaki bölümlerde de anlatıldığı gibi, tarihi yapı ve anıtlar taş, tuğla ve harç bileşiminden oluşmakta, taş olarak sıkça kullanılan malzeme de kireçtaşı olmaktadır. Kireçtaşının birtakım özelliklerinden dolayı tercih edilmiş ve günümüze değin bu yapılar kendilerini yaşatabilmişlerdir. Yine önceki bölümlerde taş, tuğla ve harç üzerinde yapılan deneysel çalışmalar anlatılmış, kompozit elemanın davranışı belirlenmeye çalışılmıştır.

Bu tezdeki amaç; taş, tuğla ve harçtan oluşan anıtsal yapıların modelleme biçimi ve yöntemi olduğu kadar, aynı zamanda tamir ve takviyesidir. Ancak gerek modellemede ve gerekse analiz aşamasında yapı malzemelerinin karakteristik özelliklerinin bilinmesi gerekmektedir. Ayrıca örnekleme amacıyla ele alınan K.Ayasofya Camii' nde kullanılan taşın özelliklerinin de tespiti amacıyla camiiden ve çevre ocaklardan elde edilen taşlar üzerinde yapılan deneysel çalışmalarla diğer çalışmalar bu bölümde karşılaştırılacak ve kireçtaşı üzerinde mekanik dayanımlar saptanacaktır. Arıoğlu ve Arıoğlu'1997, Arıoğlu, Odbay, Alper'1994, Yüzer, Biricik, Aköz'1994, Erguvanlı, Ahunbay'1989 gibi araştırmacılar kireçtaşı üzerinde birtakım deneysel çalışmalar yaparak taşın mekanik dayanımları ile fiziksel ve kimyasal özelliklerini belirlemeye çalışmışlardır.

Literatür çalışmalarında, kireçtaşının laboratuvar ve su ( $20\pm 3$  °C) kür koşulları altında basınç dayanımlarını belirlemek amacıyla 15 cm.' lik küp numuneler üzerinde tek eksenli basınç dayanım deneyi gerçekleştirilmiştir. Deneyler sırasında aynı ocak kesiminden gelen ve boyutları aynı olan numunelerin basınç dayanımlarının ocaktan üretimi ile deney yapılma süresi arasında geçen süre, diğer bir anlatımla kür süresiyle arttığı gözlenmiştir. Bu nedenle basınç dayanımları, aynı beton malzemesinde uygulandığı gibi belirli kür süreleri için yapılmıştır. Belirlenen kür süreleri için basınç dayanımları numunelerin aritmetik ortalaması alınarak bulunmuştur. Ayrıca, yüzey ve içsel yapısının özelliklerini karakterize eden "yüzey sertlik" ve "ultrases" değerleri de ölçülmek suretiyle bu değerlerle basınç dayanımı arasında regresyon analizi yapılmıştır. Yine bu literatür çalışmalarında, 15\*15\*15 cm.' lik numuneler üzerinde ( $20\pm 1.5$ °C) de laboratuvar ve su altında kür edilerek çift zımbalama deneyi uygulanmıştır. Deney sonucunda basınç dayanımı ve çekme dayanımı arasında lineer regresyon bağıntıları kullanılarak çeşitli kireçtaşlarına ait çekme dayanımları da elde edilmiştir.

### **5.3. Kireçtaşı Üzerinde Yapılan Tek Eksenli Basınç Deneyi ve Çift Zımbalama Deneyi**

Literatürde kireçtaşının basınç direncinin belirlenmesi için 15\*15\*15 cm' lik küp numuneler hazırlanarak, tabakalanma yönüne paralel ve dik olmak üzere, kuru ve suya doymuş halde kırılmıştır. Çıkan sonuçlar yüzey setlik değerleri ve ultrases değerleri ile;

$$f=A[R^3V^4]+B \quad (5.1)$$

istatistiksel bağıntıyla değerlendirilerek numunelerin basınç dayanımları saptanmıştır. Ocaktan yeni üretilen, başka bir ifadeyle t=0 kür süresi için kireçtaşı üzerinde basınç ve sertlik deneyi yapılmış, değerler şu şekilde elde edilmiştir:

$$f= \text{Basınç Dayanımı (N/mm}^2\text{)} \quad [f=25.3 \text{ N/mm}^2]$$

$$R= \text{Yüzey Sertlik Okuması} \quad [R=38]$$

$$V= \text{Ultras Hız Değeri} \quad [V=3.2 \text{ km/sn}]$$

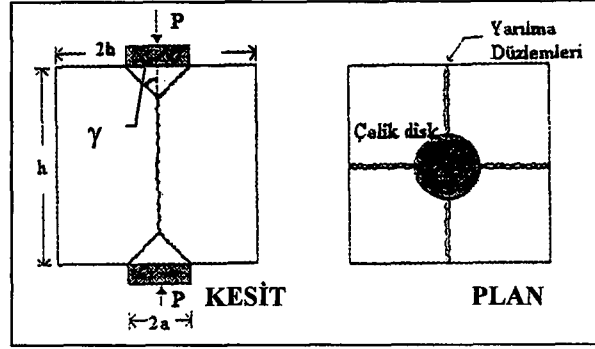
A,B= Regresyona Ait Katsayılar

20±3 °C deki laboratuvar ortamında kür edilen numuneler üzerinde yapılan basınç deneyi sonuçları aşağıda çizelge halinde verilmiştir.

Çizelge 5.1. Ölçülen Yüzey Sertlik, Ultras Hız Okumaları ve Basınç Dayanım Değerlerinin Kür Süresi ve Koşullarına Göre Değişimi

Kür Süresi	Ortalama Değer		Maksimum - Minimum		Değer	
	Yüzey Sertlik Okuması	Ultras Hızı [km/s]	Basınç Dayanımı [N/mm <sup>2</sup> ]	Yüzey Sertlik Okuması R		Ultras Hızı [km/s]
1	44.7	3.88	332	45.5-44.1	4.01-3.76	351-298
10	46.8	3.95	384	48.7-45.4	4.10-3.87	396-369
20	48.3	4.04	394	49.4-46.6	4.18-3.80	400-388
30	50.1	4.27	455	50.9-49.3	4.39-4.14	480-422
40	50.6	4.31	450	51.1-49.3	4.39-4.14	471-418
50	51.2	4.36	472	51.7-50.8	4.31-4.12	498-455

Çift zımbalama deneyi, 1970 yılında betonun dolaylı çekme dayanımını belirlemek amacıyla Chen'1970 tarafından geliştirilmiştir. Aynı araştırmacı, daha sonra çift zımbalama deneyini zeminlerin çekme dayanımını ölçmek amacıyla da kullanmıştır (Fang, Chen'1971). Aynı çalışma grubunun Lehigh Üniversitesi'nde kayalar üzerinde gerçekleştirdikleri çift zımbalama deneyi (Şekil 5.2) sonuçları (Dismuke, Chen ve Fang'1972) kaynağından rapor edilmiştir.



Şekil 5.2. Çift Zımbalama Deneyi İle Dolaylı Çekme Dayanımının Belirlenmesi

Türkiye’de literatürde karşılaşılan deney ilk defa betonlar üzerinde uygulanmış ve sonuçlar değerlendirilmiştir. Güncel beton literatüründe İbell, Burgoyne’1994 ise önerilmeli betonların ankraj zonunun taşıma kapasitesinin kestirimine yönelik olarak çift zımbalama deneyinin teorik alt yapısını oluşturan “plastisite yaklaşımı” Chen, Drucker’1969 konu edilmiştir. Literatürdeki yazarların önerdiği bağıntı, Mohr-Coulomb kırılma hipotezinden hareketle Bortolotti’1988 tarafından önerilen bağıntıdır.

Çift zımbalama deneyi ile elde edilen sonuçlar;

$$f_{\zeta} = \frac{P}{\Pi(bh - a^2 \cot \gamma)} \cong 0.00307 P \quad (5.2)$$

bağıntısı da kullanılarak numunelerin çekme dayanımları saptanmıştır ve aşağıdaki tabloda verilmiştir. Burada;

$f_{\zeta}$ = Dolaylı çekme dayanımı	[N/mm <sup>2</sup> ]
P= Deneyde ölçülen kırılma yükü	[N]
b= Numune yarıçapı	[b=h/2=7.5 cm.]
h= Numune yüksekliği	[h=15 cm.]
a= Çelik diskin yarıçapı	[h/2a=4 → a=h/8=1.875 cm.]

$\gamma$ = Çelik diskin altında oluşan kırılma konisinin yarı tepe açısı

Yapılan deneylerde belirlenen kırılma konisi açıları istatistiksel olarak değerlendirilmiş ve ortalama olarak  $\gamma = 21.5^\circ$  olarak belirlenmiştir.

Laboratuvar deneylerinde kür edilerek çift zımbalama deneyine tabi tutulan numunelerden elde edilen basınç dayanımları ve 5.2 formülü ile elde edilen çekme dayanımları aşağıdaki Çizelge 5.2 'de verilmiştir. Aynı tabloda çekme/basınç dayanım oranları da yer almaktadır. Şekil 5.3' de ise laboratuvar ve su içinde kür edilen numunelerin çekme ve basınç dayanımları arasındaki ilişkiler bir diyagramla verilmektedir.

Çizelge 5.2. Laboratuvar ve su içinde kür edilen numunelerin deneysel sonuçları

Kür Süresi [gün]	Birim Ağırlık [N/cm <sup>3</sup> ] x10 <sup>-2</sup>	Yüzey Sertliği R	Ultra Ses Hızı V [km/sn]	Kırılma Açısı $\gamma$ [°]	Çekme Dayanımı $\sigma_c$ [N/mm <sup>2</sup> ]	Basınç Dayanımı $\sigma_b$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$\sigma_c/\sigma_b$ dayanım oranları $\beta$
3	2.385	44	3.65	21.9	2.12	20.0	0.106
	2.378	43	3.61	24.2	2.15	22.2	0.097
7	2.370	45	3.78	19.2	2.29	26.2	0.087
	2.360	46	3.78	22.9	2.43	26.7	0.091
14	2.365	48	3.90	20.8	2.45	28.0	0.088
	2.365	49	3.87	21.4	2.41	28.9	0.084
28	2.320	52	4.24	22.5	2.59	32.0	0.081
	2.310	51	4.27	22.9	2.67	33.8	0.079

Her iki kür koşulu altında çekme dayanımı  $f_c$  ve basınç dayanımı  $f_b$  kür süresiyle birlikte artmaktadır. Bu değer ;

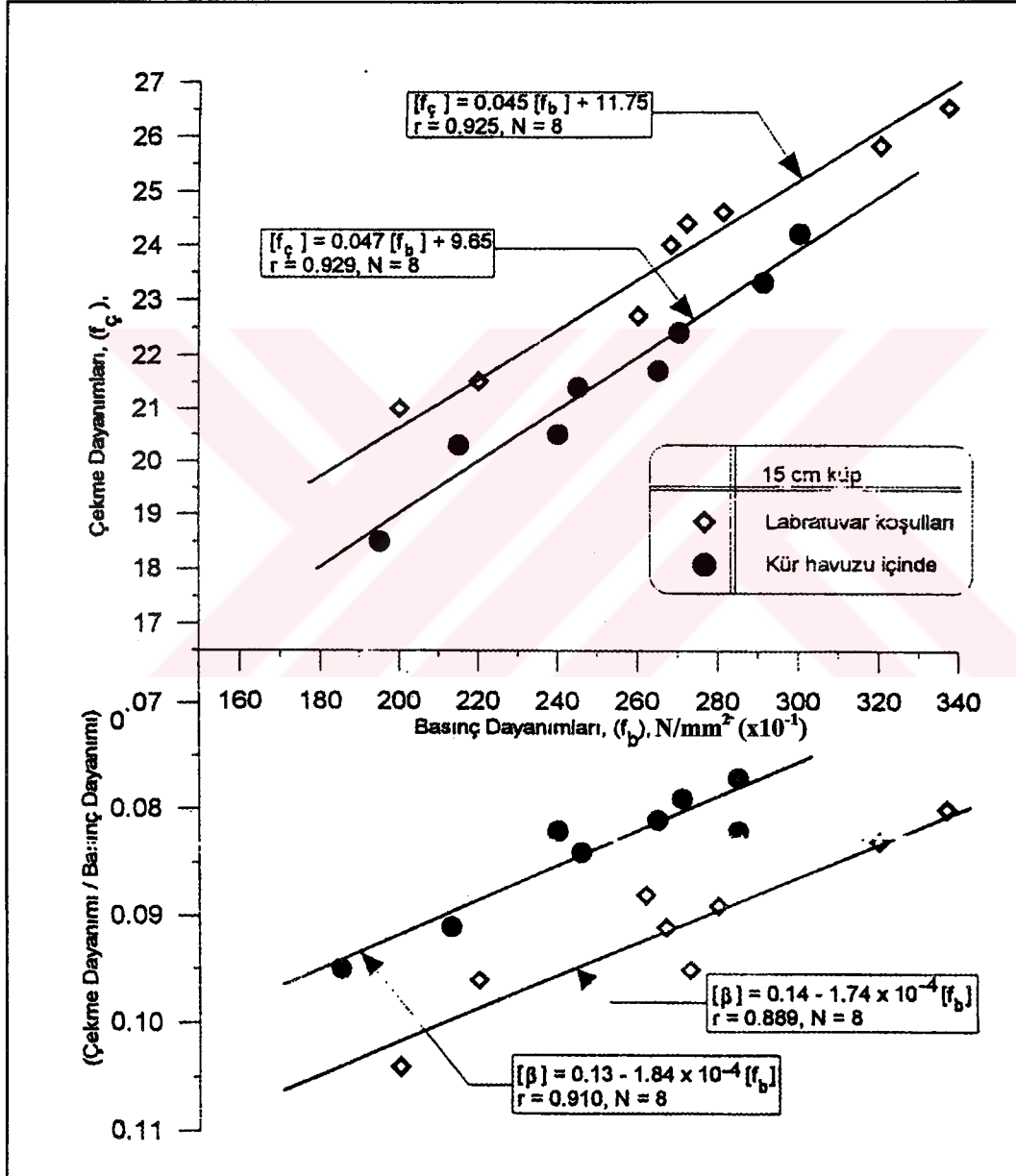
$$f_b = 253 \cdot e^{0.277 (\log t)} \quad (5.3)$$

türünde bir regresyonla ifade edilebilir (Arıoğlu, Ergin, Odbay ve Alper'1994). Laboratuvar koşullarında kür edilen numunelerin basınç dayanımları, su altında kür edilen numunelere ait dayanım değerlerinden daha büyüktür. t=3 güne ait basınç dayanımının  $f_b=21.1 \text{ N/mm}^2$  den, 28 günlük 20 °C kür sonucunda  $f_b=329 \text{ N/mm}^2$  ye çıkması kür süresi ile basınç dayanımının arttığını göstermektedir.

2 gün  $\leq$  t  $\leq$  28 gün zaman aralığı için  $\beta = \sigma_c/\sigma_b$  oranı t' ye bağlı olarak;

$$\log[\beta] = A.e^{(B.\sqrt{\log t})} \quad (5.4)$$

modunda bir regresyon kabul edilmiştir. A ve B regresyon katsayılarıdır. Laboratuvar koşullarında bu katsayılar  $A=1.148$  ve  $B=-0.200$  alınabilir.  $t \geq 14$  günden sonra  $\beta$  oranındaki değişim oldukça azalmaktadır. Yine kür koşulundan bağımsız olarak  $t \geq 28$  günden sonra  $\beta$  oranı 0.08 alınabilir.



Şekil 5.3. Laboratuvar Koşullarında ve Su İçinde Kür Edilen Numunelerin Çekme ve Basınç Dayanımları Arasındaki İlişkileri

Çekme dayanımı ile basınç dayanımı arasındaki lineer regresyon bağıntısı olarak,

$$f_c = 0.081 [f_b]^{0.983} \quad (5.5)$$

alınabilir. Bununla birlikte basınç dayanımı arttıkça  $\beta$  oranı azalmakta, başka bir deyişle malzeme daha kırılğan bir yapı sergilemektedir.

#### 5.4. Çift Zımbalama Deney Sonucundan Faydalanarak Üç Eksenli Gerilme Değerlerinin Belirlenmesi

Taşın üç eksenli gerilme altında dayanımını Johnston'1985 tarafından önerilen regresyon ifadeleri yardımıyla hesaplanabilmektedir (Şekil 5.4). Sağlam-çatlaksız kayaçların dayanım kriterinin temel bağıntısı olarak;

$$\sigma_{1n} = \left[ \frac{M}{B} \sigma_{3n} + 1 \right]^B \quad (5.6)$$

ifadesi verilmektedir. Bu ifadede verilen M ve B malzeme faktörü olarak kullanılmaktadır. Bu ifadelerde;

$$M = 2.065 + 0.276 (\log f_b)^2 \quad (5.7)$$

$$B = 1 - 0.0172 (\log f_b)^2 \quad (5.8)$$

(5.6) nolu ifade (5.7) ve (5.8) nolu ifadelerle sadeleştirilirse;

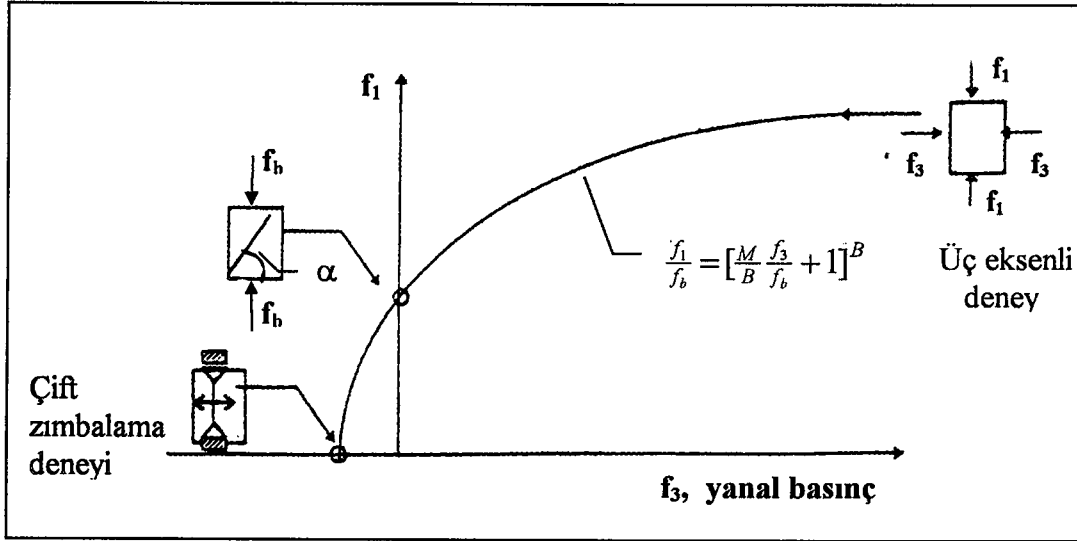
$$\frac{M}{B} = \left| \frac{f_1}{f_3} \right| \longrightarrow M = B \left| \frac{f_1}{f_3} \right| \quad (5.9)$$

ifadesi elde edilebilir. Tek eksenli çekme ve basınç gerilmelerine bağlı olarak malzemenin kırılma anındaki normalize edilmiş düşey ve yanal gerilmeler aşağıdaki bağıntılarla elde edilebilir.

$$\sigma_{1n} = \left| \frac{f_1}{f_b} \right| \quad (5.10)$$

$$\sigma_{3n} = \left| \frac{f_3}{f_b} \right| \quad (5.11)$$

Buradaki  $f_1$  ve  $f_3$ , kırılmada düşey ve yanal basınç değerleridir.



Şekil 5.4 Sağlam Kayaçlar İçin Dayanım Kriterleri

Bununla birlikte, ilave bir yanıl basınçla ( $f_3$ ) yapılan üç eksenli deney sonucunda elde edilebilecek analitik bağıntılar (Uçar'1985) da aşağıda verilmiştir. Herhangi bir yanıl basınç kuvvetine bağılı olarak malzemenin kırılma açısı  $\alpha$ , içsel sürtünme açısı  $\phi$ , kırılmada normal gerilme  $f_\alpha$  ve kayma gerilmesi  $\tau_\alpha$  kabul edilebilir yakınsama ile bu bağıntılarla tespit edilebilir.

$$\operatorname{tg}^2 \alpha = \frac{\partial f_1}{\partial f_3} = M \left[ 1 + \frac{M}{B} \frac{f_3}{f_b} \right]^{B-1} \quad (5.12)$$

$$\phi = 2\alpha - \frac{\pi}{2} \quad (5.13)$$

$$f_\alpha = f_3 + \frac{f_1 - f_3}{1 + \frac{\partial f_1}{\partial f_3}} \quad (5.14)$$

$$\tau_\alpha = \frac{f_1 - f_3}{1 + \frac{\partial f_1}{\partial f_3}} \sqrt{\frac{\partial f_1}{\partial f_3}} \quad (5.15)$$

Bu bağıntılar yardımıyla Çizelge 5.2' de verilen çekme ve basınç gerilmeleri kullanılarak ve  $f_3=2 \text{ N/mm}^2$  yanıl basınç için kireçtaşının karakteristik değerleri aşağıda Çizelge 5.3 ' de verilmektedir.



Çizelge 5.3.  $f_3=2 \text{ N/mm}^2$  yanal basınç için kireçtaşının karakteristik değerleri

Kür Süresi [gün]	Regresyon Katsayıları M/B	Malzeme Kırılma Açısı $\alpha$	İçsel Sürtünme Açısı $\phi$	Çekme Dayanımı $\sigma_c$ [N/mm <sup>2</sup> ]	Basınç Dayanımı $\sigma_b$ [N/mm <sup>2</sup> ]	Normal Gerilme $f_\alpha$ [N/mm <sup>2</sup> ]	Kayma Gerilmesi $\tau_\alpha$ [N/mm <sup>2</sup> ]
3	7.17/0.68	67.26	44.52	2.12	20.0	6.576	10.919
	7.28/0.68	67.56	45.12	2.15	22.2	6.827	11.690
7	7.45/0.66	69.40	48.80	2.29	26.2	6.786	12.737
	7.47/0.66	71.76	53.51	2.43	26.7	5.728	11.310
14	7.52/0.66	68.03	46.05	2.45	28.0	7.528	13.700
	7.55/0.66	68.11	46.23	2.41	28.9	7.624	14.000
28	7.66/0.65	68.30	46.60	2.59	32.0	7.990	15.050
	7.73/0.65	68.43	46.86	2.67	33.8	8.186	15.647

$f_1$  değerleri ise yukarıdan aşağıya; 32.633, 35.137, 39.485, 40.041, 41.480, 42.478, 45.808, 47.764 N/mm<sup>2</sup> olarak belirlenmiştir.

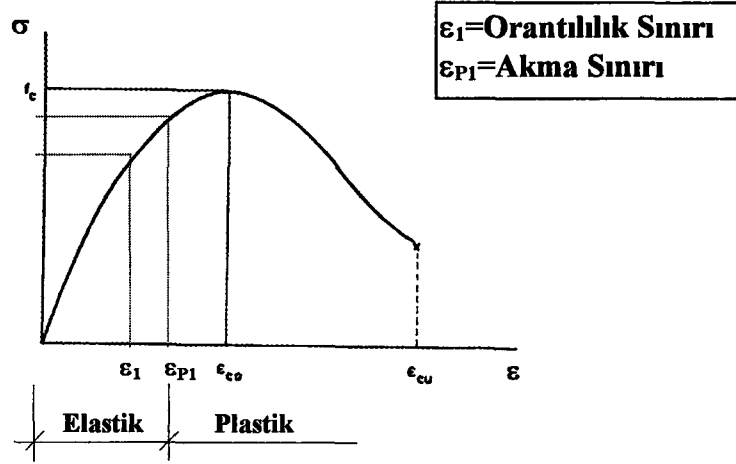
Şehzade Camii, Valide Sultan Camii, K.Ayasofya Camii restorasyonlarından çıkan numunelerle, çeşitli taş ocaklarından elde edilen 14 adet numune Şekil 5.2' deki gibi teste tabi tutulmuştur. Fosillerin taş üzerinde oluşturduğu zayıf yüzeyin yüklenme durumuna göre K.Ayasofya'dan alınan taşlardan elde edilen basınç gerilmeleri 9.8-23 N/mm<sup>2</sup> arasındadır. Bütün taşlar genel olarak değerlendirildiğinde numunelerden elde edilen değerler 8.0-35 N/mm<sup>2</sup> arasındadır. Elde edilen basınç gerilmelerinden de Çizelge 5.3' den faydalanarak K.Ayasofya'da kullanılan kireçtaşının çekme mukavemetinin 1.0 ile 2.20 N/mm<sup>2</sup> arasında olduğu söylenebilir. Ancak 6. Bölümde de görüleceği gibi kompozit halde kullanılan taş duvarın mukavemetini belirleyen sıva olmaktadır. Duvarda kullanılan taş ancak sıvanın mukavemetini bir miktar arttırmaktadır.

## 6. DOĞRUSAL OLMAYAN ANALİZ

Yapı mühendisliğinde, bir yapının analizini gerçekleştirirken, çeşitli etkiler altında sistemde oluşan şekil değiştirmeler (ötelenme ve dönmeler) yapının boyutlarına oranla çok küçük bir değer olarak kabul edilir ve denge denklemleri, şekil değiştirmemiş sisteme göre yazılır. Uygunluk denklemlerinde ise, ikinci derece momentlerin etkisi gözardı edilir. Bazı durumlarda, yapıda oluşan şekil değiştirmeler, yapının boyutlarına oranla ihmal edilemeyecek değerlere ulaşıyorsa, denge denklemleri yapının şekil değiştirmiş geometrisine göre yazılmalıdır. Böylece, analizi yapılan sistemin gerçek davranışını ortaya koyan bir ölçüm elde edilmiş olur. Yapının gerçek davranışını kuvvet-deformasyon eğrisinde görmek mümkündür. Artan yükler altında, kuvvet-deformasyon eğrisinin eğimi artabilir (kablolu asma taşıyıcı sistemler, ince plaklar vb.) veya azabilir (kabuk sistemler, deprem etkisi altındaki çerçeveler vb.). Teorik olarak, artan yükler altında, her sistem, doğrusal davranıştan uzaklaşma eğiliminde olmakla birlikte, servis yükleri altında bu etkiler ihmal edilebilir düzeydedir. Betonarmede olduğu gibi, malzemenin doğrusal olmayan davranışı, sistemin davranışını doğrusallıktan uzaklaştırır. Bu durum ise, malzemeden kaynaklanan doğrusal olmayan davranış olarak tanımlanır. Malzemeden kaynaklanan doğrusal olmayan davranış biçimi olduğu gibi, geometrik nedenlerden dolayı da doğrusal olmayan davranış görülmektedir. Bu bölümde geometriden ve malzemeden ileri gelen doğrusal olmayan davranış şekilleri incelenecektir.

### 6.1. Malzemeden İleri Gelen Doğrusal Olmayan Davranış

Yapı malzemesi olarak kullanılan hiçbir eleman (beton, çelik) çeşitli nedenlerle doğrusal davranış göstermemektedir. Örneğin beton zamanla deformasyon gösteren bir malzemedir ve uzun süreli yükler altında eğrinin ilk bölümü dahi doğrusal değildir. Şekil 6.1' den de görülebileceği gibi, maksimum gerilme ve dayanıma karşılık olan birim uzama  $\epsilon_{\infty}$  aşıldığında, artan deformasyon altında gerilmeler azalmaktadır.



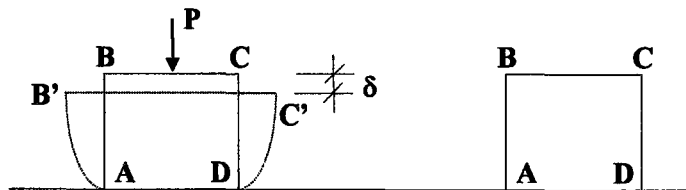
Şekil 6.1. Betonun Gerilme-Deformasyon Eğrisi

Bilindiği gibi, malzemenin birim uzamasının fazla olması o malzemenin *sünek* olduğunu gösterir ki, malzemenin yeterince sünek olması istenir. Ayrıca süneklik malzemenin kırılma biçimiyle de ilintili olduğundan, istenmeyen kırılma biçimleri de (gevrek kırılma) ortaya çıkabilmektedir. Kısaca süneklik malzemenin büyük şekil değiştirebilme yeteneğidir. Şekil 6.1’ deki beton malzemesi  $\epsilon_{c0}$  anına kadar elastik olarak davranmakta,  $\epsilon_{cu}$ ’ dan sonra da plastik olarak davranmaktadır. Sünme, viskoelastisite gibi doğrusal olmayan davranış biçiminin yanı sıra, plastisitede malzeme açısından en önemli doğrusal olmayan bir davranış biçimidir.

### 6.1.1. Cisimlerin Plastik Davranışı

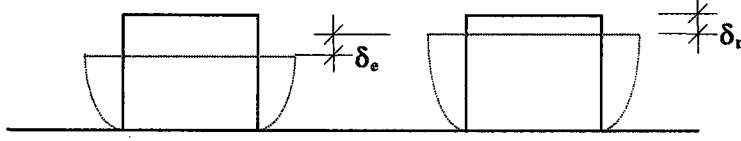
#### 6.1.1.1. Plastik Şekil Değişimi

Bir kuvvet etkisinde kalan katı bir cisim genellikle bir şekil değişimine uğrar. Kuvvetin kalkması ile şekil değişimi tamamen ortadan kalkarsa, bu şekil değişimine elastik şekil değişimi ve katı cisme de “*Tam Elastik Cisim*” adı verilir (Şekil 6.2).



Şekil 6.2. Elastik Şekil Değişimi

Bazı katı cisimlerde ise kuvvetin kalkması ile, cisim eski durumuna gelemez ve şekil değişiminin bir miktarı ortadan kalkar. Fakat bir miktar şekil değişimi cisimde kalır (Şekil 6.3).

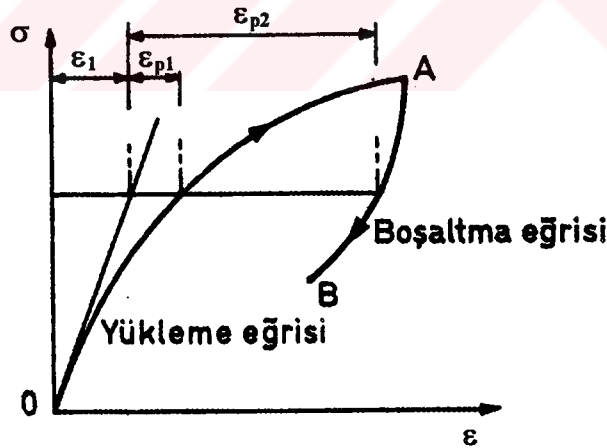


Şekil 6.3. Elasto-plastik Şekil Değişimi

Ortadan kalkan şekil değişimi elastik şekil değişimi, kalan şekil değişimine de plastik şekil değişimi adı verilir. Bu durumda cismin şekil değişimine *elasto-plastik şekil değişimi* denir (Çamlıbel'93).

#### 6.1.1.2. Malzemelerin Şekildeğiştirme Özellikleri

Belirli yük yada yükler altındaki bir katı cismin P-Δl veya  $\sigma$ - $\epsilon$  diyagramı Şekil 6.4 'te verildiği gibidir. Bu diyagramın artan yükler altında elde edilen OA bölümüne yükleme eğrisi, azalan yük durumunda elde edilen AB bölümüne de boşaltma eğrisi denir.



Şekil 6.4. Katı Cismin Gerilme-Deformasyon Eğrisi

Şekil 6.4'te de görüleceği gibi,  $\epsilon_1$  ile gösterilen şekildeğiştirme sınır lineer şekildeğiştirme sınırındır ve O- $\sigma$  eksenine ile eğrinin başlangıç teğeti arasında kalan bölümdür. Başlangıç teğeti ile yükleme ve boşaltma eğrileri arasında kalan  $\epsilon_{p1}$ ,  $\epsilon_{p2}$  şekildeğiştirmelerine de *lineer olmayan şekildeğiştirmeler* adı verilir. Burada malzemenin elastik özelliklerini

kaybetmeye başladığı gerilmeye *elastik sınır* denir. Elastik sınırdan önce gerilmelerle uzamaların oranının değişmediği bir bölge vardır ki buna *orantılılık sınırı* denir. Orantılılık sınırından sonraki sınıra *elastik sınır* denir ve bu iki sınır arasındaki fark çok azdır ve pratikte çoğu zaman bu iki sınır eşit kabul edilir. Elastik sınırdan sonraki sınır ise plastik bölge sınırıdır.

### 6.1.1.3. Şekildeğiştirme Türleri

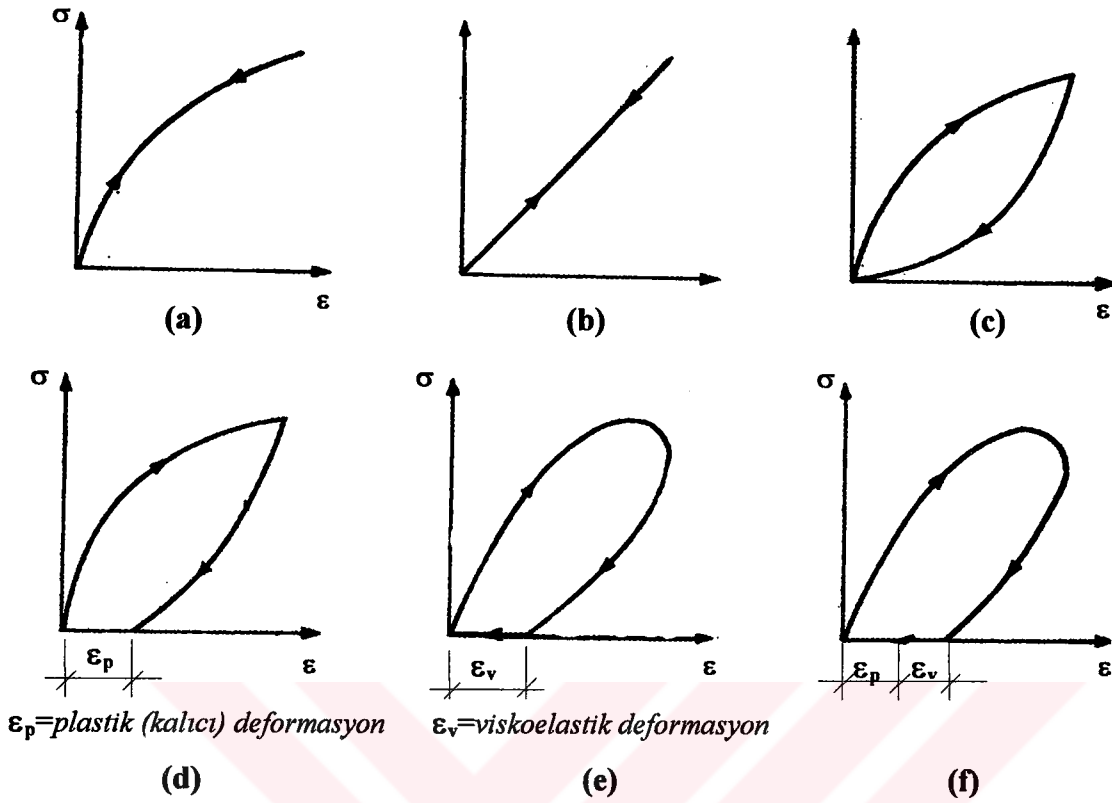
Yükleme ve boşaltma eğrilerinin çakıştığı şekildeğiştirmeye *elastik şekildeğiştirme* (Şekil 6.5.a),  $\sigma$ - $\epsilon$  bağıntısının lineer olduğu elastik şekildeğiştirmeye de *lineer-elastik şekildeğiştirme* denir (Şekil 6.5.b).

Yükleme ve boşaltma farklı eğriler üzerinde meydana gelir, fakat yükleme eğrisinin başlangıcı ile boşaltma eğrisinin sonu çakışırsa ve ayrıca bu eğriler zamana bağlı olmazsa bu tür şekildeğiştirmeye *iç sürtülmeli elastik şekildeğiştirme* adı verilir (Şekil 6.5.c).

Yükleme ve boşaltma eğrileri farklı olan ve yükleme başlangıcı ile boşaltma sonu çakışmayan şekildeğiştirmelere *plastik şekildeğiştirmeler* denir (Şekil 6.5.d). Burada  $\epsilon_p$ , plastik (kalıcı) şekildeğiştirmeyi göstermektedir.

Boşaltma sonunda kalan şekildeğiştirme zamanla sıfıra inerse *viskoelastik şekildeğiştirme* adını alır ve  $\epsilon_v$  ile gösterilir (Şekil 6.5.e).

Bazı hallerde, boşaltma sonunda kalan şekildeğiştirme zamanla azalmakla beraber tamamen sıfıra inmez. Burada  $\epsilon_v$  viskoz şekildeğiştirmenin geri dönen kısmını,  $\epsilon_p$  ise kalıcı şekildeğiştirmeyi göstermektedir (Şekil 6.5.f).



Şekil 6.5. Şekildeğiştirme Türleri

#### 6.1.1.4. İdeal Malzemeler

Yapı sistemlerinde kullanılan gerçek malzemelerin şekildeğiştirme özellikleri,  $\sigma$ - $\epsilon$  bağıntısının ancak bir bölgesinde yukarıda açıklanan şekildeğiştirmelerden birine yaklaşık olarak benzeyebilir. Bu nedenle, yapı sistemlerinin hesap edilebilmesi için, çok kere bazı idealleştirmeler yaparak ideal malzemelerin tanımlanması gerekmektedir.

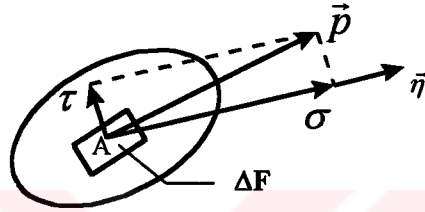
İdeal malzemelerden bazıları lineer ve lineer olmayan elastik malzeme, elasto-plastik, ideal ve pekleşen elasto-plastik malzeme, rijit plastik malzeme ve pekleşen ideal elasto-plastik malzeme şeklindedir (Çakıroğlu ve Özer'1980).

### 6.1.2. Üç Eksenli Gerilme Hali ve Gerilme Tansörü

Bir sisteme etki eden dış kuvvetler neticesinde, sistemin herhangi bir kesit yüzeyi boyunca meydana gelen iç kuvvetlerin birim alana gelen dağılım şiddeti olan gerilme;

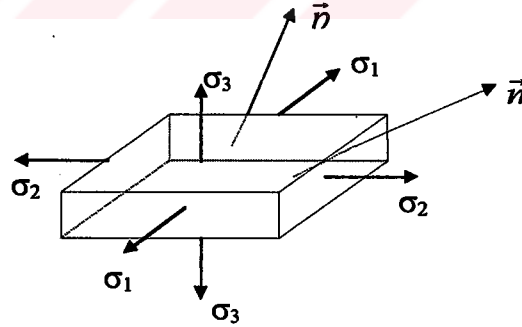
$$\vec{p} = \lim_{\Delta F \rightarrow 0} \left( \frac{\Delta \vec{F}}{\Delta F} \right) \quad (6.1)$$

şeklinde tanımlenebilir. Burada  $\vec{p}$  vektörü ile ifade edilen gerilme eğik gerilmedir ki, bunun normal vektör üzerindeki izdüşümü normal gerilme ( $\sigma$ ), elemanın yüzeyi üzerindeki izdüşümü de kayma gerilmesidir ( $\tau$ ) (Şekil 6.06).



Şekil 6.06. Gerilme Vektörü

Üç eksenli gerilme halinde gerilmeler sırasıyla  $\sigma_1$ ,  $\sigma_2$ ,  $\sigma_3$ , kesitin normal vektörü  $\vec{n}$ , ve sistemdeki eğik gerilme  $\vec{p}$  vektörü ile gösterilirse (Şekil 6.07),  $\vec{p}$  gerilme vektörünün izdüşümleri;



Şekil 6.07. Üç Eksenli Gerilme Hali

$$\vec{p}_1 = \sigma_1 \cdot n_1 \quad (6.2.a)$$

$$\vec{p}_2 = \sigma_2 \cdot n_2 \quad (6.2.b)$$

$$\vec{p}_3 = \sigma_3 \cdot n_3 \quad (6.2.c)$$

olarak elde edilir. Genel halde  $\vec{p}$  gerilme vektörü,

$$\vec{p}_j = \sigma_{ij} \cdot n_j \quad (6.3)$$

şeklinde yazılabilir. Görülüyor ki  $\vec{n}$  normali ile tarif edilen herhangi bir kesitteki gerilmeleri (6.2) ve (6.3) yardımıyla  $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$  asal gerilmeleri cinsinden hesaplamak mümkündür. Buradan;

$$\sigma = \vec{p}_j \cdot \vec{n}_j = \vec{p}_1 \cdot \vec{n}_1 + \vec{p}_2 \cdot \vec{n}_2 + \vec{p}_3 \cdot \vec{n}_3 = \sigma_1 \cdot \vec{n}_1^2 + \sigma_2 \cdot \vec{n}_2^2 + \sigma_3 \cdot \vec{n}_3^2 \quad (6.4)$$

$$\tau^2 = p^2 - \sigma^2 = (\sigma_1 - \sigma_2)^2 \cdot \vec{n}_1^2 \vec{n}_2^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 \cdot \vec{n}_2^2 \vec{n}_3^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2 \cdot \vec{n}_3^2 \vec{n}_1^2 \quad (6.5)$$

elde edilir. Verilen bu denklemler yardımıyla normali üç asal doğrultu ile eşit açı yapan özel bir kesitteki gerilmeler hesaplanırsa;

$$n_1 = n_2 = n_3 = \frac{1}{\sqrt{3}} \quad (6.6)$$

olan bu kesitteki  $\sigma$  normal gerilmesinin denklem (6.4) ve (6.6)' dan;

$$\sigma_{oct} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3}{3} \quad (6.7)$$

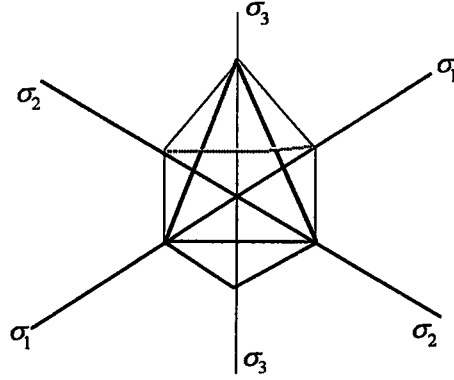
gibi ortalama değere eşit olduğu,  $\tau$  kayma gerilmesinin de denklem (6.5)' den;

$$\tau_{oct} = \frac{\sqrt{2}}{3} \sqrt{\sigma_1^2 + \sigma_2^2 + \sigma_3^2 - \sigma_1 \sigma_2 - \sigma_1 \sigma_3 - \sigma_2 \sigma_3} \quad (6.8)$$

şeklinde ifade edilebileceği gözükmektedir.

Bu gerilmelerin oluşturduğu düzleme *Oktahedral Düzlem* denir. Üç boyutlu kartezyen bir uzayda bu özelliği gerçekleyen düzlem sayısı sekiz olup bunlar düzgün bir sekizyüzlü (oktaedral) oluşturur (Şekil 6.08).





Şekil 6.08. Üç Boyutlu Kartezyen Uzayda Oktaedral Düzlemler

Bilindiği gibi üç eksenli gerilme halinde normal  $\vec{n}$  olan herhangi bir kesitteki  $\vec{p}$  gerilmesinin 9 değere dayalı bileşenleri bulunmaktadır. *Gerilme Tansörü* olarak adlandırılan bu değerler matris formunda yazılırsa;

$$\sigma_{ij} = \begin{bmatrix} \sigma_x & \tau_{xy} & \tau_{xz} \\ \tau_{yx} & \sigma_y & \tau_{yz} \\ \tau_{zx} & \tau_{zy} & \sigma_z \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \sigma_{11} & \sigma_{12} & \sigma_{13} \\ \sigma_{21} & \sigma_{22} & \sigma_{23} \\ \sigma_{31} & \sigma_{32} & \sigma_{33} \end{bmatrix} \quad (6.9)$$

şeklinde yazılabilir.

### 6.1.2.1. Gerilme Tansörü ve İnvaryantları

Herhangi bir üç eksenli gerilme halinde  $\vec{n}$  birim vektörünün koordinatları sırasıyla  $(\lambda, \mu, \nu)$  ve  $\vec{p}$  vektörünün koordinatları da  $p_x, p_y, p_z$  ya da  $p_1, p_2, p_3$  olarak ele alınacak olursa (6.2), (6.4) ve (6.5) denklemleri sonucunda  $\vec{p}$  vektörünün  $\vec{n}$  normaline üzerindeki izdüşümleri sırasıyla;

$$\vec{p}_1 = \lambda \cdot \sigma_x + \mu \cdot \tau_{yx} + \nu \cdot \tau_{zx} = \lambda \cdot \sigma_{11} + \mu \cdot \sigma_{21} + \nu \cdot \sigma_{31} \quad (6.10)$$

$$\vec{p}_2 = \lambda \cdot \tau_{xy} + \mu \cdot \sigma_y + \nu \cdot \tau_{zy} = \lambda \cdot \sigma_{12} + \mu \cdot \sigma_{22} + \nu \cdot \sigma_{32} \quad (6.11)$$

$$\vec{p}_3 = \lambda \cdot \tau_{xz} + \mu \cdot \tau_{yz} + \nu \cdot \sigma_z = \lambda \cdot \sigma_{13} + \mu \cdot \sigma_{23} + \nu \cdot \sigma_{33} \quad (6.12)$$

elde edilir. (6.10), (6.11) ve (6.12) denklemleri  $\vec{p}(p_x, p_y, p_z)$  gerilme vektörü ile  $\vec{n}(\lambda, \mu, \nu)$  normal vektörü arasındaki lineer vektör fonksiyonunu tarif eden ifadelerdir. Bu ifadeleri (6.4) ve (6.5) deki yerlerine yazarsak;

$$\sigma = \lambda^2 \sigma_{11} + \mu^2 \sigma_{22} + \nu^2 \sigma_{33} + 2\lambda\mu\sigma_{12} + 2\lambda\nu\sigma_{13} + 2\mu\nu\sigma_{23} \quad (6.13)$$

$$\begin{aligned} \tau^2 = & \lambda^2 \mu^2 (\sigma_{11} - \sigma_{22})^2 + \lambda^2 \nu^2 (\sigma_{11} - \sigma_{33})^2 + \mu^2 \nu^2 (\sigma_{22} - \sigma_{33})^2 \\ & + (\mu\sigma_{12} + \nu\sigma_{13})^2 + (\lambda\sigma_{21} + \nu\sigma_{23})^2 + (\lambda\sigma_{31} + \mu\sigma_{32})^2 \\ & - 4(\lambda\mu\sigma_{12} + \lambda\nu\sigma_{13} + \mu\nu\sigma_{23})^2 - 2(\lambda\mu\sigma_{12}\sigma_{33} + \lambda\nu\sigma_{13}\sigma_{22} + \mu\nu\sigma_{23}\sigma_{11}) \\ & + 2(\mu\nu\sigma_{12} + \lambda\nu\sigma_{13} + \nu\mu\sigma_{23})[(1-2\lambda^2)\sigma_{11} + (1-2\mu^2)\sigma_{22} + (1-2\nu^2)\sigma_{33}] \end{aligned} \quad (6.14)$$

bağıntıları elde edilir.

Bir noktaya ait gerilme halini (6.9) bağıntısındaki altı değerden o noktaya ait asal gerilmeleri ve bunların doğrultularını hesaplayalım;

Bu durumda  $\vec{n} = (\lambda_0, \mu_0, \nu_0)$  asal normal kesitin birim vektörü olur ve asal kesitte  $\tau=0$  olacağından;

$$\vec{p} = \sigma \cdot \vec{n} \text{ bağıntısından,}$$

$$\vec{p} = \sigma \cdot \vec{n}_0 \quad (6.15)$$

elde edilir. (6.10), (6.11) ve (6.12) bağıntılarından;

$$\vec{p}_1 = \lambda_0 \cdot \sigma = \lambda_0 \sigma_{11} + \mu_0 \sigma_{21} + \nu_0 \sigma_{31} \quad (6.16)$$

$$\vec{p}_2 = \mu_0 \cdot \sigma = \lambda_0 \sigma_{12} + \mu_0 \sigma_{22} + \nu_0 \sigma_{32} \quad (6.17)$$

$$\vec{p}_3 = \nu_0 \cdot \sigma = \lambda_0 \sigma_{13} + \mu_0 \sigma_{23} + \nu_0 \sigma_{33} \quad (6.18)$$

yazılabilir.  $(\lambda_0, \mu_0, \nu_0)$  değerlerine göre lineer ve homogen olan bu bağıntıların hepsi birden sıfır olmayan bir çözüme sahip olabilmesi için katsayılar determinantının sıfır olması şartından;

$$\begin{vmatrix} \sigma_{11} - \sigma & \sigma_{12} & \sigma_{13} \\ \sigma_{21} & \sigma_{22} - \sigma & \sigma_{23} \\ \sigma_{31} & \sigma_{32} & \sigma_{33} - \sigma \end{vmatrix} = 0 \quad (6.19)$$

bulunur. Bu denklem aranan  $\sigma$  asal gerilmesine göre üçüncü derece bir denklemdir. Bu işlemi kapalı çözümden elde etmek de mümkündür. (6.3) ve (6.15) bağıntıları dikkate alınırsa;

$$\begin{aligned} \vec{p} &= \sigma_{ij} \vec{n}_j \quad \text{ve} \quad \vec{p} = \sigma \vec{n}_i \quad \text{'den;} \\ \sigma_{ij} n_j &= \sigma n_i \rightarrow \sigma_{ij} n_j - \sigma n_i = 0 \end{aligned} \quad (6.20)$$

bulunur. Burada indis değiştirmeye yarayan ve *kronecker deltası* olarak bilinen  $\delta_{ij}$  kullanılırsa;

$$n_j \delta_{ji} = n_i \quad (6.21)$$

bulunur. Buradan;

$$\begin{aligned} \sigma_{ij} n_j - \sigma n_i \delta_{ji} &= 0 \\ (\sigma_{ij} - \sigma \delta_{ji}) n_j &= 0 \end{aligned} \quad (6.22)$$

elde edilir. Burada;

$$\delta_{ij} = \begin{cases} 1 \Rightarrow i=j \\ 0 \Rightarrow i \neq j \end{cases} \quad \text{'dir.}$$

$\delta_{ij}$  ayrıca birim matris özelliğindedir ve;

$$\delta_{ji} = \begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 \\ 0 & 1 & 0 \\ 0 & 0 & 1 \end{bmatrix} = I \quad (6.23)$$

şeklinde matris formunda gösterilebilir. Bu durumda (6.22) denklemi ;

$$(\sigma_{ij} - \sigma \cdot I)n_j = 0 \quad (6.24)$$

olur. Bu eşitliğin bir çözümünün olabilmesi için parantez içindeki ifadenin sıfıra eşit olması gerekmektedir. Bu durumda;

$$|\sigma_{ij} - \sigma \cdot \delta_{ji}| = 0 \quad (6.25)$$

olur ki, bunun açık bir şekilde yazılımı da (6.19)' da verilen determinant şeklindedir. (6.19) determinantı açık bir şekilde yazılırsa;

$$\begin{aligned} &\sigma^3 - (\sigma_{11} + \sigma_{22} + \sigma_{33})\sigma^2 + (\sigma_{11}\sigma_{22} + \sigma_{22}\sigma_{33} + \sigma_{11}\sigma_{33} - \sigma_{12}^2 - \sigma_{13}^2 - \sigma_{23}^2)\sigma - \\ &-(\sigma_{11}\sigma_{22}\sigma_{33} - \sigma_{11}\sigma_{23}^2 - \sigma_{22}\sigma_{13}^2 - \sigma_{33}\sigma_{12}^2 + 2\sigma_{12}\sigma_{13}\sigma_{23}) = 0 \end{aligned} \quad (6.26)$$

elde edilir. Bu kübik denklemin üç kökünün daima reel olduğu gözükmektedir. Bu denklemin katsayıları ile kökleri arasında bilinen üç cebrik bağıntı asal gerilmeler cinsinden;

$$I_1 = \sigma_{11} + \sigma_{22} + \sigma_{33} \quad (6.27)$$

$$I_2 = \sigma_{11}\sigma_{22} + \sigma_{22}\sigma_{33} + \sigma_{11}\sigma_{33} \quad (6.28)$$

$$I_3 = \sigma_{11}\sigma_{22}\sigma_{33} \quad (6.29)$$

ifade edilebilir. Elde edilen bu bağıntılara gerilme halinin ya da gerilme tansörü  $\sigma_{ij}$ ' nin invariantları (değişmezleri) denir ve bu ifadeler koordinat dönüştürmelerinden bağımsızdır. Üç boyutlu gerilme durumunda gerilme tansörü iki ayrı tansörün toplamı şeklinde ifade edilmektedir. Bu durumda gerilme tansörü  $\sigma_{ij}$ , *hidrostatik gerilmeler*  $\sigma_0$  ve *sapıcı (deviyatör) gerilmeler*  $S_{ij}$  olmak üzere;

$$\sigma_{ij} = s_{ij} + \sigma_0 \delta_{ij} \quad (6.30)$$

Burada hidrostatik gerilme;

$$\sigma_0 = \frac{1}{3}\sigma_{ii} = \frac{1}{3}(\sigma_{11} + \sigma_{22} + \sigma_{33}) = \frac{1}{3}I_1 \quad (6.31)$$

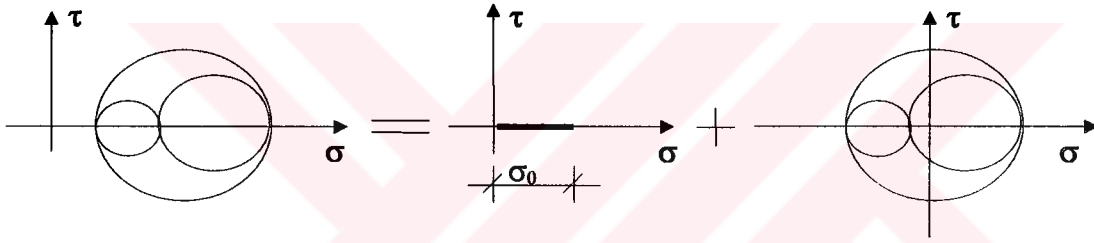
ve deviyatör gerilme bileşeni;

$$s_{ij} = \sigma_{ij} - \sigma_0 \delta_{ij} \quad (6.32)$$

şeklinde olacaktır. Buradan da anlaşılacağı üzere deviyatör gerilme bileşeni, asal gerilmenin hidrostatik gerilmeden farkı olarak açıklanabilir. Aşağıda tansör bileşenlerine ait matris formu ve bu tansör bileşenlerini grafik olarak gösteren Mohr daireleri Şekil 6.09'da gösterilmiştir.

Gerilme Tansörü=Hidrostatik gerilme + Deviyatör gerilme

$$\sigma_{ij} = \begin{bmatrix} \sigma_0 & 0 & 0 \\ 0 & \sigma_0 & 0 \\ 0 & 0 & \sigma_0 \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} \sigma_{11} - \sigma_0 & \sigma_{12} & \sigma_{13} \\ \sigma_{21} & \sigma_{22} - \sigma_0 & \sigma_{23} \\ \sigma_{31} & \sigma_{32} & \sigma_{33} - \sigma_0 \end{bmatrix} \quad (6.33)$$



Şekil 6.09. Gerilme Tansörlerinin Mohr Daireleriyle Gösterimi

### Gerilme Bileşenlerinin İnvaryantları

Deviyatör gerilme bileşeninin birinci invaryantı hidrostatik gerilme ile ilgilidir ve;

$$J_1 = (\sigma_{11} - \sigma_0) + (\sigma_{22} - \sigma_0) + (\sigma_{33} - \sigma_0) = 0 \quad (6.34)$$

şeklindedir. Benzer şekilde deviyatör gerilmelerin invaryantları aşağıdaki gibi verilebilir;

$$J_2 = \frac{1}{2} s_{ij} s_{ji} \quad (6.35)$$

$$J_3 = \frac{1}{2} s_{ij} s_{jk} s_{ki} \quad (6.36)$$

Koordinat eksenleri asal eksenler olarak alınırsa;

$$J_1 = s_1 + s_2 + s_3 = 0 \quad (6.37)$$

$$J_2 = \frac{1}{6}[(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2] = \frac{1}{2}(s_1^2 + s_2^2 + s_3^2) \quad (6.38)$$

$$J_3 = \frac{1}{3}(s_1^2 + s_2^2 + s_3^2) = s_1 s_2 s_3 \quad (6.39)$$

Bu invariantlar arasında;

$$J_1 = 0 \quad (6.40)$$

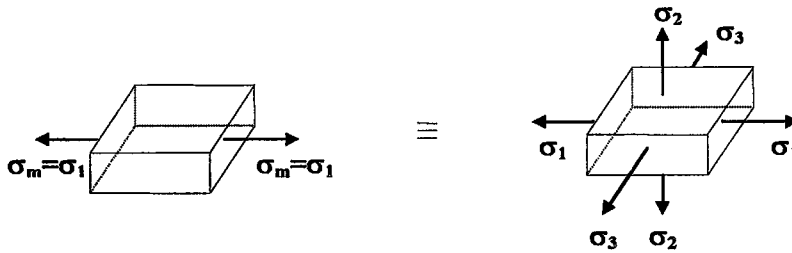
$$J_2 = \frac{1}{3}I_1^2 - I_2 \quad (6.41)$$

$$J_3 = I_3 - \frac{1}{3}I_1 I_2 + \frac{2}{27}I_1^3 \quad (6.42)$$

bağıntıları da mevcuttur.

### 6.1.3. Kırılma Hipotezleri

Yapı malzemesi olarak kullanılacak olan herhangi bir malzemenin çeşitli dış yük durumları için hangi zorlamalarla kırılacağı veya tehlikeli duruma düşeceğinin bilinmesi gerekir. Bunun için malzeme üzerinde çeşitli deneyler yapmak gerekir. Fakat cisimlerde ancak, basit çekme veya basit basınç gibi tek eksenli gerilme hallerine ait deneyler kolaylıkla yapılarak kırılma yükleri bulunabilir. Buna karşılık malzeme iki veya üç eksenli gerilme haline maruz ise, deney tekniği zorlaştığı gibi, kırılma yükleri çok sayıda deney yapılarak istatistiki olarak tespit edilebilir. Buda oldukça külfetli ve pratik olmayan bir yoldur.



Şekil 6.10. Özdeş Tek ve Üç Eksenli Gerilme Halleri

Şekil 6.10' da aynı cismin iki tip zorlaması gösterilmiştir, bunlardan biri tek eksenlidir ve  $\sigma_m$  ile gösterilen gerilme altında cisim sınır durumuna ulaşmıştır. İkinci gerilme hali üç eksenli olup orada da durum, tıpkı birincideki gibi, sınırdadır. Kısaca her iki zorlama tehlike yönünden özdeştir. Özdeş olan bu durum için, fizik yönden eşit durumda olan iki halin gerilmeleri arasındaki bağıntıyı bulmak, yani;

$$\sigma_m = f(\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3) \quad (6.43)$$

gibi bir karşılaştırma ifadesi bulmak gerekmektedir. Burada  $f$  üç asal gerilmeye bağlı bir fonksiyonu gösterir. Üç eksenli gerilme altında cisim henüz kırılmamış veya plastik hale geçmemişse (6.43) ifadesi ;

$$\sigma_m > f(\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3) \quad (6.44)$$

gibi bir eşitsizlik olacaktır. Cisim homojen ve izotrop olursa  $f$  fonksiyonu asal gerilmelerin simetrik bir fonksiyonu olup yalnız onların şiddetlerine bağlıdır; asal gerilmelerin doğrultuları burada rol oynamaz. İç bünye bakımından birbirinden çok farklı olan bütün malzemeler için kullanılacak tek bir kriter bulunmamaktadır. Bu nedenle çeşitli malzemelerin kırılma kriterlerinin iki ve/veya üç eksenli gerilme hallerinde kırılma durumu ve plastik hale geçiş için birçok araştırmacılar tarafından bazı hipotezler ortaya atılmıştır. Bu hipotezlere *Kırılma Hipotezleri* adı verilir. Bunların doğruluğu, yapılan deneylerle kontrol edilmiş ve uygun olanları benimsenmiştir. Ancak bütün malzeme türleri ve zorlama tiplerini kapsayan tek bir kırılma hipotezini vermek mümkün değildir. Bir kırılma hipotezi belirli tür malzemelerde ve zorlama tiplerinde iyi netice vermesine karşılık, başka tür malzemeler için yanlış sonuç verebilmektedir. Bu sebeple, malzeme türüne ve zorlama tipine uygun olan kırılma hipotezini seçmek gerekir.

Tek eksenli gerilme halinde, sünek malzemede akma sınırına, gevrek malzemede ise kırılma sınırına ulaşıldığı anda tehlikeli durum meydana gelecektir. İki veya üç eksenli gerilme halinde akma veya kırılmanın hangi durumda meydana geleceğini tespit etmek üzere ortaya atılan kırılma hipotezleri üç ana grupta toplanabilir (İnan'67, Ünsaç'63, Hodge'67):

a) Gerilme Hipotezleri

- a1) Maksimum Normal Gerilme Hipotezi
- a2) Maksimum Kayma Gerilmesi Hipotezi
- a3) Mohr-Coulomb Kayma Gerilmesi Hipotezi
- a4) Drucker-Prager Kriteri

b) Şekil Değişirme Hipotezleri

c) Enerji Hipotezleri

- c1) Von Mises Kriteri

Bu hipotezlerden birinci grup, tehlikeli duruma geçişte, gerilmenin esas olduğunu; ikinci gruptaki hipotezler, olayda şekildeğiştirmenin esas faktör olduğunu, üçüncü grupta ise, şekildeğiştirme enerjisinin önemini esas kabul etmiştir. Bununla birlikte, gerilme-şekildeğiştirme bağıntılarını dikkate almak koşulu ile, çeşitli açılardan ileri sürülen bütün hipotezleri gerilme cinsinden ifade etmek mümkündür. Örneğin (6.43) ifadesinde bu kriterler asal gerilmeler cinsinden ifade edilmiştir.

Çeşitli hipotezleri birbirleriyle kolayca karşılaştırmak için, bunları geometrik olarak belirlemek gerekir.  $\sigma_1$ ,  $\sigma_2$  ve  $\sigma_3$  ile verilen üç eksenli gerilme halini, uzayda bir P noktasının koordinatları olarak kabul edersek, çeşitli gerilme halleri çeşitli noktalara karşı gelecektir. Bu duruma göre, mukavemet hipotezleri, tehlikeli durumları tehlikesizden ayıran bir sınır yüzeyi ile ifade edilecek ve iki eksenli gerilme halinde ise bu sınır yüzeylerinin ilgili koordinat düzlemleri ile olan arakesit eğrileri ele alınacaktır. Diğer bir ifade ediliş şekli de, Mohr daireleri için kullanılan  $\sigma$ ,  $\tau$  düzlemi esas alınır.

#### 6.1.4. Maksimum Kayma Gerilmesi Hipotezi

Bu hipoteze göre akma veya kırılma, en büyük kayma gerilmesi  $\tau_{max}$  tarafından meydana getirilmektedir. Şekil 6.11 'de görülen tek eksenli gerilme haline ait Mohr Dairesine göre;

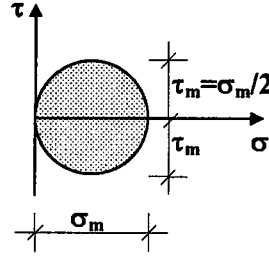
$$\sigma_1 = \sigma_m \quad (6.45)$$

alınacak olursa,



$$\tau_m = \frac{\sigma_m}{2} \quad (6.46)$$

elde edilir.



Şekil 6.11. Tek Eksenli Gerilme Haline Ait Mohr Diyagramı

Diğer taraftan üç eksenli gerilme halinde maksimum kayma gerilmesi;

$$\tau_{\max} = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \quad (6.47)$$

olacak ve bu hipoteze göre;

$$\tau_{\max} = \tau_m \quad (6.48)$$

olduğundan akma meydana gelecektir. (6.48)' e, (6.46) ve (6.47) 'deki değerler yazılacak olursa,

$$\sigma_1 - \sigma_3 = \sigma_m \quad (6.49)$$

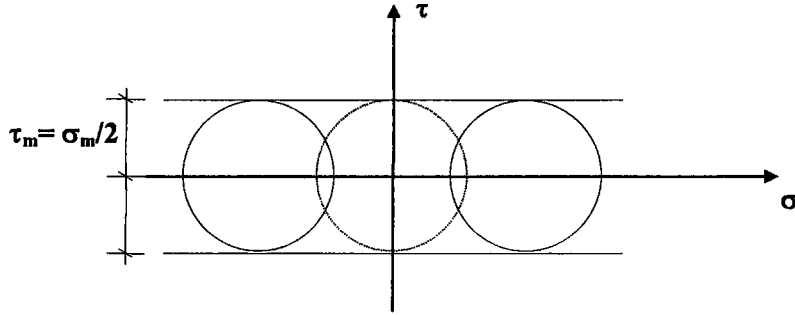
ile akma şartı elde edilmiş olur. İki eksenli gerilme halinde akma şartı;

$$\sigma_1 - \sigma_2 = \sigma_m \quad (6.50)$$

şeklinde verilebilir.

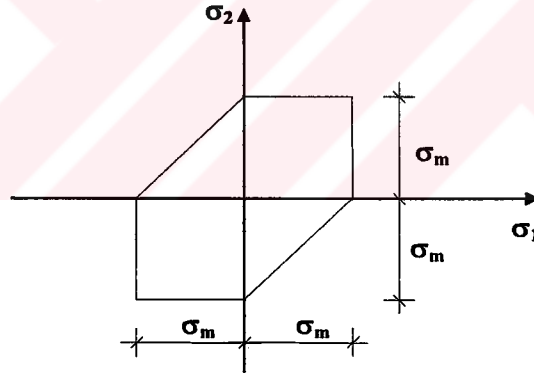
Bu hipoteze göre iki eksenli gerilme hali için Şekil 6.12 ' da verilen Mohr daireleri kayma gerilmesinin akma sınırının yarısına eşit olması halinde  $\tau = \tau_m = \sigma_m/2$  doğrularına teğet olacaktır. Bu doğrulara *zarf doğruları* denir. Başka bir deyişle (6.49) eşitliğinin grafik anlamı sınır durumlarda en büyük Mohr dairesinin çapının sabit olacağı ve bunun  $\sigma_m$

değerine eşit olacaktır. Bu hipoteze göre sınır Mohr dairelerinin merkezi nerede olursa olsun çapı sabit olduğundan zarflar,  $\sigma$  eksenine paralel iki doğrudan ibaret olur.



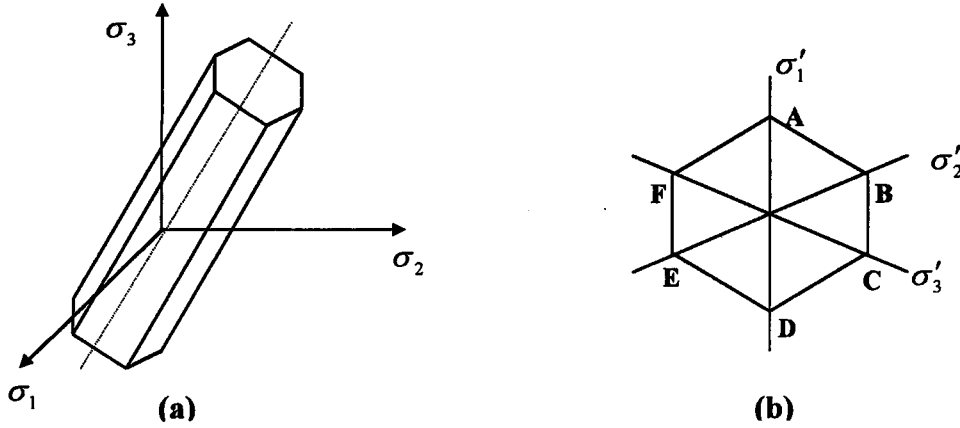
Şekil 6.12. Mohr Daireleri ve Zarf Doğruları

İki eksenli gerilme hali için, akma şartını sağlayan noktaların geometrik yeri  $\sigma_1, \sigma_2$  asal gerilmelerinin aynı işaretli olmaları halinde bu hipoteze göre bulunacak akma sınırları, maksimum normal gerilme hipotezindeki akma sınırları ile çakışır (Şekil 6.13). Buna karşılık işaretlerin farklı olması, sınırların  $45^\circ$  eğimli olmalarına neden olacaktır. Bu altıgene *Tresca Altıgeni* (1865) denilmektedir.



Şekil 6.13.  $\sigma_1$ - $\sigma_2$  Düzleminde Tresca Altıgeni

Gerilme durumu  $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$  asal gerilmeleriyle belirtiliyorsa bu gerilme hali Şekil 6.14' de görüldüğü gibi altıgen prizmanın yanal yüzeyleri üzerinde bulunur.



Şekil 6.14. Tresca Altıgeni (a) Asal Gerilme Uzayında, (b) Deviyatör Düzleminde

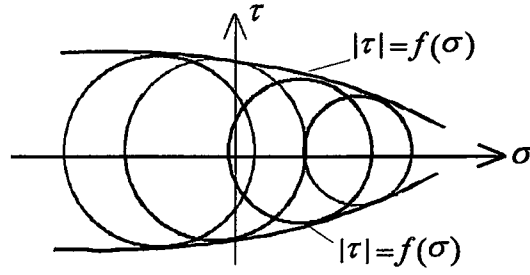
Bu hipotez, çekme ve basınçta aynı özelliği gösteren sünek malzemelerde iyi sonuçlar verir. Hidrostatik basınç denemesi yönünden de bu hipotezde herhangi bir aksaklık yoktur. Buna karşılık çekme ve basınçta farklı mukavemet gösteren gevrek malzemede sınır Mohr dairelerinin çapları sabit olmadığından , bu hipotezle tatmin edici sonuçlar elde edilemez.

### 6.1.5. Mohr-Coulomb Kayma Gerilmesi Hipotezi

*Mohr* kriteri (1900), Tresca kriterinin eksik taraflarını tamamlayan, geliştirilmiş hali olarak düşünülebilir. Her iki kriter de plastik hale geçmede en büyük kayma gerilmesinin hakim olduğunu kabul etmektedir. Tresca kriterinde kayma gerilmesinin kritik değerinin sabit olduğu kabul edilmesine karşın, Mohr kriterinde kritik kayma gerilmesinin, etkidiği yüzeydeki normal gerilme  $\sigma$  'nın bir fonksiyonu olduğu varsayılmaktadır,

$$|\tau| = f(\sigma) \quad (6.51)$$

burada  $f(\sigma)$ , deneysel olarak saptanan bir fonksiyondur. (6.51) denkleminin Mohr tasvir sistemindeki grafik anlamı, malzemedeki akmanın, en büyük asal dairenin,  $f(\sigma)$  sınır eğrisine teğet olması durumunda meydana geleceğidir (Şekil 6.15).



Şekil 6.15. Mohr kriterinin grafik gösterimi

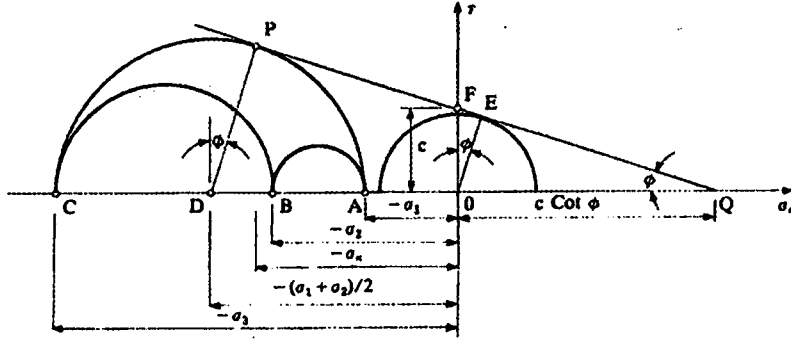
Yukarıdan anlaşıldığı gibi Mohr gerilme hipotezi, en büyük kayma gerilmesinin, üzerine etkiyen normal gerilmeye bağlı bir fonksiyon ile ifade edileceği ve bu fonksiyonun her malzeme için deneysel belirleneceğini kabul etmektedir. Mohr kriterinin daha basit formu,  $f(\sigma)$ ' nın bir doğru denklemi ile ifadesidir (Şekil 6.16). Bu *Coulomb* denklemi (1773) olarak bilinmektedir. Denklem,

$$|\tau| = c - \sigma \tan \phi \quad (6.52)$$

şeklindedir. Burada  $c$  kohezyon,  $\phi$  içsel sürtünme ile ilgili deneysel olarak saptanacak malzeme sabitleridir. Denklem (6.52) akma sınır durumunu ifade eder ve *Mohr-Coulomb kriteri* olarak bilinir. Özel bir durum olarak, sürtünmesiz malzemelerde ( $\phi = 0$ ) Tresca kriterine benzer  $\tau = k$ , ve  $c$  -kohezyon sabiti teorik kesmede akma gerilmesine eşit olur ( $c = k$ ). Denklem (6.52)'den ve  $\sigma_1 \geq \sigma_2 \geq \sigma_3$  durumu için Mohr-Coulomb kriteri,

$$\frac{1}{2}(\sigma_1 - \sigma_3) \cos \phi = c - \left[ \frac{1}{2}(\sigma_1 + \sigma_3) + \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \sin \phi \right] \tan \phi \quad (6.53)$$

şeklinde olacaktır.



Şekil 6.16. Mohr-Coulomb Kriterinin Grafik Gösterimi (Owen ve Hinton'1986)

(6.53) bağıntısının düzenlenmesi ile,

$$1 - \frac{1 + \sin \phi}{2c \cos \phi} \sigma_3 = \frac{1 - \sin \phi}{2c \cos \phi} \sigma_1 \quad (6.54)$$

elde edilecektir. Eğer burada,

$$\frac{2c \cos \phi}{1 - \sin \phi} = f_c \quad (6.55)$$

ve

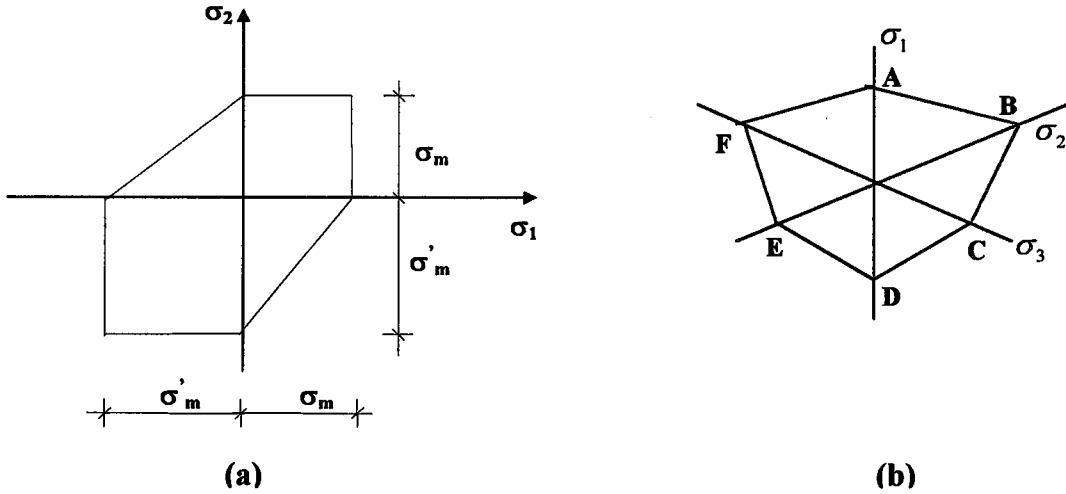
$$\frac{2c \cos \phi}{1 + \sin \phi} = f_t \quad (6.56)$$

tanımlamaları yapılacak olursa denklem (8.54),

$$\frac{\sigma_1}{f_t} - \frac{\sigma_3}{f_c} = 1 \quad ; \quad \sigma_1 \geq \sigma_2 \geq \sigma_3 \quad (6.57)$$

şeklini alacaktır. Burada  $f_t, f_c$  sırası ile çekme ve basınç mukavemetleridir.

Bu hipotez eğer  $\sigma_1, \sigma_2$  düzleminde gösterilecek olursa (Şekil 6.17) yine bir altıgen olur.



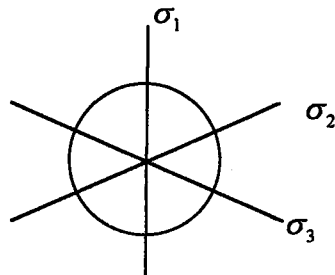
Şekil 6.17. Mohr-Coulomb Altıgeni (a)  $\sigma_1, \sigma_2$  Düzleminde, (b) Deviyatör Düzlemde

### 6.1.6. Drucker-Prager kriteri

Mohr-Coulomb kriterinin, hidrostatik basınç etkisini dikkate alması farkıyla Tresca kriterinin genelleştirilmiş hali olduğu açıklanmaya çalışılmıştı. *Drucker-Prager* kriteri (1952) ise daha sonra açıklanacak olan enerji hipotezlerinden *Von Mises* kriterinin basitleştirilmiş formu olduğu söylenebilir. Drucker-Prager, akma kriterini, Von Mises kriterinde hidrostatik gerilme etkisini ek bir terim ile dikkate alarak,

$$f(I_1, J_2) = \alpha I_1 + \sqrt{J_2} - k = 0 \quad (6.58)$$

Burada  $\alpha$  ve  $k$  malzeme sabitleridir.  $\alpha = 0$  olması durumunda kriter, Von Mises kriteri ile aynı olacaktır. Denklem (6.58)' in gösterdiği akma yüzeyi asal gerilme uzayında bir dairesel koni olacaktır (Şekil 6.18).

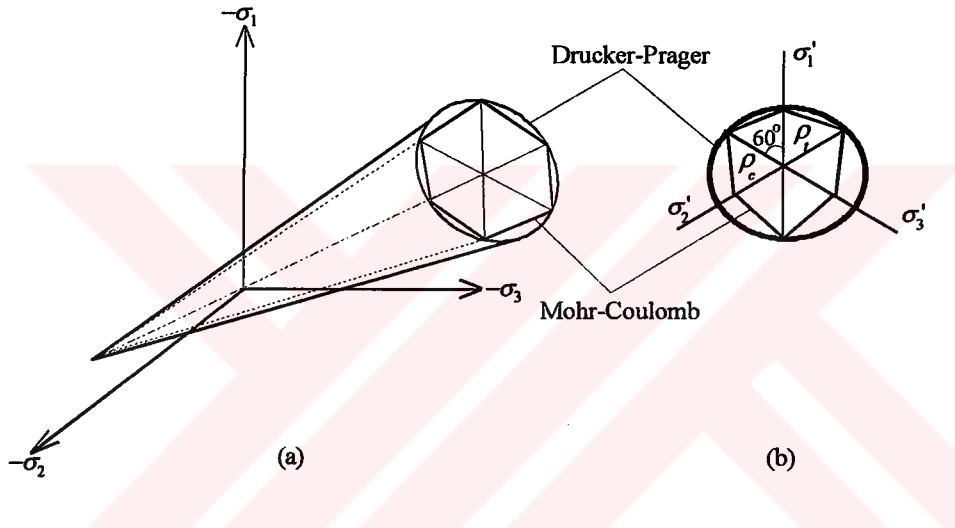


Şekil 6.18. Drucker-Prager Kriterinin Deviyatör Düzlemde Gösterimi

Drucker-Prager kriteri, Mohr-Coulomb kriterine oldukça yakındır. Mesela, Drucker-Prager dairesi, Mohr-Coulomb altıgenine dıştan çizilen bir sınır daire olarak düşünülürse, iki yüzey  $\theta=60^\circ$ ,  $\alpha$ ,  $k$  ile belirlenecek basınç meridyenine uygun düşer. Burada  $\alpha$  ve  $k$  değeri denklem (6.54)'deki  $\phi$  ve  $c$  değerlerine bağlı,

$$\alpha = \frac{2 \sin \phi}{\sqrt{3}(3 - \sin \phi)} \quad , \quad k = \frac{6c \cos \phi}{\sqrt{3}(3 - \sin \phi)} \quad (6.59)$$

olacak şekilde belirlenebilir.



Şekil 6.19 Drucker-Prager ve Mohr-Coulomb kriterlerinin karşılaştırılması, (a) asal gerilme uzayında, (b) deviyatör düzleminde (Chen'82)

Denklem (6.59)'daki sabitlerle belirlenen koni, Mohr-Coulomb akma yüzeyindeki altıgen piramidi çevreleyen bir dış sınır görünümündedir (Şekil 6.19). Ayrıca çekme meridyeninden ( $\rho_c$ ) geçen,  $\theta = 0^\circ$  ile belirlenecek iç koniyi belirleyecek sabitler,

$$\alpha = \frac{2 \sin \phi}{\sqrt{3}(3 + \sin \phi)} \quad , \quad k = \frac{6c \cos \phi}{\sqrt{3}(3 + \sin \phi)} \quad (6.60)$$

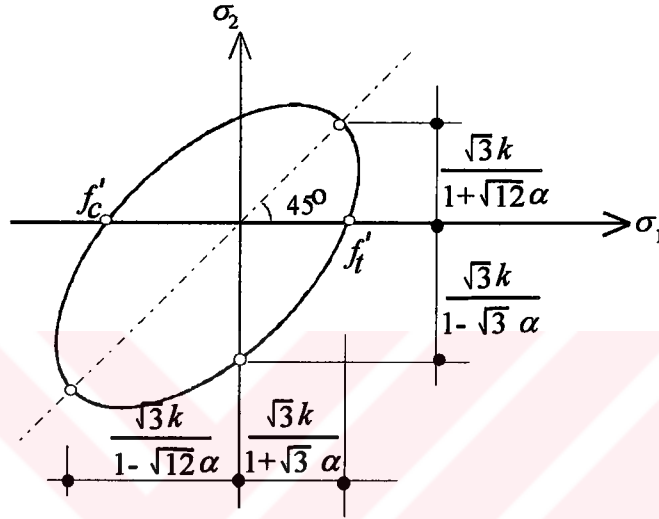
olarak belirlenir. İki eksenli gerilme durumu için  $(\sigma_1 - \sigma_2)$  düzleminde, Drucker-Prager kriteri denklem (6.58)'de  $\sigma_3 = 0$  alınarak,

$$(\sigma_1 + \sigma_2) + \sqrt{\frac{1}{3}(\sigma_1^2 - \sigma_1\sigma_2 + \sigma_2^2)} = k \quad (6.61)$$

veya düzenlenirse,

$$(1 - 3\alpha^2)(\sigma_1^2 + \sigma_2^2) - (1 + 6\alpha^2)\sigma_1\sigma_2 + 6k\alpha(\sigma_1 + \sigma_2) - 3k^2 = 0 \quad (6.62)$$

şeklinde elde edilir. (6.62) denkleminin grafik gösterimi Şekil 6.20'de verilmiştir.



Şekil 6.20  $\sigma_1 - \sigma_2$  düzleminde Drucker-Prager kriteri (Chen'82)

### 6.1.7. Von Mises Kriteri

Oktaedral kayma gerilmesi denklem (6.8) dışında  $\tau_{oct} = \frac{\sqrt{2}}{3} \sigma_m$  şeklinde de elde edilebilir (İnan' 1967). Buradan da anlaşılacağı gibi biçim değiştirme enerjisi oktaedral kayma gerilmesinin karesiyle orantılıdır. Plastik hale veya kırılma durumuna ulaşmada maksimum kayma gerilmesi yerine daha uygun olan oktaedral kayma gerilmesini alan bu kriter *Von Mises (1910)* tarafından önerilmiştir.

Koordinat eksenlerinin asal eksenler olarak ele alınmasında deviyatör tansörünün ikinci invariantı da  $J_2 = \frac{1}{6}[(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2]$  şeklinde bulunmuştur. Buradan hareketle invariant;



$$J_2 = \frac{1}{6}[(2\sigma_1^2 + 2\sigma_2^2 + 2\sigma_3^2 - 2(\sigma_1\sigma_2 + \sigma_2\sigma_3 + \sigma_1\sigma_3))]$$

$$J_2 = \frac{2}{6}[(\sigma_1^2 + \sigma_2^2 + \sigma_3^2 - (\sigma_1\sigma_2 + \sigma_2\sigma_3 + \sigma_1\sigma_3))] \quad (6.63)$$

şeklinde elde edilir ve buradan;

$$J_2 = \frac{2}{6}\sigma_m^2 \quad (6.64)$$

ve,

$$3J_2 = \sigma_m^2 \quad (6.65)$$

elde edilir. Buradan (6.65) denklemi;

$$3J_2 - \sigma_m^2 = 0 \quad (6.66)$$

şeklini alacaktır.  $\sigma_m^2/3$  değerine  $k^2$  denilirse, (6.66) denklemi  $J_2$ 'ye bağlı bir akma fonksiyonunu ifade edecektir ve ;

$$f(J_2) = J_2 - k^2 = 0 \quad (6.67)$$

şeklinde belirtilebilecektir. Burada  $k$  ile verilen teorik kesmedeki akma gerilmesi olarak tanımlanmaktadır ve,

$$k = \frac{\sigma_m}{\sqrt{3}} \quad (6.68)$$

şeklinde olacaktır. Gerilme hipotezlerinden de bilindiği gibi akma, oktaedral kayma gerilmesinin kritik değerine ulaşmasıyla meydana gelecektir. Bu durumda,

$$\tau_{oct} = \frac{\sqrt{2}}{3}\sigma_m = \sqrt{\frac{2}{3}}k \quad (6.69)$$

şeklinde olacaktır. Asal gerilmeler ile, (6.68) ve (6.69) denklemleri dikkate alınır;

$$\sigma_1^2 + \sigma_2^2 + \sigma_3^2 - (\sigma_1\sigma_2 + \sigma_2\sigma_3 + \sigma_1\sigma_3) = \sigma_m^2 = 3k^2 \quad (6.70)$$

veya;

$$[(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2] = 6k^2 \quad (6.71)$$

denklemleri elde edilecektir. (6.71) denkleminde de anlaşılacağı üzere bu denklem gerilme uzayında her iki tarafından açık olan bir silindir yüzeyi göstermektedir.

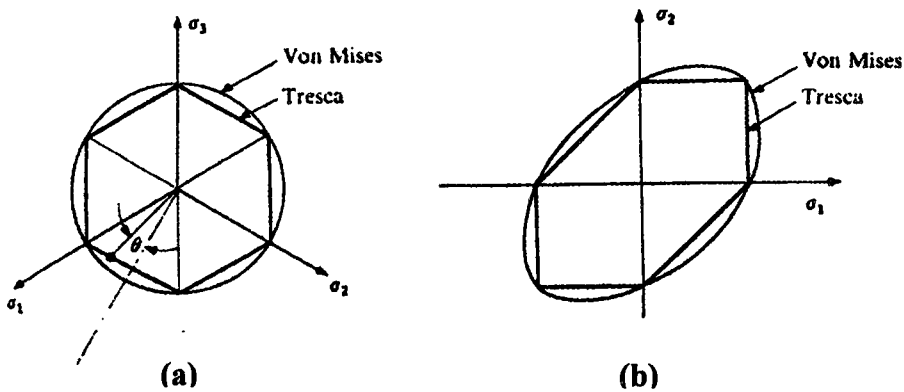
Gerek Tresca ve gerekse Von Mises kriterinde tanımlanan  $k$  parametresi tanım olarak aynı olmasına karşın farklı denklemlerle ifade edilmiştir. Eğer her iki kriter içinde aynı  $k$  değeri alınrsa Von Mises'in elipsi, Tresca altıgenine, her noktadan teğet olacaktır (Şekil 6.21). Biçim değiştirme enerjisi hipotezi düzlemsel gerilme hali için;

$$\sigma_1^2 + \sigma_2^2 - \sigma_1\sigma_2 = \sigma_m^2 \quad (6.72)$$

denklemleriyle tarif edilen bir elips ile temsil edilebilir. Şekil 6.21' deki gibi olan bu elipsin yarıçapları,

$$a = \sqrt{2}\sigma_m \quad \text{ve} \quad b = \sqrt{\frac{2}{3}}\sigma_m \quad (6.73)$$

değerlerini alacaktır.



Şekil 6.21. Tresca ve Von Mises Kriterleri (a) Deviyatör Düzleminde,  
(b)  $\sigma_1, \sigma_2$  Düzleminde

Von Mises kriteri özellikle uzaması fazla olan malzemeler için iyi sonuçlar vermektedir. Biçim değiştirme enerjisi kriterinin tek eksik tarafı, hidrostatik basınçta olduğu gibi hidrostatik çekme için de bir sınır tanımamasıdır. Halbuki çekme halinde kohezyon nasıl olsa yenilecek, cisimde bir ayrılma görülecektir. Bu kusur Huber tarafından iki enerji hipotezi birleştirilerek ortadan kaldırılmıştır. Eğer ortalama gerilme  $\sigma_m < 0$ , basınçsa (6.71) kriteri,  $\sigma_m > 0$ , çekme ise Beltrami'nin asal gerilme ile ilgili kriteri kullanılacaktır. Bu düzeltme, iki taraftan açık olan sınır yüzeyi çekme tarafından kapatmak demektir.

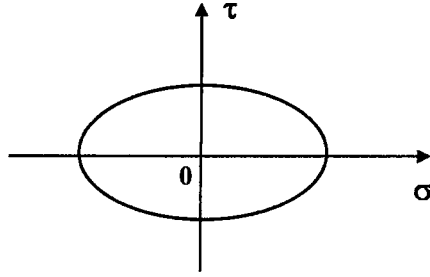
### 6.1.8. Pekleşme

Önceki bölümlerde anlatıldığı gibi, malzemenin tek yönlü gerilmeler altındaki dayanımı temel alınarak, çok yönlü gerilmeler altındaki dayanımı, belirli bir "*kırılma kriteri*" ne göre hesaplanabilmektedir. Kullanılacak olan kriterde 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 akma gerilmesinden sonra düz, yatay bir doğru ile ifade edilmekte, belirli bir kalıcı uzamadan sonra (akma sınırından sonra) oluşan gerilme artması dediğimiz "*pekleşme*" (*strain hardening*) etkisi dikkate alınmamaktadır. Başka bir deyişle bildiğimiz ideal plastik davranış dikkate alınmaktadır.

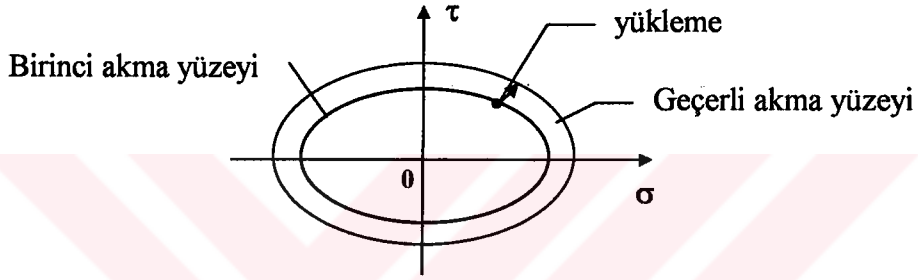
İlk akma noktasından sonra plastik deformasyonun olacağı gerilme seviyesi, o andaki deformasyon derecesine bağlı bir şekilde ifade edilebilir. Ayrıca akma yüzeyi plastik deformasyonun her bir safhasında farklılık gösterecektir. Ardışık akma yüzeyleri plastik birim deformasyonlara bağlı olacaktır. Bu yüzeyler maksimum normal gerilme kriteri için bir küp, Von mises kriteri için silindir, Drucker-Prager kriteri için ise bir konidir.

Aşağıdaki Şekil 6.22a' da *ideal plastik malzeme* gösterilmiştir. Akma gerilme seviyesi plastikleşmeye herhangi bir şekilde bağlı değildir. Ötelenme olmadan ardışık akma yüzeyleri ilk akma yüzeyinden düzenli bir şekilde genişliyorsa buda Şekil 6.22b' deki gibi *izotropik*

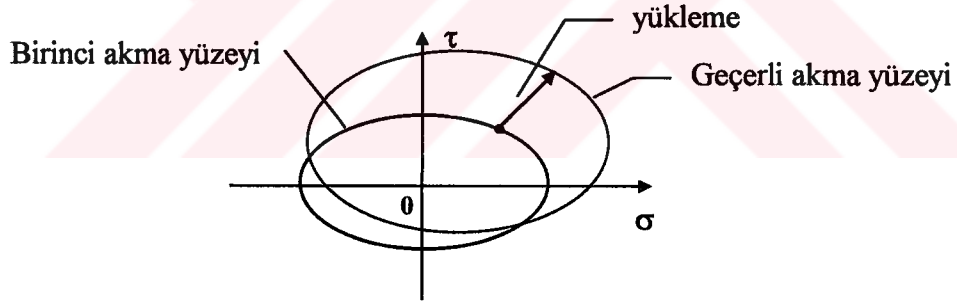
*pekleşme* modelidir. Eğer akma yüzeyinin şekli aynen korunarak gerilme uzayında rijit kütle olarak hareket ediyorsa bu da *kinematik pekleşme* (Şekil 6.22c) olayıdır.



a) İdeal Plastik Malzeme



b) İzotropik Pekleşme



c) Kinematik Pekleşme

Şekil 6.22. Pekleşmeli Malzeme Davranışlarının Matematiksel Modelleri

Akma yüzeyinin gerilme uzayındaki diyagramını;

$$f(\sigma_{ij}) = k(\kappa) \quad (6.74)$$

bağıntısı ile belirtmek mümkündür. Ayrıca akma yüzeyinin düzenli olarak gelişimi; akma gerilmesi ( $k$ ) değerinin plastik deformasyon cinsinden ifadesi olan pekleşme parametresi  $\kappa$ ' ye bağlı olarak iki şekilde yapılabilir. Bunlar;

1) İş Enerjisi (Work hardening) : Burada  $\kappa$  toplam plastik iş ( $W_p$ ) cinsinden ifade edilebilir.

$$\kappa = W_p \quad (6.75)$$

Burada;

$$W_p = \int \sigma_{ij} (d\varepsilon_{ij})_p \quad (6.76)$$

dir. Yukarıdaki ifadelerde;

$W_p$  : Toplam plastik iş,

$(d\varepsilon_{ij})_p$  : Gerilme artımları esnasında meydana gelen deformasyonun plastik bileşenidir.

2) İkinci alternatif olarak  $\kappa$ ; toplam plastik deformasyonun mertebesiyle ilgisi olan efektif, genelleştirilmiş ya da eşdeğer plastik deformasyon olarak ifade edilebilir. Bu deformasyonun artımlı olarak ifadesi;

$$d\bar{\varepsilon}_p = \sqrt{\left(\frac{2}{3}\right) \left\{ (d\varepsilon_{ij})_p (d\varepsilon_{ij})_p \right\}^{1/2}} \quad (6.77a)$$

şeklindedir. (6.77) bağıntısıyla verilen akma durumu yalnız hidrostatik gerilme durumu için geçerlidir. Ancak  $(d\varepsilon_{ii})_p = 0$  olduğundan dolayı  $(d\varepsilon'_{ij})_p = (d\varepsilon_{ij})_p$  olur. Bu sebeple (6.77a) ifadesi yeniden yazılırsa;

$$d\bar{\varepsilon}_p = \sqrt{\left(\frac{2}{3}\right) \left\{ (d\varepsilon'_{ij})_p (d\varepsilon'_{ij})_p \right\}^{1/2}} \quad (6.77b)$$

elde edilir.

---

Burada ( ' ) ile verilen terimler deviyatör gerilmeyi göstermektedir.

Pekleşme parametresi  $\kappa$  ise;

$$\kappa = \bar{\epsilon}_p \quad (6.78)$$

şeklinde toplam eşdeğer plastik deformasyon olarak yazılabilir.

(6.74) bağıntısıyla ilgili olarak gerilme fonksiyonu uzayda  $f$  olarak verilirse ve  $k'$  de ilk akma gerilmesi olarak tanımlanırsa;

$f < k$  ise elastik davranış

$f = k$  ise plastik duruma geçişi gösterecektir. Başka bir deyişle, eğer bir noktadaki gerilme akma yüzeyi sınırındaysa plastik deformasyonlar meydana gelecektir. Plastik akışın devam edebilmesi için gerilme durumunun değişmemesi yani gerilmelerin akma yüzeyi üzerinde kalması gerekmektedir. Bu durum *yükleme evresi* olarak isimlendirilir. Diğer taraftan gerilmeler akma sınırının altına düşerse plastik deformasyon oluşmaz ve tüm deformasyonlar elastik aşamada kalır. Bu durumda *boşaltma evresi* olarak isimlendirilir.

$f(\sigma_{ij}) = k$  olması durumunda herhangi bir durumdaki gerilme artışı;

$$df = \frac{\partial f}{\partial \sigma_{ij}} d\sigma_{ij} \quad (6.79)$$

olarak alınabilir. Bu durumda da;

$df < 0$  ise elastik geri yükleme veya boşaltma evresi

$df = 0$  ise akma yüzeyinin üzerinde, yani plastik akış yada yükleme evresi

$df > 0$  ise akma yüzeyinin genişlemesi gerekiyor.

### 6.1.5. Elasto-plastik Birim Deformasyon Bağıntıları

İlk akma noktasından sonra gerilmeler elastik ve plastik olarak ayrılacaktır. Herhangi bir gerilme artışında birim deformasyondaki artış elastik ve plastik kısımlara ayrılabilir. Bu da;

$$d\varepsilon_{ij} = (d\varepsilon_{ij})_e + (d\varepsilon_{ij})_p \quad (6.80)$$

Buradaki elastik kısım;

$$(d\varepsilon_{ij})_e = \frac{d\sigma'_{ij}}{2\mu} + \frac{(1-2\nu)}{E} \delta_{ij} \cdot d\sigma_{kk} \quad (6.81)$$

olarak yazılabilir. Veya başka bir yazılımla;

$$(d\varepsilon_{ij})_e = [C]^{-1} \cdot d\sigma_{kk} = [D] d\sigma_{kk} \quad (6.82)$$

şeklinde de elde edilebilir. Burada [D] malzeme elastisite matrisini göstermektedir.

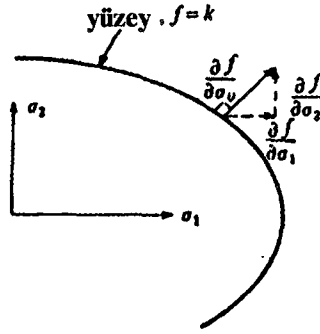
Plastik birim deformasyon bileşenleri ile gerilme artımları arasında bir bağıntı türetmek için malzeme davranışı üzerine bir varsayım daha yapmak gerekir. Bu da, plastik birim deformasyon artışlarının plastik potansiyel (g) denilen gerilme gradyanına orantılı olduğu varsayılacaktır (Von Mises). Buna bağlı olarak plastik kısım;

$$(d\varepsilon_{ij})_p = d\lambda \frac{dg}{d\sigma_{ij}} \quad (6.83)$$

olarak yazılabilir. Burada  $d\lambda$  plastik çarpan adı verilen bir orantı katsayısıdır. (6.83) bağıntısı akma kuralı ismini alır ve ilk akmadan sonraki plastik davranışı tanımlar. “g” potansiyeli  $J_2$  ve  $J_3$  invariantslarının bir fonksiyonu olmalıdır. Bununla birlikte  $f \equiv g$  alınırsa plastik formülasyon açısından iyi olur ki buna *birleşik akma kuralı* denir. Bu durumda (6.83) denklemi;

$$(d\varepsilon_{ij})_p = d\lambda \frac{df}{d\sigma_{ij}} \quad (6.84)$$

olur. Ve bu bağıntıda,  $df/\partial\sigma_{ij}$  vektörü herhangi bir noktada akma yüzeyine dik olduğu için (6.84) denklemi diklik kuralıdır. Yani plastik birim deformasyon artımları akma yüzeyine diktir (Şekil 6.23).



Şekil 6.23. Birleşik Akma Kuralına Ait Diklik Durumunun Gösterimi

Burada  $f=J_2'$  ye eşit eşitse *Prandtl-Reuss Denklemleri* elde edilir. Bunlar;

$$\frac{\partial f}{\partial \sigma_{ij}} = \frac{\partial J_2'}{\partial \sigma_{ij}} = \partial \sigma'_{ij} \quad (6.85)$$

Buradan hareketle (6.84) bağıntısı;

$$(d\varepsilon_{ij})_p = d\lambda \cdot \sigma'_{ij} \quad (6.86)$$

elde edilir. deneysel gözlemlerde bu diklik kuralı homojen olduklarından metaller için kabul edilebilirken, kaya ve zeminler için halen tartışma konusudur. (6.80), (6.81) ve (6.84) bağıntılarıyla birlikte elasto-plastik bünyesel bağıntı şu şekilde ifade edilebilir;

$$d\varepsilon_{ij} = \frac{d\sigma'_{ij}}{2\mu} + \frac{(1-2\nu)}{E} \delta_{ij} \cdot d\sigma_{kk} + d\lambda \frac{\partial f}{\partial \sigma_{ij}} \quad (6.87)$$



### 6.1.6. Nümerik Hesaplamalar İçin Akma Kriterinin Alternatif İfadesi

Sayısal hesaplamalarda akma fonksiyonunu alternatif gerilme invaryantları vasıtasıyla yazmak daha uygundur. Asal deviyatörük gerilmeler  $\sigma'_1, \sigma'_2, \sigma'_3$  aşağıdaki denklemin kökleri olarak verilir;

$$t^3 - J_2 t - J_3 = 0 \quad (6.88)$$

Aşağıdaki trigonometrik bağıntıyı da dikkate alırsak;

$$\sin^3 \theta - \frac{3}{4} \sin \theta + \frac{1}{4} \sin 3\theta = 0 \quad (6.89)$$

ve  $t = r \sin \theta$  'yı (6.89)' e taşırsak;

$$\sin^3 \theta - \frac{J_2}{r^2} \sin \theta - \frac{J_3}{r^3} = 0 \quad (6.90)$$

bağıntısını buluruz. (6.89) ve (6.90)' ı karşılaştırırsak;

$$r = \frac{2}{\sqrt{3}} (J_2)^{1/2} \quad (6.91)$$

$$\sin 3\theta = -\frac{4I_3}{r^3} = -\frac{3\sqrt{3}}{2} \frac{I_3}{(J_2)^{3/2}} \quad (6.92)$$

Sonuç olarak (6.91) ve (6.92) bağıntılarını kullanarak  $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$  asal gerilmelerini;

$$\begin{Bmatrix} \sigma_1 \\ \sigma_2 \\ \sigma_3 \end{Bmatrix} = \frac{2(J_2)^{1/2}}{\sqrt{3}} \begin{Bmatrix} \sin(\theta + \frac{2\pi}{3}) \\ \sin \theta \\ \sin(\theta + \frac{4\pi}{3}) \end{Bmatrix} + \frac{I_1}{3} \begin{Bmatrix} 1 \\ 1 \\ 1 \end{Bmatrix} \quad (6.93)$$

şeklinde yazabiliriz. Burada  $\sigma_1 > \sigma_2 > \sigma_3$  ve  $-\pi/6 \leq \theta \leq \pi/6$  şeklindedir.

### 6.1.6.1. Tresca Akma Kriteri

Önceki bölümlerde belirtildiği gibi Tresca Kriteri için  $\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} = \sigma_m$  ve malzeme sabiti  $Y(\kappa)$  olarak alınırsa  $\sigma_1 - \sigma_3 = Y(\kappa)$  değerleri alınmıştır. Bu durumda, (6.93) denklemi;

$$\frac{2}{\sqrt{3}}(J_2)^{1/2} \left[ \sin\left(\theta + \frac{2\pi}{3}\right) - \sin\left(\theta + \frac{4\pi}{3}\right) \right] = Y(\kappa) \quad (6.94)$$

elde edilir. Bu denklem genişletilirse;

$$2(J_2)^{1/2} \cos\theta = Y(\kappa) = \sqrt{3k(\kappa)} = \sigma_Y(\kappa) \quad (6.95)$$

ifadesi elde edilir.

### 6.1.6.2. Von Mises Akma Kriteri

Bu akma kriterinde de önceki bölümlerde,  $\sqrt{J_2} - k = 0$  olduğu belirtilmişti. Buradan hareketle (6.93) ifadesi;

$$\sqrt{3}(J_2)^{1/2} = \sigma_Y(\kappa) \quad (6.96)$$

şeklini alacaktır.

### 6.1.6.3. Mohr-Coulomb Akma Kriteri

Benzer tarzda (6.93) ifadesi;

$$\frac{1}{3}I_1 \sin \Phi + \sqrt{J_2} \left( \cos \theta - \frac{1}{\sqrt{3}} \sin \theta \cdot \sin \Phi \right) = c \cdot \cos \Phi \quad (6.97)$$

şeklinde ifade edilebilmektedir.

#### 6.1.6.4. Drucker-Prager Akma Kriteri

(6.74) ifadesi ile verilen  $f(\sigma) = k(\kappa)$  akma fonksiyonunu pekleşme parametresi ile ifadesi mümkündür. Buradan hareketle denklem;

$$F(\sigma, \kappa) = f(\sigma) - \sigma_y(\kappa) = 0 \quad (6.98)$$

şeklinde olacaktır. Buradan da akma vektörü olarak tanımlanan  $a$  ifadesi;

$$a^T = \frac{\partial F}{\partial \sigma} = \left[ \frac{\partial F}{\partial \sigma_x}, \frac{\partial F}{\partial \sigma_y}, \frac{\partial F}{\partial \sigma_z}, \frac{\partial F}{\partial \tau_{yz}}, \frac{\partial F}{\partial \tau_{zx}}, \frac{\partial F}{\partial \tau_{xy}} \right] \quad (6.99)$$

şeklinde olacaktır.  $D_{ep}$  matrisini hesaplayabilmek için akma vektörü  $a'$  yı sayısal uygulamalar için uygun bir hale getirmeliyiz;

$$a^T = \frac{\partial F}{\partial \sigma} = \frac{\partial F}{\partial I_1} \frac{\partial I_1}{\partial \sigma} + \frac{\partial F}{\partial (J_2)^{1/2}} \frac{\partial (J_2)^{1/2}}{\partial \sigma} + \frac{\partial F}{\partial \theta} \frac{\partial \theta}{\partial \sigma} \quad (6.100)$$

burada;

$$\sigma^T = \{ \sigma_x, \sigma_y, \sigma_{zx}, \tau_{yz}, \tau_{zx}, \tau_{xy} \} \quad (6.101)$$

dir. Denklem (6.100)' nin türevi alınır;

$$\frac{\partial \theta}{\partial \sigma} = \frac{-\sqrt{3}}{2 \cos 3\theta} \left[ \frac{1}{(J_2)^{3/2}} \frac{\partial I_3}{\partial \sigma} - \frac{3I_3}{(J_2)^2} \frac{\partial (J_2)^{1/2}}{\partial \sigma} \right] \quad (6.102)$$

bulunur. Yukarıdaki ifadeyi (6.100)' e taşır ve denklem (6.92)' yi kullanırsak;

$$a = C_1 a_1 + C_2 a_2 + C_3 a_3 \quad (6.103)$$

bulunur. Burada;

$$a_1^T = \frac{\partial I_1}{\partial \sigma} = \{1, 1, 1, 0, 0, 0\}$$

$$a_2^T = \frac{\partial (J_2)^{1/2}}{\partial \sigma} = \frac{1}{2(J_2)^{1/2}} \{\sigma'_x, \sigma'_y, \sigma'_z, 2\tau_{yz}, 2\tau_{zx}, 2\tau_{xy}\}$$

$$a_3^T = \frac{\partial I_3}{\partial \sigma} = \left\{ \left( \sigma'_y \sigma'_z - \tau_{yz}^2 + \frac{J_2}{3} \right), \left( \sigma'_x \sigma'_z - \tau_{zx}^2 + \frac{J_2}{3} \right), \left( \sigma'_x \sigma'_y - \tau_{xy}^2 + \frac{J_2}{3} \right), 2(\tau_{xz} \tau_{xy} - \sigma'_z \tau_{yz}), \right. \\ \left. 2(\tau_{xy} \tau_{yz} - \sigma'_y \tau_{zx}), 2(\tau_{yz} \tau_{zx} - \sigma'_z \tau_{xy}) \right\} \quad (6.104)$$

ve;

$$C_1 = \frac{\partial F}{\partial I_1}$$

$$C_2 = \left( \frac{\partial F}{\partial (J_2)^{1/2}} - \frac{\tan 3\theta}{(J_2)^{1/2}} \frac{\partial F}{\partial \theta} \right)$$

$$C_3 = \frac{-\sqrt{3}}{2 \cos 3\theta} \frac{1}{(J_2)^{1/2}} \frac{\partial F}{\partial \theta} \quad (6.105)$$

elde edilir. Aşağıdaki çizelgede çeşitli akma kriterlerine ait bu sabit değerler verilmiştir.

