İSTANBUL TEKNİK ÜNİVERSİTESİ ★ LİSANSÜSTÜ EĞİTİM ENSTİTÜSÜ

GEMİ PANELLERİNİN ELASTOPLASTİK DAVRANIŞLARININ SONLU ELEMANLAR METODUYLA İNCELENMESİ

YÜKSEK LİSANS TEZİ

MUHAMMED ERSÜ

Gemi İnşaatı ve Gemi Makinaları Mühendisliği Anabilim Dalı

Gemi İnşaatı ve Gemi Makinaları Mühendisliği Programı

AĞUSTOS 2023

İSTANBUL TEKNİK ÜNİVERSİTESİ ★ LİSANSÜSTÜ EĞİTİM ENSTİTÜSÜ

GEMİ PANELLERİNİN ELASTOPLASTİK DAVRANIŞLARININ SONLU ELEMANLAR METODUYLA İNCELENMESİ

YÜKSEK LİSANS TEZİ

MUHAMMED ERSÜ

(508201013)

Gemi İnşaatı ve Gemi Makinaları Mühendisliği Anabilim Dalı

Gemi İnşaatı ve Gemi Makinaları Mühendisliği Programı

Tez Danışmanı: Prof. Dr. Ahmet Ergin

AĞUSTOS 2023

ISTANBUL TECHNICAL UNIVERSITY★ GRADUATE SCHOOL

ELASTOPLASTIC BEHAVIOUR OF SHIP PANELS BY USING FINITE ELEMENT METHOD

MASTER THESIS

MUHAMMED ERSÜ

(508201013)

Department of Naval Architecture and Marine Engineering

Naval Architecture and Marine Engineering Programme

Tez Advisor: Prof. Dr. Ahmet Ergin

AUGUST 2023

İTÜ, Lisansüstü Eğitim Enstitüsü'nün 508201013 numaralı Yüksek Lisans Öğrencisi Muhammed Ersü, ilgili yönetmeliklerin belirlediği gerekli tüm şartları yerine getirdikten sonra hazırladığı "Gemi Panellerinin Elastoplastik Davranışlarının Sonlu Elemanlar Metoduyla İncelenmesi" başlıklı tezini aşağıda imzaları olan jüri önünde başarı ile sunmuştur.

Tez Danışmanı : **Prof. Dr. Ahmet Ergin**
İstanbul Teknik Üniversitesi

Jüri Üyeleri : **Dr.Öğr.Üyesi Ertekin Bayraktarkatal**
İstanbul Teknik Üniversitesi

Doç.Dr. İsmail Bayer
Yıldız Teknik Üniversitesi

Teslim Tarihi :

Savunma Tarihi : 04.08.2023

Aileme,

ÖNSÖZ

Tezimi yazarken desteğini hiç esirgemeyen, geçirdiğimiz kötü günlere rağmen ne olursa olsun yanımda olan Şahin düşünceli babama, duygusal olarak beni yalnız bırakmayan Canan anneme ve fedakar kardeşim Enes'e teşekkürü bir borç biliyorum. Ayrıca tez süreci boyunca bilgilerini benimle paylaşan hocam Ahmet Ergin'e çok teşekkür ediyorum.

Ağustos 2023

Muhammed Ersü
(Gemi İnşa Müh.)

İÇİNDEKİLER

ÖNSÖZ……. vii
İÇİNDEKİLER ix
KISALTMALAR xi
ÇİZELGE LİSTESİ xiii
ŞEKİL LİSTESİ xv
ÖZET……. xix
1.GİRİŞ…….. 1
1.1 Literatür Araştırmaları 2
1.2 Panel (Levha) Terminolojisi 6
1.3 Panellerin Göçme Modları 7
1.4 Elasto-Plastik davranışlar 10
1.4.1 Denge Yöntemi 12
1.4.2 Enerji Yöntemi 13
1.4.3 Sonlu Elemanlar Metodu 16
1.4.4 Burkulma Teorisi 17
2. PANELLERİN ELASTOPLASTİK DAVRANIŞLARININ ANALİTİK VE DENEYSEL YÖNTEMLERLE KARŞILAŞTIRILMASI…….. .. 25
2.1 Boyuna Destek Elemanı Bulundurmayan Panellerin Lineer Burkulma Analizinin Analitik Çözüm ile Karşılaştırması 25
2.2 Stiffenerli Panelin Lineer ve Non-Lineer Burkulma Analizinin Deneysel Çalışma ile Karşılaştırılması 30
3. GEMİ PANELLERİNİN NONLİNEER BURKULMA ANALİZİ 41
3.1 Panel 1 43
3.2 Panel 2 53
3.3 Panel 3 59
3.4 Panel 4 65
4. YAPILAN ANALİZLERİN AĞ BOYUTUNA, STİFFENER GÖVDE KALINLIĞINA VE PANEL KALINLIĞINA GÖRE DEĞİŞİMİ. 71

4.1 Ağ Boyutunun Etkisi 71
4.1.1 Ağ boyutu 200 mm 71
4.1.2 Ağ boyutu 100 mm 73
4.1.3 Ağ boyutu 50 mm 74
4.2 Stiffener Gövde Kalınlığının Sonuçlara Etkisi 77
4.3 Panel Kalınlığının Sonuçlara Etkisi 80
4.3.1 Panel 3-kalınlık 16 mm 80
4.3.2 Panel 3-kalınlık 21 mm 81
4.3.3 Panel 3-kalınlık 26 mm 82
5. SONUÇLAR VE DEĞERLENDİRMELER 85
6. EK A……. 91
7. REFERANSLAR 105
8. ÖZGEÇMİŞ 109

KISALTMALAR

SEA: Sonlu Elemanlar Analizi
DNV: Det Nortske Veritas

ÇİZELGE LİSTESİ

Çizelge 2.1 : Analitik yöntemle panel Sonuçları 28

Çizelge 2.2 : Analitik sonuç ve SEA karşılaştırılması 28

Çizelge 2.3 : Kenar uzunluğu ve panel kalınlığı oranları değiştirilerek elde edilen sonuçların SEA ile karşılaştırılması 29

Çizelge 2.4 : Kirişlerin en kesitlerinde ve uzunluğunda değişimler yapılarak edilen sonuçların SEA ile karşılaştırılması 30

Çizelge 2.5 : Deneysel ve SEA sonuçlarının karşılaştırılması..... 40

Çizelge 3.1 : Panellerin geometrik değerleri……..42

Çizelge 3.2 : Malzeme özellikleri……..43

Çizelge 3.3 : Nihai gerilme ve ortalama gerilme-deplasman değerlerinin karşılaştırılması 52

Çizelge 3.4 : Nihai gerilme ve ortalama gerilme-deplasman değerlerinin karşılaştırılması 58

Çizelge 3.5 : Nihai gerilme ve ortalama gerilme-deplasman değerlerinin karşılaştırılması 64

Çizelge 3.6 : Nihai gerilme ve ortalama gerilme-deplasman değerlerinin karşılaştırılması 70

Çizelge 4.1 : Ağ boyutlarının analiz sonuçlarının tepe değerlerine olan ekisi 76

Çizelge 4.2 : Stifener web kalınlığının değişiminin üç parametreye Etkileri..... 80

Çizelge 4.3 : Nihai gerilme eğrileri tepe Noktaları..... 84

ŞEKİL LİSTESİ

Şekil 1.1 : Stifnerli panel yapıları (Chen, 2003) **7**
Şekil 1.2 : Genel göçme (MOD I) (Chen, 2003) **8**
Şekil 1.3 : Enine ve boyuna yükleme altında göçme (MOD II) (Chen, 2003). **8**
Şekil 1.4 : Stifner ve levhanın kiriş-kolon tipi göçmesi (mod III). (Chen, 2003). **9**
Şekil 1.5: Stiffener gövdesinin burkulması (MOD IV) (Chen, 2003) **9**
Şekil 1.6 : Stifnerin burulmalı burkulması (mod V). (Chen, 2003). **10**
Şekil 1.7 : Basitleştirilmiş elasto-plastik davranış grafiği **11**
Şekil 1.8 : Stabilite (Szilard,2004) **13**
Şekil 1.9 : Basitleştirilmiş levha yükleme durumu **14**
Şekil 1.10 : Burkulma katsayısı grafiği (Ventsel ve Krauthammer, 2001) **15**
Şekil 1.11 : Düzlem içi kuvvetlerin gösterimi(Sayyad ve Ghugal, 2012) **18**
Şekil 2.1 : Panelin mesh durumu **25**
Şekil 2.2 : Panelin sınır koşulları **26**
Şekil 2.3 : Panelin sınır koşulları **26**
Şekil 2.4 : Panelin yükleme durumu **26**
Şekil 2.5 : Burkulma faktörü diyagramı (Chen,2003) **27**
Şekil 2.6 : Panelin analiz sonucundaki kritik burkulma yükü **28**
Şekil 2.7 : Modellenen panel Geometrisi **28**
Şekil 2.8 : Deneysel çalışma geometrileri (Quinn ve diğ, 2016) **31**
Şekil 2.9 : Deneysel çalışmanın göçme modları **31**
Şekil 2.10 : Panelin sınır koşulları **32**
Şekil 2.11 : Deneysel çalışmanın davranışsal sonuçları (Quinn ve diğ, 2016) **32**
Şekil 2.12 : SEA ile analiz edilen deneysel çalışmadaki panelin davranışı **33**
Şekil 2.13 : Panelin başlangıç deformasyonu **33**
Şekil 2.14 : Panelin kuvvet reaksiyonunun gösterimi **35**
Şekil 2.15 : Eksenel olarak burkulmaya maruz kalan panel **35**
Şekil 2.16 : Panelin deformasyon değerleri **36**
Şekil 2.17 : Reaksiyon kuvvetinin,deformasyon tanımlanan kesit alanına göre grafiği **36**
Şekil 2.18 : A paneli için elde edilen deneysel sonuçlar (Quinn ve diğ, 2016) **37**

Şekil 2.19 : Elastik-plastik davranışlar (Chen, 2003) **37**
Şekil 2.20 : Deneysel çalışmanın deformasyonları, göçme modları..... **39**
Şekil 2.21 : Deneysel çalışmadan elde edilen sonuçlar (Quinn ve diğ, 2016)..... **39**
Şekil 3.1 : Stiffenerli global burkulma mode 1 (Özdemir, 2013) **41**
Şekil 3.2 : Panelin geometrisi (Özdemir, 2013)..... **42**
Şekil 3.3 : Panellerin geometrik değerleri **42**
Şekil 3.4 : Stiffener geometrik yapısı (Chen, 2003) **43**
Şekil 3.5 : Panelin sınır koşulları **43**
Şekil 3.6 : Panelin ağ yapısı..... **44**
Şekil 3.7 : Panelin kesite göre reaksiyon kuvveti **45**
Şekil 3.8 : Panel 1 Ortalama gerilme-deplasman grafiği **46**
Şekil 3.9 : Nihai gerilme grafiği **47**
Şekil 3.10 : Elasto-plastik analizlerin Ansys Workbench işlem ağacı **48**
Şekil 3.11 : Boyuna yükleme durumu **48**
Şekil 3.12 : Von Mises gerilmeleri **49**
Şekil 3.13 : Nihai gerilme grafiği **50**
Şekil 3.14 : Kesite göre reaksiyon kuvveti **51**
Şekil 3.15 : Referans alınmış yük-deplasman grafiği (Özdemir, 2013) **52**
Şekil 3.16 : Panelin sınır koşulları..... **53**
Şekil 3.17 : Panelin ağ yapısı..... **53**
Şekil 3.18 : Panelin kesite göre reaksiyon kuvveti **54**
Şekil 3.19 : Panel 2 ortalama gerilme-deplasman grafiği..... **54**
Şekil 3.20 : Nihai gerilme grafiği **55**
Şekil 3.21 : Boyuna yükleme durumu **55**
Şekil 3.22 : Von Mises gerilmeleri **56**
Şekil 3.23 : Nihai gerilme grafiği **56**
Şekil 3.24 : Keside göre reaksiyon kuvveti **57**
Şekil 3.25 : Referans alınmış yük-deplasman grafiği..... **58**
Şekil 3.26 : Panelin sınır koşulları..... **59**
Şekil 3.27 : Panelin ağ yapısı..... **59**
Şekil 3.28 : Panelin kesite göre reaksiyon kuvveti **60**
Şekil 3.29 : Panel 3 Ortalama gerilme-deplasman grafiği..... **60**
Şekil 3.30 : Nihai gerilme deplasman eğrisi..... **61**
Şekil 3.31 : Boyuna yükleme durumu **61**
Şekil 3.32 : Von Mises gerilmeleri **62**

Şekil 3.33 : Nihai gerilme grafiği **62**
Şekil 3.34 : Kesite göre reaksiyon kuvveti **63**
Şekil 3.35 : Referans alınmış yük-deplasman grafiği (Özdemir,2013) **64**
Şekil 3.36 : Panelin sınır koşulları **65**
Şekil 3.37 : Panelin ağ yapısı **65**
Şekil 3.38 : Panelin kesite göre reaksiyon kuvveti **66**
Şekil 3.39 : Panel 4 ortalama gerilme-deplasman grafiği **66**
Şekil 3.40 : Nihai gerilme deplasman eğrisi **67**
Şekil 3.41 : Boyuna yükleme durumu **67**
Şekil 3.42 : Von Mises gerilmeleri **68**
Şekil 3.43 : Nihai gerilme grafiği **68**
Şekil 3.44 : Kesite göre reaksiyon kuvveti **69**
Şekil 3.45 : Referans alınmış yük-deplasman grafiği (Özdemir,2013) **70**
Şekil 4.1 : 200 mm ağ boyutlu panel 1 ağ sayısı ve ağ örgüsü **71**
Şekil 4.2 : Panel 1(200 mm) ortalama gerilme-deplasman grafiği **72**
Şekil 4.3 : Nihai gerilme deplasman eğrisi **72**
Şekil 4.4 : 100 mm ağ boyutlu panel 1 ağ sayısı ve ağ örgüsü **73**
Şekil 4.5 : Panel 1(100 mm) ortalama gerilme-deplasman grafiği **73**
Şekil 4.6 : Nihai gerilme deplasman eğrisi **74**
Şekil 4.7 : 50 mm ağ boyutlu panel 1 ağ sayısı ve ağ örgüsü **74**
Şekil 4.8 : Panel 1 ortalama gerilme-deplasman grafiği **75**
Şekil 4.9 : Nihai gerilme deplasman eğrisi **75**
Şekil 4.10 : Panel 3 ortalama gerilme-deplasman grafiği **77**
Şekil 4.11 : Ortalama gerilme-deplasman grafiği **77**
Şekil 4.12 : Nihai gerilme deplasman eğrisi **78**
Şekil 4.13 : Nihai gerilme deplasman eğrisi **78**
Şekil 4.14 : 12 mm Kesite göre reaksiyon kuvveti **79**
Şekil 4.15 : 18 mm Kesite göre reaksiyon kuvveti **79**
Şekil 4.16 : Von Mises gerilmeleri **80**
Şekil 4.17 : Nihai gerilme grafiği **81**
Şekil 4.18 : Von Mises gerilmeleri **81**
Şekil 4.19 : Nihai gerilme grafiği **82**
Şekil 4.20 : Von Mises gerilmeleri **82**
Şekil 4.21 : Nihai gerilme grafiği **83**
Şekil 4.22 : Levha kalınlığına göre nihai gerilme eğrisi değişimi **83**

ÖZET

Gemi inşaa sanayisinde kullanılan gemi panelleri, mukavemet yönünden büyük öneme sahiptir. Bu yapılar, belirli bir dış etkiye maruz kaldığında, Newton yasası gereğince, tepki olarak şekil değiştirmeye uğrar. Şekil değiştirmeler incelenirken iki farklı yaklaşım bulunmaktadır. İlk yaklaşım, yapının elastik bir davranış sergileyerek yük taşıyabilme kabiliyetine devam edebilmesidir, bu elastik davranış olarak tanımlanır. Diğer yaklaşımsa kalıcı deformasyonların oluştuğu ve akmanın meydana geldiği plastik deformasyondur. Plastik deformasyona uğramış bir yapı artık mühendislik kriterleri bakımından güvenli olmaktan çıkmış kabul edilir. Yapının elastik bölgeden, plastik bölgeye geçtiği noktada "akma" olayı gerçekleştiği kabul edilir. Bu nokta ayrıca ilk burkulma modu olarakta kabul edilebilir. Yapı burkulmaya uğramadan önce lineer bir Yük-Şekil değiştirme eğrisi oluşturur. Burkulmadan sonra yapı kalıcı deformasyona uğradığı için nonlineer bir Yük-Şekil değiştirme davranışı gösterir. Sonlu elemanlar metoduyla, elastoplastik davranışlar incelenmeye çalışılmıştır. Yapılan analizler, farklı panel geometrilerinde ve farklı yükleme durumlarında incelenmeye çalışılmıştır. Son olarak sonuçlara, sonlu elemanların (Ağ boyutu) etkisi, stiffener gövde kalınlığı ve panel kalınlığının etkileri irdelenmiştir.

SUMMARY

There are two different approaches when the structure is subjected to certain loads. The structure is able to continue its load-bearing ability by exhibiting an elastic behavior. The other approach is plastic deformation, where permanent deformations occur. A structure that has undergone plastic deformation is no longer considered safe. It is known that the structure creates a graph between load and displacement with these two basic elements. Knowing the area we call the elastoplastic zone and analyzing it correctly is of great importance for the safety of the structure. Many studies are available in the literature to understand this region. Due to the linear and non-linear behavior in the elastoplastic region, the structure must be calculated to the point where it can no longer carry any more load. For this reason, the concepts of linear and nonlinear are also examined and the first buckling mode is defined for nonlinear analysis of the structure. Many methods and approaches are available in the literature on this subject, which is of great importance as structural engineering. The elastoplastic behavior of the panels we examined in our thesis has been examined using empirical, analytical, experimental and finite element methods.

1. GİRİŞ

Çağımızda üretim aşamaları basit olan ve ağırlıklarının düşük olmasına karşın sağladıkları mukavemetin yüksek olması sebebiyle, çelik paneller gemi inşaası ve diğer ağır sanayi dallarında yoğun bir şekilde kullanılmaktadır. Gemi panellerinin, tüm yapının mukavemeti yönünden önemli bir konu olması sebebiyle, gemi panelleri konusunda birçok mühendis, akademisyen ve araştırmacı çalışmalar yapmıştır. Yapılan çalışmalar tezimizde kronolojik olarak irdelenmiş ve aktarılmaya çalışılmıştır. Daha sonra panel terminolojisi, panelin maruz kaldığı yük dolayısıyla göçmesi, panelde yaşanan göçme olayı ve elastoplastik davranışlar, elastoplastik davranışların incelenmesi için kullanılan yöntemler açıklanmaya çalışılmıştır. Tez, temel olarak gemi panellerinin elastoplastik davranışlarını sonlu elemanlar metoduyla birlikte irdelemek için hazırlanmıştır. Bu sebeple sonlu elemanlar metodu, ilk olarak tarihsel süreç itibariyle aktarılmıştır. Burkulma teorisiyle bazı kavramlara zemin hazırlanmış ve ikinci bölümde sonlu elemanlar metodunun uygulaması olan matris-deplasman yöntemi, Von Mises gerilmeleri ve elastoplastik davranışların matematiği aktarılmaya çalışılmıştır.

Yapısal tasarımlar günümüzde yalnızca lineer elastik bölge için müsaade edilebilir gerilme kriterlerine göre yapılmamaktadır. İhtiyaçlardan kaynaklı gemilerin yapısal tasarımlarının çeşitlenmesi, artmasıyla birlikte tasarım süreçlerinde yapının taşıyabiliceği maksimum yükün (nihai yük) belirlenmesi ve yapının mukavemet analizlerinin yapılması önemli bir konu haline gelmiştir. Bu konuyla ilgili yapılan analitik, deneysel çalışmalar günümüz teknolojisine kadar lineer bölgeyi kapsamaktaydı fakat bilgisayar teknolojisiyle birlikte artık nonlineer bölgeyle ilgili çalışmalarda yapılabilmektedir. Bu sebeple günümüzde yapıların elastik ve plastik davranışları daha farklı şekilde incelenebilmektedir.

Elastik ve plastik davranışları araştırdığımızda, literatürde ilk olarak, eksenel basınç yükü altında bir kirişin kritik burkulma yükünü görmekteyiz. Kritik burkulma yükü, yapının elastik davranışını kaybettiği yük değeri olarak tanımlanabilir. Yapı bu yüke ulaştığında burkulur ve plastik deformasyona uğrar. Deformasyona sebep olan durum

kirişlerin eğilmesidir. Leonhard Euler-Daniel Bernoulli kiriş teorisinin varsayımlarını kullanılarak ve bazı kusurları ihmal ederek, kirişlerin eğilmesi basit bir şekilde hesap edilebilir. Bu teoriyle birlikte ampirik olarak kirişlerin kritik burkulma yükleride pratik bir şekilde hesap edilebilmektedir. Bu nedenle genellikle Euler'in burkulma yükü (veya sadece Euler'in yükü) olarak adlandırılır.

Bunun yanı sıra kirişlerle başlayan bu hesaplara Timoschenko kiriş teoriside eklenmiştir. Bu teoride kirişteki kayma ve dönmenin oluşturduğu eylemsizlik momentlerinin faktörleri, Euler-Bernoulli teoremine eklenmiştir. Kalın kesitli kirişlerde bu teori daha yakın sonuç verdiği için kalın kiriş teorisi olarakta bilinmektedir. Kirişlerle başlayan bu temel mühendislik teoremleri daha sonrasında panellerin nihai yük hesaplamalarında bir temel olmuştur fakat bu temel, geçmişte pratik çözümler üretsede, yapıların günümüzde daha büyük ve kompleks bir çerçeveye geçmesiyle yetersiz kalmıştır. Bu sebeple bu teoremlerden çıkarılan ampirik formüllerin belirli sınırlar dışında ne kadar farklılık gösterdiği ve yetersiz kaldığı bölüm 2.1'in sonunda aktarılmaya çalışılmıştır.

1.1 Literatür Araştırmaları

Günümüzde birçok araştırma elasto-plastik davranışları incelemek adına yapılmaktadır. Bu kısımda tezimde yardımı bulunan birçok literatür araştırmasının kısaca bir özetlemesi bulunmaktadır.

İlk olarak giriş bölümünde bahsettiğimiz Leonhard Euler ince bir kolonun burkulması için gerekli olan kritik bir yük bulunduğunu göstermiştir.

Ekseninden baskıya zorlanan ince bir sütunun kesitinin boyuna oranı küçük ise, bu sütunda burkulma oluşabilir. Burkulmanın meydana geldiği yük, yapının dayanımına değil, rijitliğine (stiffness) bağlıdır. Bu olay bir stabilite problemidir. Burkulmanın oluşması için parçadaki hesaplanan gerilmenin muhakkak gerilme sınırlarını aşması veya bu sınırlara yaklaşması gerekli değildir. Bu sebeple emniyetli mukavemet değerlerinin çok çok altında burkulma gerçekleşebilir. (Serdar Korkut,2017)

Bu sebeple yaptığımız ilk analizler Euler teoremini irdelemek adına yapılmıştır. Daha sonrasında elasto-plastik davranışları incelemek için farklı yaklaşımlar oluşturulmaya başlanmıştır.

Bu yaklaşımlar İdealize edilmiş yapısal birim metodu, Basitleştirilmiş yöntemler (Simplified Beam-Column Methods) Smith yöntemi ve tezimizin konusu olan sonlu elemanlar metodudur.

Geliştirilen ISUM (idealized structure unit method) metodu yapının en büyük yapısal birimleri temel alınarak yapıyı sonlu elemanlara bölen bir analiz metodudur.

Bu yöntemle yapının serbestlik dereceleri ve düğüm noktaları daha aza indirgenip yapı analitik bir formda incelenebilmiştir. Basit bir şekilde modelleme yapılabildiği için ve yapının en büyük yapısal birimleri kabul edildiği için çözüm oldukça kısa ve etkilidir. (Ueda ve Rashed,1984)

Gemi kirişinin nihai mukavemeti üzerine yapılan çalışmaları (Örneğin, Caldwell, 1965) inceleyip ardından bu çalışmanın eksikliklerini gören Smith (1977) genel olarak basitleştirilmiş yöntemler adı verebileceğimiz yeni bir yöntem geliştirmiştir. Basitleştirilmiş yöntemler hızlı ve kabul edilebilir doğrulukta sonuç vermeleri sebebiyle dizayn amaçlı kulllanılabilmektedir. Yapının davranışı üzerinde stiffenerlerin baskın olduğu durumlarda yöntem daha doğru sonuç verecektir. Yöntemin özellikleri aşağıdaki gibidir;

- Stiffenerlerin bağlandığı levhanın stifnerle birlikte kiriş elemanı gibi davranan kısmına, kiriş elemanı için levhanın etkin genişliği tanımı yapılır.

- Bu yöntemin kullanılabilmesi için stiffenerlerin eğilme rijitliklerinin büyük olması gereklidir.

- Stiffenerlerin yapının davranışı üzerinde baskın olduğu durumlarda paneller kiriş elemanlara ayrılarak, her bir kiriş elamanı için ortalama gerilme – ortalama şekil değiştirme eğrileri elde edilir.

- Elde edilen bu eğriler yardımıyla her bir kiriş elemanının taşıyabileceği nihai yük değerleri belirlenir. Bu değerlerin basit bir şekilde toplanması ile panelin veya gemi kirişinin nihai mukavemet değerleri belirlenebilir.

Geminin bir kiriş gibi kabul edilip hesaplamaların yapılması Caldwell ile başlanıp Smith ile birlikte devam etmiştir. Bu yaklaşımın yakın sonuçlar vermesi dolayısıyla literatürde birçok çalışma mevcuttur. Bu yaklaşım ile birlikte yapının çözümü kolaylaşır, yapı çerçeve bir sisteme dönüşür. Bu sistemlerin çözümü, analog bilgisayar

ile birlikte farklı bir noktaya gelmiştir. Bu hiperstatik sistemlerin çözümü için önceden insan eliyle çözüm yapabilen metodlar kullanılırken, analog bilgisayarlar ile birlikte

Numerik yöntemler kullanılmaya başlanmıştır. Bu yöntemler 3 kısımda tanımlanabilir. Direk metod (Direct stiffness method), Minimum enerji teoremi (Variational Method) ve Galerkin artık ağırlık metodu (Galerkin Method of Weighted Residuals) olarak bilinmektedir.

Direk metod: Yapısal analiz yöntemlerinden biri olarak, matris rijitlik yöntemi olarak da bilinen doğrudan rijitlik yöntemi (Matris-Deplasman yöntemi), özellikle statik olarak belirsiz sistemlerde dahil olmak üzere karmaşık yapıların bilgisayarla otomatik analizi için uygundur. En yaygın kullanılan sonlu elemanlar uygulamasıdır. İdealize edilmiş ağ noktalarıyla yapı elemanlara ayrılır. Elemanların malzeme rijitliği özellikleri daha sonra, matris matematiği aracılığıyla, tüm idealleştirilmiş yapının davranışını yöneten tek bir matris denkleminde derlenir. Yapının bilinmeyen yer değiştirmeleri ve kuvvetleri daha sonra bu denklem çözülerek belirlenebilir.

Günümüzde yapılmak istenen analize bağlı olarak farklı alanlarda birçok farklı sonlu elemanlar uygulaması mevcuttur. Bu noktada öncelikle “sonlu elemanlar” kavramını algılamak gerekmektedir.

1960 yılında Dr. Ray Clough "sonlu elemanlar" terimini icat etti. 1960'larda dijital bilgisayarlar, analog bilgisayarları binlerce saniyede işleyebilen ticari SEA'nın gerçek başlangıcını gördü. Ancak, kodların çoğu hala sektöre, şirkete ve hatta ürüne özeldi. Tezimizin konusu olan bu metod ayrıca bir bölüm 1.4.3’te aktarılmıştır.

Chen (Chen,2003) yaptığı doktora tezinde birçok farklı türde paneli sonlu elemanlar yöntemiyle incelemiştir. Tezin temel amacı stiffenerli panellerin kritik yük değerini bulmaktır. Bu panelleri, FORTRAN programa diliyle oluşturulmuş ve kiriş kolon teoremini temel alan “ULTBEAM” modülüyle analiz etmiştir. 107 farklı panel, “Abaqus” isimli sonlu elemanlar programıyla ayrıca analiz edilmiştir. Analizler boyuna ve lateral olmak üzere iki farklı yükleme durumunda yapılmıştır. Elde edilen sonuçlar ile birlikte, global ve lokal burkulmalar hesap edilip ampirik bir formül elde edilmeye çalışılmıştır. Yapılan analizlerin kiriş-kolon kabulüyle ve sonlu elemanlar teoremiyle verdiği sonuçlar yakın değerlere sahiptir.

Gemi panellerinin nihai mukavemet analizi için yapılan bir diğer önemli çalışma Murat Özdemir’in (2013) tez çalışmasıdır. Farklı türde paneller lateral ve boyuna

yükleme koşullarında incelenmiştir. Bu tez çalışmasında Chen'in kullandığı gemi panelleri Sonlu elemanlar metoduyla, analitik formülasyon ELDA (Elastic Large Deformation analysis) ile hesap edilmiştir. Elde edilen sonuçlar birbirleriyle karşılaştırılmış ve aktarılmıştır.

Quinn ve diğ. (2009) yaptığı çalışmada stiffenerli panelleri, belirli yükleme durumlarına maruz bırakarak deneysel olarak incelemiştir. Yükün etki ettiği kesit alanı üzerinde belirli aralıklarla yerleştirilen gerinim ölçer (strain gauge) yardımı ile panellerin nihai mukavemet değerleri analiz edilmeye çalışılmıştır. Özellikle bu çalışma sonlu elemanlar metodunu doğrulamak amacıyla 2. bölümde karşılaştırmalı olarak incelenmiştir.

Deneysel çalışmaları daha iyi anlamak amacıyla incelenen diğer çalışma, Olga Mijušković ve diğerlerinin (Olga Mijušković ve diğ, 2015) levhaların belirli yük durumlarında verdiği tepkiyi hesap etmek için enerji ve denge yöntemlerini kullanarak analitik bir model oluşturdukları çalışmadır. Daha sonrasında bu analitik modeli sonlu elemanlar modeliyle karşılaştırılarak bir başka çalışma yapılmıştır. Çok yakın sonuçları olan bu çalışmada "Matlab" kullanılarak analitik modelin reaksiyonları ve sonlu elemanlar metoduyla elde edilen reaksiyonlar ayrıca incelenmiştir.