Çizelge 6.1. Sayısal Uygulamalarda Akma Akma Yüzeyinin Tanımlanmasında Kullanılan Sabitler

Akma Kriteri	$C_1$	$C_2$	$C_3$
Tresca	0	$2 \cos \theta (1 + \tan \theta \tan 3\theta)$	$\frac{\sqrt{3} \sin \theta}{J_2 \cos 3\theta}$
Von Mises	0	$\sqrt{3}$	0
Mohr-Coulomb	$\frac{1}{3} \sin \Phi$	$\cos \theta [(1 + \tan \theta \tan 3\theta) + \sin \Phi (\tan 3\theta - \tan \theta) / \sqrt{3}]$	$\frac{(\sqrt{3} \sin \theta + \cos \theta \sin \Phi)}{(2J_2 \cos 3\theta)}$
Drucker-Prager	$\alpha$	1.0	0

## 6.2. Geometriden İleri Gelen Doğrusal Olmayan Davranış

Genel olarak geometrik nonlinearite formülasyonu üç türdür;

- i) Toplam Langranj Formülasyonu
- ii) Yenilenen Langranj Formülasyonu
- iii) Euler Formülasyonu

Langranj formülasyonunda bütün değişkenler bir referans sistemine göre ifade edilir. Toplam Langranj bağıntılarında bu deforme olmamış cismin ya da yapının durumudur veya yenilenen formülasyondan bir önceki çözümde yakınsanan durumdur. Langranj yaklaşımı, belirli partiküllerin -taneciklerin- uzaydaki hareketlerinin izlenmesi için de tercih edilmektedir. Bu nedenle tanımlama yada malzeme tanımlaması ismini alır. İntegral işleminin sınırları, toplam yöntemde deforme olmamış durum, yenilenen yöntemde ise son yakınsanan çözüm için hesaplanır. Euler yaklaşımında ise bütün değişkenler deforme olmuş duruma göre tanımlanır. Ancak deforme olmuş durumun bilinmediği yapısal sistemlerde kullanımı sınırlıdır.

### 6.2.1. Virtüel İş Denklemi

Virtüel iş denklemi ve onun değişken şekli, her bir birim deformasyon ölçümü için gerekli rijitlik matrisi ve nodal artık yük vektörlerinin oluşturulmasını sağlar.

Sonlu Elemanlar Yöntemi'nde anlatılan  $\delta u$  virtüel deplasman kümesini dikkate alırsak, dış yüzey kuvvetlerinin  $(p, q)$  yaptığı iş ile kütle kuvvetlerinin  $(X)$  yaptıkları iş;

$$w_e = \iint_{S_1} \{u\}^T \{p\} ds_1 + \iint_{F_1} \{u\}^T \{q\} dF_1 + \{d\}^T p + \iiint_V \{u\}^T \{X\} dV \quad (6.106)$$

şeklinde olacaktır. Ve bunlara karşılık gelen birim deformasyon kümesi  $\delta \epsilon$ ' nu düşünersek, iç gerilmelerin yaptıkları iş de;

$$w_i = \iiint_V \delta \{\varepsilon\}^T \{\sigma\} dV \quad (6.107)$$

ile bulunur. Virtüel iş denklemi de aşağıdaki şekilde yazılabilir;

$$\iiint_V \delta \{\varepsilon\}^T \{\bar{Q}\} dV = \iiint_V \delta \{\varepsilon\}^T \{\sigma\} dV - \iint_{F_1} \delta \{u\}^T \{q\} dF_1 - \iiint_V \delta \{u\}^T \{X\} dV \quad (6.108)$$

Burada eşitliğin sol tarafı dengelenmemiş yük vektörü  $\{\bar{Q}\}$  tarafından yapılan işi göstermektedir. Virtüel iş denkleminin varyasyonu denklem (6.108)' in türevi alınarak bulunabilir. Diğer yüklemenin konservatif olduğu varsayılır ise yüzey ve kütle kuvvetlerinin sebep olduğu dış işin değişimi ihmal edilebilir ve denklem;

$$d \iiint_V \delta \{u\}^T \{\bar{Q}\} dV = \iiint_V d[\delta \{\varepsilon\}^T] \{\sigma\} dV + \iiint_V \delta \{\varepsilon\}^T d\{\sigma\} dV + \iiint_V \delta \{\varepsilon\}^T \{\sigma\} d(dV) \quad (6.109)$$

şeklinde yazılabilir.

### 6.2.2. Langranj Geometrik Nonlineeritesi

Langranj geometrik nonlineeritesinde kullanılan gerilme ve birim deformasyon ölçümleri, İkinci Piola-Kirchhoff gerilme tansörü ile Green-Langranj birim deformasyon tansörleridir. Bu gerilme ve deformasyonlar bir referans konuma referans edilir ve bu konum Toplam Langranj analizinde deforme olmamış konfigürasyonken yenilenen Langranj analizinde son yakınsanan çözümdür. Bu tansörlerin en önemli özelliği rijid kütle rotasyonunda invariant olmalıdır. Bu nedenle kütle konumunun sürekli değiştiği büyük deformasyonların analizinde objektif olduğu için tercih edilir.

Bununla birlikte, İkinci Piola-Kirchhoff gerilmelerini kullanmanın bir dezavantajı genel hareketler için sınırlı fiziksel anlam içermesi ve bu nedenle Cauchy gerilmeleri kadar kolay yorumlanamamasıdır.

### 6.2.2.1. Green Birim Deformasyon Deplasman İlişkisi

Green birim deformasyon ölçüsü;

$$E = \frac{ds^2 - dS^2}{2dS^2} \quad (6.110)$$

şeklinde yazılır.  $dS$   $dX$  vektörünün referans konumundaki uzunluğudur.  $ds$  ise  $dX$  vektörünün deforme olmuş konfigürasyonundaki uzunluğudur. (6.110) denklemi deplasman gradyanı cinsinden;

$$E_{ij} = \frac{1}{2} \left[ \frac{\partial u_i}{\partial X_j} + \frac{\partial u_j}{\partial X_i} + \frac{\partial u_k}{\partial X_i} \frac{\partial u_k}{\partial X_j} \right] \quad (6.111)$$

(6.111) denklemi ardışık büyük deformasyonlar için kesindir. Üç boyutlu sürekli ortamlar için birim deformasyonlar;

$$\begin{Bmatrix} \varepsilon_{xx} \\ \varepsilon_{yy} \\ \varepsilon_{zz} \\ \gamma_{xy} \\ \gamma_{yz} \\ \gamma_{zx} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \frac{\partial u}{\partial X} \\ \frac{\partial v}{\partial Y} \\ \frac{\partial w}{\partial Z} \\ \frac{\partial u}{\partial Y} + \frac{\partial v}{\partial X} \\ \frac{\partial v}{\partial Z} + \frac{\partial w}{\partial Y} \\ \frac{\partial w}{\partial X} + \frac{\partial u}{\partial Z} \end{Bmatrix} + \begin{Bmatrix} \frac{1}{2} \left[ \frac{\partial u}{\partial X} \right]^2 + \frac{1}{2} \left[ \frac{\partial v}{\partial X} \right]^2 + \frac{1}{2} \left[ \frac{\partial w}{\partial X} \right]^2 \\ \frac{1}{2} \left[ \frac{\partial u}{\partial Y} \right]^2 + \frac{1}{2} \left[ \frac{\partial v}{\partial Y} \right]^2 + \frac{1}{2} \left[ \frac{\partial w}{\partial Y} \right]^2 \\ \frac{1}{2} \left[ \frac{\partial u}{\partial Z} \right]^2 + \frac{1}{2} \left[ \frac{\partial v}{\partial Z} \right]^2 + \frac{1}{2} \left[ \frac{\partial w}{\partial Z} \right]^2 \\ \frac{\partial u}{\partial X} \cdot \frac{\partial u}{\partial Y} + \frac{\partial v}{\partial X} \cdot \frac{\partial v}{\partial Y} + \frac{\partial w}{\partial X} \cdot \frac{\partial w}{\partial Y} \\ \frac{\partial u}{\partial Y} \cdot \frac{\partial u}{\partial Z} + \frac{\partial v}{\partial Y} \cdot \frac{\partial v}{\partial Z} + \frac{\partial w}{\partial Y} \cdot \frac{\partial w}{\partial Z} \\ \frac{\partial u}{\partial Z} \cdot \frac{\partial u}{\partial X} + \frac{\partial v}{\partial Z} \cdot \frac{\partial v}{\partial X} + \frac{\partial w}{\partial Z} \cdot \frac{\partial w}{\partial X} \end{Bmatrix} \quad (6.112)$$

şeklinde dir. (6.112) denkleminin parçalanmasıyla birim deformasyon-deplasman matrisinin standart sonlu eleman biçimi elde edilir:

$$\{E\} = [B_0]\{a\} + \frac{1}{2}[A]\{\Theta\} \quad (6.113)$$

Burada  $[B_0]$  uygun şekil fonksiyon matrisi,  $\{a\}$  parçalanmış nodal deplasman vektörü,  $[A]$  ve  $\{\Theta\}$  (6.112) denkleminin doğrusal olmayan kısımlarının eğimlerinin matris ve vektörleridir. Eğimlerin vektörü;

$$\{\Theta\} = [G]\{a\} \quad (6.114)$$

şeklinde tanımlanır.  $[G]$  uygun şekil fonksiyonu terimlerini içeren bir matristir.

Green birim deformasyon-deplasman değişimi (6.113) denkleminin varyasyonu alınarak yazılabilir:

$$d\{E\} = [B]d\{a\} + [A]d\{\Theta\} \quad (6.115)$$

Benzer şekilde virtüel varyasyonu da;

$$\delta\{E\} = [B]\delta\{a\} + [A]\delta\{\Theta\} \quad (6.116)$$

şeklinde yazılabilir. Sonuç olarak virtüel varyasyonun varyasyonu da (6.116) denkleminin varyasyonu alınarak yazılabilir.

$$d(\delta\{E\}) = d[A]\delta\{\Theta\} \quad (6.117)$$

#### 6.2.2.2. Bünye Bağlılıkları

Bünyesel malzeme modeli gerçek gerilme ve logaritmik birim deformasyonlar arasındaki ilişkiyi tanımlar. Langranj formülasyonundaki elastik malzeme tanımı;



$$d\{S\} = [D]d\{E\} \quad (6.118)$$

ifadesindeki gibidir. Burada [D] parçalanamayan elastik malzeme matrisidir. Büyük deplasman ve dönmeleri içeren deformasyonlar (ancak küçük birim deformasyonlar) incelendiğinde denklem (6.118) malzeme davranışının genel tanımlamasıdır.

### 6.2.2.3. Tanjant Rijitlik Matrisi

Tanjant Rijitlik Matrisi virtüel iş denkleminin varyasyonundan üretilir. (6.115) ve (6.117) denklemlerinin kullanılması ve hacimlerinin sabit kaldığı düşünülürse (6.109) denklemi;

$$\delta\{a\}^T \frac{\partial\{\psi\}}{\partial\{a\}} d\{a\} = \delta\{a\} \iiint_V \left[ [G]^T [\hat{S}] G + [B]^T [D] [B] \right] dV d\{a\} \quad (6.119)$$

şeklinde parçalanabilir. Burada [B] matrisi;

$$[B] = [B_0] + [A][G] \quad (6.120)$$

şeklinindedir. Denklemden  $[\hat{S}]$  olarak gösterilen matris ise gerilme matrisidir. Bu nedenle (6.119)'den tanjant rijitlik matrisi;

$$[K]_T = \iiint_V [G]^T [\hat{S}] G dV + \iiint_V [B]^T [D] [B] dV \quad (6.121)$$

olarak tanımlanır.

## 7. SONLU ELEMANLAR YÖNTEMİ

### 7.1. Genel Tanımlama

Yaklaşık nümerik metotlar bilgisayarların hızlı gelişimiyle karmaşık mühendislik problemlerinin çözümünde yaygın olarak kullanılır olmuştur. *Sonlu Elemanlar Metodu* da bu nümerik metotlardan biridir. Günümüzde karmaşık mühendislik problemlerinde aranılan doğruluk ve hız, bu gelişimle sonlu elemanlar metoduna olan ilgi ve gelişimin artmasına neden olmuştur. Bu metod yapı mühendisliğinden başka zemin mekaniği, ısı transferi, akışkanlar mekaniği ve elektrik mühendisliğine kadar birçok farklı mühendislik konularında sınır değer problemlerine uygulanabilmektedir. Sınır değer problemleri denge veya kararlı durum (steady state) problemleri, özel değer (eigenvalue) problemleri ve yayılma (propagation) veya geçiş (transient) problemleri olarak sınıflandırılabilir.

Sonlu Elemanlar Yönteminde, çözümü aranan sistem bir *ağ* ile idealleştirilir. Ağa ait çizgilerin kesim noktaları *düğüm noktaları* olarak adlandırılır. Bu ağı belirleyen çizgiler arasında kalan iki yada üç boyutlu sonlu büyüklükteki elemanlara sonlu elemanlar denir. Elemanların birbirlerine sınırları üzerinde yerleşmiş düğüm noktaları ile bağlı oldukları varsayılır. Her bir eleman için gerekli eleman denklemleri elde edildikten sonra bu eleman problemin tanım bölgesini tamamlayacak şekilde birleştirilir. Böylece problemin bütünü ile ilgili denklem sistemleri elde edilir. Bu geçişte kullandığımız ve temel değişkenimizin belirli düğüm noktalarındaki noktasal değerlerini bu düğüm noktaları ile tanımlanan bölge içindeki sürekli bir değişime çeviren ve bu bölge içinde tanımlanmış olan yardımcı fonksiyonlara literatürde Enterpolasyon Fonksiyonları (Interpolation Function), Karışım Fonksiyonlar (Blending Function) veya kısaca *Şekil Fonksiyonları* (*Shape Function*) denir. Dolayısı ile sonsuz sayıdaki sonsuz küçük elemanların bir bütünü olarak düşünebileceğimiz sürekli ortam sonlu sayıda ve sonlu büyüklükteki elemanların (sonlu elemanların) oluşturduğu yarı sürekli bir ortam şekline dönüştürebiliriz. Sonlu elemanlara

ayrılmış problemin tanım bölgesi sonlu eleman ağı olarak adlandırılır. Elemanların birbirleriyle ilişkileri esas alınarak birleştirilmiş bu modele *matematiksel model* denir.

Bir matematiksel modeldeki doğruluk ve kesinlik, seçilen eleman tipine, eleman sayısına, eleman davranışıyla ilgili yapılan kabullere bağlıdır. Eleman sayısının artması bilinmeyenler sayısının artmasına neden olurken sonuçların doğruluk ve kesinliğini arttırmaktadır.

Eleman denklemlerinin çıkartılışında varyasyonel hesabı ilkesine göre sonlu elemanlar yöntemi katı cisim mekaniğinde (yapı, zemin ve kaya mekaniği) kullanımı üç şekilde olmaktadır. Bunlar;

1. *Deplasman (Yerdeğiştirme) Yöntemi*: Bu yöntemde esas bilinmeyen olarak deplasmanlar dikkate alınır ve sisteme ait elemanların rijitlik ve deplasman parametreleri minimum potansiyel enerji ilkesi yardımıyla elde edilir. Deplasman bileşenleri düğüm noktaları deplasmanları cinsinden ifade edilerek, düğüm deplasmanları esas bilinmeyenler olarak seçilir. Düğüm noktası ve eleman sınır yüzeyindeki bu deplasman bileşenlerinin süreklilik ve uygunluk şartlarının sağlanması gerekir. Gerilme ve birim deformasyonlar, deplasmanların bulunmasından sonra türev yolu ile hesaplandığından bu değerlerin düğüm noktalarında ve eleman sınır yüzeylerinde sürekli olması şartı aranmaz. En yaygın olarak kullanılan bu yöntemde lineer statik denge problemi şu şekilde ifade edilebilir:

$$[k]\{d\} = \{q\} \quad (7.1)$$

Burada ;

$\{k\}$  = eleman rijitlik matrisi

$\{d\}$  = eleman düğüm noktası deplasman vektörü

$\{q\}$  = elemana etkiyen yük vektörüdür.

2. *Denge Yöntemi (Equilibrium Method)* : Bu yaklaşımda, her elemandaki dengeyi sağlayan gerilme alanı düğüm noktalarındaki gerilme bileşenleri esas bilinmeyenler olarak alınmış olur. Gerilmeler elde edildikten sonra deplasmanlar integrasyon yolu ile hesaplanır.

3. *Karışık Yöntem (Mixed Method)* : Bu metotda, her eleman için deplasmanlar ve gerilmeler ayrı ayrı kabul edilir ve böylece gerek deplasmanlar, gerekse gerilmeler esas bilinmeyenler olur.

## 7.2. Sonlu Elemanlar Yönteminin Doğrusal Sistemlere Uygulanması

Bilgisayar ortamına uygunluğu ve daha az bilinmeyen ve band genişliğine sahip denklemler üretmesi nedeniyle tercih edilen deplasman yönteminin doğrusal sistemlere uygulanmasında işlem sırası kısaca şöyledir:

Sistem ya da sürekli ortam sonlu sayıda elemanlara ayrılır. Sistemi oluşturan elemanların her biri düğüm noktalarında birbirlerine bağlandıkları kabul edilir. Ve sonlu eleman yüzeyinin şekil değiştirmesi, düğüm noktalarının deplasman parametrelerine bağlı olarak ifade edilir. 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 edilir. Burada seçilen şekil fonksiyonu sistemi tam olarak tariflemelidir. 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 etkileyen yüklerin durumuna göre de yük matrisi hesaplanır. Eleman rijitlik ve yük matrisinden yola çıkarak sistemin rijitlik ve yük matrisi bulunur. Buradan da, sınır şartları göz önüne alınarak düğüm noktası bilinmeyenleri hesaplanır (Bathe'1982, Biggs'1964, Hughes'1987, Köksal'1995, Zienkiewicz'1971).

### 7.2.1. Deplasman Fonksiyonlarının Seçimi

Tanımlı bir "e" elemanının içinde veya sınırlarında bulunan herhangi bir noktadaki  $\{u\}$  deplasman (yer değiştirme) vektörü;

$$\{u\} = \begin{Bmatrix} u(x, y) \\ v(x, y) \\ w(x, y) \end{Bmatrix} = [\Phi(x, y)]\{a\} \quad (7.2)$$

şeklinde yazılabilir. Burada  $[\Phi(x, y)]$  seçilen deplasman fonksiyonudur. Bu fonksiyon seçilen eleman tipine, yapılan hesaba göre değişiklik göstermektedir.  $\{a\}$  ise seçilen deplasman fonksiyonundaki bilinmeyen katsayılarıdır. Bu  $\{a\}$  katsayılarının sayısı, bir elemandaki düğüm noktalarının deplasman parametrelerinin toplam sayısına eşit olmalıdır. Eleman düğüm noktası deplasman parametreleri;

$$\{d\}_e = \begin{Bmatrix} [d]^i \\ [d]^j \\ [d]^k \\ \vdots \\ \vdots \end{Bmatrix} \quad (7.3)$$

şeklindedir.

Elemanın herhangi bir düğüm noktasında tarif edilen deplasman parametreleri;

$$[d]^i = (u, v, w, \theta_x, \theta_y, \theta_z, \tau, \dots) \quad (7.4)$$

şeklinde olacaktır. Deplasman fonksiyonu  $\Phi(x, y)$ 'nin seçilen sonlu elemana uyarlanması ile;

$$\{d\}_e = \begin{Bmatrix} [d]^i \\ [d]^j \\ [d]^k \\ \vdots \\ \vdots \end{Bmatrix} = [A]\{a\} \quad (7.5)$$

şeklinde bir ifade elde edilir. Burada  $[A]$  matrisine bağ matrisi denmektedir. Buradan;

$$\{a\} = [A]^{-1} \{d\} \quad (7.6)$$

denklemini elde edilir. (7.6) denklemini (7.2) denkleminde yerine koyarsak; eleman deplasman vektörü, düğüm noktası deplasman parametreleri cinsinden belirlenmiş olur.

$$\{u\} = \begin{Bmatrix} u(x, y) \\ v(x, y) \\ w(x, y) \end{Bmatrix} = [\Phi(x, y)] [A]^{-1} \{d\} \quad (7.7)$$

Burada;

$$[\Phi(x, y)] [A]^{-1} = [N] \quad (7.8)$$

şeklinde olup, bu ifadeye şekil fonksiyonları denir. [N] şekil fonksiyonları, düğüm noktalarının koordinatları yukarıdaki denkleminde yerine konulduğu zaman düğüm noktası yer değiştirmelerini verecek tarzda seçilmek zorundadır. Dolayısı ile [N] şekil fonksiyonları;

$$\sum_{i=1}^n N_i(x, y) = 1 \quad (7.9)$$

$$N_i(x_i, y_i) = 1 \quad (7.10)$$

$$N_i(x_i, y_i) = N_i(x_m, y_m) = 0 \quad (7.11)$$

koşulları sağlanacak şekilde oluşturulmalıdır. Bu ifade ile (7.7) denklemini;

$$\{u\} = [N] \{d\} \quad (7.12)$$

şeklinde olacaktır.

### 7.2.2. Şekil Değişiklikleri

Eleman içindeki bütün noktalarda yer değişiklikleri bilinince herhangi bir noktadaki şekil değişiklikleri, yer değişiklikleri şekil değişikliklere bağlayan matris [B] ile gösterilirse;

$$\{\varepsilon\}^e = [B] \{d\}^e \quad (7.13)$$

şeklinde yazılabilen bir bağıntıyla sonuçlanacaktır.

### 7.2.3. Gerilmeler

Genel elastik davranış durumunda gerilmelerle şekil değiştirmeler arasındaki bağıntı lineer ve,

$$\{\sigma\}^e = [D]\{\varepsilon\}^e - \{\varepsilon_0\}^e + \{\sigma_0\}^e \quad (7.14)$$

şeklinde olacaktır. Burada şekil değiştirmeleri gerilmelere bağlayan  $[D]$  bünye ya da elastisite matrisi homojen ve izotrop malzeme olması halinde  $E$  elastisite modülü ve  $\nu$  poisson oranına bağlıdır.  $\{\varepsilon_0\}$  başlangıç şekil değiştirmelerine ve  $\{\sigma_0\}$  başlangıç gerilmelerine maruz ise, bu değerler de ilave edilmelidir. Yine (7.14) denklemini (7.13) denkleminde faydalanarak;

$$\{\sigma\}^e = [D][B]\{d\}^e \quad (7.15)$$

şeklinde olacaktır. Burada;

$$[H] = [D][B] \quad (7.16)$$

ise gerilme deplasman bağıntısı;

$$\{\sigma\}^e = [H]\{d\}^e \quad (7.17)$$

halini alacaktır.

### 7.2.4. Rijitlik Matrisi ve Yük Vektörünün Bulunması

Rijitlik matrisi ve eşdeğer düğüm noktası kuvvetlerinin elde edilmesinde toplam potansiyel enerjinin minimum olma koşulundan yararlanılmıştır.

Toplam potansiyel enerji:  $\pi = u + w$  'dir. Burada;

$u$ : iç kuvvetlerin işi

$w$ : dış kuvvetlerin işidir. Bunlar sırasıyla;

$$u = \iiint_V dU(u, v, w) \quad (7.18)$$

$$w = -\iiint_V (X_u + Y_v + Z_w) dV - \iint_{S_1} (T_x u + T_y v + T_z w) dS_1 \quad (7.19)$$

şeklinde yazılabilir. Bu eşitlik dış yüklere maruz lineer elastik bir katı cisimdeki iç ve dış kuvvetlerin yaptığı işi gösteren potansiyel enerji ifadesidir. Bu denklemde  $dU$  bir fonksiyoneldir ve şekil değiştirme enerjisi yoğunluğunu göstermektedir.  $X, Y, Z$  terimleri  $V$  hacmindeki cismin kütle kuvvetleri,  $T_x, T_y, T_z$  ise  $S_1$  yüzeyindeki kuvvetleri göstermektedir. Başlangıç şekil değiştirmesi, başlangıç gerilmesi ile ısı değişiminin de olması durumunda (7.18) ve (7.19) denklemleri açık olarak şu şekilde yazılabilir;

$$u = \iiint_V \frac{1}{2} \{\sigma\} \{\varepsilon\} dV \quad (7.20)$$

$$\{\sigma\} = [D] \{(\varepsilon) - \{\varepsilon_0\}\} + \{\sigma_0\} - \alpha \Delta_t \{D_t\} \quad (7.21)$$

Buradan;

$$u = \frac{1}{2} \left[ \iiint_V \{\varepsilon\}^T [D] \{\varepsilon\} dV - \iiint_V \{\varepsilon\}^T [D] \{\varepsilon_0\} dV + \iiint_V \{\varepsilon\}^T \{\sigma_0\} dV - \iiint_V \{\varepsilon\}^T \alpha \Delta_t [D_t] dV \right] \quad (7.22)$$

$$w = \iiint_V \{u\}^T \{X\} dV + \iint_{S_1} \{u\}^T \{p\} dS_1 + \iint_{F_1} \{u\}^T \{q\} dF_1 + \{d\}^T P \quad (7.23)$$

denklemleri elde edilir. Burada;

$\{\varepsilon_0\}$  : Başlangıç şekil değiştirmesini

$\{\sigma_0\}$  : Başlangıç gerilmesini

$[D]$  : Malzemenin elastisite matrisini

$\alpha$  : Isı genleşme katsayısını

$\Delta_t$  : Sıcaklık değişimini

$\{D_t\}$  : Sıcaklık değişimine göre elastisite matrisini

$\{u\}$  : Herhangi bir noktadaki yer değiştirme vektörünü



- $\{X$  : Kütlesel kuvvetler vektörünü  
 $\{p$  : Yüzeysel yayılı yük vektörünü  
 $\{q$  : Çizgisel yük vektörünü  
 $P$  : Tekil yükü göstermektedir.

İç ve dış kuvvetlerin eşitliğinden faydalanarak (7.22) ve (7.23) denklemleri kısaltılmak suretiyle ve  $\{u\} = [N]\{d\}$  (7.12),  $\{\varepsilon\}^e = [B]\{d\}^e$  (7.13) denklemleri yardımıyla;

$$\pi = \frac{1}{2} \iiint_V [\{d\}^T [B]^T [D]\{d\} - 2\{d\}^T [N]\{X\}] dV - \iint_{S_1} \{d\}^T [N][T] dS_1 \quad (7.24)$$

ifadesi elde edilir. Elastik bir cisimde, geometrik sınır şartlarını sağlayan bütün yer değiştirme halleri arasında, gerçek yer değiştirme toplam potansiyel enerjiyi minimum yapandır. Değişken parametreler olarak kabul edilen düğüm noktası yer değiştirmelerine nazaran, toplam potansiyel enerji  $\pi$ 'yi minimum kılmak için;

$$\frac{\partial \pi}{\partial d} = 0 \quad (7.25)$$

şartının sağlanması gerekmektedir. Buradan;

$$\{\delta.d\}^T \left[ \iiint_V [B]^T [D][B] dV \{d\} - \iiint_V [N]^T \{X\} dV - \iint_{S_1} [N]^T [T] dS_1 \right] = 0 \quad (7.26)$$

ifadesi elde edilecektir. Düğüm deplasmanlarının  $\{\delta.d\}$  değişimi keyfi olduğundan, parantez içindeki ifade sıfıra eşitlenebilir. Yine bu ifade içinde;

$$[k]_e = \iiint_V [B]^T [D][B] dV \quad (7.27)$$

şeklinde eleman rijitlik matrisidir. Diğer ifade ise;

$$\{Q\}_e = \iiint_V [N]^T \{X\} dV - \iint_{S_1} [N]^T [T] dS_1 \quad (7.28)$$

şeklinde düğüm yükleri vektörüdür. (7.27) ve (7.28) ifadeleri (7.26) denkleminde yazılırsa;

$$\{Q\}_e = [k]_e \{d\} \quad (7.29)$$

şeklini alacaktır. Buradan tüm sisteme geçilirse;

$$[K]\{d\} = \{Q\} \quad (7.30)$$

elde edilir. Burada  $[K]$  tüm ortamın (sistem) rijitlik matrisi ve  $\{Q\}$  tüm sisteme etki eden yük vektörünü göstermektedir. Bunlar;

$$[K] = \sum_{e=1}^n [k]_e \quad (7.31)$$

$$\{Q\} = \sum_{e=1}^n \{Q\}_e \quad (7.32)$$

şeklinde dir.

Yukarıdaki sonlu elemanlar yöntemi uygulaması  $[N]$  şekil fonksiyonunun eleman koordinatları cinsinden ifadesini esas almaktadır. Bu durum yöntemin sistematik olarak formülasyonunu kolaylaştırmakta, boyutsuz parametrelerle işlem yapılmaktadır.  $[N]$  şekil fonksiyonları sonlu eleman tipine göre (çubuk, dörtgen, hegzahedral vb.) tayin edilmektedir. Bu fonksiyonlar sınır koşullarını sağlayacak şekilde seçilmektedir. Bu fonksiyonlar deplasman fonksiyonu olarak kullanılmakla birlikte sistemin geometrisinin tanımlanması için de kullanılıyorsa, o zaman bu yaklaşıma “*izoparametrik eleman*” yaklaşımı denilmektedir. Bu yöntem hesapları kolaylaştırmakta ve işlemleri azaltmaktadır.

### 7.3. Sonlu Elemanlar Yönteminin Doğrusal Olmayan Sistemlere Uygulanması

Sonlu Elemanlar Yöntemi katı cisim mekaniğinde, ortamdaki non-lineer malzeme davranışını ve sonlu şekil değiştirmelerin olduğu geometrik bakımdan non-lineer problemleri dikkate alabilmektedir. Ayrıca yığma türündeki yapıları veya sıvalı taşıyıcı elemanların davranışını yalnızca elastik değil, plastik olarak da incelemek gerekmektedir. Burada hem malzeme non-lineeritesi hem de geometrik non-lineerite anlatılacaktır. Malzeme non-lineeritesinden kasıt non-lineer elastik veya elasto-plastik davranıştır.

Bir yüzeyin ya da ortamın elasto-plastik davranışını sonlu elemanlar yönteminde modelleyebilmek için üç temel prensibe ihtiyaç vardır: Birincisi malzemenin plastik davranışa başlayıp başlamadığı, yani akma gösterip göstermediği durumunu bildiren *akma fonksiyonu*, ikincisi plastik şekil değiştirmelerden dolayı akma fonksiyonundaki değişiklikleri dikkate alan *pekleşme fonksiyonu* (hardening function) ve son olarak plastik şekil değiştirmelerin yönünü belirleyen *akma kuralı* (flow rule)' dir.

Sonlu Elemanlar Yöntemi'nde non-lineer problemler için bir de nümerik hesap tekniklerine ihtiyaç vardır. Bunlar yük artımlarına karşı deformasyonların hesaplanmasına olanak veren hesap yöntemleridir. Bunlar genelde üç temel tekniğe dayanmaktadır:

- Artımsal (Incremental) Yöntem
- İteratif (Ardışık Yaklaşım) veya Newton Yöntemleri
- Artımsal İteratif veya Karışık Yöntemler

Bu çalışmada elasto-plastik sonlu elemanlar analizlerinde incremental iteratif yöntem kullanılmıştır. Bu yöntemde genel bir yükleme izine başlangıç bir yükleme ve belli sayıda yükleme adımı ile ulaşılmaktadır. Arttırılan her yük adımında non-lineerite bir iterasyon yöntemi ile dikkate alınmaktadır. Böyle bir çözüm tekniğinde virtüel iş teoremi kullanılarak 3 boyutlu ortamda sonlu elemanlar bağıntısı yazılırsa;

$$\delta(\Delta\pi) = \iiint_V \{\sigma\}^T \delta(\{\Delta\varepsilon_n\}) dV - \iint_{S_i} \{T\}_n^T \delta(\{u\}_n) dS = 0 \quad (7.33)$$

şeklinde elde edilir. Bu temel denklem başlangıç gerilme dağılımı  $\{\sigma_0\}$  ve n artım (increment) sonunda denge koşullarının sağlanması ile elde edilir. Burada  $\{\Delta\delta\}_n$   $S_1$  yüzeyindeki yük artışı  $\{T\}_n$ 'den dolayı şekil değişimidir. Deplasman artımlarının değişimi deplasman koşullarının tanımlandığı  $S_u(S-S_1)$  sınırlarında sıfıra eşit olur.

İzoparametrik sonlu eleman yaklaşımı kullanılarak artımsal deplasman ve şekil değiştirmeler arasındaki bağıntı;

$$\{u\} = [N]\{\Delta d\}, \quad \{\Delta\varepsilon\} = [B]\{\Delta d\} \quad (7.34)$$

şeklinindedir. Burada  $\{\Delta u\}$  deplasman artış vektörü,  $[N]$  interpolasyon fonksiyonu,  $\{\Delta d\}$  düğüm deplasmanları artışı,  $\{\Delta\varepsilon\}$  şekil değiştirme artışı vektörü ve  $[B]$  şekil değiştirme deplasman bağıntısını veren dönüşüm matrisidir. Bu denklemler (7.33) bağıntısında yerine yazılırsa deplasman alanındaki herhangi bir varyasyonu bulunabilir;

$$\{R\}_n \equiv \{P\}_n - \iiint_V [B]^T \{\sigma\}_n dV = 0, \quad \{P\}_n = \iint_{S_1} [N]^T \{T\}_n dS \quad (7.35)$$

Burada  $\{R\}_n$  düğüm noktasındaki rezidüel hatadır. (7.35) denklemi yeniden düzenlenirse ve artımsal bünye bağıntısının;

$$\Delta\sigma = [D_{ep}]\{\Delta\varepsilon\} \quad (7.36)$$

olduğu hesaba katılırsa;

$$[K_{ep}]\{\Delta d\}_n = \{\Delta Q\}_n = \{P\}_{n-1} + \{R\}_{n-1} \quad (7.37)$$

bağıntısı elde edilecektir. Bu denklemde  $[K_{ep}]$  elasto-plastik rijitlik matrisi,  $\{\Delta Q\}_n$  artan düğüm yükleri vektörüdür. Rijitlik matrisinin açık ifadesi;

$$[K_{ep}] = \iiint_V B^T D_{ep} B dV \quad (7.38)$$

şeklinde yazılabilir. Burada verilen artımlar Newton-Raphson Yöntemi ile elde edilebilmektedir. Yöntemin işleyişi aşağıdaki şekilde olacaktır:

Elastik davranışın ötesinde, doğrusal olmayan çözümlenmede  $[K]\{d\} = \{Q\}$  ile elde edilen ifade;

$$[\psi](\{d\}) = [K(\{d\})]\{d\} - \{Q\} = 0 \quad (7.39)$$

şeklinde olacaktır. Burada verilen rijitlik matrisi seçilen yük-deplasman eğrisinin her noktasında farklı olacaktır. Yine (7.36) ifadesi ile verilen gerilme bağıntısındaki ifadeler;

$$\{\sigma\} = f(\{\varepsilon\}) \quad (7.40)$$

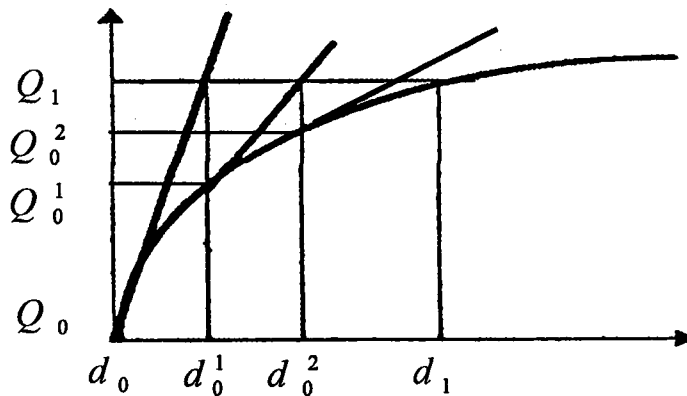
$$[D_{ep}] = [D(\{\varepsilon\})] = [D(\{d\})] \quad (7.41)$$

şeklinde olacaktır. Lineer olmayan bu ifadelerin (7.39), (7.40) ve (7.41) çözümünde ancak kabul edilebilir yakınsama sağlanıncaya kadar iterasyon yapılmalıdır. Şekilde verilen grafik gösterimde (Şekil 7.1) belirgin yükleme ve buna karşı gelen deplasman parametresine kadar çözüm yapılmış olsun. Yük ve deplasman artımları da sırasıyla;

$$\{\Delta Q\} = \{Q_1\} - \{Q_0\} \quad (7.42)$$

$$\{\Delta d\} = \{d_1\} - \{d_0\} \quad (7.43)$$

olacaktır.



Şekil 7.1. Newton-Raphson Yöntemi Grafik Gösterimi

Başlangıç değerlerinin  $\{d_0\}$  ve  $\{Q_0\}$  olması durumunda (7.39) bağıntısı ;

$$\{d_0\} = [K(\{d_0\})]^{-1} \{Q_0\} \quad (7.44)$$

$$\{d_1\} = [K(\{d_1\})]^{-1} \{Q_1\} \quad (7.45)$$

olarak elde edilebilecektir. Bu ifadeleri genel halde yazarsak ;

$$\{d_n\} = [K]^{-1} \{Q_n\} \quad (7.46)$$

denklemini elde edilecektir. (7.44) ve (7.45) ifadelerindeki deplasman farkı ise;

$$\{\Delta d\} = \{d_1\} - \{d_0\} = [K(\{d_1\})]^{-1} \{Q_1\} - [K(\{d_0\})]^{-1} \{Q_0\} \quad (7.47)$$

olacaktır ki buradan yaklaşık olarak deplasman için;

$$\{\Delta d\} \approx [K(\{d_0\})]^{-1} (\{Q_1\} - \{Q_0\}) \quad (7.48)$$

yer değiştirme farkı hesaplanabilecektir. Ancak burada  $[K(\{d_0\})]$  olarak ele alınan rijitlik teğetsel doğru üzerinde alınan değerlerdir ve eğrisel yüzeydeki rijitliğe karşı gelmemektedir. Bu nedenle;

$\{\Delta Q\} = \{Q_1\} - \{Q_0\}$  yük artımına karşı gelen rijitlik hesaplanmalıdır. Bu durumda (Şekil

7.1)' den de görüldüğü gibi ara noktalar için;

$$\{Q_0^1\} = [K(\{d_0^1\})]^{-1} \{d_0^1\} \quad (7.49)$$

yazılabileceği gibi, yük farkı için de;

$$\{\Delta Q_0^1\} = \{Q_1\} - \{Q_0^1\} \quad (7.50)$$

denklemini ve bu değere karşı gelen yer değiştirme;

$$\{\Delta d_0^2\} = [K(\{d_0\})]^{-1} \{\Delta Q_0^1\} \quad (7.51)$$

$$\{d_0^2\} = \{d_0^1\} + \{\Delta d_0^2\} \quad (7.52)$$

elde edilir. Bu şekilde devam edildiğinde  $\{d_0\}$  ' dan devam edilerek  $\{d_0^1\}, \{d_0^2\}, \dots$  değerleri ile hesaplanacak yeni adım değerleri ile  $\{d_1\}$  değerine yaklaşılabilecektir. Ayrıca her

yüklemeden sonra kuvvetlerin küçülmesinin kontrolünden sonra iterasyon sona erebilecektir. Buradaki yük artımları;

$$\{\Delta Q_0^1\} = \{Q_1\} - \{Q_0^1\} \quad (7.53)$$

$$\{\Delta Q_0^2\} = \{Q_1\} - \{Q_0^2\} \quad (7.54)$$

⋮  
⋮

Deplasman artımları;

$$\{\Delta d_0^1\} = [K \{d_0\}]^{-1} \{\Delta Q_0\} \quad (7.55)$$

$$\{\Delta d_0^2\} = [K \{d_0^1\}]^{-1} \{\Delta Q_0^1\} \quad (7.56)$$

⋮  
⋮

şeklinde olup yük kontrolü;

$$|\{\Delta Q_0^i\}| < \varepsilon \quad (7.57)$$

olacaktır.

#### 7.4. Sonlu Elemanlar Yönteminin Dinamik Sistemlere Uygulanması

Bir taşıyıcı sisteme gelen yükler, zati yükler dışında statik değildir. Genellikle yükün şiddetinin zamanla değişimi dikkate alınmayacak kadar yavaştır. Ancak yükün periyodunun sistemin periyodundan küçük olduğu deprem etkisi gibi durumlarda dinamik hesap yapılmalıdır.

Eğer bir sisteme etkiyen yük, dinamik özelliğe sahipse zamana bağlı olarak meydana gelecek kütlelerin yer değiştirmelerinin ivmeleri, atalet kuvvetleri 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

prensibine göre; bu kuvvetler her an denge halinde olmalıdır. Oluşan iç kuvvetleri hesaplayabilmek için, atalet kuvvetlerinin belirlenmiş olması gerekir. Atalet kuvvetleri de, yer değiştirmelere ve dolayısı ile iç kuvvetlere bağlıdır. Bu problemi çözebilmek, sistemin hareketi için yazılacak diferansiyel denklemin uygun sınır ve başlangıç koşulları altında çözülmesi ile mümkün olur. Yapı özellikleri ve etkiyen kuvvetlerden yola çıkılarak titreşim sistemine ait mekanik bir *yay-kütle* modeli oluşturulur ve kütlelere ait titreşim denklemleri kurularak çözüme ulaşılır. Bu modelin oluşturulmasında da sistemin serbestlik derecesi dikkate alınmalıdır (Celep ve Kumbasar'1992, Koçak'1996, Köksal'1995, Tezcan'1970).

#### 7.4.1. Dinamik Kuvvetler

Deprem, patlama kuvveti, darbe kuvveti, rüzgar ve makine titreşim kuvveti etkileri zamanla değişen kuvvetlerdir. Zamanın fonksiyonu olan bu kuvvetlerin etkisindeki yapının mukabelesi de zamanın fonksiyonudur. Bu kuvvetler; periyodik kuvvetler, periyodik olmayan kuvvetler, deterministik kuvvetler ve keyfi kuvvetler şeklinde sınıflandırılırlar.

Bütün mühendislik yapıları çok serbestlik derecelidir. Çözüm kolaylığı bakımından gerçek sistem yerine idealleştirilmiş basit bir sistem ele alınır. Ancak gerçek sistem çözümleri ile idealleştirilmiş sistem çözümleri arasındaki farkın hesap toleranslarını aşmamasına dikkat edilmelidir. ÇSD sistemlerde her bir serbestlik derecesi için bir diferansiyel hareket denklemini yazılır. Her sistemin serbestlik derecesi kadar mod şekli vardır. ÇSD genel hareket denklemini ise aşağıda verildiği gibidir:

$$[M]\{\ddot{y}\} + [C]\{\dot{y}\} + [K]\{y\} = \{F\}\{t\} \quad (7.58)$$

Burada;

m : kütle

$\ddot{y}$  : kütlelerin ivmesi

$\dot{y}$  : kütlelerin hızı

y : kütlelerin deplasmanı

c : sönüm katsayısı



$k$  : yay katsayısı  
 $m.\ddot{y}$  : atalet kuvveti  
 $c.\dot{y}$  : sönüm kuvveti  
 $k.y$  : yay kuvveti  
 $F(t)$  : dinamik kuvvet

şeklindedir. Sönümsüz serbest titreşimde  $[C]=0$  ve  $\{F\{t\}\}=0$ ' dir. Bu durumda (7.58) denklemini;

$$[M]\{\ddot{y}\} + [K]\{y\} = 0 \quad (7.59)$$

şeklini alır. Titreşimin basit harmonik hareket olduğu düşünülürse denklem;

$$([K] - \omega^2 [M])\{\phi\} = 0 \quad (7.60)$$

şeklinde lineer homojen denklem takımı elde edilir.  $\{D\} \neq 0$  çözümü için;

$$|[K] - \omega^2 [M]| = 0 \quad (7.61)$$

olmalıdır. Determinantın çözümü bize yapının özel değerlerini, modlarını ve dolayısıyla periyotlarını verecektir. . Homojen denklem (7.60) her  $\omega$  serbest titreşim frekansı için çözümlenerek, o frekansa karşı gelen  $\{\phi\}$  değerleri bulunur.  $\{\phi\}_i$  vektörüne,  $\omega$  serbest titreşim frekansına karşı gelen *serbest titreşim mod şekli* denir. Ancak frekans denkleminin doğrudan çözümü ve mod şekillerinin bulunması iki veya üç bilinmeyenden sonra çok güç olmaktadır. TSD'li sistemin tek bilinmeyeni yada tek özel değeri olduğundan çözüm zorluğu olmamasına rağmen, ÇSD' li sistemlerde çok bilinmeyenden dolayı analitik çözümlemede sorunlar olmaktadır. Bu nedenle özdeğer hesaplarında *ardışık yaklaşım yöntemleri* kullanılmaktadır. Bunlar;

- Stodola-Vianello Yöntemi
- Ardışık Yaklaşım Yöntemi

- Newmark Yöntemi
- Rayleigh-Ritz Yöntemidir.

#### 7.4.2. Çok Serbestlik Dereceli Sistemlerin Depreme Mukabelesi

Bir deprem hem düşey hem de yatay doğrultularda zeminde gelişigüzel hareketler doğurur. Zemindeki bu hareketler, üzerinde bulunan taşıyıcı sistemi de harekete geçirir ve taşıyıcı sistemin kütlesi ve esnekliği sebebi ile birtakım atalet kuvvetleri doğurur. Zeminin titreşim karakteristikleri hakkında bazı tahminler yapılır ve taşıyıcı sistem de kütleleri düğüm noktalarında toplanmış ÇSD bir elastik sistem gibi idealleştirilirse, teorik olarak taşıyıcı sistemin muhtemel şiddetli bir deprem sırasında maruz kalacağı atalet kuvvetleri oldukça güvenilir bir yaklaşıklıkla hesaplanabilir.

ÇSD sistemlerin depreme mukabelesini hesaplamak, TSD sistemlerin hesabına göre daha karışıktır. Fakat Mod Süperpozisyonu Yöntemi, küçük sönümlü ve lineer sistemlerde problemin daha basite indirgenmesini sağlar. Mod Süperpozisyonu Yönteminin dayandığı prensip; ÇSD ve çok modlu bir sistemi bir çok eşdeğer tek modlu sistemlerin süperpozisyonu şeklinde ifade etmektir.

ÇSD sönümsüz sistemlerde hareket denklemi;

$$[M]\{\ddot{y}\} + [K]\{y\} = -[M][I]\ddot{x}_g \quad (7.61)$$

şeklindedir. Burada  $[I]$  olarak verile matris birim kolon matristir. (7.61) denklemi genelleştirilmiş koordinatlarda yazılırsa;

$$[M]\{\Phi\}\{\ddot{y}\} + [K]\{\Phi\}\{y\} = -[M][I]\ddot{x}_g \quad (7.62)$$

şeklini alır. Burada verilen  $[\Phi]$  modal matrisi;

$$[\Phi] = [\{\phi_1\} \ \{\phi_2\} \ \dots \ \dots \ \{\phi_n\}] \quad (7.63)$$

şeklindedir. Denklem (7.62)'nin bütün terimleri  $\{\Phi_j\}^T$  ile çarpılırsa;

$$\{\Phi_j\}^T [M]\{\Phi\}\ddot{Y} + \{\Phi_j\}^T [K]\{\Phi\}Y = -\{\Phi_j\}^T [M][I]\ddot{x}_g \quad (7.64)$$

şeklini alır.  $[\Phi]$ 'nin içinde yalnız bir tane  $\{\Phi_j\}$  vardır ve ortogonallik gereği  $\{\Phi_j\}^T$ 'nin  $\{\Phi_j\}$  hariç diğer bütün vektörlerle çarpımı sıfırdır. Bu durumda (7.64) denklemi;

$$\{\Phi_j\}^T [M]\{\Phi_j\}\ddot{Y}_j + \{\Phi_j\}^T [K]\{\Phi_j\}Y_j = -\{\Phi_j\}^T [M][I]\ddot{x}_g \quad (7.65)$$

şeklini alır. Dolayısıyla yerdeğiştirme ifadesinin genelleştirilmiş koordinatlarda yazılımı;

$$\{y\} = \{\phi_1\}Y_1 + \{\phi_2\}Y_2 + \dots + \{\phi_n\}Y_n \quad (7.66)$$

yada kısaca;

$$\{y\} = [\Phi]\{Y\} \quad (7.67)$$

şeklindedir.

$$\{\Phi_j\}^T [M]\{\Phi_j\} = M_j \quad (\text{Genelleştirilmiş Kütle}) \quad (7.68)$$

$$\{\Phi_j\}^T [K]\{\Phi_j\} = K_j \quad (\text{Genelleştirilmiş Yay}) \quad (7.69)$$

şeklinde ifade edilirse (7.65) denklemi;

$$M_j\ddot{Y}_j + K_jY_j = -\{\phi_j\}^T [M][I]\ddot{x}_g \quad (7.70)$$

olacaktır. Ve;

$$q_j = \frac{\{\phi_j\}^T [M] \{I\}}{M_j} \quad (\text{Katılım Çarpanı-Participation factor}) \quad (7.71)$$

$$\omega_j^2 = \frac{K_j}{M_j} \quad (\text{j. ci eigen değeri}) \quad (7.72)$$

olarak ele alınırsa hareket denklemi;

$$\ddot{Y}_j + \omega_j^2 Y_j = q_j \ddot{x}_g \quad (7.73)$$

elde edilecektir. Şu halde, deprem hareketinde, BSD' li ve ÇSD' li sistemlerin hareket denklemleri;

$$\underline{\text{BSD}} \quad \ddot{Y}_j + \omega_j^2 Y_j = \ddot{x}_g$$

$$\underline{\text{ÇSD}} \quad \ddot{Y}_j + \omega_j^2 Y_j = q_j \ddot{x}_g$$

$q_i$  çarpanı farkı ile birbirlerinin tamamen benzeridir. Bu durumda, yapının özel değerleri biliniyorsa ve TSD' li sistemin hareket denklemi çözülmüşse, buradan ÇSD' li sistemine ait denklemdeki  $\{Y\}$  genelleştirilmiş koordinatları bulunabilir.

Buradan (7.67) bağıntısı olan  $\{y\} = [\Phi]\{Y\}$  gerçek geometrik koordinatları bulmak mümkündür. Yapı dinamiğinde buna *Mod Süperpozisyonu* denir. Ancak BSD sisteme ait denklemin çözümü de o kadar kolay değildir. Bu güçlüğü aşmak için *Spektral Hesap Yöntemi* ortaya atılmıştır. İşte burada, deprem spektrumlarının kullanılması devreye girer.

Başka bir deyişle dinamik hesap iki türlü yapılmaktadır. Bunlardan biri, modal mukabelelerin eşzamanlı olarak toplanması suretiyle yapılan nümerik analizdir ki buna, *Zaman Artımı Yöntemi* denir. Bir diğeri ise modal maksimumların bir şekilde süperpozisyonu yöntemiyle yapılan *Spektral Analiz* yöntemidir. Böylece 7.73 denkleminin çözümü;

$$Y_{j\max} = \frac{q_j}{\omega_j} S_V(\omega_j, \xi_j) \quad (7.74)$$

şeklinde olacaktır. Deprem mühendisini ilgilendiren husus, relatif yerdeğiştirmenin zamanla nasıl değıştiği değil, onun alabileceği maksimum değerdir. O halde i. kütlenin j. moddan dolayı maksimum relatif yer değiştirmesi;

$$(y_{ij})_{\max} = \frac{1}{\omega_j} q_j \Phi_{ij} S_{vj} \quad (7.75)$$

şeklinde olacaktır. Kütlenin mutlak ivmesi ise;

$$(\ddot{y}_{ij})_{\max} = q_j \Phi_{ij} S_a = \omega_j q_j \Phi_{ij} S_{vj} \quad (7.76)$$

şeklinde olacaktır. İ. Kütlenin j. moddan dolayı oluşan deprem kuvveti  $F_{ij}$  ise;

$$F_{ij} = m_i (\ddot{y}_{ij})_{\max} = m_i q_j \Phi_{ij} S_{vj} \quad (7.77)$$

bağıntısı ile belirlenebilmektedir. Burada  $S_{aj}$ : j. modun özel periyoduna karşı gelen ivme spektrumudur. Aynı kütleye gelen toplam deprem kuvveti  $F_i$ ' yi bulmak için her modun katkısını süperpoze etmek gerekir. Bu durumda toplam deprem kuvveti;

$$F_i = \sum_{j=1}^n m_i q_j \Phi_{ij} S_{vj} \quad (7.78)$$

şeklinde olacaktır. Ancak her bir modal maksimum aynı anda meydana gelmediği için, ya da  $(Y_j)_{\max}$  ' lar yapının eşzamanlı değerleri olmadığından modal maksimumların ne şekilde toplanacağı belirsizliği ortaya çıkar. Bunun için gerçek spektral değere probabilistik açıdan en uygun yaklaşım sağladığı kabul edilen yaygın bir birleştirme yöntemi *modal maksimumların kareleri toplamının kare kökü yöntemi* kullanılmaktadır.

## 7.5. Elastisite (Bünye) Bağıntıları

Elastisite bağıntıları, elemanın malzemesi ile bunun dış etkiler altında tepki ve davranışlarını gösteren yani gerilme ile şekil değiştirme bileşenleri arasındaki ilişkiyi veren denklemlerdir. Bu denklemlere, malzemenin makroskopik fiziksel özelliklerini ve davranışlarını yansıttıklarından, *bünye denklemleri* de denir. Malzemenin makroskopik

yapısını, mekanik ve fiziksel özelliklerini, dış yük etkisi altındaki davranışlarını açıklamaları durumunda olan bünye denklemlerinin bulunması için yapılan çalışmalar üç grupta toplanabilir:

1. Malzemenin iç yapısının düzeninden gelen makroskopik yapısı ile atom kavramından yola çıkan araştırmalar,
2. Sürekli ortam mekaniğinden yola çıkan araştırmalar,
3. Deneysel araştırmalar.

Dış yüklerin etkisi altındaki gerçek malzemeler çok karmaşık ve birbirinden çok farklı davranışlar sergilerler. Tüm bu davranışları bir denklem takımı ile veya tek tip bir formülasyon ile ifade etmek olanaksızdır. Bunun için malzemeler idealleştirilir. Böylece ideal malzeme tanımlayan belirli denklem takımlarını kurma yoluna gidilir. Bu denklemler, gerçek bir malzemenin fiziksel davranışlarının gözlemlerini ve istatistiksel olarak, büyük ölçüde malzemeler üzerinde yapılan laboratuvar deneylerine dayanarak belirlenen özelliklerini ortaya koyan matematiksel formüllerdir. Sürekli ortamlar mekaniğinde, ideal ortamlar için yazılan bu tip basit denklemlerin kurulmasına bir örnek olarak lineer, elastik, katı Hook cismi gösterilebilir. Esas amacımız da, bir nokta civarındaki gerilme hali ile aynı nokta civarındaki şekil değiştirme hali arasındaki matematiksel bağıntıyı kurmaktır.

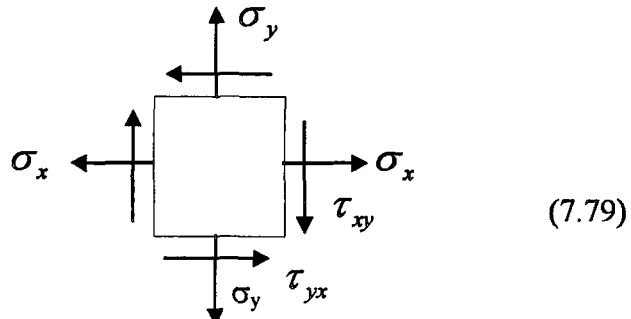
### 7.5.1. İki Boyutlu İzotrop Hal

Bu durumda cisim iki eksenli gerilme yada şekil değiştirme haline maruz olup, malzeme elastik izotropdur. Bu hale iki boyutlu elastisite de denir. Düzlem elastisite, düzlem gerilme ve düzlem şekil değiştirme olmak üzere iki ayrı tipe ayrılarak etüd edilir.

#### 7.5.1.1. Düzlem Gerilme Hali

Şekil değiştirmeler ;

$$\varepsilon_x = \frac{\sigma_x}{E} - \nu \frac{\sigma_y}{E}$$



$$\varepsilon_x = -\nu \frac{\sigma_x}{E} + \frac{\sigma_y}{E} \quad (7.80)$$

$$\gamma_{xy} = \frac{\tau_{xy}}{G} = \frac{2(1+\nu)}{E} \tau_{xy} \quad (7.81)$$

Gerilmeler:

$$\sigma_x = \frac{E}{1-\nu^2} (\varepsilon_x + \nu \varepsilon_y) \quad (7.82)$$

$$\sigma_y = \frac{E}{1-\nu^2} (\nu \varepsilon_x + \varepsilon_y) \quad (7.83)$$

$$\tau_{xy} = \frac{E}{1-\nu^2} \cdot \frac{1-\nu}{2} \gamma_{xy} \quad (7.84)$$

Şekil değiştirmeleri ve gerilmeleri matris formunda kapalı olarak yazarsak;

$$\{\sigma\} = [D]\{\varepsilon\}, \quad \{\varepsilon\} = [H]\{\sigma\} \quad (7.85)$$

bağıntıları elde edilir. Bu ifadeler açık olarak aşağıdaki gibi yazılabilir;

$$\{\sigma\} = \begin{Bmatrix} \sigma_x \\ \sigma_y \\ \tau_{xy} \end{Bmatrix} = \frac{E}{1-\nu^2} \begin{bmatrix} 1 & \nu & 0 \\ \nu & 1 & 0 \\ 0 & 0 & \frac{1-\nu}{2} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \varepsilon_x \\ \varepsilon_y \\ \gamma_{xy} \end{Bmatrix} \quad (7.86)$$

$$\{\varepsilon\} = \begin{Bmatrix} \varepsilon_x \\ \varepsilon_y \\ \gamma_{xy} \end{Bmatrix} = \frac{1}{E} \begin{bmatrix} 1 & -\nu & 0 \\ -\nu & 1 & 0 \\ 0 & 0 & 2(1+\nu) \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \sigma_x \\ \sigma_y \\ \tau_{xy} \end{Bmatrix} \quad (7.87)$$

### 7.5.2. Üç Boyutlu İzotrop Hal

Lineer elastik ve izotrop ortamlar için genelleştirilmiş Hooke Kanunu aşağıdaki şekilde verilebilir. Gerilme ve şekil değiştirme hali üç eksenlidir. Şekil değiştirmeler, gerilmeler ve bunların matris formundaki yazılımı aşağıdaki şekildedir.

$$\varepsilon_x = \frac{1}{E} [\sigma_x - \nu(\sigma_y + \sigma_z)] \quad (7.88)$$

$$\varepsilon_y = \frac{1}{E} [\sigma_y - \nu(\sigma_x + \sigma_z)] \quad (7.89)$$

$$\varepsilon_z = \frac{1}{E} [\sigma_z - \nu(\sigma_x + \sigma_y)] \quad (7.90)$$

$$\gamma_{xy} = \frac{\tau_{xy}}{G}, \quad \gamma_{xz} = \frac{\tau_{xz}}{G}, \quad \gamma_{yz} = \frac{\tau_{yz}}{G} \quad (7.91)$$

$$\sigma_x = \frac{E}{(1+\nu)(1-2\nu)} [(1-\nu)\varepsilon_x + \nu(\varepsilon_y + \varepsilon_z)] \quad (7.92)$$

$$\sigma_y = \frac{E}{(1+\nu)(1-2\nu)} [(1-\nu)\varepsilon_y + \nu(\varepsilon_x + \varepsilon_z)] \quad (7.93)$$

$$\sigma_z = \frac{E}{(1+\nu)(1-2\nu)} [(1-\nu)\varepsilon_z + \nu(\varepsilon_x + \varepsilon_y)] \quad (7.94)$$

$$\tau_{xy} = \frac{E}{2(1+\nu)} \gamma_{xy} = G\gamma_{xy} \quad (7.95)$$

$$\tau_{xz} = \frac{E}{2(1+\nu)} \gamma_{xz} = G\gamma_{xz} \quad (7.96)$$

$$\tau_{yz} = \frac{E}{2(1+\nu)} \gamma_{yz} = G\gamma_{yz} \quad (7.97)$$

Gerilmeleri matris formunda kapalı olarak yazarsak  $\{\sigma\} = [D]\{\varepsilon\}$  şeklinde olacaktır. Bu ifadenin açık biçimde yazılışı aşağıdaki şekilde olacaktır.

$$\{\sigma\} = \begin{Bmatrix} \sigma_x \\ \sigma_y \\ \sigma_z \\ \tau_{xy} \\ \tau_{xz} \\ \tau_{yz} \end{Bmatrix} = \frac{E}{(1+\nu)(1-2\nu)} \begin{bmatrix} 1-\nu & \nu & \nu & 0 & 0 & 0 \\ \nu & 1-\nu & \nu & 0 & 0 & 0 \\ \nu & \nu & 1-\nu & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \frac{1-2\nu}{2} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{1-2\nu}{2} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{1-2\nu}{2} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \varepsilon_x \\ \varepsilon_y \\ \varepsilon_z \\ \gamma_{xy} \\ \gamma_{xz} \\ \gamma_{yz} \end{Bmatrix} \quad (7.98)$$



## **8. HARÇLI YIĞMA DUVARLARIN ANALİZİ ve MODELLENMESİ**

Taş-tuğla ve harçtan oluşan yığma yapıların sonlu elemanlar ile analizinde temel sorun duvar elemanının modellenme biçimidir. Yığma yapının bütününün modellenmesinde ve özellikle non-lineer analizde hesaplama güçlüğü ve bilinmeyen faktörlerin çokluğu kendini göstermektedir. Bu çok bilinmeyenlik ve büyük boyutlardaki sistem rijitlik matrisi dolayısıyla artan çözüm süresi, harç ve taşın ayrı ayrı alınmasıyla daha da uzamaktadır. Küçük ve daha az bilinmeyenli yapısal sistemlerde harç ve taş-tuğla elemanlarını ayrı incelenebilirken ancak büyük yapılarda bu durum mümkün olmamaktadır.

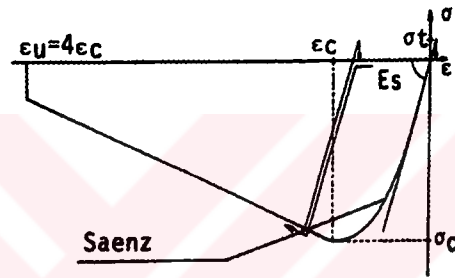
Bu bölümde, duvarların modellenmesi için yapılan araştırmaların ışığı altında, bilinmeyi çok olan modellerde kullanılacak duvar modeli belirlenecektir. Bu nedenle, bu tür yapılar için önerilen çekme ve basınç akma kriterleri, akma yüzeyleri, sonlu eleman analizinde kullanılacak eleman boyutları ve elastik, plastik analizde kullanılacak modeller belirlenecektir. Bu verilerin değerlendirilmesi sonucunda, ortotrop bir malzeme olarak seçilecek olan harçlı yığma duvarın sonlu elemanlar analizi yapılacaktır. Analiz sonuçları daha büyük boyutlardaki yapısal sistemlerin çözümüne temel oluşturacaktır.

### **8.1. Harçlı Yığma Duvar İçin Önerilmiş Malzeme Davranışı ve Modelleri**

Eski yığma binalar genellikle tuğla/taş ve harçtan oluşan yapılardır. Bu nedenle her iki malzemenin (yığma taş, tuğla ve harç) davranışlarının ayrı ayrı dikkate alınması gerekmektedir. Özellikle harç, tuğla ve taş ile karşılaştırıldığında dayanımı düşük olan bir malzeme olduğundan (bu tür kompozit elemanların) bünyesel davranışı daha hassas bir şekilde modellenmelidir. Bu nedenle Kato, Hidaka ve Aoki'88 nin çalışmasında tuğla ve taşlar için elastik malzeme modeli kullanılırken, harç için daha zayıf malzeme özelliklerine sahip elasto-plastik malzeme modelleri seçilmiştir. Böylelikle, tuğla ve taş boyunca çatlak oluşumu engellenmiş ve kırılman tuğla (veya taş)-harç yüzeylerinde oluşması sağlanmıştır.

Yığma yapıların gerçek davranışında da kırılma yüzeyleri çoğunlukla harç boyunca (ara yüzeyde) oluşmaktadır. Kato, Hidaka ve Aoki bu modellemeyi, kendi geliştirdikleri üç boyutlu bir kafes benzeri elemanlara özgü benzetim yöntemine adapte etmişlerdir (Şekil 3.23). Böylelikle yığma binaların doğrusal olmayan davranışlarını modellemeyi başarmışlardır. Ancak bu model, işlem güçlüğü nedeniyle ufak çaplı yığma yapılara yada duvarlara uygulanabilmektedir.

Harç için seçilen gerilme-birim deformasyon diyagramı için ise Saenz tarafından geliştirilen tek eksenli basınç gerilmeleri altındaki beton için önerilen bağıntılar kullanılmıştır (Şekil 8.1).



Şekil 8.1. Saenz Tarafından Önerilen Tek Eksenli Basınç Gerilme-Deformasyon Eğrisi

Saenz tarafından geliştirilen formülde;

$$\sigma = \frac{E_0 \cdot E}{1 + \left( \frac{E}{E_s} - 2 \right) \frac{\epsilon}{\epsilon_p} + \left( \frac{\epsilon}{\epsilon_p} \right)^2} \quad (8.1)$$

$$E_s = \frac{\sigma_p}{\epsilon_p}, \quad \sigma_p = \sigma_c, \quad \epsilon_p = \epsilon_c \quad (8.2)$$

şeklindedir. Bu bağıntıda;

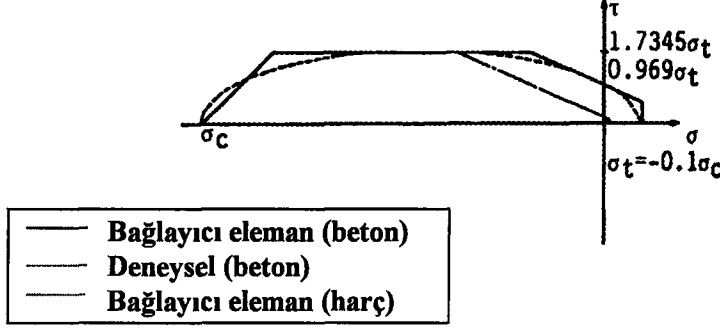
$E_0$ = Başlangıç elastisite modülü

$E_s$ = Maksimum gerilmenin deformasyona oranı olan sekant rijitliği

$E$ = Elastisite modülü

$\epsilon_p$ = Maksimum gerilmeye karşılık gelen birim deformasyonu

göstermektedir. Yığma elemanlarda çekme altındaki davranış ise lineer-elastik olarak kabul edilirken, plastik davranış beton için seçilen akma kriterinde verilen değerlerin çekme dayanımı kısmının değiştirilmesi ile tanımlanmıştır (Şekil 8.2).

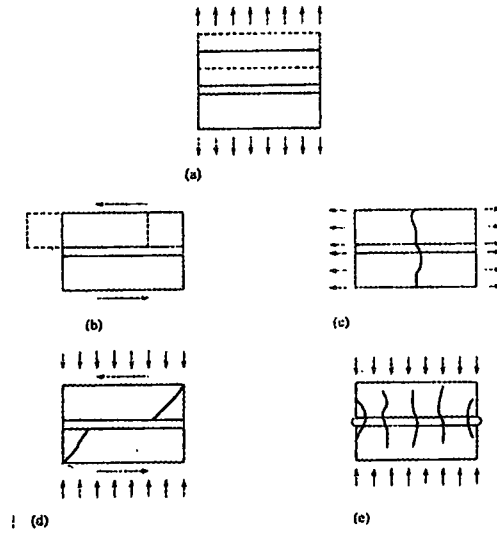


Şekil 8.2. Analizlerde Kullanılan Akma Şartı

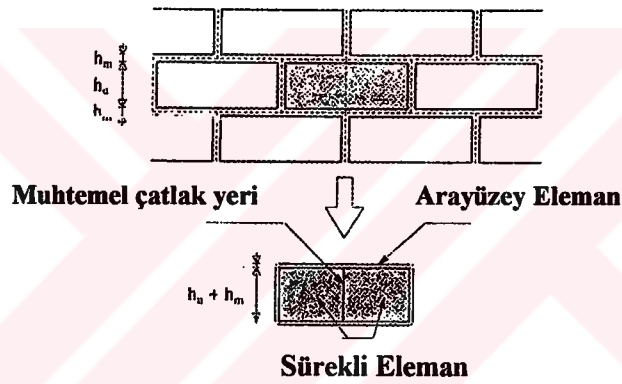
Diğer bir modellenme biçimi, Lourenço ve Rots 1997' nin bir çalışmasında başlıklı bir plastisite modeli kullanılarak yığma yapıların elastoplastik analizidir. Önceki çalışmaya göre daha hassas bir modelleme tercih edilmiş ve yığma yapıların davranışlarının modellenmelerinde beş önemli mekanizma karakterize edilmiştir (Şekil 8.3).

- Birleşim yerlerindeki çatlaklar (taş/harç birleşimleri)
- Düşük normal gerilmelerde birleşim yeri kaymaları
- Çekme etkisindeki yığma birimlerinin çatlaması
- yığma birimlerinin diyagonal çekme gerilmeleri altındaki çatlaması ve bu durumu sağlayacak şiddetteki basınç gerilmesi değerlerinin oluşturulması
- Yüksek basınç gerilmeleri altında harcın genişmesi sonucu çekme etkisindeki birimlerin ortadan ikiye ayrılması.

Bu çalışmada Şekil 8.4'de elemanın idealleştirilmesi gösterilmiştir. İdealleştirilen elemandan da görüldüğü gibi, bu tür modelleme çok hassas ve zaman alıcıdır. Bu nedenle, bu tarz çalışmalar küçük modellere uygulanabilmekte, çok sayıda eleman içeren sistemlerde uygulaması yapılamamaktadır. Benzer tarzda Yığma duvar elemanlarının modellenmesi ve çeşitli yükler altındaki dayanımı ile, çatlak kavramına bağlı olarak plastik analizleri ile ilgili olarak De Borst'1987, Luciano ve Sacco'1997, Sheppard ve Tercely'1985'de çalışmaları bulunmaktadır.



Şekil 8.3. Yığma Elemanlarda Göçme Mekanizmaları

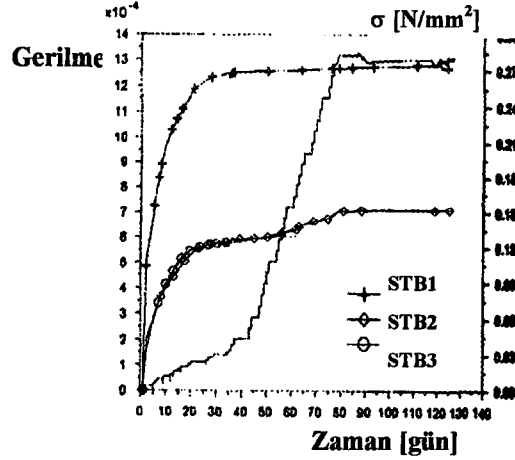


Şekil 8.4. İdealleştirilen Eleman

### 8.1.1. Kalın Harç Bağlantılı Tuğla Duvarların Hazırlanması ve Yapılan Testler

Baronio, Binda ve Tedeschi'97 bir araştırma programı dahilinde tuğla duvarları hazırlamış ve aslına uygun olması için yavaşça artan yüklerle yüklemişlerdir. Ayrıca uzun dönemli basınç gerilmelerinin anlaşılabilmesi içinde hazırlanan numuneler sünme testine tabi tutulmuşlardır. 3 yığma duvar (STB1, STB2, STB3), 4 kat yumuşak çamur ve 3 kat bileşik harçtan hazırlanmıştır. Tuğla boyutları 310\*510\*40 mm., bağlantı kalınlığı 45 mm. dir. Numuneler 20 °C, %65 nem altında kür edilmiştir. Yapıldıktan 24 saat sonra numune üç tuğlanın ağırlığı kadar yüke maruz bırakılmıştır. Bu yükleme her 24 saatte bir arttırılarak 60 gün boyunca uygulanmış ve gerçek bir bina yapımı simule edilmiştir. Şekil 8.5 'de gerilme-

zaman grafikleri bütün numunelerde 60 gün için, STB1 ve STB2 için ise 123 günlük verilmiştir. Bu noktada yükün toplam değeri STB1 ve STB2 için 39.2 kN' dur ve gerilme karşılığı 0.248 N/mm<sup>2</sup> dir. Aynı grafikte yükleme-zaman eğrisi de verilmiştir.



Şekil 8.5. 123 Günlük Numunelerin Gerilme-Zaman Grafiği

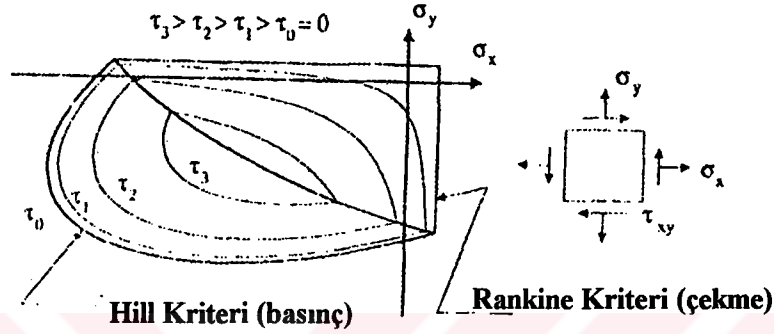
Gerilmelerin yavaş arttığı yada sabit kaldığı ilk günlerde şekil değiştirmelerde büyük bir artış olduğu açıktır. Şekil 8.5 aynı zamanda kalıbın alınma zamanına bağlı olarak üç numuneninde ilk 24 saat içerisinde farklı deplasmanların meydana geldiğini göstermektedir. Gerilmeler 30 günden sonra küçük değişikliklerle yaklaşık sabit değere ulaşmışlardır.

Deneysel çalışmalar sonucunda tuğlaların çok yavaş puzolanik etki verdiğini, karışım suyunu uzun bir süre saklı tuttuğunu ve *en önemlisi kalın harç bağlantılarının beton etkisi gösterdiği tespit edilmiştir*. Ayrıca bileşiğin dayanımının az olduğu, fakat düşük elastisite modülü ve uzun dönemli deformasyonlar dikkate alındığında taş duvarların sismik yüklere ve oturmalara karşı duktilite kazandıkları belirlenmiştir.

## 8.2. Ortotrop Olarak Seçilen Harçlı Yığma Duvarın Plastik Modeli ve Optimum Sonlu Eleman Ağı Boyutları

Lourenço, Borst ve Rots'1997 yığma yapıları anizotropik malzeme olarak düşünerek plastisite teorisinin yığma yapılarıdaki uygulama kapsamını izotropik malzeme modelinden anizotropik modelleri de içine alacak şekilde genişletmişlerdir. Anizotropik model

kullanılmasını güçleştiren başlıca nedenler, anizotropik yapıların deneysel inceleme sonuçlarının sınırlı olması ve bütün gerilme durumları altında yapının davranışının tam olarak deneylenememesidir. Araştırmacıların çalışmalarında, çekme ve basınç akma kriterlerinin kompozit bir kriter altında birleştirildiği yeni bir akma yüzeyi kullanılmıştır (Şekil 8.6). Buradaki akma yüzeyinde basınç durumu için Hill Kriteri, çekme durumu içinse Rankine Kriteri kullanılmıştır.



Şekil 8.6. Lourenço, Borst ve Rots Tarafından Önerilen Kompozit Akma Kriterleri

Basitlik açısından ortotropik malzemenin asal eksenleri ile gerilme ve birim deformasyon eksenlerinin çakıştığı kabul edilmiştir. Ortotropik malzemenin tek eksenli çekme ve basınç gerilmeleri altındaki davranışları sonlu eleman modeli sonuçları ile deneysel veriler karşılaştırılarak tercih edilen modelin işlevliliği gösterilmiştir (Şekil 8.9).

Lourenço, Borst ve Rots bu çalışmalarında, modern plastisite yaklaşımını düzlem gerilme durumlarındaki anizotropik malzemeler için kullanmışlardır. Daha önce betona uyguladıkları modellerinin yığılma yapılarına bir adaptasyonu olan bu çalışmada da kullanılan malzemelerin kırılma enerjilerini belirleyecek sonlu eleman analizinin boyut bağımlılığını da çözümlenmişlerdir. Optimum boyutun bir fonksiyonu olarak sonlu eleman boyutunu belirlemişlerdir. Denklem 8.3'de eşdeğer sonlu eleman boyutu yer almaktadır.

$$h = \alpha_h \sqrt{A_e} = \alpha_h \left( \sum_{\xi=1}^{n_{\xi}} \sum_{\eta=1}^{n_{\eta}} \det(J) w_{\xi} w_{\eta} \right)^{1/2} \quad (8.3)$$

Burada;

- $A_e$  : Sonlu Elemanın Alanı
- $\alpha_h$  : Çatlağın Kırılma Açısı
- $J$  : Jakobien Matris (Sonlu Elemanlar Bölümünde Anlatılacaktır)
- $w_\xi, w_\eta$  : Gauss Ağırlık Faktörleri
- $h$  : Sonlu Eleman Kare Boyutu

şeklindedir. (8.3) denkleminde de görüleceği üzere önerilen sonlu eleman boyutu kare şeklindedir. Formüldeki Jakobien Matris ve Gauss Ağırlık Matrisleri aşağıdaki şekilde ifade edilebilir:

7. Bölümde de verildiği gibi potansiyel enerji ve eleman rijitlik matrisi;

$$U^e = \frac{1}{2} \sum_{i=1}^n \sum_{j=0}^n [\underline{d}_i^e]^T \underline{K}_{ij}^e \underline{d}_j^e - \sum_{i=1}^n [\underline{d}_i^e]^T \underline{f}_i^e \quad (8.4)$$

$$\underline{K}_{ij}^e = \int_V [\underline{B}_i^e]^T \underline{D}^e \underline{B}_j^e dV \quad (8.5)$$

şeklinde yazılabilmektedir. Deplasmanlar da şekil fonksiyonları yardımıyla aşağıdaki şekilde yazılabilmektedir;

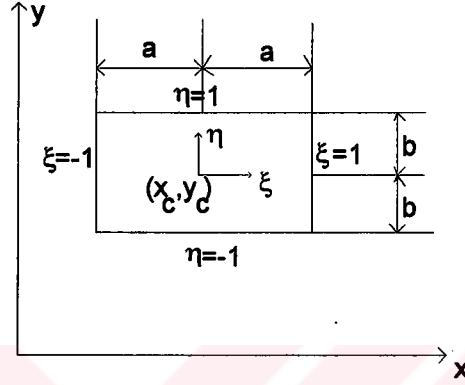
$$\underline{u}^e = \sum_i \underline{N}_i^e \underline{d}_i^e \quad (8.6)$$

Birim deformasyonlar ile nodal deplasmanlar arasındaki bağıntıda;

$$\underline{\varepsilon} = \sum_i \underline{B}_i^e \underline{d}_i^e \quad (8.7)$$

şeklindedir. Burada, B matrisi şekil fonksiyonlarının türevini içermektedir.

$$\underline{\mathbf{B}}_1^e = \begin{bmatrix} \left(\frac{\partial N_1}{\partial x}\right)^e & 0 \\ 0 & \left(\frac{\partial N_1}{\partial y}\right)^e \\ \left(\frac{\partial N_1}{\partial y}\right)^e & \left(\frac{\partial N_1}{\partial x}\right)^e \end{bmatrix} \quad (8.8)$$



Şekil 8.7. Dikdörtgen Elemanlar İçin Doğal Koordinatlar

Eleman boyutlar  $2a$  ve  $2b$  olan dikdörtgen elemanda (Şekil 8.7);

$$\xi = \frac{x - x_c}{a} \quad (8.9)$$

$$\eta = \frac{y - y_c}{b} \quad (8.10)$$

şeklinde yazılabilir ve;

$$\frac{d\xi}{dx} = \frac{1}{a} \quad \text{ve} \quad \frac{d\eta}{dy} = \frac{1}{b} \quad (8.11)$$

dikdörtgen elemanın alanı;

$$dx \, dy = ab \, d\xi \, d\eta \quad (8.12)$$

şeklinde hesaplanabilir.



Herhangibir  $f(x,y)$  fonksiyonun bu dikdörtgen eleman üzerindeki integrali;

$$\iint_{\Omega^e} f(\mathbf{x}, \mathbf{y}) \, d\mathbf{x} \, d\mathbf{y} = \int_{-1}^1 \int_{-1}^1 f(\xi, \eta) \det \mathbf{J}^e \, d\xi \, d\eta \quad (8.13)$$

şeklinde alınabilir.

Şekil fonksiyon değerleri de (Hinton and Owen, 1985);

$$\sum N_i^e(\xi, \eta) = 1 \quad (8.14)$$

ve;

$$N_i^e(\xi, \eta) = \begin{cases} 1 & \text{if } i = j \\ 0 & \text{if } i \neq j \end{cases} \quad (8.15)$$

şeklinde yazılır.

4 düğümlü noktalı bir elemanda şekil fonksiyonu;

$$N_1(\xi, \eta) = \frac{1}{4}(1 + \xi\xi_1)(1 + \eta\eta_1) \quad (8.16)$$

Şekil fonksiyonlarının türevleri aşağıdaki gibi alınır:

$$\frac{\partial N_1}{\partial \mathbf{x}} = \frac{\partial N_1}{\partial \xi} \frac{\partial \xi}{\partial \mathbf{x}} = \frac{1}{\mathbf{a}} \frac{\partial N_1}{\partial \xi} \quad (8.17)$$

$$\frac{\partial N_1}{\partial \mathbf{y}} = \frac{\partial N_1}{\partial \eta} \frac{\partial \eta}{\partial \mathbf{y}} = \frac{1}{\mathbf{b}} \frac{\partial N_1}{\partial \eta} \quad (8.18)$$

B tansörü de;

$$\underline{\mathbf{B}}_i^e = \begin{bmatrix} \frac{1}{a} \left( \frac{\partial \mathcal{N}_i}{\partial \xi} \right)^e & 0 \\ 0 & \frac{1}{b} \left( \frac{\partial \mathcal{N}_i}{\partial \eta} \right)^e \\ \frac{1}{b} \left( \frac{\partial \mathcal{N}_i}{\partial \eta} \right)^e & \frac{1}{a} \left( \frac{\partial \mathcal{N}_i}{\partial \xi} \right)^e \end{bmatrix} \quad (8.19)$$

şeklinde yazılabilir. Jacobien matrisi de;

$$\underline{\mathbf{J}}^e = \begin{bmatrix} \frac{\partial x}{\partial \xi} & \frac{\partial y}{\partial \xi} \\ \frac{\partial x}{\partial \eta} & \frac{\partial y}{\partial \eta} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \sum_{i=1}^n \frac{\partial \mathcal{N}_i}{\partial \xi} \mathbf{x}_i^e & \sum_{i=1}^n \frac{\partial \mathcal{N}_i}{\partial \xi} \mathbf{y}_i^e \\ \sum_{i=1}^n \frac{\partial \mathcal{N}_i}{\partial \eta} \mathbf{x}_i^e & \sum_{i=1}^n \frac{\partial \mathcal{N}_i}{\partial \eta} \mathbf{y}_i^e \end{bmatrix} \quad (8.20)$$

yazılır ve;

$$\iint_{\Omega^e} \mathbf{f}(\mathbf{x}, \mathbf{y}) \, d\mathbf{x} \, d\mathbf{y} = \int_{-1}^1 \int_{-1}^1 \mathbf{f}(\xi, \eta) \, ab \, d\xi \, d\eta \quad (8.21)$$

şeklini alır.

$$\begin{aligned} \iint_{\Omega^e} \mathbf{f}(\mathbf{x}, \mathbf{y}) \, d\mathbf{x} \, d\mathbf{y} &= \int_{-1}^1 \int_{-1}^1 \mathbf{f}(\xi, \eta) \, \det \mathbf{J}^e \, d\xi \, d\eta = \int_{-1}^1 \int_{-1}^1 \mathbf{g}(\xi, \eta) \, d\xi \, d\eta \\ &= \int_{-1}^1 \sum_{i=1}^n \mathbf{W}_i \mathbf{g}(\bar{\xi}_i, \eta) \, d\eta = \sum_{j=1}^n \sum_{i=1}^n \mathbf{W}_i \mathbf{W}_j \mathbf{g}(\bar{\xi}_i, \bar{\eta}_j) \end{aligned} \quad (8.22)$$

$\mathbf{W}_i$  ve  $\mathbf{W}_j$  ağırlık fonksiyonun değerlerinin kullanılmasıyla eleman rijitlik matrisi;

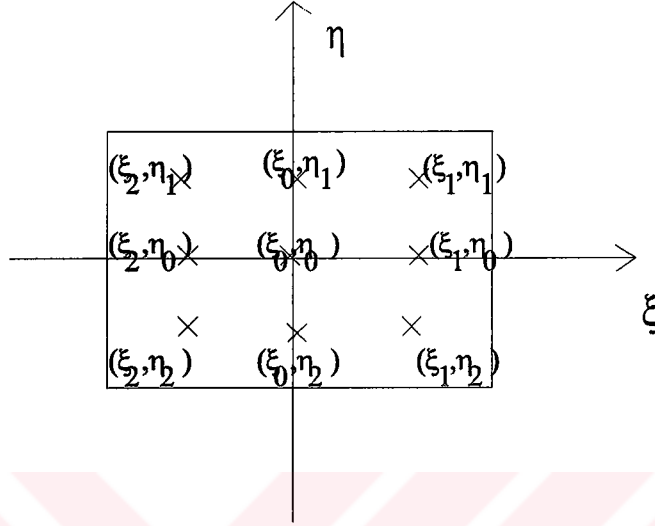
$$\underline{\mathbf{K}}_ij^e = \int_{-1}^1 \int_{-1}^1 \left[ \mathbf{B}_i^e \right]^T \underline{\mathbf{D}}^e \mathbf{B}_i^e \, t \, d\xi \, d\eta \quad (8.23)$$

şeklinde yazılır ve son halini aşağıdaki şekilde alır:

$$\underline{\mathbf{T}}_ij^e = t \left[ \mathbf{B}_i^e \right]^T \underline{\mathbf{D}}^e \mathbf{B}_i^e \quad (8.24)$$

$$\underline{\mathbf{K}}_ij^e = \sum_{p=1}^n \sum_{q=1}^n \mathbf{T}(\bar{\xi}_p, \bar{\eta}_q)_{ij} \mathbf{W}_p \mathbf{W}_q \quad (8.25)$$

$(\xi_i, \eta_i)$	Ağırlık Faktörleri
0.000 000 000 0	0.888 888 888 9
$\pm 0.774 596 669 2$	0.555 555 555 5



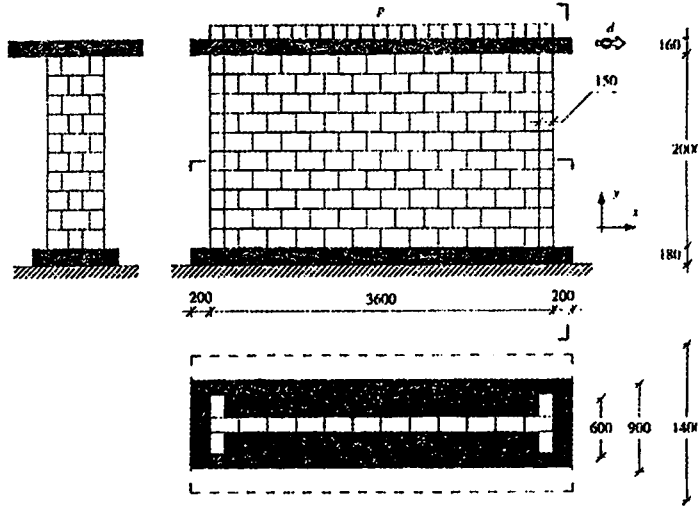
Şekil 8.8. Örnek Entegrasyon Noktaları

Sonuç olarak eleman rijitlik matrisi;

$$\begin{aligned}
 \mathbf{K}_e^e = & \mathbf{T}(\bar{\xi}_0, \bar{\eta}_0)_y \mathbf{W}_0 \mathbf{W}_0 + \mathbf{T}(\bar{\xi}_1, \bar{\eta}_0)_y \mathbf{W}_1 \mathbf{W}_0 + \mathbf{T}(\bar{\xi}_2, \bar{\eta}_0)_y \mathbf{W}_2 \mathbf{W}_0 \\
 & + \mathbf{T}(\bar{\xi}_0, \bar{\eta}_1)_y \mathbf{W}_0 \mathbf{W}_1 + \mathbf{T}(\bar{\xi}_0, \bar{\eta}_2)_y \mathbf{W}_0 \mathbf{W}_2 + \mathbf{T}(\bar{\xi}_1, \bar{\eta}_1)_y \mathbf{W}_1 \mathbf{W}_1 \\
 & + \mathbf{T}(\bar{\xi}_1, \bar{\eta}_2)_y \mathbf{W}_1 \mathbf{W}_2 + \mathbf{T}(\bar{\xi}_2, \bar{\eta}_2)_y \mathbf{W}_2 \mathbf{W}_2 + \mathbf{T}(\bar{\xi}_2, \bar{\eta}_1)_y \mathbf{W}_2 \mathbf{W}_1
 \end{aligned} \quad (8.26)$$

$$\underline{k}_{ij}^e = \int_{-1}^1 \int_{-1}^1 [B_i]^T \underline{D}^e B_j d\xi d\eta \quad (8.27)$$

Lourenço, Borst ve Rots' un kullandığı deney seti ve ayrıca kırılma enerjilerine bağladıkları hasar gelişimi parametrelerini plastik analizde kullanmışlardır (Şekil 8.9 ve Çizelge 8.1).



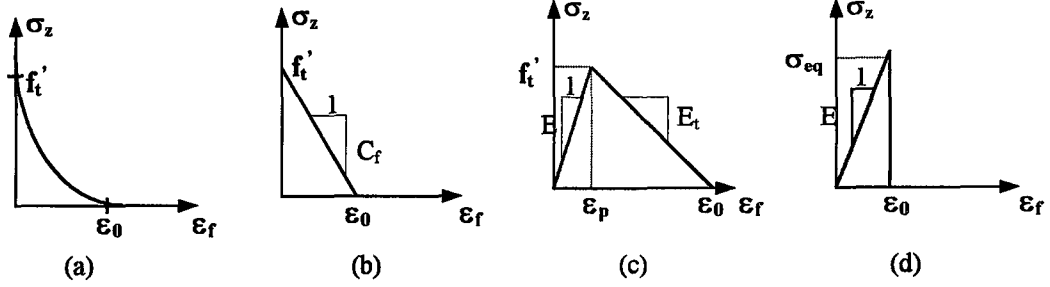
Şekil 8.9. Lourenço, Borst ve Rots' un Kullandığı Deney Modeli

Çizelge 8.1. Deney Sonucunda Ölçülen Elastik ve Plastik Malzeme Değerleri

Deney	Sonucunda	Ölçülen	Elastik	Değerler		
$E_x$ (N/mm <sup>2</sup> )	$E_y$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\nu_{xy}$	$G_{xy}$ (N/mm <sup>2</sup> )			
2460	5460	0.18	1130			
Deney	Sonucunda	Ölçülen	Plastik	Değerler (Çekme için)		
$f_{cx}$ (N/mm <sup>2</sup> )	$f_{cy}$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\alpha$	$G_{fx}$ (N/mm <sup>2</sup> )	$G_{fy}$ (N/mm <sup>2</sup> )		
0.28	0.05	1.73	0.02	0.02		
Deney	Sonucunda	Ölçülen	Plastik	Değerler (Basınç için)		
$f_{cx}$	$f_{cy}$	$\beta$	$\gamma$	$G_{fcx}$	$G_{fcy}$	$K_p$
1.87	7.61	-1.05	1.2	5.0	10.0	$8 \cdot 10^{-4}$

Benzer tarzdaki modellemeler ilk olarak beton için geliştirilmiştir. Bu modellemeler 1980 sonrası betonda çatlak oluşumu ve gelişimi safhalarını sonlu elemanlar yöntemi ile irdelerken kullanılmıştır. 1968 yılında Rashid tarafından önerilen düzgün yayılı çatlak modelinin kullanılan ağın boyutlarından etkilendiğinin anlaşılmasından sonra Bazant ve Oh 1983'te geliştirdikleri çatlak şeriti modelinde kırılma enerjisinden yola çıkarak optimum bir ağ boyutu önermişlerdir ve bu öneriyi yaparken sonlu eleman boyutu olarak aşağıda Şekil 8.10' da verilen malzeme çekme-deformasyon eğrilerinden c'yi kabul ederek Denklem 8.30' u kullanmıştır. Bilindiği gibi malzemenin kırılma enerjisi birim alanda bir

çatlak yüzeyinin oluşması için gereken enerjidir ve boyutlardan bağımsız bir parametre olarak kabul edilebilir (Bazant'1986; Bazant ve Oh' 1986; Stankowski ve diğerleri'1993).



Şekil 8.10. Betonun Çekme Gerimesi-Deformasyon Eğrisi

Malzemenin kırılma enerjisini Şekil 8.10(c)'den :

$$G_f = w_c \int_{\sigma_z=f_t}^0 \sigma_z d\varepsilon_f = \frac{1}{2} C_f \varepsilon_0^2 w_c = \frac{f_t^2}{2C_f} w_c \quad (8.28)$$

şeklinde hesaplanırken yumuşama kısmının eğimi;

$$C_f = \frac{f_t^2 w_c}{2G_f} \quad (8.29)$$

olarak bulunur. Buradan;

$$\varepsilon_f = f(\sigma_z) = \frac{1}{C_f} (f_t - \sigma_z) \quad (8.30)$$

$$\varepsilon_0 = \frac{f_t}{C_f} = \frac{2G_f}{f_t w_c} \quad (8.31)$$

$$\frac{1}{E_t} = \frac{1}{E} - \frac{1}{C_f} \leq 0 \quad (8.32)$$

Denklemlerde verilen ifadeler aşağıdaki şekilde açıklanabilir:

$\sigma_z$  : Çekme gerilmesi

$C_f$  : Malzemenin yumuşama kısmının eğimi

$\varepsilon_0$  : Maksimum deformasyon

$w_c$  : Sonlu eleman ağ büyüklüğü

$G_f$  : Tek eksenli çekme gerilmesi altındaki malzemede birim çatlak alanı oluşturmak için gerekli enerji miktarı

Bu denklemlerin birleştirilmesinden de optimum bir eleman boyutu elde edilebilir.

$$W_c = \frac{2G_f}{f_t^2} \left( \frac{1}{E} - \frac{1}{Et} \right)^{-1} \quad (8.33)$$

(8.33) denklemi ile  $W_c$  ifadesi, heterojen bir malzeme için en büyük süreksizlik veya heterojenlik ifade eden malzeme boyutunun yaklaşık birkaç katı (3 yada 4) seçilen ve malzemenin homojen davranışını yansıtmakta yada modellenmesinde kullanılan sonlu eleman boyutudur.

Böyle bir boyutun kullanımı Bazant ve Oh'un önerdikleri çatlak şeriti kavramının ilk varsayımı ile örtüşmektedir. Beton gibi heterojen bir malzeme bir takım minimum sınırlar içerisinde homojen bir ortam olarak düşünülebilir ve bu ortam için geliştirilen bünyesel bağıntılar kullanılabilir. Bu çalışmada da aynı varsayım kabul edilmiş ve yığma yapıların sonlu eleman analizinde bir çıkış noktası olarak kabul edilmiştir.

### 8.3. Kompozit Duvar Elemanının Üç Boyutlu Modelleri

Beton elemanların sonlu elemanlar ile analizi için geliştirilen düzgün yayılı çatlak kavramı (Rashid, 1968) ve nümerik modeli, Anand ve Yalamanchili (1996) tarafından yığma duvarların analizinde kullanılmıştır. Kompozit yığma duvarlardaki iki blok arasındaki boşluğu dolduran harç ve benzeri karışımların malzeme olarak modellenmesinin, bu tip yapıların ana göçme mekanizmasını açıklaması için düzgün yayılı çatlak modeli bu yüzeyler için seçilmiştir. Düzgün yayılı çatlak kavramında, tek tek çatlakların analizinden kaçınılarak bu çatlakların etkisini tüm bünyeye dağıtmak yoluna gidilmiştir. Bu da malzeme matrislerinde değişiklik yapılarak gerçekleştirilmektedir. Çatlamamış elemanın bünyesel malzeme matrisi lineer elastik üç boyutlu bir eleman için aşağıdaki şekilde ifade edilebilir:

$$[D] = \begin{bmatrix} D_1 & D_2 & D_2 & 0 & 0 & 0 \\ D_2 & D_1 & D_2 & 0 & 0 & 0 \\ D_2 & D_2 & D_1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & D_3 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & D_3 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & D_3 \end{bmatrix} \quad (8.34)$$

Çatlamış durumdaki eleman için ise:

$$[D] = \begin{bmatrix} D_1 & D_2 & D_2 & 0 & 0 & 0 \\ D_2 & D_1 & D_2 & 0 & 0 & 0 \\ D_2 & D_2 & D_1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & D_3 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & (AIF)D_3 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & (AIF)D_3 \end{bmatrix} \quad (8.35)$$

şeklinde yazılabilir. Burada kesme-basınç modundaki çatlak oluşumu modellenmiş ve agrega kenetlenmesi denilen etki dikkate alınmıştır. Agrega kenetlenmesinin harç için önerilen hangi bağıntılarının veya ne kadarlık bir kısmının ne şekilde dikkate alındığı belirtilmemiştir. Araştırmaya açık bir konudur. Beton için önerilen agrega kenetlenmesi bağıntıları aynen veya değiştirilerek kullanılabilir. Ya da genel olarak sabit veya değişken katsayılar da AIF için seçilebilir (shear retention factor,  $\beta$ ). Matris içerisinde verilen AIF terimi agrega kenetlenmesi katsayısı (Aggregate Interlock Factor) olarak tanımlanmaktadır.

Bu noktadan hareketle beton için geçerli çatlak modellerinin yığma elemanlara uygulanmasının mümkün olduğu görülmektedir. Bu nedenle, düzgün yayılı çatlak kavramının 1983'te revize edilmiş hali olan, Bazant ve Oh'un önerdiği çatlak şeriti modelinin de incelenmesi yerinde olacaktır. Çatlak şeriti kavramının dayandığı en önemli kabul 'temsili hacim' (representative volume) fikridir. Heterojen bir malzeme olan betonun eşdeğer bir homojen sürekli ortama çevrilmesinin mümkün olduğundan hareketle beton için bu boyutların araştırılmasına geçilmiştir. Bu çevrim esnasında gerçek gerilme ve birim deformasyonlar varsayılan sürekli ortamın gerilme ve birim deformasyonlarından farklıdır.

Böylelikle beton içinde lokal etkiler doğuran süreksizlikler ve farklı malzemelerin etkilerinin ortalama değerleri temsili boyutlardaki sürekli ortama yansıtılmaktadır. Aynı noktadan hareketle, yığma yapılardaki taşların ve aralarındaki harç ve benzeri elemanların global olarak büyük hacimli yapılardaki analizlerinde de böyle bir homojen malzeme boyutu tanımı yapılabilir. Betonda bu boyutlar belirlenirken tek eksenli çekme gerilmeleri altındaki betonun kırılma enerjisi  $G_f$  değeri kullanılmıştır. Kırılma özelliklerinden yararlanılarak bu boyut 8.34 ifadesinden tespit edilebilmektedir.  $E_t$  betonun çekme-birim kısalma eğrisinin yumuşama kısmı için elastisite modülü değeridir. Beton için bu boyut ortama olarak maksimum agrega çapının (maksimum heterojen kısmın) üç katı olarak bulunmuştur. Bu fikirden hareketle yığma yapılar için de böyle bir boyut kullanımı mümkün olabilir.

#### **8.4. Yığma Duvarların Düzlemsel Davranışlarının Optimum Boyut Kullanılarak İncelenmesi**

Bu bölümde yığma tuğla bloklardan oluşan yapısal sistemlerin plastisite teorisi kullanılarak modellenmesi ve sıvalı yığma duvarın dayanımı ile doğrusal olmayan sonlu eleman analizlerinde gerçekçi sonuçlar verecek ağ boyutlarının seçilmesi düzlem gerilme durumu için irdelenmiştir. Yığma perde duvarların davranışında kesme gerilmelerinin etkisi, basit eğilme teorisinden elde edilen çözümleri geçersiz kıldığı bilinen bir gerçektir. Daha önceki çalışmalarda (Lubliner ve diğerleri 1989; Karakoç ve Köksal 1995) kesme ve basıncın genel davranış üzerine etkisinin fazla olduğu yada genel davranışı belirlediği durumlarda plastisite teorisinin bu tür yapılara uygulanabilirliği gösterilmiştir.

Drucker-Prager akma kriteri için uygun  $c$  ve  $\phi$  parametreleri kullanılarak deneysel bir çalışmada (Drysdale ve Khattab' 1995), çeşitli açılarda yerleştirilmiş ve deneyi yapılmış sıvalı tuğla bloklar sonlu elemanlar yönteminde modellenmiştir.

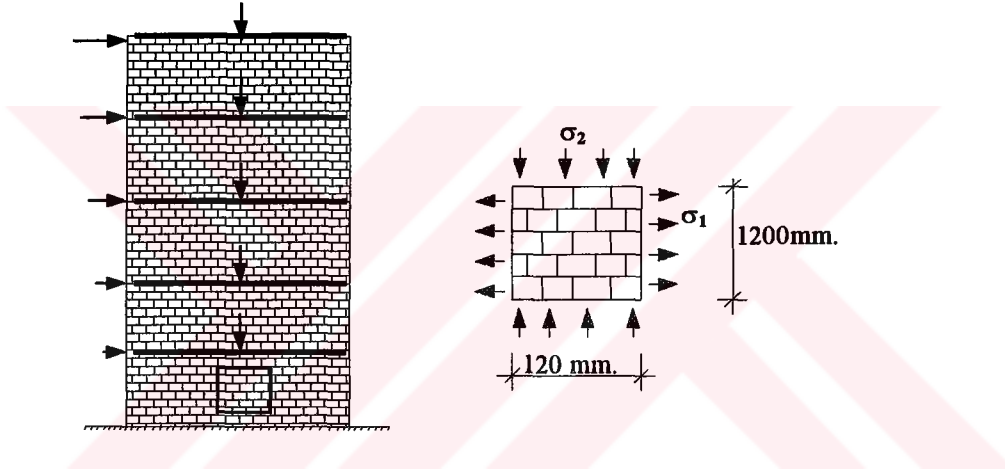
Çalışmada LUSAS paket programı kullanılmış ve yığma bloklar için gereken için varyasyonlar yapılarak, analiz sonuçları deneysel veriler ile karşılaştırılmıştır. Farklı ağlar için



elde edilen taşıma gücü değerleri ile yük-deformasyon eğrileri analiz için gerekli optimum sonlu eleman boyutunun saptanmasında kullanılmıştır.

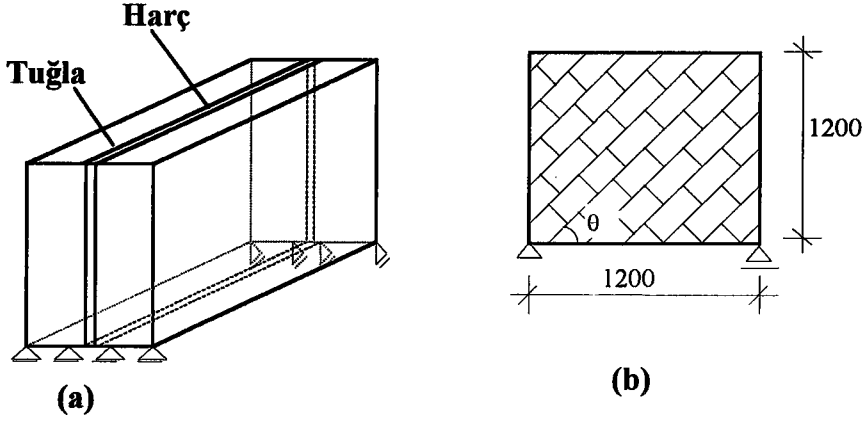
#### 8.4.1. Yığma Duvarların Karakteristikleri ve Matematiksel Modeli

1200/1200/190 mm boyutlarındaki yığma tuğla bloklardan oluşan duvar aksenal basınç gerilmelerine maruz bırakılmıştır (Şekil 8.11). Matematik modelde, arasında harç olmak üzere iki yığma duvar ele alınmıştır (Şekil 8.12).



Şekil 8.11. Deneysel Çalışma Amacıyla Duvardan Alınan Yığma Tuğla Blok

Yığma prizma blokları 75/75/150 mm. boyutlarındadır. Bu çalışmada incelenen sistem bloklarının arasındaki harcın basınç dayanımı 6.2 ile 22.4 Mpa., blokların basınç dayanımı 23.6 ile 33.5 Mpa. arasında verilmiştir. Şekil 8.13' den de görülebileceği gibi yığma duvarda kullanılan tuğla elemanlar  $\theta=0^{\circ}$  ile  $\theta=90^{\circ}$  arasında dikkate alınmıştır. Açıl durumdaki duvara ayrı ayrı çekme, basınç ve çekme-basınç gerilmeleri uygulanmıştır. Burada  $\theta=90^{\circ}$  örneği, malzeme yükü aksenal basınç olacak şekilde ( $\sigma_1/\sigma_2=0/-1$ ) ayrıntılı bir şekilde anlatılacaktır. Diğer örneklerin sonuçları çizelge halinde verilecektir.



Şekil 8.12. Matematiksel Modelde Ele Alınan Yığma Duvar Şekli

a) Prizmatik Görünümü b) Ön Görünümü

Drucker-Prager konisi Mohr-Coulomb hexagonal piramidini içerecek şekilde geçirilirse kohezyon değeri  $c$ ;

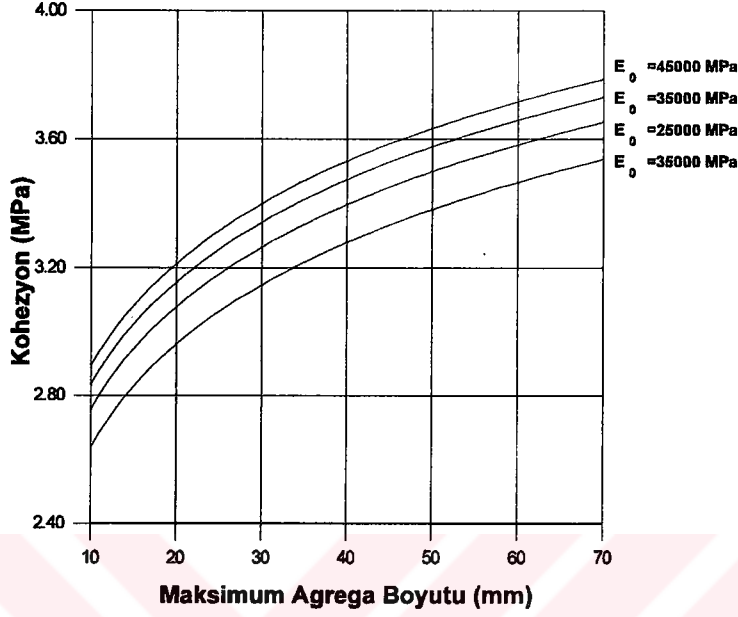
$$c = \frac{f_c f_t}{f_c - f_t} \tan \phi \quad (8.36)$$

bağıntısı yardımıyla bulunabilir. Ancak bu bağıntıdan elde edilen değerler sıvalı tuğla elemanlar için büyük değerlerdir. Daha önceki çalışmalarda (Lubliner ve diğerleri'1989; Oller ve diğerleri'1990) da önerilen değerler bu çalışmada kullanılmıştır. Şekil 8.13' de Drucker-Prager kriteri için önerilen kohezyon değerlerine ait diyagram verilmektedir.

Drucker-Prager kriteri için kullanılacak kohezyon ( $c$ ) değeri 3.5 Mpa. alınmıştır. Bu değer daha önceki çalışmalarda önerilmiş değerlerle uyum içerisindedir. Sürtünme açısı ( $\phi$ ) değeri  $35^\circ$  alınmıştır. Modellemede iki sıra tuğla duvar ve arada harç alınarak modelleme yapılmıştır.

Tuğla elemanların duvar içindeki konumları için  $\theta$  değeri sırasıyla  $0^\circ$ ,  $22.5^\circ$ ,  $45^\circ$ ,  $67.5^\circ$  ve  $90^\circ$  olarak alınmıştır. Her açısız durum için çekme, basınç ve hem çekme hem de basınç gerilmeleri sırasıyla sisteme yüklenmiştir. Hesaplamada Drucker-Prager kriteri ele alınmış,

uygun bir gerilme-deformasyon eğrisi elde edilinceye kadar sonlu eleman ağı ve malzeme parametreleri olan sıva için alınan  $c, \phi$  değerleri değiştirilmiştir.