Sonlu elemanlar metodu, bir diğer çalışmada ince cidarlı ve iki boyuna stiffenere sahip bir panelin lokal ve global burkulma modlarını tespit etmek amacıyla kullanılmıştır. Bununla birlikte bu panellerin nihai mukavemetlerini hesap etmek amacıyla Kumar ve diğ, (2020) gerinim ölçer (strain gauge) kullanarak deneysel bir çalışma yapmışlardır. Aynı zamanda "Abaqus" adlı diğer bir sonlu elemanlar yazılımı kullanarak bir sonlu elemanlar çalışması yapıp hesaplamaları elde etmişlerdir. Elde edilen sonuçlar, oldukça yakın sonuçlar vermektedir.

Yapılan araştırmalar sonucunda deneysel çalışmaların elastoplastik davranışları incelemek için önemli bir başlangıç noktası olduğu anlaşılmıştır. Bu sebeple bizde tezimizde kullandığımız sonlu elemanlar metodunu doğrulamak için bölüm 2.2'de deneysel bir çalışmayı referans alarak, belirli analizleri yapıp sonuçları karşılaştırdık.

1.2 Panel (Levha) Terminolojisi

Panellerin elasto plastik davranışlarını daha iyi anlamak amacıyla panel ismini verdiğimiz yapıyı ve bileşenlerini tanımlamamız gerekmektedir.

Kendi düzlemi içerisinde farklı kuvvetlerin etkisinde bulunan ve orta düzlemi şekil değiştirdiğinde yine düzlem kalan taşıyıcı sisteme levha denmektedir. Fakat aynı cisim orta düzleminde bir eğilme meydana getirme durumuna geçecek şekilde yüklenirse bu durumda "plaka" adını alır.

Tezimizde çokça bahsettiğimiz "Stiffener" kavramını, çeşidine göre T profil, Lama profil, köşebent profil olarak türkçeleştirebilir. Bu profiler yapının en kesidine ve yapının mukavemetine büyük katkı sağlamaktadır; fakat temel olarak "Stiffener" yapının deformasyonlarını engellemek amacıyla yapıya eklenen ikincil bir düzlemdir.

Stiffenerli paneller büyüklüklerine göre Chen (2003) tarafından 3 kategoriye ayrılmıştır.

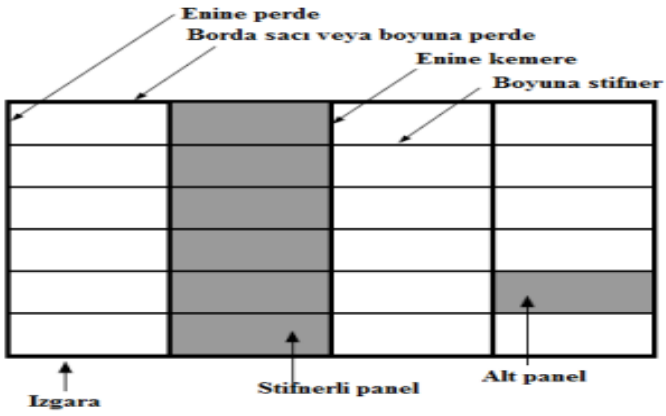
1) Izgara Sistemi: Yapının boyuna destek elemanları ve enine destek elemanlarıyla oluşturulmasına "Izgara Sistemi" ismi verilir.

2) Stiffenerli Panel: Boyuna veya enine stifnerlerden oluşan ve iki enine destek elemanı arasında kalan panellere "Stifnerli Panel" ismi verilir.

3) Alt Panel: İki boyuna stiffenerle birlikte iki enine stiffner arasında kalan bölgeye "Alt Panel" ismi verilir.

Stiffenerli panellerin stabilitesi onu oluşturan enine ve boyuna destek elemanlarına ve elbette stiffenere bağlıdır. Paneller yapının maruz kaldığı eksenel ve enine yükleri taşırken, stiffenerler maruz kalınan bu yüklerin bir kısmını taşıyarak yapının mukavemetine katkı sağlar. Destek elemanlarıysa stiffenerlere destek vererek ara bir destekleme sağlar.

"Enine destek elemanları eğer boyuna stiffenerlerin burkulmasını engelleyecek rijitliğe sahip değilse; panel boyuna stiffenerler ve enine destek elemanlarıyla birlikte burkulur. Fakat enine destek elemanları yeterli rijitliğe sahip ise, yalnız iki enine destek elemanı arasındaki panelde burkulma meydana gelir. Enine destek elemanları genelde yeterli rijitliğe sahiptir; bu sebeple burkulma ve göçme durumları iki enine destek elemanı arasındaki panelde meydana gelir." (Chen, 2003)



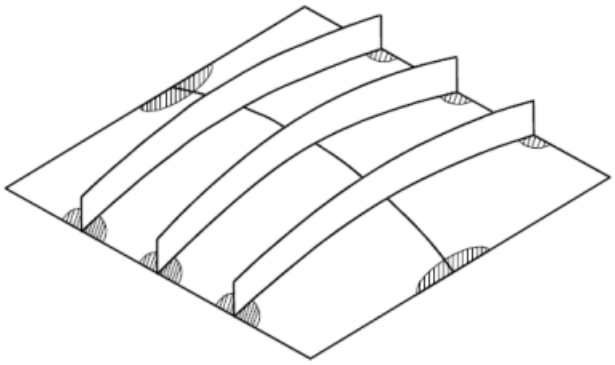
Şekil 1.2 : Stiffenerli panel yapıları (Chen, 2003).

Şekil 1.1'de stiffenerli panellerin genel tasarımı gösterilmiştir.

1.3 Panellerin Göçme Modları

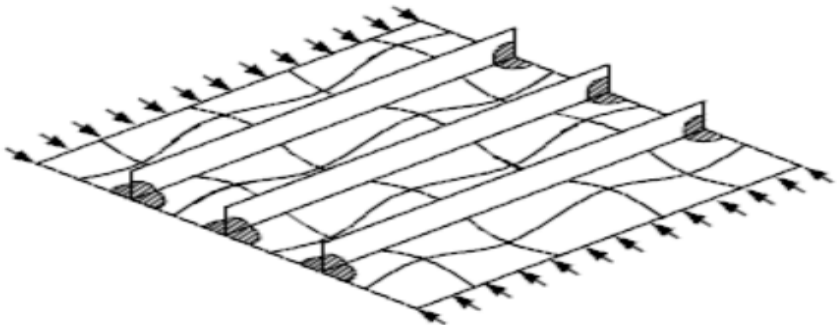
Çeşitli yüklere maruz kalan gemi kirişinin en önemli yapılarından biri olan gemi panelleri, panelin ve stifnerlerin rijitliğine ve geometrik yapısına göre çeşitli "mod" adını verdiğimiz durumlarda göçmeye maruz kalırlar. Gemi Panellerinin göçme mod'ları altı grupta incelenebilir. (Paik, Thayamballi, 2003).

- MOD I: Levha ve stiffenerler maruz kaldıkları yükler sonucunda bir bütün olarak göçme durumuna geçer.
- MOD II: Panel bu modda enine ve boyuna doğrultuda eksenel yükleme yapıldığı için göçmeye maruz kalır.
- MOD III: Panel üzerindeki stiffenerlerin maruz kalınan yük altında kiriş-kolon elemanı biçiminde burkulması sonucu oluşan göçmedir.
- MOD IV: Panel üzerinde bulunan stiffenerin gövdesinin burkulması sonucu oluşan göçme modudur.
- MOD V: Burulmalı burkulma (tripping) sebebiyle stiffener gövdesinde ortaya çıkan göçmedir.
- MOD VI: Panelin mukavemetinin üstünde akmaya maruz kalarak ortaya çıkan göçmedir.



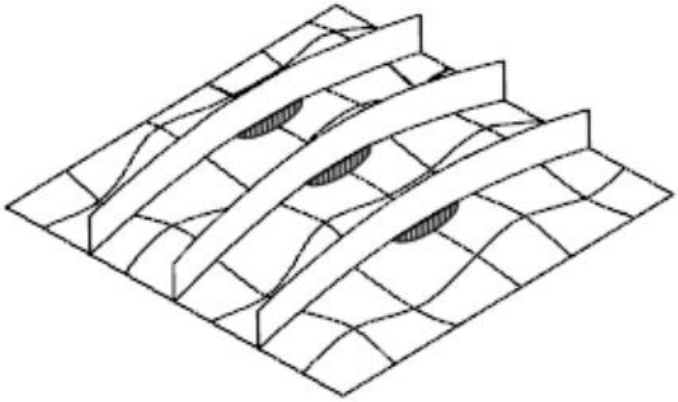
- **Şekil 1.2 :** Genel göçme (MOD I) (Chen, 2003).

Mod I, levha ve stiffenerin bir arada ve bir bütün şekilde davranışı sonucu meydana gelen göçmedir. Genel olarak stiffenerlerin yeterli mukavemete sahip olmadığı panellerde ortaya çıkan bu modda burkulma başlangıç esnasında elastik bölge içerisindedir. Şekil değiştirmelerin artmasıyla panel içinde ve panelin kenarlarında akma durumu meydana gelir (Şekil 1.2). Meydana gelen bu durumda stiffenerli panellerin ortotropik plaka gibi davrandığı kabul edilir.



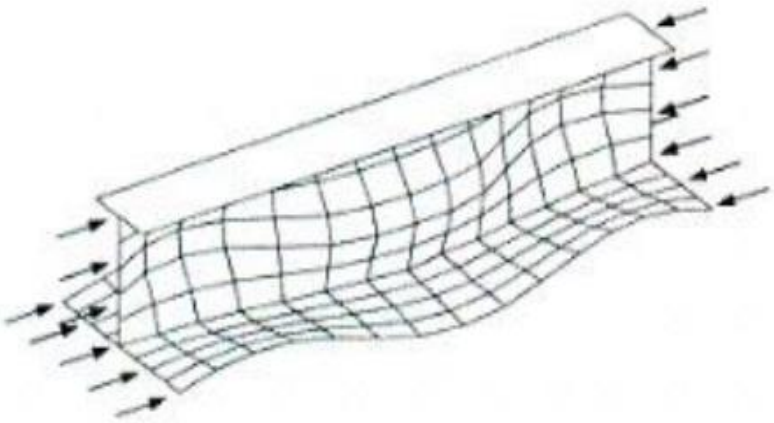
Şekil 1.3 : Enine ve boyuna yükleme altında göçme (MOD II) (Chen, 2003).

MOD II, levhanın enine ve boyuna etki altında olduğu yük sonucunda levha kenarlarında stiffener-levha düğüm noktalarının akmaya maruz kalması sonucunda meydana gelen göçme durumudur (Şekil 1.3). Göçme durumu genel olarak narinlik kat sayısı düşük olan levhaların enine ve boyuna yükleme altında olması sonucunda gerçekleşir. Burada “narinlik katsayısını” açıklamak tezimin açısından önemlidir. Bu kavram yapının efektif burkulma boyunun, yapının en kesitinin atalet yarıçapı değerine oranı olarak tanımlanabilir. Fakat bu gemi panelleri için stiffenerin yapısını, sınır koşullarını ve elbette geometrisini kapsayan daha geniş bir tanımı içinde barındırır.



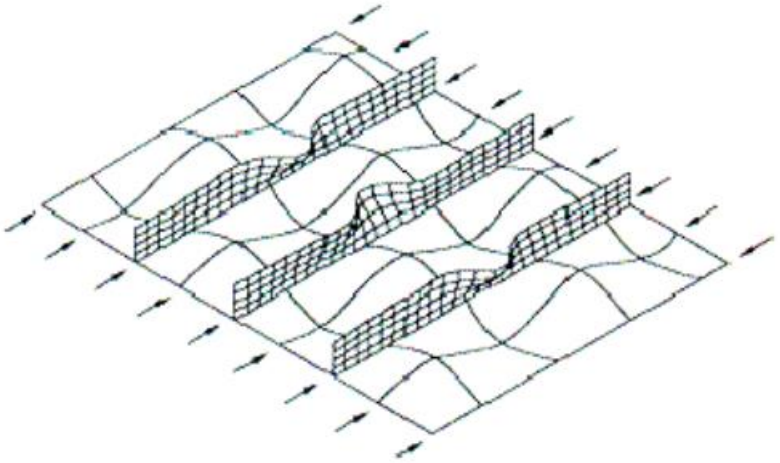
Şekil 1.4 : Stiffener ve levhanın kiriş-kolon tipi göçmesi (mod III) (Chen, 2003).

MOD III, bu mod esnasında stiffenerli levha kolon ya da kiriş-kolon elemanı şeklinde burkulur. Bu göçme modu boyunca yüklenen levhada, levha ile stiffener birleşim bölgesinin orta kısımlarında ortaya çıkan akmadan meydana gelmektedir. (Şekil 1.4) Meydana gelen bu olay genel olarak stiffener rijitliği orta seviyede olan panellerde görülmektedir.



Şekil 1.5 : Stiffener gövdesinin burkulması (MOD IV) (Chen, 2003).

MOD IV, stiffenerlerin gövdesinin yükseklik/kalınlık büyük olması sonucu ortaya çıkan göçme durumudur. (Şekil 1.5) Bununla birlikte stiffener flenşinin, stiffenerin gövdesine etki eden yüklere burkulma durumuna engel olabilecek seviyede bir rijitliğe sahip olmaması sonucunda meydana gelen göçme durumudur.



Şekil 1.6 : Stiffenerin burulmalı burkulması (mod V). (Chen, 2003).

MOD V, stiffener yükseklik/kalınlık oranının büyük olması dolayısıyla stiffenerin burulmalı burkulması sonucu oluşan göçme modudur. (Şekil 1.6)

MOD VI, narinlik oranı düşük olan panellerde, gerilmelerin burkulma öncesi akma seviyesine ulaşmasıyla, aşırı akma durumu yaşanılan panelin göçme durumudur.

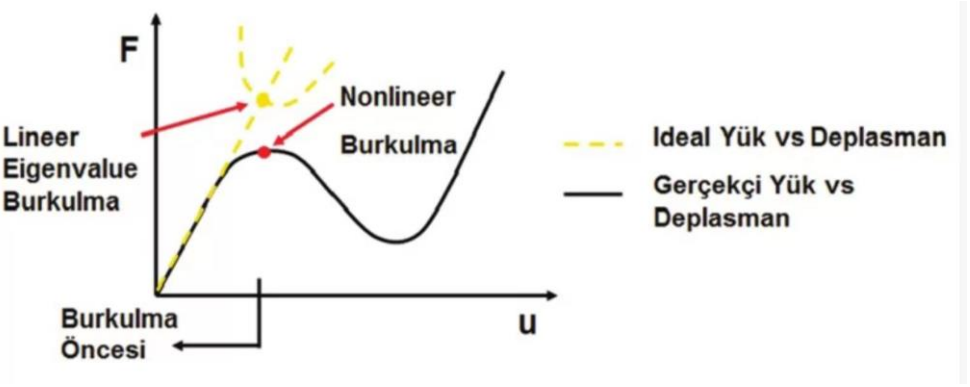
1.4 Elasto-Plastik davranışlar

Bir cisme bir kuvvet uygulandığında, cisim bu kuvvete tepki olarak çekme gerilmesi veya basma gerilmesi oluşturur.

Her malzeme kimyasal yapısı gereğince bu gerilmeye farklı tepki verir. Tepki, büyük ölçüde maddenin kimyasal bağ tipine bağlıdır. Gerilme serbest bırakıldıktan yapının mukavemetine etki eden deformasyonlar oluşmaktadır. Bu deformasyonlar elastik deformasyon veya plastik deformasyon olarak nitelendirilebilir.

Elastik deformasyon, değişime neden olan dış kuvvetlerin ve buna bağlı gerilmelerin yapıda kalıcı deformasyon oluşturmadan salınım hareketini devam ettirebildiği durumdur.

Plastik deformasyon ise dış kuvvetlerin etkisiyle yapının salınım davranışının kararsız bir hale geçiş yaptığı ve kalıcı deformasyonların oluştuğu durumdur. Elastik deformasyon ile plastik deformasyon arasındaki temel fark, elastik deformasyonun tersine çevrilebilir, plastik deformasyonun geri döndürülemez olmasıdır.



Şekil 1.7 : Basitleştirilmiş elasto-plastik davranış grafiği (https://figes.com.tr/nonlineer-burkulma-analiz-teknikleri).

Yukarıdaki şekil 1.7'de elasto-plastik davranışların kuvvet ve şekil değiştirme grafiği aktarılmıştır. Bu davranışları anlayabilmenin en iyi yolu tabiatı incelemektir. Elastik davranışları birçok farklı yapıda görebilmekteyiz. Gemiler yüksek dalgaların üzerinde elastik bir hareketle seyir edebilmektedir. Bunun yanı sıra birçok yapının rüzgâr ve birçok farklı olayla birlikte salınım gösterdiği fakat belirli kriterlerle ve hesaplamalarla bunun güvenli bir şekilde, mühendislikle, sağlandığı bir gerçektir. Plastik deformasyon, fosilleşmiş taşlara bakıldığında net bir şekilde algılanabilmektedir. Fosilleşmiş taşların yapısına baktığımız zaman spiralleşen nonlineer bir eğrisel davranış göstermektedir. Bu sonsuz küçüklükte bir noktaya doğru yapılan nonlineer elastik bir hareket olarakta nitelendirilebilir. Mühendisler olarak tabiatı algılayıp bunların matematiğini çıkarmak başlıca bir temel mühendislik felsefesidir.

Şekil 1.8 : Fosilleşmiş taş yapısı (https://www.wondriumdaily.com/fossils-life-cast-in-ancient-stone)

Yukarıdaki şekil 1.8'de deformasyon eğrisini doğada bulunan fosilleşmiş taşların yapısından algılayabiliriz. Tabiattan aldığımız bilgilerle matematiğe ulaşmamız mümkündür. Bu sebeple elasto-plastik davranışları analiz etmek amacıyla birçok

mühendislik yaklaşımı yapılmıştır. Teori olarak temel alınan iki farklı yöntem matematiksel olarak kullanılabilir. Bunlar Denge yöntemi ve Enerji yöntemidir.

1.4.1 Denge Yöntemi

Bu yöntem içerisinde, eksenel yüklemelere maruz kalan levhanın kritik yük değerleri hesap edilmelidir. Bu kritik yük değerleri yapının diferansiyel denklemi çözümlenerek elde edilebilir. Bu diferansiyel denklem, levhanın elastik davranışı için aşağıda verilmiştir. (Ventsel ve Krauthammer, 2001)

$$\frac{\partial^4 w}{\partial x^4} + 2\frac{\partial^4 w}{\partial x^2\,\partial y^2} + \frac{\partial^4 w}{\partial y^4} = \frac{1}{D}\left(N_x\frac{\partial^2 w}{\partial x^2} + 2N_{xy}\frac{\partial^2 w}{\partial x\,\partial y} + N_y\frac{\partial^2 w}{\partial y^2}\right) \qquad (1.1)$$

w : Levhanın düşey deplasmanı

Nx, Ny, Nxy : Levhanın eksenel bazda iç kuvvetleri

Bu tür bir diferansiyel denklem basit geometrilere sahip bir yapıda, geometri ve yüklere göre düzlem gerilme probleminin çözümüyle hesaplanabilir fakat kompleks yapılarda diferansiyel denklemin çözümü çoğunlukla analitik olarak mümkün olamayacağı için öz değerler sayısal hesaplamalarla hesaplanır. Türetilen her denklemin matematiksel olarak bir kökü veya kökleri bulunmaktadır. Bu denklem kökleri, denklem takımının derecelerine göre farklılaşmaktadır. Denklem takımının köklerinin karmaşık sayılar olduğu çözümlere özdeğerler denilir. Bu karmaşık sayılar trigonometrik olarak tanımlanması sebebiyle lineer denklem tanımlamalarında λ olarak tanımlanır. Bu sebeple iç kuvvetler referans alınarak bir yük parametresiyle çarpılır.

$$N_x = -\lambda N_x, N_y = -\lambda N_y, N_{xy} = -\lambda N_{xy} \qquad (1.2)$$

Yük parametresiyle çarpılan bu denklem yeni haliyle aşağıdaki forma dönüşür.

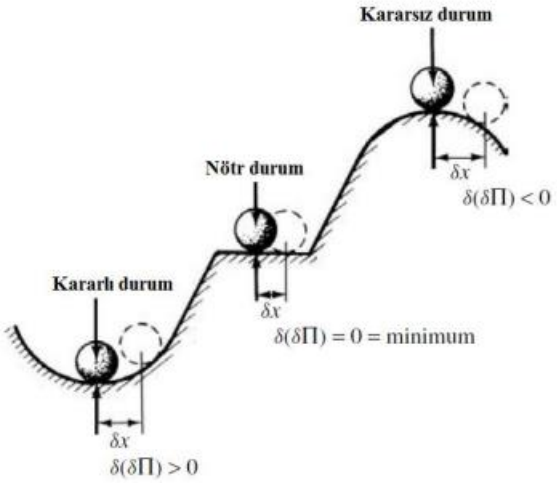
$$\nabla^4 w + \frac{\lambda}{D}\left(\bar{N}_x\frac{\partial^2 w}{\partial x^2} + \bar{N}_y\frac{\partial^2 w}{\partial y^2} + 2\bar{N}_{xy}\frac{\partial^2 w}{\partial x\,\partial y}\right) = 0 \qquad (1.3)$$

Denklem dönüşümü bu şekilde olan diferansiyel denklemin çözümü için C sabitleriyle denklem homojen ve lineer bir denkleme dönüşmüştür. C sabitleri matematiksel olarak sınır koşullarına göre değişmektedir. Bu denklemin uygun olan sabitleriyle birlikte çözümlenebilmesi için determinantının 0 olması gerekmektedir. Bu sonuçla birlikte karekteristik denklem çözülerek spesifik öz değerlere ulaşılabilir. Çözümlenen bu

denklemden elde edilecek öz değerler, diskriminantı 0'dan küçük olan bu değerler, sistemin kritik değerleri olacaktır. Bu değerlerin en küçüğü olan değer kritik burkulma modu olarak tanımlanmaktadır. Burkulma modu referans alınan yük ile çarpılarak kritik burkulma yükü hesap edilebilmektedir. Öz değerleri tanımlayan fonksiyonlara öz vektörler denir. Denklem takımlarına lineer transformasyon uygulayarak öz değerlere ve öz vektörlere ulaşmanın temel amacı, çok boyutlu bir vektör uzayında, öz vektörlerin döndürülememesidir. Bu vektörler önceden açıkladığımız burkulma modlarını tanımlamaktadır.

1.4.2 Enerji Yöntemi

Enerji metodu genel yapısal teoremlere ve denge yöntemine dayanmaktadır. Sistemin potansiyel enerjisi denge konumunda bir ekstramum değerine sahiptir. Ekstramum değeri kırılma noktası olarakta nitelendirilebilir. Bu noktada sistemin potansiyel enerjisi, denge konumunda olduğu gibiyse sistem nötr kabul edilir. Maksimum seviyedeyse sistem kararsız, minimum seviyedeyse kararlı kabul edilir.



Şekil 1.8 : Stabilite (Szilard, 2004).

Şekil 1.8'deki bu potansiyel enerji kriterini levhaların burkulma analizine uygulayalım. Levhanın iki durumu kabul alınırsa Π0 ve Π yapının denge konumundaki potansiyel enerjisi olarak isimlendirilsin. Eğer Π0>Π ise yapı kararsızdır. Eğer Π0 < Π ise yapı kararlıdır. Π0=Π ise yapı nötr durumdadır. (Ventsel ve Krauthammer, 2001)

Bu yapının dış kuvvetler sonucunda denge konumundan sonra potansiyel enerji artışı yaşayarak oluşacak denklem aşağıdaki gibi olmaktadır.

$$\Delta\Pi = \Pi - \Pi_0 = \Delta U_0 + U_b + \Delta\Omega_\Gamma \tag{1.4}$$

ΔU_0=Levha orta düzleminin şekil değiştirme enerjisindeki artış

U_b=Orta düzlemin eğilmesinden kaynaklı şekil değiştirme enerjisi

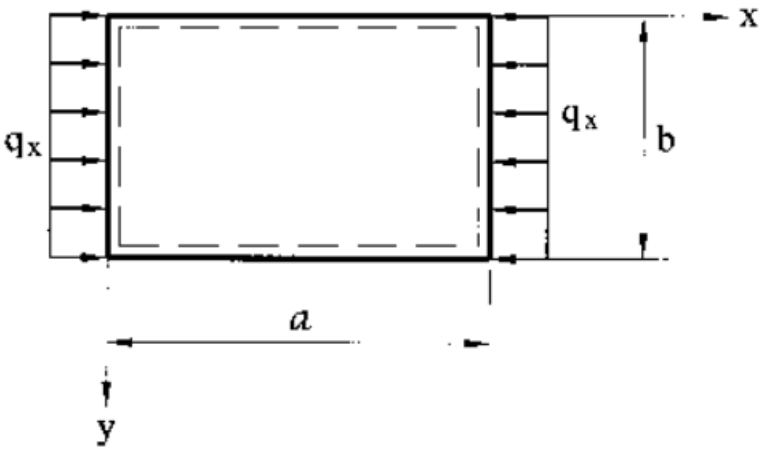
$\Delta\Omega_\Gamma$=Dış kuvvetler sebebiyle potansiyel enerjideki artış

Burkulma anında sistem nötr durumda olacağı için ΔΠ=0 olur

Bu, plakaların (ve ayrıca kabukların) burkulma analizi için genel enerji kriteridir.

Denge yöntemindeki kabuller dikkate alınarak tek yönlü eksenel basınca maruz kalan basit mesnetli bir levhanın kritik burkulma yükünü elde etmek için Nx=-qx, Ny=0 ve Nxy=0 kabulleri temel denklemimize uygulanırsa, diferansiyel denklem aşağıdaki forma dönüşmektedir. (Ventsel ve Krauthammer, 2001)

$$D\nabla^2\nabla^2 w - q_x \frac{\partial^2 w}{\partial x^2} = 0 \tag{1.5}$$



Şekil 1.9 : Basitleştirilmiş levha yükleme durumu (Ventsel ve Krauthammer, 2001).

Yukarıdaki şekil 1.9'da hesaplamalarda kullanılan basitleştirilmiş levha yükleme durumu gösterilmiştir. Gerekli sınır şartlar kabul edilerek basit mesnetli bu levhanın burkulma modlarının denklemi bu şekildedir. (Ventsel ve Krauthammer.2001)

$$w(x,y) = \sum_{m=1}^{\infty} \sum_{n=1}^{\infty} w_{mn} \sin\left(\frac{m\pi x}{a}\right) \cdot \sin\left(\frac{n\pi y}{b}\right) \tag{1.6}$$

m: Levhaya boyuna doğrultuda burkulma yarım dalga sayısı

n: Levhaya enine doğrultuda burkulma yarım dalga sayısı

m değeri aşağıdaki formülasyondan elde edilebilmektedir

$$\frac{a}{b} \leq \sqrt{m(m+1)} \tag{1.7}$$

(1.6) ifadesi (1.5)'te yerine yazılırsa (1.8) ifadesi elde edilir.

$$\sum_{m=1}^{\infty} \sum_{n=1}^{\infty} \left[D\pi^4 \left(\frac{m^2}{a^2} + \frac{n^2}{b^2}\right)^2 - q_x \pi^2 \frac{m^2}{a^2} \right] w_{mn} \sin\left(\frac{m\pi x}{a}\right) \cdot \sin\left(\frac{n\pi y}{b}\right) = 0 \tag{1.8}$$

Bu denklemin çözümü için $w_{mn} = 0$ olması gerekmektedir çünkü bu çözüm levhanın hiç deplasman yapmadığı haldir. Levhanin kritik burkulma yükünü hesap etmek istediğimiz için n=1 alınmalıdır. Böylelikle

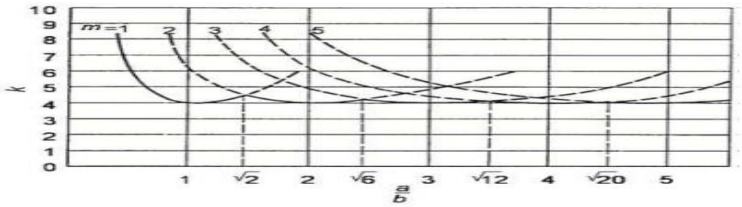
$$N_x = \frac{\pi^2 D}{b^2} \left(\frac{mb}{a} + \frac{a}{mb}\right)^2 \tag{1.9}$$

$$N_x = K \frac{\pi^2 D}{b^2} \tag{1.10}$$

Elde ettiğimiz yük ifadesi birim uzunluk içindir. Elde edilen değerin kalınlığa bölünmesiyle birim alana düşen yük miktarı hesaplanabilir

$$K = \left(\frac{mb}{a} + \frac{a}{mb}\right)^2 \tag{1.11}$$

K burkulma katsayısını belirtmektedir. Bu katsayının narinlik oranına bağlı olarak değişimi aşağıda şekil1.10'da görülmektedir.



Şekil 1.10 : Burkulma katsayısı grafiği (Ventsel ve Krauthammer, 2001).

1.4.3 Sonlu Elemanlar Metodu

On sekizinci yüzyılın sonlarında, Lord Rayleigh olarak daha çok bilinen John William Rayleigh, temel yapının ilk doğal frekansını tahmin etmek için bir metod geliştirildi. Bu, bir yapı için deforme olmuş bir şekil varsayılarak yapıldı. Walter Ritz daha sonra bunu, yapıların gerilme ve yer değiştirme davranışını tahmin etmek için Rayleigh-Ritz yöntemi olarak bilinen bir yönteme geliştirdi. Varsayılan şeklin seçimi, sonuçların ve sınır koşullarının doğruluğu için kritikti. Ne yazık ki, karmaşık şekiller için yöntem çok zordu çünkü karmaşıklık arttıkça olası şekillerin sayısı katlanarak arttı. (Ersü, 2020)

1940'larda, daha genel yapıların davranışını tahmin etmek için sayısal yöntemler geliştirildi. Çoğu, çerçeve ve kafes tabanlıydı. Alberto Castigliano ve William Rowan Hamilton'un enerji yöntemlerini kullandı. 1943'te Richard Courant, sürekli bir sistemi üçgen parçalara ayırmayı önerdi. Dijital hesaplamanın "doğumu" 1940'larda Pennsylvania Üniversitesi'nde ENIAC'ın piyasaya sürülmesiyle de görüldü.