Şekil 8.13. Drucker-Prager kriteri için önerilen kohezyon değerleri

Harç için önerilen bağıntı ise;

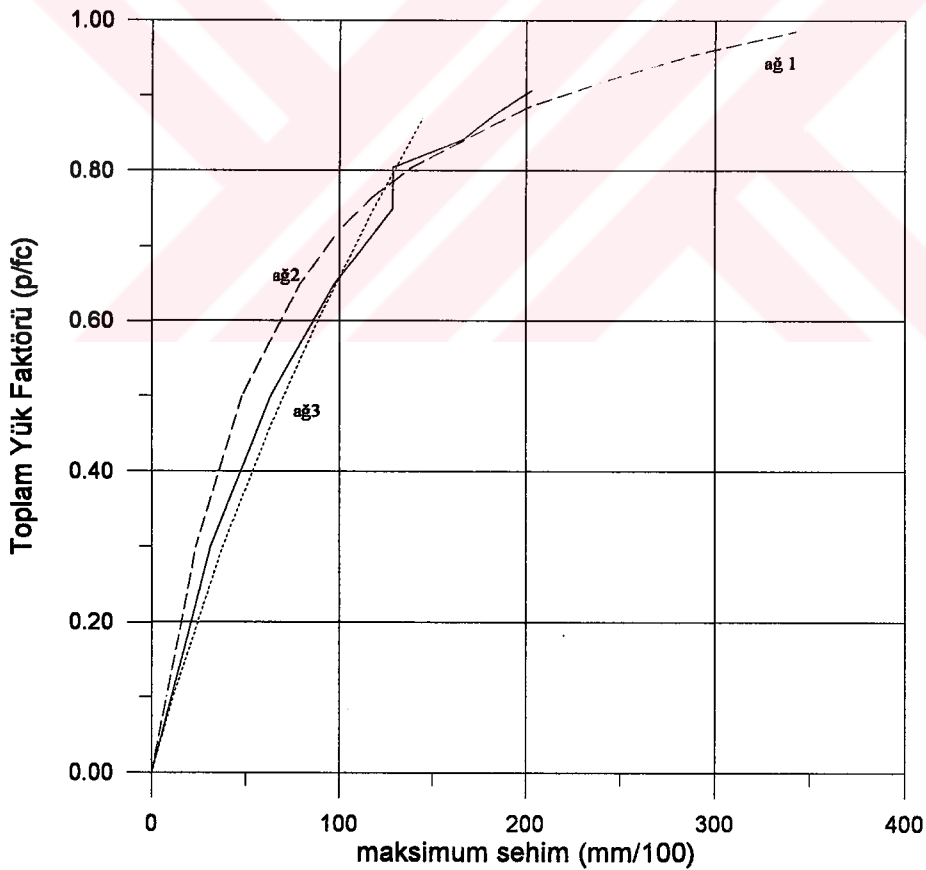
$$c=0.23 \ln(E_0 d_{\max}^2)-0.60 \quad (8.37)$$

şeklindedir. Bu bağıntıdan faydalanarak harç için  $c=1.5$  ve  $\phi=30^0$  bulunmuştur.

Betonun basınç veya kesme altındaki davranışı plastisite teorisinin modellenmesine uygundur ve bu konuda literatürde pek çok çalışma vardır (Chen' 1982; Chen ve Han' 1987). Bölüm 6.1.1' den elde edilen sonuca göre *kalın harç bağlantılarının beton etkisi gösterdiği tespiti ile* beton için geliştirilen parametrelerle, plastisite teorisinin kavramlarını sıvalı duvar içinde kullanmak mümkündür. Çekme gerilmelerinin etkinlik kazandığı durumlarda (eğilme elemanlarında) plastik modellerin kullanılması durumunda elde edilen sonuçlar deneysel verilerden uzaklaşmaktadır. Bunun nedeni plastisite teorisinin çatlak kavramına yer vermemesidir. *Plastisite teorisindeki akma kavramı ise çatlak kavramı yerine geçecek bir kavramdır.* Plastisite teorisinde akma noktasına ulaşan eleman aşamalı bir rijitlik kaybına uğrar. Oysaki elemanda çatlak oluşuktan sonra rijitlik ani olarak sıfıra düştüğü

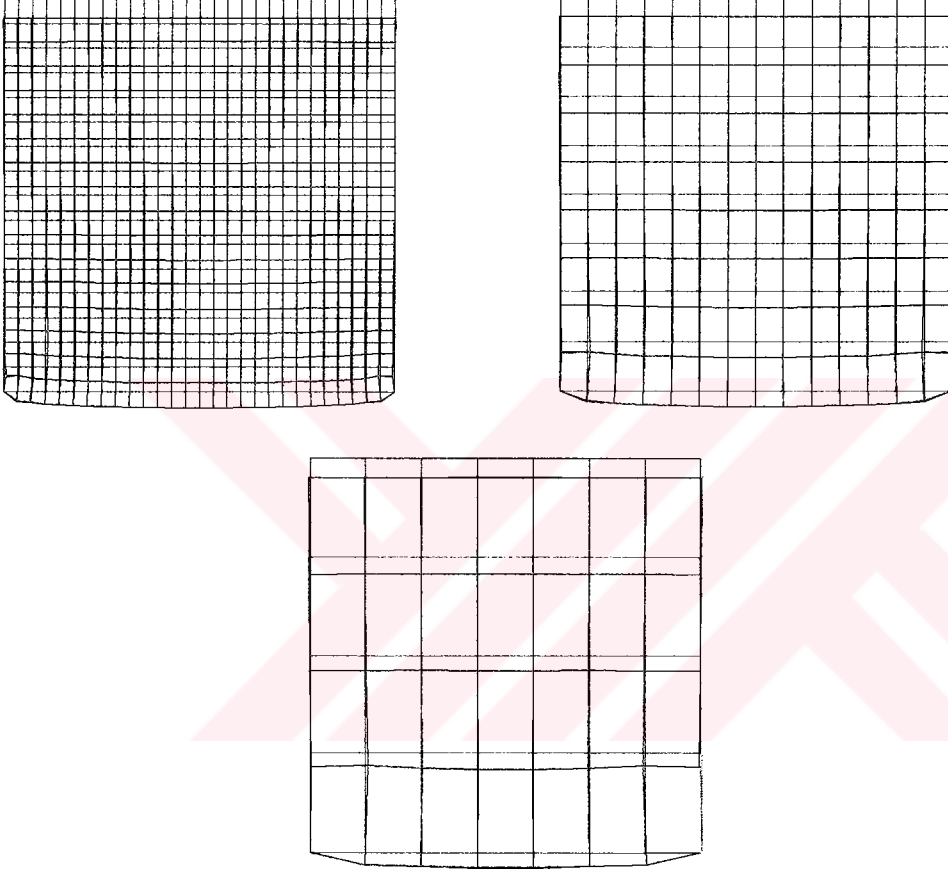
düşünebileceği gibi, yumuşama kısmıyla da sifira inebilir. Dolayısıyla akma kısmından sonraki pekleşme durumu elemanda çatlak oluşuktan sonra kesinlikle söz konusu değildir. Bu nedenle çekme gerilmelerinin son (nihai) durumu belirlemediği durumlarda plastisite teorisi bu tür yapılara uygulanabilir.

Kullanılan sonlu eleman boyutu küçüldükçe taşıma gücü değerleri düşmektedir. Eleman boyutu küçüldükçe bir yükleme basamağı sırasında rijitlik kaybına uğrayan eleman sayısı da artmaktadır. Aynı zamanda eleman boyutunun gereğinden büyük olması durumunda da, rijitlik gerçek değerinden daha yüksek olduğundan, rijitlik kaybı daha az olmaktadır. Dolayısıyla daha küçük elemanlı modeller taşıma güçlerini gerçek değerinden daha önce, büyük elemanlı sistemlerde gerçek değerlerden daha büyük taşıma gücüne erişmektedir (Şekil 8.14).



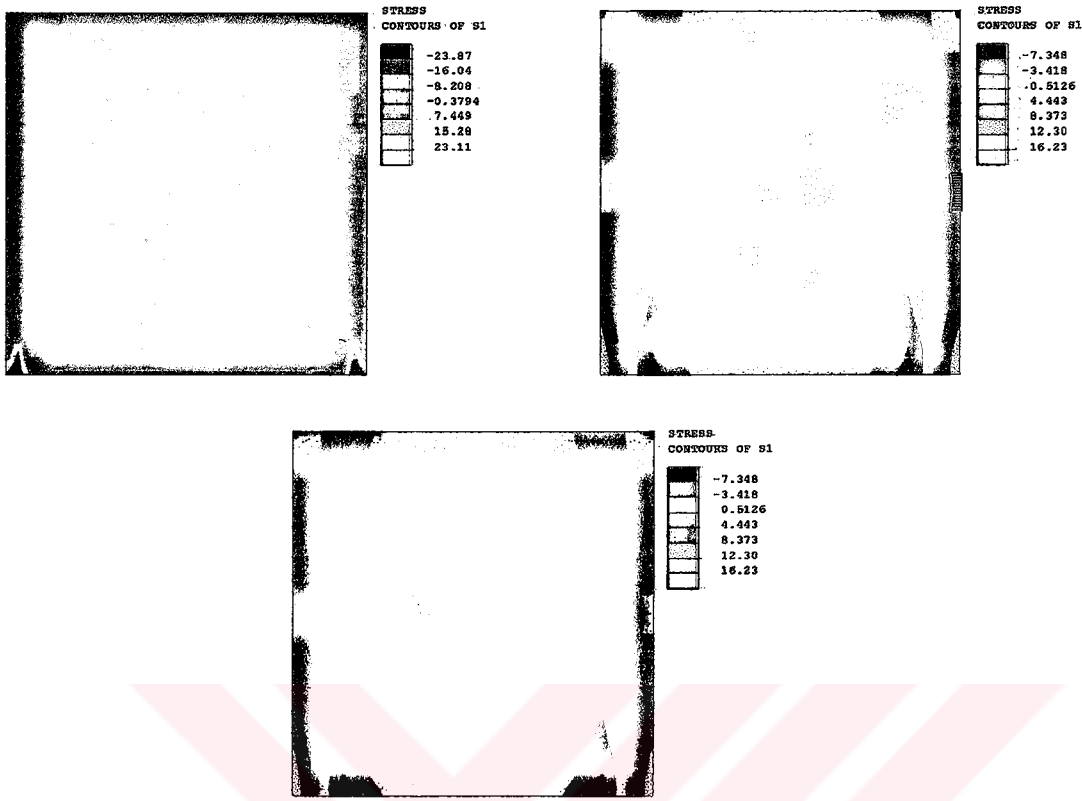
Şekil 8.14. Farklı ağ boyutları ile incelenen yığma duvarın yük-maksimum sehim eğrileri.

Yapılan bu hesaplamalar sonucunda  $\theta=90^\circ$  için matematiksel modeli yapılan sistemin deforme olmuş hali Şekil 8.15' de, gerilme diyagramları ise Şekil 8.16' da verilmiştir. Bu tür bir eleman için elde edilen yük-deformasyon eğrisi istenilen şekilde oluşmaktadır. Bu da matematiksel modelin doğruluğunu, seçilen ağıın uygunluğunu göstermektedir. Yine sonuçlar deneysel çalışmalarla da çakışmaktadır.



Şekil 8.15.  $\theta=90^\circ$  İçin Modellenmiş Yığma Duvarın Sonlu Elemanlar Ağı ve Deforme Olmuş Şekli

Yukarıda anlatılan nedenlerden dolayı sıvalı yığma duvarların doğrusal olmayan sonlu eleman analizlerinde optimum bir eleman boyutunun seçimi önemlidir. *Bu boyutta kullanılan sonlu eleman, duvarda kullanılan tuğla yada taş elemanın 3-4 katı olmalıdır.* Ancak bu şekilde alınan bir eleman sistemi homojen olarak temsil edebilir.



Şekil 8.15.  $\theta=90^\circ$  İçin Modellenmiş Yığma Duvarın Gerilme Diyagramı

#### 8.4.2. Deney Sonucu ile Matematiksel Modelin Karşılaştırılması

Analiz neticesinde göçme yükü olarak bulunan 9.83 Mpa.'lık göçme yükü deneysel sonuçlarla çakışmaktadır. Bu göçme yükü 8.1 Mpa olan harcın basınç dayanımına çok yakındır. Tuğla duvarlar harcın basınç dayanımını bir miktar arttırmaktadır. Bu da beklenen bir sonuçtur. Bu da kohezyon ve sürtünme açısı için kullanılan değerlerin uygunluğunu göstermektedir.

Harçlı yığma yapılarda, harç tuğla yada taşa göre daha zayıf bir eleman olduğundan yapı elemanının mukavemet kaybı harçla tuğlanın bağlantı yerinde olacaktır. Bu tür yapıların kendi düzlemleri içerisindeki anizotropik davranışları da bu zayıf ara yüzeye (bağlantı noktası) göre belirlenir. Bununla birlikte basınç ve çekme gerilmelerinin durumuna göre çatlak mekanizmaları oluşmaktadır. Diğer bir deyişle, yığma yapıların gerilme şekil değiştirme karakteristiği yükleme doğrultusu ve biçimi ile harç arasındaki açıya göre değişmektedir. Bu değişim aşağıdaki çizelgeden rahatlıkla görülmektedir.

Aşağıdaki çizelgede deneyde kullanılan duvarların tuğla açısına göre gerilme sonuçları yer almaktadır. Bununla birlikte açısız elemanlara uygulanan çekme, basınç yada her ikisinin birlikte olması durumu irdelenerek sonuç değerler yazılmıştır. Matematiksel modellerdeki sonuçlarla deneysel sonuçlar akma gerilmeleri dahil uyum göstermektedir. Bu da yukarıda belirtilen sonucu desteklemektedir. Dolayısıyla büyük çaptaki yığma yapıların modellenmesinde bu sonuçlar dikkate alınmalıdır. Başka bir deyişle, yığma yapı elemanlarının diziliş şekli, bağlantı elemanı olarak kullanılan harc ya da benzeri malzemenin mukavemeti yapısal analizde mutlaka belirlenmelidir. Küçük elemalar üzerinde yapılacak hesaplamalarla da bu mukavemet değerleri kompozit eleman için belirlenerek, dizayn ve tasarımda bu değerler kullanılmalıdır.

Konunun gereği tarihi bir yapı irdelenecek ise, bu durumda yapının mevcut elemalarının (taş, tuğla ve harç) deneysel çalışmalarla mukavemet değerleri tespit edilmelidir. Bu aşamdan sonra yukarıda belirtilen yöntemle de kompozit elemanın mukavemet değerleri belirlenmelidir.

Çizelge 8.2. Yığma Duvar Deneyi Sonucunda Elde Edilen Mukavemet Değerleri

Deney Paneli No	Tuğla Açısı $\theta$	Yükleme Durumu ( $\sigma_1/\sigma_2$ )	Harcın Basınç Mukavemeti (Mpa)	Blok Basınç Mukavemeti (Mpa)	Blokların Akma Mukavemeti
UNP1	0	0/-1	7.3	28.1	10.8
UNP2	22.5	0/-1	10.9	23.6	11.3
UNP3	45	0/-1	7.3	33.3	12.4
UNP4	67.5	0/-1	6.2	25.4	11.1
UNP5	90	0/-1	8.1	29.9	10.3
UNP6	45	1/-6.55	20.8	32.5	15.1
UNP7	45	1/-3.86	20.8	33.5	12.2
UNP8	22.5	1/-1.09	18.3	32.5	13.1
UNP9	45	1/-1.09	19.5	32.3	13.4
UNP10	67.5	1/-1.09	19.5	32.2	13.2
UNP11	0	1/0	17.4	30.3	13.7
UNP12	22.5	1/0	14.4	26.7	15.7
UNP13	45	1/0	19.7	29.4	14.4
UNP14	67.5	1/0	15.2	29.4	14.3

## 9. KÜÇÜK AYASOFYA CAMİİ (St. SERGIUS and BACCHUS KİLİSESİ)

Tarihi anıt ve yapıların korunması, takviyesi ve kuvvetlendirilmesi tekniği henüz çok yenidir. Bu metotlar betonarme yapı elemanlarının kuvvetlendirilmesi yönteminden çok farklı olduğundan, kuvvetlendirme yada onarım her yapı için ferdi olarak ele alınmalı ve anılan yapı her yönden incelenmelidir. Çünkü her yapının kendine has mimari ve sanatsal özellikleri bulunmaktadır. Önceki bölümlerde anlatıldığı gibi, her tarihi yapının kendi sanatsal özelliği bulunduğundan onarım ve takviye yöntemleri genelleştirilememektedir. Ancak yöntem ve takviye tarzı hakkında genel bir şeyler söylemek mümkündür. Şunu da unutmamak gerekir ki, yapı onarım ve takviyeden geçirilmeden her türlü statik, dinamik ve lineer olmayan hesaplamaları yapılmalıdır. Böylece yapının uğrayabileceği gerilme ve kuvvetler tespit edilmiş olur. Buradan hareketle de çatlakların yada bölgesel yıkımların oluşabileceği yerler kuvvetlendirilebilir.

Statik, dinamik ve non-lineer hesaplamalara örnek olarak alınan bu tarihi yapı (Küçük Ayasofya Camii), bir proje çalışması olarak YTÜ, Mimarlık Fakültesi Öğretim Üyelerinden Sayın Prof. Dr. Görün ÖZŞEN tarafından yürütülmektedir. Sayın Özşen' in bir ekip halinde yaptığı bu çalışmayla, yapının geometrisi ve mimarisi ile malzeme özellikleri belirlenmiş, birtakım fotogrametrik ölçümleri ve kubbenin durumu belirlenmiştir. Camiinin modellenmesinde bu bilgilerden faydalanılmış, modelleme için eksik kalan bilgiler belirlenmiş, ölçümler yapılarak çatlak yerleri tespit edilmiş, serbest titreşim deneyleri ile eksik malzeme deneyleri yapılmıştır.

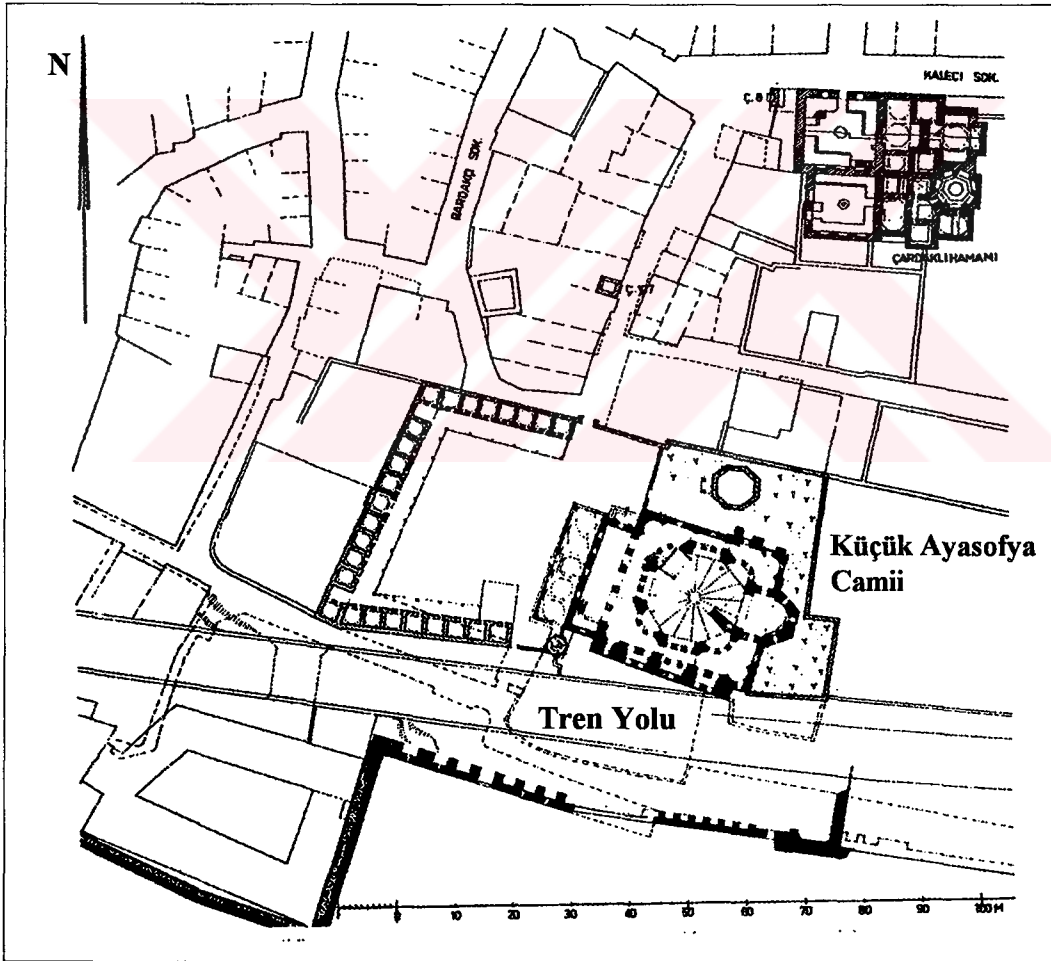
### 9.1. Küçük Ayasofya Camii'nin Tarihçesi

Günümüzde İstanbul' un kullanılabilir en eski yapısı olan Küçük Ayasofya Camii yada eski adıyla Sergius and Bacchus Kilisesi MS. 527-536 yılları arasında şimdiki Eminönü, Cankurtaran Mahallesi, Küçük Ayasofya Caddesi üzerinde inşa edilmiştir (Şekil 9.1). Kaynaklarda yapının inşaatı hakkında rastlanan efsaneye göre I. Anastasyus devrinde I. Jüstiniaunus ve amcası I. Justinas, İmparator Anastasyus aleyhinde bir ayaklanmaya adları



karıştığı için idama mahkum edilirler. Hüküm yerine getirilmeden bir gece önce çifte azizler St. Sergius ve Bacchus İmparator Anastasyus'un rüyasına girip I. Justinas ve I. Justinianus lehinde tanıklık ederler. Bu olaydan etkilenen imparator onları affeder. I. Justinianus tahta çıkıp imparator olduğunda çifte azizlere karşı şükran borcunu ödemek için adak kilisesi olarak St. Sergius and Bacchus Kilisesi' ni yaptırır. Yaklaşık 1000 yıla yakın bir süre kilise olarak hizmet veren yapı İstanbul' un fethinden sonra 1504' te II. Bayezid devrinde Kapu Ağası Hüseyin Ağa tarafından camiye çevrilmiştir (Özşen ve Özkaraman'1995).

Balkan Savaşı sırasında savaştan kaçanlar tarafından barınma mekanı olarak kullanılan yapı Cumhuriyet döneminde 1937 ve 1955' te olmak üzere iki büyük onarım geçirmiştir (Eyice, 1978). Yapı günümüzde camii olarak kullanılmaktadır.



Şekil 9.1. Küçük Ayasofya Camii' nin Yerleşim Planı

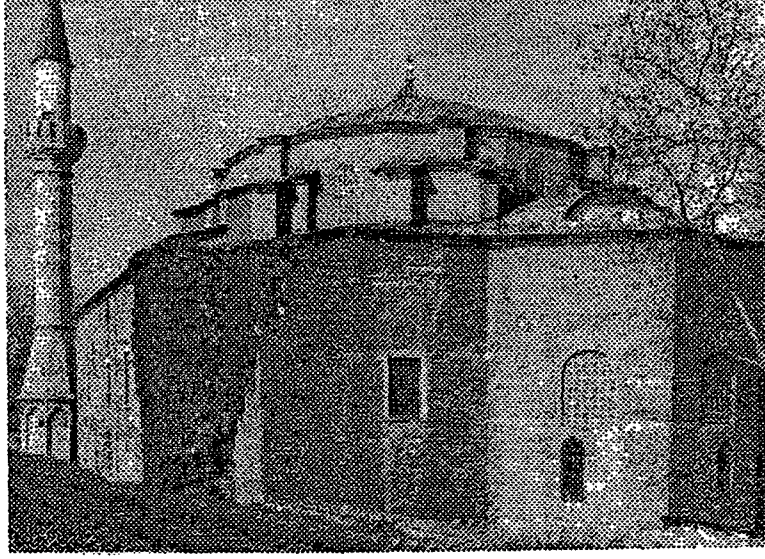
## 9.2. Küçük Ayasofya Camii'nin Mimari Özellikleri

Küçük Ayasofya Camii -Sergius ve Bachus Kilisesi- M.S. 527-536 yılları arasında Justinien döneminde yapılmış, İstanbul'da kullanılabılır durumdaki en eski Bizans yapısıdır. Güney sur duvarlarına yaklaşık 20 metre mesafede yerleştirilmiş olan bu tuğla yapı, merkezi planlı birinci dönem Bizans kiliselerinin tipik özelliklerindedir. Düzgün olmayan dikdörtgen planlı kilisenin batısında narteks kısmı, doğusunda da yarım altıgen biçimindeki apsis kısmı yer alır. Bu dikdörtgenin içine yerleştirilmiş olan sekizgen planlı orta mekan, köşelerinde exedra denilen yarım daire biçimli nişlerle genişletilmiştir. Bu orta mekanın köşelerinde düzenlenen çokgen biçimli ayaklar arasına apsis hariç ikişer sütun yerleştirilerek orta mekan ile apsis arasında bir mekan bütünlüğü sağlanmıştır. Orta mekandan dikdörtgen forma geçişi sağlayan koridorlar narteks ile apsisi bağlar. Bu koridorlar narteks ile apsisi bağlar. Orta mekan üzerinde sekiz büyük ayak üzerine sekizi silindir, diğerleri eliptik paraboloid olmak üzere 16 dilimli kubbe oturtulmuştur. Koridorların üstü tonozla örtülerek üst katta galeri kısmı oluşturulmuştur. Galeri katında exedraların üstü üç kemerle taşınan yarım kubbelerle geçilmiştir. Yarım kubbeler ile sekizgen kabuk arasında yük iletimi olmamaktadır.

Doğu-Batı doğrultusunda apsisden dış duvarlara kadar olan uzaklık 44 m.' dir. Kuzey-Güney doğrultusunda genişlik 28 m.' dir. Kubbe yüksekliği deniz seviyesinden 30.69 m.' dir. Doğu-Batı doğrultusunda kubbenin çapı 16.5 m. ve Kuzey-Güney doğrultusunda ise 16 m.' dir (Şekil 9.2,3,4,5,6,7,8,9,10).

Kilisenin yapıldığı dönemde iç duvarlarının eş zamanlı yapılarda olduğu gibi mozaiklerle süslü olduğu sanılmaktadır. Ancak günümüzde bunu doğrulayan hiçbir kanıt yoktur. Yapının iç yüzeyi tamamen sıvalıdır.

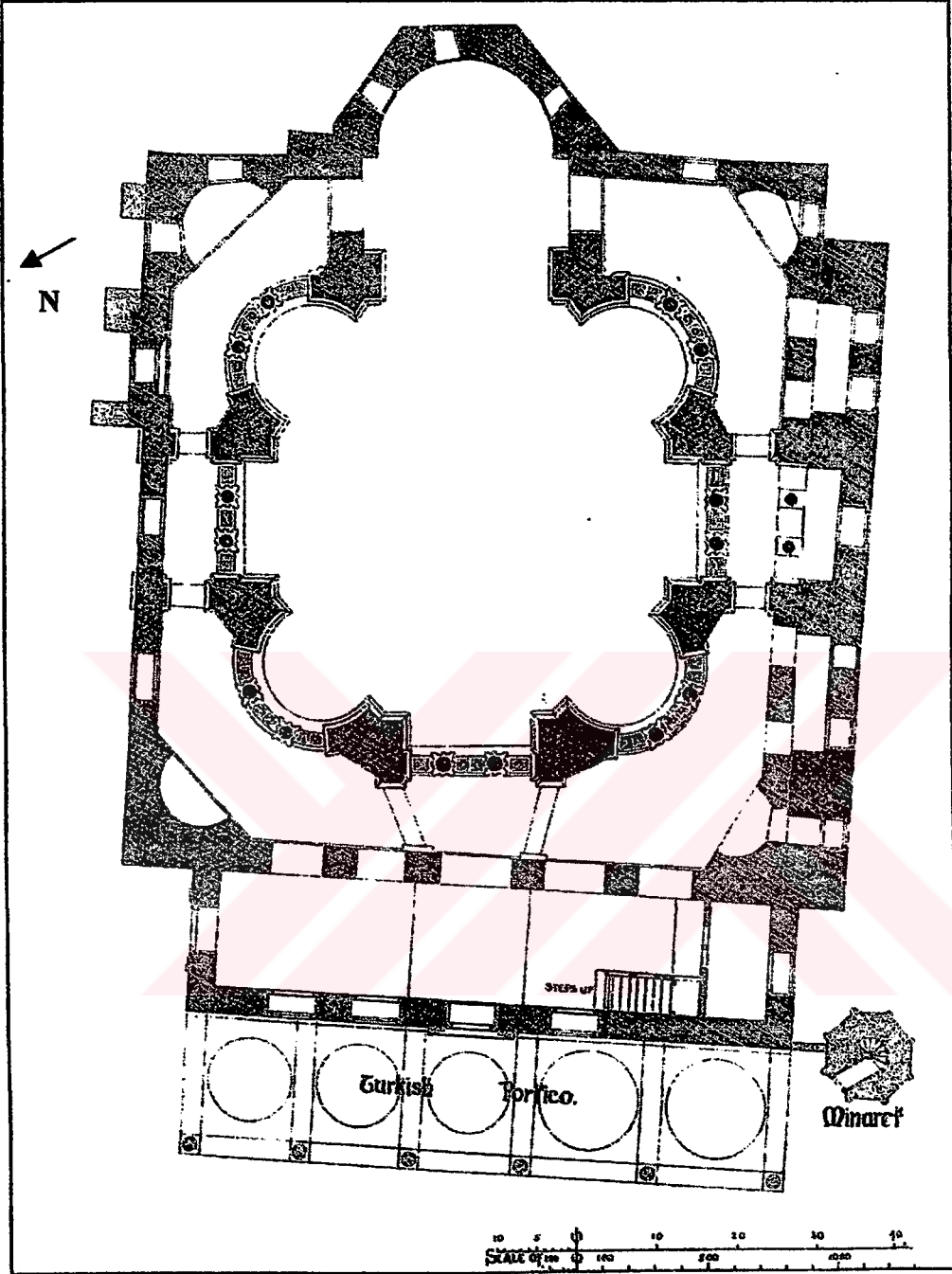
1870-1890 yılları arasında yapının 5-10 m güneyinde güney sur duvarları ile yapı arasına Sirkeci-Avrupa demiryolu inşaa edilmiş, 1954-58 yıllarında, güney sur duvarları önündeki denizin doldurulması ile yapılan karayolu trafiğe açılmıştır (Özşen ve diğerleri' 1995).



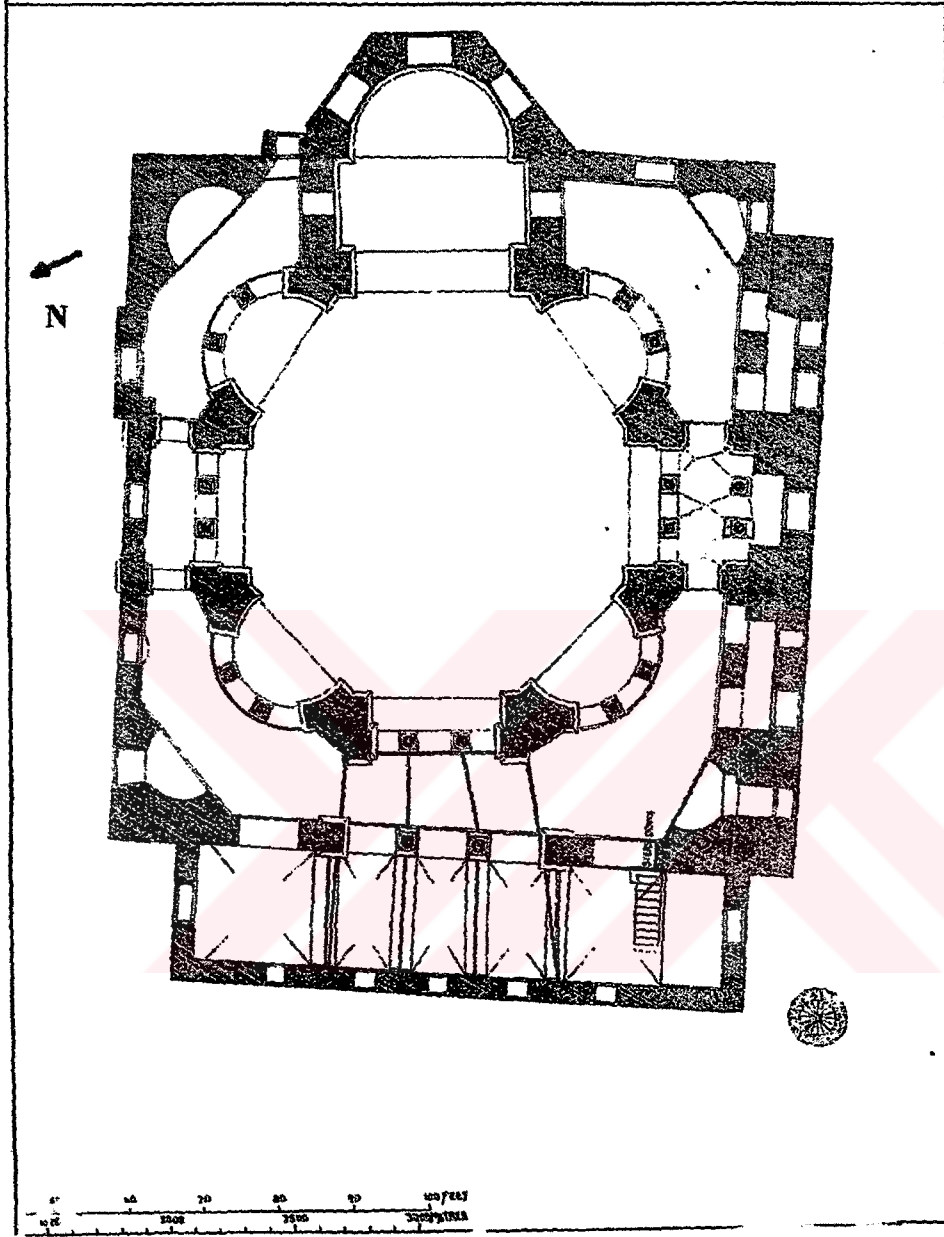
**Şekil 9.2. Küçük Ayasofya Camii Görünüşü**



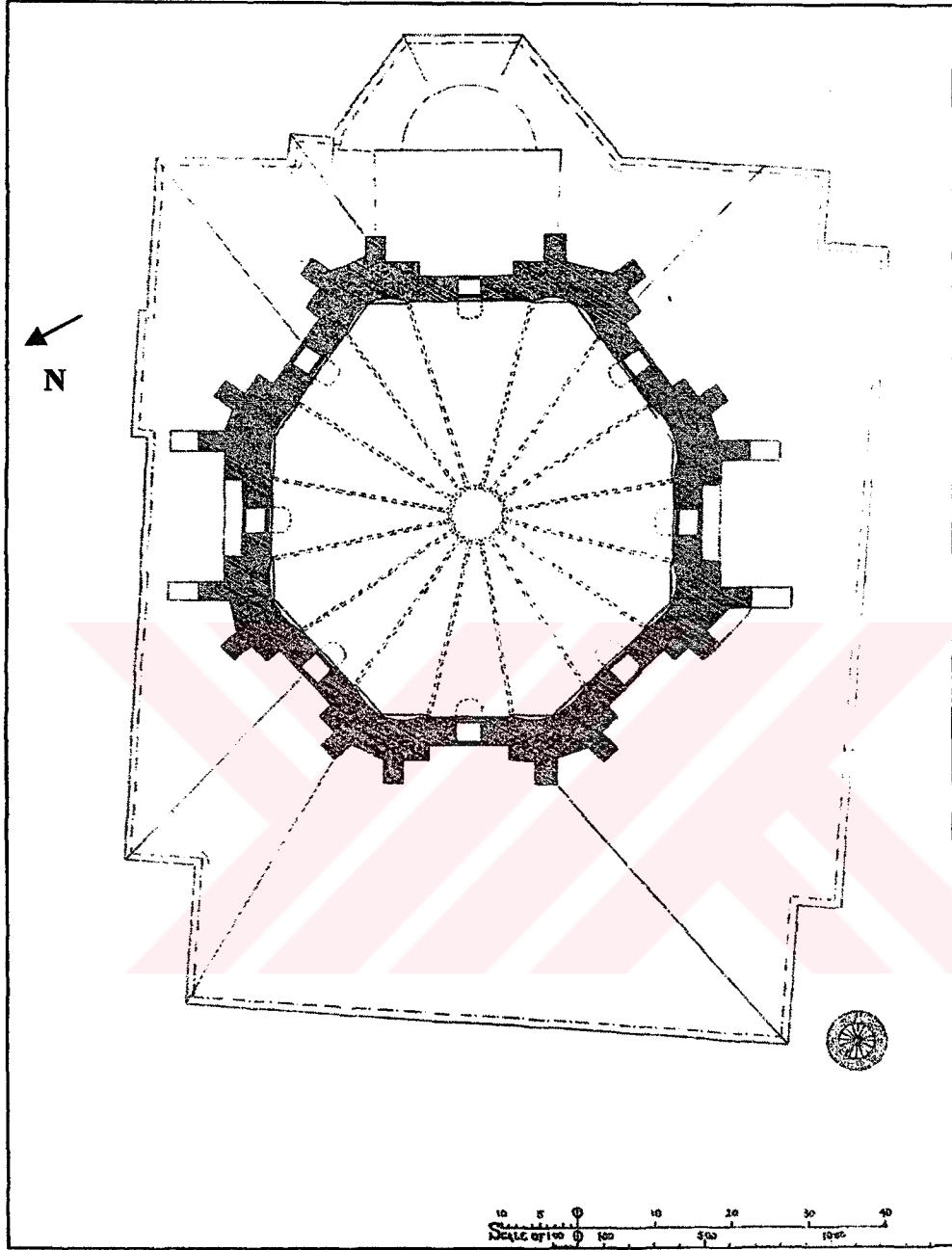
**Şekil 9.3. Küçük Ayasofya Camii' nin İçten Görünüşü**



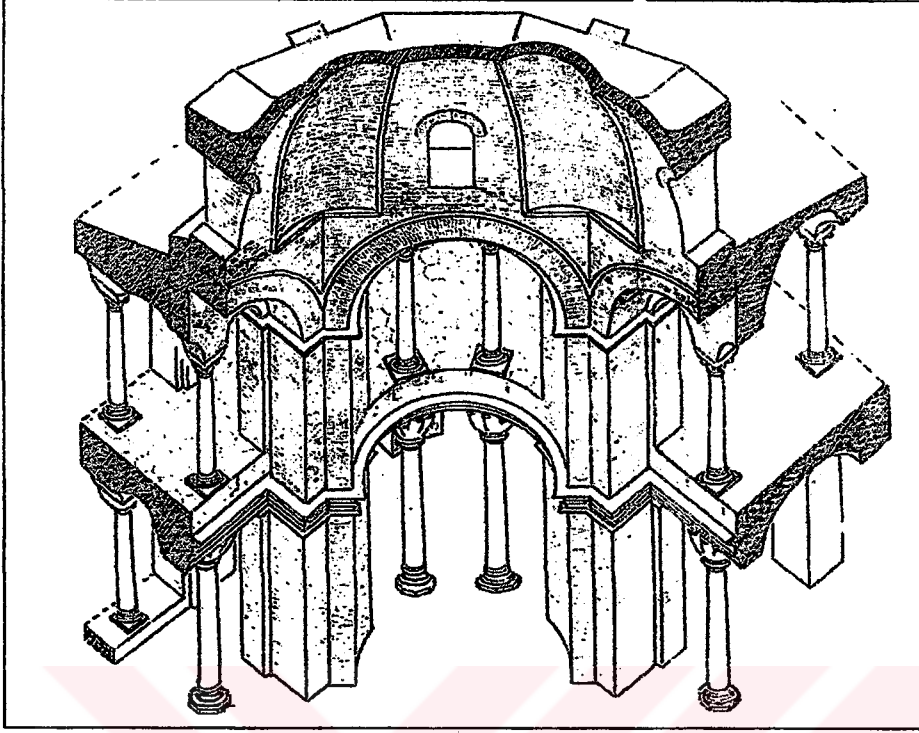
Şekil 9.4. Küçük Ayasofya Camii Zemin Kat Planı



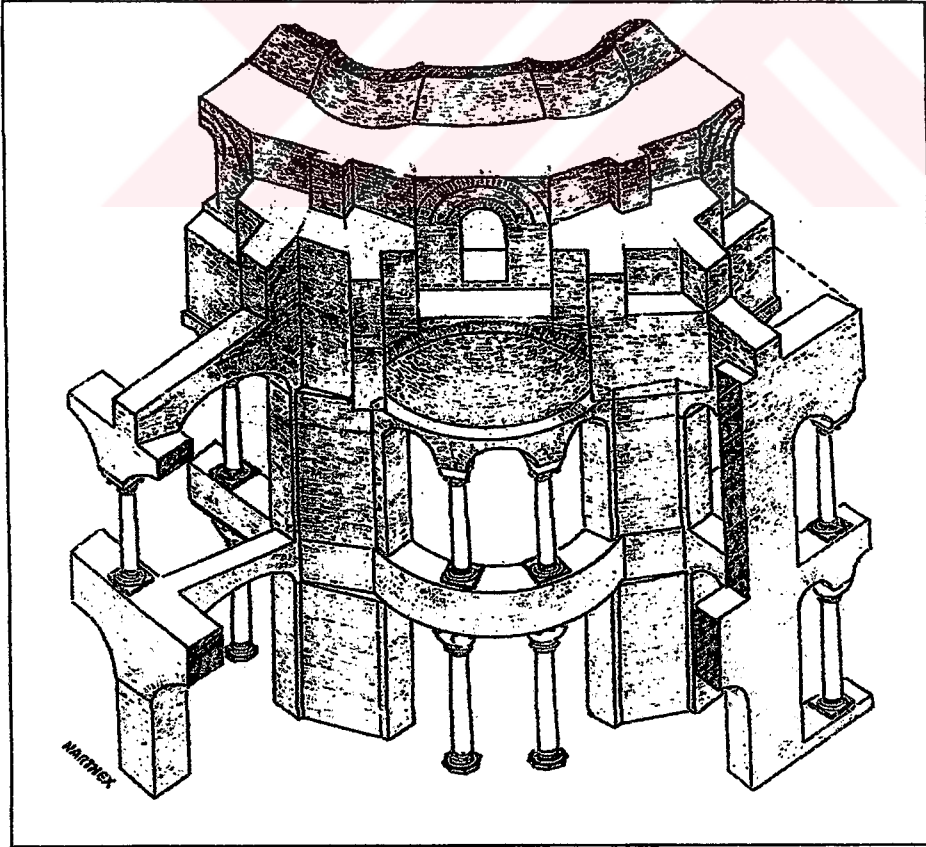
Şekil 9.5. Küçük Ayasofya Camii Galeri Kat Planı



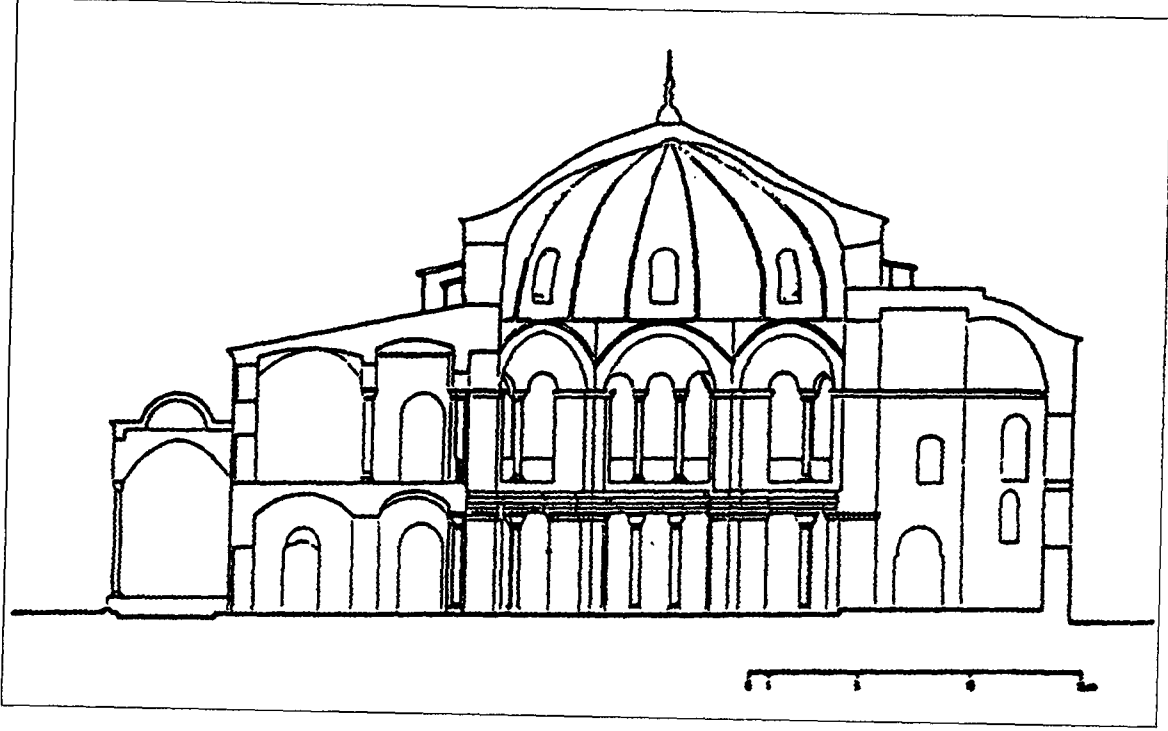
Şekil 9.6. Küçük Ayasofya Camii Kubbe Taban Planı



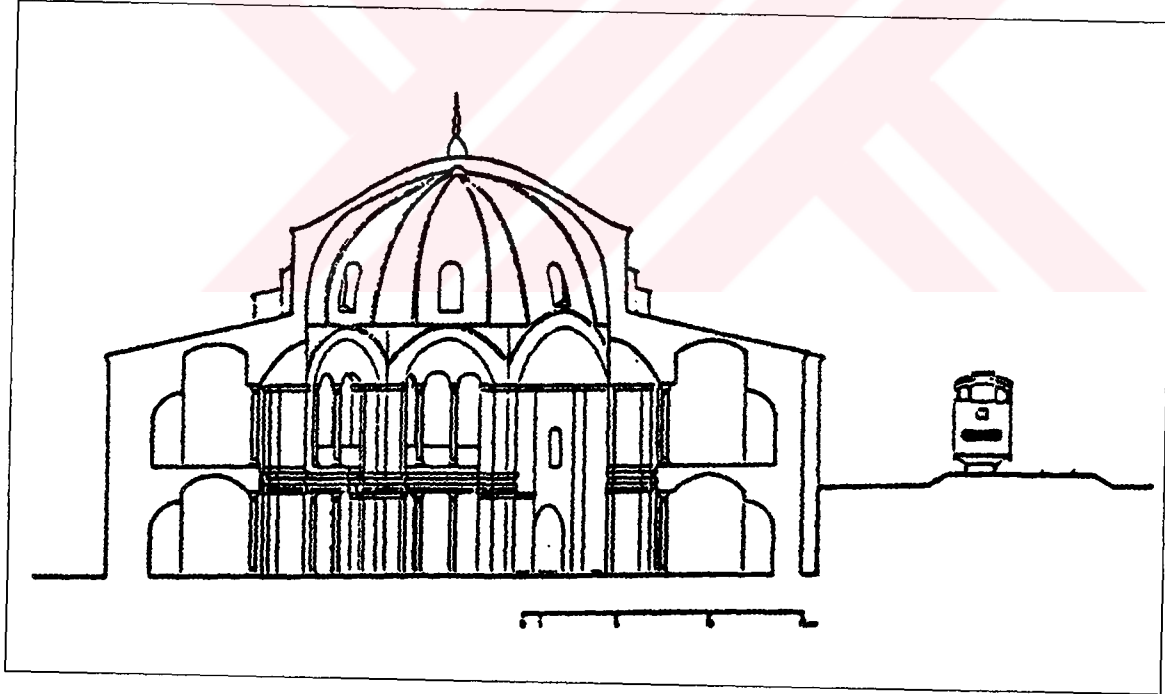
**Şekil 9.7. Küçük Ayasofya Camii İç Perspektif Görünüşü**



**Şekil 9.8. Küçük Ayasofya Camii Dış Perspektif Görünüşü**



Şekil 9.9. Küçük Ayasofya Camii A-A Kesiti



Şekil 9.10. Küçük Ayasofya Camii B-B Kesiti



### 9.3. Yapının Uğradığı Değişiklikler ve Onarımlar

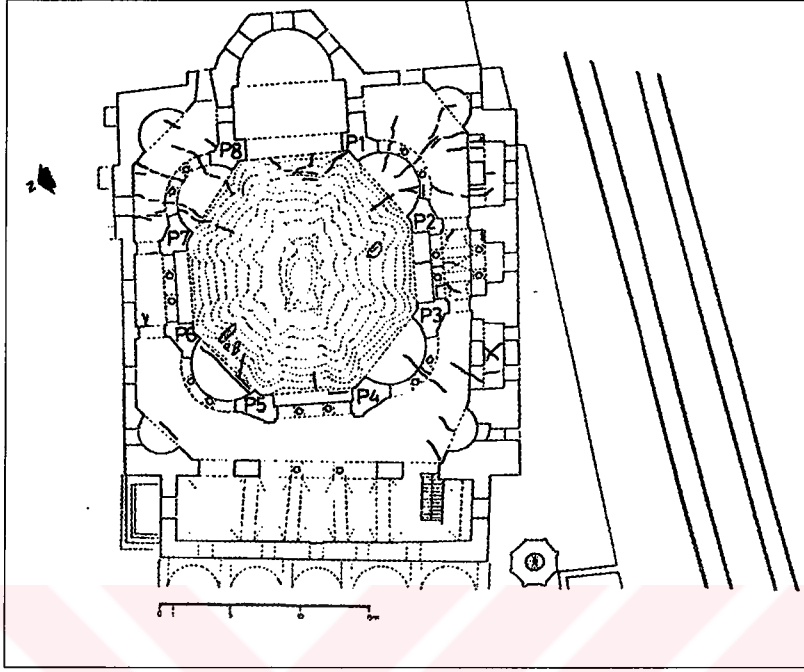
Kaynaklara göre yapıda ilk hasar ve buna bağlı olarak ilk onarım 9.yy daki İkonoklazm hareketleri sonrasında oluşmuştur. Bunu takiben 1204 Latin istilası sonrasında da iç süslemelerin onarılması gerekmiştir. Yapının 1504’de camiye çevrilmesi sırasında tüm iç süslemeleri değiştirilmiş, camiye özgü olan iç kısmına minber, müezzin mahfili, dış kısmına batı duvarı önüne son cemaat yeri ve güneybatı köşesine esas yapıdan bağımsız olarak bir minare inşaa edilmiştir. Osmanlı mimari özelliklerine bağlı olarak farklı boyutlarda pek çok pencere açılıp mevcut pencerelerinde bir kısmı kapatılmıştır. 1648 ve 1763 depremlerinde büyük hasarlar sonucu restore edilen yapı, Cumhuriyet döneminde 1973 ve 1955 olmak üzere iki büyük onarım geçirmiştir (Özşen ve diğerleri’1995).

Yapının güneybatı köşesine esas yapıdan bağımsız olarak, Köse Bahir Mustafa Paşa tarafından 1762’ de minare inşaa edilmiştir. İlk minarenin nasıl olduğu bilinmemektedir. Kaynaklarda 18. yy.’ da Barok üslup özelliklerine sahip yeni bir minarenin gövdesi sekizgen bir kürsüye oturtulmuş, gövde Barok profili kemerlerin üzerine yükseltilip yukarıda bir bilezik kısmıyla şerefeye bağlanmıştır. Kurşun kaplı bir külahı olan bu minare bilinmeyen bir nedenle 1940 yılında kürsüsüne kadar yıkılmıştır. Bir süre yıkık duran minare 1956 yılında şimdiki biçiminde yeniden inşaa edilmiştir.

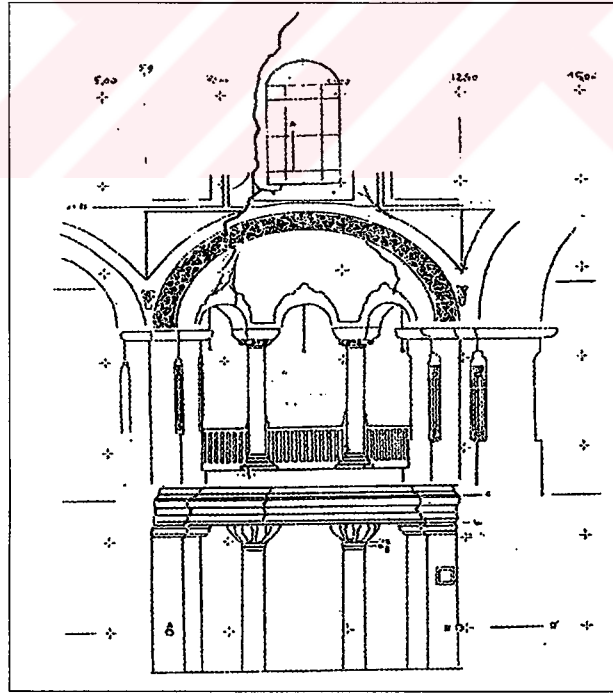
1870-1871 yıllarında yapılmış olan tren yolu güney deniz surları ile yapı arasında, yapıdan yaklaşık 5 m. uzaklıkta inşaa edilmiştir. Zemin seviyesinden 1 m. yükseklikte bulunan demiryolu yaklaşık 50 yıl tek hat olarak hizmet vermiştir. Kaynaklarda belirtildiğine göre her tren geçişinde güney duvarlarının taşları döküldüğü için 1877’ de Osmanlı örgü üslubuyla bir duvar örülmüştür. 20. yy.’ ın başlarında demiryolu zemin seviyesinden 3 m. yükseltilerek çift hatlı hale getirilmiştir (Özşen ve Özkaraman’1995).

Balkan Savaşı sırasında savaştan kaçanlar tarafından barınma mekanı olarak kullanılan yapı Cumhuriyet döneminde 1937’ de ve 1956’ da olmak üzere iki büyük onarım geçirmiştir. Daha önce sıvalı ve badanalı olarak bilinen yapının cephesi bakım görmüş ve kubbe kasnağı dışında tüm cephede tuğla ve taş örgüleri görünür hale getirilmiştir. Günümüzde cami olarak kullanılan yapının kuzeydoğu ve güneydoğu kısımlarında özellikle exedralarda yoğunlaşan çatlaklar bulunmaktadır. Bu çatlaklar kubbeden başlayıp exedralar

üzerindeki yarım kubbelerden ve galeri tonozlarından geçip yapının dış duvarlarına kadar inmektedir (Özşen ve diğerleri' 1995) (Şekil 9.11,9.12).



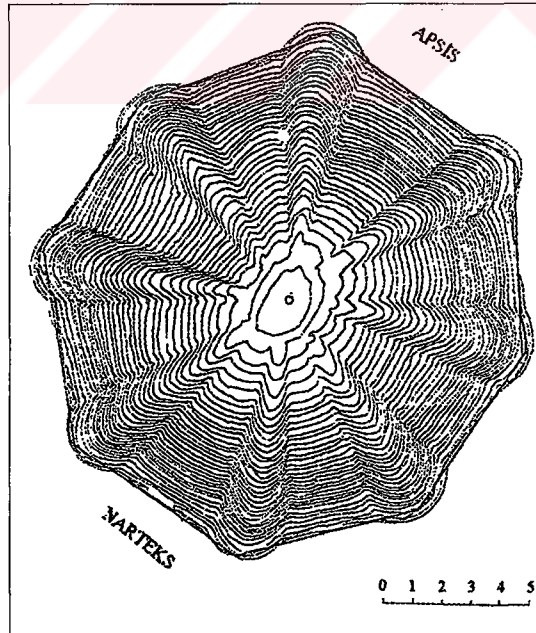
Şekil 9.11. Küçük Ayasofya Camii' ndeki Çatlakların Plandaki Görünümü



Şekil 9.12. Küçük Ayasofya Camii' ndeki Çatlakların Perspektiften Görünümü

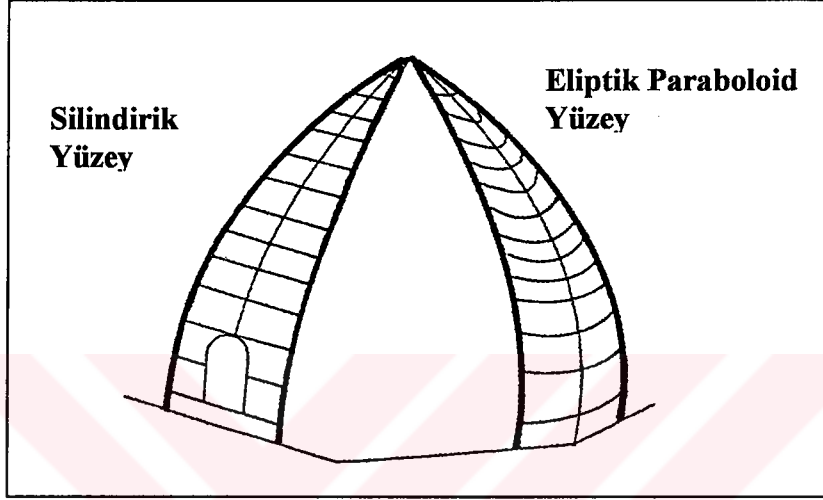
#### 9.4. Küçük Ayasofya Camii' nin Taşıyıcı Sistemi

Korumaya yönelik çalışmalara bir zemin teşkil etmesi ve nümerik modellerin hazırlanabilmesi için yapının şimdiki durumunun belirlenmesi amacıyla öncelikle, yapının bir rölevesi çıkarılmıştır. Röleve çizimleri genellikle klasik röleve teknikleriyle yürütülmüştür. Zamanla deforme olan kubbenin bu günkü durumunun anlaşılması ve karmaşık kubbe formunun tam olarak ortaya çıkarılması için kubbe çizimleri fotogrametri ile yapılmıştır. Fotogrametrik ölçümler YTÜ, İnşaat Fakültesi, Jeodezi ve Fotogrametri Bölümü Öğretim Üyesi Sayın Prof. Dr. Ayhan ALKIŞ tarafından UMK 1318 universal metrik geniş açılı fototeodolit kullanılarak yapılmıştır. Kubbenin yerden yüksekliği az olduğu için fotoğraflar ancak kubbe penceresi orta kotlarına kadar sağlıklı görüntü vermiş, kasmağa kadar inilememiştir. Fotogrametrik ölçümlerin alt kısmı klasik röleve yöntemleriyle tamamlanmıştır. Şekil 9.13' deki kubbenin iç yüzeyinin eş eğrelti haritasında görüldüğü gibi eğim, kubbe tepesinde basık, eteklerde diktir. Bu nedenle izoips eğrileri tepeden 3.0 m'ye kadar 10 cm aralıkla buradan 0.7 m aşağı kısmı 20 ve 30 cm aralıkla pencere üst kotuna kadar olan kısım 50 cm aralıkla çizilmiştir. Kubbe tepe kotu ile pencere üst kotu arası mesafe 4.5 m, tepe kotu ile karnak kotu arası 7.5 m' dir (Özşen ve diğerleri'1995).



Şekil 9.13. Kubbenin İç Yüzeyinin Eş Eğrelti Haritası

İki ayrı tip geometrik yüzeyden oluşan kubbe, bu yüzeylerin ard arda sıralanmasıyla 16 dilimli bir kabuk formunu almaktadır. Bu yüzeylerin sekizi, bir eğri üzerinde bir doğru parçasının kendine paralel kaydırılması ile oluşturulan silindirik yüzey, diğer sekizi ise bir eğrinin, eğrilik merkezi aynı yöndeki bir başka eğri yüzey üzerinde kendine paralel kaydırılması ile oluşturulmuş eliptik paraboloid yüzeydir (Şekil 9.14).

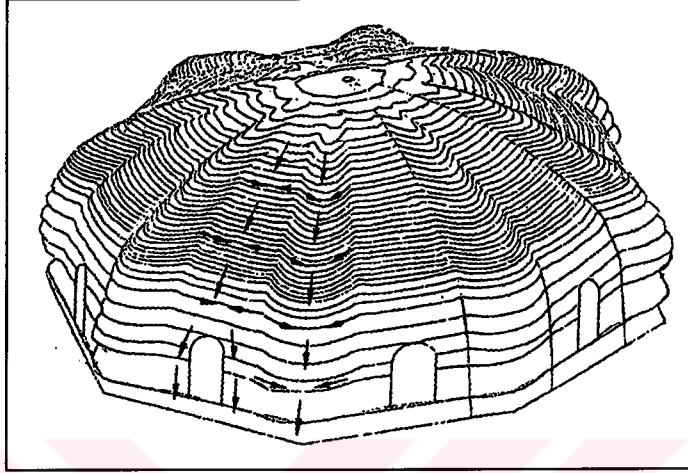


Şekil 9.14. Kubbeye Ait Yüzeyler

Silindirik yüzeyli elemanlar kendi ağırlığı altında eğri eksenini etrafında basınç, doğru eksenini etrafında tepe kısmında basınç alt kısmında çekmeye çalıştığı için, kubbeye yüzeyin alt tarafında boyuna gerilmelerin çekmeye çalışmaya başladığı yerde kemerli pencereler açılarak bu bölgenin de yığma yapı şartlarına uygun olarak basınca çalışması sağlanmıştır. Eliptik paraboloid yüzeyler yükleri her iki doğrultuda da kemer mekanizması ile aktardıklarından kubbeye bu bölgelerde herhangi bir açıklık yoktur. Bu iki ayrı formdaki yüzeylerin kesişimleri alçak nervür olarak çalışmakta ve yüzeylerin dışa doğru açılmasını önlemektedir. Kubbenin eliptik paraboloid yüzeyleri tabanında düzenlenen ayaklar, bu yüzeylerin radyal kemer itkilerini de karşılar. Ayaklar arasında düzenlenen kısa tonoz ve yarım kubbeler, sekizgen kubbe tabanını oluşturur. Narteks, koridor ve galeri üstleri basit tonozla geçirilmiştir (Özşen ve Diğerleri' 1995)(Şekil 9.15).

Fotogrametrik ölçümlerin bilgisayar çizimlerinden de görüldüğü kubbe tabanı doğu-batı doğrultusunda 50 cm doğuya, kuzey-güney doğrultusunda ise 25 cm kuzeye doğru eğiktir. Bu, eğer yapımda bir hata yoksa açıklığın 0.03 kadar çökmeyi gösterir. Yığma yapılarda

temeldeki dönmeler açıklığın 0.002'sini geçtiğinde yapısal çatlamların olacağı ve açıklığın 0.0033 kadarının kabul edilebilir sınırlarda olduğu göz önüne alınırsa, bu yapıdaki çökme önemli mertebededir. Sonraki analizlerde bu çökme durumu irdelenecektir.



Şekil 9.15. Kubbe ve Yük Taşıma Mekanizması

### 9.5. Küçük Ayasofya Camii Malzeme Özellikleri

Küçük Ayasofya Camii taşıyıcı elemanlarında kullanılan yapı malzemesi esas olarak tuğla, taş ve harçtır. Dış duvarlarda 4-5 cm kalınlığında harç ile bağlanan tuğlalar seyrek aralıklarla düzenlenmiş taş sıraları ile takviye edilmiştir. Kullanılan taşlar killi kalker, diatomitli kalker ve travertendir. İç mekandaki ayaklar alt katta diatomitli kalker, üst katta ise tuğladır. Yapının kubbe ve tonozları tuğlanın radyal sıralanmasıyla oluşturulmuştur.

Malzemelerin fiziksel ve mekanik özelliklerini belirlemek için ayaklarda, iç ve dış duvarlarda yaz ve kış dönemlerinde tahribatsız ölçümler yapılmış ve bu bölgelerden karot alınmıştır. Karotlar üzerinde gerekli laboratuvar deneyleri yapılmıştır (Aköz ve Yüzer' 1995).

Tahribatsız deneylerde Schmidt çekici ile yüzey sertlikleri (R), belirlenen bölgelerde ultrases aleti ile ses geçiş süreleri (t,µs), sıcaklık ve nem ölçer aleti ile malzemelerin yüzey sıcaklığı (T,°C) ve bağıl nemi (RH,%) ölçülmüştür. Bu dört ölçüm, tuğlada,taşta ve harçta seçilen aynı bölgelerde yapılmıştır. Yüzey sertliğinin (R) ölçülmesinde 5-25 N/mm<sup>2</sup> kapasiteli P Tipi

Schmidt çekici kullanılmış, seçilen her bölgede en az 10 vuruş yapılmış, bunların istatistiksel değerlendirilmesi yapılarak  $R_{min}$  değerleri belirlenmiştir.

Ses geçiş süresinin (t) ölçülmesinde ASTM C597-BS 1881'e uygun professional model ultrases aleti kullanılmıştır. Seçilen bölgede, 1 (mm) aralıklarla yerleştirilen probalar yer değiştirilerek 2 ölçüm yapılmış, bunların ortalaması alınarak ses geçiş süreleri belirlenmiştir. Buradan ses geçiş hızı ( $V=l/t$ , mm/ $\mu$ s) hesaplanmıştır.

Yüzey sıcaklığının (T) ve bağıl nemin (RH) ölçülmesinde Protimeter surveymaster aleti kullanılmış, dış ortamdaki rüzgar, yağış ve güneş ışınlarının geliş yönüne bağlı olarak çok değişik değerler ölçülmüş, bu nedenle bir değerlendirme yapılamamıştır. Ölçümlerin yapıldığı günlerde ortalama sıcaklık yaz aylarında 25 °C, kış aylarında 5 °C, bağıl nem ise kış ve yaz aylarında ortalama %80-90 olarak ölçülmüştür.

Tahribatsız ölçümlerin yapıldığı bazı bölgelerdeki tuğlalardan alınan karot numuneleri üzerinde, laboratuarda fiziksel deneyler ve basınç deneyi yapılmıştır. Taşlar ve harç için ise karot almak mümkün olamamıştır. Yapıya gelen eksperlerin, onarımda kullanıldığını belirttikleri harç ve tuğlalardan parçalar alınmış, bunlardan deneyler için numuneler hazırlanmıştır. Tuğla karotlarda yapılan deneyler ve istatistiksel işlemler harç ve taşlar için de tekrarlanmıştır. Fiziksel deney sonuçlarından birim ağırlık ( $\beta$ ), özgül ağırlık ( $\gamma$ ), hacimse su emme ( $h_s$ ), kılcal su emme değerleri hesaplanmış ve sonuçlar Çizelge 9.1'de gösterilmiştir.

Çizelge 9.1. Malzemenin fiziksel özellikleri

Malzemeler	$\beta$ (N/cm <sup>3</sup> )*10 <sup>-2</sup>	$\gamma$ (N/cm <sup>3</sup> )*10 <sup>-2</sup>	p (%)	$h_s$ (%)	K (cm <sup>2</sup> /s)
Tuğla	1.58	2.54	37.8	33.3	1.82 E-8
Harç	1.59	-	-	35.0	3.70 E-8
Kavkılı Kalker	1.97	2.59	23.9	9.0	0.17 E-8
Traverten	2.59	2.78	6.8	2.4	1.50 E-11
Killi Kalker	2.15	2.56	16.0	15.0	0.34 E-8

Yapılan ölçüm ve gözlemler iç mekandaki ayakların neme doygun olduğunu göstermiştir. Yüzey sıcaklığının düşmesine bağlı olarak oluşan kondansasyon sonucu malzemede bozulmalar görülmektedir. Çünkü yapı içinde suyun bulunması, fiziko-kimyasal olayların başlamasına ve sürekli artmasına neden olarak yapı malzemesinde bozulmalara yol açar.

Basınç düzeyi sonucunda bulunan dayanım değerlerinde, boyut ve biçim etkisi dikkate alınarak bazı düzeltmeler yapılmıştır. Elde edilen basınç dayanımları (f) ile ses geçiş hızı (V) ve yüzey sertliği ( $R_{min}$ ) arasında aşağıdaki bağıntılar Storm Personal Version 2.0 programı kullanılarak bulunmuştur.

$$\text{Tuğla için} \quad f_{teo} = e^{1.698+0.006(R \cdot V)} \quad (r=0.956) \quad (9.1)$$

$$\text{Harç için} \quad f_{teo} = e^{0.925+0.013(R+V)} \quad (r=0.973) \quad (9.2)$$

$$\text{Taşlar için} \quad f_{teo} = e^{1.778+0.005(R \cdot V)} \quad (r=0.921) \quad (9.3)$$

Bu bağıntılardan ve tahribatsız deney sonuçlarından ( $R_{min}$ , V) yararlanılarak, karot alınamayan bölgelerdeki  $f_{teo}$  dayanımları belirlenmiştir. Elastisite modülünün belirlenmesinde ise;

$$E = 10^5 V^2 \beta (1/9.81) \quad (9.4)$$

bağıntısından yararlanılmıştır. Yapıdaki mevcut elemanlar için aşağıda Çizelge 9.2, 9.3 ve 9.4' de yaz ve kış aylarında ölçülen  $R_{min}$  ve V değerleri ile bunlara karşı gelen E ve  $f_{teo}$  değerleri yer almaktadır. Buna bağlı olarak hesaplanan elastisite modülü ve basınç dayanımları ortalama değerleri de Çizelge 9.5.'de verilmiştir (Aköz ve Yüzer' 1995).

Çizelge 9.2. Taşın Yaz ve Kış Ayları İçin Elde Edilen Deneysel ve Matematiksel Sonuçları

Numune Grupları	Deneysel Sonuçlar				Sayısal Sonuçlar			
	$R_{min}$		V (mm/ $\mu$ s)		E (N/mm <sup>2</sup> )		$f_{teo}$ (N/mm <sup>2</sup> )	
	Yaz	Kış	Yaz	Kış	Yaz	Kış	Yaz	Kış
Taş 1*	30	32	2.85	2.85	19486	19486	9.06	9.40
	37	36	2.56	3.00	15649	21857	9.50	10.13
	26	26	1.75	2.90	7357	20090	7.44	8.57
	45	52	1.87	1.85	8340	8234	9.03	9.62
	18	21	2.06	1.96	10197	9221	7.10	7.28
	17	19	2.81	2.54	18975	15427	7.52	7.51
	28	36	2.59	2.57	16083	15851	8.49	9.43
Taş2*	83	77	3.00	3.81	21587	34765	20.67	25.82
	59	65	6.11	5.63	89338	75899	36.21	36.47
Taş3*	52	53	2.56	2.56	15674	15674	11.45	11.73
	44	44	2.35	2.64	13243	16644	9.94	10.61
	51	55	2.57	2.84	15851	19382	11.37	12.99

Burada verilen taşlar sırasıyla Kavkılı Kalker, Traverten ve Killi Kalkerdir.



Çizelge 9.3. Tuğlanın Yaz ve Kış Aylarında Elde Edilen Deneysel ve Matematiksel Sonuçları

Numune Grupları	Deneysel Sonuçlar				Sayısal Sonuçlar			
	$R_{min}$		V (mm/ $\mu$ s)		E (N/mm <sup>2</sup> )		$f_{teo}$ (N/mm <sup>2</sup> )	
	Yaz	Kış	Yaz	Kış	Yaz	Kış	Yaz	Kış
1	56	54	1.77	2.33	5196	8762	9.90	11.58
2	52	47	2.08	2.26	7149	8191	10.47	10.30
3	58	59	1.93	2.22	6122	7921	10.69	11.94
4	63	69	2.69	2.18	11961	7664	15.17	13.45
5	60	62	3.00	2.18	14853	7622	15.97	12.26
6	46	50	2.24	2.48	8258	9895	10.09	11.52
7	56	52	2.30	2.21	8727	7844	11.90	10.91
8	61	58	2.07	1.47	7103	3502	11.67	9.11
9	63	63	2.39	2.25	9460	8122	13.57	12.75
10	53	41	2.50	2.56	10337	10538	12.12	10.27
11	37	47	2.34	2.35	9023	8904	9.16	10.62
12	56	55	2.63	2.53	11455	10274	13.13	12.54
13	53	51	1.89	1.89	5886	5740	9.95	9.71
14	54	56	2.05	2.05	6913	6742	10.61	10.92
15	59	57	2.31	2.31	8828	8610	12.44	11.97
16	47	53	2.40	2.40	9545	9310	10.82	11.69
17	45	47	2.00	2.00	6597	6434	9.38	9.58
18	64	64	2.65	2.65	11607	11321	15.18	15.00
19	55	68	2.74	2.74	12374	12069	13.38	16.59
20	58	70	2.50	2.50	10305	10051	13.12	15.68
21	49	55	2.33	2.33	8944	8723	10.80	11.83
22	64	57	2.71	2.71	12104	11805	15.51	13.78
23	49	44	2.29	2.29	8628	8415	10.66	10.03
24	53	33	1.80	2.24	5325	8054	9.62	8.49

Çizelge 9.4. Harcın Yaz ve Kış Aylarında Elde Edilen Deneysel ve Matematiksel Sonuçları

Numune Grupları	Deneysel Sonuçlar				Sayısal Sonuçlar			
	R <sub>min</sub>		V (mm/μs)		E (N/mm <sup>2</sup> )		f <sub>teo</sub> (N/mm <sup>2</sup> )	
	Yaz	Kış	Yaz	Kış	Yaz	Kış	Yaz	Kış
1	72	55	2.90	1.87	13593	5643	6.71	5.27
2	58	53	2.33	2.08	8817	7016	6.54	5.17
3	72	64	2.26	1.35	8243	2975	6.65	5.92
4	56	41	2.08	1.93	7044	6008	5.35	4.43
5	58	58	2.11	1.67	7222	4545	5.54	5.48
6	65	65	2.09	2.69	7090	11740	6.01	6.06
7	55	55	2.18	3.00	7712	14578	5.32	5.34
8	58	66	2.18	2.24	7670	8105	5.55	6.16
9	53	59	2.48	2.30	9958	8565	5.19	5.56
10	63	69	2.21	2.07	7894	6971	5.86	6.35
11	42	47	2.25	2.06	8173	6899	4.46	4.76
12	59	64	2.56	2.34	10605	8856	5.58	5.96
13	46	57	2.64	2.63	11261	11243	4.75	5.47
14	45	53	2.02	2.02	6632	6632	4.64	5.16
15	58	75	2.43	2.43	7569	9569	5.54	6.91
16	49	72	2.33	2.33	8779	8779	4.92	6.63
17	32	32	2.07	2.07	6917	6917	3.94	3.90
18	43	44	2.56	2.56	10656	10656	4.56	4.62
19	38	48	2.28	2.28	6456	8456	4.23	4.88
20	42	39	2.39	2.39	9271	9271	4.48	4.31
21	68	59	2.56	2.56	10639	10639	6.29	5.65
22	56	51	2.52	2.52	10290	10290	5.38	5.04
23	40	29	2.07	2.07	6953	6953	4.36	3.76
24	51	16	2.11	1.16	7212	2163	5.04	3.14
25	52	39	2.59	1.80	10846	5227	5.12	4.27

Çizelge 9.5. Malzemenin mekanik özellikleri

Malzemeler	Kış		Yaz	
	E (N/mm <sup>2</sup> )	f <sub>teo</sub> (N/mm <sup>2</sup> )	E (N/mm <sup>2</sup> )	f <sub>teo</sub> (N/mm <sup>2</sup> )
<b>Tuğla</b>	9029	11.89	8605	11.77
<b>Harç</b>	8860	5.24	7948	5.21
<b>Kavkılı Kalker</b>	13727	8.31	15699	8.85
<b>Traverten</b>	55462	28.44	55332	31.15
<b>Killi Kalker</b>	14923	10.92	17233	11.77

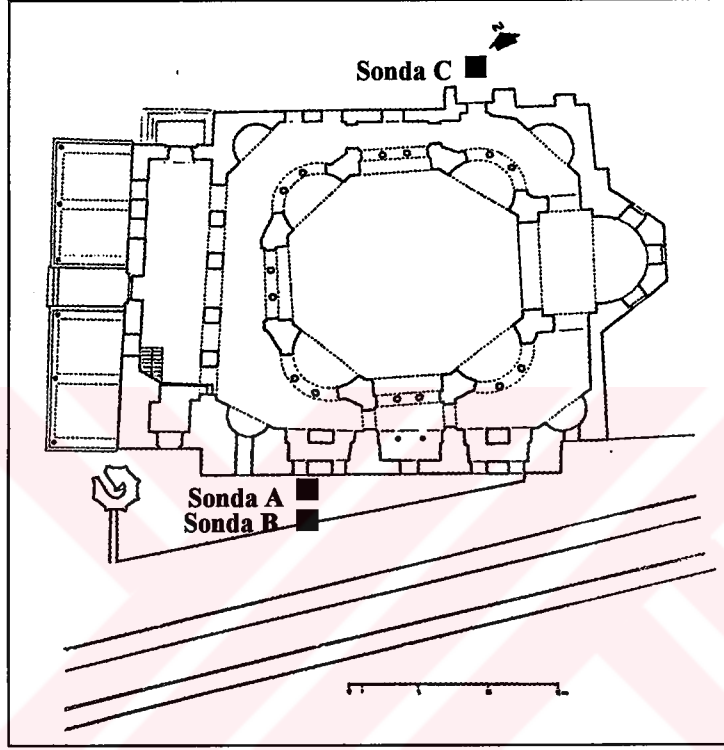
Küçük Ayasofya Camii'ndeki yapı malzemelerinin mekanik özelliklerini belirlemek için yapılan tahribatsız deney sonuçları, Çizelge 9.5.'de görüldüğü gibi kış ve yaz şartlarında farklılık göstermektedir. Burada 4-5 cm kalınlığındaki harcın dayanımının diğer malzemelere göre daha düşük olduğu görülmüştür. Tahribatsız deneyler ve laboratuvar deney sonuçları arasında bulunan (1), (2), (3) matematik ifadeleri ile belirlenen dayanım değerleri güvenilir sonuçlar vermektedir ( $r=0.921-0.973$ ).

#### 9.6. Küçük Ayasofya Camii Zemin Durumu

Yapının bulunduğu zemindeki hareketlere neden olacak konuların araştırılmasına camii çevresinin ve etraftaki yapıların incelenmesiyle başlanmış, çevrede drenaj, su kuyusu ya da yeni yapı temel çukuru gibi zemin suyu akış yönünü etkileyecek hiç bir olguya rastlanmamıştır. Jeoteknik veriler, camii ve çevresinin erken pliosen devrine ait kil ve marn tabakası üzerinde olduğunu göstermektedir. Yani zemin ince daneli ve kohesiftir.

Küçük Ayasofya Camii' nin temel zemini durumunu incelemek üzere, Kasım 1994' de YTÜ, İnşaat Fakültesi Öğretim Üyesi Sayın Prof. Dr. İ. Kutay Özaydın ve Doç. Dr. Mustafa Yıldırım tarafından camii bahçesinde konumları Şekil 9.18' de gösterilen iki noktada muayene çukurları açtırılmıştır. Elle ve desteksiz olarak açılan muayene çukurları, ancak 2.0 m. derinliğe kadar indirilebilmiştir. Bu çukurlar içinde yerinde yapılan incelemeler yanında, çukur tabanından itibaren 2.0-2.75 m. derinliğe kadar hafif çakmalı sonda deneyleri

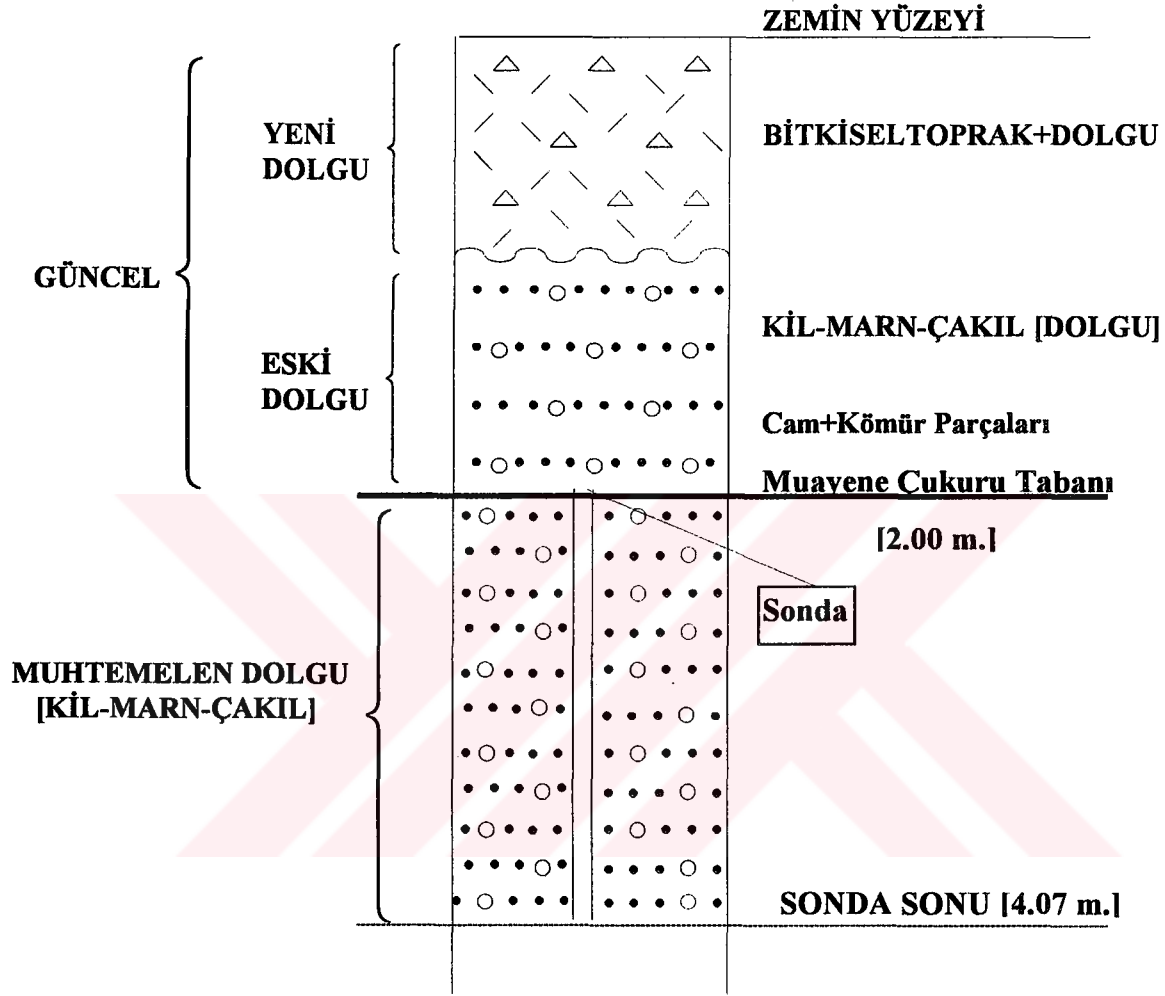
yapılarak, camii temel zemini hakkında bilgi edinilmeye çalışılmıştır. Küçük Ayasofya Camii'nin yaklaşık güney ve kuzeye bakan duvarları dibinde açılan muayene çukurlarının (Şekil 9.16) incelenmesinden aşağıdaki sonuçlar elde edilmiştir (Özaydın ve Yıldırım'1994):



Şekil 9.16. Muayene ve Sonda Çukurlarının Plandaki Yerleri

Güneye bakan camii duvarı dibinde minareye yakın kısımda açılan 2.0 metrelik 1 No' lu muayene çukurunda (Şekil 9.17) zeminin yüzeyden itibaren dolgu toprakla kaplı olduğu görülmüştür. Ancak bu dolgu toprak kendi arasında da iki farklı düzeyden meydana gelmiştir. Üstteki ve yüzeyden itibaren 75-90 cm. arasında yeni dolgu+bitkisel toprak karışımı bir zemin yer almaktadır. Bu zonda bol miktarda bitkisel toprakla birlikte karışık dolgu toprağın içinde tuğla parçaları gözlenmiştir. Alttaki ikinci düzey ise, muayene çukuru taban kotuna (2.0 m.) kadar eski dolgu topraktan oluştuğu gözlenmiştir. Eski dolgu toprak içinde de bitki kökleri çok az görülmekte, buna karşılık %20-30 oranında irili-ufaklı, beyazımsı gri renkli kireçtaşı çakılları ile bunları çevreleyen kil-marn gibi litolojilerden oluşmaktadır. Bu dolgu malzemesinin içinde yer yer kömür kırıntıları ile cam ve vazo

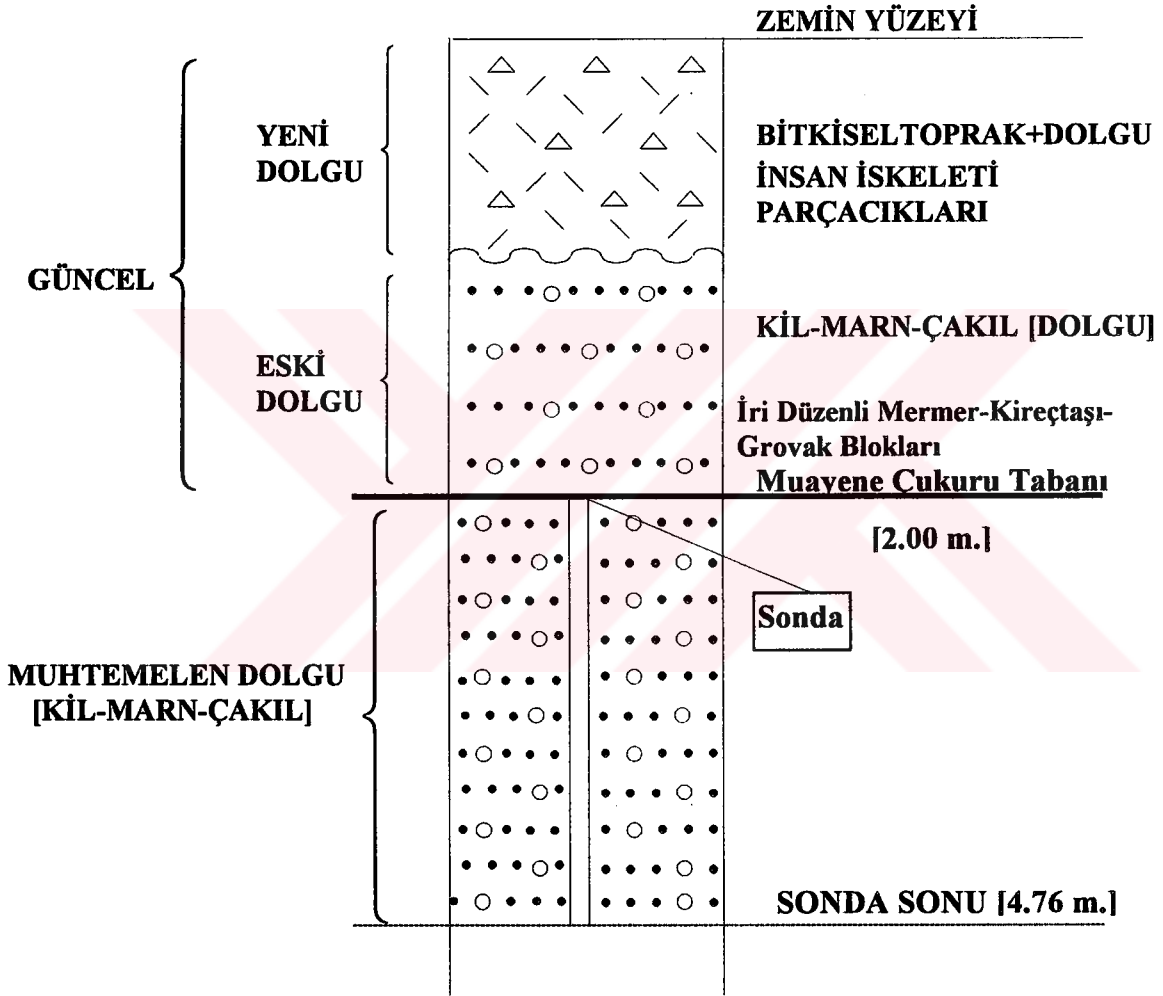
parçalarına da rastlanılmıştır. Bu 2.0 metrelik sondaj çukurunun tabanından itibaren iki ayrı yerde çakılan sonda ile (Sonda A ve B) 2.07 m. daha derine inilmiştir. (Şekil 9.19' da verilen muayene çukuru loglarında gösterilen penetrasyon sayıları, her 10 darbede deney çubuğunun zemine batma miktarlarını göstermektedir.)



Şekil 9.17. 1 Nolu Muayene Çukuru Logu

2. No' lu muayene çukurunda görülen istif (Şekil 9.18), diğer muayene çukurunda görülen istifle hemen hemen aynı özellikleri içermektedir. İki metre derinlikte kazılan 2 No' lu muayene çukurunda zemin yüzeyinden itibaren 60-90 cm. arasında yeni dolgu+bol bitkisel toprak karışımı bir zemin yer almaktadır (silt, kum, çakıl, kiremit, insan iskeleti parçaları). Bu zonun altındaki ve muayene çukuru tabanına kadar görülen ikinci düzey ise kil, kum ve çakıl parçalarının yer aldığı eski dolgu topraktan oluşmaktadır. Bu muayene çukuru

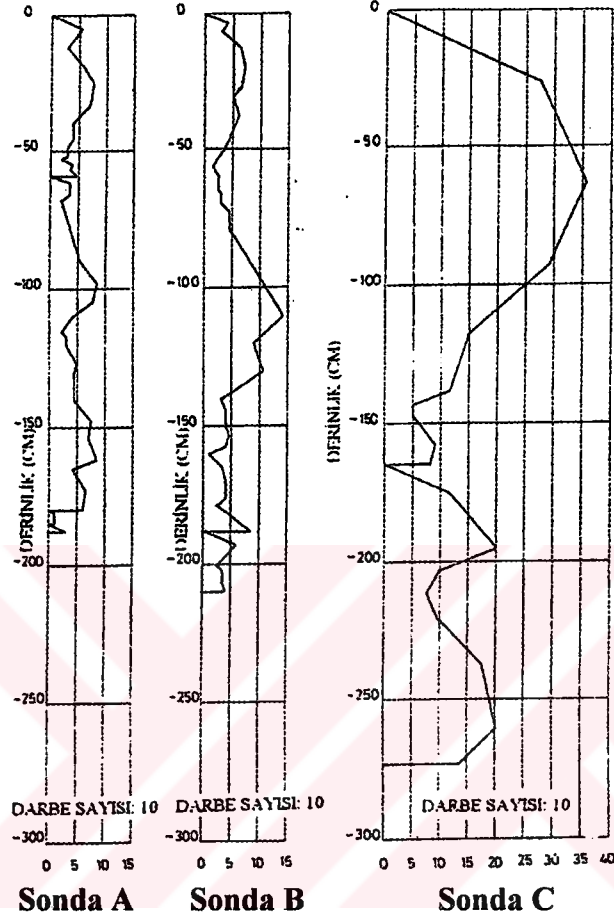
tabanında yaklaşık 20\*30\*20 cm. ebadında düzenli kaya parçalarının (mermer, kireçtaşı ve grovak) düzenli ve yatay konumda dizilişleri eski dönemin yaya kaldırımı olabileceğini hatırlatmaktadır. Muayene çukuru tabanından itibaren yaklaşık 2.76 m. çakılan Künzel Sondası (Sonda C) sonucuna göre, dolgu topraktan oluşan zeminin muayene çukuru tabanından itibaren üst 1.0-1.50 m.' lik kısmının batma direncinin 1 No' lu muayene çukurunda yapılan sonda sonucuna göre daha yumuşak olduğu tespit edilmiştir.



Şekil 9.18. 2 Nolu Muayene Çukuru Logu

Açılan muayene çukurları ve yapılan sonda deneyleri ile, Türbe tarafından camii taban döşemesi üst kotuna göre yaklaşık 4.25 m., demiryolu tarafından ise camii taban döşemesi üst kotuna göre yaklaşık 3.70 m. derinliğe kadar bilgi edinilmeye çalışılmıştır. Muayene

çukurları içinde yapılan gözlemler ve sonda deneyleri, ekli muayene çukuru loglarından da gözlenebileceği üzere, inceleme derinliği içinde dolgu zeminlerin yer aldığını göstermektedir.



Şekil 9.19. Muayene Çukurlarından Alınan Penetrasyon Değerleri

Bununla birlikte 1994 yılı itibariyle İstanbul'un yağışsız geçmesine ve deneylerin yağmur mevsiminden önce yapılmasına rağmen zemin suyu seviyesi yüzeyden yaklaşık 4.0 m derinde bulunmuştur. Elde edilen bu verilere göre bu bölgede yer altı suyu göllenmesinin olduğu söylenebilir. Bu durumun yapıda farklı oturmalara neden olacağı açıktır. Buna 1955' lerde güney sur duvarları önündeki denizin doldurulma çalışmalarının neden olduğu düşünülmektedir. Camii' yi kullananların belirttiklerine göre yoğun rutubet nedeniyle 1970' lerde zemin kat tabanı tahta kaplama ile yükseltilmiştir. Ayrıca yapının doğu cephesi boyunca yer alan eski kanalizasyon borularındaki olası çatlaklar da yeraltı su seviyesinin yükselmesine neden olabilir.

### 9.7. Küçük Ayasofya Camii' nin Serbest Titreşim Ölçümleri ve Tren Titreşimleri

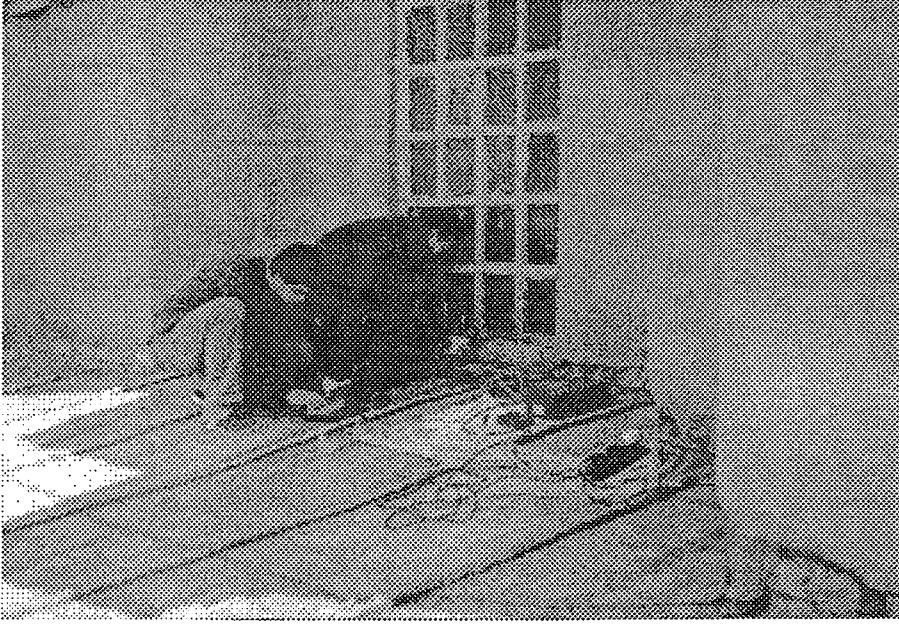
Küçük Ayasofya' nın gerçek yapısını tanımlamak ve deprem davranışını belirlemek için bir dizi serbest titreşim ölçümleri yapılmıştır (Şekil 9.20;21). Bu ölçümler galeri katı üzerinde ve kubbe kasnağında gerçekleştirilmiştir (Şekil 9.22). Ölçümlerde sismometre, sinyal koşullandırıcı, analog-sayısal dönüştürücü ve bir diz üstü bilgisayar kullanılmıştır. Bu ölçümlerle birlikte yapının hemen yakınında bulunan tren yolu nedeniyle yapıda oluşabilecek ilave titreşimler de ölçülmüştür. Ölçümlerin tren titreşimleri ile ilgili olanını Boğaziçi Üniversitesi, Kandilli Rasathanesi ve Deprem Araştırma Enstitüsü' nden Prof .Dr. Özal YÜZÜGÜLLÜ ve ekibi tarafından, serbest titreşim ölçümü ise tezin bir çalışması olarak tarafımdan yapılmıştır.



Şekil 9.20. Küçük Ayasofya Camii' nin Serbest Titreşim Ölçümleri  
(Galeri Katı Ölçümü)

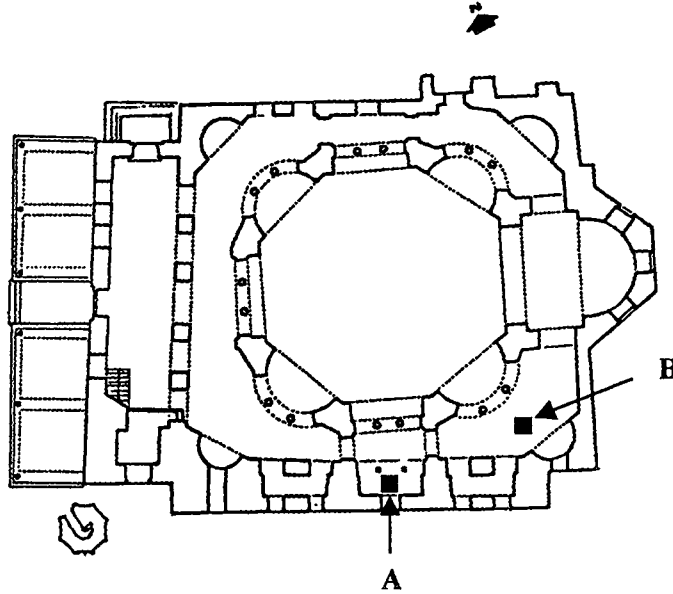
Deneyleerde binaya yerleştirilen sinyal denetleyicisine bağlı olan sismometreler ile yapının titreşimleri saptanmış, buradan elde edilen analog sinyaller ise diz üstü bilgisayarının içerisine yerleştirilmiş analog dijital çevirici kullanılarak sayısallaştırılmış ve veriler manyetik ortama doğrudan kaydedilmiştir. Elde edilen bu titreşim kayıtları yardımıyla yapının modal titreşimleri saptanmıştır.





Şekil 9.21. Küçük Ayasofya Camii' nin Serbest Titreşim Ölçümleri  
(Kubbe Ölçümü)

Yapının serbest titreşimlerinin saptanması, ileride yapılacak hesaplamalar için bir veri tabanı teşkil edecektir. Deney sonucunda elde edilen titreşimlerle, yapıdaki mevcut çatlakların olması, kütlelerin hesaplanan kütlelerden daha az yada çok olması nedeniyle hesap sonucu bulunacak olan serbest titreşimler arasında fark olacaktır. Hesaplarda yapılacak uygun bir korelasyonla bu fark kabul edilebilir bir mertebeye kadar çekilebilecektir. Lineer hesaplamalarda, bu korelasyon yardımıyla elde edilecek elastik modül ve mukavemet değerleri kullanılarak daha yakınsak sonuçlar elde edilecektir.



Şekil 9.22. Serbest Titreşim Ölçümlerinin Plandaki Yerleri

Yapıya etkisinin olduğu düşünölen tren yolu ise, 1870-1871 yıllarında Küçük Ayasofya Camii güneyinde yapı duvarına 5-10 m. Uzaklıkta inşaa edilmiştir. Mathews (1971)' un yazdığına göre, o yıllarda her tren geçtiğinde yapı duvarından taşlar döküldüğü için 1877' de bu duvar Osmanlı örgü sistemine göre baştan yapılmıştır. Önceleri zeminden 1 m. Yükseklikte olan tren yolu 1950' lerde güney sur duvarları önü doldurulurken yapıya verev 2 m. yüksekliğindeki bir duvar ile sur duvarları arasının da doldurulmasıyla zeminden 3 m. yükseğe kaldırılmıştır. Yaklaşık 120 yıldır bu tren yolu, tren trafiğı ve frekansı sürekli artarak hizmet vermektedir. Bugün 10 dakikada bir banliyö trenleri, 6 saatte bir Balkan Ekspresi, 12 saatte bir de ağır yük katarları bu güzergahı kullanmaktadır. Özellikle ağır yük katarları yapıdan toz ve sıva parçalarının dökülmesine yol açmaktadır. Bu nedenle Küçük Ayasofya Camii' nde iki kez ivme ölçümü yapılmıştır (Yüzüğüllü ve Durukal'1997).

Tren tekerleğindeki şekil bozuklukları ve pürüzlülüğü, rayların süspansiyonu, transversin durumu, dingil yüklerinin dağılımındaki düzensizlikler ve yumuşak zeminde yarattığı şok Dalgaları tren yolu yakınındaki yapıyı titreşim altında bırakan olumsuz faktörlerdir. Ayrıca tren titreşimleri, özellikle de ağır yükten meydana gelen titreşimler, yapı tipi ve zemin durumuna bağılı olarak sorunlar yaratabilir. Homojen olmayan ve anizotropik malzeme ile yapılmış tarihi yapılarda hasar derecesini tahmin etmek oldukça güçtür.

Ölçümler sırasında monitörler, rayın geçtiğı tarafın güneydoğu köşesinde galeri seviyesine yerleştirilmiştir. Kayıtlar; düşey doğrultuda (z), yapının uzun aksına paralel olan doğu-batı doğrultusunda (x) ve kısa aksa paralel olan kuzey-güney doğrultusunda (y) olmak üzere üç doğrultudadır. Banliyö treninin ve Balkan Ekspresinin titreşim etkileri ölçümlerinden z doğrultusunda  $7.65 \text{ cm/s}^2$ , x doğrultusunda  $6.47 \text{ cm/s}^2$ , y doğrultusunda  $8.63 \text{ cm/s}^2$  ivme kaydı alınmıştır. Maksimum hız  $0.66 \text{ mm/s}$  olarak ölçülmüştür. Kaydedilen bu değerler, yayınlardaki değerler ile karşılaştırıldığında;  $6-9 \text{ cm/s}^2$  olan ivme kayıtları, Reed ve Hansen (1972)' in öngördüğü  $5 \text{ cm/s}$  sınırının güvenli tarafında kalmaktadır. DIN 4150' ye göre tarihi yapılar için hız sınırı  $2 \text{ mm/s}$ ' dir. Hollanda' daki The Institute of Building Materials and Structure, sıva çatlaklarının başlaması için hız sınırını  $\pm 2 \text{ mm/s}$  ve yapısal hasar için hız sınırını  $\pm 5 \text{ mm/s}$  olarak belirlemiştir. Küçük Ayasofya Camii için bulunan maksimum hız değeri olan  $0.66$  bu değerlerle karşılaştırıldığında oldukça düşüktür. K. Ayasofya' da yapılan serbest titreşim ölçümleri de önceki bölümlerde verilmişti.

Yapılan bu ölçümler ve incelemeler sonucunda, yapıdaki mevcut çatlakların nedeninin tren titreşimleri olmadığı söylenebilir. Tren yolunun hizmet süresi de dikkate alındığında tren titreşimleri ancak ısı ve nem değişimi etkisindeki malzemelerde çatlakların başlaması yada oluşmuş çatlakların büyümesinde etkili olabilir.

*Sonraki bölümlerde yapılacak statik, dinamik ve non-linear hesaplamalar somucunda çatlak nedenleri ve çatlak konumları ayrıntılı olarak işlenecektir. Ayrıca mevcut çatlak durumunda olası bir deprem durumunda yapıda oluşacak çatlaklarda irdelenecektir.*

Aşağıdaki çizelgede yapı üzerinde yapılan titreşim ölçümleri verilmektedir. İki grup halinde yapılan ölçümlerde ağır yük katarlarının, ekspres trenlerin ve diğer trenlerin geçtiği süreler içinde ölçümler alınmıştır. Birinci kısım ölçümlerde yol çalışması olduğundan trenler yavaş geçmekte, ikinci kısım ölçümlerde ise trenyolu onarım yapıldığından trenler normal seyir hızlarıyla hareket etmektedirler (Yüzüğüllü ve Durukal'1997).

**Çizelge 9.6. Camii' nin Birinci Kısım İvme, Frekans ve Hız Ölçümleri**

Ölçüm No	Ölçüm Zamanı	Sensör Doğrultusu	Düzeltilme	Filtre (Hz)	İvme (mm/s <sup>2</sup> )	Frekans (Hz)	Hız (cm/s)
1	11:25	Düşey	1000	25	1.14	20.8	0.009
2	11:40	Düşey	1000	25	1.14	20.8	0.009
3	11:45	Düşey	100	25	3.20	17.9	0.028
4	11:50	Düşey	1000	9	1.14	25.0	0.007
5	11:55	Düşey	100	9	2.00	16.7	0.019
6	12:25	Düşey	100	9	3.80	16.7	0.036
7	12:35	Düşey	100	9	2.40	17.9	0.021
8	12:40	Düşey	100	9	2.60	15.6	0.027
9	12:45	Düşey	100	9	2.20	17.9	0.020
10	12:55	Düşey	100	9	1.80	19.2	0.015

Çizelge 9.7. Camii' nin İkinci Kısım İvme, Frekans ve Hız Ölçümleri

Ölçüm No	Ölçüm Zamanı	Sensör Doğrultusu	Düzeltilme	Filtre (Hz)	İvme (mm/s <sup>2</sup> )	Frekans (Hz)	Hız (cm/s)
1	10:30	Düşey	100	9	4.71	9	0.030
2	10:40	Düşey	100	9	3.53	9	0.034
3	10:50	Düşey	100	9	7.65	9	0.049
4	11:03	Düşey	100	25	5.89	25	0.037
5	11:04	Düşey	100	25	4.51	20.8	0.035
6	11:06	Düşey	100	25	4.91	20.8	0.038
7	11:10	Doğu-Batı	100	25	6.47	20.8	0.050
8	11:20	Doğu-Batı	100	25	3.73	16.7	0.036
9	11:30	Kuzey-Güney	100	25	8.63	20.8	0.066
10	11:45	Kuzey-Güney	100	25	6.47	22.7	0.045
11	11:46	Kuzey-Güney	100	25	7.85	22.7	0.055

### 9.8. Küçük Ayasofya Camii' nin Modellenmesi ve Analizi

Tarihi yapıların modellenmesi ve analizi üzerinde yapılan bu çalışmada örnek olarak ele alınan Küçük Ayasofya Camii' nin modellenmesi ve analizi bu bölümde ayrıntılı olarak incelenecektir. Tarihi yapıların modellenmesi ve analizi bölümünde de (Bölüm 3) anlatıldığı gibi, her tarihi yapı yada anıt kendine özgü olduğundan, her yapı özel olarak incelenmelidir. Modelleme ve analize kadar olan inceleme ve araştırmalarda yapının özellikleri, taşıyıcı sistemi konuyla ilgili olan mesleki disiplinlerce titizlikle incelenmelidir.

Bu anlamda tezdeki çalışmayı, araştırma ve tespit kriterlerinin yöntemi, tarihi yapılarda kullanılan taş ve tuğla teknikleri ile bunların dayanımlarının tespiti, modelleme ve analiz olarak sıralamak mümkündür. Bunlar tezin üçüncü, dördüncü ve beşinci bölümlerinde açıklanmıştır. Verilen yöntemler ve tekniklerle K.Ayasofya Camii incelenmiş, duvar dayanımları belirlenerek modellemesi yapılmıştır. Modellenede mesnet hareketleri, deprem durumu ve lineer olmayan durumlarda dikkate alınmıştır. Bununla birlikte sonlu elemanlarla modellemede dikkate alınacak ağ büyüklüğü ve sıva dayanımları dasekizinci bölümde belirlenmiştir.

Oldukça karmaşık yapıya sahip olan bu yapıların modellenmesi ve analizi de çok güç olmaktadır. Özellikle hasarlı yapılarda tamir ve takviyeden önce hasar nedeninin ayrıntılı olarak incelenmesi gerekmektedir. Bu çalışmada da, yapıdaki çatlak nedenlerinin araştırılması ve tespiti oldukça zaman alıcı ve güç olmuştur. Çatlak nedeninin (deprem, mesnet hareketi, ısı) fazla olması hesap zamanını ve sebep-sonuç ilişkisini arttırmaktadır. Örneğin bu çalışmada çatlak nedeni olarak önce tren yolu olduğu düşünülmüş, bu nedenle çeşitli çalışmalar yapılmış. Ancak çatlağa bunun sebep olmadığı gözlenmiştir. Geçmiş deprem durumları incelenmiş, analiz sonucunda elde edilen çatlaklarla yerindeki çatlaklar birbirini tutmamıştır. Sonunda çeşitli mesnet hareketleri incelenmiş (bir ayağın çökmesi, karşılıklı ayakların rölatif deplasmanları) bu inceleme her türlü varyasyon değişikliği sonucunda çatlak yerleri ile hesap sonuçları uyum sağlayınca bitirilmiştir. Ayrıca bu hesaplarda lineer olmayan hesap yapılmıştır.

Önceden de anlatıldığı gibi bu tarz yapıların hesaplanması ve yapıların güçlendirilmesi gelişmiş ülkelerde bir bilim dalı olarak ortaya çıkmıştır. Geçmiş kültürünü korumaya çalışan ülkelerde bunun için bir fon ayrılmakta, araştırma ve çalışmalar bir ekip halinde yapılmaktadır. Türkiye’de çok yeni olan bu tarz araştırma ve çalışmalarda yapılan eksiklikler ve hatalar bu tezde saptanarak giderilmiştir. Örneğin Ayasofya, Şehzade Mehmet Camii ve Mihrimah Sultan Camii’ nin modellenmesinde optimum ağ büyüklükleri belirlenmemiş, bilgisayar çözümlerinin uzunluğu ve zorluğundan dolayı asgari düğüm noktası ve elemanla modelleme yapılmıştır. Benzer şekilde mesnet hareketleri de bu çalışmalarda incelenmemiştir. Ayrıntılı modellerde ise, yapının yalnızca bir kısmı dikkate alınmıştır. Bu çalışmada yapıyı tam olarak tanımlayamamaktadır.

### 9.8.1. Küçük Ayasofya Camii’ nin Sonlu Eleman Modeli

Küçük Ayasofya Camii’ nin, kendi ağırlığı altındaki, deprem yükleri altındaki ve mesnet hareketi durumundaki davranışını incelemek amacıyla *sonlu eleman modeli* yaratılmış ve model, yapıda gerçekleştirilen çevrel titreşim deneyleri sonuçları çerçevesinde kalibre edilmiştir. Modelleme ve analiz sürecine kadar önceki bölümlerde de anlatıldığı gibi yapı üzerinde birtakım deneysel araştırma ve incelemeler yapılmıştır. Bunlar özetle;

- Yapının mimari rölevesinin çıkartılması,
- Yapının taşıyıcı sisteminin çıkartılması,

- Yapıdaki çatlakların belirlenmesi,
- Yapının malzeme özelliklerinin tayini,
- Yapının zemin durumunun tespiti,
- Yapının serbest titreşiminin belirlenmesi,

şeklinde. Bunlara ek olarak, yapı modellenmesi esnasında malzeme parametrelerinin ne şekilde alınacağı, yapı elemanlarının ne şekilde modelleneceğinin de tespiti ayrıca yapılmıştır. Bu veriler ışığında camii modellenmiş ve bu model üzerinde çeşitli analizler yapılmıştır. Ayrıca yapılan analizleri de üç kısma ayırmak gerekmektedir. Bunlar, lineer ve non-lineer analizlerle dinamik analizlerdir. Hesaplamalarda “LUSAS” isimli bilgisayar yazılımı kullanılmıştır. LUSAS (*London University Stress Analysis System*) FEA Limited (İngiltere) tarafından geliştirilmiş ve doğrusal, doğrusal-olmayan, 3-Boyutlu dinamik analiz yapabilen bir yazılımdır. Dünya çapında çok az sayıda olan bu tip yazılımların en iyilerinden olduğu kabul edilmektedir. LUSAS bünyesinde her türlü yapısal, yüklemeseli ve geometrik doğrusal olamama durumu incelenebilmekte, değişik malzeme bünye denklemleri ve çeşitli entegrasyon usulleri kullanılabilir. Sonuçlar değişik grafikleme yöntemleri ile istenilen bakış açılarından ekranda çizilebilmektedir.

#### 9.8.1.1. Sonlu Eleman Seçimi

Sonlu elemanlar metoduna dayalı olan Lusas’ da model, yapının geometrisini belirleyen düğüm noktaları ile yapı özelliklerine göre seçilen ve yapıyı küçük parçalara bölerek elde edilen elemanlardan oluşur. Elemanlar tanımlanmış olan düğüm noktalarının birleştirilmesiyle meydana gelirler. Bu tanımlama Bölüm 7’ de ayrıntısıyla anlatılmıştır.

Sistem tanımlanmasında, düğüm noktaları yapı geometrisini tam olarak verebilecek sayıda olmalı, malzeme ve kesitler tüm sisteme konulmalı, süreksizlikler ve düğüm serbestlikleri tüm noktalara konulmalıdır. Bilinen bir kanı, yaratılan sonlu elemanlar ağının sık olması gerçeğe yakın sonuçlar vereceğidir. Ancak bölüm 8’ de de anlatıldığı gibi, bu tür yapılarda seçilecek sonlu eleman boyutu malzemenin 3-4 katı olmasıdır. K. Ayasofya Camii’ nde kullanılan kireçtaşının boyutları yapılan incelemeler sonucunda 15 cm. ile 25 cm. arasında olduğu belirlenmiştir. Yapının orijinal duvarı küçük bir duvarda yer almaktadır. Bölüm 4’ de verilen boyut bu küçük duvara aittir. Sonraki onarımlarda orijinal duvarlar yerini

kireçtaşından oluşan duvarlara bırakmıştır. Bununla birlikte yapının büyüklüğü, çıkacak sonlu eleman ve rijitlik matrisinin büyüklüğü, hesap zorluğu ve süresi de dikkate alındığında optimum boyut olarak 1 m . sonlu eleman boyutu dikkate alınmıştır. Ancak elemanların boyutları modellenen bölgenin yapısal önemine göre diğer bölgelere göre daha da küçültülerek seçilmiştir.

Bununla birlikte sistemin serbestlik derecesi de önemlidir. Serbestlik dereceleri, aktif olan ve olmayan olarak iki çeşittir. Bir düğüm noktasının bir yöndeki ötelenmesi sıfır ise, o yöndeki serbestlik derecesi aktif değildir. Ötelenmelerin var olduğunun bilindiği serbestlik dereceleri ise aktif olarak tanımlanır. Her aktif serbestlik derecesi için bir denklem yaratılır. N serbestlik dereceli bir sistem N adet denklemin çözümünü gerektirir. Oluşturulan rijitlik matrisi de N' inci mertebededir. Serbestlik derecelerinin gerçekçi bir şekilde seçimi o düğüm noktasına bağlanan elemanla da ilintilidir. Yapının karakterini en iyi yansıtan elemanın seçimi yanında, o elmanın davranışının kullanıcı tarafından iyi tanınması da gerekmektedir.

Bu anlamda LUSAS en genel halde 4 temel eleman seçeneği sunmaktadır: *Çerçeve Eleman (Frame Element)*, *kabuk eleman (Shell Element)*, *yarı katı cisim elemanı (Asolid Element)*, *katı cisim elemanı (Solid Element)*.

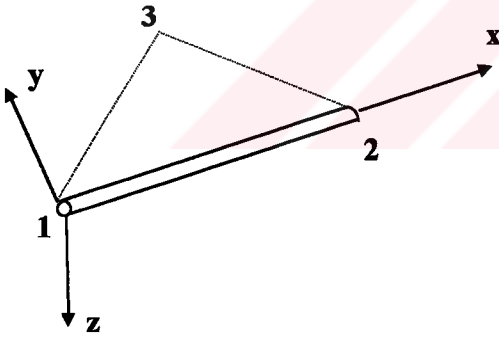
Çerçeve elemanları iki veya üç boyutlu çerçeve sistemlerinin modellenmesinde kullanılan elemanlardır. Prizmatik veya tercihe bağlı olarak değişik kesitli olabilir. Elemanlar 2-yönlü eğilme, burulma, eksenel kuvvet ile 2- yönlü kesme kuvveti ve deformasyona maruz kalabilir. Kesme kuvvetleri ve momentler elemanın her iki ucunda, eksenel kuvvet ve burulmalar ise elemanın orta noktasında verilir. Spektral analiz durumunda bu moment ve kuvvetler her iki işarette de alınabilir.

Kabuk elemanları 2 ve 3 boyutlu, eğilmeye maruz kalabilen kabuk ve plak sistemlerinin modellenmesinde kullanılan dört düğüm noktalı elemanlardır. Elemanlar her iki yönde düzlem dışı eğilme momenti ve kabuk düzlemine dik yönde yatay kuvvet alabilir. *Geçiş bölgeleri için üçgen elemanlar kullanılabilir.* Camii' nin modellenmesinde de bu tür geçiş elemanları kullanılmıştır. Bütün kuvvet ve momentler eleman koordinat sisteminde ve etki ettikleri kabuk kenarının birim uzunluğu için belirlenir. Spektral analiz durumunda bu moment ve kuvvetler her iki işarette de alınabilir.

Yarı katı cisim elemanı 2- boyutlu, 3 ila 9 düğüm noktalı, izoparametrik ve düzlemseldir. Bu çalışmada kullanılmamıştır. Katı cisim elemanları ise, 3- boyutlu ve 8 düğüm noktalı tuğla tipi elemanlardır. Gerilme değerleri eleman düğüm noktalarında ve global koordinat sisteminde verilir. Normal gerilmeler ve kesme gerilmeleri her bir elemanın merkezinde verilir. Bir düğüm noktasına bağlanan bütün elemanlardan elde edilen gerilmelerin ortalaması alınarak ortalama düğüm noktası gerilmeleri bulunur. Spektral analiz durumunda bu moment ve kuvvetler her iki işaretle de alınabilir.

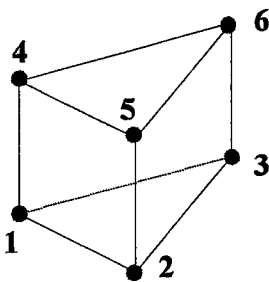
Küçük Ayasofya Camii' nin modellenmesinde, dairesel kolonlar hariç diğer elemanlarda geliştirilmiş üçgen ve dörtgen solid elemanlar kullanılmıştır. Kolon taşıyıcılarda ise çubuk eleman kullanılmıştır. Modelde 4000 adet üçgen solid eleman, 1600 adet dörtgen solid eleman ile 30 adet de çubuk eleman olmak üzere 5630 civarı eleman kullanılmıştır. Toplam düğüm noktası sayısı da 28012' dir. Malzeme ve davranış özellikleri göz önüne alınarak, tüm ayaklar, kemerler ve kubbeler ile duvarlar geliştirilmiş prizmatik elemanlarla tanımlanmıştır. Kolonların modellenmesinde ise çubuk elemanlar kullanılmıştır. Kullanılan sonlu eleman modelleri ve şekil fonksiyonları aşağıdaki gibi alınmıştır:

#### Çubuk Elemanlar ::



Şekil fonksiyonu:  $N_i = \frac{1}{2}(1 + \xi\xi_i)$  (Lagrange Family)

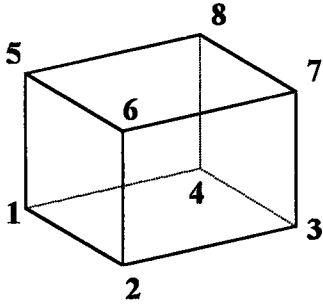
#### Üçgen Prizmatik Elemanlar :



Şekil Fonksiyonu :  $N_i = \frac{1}{2}L_i(1 + \xi\xi_i)$

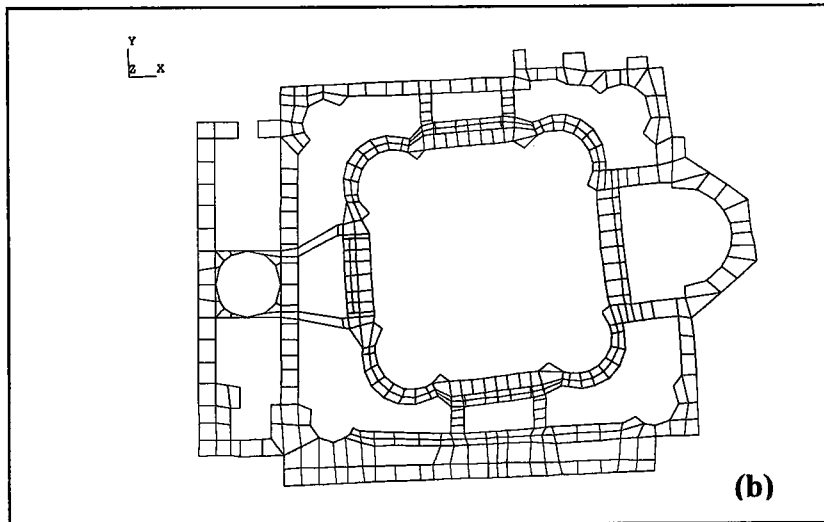
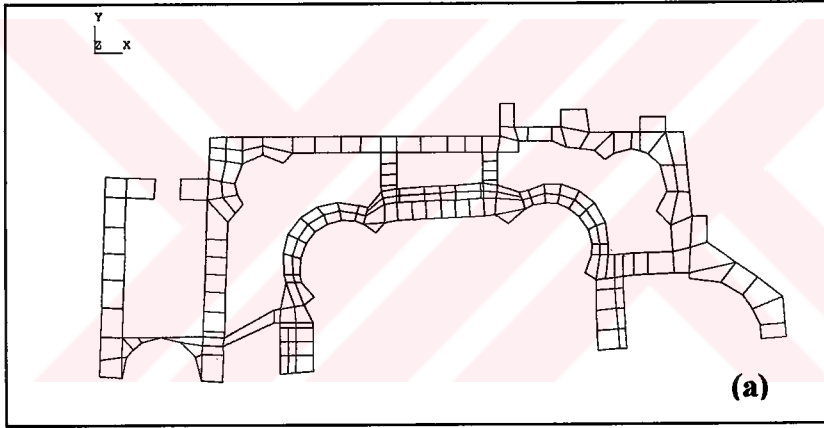


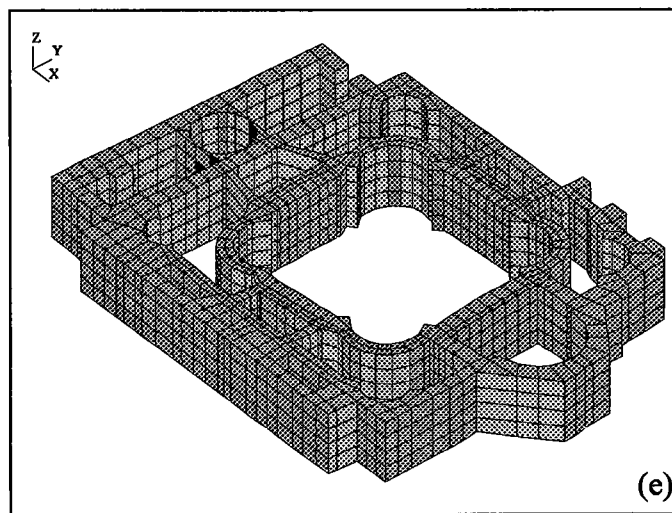
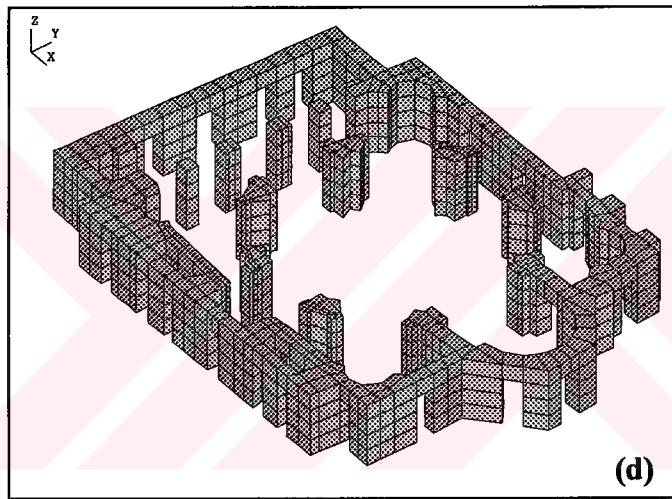
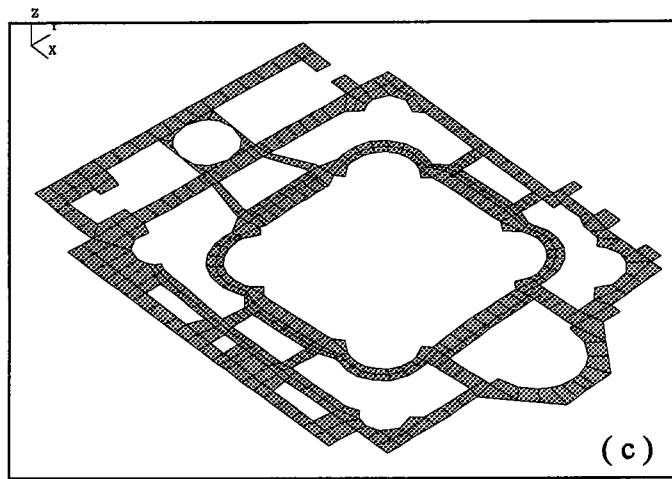
Dörtgen Prizmatik Elemanlar :

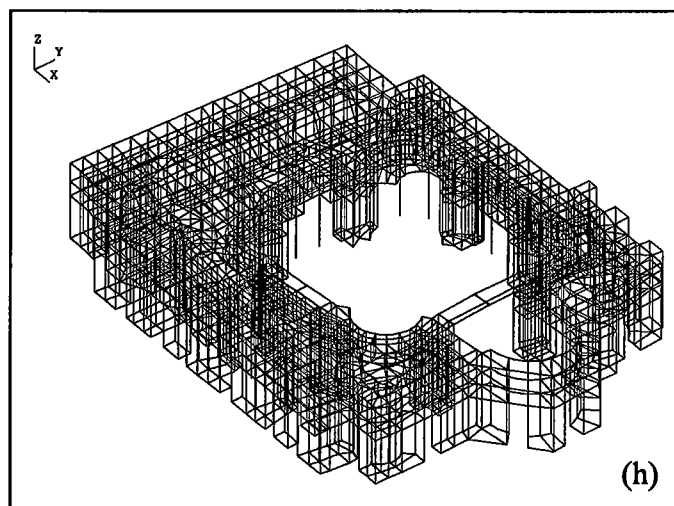
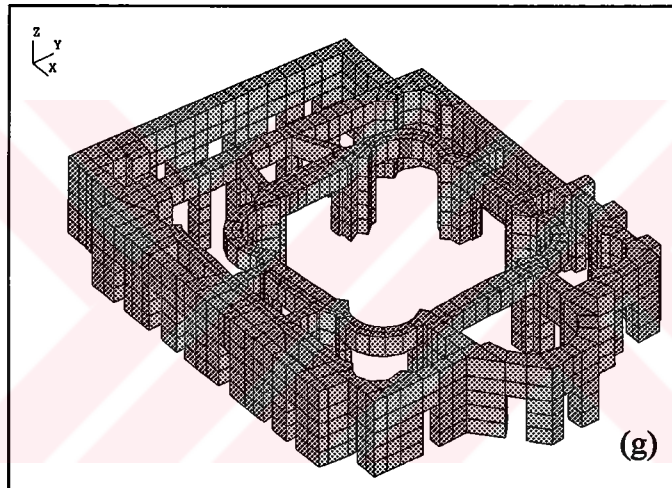
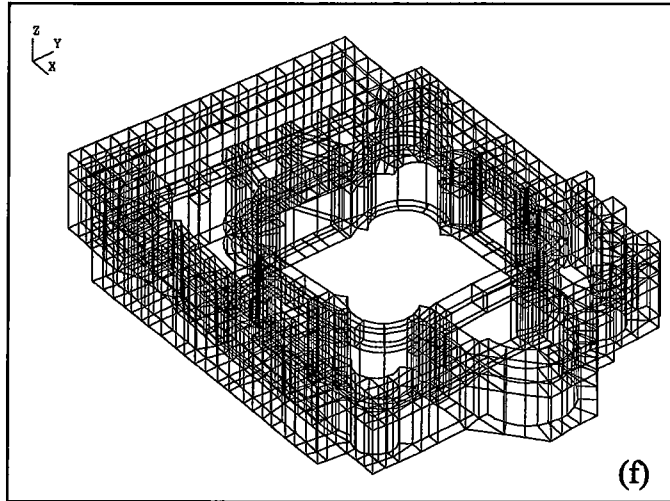


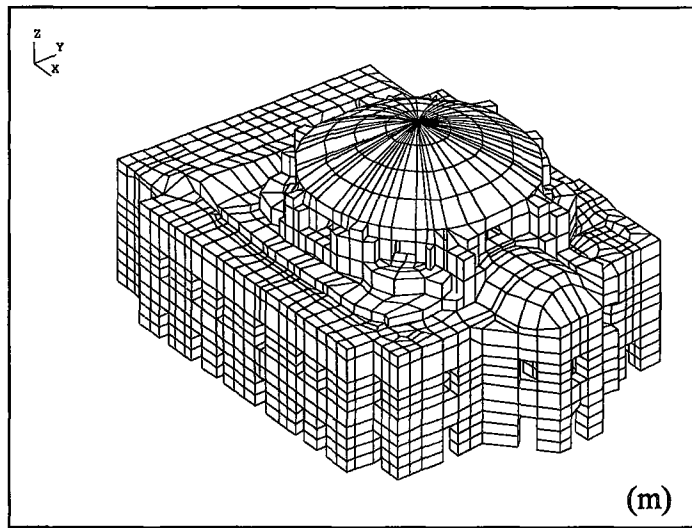
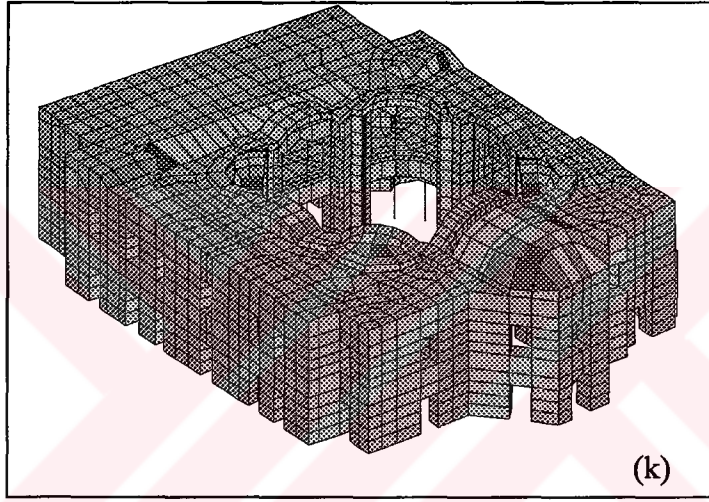
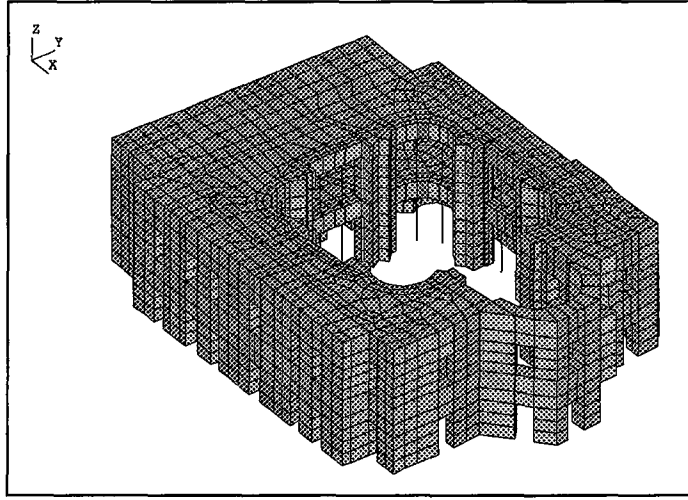
Şekil Fonksiyonu :  $N_i = \frac{1}{8}(1 + \xi\xi_i)(1 + \eta\eta_i)(1 + \zeta\zeta_i)$

Modellemede hata olmaması için adım adım model üretilmiş, her adımda sistem serbestliği oluşturulup yapı çözülmüştür. Hatalar düzeltilip modellemeye devam edilmiştir (Şekil 9.24a,b,c,d,.....,m). Böylece yapı sonuna kadar modellenmiştir.









Şekil 9.24. K. Ayasofya Camii' nin Adımsal Modeli

### 9.8.1.2. Modellemede Dikkate Alınan Malzemenin Fiziksel Özellikleri

Bölüm 3.1' de anlatılan tarzda Küçük Ayasofya Camii üzerinde yapılan Schmidt Çekici ve ultrason deneyleri ile yapıdan alınan karot numuneleri sonucunda taş, tuğla ve harç için çeşitli değerler elde edilmiştir. Bu değerler Bölüm 5 ve Bölüm 9.5' de ayrıntısıyla verilmiştir. Kompozit eleman olarak alınan sıvalı harç ile ilgili çalışmalarda Bölüm 8' de verilmiştir. Bu bölümde Küçük Ayasofya Camii' ne ait çekme ve basınç değerleri mevcut literatür ve bu tezde yapılan deneysel ve teorik çalışmalarla tespit edilecektir.

8. bölümde sıvalı taş yada tuğla elemanın mukavemetini yitirmesinde etken olan elemanın sıva olduğu, yapı taşıma gücünü harç mukavemetinin bir miktar üzerinde kaybettiği tespit edilmiştir. Yine bu bölümde malzeme parametreleri olan c değeri 3.5 MPa ve  $\phi$  (sürtünme açısı) değeri de  $35^{\circ}$  olarak tespit edilmiştir.

5. Bölümde kireçtaşı ile ilgili olarak yapılan çalışmalar ayrıntısıyla verilmiştir. Çeşitli kireçtaşı ocakları ile 2 yıl içerisinde (tezin camii kısmı için yapılan hesaplama ve analiz süresince) çeşitli camii restorasyonları esnasında orijinal parçalardan alınan numunelerden kireçtaşlarının basınç mukavemet değerleri  $9.8 \text{ N/mm}^2$  -  $23 \text{ N/mm}^2$  olduğu belirlenmiştir. Numuneler arasındaki mukavemet farklılığının bu denli fazla olması taşın özelliğinden kaynaklanmaktadır. Taş yüzeyi üzerinde oluşan ve süreksizlikleri oluşturan fosiller, taşın mukavemetini etkilemektedir. Dolayısıyla taş üzerinde yapılan basınç mukavemetinde, yüklemenin süreksizlik doğrultusu ile ilintili olduğu söylenebilir. Başka bir deyişle, süreksizlik doğrultusunda yapılan yüklemelerde basınç mukavemeti az, buna dik doğrultudaki yüklemelerde basınç mukavemeti daha yüksek çıkmaktadır. Buna bağlı olarak camide kullanılan kireçtaşı (kavkılı kalker) mukavemeti de, taşın yerleşimine göre değişiklik göstermektedir. Hesaplarda kolaylık olması açısından sıva mukavemetinin bir miktar üstü her iki durum içinde aynı alınmıştır.

Literatürde çeşitli deneylere bağlı olarak elde edilen tuğla kargir yapı duvarları için basınç ve çekme mukavemetleri ortalama olarak aşağıdaki değerlerle verilmektedir:

**Basınç Mukavemeti : Fc**

2.0 - 10.5 MPa	(UNIDO, 1984)
3.0 - 12.0 MPa	(VSL, 1990)
1.5 MPa	(ATC, 1978)
1.5 - 2.5 MPa veya tuğla mukavemetinin %20' si	(Sheppard, 1985)
2.2 - 3.5 MPa	(Harç değeri, Penelis)
11 - 15 MPa	(Tuğla değeri, Penelis)

**Cekme Mukavemeti : Ft**

0.1 - 0.3 MPa	(UNIDO, 1984)
0.3 - 0.6 MPa	(ATC, 1978)
0.12 - 0.18 MPa veya 0.075.Fc	(Sheppard, 1985)

**Bu değerler arasında yaklaşık olarak verilen ilişki;**

$F_t = 0.05-0.07 F_c$	(UNIDO, 1984)
$F_t \leq 0.15 F_c$	(VSL, 1990)

ifadesi önerilmektedir.

Tuğla duvarlar için eksenel basit basınç yükü altında düktilite (süneklik) değeri 1.7 - 2.8 arasında değişmektedir (Sheppard, 1985). Maksimum basınç yükü altındaki birim yer değiştirme 0.002 değeri ile verilmektedir (VSL, 1990).

*Bu veriler ışığında Bölüm 9.5 'de açıklanan malzeme parametreleri uygunluk taşımaktadır. Ayrıca caminin sonlu eleman modelinde kullanılan malzemeler ise aşağıdaki şekilde ele alınmıştır:*

- ◆ *Dairesel kolonlar alt ve üst katta, taş ve üzeri mermer kaplama,*

- ◆ *Giriş katında dairesel kolonlar hariç bütün elemanlar, kireçtaşı (kavkılı kalker) ve üzeri 6-8 cm. harç,*
- ◆ *Galeri katında yine dairesel kolonlar hariç bütün elemanlar, tuğla ve üzeri 6-8 cm. harç.*
- ◆ *Dairesel kolonların çapı 0.50 m., duvar kalınlığı genelde 1.00-1.50 m. arasında, kubbenin kalınlığı 25-30 cm., kubbe boyutu 15.50\*16.50 m. ebatındadır.*

Mukavemet değerleri de Bölüm 9.5' de verildiği gibidir. Alt katın mukavemet değeri üst kata göre bir miktar daha az alınmıştır. Harcın malzeme mukavemetindeki etkisi bilindiği gibi esas rol oynamaktadır. Ancak taş yada tuğla bu mukavemeti bir miktar arttırmaktadır. Değerlerin farklı olması da buradan kaynaklanmaktadır.

Hesaplamalarda alınan mukavemet değeri sıvadan fazla ancak tuğla yada taş değerinden de bir miktar az olmaktadır. Bölüm 8' de verilen matematiksel çalışmada sıva tamamen ara yüzey elemanı olarak alınmış, göçme burada meydana gelmiştir. Başka bir deyişle, iki sıra taş yada tuğla arasında tamamen sıva bulunmaktadır. Camide ise duvar dizilimi bu şekilde olmayıp, şaşırtmalı bir durumdadır. Yani tam anlamıyla bir ara yüzey oluşmamaktadır. *Bu nedenle kompozit elemanın alt kattaki mukavemeti 8 MPa, galeri katındaki ise 10 MPa olarak alınmıştır. Elastisite modülü  $10E9 N/m^2$ , poisson oranı ise 1/6 olarak alınmıştır.*

### 9.8.2. Statik Analiz

Küçük Ayasofya' nın ilk incelemelerinde yapısal çatlaklara rastlanmış ve bu çatlakların özellikle kubbe üzerinde yoğunlaştığı görülmüştür. Bununla birlikte kubbenin, doğu-batı doğrultusunda 50 cm. doğuya, kuzey-güney doğrultusunda ise 25 cm. kuzeye doğru eğikliği yapısal bir deformasyonu göstermektedir. Ancak bu eğiklik (%3) çok yüksek mertebeden olduğundan hatanın yalnızca yapısal deformasyondan kaynaklanmadığını akla getirmektedir. Bu denli yüksek kot farkının yapının önceki onarımları sırasında meydana gelebileceğini söylemek mümkündür. Yine de, analiz neticelerinden de görülebileceği gibi bu deformasyonun bir kısmına mesnet hareketi, bir kısmına da önceki yıllarda meydana gelen deprem kuvvetleri neden olmuştur.

Bu bölümde modellenen yapının kendi ağırlığı altında statik hesapları anlatılacaktır. Lineer ve lineer olmayan tarzda yapılan statik hesaplar sonucunda elde edilecek gerilmeler sonucunda yapının kendi ağırlığı altındaki durumu irdelenecektir. Lineer olmayan hesabın yapılmasından amaç, büyük deformasyon, büyük yer değiştirme, doğrusal olmayan malzeme bünye denklemlerinin, deformasyon bağımlı sınır şartları ve deformasyon bağımlı yüklemenin dikkate alınması içindir. Her iki durumdaki hesap da ayrıca irdelenecektir.

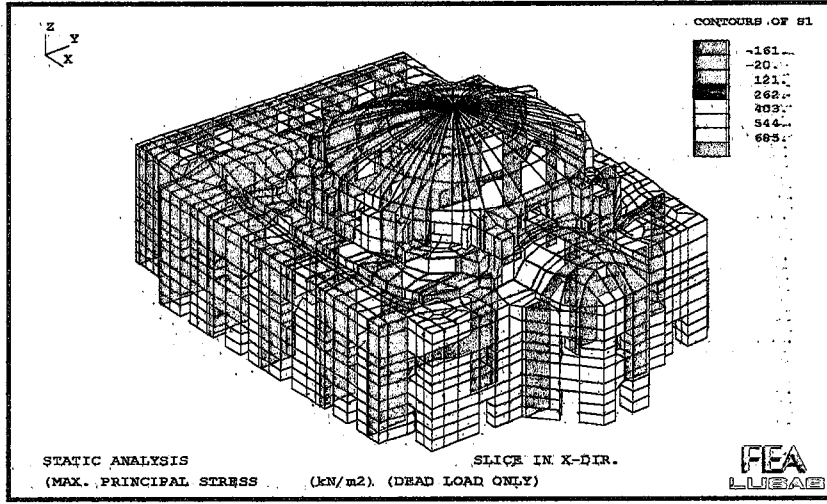
Ayrıca sonraki bölümde anlatılacak olan deprem analizinde de bu değerler kullanılarak deprem + düşey yük kombinasyonu da irdelenecektir. Böylece deprem yönetmeliğimizde de verilen işletme yükü+deprem yükü sonucunda yapıda elde edilecek deformasyonlarla, gerilmeler olası bir deprem durumu için irdelenmiş olacaktır. Aşağıdaki şekillerde ve bir kısmı verilen hesap çıktılarında, yapının kendi ağırlığı altındaki gerilme durumu verilmiştir.

Aşağıda verilen şekillerden de görüldüğü gibi yapının kendi ağırlığı altında oluşan gerilmeleri maksimum gerilme  $685 \text{ kN/m}^2$ , minimum gerilme  $-1159 \text{ kN/m}^2$  ve z doğrultusundaki gerilme  $-1095 \text{ kN/m}^2$  ve  $613 \text{ kN/m}^2$  arasında çıkmaktadır. Diğer bazı noktadaki gerilmelerde aşağıda verildiği şekilde bulunmuştur.

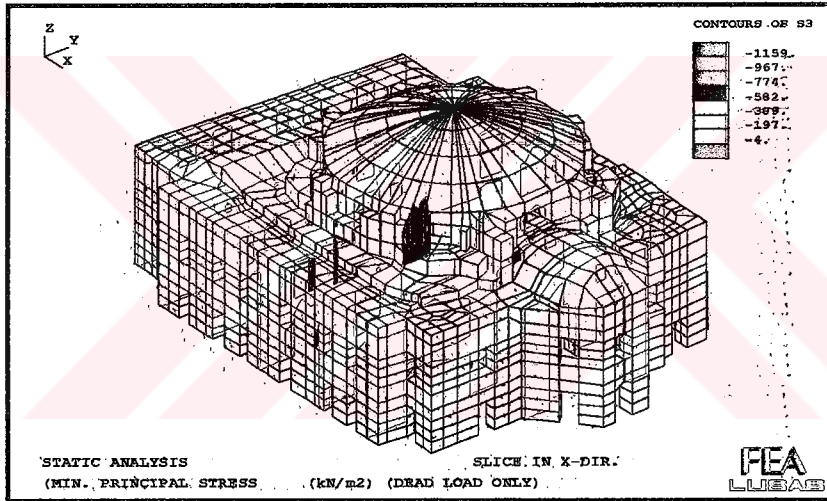
Tuğla ve harç malzeme olarak basınç altında kuvvetli olmasına rağmen, çekme altında zayıf kalmaktadır. Kubbe tipi yapılar, geometrilerinin gereği, iyi desteklendiklerinde basınç gerilmelerine maruz kalmakta, bu nedenle de tuğla ve harç için en uygun yapı şeklini oluşturmaktadır.

Diyagramlardaki oluşan gerilmeler incelendiğinde, çekme ve basınç gerilmeleri taşıyıcı elemanların mukavemetlerine göre oldukça düşük kalmaktadır. Yapının basınç gerilmesi  $10 \text{ MPa}$  ve çekme gerilmesi de bunun  $1/10'$  u yani  $1 \text{ MPa}$  olduğu düşünülürse, yapıda oluşan  $0.685 \text{ MPa}$ 'lık çekme gerilmesi bu değer altında kalmaktadır. Benzer şekilde x,y ve z doğrultularında oluşan gerilmeler için de aynı şeyleri söylemek mümkündür.

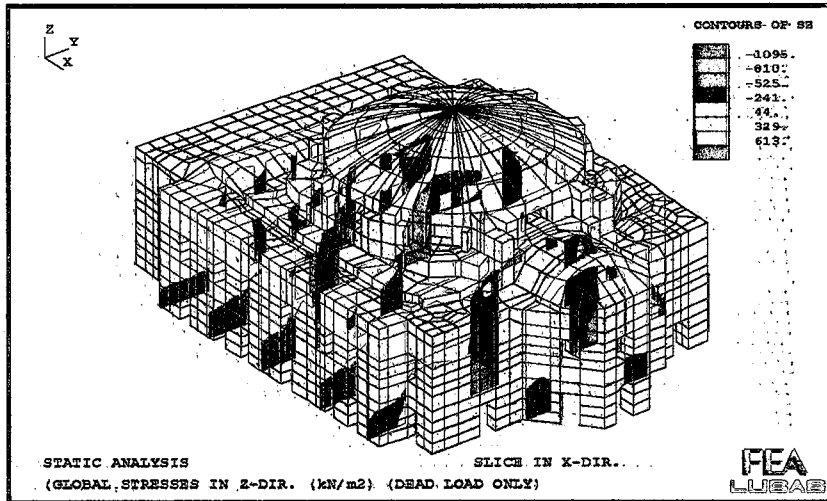




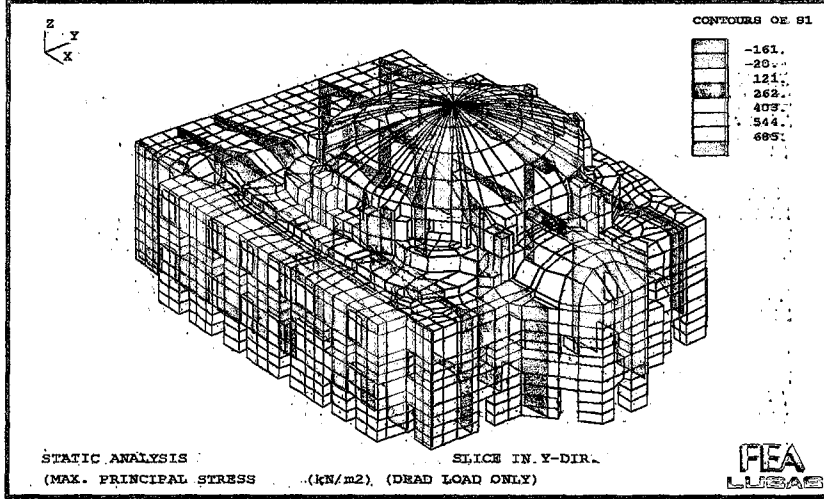
Şekil 9.25. Kendi Ağırlığı Altında Statik Analiz Sonuçları - Maksimum Gerilme(Kesim X)



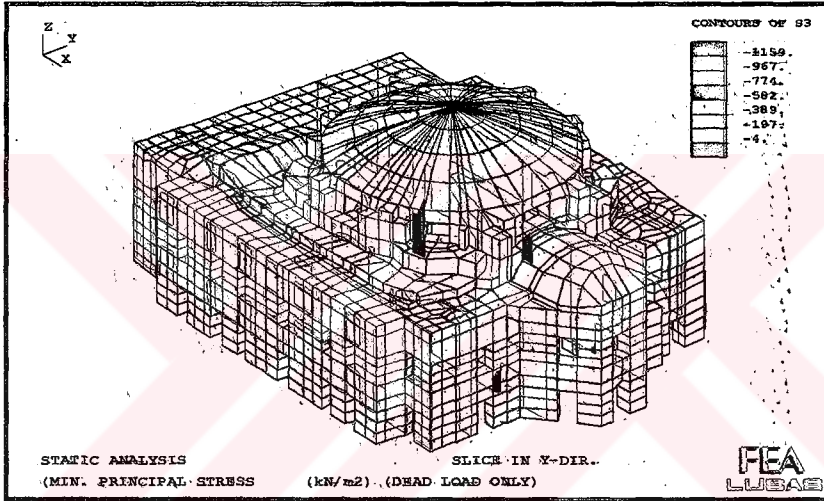
Şekil 9.26. Kendi Ağırlığı Altında Statik Analiz Sonuçları - Minimum Gerilme (Kesim X)



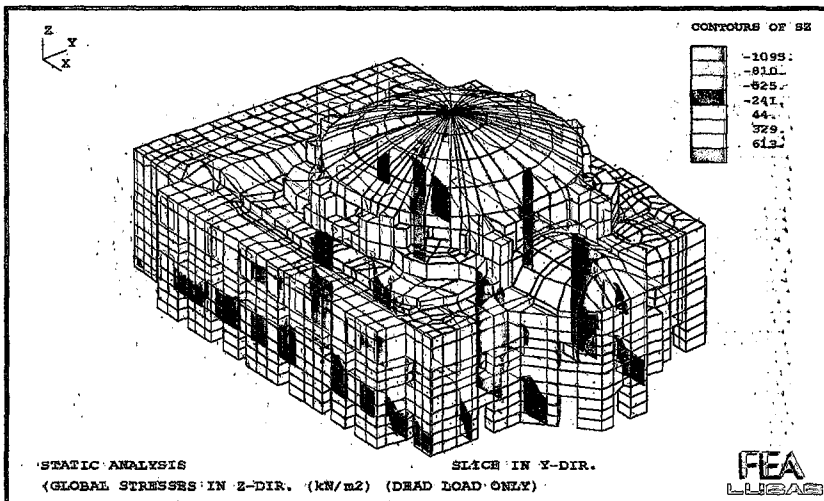
Şekil 9.27. Kendi Ağırlığı Altında Statik Analiz Sonuçları - Z Doğrultusundaki Gerilme (Kesim X)



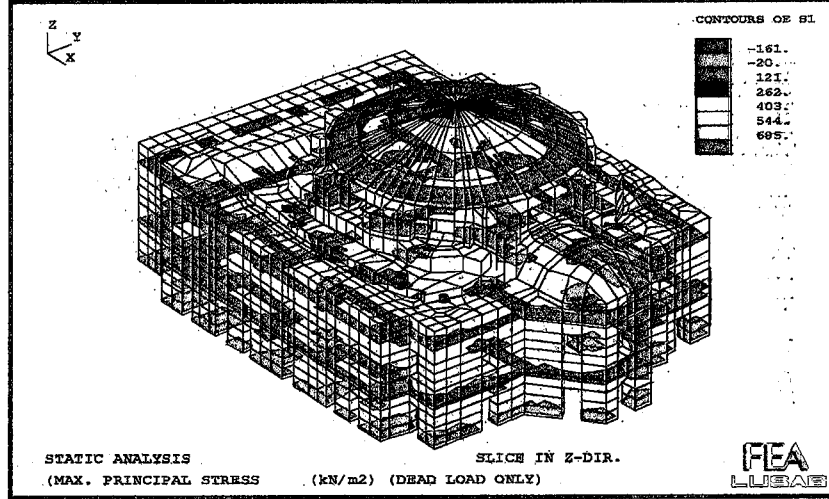
Şekil 9.28. Kendi Ağırlığı Altında Statik Analiz Sonuçları - Maksimum Gerilme(Kesim Y)



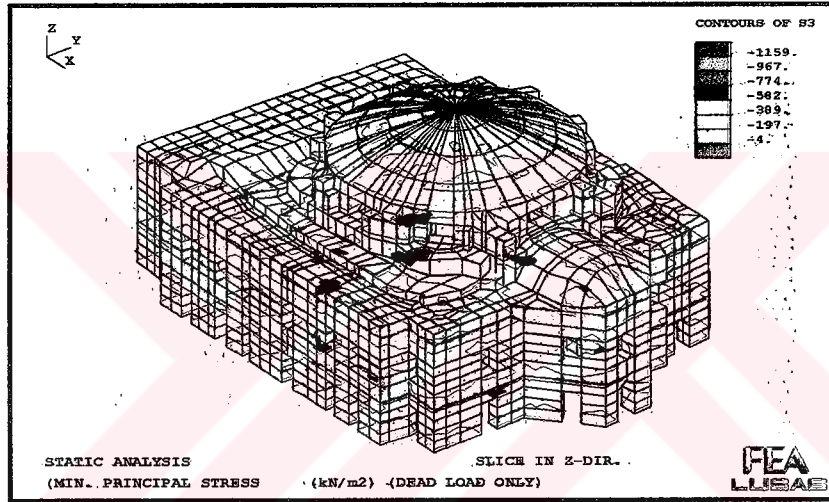
Şekil 9.29. Kendi Ağırlığı Altında Statik Analiz Sonuçları - Minimum Gerilme (Kesim Y)



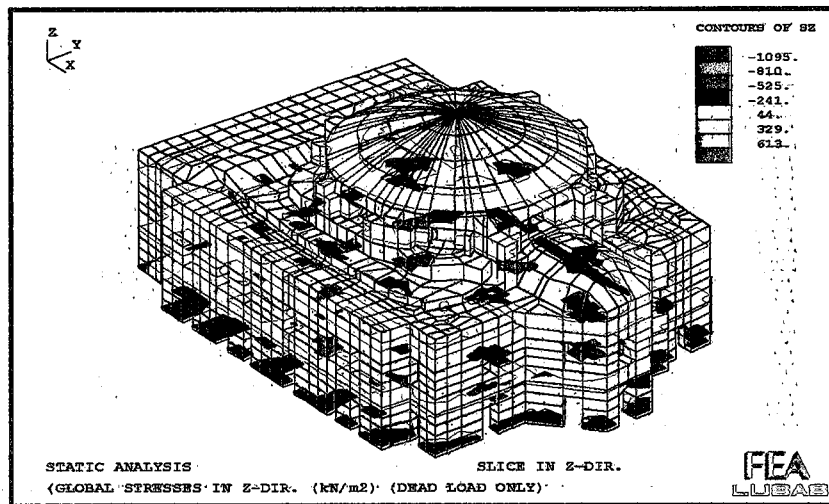
Şekil 9.30. Kendi Ağırlığı Altında Statik Analiz Sonuçları - Z Doğrultusundaki Gerilme (Kesim Y)



Şekil 9.31. Kendi Ağırlığı Altında Statik Analiz Sonuçları - Maksimum Gerilme (Kesim Z)



Şekil 9.32. Kendi Ağırlığı Altında Statik Analiz Sonuçları - Minimum Gerilme (Kesim Z)



Şekil 9.33. Kendi Ağırlığı Altında Statik Analiz Sonuçları - Z Doğrultusundaki Gerilme (Kesim Z)

SELF WEIGHT ONLY (Yapının Kendi Ağırlığı Altında Statik Analizi)

## LINEAR/DYNAMIC ANALYSIS

Current Selected Load ID = 100

Averaged Stress Components In Global Axes

Node	SX	SY	SZ	SXY	SYZ	SZX
Max.	258.0	186.0	645.7	54.37	54.20	78.50
Node	7598	8549	7592	9504	6480	1443
Min.	-228.5	-245.2	-952.2	-83.01	-50.76	-91.08
Node	1161	1120	1166	9445	1117	6559

Max Principal Value 0.6461E+03 at Node 7592

Min Principal Value -0.9544E+03 at Node 1166

Max Equivalent Value 0.9682E+03 at Node 1166

Min Equivalent Value 0.3964E+02 at Node 9479

## LINEAR/DYNAMIC ANALYSIS

Current Selected Load ID = 100

Averaged Stress Components In Global Axes

Node	SX	SY	SZ	SXY	SYZ	SZX
Max.	403.5	243.4	202.3	71.04	111.3	146.1
Node	18069	18069	19797	18911	19779	18896
Min.	-197.8	-199.2	-859.5	-75.44	-157.0	-96.00
Node	16932	8648	17951	19812	18990	18061

Max Principal Value 0.4227E+03 at Node 18069

Min Principal Value -0.8716E+03 at Node 17951

Max Equivalent Value 0.8425E+03 at Node 17951

Min Equivalent Value 0.4038E+02 at Node 19789

## LINEAR/DYNAMIC ANALYSIS

Current Selected Load ID = 100

Averaged Stress Components In Global Axes

Node	SX	SY	SZ	SXY	SYZ	SZX
Max.	160.8	155.3	280.5	74.50	49.68	78.29
Node	9569	9619	9576	9619	2050	6696
Min.	-178.8	-189.5	-704.7	-33.65	-40.10	-61.14
Node	1579	1579	1579	9610	1535	1956

Max Principal Value 0.2850E+03 at Node 9576

Min Principal Value -0.7068E+03 at Node 1579

Max Equivalent Value 0.7181E+03 at Node 1959

Min Equivalent Value 0.2808E+02 at Node 9637

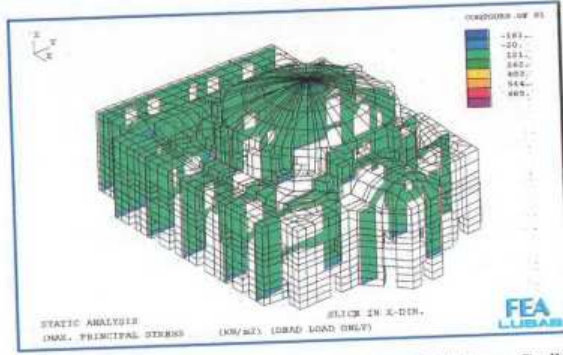
Bu bölümde modellenen yapının kendi ağırlığı altında statik hesapları anlatılacaktır. Lineer ve lineer olmayan tarzda yapılan statik hesaplar sonucunda elde edilecek gerilmeler sonucunda yapının kendi ağırlığı altındaki durumu irdelenecektir. Lineer olmayan hesabın yapılmasından amaç, büyük deformasyon, büyük yer değiştirme, doğrusal olmayan malzeme bünye denklemlerinin, deformasyon bağımlı sınır şartları ve deformasyon bağımlı yüklemenin dikkate alınması içindir. Her iki durumdaki hesap da ayrıca irdelenecektir.

Ayrıca sonraki bölümde anlatılacak olan deprem analizinde de bu değerler kullanılarak deprem + düşey yük kombinasyonu da irdelenecektir. Böylece deprem yönetmeliğimizde de verilen işletme yükü+deprem yükü sonucunda yapıda elde edilecek deformasyonlarla, gerilmeler olası bir deprem durumu için irdelenmiş olacaktır. Aşağıdaki şekillerde ve bir kısmı verilen hesap çıktılarında, yapının kendi ağırlığı altındaki gerilme durumu verilmiştir.

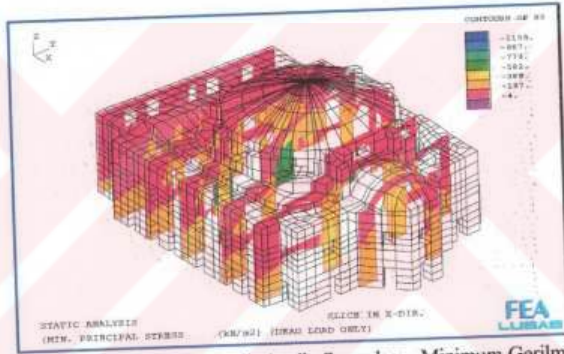
Aşağıda verilen şekillerden de görüldüğü gibi yapının kendi ağırlığı altında oluşan gerilmeleri maksimum gerilme  $685 \text{ kN/m}^2$ , minimum gerilme  $-1159 \text{ kN/m}^2$  ve z doğrultusundaki gerilme  $-1095 \text{ kN/m}^2$  ve  $613 \text{ kN/m}^2$  arasında çıkmaktadır. Diğer bazı noktadaki gerilmelerde aşağıda verildiği şekilde bulunmuştur.

Tuğla ve harç malzeme olarak basınç altında kuvvetli olmasına rağmen, çekme altında zayıf kalmaktadır. Kubbe tipi yapılar, geometrilerinin gereği, iyi desteklendiklerinde basınç gerilmelerine maruz kalmakta, bu nedenle de tuğla ve harç için en uygun yapı şeklini oluşturmaktadır.

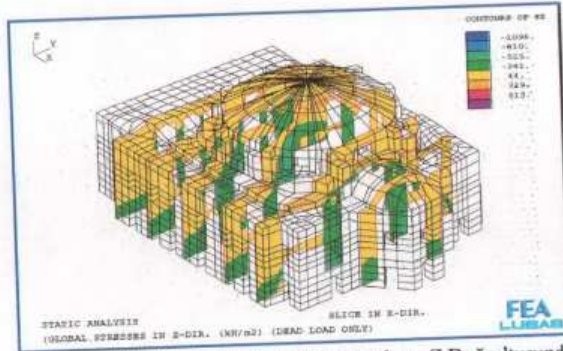
Diyagramlardaki oluşan gerilmeler incelendiğinde, çekme ve basınç gerilmeleri taşıyıcı elemanların mukavemetlerine göre oldukça düşük kalmaktadır. Yapının basınç gerilmesi  $10 \text{ MPa}$  ve çekme gerilmesi de bunun  $1/10'$  u yani  $1 \text{ MPa}$  olduğu düşünülürse, yapıda oluşan  $0.685 \text{ MPa}'$  lık çekme gerilmesi bu değer altında kalmaktadır. Benzer şekilde x,y ve z doğrultularında oluşan gerilmeler için de aynı şeyleri söylemek mümkündür.



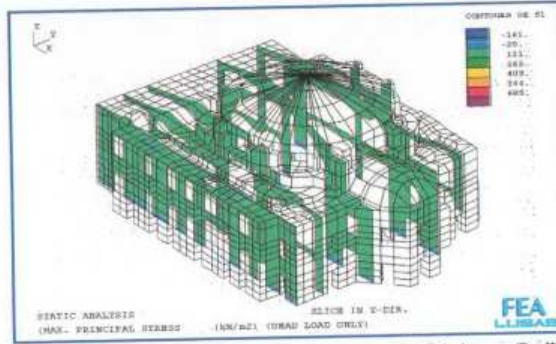
Şekil 9.25. Kendi Ağırlığı Altında Statik Analiz Sonuçları - Maksimum Gerilme(Kesim X)



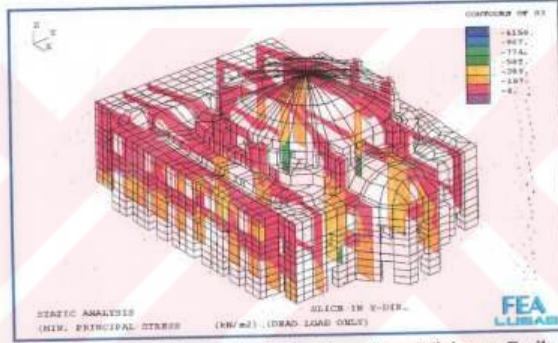
Şekil 9.26. Kendi Ağırlığı Altında Statik Analiz Sonuçları - Minimum Gerilme (Kesim X)



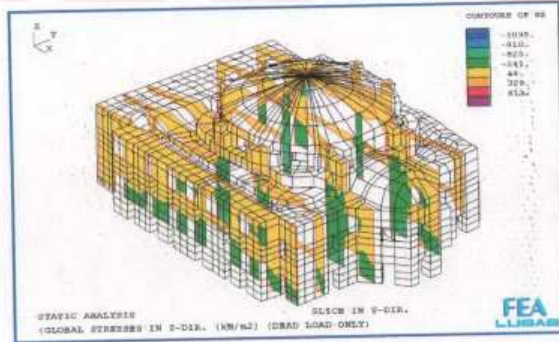
Şekil 9.27. Kendi Ağırlığı Altında Statik Analiz Sonuçları - Z Doğrultusundaki Gerilme (Kesim X)



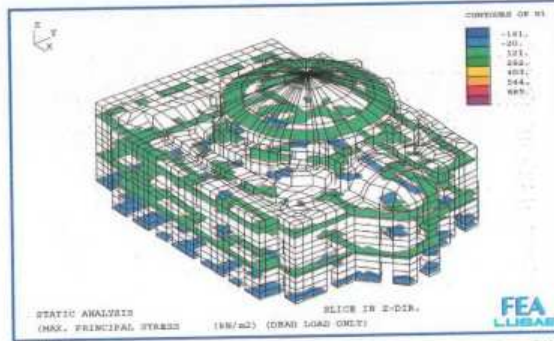
Şekil 9.28. Kendi Ağırlığı Altında Statik Analiz Sonuçları - Maksimum Gerilme(Kesim X)



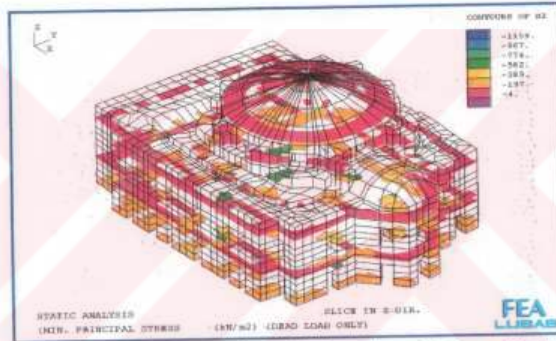
Şekil 9.29. Kendi Ağırlığı Altında Statik Analiz Sonuçları - Minimum Gerilme (Kesim X)



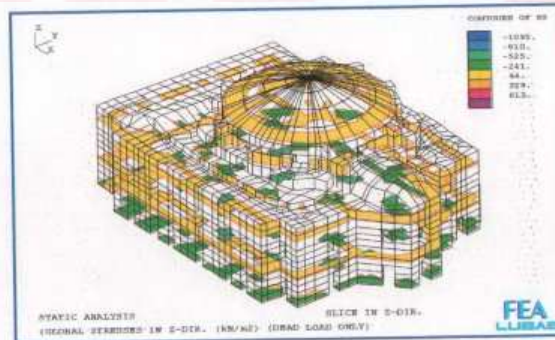
Şekil 9.30. Kendi Ağırlığı Altında Statik Analiz Sonuçları - Z Doğrultusundaki Gerilme (Kesim X)



Şekil 9.31. Kendi Ağırlığı Altında Statik Analiz Sonuçları - Maksimum Gerilme (Kesim Z)



Şekil 9.32. Kendi Ağırlığı Altında Statik Analiz Sonuçları - Minimum Gerilme (Kesim Z)



Şekil 9.33. Kendi Ağırlığı Altında Statik Analiz Sonuçları - Z Doğrultusundaki Gerilme (Kesim Z)



SELF WEIGHT ONLY (Yapının Kendi Ağırlığı Altında Statik Analizi)

## LINEAR/DYNAMIC ANALYSIS

Current Selected Load ID = 100

Averaged Stress Components In Global Axes

Node	SX	SY	SZ	SXY	SYZ	SZX
Max.	258.0	186.0	645.7	54.37	54.20	78.50
Node	7598	8549	7592	9504	6480	1443
Min.	-228.5	-245.2	-952.2	-83.01	-50.76	-91.08
Node	1161	1120	1166	9445	1117	6559

Max Principal Value 0.6461E+03 at Node 7592

Min Principal Value -0.9544E+03 at Node 1166

Max Equivalent Value 0.9682E+03 at Node 1166

Min Equivalent Value 0.3964E+02 at Node 9479

## LINEAR/DYNAMIC ANALYSIS

Current Selected Load ID = 100

Averaged Stress Components In Global Axes

Node	SX	SY	SZ	SXY	SYZ	SZX
Max.	403.5	243.4	202.3	71.04	111.3	146.1
Node	18069	18069	19797	18911	19779	18896
Min.	-197.8	-199.2	-859.5	-75.44	-157.0	-96.00
Node	16932	8648	17951	19812	18990	18061

Max Principal Value 0.4227E+03 at Node 18069

Min Principal Value -0.8716E+03 at Node 17951

Max Equivalent Value 0.8425E+03 at Node 17951

Min Equivalent Value 0.4038E+02 at Node 19789

## LINEAR/DYNAMIC ANALYSIS

Current Selected Load ID = 100

Averaged Stress Components In Global Axes

Node	SX	SY	SZ	SXY	SYZ	SZX
Max.	160.8	155.3	280.5	74.50	49.68	78.29
Node	9569	9619	9576	9619	2050	6696
Min.	-178.8	-189.5	-704.7	-33.65	-40.10	-61.14
Node	1579	1579	1579	9610	1535	1956

Max Principal Value 0.2850E+03 at Node 9576

Min Principal Value -0.7068E+03 at Node 1579

Max Equivalent Value 0.7181E+03 at Node 1959

Min Equivalent Value 0.2808E+02 at Node 9637

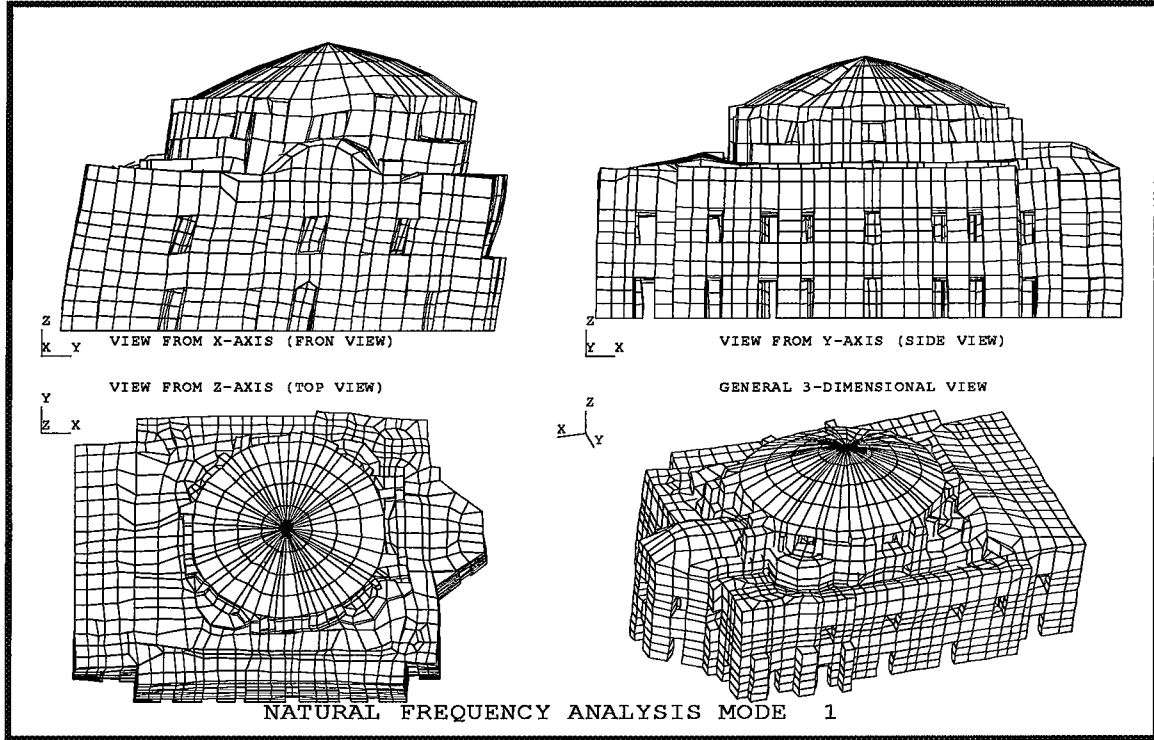
### 9.8.3. Özdeğer Analizi

Sonlu eleman modelinin özdeğer analizi neticesinde bulunacak modal şekil ve frekanslar deprem analizine ilişkin yapılacak değerlendirilmeler açısından büyük önem taşımaktadır. Gerçekleştirilen özdeğer analizinde denklem (7.59) ;

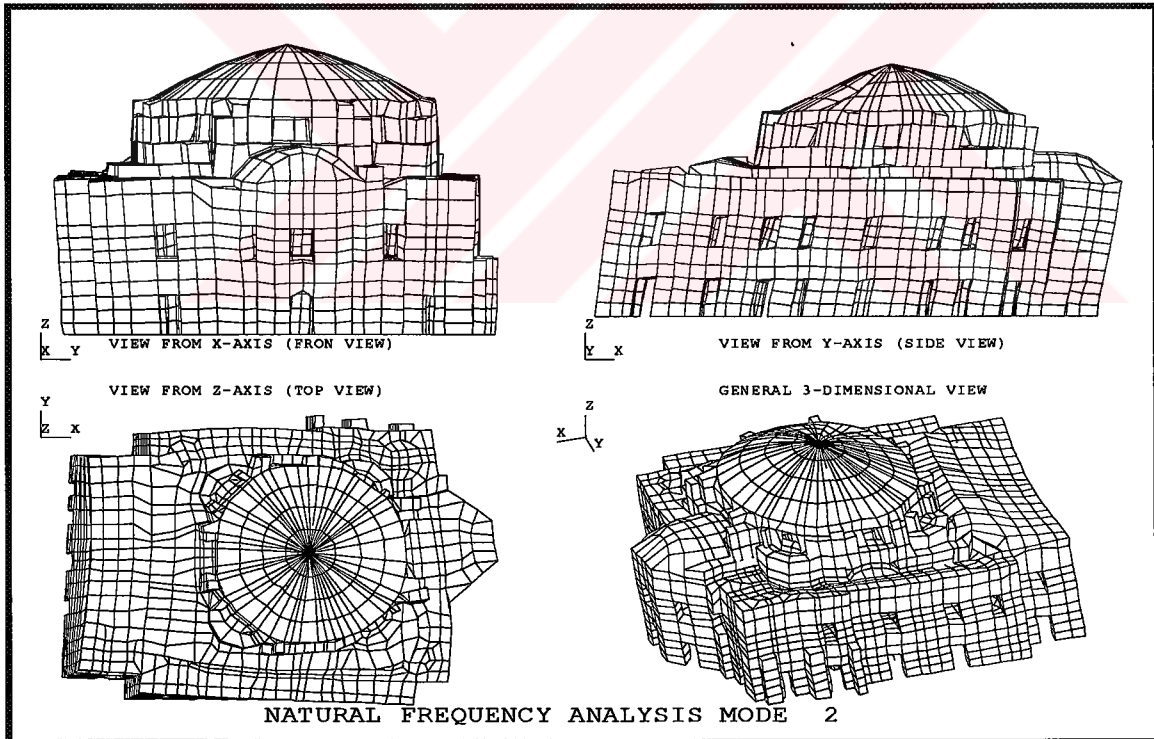
$$[M]\{\ddot{y}\} + [K]\{y\} = 0$$

şeklinde bulunmuştu. Bu verilen ifadedeki denklemi sağlayacak titreşim modu şekilleri ve frekansları bulunmaktadır. Bu denklem takımı yine  $([K] - \omega^2[M])\{\phi\} = 0$  şeklinde ifade edilebilmektedir. Bu ifadede ki özdeğerler Bölüm 7' de anlatıldığı gibi bulunabilmektedir.

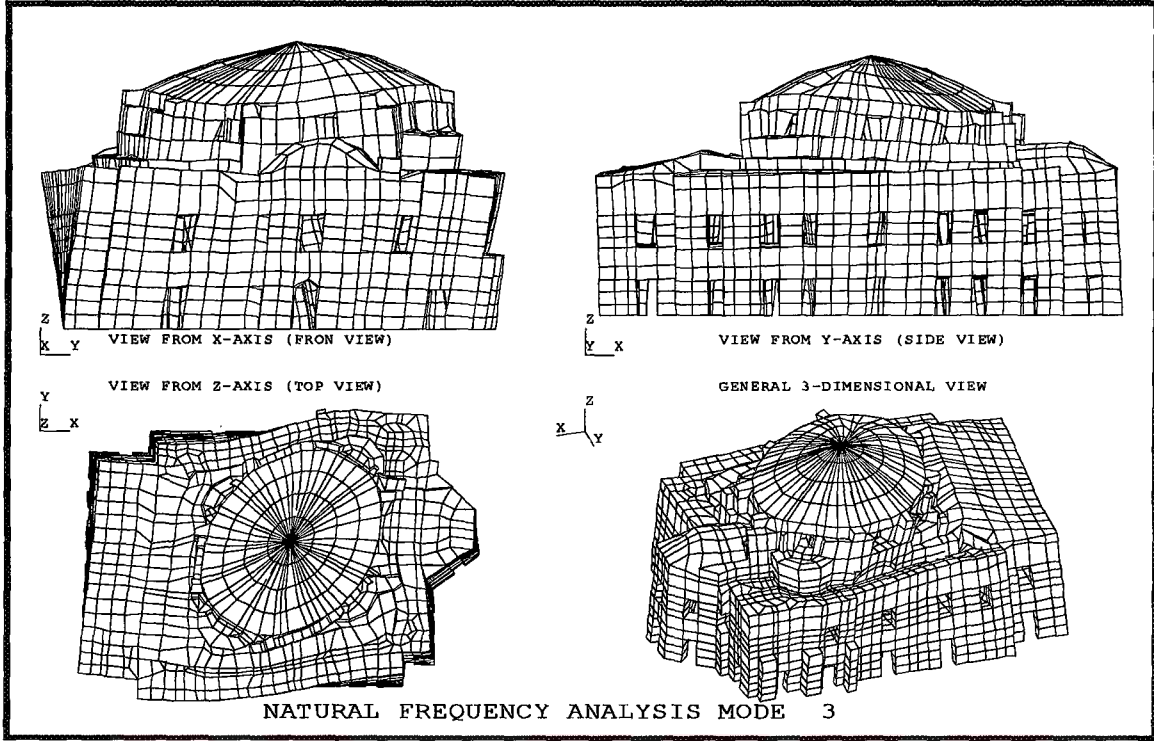
Özdeğer analizi neticesinde elde edilen yapı titreşim modlarından ilk onuna ait titreşim şekilleri aşağıda verilmiştir. Birinci modda tüm yapının kuzey-güney doğrultusundaki yanal hareketleri etkin olmaktadır. Bu modun titreşim frekansı 4.47 Hz. 'dir. İkinci mod, yapının tümünde hakim olan doğu-batı yönündeki titreşim hareketidir. Modal frekansı 5.15 Hz.' dir. Üçüncü modda ise yapının düşey eksenini etrafındaki dönme hareketi hakimdir ve modal frekansı 5.65 Hz.' dir. Modal frekansı 7.00 Hz. olan dördüncü modda hareket ana kubbe eteklerinde içe dışa doğru açılma ve kapanmadır. Diğer modlar da şekillerde verildiği gibidir. Aşağıda titreşim şekillerinden hemen sonra yapının ilk yirmi moduna ait titreşim frekansları ile buna bağlı kütle katılımları verilmektedir.



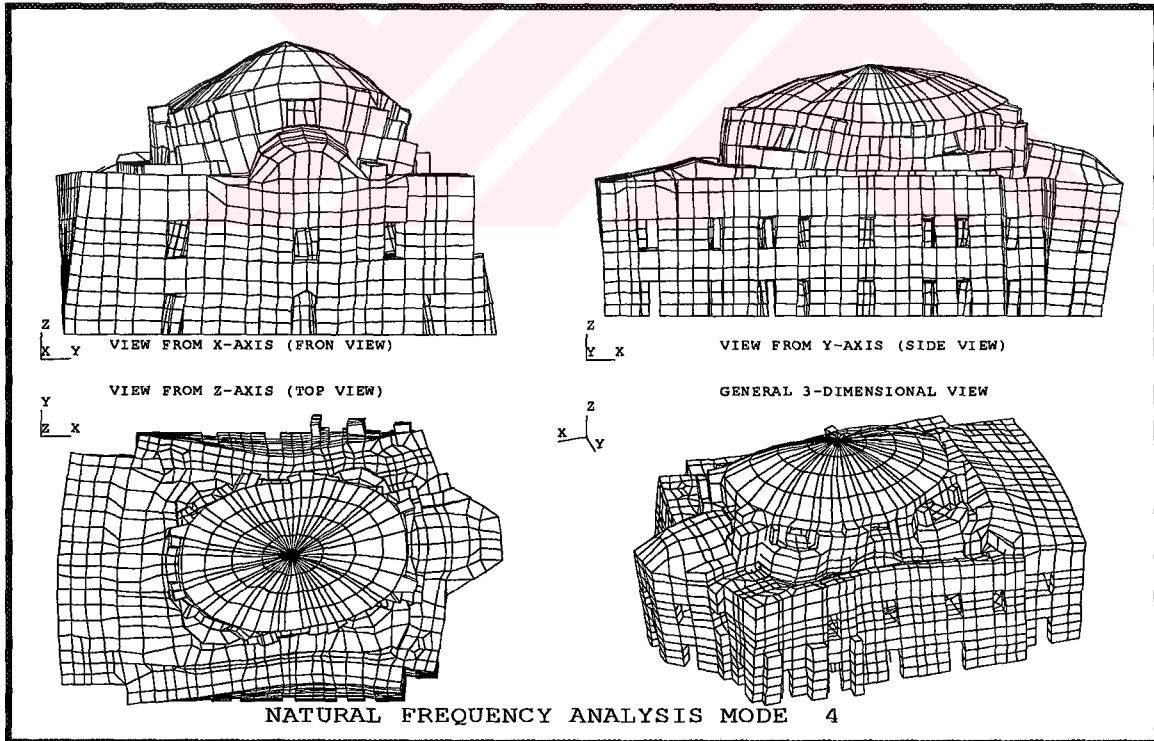
Şekil 9.34. Birinci Mod Şekli



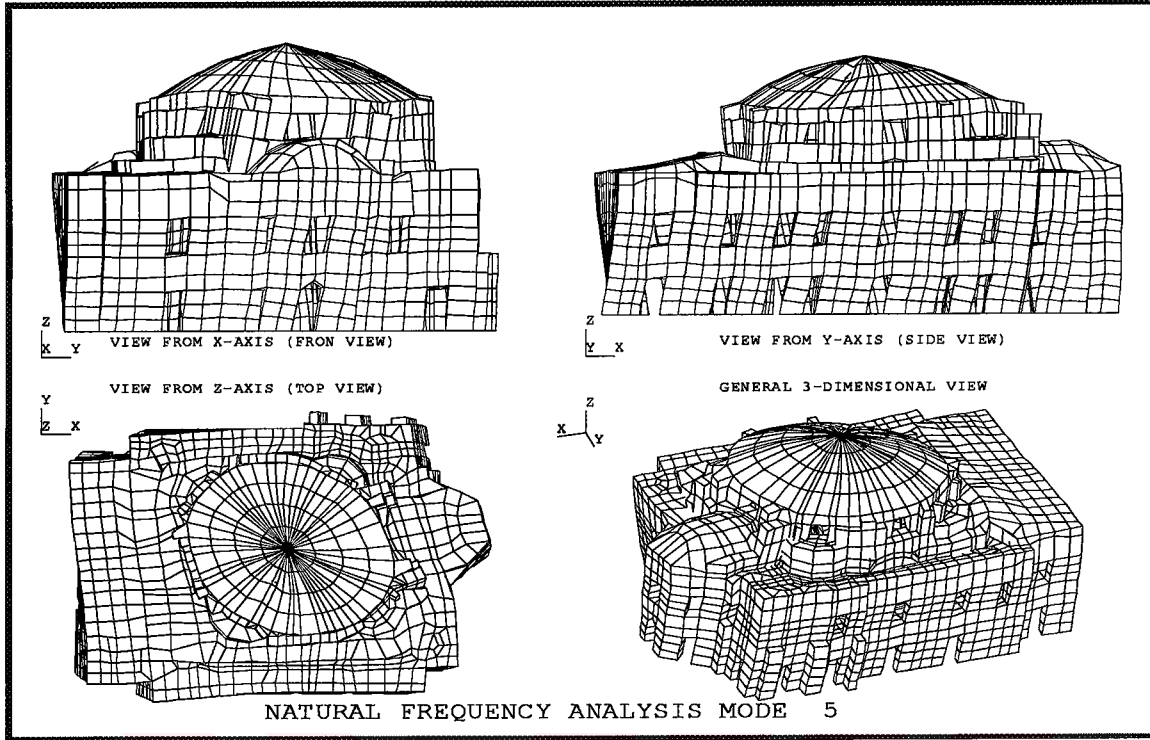
Şekil 9.35. İkinci Mod Şekli



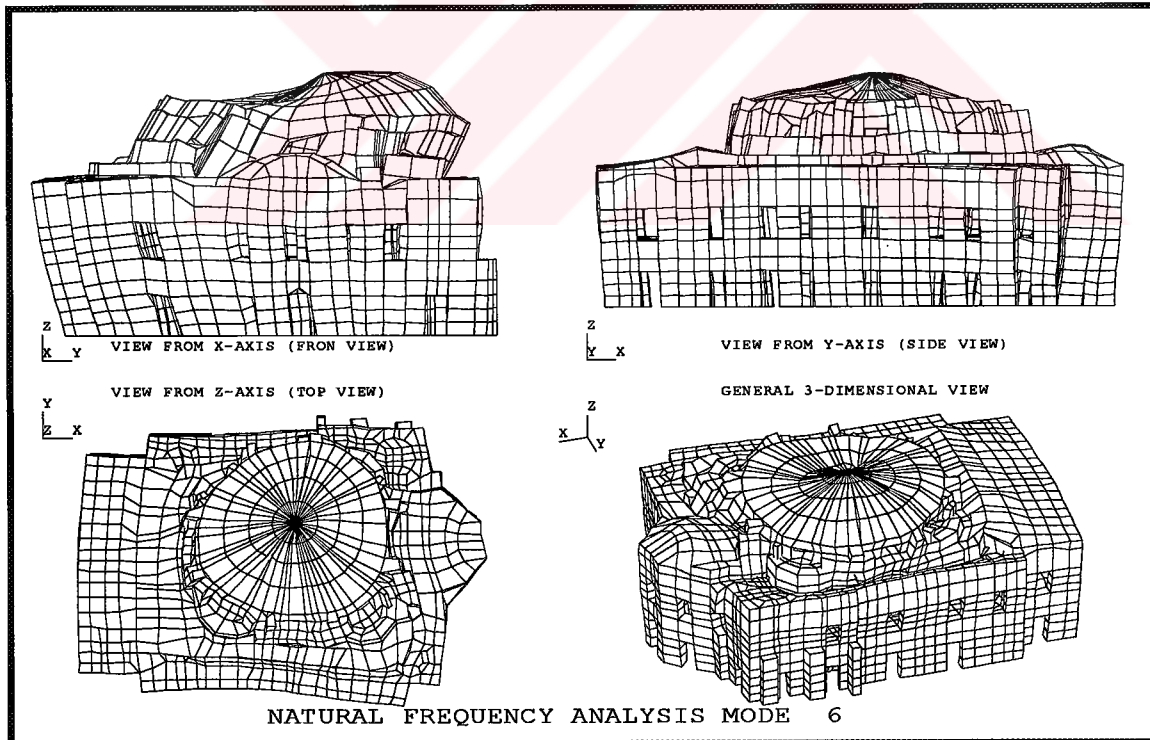
Şekil 9.36. Üçüncü Mod Şekli



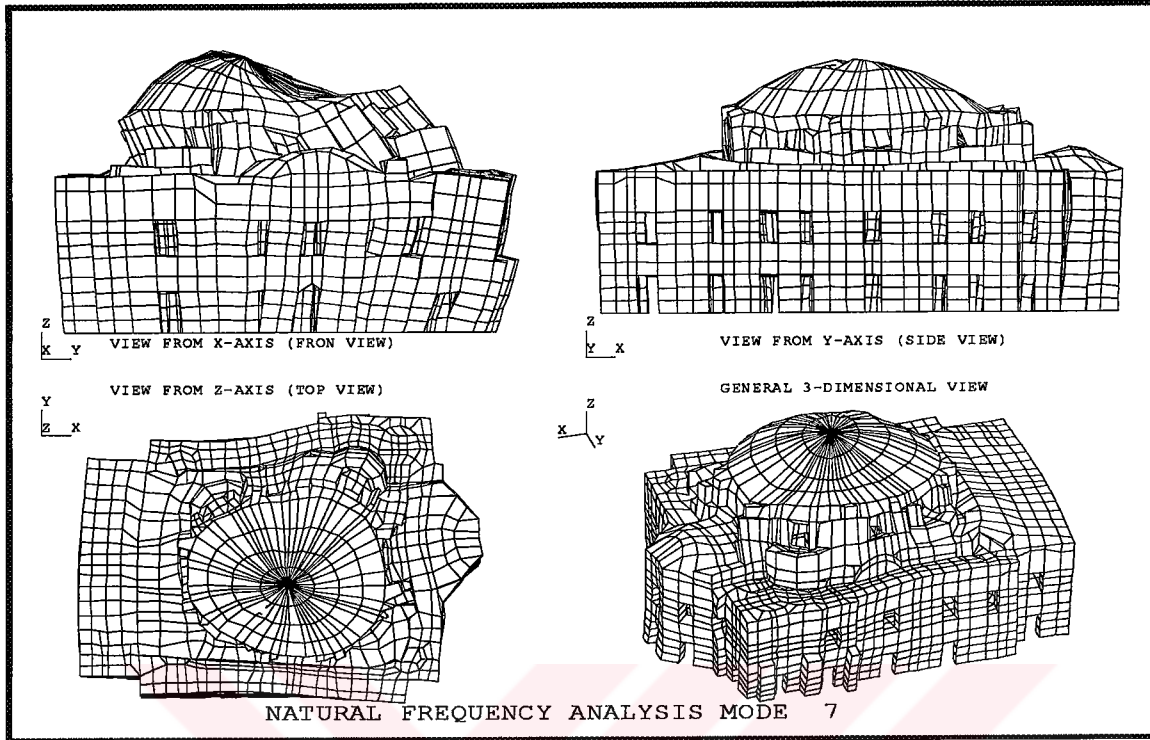
Şekil 9.37. Dördüncü Mod Şekli



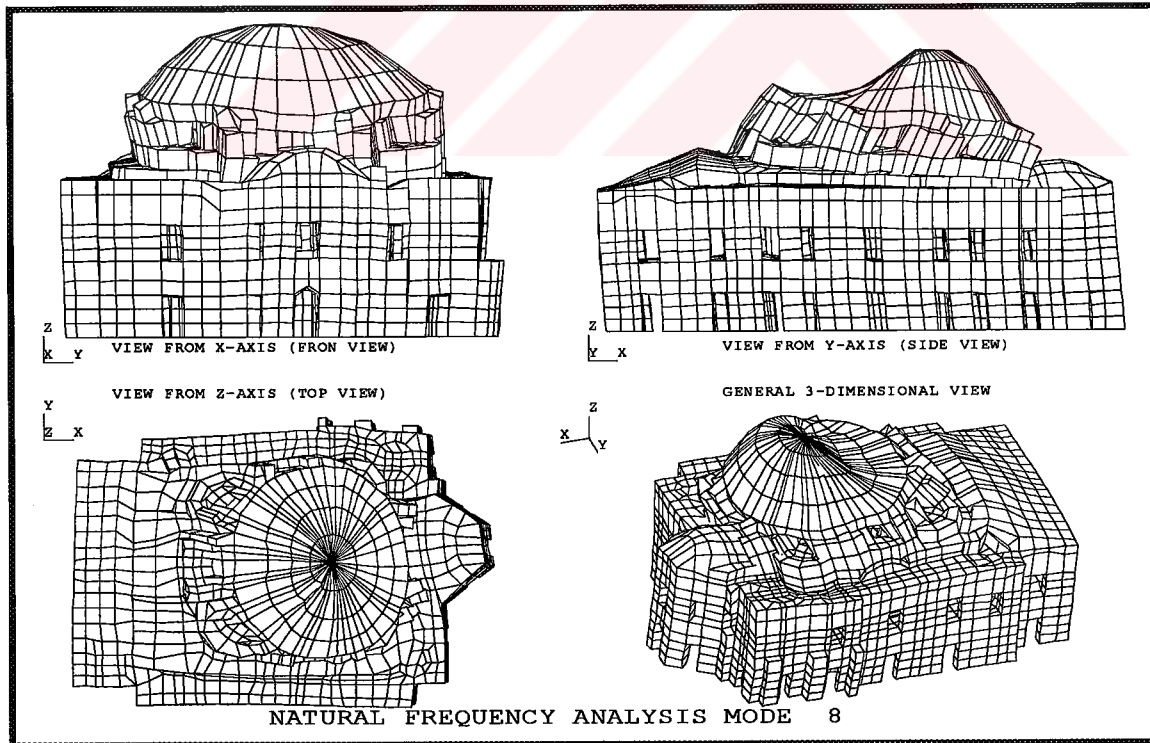
Şekil 9.38. Beşinci Mod Şekli



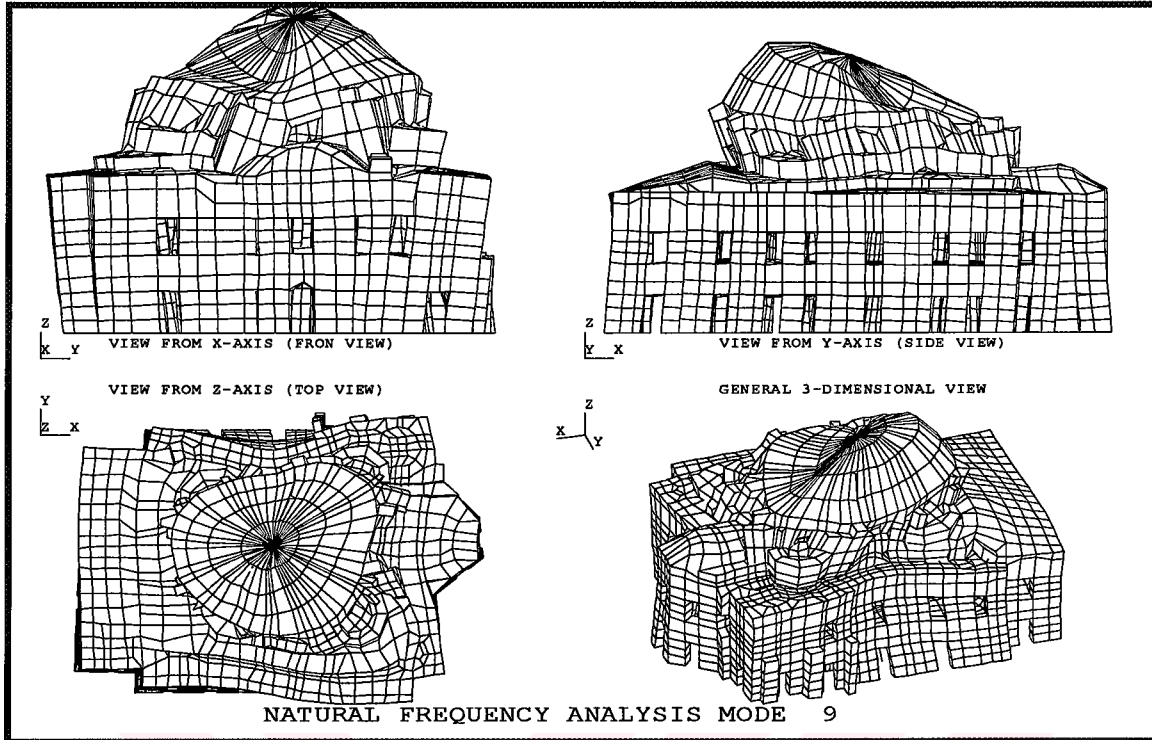
Şekil 9.39. Altıncı Mod Şekli



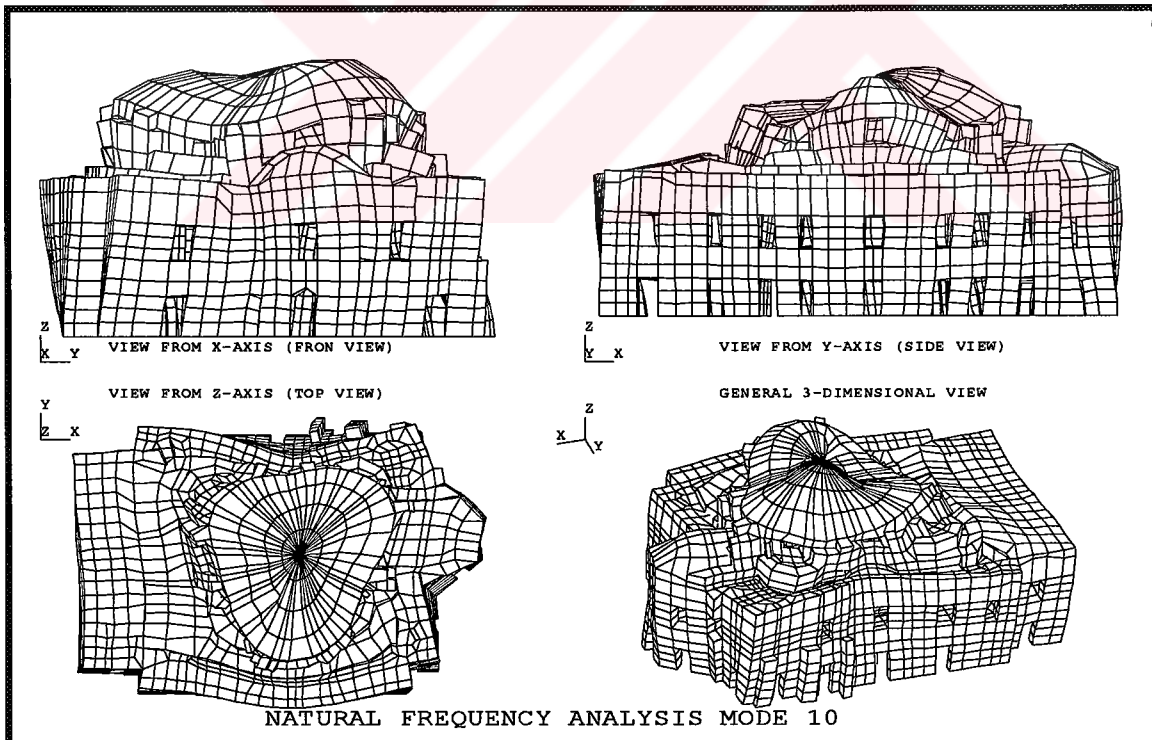
Şekil 9.40. Yedinci Mod Şekli



Şekil 9.41. Sekizinci Mod Şekli



Şekil 9.42. Dokuzuncu Mod Şekli



Şekil 9.43. Onuncu Mod Şekli

Çizelge 9.8. Modal Frekanslar ve Kütle Katılımları

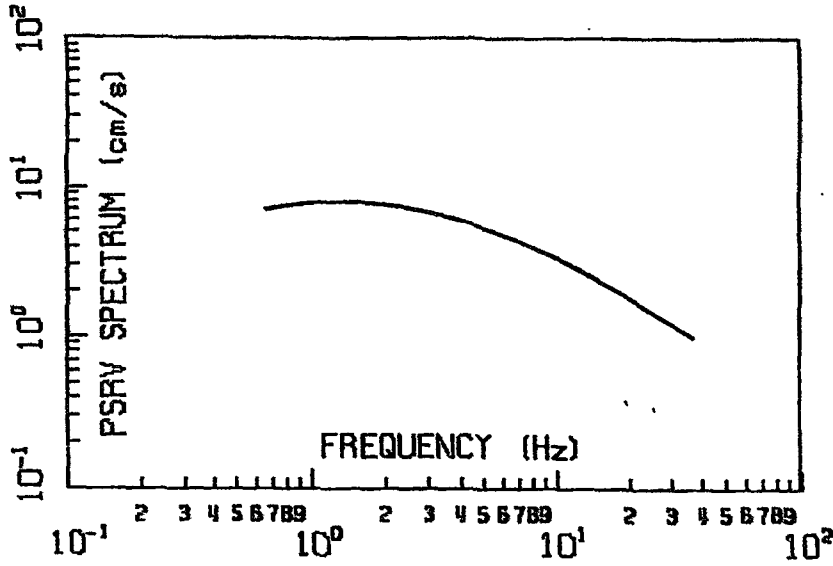
Mod	Özel Değer ( $\omega^2$ )	Frekans (Hz)	Kütle Katılımı (X-%)	Kütle Katılımı (Y-%)	Kütle Katılımı (Z-%)
1	788.81	4.47	0.850	72.10	0.035
2	1047.07	5.15	73.12	72.92	0.063
3	1260.25	5.65	74.05	73.11	0.070
4	1934.44	7.00	74.36	73.23	0.23
5	2310.38	7.65	75.02	73.65	0.28
6	2476.34	7.92	75.55	78.32	5.12
7	2564.66	8.06	75.83	80.60	8.33
8	2752.53	8.35	80.22	80.72	17.54
9	2885.97	8.55	81.14	80.91	29.77
10	3269.21	9.10	81.67	81.00	36.38
11	3714.52	9.70	81.93	81.26	36.92
12	3932.07	9.98	82.00	81.29	41.25
13	3963.65	10.02	82.12	81.36	44.00
14	3987.42	10.05	82.16	81.72	46.21
15	4673.23	10.88	82.30	83.26	46.64
16	4707.66	10.92	82.74	84.27	46.81
17	4872.90	11.11	82.91	84.55	46.92
18	5358.11	11.65	82.96	86.63	47.10
19	5590.54	11.90	83.25	86.63	47.25
20	5703.86	12.02	83.72	86.63	48.33



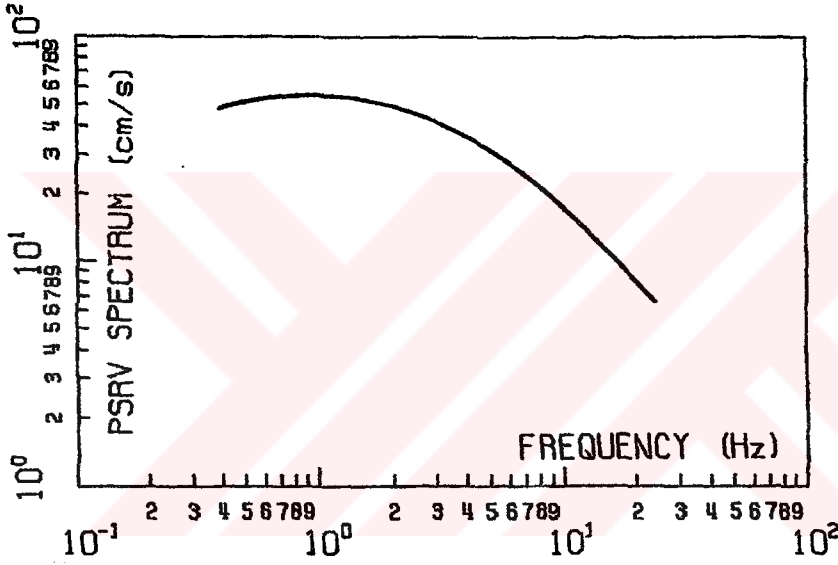
#### 9.8.4. Deprem Analizi

Gelecekte İstanbul' u etkileyecek depremler şehrin yaklaşık 20 km. güneyinden geçen ve Kuzey Anadolu Fay Hattı' nın bir bölümünü oluşturan Marmara Denizi' ndeki graben sisteminden kaynaklanacaktır. Aletsel büyüklüğü  $M_s=7$  olan bu depremin ortalama her 100 yılda bir meydana gelme ihtimali bulunmaktadır (Ansal,1991; Tezcan'1996). Sonlu eleman modelinde sağladığımız gelişmeler ve K. Ayasofya' nın malzeme özellikleri ile ilgili edindiğimiz bilgiler ışığında modelin 5 ve 7 magnitudündeki deprem altında davranışı araştırılmış, yüksek çekme ve basınç kuvvetlerine maruz kalabilecek bölgeler belirlenmiştir. Söz konusu depremin camide yaratacağı pik ivme depremin 20 km. uzaktan geçen fay hattında oluşabileceği dikkate alınarak verilen kaynaktan 0.4g olarak belirlenmiştir (Ayasofya 3. Tespit Raporu'1991, Aydan'1997) . Aynı zamanda yapıya aletsel büyüklüğü  $M_s=5$  olan ve olma sıklığı daha yüksek olan bir deprem kuvveti de uygulanmıştır. Hatırlanacağı gibi bir yapının, yer hareketi etkisindeki dinamik davranışı;  $[M]\{\ddot{y}\} + [C]\{\dot{y}\} + [K]\{y\} = [M]\{\ddot{x}_g\}$  denklemiyle ifade edilmişti. Burada verilen  $[M]$ ,  $[C]$  ve  $[K]$  yapının kütle, sönüm ve rijitlik matrisleri,  $\{\ddot{y}\}$ ,  $\{\dot{y}\}$  ve  $\{y\}$  sırasıyla yapının ivme, hız ve deplasman vektörleri,  $\{\ddot{x}_g\}$  de yer ivmesi vektörüdür. Bu denklem sistemi, davranış spektrumundan her bir mod için elde edilen değerlerin süperpozisyonu ile çözülür. Yer ivmesi yapıya, sayısallaştırılmış davranış spektrumu şekline getirilerek uygulanır. Bu değerler yapıya X, Y ve Z doğrultularında etki ettirilmektedir. En büyük deplasman ve gerilmeleri bulmak için, aranan değer belirli bir yönde her bir mod için hesaplanır. Daha sonra bu değerler CQC (Complete Quadratic Combination) yada SRSS (Square Root of the Sum of the Squares) yöntemiyle birleştirilir.

Benzeşimi yapılan depremlerin psüdo hız spektrumu Şekil 9.44a,b' de verilmiştir. İvme yada hız davranış spektrumları Katayama Metodu, Benzeşim yolu gibi yöntemlerle belirlenebilmektedir (Tezcan ve Diğerleri). Belirlenen spektral genlikler, en büyük yatay deprem hareketi bileşenine ait olduğundan, ivmeye çevrildikten sonra, ATC-03-6(1978) şartnamesindeki esaslar kullanılarak, spektral genliklerin %71' i doğu-batı yönünde, %71' i kuzey-güney yönünde, %66' sı da düşey yönde yapıya etkilmiştir. Yapısal sönüm %5 olarak kabul edilmiştir.



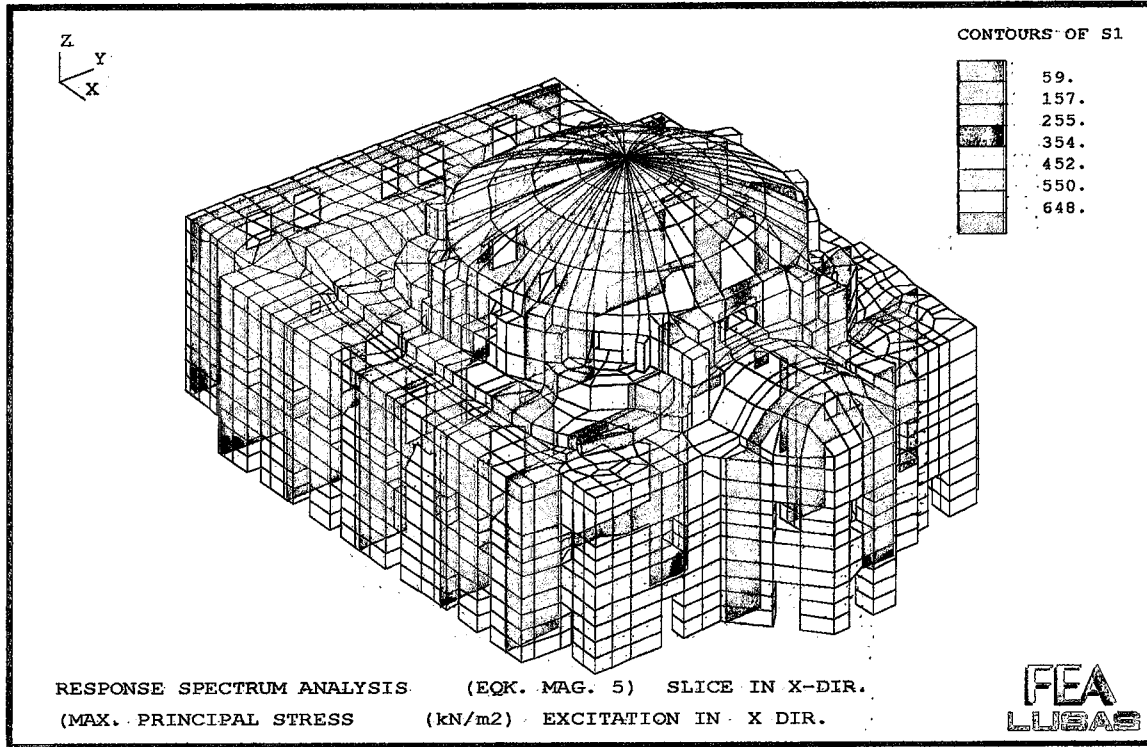
Şekil 9.44a. Benzeşimi Yapılan  $M_s=5$  Büyüklüğündeki Bir Psüdo Relatif Hız Spektrumu



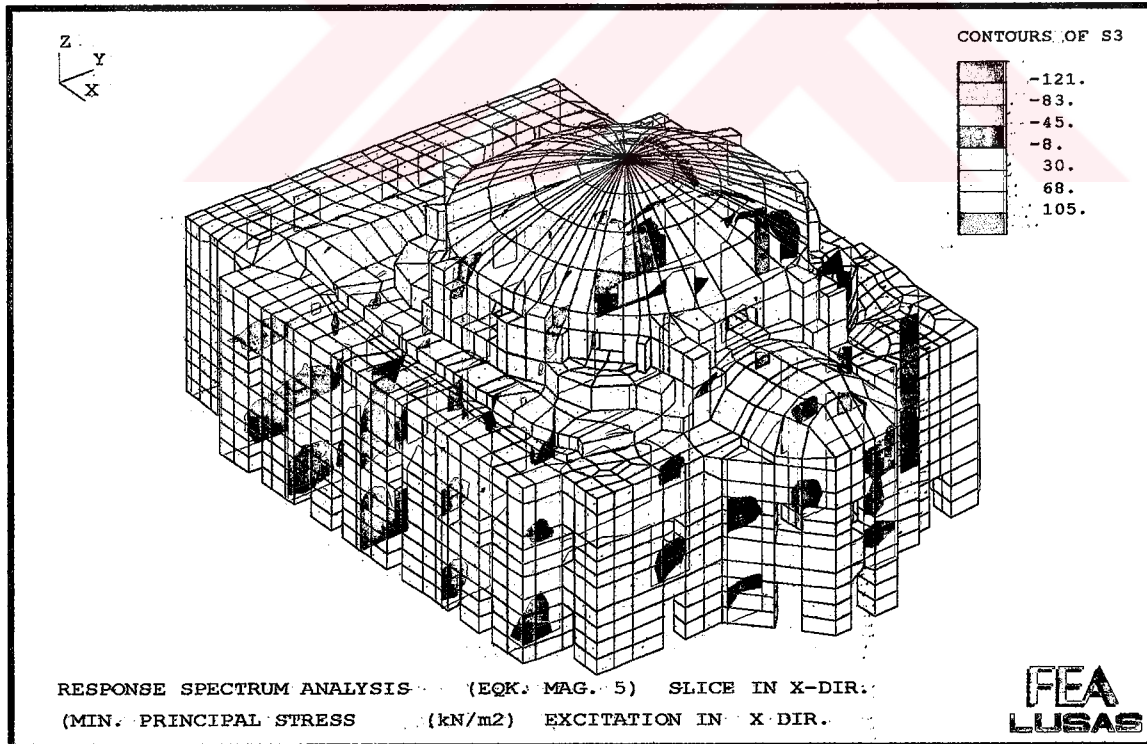
Şekil 9.44b. Benzeşimi Yapılan  $M_s=7$  Büyüklüğündeki Bir Psüdo Relatif Hız Spektrumu

Olması muhtemel olan bu depremlerin yapıda çeşitli hasarlara yol açabileceğini söylemek mümkündür. Burada ele alınan 5 büyüklüğündeki bir deprem çok büyük olmamasına rağmen, olma ihtimali yüksek olduğundan inceleme gereği duyulmuştur. 7 büyüklüğündeki deprem Türkiye şartlarına göre daha yüksek büyüklükteki bir deprem olduğundan yada yıkıcı etkisi yüksek olduğundan daha detaylı incelenmesi gerekmektedir. 1.derece deprem bölgesi olan İstanbul'da pik ivme değerinin 0.4g olması ihtimali çok yüksek bir orandır.

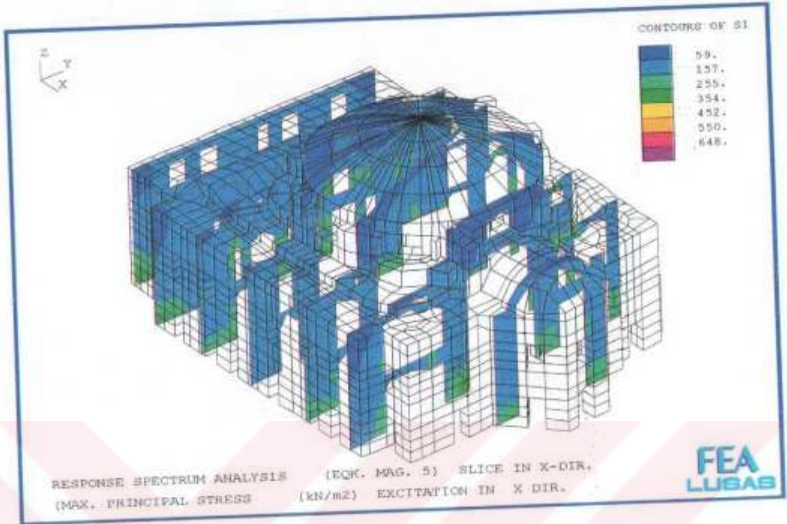
Aşağıdaki şekillerde sırasıyla  $M_s=5$  ve  $M_s=7$  büyüklüğünde ve X, Y ve Z doğrultularındaki depremlerin camide yaratacağı gerilmeler yer almaktadır. X doğrultusunda etkiyen depremin yaratacağı gerilme diyagramları şu şekilde olacaktır:



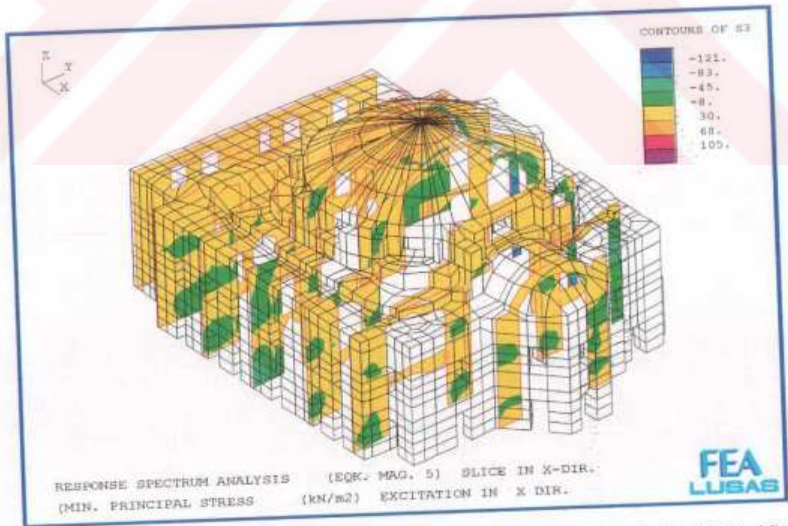
Şekil 9.45- 5 Büyüklüğündeki Deprem Sonucunda Yapıda Oluşan Max. Gerilme(X Kesiti)



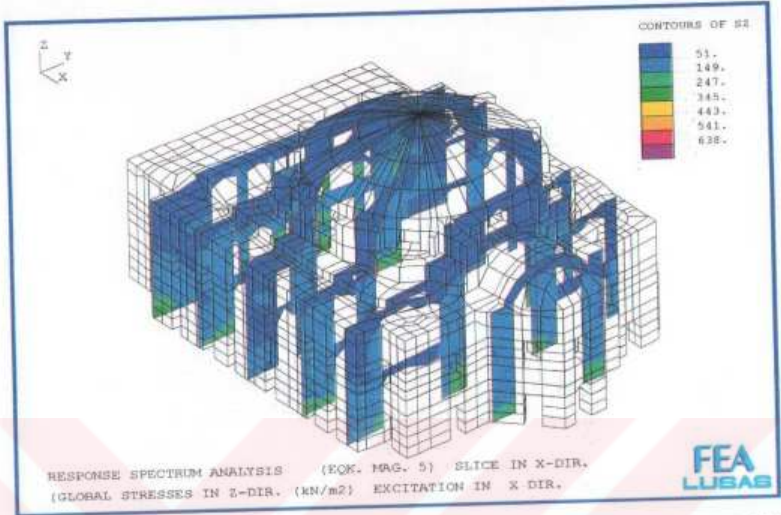
Şekil 9.46- 5 Büyüklüğündeki Deprem Sonucunda Yapıda Oluşan min. Gerilme(X Kesiti)



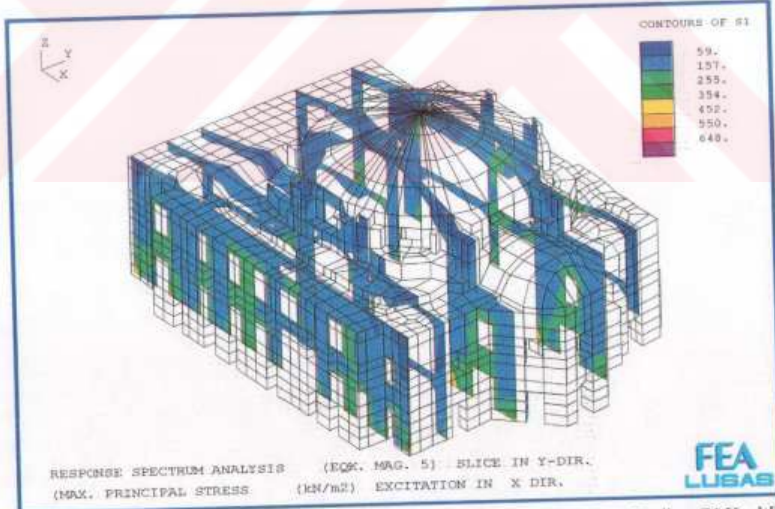
Şekil 9.45: 5 Büyüklüğündeki Deprem Sonucunda Yapıda Oluşan Max. Gerilme(X Kesiti)



Şekil 9.46: 5 Büyüklüğündeki Deprem Sonucunda Yapıda Oluşan min.Gerilme(X Kesiti)



Şekil 9.47. 5 Büyüklüğündeki Depremde Yapının z Doğrultusundaki Gerilmesi (X Kesiti)



Şekil 9.48. 5 Büyüklüğündeki Deprem Sonucunda Yapıda Oluşan max. Gerilme(Y Kesiti)

Yukarıdaki şekillerde de görüldüğü gibi Ms=5 büyüklüğündeki ve X doğrultusunda etkiyen bir depremin yapıda oluşturduğu gerilme değerleri max. Gerilme  $59 \text{ kN/m}^2$ - $648 \text{ kN/m}^2$  arasında, minimum Gerilme  $-121 \text{ kN/m}^2$  ile  $648 \text{ kN/m}^2$  arasında, z doğrultusundaki gerilme ise  $51 \text{ kN/m}^2$ - $638 \text{ kN/m}^2$  arasında değişmektedir. Aşağıda hesap çıktılarının bir bölümünde yapı elemanlarında oluşan gerilmeler yer almaktadır.