Bu çok büyük, diğer bir deyişle oda büyüklüğündeki bilgisayar, 2. Dünya Savaşı sırasında ABD Ordusu tarafından balistik füzelerin yörüngelerini hesaplamak için görevlendirildi. Bilgisayar, veri depolama için elektromekanik cihazlar ve hesaplamalar için vakum tüpleri kullandı ve bir operatör ekibinin saniyede maksimum 46 işlem işlemci hızında çalışmasına izin verdi.

1950'lerde analog bilgisayarlar daha karmaşık yapısal problemlerin üstesinden gelmek için geliştirildi. Daha güçlü bilgisayarların vaadiyle, çerçeve ve kafes yapılarının matris tabanlı çözümlerini içerecek analitik yöntemler geliştirilmiştir.

Boeing'den bir ekip, karmaşık yüzeylerin üçgen şekiller matrisi ile analiz edilebileceğini gösterdi. Büyüyen havacılık endüstrisinin yararı aşikardı ve bu endüstrideki büyük üreticilerin çoğu, bilgisayarlarda yapısal analiz için kurum içi programlar geliştiriyorlardı.

Süreç hala zaman alıcı ve sınırlı olsa da sonlu elemanların temel kavramları doğdu. 1960 yılında Dr. Ray Clough "sonlu elemanlar" terimini icat etti. 1960'larda dijital bilgisayarlar, analog bilgisayarları binlerce saniyede işleyebilen ticari SEA'nın gerçek başlangıcını gördü. Ancak, kodların çoğu hala sektöre, şirkete ve hatta ürüne özeldi.

1960'ların başında, havacılık endüstrisi için küçük bir analog bilgisayar üreticisi, NASA'dan genel amaçlı bir SEA kodu geliştirmek için bir sözleşme imzaladı. Bu şirket, MacNeal-Schwendler Corporation (MSC), ticari FEA'nın büyümesine yol açan NASTRAN olarak bilinen şeyi geliştirdi.

Bu orijinal kod, herkesin ihtiyaç duyduğundan daha büyük olduğuna inanılan 68.000 derecelik bir serbestlik sınırına sahipti. NASA sözleşmesi tamamlandığında orijinal NASTRAN halka açılırken, MSC, MSC/NASTRAN adlı yazılımını geliştirmeye devam etmiştir. Aynı zaman diliminde ANSYS, MARC ve SAP gibi başka yazılım paketleri de geliştiriliyordu. Ancak, o zamanlar, bilgi işlem gücü oldukça sınırlıydı.

1970'lerde mini bilgisayarlar geliştirildi ve önceki ana bilgisayarlardan daha güçlüydü. Bununla birlikte, donanımdaki ilerlemelere rağmen, karmaşık sorunlara çözümler geliştirmek, daha sıradan kullanıcılar için hala daha çok kaynak gerektiriyordu. 1980'lerde grafik işlemedeki gelişmeler, grafik 'ön' ve 'son' işlemciler kullanılabilir hale geldikçe SEA'yı işaret etti ve mühendisler tablo çıktılarını incelemek yerine renkli stres konturlarını inceleyebildi. Bu gelişme sayesinde tasarım mühendisleri, SEA'yı genel ürün tasarım sürecine dahil etmeyi ciddi şekilde düşünmeye başladılar.

1990'ların sonlarında, PC platformu üst düzey analizde önemli bir güç haline geldi. Saniyede 1 trilyon işlem yapabilen "masaüstü" süper bilgisayarlar, 1 milyon serbestlik derecesine sahip modeller çalıştırıyordu. (Clough, 1989)

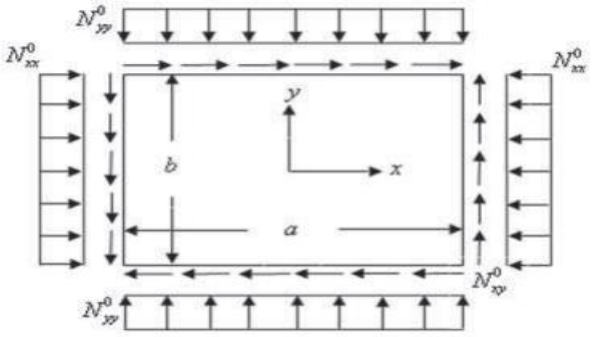
1.4.4 Burkulma Teorisi

Kenarları 'a' ve 'b' olan dikdörtgen bir levhayı ve aşağıdakilerden oluşan sabit bir 'h' kalınlığını düşünün;

İzotropik malzeme ve düzlem içi sıkıştırma kuvvetlerine (N0xx, N0yy ve N0xy) Şekil 1'de gösterildiği gibidir. Seçilen koordinat sistemi (x, y, z) ve koordinat parametreleri şu şekildedir:

Plaka Denklem ile verilen bir bölgeyi kaplar.

$0 \leq x \leq a, 0 \leq y \leq b, -h/2 \leq z \leq h/2.$



Şekil 1.11 : Düzlem içi kuvvetlerin gösterimi (Sayyad ve Ghugal, 2012)

Yukarıdaki şekil 1.11'de Sayyad ve Ghugal'ın (2012) yılında yaptıkları çalışma için kabul aldıkları düzlem içi kuvvetler gösterilmiştir.

1.2.4.1 Yer değiştirme alanı

Önerilen levha teorisinin yer değiştirme alanı Sayyad ve Ghugal (2012) tarafından verilmiştir.

$$\begin{aligned} u(x,y,z) &= -z\frac{\partial w(x,y)}{\partial x} + z\exp\left[-2\left(\frac{z}{h}\right)^2\right]\phi(x,y) \\ v(x,y,z) &= -z\frac{\partial w(x,y)}{\partial y} + z\exp\left[-2\left(\frac{z}{h}\right)^2\right]\psi(x,y) \\ w(x,y,z) &= w(x,y) \end{aligned} \tag{1.12}$$

Burada u, v ve w sırasıyla x, y ve z yönlerindeki yer değiştirmelerdir.

"u" ve "v" düzlem içi yer değiştirmelerinde kalınlık koordinatı cinsinden fonksiyon, plakanın kalınlığı boyunca enine kayma gerilmesi dağılımı ile ilişkilidir.

Fonksiyonlar φ ve ψ, kayma eğimleri ile ilgili bilinmeyen fonksiyonlardır. Denklem tarafından elde edilen gerilim-yer değiştirme ilişkileri kullanılarak şu şekilde verilebilir:

$$\begin{aligned} \varepsilon_x &= \frac{\partial u}{\partial x} = -z\frac{\partial^2 w}{\partial x^2} + f(z)\frac{\partial \phi}{\partial x} \\ \varepsilon_y &= \frac{\partial v}{\partial y} = -z\frac{\partial^2 w}{\partial y^2} + f(z)\frac{\partial \psi}{\partial y} \\ \gamma_{xy} &= \frac{\partial u}{\partial y} + \frac{\partial v}{\partial x} = -2z\frac{\partial^2 w}{\partial x\,\partial y} + f(z)\left(\frac{\partial \phi}{\partial y} + \frac{\partial \psi}{\partial x}\right) \\ \gamma_{zx} &= \frac{\partial u}{\partial z} + \frac{\partial w}{\partial x} = \frac{\mathrm{d}f(z)}{\mathrm{d}z}\phi \\ \gamma_{yz} &= \frac{\partial v}{\partial z} + \frac{\partial w}{\partial y} = \frac{\mathrm{d}f(z)}{\mathrm{d}z}\psi \end{aligned} \tag{1.13}$$

$$f(z) = z\exp\left[-2\left(\frac{z}{h}\right)^2\right], \frac{\mathrm{d}f(z)}{\mathrm{d}z} = \exp\left[-2\left(\frac{z}{h}\right)^2\right]\left[1 - 4\left(\frac{z}{h}\right)^2\right]. \tag{1.14}$$

1.2.4.2 Gerilme-Şekil Değiştirme İlişkisi

İzotropik bir levhanın gerilme-şekil değiştirme ilişkileri Hooke kanunu kabul alınarak Sayyad ve Ghugal'ın (2012) ifadesine göre şu şekilde yazılabilir:

$$\begin{Bmatrix}\sigma_x\\ \sigma_y\\ \tau_{xy}\\ \tau_{zx}\\ \tau_{yz}\end{Bmatrix} = \frac{E}{1-\mu^2}\begin{bmatrix}1 & \mu & 0 & 0 & 0\\ \mu & 1 & 0 & 0 & 0\\ 0 & 0 & \frac{1-\mu}{2} & 0 & 0\\ 0 & 0 & 0 & \frac{1-\mu}{2} & 0\\ 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{1-\mu}{2}\end{bmatrix}\begin{Bmatrix}\varepsilon_x\\ \varepsilon_y\\ \gamma_{xy}\\ \gamma_{zx}\\ \gamma_{yz}\end{Bmatrix} \tag{1.15}$$

Burada E, Elastisite Modülü ve μ, malzemenin Poisson oranıdır.

Temel denklemler ve sınır koşulları plakanın sanal çalışma prensibi şu şekilde yazılabilir:

$$\begin{aligned}&\int_{z=-\frac{h}{2}}^{z=\frac{h}{2}}\int_{y=0}^{y=b}\int_{x=0}^{x=a}\left[\sigma_x\delta\varepsilon_x+\sigma_y\delta\varepsilon_y+\tau_{yz}\delta\gamma_{yz}+\tau_{zx}\delta\gamma_{zx}+\tau_{xy}\delta\gamma_{xy}\right]\mathrm{d}x\mathrm{d}y\mathrm{d}z-\\ &\int_{y=0}^{y=b}\int_{x=0}^{x=a}q(x,y)\delta w\mathrm{d}x\mathrm{d}y-\\ &\int_{y=0}^{y=b}\int_{x=0}^{x=a}\left[N_{xx}^0\frac{\partial^2 w}{\partial x^2}+N_{yy}^0\frac{\partial^2 w}{\partial y^2}+2N_{xy}^0\frac{\partial^2 w}{\partial x\,\partial y}\right]\delta w\mathrm{d}x\mathrm{d}y=0,\end{aligned} \tag{1.16}$$

Burada q (x, y), z = −h/2 yüzeyinde aşağı z yönünde etki eden enine yüktür.

Plakanın kalınlığı ile bütünleşerek, stres bileşkeleri açısından diferansiyel denklemleri ve ilgili sınır koşullarını yöneten aşağıdaki denkleme dönüşür

$$\begin{aligned}&\frac{\partial^2 M_x}{\partial x^2}+2\frac{\partial^2 M_{xy}}{\partial x\,\partial y}+\frac{\partial^2 M_y}{\partial y^2}+N_{xx}^0\frac{\partial^2 w}{\partial x^2}+N_{yy}^0\frac{\partial^2 w}{\partial y^2}+2N_{xy}^0\frac{\partial^2 w}{\partial x\,\partial y}+q(x,y)=0,\\ &\frac{\partial N_{sx}}{\partial x}+\frac{\partial N_{sxy}}{\partial y}-N_{Tcx}=0,\\ &\frac{\partial N_{sy}}{\partial y}+\frac{\partial N_{sxy}}{\partial x}-N_{Tcy}=0.\end{aligned} \tag{1.17}$$

Elde edilen x = 0 ve x = b'deki sınır koşulları aşağıdaki biçimdedir:

$$V_x = 0 \text{ V } w \text{ öngörülür}$$

$$M_x = 0 \text{ V } \frac{\partial w}{\partial x} \text{ öngörülür}$$

$$N_{sx} = 0 \text{ V } \phi \text{ öngörülür}$$

$$N_{sxy} = 0 \text{ V } \psi \text{ öngörülür.}$$

Elde edilen y = 0 ve y = b'deki sınır koşulları aşağıdaki biçimdedir:

$$V_y = 0 \text{ V } w \text{ öngörülür}$$

$$M_y = 0 \text{ V } \frac{\partial w}{\partial y} \text{ öngörülür ,}$$

$$N_{sxy} = 0 \text{ V } \phi \text{ öngörülür}$$

$$N_{sy} = 0 \text{ V } \psi \text{ öngörülür}$$

Plakanın köşelerindeki reaksiyon aşağıdaki biçimdedir:

$$M_{xy} = 0 \text{ V } w \text{ öngörülür}$$

Gerilim sonuçları, ana denklemlerde görünür ve sınır koşulları şu şekilde verilir:

$$\begin{aligned}
\left(M_x, M_y, M_{xy}\right) &= \int_{-h/2}^{h/2} \left(\sigma_x, \sigma_y, \tau_{xy}\right) z \mathrm{d}z \\
\left(N_{sx}, N_{sy}, N_{sxy}\right) &= \int_{-h/2}^{h/2} \left(\sigma_x, \sigma_y, \tau_{xy}\right) f(z) \mathrm{d}z \\
\left(N_{Tcx}, N_{Tcy}\right) &= \int_{-h/2}^{h/2} \left(\tau_{zx}, \tau_{yz}\right) \frac{\mathrm{d}f(z)}{\mathrm{d}z} \mathrm{d}z \\
V_x &= \frac{\partial M_x}{\partial x} + 2\frac{\partial M_{xy}}{\partial y} \\
V_y &= \frac{\partial M_y}{\partial y} + 2\frac{\partial M_{xy}}{\partial x}
\end{aligned} \tag{1.18}$$

Elde edilen yer değiştirme alanında (w, φ ve ψ) kullanılan bilinmeyen yer değiştirme değişkenleri açısından hakim diferansiyel denklemler aşağıdaki gibidir:

$$\begin{aligned}
&D_1\left(\frac{\partial^4 w}{\partial x^4} + 2\frac{\partial^4 w}{\partial x^2\,\partial y^2} + \frac{\partial^4 w}{\partial y^4}\right) - D_2\left(\frac{\partial^3 \phi}{\partial x^3} + \frac{\partial^3 \phi}{\partial x\,\partial y^2} + \frac{\partial^3 \psi}{\partial y^3} + \frac{\partial^3 \psi}{\partial x^2\,\partial y}\right) = \\
&\qquad q(x,y) + N_{xx}^0\frac{\partial^2 w}{\partial x^2} + N_{yy}^0\frac{\partial^2 w}{\partial y^2} + 2N_{xy}^0\frac{\partial^2 w}{\partial x\,\partial y}, \\
&D_2\left(\frac{\partial^3 w}{\partial x^3} + \frac{\partial^3 w}{\partial x\,\partial y^2}\right) - D_3\left(\frac{\partial^2 \phi}{\partial x^2} + \frac{1-\mu}{2}\frac{\partial^2 \phi}{\partial y^2}\right) + D_4\phi - D_3\left(\frac{1+\mu}{2}\right)\frac{\partial^2 \psi}{\partial x\,\partial y} = 0, \\
&D_2\left(\frac{\partial^3 w}{\partial y^3} + \frac{\partial^3 w}{\partial x^2\,\partial y}\right) - D_3\left(\frac{1-\mu}{2}\frac{\partial^2 \psi}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 \psi}{\partial y^2}\right) + D_4\psi - D_3\left(\frac{1+\mu}{2}\right)\frac{\partial^2 \phi}{\partial x\,\partial y} = 0.
\end{aligned} \tag{1.19}$$

Bilinmeyen yer değiştirme değişkenleri açısından ilişkili tutarlı sınır koşulları x = 0 ve x = a kenarları boyunca elde edilenler aşağıdaki gibidir:

$$\begin{aligned}
&D_1\left[\frac{\partial^3 w}{\partial x^3}+(2-\mu)\frac{\partial^3 w}{\partial x\,\partial y^2}\right]-\\
&D_2\left[\frac{\partial^2 \phi}{\partial x^2}+(1-\mu)\frac{\partial^2 \phi}{\partial y^2}+\frac{\partial^2 \psi}{\partial x\,\partial y}\right]=0 \text{ V } w \text{ öngörülür}\\
&D_1\left(\frac{\partial^2 w}{\partial x^2}+\mu\frac{\partial^2 w}{\partial y^2}\right)-D_2\left(\frac{\partial \phi}{\partial x}+\mu\frac{\partial \psi}{\partial y}\right)=0 \text{ V } \frac{\partial w}{\partial x} \text{ öngörülür,}\\
&D_2\left(\frac{\partial^2 w}{\partial x^2}+\mu\frac{\partial^2 w}{\partial y^2}\right)-2D_3\left(\frac{\partial \phi}{\partial x}+\mu\frac{\partial \psi}{\partial y}\right)=0 \text{ V } \phi \text{ öngörülür,}\\
&D_3\left(\frac{\partial \psi}{\partial x}+\frac{\partial \phi}{\partial y}\right)-D_2\frac{\partial^2 w}{\partial x\,\partial y}=0 \text{ or } \psi \text{ V öngörülür.}
\end{aligned} \tag{1.20}$$

Bilinmeyen yer değiştirme değişkenleri açısından ilişkili tutarlı sınır koşulları y = 0 ve y = b kenarları boyunca elde edilen değerler aşağıdaki gibidir:

$$\begin{aligned}
&D_1\left[\frac{\partial^3 w}{\partial y^3}+(2-\mu)\frac{\partial^3 w}{\partial x^2\,\partial y}\right]-\\
&D_2\left[\frac{\partial^2 \psi}{\partial y^2}+(1-\mu)\frac{\partial^2 \psi}{\partial x^2}+\frac{\partial^2 \phi}{\partial x\,\partial y}\right]=0 \text{ V } w \text{ is öngörülür,}\\
&D_1\left(\mu\frac{\partial^2 w}{\partial x^2}+\frac{\partial^2 w}{\partial y^2}\right)-D_2\left(\mu\frac{\partial \phi}{\partial x}+\frac{\partial \psi}{\partial y}\right)=0 \text{ V } \frac{\partial w}{\partial y} \text{ is öngörülür,}\\
&D_3\left(\frac{\partial \psi}{\partial x}+\frac{\partial \phi}{\partial y}\right)-D_2\frac{\partial^2 w}{\partial x\,\partial y}=0 \text{ V } \phi \text{ öngörülür,}\\
&D_2\left(\mu\frac{\partial^2 w}{\partial x^2}+\frac{\partial^2 w}{\partial y^2}\right)-2D_3\left(\mu\frac{\partial \phi}{\partial x}+\frac{\partial \psi}{\partial y}\right)=0 \text{ V } \psi \text{ is öngörülür.}
\end{aligned} \tag{1.21}$$

Elde edilen bilinmeyen yer değiştirme değişkenleri (w, φ ve ψ) cinsinden sınır koşulu plakanın köşeleri boyunca:

$$2D_1\frac{\partial^2 w}{\partial x\,\partial y}-D_2\left(\frac{\partial \phi}{\partial y}+\frac{\partial \psi}{\partial x}\right)=0 \text{ V } w \text{ öngörülür,} \tag{1.22}$$

Sabitlerin ana denklemlerde göründüğü yer ve sınır koşulları aşağıdaki gibidir

$$D_1=\frac{Eh^3}{12(1-\mu^2)}, D_2=\frac{A_0E}{(1-\mu^2)}, D_3=\frac{B_0E}{(1-\mu^2)}, D_4=\frac{C_0E}{2(1+\mu)} \tag{1.23}$$

$$A_0=\int_{-\frac{h}{2}}^{\frac{h}{2}} zf(z)\mathrm{d}z, B_0=\int_{-\frac{h}{2}}^{\frac{h}{2}} f^2(z)\mathrm{d}z, C_0=\int_{-\frac{h}{2}}^{\frac{h}{2}}\left[\frac{\mathrm{d}f(z)}{\mathrm{d}z}\right]^2\mathrm{d}z. \tag{1.24}$$

Basit mesnetli izotropik kare plakanın kritik burkulma yükleri bu bölümde ilk olarak Navier çözümlemesi kullanılarak belirlenecektir. Statik burkulma denklemi aşağıdaki gibidir.

$$N_{xx}^0 = -N_0, N_{yy}^0 = kN_{xx}^0 \text{ ve } N_{xy}^0 = 0$$

$$D_1\left(\frac{\partial^4 w}{\partial x^4} + 2\frac{\partial^4 w}{\partial x^2\,\partial y^2} + \frac{\partial^4 w}{\partial y^4}\right) - D_2\left(\frac{\partial^3 \phi}{\partial x^3} + \frac{\partial^3 \phi}{\partial x\,\partial y^2} + \frac{\partial^3 \psi}{\partial y^3} + \frac{\partial^3 \psi}{\partial x^2\,\partial y}\right) = -N_0\left(\frac{\partial^2 w}{\partial x^2} + k\frac{\partial^2 w}{\partial y^2}\right)$$

$$D_2\left(\frac{\partial^3 w}{\partial x^3} + \frac{\partial^3 w}{\partial x\,\partial y^2}\right) - D_3\left(\frac{\partial^2 \phi}{\partial x^2} + \frac{1-\mu}{2}\frac{\partial^2 \phi}{\partial y^2}\right) + D_4\phi - D_3\left(\frac{1+\mu}{2}\right)\frac{\partial^2 \psi}{\partial x\,\partial y} = 0$$

$$D_2\left(\frac{\partial^3 w}{\partial y^3} + \frac{\partial^3 w}{\partial x^2\,\partial y}\right) - D_3\left(\frac{1-\mu}{2}\frac{\partial^2 \psi}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 \psi}{\partial y^2}\right) + D_4\psi - D_3\left(\frac{1+\mu}{2}\right)\frac{\partial^2 \phi}{\partial x\,\partial y} = 0. \quad (1.25)$$

Aşağıdakiler, basit mesnetli izotropik levhanın sınır koşullarıdır.

$$w = \psi = M_x = N_{sx} = 0 \text{ ise } x = 0 \text{ veya } x = a$$
$$w = \phi = M_y = N_{sy} = 0 \text{ ise } y = 0 \text{ veya } y = b \quad (1.26)$$

Aşağıdaki yer değiştirme işlevleri w (x, y), φ (x, y) ve ψ (x, y) otomatik olarak seçilir. Denklemler'deki sınır koşulları:

$$w(x,y) = \sum_{m=1}^{\infty}\sum_{n=1}^{\infty} w_{mn}\sin\,\alpha x\sin\,\beta y$$
$$\phi(x,y) = \sum_{m=1}^{\infty}\sum_{n=1}^{\infty} \phi_{mn}\cos\,\alpha x\sin\,\beta y \quad (1.27)$$
$$\psi(x,y) = \sum_{m=1}^{\infty}\sum_{n=1}^{\infty} \psi_{mn}\sin\,\alpha x\cos\,\beta y$$

Burada α = mπ/a, β = nπ/b ve w_{mn}, ϕ_{mn} ve ψ_{mn}bilinmeyen katsayılardır. Üç yönetene sahip diferansiyel denklem kümesinde aşağıdaki matris formunu elde eder

$$\left\{\begin{bmatrix} K_{11} & K_{12} & K_{13} \\ K_{21} & K_{22} & K_{23} \\ K_{31} & K_{32} & K_{33} \end{bmatrix} - N_0\begin{bmatrix} N_{11} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 \end{bmatrix}\right\}\begin{Bmatrix} w_{mn} \\ \phi_{mn} \\ \psi_{mn} \end{Bmatrix} = 0 \quad (1.28)$$

$$K_{11} = D_1(\alpha^4 + \beta^4 + 2\alpha^2\beta^2)$$
$$K_{12} = -D_2(\alpha^3 + \alpha\beta^2)$$
$$K_{13} = -D_2(\beta^3 + \alpha^2\beta),$$
$$K_{22} = D_3\left[\frac{1-\mu}{2}\beta^2 + \alpha^2\right] + D_4,$$
$$K_{23} = D_3\left(\frac{1+\mu}{2}\right)\alpha\beta, \quad (1.29)$$
$$K_{33} = D_3\left[\frac{1-\mu}{2}\alpha^2 + \beta^2\right] + D_4,$$
$$N_{11} = \alpha^2 + k\beta^2.$$

Fiziksel olmayan bir çözüm için, Denklem'deki katsayı matrisinin determinantı sıfır olmalıdır. Bu burkulma yükü için aşağıdaki ifadeyi verir:

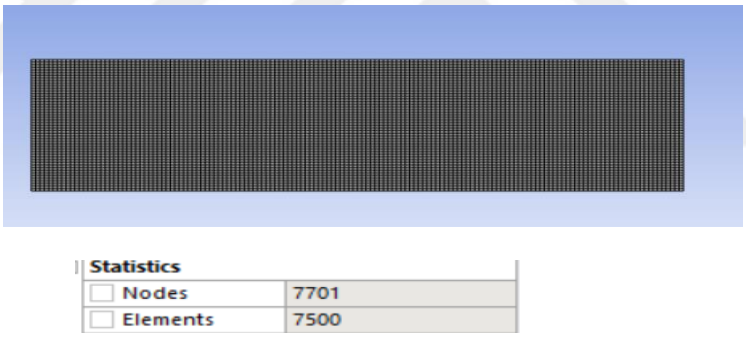
$$N_0 = \frac{K_{11}\begin{vmatrix} K_{22} & K_{23} \\ K_{32} & K_{33} \end{vmatrix} - K_{12}\begin{vmatrix} K_{21} & K_{23} \\ K_{31} & K_{33} \end{vmatrix} + K_{13}\begin{vmatrix} K_{21} & K_{22} \\ K_{31} & K_{32} \end{vmatrix}}{N_{11}\begin{vmatrix} K_{22} & K_{23} \\ K_{32} & K_{33} \end{vmatrix}} \tag{1.30}$$

Her m ve n seçimi için, karşılık gelen benzersiz bir N_0 değeri vardır. Kritik burkulma yük N_0 (m, n)'nin en küçük değeridir. Elde edilen bu matris sistemleri, günümüz teknolojisiyle, sonlu elemanlar uygulamaları kullanılarak çözümlenebilmektedir. Bölüm 2.2'de uygulamayla birlikte teori ve pratik olarak aktarılan bu kavramlar aktarılmaya çalışılmıştır.

2. PANELLERİN ELASTOPLASTİK DAVRANIŞLARININ ANALİTİK VE DENEYSEL YÖNTEMLERLE KARŞILAŞTIRILMASI

2.1 Boyuna Destek Elemanı Bulundurmayan Panellerin Lineer Burkulma Analizinin Analitik Çözüm ile Karşılaştırması

Bu bölümde öncelikle, boyuna destek eleman bulundurmayan basit bir panelin analizi yapılmıştır. Panel öncelikle sonlu elemanlar metoduyla modellenmiştir. Daha sonra önceki bölümlerde bahsettiğimiz, nonlineer bölgeye geçiş için gerekli olan ilk burkulma modu hesap edilerek kritik yüke ulaşılmıştır. Elde edilen kritik yük, analitik yöntemlerle çözümlenerek doğruluğu irdelenmiştir.

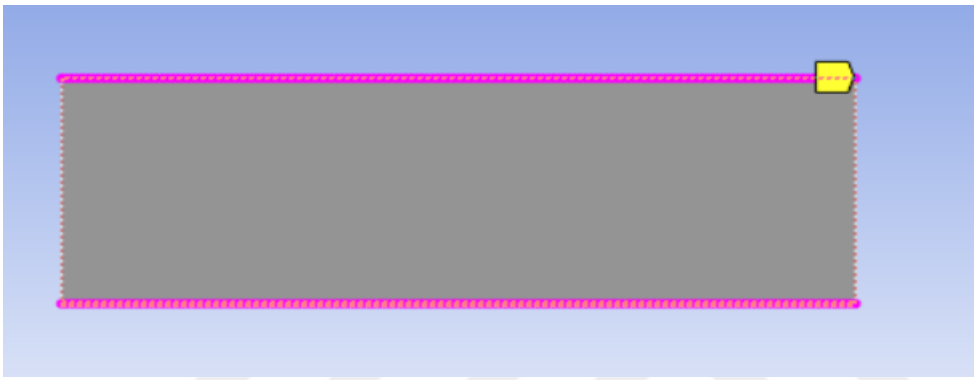


Şekil 2.1 : Panelin mesh durumu.

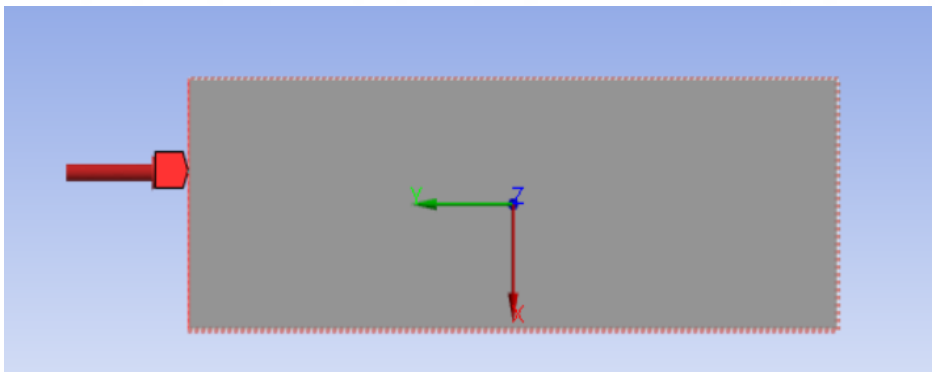
Ansys'te sonlu elemanlar metoduyla modellenen panelin geometrisi yukarıdaki şekil 2.1'de gösterilmiştir.

Sınır koşulları her kenardan basit mesnetli olarak pembe renkte, tüm ağ noktalarını kapsayacak şekilde tanımlanmıştır.

Şekil 2.2 : Panelin sınır koşulları.

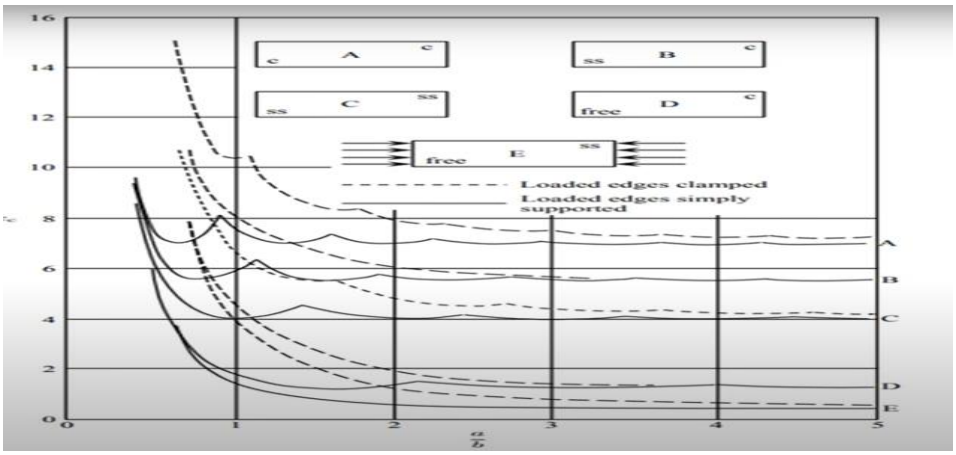


Şekil 2.3 : Panelin sınır koşulları.