RESPONSE SPECTRUM RESULTS ONLY (MAG 5) (+X)

LINEAR/DYNAMIC ANALYSIS

Current Selected Load ID = 101

Averaged Stress Components In Global Axes

Node	SX	SY	SZ	SXY	SYZ	SZX
Max.	325.5	245.9	481.3	88.39	81.44	118.0
Node	7716	7716	1264	8598	8559	1424
Min.	3.164	2.136	10.27	0.6535E-10	2.978	3.023
Node	8578	1489	9479	1424	7596	1117

Max Principal Value 0.4859E+03 at Node 1264  
 Min Principal Value -0.4990E+02 at Node 1424  
 Max Equivalent Value 0.3871E+03 at Node 1187  
 Min Equivalent Value 0.4032E+02 at Node 8586

LINEAR/DYNAMIC ANALYSIS

Current Selected Load ID = 101

Averaged Stress Components In Global Axes

Node	SX	SY	SZ	SXY	SYZ	SZX
Max.	347.1	293.0	329.8	85.07	66.45	81.02
Node	18069	18069	8543	8571	19779	8543
Min.	3.027	2.166	8.433	0.4617	1.853	2.117
Node	12837	12674	19787	12547	12838	16937

Max Principal Value 0.3854E+03 at Node 18069  
 Min Principal Value -0.5881E+02 at Node 8571  
 Max Equivalent Value 0.3095E+03 at Node 7600  
 Min Equivalent Value 0.3804E+02 at Node 12608

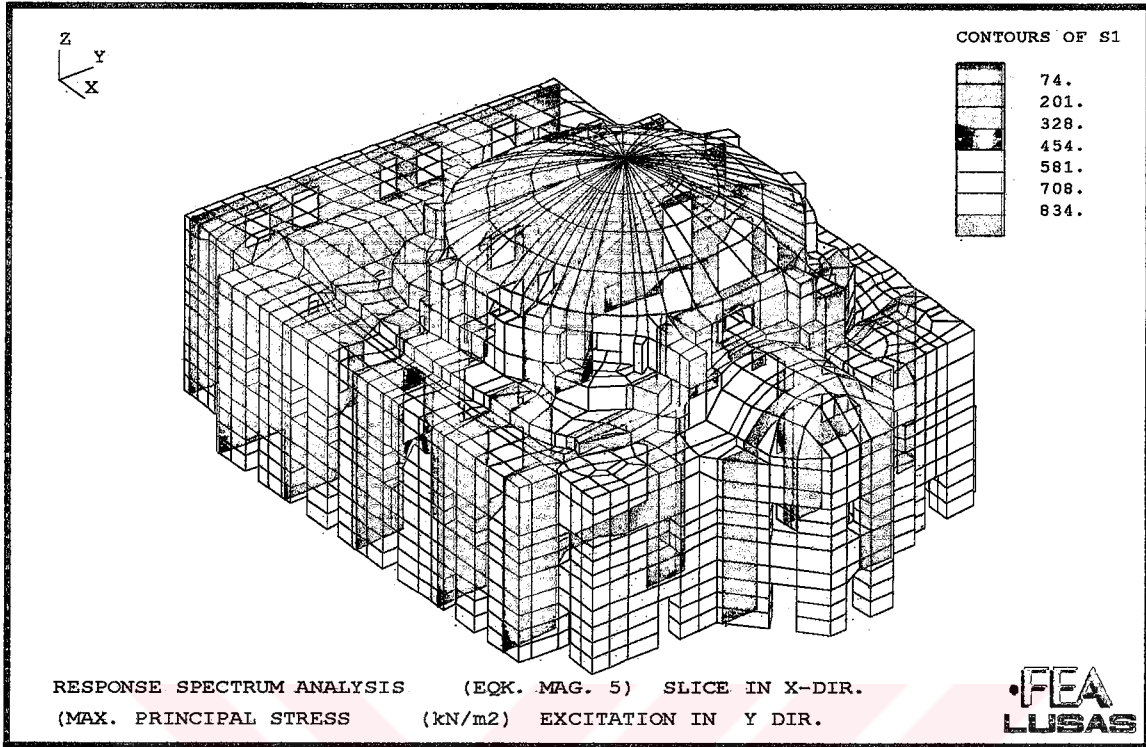
LINEAR/DYNAMIC ANALYSIS

Current Selected Load ID = 101

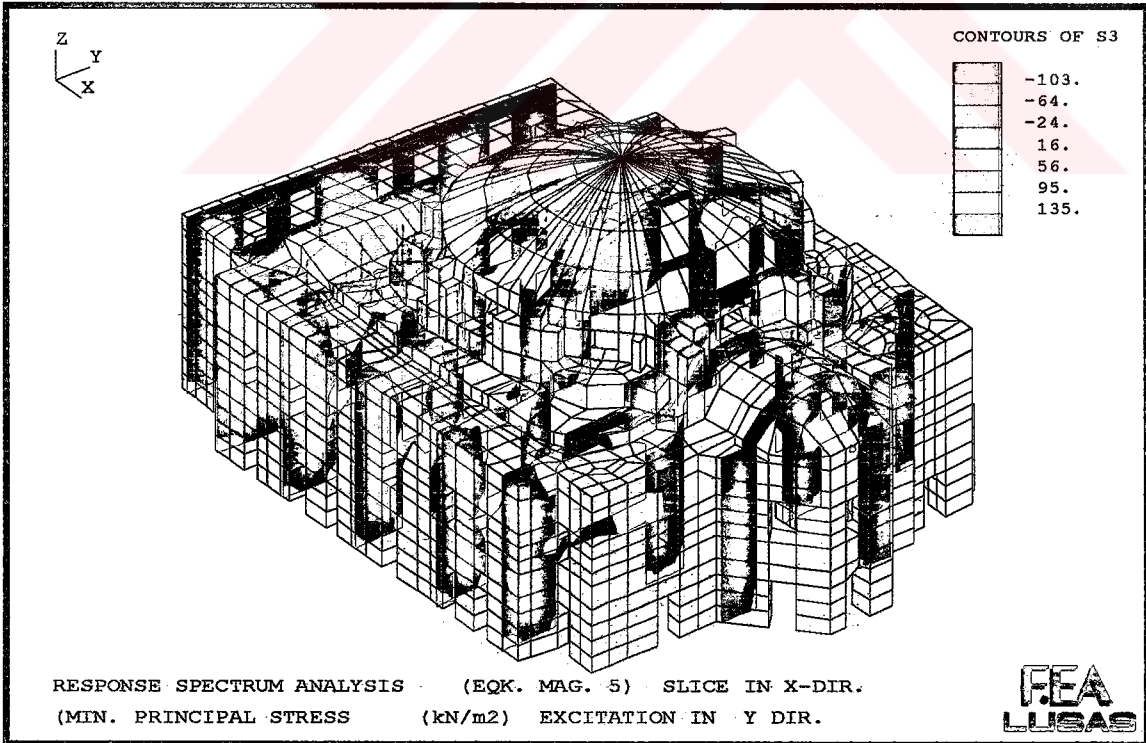
Averaged Stress Components In Global Axes

Node	SX	SY	SZ	SXY	SYZ	SZX
Max.	323.9	194.9	687.3	70.25	65.38	129.5
Node	7649	9675	1780	6583	9660	1837
Min.	3.523	1.889	10.91	0.9841E-10	2.516	2.062
Node	6666	8754	9651	2050	7905	8725

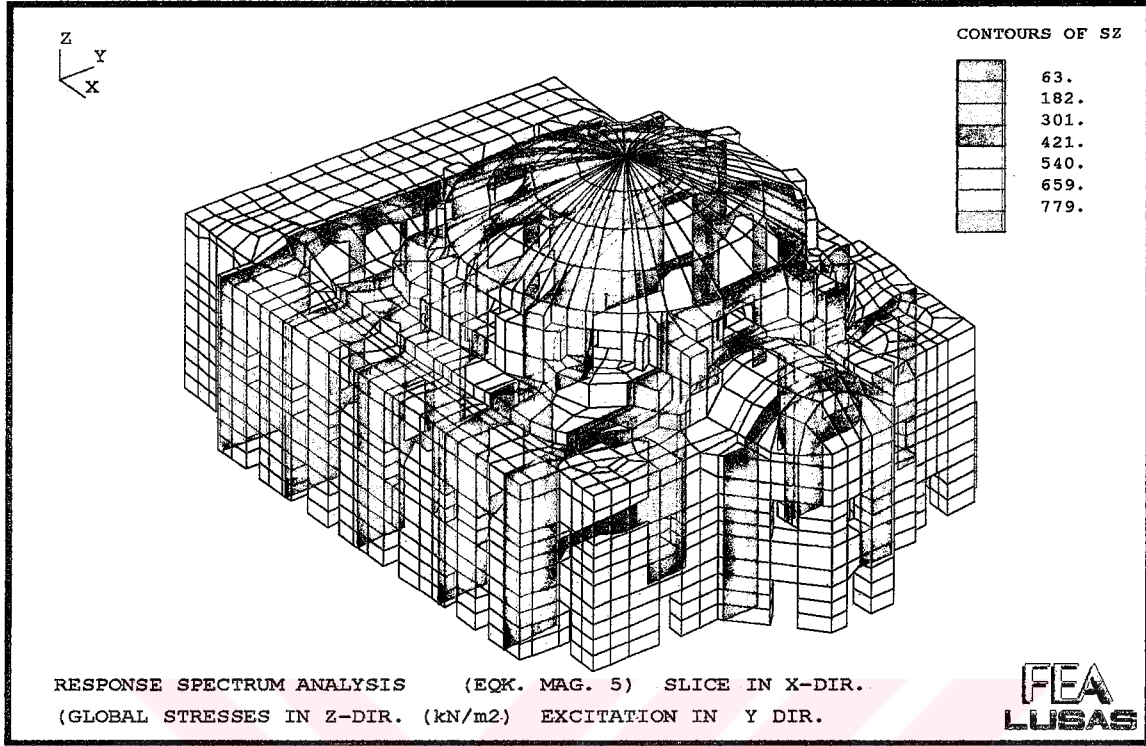
Max Principal Value 0.6969E+03 at Node 1780  
 Min Principal Value -0.7111E+02 at Node 1836  
 Max Equivalent Value 0.5830E+03 at Node 1780  
 Min Equivalent Value 0.3273E+02 at Node 8699



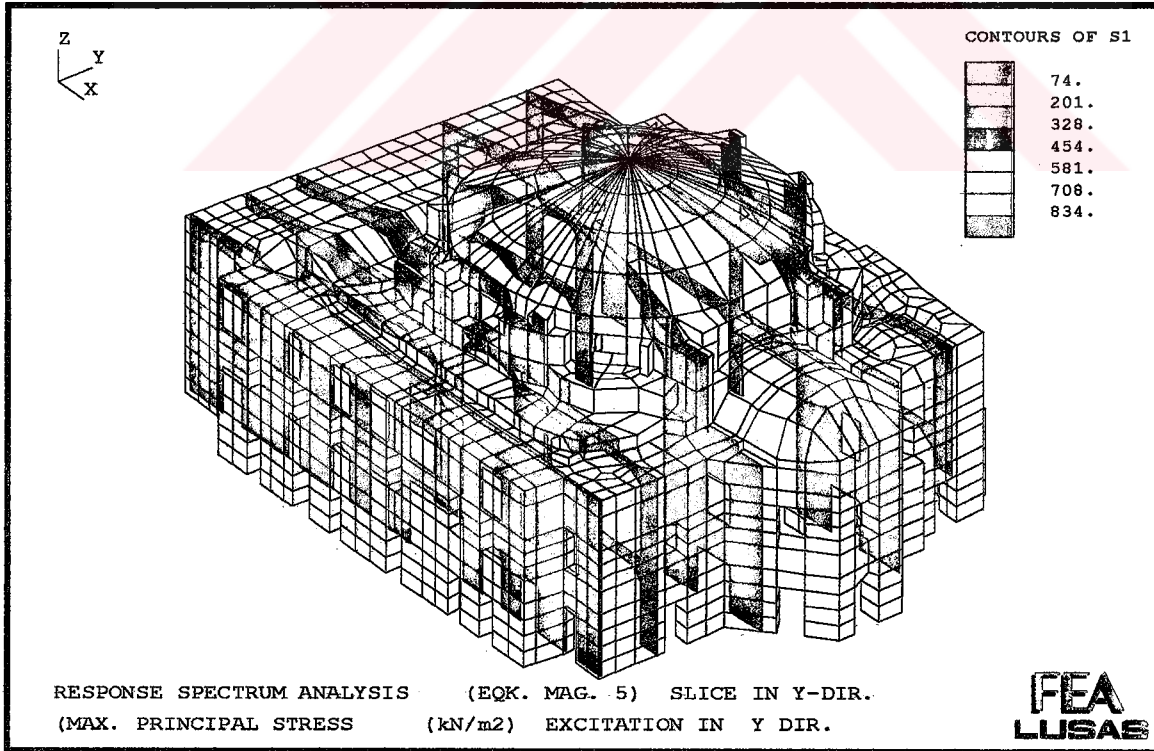
Şekil 9.49. 5 Büyüklüğündeki Depremin Yapıda Oluşturduğu max. Gerilmeler (Y Doğr.)



Şekil 9.50. 5 Büyüklüğündeki Depremin Yapıda Oluşturduğu min. Gerilmeler (Y Doğr.)



Şekil 9.51. 5 Büyüklüğündeki Depremin Yapının z Dorultusunda Oluşturduğu Gerilmeler



Şekil 9.52. 5 Büyüklüğündeki Bir Depremin Yapıda Oluşturduğu max. Gerilmeler (YDoğ.)



Y doğrultusundaki depremin yapı elemanlarında oluşturduğu gerilmelerin bir kısmı aşağıda verilmiştir.

RESPONSE SPECTRUM RESULTS ONLY (MAG 5) (+Y)

LINEAR/DYNAMIC ANALYSIS

Current Selected Load ID = 102

Averaged Stress Components In Global Axes

Node	SX	SY	SZ	SXY	SYZ	SZX
Max.	347.0	577.7	838.4	112.5	200.0	90.90
Node	6565	8543	1424	6451	1424	9542
Min.	2.075	2.478	6.460	0.1244E-09	1.603	1.530
Node	1451	1451	9454	1424	8608	8624

Max Principal Value	0.8976E+03	at Node	1424
Min Principal Value	-0.5679E+02	at Node	7708
Max Equivalent Value	0.7194E+03	at Node	1424
Min Equivalent Value	0.4945E+02	at Node	1034

LINEAR/DYNAMIC ANALYSIS

Current Selected Load ID = 102

Averaged Stress Components In Global Axes

Node	SX	SY	SZ	SXY	SYZ	SZX
Max.	285.7	416.3	629.2	103.6	165.2	107.2
Node	8648	8571	8647	19777	8571	19843
Min.	1.957	1.878	8.570	0.3008	3.569	2.556
Node	8624	12674	18063	12838	19794	19753

Max Principal Value	0.6536E+03	at Node	8647
Min Principal Value	-0.7156E+02	at Node	12681
Max Equivalent Value	0.4853E+03	at Node	8647
Min Equivalent Value	0.3345E+02	at Node	18986

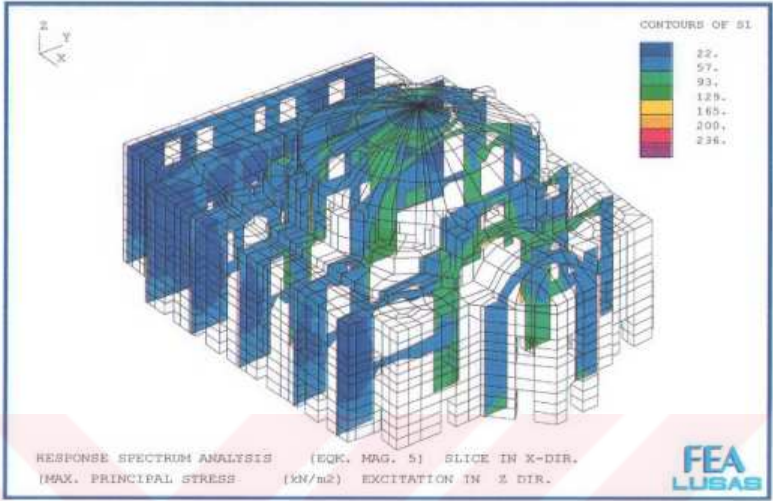
LINEAR/DYNAMIC ANALYSIS

Current Selected Load ID = 102

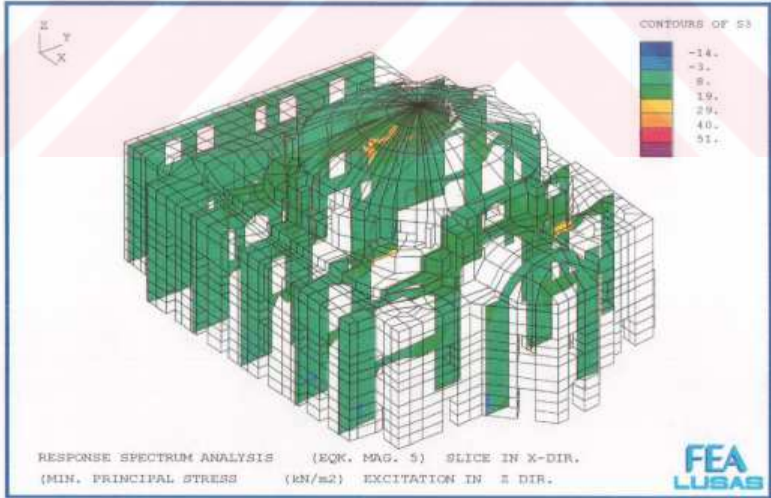
Averaged Stress Components In Global Axes

Node	SX	SY	SZ	SXY	SYZ	SZX
Max.	406.5	434.9	783.1	79.67	188.9	91.88
Node	6583	7649	2050	8719	2050	9560
Min.	4.861	2.556	12.30	0.3375E-10	2.694	2.083
Node	1973	1763	8663	2050	8727	8767

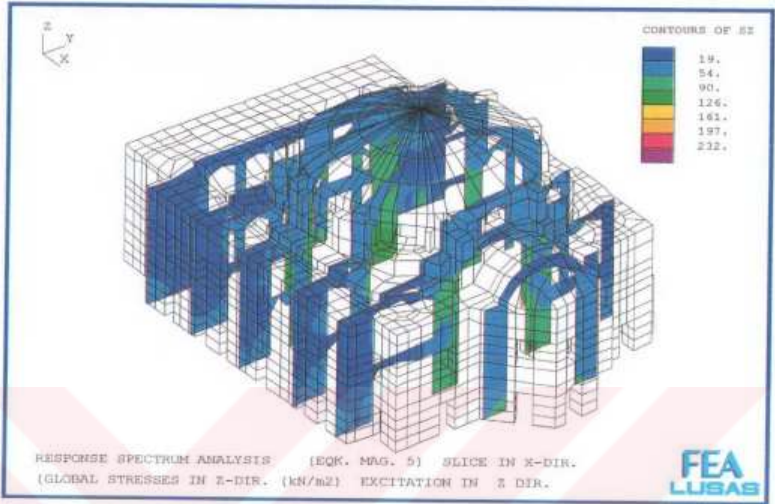
Max Principal Value	0.8394E+03	at Node	2050
Min Principal Value	-0.6141E+02	at Node	7662
Max Equivalent Value	0.6736E+03	at Node	2050
Min Equivalent Value	0.3739E+02	at Node	5666



Şekil 9.53. 5 Büyüklüğündeki Deprem'in Yapıda Oluşturduğu max. Gerilmeler (Z Doğr.)



Şekil 9.54. 5 Büyüklüğündeki Deprem'in Yapıda Oluşturduğu min. Gerilmeler (Z Doğr.)



Şekil 9.55. 5 Büyüklüğündeki Deprem'in Yapıda Oluşturduğu Ort. Gerilmeler (Z Doğr.)

5 Büyüklüğündeki depremin yapının Z doğrultusunda etkimesi durumunda oluşan gerilme diyagramları yukarıdaki şekillerde verilmiştir. Yapılan hesap sonucunda diğer bazı elemanlardaki gerilme sonuçları da aşağıda verilmiştir.

RESPONSE SPECTRUM RESULTS ONLY (MAG 5) (+Z)

LINEAR/DYNAMIC ANALYSIS

Current Selected Load ID = 103

Averaged Stress Components In Global Axes

Node	SX	SY	SZ	SXY	SYZ	SZX
Max.	76.77	61.65	131.3	23.37	19.85	21.13
Node	7716	9454	1118	9451	1424	1424
Min.	1.951	1.528	5.173	0.1606E-10	1.535	1.414
Node	1230	1416	9454	1424	9469	9469

Max Principal Value	0.1326E+03	at Node	1118
Min Principal Value	-0.6956E+00	at Node	1230
Max Equivalent Value	0.1103E+03	at Node	1133
Min Equivalent Value	0.1616E+02	at Node	9469

## LINEAR/DYNAMIC ANALYSIS

Node	SX	SY	SZ	SXY	SYZ	SZX
Max.	173.8	66.59	171.3	46.18	23.14	31.80
Node	18069	19772	17951	19772	19779	19843
Min.	1.726	1.511	8.580	0.1535	1.507	2.005
Node	8640	12674	19791	12838	12542	12629

Max Principal Value	0.1784E+03	at Node	18069
Min Principal Value	-0.2805E+01	at Node	18990
Max Equivalent Value	0.1495E+03	at Node	17951
Min Equivalent Value	0.2472E+02	at Node	16901

Yukarıda Ms=5 büyüklüğündeki depremin her üç doğrultuda etkimesi durumunda camide oluşan gerilme diyagramları ile bazı elemanlardaki gerilme hesap sonuçları verilmiştir. Bu verilerden faydalanarak aşağıda bu deprem büyüklüğüne ait sonuç gerilmeler özet halinde verilmiştir. Konunun sonucunda yapının bütünü üzerinde gerilmeler ve sonucu hakkında yorumlar yapılacaktır.

Deprem Etkime Doğrultusu: +X

max. çekme gerilmesi : 59 kN/m<sup>2</sup> – 648 kN/m<sup>2</sup>  
 max. basınç gerilmesi : -8 kN/m<sup>2</sup> \_ -121 kN/m<sup>2</sup>  
 Sz gerilmesi : 51 kN/m<sup>2</sup> – 638 kN/m<sup>2</sup>

Deprem Etkime Doğrultusu: +Y

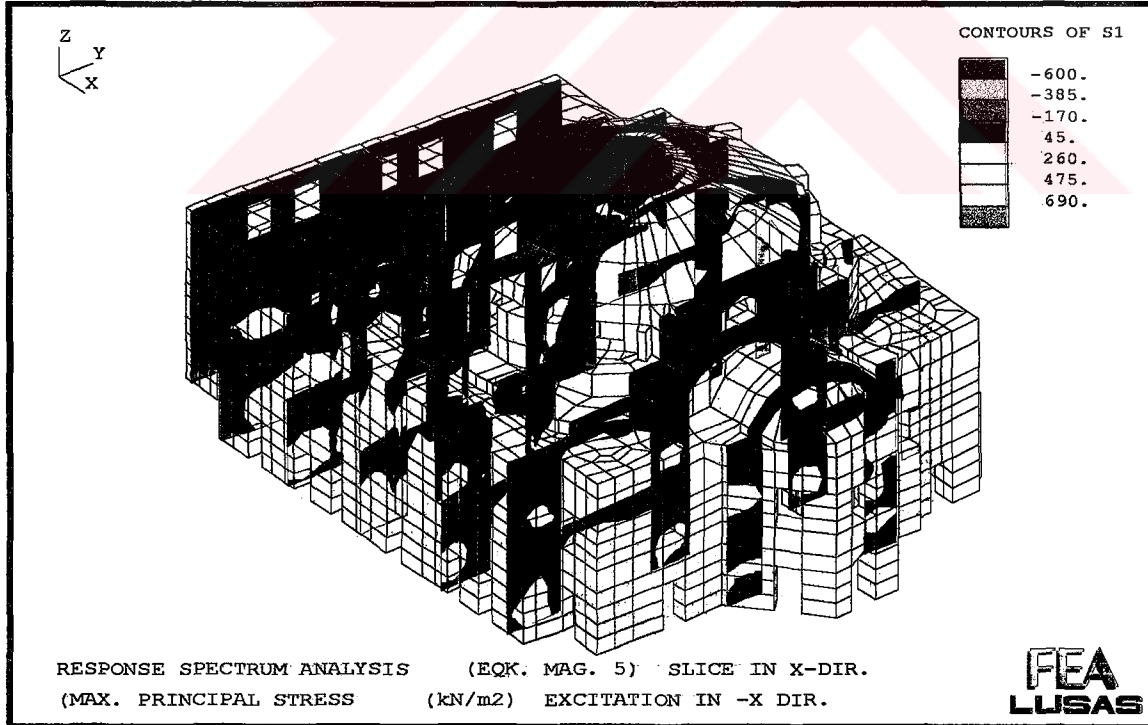
max. çekme gerilmesi : 74 kN/m<sup>2</sup> – 834 kN/m<sup>2</sup>  
 max. basınç gerilmesi : -24 kN/m<sup>2</sup> \_ -103 kN/m<sup>2</sup>  
 Sz gerilmesi : 63 kN/m<sup>2</sup> – 779 kN/m<sup>2</sup>

Deprem Etkime Doğrultusu: +Z

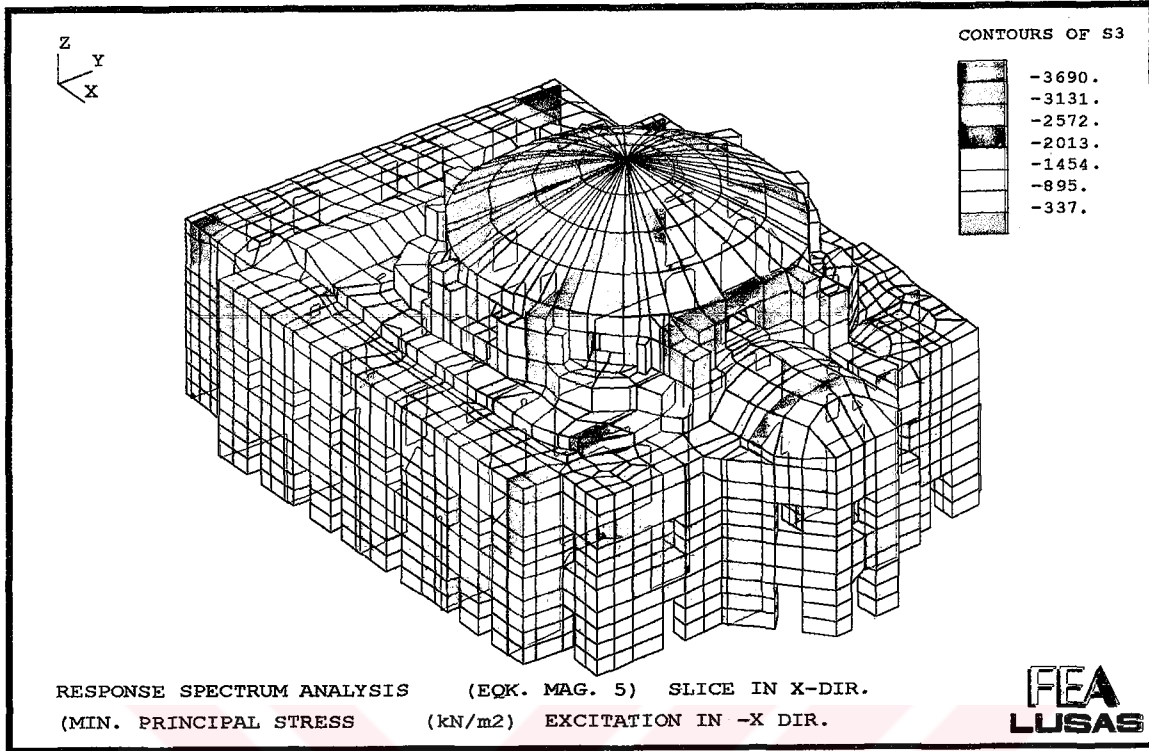
max. çekme gerilmesi : 22 kN/m<sup>2</sup> – 236 kN/m<sup>2</sup>  
 max. basınç gerilmesi : -3 kN/m<sup>2</sup> \_ -14 kN/m<sup>2</sup>  
 Sz gerilmesi : 19 kN/m<sup>2</sup> – 232 kN/m<sup>2</sup>

Her üç doğrultuda etkiyen bu depremin yapıya geliş doğrultusu pozitif olarak verilmiştir. Betonarme yapılarda bilindiği gibi depremin diğer yönde etkimesi durumunda gerilmeler ve momentleri ters işaretli almak mümkün olmakta, dolayısı ile işletme yükleri ile deprem yüklerini süperpoze etmek son derece kolay olmaktadır. Bölüm 3.1’de yük-deplasman eğrisiyle verilen deney sonuçlarına göre, yığma duvarların yatay tersinir yük durumundaki deplasman diyagramı normal yatay yükleme diyagramına göre simetrik olmaktadır. Diyagram ve hesap çıktılarından da görüleceği gibi depremin (-) etkimesi durumunda gerilmelerde işaret değiştirmektedir.

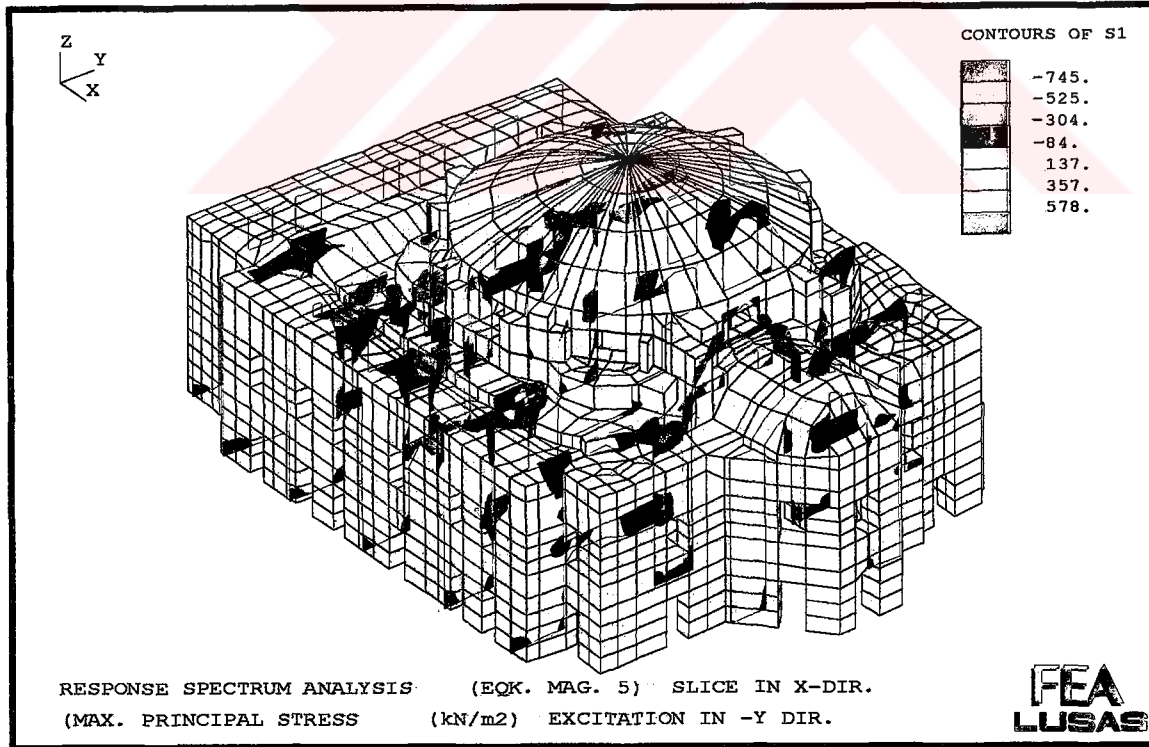
Yapının statik yükleri incelendiğinde, bu yüklerin yapıda herhangi bir tahribata neden olmadığı görülmektedir. Benzer şekilde yalnız deprem yükünde yapıda tahribata neden olmamaktadır. Ancak işletme yükleri ile deprem yüklerinin süperpozisyonu sonucunda oluşan gerilmeler asıl olarak incelenmelidir. Aşağıda 5 büyüklüğündeki depremin negatif doğrultuda etkimesi durumunda oluşan gerilmeler yer almaktadır. Bunun hemen bitiminde 5 ve 7 büyüklüğündeki depremlerin işletme yükleri ile süperpozisyonu sonucunda oluşan gerilmeler yer almaktadır.



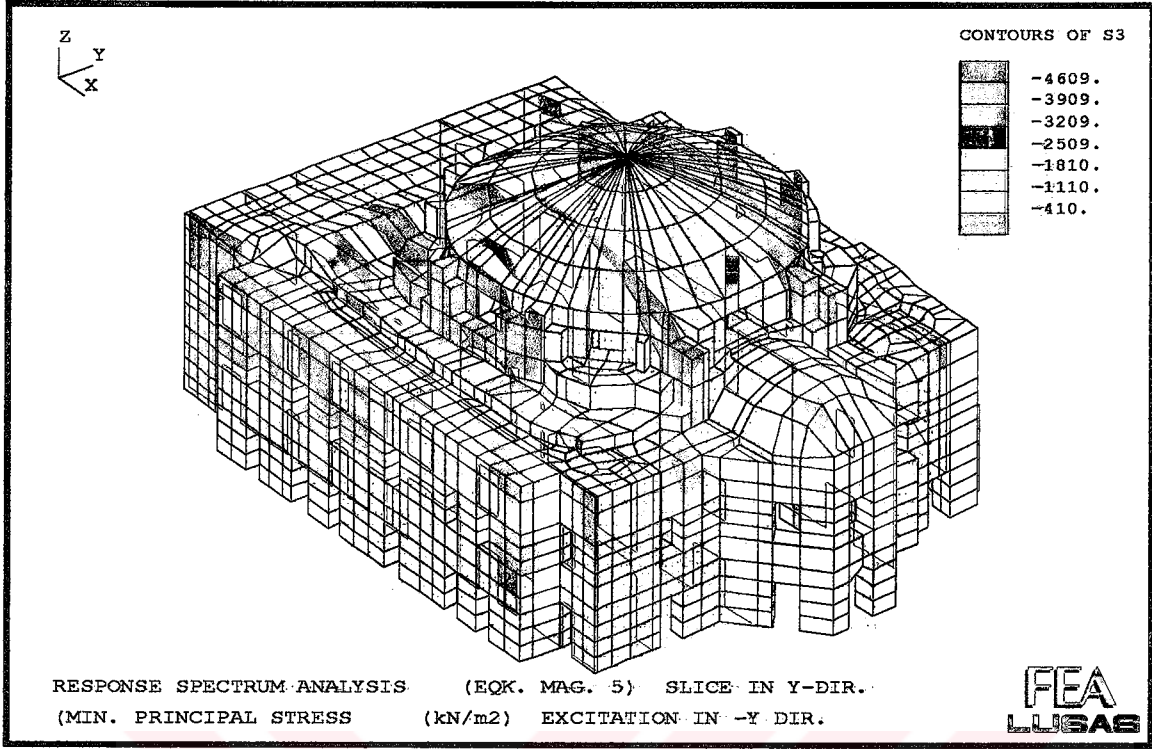
Şekil 9.56. 5-Büyüklüğündeki Depremin Yapıda Oluşturduğu max. Gerilmeler (-X-Doğr.)



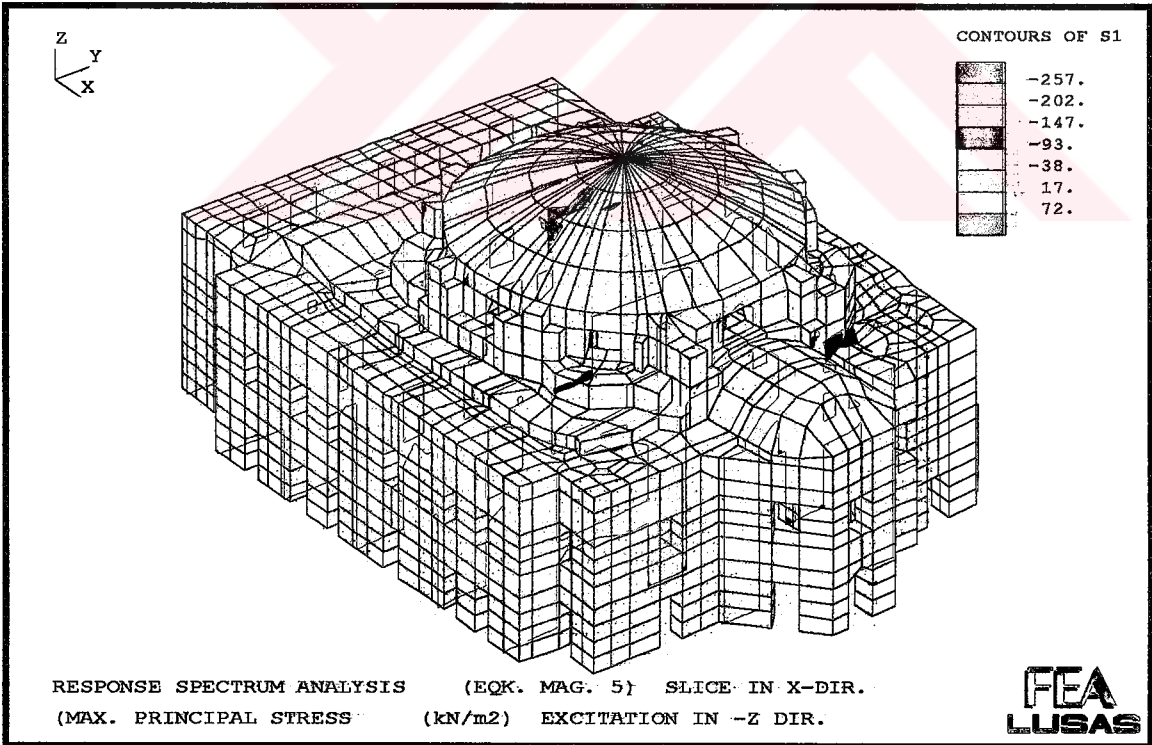
Şekil 9.57. 5-Büyükliğünde Depremi Yapıda Oluşturduğu min. Geilmeler (-X Doğr.)



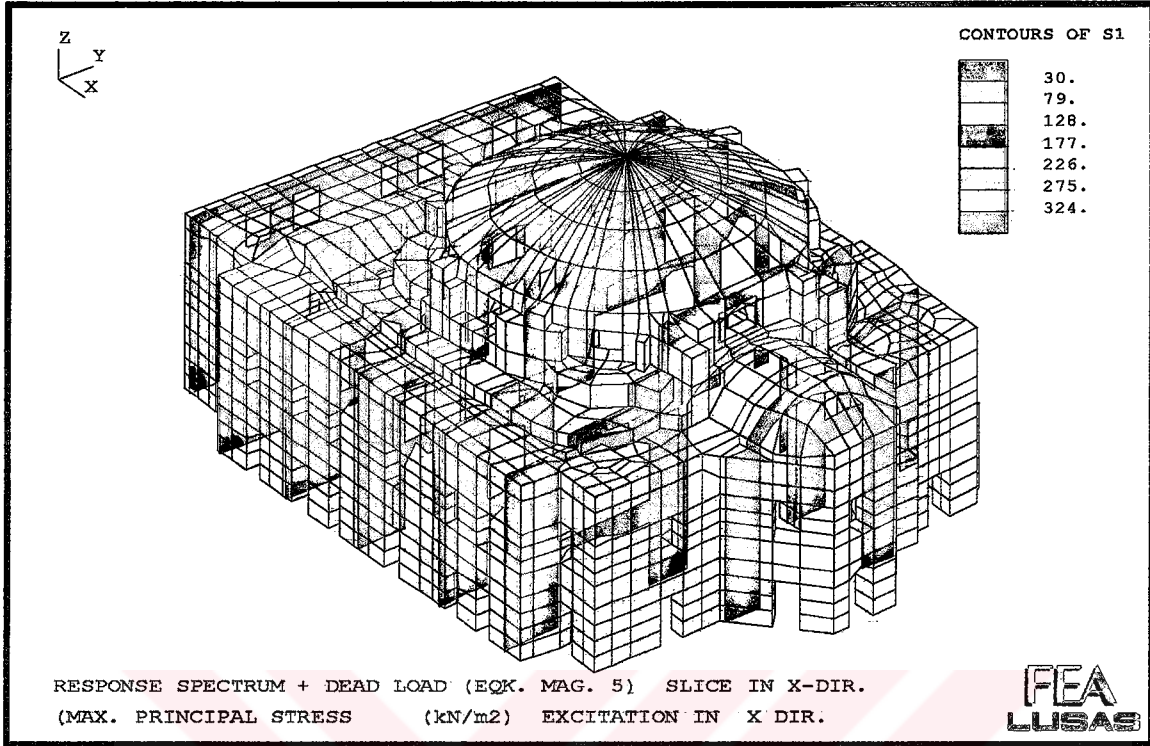
Şekil 9.58. 5-Büyükliğündeki Depremi Yapıda Oluşturduğu max. Gerilmeler (-Y Doğr.)



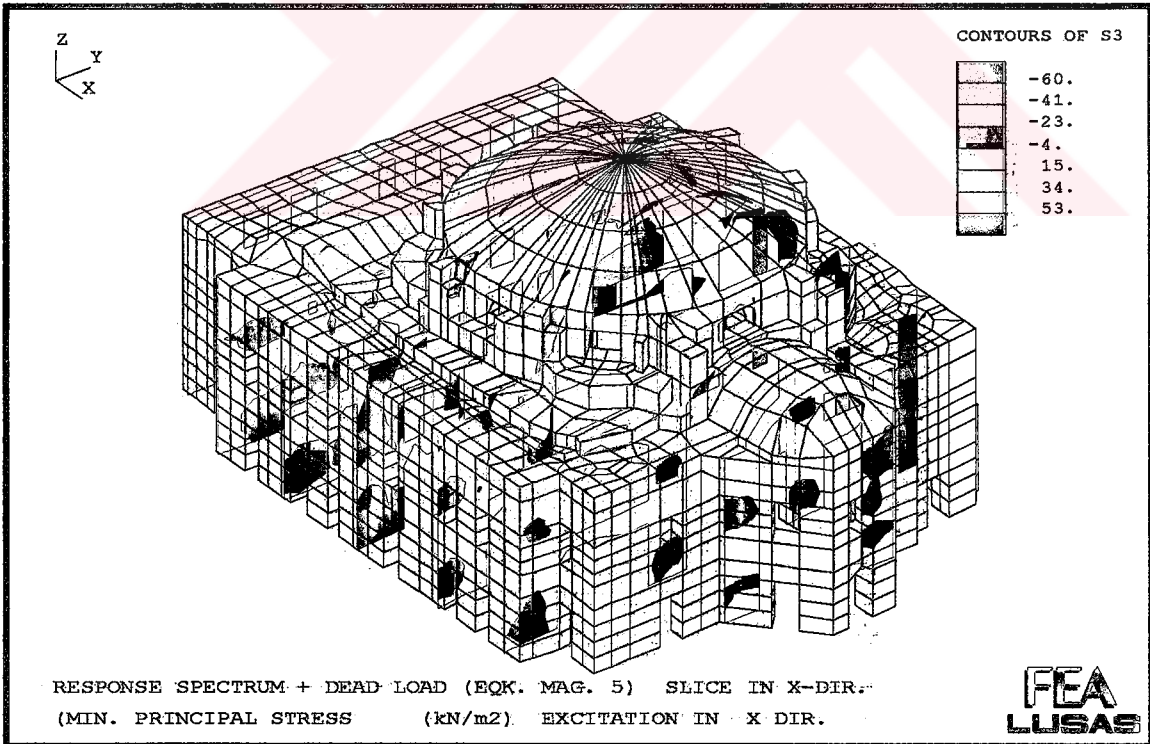
Şekil 9.59. 5-Büyükliğindeki Depremın Yapıda Oluşturduğu min. Gerilmeler (-Y Doğr.)



Şekil 9.60. 5-Büyükliğindeki Depremın Yapıda Oluşturduğu max. Gerilmeler (-Z Doğr.)

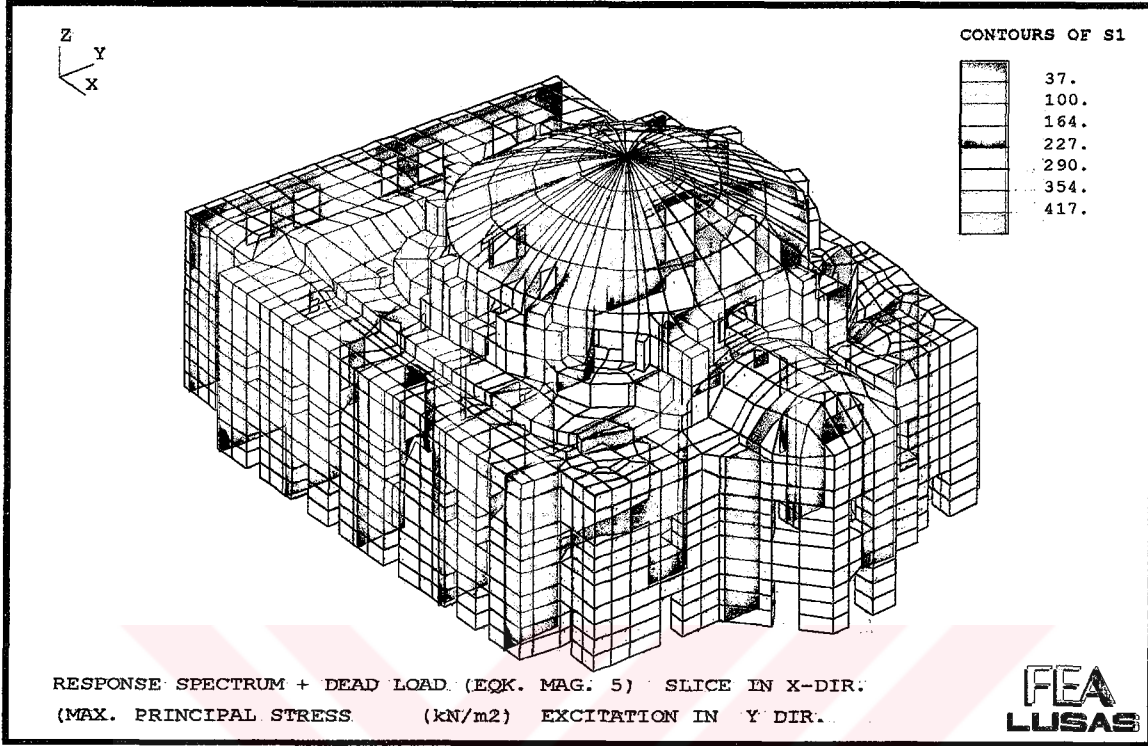


Şekil 9.61. Zati+5 Büyüklüğündeki Depremden Yapıda Oluşan max. Gerilmeler(+X Doğr)

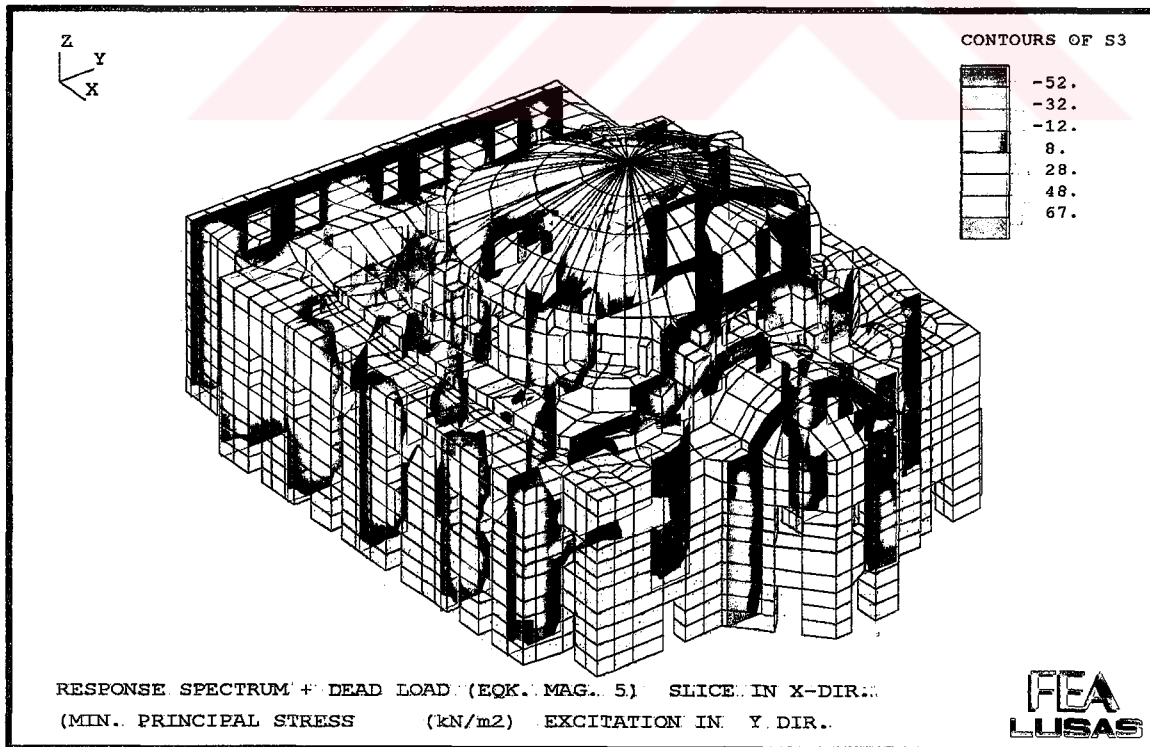


Şekil 9.62. Zati+5 Büyüklüğündeki Depremden Yapıda Oluşan min. Gerilmeler(+X Doğr)

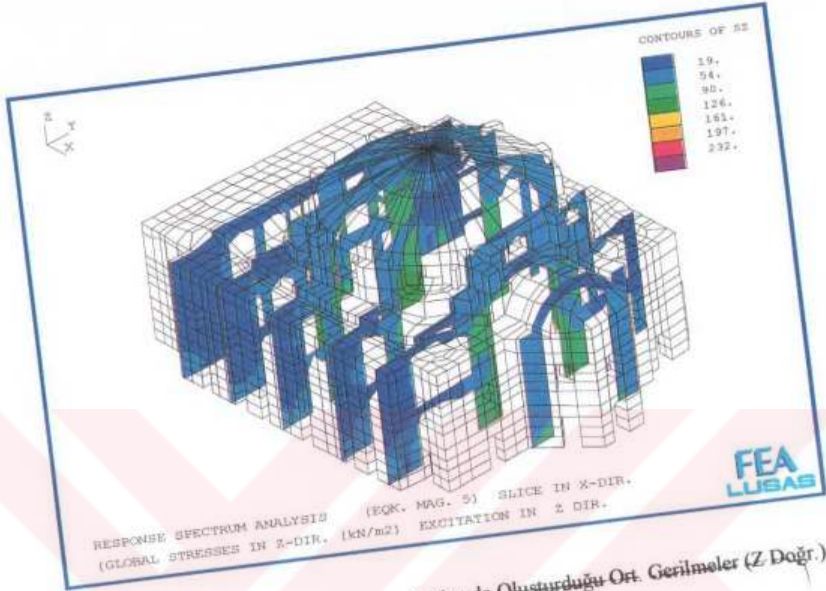




Şekil 9.63. Zati+5 Büyüklüğündeki Depremden Yapıda Oluşan max. Gerilmeler(+Y Doğr.)



Şekil 9.64. Zati+5 Büyüklüğündeki Depremden Yapıda Oluşan min. Gerilmeler(+Y Doğr.)



Şekil 9.55. 5 Büyüklüğündeki Depremın Yapıda Oluşturduğu Ort. Gerilmeler (Z Doğr.)

5 Büyüklüğündeki depremin yapının Z doğrultusunda etkimesi durumunda oluşan gerilme diyagramları yukarıdaki şekillerde verilmiştir. Yapılan hesap sonucunda diğer bazı elemanlardaki gerilme sonuçları da aşağıda verilmiştir.

RESPONSE SPECTRUM RESULTS ONLY (MAG 5) (+Z)

LINEAR/DYNAMIC ANALYSIS

Current Selected Load ID	=		103					
Averaged Stress Components	In Global Axes		SZ	SXY	SYZ	SXZ		
Node	SX	SY	131.3	23.37	19.85	21.13		
Max.	76.77	61.65	1118	9451	1424	1424		
Node	7716	9454	5.173	0.1606E-10	1.535	1.414		
Min.	1.951	1.528	9454	1424	9469	9469		
Node	1230	1416						
Max Principal Value	0.1326E+03 at Node		1118		1230			
Min Principal Value	-0.6956E+00 at Node		1133		9469			
Max Equivalent Value	0.1103E+03 at Node							
Min Equivalent Value	0.1616E+02 at Node							

## LINEAR/DYNAMIC ANALYSIS

Current Selected Load ID	=		103			
Averaged Stress Components	In	Global	Axis			
Node	SX	SY	SZ	SXY	SYZ	SZX
Max.	173.8	66.59	171.3	46.18	23.14	31.80
Node	18069	19772	17951	19772	19779	19843
Min.	1.726	1.511	8.580	0.1535	1.507	2.005
Node	8640	12674	19791	12838	12542	12629
Max Principal Value	0.1784E+03 at Node			18069		
Min Principal Value	-0.2805E+01 at Node			18990		
Max Equivalent Value	0.1495E+03 at Node			17951		
Min Equivalent Value	0.2472E+02 at Node			16901		

Yukarıda  $M_s=5$  büyüklüğündeki depremin her üç doğrultuda etkimesi durumunda camide oluşan gerilme diyagramları ile bazı elemanlardaki gerilme hesap sonuçları verilmiştir. Bu verilerden faydalanarak aşağıda bu deprem büyüklüğüne ait sonuç gerilmeler özet halinde verilmiştir. Konunun sonucunda yapının bütünü üzerinde gerilmeler ve sonucu hakkında yorumlar yapılacaktır.

Deprem Etkime Doğrultusu: +X

max. çekme gerilmesi : 59 kN/m<sup>2</sup> - 648 kN/m<sup>2</sup>

max. basınç gerilmesi : -8 kN/m<sup>2</sup> - -121 kN/m<sup>2</sup>

Sz gerilmesi : 51 kN/m<sup>2</sup> - 638 kN/m<sup>2</sup>

Deprem Etkime Doğrultusu: +Y

max. çekme gerilmesi : 74 kN/m<sup>2</sup> - 834 kN/m<sup>2</sup>

max. basınç gerilmesi : -24 kN/m<sup>2</sup> - -103 kN/m<sup>2</sup>

Sz gerilmesi : 63 kN/m<sup>2</sup> - 779 kN/m<sup>2</sup>

Deprem Etkime Doğrultusu: +Z

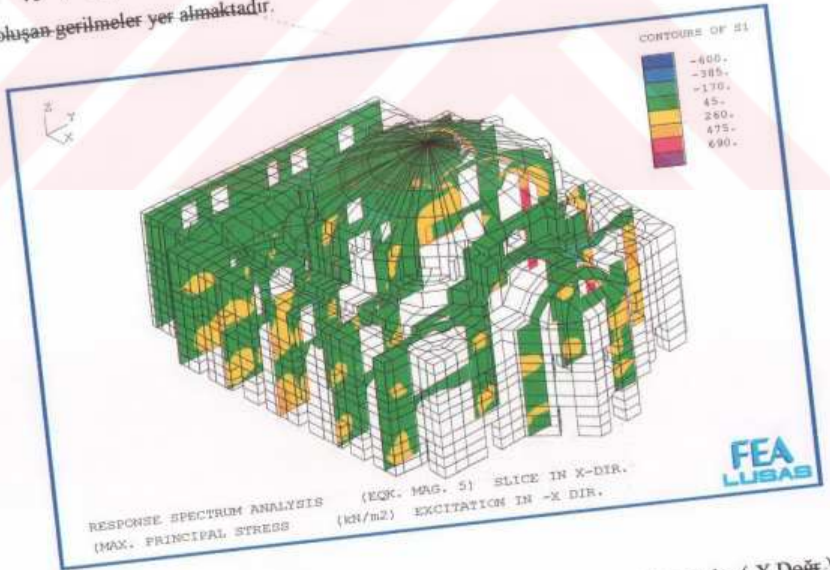
max. çekme gerilmesi : 22 kN/m<sup>2</sup> - 236 kN/m<sup>2</sup>

max. basınç gerilmesi : -3 kN/m<sup>2</sup> - -14 kN/m<sup>2</sup>

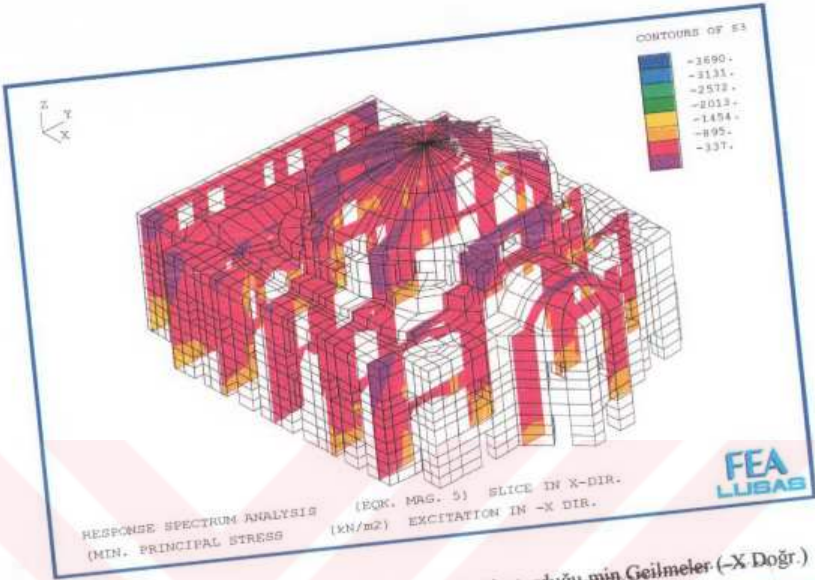
Sz gerilmesi : 19 kN/m<sup>2</sup> - 232 kN/m<sup>2</sup>

Her üç doğrultuda etkileyen bu depremin yapıya geliş doğrultusu pozitif olarak verilmiştir. Betonarme yapılarda bilindiği gibi depremin diğer yönde etkimesi durumunda gerilmeler ve momentleri ters işaretli almak mümkün olmakta, dolayısı ile işletme yükleri ile deprem yüklerini süperpoze etmek son derece kolay olmaktadır. Bölüm 3.1'de yük-deplasman eğrisiyle verilen deney sonuçlarına göre, yağma duvarların yatay tersinir yük durumundaki deplasman diyagramı normal yatay yüklemeye göre simetrik olmaktadır. Diyagram ve hesap çıktılarından da görüleceği gibi depremin (-) etkimesi durumunda gerilmelerde işaret değiştirmektedir.

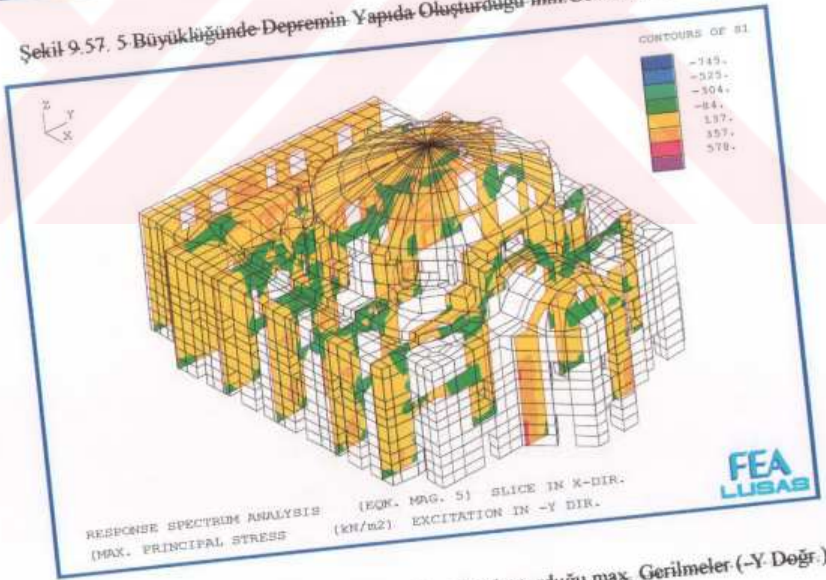
Yapının statik yükleri incelendiğinde, bu yüklerin yapıda herhangi bir tahribata neden olmadığı görülmektedir. Benzer şekilde yalnız deprem yükünde yapıda tahribata neden olmamaktadır. Ancak işletme yükleri ile deprem yüklerinin süperpozisyonu sonucunda oluşan gerilmeler asıl olarak incelenmelidir. Aşağıda 5 büyüklüğündeki depremin negatif doğrultuda etkimesi durumunda oluşan gerilmeler yer almaktadır. Bunun hemen bitiminde 5 ve 7 büyüklüğündeki depremlerin işletme yükleri ile süperpozisyonu sonucunda oluşan gerilmeler yer almaktadır.



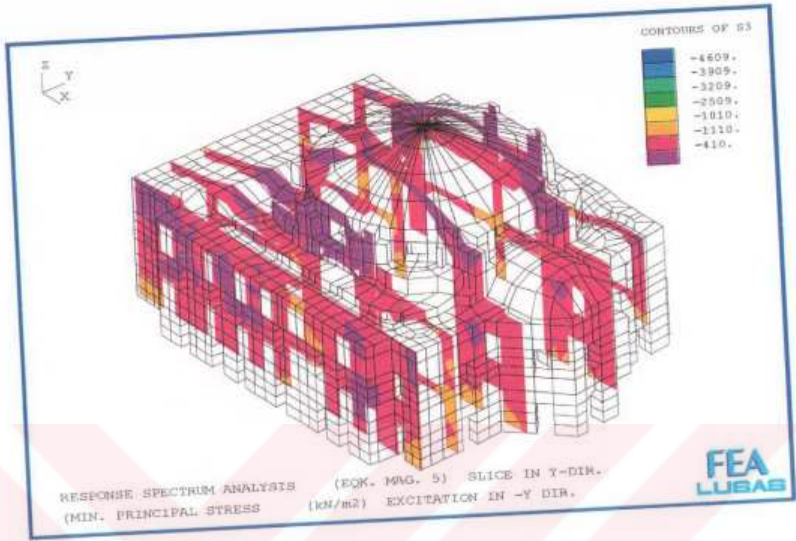
Şekil 9.56. 5 Büyüklüğündeki Depremin Yapıda Oluşturduğu max. Gerilmeler (-X Doğr.)



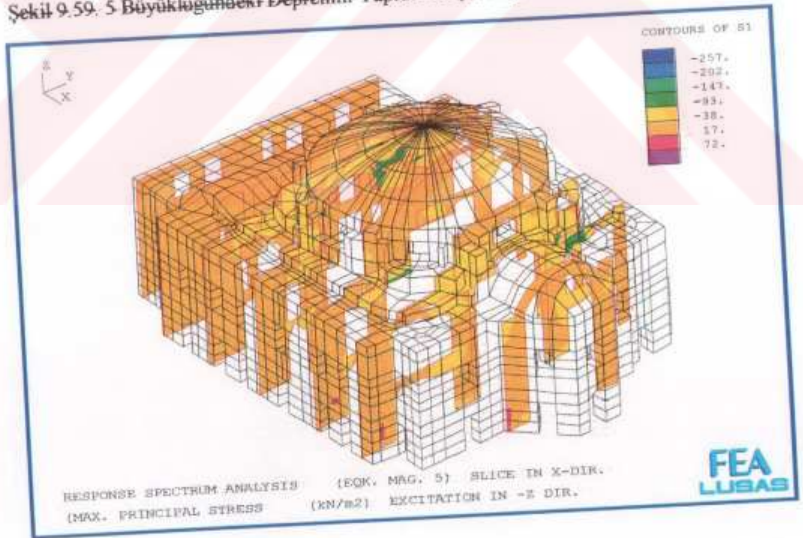
Şekil 9.57. 5 Büyüklüğünde Deprem'in Yapıda Oluşturduğu min. Geilmeler (-X Doğr.)



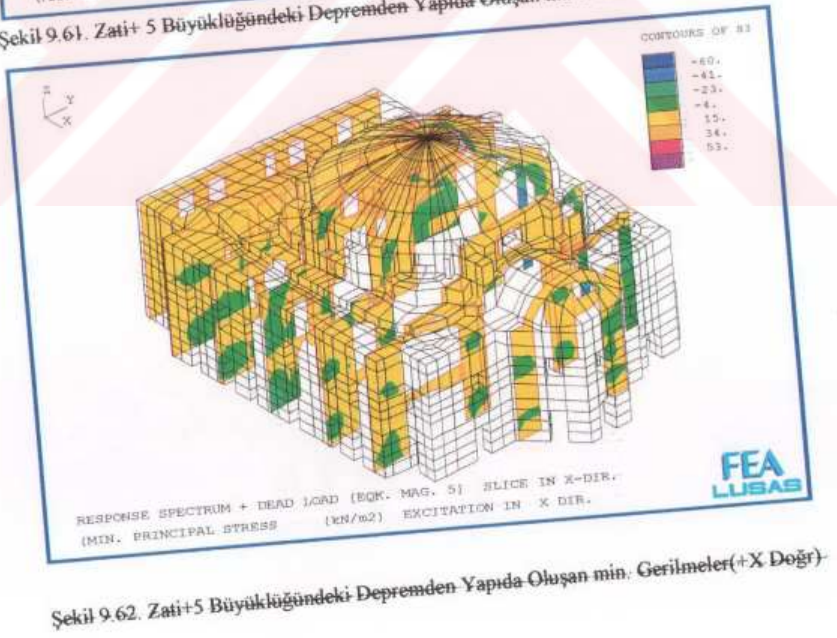
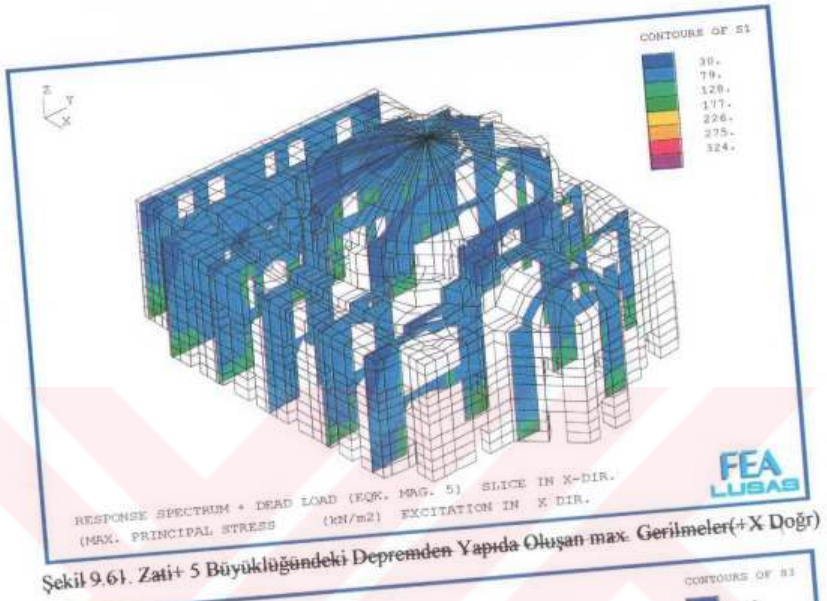
Şekil 9.58. 5 Büyüklüğündeki Deprem'in Yapıda Oluşturduğu max. Gerilmeler (-Y Doğr.)

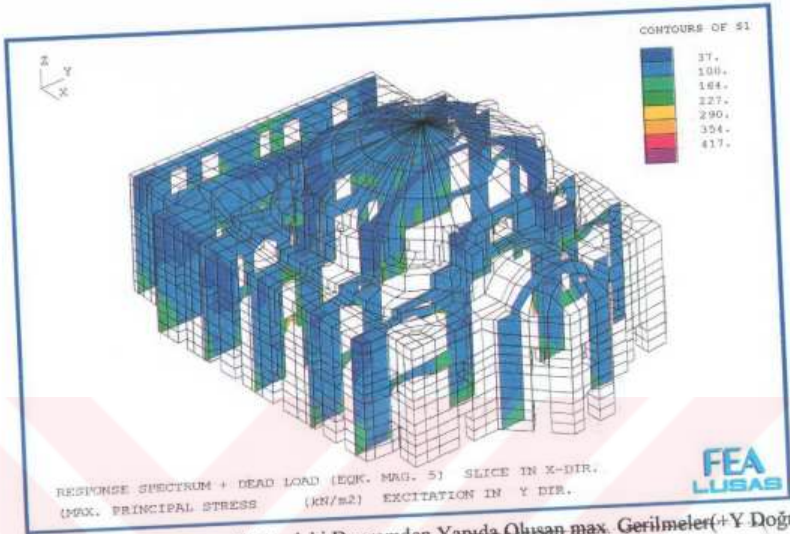


Şekil 9.59. 5 Büyüklüğündeki Deprem'in Yapıda Oluşturduğu min. Gerilmeler (-Y Doğr.)

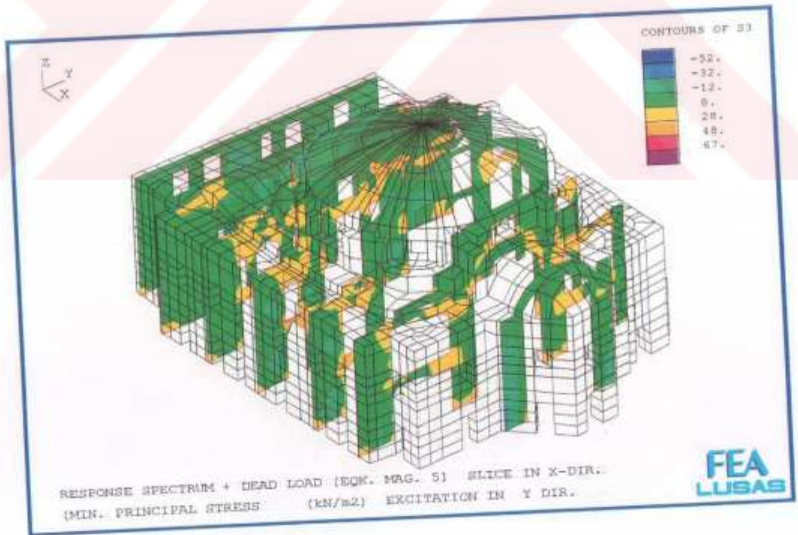


Şekil 9.60. 5 Büyüklüğündeki Deprem'in Yapıda Oluşturduğu max. Gerilmeler (-Z Doğr.)



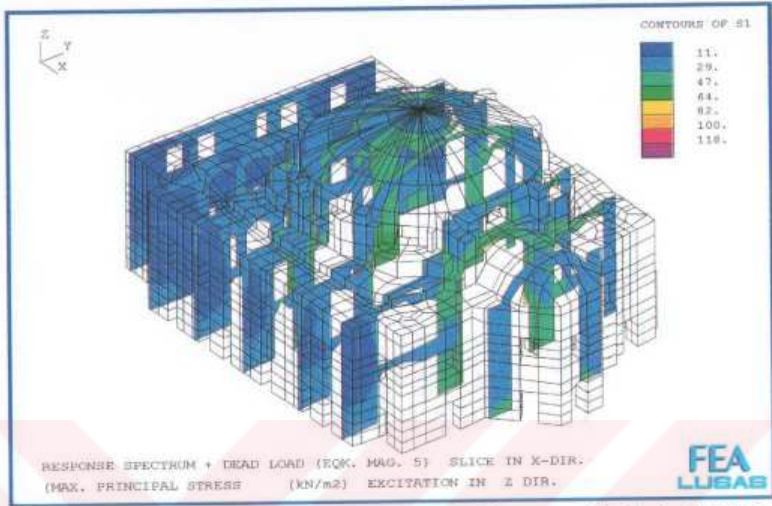


Şekil 9.63. Zati+5 Büyüklüğündeki Depremden Yapıda Oluşan max. Gerilmeler(+Y Doğr)

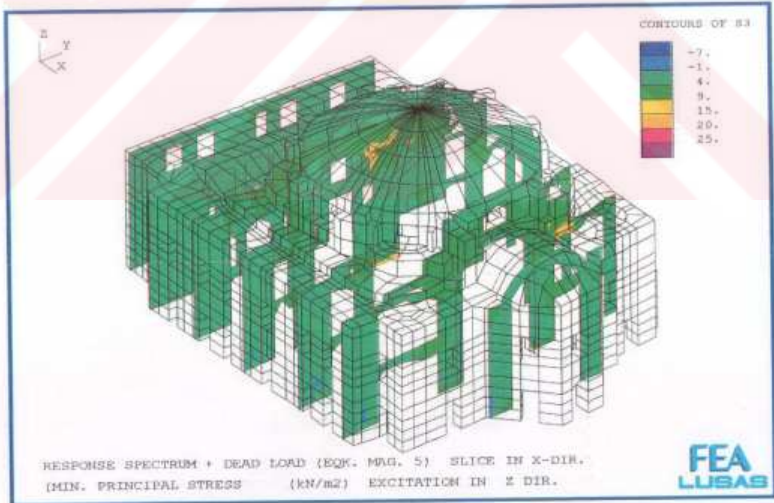


Şekil 9.64. Zati+5 Büyüklüğündeki Depremden Yapıda Oluşan min. Gerilmeler(+Y Doğr.)





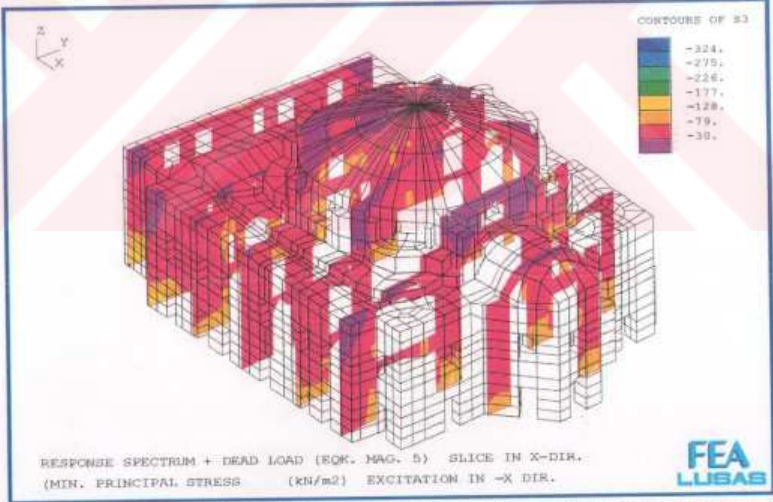
Şekil 9.65. Zati+5 Büyüklüğündeki Depremden Yapıda Oluşan max. Gerilmeler (+Z Doğr.)



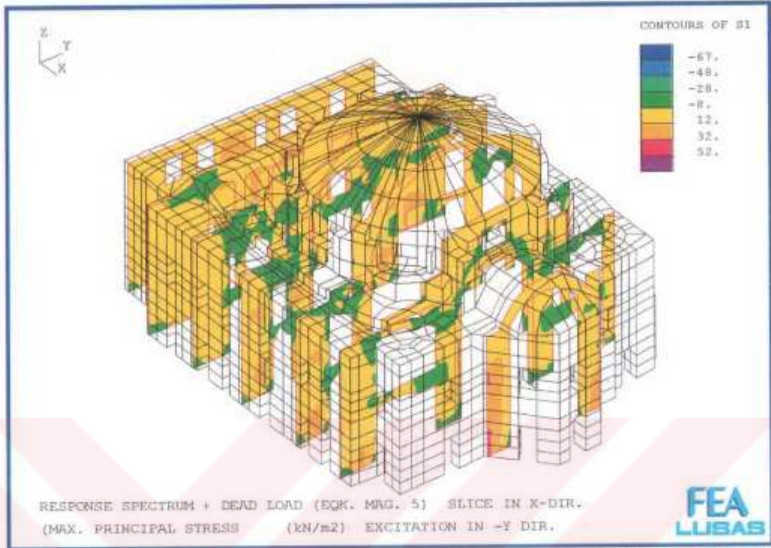
Şekil 9.66. Zati+5 Büyüklüğündeki Depremden Yapıda oluşan min. Gerilmeler (+Z Doğr.)



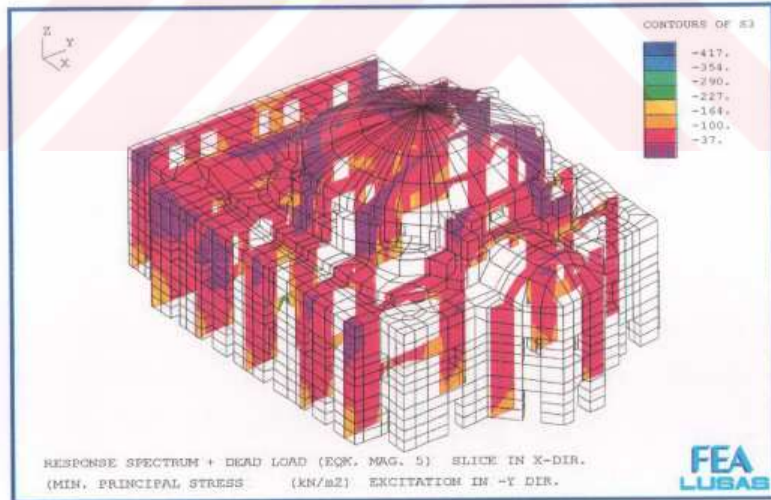
Şekil 9.67. Zati+5 Büyüklüğündeki Depremden Yapıda Oluşan max. Gerilmeler (-X Doğr.)



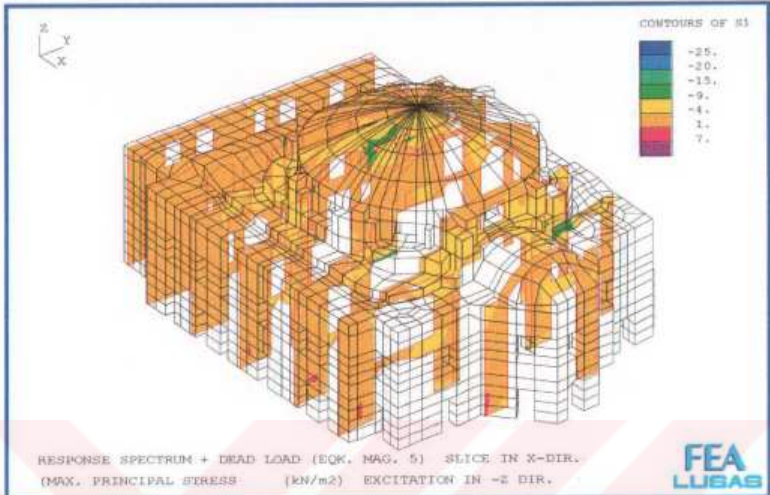
Şekil 9.68. Zati+5 Büyüklüğündeki Depremden Yapıda Oluşan min. Gerilmeler (-X Doğr.)



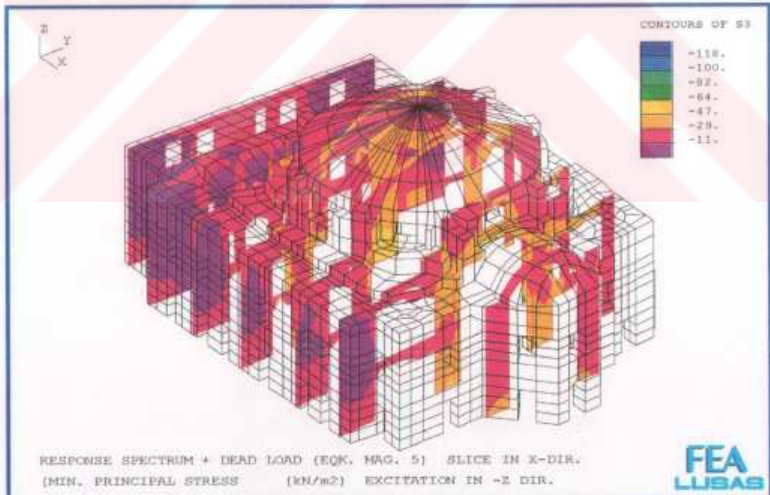
Şekil 9.69. Zati+5 Büyüklüğündeki Depremden Yapıda Oluşan max. Gerilmeler (-Y Doğr.)



Şekil 9.70. Zati+5 Büyüklüğündeki Depremden Yapıda Oluşan min. Gerilmeler (-Y Doğr.)



Şekil 9.71. Zati+5 Büyüklüğündeki Depremden Yapıda Oluşan max. Gerilmeler (-Z Doğr.)



Şekil 9.72. Zati+5 Büyüklüğündeki Depremden Yapıda Oluşan min. Gerilmeler (-Z Doğr.)

**Zati Ağırlık+Deprem Yüğü (Ms=5 ve +X Doğrultusu)**

##### RESPONSE SPECTRUM + DEAD LOAD (MAG 5) (+X)

*LINEAR/DYNAMIC ANALYSIS*Current Selected Load ID = 111  
Averaged Stress Components In Global Axes

Node	SX	SY	SZ	SXY	SYZ	SZX
Max.	162.8	122.9	240.7	44.20	40.72	58.98
<b>Node</b>	<b>7716</b>	<b>7716</b>	<b>1264</b>	<b>8598</b>	<b>8559</b>	<b>1424</b>
Min.	1.582	1.068	5.133	0.3267E-10	1.489	1.511
<b>Node</b>	<b>8578</b>	<b>1489</b>	<b>9479</b>	<b>1424</b>	<b>7596</b>	<b>1117</b>

Max Principal Value 0.2430E+03 at Node 1264  
 Min Principal Value -0.2495E+02 at Node 1424  
 Max Equivalent Value 0.1936E+03 at Node 1187  
 Min Equivalent Value 0.2016E+02 at Node 8586

*LINEAR/DYNAMIC ANALYSIS*Current Selected Load ID = 111  
Averaged Stress Components In Global Axes

Node	SX	SY	SZ	SXY	SYZ	SZX
Max.	173.5	146.5	164.9	42.54	33.22	40.51
<b>Node</b>	<b>18069</b>	<b>18069</b>	<b>8543</b>	<b>8571</b>	<b>19779</b>	<b>8543</b>
Min.	1.513	1.083	4.216	0.2309	0.926	1.059
<b>Node</b>	<b>12837</b>	<b>12674</b>	<b>19787</b>	<b>12547</b>	<b>12838</b>	<b>16937</b>

Max Principal Value 0.1927E+03 at Node 18069  
 Min Principal Value -0.2940E+02 at Node 8571  
 Max Equivalent Value 0.1548E+03 at Node 7600  
 Min Equivalent Value 0.1902E+02 at Node 12608

*LINEAR/DYNAMIC ANALYSIS*Current Selected Load ID = 111  
Averaged Stress Components In Global Axes

Node	SX	SY	SZ	SXY	SYZ	SZX
Max.	162.0	97.47	343.7	35.13	32.69	64.73
<b>Node</b>	<b>7649</b>	<b>9675</b>	<b>1780</b>	<b>6583</b>	<b>9660</b>	<b>1837</b>
Min.	1.761	0.9447	5.454	0.4920E-10	1.258	1.031
<b>Node</b>	<b>6666</b>	<b>8754</b>	<b>9651</b>	<b>2050</b>	<b>7905</b>	<b>8725</b>

Max Principal Value 0.3485E+03 at Node 1780  
 Min Principal Value -0.3556E+02 at Node 1836  
 Max Equivalent Value 0.2915E+03 at Node 1780  
 Min Equivalent Value 0.1637E+02 at Node 8699

**Zati Ağırlık+Deprem Yüğü (Ms=5 ve +Y Doğrultusu)**

##### RESPONSE SPECTRUM + DEAD LOAD (MAG 5) (+Y)

*LINEAR/DYNAMIC ANALYSIS*Current Selected Load ID = 112  
Averaged Stress Components In Global Axes

Node	SX	SY	SZ	SXY	SYZ	SZX
Max.	173.5	288.8	419.2	56.27	99.99	45.45
Node	<b>6565</b>	<b>8543</b>	<b>1424</b>	<b>6451</b>	<b>1424</b>	<b>9542</b>
Min.	1.038	1.239	3.230	0.6222E-10	0.8016	0.7652
Node	<b>1451</b>	<b>1451</b>	<b>9454</b>	<b>1424</b>	<b>8608</b>	<b>8624</b>

Max Principal Value	0.4488E+03	at Node	1424
Min Principal Value	-0.2839E+02	at Node	7708
Max Equivalent Value	0.3597E+03	at Node	1424
Min Equivalent Value	0.2472E+02	at Node	1034

*LINEAR/DYNAMIC ANALYSIS*Current Selected Load ID = 112  
Averaged Stress Components In Global Axes

Node	SX	SY	SZ	SXY	SYZ	SZX
Max.	142.9	208.2	314.6	51.82	82.62	53.60
Node	<b>8648</b>	<b>8571</b>	<b>8647</b>	<b>19777</b>	<b>8571</b>	<b>19843</b>
Min.	0.9785	0.9391	4.285	0.1504	1.784	1.278
Node	<b>8624</b>	<b>12674</b>	<b>18063</b>	<b>12838</b>	<b>19794</b>	<b>19753</b>

Max Principal Value	0.3268E+03	at Node	8647
Min Principal Value	-0.3578E+02	at Node	12681
Max Equivalent Value	0.2427E+03	at Node	8647
Min Equivalent Value	0.1673E+02	at Node	18986

*LINEAR/DYNAMIC ANALYSIS*Current Selected Load ID = 112  
Averaged Stress Components In Global Axes

Node	SX	SY	SZ	SXY	SYZ	SZX
Max.	203.2	217.5	391.6	39.83	94.43	45.94
Node	<b>6583</b>	<b>7649</b>	<b>2050</b>	<b>8719</b>	<b>2050</b>	<b>9560</b>
Min.	2.430	1.278	6.151	0.1688E-10	1.347	1.042
Node	<b>1973</b>	<b>1763</b>	<b>8663</b>	<b>2050</b>	<b>8727</b>	<b>8767</b>

Max Principal Value	0.4197E+03	at Node	2050
Min Principal Value	-0.3070E+02	at Node	7662
Max Equivalent Value	0.3368E+03	at Node	2050
Min Equivalent Value	0.1870E+02	at Node	5666

**Zati Ağırlık+Deprem Yüğü (Ms=5 ve +Z Doğrultusu)**

##### RESPONSE SPECTRUM + DEAD LOAD (MAG 5) (+Z)

**LINEAR/DYNAMIC ANALYSIS**Current Selected Load ID = 113  
Averaged Stress Components In Global Axes

Node	SX	SY	SZ	SXY	SYZ	SZX
Max.	38.38	30.82	65.64	11.68	9.927	10.56
Node	<b>7716</b>	<b>9454</b>	<b>1118</b>	<b>9451</b>	<b>1424</b>	<b>1424</b>
Min.	0.9753	0.7639	2.587	0.8030E-11	0.7673	0.7070
Node	<b>1230</b>	<b>1416</b>	<b>9454</b>	<b>1424</b>	<b>9469</b>	<b>9469</b>

Max Principal Value	0.6630E+02	at Node	1118
Min Principal Value	-0.3478E+00	at Node	1230
Max Equivalent Value	0.5513E+02	at Node	1133
Min Equivalent Value	0.8079E+01	at Node	9469

**LINEAR/DYNAMIC ANALYSIS**Current Selected Load ID = 113  
Averaged Stress Components In Global Axes

Node	SX	SY	SZ	SXY	SYZ	SZX
Max.	86.91	33.29	85.65	23.09	11.57	15.90
Node	<b>18069</b>	<b>19772</b>	<b>17951</b>	<b>19772</b>	<b>19779</b>	<b>19843</b>
Min.	0.8630	0.7554	4.290	0.7673E-01	0.7537	1.003
Node	<b>8640</b>	<b>12674</b>	<b>19791</b>	<b>12838</b>	<b>12542</b>	<b>12629</b>

Max Principal Value	0.8921E+02	at Node	18069
Min Principal Value	-0.1403E+01	at Node	18990
Max Equivalent Value	0.7477E+02	at Node	17951
Min Equivalent Value	0.1236E+02	at Node	16901

**LINEAR/DYNAMIC ANALYSIS**Current Selected Load ID = 113  
Averaged Stress Components In Global Axes

Node	SX	SY	SZ	SXY	SYZ	SZX
Max.	37.70	36.09	81.02	11.60	13.62	13.29
Node	<b>7649</b>	<b>9660</b>	<b>1882</b>	<b>9626</b>	<b>2050</b>	<b>1589</b>
Min.	1.457	1.031	3.363	0.1051E-10	0.6051	0.6222
Node	<b>6666</b>	<b>6718</b>	<b>9660</b>	<b>2050</b>	<b>9633</b>	<b>9633</b>

Max Principal Value	0.8297E+02	at Node	1882
Min Principal Value	-0.1553E+01	at Node	1831
Max Equivalent Value	0.6691E+02	at Node	1882
Min Equivalent Value	0.6975E+01	at Node	9633

**Zati Ağırlık+Deprem Yüğü (Ms=5 ve -X Doğrultusu)**

##### RESPONSE SPECTRUM + DEAD LOAD (MAG 5) (-X)

**LINEAR/DYNAMIC ANALYSIS**Current Selected Load ID = 114  
Averaged Stress Components In Global Axes

Node	SX	SY	SZ	SXY	SYZ	SZX
Max.	-1.582	-1.068	-5.133	-0.3267E-10	-1.489	-1.511
Node	<b>8578</b>	<b>1489</b>	<b>9479</b>	<b>1424</b>	<b>7596</b>	<b>1117</b>
Min.	-162.8	-122.9	-240.7	-44.20	-40.72	-58.98
Node	<b>7716</b>	<b>7716</b>	<b>1264</b>	<b>8598</b>	<b>8559</b>	<b>1424</b>

Max Principal Value	0.2495E+02	at Node	1424
Min Principal Value	-0.2430E+03	at Node	1264
Max Equivalent Value	0.1936E+03	at Node	1187
Min Equivalent Value	0.2016E+02	at Node	8586

**LINEAR/DYNAMIC ANALYSIS**Current Selected Load ID = 114  
Averaged Stress Components In Global Axes

Node	SX	SY	SZ	SXY	SYZ	SZX
Max.	-1.513	-1.083	-4.216	-0.2309	-0.9266	-1.059
Node	<b>12837</b>	<b>12674</b>	<b>19787</b>	<b>12547</b>	<b>12838</b>	<b>16937</b>
Min.	-173.5	-146.5	-164.9	-42.54	-33.22	-40.51
Node	<b>18069</b>	<b>18069</b>	<b>8543</b>	<b>8571</b>	<b>19779</b>	<b>8543</b>

Max Principal Value	0.2940E+02	at Node	8571
Min Principal Value	-0.1927E+03	at Node	18069
Max Equivalent Value	0.1548E+03	at Node	7600
Min Equivalent Value	0.1902E+02	at Node	12608

**LINEAR/DYNAMIC ANALYSIS**Current Selected Load ID = 114  
Averaged Stress Components In Global Axes

Node	SX	SY	SZ	SXY	SYZ	SZX
Max.	-1.761	-0.9447	-5.454	-0.4920E-10	-1.258	-1.031
Node	<b>6666</b>	<b>8754</b>	<b>9651</b>	<b>2050</b>	<b>7905</b>	<b>8725</b>
Min.	-162.0	-97.47	-343.7	-35.13	-32.69	-64.73
Node	<b>7649</b>	<b>9675</b>	<b>1780</b>	<b>6583</b>	<b>9660</b>	<b>1837</b>

Max Principal Value	0.3556E+02	at Node	1836
Min Principal Value	-0.3485E+03	at Node	1780
Max Equivalent Value	0.2915E+03	at Node	1780
Min Equivalent Value	0.1637E+02	at Node	8699



**Zati Ağırlık+Deprem Yüğü (Ms=5 ve -Y Doğrultusu)**

##### RESPONSE SPECTRUM + DEAD LOAD (MAG 5) (-Y)

## LINEAR/DYNAMIC ANALYSIS

Current Selected Load ID = 115  
Averaged Stress Components In Global Axes

Node	SX	SY	SZ	SXY	SYZ	SZX
Max.	-1.038	-1.239	-3.230	-0.6222E-10	-0.8016	-0.7652
<b>Node</b>	<b>1451</b>	<b>1451</b>	<b>9454</b>	<b>1424</b>	<b>8608</b>	<b>8624</b>
Min.	-173.5	-288.8	-419.2	-56.27	-99.99	-45.45
<b>Node</b>	<b>6565</b>	<b>8543</b>	<b>1424</b>	<b>6451</b>	<b>1424</b>	<b>9542</b>

Max Principal Value 0.2839E+02 at Node 7708  
 Min Principal Value -0.4488E+03 at Node 1424  
 Max Equivalent Value 0.3597E+03 at Node 1424  
 Min Equivalent Value 0.2472E+02 at Node 1034

## LINEAR/DYNAMIC ANALYSIS

Current Selected Load ID = 115  
Averaged Stress Components In Global Axes

Node	SX	SY	SZ	SXY	SYZ	SZX
Max.	-0.9785	-0.9391	-4.285	-0.1504	-1.784	-1.278
<b>Node</b>	<b>8624</b>	<b>12674</b>	<b>18063</b>	<b>12838</b>	<b>19794</b>	<b>19753</b>
Min.	-142.9	-208.2	-314.6	-51.82	-82.62	-53.60
<b>Node</b>	<b>8648</b>	<b>8571</b>	<b>8647</b>	<b>19777</b>	<b>8571</b>	<b>19843</b>

Max Principal Value 0.3578E+02 at Node 12681  
 Min Principal Value -0.3268E+03 at Node 8647  
 Max Equivalent Value 0.2427E+03 at Node 8647  
 Min Equivalent Value 0.1673E+02 at Node 18986

## LINEAR/DYNAMIC ANALYSIS

Current Selected Load ID = 115  
Averaged Stress Components In Global Axes

Node	SX	SY	SZ	SXY	SYZ	SZX
Max.	-2.430	-1.278	-6.151	-0.1688E-10	-1.347	-1.042
<b>Node</b>	<b>1973</b>	<b>1763</b>	<b>8663</b>	<b>2050</b>	<b>8727</b>	<b>8767</b>
Min.	-203.2	-217.5	-391.6	-39.83	-94.43	-45.94
<b>Node</b>	<b>6583</b>	<b>7649</b>	<b>2050</b>	<b>8719</b>	<b>2050</b>	<b>9560</b>

Max Principal Value 0.3070E+02 at Node 7662  
 Min Principal Value -0.4197E+03 at Node 2050  
 Max Equivalent Value 0.3368E+03 at Node 2050  
 Min Equivalent Value 0.1870E+02 at Node 5666

**Zati Ağırlık+Deprem Yüğü (Ms=5 ve -Z Doğrultusu)**

##### RESPONSE SPECTRUM + DEAD LOAD (MAG 5) (-Z)

*LINEAR/DYNAMIC ANALYSIS*Current Selected Load ID = 116  
Averaged Stress Components In Global Axes

Node	SX	SY	SZ	SXY	SYZ	SZX
Max.	-0.9753	-0.7639	-2.587	-0.8030E-11	-0.7673	-0.7070
Node	<b>1230</b>	<b>1416</b>	<b>9454</b>	<b>1424</b>	<b>9469</b>	<b>9469</b>
Min.	-38.38	-30.82	-65.64	-11.68	-9.927	-10.56
Node	<b>7716</b>	<b>9454</b>	<b>1118</b>	<b>9451</b>	<b>1424</b>	<b>1424</b>

Max Principal Value	0.3478E+00	at Node	1230
Min Principal Value	-0.6630E+02	at Node	1118
Max Equivalent Value	0.5513E+02	at Node	1133
Min Equivalent Value	0.8079E+01	at Node	9469

*LINEAR/DYNAMIC ANALYSIS*Current Selected Load ID = 116  
Averaged Stress Components In Global Axes

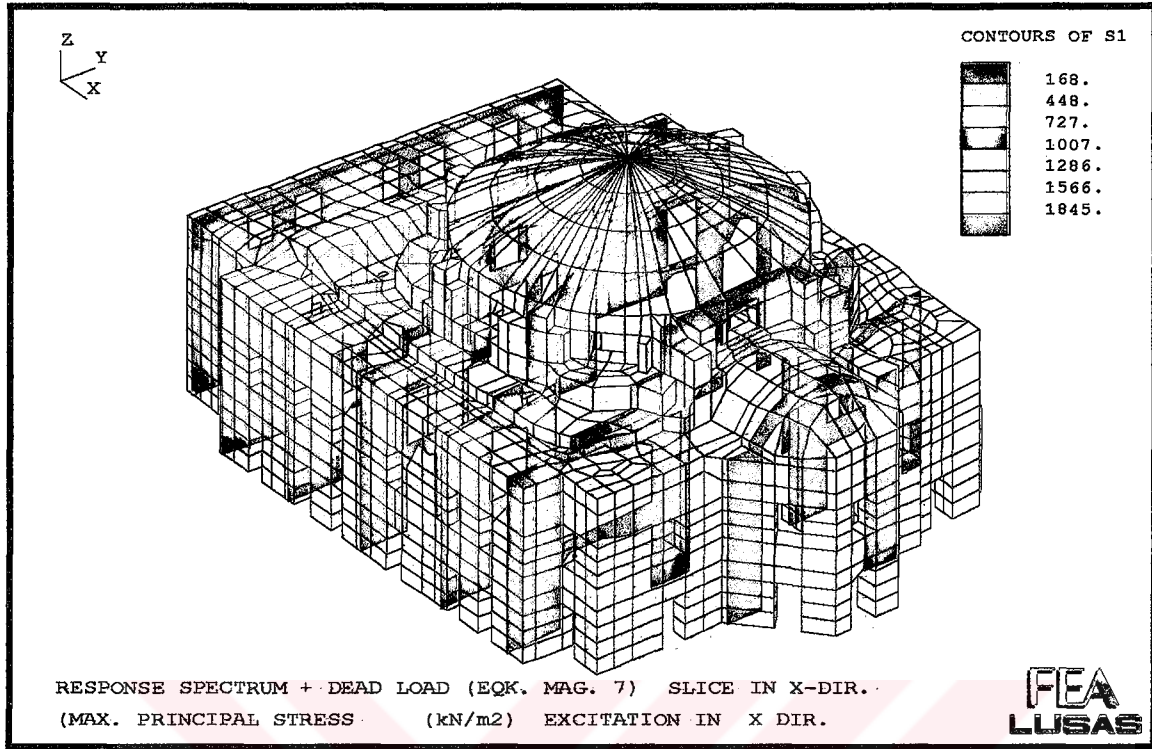
Node	SX	SY	SZ	SXY	SYZ	SZX
Max.	-0.8630	-0.7554	-4.290	-0.07673	-0.7537	-1.003
Node	<b>8640</b>	<b>12674</b>	<b>19791</b>	<b>12838</b>	<b>12542</b>	<b>12629</b>
Min.	-86.91	-33.29	-85.65	-23.09	-11.57	-15.90
Node	<b>18069</b>	<b>19772</b>	<b>17951</b>	<b>19772</b>	<b>19779</b>	<b>19843</b>

Max Principal Value	0.1403E+01	at Node	18990
Min Principal Value	-0.8921E+02	at Node	18069
Max Equivalent Value	0.7477E+02	at Node	17951
Min Equivalent Value	0.1236E+02	at Node	16901

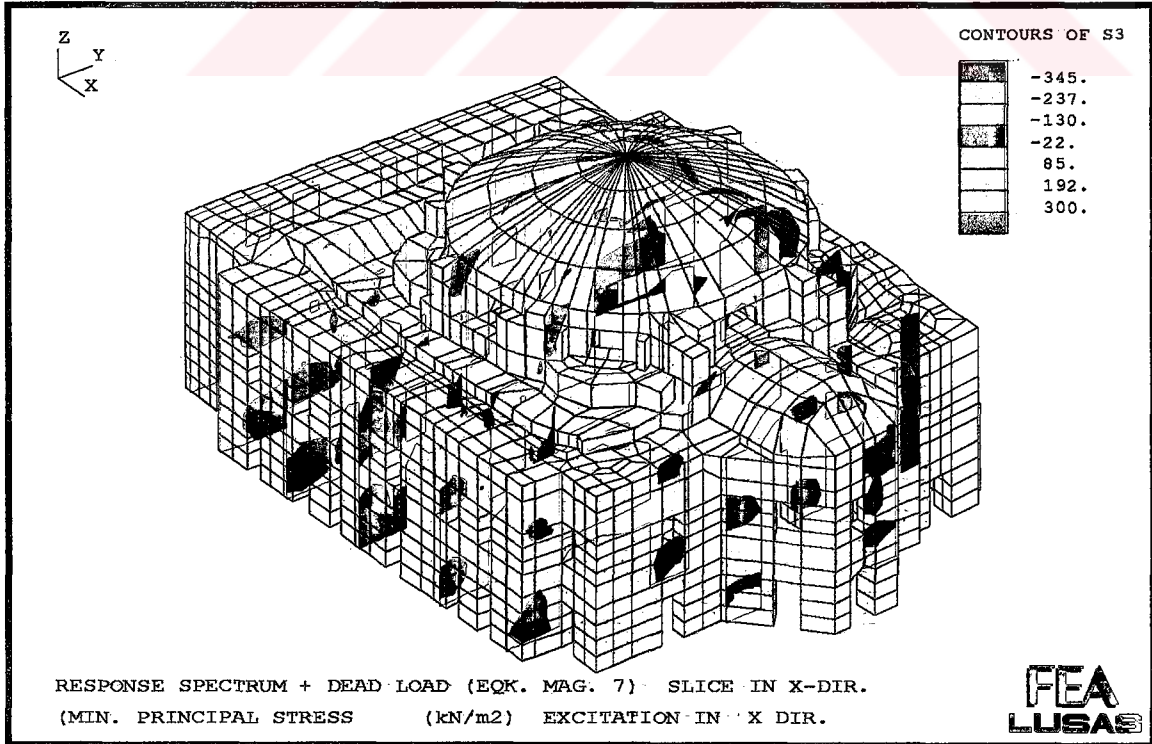
*LINEAR/DYNAMIC ANALYSIS*Current Selected Load ID = 116  
Averaged Stress Components In Global Axes

Node	SX	SY	SZ	SXY	SYZ	SZX
Max.	-1.457	-1.031	-3.363	-0.1051E-10	-0.6051	-0.6222
Node	<b>6666</b>	<b>6718</b>	<b>9660</b>	<b>2050</b>	<b>9633</b>	<b>9633</b>
Min.	-37.70	-36.09	-81.02	-11.60	-13.62	-13.29
Node	<b>7649</b>	<b>9660</b>	<b>1882</b>	<b>9626</b>	<b>2050</b>	<b>1589</b>

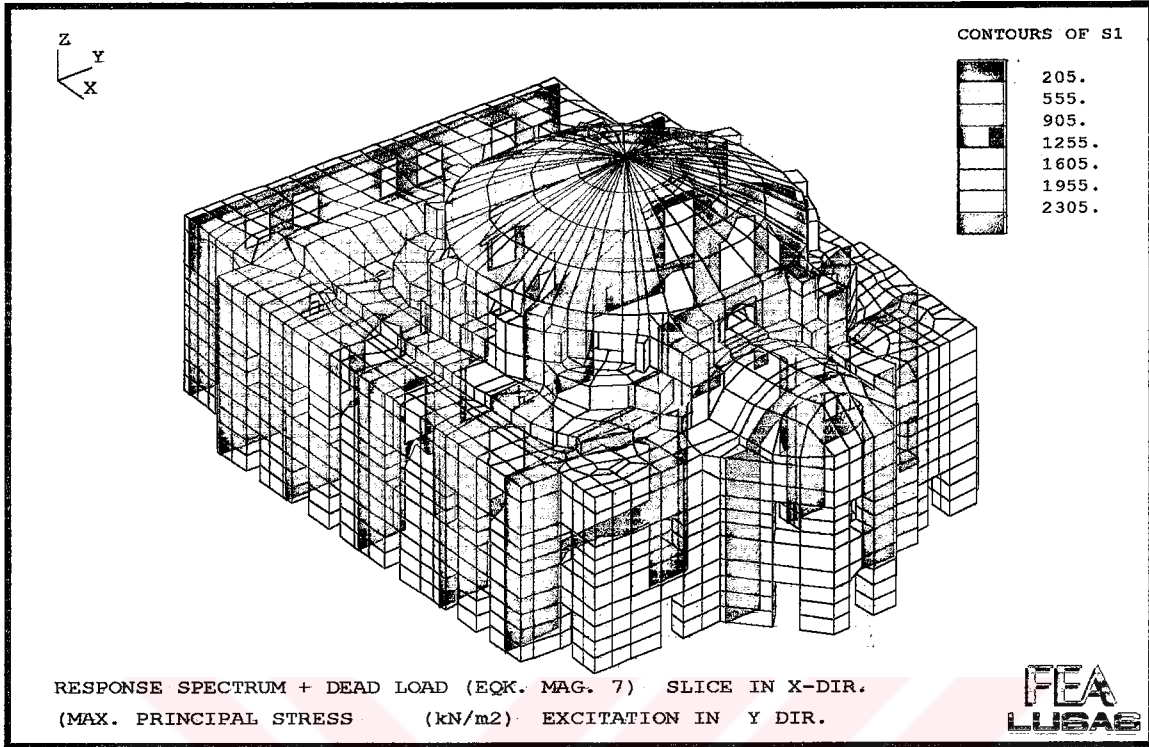
Max Principal Value	0.1553E+01	at Node	1831
Min Principal Value	-0.8297E+02	at Node	1882
Max Equivalent Value	0.6691E+02	at Node	1882
Min Equivalent Value	0.6975E+01	at Node	9633



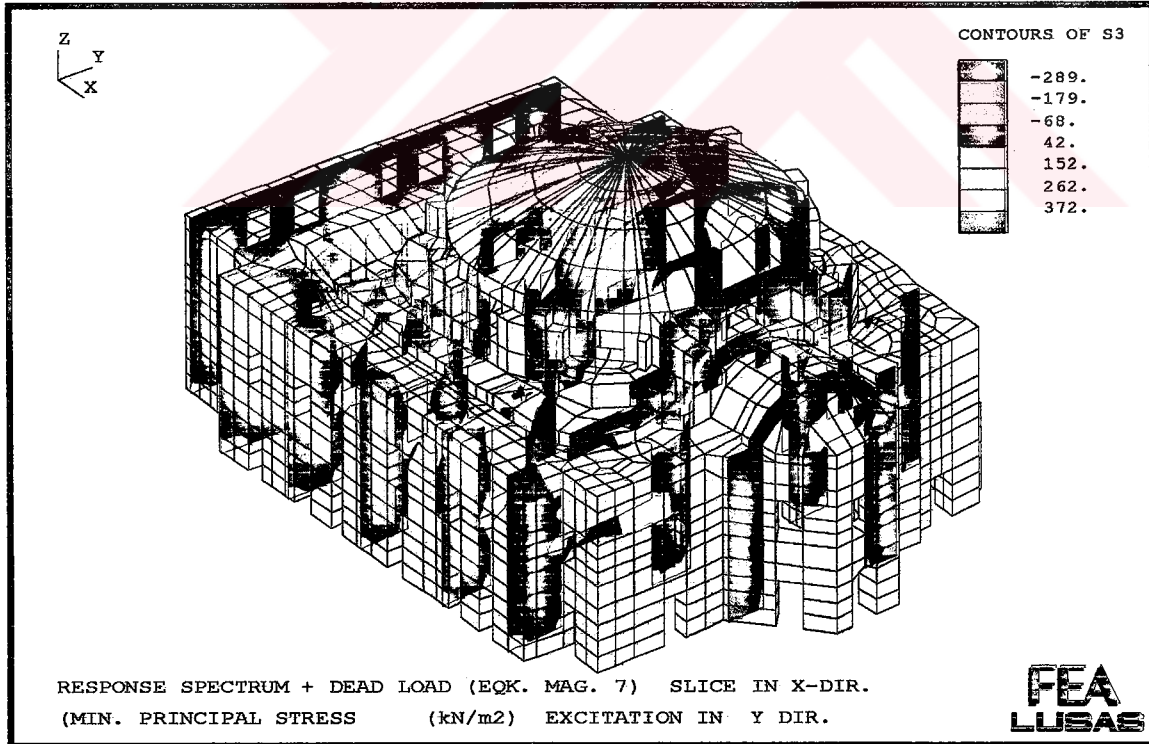
Şekil 9.73. Zati+7 Büyüklüğündeki Depremden Yapıda Oluşan max. Gerilme (+X Doğr.)



Şekil 9.74. Zati+7 Büyüklüğündeki Depremden Yapıda Oluşan min. Gerilme (+X Doğr.)



Şekil 9.75. Zati+7 Büyüklüğündeki Depremden Yapıda Oluşan max. Gerilme (+Y Doğr.)



Şekil 9.76. Zati+7 Büyüklüğündeki Depremden Yapıda Oluşan min. Gerilme (+Y Doğr.)

**Zati Ağırlık+Deprem Yüğü (Ms=5 ve -Z Doğrultusu)**

##### RESPONSE SPECTRUM + DEAD LOAD (MAG 5) (-Z)

*LINEAR/DYNAMIC ANALYSIS*Current Selected Load ID = 116  
Averaged Stress Components In Global Axes

Node	SX	SY	SZ	SXY	SYZ	SZX
Max.	-0.9753	-0.7639	-2.587	-0.8030E-11	-0.7673	-0.7070
<b>Node</b>	<b>1230</b>	<b>1416</b>	<b>9454</b>	<b>1424</b>	<b>9469</b>	<b>9469</b>
Min.	-38.38	-30.82	-65.64	-11.68	-9.927	-10.56
<b>Node</b>	<b>7716</b>	<b>9454</b>	<b>1118</b>	<b>9451</b>	<b>1424</b>	<b>1424</b>

Max Principal Value	0.3478E+00	at Node	1230
Min Principal Value	-0.6630E+02	at Node	1118
Max Equivalent Value	0.5513E+02	at Node	1133
Min Equivalent Value	0.8079E+01	at Node	9469

*LINEAR/DYNAMIC ANALYSIS*Current Selected Load ID = 116  
Averaged Stress Components In Global Axes

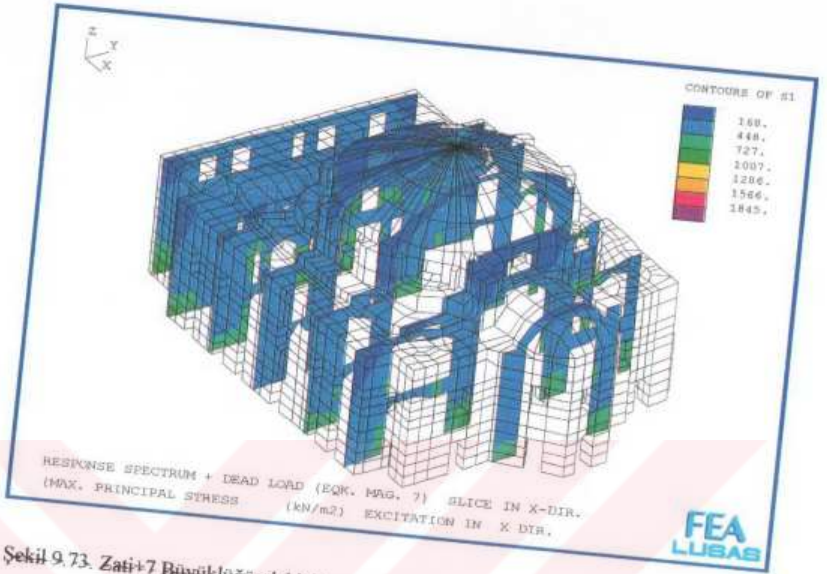
Node	SX	SY	SZ	SXY	SYZ	SZX
Max.	-0.8630	-0.7554	-4.290	-0.07673	-0.7537	-1.003
<b>Node</b>	<b>8640</b>	<b>12674</b>	<b>19791</b>	<b>12838</b>	<b>12542</b>	<b>12629</b>
Min.	-86.91	-33.29	-85.65	-23.09	-11.57	-15.90
<b>Node</b>	<b>18069</b>	<b>19772</b>	<b>17951</b>	<b>19772</b>	<b>19779</b>	<b>19843</b>

Max Principal Value	0.1403E+01	at Node	18990
Min Principal Value	-0.8921E+02	at Node	18069
Max Equivalent Value	0.7477E+02	at Node	17951
Min Equivalent Value	0.1236E+02	at Node	16901

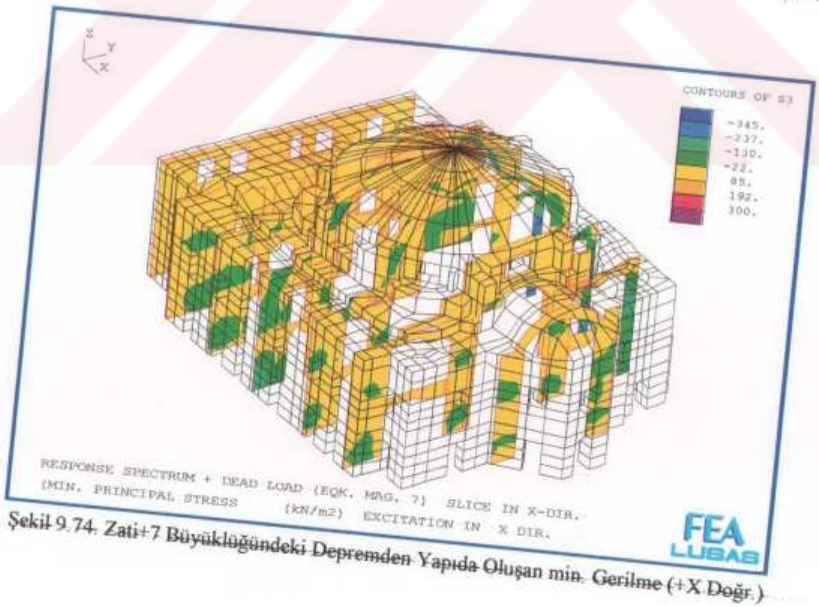
*LINEAR/DYNAMIC ANALYSIS*Current Selected Load ID = 116  
Averaged Stress Components In Global Axes

Node	SX	SY	SZ	SXY	SYZ	SZX
Max.	-1.457	-1.031	-3.363	-0.1051E-10	-0.6051	-0.6222
<b>Node</b>	<b>6666</b>	<b>6718</b>	<b>9660</b>	<b>2050</b>	<b>9633</b>	<b>9633</b>
Min.	-37.70	-36.09	-81.02	-11.60	-13.62	-13.29
<b>Node</b>	<b>7649</b>	<b>9660</b>	<b>1882</b>	<b>9626</b>	<b>2050</b>	<b>1589</b>

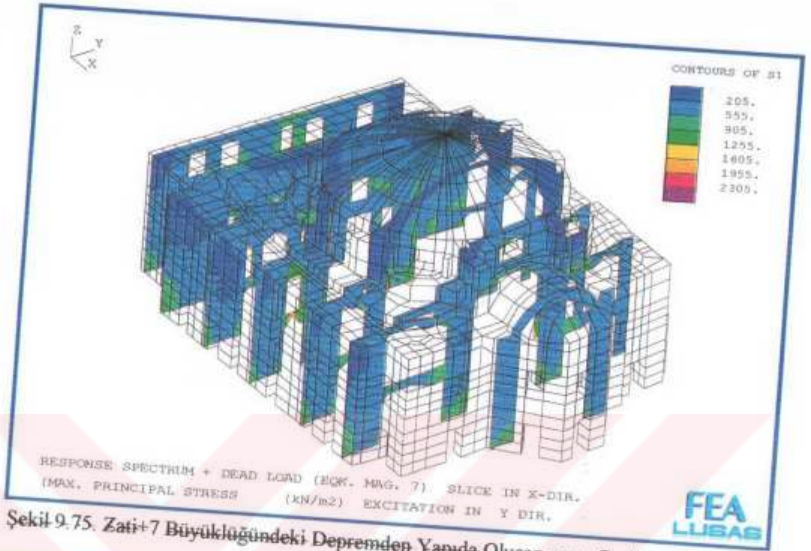
Max Principal Value	0.1553E+01	at Node	1831
Min Principal Value	-0.8297E+02	at Node	1882
Max Equivalent Value	0.6691E+02	at Node	1882
Min Equivalent Value	0.6975E+01	at Node	9633



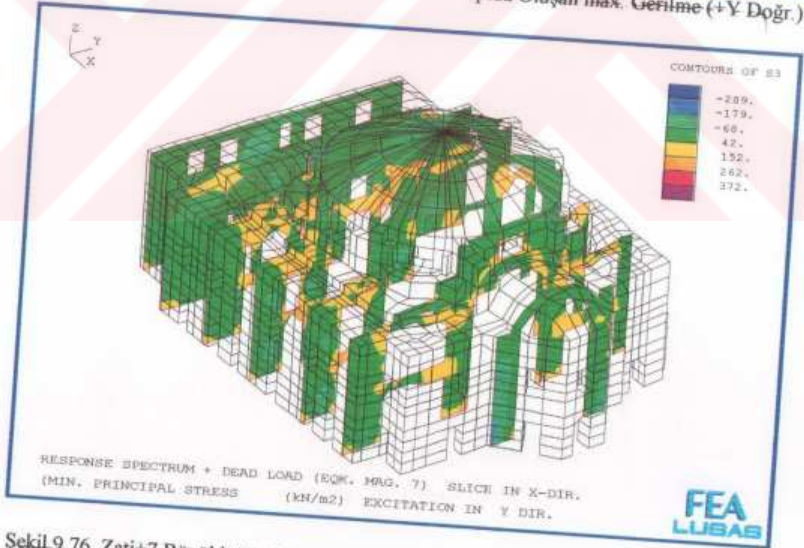
Şekil 9.73. Zati+7 Büyüklüğündeki Depremden Yapıda Oluşan max. Gerilme (+X Doğr.)



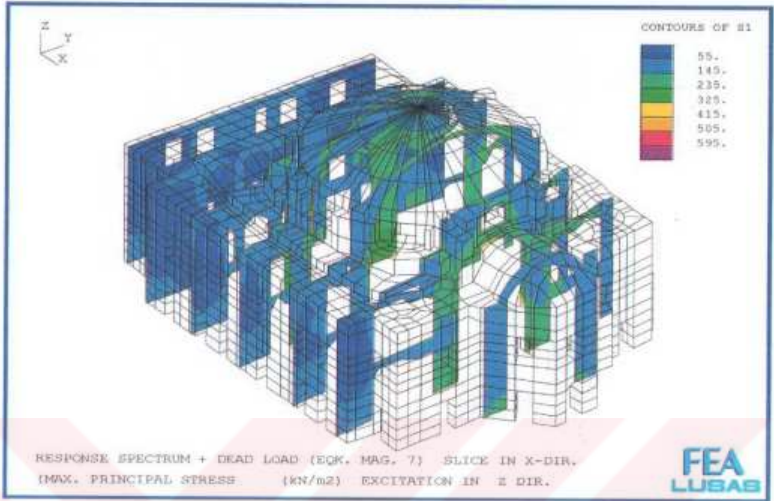
Şekil 9.74. Zati+7 Büyüklüğündeki Depremden Yapıda Oluşan min. Gerilme (+X Doğr.)



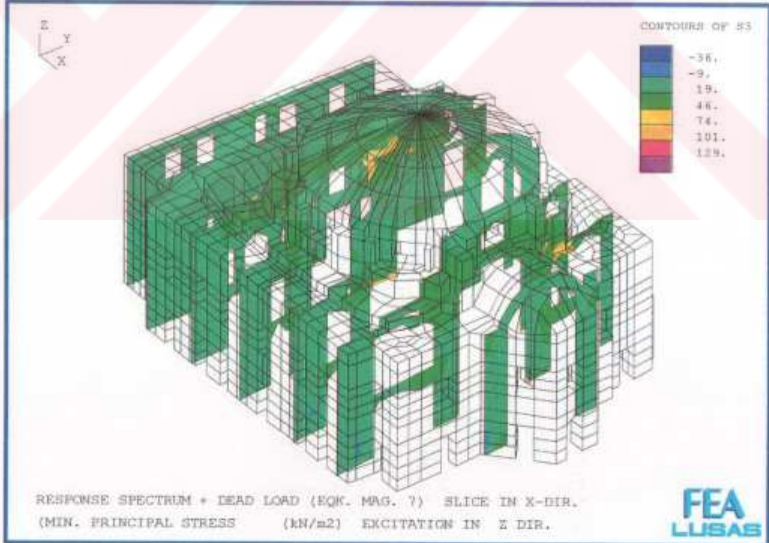
Şekil 9.75. Zati+7 Büyüklüğündeki Depremden Yapıda Oluşan max. Gerilme (+Y Doğr.)



Şekil 9.76. Zati+7 Büyüklüğündeki Depremden Yapıda Oluşan min. Gerilme (+Y Doğr.)

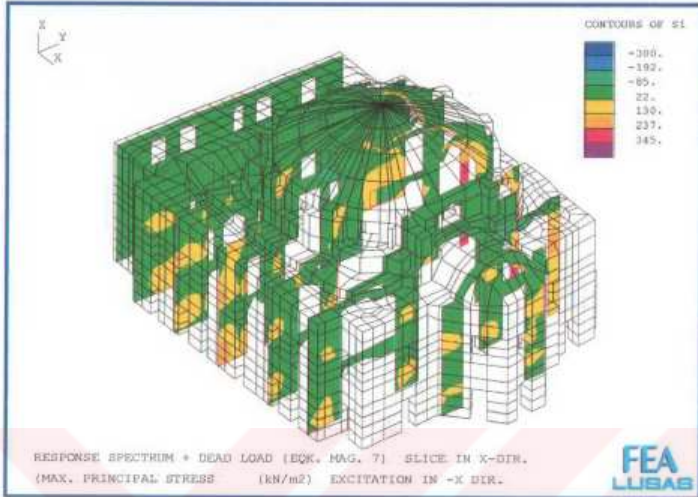


Şekil 9.77. Zati+7 Büyüklüğündeki Depremden Yapıda Oluşan max. Gerilme (+Z Doğr.)

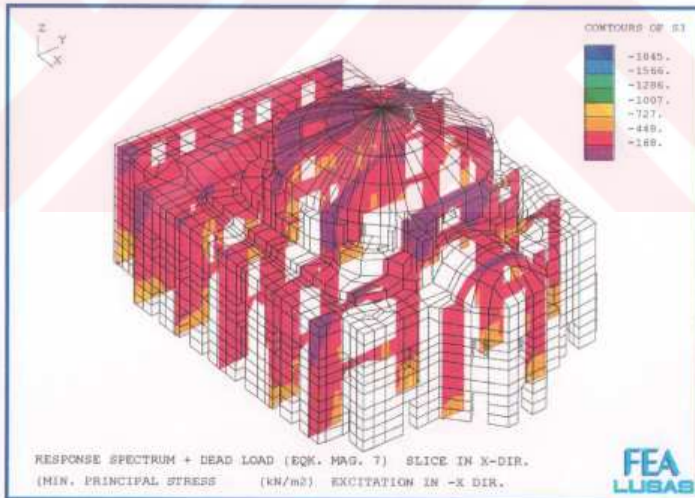


Şekil 9.78. Zati+7 Büyüklüğündeki Depremden Yapıda Oluşan min. Gerilme (+Z Doğr.)

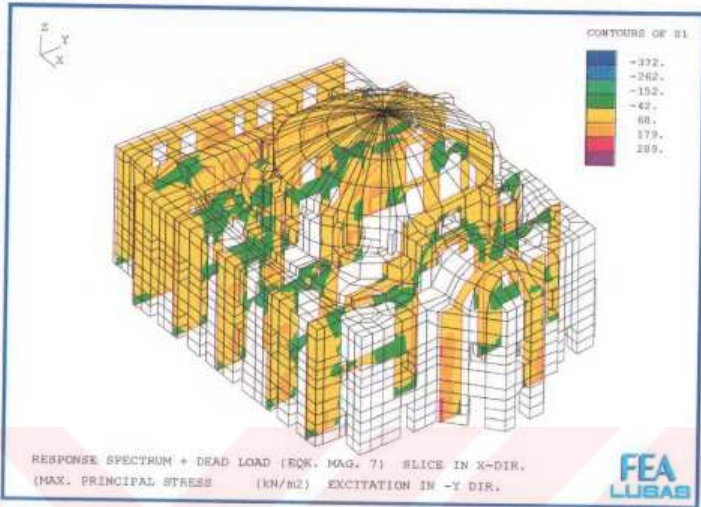




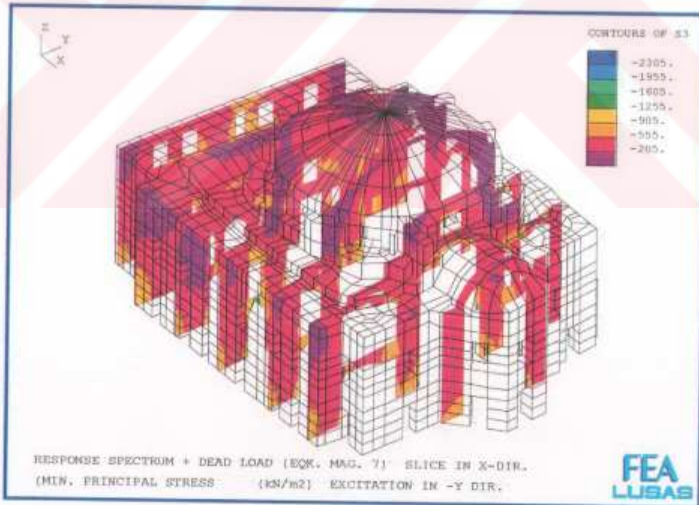
Şekil 9.79. Zati+7 Büyüklüğündeki Depremden Yapıda Oluşan max. Gerilme (-X Doğr.)



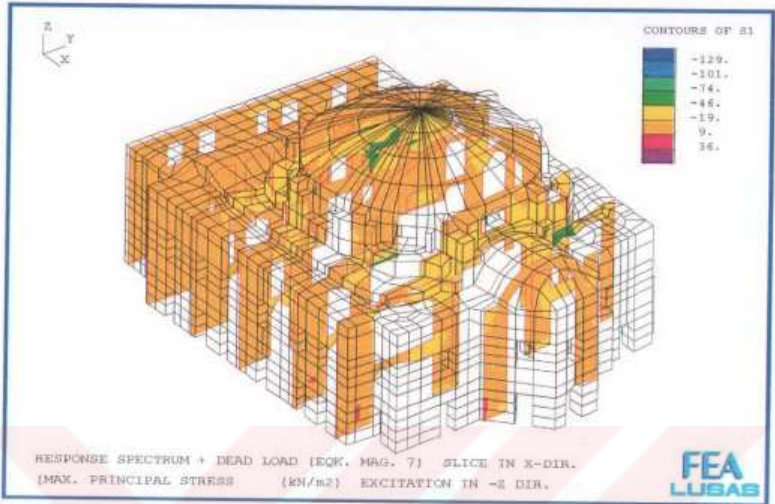
Şekil 9.80. Zati+7 Büyüklüğündeki Depremden Yapıda Oluşan min. Gerilme (-X Doğr.)



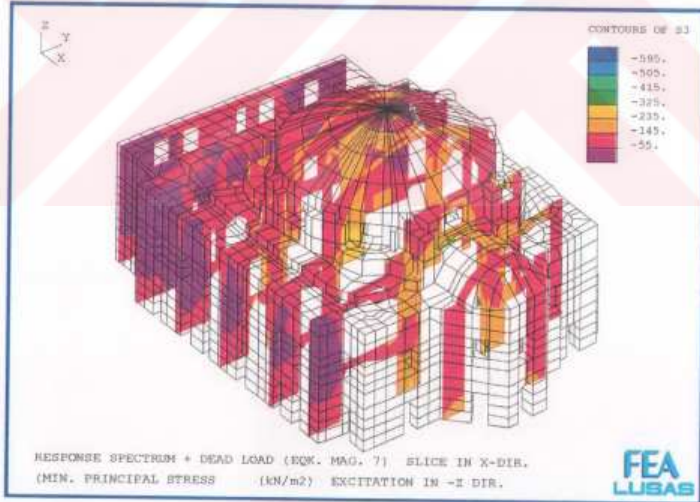
Şekil 9.81. Zati+7 Büyüklüğündeki Depremden Yapıda Oluşan max. Gerilme (-Y Doğr.)



Şekil 9.82. Zati+7 Büyüklüğündeki Depremden Yapıda Oluşan min. Gerilme (-Y Doğr.)



Şekil 9.83. Zati+7 Büyüklüğündeki Depremden Yapıda Oluşan max. Gerilme (-Z Doğr.)



Şekil 9.84. Zati+7 Büyüklüğündeki Depremden Yapıda Oluşan min. Gerilme (-Z Doğr.)

**Zati Ağırlık+Deprem Yüğü (Ms=7 ve +X Doğrultusu)**

##### RESPONSE SPECTRUM + DEAD LOAD (MAG 7) (+X)

## LINEAR/DYNAMIC ANALYSIS

Current Selected Load ID = 121  
Averaged Stress Components In Global Axes

Node	SX	SY	SZ	SXY	SYZ	SZX
Max.	926.8	699.9	1371	251.8	232.0	335.9
<b>Node</b>	<b>7716</b>	<b>7716</b>	<b>1264</b>	<b>8598</b>	<b>8559</b>	<b>1424</b>
Min.	9.00	6.027	29.11	0.1862E-09	8.417	8.483
<b>Node</b>	<b>8578</b>	<b>1489</b>	<b>9479</b>	<b>1424</b>	<b>7596</b>	<b>1117</b>

Max Principal Value	0.1384E+04	at Node	1264
Min Principal Value	-0.1427E+03	at Node	1424
Max Equivalent Value	0.1100E+04	at Node	1187
Min Equivalent Value	0.1135E+03	at Node	8586

## LINEAR/DYNAMIC ANALYSIS

Current Selected Load ID = 121  
Averaged Stress Components In Global Axes

Node	SX	SY	SZ	SXY	SYZ	SZX
Max.	988.0	834.4	934.8	242.3	188.6	230.7
<b>Node</b>	<b>18069</b>	<b>18069</b>	<b>8543</b>	<b>8571</b>	<b>19779</b>	<b>8543</b>
Min.	8.541	6.101	23.64	1.263	5.167	5.927
<b>Node</b>	<b>12837</b>	<b>12674</b>	<b>19787</b>	<b>12547</b>	<b>12838</b>	<b>16937</b>

Max Principal Value	0.1097E+04	at Node	18069
Min Principal Value	-0.1697E+03	at Node	8571
Max Equivalent Value	0.8795E+03	at Node	7600
Min Equivalent Value	0.1048E+03	at Node	12608

## LINEAR/DYNAMIC ANALYSIS

Current Selected Load ID = 121  
Averaged Stress Components In Global Axes

Node	SX	SY	SZ	SXY	SYZ	SZX
Max.	922.4	555.1	1957	200.1	186.2	368.7
<b>Node</b>	<b>7649</b>	<b>9675</b>	<b>1780</b>	<b>6583</b>	<b>9660</b>	<b>1837</b>
Min.	9.995	5.223	29.85	0.2803E-09	7.099	5.791
<b>Node</b>	<b>6666</b>	<b>8754</b>	<b>9651</b>	<b>2050</b>	<b>7905</b>	<b>8725</b>

Max Principal Value	0.1985E+04	at Node	1780
Min Principal Value	-0.2032E+03	at Node	1836
Max Equivalent Value	0.1660E+04	at Node	1780
Min Equivalent Value	0.9317E+02	at Node	8699

**Zati Ağırlık+Deprem Yüğü (Ms=7 ve +Y Doğrultusu)**

##### RESPONSE SPECTRUM + DEAD LOAD (MAG 7) (+Y)

LINEAR/DYNAMIC ANALYSIS

Current Selected Load ID = 122  
Averaged Stress Components In Global Axes

Node	SX	SY	SZ	SXY	SYZ	SZX
Max.	958.6	1596	2316	310.9	552.5	251.1
Node	<b>6565</b>	<b>8543</b>	<b>1424</b>	<b>6451</b>	<b>1424</b>	<b>9542</b>
Min.	5.774	6.781	17.75	0.3438E-09	4.372	4.194
Node	<b>1451</b>	<b>1451</b>	<b>9454</b>	<b>1424</b>	<b>8608</b>	<b>8624</b>

Max Principal Value 0.2480E+04 at Node 1424  
Min Principal Value -0.1574E+03 at Node 7708  
Max Equivalent Value 0.1987E+04 at Node 1424  
Min Equivalent Value 0.1354E+03 at Node 1034

LINEAR/DYNAMIC ANALYSIS

Current Selected Load ID = 122  
Averaged Stress Components In Global Axes

Node	SX	SY	SZ	SXY	SYZ	SZX
Max.	789.4	1150	1738	286.1	456.5	295.9
Node	<b>8648</b>	<b>8571</b>	<b>8647</b>	<b>19777</b>	<b>8571</b>	<b>19843</b>
Min.	5.511	5.161	23.12	0.8257	9.734	6.897
Node	<b>8624</b>	<b>12674</b>	<b>18063</b>	<b>12838</b>	<b>19794</b>	<b>19753</b>

Max Principal Value 0.1806E+04 at Node 8647  
Min Principal Value -0.1986E+03 at Node 12681  
Max Equivalent Value 0.1341E+04 at Node 8647  
Min Equivalent Value 0.9233E+02 at Node 18986

LINEAR/DYNAMIC ANALYSIS

Current Selected Load ID = 122  
Averaged Stress Components In Global Axes

Node	SX	SY	SZ	SXY	SYZ	SZX
Max.	1123	1202	2163	220.0	521.6	253.8
Node	<b>6583</b>	<b>7649</b>	<b>2050</b>	<b>8719</b>	<b>2050</b>	<b>9560</b>
Min.	13.44	6.983	33.11	0.9300E-10	7.225	5.653
Node	<b>1973</b>	<b>1763</b>	<b>8663</b>	<b>2050</b>	<b>8727</b>	<b>8767</b>

Max Principal Value 0.2319E+04 at Node 2050  
Min Principal Value -0.1701E+03 at Node 7662  
Max Equivalent Value 0.1860E+04 at Node 2050  
Min Equivalent Value 0.1015E+03 at Node 5666

Yukarıdaki hesap ve gerilme diyagramları çıktıklarından da görülebileceği gibi depremin negatif taraftan etkimesi durumunda değerler pozitif tarafın tersi olarak çıkmaktadır. Yapının kendi ağırlığı ile  $M_s=5$  ve  $M_s=7$  büyüklüğündeki depremlerin etkimesi durumunda sonuçlar şöyle olmaktadır:

**DEPREM BÜYÜKLÜĞÜ :  $M_S=5$  (ZATİ+DEPREM YÜKLEMESİ)**

**Deprem Etkime Doğrultusu : +X**

Max. çekme gerilmesi	: 30 kN/m <sup>2</sup> – 324 kN/m <sup>2</sup>
Max basınç gerilmesi	: -4 kN/m <sup>2</sup> _ -60 kN/m <sup>2</sup>

**Deprem Etkime Doğrultusu : +Y**

Max. çekme gerilmesi	: 37 kN/m <sup>2</sup> – 417 kN/m <sup>2</sup>
Max basınç gerilmesi	: -12 kN/m <sup>2</sup> _ -52 kN/m <sup>2</sup>

**Deprem Etkime Doğrultusu : +Z**

Max. çekme gerilmesi	: 11 kN/m <sup>2</sup> – 118 kN/m <sup>2</sup>
Max basınç gerilmesi	: -1 kN/m <sup>2</sup> _ -7 kN/m <sup>2</sup>

**Deprem Etkime Doğrultusu : -X**

Max. çekme gerilmesi	: 4 kN/m <sup>2</sup> – 60 kN/m <sup>2</sup>
Max basınç gerilmesi	: -30 kN/m <sup>2</sup> _ -324 kN/m <sup>2</sup>

**Deprem Etkime Doğrultusu : -Y**

Max. çekme gerilmesi	: 12 kN/m <sup>2</sup> – 52 kN/m <sup>2</sup>
Max basınç gerilmesi	: -37 kN/m <sup>2</sup> _ -417 kN/m <sup>2</sup>

**Deprem Etkime Doğrultusu : -Z**

Max. çekme gerilmesi	: 1 kN/m <sup>2</sup> – 7 kN/m <sup>2</sup>
Max basınç gerilmesi	: -11 kN/m <sup>2</sup> _ -118 kN/m <sup>2</sup>

**DEPREM BÜYÜKLÜĞÜ : Ms=7 (ZATİ+DEPREM YÜKLEMESİ)**

**Deprem Etkime Doğrultusu : +X**

Max. çekme gerilmesi	: 168 kN/m <sup>2</sup> – 1845 kN/m <sup>2</sup>
Max basınç gerilmesi	: -22 kN/m <sup>2</sup> _ -345 kN/m <sup>2</sup>

**Deprem Etkime Doğrultusu : +Y**

Max. çekme gerilmesi	: 205 kN/m <sup>2</sup> –2305 kN/m <sup>2</sup>
Max basınç gerilmesi	: -68 kN/m <sup>2</sup> _ -289 kN/m <sup>2</sup>

**Deprem Etkime Doğrultusu : +Z**

Max. çekme gerilmesi	: 55 kN/m <sup>2</sup> – 595 kN/m <sup>2</sup>
Max basınç gerilmesi	: -9 kN/m <sup>2</sup> _ -36 kN/m <sup>2</sup>

**Deprem Etkime Doğrultusu : -X**

Max. çekme gerilmesi	: 22 kN/m <sup>2</sup> – 345 kN/m <sup>2</sup>
Max basınç gerilmesi	: -168 kN/m <sup>2</sup> _ -1845 kN/m <sup>2</sup>

**Deprem Etkime Doğrultusu : -Y**

Max. çekme gerilmesi	: 68 kN/m <sup>2</sup> –289 kN/m <sup>2</sup>
Max basınç gerilmesi	: -205 kN/m <sup>2</sup> _ -2305 kN/m <sup>2</sup>

**Deprem Etkime Doğrultusu : -Z**

Max. çekme gerilmesi	: 9 kN/m <sup>2</sup> – 36 kN/m <sup>2</sup>
Max basınç gerilmesi	: -55 kN/m <sup>2</sup> _ -595 kN/m <sup>2</sup>

Bu sonuçlara bakıldığında yapı Ms=5 büyüklüğündeki bir depreme dayanabilmekte, çıkan çekme ve basınç gerilmeleri yapıda fazlaca hasara neden olmamakta yada yapının göçme riskini arttırmamaktadır. Ancak Ms=7 büyüklüğündeki bir depremde yapı oldukça zorlanmaktadır. Burada şunu belirtmekte fayda vardır, şu an İstanbul ve çevresi 7 ve daha yukarı büyüklükteki depremin olma periyodu içindedir. Başka bir deyişle, 100 yıllık

periyotlarda oluşan yüksek büyüklükteki depremin meydana gelme olasılığı yüksek yıllarda bulunmaktadır. Bu risk her yıl daha da artmaktadır.

Deprem ve kendi ağırlığı altındaki yüklere maruz olan yapının bu yükler altında lineer davrandığı kabul edilirse, oluşan gerilme diyagramlarından  $M_s=7$  büyüklüğündeki bir depremde statik gerilmelere göre 3 ila 4 katı gerilmeler meydana gelmektedir. Bununla birlikte kütleli rijit bir diyafram halinde davrandığı, ancak kubbenin bu büyüklükteki bir depremde zorlandığı, özellikle 3. ayağın bulunduğu kısımlarda çekme gerilmelerinin yoğunlaştığı görülmektedir. Öte yandan max. çekme gerilmesi 1 Mpa' in üzerinde olan yerler incelendiğinde ve hatta daha büyük olan (18.45 Mpa) çekme gerilmelerinin noktasal yerleri incelendiğinde hakikaten buralarda çatlakların mevcut olduğu, yani bu yerlerin rijitliğinin daha az olduğu söylenebilir.

Yukarıdaki değerlendirmeler, bugünkü haliyle K. Ayasofya' da, hafif depremlerde önemli hasar beklenmemesi, gerektiğini, ancak büyük depremlerin binada göçmelere ve çatlaklara kadar varabilecek hasarlara yol açabileceğini göstermektedir. Önceki bölümde verilen çatlak yerleri, rijitlik yönünden düşük bölgeler olduğundan olası bir depremde buralardaki hasarların artabileceği, kubbenin özellikle 3. ayağının bulunduğu yerdeki çekme gerilmelerinin etkili olacağı ve kubbeye zarar vereceği de söylenebilir.

#### 9.8.5. K. Ayasofya Camii' nde Mesnet Hareketinin İncelenmesi

Camii üzerinde baştan beri yapılan gerek topoğrafik ölçümlerden ve gerekse çatlak incelemelerinden yapıda ciddi bir deformasyon ve kubbeye karşılıklı iki nokta arasında ciddi kot farklılıkları bulunduğu belirlenmiştir. Yapılan zemin incelemelerinden de, zeminin ve zemin yer altı suyunun yapıda hareketlere neden olabileceği, özellikle ayaklarda yada temel mesnetlerinde oturmaların meydana gelebileceği saptanmıştır.

Çalışmanın bu bölümünde, K. Ayasofya' nın mesnet hareketi irdelenecektir. Öncelikle dört mesnet ayağı üzerinde durulacak ve her ayağın tek tek aşağıya doğru deformasyon yada oturma yaptığı kabul edilecektir. Böylece yapıda oluşacak çekme ve basınç gerilmeleri irdelenecektir. Bu gerilmelerin yapıdaki elemanların taşıma mukavemetlerini aştığı anda



bu kısımda çatlak oluşacağı kabulü ile statik analiz yapılacaktır. Gerçekte burada non-linear analizin yapılması daha uygun olmakla birlikte, non-linear analizde bu hesap çok uzun vakit almakta, mevcut bilgisayar kapasitelerinin çok üzerinde işlemler gerektiğinden hesaplama bu şekilde linear olarak yapılabilmektedir. Bu nedenle tezin bu bölümünde öncelikle bir tek ayak için non-linear analiz yapılacaktır.

*Hesaplamalarda ayakların yaptığı yada göçmeden yapabilecekleri çökmeyi bulmak amacıyla, özellikle deplasman yaptığı düşünülen 3.ayağın 10 cm. çökme yaptığı kabulü ile non-linear analiz yapılmıştır. Artımlar 1 cm. verilerek her cm.'de yapıda oluşan çekme ve basınç gerilmeleri okunmuştur. Non-linear analizde yapı 3 cm.'de göçmüştür. Yapının halen ayakta olduğu düşünülürse göçmenin en çok 2 cm. olabileceği, ancak 3. ayağın 2 cm. çökmesi durumunda da bütün kubbeye çekme gerilmelerinin çok yüksek olduğu saptanmıştır. Bu nedenle ayakların her birinin çökme miktarı 1 cm., ancak iki ayak arasındaki çökme kıyaslamasının 2 cm. olabileceği belirlenmiştir.*

Bu çalışmada önce mesnetlerin tek tek çökmeleri, sonra ikişerli aynı oranda çökmeleri yine ikişerli olarak farklı oranda çökmeleri hesaplanmıştır. Dolayısıyla hesap oldukça uzun ve zaman alıcıdır. Bununla birlikte buradan elde edilecek sonuçlar, ileride yapılacak non-linear statik hesaplarda veri olarak kullanılacaktır. Dolayısıyla bu denli linear olmayan hesaplama yerine çöken ayaklar tespit edilerek, deplasman ve çatlak tahkiki için tek bir non-linear hesaplama yapılacaktır.

Her ayağın tek tek oturma yaptığı kabulünden sonra, ayakların karşılıklı ve her iki ayağın birlikte oturması da incelenmiştir. Toplam 6 çeşit değişik hesaplama yapılmış olup bunların ayrıntılı ifadeleri ve diyagramları aşağıda verilmiştir. Aynı şekilde mesnetlere verilen isimlerle buralarda meydana gelen max. gerilme noktaları ve yüklemeleri de şekilde verilmiştir.

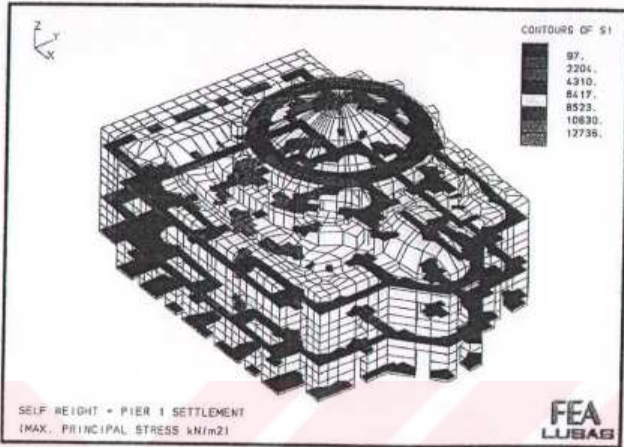
Bütün bu hesaplamalar sonucunda, yapıdaki çatlak yerleri tespit edildiğinde oturmanın yada mesnet hareketinin o hesapta kabul edilen oturma bölgesi yada mesnet ayağı olduğu belirlenmiştir. Başka bir deyişle bu değişik mesnet ayağı oturma hesapları sonucunda, çekme gerilmesi yüksek olan bölgeler ile çatlakların bulunduğu yerler çakışınca oturmanın

nerede olduğu tespit edilmiştir. Aşağıda bu hesaplamalar ve gerilme diyagramları verilmiştir.

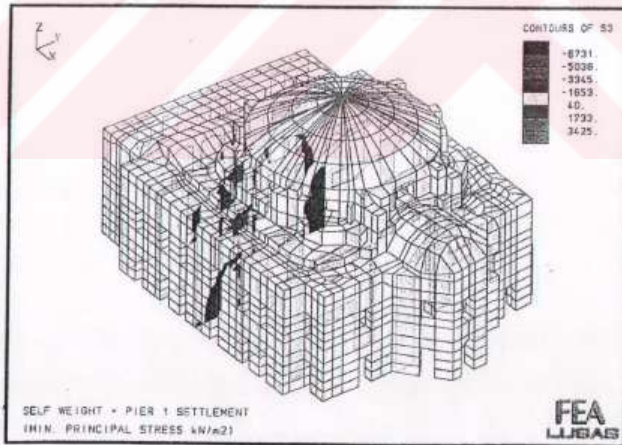
Tarihi yapılardaki çatlak nedenleri ve deprem bölgesindeki yapıların olası bir depremde oluşacak zorlamalarının bilinmesi ile yapı, depreme dayanıklı hale getirildiği gibi, çatlak nedenine göre de sağlamlaştırılır. 8. Bölümde verilen malzeme ve sonlu eleman büyüklüklerinin seçiminin doğruluğu bu hesaplarla da kanıtlanmıştır. Bölüm sonunda yapılacak irdelemelerde, elde edilen çatlak yerleri ile yapıdaki çatlak yerleri uyum içindedir. Burada bütün hesaplar anlatılmayacaktır. Hesap çıktıları ve çizimleri uzun ve yer kaplayıcı olduğundan burada yalnızca sonuçlar verilmekle yetinilmiştir.

Şekillerle ve hesaplarla ilgili açıklama yapmak gerekirse; Şekil 9.85-Şekil 9.96 arasındaki şekiller yalnızca bir mesnetin çökmesi sonucu oluşan gerilmelerdir. Bu kısımda yapıdaki mesnetlerin yalnızca bir tekinin çökmesi incelenmiştir. Dolayısıyla her mesnet tek tek ele alınmıştır. Şekil 9.97-Şekil 9.108 arasındaki şekillerde, iki mesnetin aynı anda deplasman yaptığı kabul edilmiştir. Bu kısımda her türlü konfigürasyon düşünülmüş, bütün temellerin karşılıklı olarak deplasmanları hesaplanmıştır. Şekil 9.109 ve Şekil 9.120 arasındaki şekillerde ise, değişik formlardaki iki şeklin farklı olarak deplasman yaptığı kabul edilerek hesap yapılmıştır. Şekil 9.121 ve Şekil 9.132 arasındaki şekillerde, bir önceki hesaplarda yapılan farklı çökme iki mesnet arasında değiştirilmiştir. Başka bir deyişle, önceki hesapta 1 mesnedi 2 mesnedine göre daha fazla deplasman yaparken, bu hesapta 2 mesnedi 1 mesnedine göre daha fazla çökme yapmaktadır.

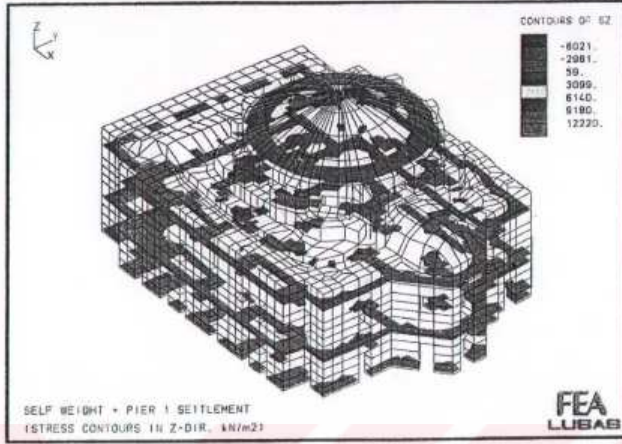
Diyagramların bitiminde bazı elemanların hesap çıktıları alınmıştır.



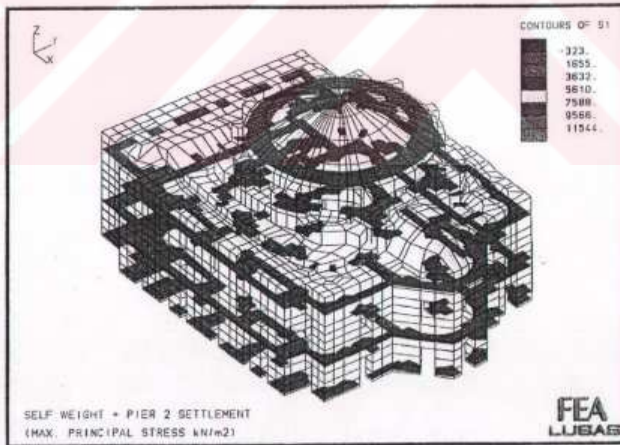
Şekil 9.85. Yapının Kendi Ağırlığı Altında 1. Ayağın Çökmesi (Max. Gerilme Diyagramı)



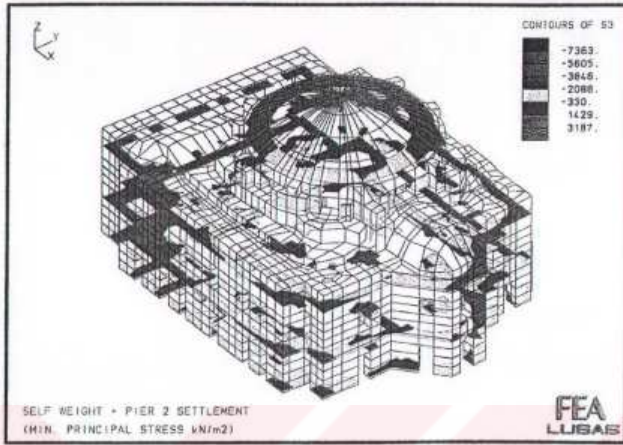
Şekil 9.86. Yapının Kendi Ağırlığı Altında 1. Ayağın Çökmesi (Min. Gerilme Diyagramı)



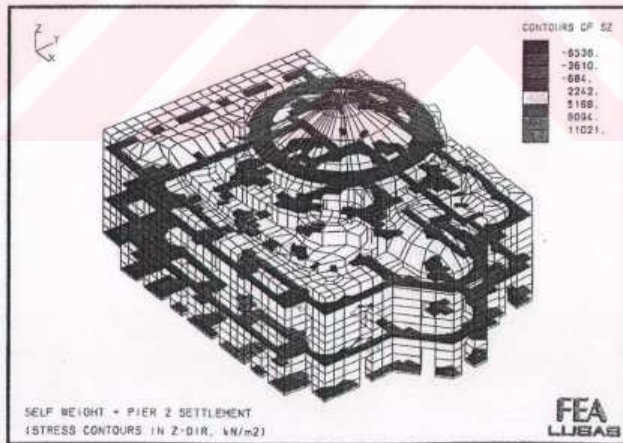
Şekil 9.87. Yapının Kendi Ağırlığı Altında 1. Ayağın Çökmesi (S<sub>Z</sub> Gerilme Diyagramı)



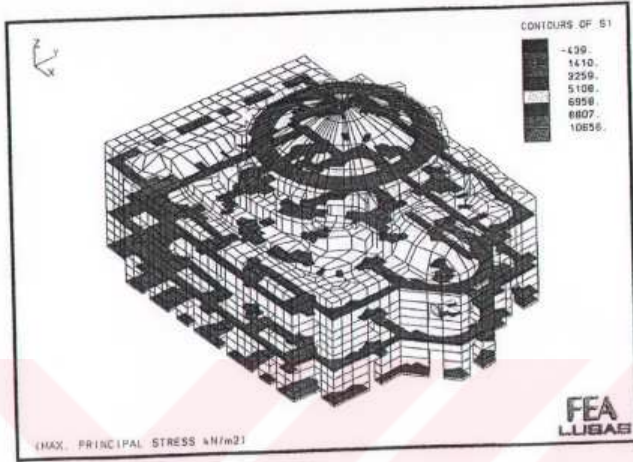
Şekil 9.88. Yapının Kendi Ağırlığı Altında 2. Ayağın Çökmesi (Max. Gerilme Diyagramı)



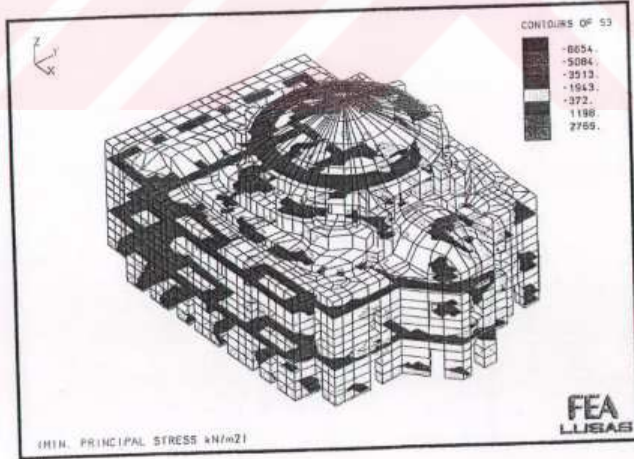
Şekil 9.89. Yapının Kendi Ağırlığı Altında 2. Ayağın Çökmesi (Min. Gerilme Diyagramı)



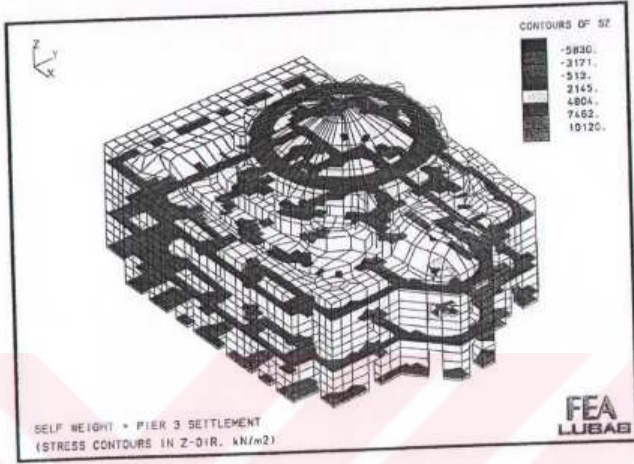
Şekil 9.90. Yapının Kendi Ağırlığı Altında 2. Ayağın Çökmesi (Sz Gerilme Diyagramı)



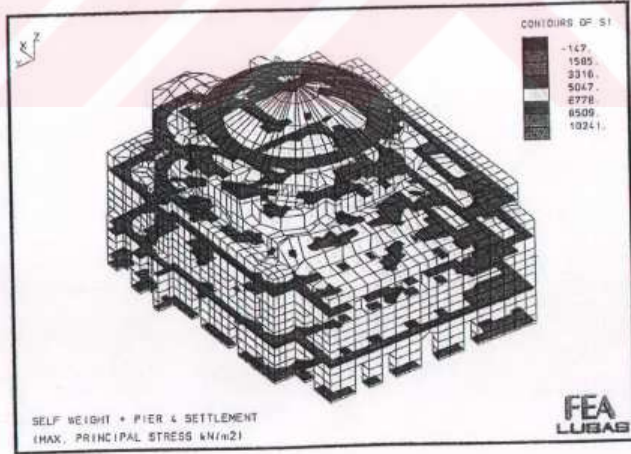
Şekil 9.91. Yapının Kendi Ağırlığı Altında 3. Ayağın Çökmesi (Max. Gerilme Diyagramı)



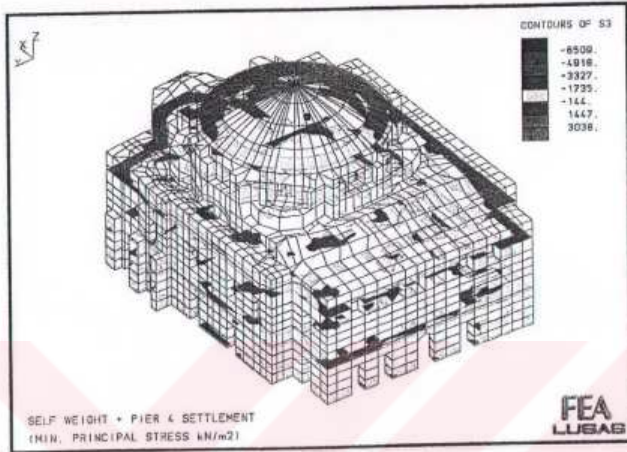
Şekil 9.92. Yapının Kendi Ağırlığı Altında 3. Ayağın Çökmesi (Min. Gerilme Diyagramı)



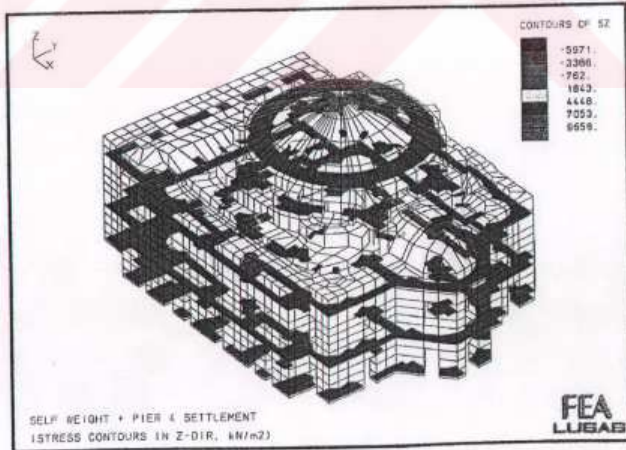
Şekil 9.93. Yapının Kendi Ağırlığı Altında 3. Ayağın Çökmesi (Sz. Gerilme Diyagramı)



Şekil 9.94. Yapının Kendi Ağırlığı Altında 4. Ayağın Çökmesi (Max. Gerilme Diyagramı)

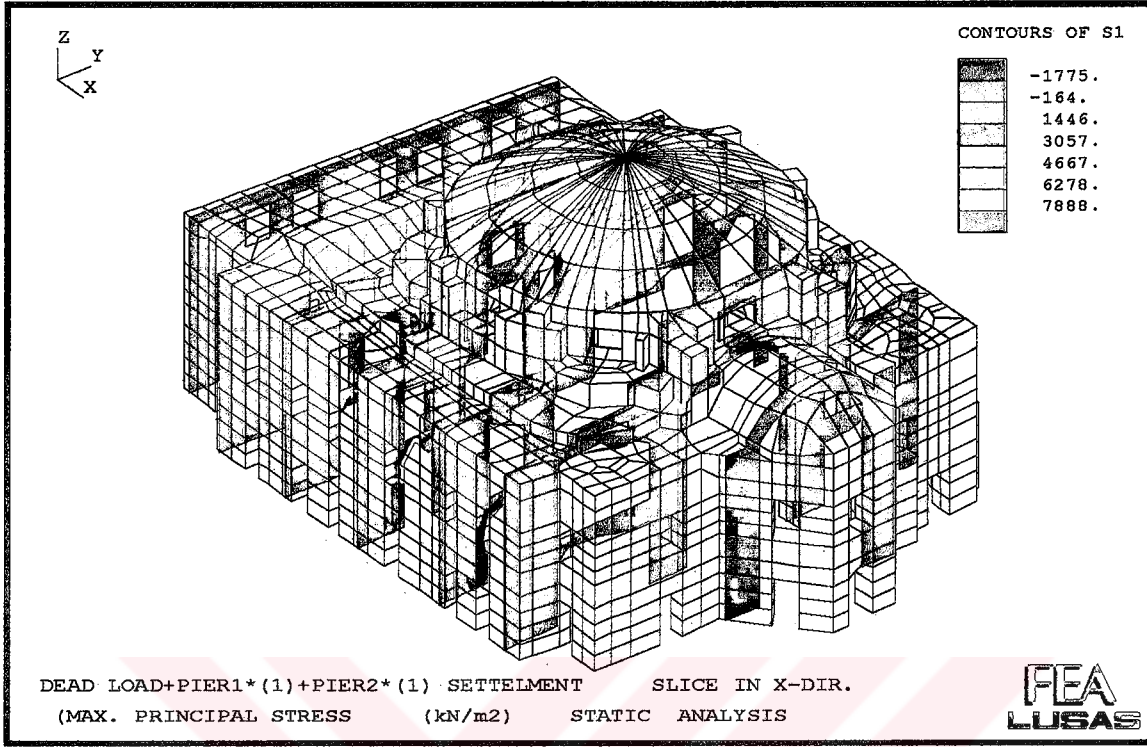


Şekil 9.95. Yapının Kendi Ağırlığı Altında 4. Ayağın Çökmesi (Min. Gerilme Diyagramı)

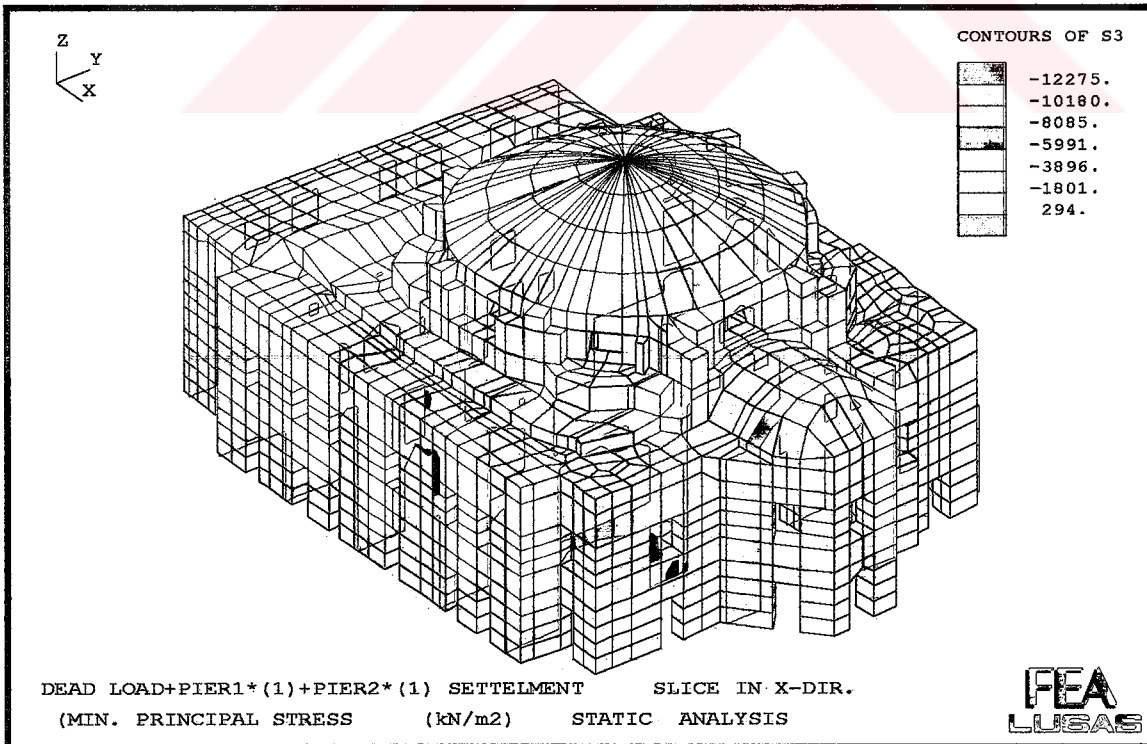


Şekil 9.96. Yapının Kendi Ağırlığı Altında 4. Ayağın Çökmesi (Sz Gerilme Diyagramı)

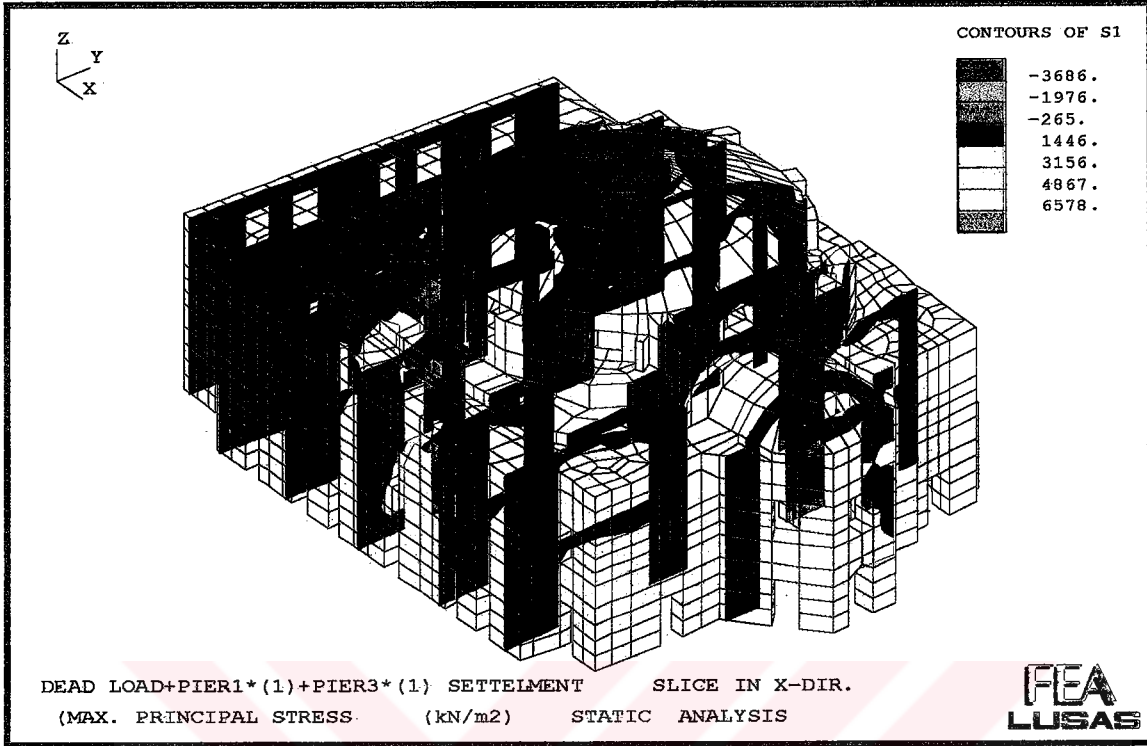




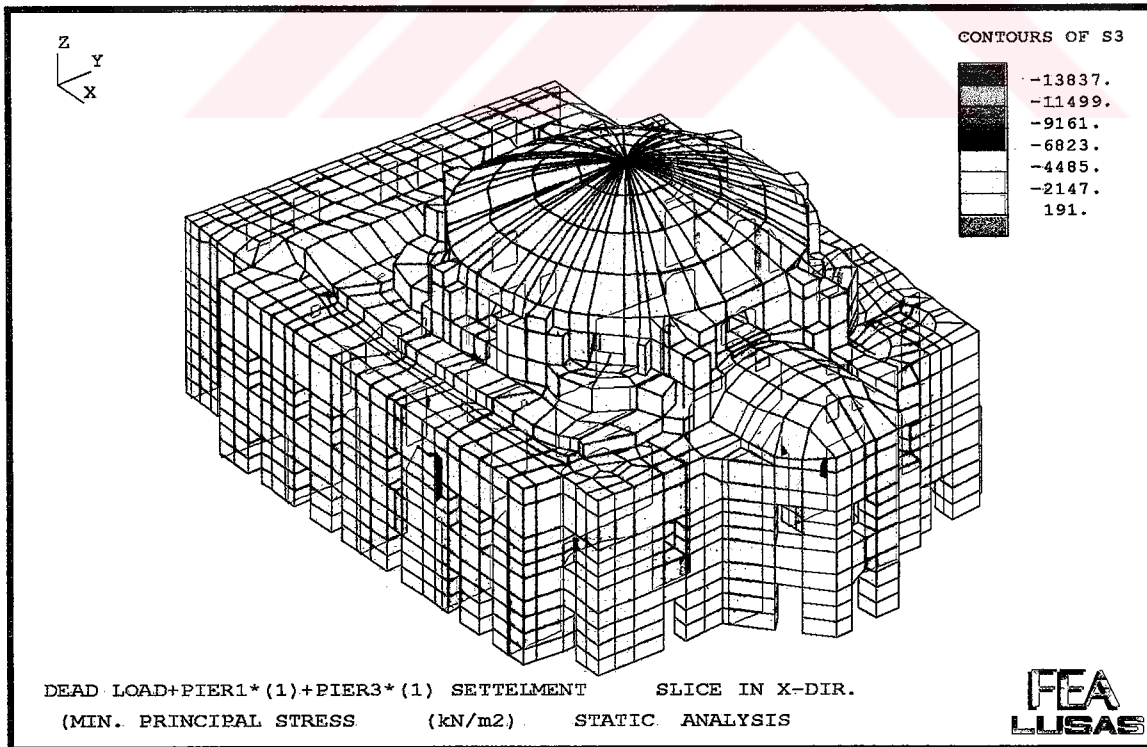
Şekil 9.97. Yapının Kendi Ağırlığı Altında 1. ve 2. Ayağın Aynı Oranda Çökmesi (Max. Gerilme Diyagramı)



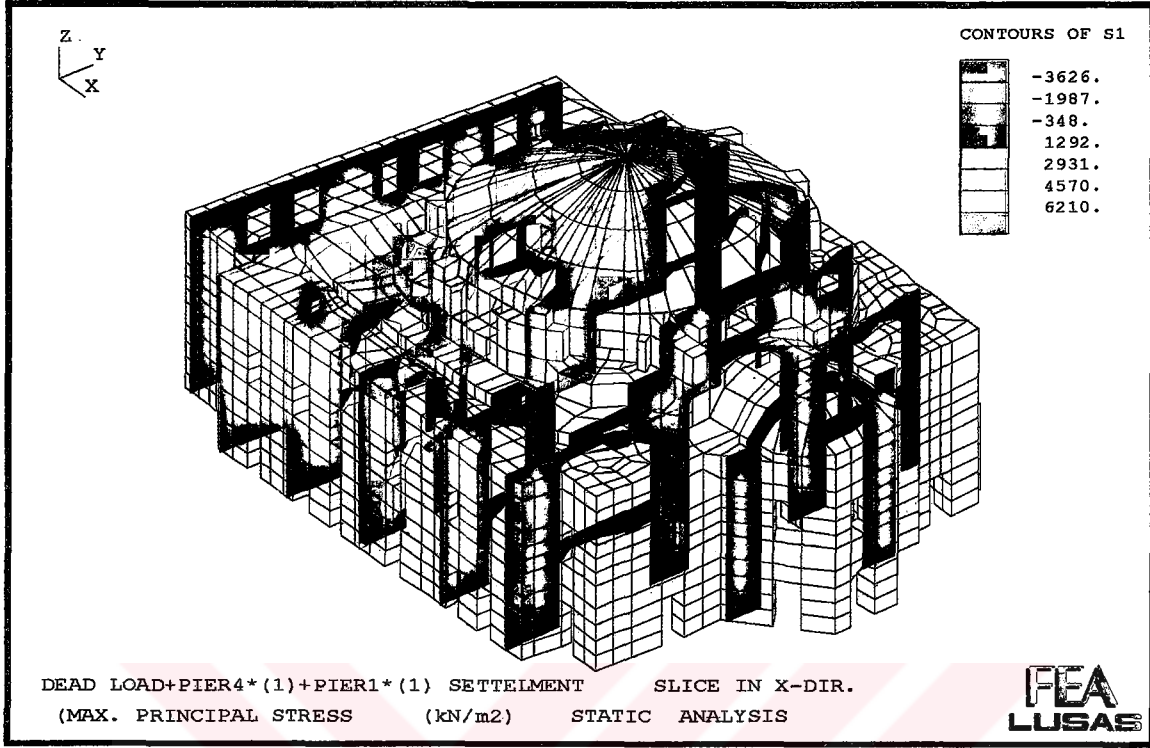
Şekil 9.98. Yapının Kendi Ağırlığı Altında 1. ve 2. Ayağın Aynı Oranda Çökmesi (Min. Gerilme Diyagramı)



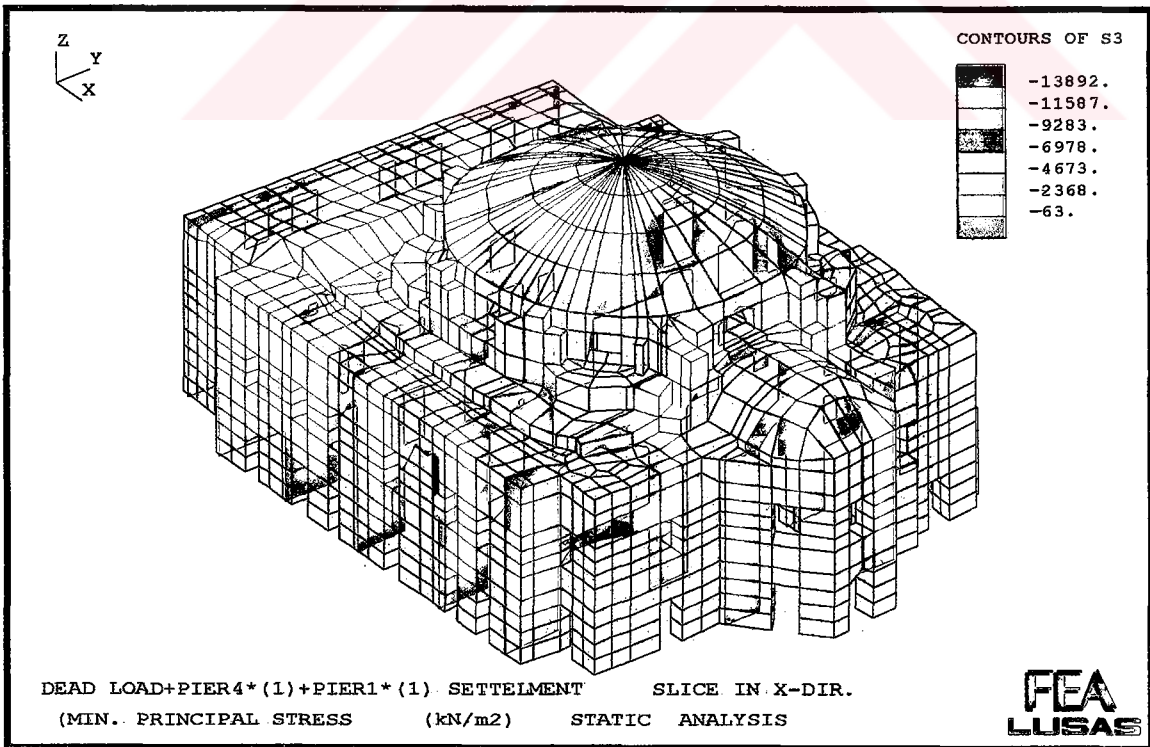
Şekil 9.99. Yapının Kendi Ağırlığı Altında 1. ve 3. Ayağın Aynı Oranda Çökmesi (Max. Gerilme Diyagramı)



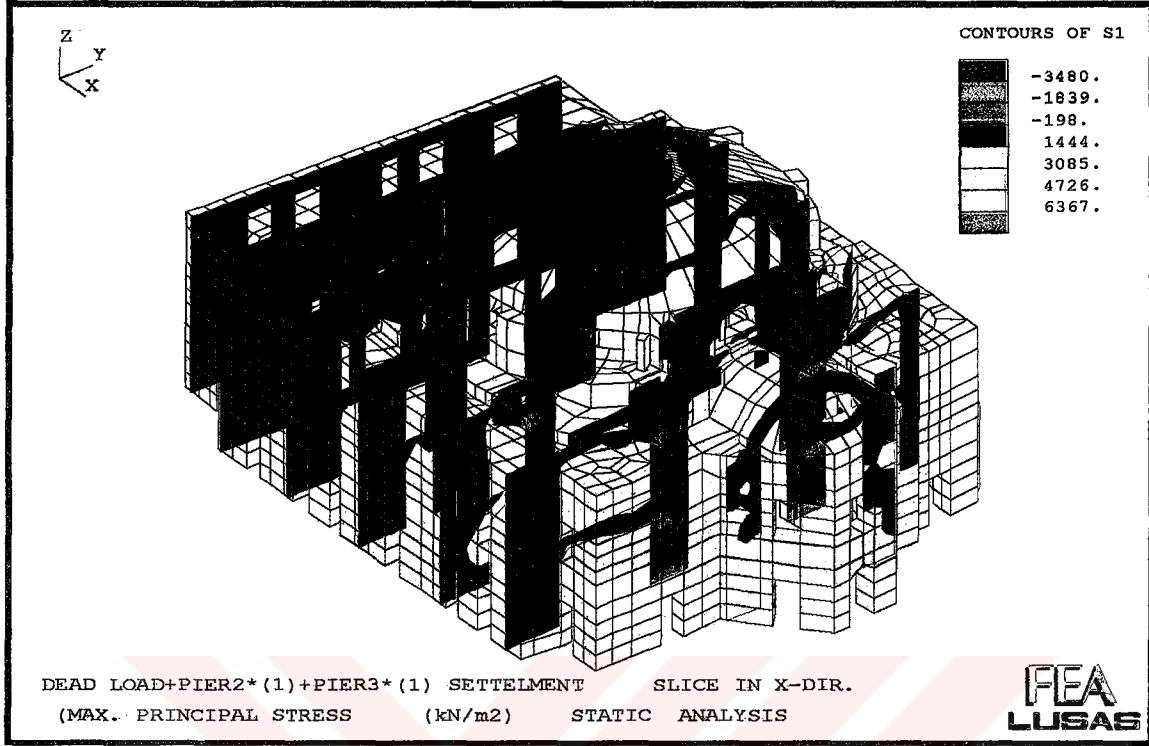
Şekil 9.100. Yapının Kendi Ağırlığı Altında 1. ve 3. Ayağın Aynı Oranda Çökmesi (Min. Gerilme Diyagramı)



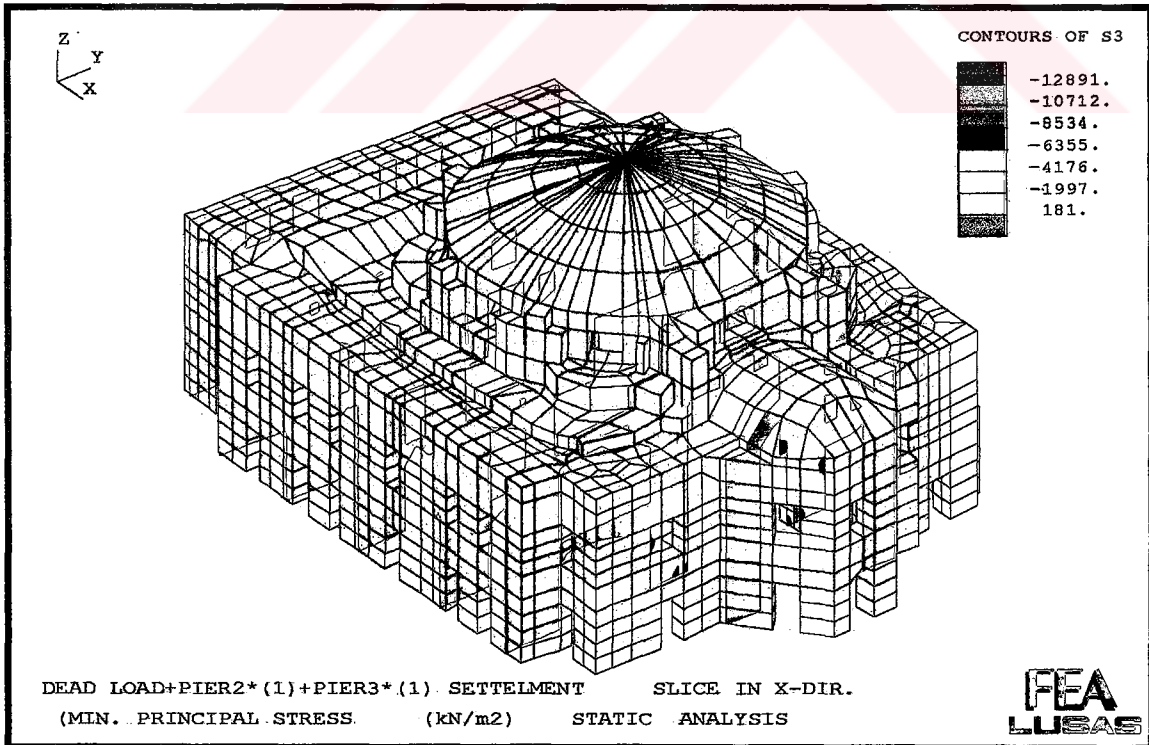
Şekil 9.101. Yapının Kendi Ağırlığı Altında 1. ve 4. Ayağın Aynı Oranda Çökmesi (Max. Gerilme Diyagramı)



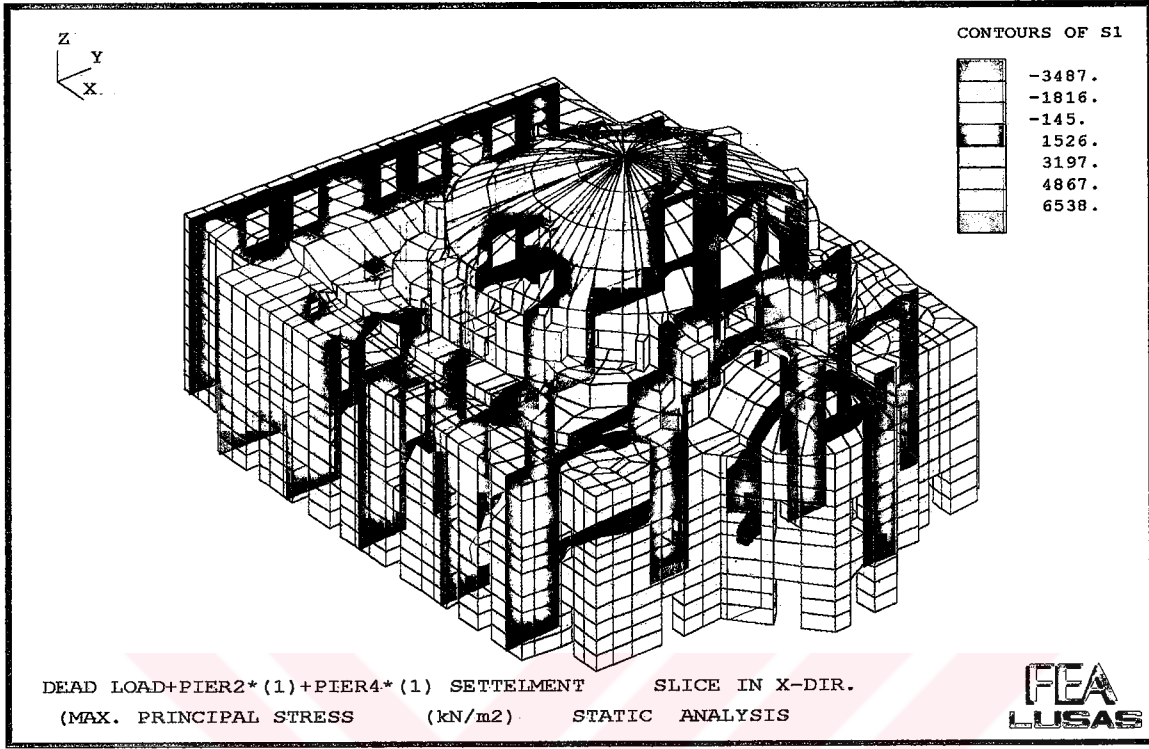
Şekil 9.102. Yapının Kendi Ağırlığı Altında 1. ve 4. Ayağın Aynı Oranda Çökmesi (Min. Gerilme Diyagramı)



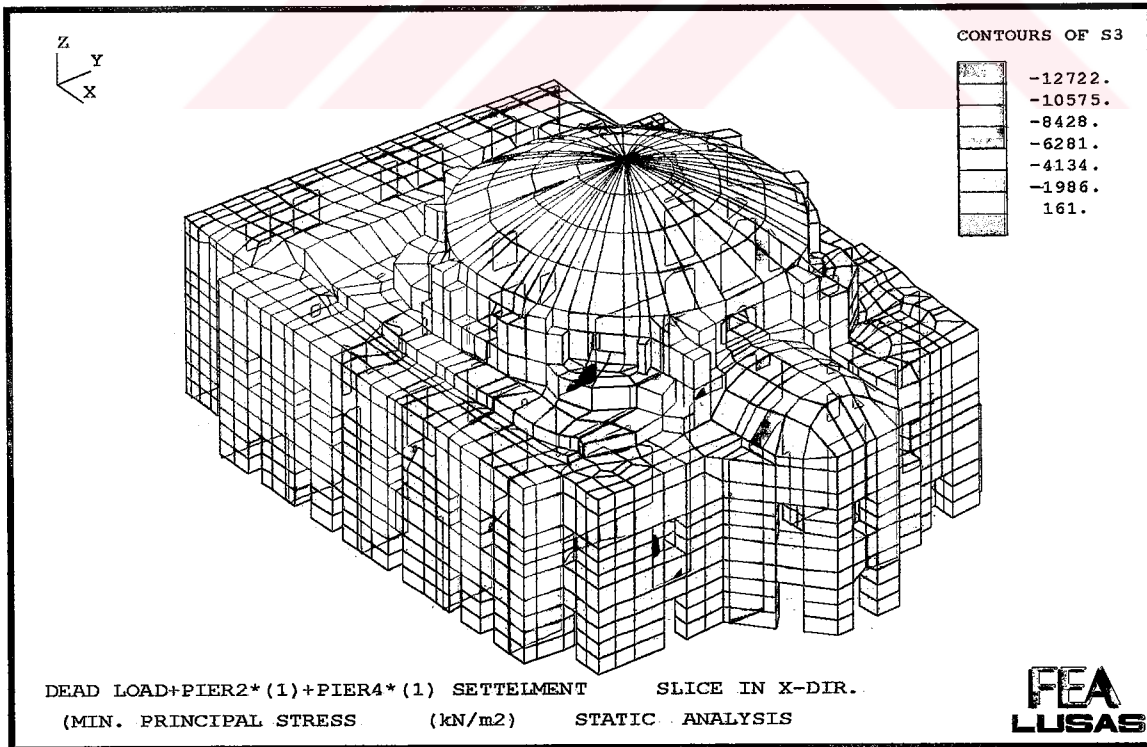
Şekil 9.103. Yapının Kendi Ağırlığı Altında 2. ve 3. Ayağın Aynı Oranda Çökmesi (Max. Gerilme Diyagramı)



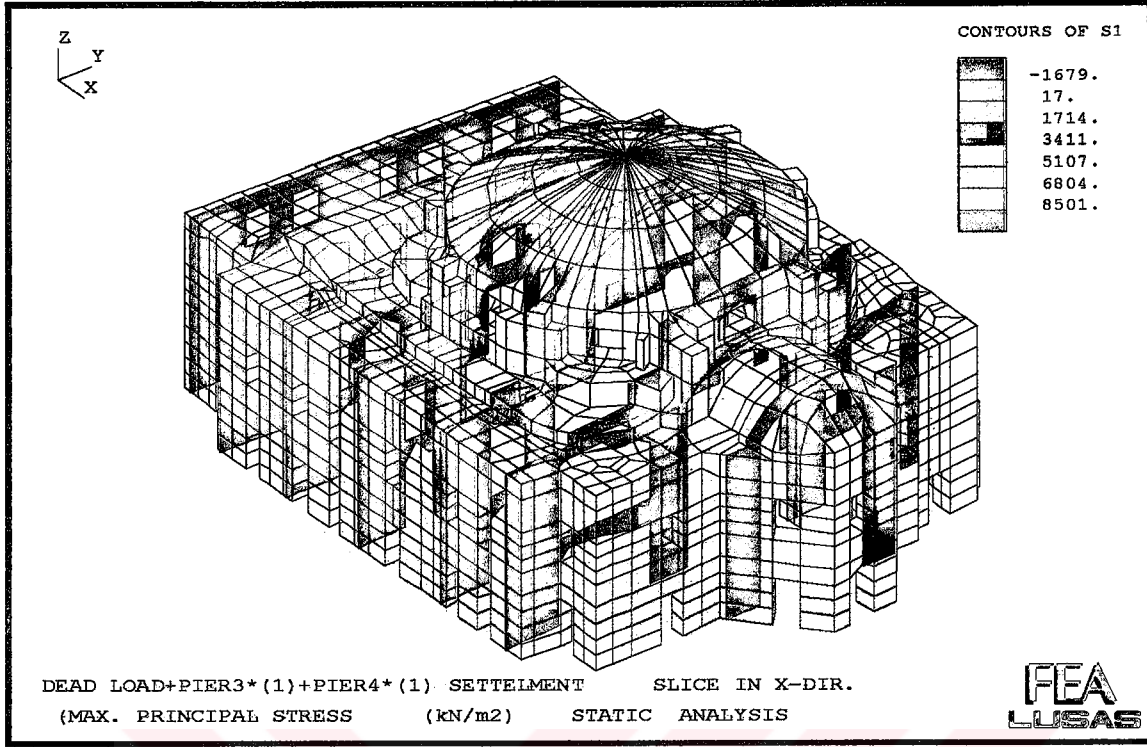
Şekil 9.104. Yapının Kendi Ağırlığı Altında 2. ve 3. Ayağın Aynı Oranda Çökmesi (Min. Gerilme Diyagramı)



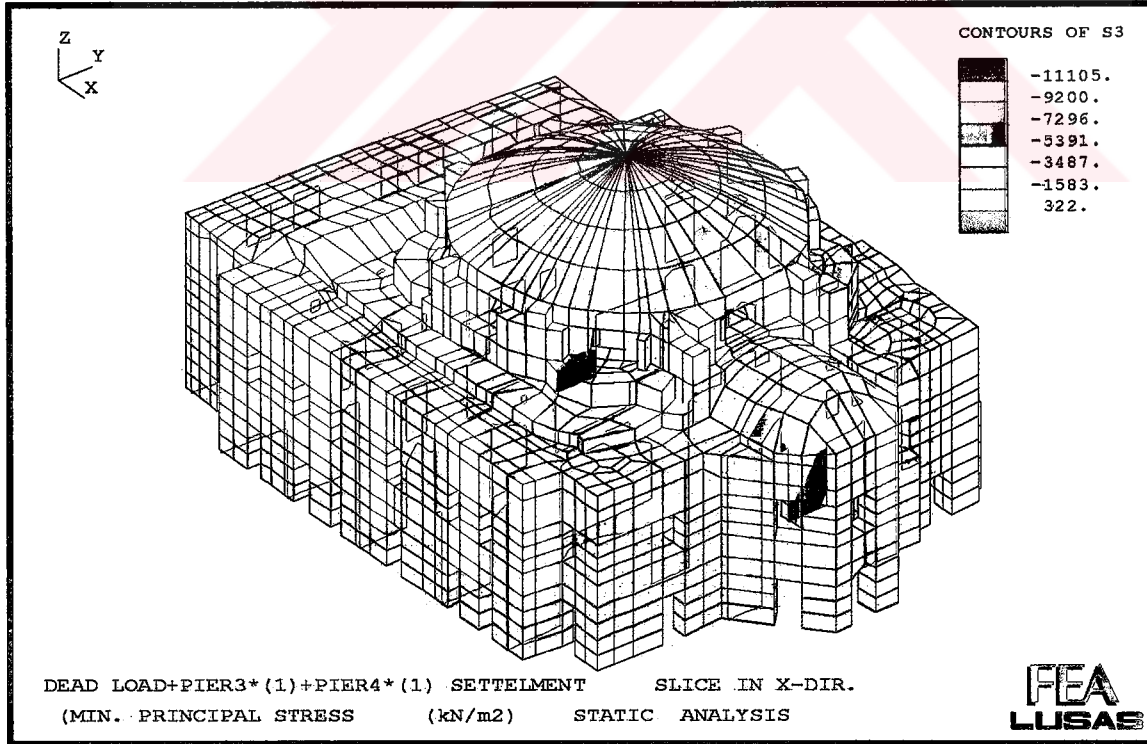
Şekil 9.105. Yapının Kendi Ağırlığı Altında 2. ve 4. Ayağın Aynı Oranda Çökmesi (Max. Gerilme Diyagramı)



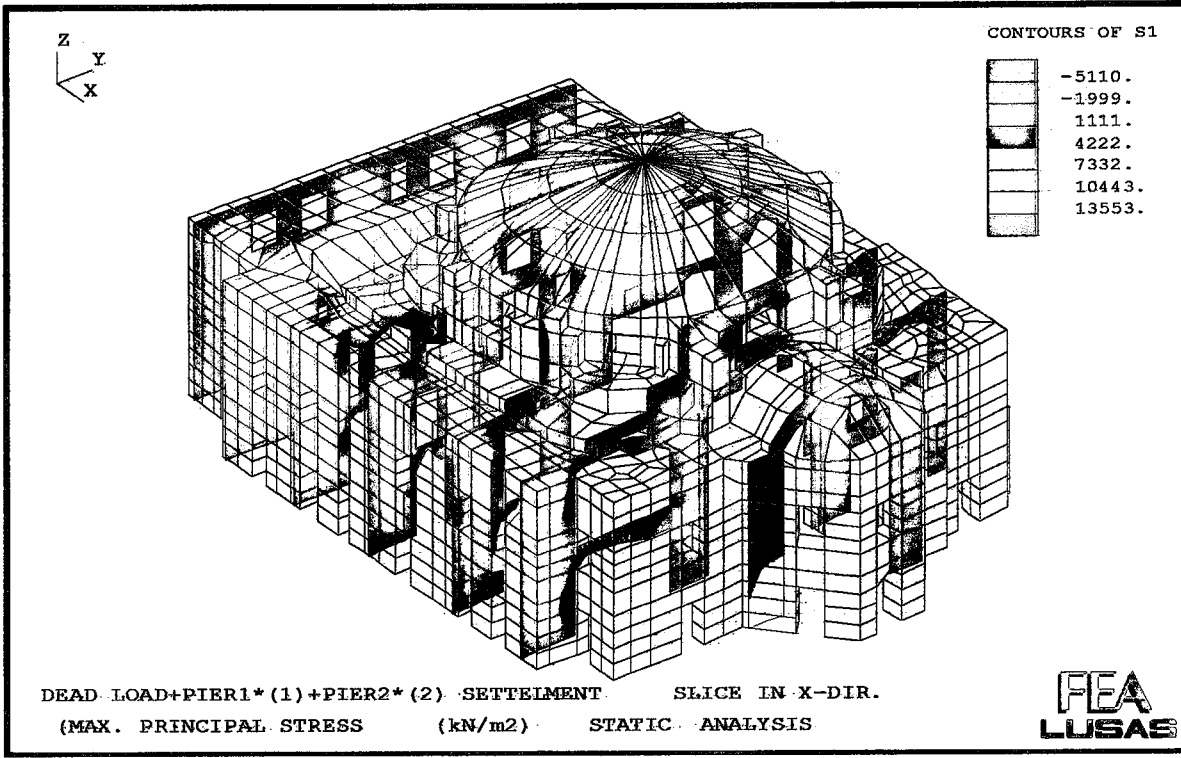
Şekil 9.106. Yapının Kendi Ağırlığı Altında 2. ve 4. Ayağın Aynı Oranda Çökmesi (Min. Gerilme Diyagramı)



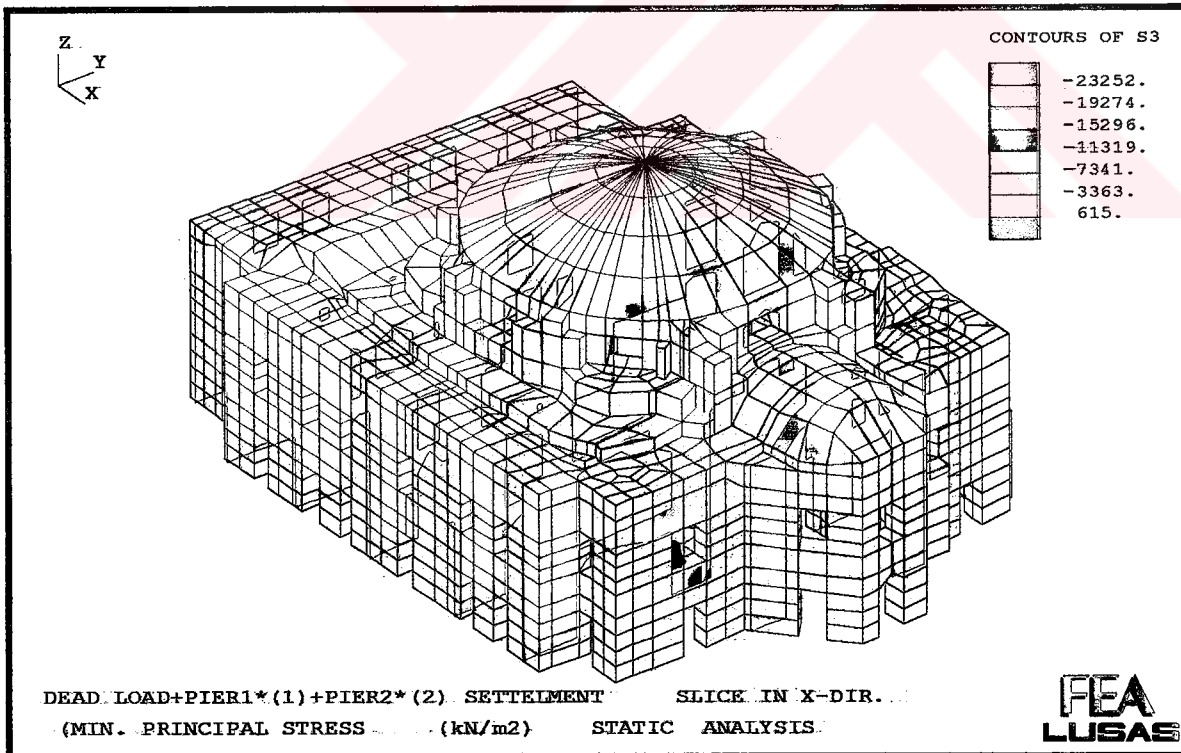
Şekil 9.107. Yapının Kendi Ağırlığı Altında 3. ve 4. Ayağın Aynı Oranda Çökmesi (Max. Gerilme Diyagramı)



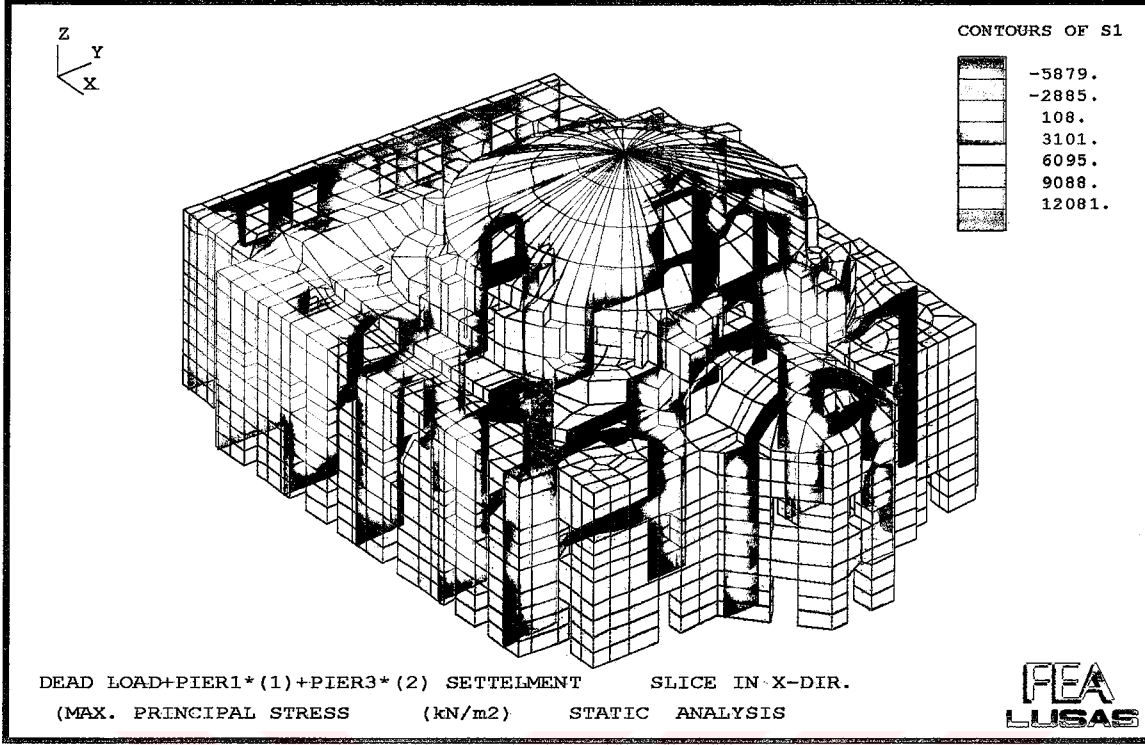
Şekil 9.108. Yapının Kendi Ağırlığı Altında 3. ve 4. Ayağın Aynı Oranda Çökmesi (Min. Gerilme Diyagramı)



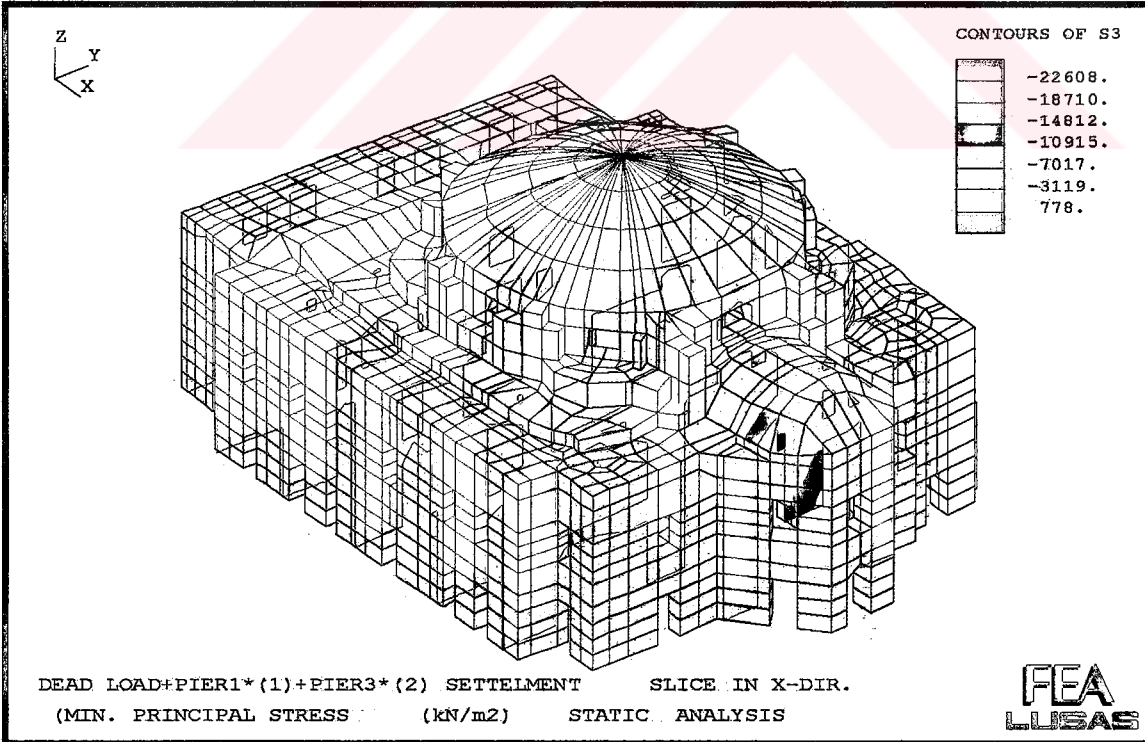
Şekil 9.109. Yapının Kendi Ağırlığı Altında 1. ve 2. Ayağın Farklı Oranda Çökmesi (Max. Gerilme Diyagramı)



Şekil 9.110. Yapının Kendi Ağırlığı Altında 1. ve 2. Ayağın Farklı Oranda Çökmesi (Min. Gerilme Diyagramı)

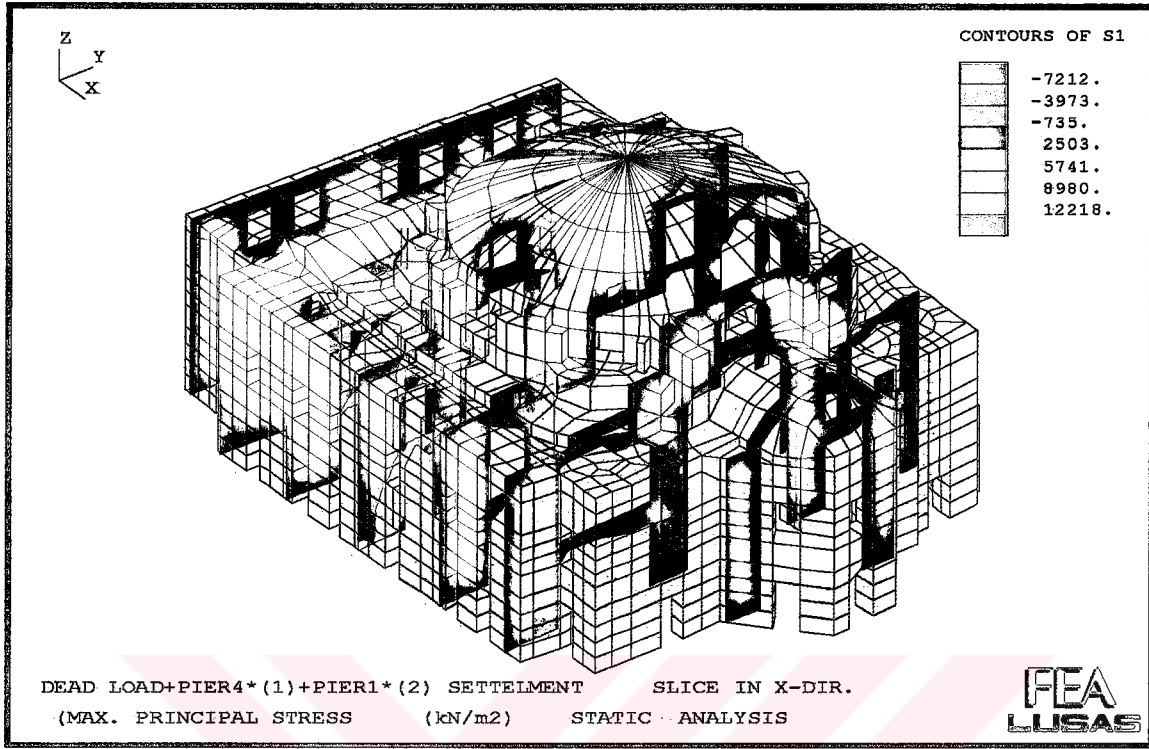


Şekil 9.111. Yapının Kendi Ağırlığı Altında 1. ve 3. Ayağın Farklı Oranda Çökmesi (Max. Gerilme Diyagramı)

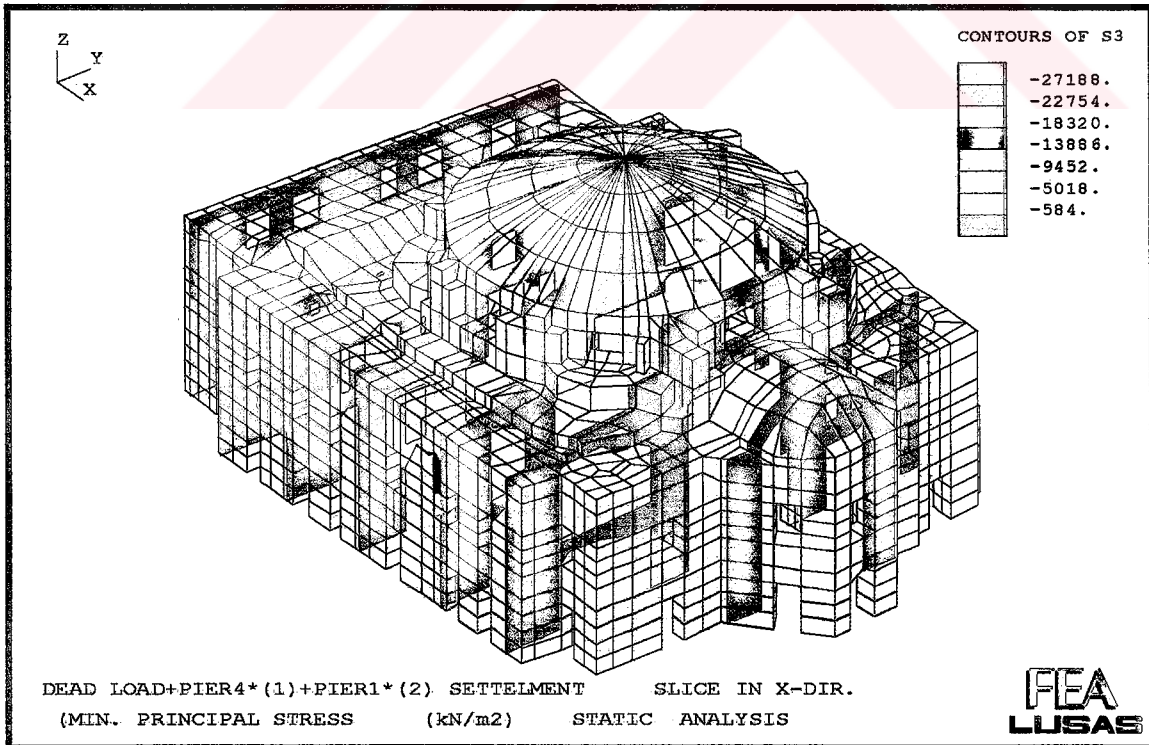


Şekil 9.112. Yapının Kendi Ağırlığı Altında 1. ve 3. Ayağın Farklı Oranda Çökmesi (Min. Gerilme Diyagramı)

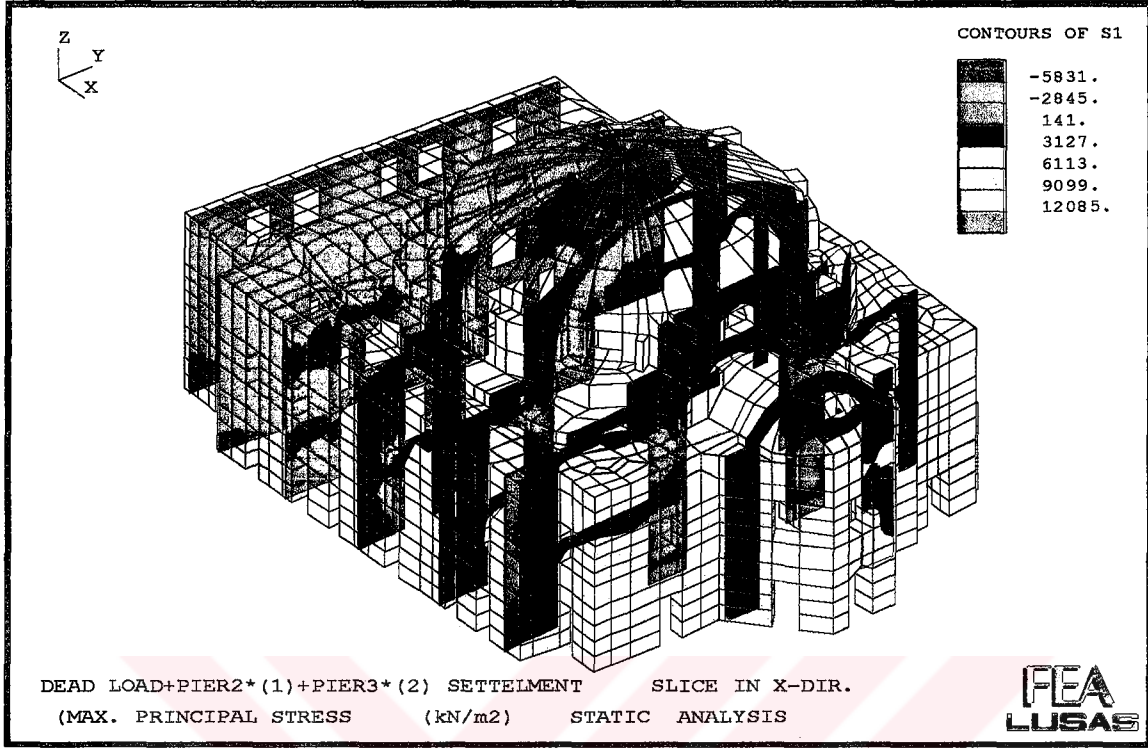




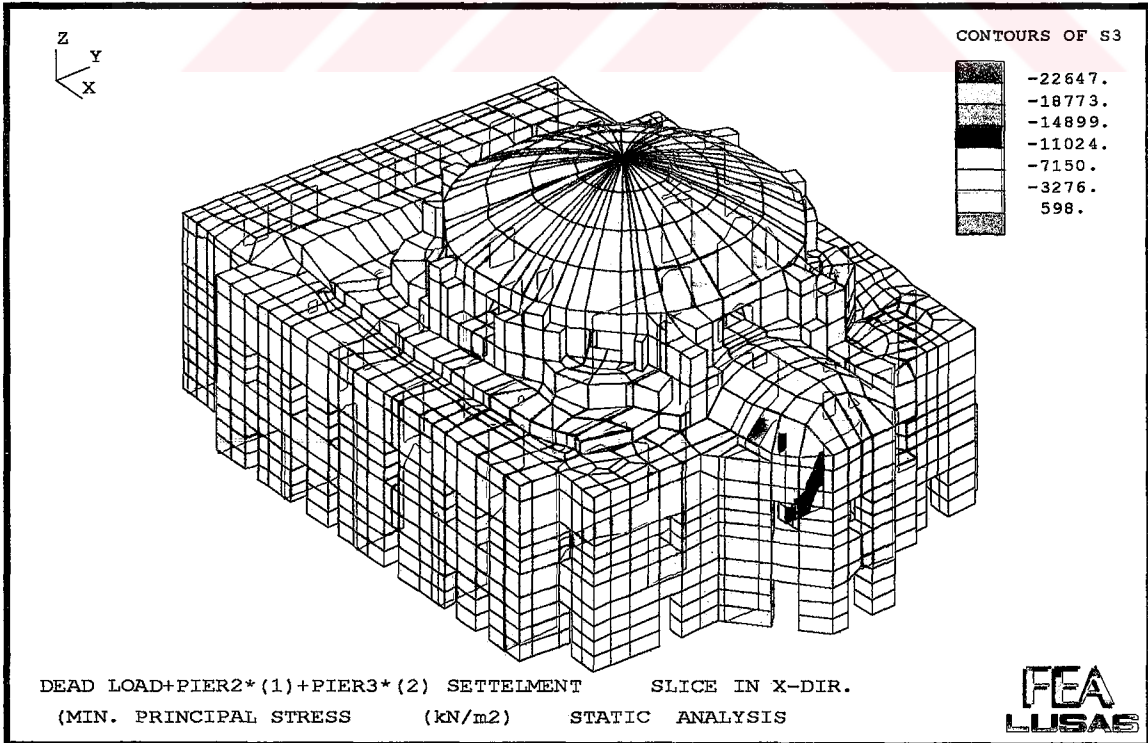
Şekil 9.113. Yapının Kendi Ağırlığı Altında 1. ve 4. Ayağın Farklı Oranda Çökmesi (Max. Gerilme Diyagramı)



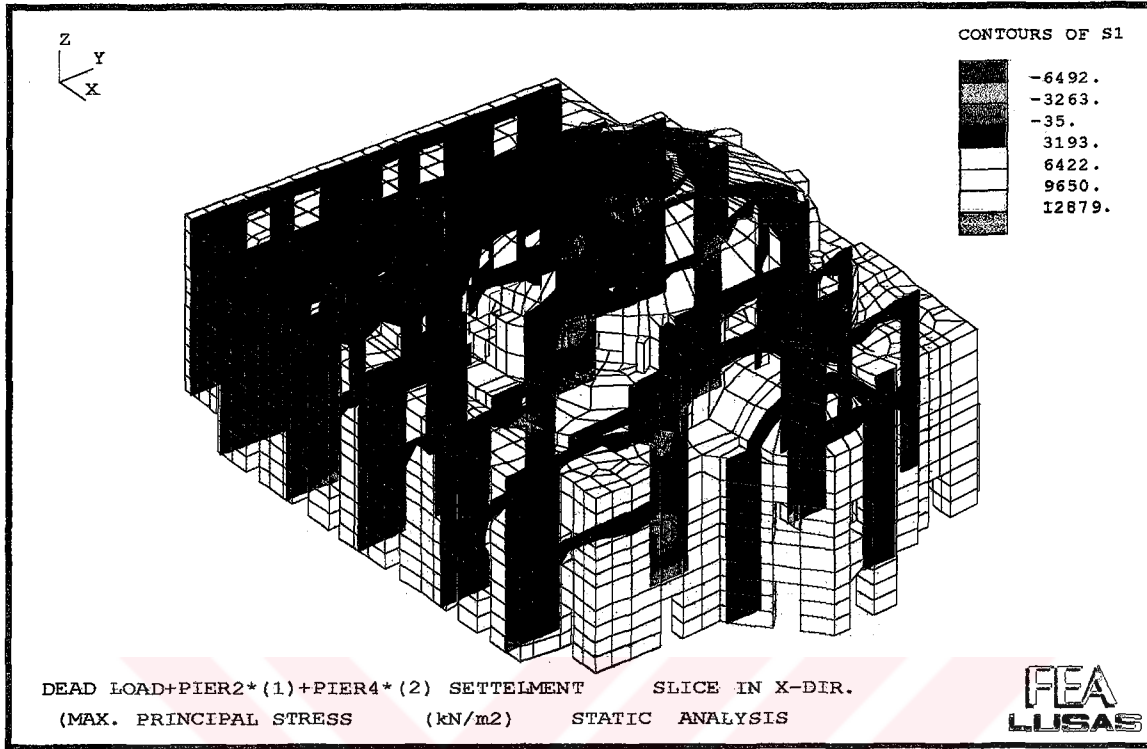
Şekil 9.114. Yapının Kendi Ağırlığı Altında 1. ve 4. Ayağın Farklı Oranda Çökmesi (Min. Gerilme Diyagramı)