Şekil 2.4 : Panelin yükleme durumu.

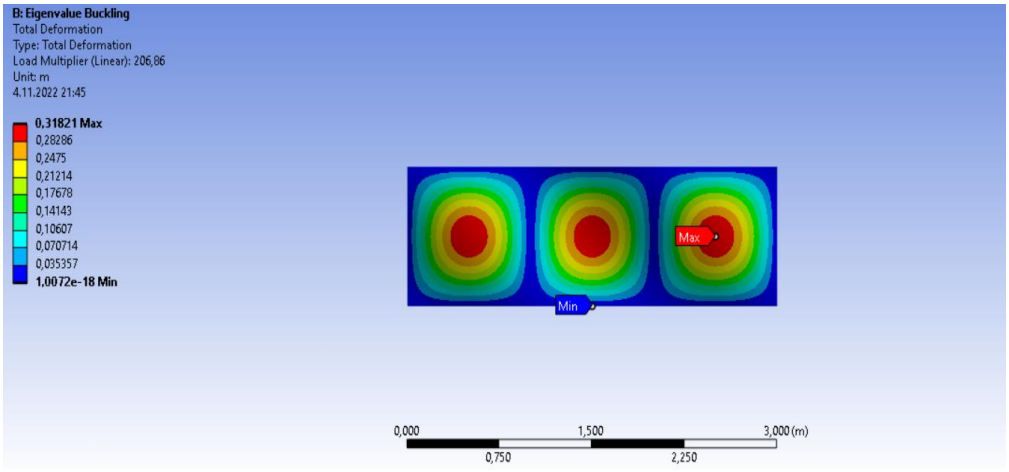
Panelin sınır koşulları ve yükleme durumu yukarıdaki şekil 2.2, şekil 2.3 ve şekil 2.4'te gösterildiği gibi Ansys'te modellenmiştir.



Şekil 2.5 : Burkulma faktörü diyagramı (Chen, 2003).

Analitik çözüm için kabul edilen burkulma faktörü diyagramı aşağıda şekil 2.5'te gösterilmiştir. Bu faktör, Euler metodunda panelin sınır koşullarına göre ve geometrik değerlerine göre farklılık göstermektedir. Modellenen panel geometrisi, ilk olarak bu sınırlar içerisinde seçilmiştir. Yapılan analiz için grafikten alınan burkulma faktörü "dört" hesap edilmiştir.

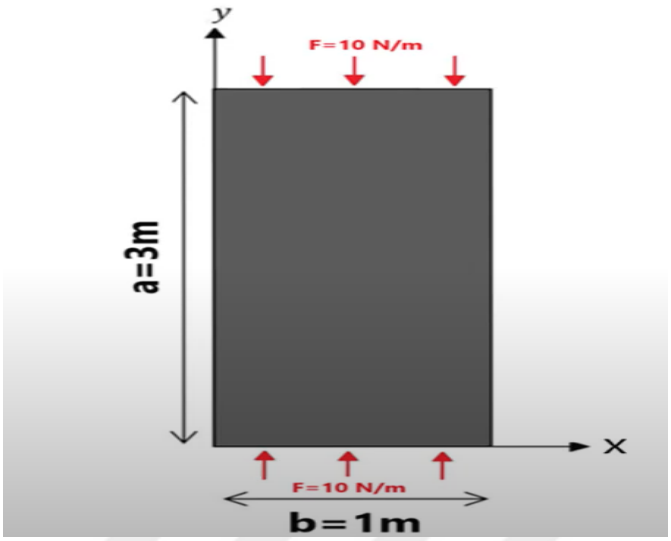
Böylelikle, ampirik olarak hesaplama yapabilmek amacıyla tüm değerler elimizde mevcuttur. Sıradaki kısımda farklı tasarımlar, ampirik formül kullanılarak kritik burkulma yükleri hesaplanacaktır. Daha sonrasında bu tasarımlar "Ansys Apdl" modulü kullanılarak sonlu elemanlar metoduyla modellenip, kritik burkulma yükleri hesaplanacaktır.



Şekil 2.6 : Panelin analiz sonucundaki kritik burkulma yükü

İlk tasarıma ait sonlu elemanlar analizinin sonucu aşağıdaki şekil 2.6'da gösterilmiştir.

a	Yüksüz Uzun kenar
b	Yüklü Kısa Kenar
h	Kalınlık
E	Elastic Modülüs
v	Poisson Oranı
Kc	Burkulma Faktörü



Şekil 2.7 : Modellenen panel geometrisi.

Şekil 2.7'de panele ait geometrik değerler ve kritik burkulma yükü hesaplamalarında kullanılacak olan kısaltmalar aktarılmıştır.

Aşağıdaki çizelge 2.1'de analitik yöntemle elde edilen kritik burkulma sonucu aktarılmıştır.

Çizelge 2.1 : Analitik yöntemle panel sonuçları.

$D = \frac{E \cdot h^3}{12(1-v^2)}$	52,37 N.m
Nkritik yük= $N_{x_{\text{kr}}} = -\frac{k_c \pi^2 D}{b^2}$	2067,485 N/m

Görüldüğü üzere kritik burkulma yükü hesaplanıldığında, panelin Euler Analitik çözümü ve SEA ile farkı aşağıdaki çizelge 2.2'de belirtildiği gibi hesaplanmıştır.

Çizelge 2.2 : Analitik sonuç ve SEA karşılaştırılması

Euler metodu Sonuçları	SEA Sonuçları	Fark
2067,485	2068,6	0,054%

Elde edilen bu sonuçlar çok yakın çıkmaktadır fakat bu teoremi incelediğimizde çok önemli bir nokta elde edilen sonuçları etkilemektedir. Önceden bahsettiğimiz

tasarımların değişmesiyle, burkulma faktörü ve narinlik katsayısı, kritik yük hesaplamalarında ciddi etkiye sahiptir. İlk olarak L/T oranı sabit tutulup tasarımları değiştirdiğimizde elde edilen sonuçlar farklılık göstermektedir. Panelin boyu uzatılıp, kalınlığı arttırıldığında kritik yüklerin sonuçlarında ciddi derecelerde farklar gözlenmektedir. Analitik çözümde kullanılan L/T oranı değiştirildiğinde elde edilen sonuçlar, aşağıdaki çizelge 2.3'te ve çizelge 2.4'te gösterilmiştir. Euler formülasyonunu, burkulma faktörüne ve belirli geometrilere bağlı olarak incelediğimizde, bazı panellerde yakın sonuç verdiği; oran değiştiğinde farklı sonuçlar verdiği görülmektedir. Sonuçlar incelendiğinde, geometrinin belirli şartlar altında değiştiğinde, kritik yük değerlerinin sonlu elemanlar analizlerinde büyük sıçralamalar yaptığını fakat ampirik formül içerisinde yaklaşık olarak aynı oranlarda değiştiğini görmekteyiz. Bu sebeple ampirik formülün doğru hesaplama yapmak bakımından yetersizliği dolayısıyla diğer bölümde validasyon için deneysel bir yaklaşım tercih edilmiştir. Bu bölümde uygulanan analizler "Ansys Apdl" modülü kullanılarak yapılmıştır. Yapılan analizlerin sınır şartları ve sonuçları Ek A bölümünde yer almaktadır.

Çizelge 2.3 : Kenar uzunluğu ve panel kalınlığı oranları değiştirilerek elde edilen sonuçların SEA ile karşılaştırılması

L (m)	T(m)	L/T	Kritik Yük SEA (N/m)	Euler Metoduyla Kritik Yük (N/m)
1	0,005	200	16012,4	57,9
2	0,01	200	32325,26	115,9
4	0,02	200	65265,9	231,9
1	0,005	200	16012,4	57,9
1	0,01	100	127770	463,9
1	0,02	50	1010000000	3711,3
1	0,005	200	16012,4	57,9
2	0,005	400	4044,13	14,4
4	0,005	800	1021,33	3,6

Yukarıdaki çizelge 2.3'te, kritik yüklemelerin paneller için ne kadar değişkenlik gösterdiği görülmektedir.

Ayrıca çizelge 2.4'te, farklı tasarımlara sahip kirişlerin kritik yüklerinin çözümü için Euler metodu ve sonlu elemanlar metodu karşılaştırılmıştır. Euler teoremlerinin kirişler için daha mantık çerçevesinde sonuçlar verdiği görülmüştür. Kiriş tasarımları, ilk olarak kirişin boyu (H) değiştirilerek incelenmiş, ikinci olarak kare şeklindeki en kesidinin boyutları (B) değiştirilerek incelenmiş ve son olarak kiriş hem boy hem en kesit değiştirilerek incelenmiştir. Elde edilen sonuçlar dikkate alındığında, Euler metodunun kirişler için SEA ile daha mantık çerçevesinde sonuçlar verdiği görülmektedir. Fakat yapı boyutsal olarak büyütüldüğünde yine ciddi farklar oluştuğu gözlenmektedir. Bu sebeple, Euler metodunun, kirişler için belirli sınırlar içerisinde pratik çözümler sağladığını kabul edebiliriz fakat kesin mühendislik hesabı olarak yetersiz kaldığını yine yapılan analizler sonucunda görebilmekteyiz. Yapılan analizlerin sınır şartları ve sonuçları Ek-A bölümünde yer almaktadır.

Çizelge 2.4 : Kirişlerin en kesitlerinde ve uzunluğunda değişimler yapılarak edilen sonuçların SEA ile karşılaştırılması

B(m)	H(m)	Kritik Yük SEA (N/m)	Euler Metoduyla Kritik Yük (N/m)	Fark
0,5	0,5	2210000000	2570209479	16%
0,5	1	1,28E+10	20561675836	61%
0,5	2	1,57E+11	1,64493E+11	5%
0,5	0,5	2210000000	2570209479	16%
1	0,5	4430000000	5140418959	16%
2	0,5	8870000000	10280837918	16%
0,5	0,5	2210000000	2570209479	16%
1	1	2,51E+10	41123351671	64%
2	2	1,85E+11	6,57974E+11	256%

2.2 Stiffenerli Panelin Lineer ve Non-Lineer Burkulma Analizinin Deneysel Çalışma ile Karşılaştırılması

Önceki bölümde elde edilen sonuçlar, doğrulama için yetersiz görülmüştür. Doğrulama için farklı bir yaklaşımla karşılaştırma yapılmasına gerek duyulmuştur. Deneysel bir çalışma referans alınarak (Quinn ve diğ., 2016) sonlu elemanlar metodunun doğrulaması yapılmak istenmiştir. Deneysel çalışmada kullanılan panelin geometrisi "Ansys Workbench" programı içerisinde modellenmiştir.

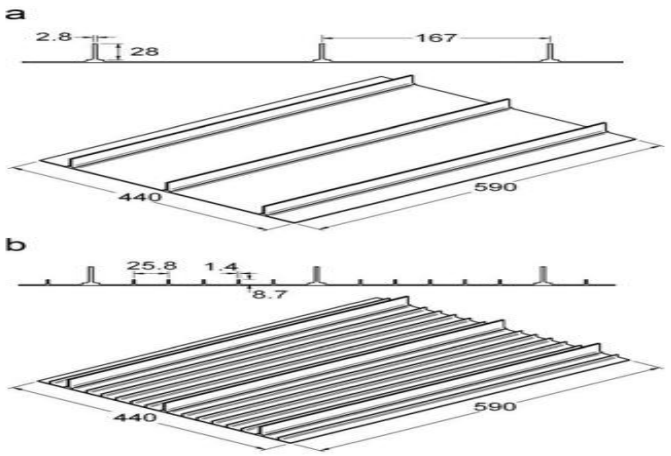


Fig. 2. Test specimen geometry. (a) Specimen A; (b) Specimen B.

Şekil 2.8 : Deneysel çalışma geometrileri (Quinn ve diğ, 2016).

Deneysel çalışmada kullanılan panelin geometrisi yukarıdaki şekil 2.8'de gösterilmiştir.

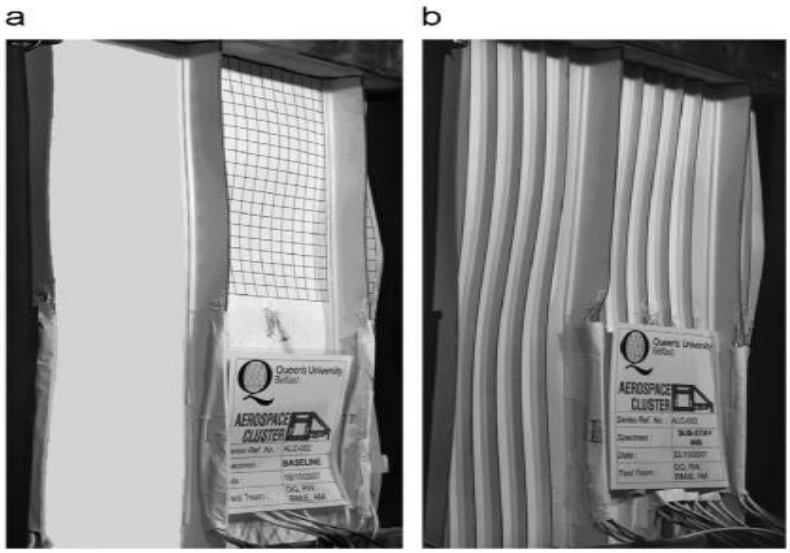
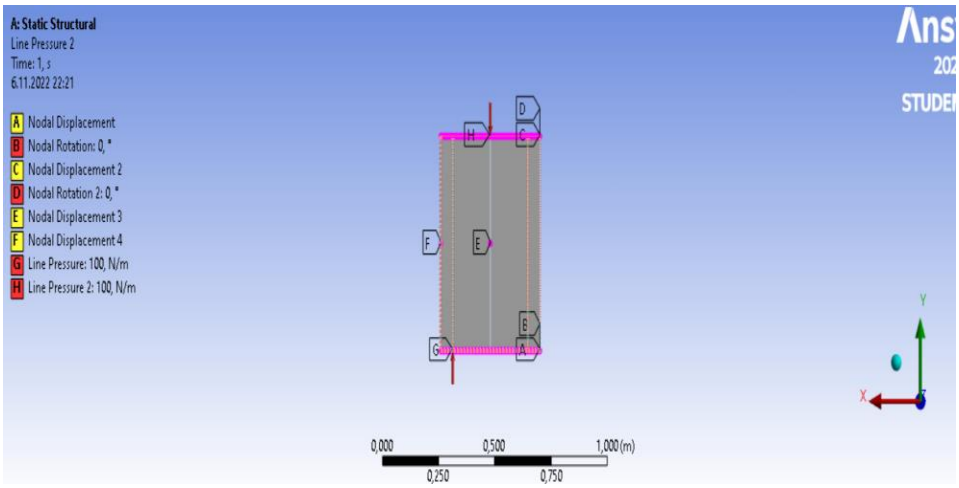


Fig. 5. Specimen collapse modes. (a) Specimen A; (b) Specimen B.

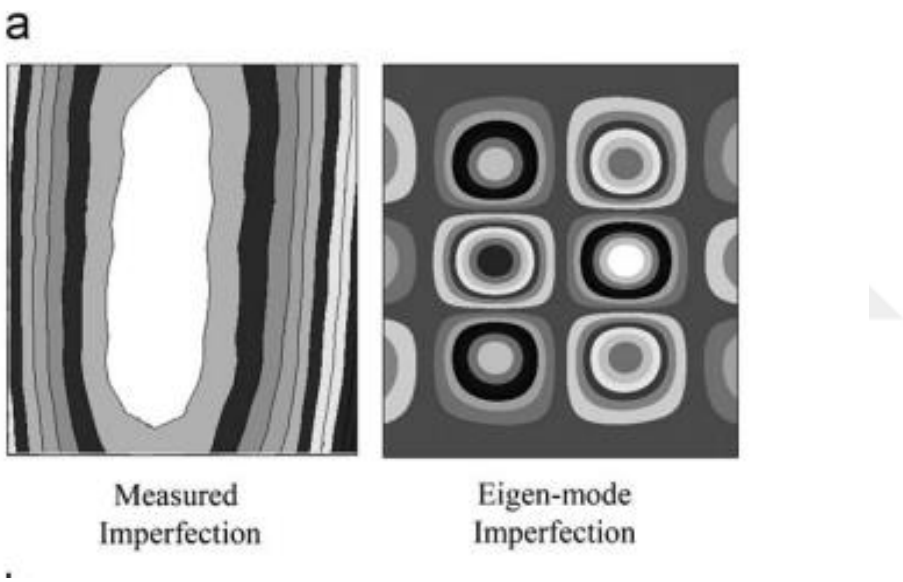
Şekil 2.9 : Deneysel çalışmanın göçme modları (Quinn ve diğ,2016).

Yukarıda şekil 2.9'da deneysel çalışmada kullanılan panelin göçme modları aktarılmıştır. A isimli panel Ansys Programında belirtilen sınır koşulları ve yükleme durumunda modellenmiştir. Deneysel çalışmada olduğu gibi kısa kenarlardan yük tanımlanmıştır. Uzun kenarlar dönmeye ve deplasmana serbest bırakılmıştır. Yapının yüke maruz kalan kısa kenarları dönmeye ve deplasmana karşı sabitlenmiştir. Son olarak yapının ağırlık merkezi ve ağırlık merkezinin uzun kenara paralel olan noktası, dönmeye ve deplasmana karşı (yapının bütünlüğünün sağlanması ve analizin sonuç vermesi için) sabitlenip analiz için gerekli sınır koşulları tanımlanmıştır.



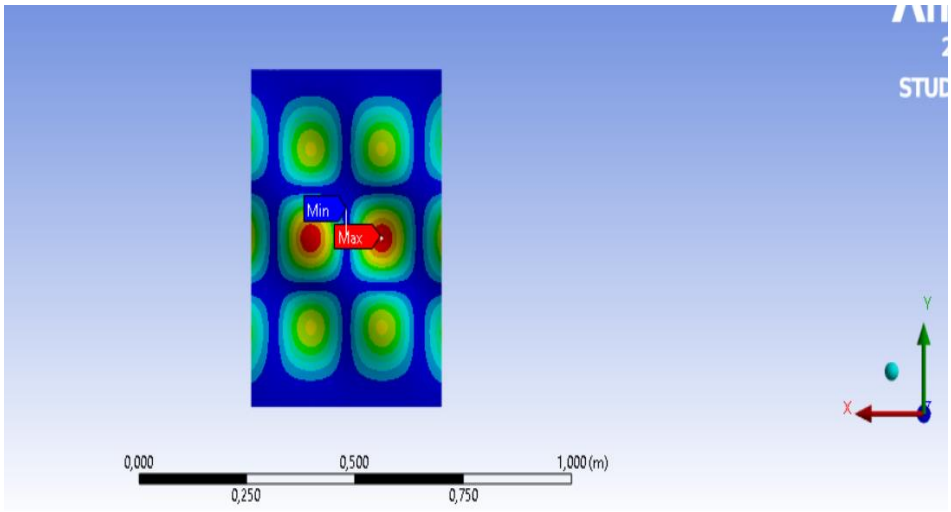
Şekil 2.10 : Panelin sınır koşulları.

Yukarıdaki şekil 2.10'da panelin sınır koşulları ve yükleme durumu aktarılmıştır.



Şekil 2.11 : Deneysel çalışmanın davranışsal sonuçları (Quinn ve diğ, 2016).

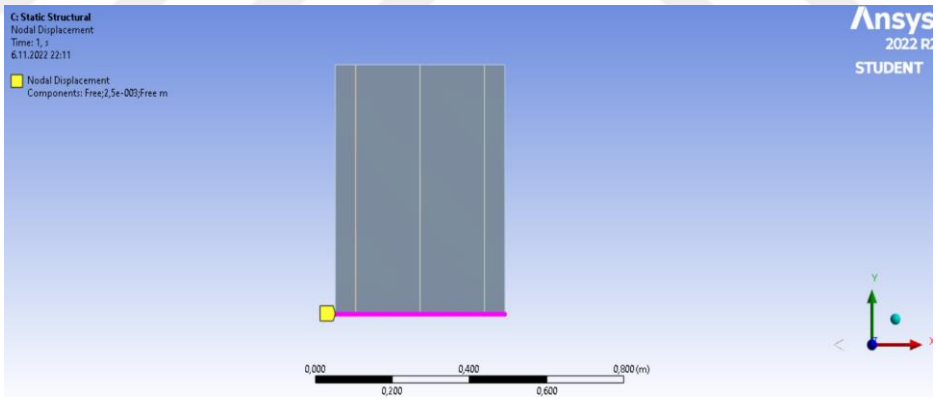
Öncelikle lineer olarak panelin Davranışları gözlemlenmiştir. Deneysel çalışmadan elde edilen sonuçlar yukarıda şekil 2.11'de gösterilmiştir.



Şekil 2.12 : SEA ile analiz edilen deneysel çalışmadaki panelin davranışı.

Yukarıdaki şekil 2.12'de SEA ile elde edilen gerilme kontürleri aktarılmıştır. Bu gerilme davranışları panelin elastoplastik davranışlarını bölgesel olarak anlamak açısından önemlidir

Deneysel çalışma ve sonlu elemanlar analizinden elde edilen sonuçlar benzerlik göstermektedir. Daha sonra nonlineer analiz için elde edilen sonuç panele uygulanıp hesaplamalar tekrardan yapılmıştır.

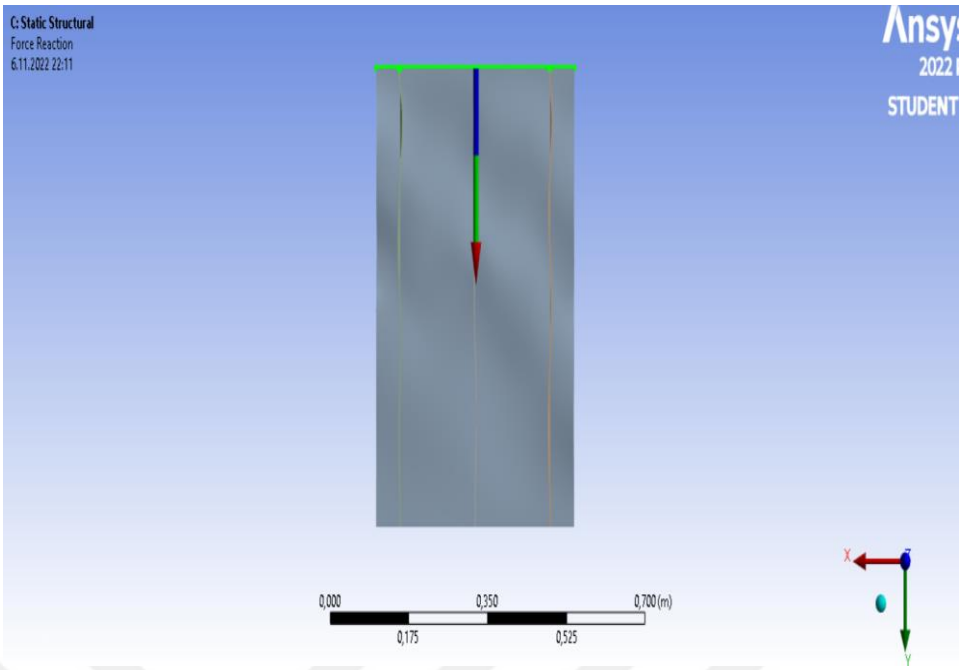


Şekil 2.13 : Panelin başlangıç deformasyonu.

Yukarıdaki şekil 2.13'te görüleceği üzere yapıya başlangıç deformasyonu tanımlanmıştır. Tanımlanan başlangıç deformasyonu, yapının ilk burkulma moduyla birlikte, yapının nonlineer gerilme-şekil değiştirmesini görmemiz açısından önemlidir. Tanımlanan başlangıç deformasyonu referanslara göre tanımlanmıştır. Başlangıç deformasyonu w=0.0025a kabul edilmiştir. Formüldeki "w" başlangıç deformasyonunu, "a" ise kısa kenarın uzunluğudur. (Quinn ve diğ.,2016) (Özdemir, 2013)

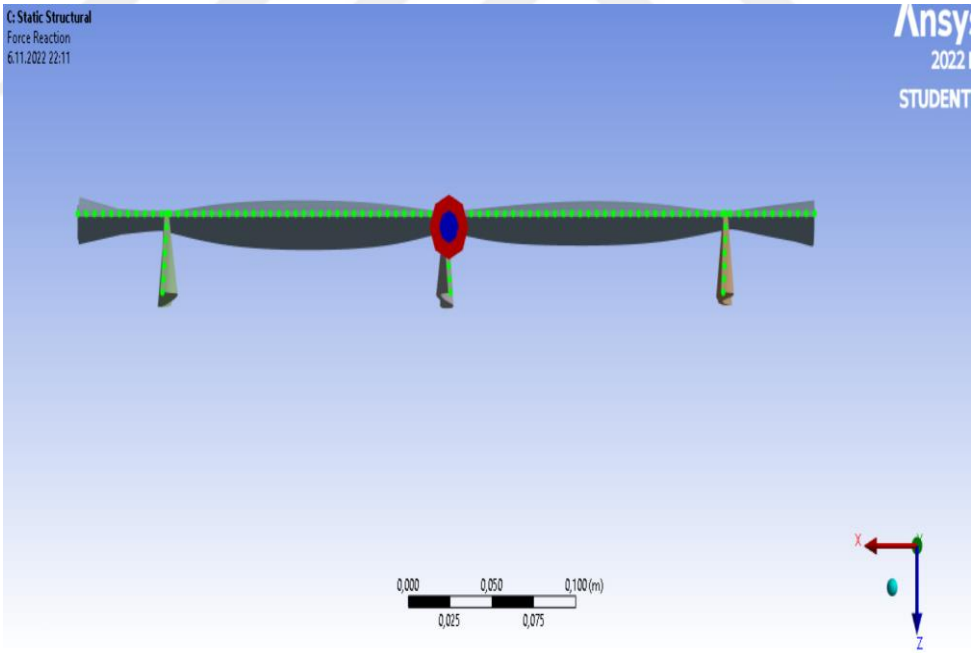
Daha sonrasında aşağıdaki şekil 2.14'de göründüğü gibi panelin kesidinde oluşan kuvvet reaksiyonunu elde etmek amacıyla Ansys "Force Reaction" modülü kullanılmıştır. Bu modül kesit yüzeyini referans alarak, yük ve deplasman arasında kesidin davranışını bizlere aktarmaktadır. Deneysel çalışmada gerinim ölçerler, yüke maruz kalan kesit alanının göçme durumlarını gözlemlemiştir. Bu göçme durumlarında kesidin taşıyabildiği maksimum yük, basma-çekme kuvvetlerinin etkisi altında oluşmaktadır. Bu sebeple kullandığımız analizin içerisindeki teoriyi doğru algılamak ve elde ettiğimiz sonuçların karşılaştırmasını doğru bir şekilde gerçekleştirmek için bu modülü algılamak önem arz etmektedir. Bu modül "Von Mises gerilmeleri" ile deplasman arasında kurulan bir diyagramı bizlere aktarmaktadır. Von Mises gerilmelerini anlamak için termodinamiğin temel yasaları olan enerjinin korunumu ve enerjinin başka bir forma dönüştürülmesini anlamak gereklidir. Yapı belirli bir yüke maruz kaldığında şekil değiştirir ve bu şekil değiştirme enerjisi farklı şekillerde tanımlanır. Volümetrik gerinim, cismin şeklinde herhangi bir değişiklik olmaksızın hacmindeki değişikliği ifade eder. Bu, bir cismin belirli bir oranda ölçeklendirilmesi gibi de düşünülebilir. Buna karşılık deviatorik gerinim, cisimde gözlenen kayma ve bozulma etkilerini ifade eder. Bu iki gerinim şekil değiştirme enerjisinin birer unsurudur. Bu enerji başka bir deyişle, parçanın her bir diferansiyel hacminde depolanan şekil değiştirme enerjisidir. Bu şekil değiştirme enerjisi tüm diferansiyel hacimler üzerinden toplanırsa (veya tüm hacim boyunca integrasyon yapılırsa), parça üzerinde depolanan toplam şekil değiştirme enerjisini elde edebiliriz.

Toplam enerjinin bir kısmı, maddenin hacmini (veya hacimsel gerinimini) değiştirir ve volümetrik enerji olarak bilinir. Enerjinin geri kalan kısmı malzemenin şeklini bozmak için kullanılır ve deviatorik enerji olarak bilinir. Von Mises gerilmesi, deviatorik enerji olan bu gerilme bileşeniyle ilgilidir. Von Mises gerilmesi yapının herhangi bir yükleme durumunda plastik şekil değişimine uğramış olup olmadığını belirlemek için hesaplanan bir değerdir. Herhangi bir noktada hesaplanan gerilmeler, deneysel olarak ölçülen akma noktası ile karşılaştırılabilen, Von Mises gerilmesi olarak bilinen skaler bir değer olarak yazılabilir. (Serdar Korkut, 2017).



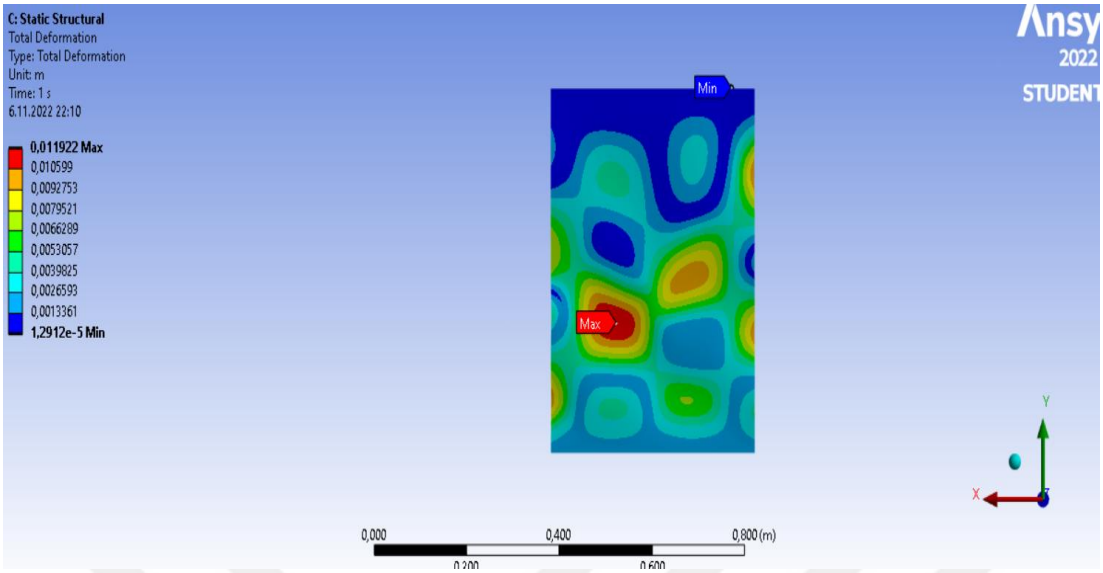
Şekil 2.14 : Panelin kuvvet reaksiyonunun gösterimi.

Yukarıdaki şekil 2.14'te "Ansys" kuvvet reaksiyonu modülü gösterilmiştir.



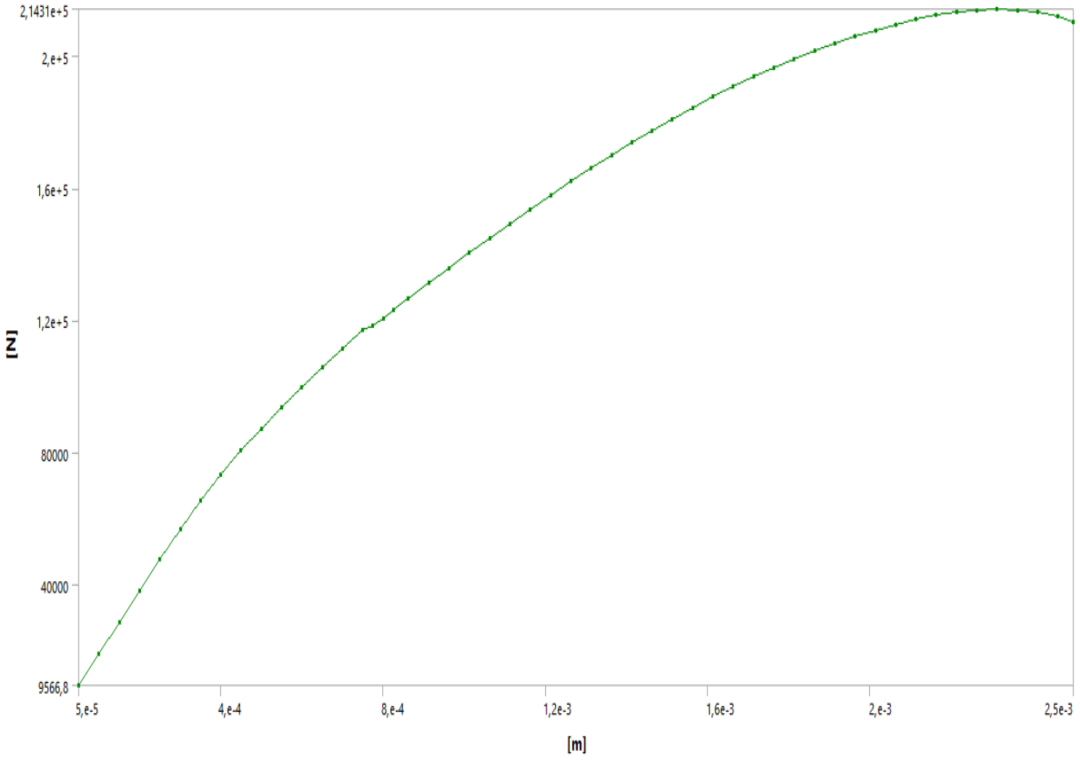
Şekil 2.15 : Eksenel olarak burkulmaya maruz kalan panel.

Reaksiyon kuvvetlerini incelediğimizde plakanın ve stiffenerin davranışının eksenel olarak burkulmaya maruz kaldığını yukarıdaki şekil 2.15'de gözlemleyebilmekteyiz.



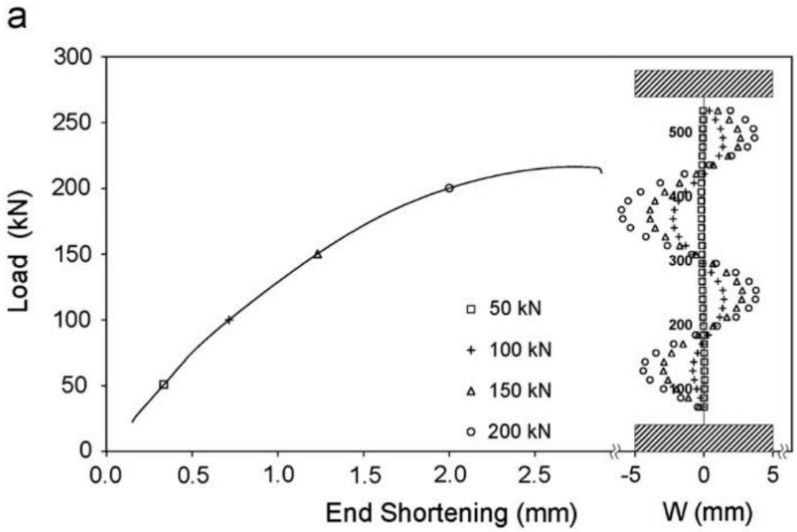
Şekil 2.16 : Panelin deformasyon değerleri.

Yukarıdaki şekil 2.16'da SEA ile elde edilen deformasyon değerleri metre olarak aktarılmıştır.



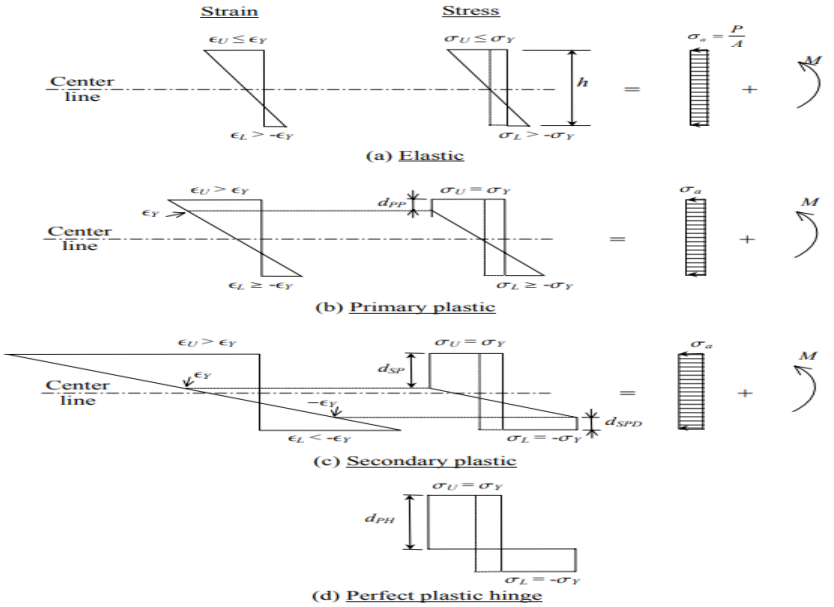
Şekil 2.17 : Reaksiyon kuvvetinin, deformasyon tanımlanan kesit alanına göre grafiği.

Elde edilen sonuçlarla yük-şekil değiştirme eğrisi elde edilmiştir. Eğri yukarıdaki şekil 2.17'de gösterilmektedir.



Şekil 2.18 : A paneli için elde edilen deneysel sonuçlar (Quinn ve diğ, 2016).

Yukarıdaki reaksiyon diyagramı ve deneysel çalışmadan elde edilen şekil 2.18'deki sonuçlar incelendiğinde grafik trendlerinin öncelikle lineer fakat daha sonrasında nonlineer olarak değiştiği görülmektedir. Trendleri incelediğimizde, göçme durumları temel olarak dikkate alınıp algılanılması gerekmektedir. Aşağıdaki diyagram bunu algılamak açısından yardımcı olacaktır. Nihai Mukavemet noktası ise tamamen plastik deformasyona maruz kalıp, yapının daha fazla yük kaldıramadığı gerilme-şekil değiştirme eğrisinin tepe noktasıdır.



Şekil 2.19 : Elastik-plastik davranışlar (Chen,2003).

Şekil 2.19'da Chen'in doktora tezinden alınan bu diyagram, elastik-plastik davranışları algılamak açısından önemlidir. Buradaki Stress: Gerilme, Strain: Şekil değiştirmedir. Dikdörgen en keside sahip sahip homojen bir kirişin, elastik bölge sonrası oluşan plastik bölgeleri, üç bölüme ayrılmıştır.

a) Elastic: Kirişin eğilmesinden dolayı oluşan enerjinin, şekil değiştirme ve gerilme olarak eşit integrale sahip olduğu durumdur. Gerilme-Şekil değiştirme eğrisinde, elastik bölge içerisinde eğimin sabit olma sebebi bu integrasyon ile bağlantılıdır. Ayrıca bu bölge içerisinde bulunan eğrinin eğimi, "Young Modulü" adını verdiğimiz, katı fiziğinde bir katının sertliğini ölçmede kullanılan bir birimdir. Aynı zamanda elastikiyet katsayısı, gerilme katsayısı (hacim katsayısı ve kopma katsayıları farklı elastik katsayılarıdır) olarak da bilinir. Farklı zorlanmalara bağlı olarak değişen farklı gerilmelerin oranı olarak tanımlanır. Bu maddenin bir örneği üzerinde yapılan gerilme testleri sonucunda çıkarılan gerilme-zorlanma grafiğine baz alınarak karar verilen bir olgudur.

b) Primary plastic: Yapının ilk akmaya maruz kaldığı bölge ve kirişte oluşan gerilmelerin, şekil değiştirmeden kaynaklanan kalıcı deformasyonların oluşmaya başladığı bölümdür. Bu deformasyonlar integrasyon farklılığından anlaşılabilir. Eğrinin lineer bir davranıştan uzaklaşması bu şekilde açıklanabilir.

c) Secondary plastic: Yapının akmaya maruz kaldıktan belirli bür süre sonra, şekil değiştirmeden kaynaklanan deformasyonların büyük bir şekilde etkili olduğu plastik bölümdür. Bu bölge içerisinde, gerilme-şekil değiştirme eğrisinin, integrasyon olarak daha fazla etki altında bulunduğu görülebilmektedir. Bu bölge içerisindeki eğri, nonlineer davranışını nihai gerilmeye kadar yapabilmektedir.

d) Perfect plastic hinge: Yapı bu bölge içerisinde nihai mukavemet yüküne ulaşmıştır. Rijitlik açısından yapının bütünlüğü söz konusu değildir. Yapı bu noktadan itibaren daha fazla yük taşıyamaz.

Bu bölgelerdeki kavramlardan yola çıkarak, deneysel çalışmanın nihai gerilmeye ulaştığı nokta ile sonlu elemanlar analizimizin sonucu karşılaştırmak istenmiştir.

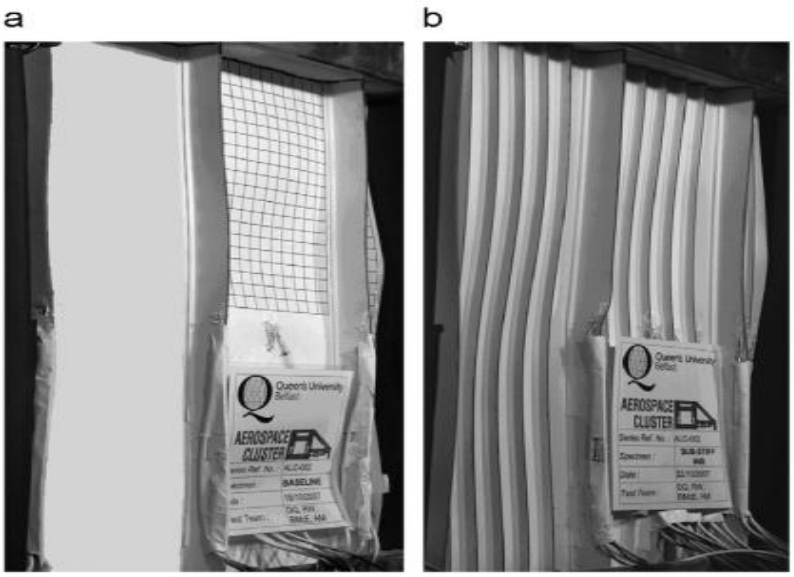
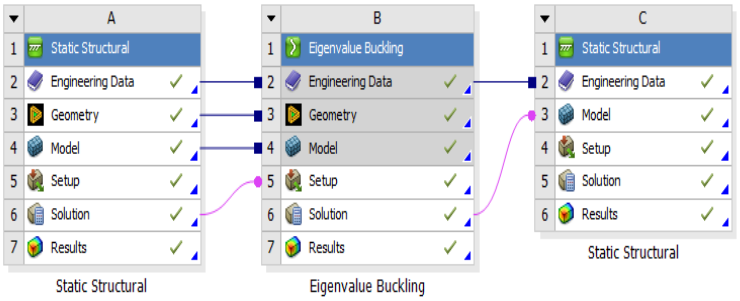


Fig. 5. Specimen collapse modes. (a) Specimen A; (b) Specimen B.

Şekil 2.20 : Deneysel çalışmanın deformasyonları, göçme modları (Quinn ve diğ, 2016).

Yapılan deneysel çalışmanın burkulma modu yukarıdaki şekil 2.20'de gösterilmiştir.



Şekil 2.21 : Ansys Workbench işlem ağacı.

Yapının ilk burkulma modu, "Ansy Workbench" programında nonlineer analizi gerçekleştirmek amacıyla şekil 2.21'de görüldüğü gibi tanımlanmıştır. Nonlineer analiz için paket program içerisindeki her bölüm önem arz etmetedir.

	Specimen A	
	Initial plate buckling load (kN)	Ultimate panel collapse load (kN)
Experimental data	74.5	216.6
Measured imperfection	78.2	212.1
Eigen-mode imperfection	52.8	211.7

Şekil 2.22 : Deneysel çalışmadan elde edilen sonuçlar (Quinn ve diğ,2016).

Gerilim ölçer (Strain Gauge) ile ölçülen A panelinin deneysel sonuçları şekil 2.22'de belirtildiği gibidir.

Deneysel sonuçlar ve SEA ile elde ettiğimiz Reaksiyon kuvvetinin tepe noktasının (Bu nokta panelin taşıyabileceği nihai yükü göstermektedir) karşılaştırılması aşağıda Çizelge 2.5'de gösterilmiştir.

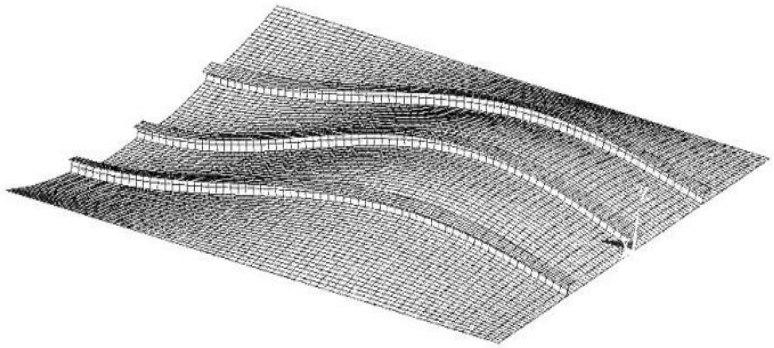
Çizelge 2.5 : Deneysel ve SEA sonuçlarının karşılaştırılması

Deneysel Sonuç	SEA sonucu	Fark
216,6 kN	214,3 kN	1,073%

Referans alınan deneysel çalışma bu bölümde öncelikle algılanmaya çalışılmıştır. Deneysel çalışma, geometrik yapı ve sınır koşulları aynı olacak şekilde, "Ansys" programı kullanılarak, sonlu elemanlar metoduyla modellenip analizler yapılmıştır. Elde edilen analizler sonucunda yapı öncelikle lineer olarak deneysel çalışma ile benzer davranışlar göstermiştir. İkinci olarak, ilk burkulma modu sonlu elemanlara tanımlanmıştır. Nonlineer davranışlar bu şekilde sonlu elemanlar metoduyla incelenmeye çalışılmıştır. SEA sonucunda, yapının en kesidindeki kuvvet reaksiyonu grafiği ve nihai mukavemet noktası elde edilebilmiştir. Bu grafiğin trendi ve nihai mukavemet noktasının, deneysel çalışma ile yakın sonuç vermesiyle sonlu elemanlar metodunun doğrulaması yapılmıştır. Çizelge 2.5 incelendiğinde, yapının taşıyabileceği maksimum yük tespitinin, yüzde bir farkla sonlu elemanlar metoduyla yapılabildiği görülmektedir. Ayrıca analizin daha küçük sonlu elemanlara bölünerek daha kesin sonuçlar elde edilebileceği ayrıca düşünülmelidir. Bu doğrulama (validasyon) çalışmasından elde edilen çıkarımlar ile birlikte sonlu elemanlar metodu, tezimizin ana konusu olan gemi panellerinin elasto-plastik davranışları için inceleme yapabilecek bir metod olarak kabul edilmiştir.

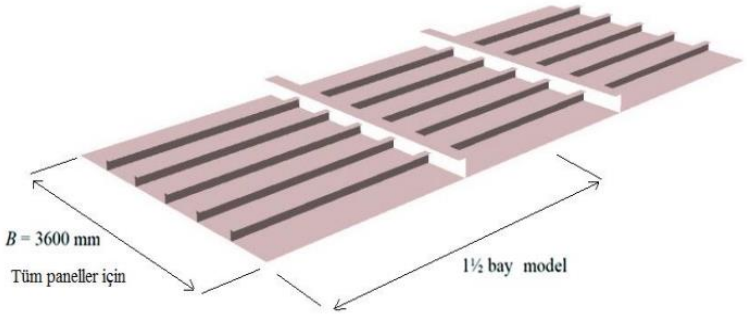
3. GEMİ PANELLERİNİN NONLİNEER BURKULMA ANALİZİ

Bu bölümde temel amaç, lineerlik sınırlarını aşmış bir yapının, sürekli tepkimelere maruz kaldığı durumu analiz etmektir. Yapının nonlineer analizini yapmak amacıyla yapıya bir tetikleyici kuvvet uygulanmalıdır. Başlangıç deformasyonu olarak yapıya ilk burkulma modu uygulanmıştır. Bu burkulma modu, yapıya "Ansys Workbench"te özdeğer burkulma analizi yapılarak elde edilmiştir. Nonlineer analizi yapılacak olan yapıya, referans alınan çalışma ile (Özdemir, 2013) aynı şekilde başlangıç deformasyonu uygulanmıştır.



Şekil 3.1 Stiffenerli global burkulma mode 1 (Özdemir, 2013).

Yukarıdaki şekil 3.1'deki mod şeklini incelediğimiz zaman dikey olarak uzun kenarda, yukarı yönlü bir deplasman; kısa kenarda ise aşağı yönlü bir deplasman görülmektedir. Başlangıç kusuru literatür taraması dikkate alınarak w=0.0025a olarak kabul edilmiştir (Özdemir, 2013) ve farklı plakalara göre farklı başlangıç kusurları analizlere uygunlanmıştır. Kısa kenar aralığı burda "a" diye tanımlanmıştır.



Şekil 3.2 : Panelin geometrisi (Özdemir, 2013).

Ayrıca enine elemanları tanımlamak amacıyla, analizi yapılan modellerde deplasman ve dönme koşulları tanımlandırılmıştır. Yukarıdaki şekilde 3.2'de panel geometrilerinde uzun kenar uzunluğu ve kısa kenar uzunluğu arasında "3" katlık bir oran olduğu görülmektedir. Ayrıca çizelge 3.1'de incelemesi yapılan stiffenerli panellerin geometrik özellikleri belirtilmiştir.

Çizelge 3.1 : Panellerin geometrik değerleri

Panel	A (mm)	Tp (mm)	Ns	Hw (mm)	Tw (mm)	Bf (mm)	Tf (mm)
P1	1800	21	3	42	12	100	15
P2	3600	16	3	100	9	100	14
P3	3600	21	5	80	12	100	15
P4	3600	10	5	80	6	80	10

A: Kısa kenar uzunluğu

Tp: Panel kalınlığı

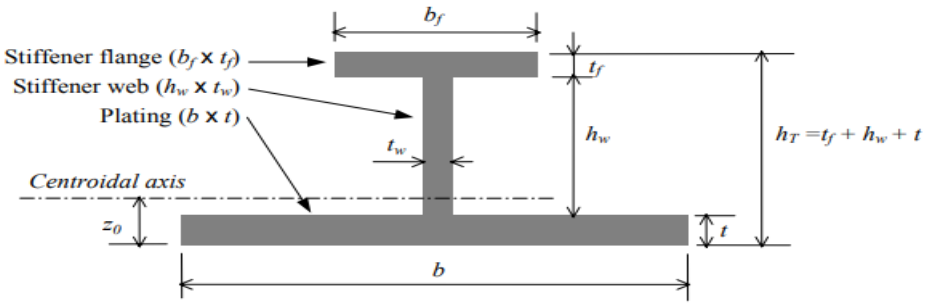
Ns: Stiffener sayısı

Hw: Stiffener gövde uzunluğu

Tw: Stiffener flenş kalınlığı

Bf: Flenş genişliği

Tf: Flenş kalınlığı



Şekil 3.3 : Stiffener geometrik yapısı (Chen,2003).

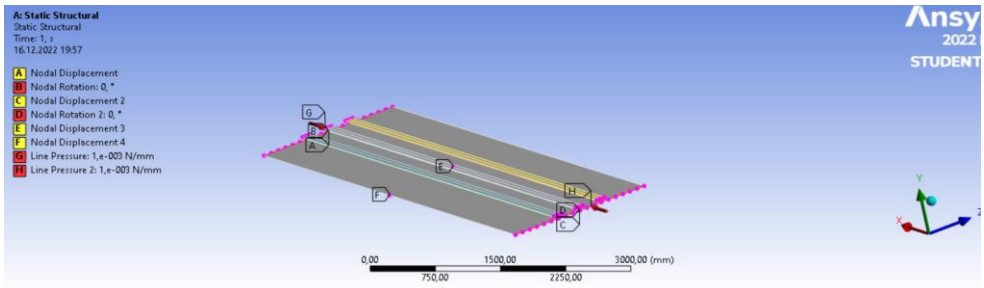
Yukarıdaki şekil 3.3'te stiffener yapısına ait olan tanımlamalar görsel olarak aktarılmıştır.

3.1 Panel 1

Belirtilen değerler dikkate alınarak geometri modellenmiştir. Çizelge 3.2'deki değerler kabul alınırak, malzeme olarak yapıya gemi çeliği tanımlanmıştır ve global burkulma moduyla birlikte nonlineer davranışlarda analiz edilmeye çalışılmıştır. Malzeme özellikleri hem elastik hem plastik bölgelerin tespiti açısından büyük öneme sahiptir. Malzemenin nonlineer davranış değerlerinin ayrıca irdelemesi yapılmalıdır.

Çizelge 3.2 : Malzeme özellikleri.

Akma gerilmesi 355 MPa
Elastisite (Young) modülü 205800 MPa
Poisson oranı 0.3



Şekil 3.5 : Panelin sınır koşulları.

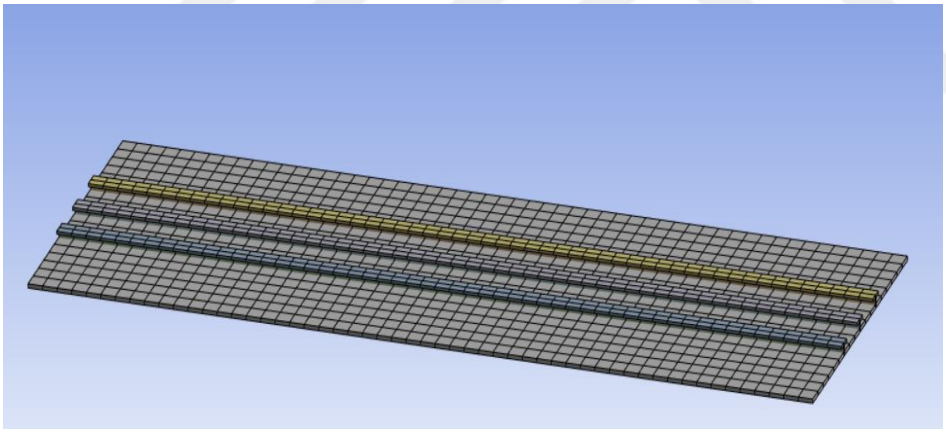
Yukarıdaki şekil 3.5'te yapıya tanımlanan sınır koşulları harflerle aktarılmıştır. Panel kısa kenarları basit mesnetli olarak modellenmiştir. Basit mesnet sınır şartını sağlamak için y-yönündeki deplasmanlar ile z ve y ekseni atrafındaki dönmeler kısıtlanmıştır.

3 aralıklı (3-bay) modelin ortasında yani panelin kısa kenarında simetrik sınır şartı uygulanmıştır. Simetrik sınır şartını sağlamak amacıyla x-yönündeki deplasmanlar ile y ekseni atrafındaki dönme kısıtlanmıştır.

1,5 aralıklı model içerisinde yer alan enine eleman modellenmemiştir. Bunun yerine enine eleman doğrultusunda düşey yöndeki (y-yönü) deplasmanlar kısıtlanmıştır. Enine yükleme olduğu durumda, yükleme, enine elemanın deforme olmasına sebep olabilecek büyüklükte olur ise enine eleman panelin tüm davranışını etkileyebilir. Bu sebeple enine yüklemenin baskın olduğu durumlarda enine elemanların modele dahil edilmesi gerekir.

Panel uzun kenarlarının orta noktasında panelin rijit hareketini önlemek amacıyla z-yönündeki (yatay yön) deplasman kısıtlanmıştır.

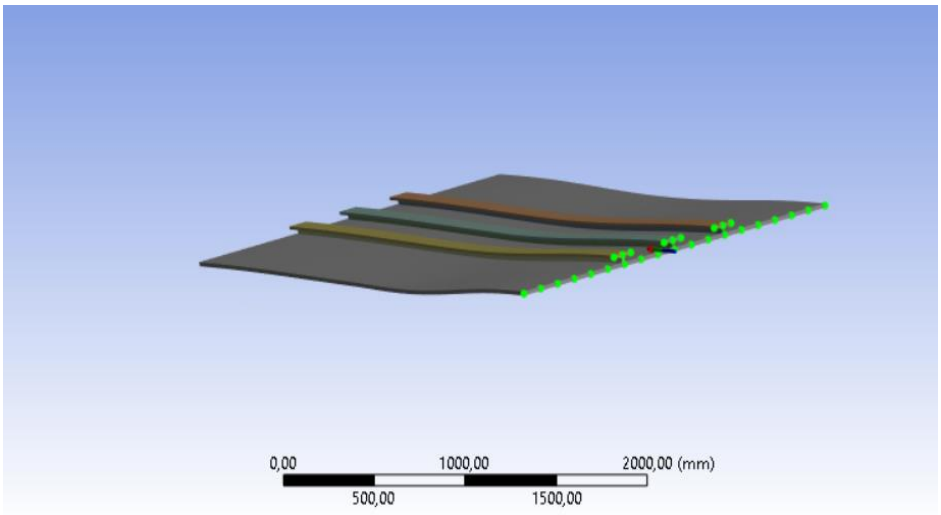
Yapı analiz edilirken sonlu elemanlar metodunun temeli olan "Ağ" yapısı aşağıdaki şekilde gösterilmiştir. Sonlu elemanlara bölünen yapının matematiksel denklemi doğru bir şekilde çözümleyebilmesi için sonlu elemanlar yapıya düzgün dağıtılmalıdır. Bu sebeple "Ağ" kavramı ayrıca bir çalışma ile incelenecektir



Statistics	
Nodes	1540
Elements	1458

Şekil 3.6 : Panelin ağ yapısı.

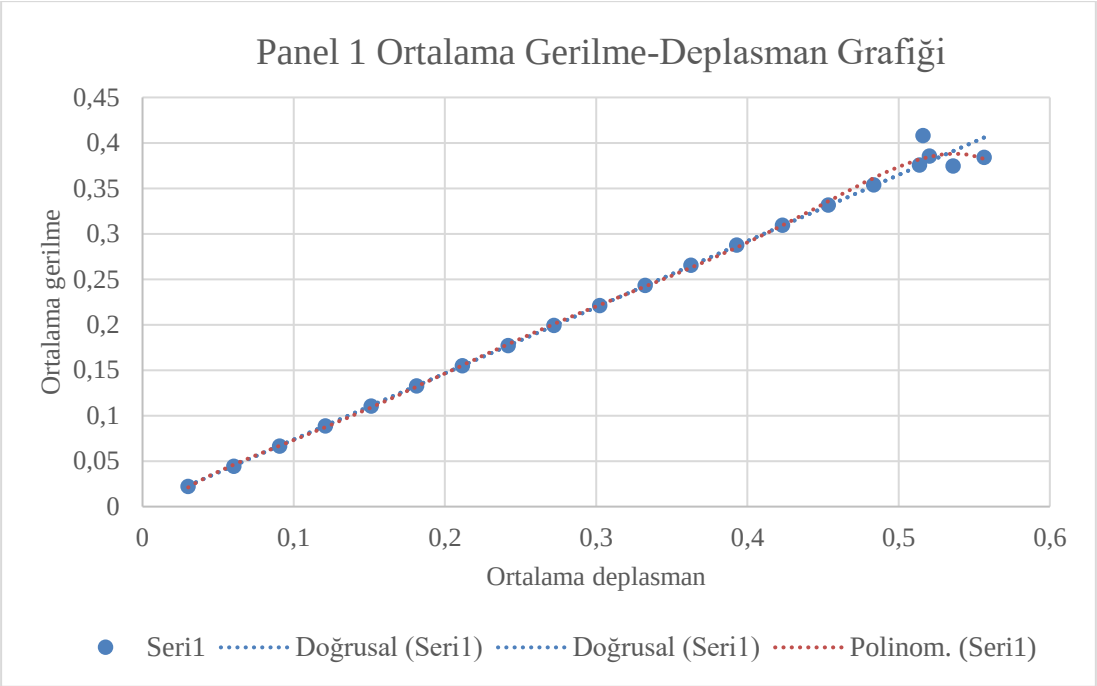
"1" numaralı panelin "ağ" boyutları ve görünümü yukarıdaki şekil 3.6'da gösterilmiştir.