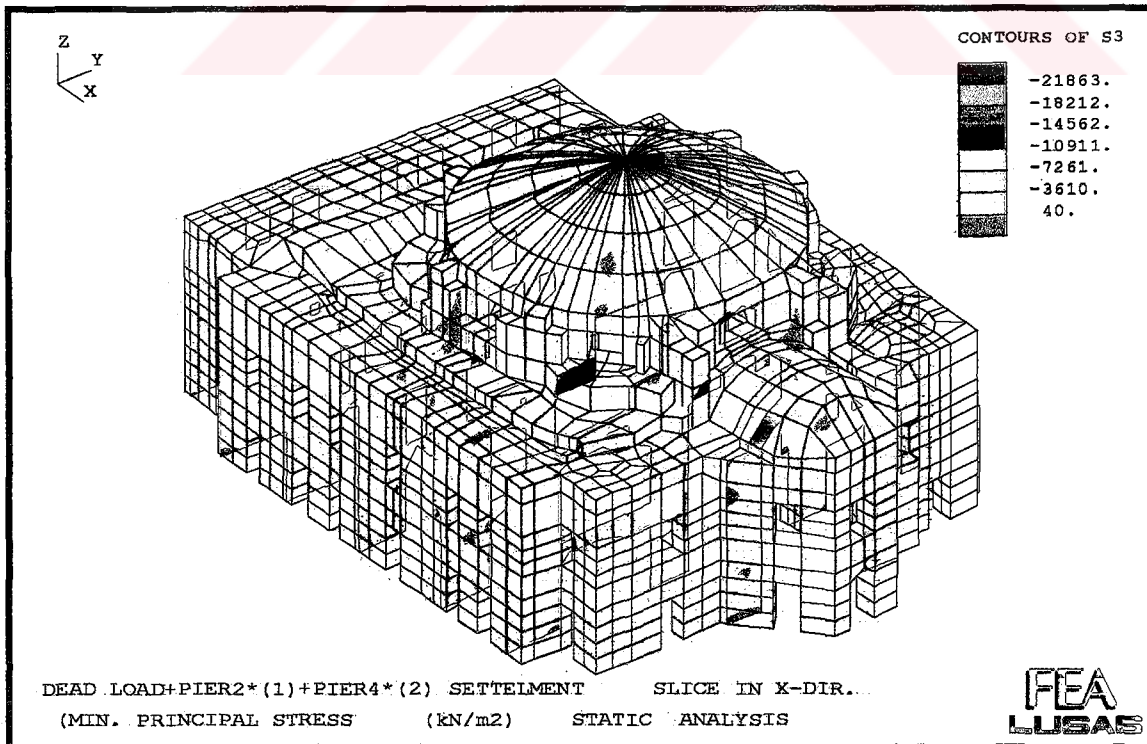
Şekil 9.115. Yapının Kendi Ağırlığı Altında 2. ve 3. Ayağın Farklı Oranda Çökmesi (Max. Gerilme Diyagramı)



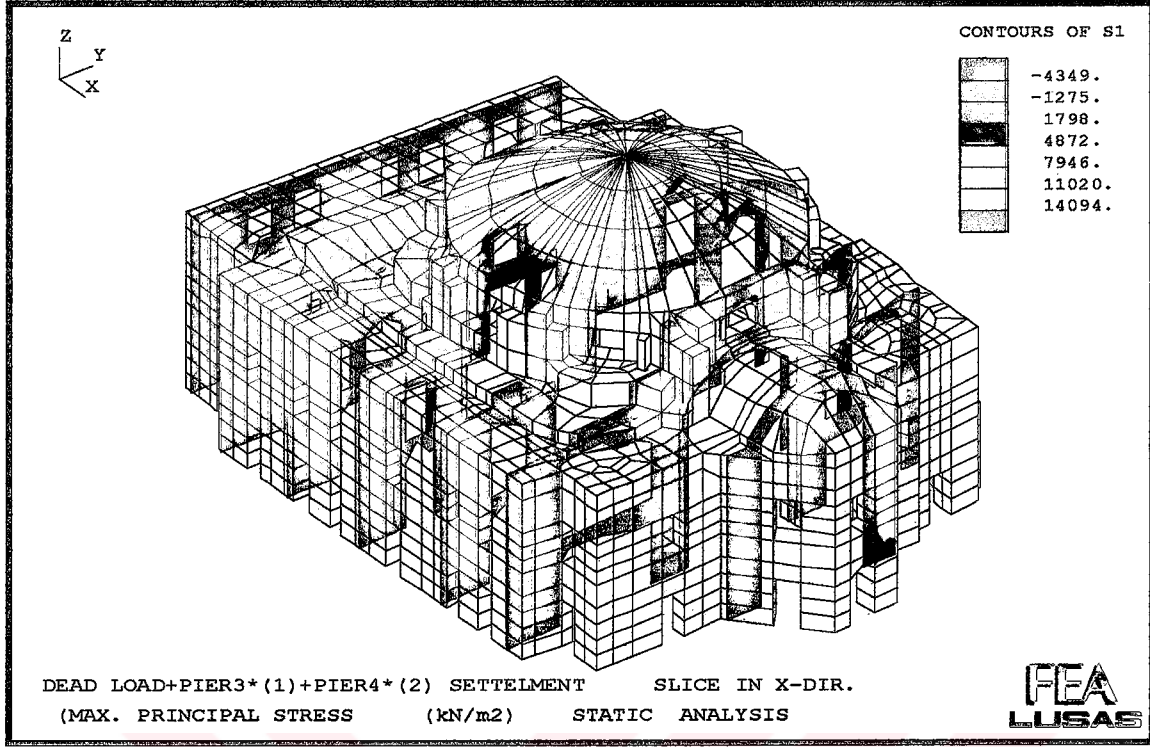
Şekil 9.116. Yapının Kendi Ağırlığı Altında 2. ve 3. Ayağın Farklı Oranda Çökmesi (Min. Gerilme Diyagramı)



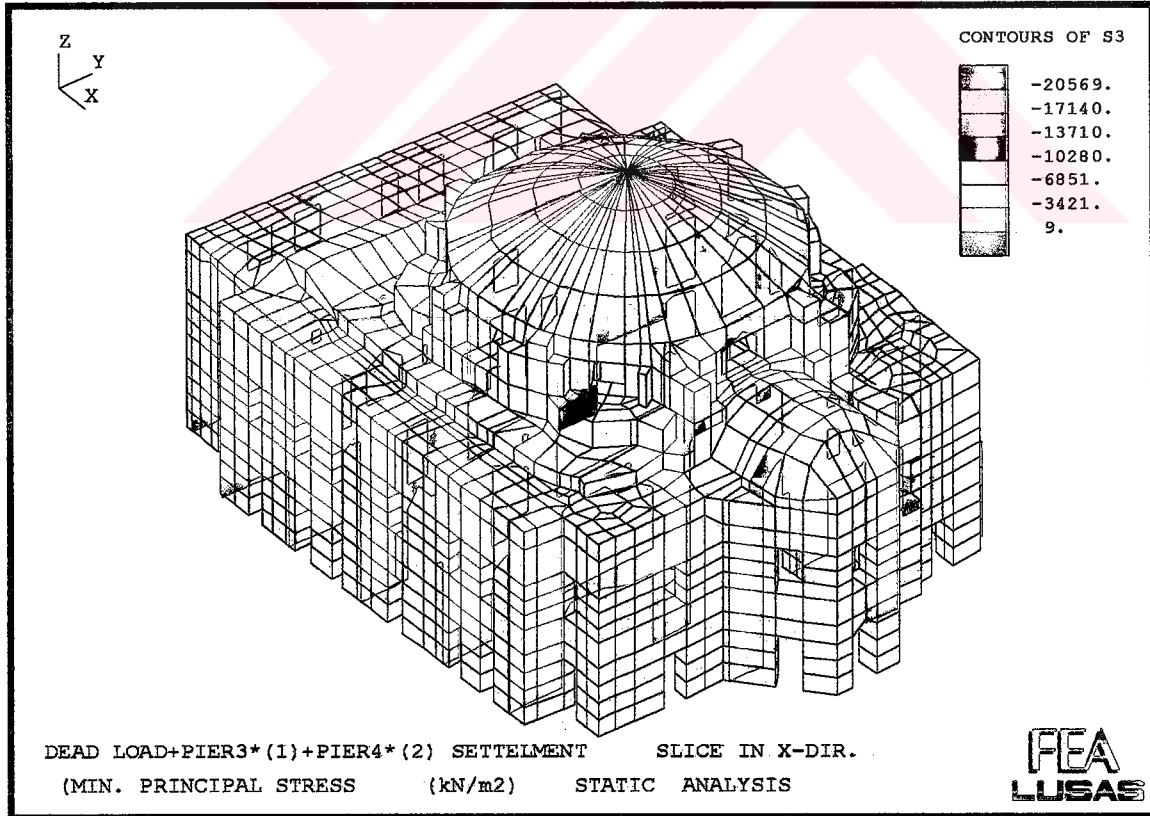
Şekil 9.117. Yapının Kendi Ağırlığı Altında 2. ve 4. Ayağın Farklı Oranda Çökmesi (Max. Gerilme Diyagramı)



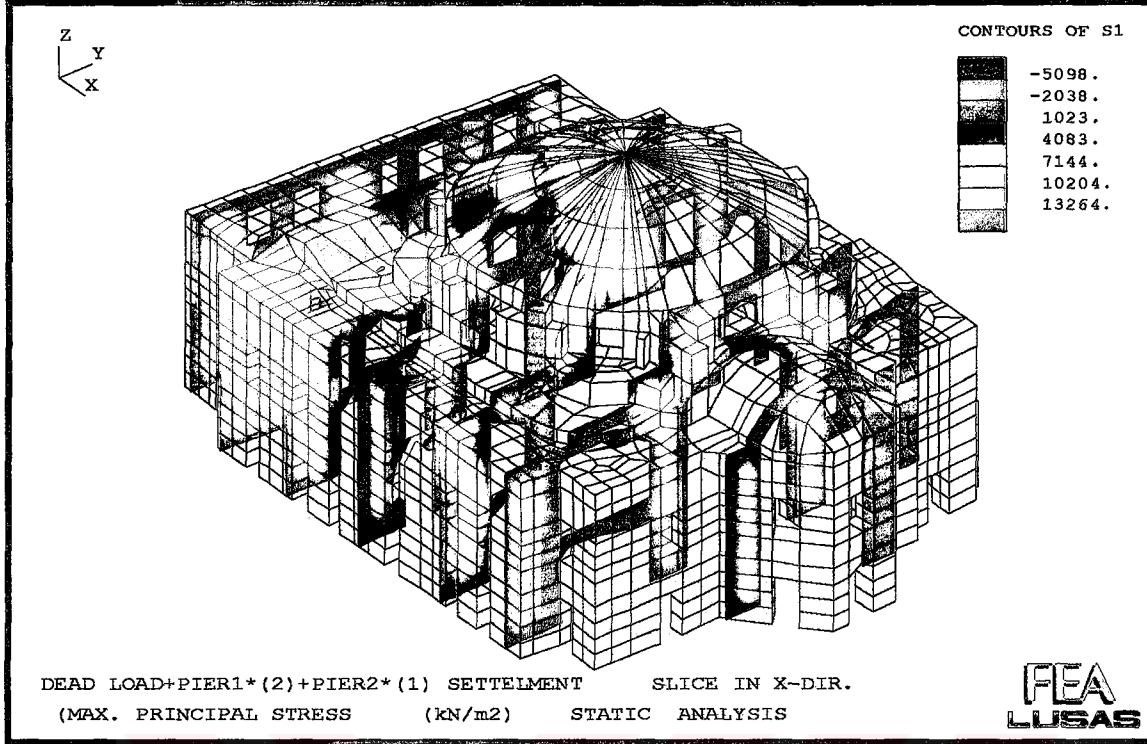
Şekil 9.118. Yapının Kendi Ağırlığı Altında 2. ve 4. Ayağın Farklı Oranda Çökmesi (Min. Gerilme Diyagramı)



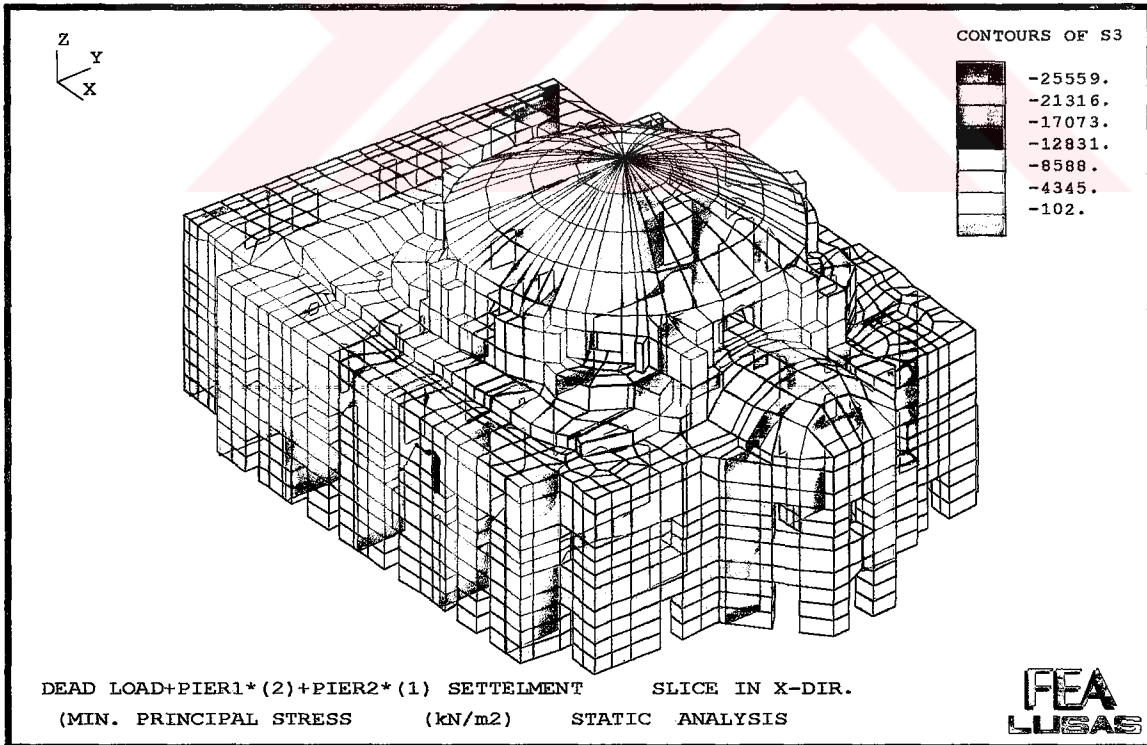
Şekil 9.119. Yapının Kendi Ağırlığı Altında 3. ve 4. Ayağın Farklı Oranda Çökmesi (Max. Gerilme Diyagramı)



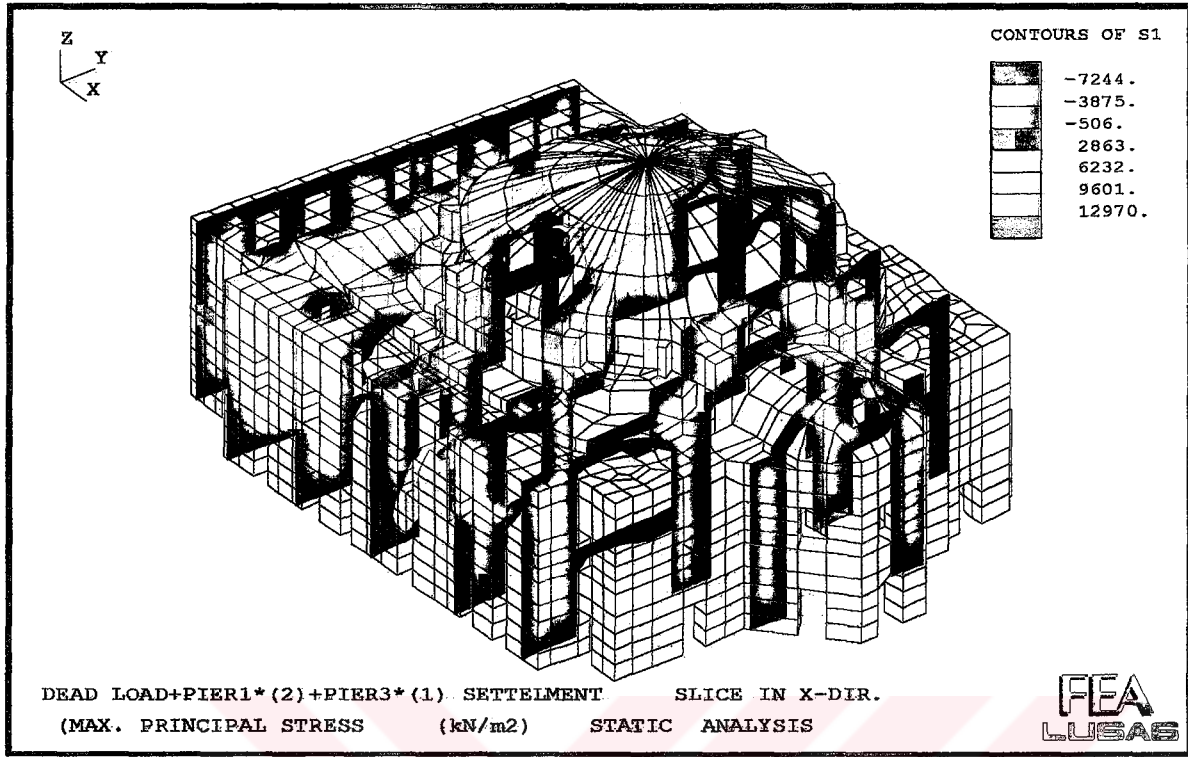
Şekil 9.120. Yapının Kendi Ağırlığı Altında 3. ve 4. Ayağın Farklı Oranda Çökmesi (Min. Gerilme Diyagramı)



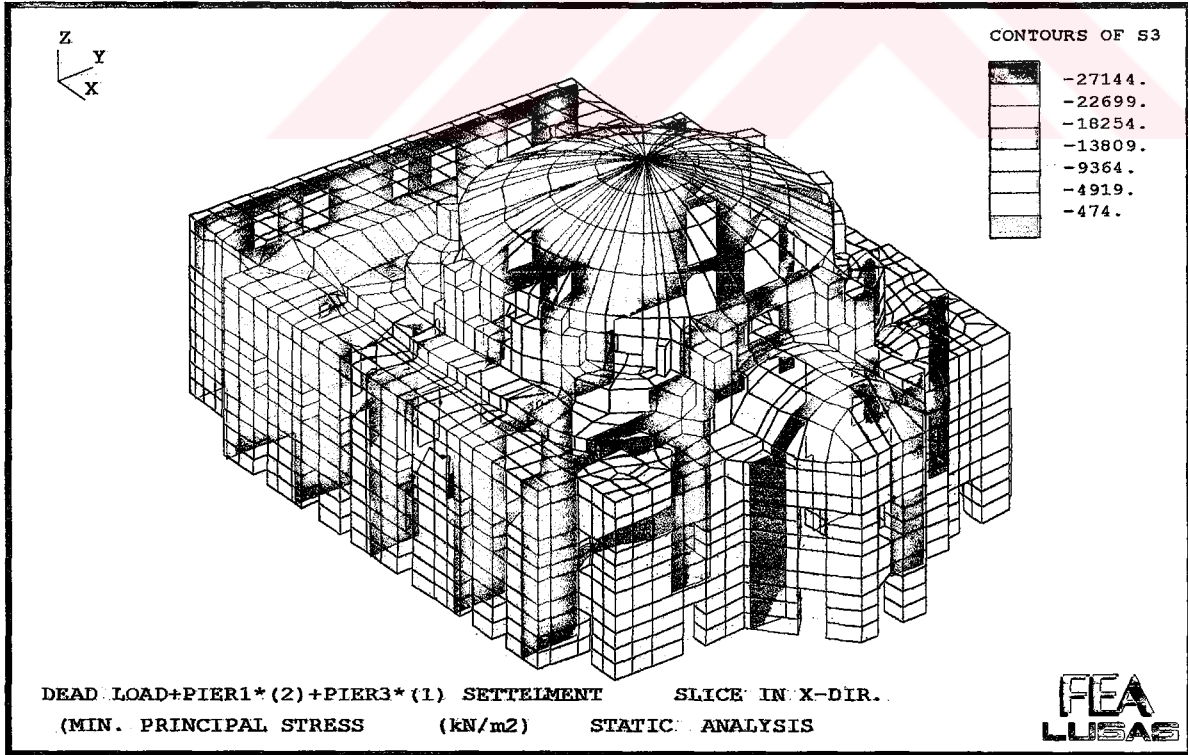
Şekil 9.121. Yapının Kendi Ağırlığı Altında 1. ve 2. Ayağın Farklı Oranda Çökmesi (Max. Gerilme Diyagramı)



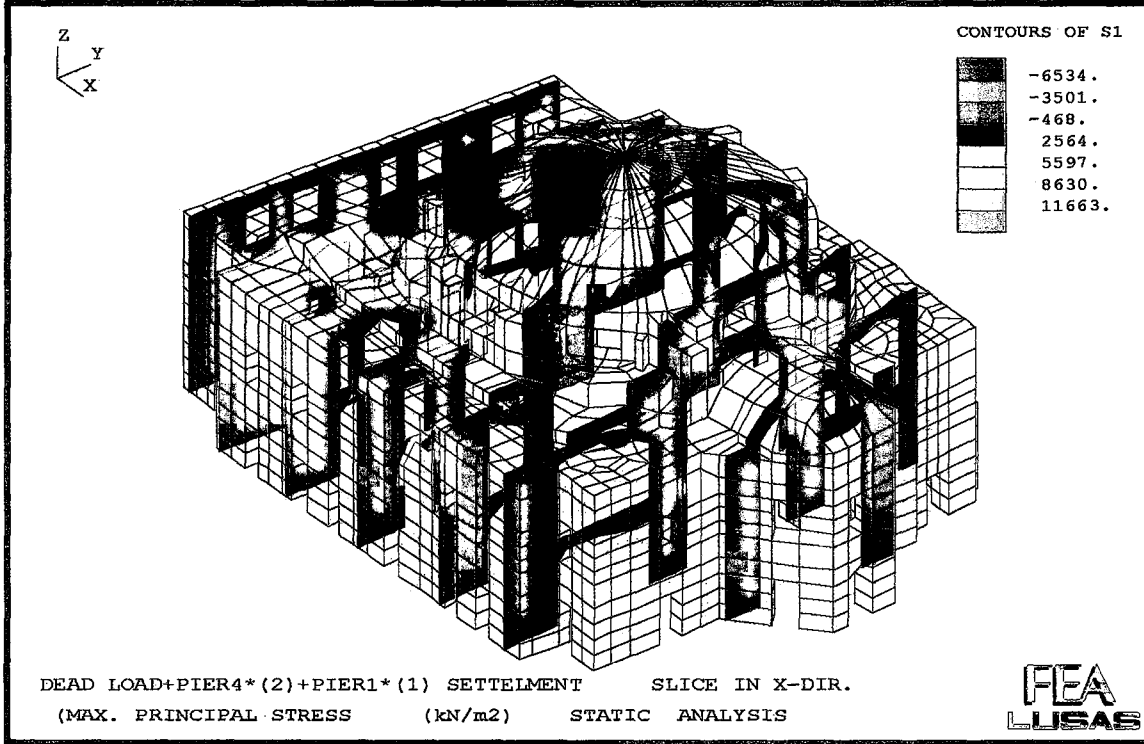
Şekil 9.122. Yapının Kendi Ağırlığı Altında 1. ve 2. Ayağın Farklı Oranda Çökmesi (Min. Gerilme Diyagramı)



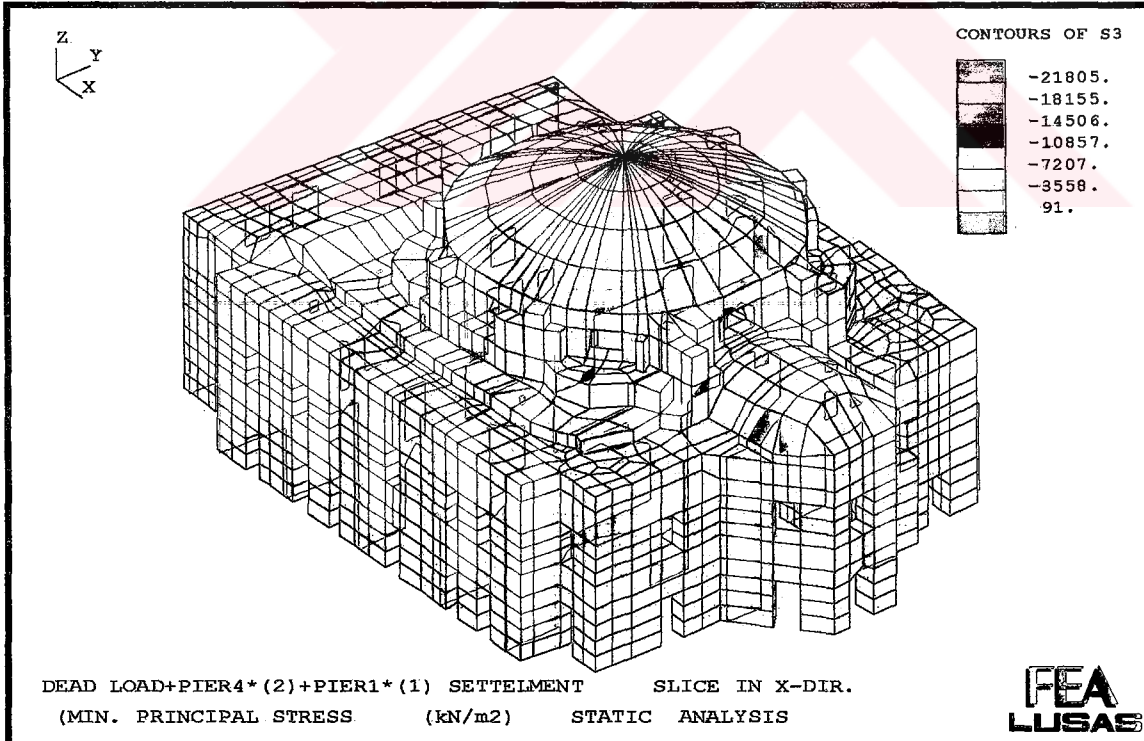
Şekil 9.123. Yapının Kendi Ağırlığı Altında 1. ve 3. Ayağın Farklı Oranda Çökmesi (Max. Gerilme Diyagramı)



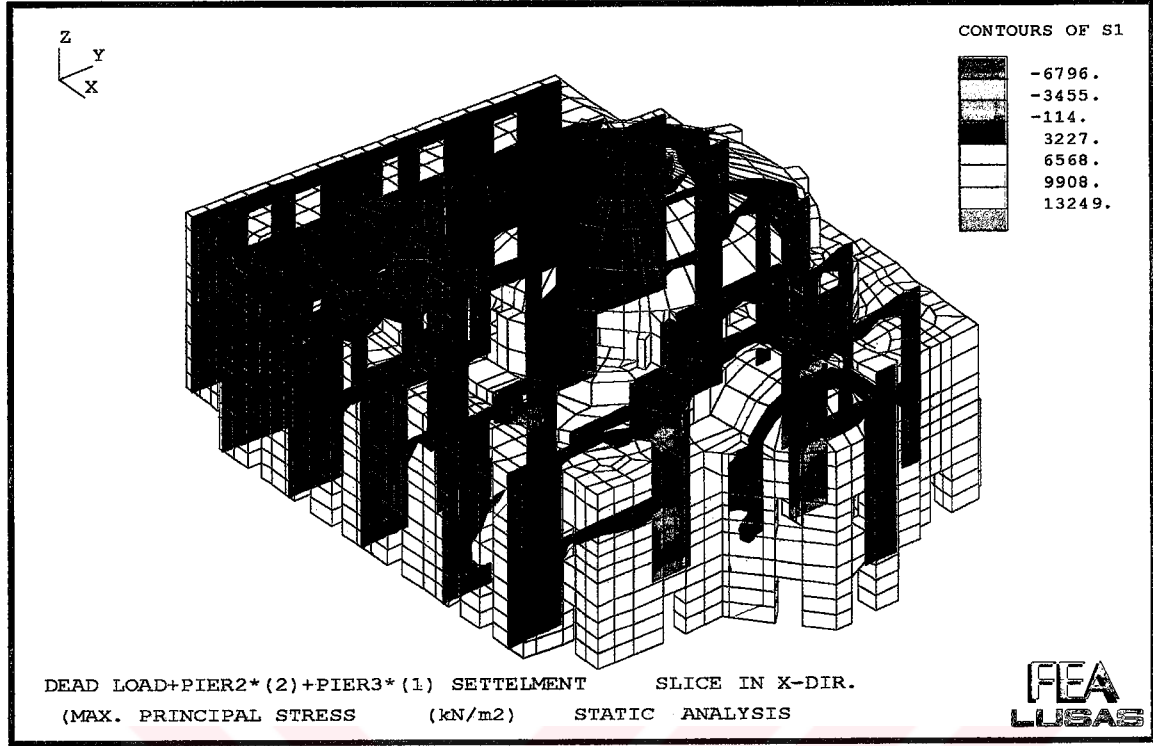
Şekil 9.124. Yapının Kendi Ağırlığı Altında 1. ve 3. Ayağın Farklı Oranda Çökmesi (Min. Gerilme Diyagramı)



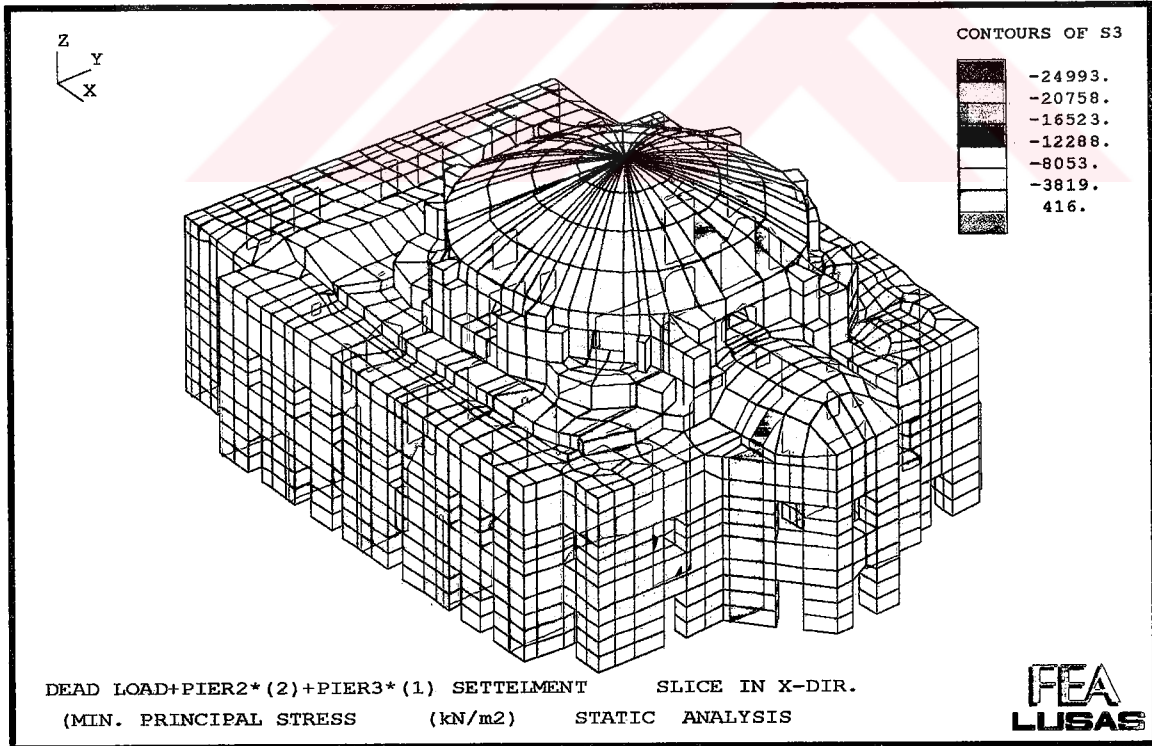
Şekil 9.125. Yapının Kendi Ağırlığı Altında 1. ve 4. Ayağın Farklı Oranda Çökmesi (Max. Gerilme Diyagramı)



Şekil 9.126. Yapının Kendi Ağırlığı Altında 1. ve 4. Ayağın Farklı Oranda Çökmesi (Min. Gerilme Diyagramı)

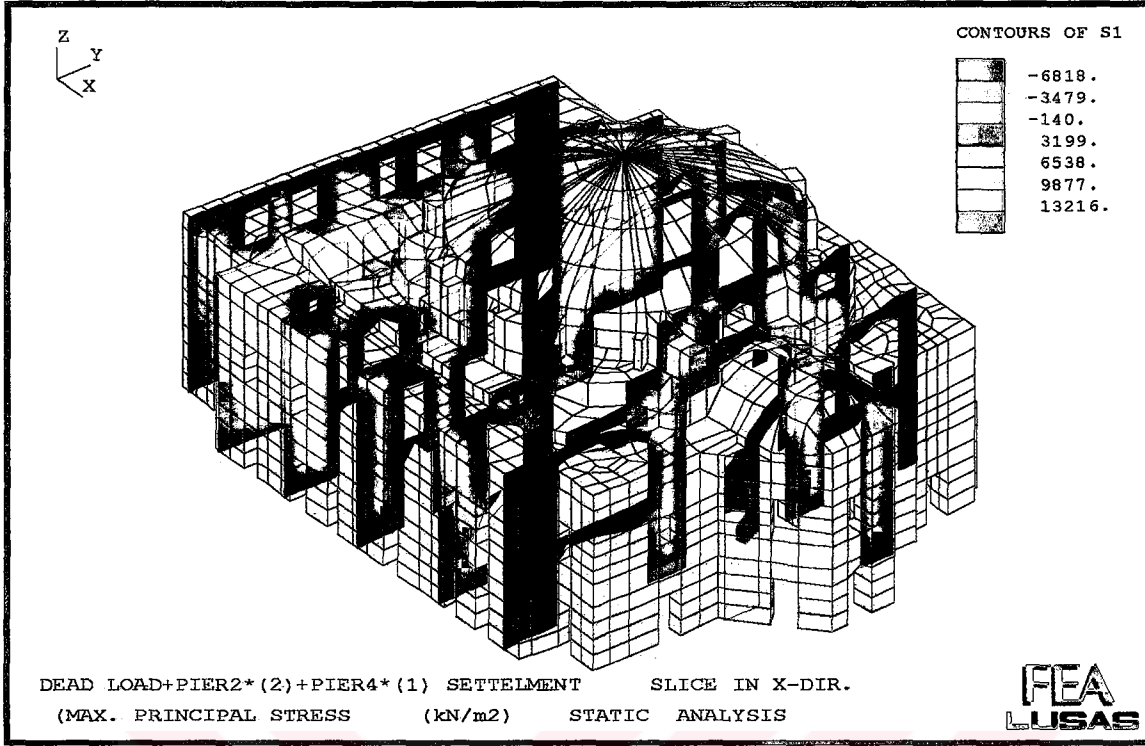


Şekil 9.127. Yapının Kendi Ağırlığı Altında 2. ve 3. Ayağın Farklı Oranda Çökmesi (Max. Gerilme Diyagramı)

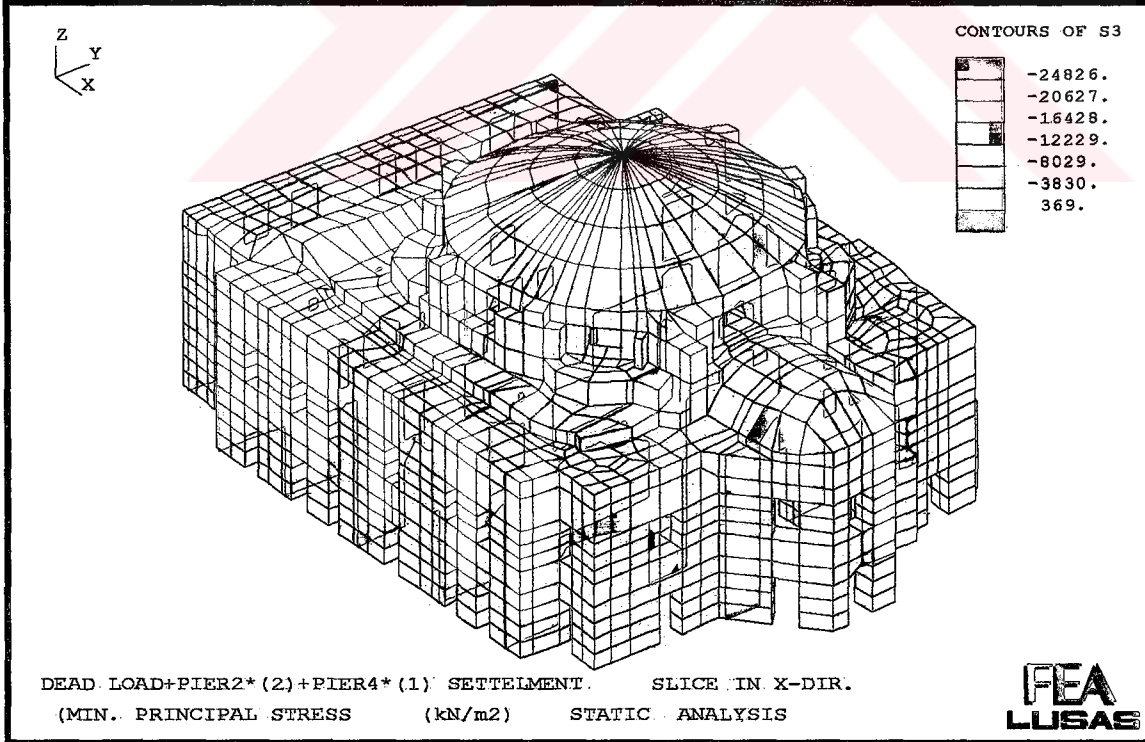


Şekil 9.128. Yapının Kendi Ağırlığı Altında 2. ve 3. Ayağın Farklı Oranda Çökmesi (Min. Gerilme Diyagramı)

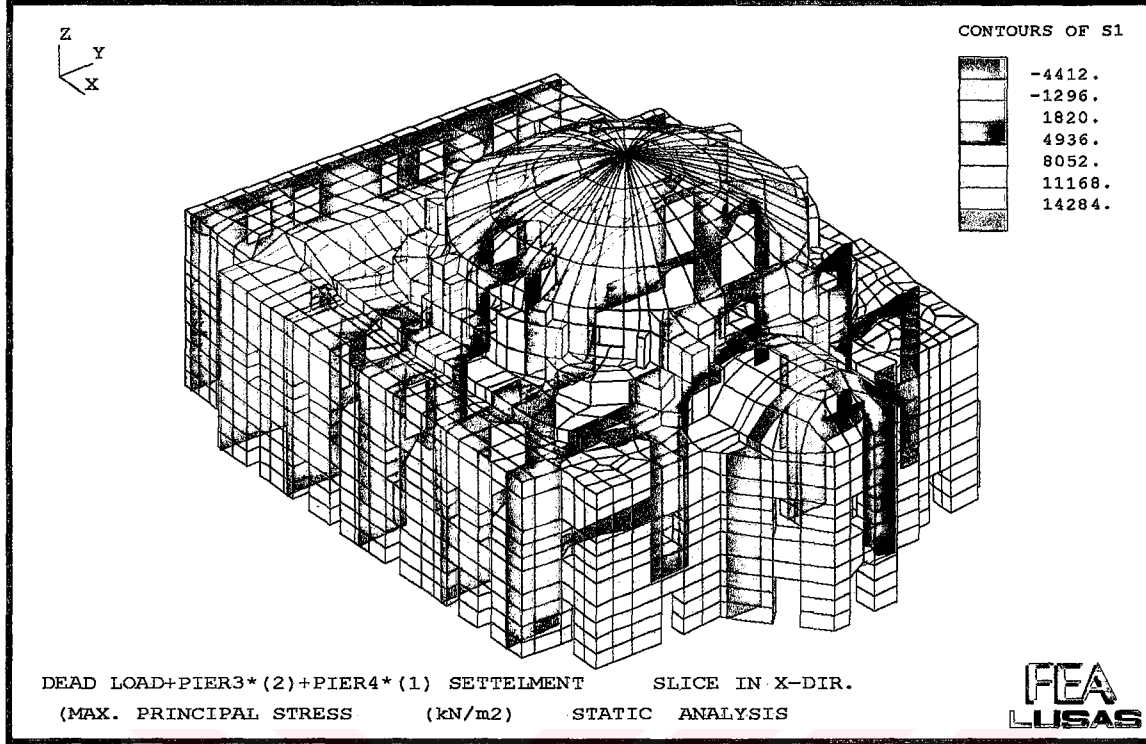




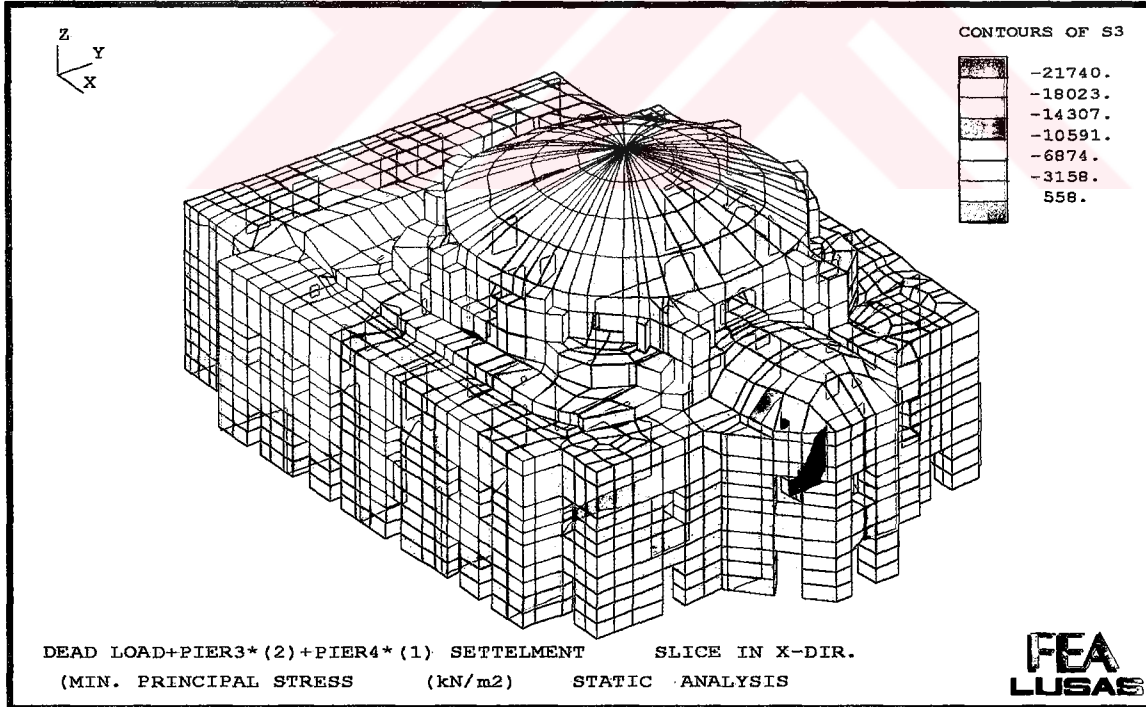
Şekil 9.129. Yapının Kendi Ağırlığı Altında 2. ve 4. Ayağın Farklı Oranda Çökmesi (Max. Gerilme Diyagramı)



Şekil 9.130. Yapının Kendi Ağırlığı Altında 2. ve 4. Ayağın Farklı Oranda Çökmesi (Min. Gerilme Diyagramı)



Şekil 9.131. Yapının Kendi Ağırlığı Altında 3. ve 4. Ayağın Farklı Oranda Çökmesi (Max. Gerilme Diyagramı)



Şekil 9.132. Yapının Kendi Ağırlığı Altında 3. ve 4. Ayağın Farklı Oranda Çökmesi (Min. Gerilme Diyagramı)

**Yapının Kendi Ağırlığı + Mesnet Hareketi Hesap Çıktıları****##### DEAD LOAD+PIER1\*(1)+PIER2\*(1) SETTELMENT**

## LINEAR/DYNAMIC ANALYSIS

Current Selected Load ID = 201  
Averaged Stress Components In Global Axes

Node	SX	SY	SZ	SXY	SYZ	SZX
Max.	6167	7463	5229	1441	1954	1346
<b>Node</b>	<b>7598</b>	<b>8543</b>	<b>7598</b>	<b>8598</b>	<b>1424</b>	<b>6445</b>
Min.	-6357	-8386	-13270	-1317	-1344	-1373
<b>Node</b>	<b>6565</b>	<b>6445</b>	<b>1475</b>	<b>6510</b>	<b>7716</b>	<b>7708</b>

Max Principal Value	0.7618E+04	at Node	8543
Min Principal Value	-0.1332E+05	at Node	1475
Max Equivalent Value	0.1445E+05	at Node	1475
Min Equivalent Value	0.7797E+03	at Node	1428

## LINEAR/DYNAMIC ANALYSIS

Current Selected Load ID = 201  
Averaged Stress Components In Global Axes

Node	SX	SY	SZ	SXY	SYZ	SZX
Max.	4029	3960	6199	1175	1489	1531
<b>Node</b>	<b>8648</b>	<b>8543</b>	<b>8647</b>	<b>8571</b>	<b>8648</b>	<b>18901</b>
Min.	-3631	-4242	-7993	-967.5	-1316	-728.4
<b>Node</b>	<b>17945</b>	<b>16819</b>	<b>17951</b>	<b>7716</b>	<b>17967</b>	<b>18061</b>

Max Principal Value	0.6549E+04	at Node	8647
Min Principal Value	-0.8105E+04	at Node	17951
Max Equivalent Value	0.8466E+04	at Node	17951
Min Equivalent Value	0.4399E+03	at Node	19815

## LINEAR/DYNAMIC ANALYSIS

Current Selected Load ID = 201  
Averaged Stress Components In Global Axes

Node	SX	SY	SZ	SXY	SYZ	SZX
Max.	4698	6947	3232	1155	1982	1329
<b>Node</b>	<b>8663</b>	<b>7649</b>	<b>9608</b>	<b>6639</b>	<b>6583</b>	<b>7662</b>
Min.	-6541	-6690	-12650	-1040	-1267	-1876
<b>Node</b>	<b>6583</b>	<b>6583</b>	<b>1587</b>	<b>8708</b>	<b>7649</b>	<b>1589</b>

Max Principal Value	0.7313E+04	at Node	7649
Min Principal Value	-0.1304E+05	at Node	1587
Max Equivalent Value	0.1379E+05	at Node	1542
Min Equivalent Value	0.8779E+03	at Node	9679

## #### DEAD LOAD+PIER2\*(1)+PIER3\*(1) SETTLEMENT

## LINEAR/DYNAMIC ANALYSIS

Current Selected Load ID = 202  
 Averaged Stress Components In Global Axes

Node	SX	SY	SZ	SXY	SYZ	SZX
Max.	3439	1772	1868	324.4	153.3	515.0
<b>Node</b>	<b>6559</b>	<b>6559</b>	<b>1446</b>	<b>8598</b>	<b>8610</b>	<b>6559</b>
Min.	-4100	-1962	-1342	-232.9	-668.1	-556.7
<b>Node</b>	<b>7716</b>	<b>7716</b>	<b>1187</b>	<b>6520</b>	<b>7716</b>	<b>8648</b>

Max Principal Value 0.3625E+04 at Node 6559  
 Min Principal Value -0.4187E+04 at Node 7716  
 Max Equivalent Value 0.3931E+04 at Node 7716  
 Min Equivalent Value 0.2804E+02 at Node 1040

## LINEAR/DYNAMIC ANALYSIS

Current Selected Load ID = 202  
 Averaged Stress Components In Global Axes

Node	SX	SY	SZ	SXY	SYZ	SZX
Max.	3643	2556	2606	425.5	230.0	781.8
<b>Node</b>	<b>16932</b>	<b>16932</b>	<b>16932</b>	<b>18069</b>	<b>12908</b>	<b>16932</b>
Min.	-3932	-3522	-2134	-316.1	-448.5	-170.2
<b>Node</b>	<b>18069</b>	<b>18069</b>	<b>7710</b>	<b>16932</b>	<b>18974</b>	<b>18986</b>

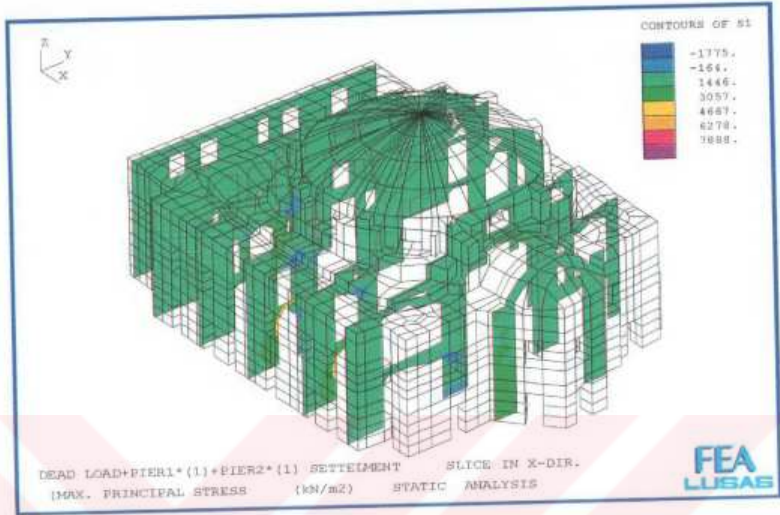
Max Principal Value 0.4170E+04 at Node 16932  
 Min Principal Value -0.4406E+04 at Node 18069  
 Max Equivalent Value 0.3174E+04 at Node 18972  
 Min Equivalent Value 0.8160E+02 at Node 18914

## LINEAR/DYNAMIC ANALYSIS

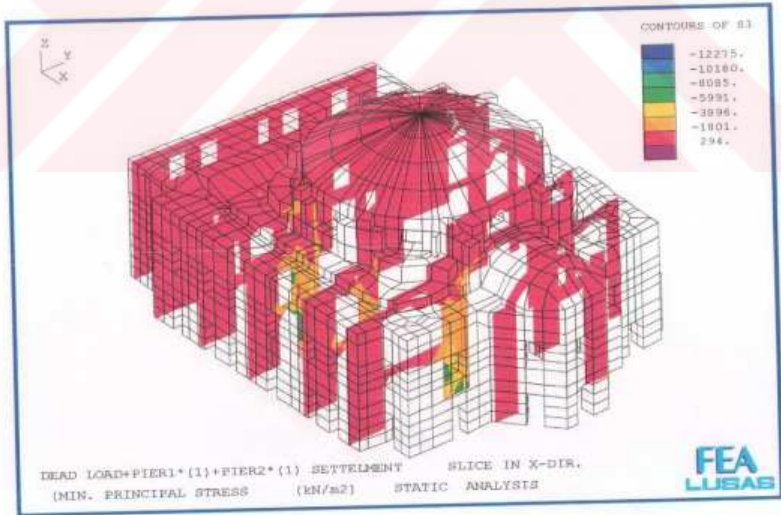
Current Selected Load ID = 202  
 Averaged Stress Components In Global Axes

Node	SX	SY	SZ	SXY	SYZ	SZX
Max.	8265	8758	3433	1343	2144	1757
<b>Node</b>	<b>7649</b>	<b>7649</b>	<b>9576</b>	<b>7647</b>	<b>6583</b>	<b>7662</b>
Min.	-8746	-7296	-13930	-1251	-953.3	-1815
<b>Node</b>	<b>6583</b>	<b>6696</b>	<b>1542</b>	<b>6696</b>	<b>8711</b>	<b>1587</b>

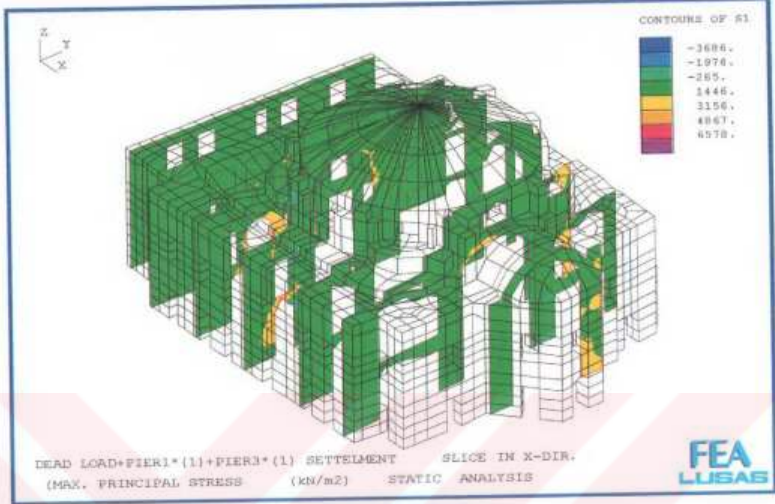
Max Principal Value 0.9831E+04 at Node 7649  
 Min Principal Value -0.1398E+05 at Node 1542  
 Max Equivalent Value 0.1613E+05 at Node 1542  
 Min Equivalent Value 0.1045E+04 at Node 1786



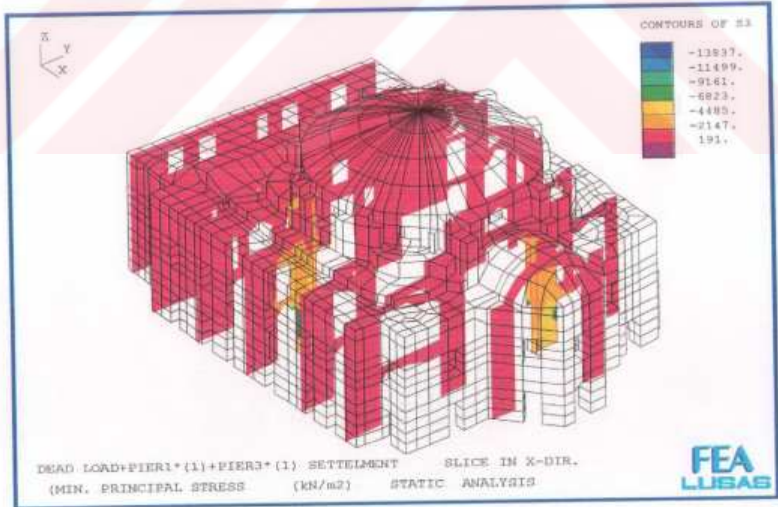
Şekil 9.97.Yapının Kendi Ağırlığı Altında 1. ve 2. Ayağın Aynı Oranda Çökmesi (Max. Gerilme Diyagramı)



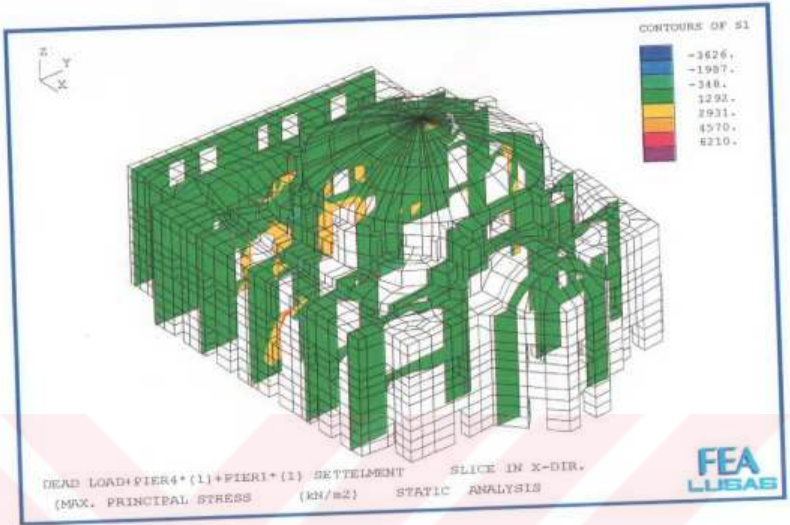
Şekil 9.98.Yapının Kendi Ağırlığı Altında 1. ve 2. Ayağın Aynı Oranda Çökmesi (Min. Gerilme Diyagramı)



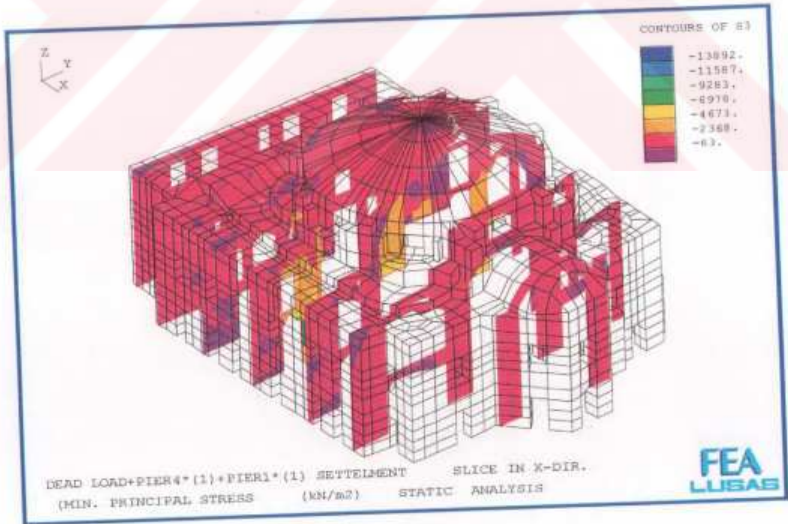
Şekil 9.99: Yapının Kendi Ağırlığı Altında 1. ve 3. Ayağın Aynı Oranda Çökmesi (Max. Gerilme Diyagramı)



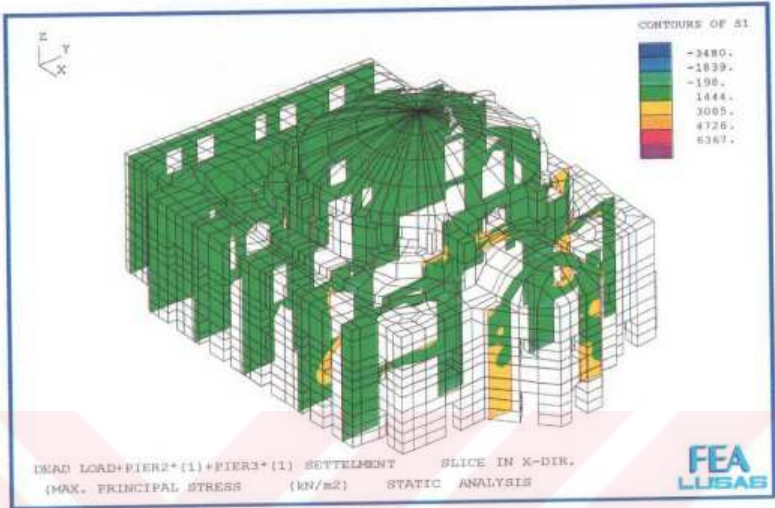
Şekil 9.100: Yapının Kendi Ağırlığı Altında 1. ve 3. Ayağın Aynı Oranda Çökmesi (Min. Gerilme Diyagramı) -



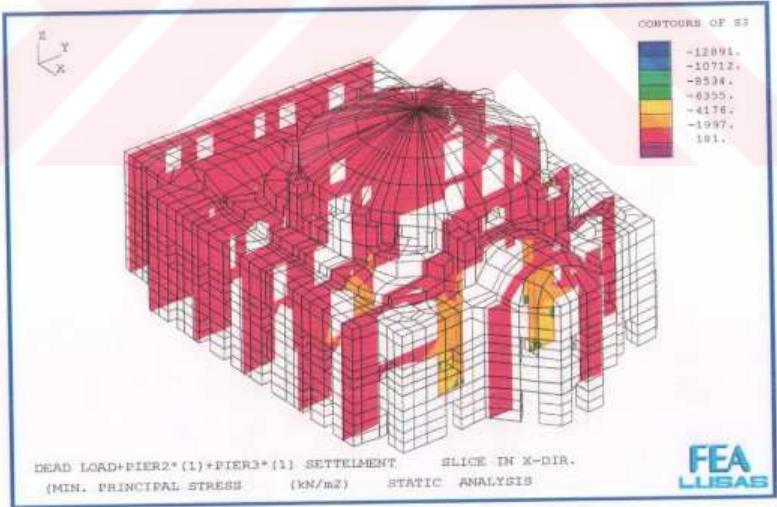
Şekil 9.101. Yapının Kendi Ağırlığı Altında 1. ve 4. Ayağın Aynı Oranda Çökmesi (Max. Gerilme Diyagramı)



Şekil 9.102. Yapının Kendi Ağırlığı Altında 1. ve 4. Ayağın Aynı Oranda Çökmesi (Min. Gerilme Diyagramı)

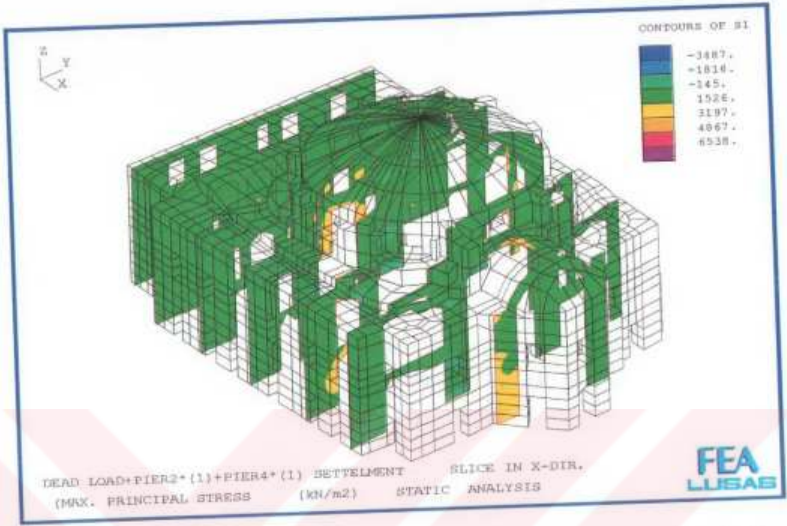


Şekil 9.103: Yapının Kendi Ağırlığı Altında 2. ve 3. Ayağın Aynı Oranda Çökmesi (Max. Gerilme Diyagramı)

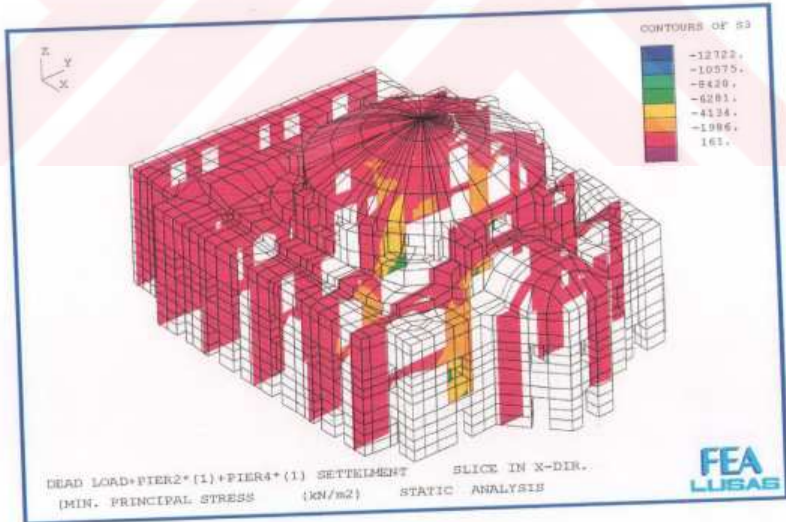


Şekil 9.104: Yapının Kendi Ağırlığı Altında 2. ve 3. Ayağın Aynı Oranda Çökmesi (Min. Gerilme Diyagramı)

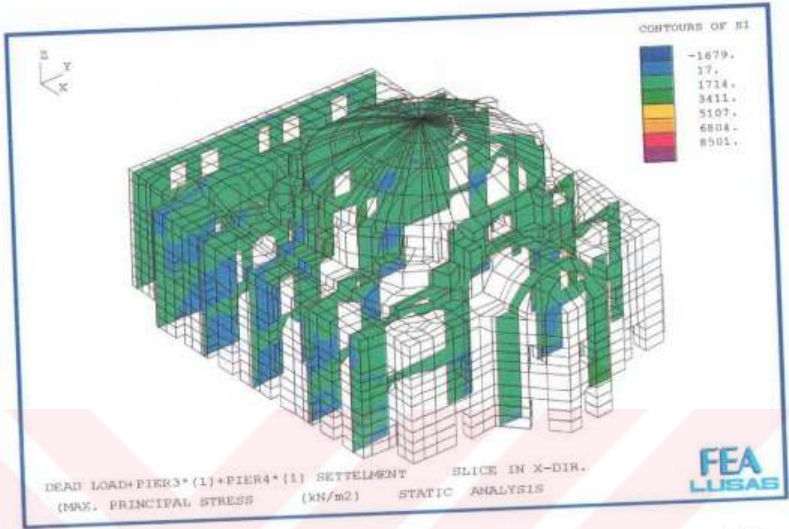




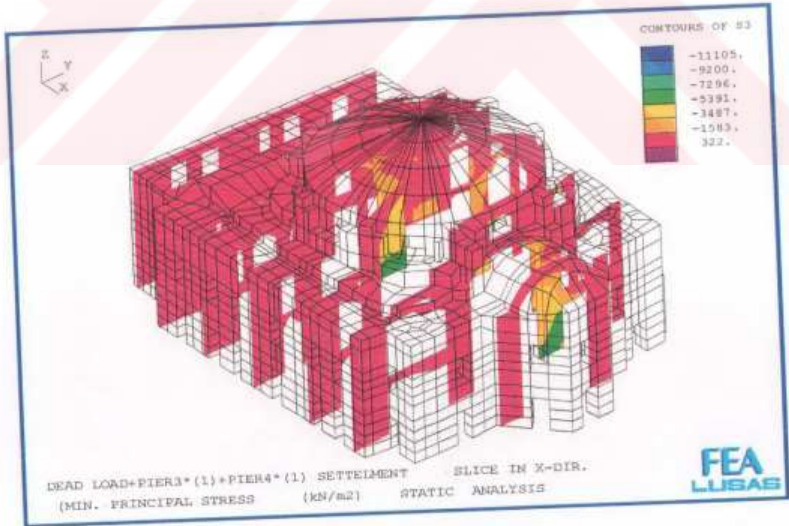
Şekil 9.105. Yapının Kendi Ağırlığı Altında 2. ve 4. Ayağın Aynı Oranda Çökmesi (Max. Gerilme Diyagramı)



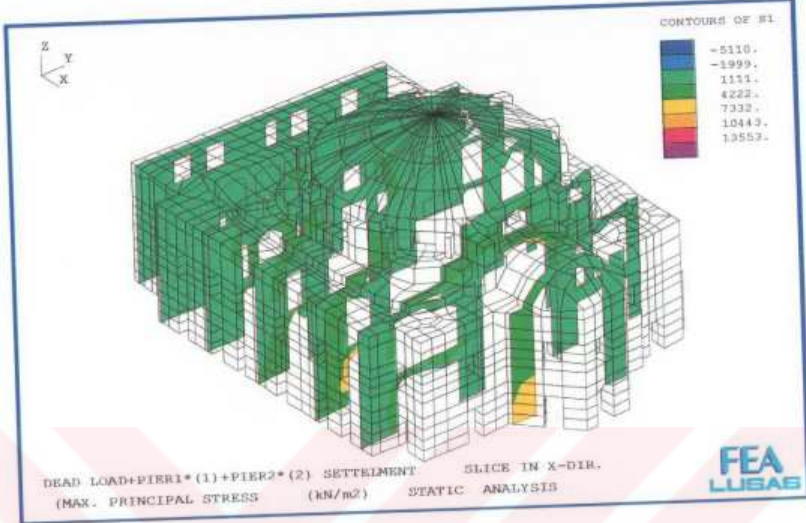
Şekil 9.106. Yapının Kendi Ağırlığı Altında 2. ve 4. Ayağın Aynı Oranda Çökmesi (Min. Gerilme Diyagramı)



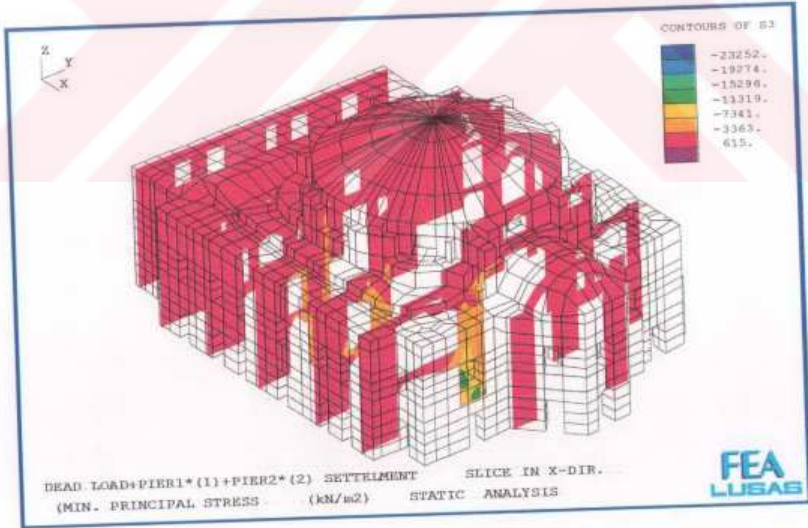
Şekil 9.107. Yapının Kendi Ağırlığı Altında 3. ve 4. Ayağın Aynı Oranda Çökmesi (Max. Gerilme Diyagramı)



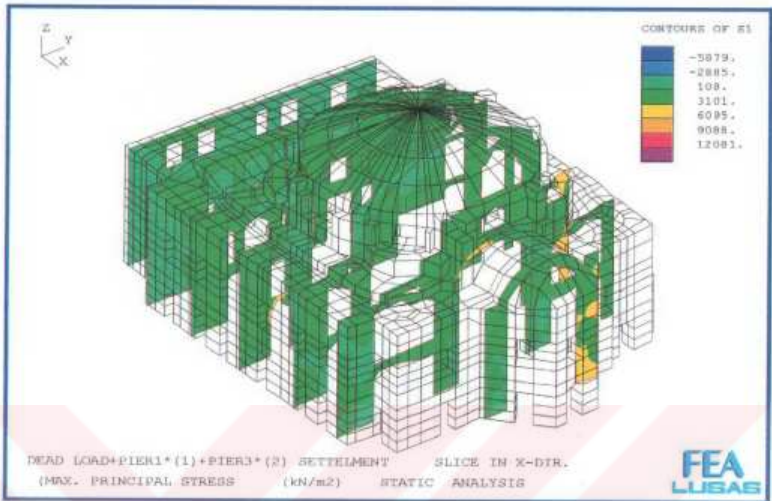
Şekil 9.108. Yapının Kendi Ağırlığı Altında 3. ve 4. Ayağın Aynı Oranda Çökmesi (Min. Gerilme Diyagramı)



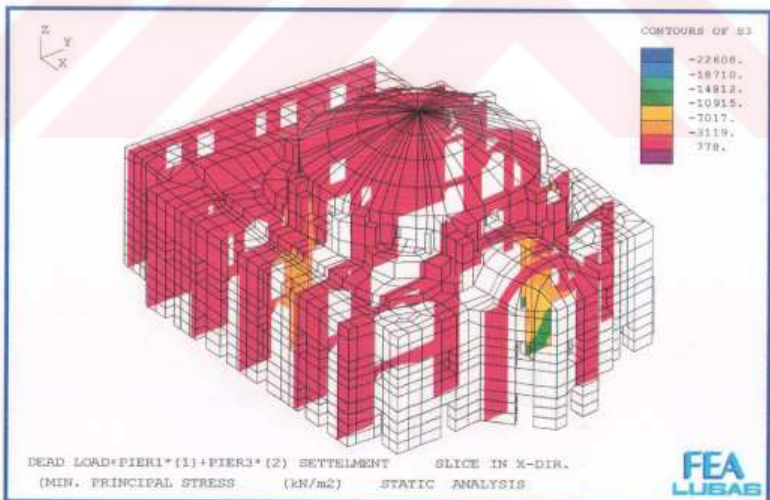
Şekil 9.109. Yapının Kendi Ağırlığı Altında 1. ve 2. Ayağın Farklı Oranda Çökmesi (Max. Gerilme Diyagramı)



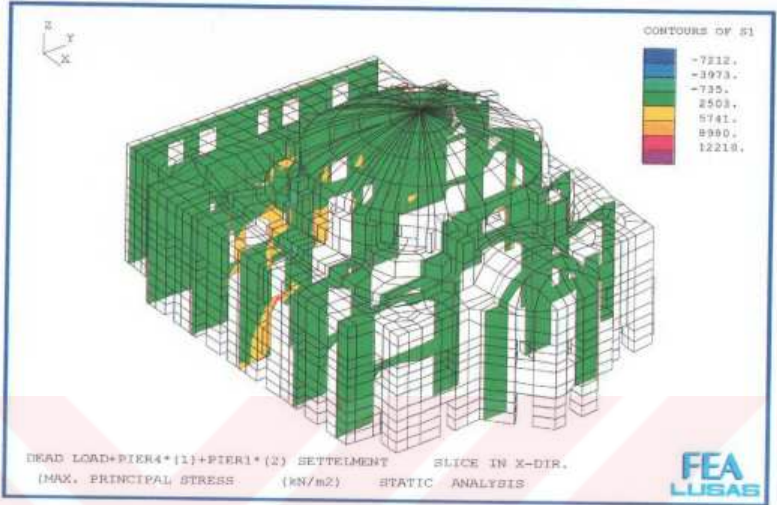
Şekil 9.110. Yapının Kendi Ağırlığı Altında 1. ve 2. Ayağın Farklı Oranda Çökmesi (Min. Gerilme Diyagramı)



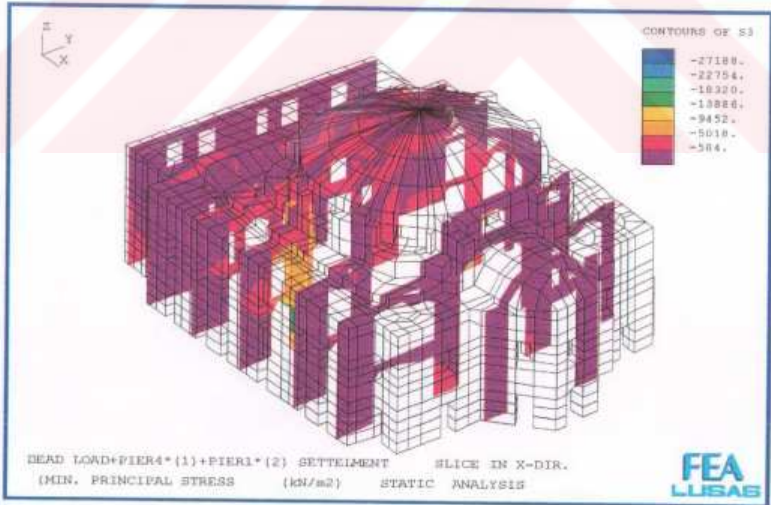
Şekil 9.111. Yapının Kendi Ağırlığı Altında 1. ve 3. Ayağın Farklı Oranda Çökmesi (Max. Gerilme Diyagramı)



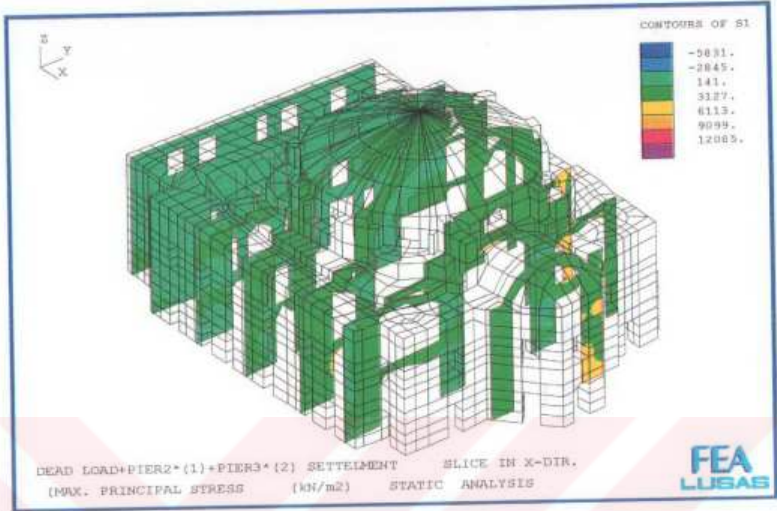
Şekil 9.112. Yapının Kendi Ağırlığı Altında 1. ve 3. Ayağın Farklı Oranda Çökmesi (Min. Gerilme Diyagramı)



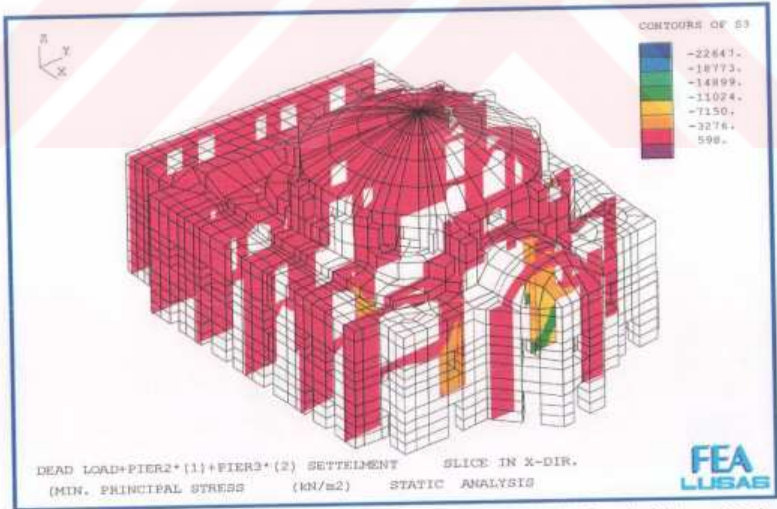
Şekil 9.113. Yapının Kendi Ağırlığı Altında 1. ve 4. Ayağın Farklı Oranda Çökmesi (Max. Gerilme Diyagramı)



Şekil 9.114. Yapının Kendi Ağırlığı Altında 1. ve 4. Ayağın Farklı Oranda Çökmesi (Min. Gerilme Diyagramı)



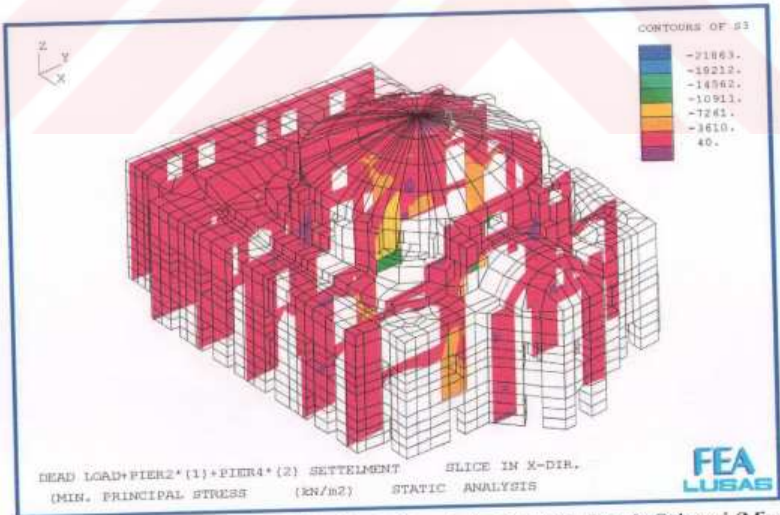
Şekil 9.115. Yapının Kendi Ağırlığı Altında 2. ve 3. Ayağın Farklı Oranda Çökmesi (Max. Gerilme Diyagramı)



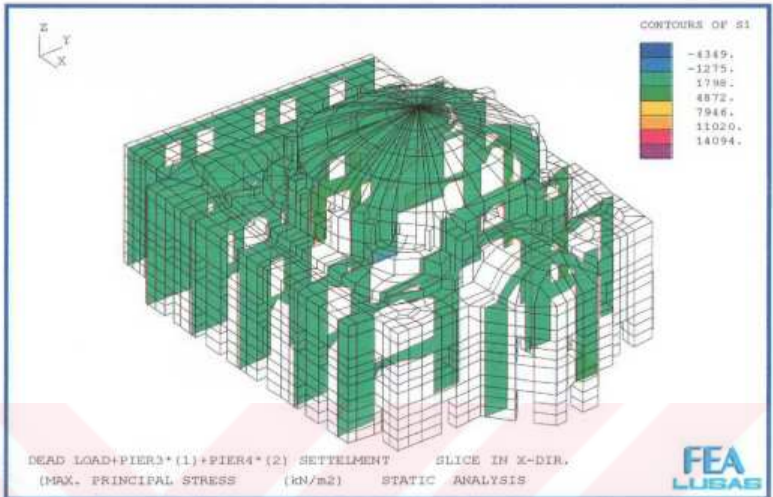
Şekil 9.116. Yapının Kendi Ağırlığı Altında 2. ve 3. Ayağın Farklı Oranda Çökmesi (Min. Gerilme Diyagramı)



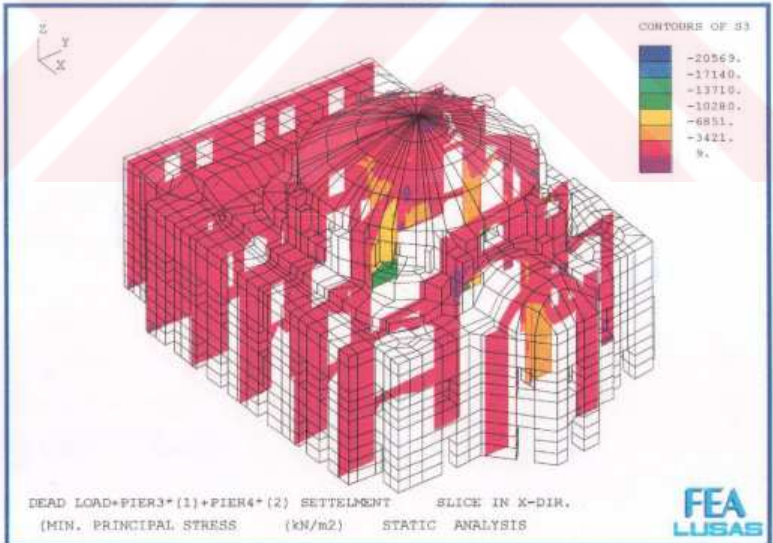
Şekil 9.117. Yapının Kendi Ağırlığı Altında 2. ve 4. Ayağın Farklı Oranda Çökmesi (Max. Gerilme Diyagramı)



Şekil 9.118. Yapının Kendi Ağırlığı Altında 2. ve 4. Ayağın Farklı Oranda Çökmesi (Min. Gerilme Diyagramı)

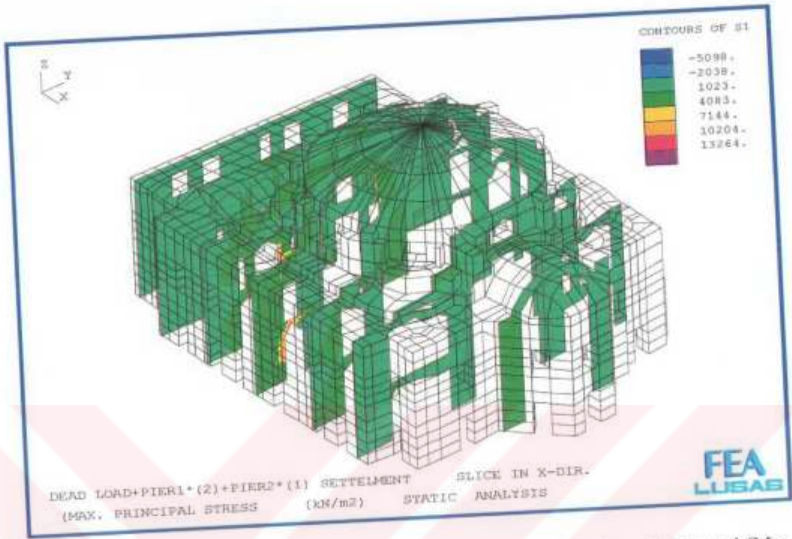


Şekil 9.119. Yapının Kendi Ağırlığı Altında 3. ve 4. Ayağın Farklı Oranda Çökmesi (Max. Gerilme Diyagramı)

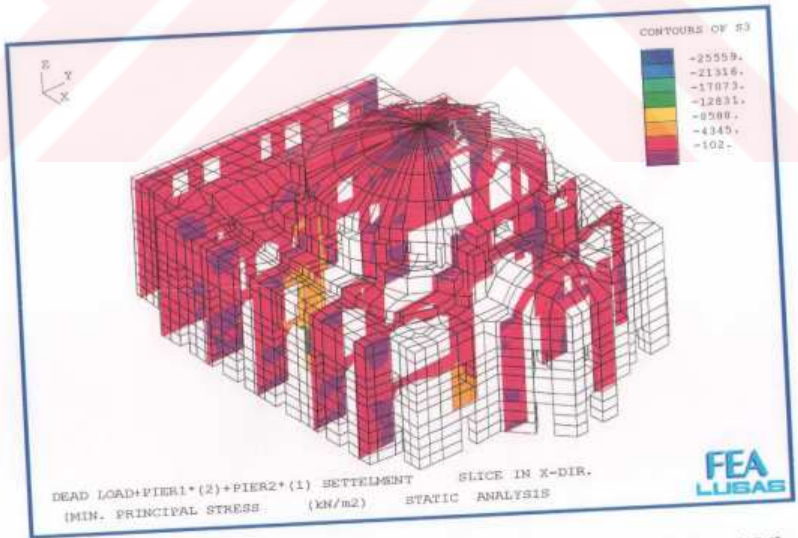


Şekil 9.120. Yapının Kendi Ağırlığı Altında 3. ve 4. Ayağın Farklı Oranda Çökmesi (Min. Gerilme Diyagramı)

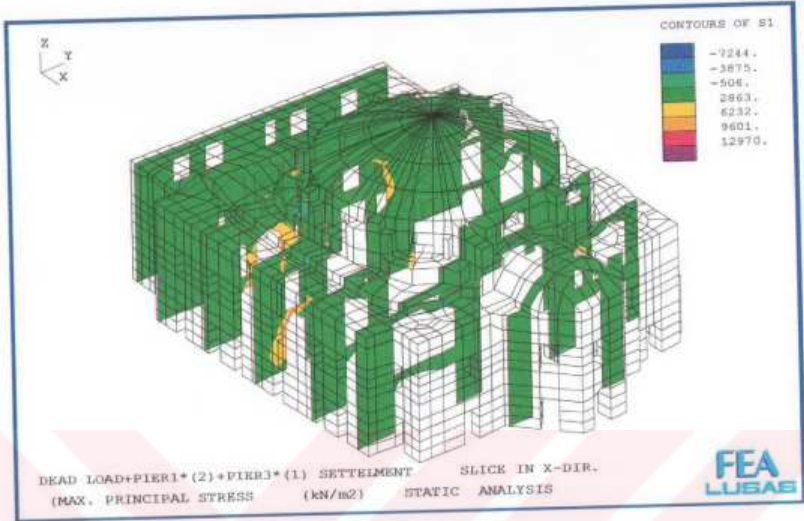




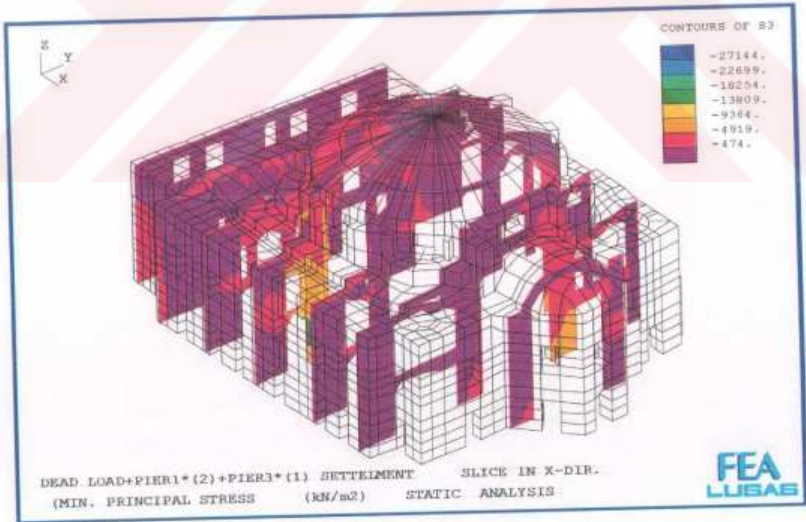
Şekil 9.121. Yapının Kendi Ağırlığı Altında 1. ve 2. Ayağın Farklı Oranda Çökmesi (Max. Gerilme Diyagramı)



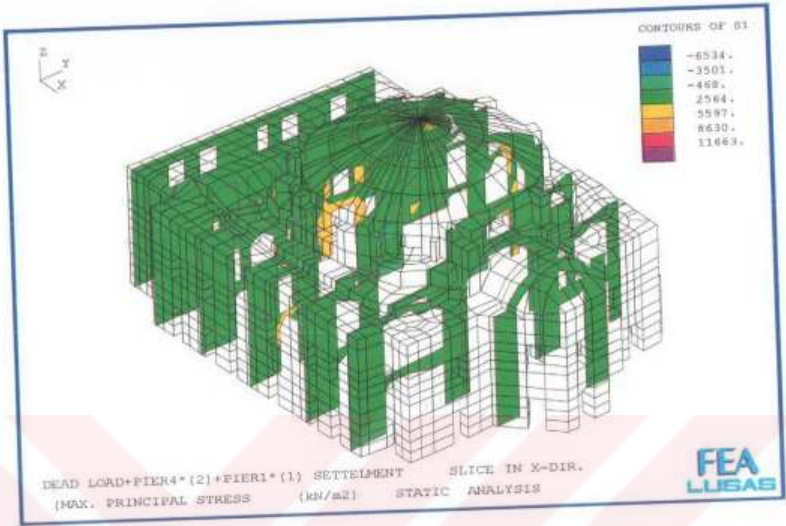
Şekil 9.122. Yapının Kendi Ağırlığı Altında 1. ve 2. Ayağın Farklı Oranda Çökmesi (Min. Gerilme Diyagramı)



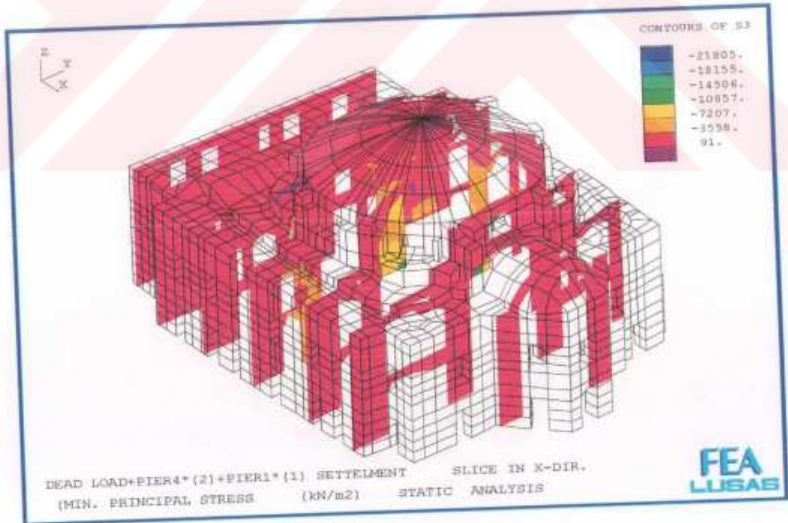
Şekil 9.123. Yapının Kendi Ağırlığı Altında 1. ve 3. Ayağın Farklı Oranda Çökmesi (Max. Gerilme Diyagramı)



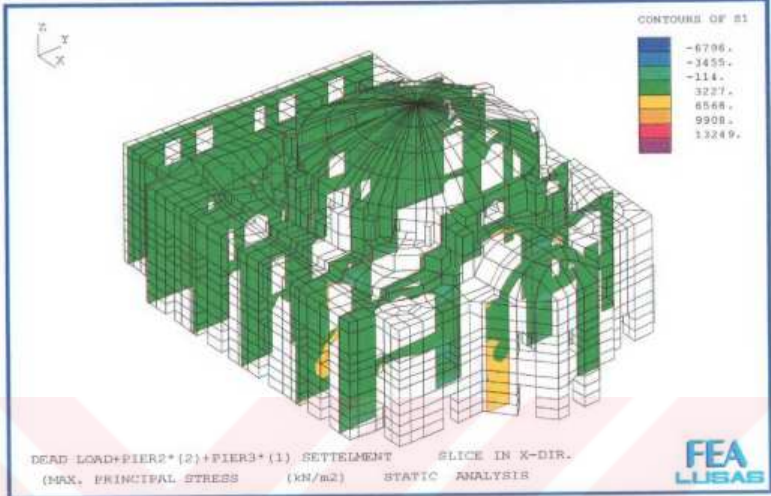
Şekil 9.124. Yapının Kendi Ağırlığı Altında 1. ve 3. Ayağın Farklı Oranda Çökmesi (Min. Gerilme Diyagramı)



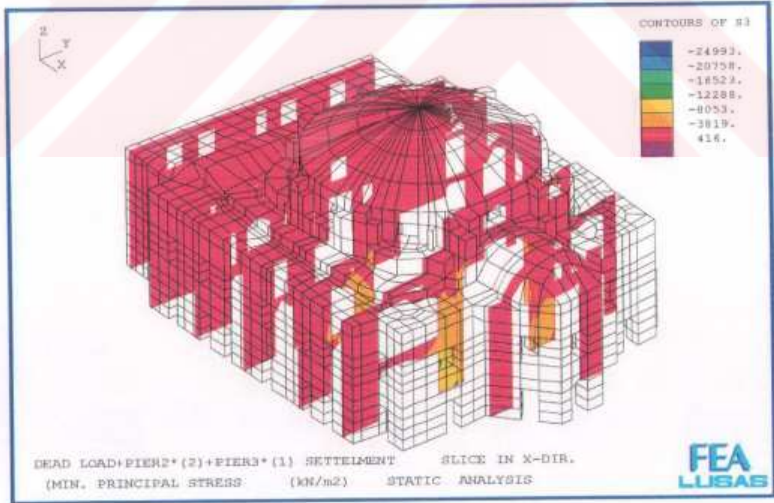
Şekil 9.125. Yapının Kendi Ağırlığı Altında 1. ve 4. Ayağın Farklı Oranda Çökmesi (Max. Gerilme Diyagramı)



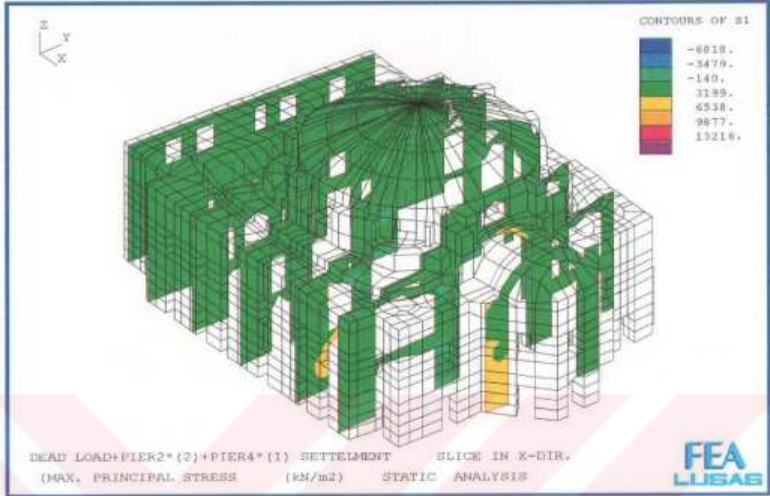
Şekil 9.126. Yapının Kendi Ağırlığı Altında 1. ve 4. Ayağın Farklı Oranda Çökmesi (Min. Gerilme Diyagramı)



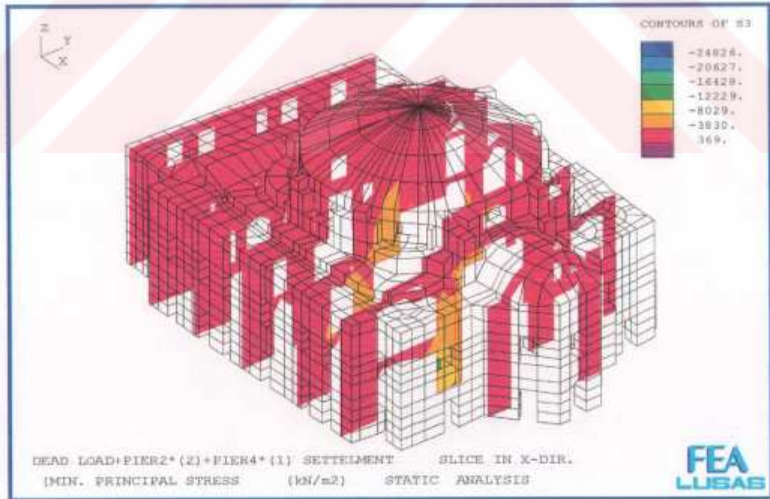
Şekil 9.127. Yapının Kendi Ağırlığı Altında 2. ve 3. Ayağın Farklı Oranda Çökmesi (Max. Gerilme Diyagramı)



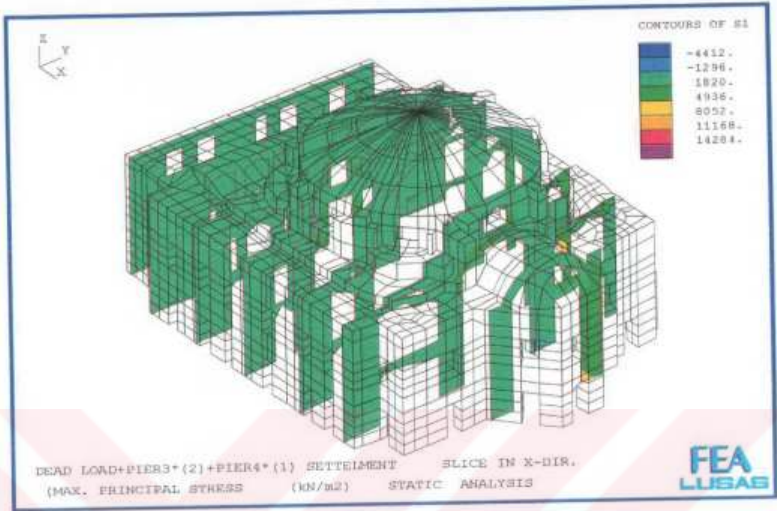
Şekil 9.128. Yapının Kendi Ağırlığı Altında 2. ve 3. Ayağın Farklı Oranda Çökmesi (Min. Gerilme Diyagramı)



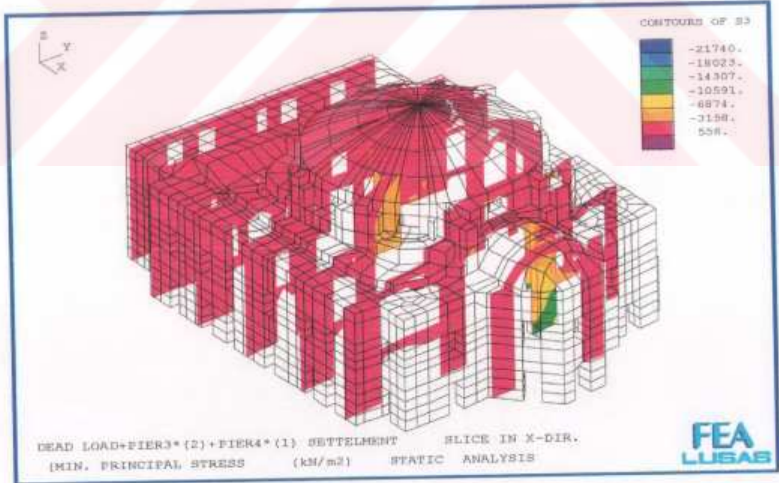
Şekil 9.129. Yapının Kendi Ağırlığı Altında 2. ve 4. Ayağın Farklı Oranda Çökmesi (Max. Gerilme Diyagramı)



Şekil 9.130. Yapının Kendi Ağırlığı Altında 2. ve 4. Ayağın Farklı Oranda Çökmesi (Min. Gerilme Diyagramı)



Şekil 9.131. Yapının Kendi Ağırlığı Altında 3. ve 4. Ayağın Farklı Oranda Çökmesi (Max. Gerilme Diyagramı)



Şekil 9.132. Yapının Kendi Ağırlığı Altında 3. ve 4. Ayağın Farklı Oranda Çökmesi (Min. Gerilme Diyagramı)

**Yapının Kendi Ağırlığı + Mesnet Hareketi Hesap Çıktıları****#### DEAD LOAD+PIER1\*(1)+PIER2\*(1) SETTELEMENT**

## LINEAR/DYNAMIC ANALYSIS

Current Selected Load ID = 201  
Averaged Stress Components In Global Axes

Node	SX	SY	SZ	SXY	SYZ	SZX
Max.	6167	7463	5229	1441	1954	1346
<b>Node</b>	<b>7598</b>	<b>8543</b>	<b>7598</b>	<b>8598</b>	<b>1424</b>	<b>6445</b>
Min.	-6357	-8386	-13270	-1317	-1344	-1373
<b>Node</b>	<b>6565</b>	<b>6445</b>	<b>1475</b>	<b>6510</b>	<b>7716</b>	<b>7708</b>

Max Principal Value	0.7618E+04	at Node	8543
Min Principal Value	-0.1332E+05	at Node	1475
Max Equivalent Value	0.1445E+05	at Node	1475
Min Equivalent Value	0.7797E+03	at Node	1428

## LINEAR/DYNAMIC ANALYSIS

Current Selected Load ID = 201  
Averaged Stress Components In Global Axes

Node	SX	SY	SZ	SXY	SYZ	SZX
Max.	4029	3960	6199	1175	1489	1531
<b>Node</b>	<b>8648</b>	<b>8543</b>	<b>8647</b>	<b>8571</b>	<b>8648</b>	<b>18901</b>
Min.	-3631	-4242	-7993	-967.5	-1316	-728.4
<b>Node</b>	<b>17945</b>	<b>16819</b>	<b>17951</b>	<b>7716</b>	<b>17967</b>	<b>18061</b>

Max Principal Value	0.6549E+04	at Node	8647
Min Principal Value	-0.8105E+04	at Node	17951
Max Equivalent Value	0.8466E+04	at Node	17951
Min Equivalent Value	0.4399E+03	at Node	19815

## LINEAR/DYNAMIC ANALYSIS

Current Selected Load ID = 201  
Averaged Stress Components In Global Axes

Node	SX	SY	SZ	SXY	SYZ	SZX
Max.	4698	6947	3232	1155	1982	1329
<b>Node</b>	<b>8663</b>	<b>7649</b>	<b>9608</b>	<b>6639</b>	<b>6583</b>	<b>7662</b>
Min.	-6541	-6690	-12650	-1040	-1267	-1876
<b>Node</b>	<b>6583</b>	<b>6583</b>	<b>1587</b>	<b>8708</b>	<b>7649</b>	<b>1589</b>

Max Principal Value	0.7313E+04	at Node	7649
Min Principal Value	-0.1304E+05	at Node	1587
Max Equivalent Value	0.1379E+05	at Node	1542
Min Equivalent Value	0.8779E+03	at Node	9679

##### DEAD LOAD+PIER2\*(1)+PIER3\*(1) SETTLEMENT

LINEAR/DYNAMIC ANALYSIS

Current Selected Load ID = 202  
 Averaged Stress Components In Global Axes

Node	SX	SY	SZ	SXY	SYZ	SZX
Max.	3439	1772	1868	324.4	153.3	515.0
<b>Node</b>	<b>6559</b>	<b>6559</b>	<b>1446</b>	<b>8598</b>	<b>8610</b>	<b>6559</b>
Min.	-4100	-1962	-1342	-232.9	-668.1	-556.7
<b>Node</b>	<b>7716</b>	<b>7716</b>	<b>1187</b>	<b>6520</b>	<b>7716</b>	<b>8648</b>

Max Principal Value 0.3625E+04 at Node 6559  
 Min Principal Value -0.4187E+04 at Node 7716  
 Max Equivalent Value 0.3931E+04 at Node 7716  
 Min Equivalent Value 0.2804E+02 at Node 1040

LINEAR/DYNAMIC ANALYSIS

Current Selected Load ID = 202  
 Averaged Stress Components In Global Axes

Node	SX	SY	SZ	SXY	SYZ	SZX
Max.	3643	2556	2606	425.5	230.0	781.8
<b>Node</b>	<b>16932</b>	<b>16932</b>	<b>16932</b>	<b>18069</b>	<b>12908</b>	<b>16932</b>
Min.	-3932	-3522	-2134	-316.1	-448.5	-170.2
<b>Node</b>	<b>18069</b>	<b>18069</b>	<b>7710</b>	<b>16932</b>	<b>18974</b>	<b>18986</b>

Max Principal Value 0.4170E+04 at Node 16932  
 Min Principal Value -0.4406E+04 at Node 18069  
 Max Equivalent Value 0.3174E+04 at Node 18972  
 Min Equivalent Value 0.8160E+02 at Node 18914

LINEAR/DYNAMIC ANALYSIS

Current Selected Load ID = 202  
 Averaged Stress Components In Global Axes

Node	SX	SY	SZ	SXY	SYZ	SZX
Max.	8265	8758	3433	1343	2144	1757
<b>Node</b>	<b>7649</b>	<b>7649</b>	<b>9576</b>	<b>7647</b>	<b>6583</b>	<b>7662</b>
Min.	-8746	-7296	-13930	-1251	-953.3	-1815
<b>Node</b>	<b>6583</b>	<b>6696</b>	<b>1542</b>	<b>6696</b>	<b>8711</b>	<b>1587</b>

Max Principal Value 0.9831E+04 at Node 7649  
 Min Principal Value -0.1398E+05 at Node 1542  
 Max Equivalent Value 0.1613E+05 at Node 1542  
 Min Equivalent Value 0.1045E+04 at Node 1786



##### DEAD LOAD+PIER1\*(1)+PIER2\*(2) SETTLEMENT

LINEAR/DYNAMIC ANALYSIS

Current Selected Load ID = 211  
Averaged Stress Components In Global Axes

Node	SX	SY	SZ	SXY	SYZ	SZX
Max.	6373	7659	5238	1772	1794	1380
<b>Node</b>	<b>7598</b>	<b>8543</b>	<b>7598</b>	<b>8598</b>	<b>1424</b>	<b>6445</b>
Min.	-6133	-8578	-11660	-1517	-2009	-964.5
<b>Node</b>	<b>6445</b>	<b>6445</b>	<b>1475</b>	<b>6510</b>	<b>7716</b>	<b>8647</b>

Max Principal Value 0.7846E+04 at Node 8543  
Min Principal Value -0.1172E+05 at Node 1475  
Max Equivalent Value 0.1270E+05 at Node 1476  
Min Equivalent Value 0.4572E+03 at Node 6552

LINEAR/DYNAMIC ANALYSIS

Current Selected Load ID = 211  
Averaged Stress Components In Global Axes

Node	SX	SY	SZ	SXY	SYZ	SZX
Max.	3871	4168	6428	1322	1610	1583
<b>Node</b>	<b>8549</b>	<b>8543</b>	<b>8648</b>	<b>8598</b>	<b>8648</b>	<b>18901</b>
Min.	-4494	-4368	-8223	-988.8	-1371	-509.3
<b>Node</b>	<b>18069</b>	<b>16819</b>	<b>12561</b>	<b>8549</b>	<b>17967</b>	<b>18911</b>

Max Principal Value 0.7243E+04 at Node 8648  
Min Principal Value -0.8250E+04 at Node 12561  
Max Equivalent Value 0.8768E+04 at Node 12526  
Min Equivalent Value 0.3583E+03 at Node 16861

LINEAR/DYNAMIC ANALYSIS

Current Selected Load ID = 211  
Averaged Stress Components In Global Axes

Node	SX	SY	SZ	SXY	SYZ	SZX
Max.	12160	15470	6434	2224	4021	3010
<b>Node</b>	<b>7649</b>	<b>7649</b>	<b>9608</b>	<b>6639</b>	<b>6583</b>	<b>7662</b>
Min.	-15010	-13400	-25150	-1989	-1831	-3635
<b>Node</b>	<b>6583</b>	<b>6583</b>	<b>1542</b>	<b>6696</b>	<b>7649</b>	<b>1589</b>

Max Principal Value 0.1639E+05 at Node 7649  
Min Principal Value -0.2533E+05 at Node 1587  
Max Equivalent Value 0.2900E+05 at Node 1542  
Min Equivalent Value 0.1791E+04 at Node 9679

#### DEAD LOAD+PIER1\*(2)+PIER2\*(1) SETTLEMENT

LINEAR/DYNAMIC ANALYSIS

Current Selected Load ID = 221  
Averaged Stress Components In Global Axes

Node	SX	SY	SZ	SXY	SYZ	SZX
Max.	11870	14870	9856	2701	4022	2596
<b>Node</b>	<b>7598</b>	<b>7716</b>	<b>7598</b>	<b>6451</b>	<b>1424</b>	<b>6445</b>
Min.	-14780	-16470	-27580	-2443	-2301	-3174
<b>Node</b>	<b>6565</b>	<b>6445</b>	<b>1475</b>	<b>6510</b>	<b>8595</b>	<b>7708</b>

Max Principal Value	0.1596E+05	at Node	7716
Min Principal Value	-0.2768E+05	at Node	1475
Max Equivalent Value	0.3025E+05	at Node	1475
Min Equivalent Value	0.1916E+04	at Node	9464

LINEAR/DYNAMIC ANALYSIS

Current Selected Load ID = 221  
Averaged Stress Components In Global Axes

Node	SX	SY	SZ	SXY	SYZ	SZX
Max.	9155	7761	13260	2249	3292	2864
<b>Node</b>	<b>8648</b>	<b>8543</b>	<b>8647</b>	<b>8571</b>	<b>7708</b>	<b>18901</b>
Min.	-7266	-8203	-15310	-2212	-2468	-1882
<b>Node</b>	<b>17945</b>	<b>16819</b>	<b>17951</b>	<b>7716</b>	<b>17967</b>	<b>18061</b>