Şekil 3.7 : Panelin kesite göre reaksiyon kuvveti.

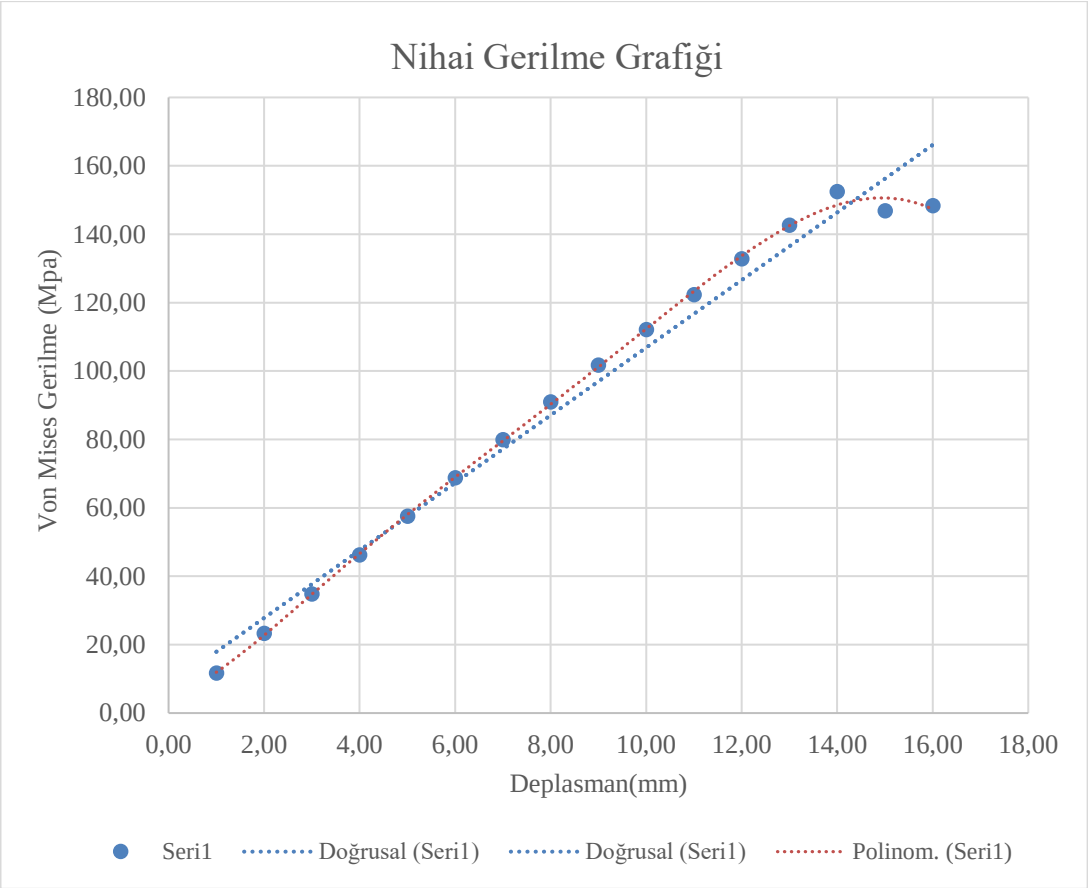
Nonlineer analize sokulan panelin kuvvet reaksiyonu yeşil renkteki ağ noktalarından şekil 3.7'de gösterildiği gibi tanımlanmıştır. Ayrıcı yapının ilk global burkulma modu dolayısıyla oluşan modelin tepkisi, yukarıdaki şekil 3.7'de görülebilmektedir. Sonraki kısımlarda farklı panel modellerinde farklı kuvvet reaksiyonları görülecektir. İlk panel için uygulanan her aşama görselleriyle birlikte diğer paneller için gözlemlenebilecektir.

Global burkulma modu hesaplanan panel 1'e daha sonra global burkulma modu tanımlanmıştır. Bununla birlikte, başlangıç deformasyonları yukarda belirtilen kriterlere göre tekrardan tanımlanmış ve sonuçlar elde edilmiştir. Sonuçları incelerken panellerin ilk grafikleri sonlu elemanlar analizlerinden elde edilen Von mises gerilmelerinin, akma gerilmesine oranıyla (σ_u/σ_Y), yapının hangi noktada yük taşıma kabiliyetinin düşüşe geçtiğine dair daha net bir çıkarım yapmamızı sağlıyor (Kolon-Kiriş teoremi). Elde edilen sonuçlarla ortalama gerilim ve ortalama deplasman grafikleri çizdirilmiştir. Bu sonuçlarda görüleceği üzere yapı belirli bir yüke ulaştığında yük taşıma kapasitesini kaybedecek ve düşüş gösterecektir. Paneller için elde edilen nihai yük grafikleri enine ve boyuna yükleme durumlarında gösterilecektir. Sonlu elemanlar analizlerinden elde ettiğimiz veriler "Excel" yardımı ile grafitize edilecektir. Dikkat edilmesi gereken husus, enine yükleme durumlarında verilerin lokal deformasyonları, boyuna yükleme durumunda ise yapının global deformasyonlarını temsil etmesidir. Elasto-plastik davranışları incelerken bu durumlar dikkate alınmalıdır. Bu sebeple bölümlerin sonunda, doğrulamada kullandığımız kuvvet reaksiyonları grafiğimiz aktarılmıştır.



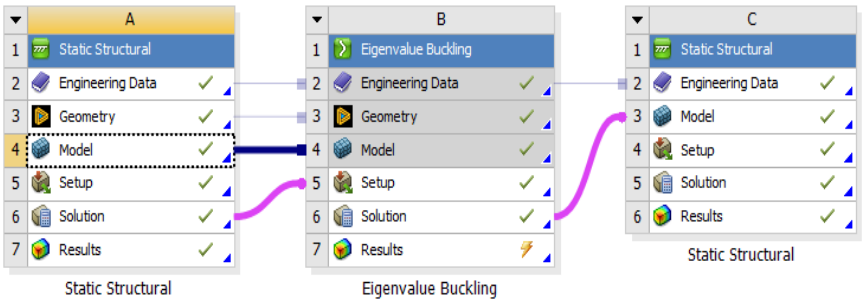
Şekil 3.8 : Panel 1 Ortalama gerilme-deplasman grafiği.

Yapılan araştırmalarda, (Örneğin, Özdemir, 2018) elastoplastik davranışları incelemek için analizlerden elde edilen Von Mises gerilimlerinin yapının akma kriterine oranıyla bir yaklaşım yapıldığı görülmektedir. Bu yaklaşımın temel sebebi, tasarım açısından malzemenin temel özellikleri dikkate alınarak, belirli bir güvenlik alanı içerisinde bulunulmasıdır. Yukarıdaki şekil 3.8'de bir numaralı panelin analizi dikkate alındığında grafikten ve referans çizgisinden anlaşılabileceği üzere eğrinin, ilk olarak lineer bir davranış gösterdiği fakat 0,2-0,25 deplasman aralığında eğri sabit eğimli bir davranış gösterirken 0,25-0,35 aralığında davranışın değiştiği ve 0,35-0,4 aralığında eğrinin farklı bir davranış sergilediği ve belirli bir noktada tepe değerine ulaşıp düşüş yaşadığı görülebilmektedir. Bu davranışlar yapının nihai mukavemetine ulaşma eğrisi boyunca elastik ve hangi plastik bölgede olduğunu anlamak açısından büyük öneme sahiptir. Bu davranışlar bölüm 2.2'de aktarılmıştır.



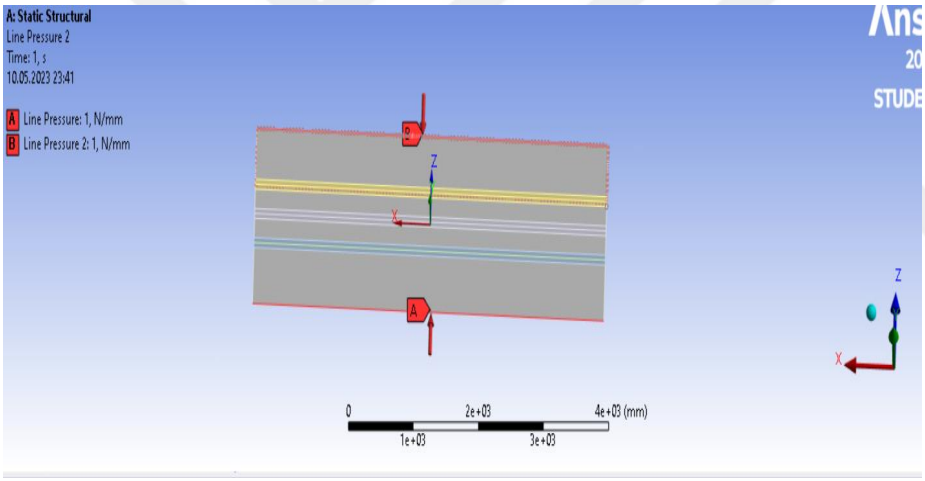
Şekil 3.9 : Nihai gerilme grafiği.

Şekil 3.9'da elde edilen grafik, yapının lateral yüke maruz bırakıldığında elde edilen SEA sonuçlarına göre çizilmiştir.Grafiği oluşturan veriler,ortalama Von Mises gerilmelerinin ilk düşüş yaşadığı noktaya kadar alınmıştır.Bunun sebebi stiffenerlerin lateral yükleme durumunda elasto-plastik davranışlara etkisini görmektir.Lateral yükleme durumunda yük-şekil değiştirme eğrisinin rijitliğe katkısı bu grafikten anlaşılabilir.Kesikli çizgi elde edilen veriler arasında,regresyon değeri dikkate alınarak oluşturulmuştur.Polinomsal referans çizgisi dikkate alındığında,eğrinin doğrusal davranışının 8 mm deplasmana kadar sürdüğü görülmektedir.Eğrinin 8-12 mm deplasman aralığında farklı bir davranış gösterip daha sonrasında tepe noktasına ulaşıldığı görülmektedir.Eğrinin 14 mm deplasman durumunda yapının daha fazla yük taşıyamayıp ani bir düşüş yaşadığı görülebilmektedir.Analizden elde edilen bu tepe noktalar, bölümün sonunda önceden aynı panelleri inceleyen referanslarla (Örneğin, Chen, 2008), (Örneğin, Murat Özdemir, 2013) karşılaştıralacaktır. Referansta (Örneğin, Chen, 2008) görüleceği üzere yapı enine ve boyuna yükleme durumları için ayrı ayrı incelenmiştir. Bundan sonraki grafikte boyuna yükleme durumu için elde edilen analiz sonuçları aktarılmıştır.



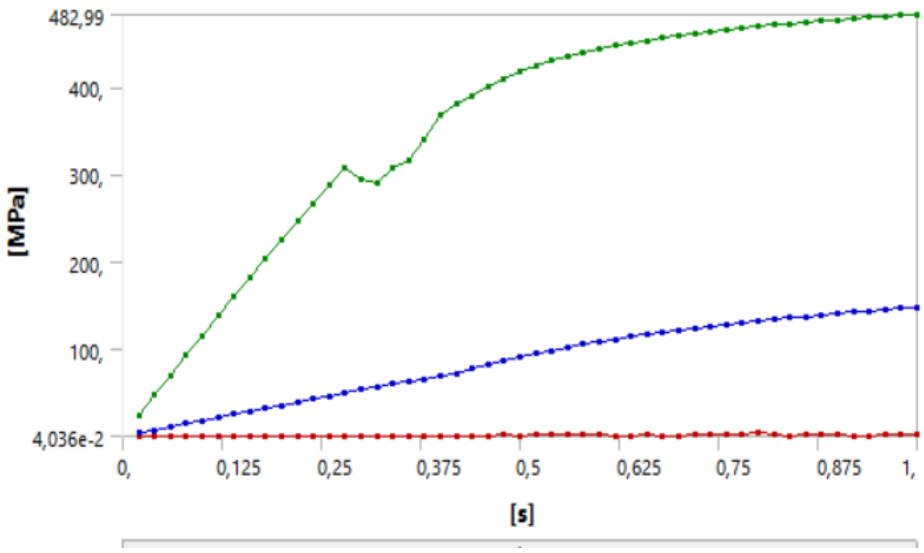
Şekil 3.10 : Elasto-plastik analizlerin Ansys Workbench işlem ağacı.

Tüm analizler şekil 3.10'da görüleceği üzere bir ağ ile yapılmıştır. Bu ağ ile yapının öncelikle ilk burkulma modu (Nonlineer analize geçmek amacıyla) bulunup daha sonra statik analize sokulara, yapının gerilme şekil değiştirme eğrileri elde edilmeye çalışılmıştır.



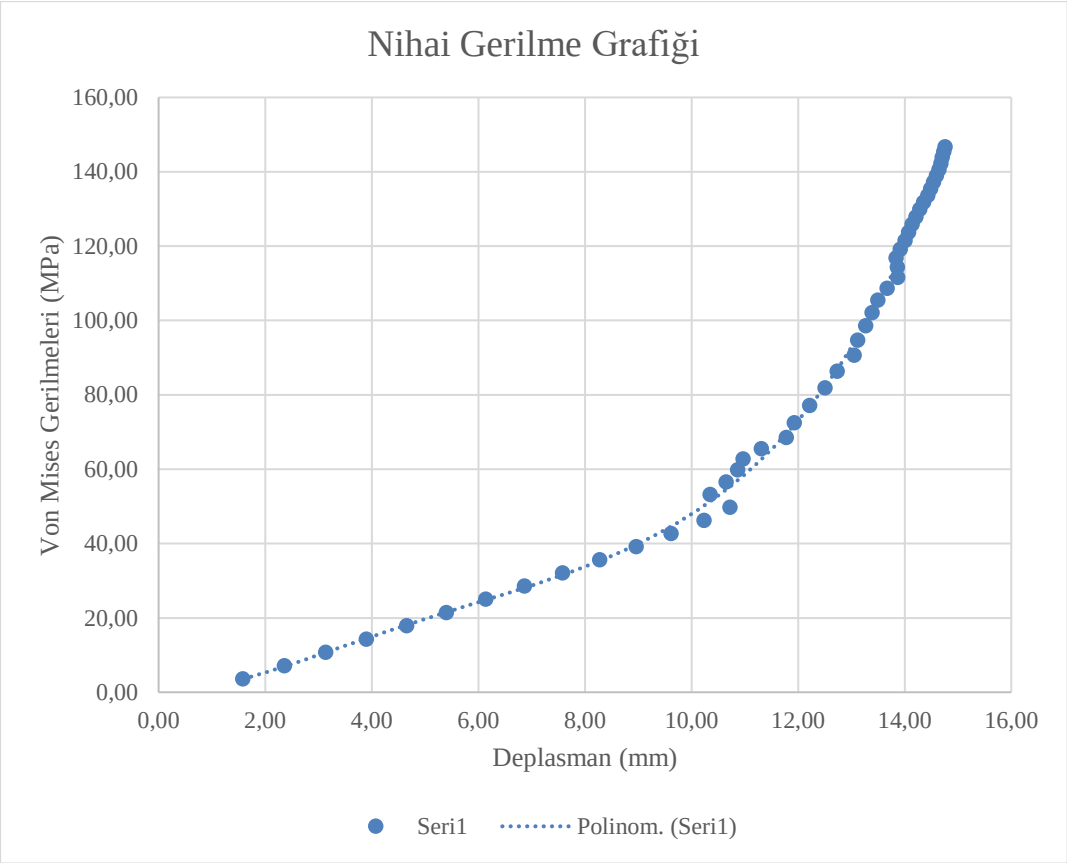
Şekil 3.10 : Boyuna yükleme durumu.

Yukarideki şekil 3.10'da statik yapıya 1 N/mm yük uygulanmıştır. Buradaki asıl amaç, direk rijitlik metodunu uygulayarak, yapının her şekil değiştirmesi esnasında rijitlik matrisinin değişimini hesap etmektir. Bu şekilde yapının,1 N/mm'lik yüke maruz kaldığında oluşan gerilmeler analizlerden elde edilebilir.



Şekil 3.11 : Von Mises gerilmeleri.

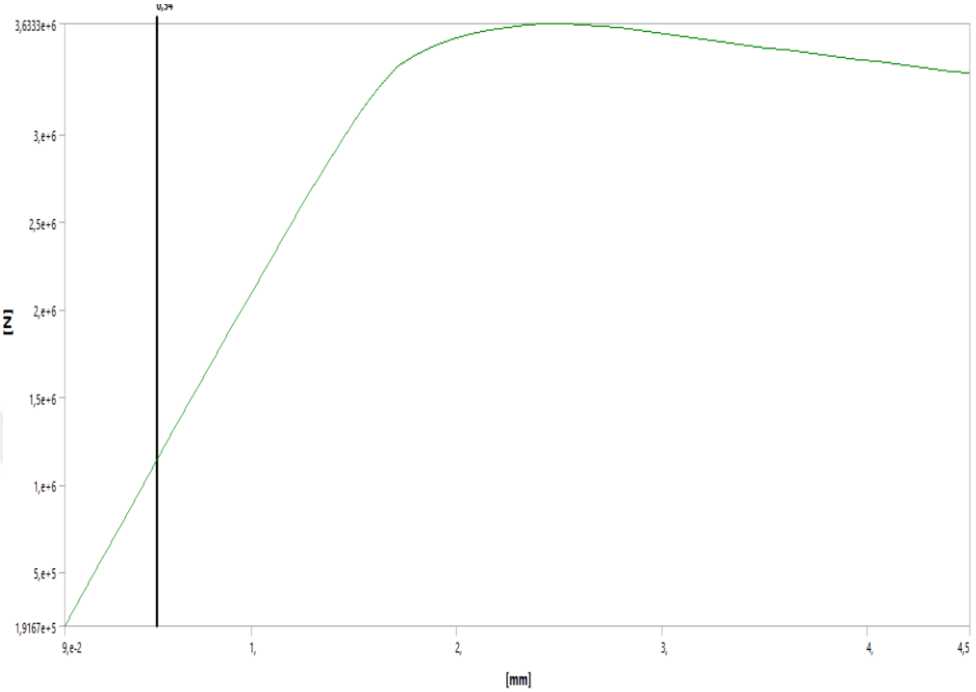
Yukarıdaki şekil 3.11'de görüleceği üzere 3 farklı eğri elde edilmiştir.Kırmızı eğri minimum Von Mises gerilmelerini,mavi eğri ortalama Von Mises gerilmelerini ve yeşil eğri ise yapının maksimum Von Mises gerilmelerini temsil etmektedir.Eğriler incelendiğinde ilk olarak lineer bir davranış sergilediği fakat daha sonra nonlineer bir davranış sergilediği görülmektedir.Referanslarda elde edilen gerilmeler,ortalama gerilmelerdir.Bu sebeple ortalama gerilme verileri,şekil 3.12'de daha iyi anlaşılmak için "Excel" kullanılarak grafik olarak gösterilmiştir. (Örnerğin, Chen,2008) (Örneğin, Özdemir, 2013). Boyuna yükleme durumunda, elde edilen veriler panelin elasto-plastik davranışlarını incelemek açısından daha belirgin bir şekilde, grafikten anlaşılabilmektedir.



Şekil 3.12 : Nihai gerilme grafiği.

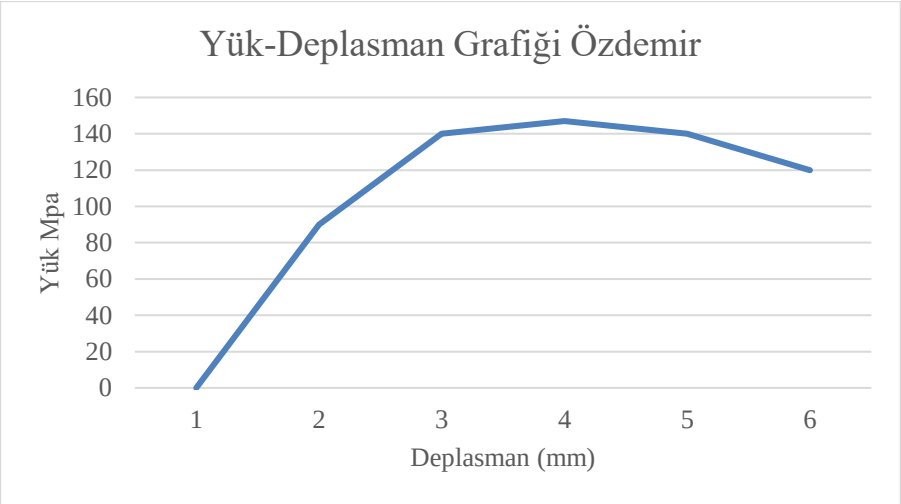
Şekil 3.12'de görüleceği eğri ilk olarak lineer bir davranış sergilemiş fakat daha sonrasında lineerlikten uzak bir davranış göstermiştir. Maksimum gerilme değerlerinide düşündüğümüz zaman 10 mm sonrasında plastik deformasyonlarının başladığını ve eğrinin tepe noktasında nihai yüküne ulaştığı anlaşılmaktadır. Eğrilerin davranışlarını incelerken, bölüm 2.2'de aktarılan şekil önemlidir. Yapı belirli bir yüke karşılık olarak şekil değiştirmeye uğrar. Yüke maruz kalan yapı, eğer lineer bir davranış içerisindeyse, belirli bir yüke karşılık elastik bir şekil değiştirme yapabiliyor demektir. Fakat eğer yapı nonlineer bir davranış gösteriyorsa (Matematiksel olarak eğimi sabit olmayan, konveks veya konkav bir davranış sergileyen parabolik bir eğri), yapının maruz kaldığı yüke karşılık elastik bir davranış gösteremediği anlaşılmaktadır. Yapı bu noktada, elasto-plastik veya tamamen plastik bir davranış gösteriyor demektir. Elde edilen grafikler lateral ve boyuna yükleme durumlarında incelendiğinde nihai yük yapı için yakın değerlerdedir. Elastoplastik davranışları incelerken, şekil değiştirmelerden dolayı oluşan lokal burkulmalar panellerin lateral yükleme durumlarında, global burkulmalar ise boyuna yükleme durumundan anlaşılabilmektedir.

Analizler yapılırken yükleme durumları önem arz etmektedir. Özellikle nonlineer analizler için yapılan literatür araştırmalarında (Örneğin, Georgiou, 2019), panelin maruz kaldığı yükleme durumlarının nonlineer analiz için önemli olduğu görülmektedir.



Şekil 3.13 : Kesite göre reaksiyon kuvveti.

Son grafik olarak yukarıdaki şekil 3.13'de daha önceden validasyon kısmında uygulanan kuvvet reaksiyonu grafiği elde edilmiştir. Bu grafik, yapının deformasyona uğramış kesitindeki kuvvet reaksiyonu hesap edilerek elde edilmiştir. Bu grafik, maksimum yük grafikleriylede ayrıca ilişkilidir. Maksimum yük grafikleri yapıya uygulanan Von Mises gerilmelerinden oluşmaktadır. Von mises gerilmelerinin düşüşe geçtiği ilk tepe noktası, aynı zamanda kesitin kuvvet reaksiyonundaki tepe noktasıyla ilişkilidir. Bu grafiklerde başlangıç deformasyonu verdiğimiz kesitin, maksimum taşıyabileceği yük trendini görebiliriz. Bu modül incelendiğinde yapının deformasyon eğrisindeki davranışları daha net şekilde görülebilmektedir. Ayrıca yapının en kesidini dikkate alarak elde ettiğimiz nihai yükün deneysel çalışma ile ne kadar yakın sonuç verdiği dikkate alındığında, bu grafik bizim için daha sağlıklı bir sonuç vermektedir.



Şekil 3.14 : Referans alınmış yük-deplasman grafiği (Özdemir, 2013).

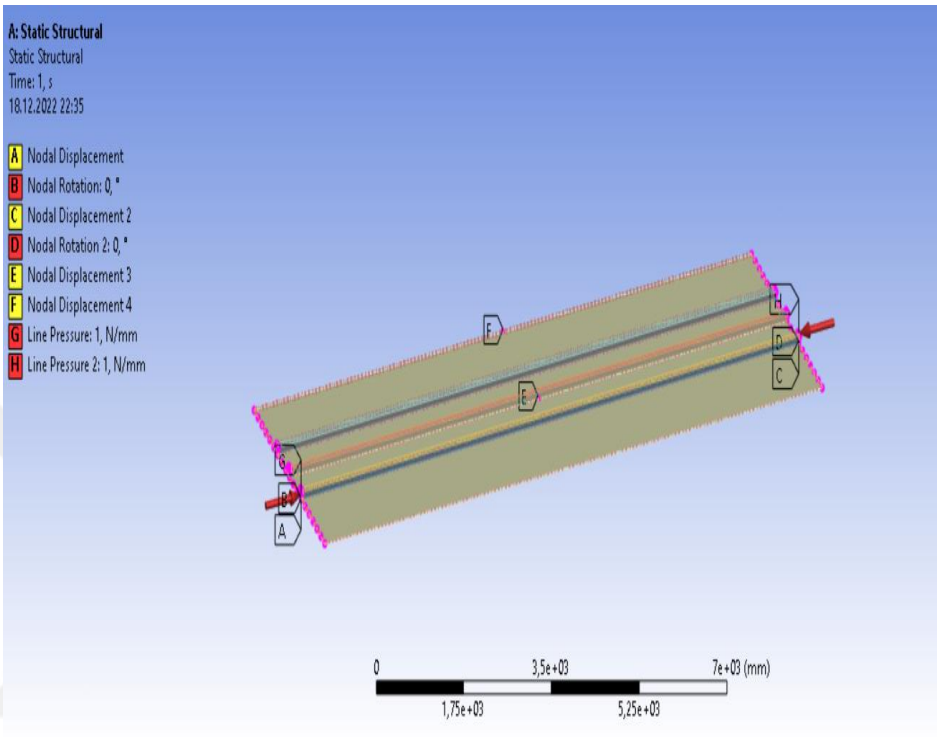
Yukarıdaki şekil 3.14'deki grafik Özdemir'in yüksek lisans tezinde (Özdemir, 2013) elde ettiği sonuçlar dikkate alınarak, dijital metre ile belirli deplasman noktalarından elde edilen yük değerleriyle çizgisel olarak elde edilmiştir. Kuvvet reaksiyonu grafiğimize bakıldığında grafikler yakın trendler göstermektedir. Ayrıca sayısal olarak incelendiğinde elde edilen sonuçlar aşağıdaki çizelgede karşılaştırmalı olarak gösterilmiştir. Elasto-plastik analizler, aynı paneller için Chen tarafından doktora tezinde (Chen, 2003) yapılmıştır. Modelin sınır şartları, geometrisi ve yükleme durumları referansların aynısı olarak kabul edilmiştir. Karşılaştırması yapılan analizlerdeki tek farklılık, sonlu elemanlar metodunu uygulayan paket programların farklı ve geçmiş versiyonu olmasıdır. Kendi yaptığımız analizlerden elde edilen sayısal değerlerin, referansların yaptığı analizlerin sonuçları ile karşılaştırılması aşağıdaki çizelge 3.3'de gösterilmiştir. Sonuçlara dair bilgiler EK-A bölümünde verilmiştir.

Çizelge 3.3 : Nihai gerilme ve ortalama gerilme-deplasman değerlerinin karşılaştırılması.

P1 SEA Sonucu	Sonuç [Özdemir, 2013.]	Sonuç [Chen, 2003]	Fark [Özdemir, 2013.]	Fark [Chen, 2003.]
148,3 Mpa	-	147, 40 Mpa	-	-0,644%
0,413	0,402	0,418	1,196%	1,211%

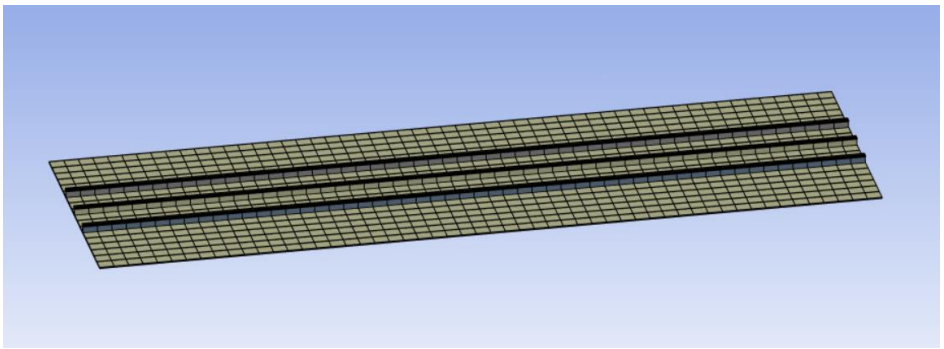
3.2 Panel 2

Çizelge 3.1'deki panel boyutlarıyla ilgili bilgiler dikkate alınarak iki numaralı panel referanslara göre (Örneğin bkz. Özdemir, 2013) (Örneğin bkz. Chen, 2003) gerekli sınır koşulları ve yükleme durumları tanımlandırılarak modellenmiştir.



Şekil 3.15 : Panelin sınır koşulları.

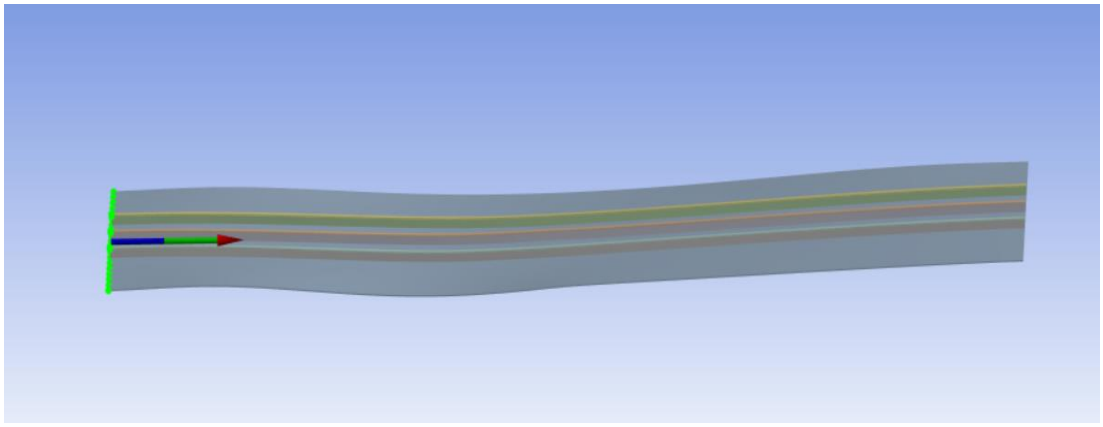
Sınır koşulları ve yüklemeler yukarıdaki şekil 3.15'te gösterildiği gibidir.



Statistics	
Nodes	1540
Elements	1458

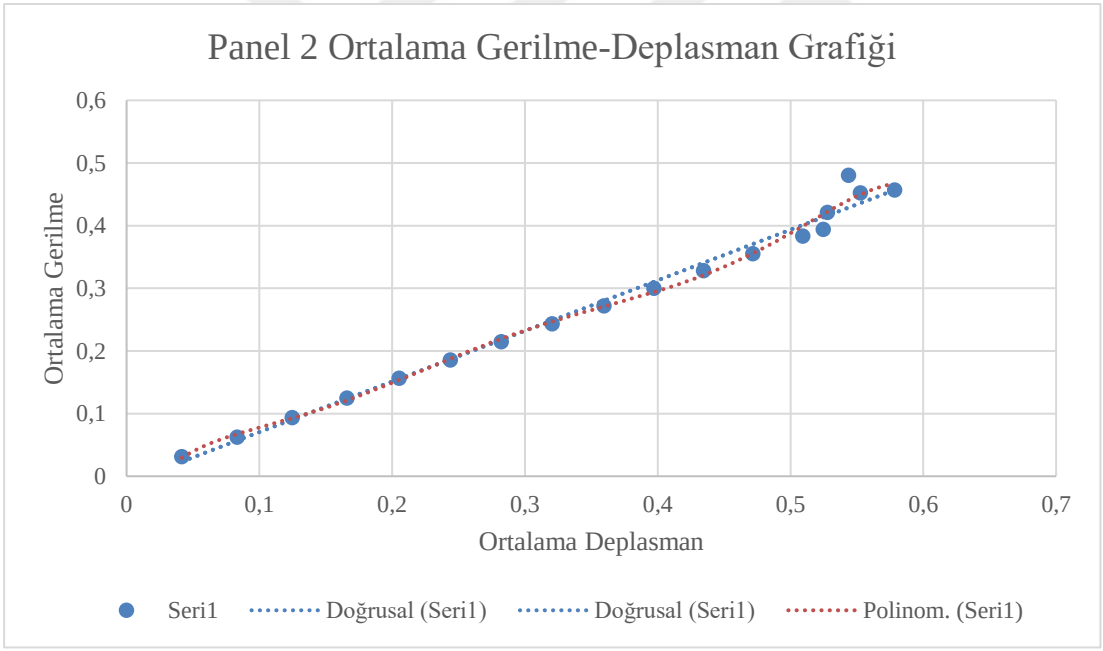
Şekil 3.16 : Panelin ağ yapısı.

Modellenen yapıya ait ağ yapısı ve ağ sayısı yukarıdaki şekil 3.16'da aktarılmıştır.



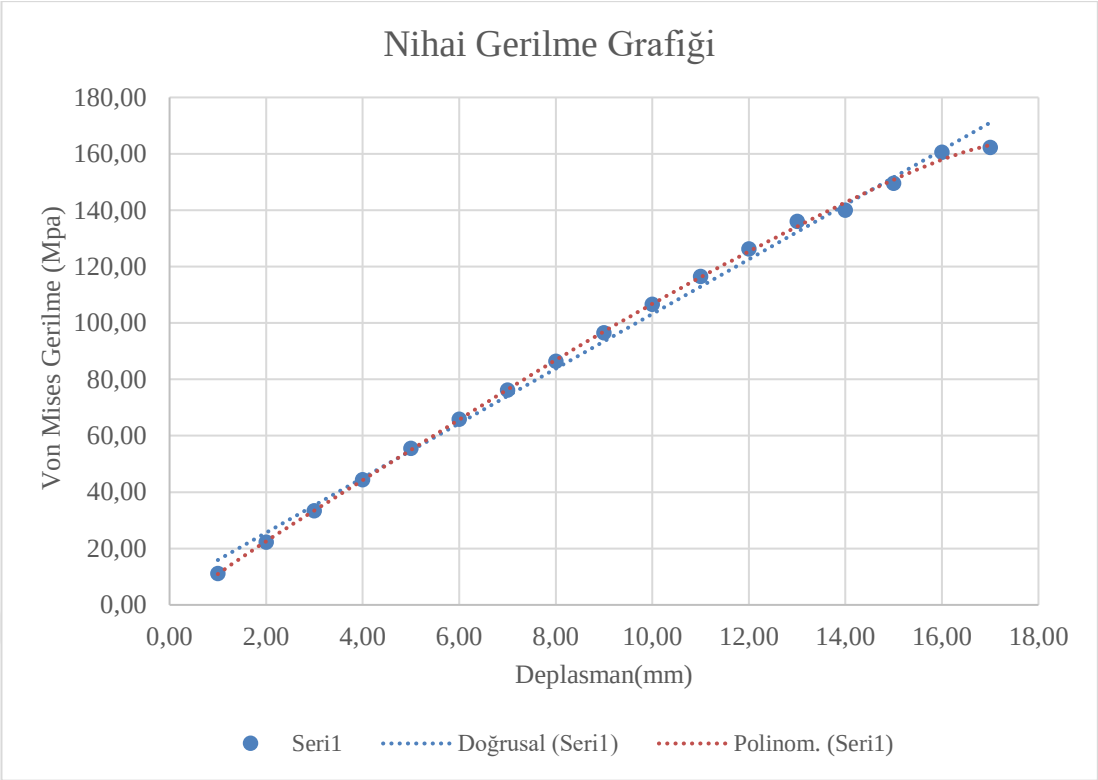
Şekil 3.17 : Panelin kesite göre reaksiyon kuvveti.

Yukarıdaki şekil 3.17'de "Ansys Workbench" içerisinde yapının en kesidine tanımlanan kuvvet reaksiyonunun yönü ve nonlineer analize sokulacak olan global burkulma modu aktarılmıştır.



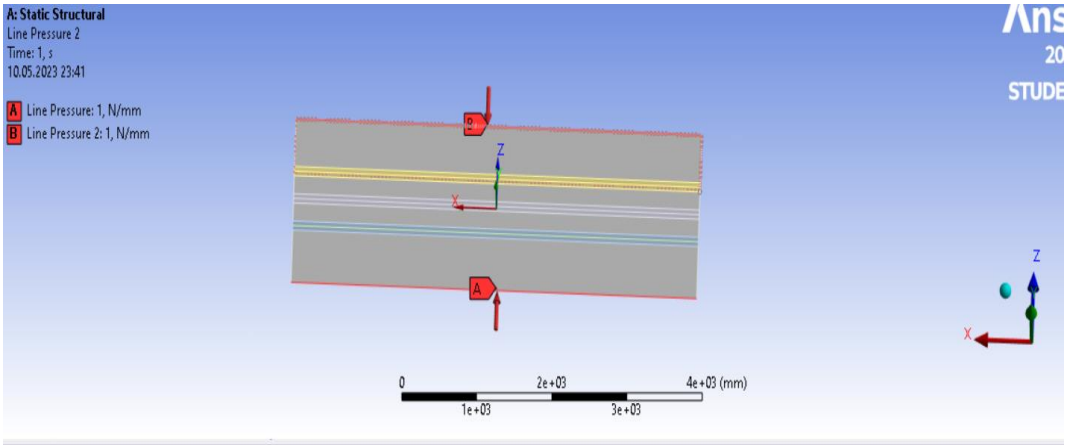
Şekil 3.18 : Panel 2 Ortalama gerilme-deplasman grafiği.

Yapılan sonlu elemanlar analiziyle şekil 3.18'teki ortalama gerilme-deplasman grafiği elde edilmiştir. Bu grafikten görüleceği üzere eğri ortalama gerilme ve ortalama deplasman değerleriyle 0,3 aralığına kadar lineer bir davranış göstermiş fakat bu aralıktan sonra eğri 0,5 aralığına kadar farklı bir davranış göstermiştir. Daha sonrasında eğri tepe noktasına ulaşmış ve eğri ortalama gerilim olarak düşüş göstermiştir.



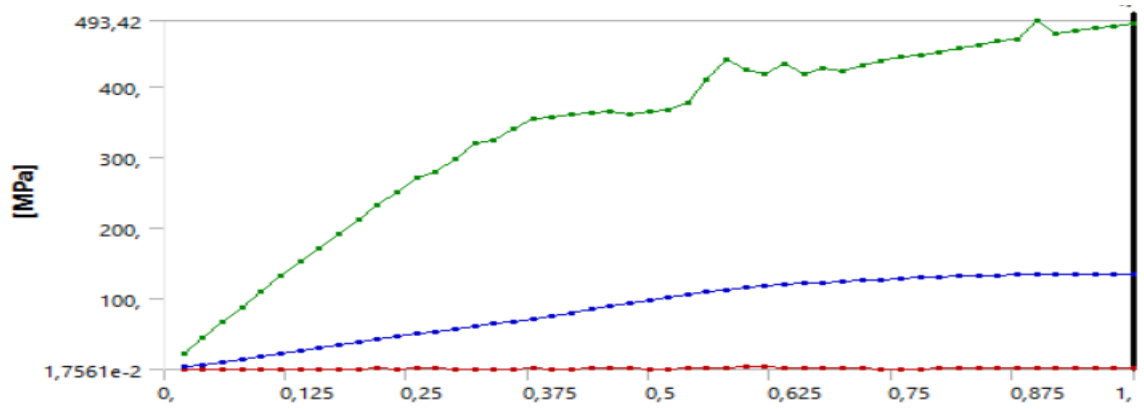
Şekil 3.19 : Nihai gerilme grafiği.

Yapı ayrıca şekil 3.19'daki nihai yük grafiğinde görüleceği üzere 12 mm deplasmana kadar lineer bir davranış sergilemiştir fakat sonrasında 14 mm deplasman durumunda eğrinin lineer bir davranıştan uzaklaştığı net şekilde görülebilmektedir.16 mm deplasman durumunda eğri düşüş yaşayarak nihai mukavemet değerine ulaştığı anlaşılmıştır.



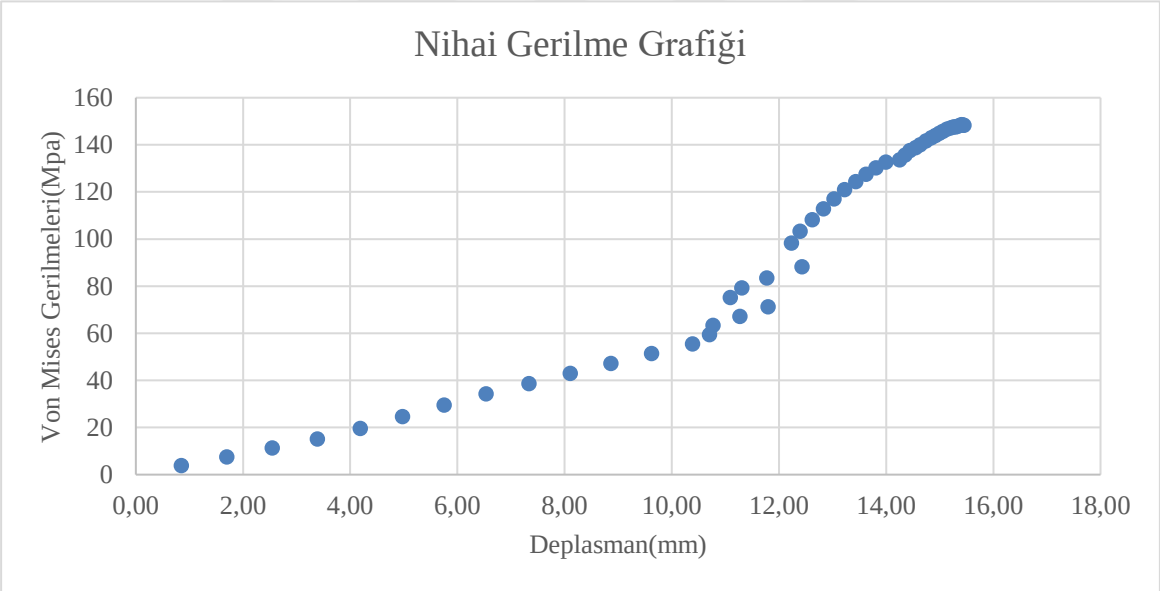
Şekil 3.20 : Boyuna yükleme durumu.

Yukarıdaki şekil 3.20'de yapıya uzun kenarlardan uygulanan yükleme durumu aktarılmıştır.



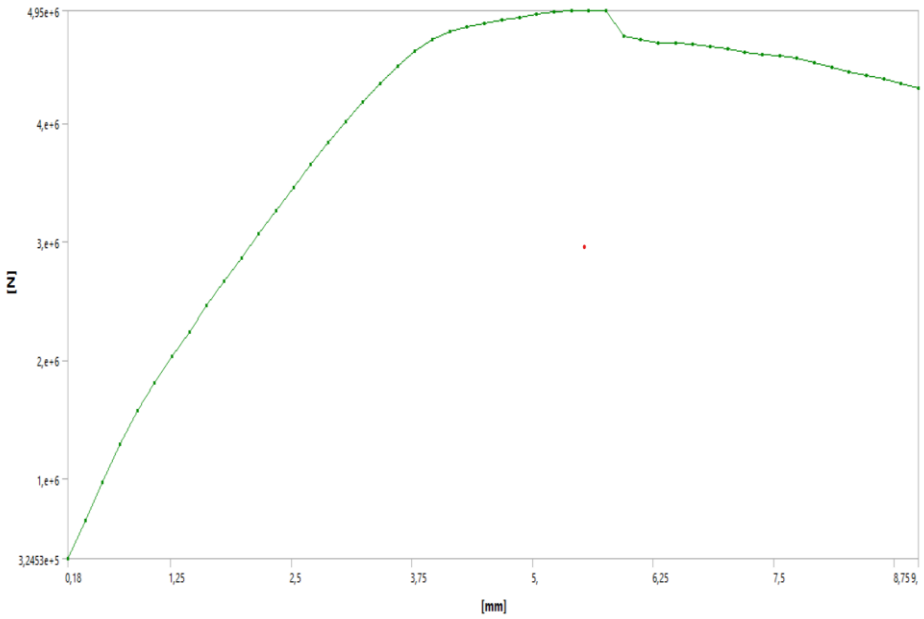
Şekil 3.21 : Von Mises gerilmeleri.

Yukarıdaki şekil 3.21'te panel 2 için elde edilen minimum, ortalama ve maksimum Von Mises gerilmeleri görülmektedir. Elde edilen maksimum ve ortalama gerilme eğrileri dikkate alındığınında belirli bir noktaya kadar lineer davranış daha sonrasında nonlineer davranışlar gösterdiği görülebilmektedir.



Şekil 3.22 : Nihai gerilme grafiği.

Yukarıdaki şekil 3.22'de Ansys Workbench'den elde edilen ortalama Von Mises gerilmeleri görülmektedir. Gerilme deplasman eğrisinden anlaşılacağı üzere 10-12 mm deplasman aralığından sonra lineer bir davranıştan nonlineer bir davranışa geçişliği görülmektedir. Daha sonra yapı nihai yüküne ulaşırken elde edilen değerler yoğunlaşmıştır. Dikkat çeken nokta enine yükleme durumunda tepe noktası 160 Mpa değerinde iken boyuna yükleme durumunda bu değerin biraz daha altına inmesidir. Böylelikle literatür araştırmamızda (Örneğin, Georgiou,2019) karşımıza çıkan yükleme durumunun etkisi ayrıca gözlemlenmiştir.

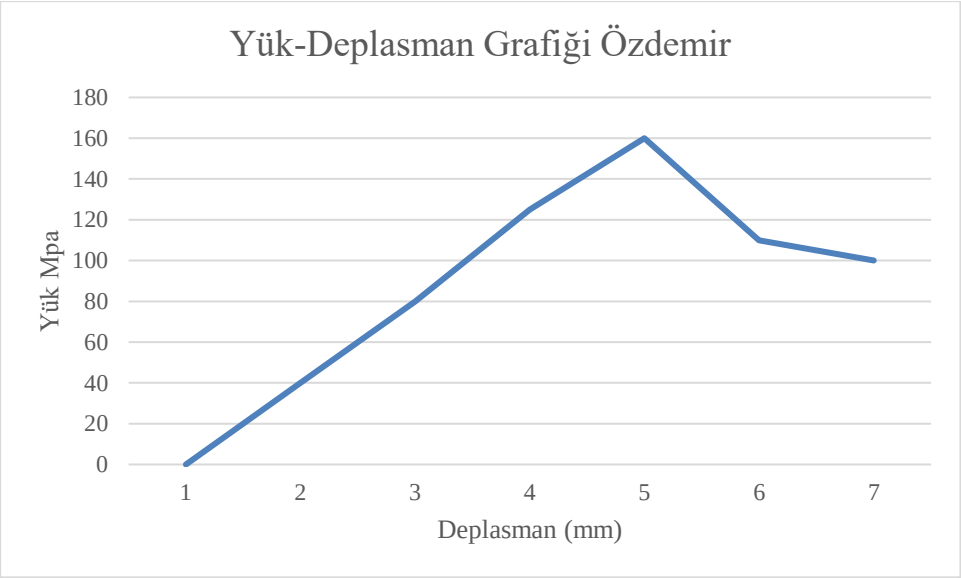


Şekil 3.23 : Keside göre reaksiyon kuvveti.

Son olarak, validasyon kısmında uyguladığımız ve yakın sonuç verdiğini kabul ettiğimiz keside göre reaksiyon kuvveti diyagramımız, yukarıdaki şekil 3.23'te gösterilmiştir. Bu grafikten anlaşılacağı üzere eğri öncelikle lineer bir davranış göstermiştir fakat daha sonrasında eğrinin davranışı eğim olarak bakıldığında değişiklik göstermiştir.

Yapının en kesidinin nihai gerilmeye ulaşmasına doğru eğri, konkav bir davranış sergileyip tepe noktasına ulaşmıştır. Tepe noktasına erişen eğrinin daha sonrasında düşüşe geçtiği net şekilde görülebilmektedir. Son analizimiz dikkate alındığında, "Panel 2" için incelediğimiz "Ortalama Gerilme-Deplasman "ve "Nihai Gerilme" grafiklerindeki eğrilerin davranışları örtüşmektedir.

Literatür taramamız, karşılaştırmalarımız ve mühendislik açısından yaptığımız çıkarımlar sonucunda yapının elasto-plastik davranışının bu şekilde olması beklenmektedir.



Şekil 3.24 : Referans alınmış yük-deplasman grafiği.

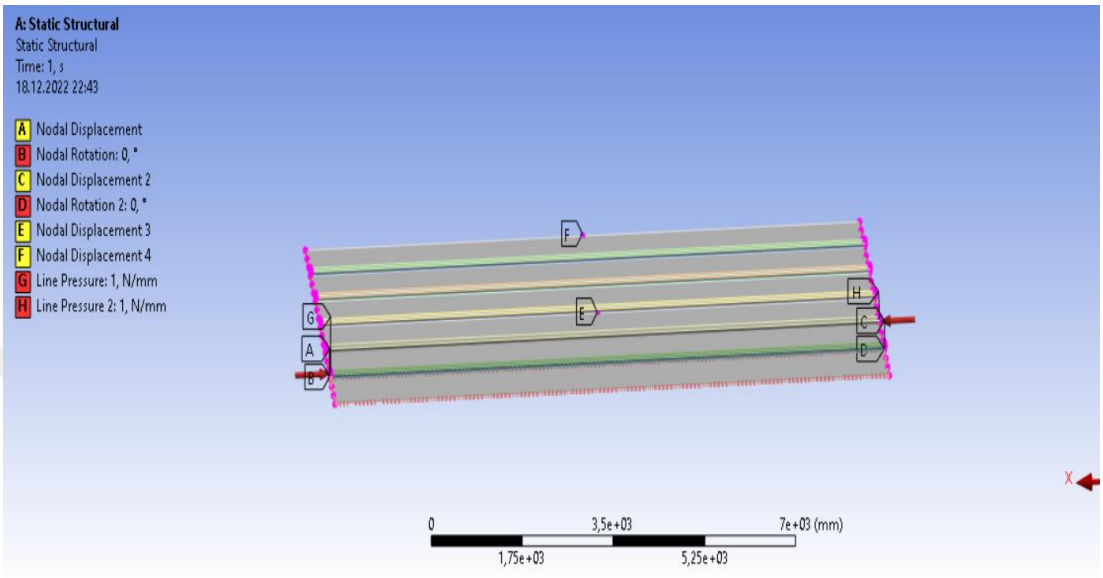
Kuvvet reaksiyonu ve şekil 3.24'teki Özdemir'in (2013) grafiği dikkate alındığında yine trendin benzer olduğu ve bununla birlikte aşağıda yapılan karşılaştırmayla birlikte elde edilen sonuçların ne kadar yakın sonuç verdiğini çizelge 3.4'de görebilmekteyiz. Referans alınan (Örneğin, Özdemir, 2013), (CHEN, 2003) sonlu elemanlar modellemelerine bakıldığında kuvvet reaksiyonu olarak keside değil tüm yapıya bir uygulama yapıldığı görülmektedir. Fakat günümüzde değişen ve gelişen sonlu elemanlar modelleme programları, tüm yapıya inceleme yaparken farklılaşmıştır. Hesaplarımızı en kesitten bakarak incelememizin temel sebebi,yapının maruz kaldığı yükleme ve sınır koşulları bakımından,ilk plastik deformasyona maruz kaldığı nokta olmasından dolayıdır. Sonuçlara dair bilgiler EK-A bölümünde verilmiştir

Çizelge 3.4 : Nihai gerilme ve ortalama gerilme-deplasman değerlerinin karşılaştırılması.

P2 SEA Sonuç	Sonuç [Özdemir, 2013.]	Sonuç [Chen, 2003]	Fark [Özdemir, 2013.]	Fark [Chen, 2003.]
162,24 Mpa	-	160,12 Mpa	--	1,307%
0,480	0,476	0,507	0,892%	5,563%

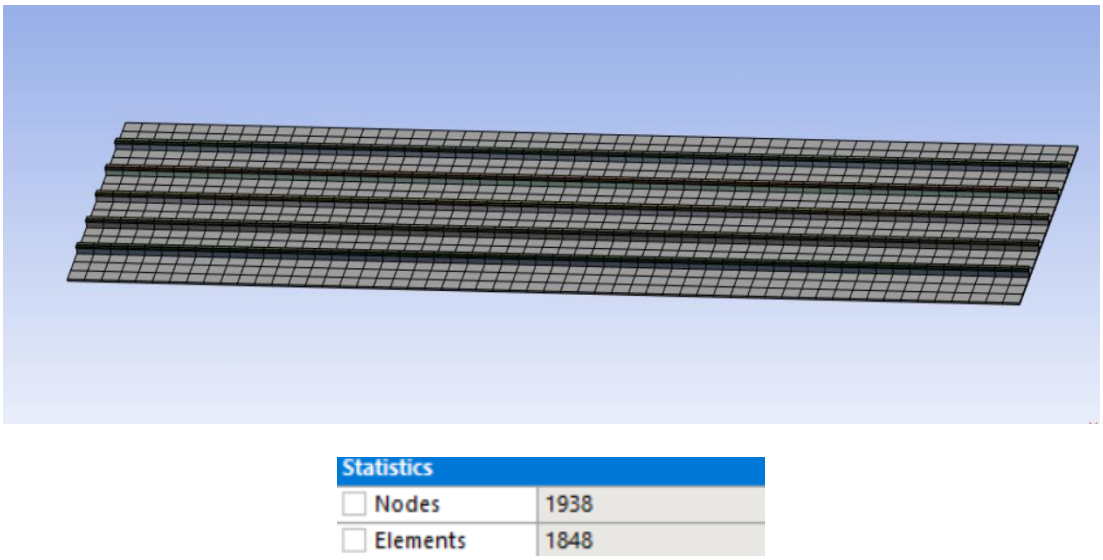
3.3 Panel 3

Panelin stiffener sayısı ve kalınlıkları değiştirilerek çizelge 3.1'deki modele uygun olarak diğer bir modelleme yapılmıştır. Sınır koşulları ve yükleme durumu önceki modellerde olduğu gibi aynı şekilde uygulanmıştır.



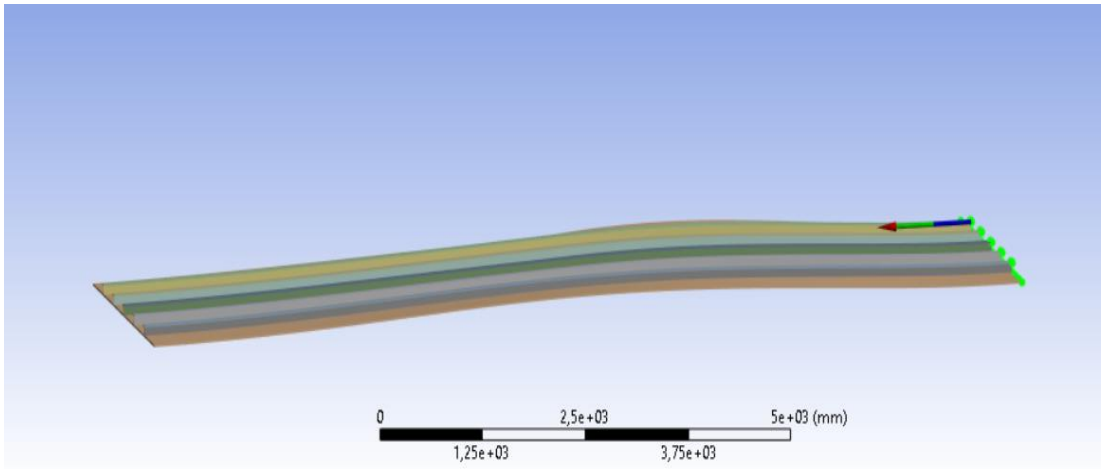
Şekil 3.25 : Panelin sınır koşulları.

Sınır şartları ve yükleme durumu yukarıdaki şekil 3.25'de gösterilmiştir.



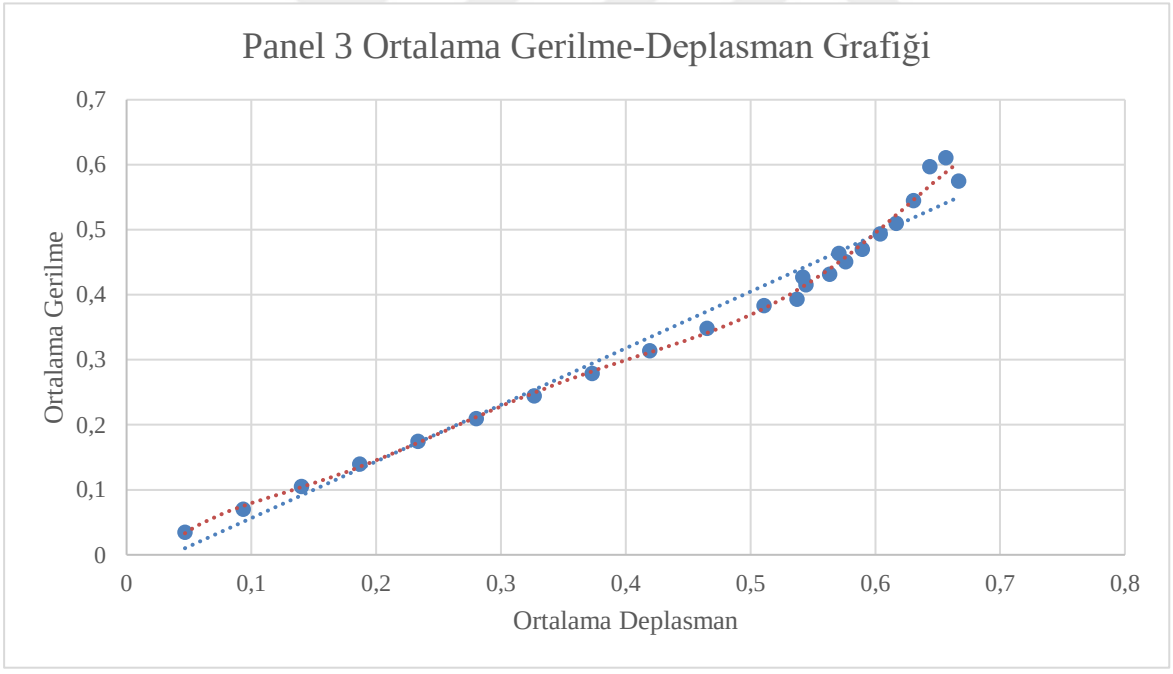
Şekil 3.26 : Panelin ağ yapısı.

Modellenen yapıya ait ağ yapısı ve ağ sayısı yukarıdaki şekil 3.26'da aktarılmıştır.