Max Principal Value	0.1396E+05	at Node	8647
Min Principal Value	-0.1552E+05	at Node	17951
Max Equivalent Value	0.1619E+05	at Node	17951
Min Equivalent Value	0.1162E+04	at Node	16861

LINEAR/DYNAMIC ANALYSIS

Current Selected Load ID = 221  
Averaged Stress Components In Global Axes

Node	SX	SY	SZ	SXY	SYZ	SZX
Max.	4389	5428	2998	0.1252	1906	975.8
<b>Node</b>	<b>9560</b>	<b>7649</b>	<b>9608</b>	<b>6639</b>	<b>6583</b>	<b>7662</b>
Min.	-4892	-6799	-12840	-1189	-1997	-1964
<b>Node</b>	<b>1589</b>	<b>6583</b>	<b>1587</b>	<b>8708</b>	<b>7649</b>	<b>1589</b>

Max Principal Value	0.6445E+04	at Node	7649
Min Principal Value	-0.1326E+05	at Node	1587
Max Equivalent Value	0.1271E+05	at Node	1587
Min Equivalent Value	0.5603E+03	at Node	2054

3 NOLU TEMEL AYAGININ SERBESTÇE ÇÖKMESİ

##### LINEAR STATIC ANALYSIS SUPPORT UNDER PIER 3 IS REMOVED

## LINEAR/DYNAMIC ANALYSIS

Current Selected Load ID = 300  
Averaged Stress Components In Global Axes

Node	SX	SY	SZ	SXY	SYZ	SZX
Max.	249.9	183.8	645.4	46.33	53.42	78.94
<b>Node</b>	<b>7598</b>	<b>8549</b>	<b>7592</b>	<b>9504</b>	<b>6480</b>	<b>1443</b>
Min.	-226.7	-239.7	-947.8	-87.49	-49.53	-88.64
<b>Node</b>	<b>1161</b>	<b>1120</b>	<b>1166</b>	<b>9445</b>	<b>1161</b>	<b>6559</b>

Max Principal Value	0.6458E+03	at Node	7592
Min Principal Value	-0.9500E+03	at Node	1166
Max Equivalent Value	0.9633E+03	at Node	1166
Min Equivalent Value	0.4053E+02	at Node	9479

## LINEAR/DYNAMIC ANALYSIS

Current Selected Load ID = 300  
Averaged Stress Components In Global Axes

Node	SX	SY	SZ	SXY	SYZ	SZX
Max.	462.4	241.8	200.1	66.86	108.7	143.0
<b>Node</b>	<b>18069</b>	<b>18069</b>	<b>19797</b>	<b>18911</b>	<b>19779</b>	<b>18896</b>
Min.	-156.4	-207.7	-886.8	-94.02	-162.1	-93.67
<b>Node</b>	<b>16932</b>	<b>8648</b>	<b>17951</b>	<b>19772</b>	<b>18990</b>	<b>18061</b>

Max Principal Value	0.4804E+03	at Node	18069
Min Principal Value	-0.8990E+03	at Node	17951
Max Equivalent Value	0.8718E+03	at Node	17951
Min Equivalent Value	0.3464E+02	at Node	19789

## LINEAR/DYNAMIC ANALYSIS

Current Selected Load ID = 300  
Averaged Stress Components In Global Axes

Node	SX	SY	SZ	SXY	SYZ	SZX
Max.	154.7	165.2	283.1	78.49	35.82	80.36
<b>Node</b>	<b>9569</b>	<b>9619</b>	<b>9576</b>	<b>9619</b>	<b>8767</b>	<b>6696</b>
Min.	-190.3	-200.3	-767.3	-39.86	-42.65	-69.8
<b>Node</b>	<b>1579</b>	<b>1579</b>	<b>1579</b>	<b>9610</b>	<b>1535</b>	<b>9553</b>

Max Principal Value	0.2903E+03	at Node	9576
Min Principal Value	-0.7697E+03	at Node	1579
Max Equivalent Value	0.7522E+03	at Node	1599
Min Equivalent Value	0.3101E+02	at Node	9637

**KEMERLİ BİRİNCİ TEMEL AYAGININ ÇÖKMESİ****SELF WEIGHT + PIER 1 SETTLEMENT**

## LINEAR/DYNAMIC ANALYSIS

Current Selected Load ID = 11  
 Averaged Stress Components In Global Axes

Node	SX	SY	SZ	SXY	SYZ	SZX
Max.	6186	8966	13740	1136	1335	2837
<b>Node</b>	<b>6559</b>	<b>7627</b>	<b>1475</b>	<b>6510</b>	<b>23292</b>	<b>6576</b>
Min.	-5444	-6927	-7541	-1321	-7189	-1657
<b>Node</b>	<b>7598</b>	<b>7631</b>	<b>3701</b>	<b>9498</b>	<b>10994</b>	<b>10837</b>

Max Principal Value 0.1379E+05 at Node 1475  
 Min Principal Value -0.7577E+04 at Node 3701  
 Max Equivalent Value 0.1521E+05 at Node 1475  
 Min Equivalent Value 0.1590E+02 at Node 8077

**KEMERLİ İKİNCİ TEMEL AYAGININ ÇÖKMESİ****SELF WEIGHT + PIER 2 SETTLEMENT**

## LINEAR/DYNAMIC ANALYSIS

Current Selected Load ID = 12  
 Averaged Stress Components In Global Axes

Node	SX	SY	SZ	SXY	SYZ	SZX
Max.	6694	5996	12480	1154	1760	3005
<b>Node</b>	<b>6583</b>	<b>6583</b>	<b>1542</b>	<b>11100</b>	<b>21914</b>	<b>5656</b>
Min.	-5755	-5544	-7999	-1133	-3230	-2229
<b>Node</b>	<b>8663</b>	<b>8663</b>	<b>5445</b>	<b>6639</b>	<b>11127</b>	<b>6702</b>

Max Principal Value 0.1253E+05 at Node 1542  
 Min Principal Value -0.8242E+04 at Node 5445  
 Max Equivalent Value 0.1458E+05 at Node 1542  
 Min Equivalent Value 0.1791E+02 at Node 16532

**KEMERLİ ÜÇÜNCÜ TEMEL AYAĞININ ÇÖKMESİ**

SELF WEIGHT + PIER 3 SETTLEMENT

LINEAR/DYNAMIC ANALYSIS

Current Selected Load ID = 13  
Averaged Stress Components In Global Axes

Node	SX	SY	SZ	SXY	SYZ	SZX
Max.	6895	5137	11450	1315	4559	3222
<b>Node</b>	<b>6410</b>	<b>6412</b>	<b>946</b>	<b>20420</b>	<b>7424</b>	<b>5636</b>
Min.	-5143	-4935	-7159	-1267	-1417	-2763
<b>Node</b>	<b>7519</b>	<b>9960</b>	<b>3430</b>	<b>10366</b>	<b>21962</b>	<b>6421</b>

Max Principal Value	0.1158E+05	at Node	946
Min Principal Value	-0.7440E+04	at Node	3430
Max Equivalent Value	0.1300E+05	at Node	946
Min Equivalent Value	0.9940E+01	at Node	14821

**KEMERLİ DÖRDÜNCÜ TEMEL AYAĞININ ÇÖKMESİ**

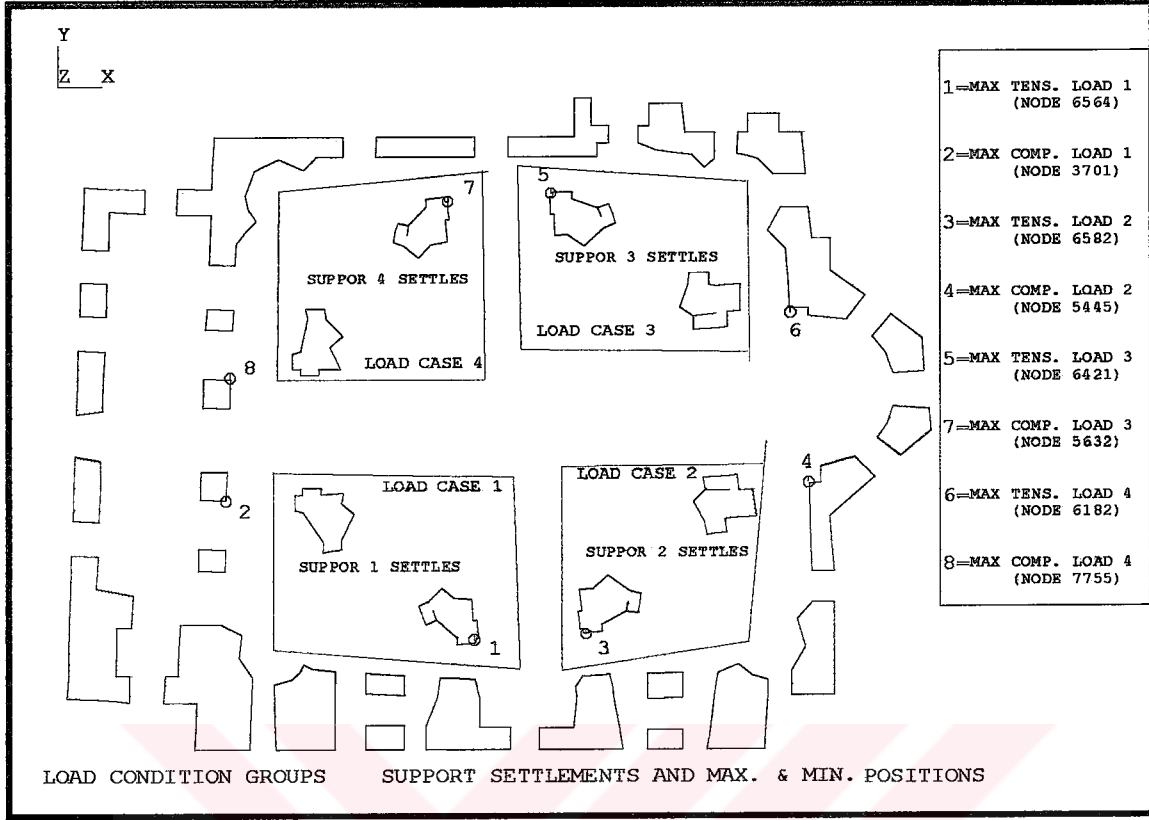
SELF WEIGHT + PIER 4 SETTLEMENT

LINEAR/DYNAMIC ANALYSIS

Current Selected Load ID = 14  
Averaged Stress Components In Global Axes

Node	SX	SY	SZ	SXY	SYZ	SZX
Max.	6402	8524	10960	1275	3241	2817
<b>Node</b>	<b>6441</b>	<b>7485</b>	<b>55</b>	<b>9903</b>	<b>7400</b>	<b>6182</b>
Min.	-4848	-6766	-7274	-1125	-1310	-1912
<b>Node</b>	<b>7405</b>	<b>7489</b>	<b>10738</b>	<b>6249</b>	<b>6225</b>	<b>10669</b>

Max Principal Value	0.1111E+05	at Node	55
Min Principal Value	-0.7305E+04	at Node	10738
Max Equivalent Value	0.1226E+05	at Node	55
Min Equivalent Value	0.8170E+01	at Node	17326



Şekil 9.133. Mesnet Çökmeleri ve max. Değerlerin Bulunduğu Noktalar

K. Ayasofya' da çatlakların bir nedeni olarak düşünülen mesnet hareketinin yapıya etkileri veya yapıda oluşturduğu gerilmeler yukarıdaki diyagramlarda ve hesap çıktılarında verilmiştir. Bu hesaplamalarda önce her ayağa teker teker 1 cm.' lik deplasman yaptırılmış, daha sonra değişik mesnetler alınarak (Şekil 9.133) bunlara 1 cm. ve 2 cm.' lik çökme miktarı verilmiştir. Hesaplar sonucunda aşağıdaki değerler elde edilmiştir:

**1. Kemerli Ayağın Çökmesi:**

Max. çekme gerilmesi : 97 kN/m<sup>2</sup> – 12736 kN/m<sup>2</sup>  
 Max. basınç gerilmesi : -1653 kN/m<sup>2</sup> \_ -6731 kN/m<sup>2</sup>

**2. Kemerli Ayağın Çökmesi:**

Max. çekme gerilmesi : 1655 kN/m<sup>2</sup> – 11544 kN/m<sup>2</sup>  
 Max. basınç gerilmesi : -330 kN/m<sup>2</sup> \_ -7363 kN/m<sup>2</sup>

**3. Kemerli Ayağın Çökmesi:**

Max. çekme gerilmesi : 1410 kN/m<sup>2</sup> – 10656 kN/m<sup>2</sup>  
 Max. basınç gerilmesi : -372 kN/m<sup>2</sup> \_ -6654 kN/m<sup>2</sup>

**4. Kemerli Ayağın Çökmesi:**

Max. çekme gerilmesi : 1585 kN/m<sup>2</sup> – 10241 kN/m<sup>2</sup>  
 Max. basınç gerilmesi : -144 kN/m<sup>2</sup> \_ -6509 kN/m<sup>2</sup>

**1. ve 2. Kemerli Ayakların Aynı Miktarda (1 cm.) Çökmesi**

Max. çekme gerilmesi : 1446 kN/m<sup>2</sup> – 7888 kN/m<sup>2</sup>  
 Max. basınç gerilmesi : -1801 kN/m<sup>2</sup> \_ -12275 kN/m<sup>2</sup>

**1. ve 3. Kemerli Ayakların Aynı Miktarda (1 cm.) Çökmesi**

Max. çekme gerilmesi : 1446 kN/m<sup>2</sup> – 6578 kN/m<sup>2</sup>  
 Max. basınç gerilmesi : -2147 kN/m<sup>2</sup> \_ -13837 kN/m<sup>2</sup>

**1. ve 4. Kemerli Ayakların Aynı Miktarda (1 cm.) Çökmesi**

Max. çekme gerilmesi : 1292 kN/m<sup>2</sup> – 6210 kN/m<sup>2</sup>  
 Max. basınç gerilmesi : -63 kN/m<sup>2</sup> \_ -13892 kN/m<sup>2</sup>

**2. ve 3. Kemerli Ayakların Aynı Miktarda (1 cm.) Çökmesi**

Max. çekme gerilmesi : 1444 kN/m<sup>2</sup> – 6367 kN/m<sup>2</sup>  
 Max. basınç gerilmesi : -1997 kN/m<sup>2</sup> \_ -12891 kN/m<sup>2</sup>

**2. ve 4. Kemerli Ayakların Aynı Miktarda (1 cm.) Çökmesi**

Max. çekme gerilmesi : 1526 kN/m<sup>2</sup> – 6538 kN/m<sup>2</sup>  
 Max. basınç gerilmesi : -1986 kN/m<sup>2</sup> \_ -12722 kN/m<sup>2</sup>

**3. ve 4. Kemerli Ayakların Aynı Miktarda (1 cm.) Çökmesi**

Max. çekme gerilmesi : 17 kN/m<sup>2</sup> – 8501 kN/m<sup>2</sup>  
 Max. basınç gerilmesi : -1583 kN/m<sup>2</sup> \_ -11105 kN/m<sup>2</sup>

**1.Kemerli Ayağın (1 cm.) ve 2. Kemerli Ayağın (2 cm.) Farklı Miktarda Çökmesi**

Max. çekme gerilmesi	: 1111 kN/m <sup>2</sup> – 13553 kN/m <sup>2</sup>
Max. basınç gerilmesi	: -3363 kN/m <sup>2</sup> _ -23252 kN/m <sup>2</sup>

**1.Kemerli Ayağın (1 cm.) ve 3. Kemerli Ayağın (2 cm.) Farklı Miktarda Çökmesi**

Max. çekme gerilmesi	: 108 kN/m <sup>2</sup> – 12081 kN/m <sup>2</sup>
Max. basınç gerilmesi	: -3119 kN/m <sup>2</sup> _ -22608 kN/m <sup>2</sup>

**4.Kemerli Ayağın (1 cm.) ve 1. Kemerli Ayağın (2 cm.) Farklı Miktarda Çökmesi**

Max. çekme gerilmesi	: 2503 kN/m <sup>2</sup> – 12218 kN/m <sup>2</sup>
Max. basınç gerilmesi	: -584 kN/m <sup>2</sup> _ -27188 kN/m <sup>2</sup>

**1.Kemerli Ayağın (1 cm.) ve 2. Kemerli Ayağın (2 cm.) Farklı Miktarda Çökmesi**

Max. çekme gerilmesi	: 141 kN/m <sup>2</sup> – 12085 kN/m <sup>2</sup>
Max. basınç gerilmesi	: -3276 kN/m <sup>2</sup> _ -22647 kN/m <sup>2</sup>

**2.Kemerli Ayağın (1 cm.) ve 4. Kemerli Ayağın (2 cm.) Farklı Miktarda Çökmesi**

Max. çekme gerilmesi	: 3193 kN/m <sup>2</sup> – 12879 kN/m <sup>2</sup>
Max. basınç gerilmesi	: -3610 kN/m <sup>2</sup> _ -21863 kN/m <sup>2</sup>

**3.Kemerli Ayağın (1 cm.) ve 4. Kemerli Ayağın (2 cm.) Farklı Miktarda Çökmesi**

Max. çekme gerilmesi	: 1798 kN/m <sup>2</sup> – 14094 kN/m <sup>2</sup>
Max. basınç gerilmesi	: -3421 kN/m <sup>2</sup> _ -20569 kN/m <sup>2</sup>

Aynı çökmelerin mesnetlerdeki çökme miktarları değiştiğinde gerilmelerde bir miktar değişiklik olmakla birlikte aynı sonuçlar elde edilmektedir. Yapıya 7 büyüklüğündeki deprem etkimesi sonucunda yapılan lineer dinamik hesap sonuçları, statik hesap sonuçları ile karşılaştırıldığında arada 2-3 katı farklılıklar çıkmaktadır.

Mesnet hareketi durumunda ise bu fark oldukça artmaktadır. Maksimum çekme gerilmesi mesnet hareketi durumunda ortalama 10000 kN/m<sup>2</sup> olduğu düşünülürse, statik analizde bu değer 685 kN/m<sup>2</sup> olarak bulunmuştu ki, aradaki fark gerçekten çok fazladır. Deprem



etkimesi durumunda max. çekme gerilmesi ortalama  $600 \text{ kN/m}^2$  ila  $2300 \text{ kN/m}^2$  arasında olduğu düşünüldüğünde de, mesnet hareketinden dolayı oluşan gerilmeler gerçekten ciddi boyutlardadır. Özellikle göçmenin 1 cm.' ye göre hesaplandığı düşünülürse bu oran çok fazladır.

Bu hesaplamalar neticesinde yapıda oluşan gerilme dağılımları incelendiğinde, her türlü durum için taşıyıcı ayaklarla kubbenin birleştiği yerde çekme gerilmeleri oldukça artmaktadır. Mesnet hareketinin durumuna göre (çökmenin olduğu yerdeki basınç gerilmesi) basınç gerilmelerinde de oldukça büyük artışlar gözlenmektedir. Özellikle caminin batı kısmındaki çekme ve basınç gerilmeleri son derece büyük değerlere ulaşmaktadır. Yine kubbenin alt kısmındaki pencere boşluğu bulunan kısımlarda gerilme yığılımları olmaktadır.

Hesaplarda gerçek rijitlik değerine ulaşabilmek amacıyla 3. Ayağın üzerinde bulunan çatlak da modellenmiştir. Bu durumda burada oluşan çekme gerilmeleri oldukça artmakta, mesnet hareketinin artması durumunda kubbenin bu bölgesindeki çatlak oluşumunu arttırmaktadır.

Burada çekme gerilmeleri birçok yerde 1 Mpa' ın üzerine, basınç gerilmeleri de 10 Mpa' ın üzerine çıkmaktadır. Gerilmelerin yoğunlaştığı bölgelerle, çatlakların oluştuğu bölgeler incelendiğinde 3. ve 2. Ayakların deplasman yapmış olabileceği, diğer ayaklarında bu ayaklardan daha az miktarda çökme yapmış olabileceğini söylemek mümkündür. Bu nedenle 3. Ayak mesneti serbest bırakılarak statik çözümler yapılmıştır. Bir sonraki konuda da hesaplanacağı gibi, non-lineer analizde bu çatlak ve akma bölgeleri daha açık bir şekilde verilecektir.

Çekme gerilmelerinin artışının büyük olduğu ancak yapının bu yerlerinde çatlak olmamasının nedeni de, çökmede gruplanan elemanların kendi içlerindeki farklı oturmasından kaynaklanmaktadır.

Oturmanın bu şekilde artarak devam etmesi durumunda şüphesiz çatlaklar artacaktır. Özellikle temeldeki su hareketi zemini yumuşatmakta, oturmayı devam ettirmektedir.

Çalışmalarım esnasında yapının etrafındaki pis su kanallarının onarımı yapılmakta idi. Bu kazı esnasında atık suların da temele karıştığı, temel zeminin nemli olduğu görülmüştür. Bu da oturmayı devam ettiren bir olgudur.

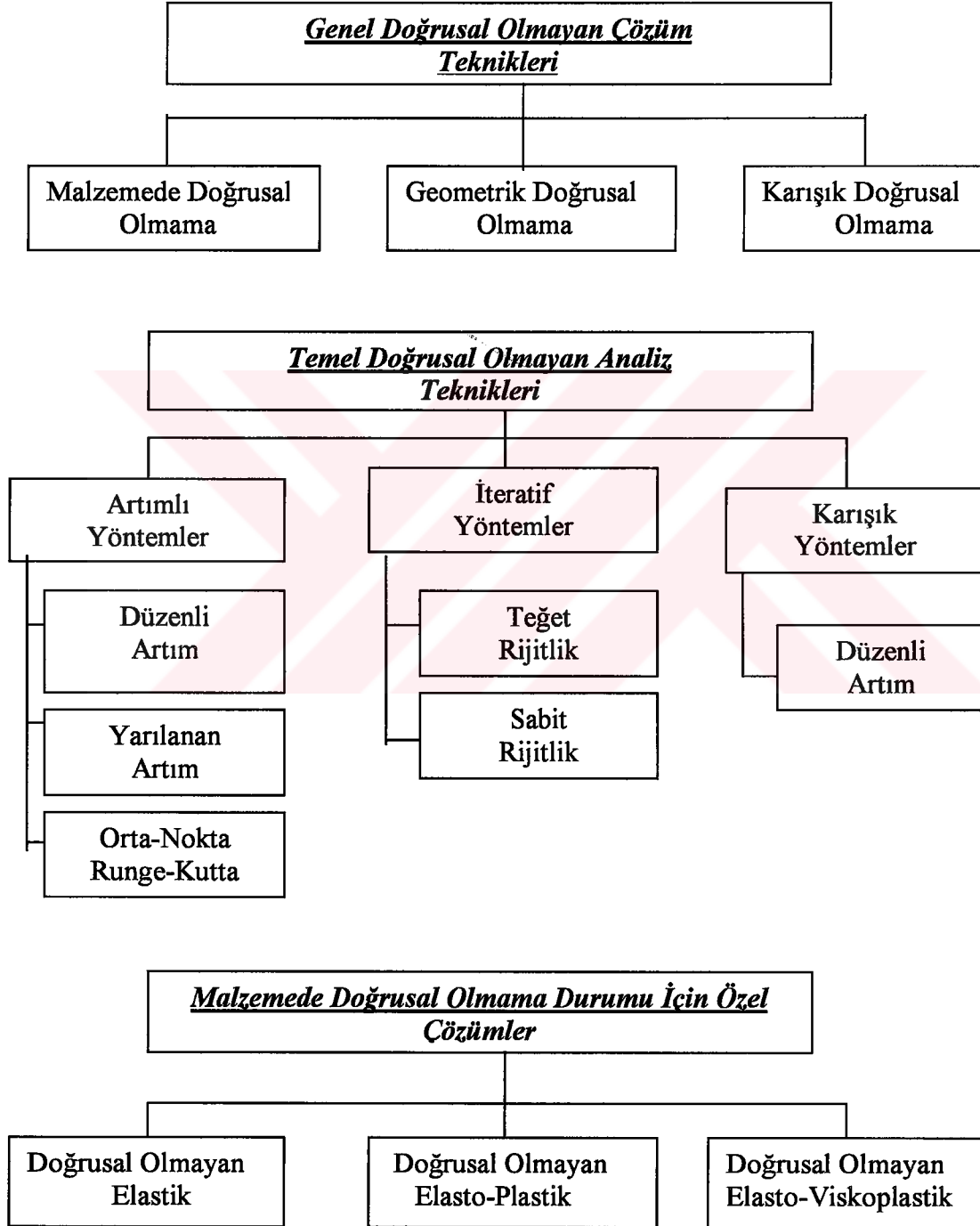
Yapılan statik, deprem ve mesnet hareketi problemleri incelendiğinde yapıda hasara neden olan en büyük etkenin mesnet hareketi olduğu söylenebilir. Bununla birlikte birtakım çatlakların da önceki depremlerden kaynaklandığı söylenebilir.

#### **9.8.6. K. Ayasofya Camii' nde Yapılan Doğrusal Olmayan Analiz Hesapları**

Bu bölümde 2. ve 3. Ayakların çökmeleri doğrusal olmayan yönden incelenmiştir. Çökmenin caminin ön kısmında olduğuna kanaat getirdikten sonra, bu iki ayağın çökmesi non-lineer olarak incelenmiştir. Önce 2. Ayağın 1 cm. çökme yaptığı düşünülmüş, daha sonra 3. Ayağın buna göre 2 cm. çökmesi adımsal olarak irdelenmiştir. Bu çökme artışı her 0.2 cm.' de bir yapılmıştır. 5 adımsal artışta gerçekleştirilen çözümleme sonucunda çökme 1 cm.' ye ulaşmıştır. Her adımda akma ve çatlak bölgeleri eleman üzerinde gösterilmiştir. 8. Bölümde de anlatıldığı gibi, plastisite teorisinde akma kavramı çatlak kavramı yerine geçmekte, ayrıca *yapı elemanı çekme mukavemetinin üzerinde bir çekme gerilmesi olması durumunda bu elemanın çatlayacağı* dikkate alınmaktadır. Elde edilen bu çatlak yerleri yapı üzerinde de incelenmiştir. Diğer mesnetler üzerinde yapılan non-lineer hesaplar burada yer darlığı nedeniyle gösterilmemiştir. Ancak diğer çözümlerden elde edilen analizlerde çatlak yerleri yapı ile iyi bir uygunluk taşımamaktadır.

Bununla birlikte mesnet deplasmanının ne kadar verileceği de, yaklaşım yapılarak bulunmuştur. İlk olarak küçük bir mesnet hareketi verilmiş, bunun sonucunda çatlak ve akma yalnızca ayaklarla sabit kalmıştır. Halbuki çatlaklar kubbe kısmında yoğunlaşmaktadır. Bundan sonra daha büyük, ancak gerçekçi olmayan 10 cm.' lik bir çökme verilmiştir. Yani bir ayağın 10 cm., diğer ayağın ise 20 cm. çökme yaptığı kabul edilmiştir. Bu hesap sonucunda, henüz iterasyon 10 cm.' yi bulmadan yapı göçmektedir. Böylece yapılan bir dizi hesaplardan sonra 1 cm. ve 2 cm.' de karar kılınmıştır.

Plastik analiz çözümlerinde de LUSAS paket programı kullanılmıştır. Malzeme non-lineeritesi, geometrik non-lineerite ve dinamik non-lineeritenin dikkate alınabildiği bu program çeşitli çözüm teknikleri kullanabilmektedir. Non-lineer problemlerde istenilen çözüm tekniğinin kullanılabilmesi programın işlerliğini sağlamaktadır. Program genel olarak aşağıdaki şekilde çözüm teknikleri kullanmaktadır:



- 1- Artım Metodu (Elasto-Plastik) : Plastisite Akma Teorisi kullanılır.
- 2- İteratif Metod (Elasto-Plastik) : Sekant Modülü ve Plastik Deformasyon Teorisi kullanılır.
- 3- Başlangıç Gerilmesi Metodu : Artım Tipi Yöntemi, Doğrusal Artım Yöntemi, İteratif Başlangıç Birim Uzama Yöntemi kullanılır.

### **Non-linear Çözüm Yöntemleri**

Non-linear analiz için verilmiş dış yükler grubunu dengeleyen bir gerilme dağılımını doğrudan elde etmek mümkün olmadığından, genellikle gerekli yükün birçok artımla uygulandığı bir çözüm yöntemi uygulanır. Her bir artışla non-linear tepkinin (response) lineer bir tahmini yapılır ve sonuç iteratif doğrulamalar, rezidüel veya dengeleme kuvvetleri dışındakilerinin elenmesiyle dengeyi yerleştirmek için yapılır. İteratif doğrulamalar yakınsama kriterleri (convergence criteria) yardımı ile gerçekleştirilir.

LUSAS' da Bölüm 8' de anlatılan yaklaşım yöntemlerinden, iteratif artımsal yaklaşım çözümü olan Newton-Raphson iterasyonlarına dayanmaktadır. Newton-Raphson yönteminde artımsal çözüm, başlangıç tahmini artımsal deplasmanlar ve onların iteratif doğrulamalarının elde edilebildiği tanjant rijitliğine dayanmaktadır.

Newton-Raphson yöntemi uygulanaşına göre iki sınıfa ayrılabilir:

- Standart Newton-Raphson ( NR ) Yöntemi
- Modifiye Newton-Raphson ( MNR ) Yöntemi

### ***Standart Newton-Raphson Yöntemi***

Standart Newton-Raphson Yöntemi her bir iteratif hesaplamada daima mevcut tanjant rijitliğini esas almaktadır. Sonlu elemanlar analizi için, bu her bir denge iterasyonunun başında tanjant rijitlik matrisinin oluşturulmasını gerektirir.

### ***Modifiye Newton-Raphson Yöntemi***

Modifiye Newton-Raphson Yönteminde tanjant rijitlik matrisi daha az kurulur ve iteratif doğrulamalar baz alınan ön rijitlik değerlerini esas alır. Modifiye Newton-Raphson Yöntemleri ailesi bu nedenle rijitlik matrisini düzeltmenin iteratif sıklığına bağlı olarak ortaya çıkmıştır.

Bazı Modifiye Newton-Raphson Yöntemleri şöyledir :

- KT1
- KT2
- Ko

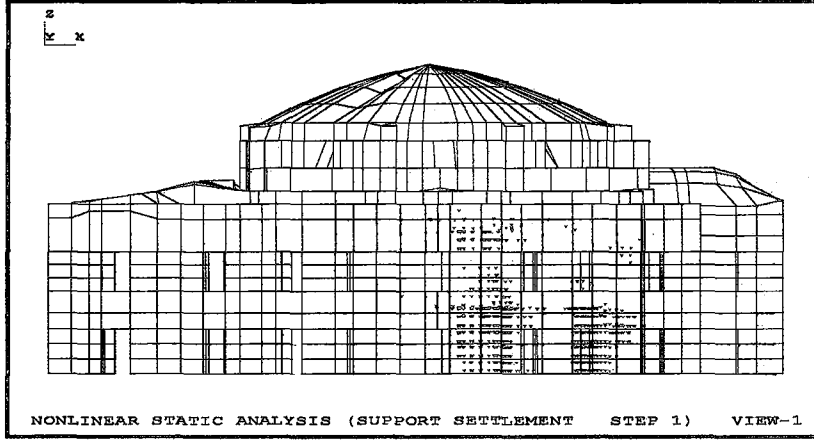
-KT1 yönteminde, rijitlik matrisi sadece her bir artışın ilk iterasyonunda yeniden kurulur.

-KT2 yönteminde, rijitlik iyileştirmeleri her artışın birinci ve ikinci iterasyonlarında yapılır.

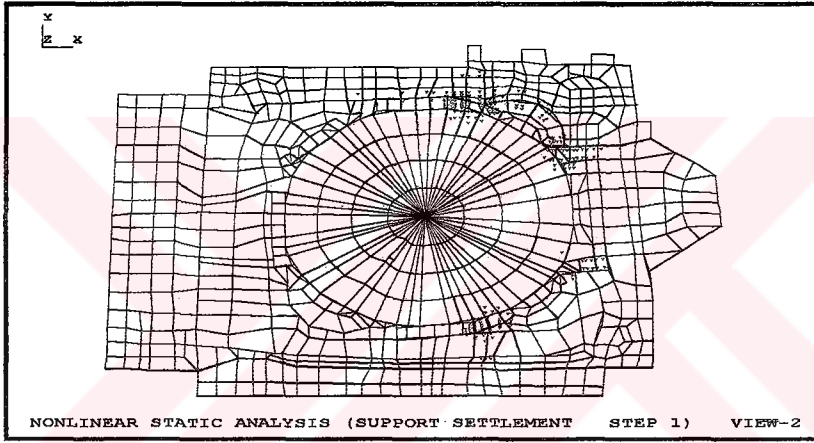
Ko yönteminde ise, rijitlik matrisi asla düzeltilmez.

Modifiye Newton-Raphson Yöntemi kullanıldığı zaman, rijitlik tahmini Standart Newton-Raphson Yöntemi'nden daha az doğru olduğundan, MNR yöntemleri genellikle standart bir yöntemden daha fazla denge iterasyonları gerektirir.

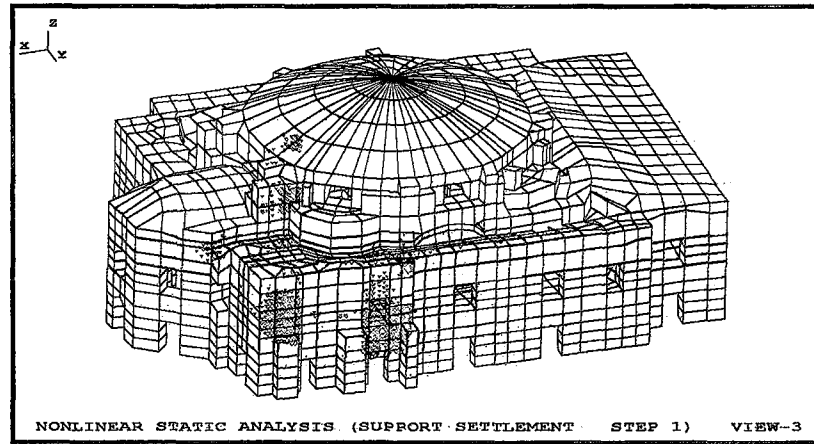
Aşağıdaki şekillerde, yapının 2. ve 3. Ayaklarının çökmesi durumunda yapılan non-lineer hesapları içermektedir. 5 adımda yapılan iterasyonla yapının akma ve çatlak durumları elde edilmiştir. Elde edilen çatlaklar yapı ile uyum halindedir. Yapının rijitliğinin az olduğu yerlerde çatlaklar oldukça yüksek değerdedir. Statik olarak yapılan mesnet hareketinde de bu yerlerdeki gerilmeler oldukça büyük değerlere ulaşmaktadır.



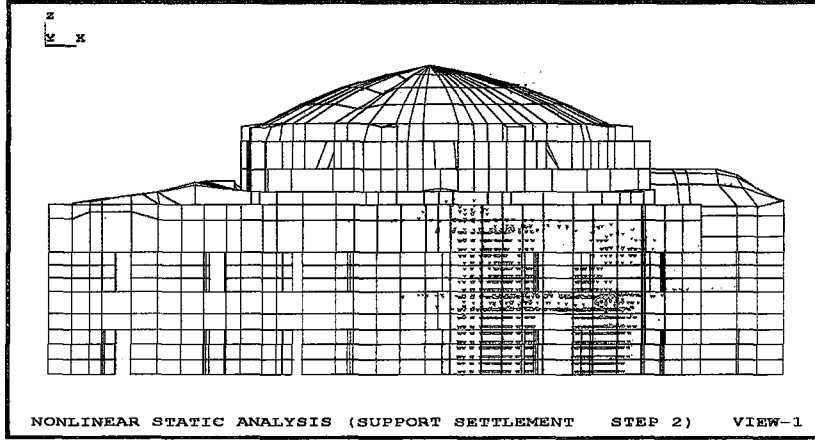
Şekil 9.134. Mesnet Hareketi Non-lineer Statik Analiz 1.Adım Akma Diyagramı  
(Ön Görünüş)



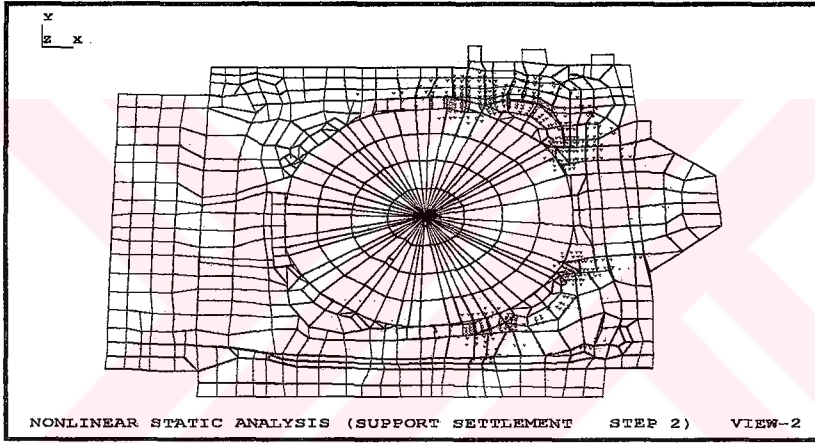
Şekil 9.135. Mesnet Hareketi Non-lineer Statik Analiz 1.Adım Akma Diyagramı  
(Plandaki Görüşü)



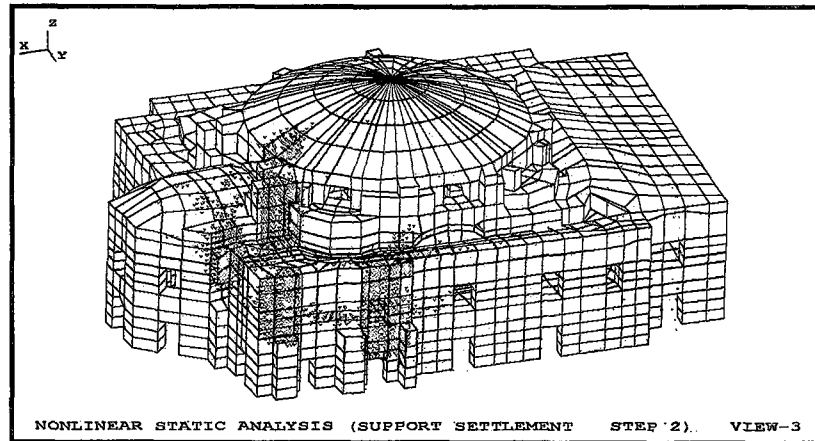
Şekil 9.136. Mesnet Hareketi Non-lineer Statik Analiz 1.Adım Akma Diyagramı  
(Yan Görünüş)



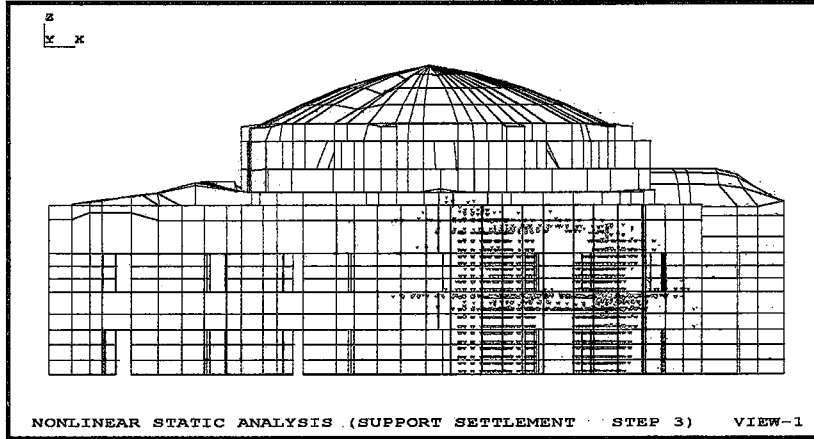
Şekil 9.137. Mesnet Hareketi Non-linear Statik Analiz 2. Adım Akma Diyagramı  
(Ön Görünüş)



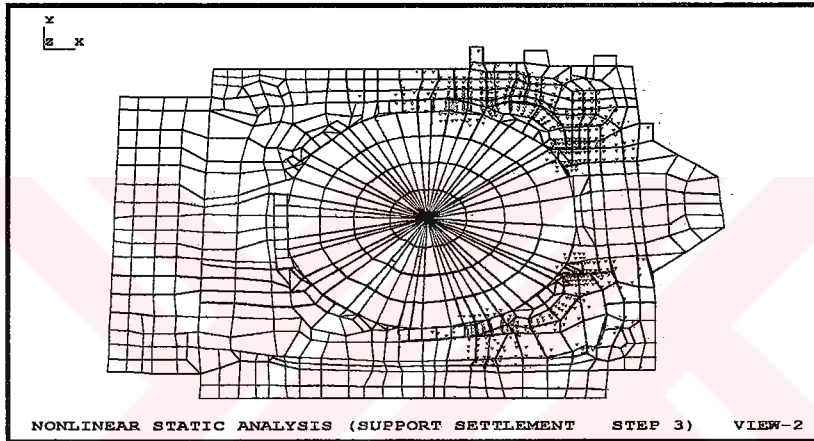
Şekil 9.138. Mesnet Hareketi Non-linear Statik Analiz 2. Adım Akma Diyagramı  
(Plan Görünüşü)



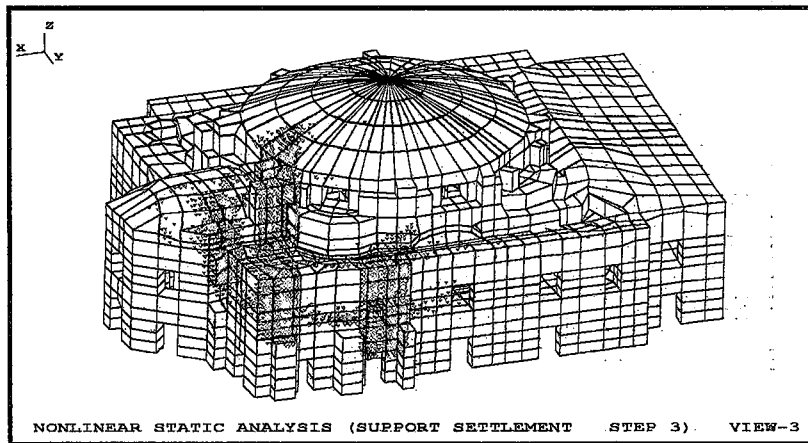
Şekil 9.139. Mesnet Hareketi Non-linear Statik Analiz 2. Adım Akma Diyagramı  
(Yan Görünüş)



Şekil 9.140. Mesnet Hareketi Non-lineer Statik Analiz 3. Adım Akma Diyagramı  
(Ön Görünüş)

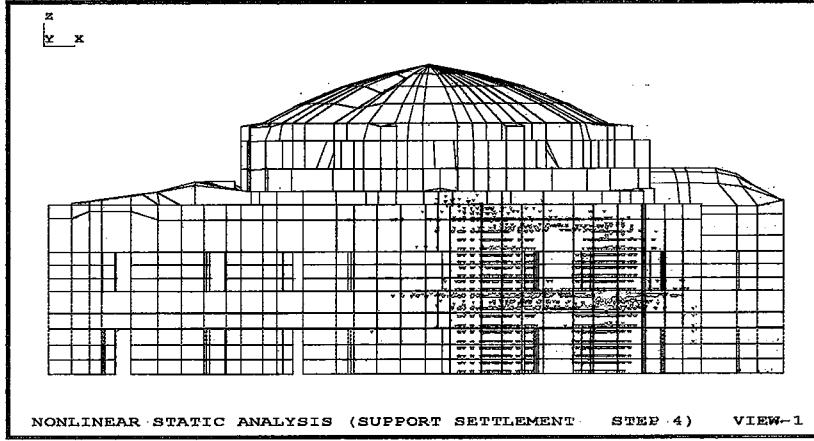


Şekil 9.141. Mesnet Hareketi Non-lineer Statik Analiz 3. Adım Akma Diyagramı  
(Plandaki Görünüşü)

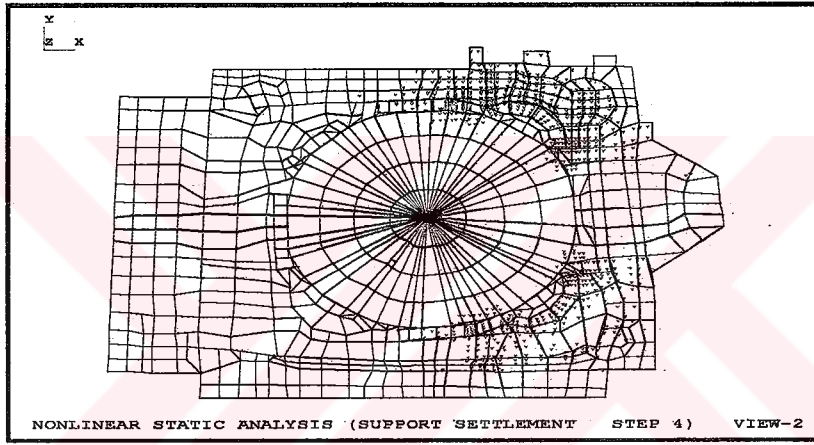


Şekil 9.142. Mesnet Hareketi Non-lineer Statik Analiz 3. Adım Akma Diyagramı  
(Yan Görünüş)

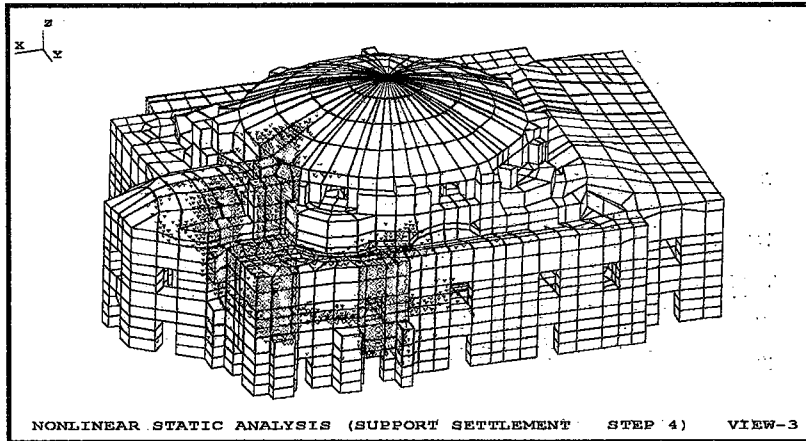




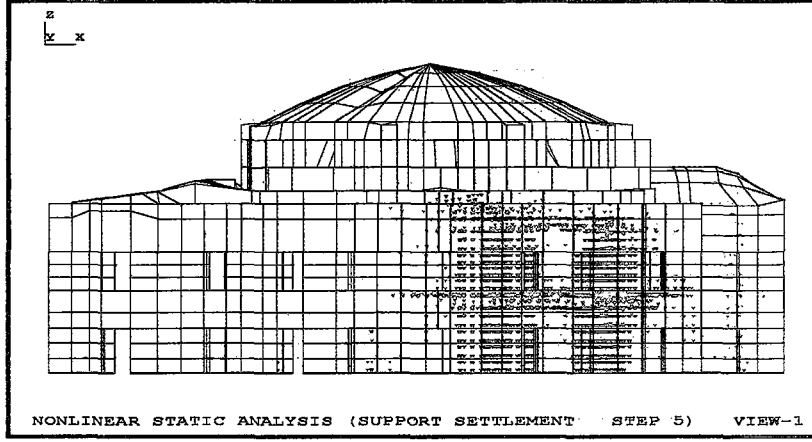
Şekil 9.143. Mesnet Hareketi Non-lineer Statik Analiz 4. Adım Akma Diyagramı  
(Ön Görünüş)



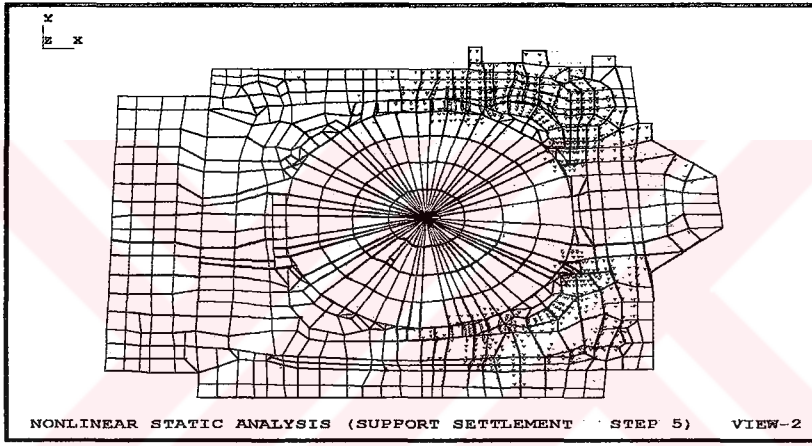
Şekil 9.144. Mesnet Hareketi Non-lineer Statik Analiz 4. Adım Akma Diyagramı  
(Plandaki Görünüşü)



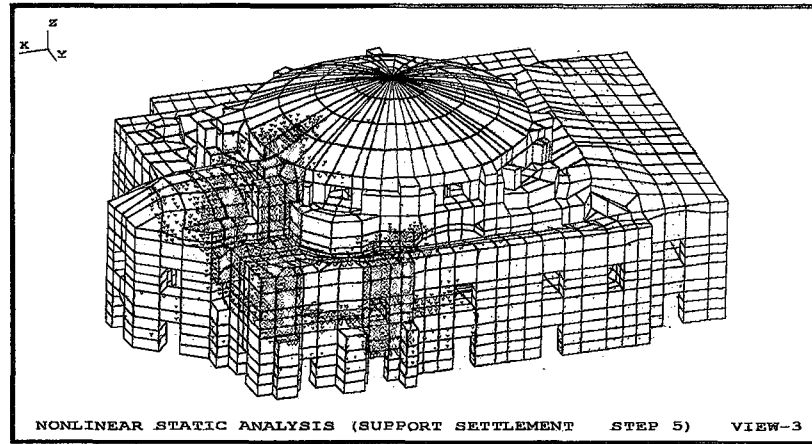
Şekil 9.145. Mesnet Hareketi Non-lineer Statik Analiz 4. Adım Akma Diyagramı  
(Yan Görünüş)



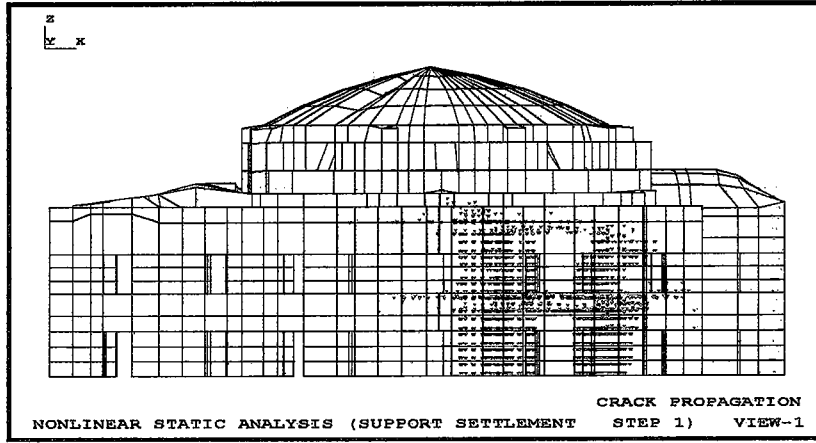
Şekil 9.146. Mesnet Hareketi Non-linear Statik Analiz 5. Adım Akma Diyagramı (Ön Görünüş)



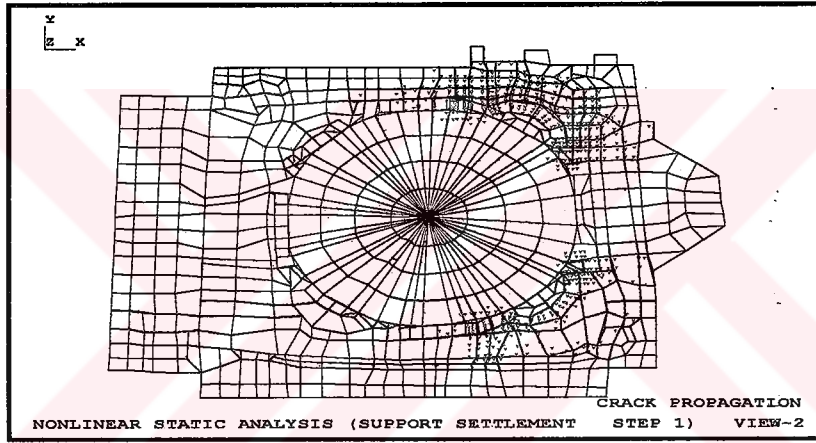
Şekil 9.147. Mesnet Hareketi Non-linear Statik Analiz 5. Adım Akma Diyagramı (Plandaki Görünüşü)



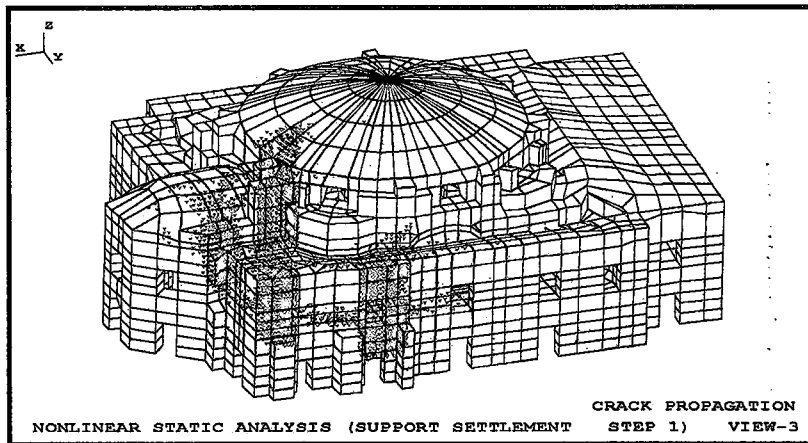
Şekil 9.148. Mesnet Hareketi Non-linear Statik Analiz 5. Adım Akma Diyagramı (Yan Görünüş)



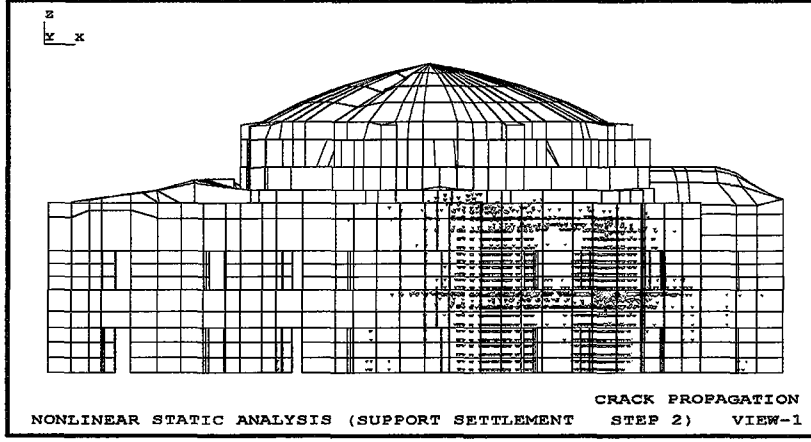
Şekil 9.149. Non-lineer Analiz 1. Adımda Çatlak Yayılımı (Ön Görünüş)



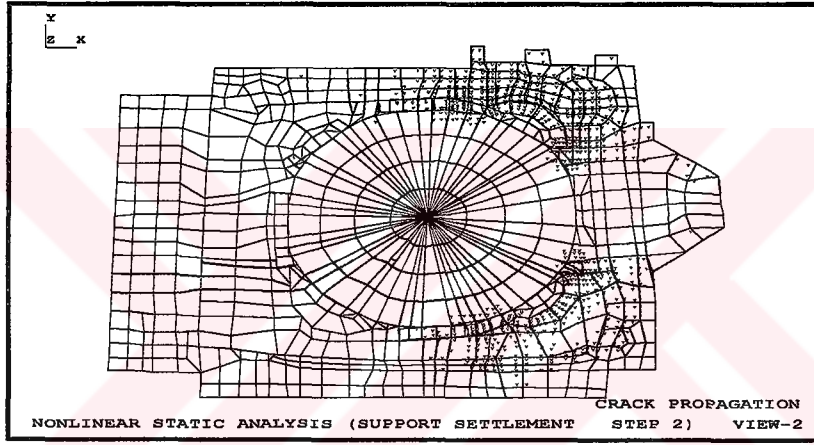
Şekil 9.150. Non-lineer Analiz 1. Adımda Çatlak Yayılımı (Plandaki Görünüşü)



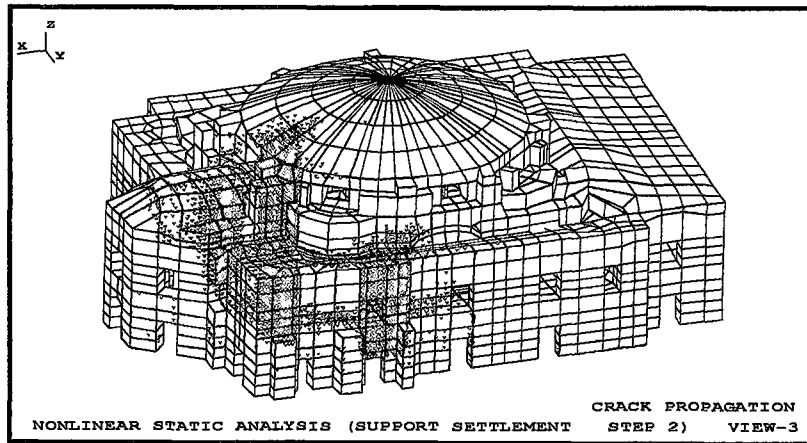
Şekil 9.151. Non-lineer Analiz 1. Adımda Çatlak Yayılımı (Yan Görünüş)



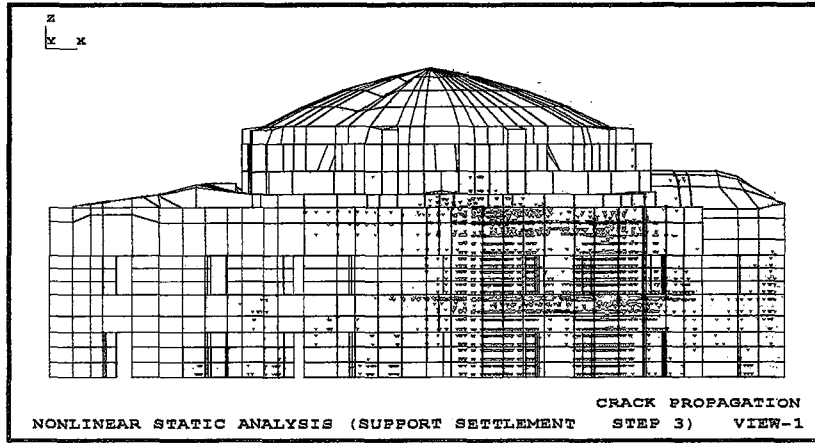
Şekil 9.152. Non-linear Analiz 2.Adımda Çatlak Yayılımı (Ön Görünüş)



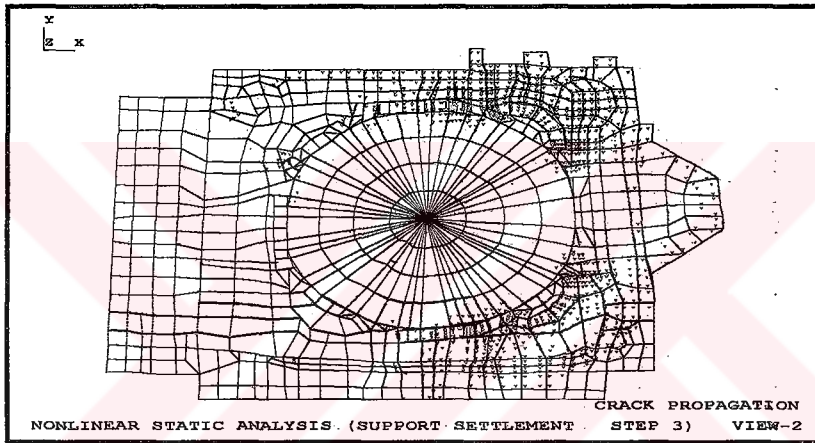
Şekil 9.153. Non-linear Analiz 2.Adımda Çatlak Yayılımı (Plandaki Görünüşü)



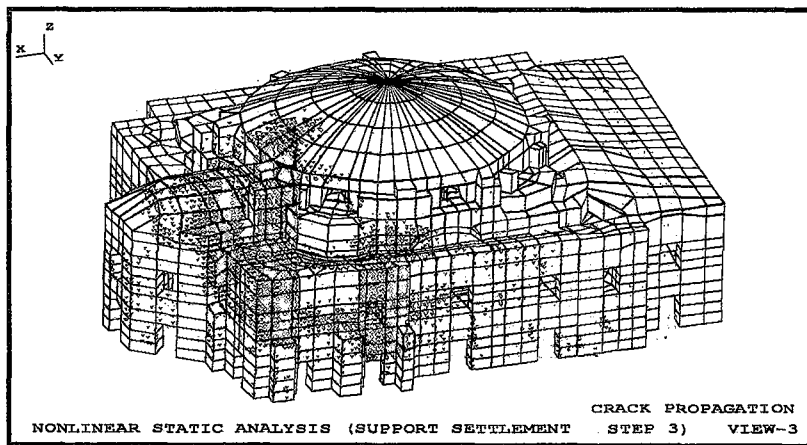
Şekil 9.154. Non-linear Analiz 2.Adımda Çatlak Yayılımı (Yan Görünüş)



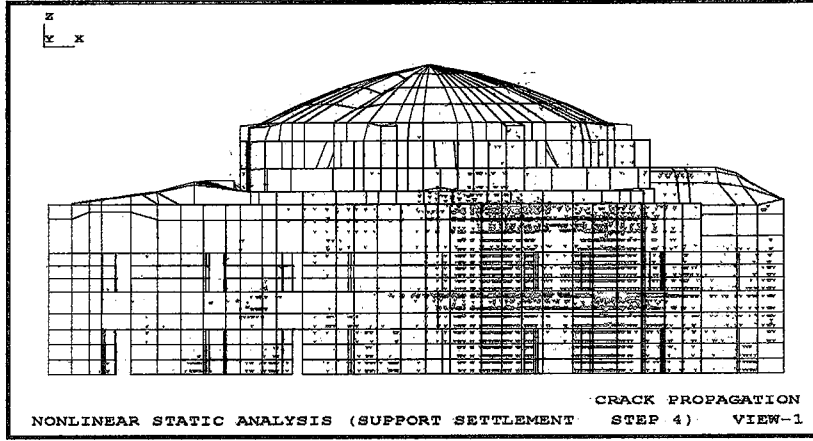
Şekil 9.155. Non-lineer Analiz 3.Adımda Çatlak Yayılımı (Ön Görünüş)



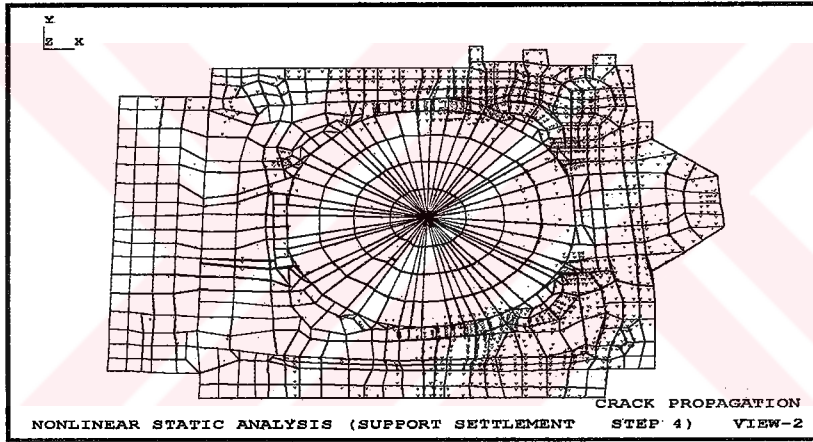
Şekil 9.156. Non-lineer Analiz 3.Adımda Çatlak Yayılımı (Plandaki Görünüşü)



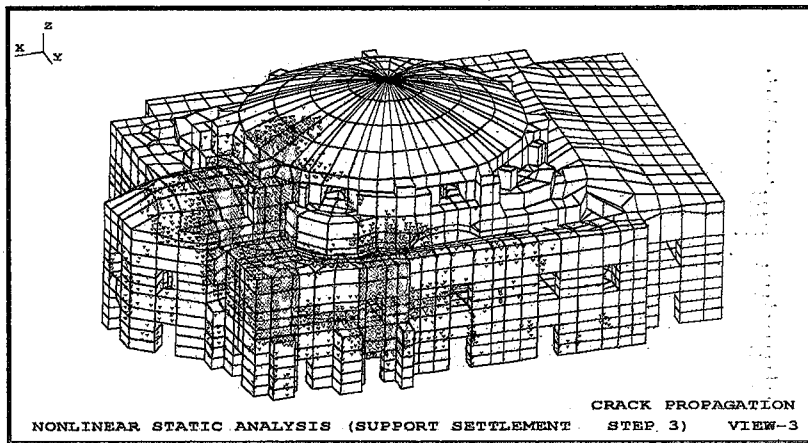
Şekil 9.157. Non-lineer Analiz 3.Adımda Çatlak Yayılımı (Yan Görünüşü)



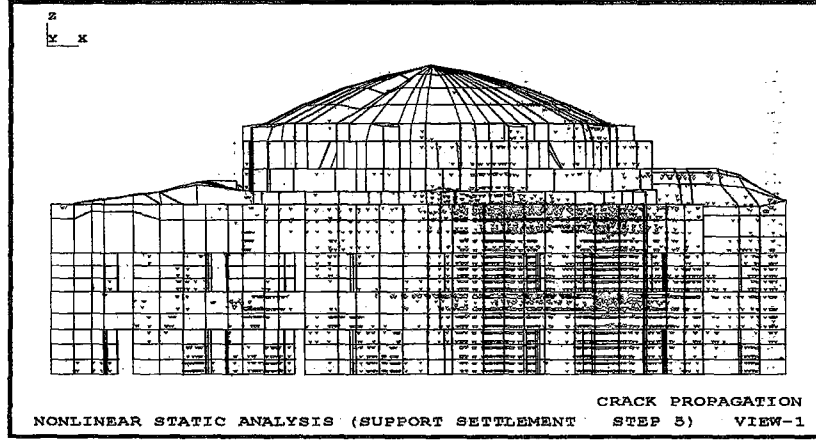
Şekil 9.158. Non-lineer Analiz 4.Adımda Çatlak Yayılımı (Ön Görünüm)



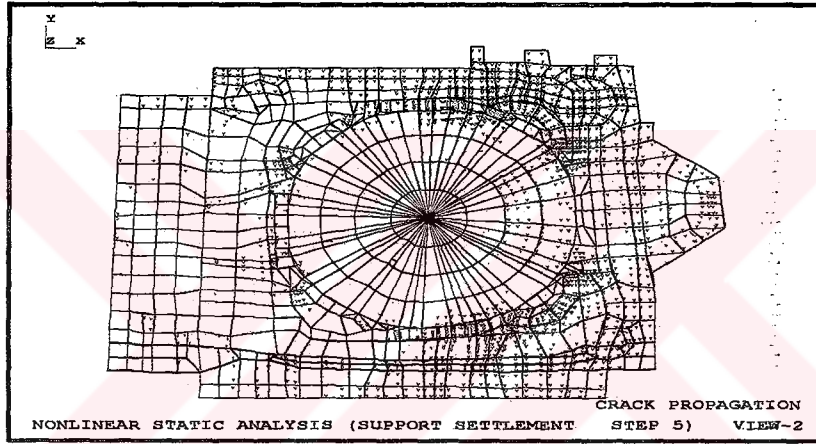
Şekil 9.159. Non-lineer Analiz 4.Adımda Çatlak Yayılımı (Plandaki Görünüşü)



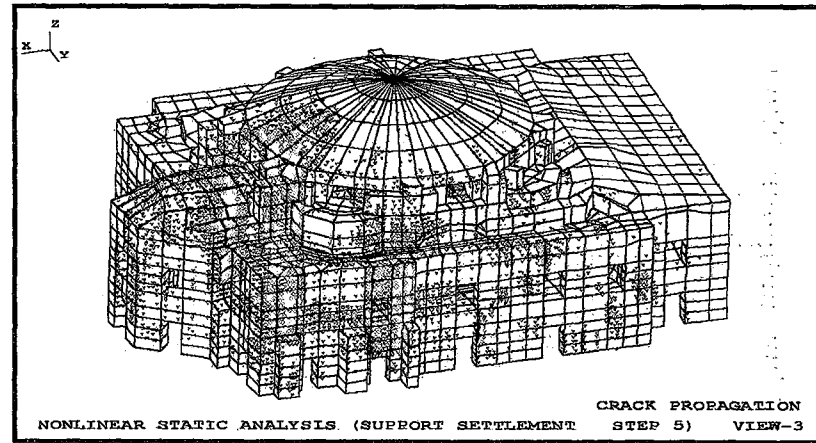
Şekil 9.160. Non-lineer Analiz 4.Adımda Çatlak Yayılımı (Yan Görünüm)



Şekil 9.161. Non-linear Analiz 5.Adımda Çatlak Yayılımı (Ön Görünümü)



Şekil 9.162. Non-linear Analiz 5.Adımda Çatlak Yayılımı (Plandaki Görünüşü)



Şekil 9.163. Non-linear Analiz 5.Adımda Çatlak Yayılımı (Yan Görünümü)

## 10. Sonuç ve Öneriler

Sunulan bu çalışmada, tarihi anıt ve yapıların modellenmesi ve analizi konu edilmiştir. Modellemede sonlu elemanlar yönteminin uygulanış şekli, analizlerde lineer ve lineer olmayan statik, dinamik hesapların uygulanışı belirlenmiştir. Modellemeye esas olacak malzeme parametreleri ile malzeme büyüklükleri de tespit edilerek uygulanmıştır. Bütün bu saptamalar K.Ayasofya Camii üzerinde sınıanmış, sonuçlar titizlikle irdelenerek yapılan kabullerin ve tezlerin doğruluğu tespit edilmiştir.

Tarihi yapı ve anıtların üç boyutlu modelenmesi ve analizi çok yeni bir konudur. Pek çok uygarlığı barındırmış olan gerek Türkiye' de ve gerekse İstanbul' da tarihsel değeri yüksek anıt ve yapılar bulunmaktadır. Bu yapılar özellikle deprem ve doğal afetlere karşı tehlikeli bir durumdadırlar. Çoğu mesleki disiplini ilgilendiren bu konuya mühendisçe yaklaşmış ve aşağıdaki sonuçlar elde edilmiştir.

Burada yapılan çalışmaları üç ana gruba ayırmak gerekmektedir: Birinci grup çalışma modellemede dikkate alınacak malzeme karakteristiklerinin ve parametrelerinin tespitidir. Bu kısımda Osmanlı ve Bizans yapılarında sıkça kullanılan kireçtaşının karakteristikleri ile sıvalı halde mukavemet değerleri tespit edilmiştir.İkinci grup çalışma, modellemede ele alınacak olan sonlu elemanlar yöntemi ve yöntemde alınacak ağ büyüklüğünün belirlenmesidir. Plastisite teorisinin de kullanıldığı bu bölümde çatlak kavramının da bu tür yapılara uygulanışı belirlenmiştir. Üçüncü grup çalışma ise, yığma tarzında inşaa edilen tarihi yapıların modellenmesinde ve analizinde yapılacak işlemler ve yöntemlerdir. Bu modelleme ve analize örnek olması açısından da Küçük Ayasofya Camii (Sergius and Bacchus Kilisesi ) ele alınmıştır, yapılan hesap sonuçları irdelenmiştir. Ayrıca hesaplarda elde edilen çatlaklarla yapı üzerindeki mevcut çatlaklar karşılaştırılmış, yine hesaplarda elde edilen serbest titreşim frekansları ile yapıdan elde edilen frekanslar da karşılaştırılmıştır.



Deneysel ve örnekleme yoluyla yapılan bu çalışma ile elde edilen sonuçlar aşağıdaki gibi verilebilir:

- 1) Tarihi yapıların korunmasına yönelik olarak, tarihsel değeri yüksek yapılar için malzeme karakteristiklerini veren veri tabanı oluşturulmalı, her tarihi yapı tek tek ele alınmalıdır. Hatta bununla ilgili olarak üniversitelerde bir bilim dalı oluşturulmalıdır.
- 2) Tarihi yapıların modellenmesinde yapının bir bölümünü almak yeterli olmamakta, yapı üç boyutlu olarak ele alınmalıdır.
- 3) Deneysel göstermiştir ki, bu orijinal modeller binaya tesir eden düşey yüklerin %40'ına kadar olanını yatay kuvvet olarak bina başarıyla karşılamaktadır. Bu nedenle deprem etkisi dışındaki diğer etkiler de yapı üzerinde sınanmalıdır.
- 4) Duvar elemanının modellenmesinde sıvalı haldeki duvarlar kompozit bir eleman olarak alınabilmektedir. Ayrıca harçlı yığma duvarlar beton gibi davranmakta, beton için geliştirilen formülasyonlar bir şekilde ele alınabilmektedir.
- 5) Taş yada tuğla duvarlar malzeme mukavemetlerini rijitliği daha az olan harcın olduğu bölümden kaybetmekte, dolayısıyla bu tür yapıların anizotropik davranışlarında bu zayıf ara yüzeye (bağlantı noktası) göre belirlenmektedir. Tuğlanın dizilimi, diziliş şekli ve büyüklüğünün de etken olduğu bu tür kompozit elemanlarda duvar dayanımı harç dayanımının biraz üzerinde olmaktadır. Duvar dayanımı ayrıca, birleşim kalınlığına dayanmakta, birleşim kalınlığı artarken duvar dayanımı düşmektedir.
- 6) Harç dayanımında da, karışımda kullanılan agrega dane boyutunun artmasıyla harç dayanımı da artmaktadır. Tarihi yapılar üzerinde yapılan araştırmalarda, agrega boyutlarının bağlantı kalınlığıyla doğru orantılı olduğu, kalınlığın artmasıyla dane boyutunun arttığı gözlenmiştir.
- 7) Kalın harç bağlantılarının beton etkisi gösterdiği tespiti ile beton için geliştirilen parametrelerle, plastisite teorisinin kavramlarını sıvalı duvarlar içinde kullanmak mümkündür.
- 8) Plastisite teorisindeki akma kavramı, çatlak kavramı yerine geçecek bir kavramdır. Bu nedenle yüksek çekme gerilmelerine ulaşan malzemenin çatladığı kabulünü yapmak mümkündür. Gerçekte her durumda olduğu gibi basınç gerilmesi durumunda da, malzemenin dayanımının sona ermesinde etkili olan çekme gerilmeleridir. Tek eksenli

basınç etkisi durumunda da eksene dik doğrultuda meydana gelen çekme gerilmeleri dayanıma erişmede etkili olur.

- 9) Sıvalı yığma duvarların sonlu elemanlar analizlerinde optimum bir eleman boyutunun seçimi önemlidir. Modern plastisite yaklaşımı, düzlem gerilme durumlarındaki anizotropik malzemelere uygulanması ile betona uygulanan ve en düşük dane çapı ile ilgili sonlu eleman boyutunun bir adaptasyonu da yığma yapılara uygulanabilmektedir. Yapıda kullanılan taş yada tuğla elemanının 3-4 katının sonlu eleman boyutu olarak almak gerekmektedir. Ancak bu şekilde alınan bir eleman sistemi homojen olarak temsil edebilir.
- 10) Örnekleme amacıyla ele alınan K.Ayasofya Camii yapılan mimari rölemleri dikkate alınarak sonlu elemanlarla modellenmiş, gerekli malzeme parametreleri ve zemin yapısı yapılan deneysel çalışmalarla belirlenmiştir. Yapıda kullanılan aynı cins kayaç olmasına rağmen, değişik taş ocağı bölgelerinden ve camii restorasyonlarından elde edilen kayaçlar üzerinde bir dizi mukavemet testleri yapılmıştır. Bu sayede yapıdaki taşıyıcıların çekme ve basınç mukavemetleri belirlenmiştir. Camii örneği üzerinde yapılan çalışmalarda, yukarıdaki bölümlerde ve sonuç kısmında çıkartılan özet çalışmalar tamamen uygulanmıştır. Yapı özelliklerinin tespiti esnasında bir grup çalışması ile tüm laboratuvar ve arazi çalışmaları yapılmıştır. Böylece yapı hakkında tüm bilgiler elde edilmiştir. Modellemede sonlu eleman büyüklükleri ve malzeme mukavemetleri yukarıdaki şekilde ele alınmıştır. Üç aşamalı hesap sonucunda yapı statik, dinamik ve non-lineer yönden hesaplanmıştır.
- 11) Yapı statik yönden kendi ağırlığı altında hesaplanmış, bunun neticesinde elde edilen gerilmelerin yapıya etkisi olmadığı görülmüştür.  $M_s=5$  ve  $M_s=7$  büyüklüğündeki deprem yüklerinin etkilendiği yapıda, 5 büyüklüğündeki bir deprem etkili olmazken 7 büyüklüğündeki deprem oldukça etkili olmaktadır. Yapıdaki tüm çatlaklar ve deformasyonlar dikkate alındığında 7 büyüklüğündeki depremin oldukça etkili olacağı kesindir. Bir deprem senaryosu şeklinde üretilen bu hesaplama yapının geleceği hakkında oldukça faydalı bilgiler vermektedir. Yapı mevcut çatlak ve deformasyonlu haliyle bırakıldığı takdirde, bu büyüklükteki bir depreme dayanamayacak, özellikle 3. Ayak olarak nitelenen ön kısımda ve kubbede oldukça büyük gerilmelere maruz kalacaktır.

- 12) Dinamik hesaplarla birlikte yapının mesnet hareketi incelenmiştir. Yapılan topoğrafik incelemelerde yapıda ciddi kot farklılıklarına rastlanmıştır. Bunun neticesinde yapıdaki deformasyon nedeni araştırılmıştır. 2. ve 3. Ayakların etkin olduğu mesnet çökmesi sonucu birtakım sonuçlar da elde edilmiştir. Bu sonuçlara göre, yapıda oluşan hasarlara önceki depremler etkin olduğu kadar asıl etken mesnet hareketi olarak belirlenmiştir. 9. Bölümden de görüleceği gibi yapısal çökme sonucunda çatlaklar kubbeye kadar ulaşmaktadır. Bu çatlaklar yerinde incelendiğinde, analizler sonucunda elde edilen çatlaklarla yapı üzerindeki çatlaklar uyum içerisinde dir.
- 13) Non-linear analizlerde Drucker-Prager kriteri kullanılmıştır. Malzeme sabitlerinin iki parametre ile belirlenebildiği ve matematiksel modellemeye en uygun düşen bu kriter hesap sonucunda da diğer kriterlere göre yakınsak sonuçlar vermektedir.
- 14) Yapının güçlendirilmesi ve onarımı için bir takım önerilerde bulunmak gerekirse, bölüm 2' de bahsedilen önerilerin ışığında yapının mimari ve estetik özelliğini bozmadan birtakım çalışmalar yapmak mümkündür. Bunlardan öncelikli ve basit olan tamir ve takviye yöntemi, aynı malzemenin kullanılarak taşıyıcı sistemlerin onarılmasıdır. K. Ayasofya' da kullanılan kireçtaşı pahalı olmasına karşın bulunabilen, yada suni şekilde üretilebilen bir malzemedir. Sıva hakkında verilen bilgilerle yapının fil ayakları dediğimiz kısımları ile taşıyıcı duvarlarında bu malzemeler kullanılmak suretiyle tamir ve takviye yapılabilecektir. Deneysel çalışmalar onarım gören yapı elemanlarının görmeyen elemanlara göre %70-%100 arasında basınç artışına sahip olduğunu göstermiştir.
- 15) Çatlakların oluşumu ile yapının bu kısımlarında rijitlik düşmesi olacaktır. Özellikle kubbede oluşan çekme gerilmeleri yapıyı olumsuz yönde etkileyecektir. Çekme gerilmelerinin yüksek olması nedeni ile kubbede çekme gerilmelerini alacak şekilde öngerme yada ankraj uygulamak yerinde bir çözüm olacaktır.
- 16) Çatlak oluşması suretiyle rijitlik düşmesi olan taşıyıcı ayaklarda da, çelik profillerle yada donatılarla sargılama yapmak gerekmektedir. Bunların üzerinde doğal malzemelerle kaplanarak doğal görünüm sağlanabilir. Çatlakların oluştuğu yerlere de epoksi uygulaması yapmak gerekecektir.

**KAYNAKLAR**

Ahunbay, Z., (1988), "Mimar Sinan Yapılarında Kullanılan Yapım Teknikleri ve Malzeme", *Mimarbaşı Koca Sinan Yaşadığı Çağ ve Eserleri*, İstanbul

Aköz, F., Yüzer, N., (1995), "Investigation of Material Properties of Küçük Ayasofya Mosque -St. Sergius and Bacchus- in Istanbul", *Proceedings of the Strema 95 International Symposium*, Vol. I, Creece, pp. 163-169

Ansal, A.A.,(1991), "İstanbul'da Deprem", İstanbul ve Deprem Sempozyumu, İMO, İstanbul Şubesi, s.7-27

Anand, S.C., Yalananchili, K.K., (1996), "Three-Dimensional Failure Analysis of Composite Masonry Walls", *Journal of Structural Engineering*, Vol. 122, No. 9, pp. 1031-1039

Aran, B., (1981), "A New Evaluation of Byzantine Brick Work Based of the Method of Descrimenant Analiysis", *XVI. Internationaller Byzantinisten Kongress*, Wien

Aran, B., (1981), "The Idea of Wall in the Architecture of Byzantine Constantinople", *XVI. Internationaller Byzantinisten Kongress*, Wien

Arioğlu, E., (1994), "İstanbul-Sazlıbostan Küfeki Taşının Mühendislik Büyüklüklerinin Araştırılması", *Ç.Ü., Müh.-Mim. Fakültesi, 15. Yıl Sempozyumu*

Arioğlu, E., Odbay, O., Alper, H., (1994), "İstanbul-Sazlıbostan Küfeki Taşının Mühendislik Büyüklüklerinin Araştırılması", *15. Yıl Sempozyumu, Çukurova Üniversitesi, Mühendislik ve Mimarlık Fakültesi*, s.311-326

Arioğlu, E., Odbay, O., Alper, H., Arioğlu, B., (1992), "Double Punch Deneyi ile Betonun Çekme Dayanımının Belirlenmesi", *Prefabrik Birliği Dergisi*, Sayı: 24, Ankara, s. 11-19,

Arioğlu, N., Arioğlu, E., (1997), "Mimar Sinan'ın Seçtiği Taş; Küfeki ve Çekme Dayanımı", *14. TMMOB, Türkiye İnşaat Mühendisliği Teknik Kongresi*, İzmir, s.1021-1034

ASCE/ACI, (1993), *Finite Element Analysis of Reinforced Concrete Structures II* "Edited by Isenberg J., New York.

Ataman, T., (1982), "Kaya Mekaniğine Giriş", *ODTÜ, Mühendislik Fakültesi*, Ankara  
ATC, (1978), *Applied Technology Council, Tentative Provisions for the Development of Seismic Regulations for Buildings*, ATC-3-06, Berkeley, CA., USA

Atkinson, R.H., Amadei, P., Saeb, S., Sture, S., (1989), "Response of Masonry Bed Joints in Direct Shear", *Journal of Structural Engineering*, Vol. 115, No. 9, pp. 2277-2296

- Aydan, Ö., (1997), "The Seismic Characteristics and the Occurrence Pattern of Turkish Earthquakes", *Türkiye Deprem Vakfı Yayınları*, İstanbul
- Bangash, M.Y.H., (1989), "Concrete and Concrete Structures: Numerical Modeling and Applications", Elsevier Applied Science, London and New York.
- Baronio, G., Binda, L., Tedeschi, C., (1997), "Thick Mortar Joints in Byzantine Buildings: Study of Their Composition and Mechanical Behaviour", *International Conference on Studies in Ancient Structures*, YTÜ Faculty of Architecture, Yıldız, İstanbul, pp. 235-244
- Bathe, K.J., (1982), "Finite Element Procedures in Engineering Analysis", *Prentice-Hall, Inc.*, New Jersey
- Bazant, Z.P., (1986), "Mechanics of Distributed Cracking," *Applied Mechanics Review*, Vol.39, No.5, pp.675-705.
- Bazant, Z.P., and Oh., B.H., (1983), "Crack Band Theory for Fracture of Concrete," *Materials Constructions*, Vol.16, No.93, pp.155-177.
- Bazant, Z.P., and Oh., B.H., (1983), "Spacing of Cracks in Reinforced Concrete," *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol.109, No.3, pp.407-428.
- Benedetti, D., Carddis, P., Pezzoli, P., (1998), "Shaking Table Tests on 24 Simple Masonry Buildings", *Earthquake Engineering Structural Dynamic*, Vol. 27, pp. 67-90
- Benedetti, D., Castoldi, A., (1982), "Dynamic and Static Experimental Analysis of Stone Masonry Buildings", Proc. 7th Inter. European Conf., Athen, Griechenland
- Biggs, J.M., (1964), "Introduction to Structural Dynamics", *McGraw-Hill*, London
- Blasi, C., Fiore, F.P., (1988), "The Dome of the So-Called "Tempio di Romolo" in the "Via Sacra" at "Foro Romano" and its Structures. New Researches", *Proceedings of IASS-MSÜ Int. Symposium, İstanbul*, pp. 139-150
- Bortolotti, L., (1988), "Double Punch Test for Tensile and Compressive Strength in Concrete", *ACI, Materials and Journal*, January-February, pp.26-32
- Bozinovski, Z., Velkov, M. (1993), "Concept of Experimental Determination of Bearing and Deformability Capacity of Structural Walls of Historic Monuments", 2. *Ulusal Deprem Mühendisliği Konferansı*, 10-13 Mart 1993, İstanbul, s. 222-232
- Castellni, A., Pezzoli, P., (1998), "Shaking Table Test on Strengthened Masonry Buildings" *Repair and Strengthening of Existing Buildings, Second Japan-Turkey Workshop on Earthquake Engineering*, İstanbul, pp.277-291
- Celep, Z., Kumbasar, N., (1992), "Yapı Dinamiği ve Deprem Mühendisliğine Giriş", *İTÜ*, İstanbul

Chen, W.F., (1970), "Double Punch Test for Tensile Strength of Concrete", *Journal American Concrete Institute*, vol:67, pp.993-995

Chen, W.F., (1982), "*Plasticity in Reinforced Concrete*", Mc-Graw Hill Company, New York, N.Y.

Chen, W.F., and Han, D.J., (1987), "*Plasticity for Structural Engineers*", Springer-Verlagi New York, N.Y.

Chen, W.F., and Saleeb, A.T., (1982), *Constitutive Equations for Engineering Materials, Vol.1, Elasticity and Modeling*, Wiley, New York, N.Y.

Chen, W.F., Drucker, D.C., (1969), "Bearing Capacity of Concrete Blocks or Rock", *Journal Engineering Mechanics Division, ASCE*, Vol:95, pp.955-978

Çakıroğlu, A., Özer, E., (1980), "Malzeme ve Geometri Değişimi Bakımından Lineer Olmayan Sistemler", *İTÜ Kütüphanesi*, İstanbul

Çakmak, A.S., Mark, R., Erdik, M., (1992), "Structural Evaluation of the Hagia Sophia in İstanbul", *Princeton University and Boğaziçi University*, İstanbul

Çamlıbel, N., (1992), "İstanbul'daki Tarihi Yapıların Depreme Karşı Dayanıklılığının Arttırılmasına İlişkin Bir Sistem Araştırması", *YÜ, Mim. Fak.*, İstanbul

Çamlıbel, N., (1993), "Taşıyıcı Sistemlerin Plastik Davranışı", *YÜ, Mimarlık Fakültesi, Mimarlık Bölümü*, İstanbul

De Borst, R., (1987), "Smearred Cracking, Plasticity, Creep, and Thermal Loading- A Unified Approach," *Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering*, Vol.62, pp.89-110.

Deichmann, F.W., (1961), "Nochmals zur Architektur Konstantinopels im 5. Und 6. Jahrhundert", *Byzantinische Zeitschrift* 54, p. 98-117

Delvoye, C., (1967), "Les Caracteristiques de L'architecture Paleobyzantine", *XIV. Corso di Cultura Sull'arte Ravennate Bizantini*, p.85-104

Delvoye, C., (1976), "Sur Quilques Aspects des Relations Entre L'architecture Paleobyzantine de L'anatolie de Constantinople et de la Grece", *Revue Archaeologique*, p. 143-152

DIN 4150 1,2,3. Kısım: (1983) "Vibrations in Buildings", *Effects on Structure*, Berlin.

Di Pasquale, S., (1979), "The Dome of Santa Maria del Fiore : An Opportunity to State A Theory of Masonry Structures", *Proceedings of IASS Symposium*, Madrid, pp. 8.43-8.66

Di Pasquale, S., (1988), "Finite Element Analysis of Masonry Domes", *Proceedings of IASS-MSÜ Int. Symposium*, İstanbul, pp. 327-336

Dismuke, T.D., Chen, W.F., Fang, H.Y., (1972), "Tensile Strength of Rock by the Double Punch Method", *Rock Mechanics*, vol:4, pp.79-87

Draysdale, R.G., Khattab, M.K., (1995), "In-Plane Behavior of Grouted Concrete Masonry under Biaxial Tension-Compression", *ACI Structural Journal*, Vol. 92, No. 6, pp. 653-664

Durukal, E., (1992), "A Study on Structural Identification and Seismic Vulnerability Assesment of Ayasofya", M.S. Thesis, *Boğaziçi University*, İstanbul

Erdik, M., Durukal, E. (1993), "Ayasofya'nın Deprem Davranışı", 2. *Ulusal Deprem Mühendisliği Konferansı*, 10-13 Mart 1993, İstanbul, s.198-207

Erdik, M., Yüzüğüllü, Ö., Karakoç, C., (1990), "İstanbul Aya Sofya Müzesi Yapısal Sisteminin Belirlenmesi ve Deprem Güvenilirliğinin Sağlanmasına Yönelik Tedbirlerin Tespiti - Birinci Aşama Raporu", *Deprem Mühendisliği Bölümü, Boğaziçi Üniversitesi*, İstanbul

Erguvanlı, K., Ahunbay, Z., (1989), "Mimar Sinan İstanbul'daki Eserlerinde Kullandığı Taşların Mühendislik Jeolojisi ve Mimari Özellikleri", *Mühendislik Jeolojisi Bülteni*, Sayı:11, s. 109-114

Eröz, A., Ersin, U.D., Yüksel, E., Darılmaz, K., Saruhan, H., Koçak, A., Karadoğan, H.F., (1998), "Free Vibrational Characteristics of Several Buildings Damaged During Eartquake and Strengthened Afterwards", *Repair and Strengthening of Existing Buildings, Second Japan-Turkey Workshop on Earthquake Engineering*, İstanbul, pp.521-530

Ersin, U.D., Yüksel, E., Koçak, A., Hayashi, M., Karadoğan, H.F., (1997), "System Idenfication by Means of Micro Tremor Measurements", *Repair and Strengthening of Existing Buildings, Second Japan-Turkey Workshop on Earthquake Engineering*, İstanbul, pp.633-648

Eyice, S., (1963-1980), "Son Devir Bizans Mimarisi", İstanbul

Eyice, S., (1978), "Kapuağası Hüseyin Ağa' nın Vakıfları", *Atatürk Üniversitesi, Edebiyat Fakültesi Araştırma Dergisi*.

Eyidoğan, H., Barka, A., (1996), "Deprem ve Deprem Kaynakları", *Türkiye Deprem Vakfı Yayınları*, İstanbul

Eyive, S., (1960), "Bizans - İslam - Türk Sanat Münasebetleri", *TTK, Ankara*, s. 298-302

Fang, H.Y., Chen W.F., (1971), "New Method for Determination of Tensile Strength of Soils", *Highway Research Record*, No:345, pp. 62-68

Gavrilovic, P., (1993), "Methodology, Methods and Techniques for Repair and Strengthening of Historical Monuments", 2. *Ulusal Deprem Mühendisliği Konferansı*, 10-13 Mart 1993, İstanbul, s. 208-216

Gavrilovic, P., (1997), "Historic Buildings and Monuments", *Dördüncü Ulusal Deprem Mühendisliği Konferansı*, Ankara, s. 573-588

Gavrilovic, P., Danilovski, D., Sendova, V.,(1997), "Lime Mortars and Lime Based Mixtures for Repair and Strengthening of Byzantine Monuments", *Dördüncü Ulusal Deprem Mühendisliği Konferansı*, Ankara, s. 597-604

Henderson, A.E., (1906), "The Builder", January 6, UK 1906

Heyman, J., (1966), "The Stone Skeleton", *Journal of Solid Skeletons*, Pergamon Press, Vol:2, London, pp. 249-279

Hidaka, K., Aoki, T., Kato, S., (1989), "Structural Stability and Profile in the Dome of Hagia Sophia, İstanbul", *Proceedings of the Strema 89 International Symposium*, Florence

Hinton, E., and Owen, D.R.J., (1985), *An Introduction to Finite Element Computations*, Pineridge Press Limited, Swansea, U.K.

Hodge, P.G., Çevirenler: Şuhubi, E., Cinemre, V., (1967), "Yapıların Plastik Analizi", *İTÜ Kütüphanesi*, Sayı 708, İstanbul

Hughes, T. J.R., (1987), "The Finite Element Method", Prentice-Hall, Inc., New Jersey

Ibell, I.J.,Burgoyne,C.J.,(1994)"A Plasticity Analysis of Anchore Zones", *Magazine of Concrete Research*, vol.46, no:166, pp.39-48

İnan, M., (1967), "Cisimlerin Mukavemeti", İstanbul

"İstanbul Aya Sofya Müzesi Yapısal Sisteminin Belirlenmesi ve Deprem Güvenilirliğinin Sağlanmasına Yönelik Tedbirlerin Tespiti - İkinci Aşama Raporu" (1990), *Deprem Mühendisliği Bölümü, Boğaziçi Üniversitesi*, İstanbul

"İstanbul Aya Sofya Müzesi Yapısal Sisteminin Belirlenmesi ve Deprem Güvenilirliğinin Sağlanmasına Yönelik Tedbirlerin Tespiti - Üçüncü Aşama Raporu" (1991), *Deprem Mühendisliği Bölümü, Boğaziçi Üniversitesi*, İstanbul

Jurukovski, D., Alessi, R., Tashkov, L., Zarri, F., Petkovski, M., Diotallevi, P.P., (1993), "Shaking Table of Five Reduced Scale Models of a Four-Storey Brick Masonry Building", 2. *Ulusal Deprem Mühendisliği Konferansı*, 10-13 Mart 1993, İstanbul, s. 61-70

Karaesmen, E., (1992), "Tarihi Yapıların Mühendislik Analizi: Yeni Bir Uzmanlık Dalı", *METU*, Ankara



Karaesmen, E., (1997), "Tarihi Yapıların Korunması Olayına Mühendisçe Bir Bakış", *TMMOB, Türkiye İnşaat Mühendisliği 14. Teknik Kongresi*, İzmir, s.989-1004

Karaesmen, E., Erkay, C., Boyacı, N., Şenkaya, E., Yakut, A., (1992), "Evolution of Domed Building in Seismic Zones with Emphasis on Sinan's Major Works", *METU-Parlar Education and Research Foundation*, Ankara

Karaesmen, E., Erkay, C., et al. (1992), "Seismic Behaviour of Old Masonry Structures", *Proc. 10<sup>th</sup> World Congress on Earthquake Engineering*, Madrid, pp.4531-4536

Karaesmen, E., Karaesmen, E., (1995), "A Study of the Structural Behaviour of Historic Masonry Buildings in Seismic Zones", *10. Avrupa Deprem Mühendisliği Konferansı*, s. 927-933, Viyana

Karaesmen, E., Unay, A.U. and Iler, I., (1991), "A Study of the Sinan's Bridges", *Proceedings of Strema 91*, Sevilla, Spain

Karaesmen, E., Ünay, A.İ., (1988), "A Study of Structural Aspects of Domed Buildings with Emphasis on Sinan's Mosques", *Proceedings of IASS-MSÜ Int. Symposium*, İstanbul, pp. 93-104

Karakoç, C., ve Köksal, O., (1995), "Oktahedral Bağlılar ve Düzgün Yayılı Çatlak Kavramı Kullanılarak Beton Elemanlarda Yapılan Sonlu Eleman Uygulamaları ve Sonuçları," *İnşaat Mühendisliğinde Gelişmeler, II. Teknik Kongre*, Boğaziçi Üniversitesi, pp.430-440.

Karaveziroğlu, M., (1985), "Traditional Mortar-Grouts", *Proceeding of International Symposium on Restoration of Byzantine and Post Byzantine Monuments*, Greece

Karaveziroğlu, M., Barboutis, C., Kranas, V. (1997), "Behaviour of Masonry with Full Bricks and Lime Mortars", *International Conference on Studies in Ancient Structures*, YTÜ Faculty of Architecture, Yıldız, İstanbul, pp.225-233

Karaveziroğlu, M., Papayianni, J., (1993), "Compressive Strength of Masonry with Thick Mortar Joints", *Proceedings of the International RILEM/UNESCO Congress in Conservation of Stone and Other Materials*, Paris, France

Karaveziroğlu, M., Papayianni, J., Penelis, G., (1989), "Criteria for Selecting Materials for Repair Brick Masonry", *Proceedings of the International Technical Conference on Structural Conservation of Stone Masonry*, Athens, Greece

Karaveziroğlu, M., Weber, M., (1993), "Repairing Masonry in Historical Buildings and Monuments - Some Problems in Study and In-situ", *International Seminar on Historical and Monumental Structures in Seismic Regions, Santorini*, Greece

Kariotis, J.C., Ewing, R.D., Johnson, A.W., (1985), "Strength Determination and Shear Failure Modes of Unreinforced Brick Masonry with Low Strength Mortar", *Proc., 7<sup>th</sup>. International Brick Masonry Conf.*, Melbourne, Australia

Kato, S., Hidaka, K., Aoki, T., (1986), "A Study on the Formulation of a Elastic-Plastic Joint Element by Truss Element-An Application of the Theory of Effective Strength", *Trans. of A.I.J.*, No:370, pp.50-59

Kato, S., Hidaka, K., Aoki, T., (1986), "Analytical Studies of the Historical Masonry Structure-The Florentine Dome of Santa Maria del Fiore", *Proceedings of IASS Symposium*, Vol. 1, Osaka, pp.225-232

Kato, S., Hidaka, K., Aoki, T., (1988), "Structural Role of the Wooden Ring of the Dome of Santa Maria Del in Florence" *Proceedings of IASS-MSÜ Int. Symposium*, İstanbul, pp. 261-270

Koçak, A., (1996), "Yapıların Dinamik Analizi ve Spektral Hesap", *TMMOB, İnşaat Mühendisleri Odası, İstanbul Şubesi, Meslek İçi Eğitim Seminerleri*, İstanbul

Köksal, T., (1995), "Sonlu Elemanlar Metodu", YTÜ Yayını, Sıra No. 304, İstanbul  
Krautheimer, R., (1975), "Early Christian and Byzantine Architecture" London

Kuban, D., (1985), "İslam Ülkelerinde Koruma Konuları", *İslam Mimari Mirasını Koruma Konferansı, İstanbul*, s. 77-85

Kuppas, P., (1891), "Bizans Kilise ve Sarnıçlarının İnşasına Dair", *Hellenikos Philologikos Syllogos*, Cilt: XX-XXII, s. 47-53

Lourenço, P.B., de Borst, R., Rots, J.G., (1997), "A Plane Stress Softening Plasticity Model for Orthotropic Materials", *International Journal for Numerical Methods in Engineering*, Vol. 40, No. 21, pp.4011-4032

Lourenço, P.B., Rots, J.G., (1997), "Multisurface Interface Model for Analysis of Masonry Structures", *Journal of Engineering Mechanics*, Vol. 123, No. 7, pp. 660-668

Lubliner, J., Oliver, J., Ollers, S. And Onate, E., (1989), "A Plastic-Damage Model for Concrete", *International Journal of Solids and Structures*, Vol. 25, No.3, pp.299-326

Luciano, R., Sacco, E., (1997), "Homogenization Technique and Damage Model for Old Masonry Material" *International Journal Solids Structures*, Vol.34, No. 24, pp.3191-3208

Lusas, Version 11, "London University Stress Analysis Program" FEA, England

Mainstone, R.J., (1988), "Hagia Sophia : Architecture, Structure and Liturgy of Justinian's Greatest Church" London

Mango, C., (1950), "Byzantine Brick Stamps", *American Journal of Archaeology*, Vol. 54, No. 1, p. 19-27

Mark, R., Çakmak, A.S., Erdik, M., Livingston, R.A., (1993), "The Structural Evaluation of Hagia Sophia in Istanbul", *Proceedings of IASS-MSÜ International Symposium*, İstanbul

Mark, R., Westagard, A., (1988), "The First Dome of the Hagia Sophia: Myth vs. Technology", *Proceedings of IASS-MSÜ Int. Symposium*, İstanbul, pp. 163-172

Mathews, T.F.,(1971),"The Early Churches of Constabtinople", Pennsylvania State Univ.Press

Mengi, Y., MacNiven, H.,(1989), "A Mathematical Model for the in-plane Non-Linear Eartquake Behaviour of Unreinforced Masonry Walls", *Eartquake Engineering a Structural Dynamics*, vol.18, no:2, pp.233-247

Millet, G., (1916), "L'Ecole Grecque dans L'architecture Byzantine", Paris

Negro,P., Renda, V., Bono, F., Sorace, S., (1998),"Seismic Rehabilitation Strateiges for Italian Historical Buildins", *Repair and Strengthening of Existing Buildings, Second Japan-Turkey Workshop on Earthquake Engineering*, İstanbul, pp.112-131

Oller,S., Onate, E., Oliver,J., Lubliner, J., (1990), "Finite Element Nonliear Analysis of Concrete Structures Using a Plastic-Damage Model", *Fracture Mechanics*, 35, pp.219-231

Owen, D.R.J., and Hinton, E., (1986), *Finite Element in Plasticity: Theory and Practice*, Pineridge Press Limited, Swansea, U.K.

Ötügen, S., (1974), "Yıldız, İsakapı Mescidi und Medresesi in Istanbul", Bonn

Özaydın, K., Yıldırım, M., (1994), "Küçük Ayasofya Camii Temel Zemin İncelemeleri", *YTÜ, İnşaat Fakültesi, Yayınlanmamış Rapor*.

Özşen, G., Özkaraman,M., (1995), "Küçük Ayasofya Camii", *Türkiye İnşaat Mühendisliği XIII. Teknik Kongresi*, TMMOB, İnşaat Mühendisleri Odası, Ankara, s. 24,26

Özşen, G., Aköz, F., Yüzer, N., Özkahraman, M., (1995), "The Structural of Küçük Ayasofya Mosque -St. Sergius and Bacchus- in Istanbul", *International Symposium, Spatial Structures: Herigate, Present and Future Milano*, İtalya, pp. 1261-1270

Özşen, G., Aköz, F., Yüzer, N., Özkahraman, M., Bayram, E., (1995), "Küçük Ayasofya Mosque -St. Sergius and Bacchus- Kubbesindeki Çatlak Nedenlerinin Araştırılması", *TMMOB, İnşaat Mühendisleri Odası, 13. Teknik Kongre*, pp. 67-80

Passadios, A., (1973), "La Decoration Ceramoplastique des Edifices Byzantins d'Istanbul", Atina

Page, A., (1978), "Finite Element Model for Masonry", *Journal of the Structural Division*, vol.104, no:8, pp.1267-1285

Penelis, G., Karaveziroğlu, M., Styliandis, K., Leontaridis, D., (1992), "*The Rotunda of Thessaloniki: Seismic Behavior of Roman and Byzantine Structures in Hagia Sophia from Age of Justinian to the Present*", ed. by R. Mark and A. Çakmak, Cambridge University Press

Pichard, P., (1975-76), "The Restoration of Pagan-Burma", *Unesco Report* RP/1975/76/3.411.6/

Pizzetti, G., Fea, G., (1988), "Restoration and Strengthening of the Elliptical Dome of Vicoforte Sanctuary", *Proceedings of IASS-MSÜ Int. Symposium*, İstanbul, pp.289-308

Rashid, Y.R., (1968), "Analysis of Prestressed Concrete Pressure Vessels", *Nuclear Engineering Design*, vol.7, no:4, pp.344-355

Reed, T.W., Hansen, R.J., Vanmarcke, E.H., (1972), "Human Response to Tall Building Wind Induced Motion", *Proc. of the Int. Conf. on Planning and Design of Tall Building*, Lehigh University, USA

Reusche, E., (1971), "Polychromes Sichtmauerwerk Byzantinischer und von Byzanz Beeinflusster Bauten Südosteuropas", Köln

Rice, D.T., (1958), "The Brick Stamps", Edinburg,

Robison, E.C., (1988), "St. Peters Dome: The Michelangelo and Della Porta Design" *Proceedings of IASS-MSÜ Int. Symposium*, İstanbul, pp.253-260

Schneider, A.M., (1936), "Byzanz", Berlin

Schneider, A.M., (1943), "Die Römischen und Byzantinischen Denkmaler von-Nicaea", Berlin

Selahiye, A., (1994), "A Study on the Identification of Natural Vibration Frequencies of the Süleymaniye Mosque", M.S. Thesis, *Boğaziçi University*, İstanbul

Selahiye, A., Aydınoglu, M.N., Erdik, M., (1995), "Süleymaniye Camii'nin Dinamik Özelliklerinin Deneysel ve Analitik Yöntemlerle Belirlenmesi", *Dördüncü Ulusal Deprem Mühendisliği Konferansı*, İstanbul, s. 284-293

Sheppard, P.F., Tercely, S., (1985), "Determination of the Seismic Resistance of an Historical Brick-Masonry Building by Laboratory Tests of Cut-Out Wall Elements", *Proc. 7<sup>th</sup>. International Brick Masonry Conference*, Melbourne, Australia, 17-20 February

Stankowski, T., Runesson, K., Sture, S., (1993), "Fracture and Slip of Interfaces in Cementitious Composites I: Characteristics", *Journal of Engineering Mechanics*, Vol. 119, No. 2, pp. 292-314

Stankowski, T., Runesson, K., Sture, S., (1993), "Fracture and Slip of Interfaces in Cementitious Composites II: Implementation", *Journal of Engineering Mechanics*, Vol. 119, No. 2, pp. 315-327

Tassios, T., (1986), "Masonry Mechanics", *National Technical University of Athens, Greece*

Tezcan, S., Acar, Y., Çivi, A., (1991), "İstanbul İçin Deprem Riski Analizi" *İstanbul ve Deprem Sempozyumu*, İMO, İstanbul Şubesi, s.97-119

Tezcan, S., (1970), "Çubuk Sistemlerin Elektronik Hesap Makineleri ile Çözümü", *İTÜ Kütüphanesi*, Sayı: 12, İstanbul

Tezcan, S.S., (1996), "Probability Analysis of Earthquake Magnitudes.", *Türkiye Deprem Vakfı Yayınları*, İstanbul

Tunay, M. İ., (1984), "Türkiye'de Bizans Mimarisinde Taş ve Tuğla Duvar Tekniğine Göre Tarihlendirme" *Doktora Tezi, İ.Ü., Sosyal Bilimler Enstitüsü, Sanat Tarihi Anabilim Dalı, İstanbul*

Uçar, R., (1986), "Determination of Shear Failure Envelope in Rock Masses", *Journal of Geotechnical Engineering* vol.112, no:3, March, pp.303-315

UNIDO, (1984), "Design and Construction of Stone and Brick Masonry Buildings" *Building Construction Under Seismic Conditions in the Balkan Region, v.3, Unido, Vienna*

Ünsaç, O., (1963), "Mukavemet", İstanbul

VSL, (1990), "Post-Tensioned Masonry Structures", VSL International, Berne, Switzerland

Yamaguchi, E., and Chen, W-F, (1990), "Cracking Model for Finite Element Analysis of Concrete Materials," *Journal of Engineering Mechanics*, ASCE, Vol.121, No.7, pp.1242-1260.

Yüzer, E., Vardar, M., (1986), "Kaya Mekaniği", *İTÜ, Maden Fakültesi, İstanbul*

Yüzer, N., Biricik, H., Aköz, F., (1994), "Barshan Mermer ve Ocak İşletmeciliğine Ait Küfeki Doğal Taşında Yapılan Fiziksel ve Mekanik Deney Sonuçları Raporu", *YTÜ*

Yüzügüllü, Ö., Durukal, E., (1997), "Thee Effects of the Train Traffic on the Küçük Ayasofya Mosque in Istanbul", *International Conference on Studies in Ancient Structures*, YTÜ Faculty of Architecture, Yıldız, İstanbul, pp. 429-437

Zienkiewicz, O.C., (1971), "The Finite Element Method in Engineering Science", *McGraw-Hill, London*

## ÖZGEÇMİŞ

Doğum Tarihi	: 15.11.1965
Doğum Yeri	: Sivas
Lise	: 1979-1983 Zincirlikuyu İnşaat Teknik Lisesi
Lisans	: 1983-1987 Yıldız Üniversitesi
Yüksek Lisans	: 1988-1990 Yıldız Teknik Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü İnşaat Müh. Anabilim Dalı, Yapı Programı
Doktora	: 1990-1999 Yıldız Teknik Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü İnşaat Müh. Anabilim Dalı, Yapı Programı
Çalıştığı Kurumlar	: 1988-1999 YTÜ İnşaat Fak., İnşaat Mühendisliği Böl., Yapı Anabilim Dalı Araştırma Görevlisi