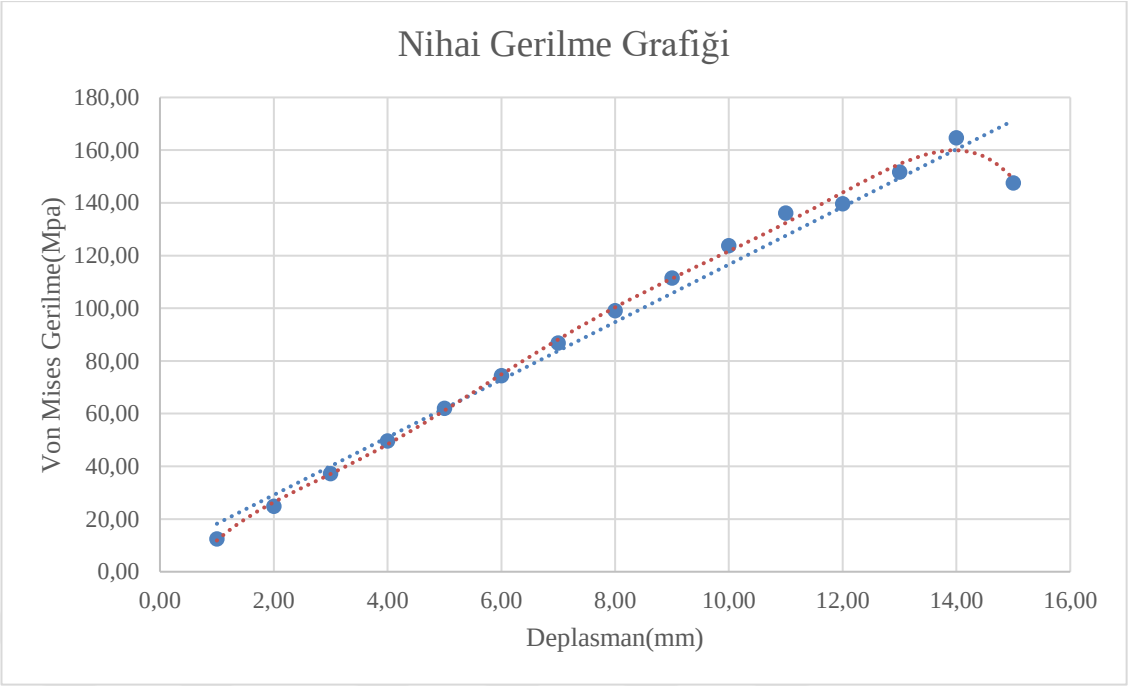
Şekil 3.27 : Panelin kesite göre reaksiyon kuvveti.

Yukarıdaki şekil 3.27'de "Ansys Workbench" içerisinde yapının en kesidine tanımlanan kuvvet reaksiyonunun yönü ve nonlineer analize sokulacak olan global burkulma modu aktarılmıştır.



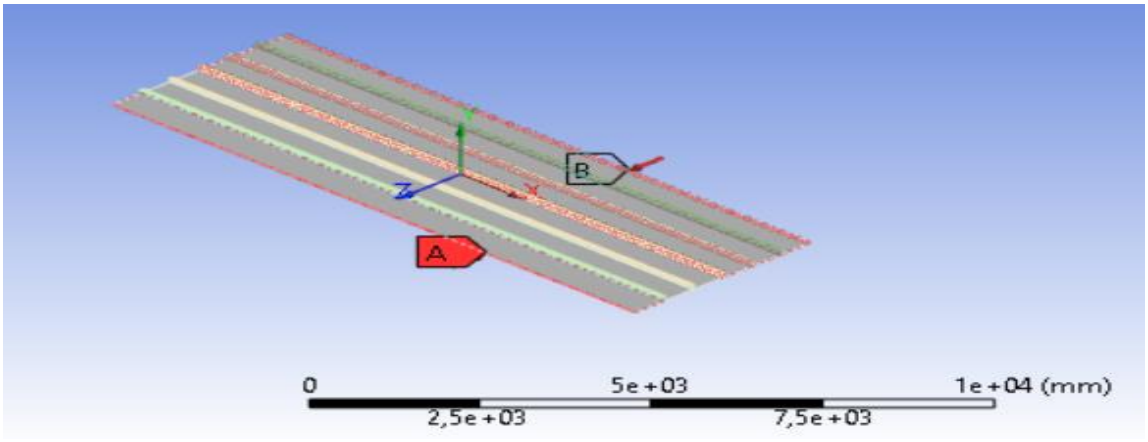
Şekil 3.28 : Panel 3 Ortalama gerilme-deplasman grafiği.

Şekil 3.28'de elde edilen grafiği incelediğimizde yapının 0,5 ortalama deplasmana kadar lineer bir davranış sergilediği fakat bu deplasman değeri sonrasında eğrinin davranışının değiştiği ve elde edilen von mises gerilmelerinin sıklaştığı net bir şekilde görülebilmektedir. 0,6 ortalama deplasmandan sonra eğrinin tepe noktasına ulaştığı ve daha sonrasında yapının ortalama gerilmesinin düşüş yaptığı görülmektedir.



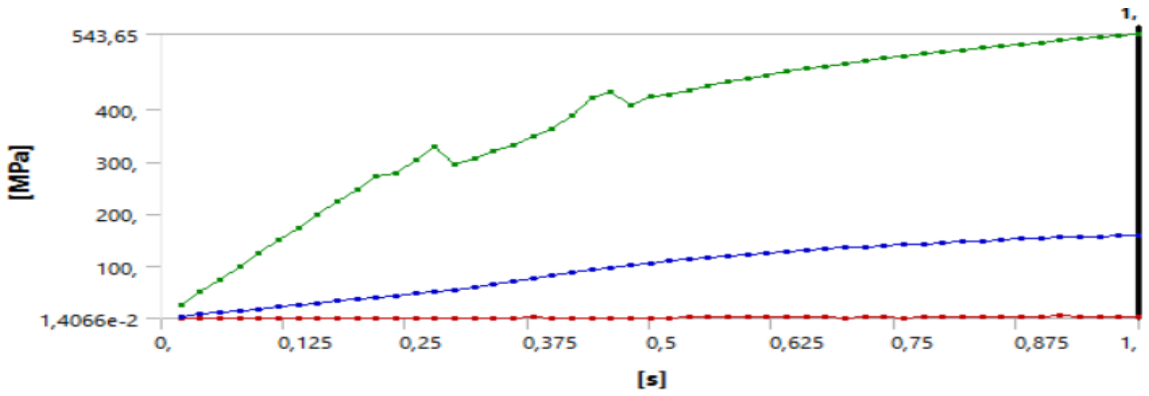
Şekil 3.29 : Nihai gerilme-deplasman eğrisi.

Şekil 3.29 incelendiğinde 3 numaralı panelin nihai mukavemet eğrisinin referans çizgileri dikkate alındığında, 12 mm deplasman durumuna kadar lineer bir davranış gösterdiği fakat 12 mm deplasman durumunda bu davranışın değiştiği görülmektedir. 14 mm deplasman durumunda eğrinin tepe noktasına ulaşıldığı ve daha sonrasında yapı nihai mukavemet değerine ulaştığı için daha fazla yük taşıyamadığı görülebilmektedir.



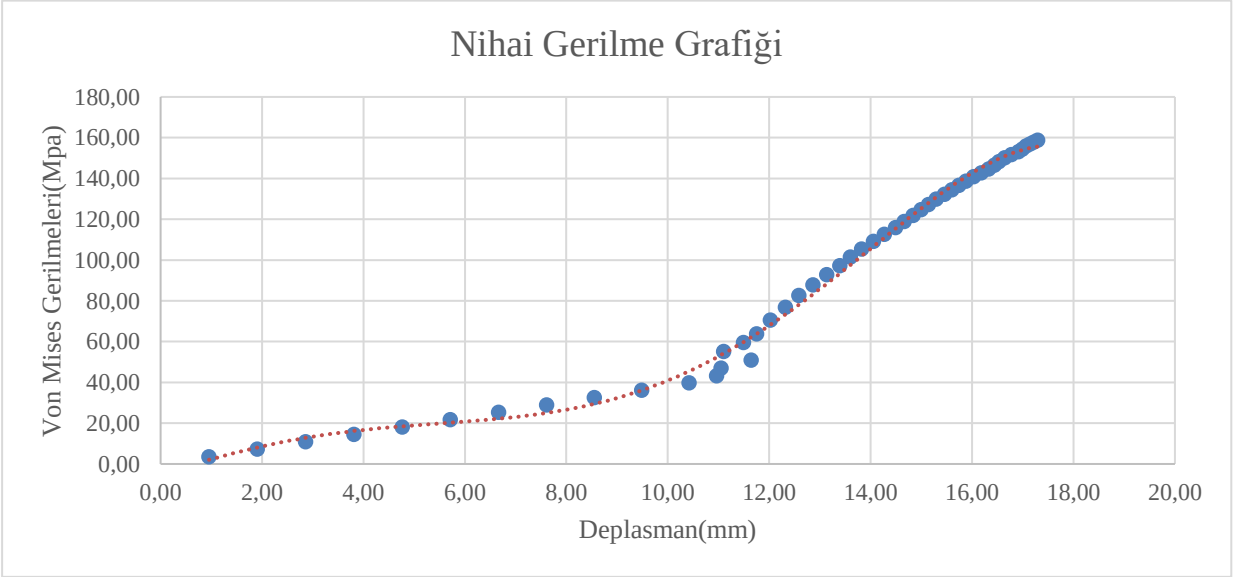
Şekil 3.30 : Boyuna yükleme durumu.

Yukarıdaki şekil 3.30'de yapıya uzun kenarlardan uygulanan yükleme durumu aktarılmıştır.



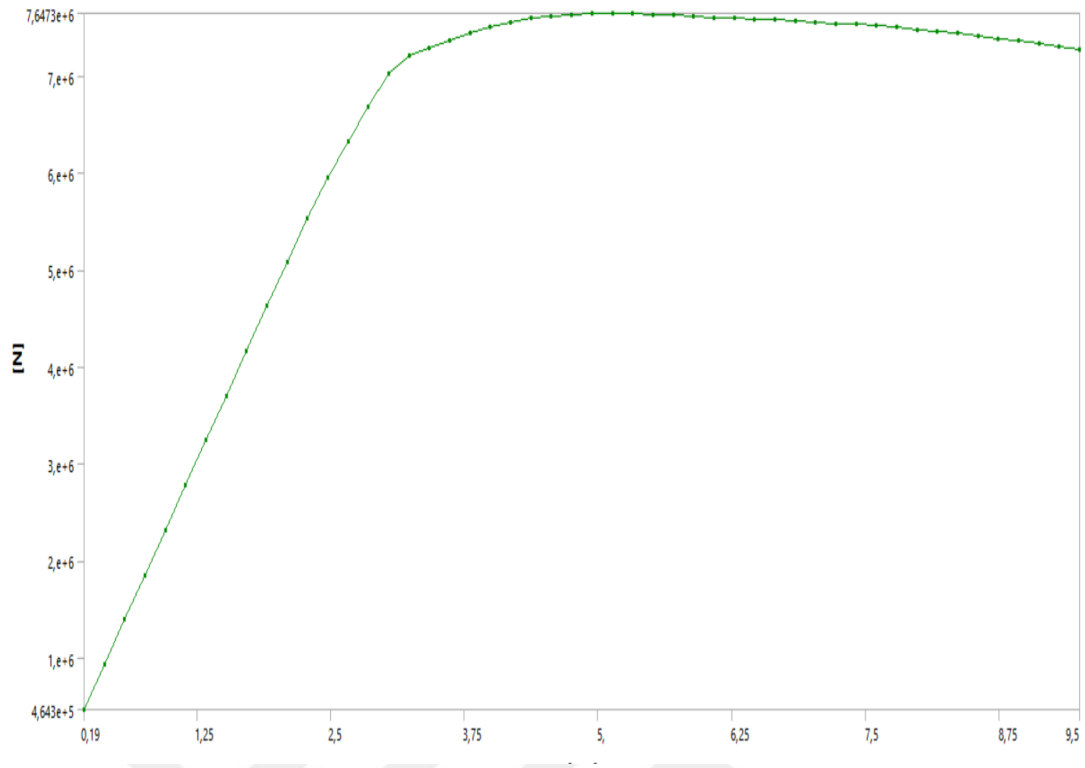
Şekil 3.31 : Von Mises gerilmeleri.

Yukarıdaki şekil 3.31'de görüleceği üzere belirli bir noktada yapı ortalama ve maksimum Von Mises gerilmelerinde lineer bir davranıştan nonlineer bir davranışa geçmiştir. Ayrıca panel geometrisindeki değişiklikten dolayı maksimum gerilmede artış yaşandığı görülmektedir. Bu sebeple yapının geometrisindeki değişimlerin analizlere etkisi irdelenmelidir.



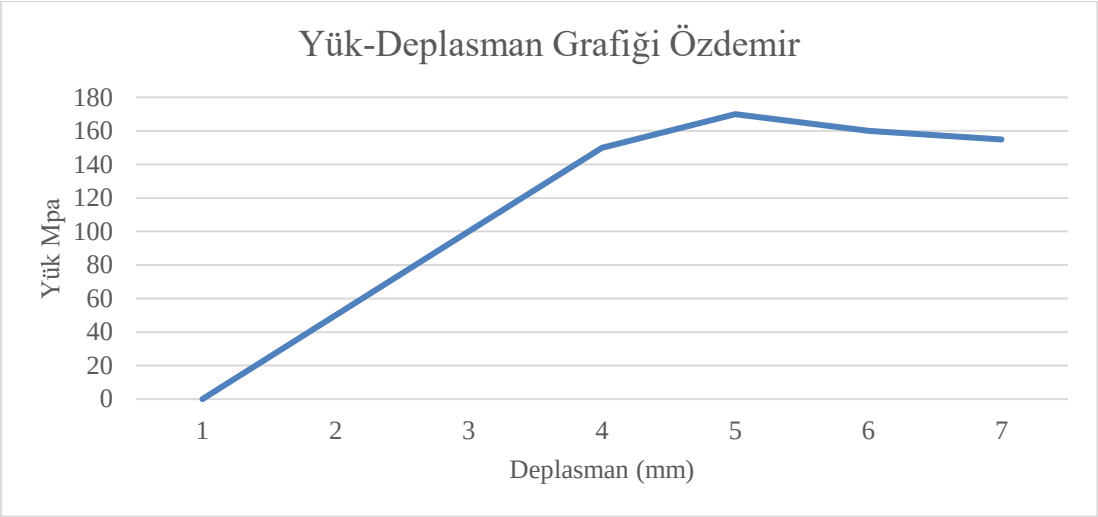
Şekil 3.32 : Nihai gerilme grafiği.

Yukarıdaki şekil 3.32'de analizden elde edilen ortalama Von Mises gerilmeleri aktarılmıştır. Eğrinin davranışı incelendiğinde 10-12 mm arasında lineer bir davranıştan nonlineer bir davranışa geçildiği görülmektedir. Yapının nihai mukavemetine doğru elde edilen verilerin sıklığının arttığını görebilmekteyiz. Yapının Ansys'ten elde edilen maksimum ve ortalama Von Mises gerilmeleri dikkate alındığında yapının nihai mukavemete ulaşmasına doğru gerilmelerin sabitlendiği görülmektedir.



Şekil 3.33 : Kesite göre reaksiyon kuvveti.

Yukarıdaki şekil 3.33'de 3 numaralı panelimiz için reaksiyon kuvveti diyagramımız gösterilmiştir. Ortalama gerilim-deplasman ve nihai Gerilme grafiklerinden elde ettiğimiz sonuçlarda karşılaştığımız gibi; eğrinin 2,5 deplasman aralığına kadar lineer bir davranış gösterdiği fakat bu kısımdan sonra lineerliğinin 3,75 deplasman değerine kadar değişkenlik gösterdiği görülmektedir. Eğrinin 5 mm deplasman değerine doğru konkav bir davranış göstererek tepe değerine ulaştığı ve sonrasında düşüşe geçtiği net şekilde görülebilmektedir. Referans alınan çalışmada (Özdemir,2013) tepe noktasının yine 5 mm olması ayrıca dikkat edilmesi gereken bir noktadır. Aşağıdaki şekil 3.23'te görüldüğü üzere, lineer bir davranış yaklaşık olarak 4 mm deplasman değerine kadar sürmüştür. Dijital metreyle elde edilen grafiğin trendi elde ettiğimiz kuvvet reaksiyonu diyagramıyla benzerlik göstermektedir.



Şekil 3.34 : Referans alınmış yük-deplasman grafiği (Özdemir, 2013).

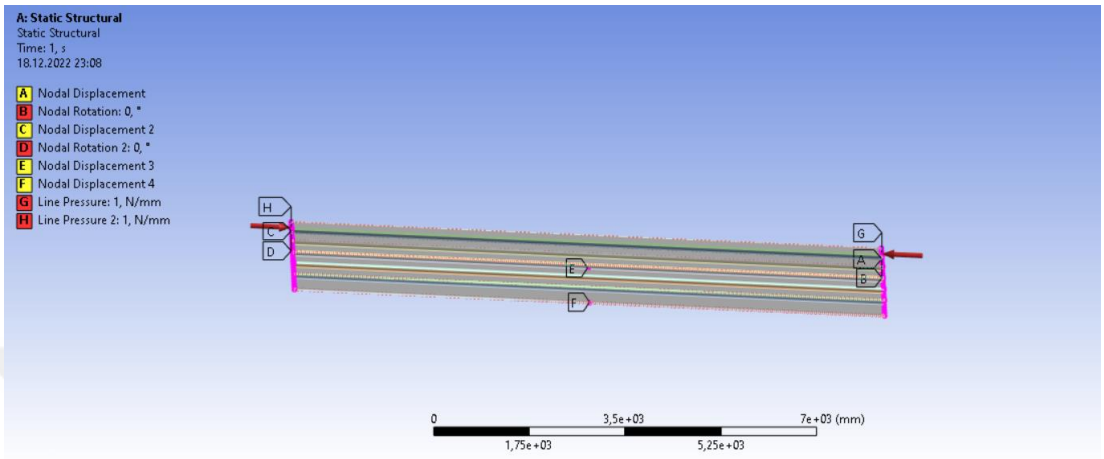
Şekil 3.33 ve şekil 3.34 incelendiğinde yapının verdiği tepkinin 5 mm deplasman değerinde maksimum noktaya ulaştığı her iki grafiktende anlaşılmaktadır. Bununla birlikte yapılan analizlerin tepe değerleri için yapılan karşılaştırma çizelge 3.3'te verilmiştir. Elde edilen sonuçların nihai gerilme açısında yakınlığı dikkat çekmektedir. Sonuçlara dair bilgiler EK-A bölümünde verilmiştir

Çizelge 3.5 : Nihai gerilme ve ortalama gerilme-deplasman değerlerinin karşılaştırılması

P3 SEA Sonucu	Sonuç [Özdemir, 2013.]	Sonuç [Chen, 2003.]	Fark [Özdemir, 2013.]	Fark [Chen, 2003.]
164,61 Mpa	-	164,50 Mpa	-	0,067%
0,611	0,517	0,549	15,385%	10,147%

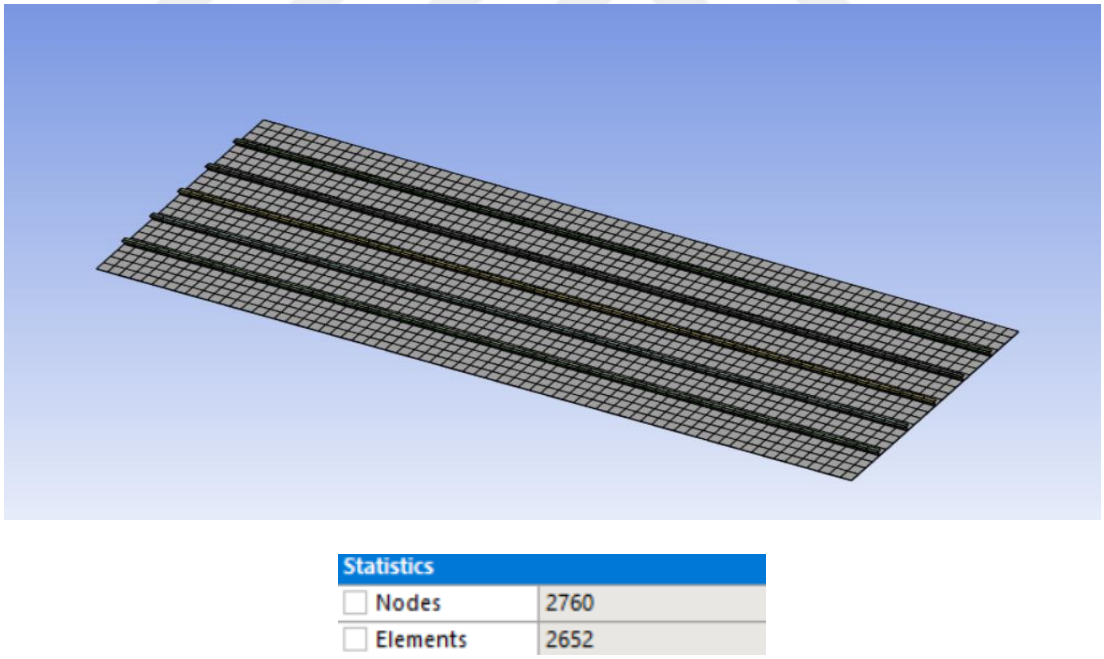
3.4 Panel 4

Son modelimiz olan dört numaralı panel çizelge 3.1'deki verilerle modellenmiştir. Sınır koşulları ve yükleme durumu aşağıda gösterildiği gibi önceki modellerle aynı şekilde tanımlanmıştır.



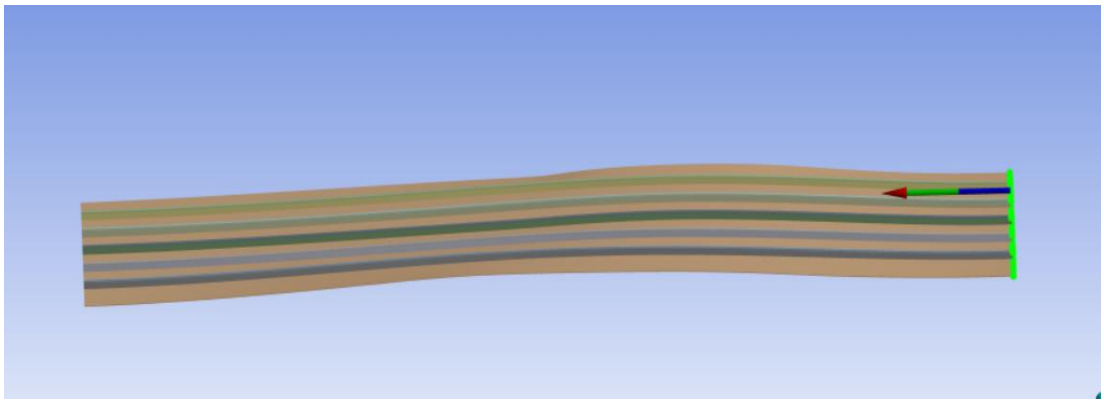
Şekil 3.35 : Panelin sınır koşulları.

Sınır şartları ve yükleme durumu yukarıdaki şekil 3.35'de gösterilmiştir.



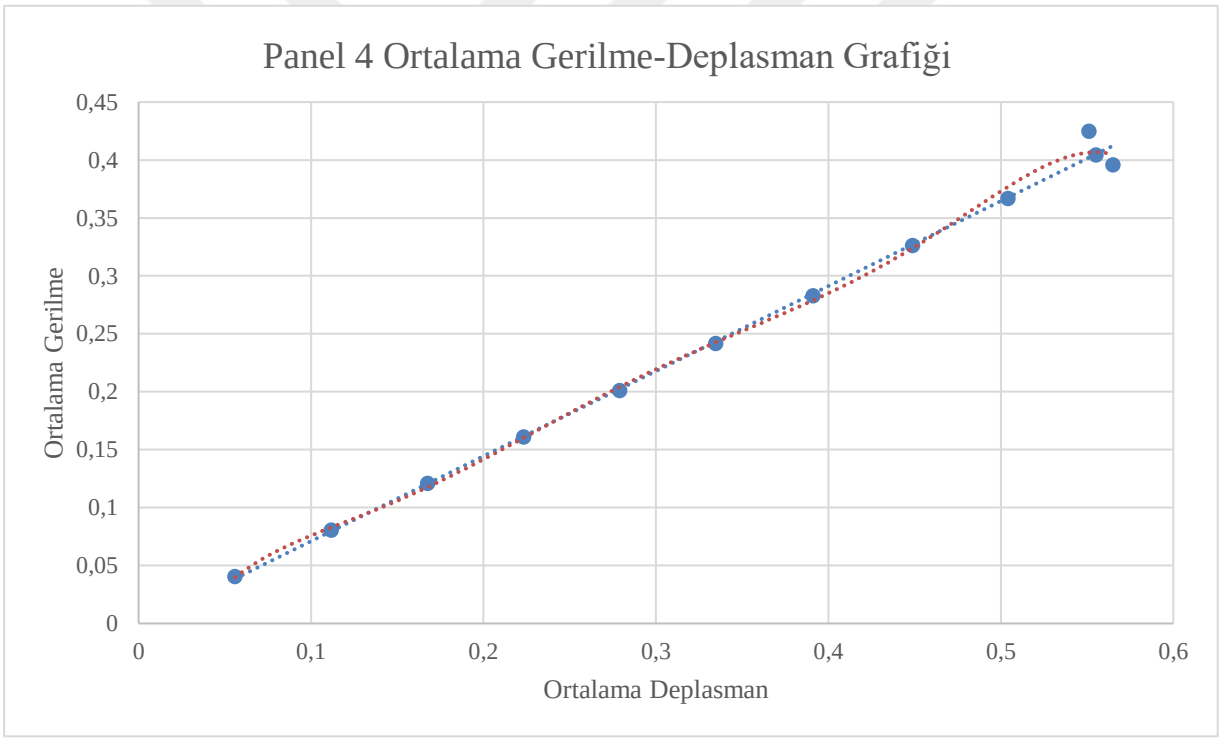
Şekil 3.36 : Panelin ağ yapısı.

Modellenen yapıya ait ağ yapısı ve ağ sayısı yukarıdaki şekil 3.36'da aktarılmıştır.



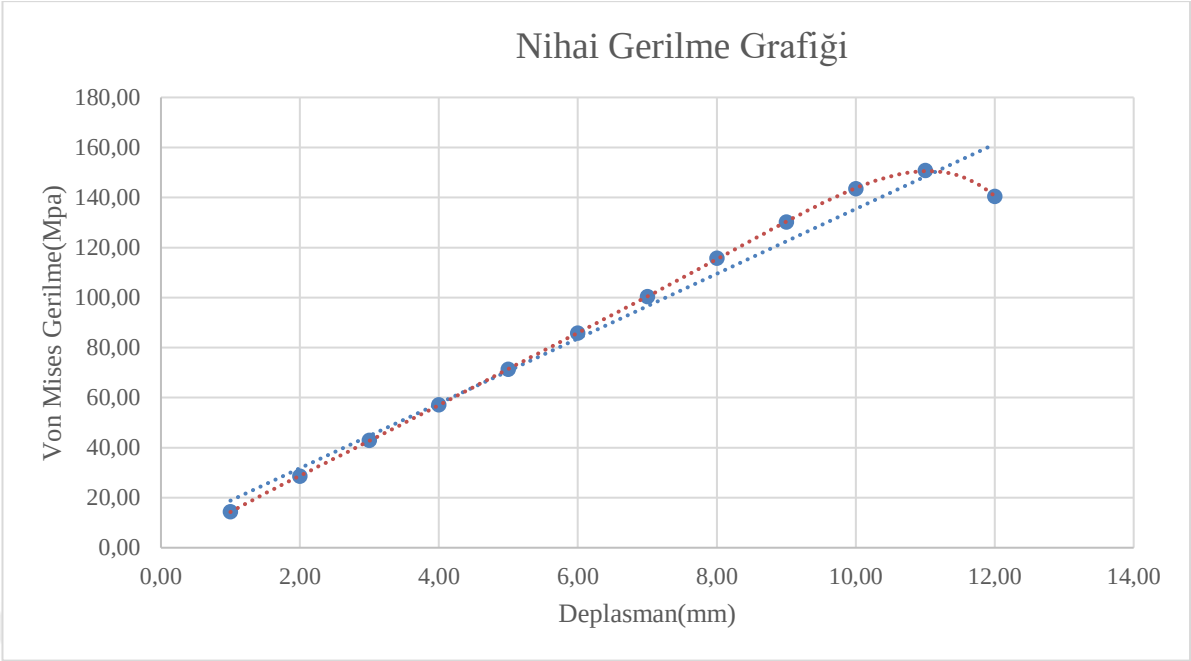
Şekil 3.37 : Panelin kesite göre reaksiyon kuvveti.

Yukarıdaki şekil 3.37'de "Ansys Workbench" içerisinde yapının en kesidine tanımlanan kuvvet reaksiyonunun yönü ve nonlineer analize sokulacak olan global burkulma modu aktarılmıştır.



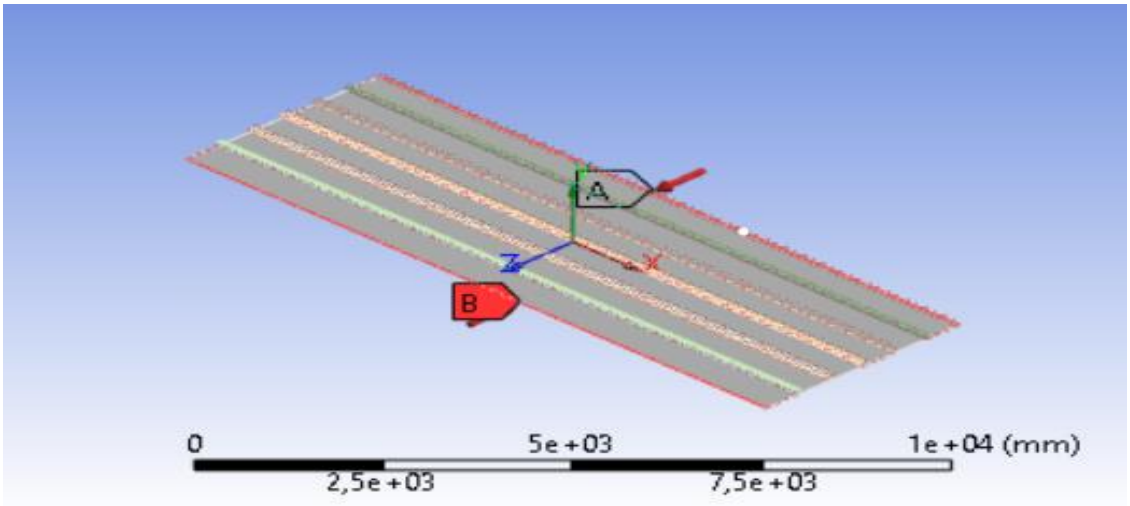
Şekil 3.38 : Panel 4 ortalama gerilme-deplasman grafiği.

Şekil 3.38'de görüleceği üzere panel lineer bir trendle ilerlerken 0,35 aralığında referans çizgileri dikkate alındığında eğrinin davranışının değiştiği görülmektedir. Eğrinin davranışının 0,424 ortalama gerilmesinde eğrinin tepe noktasına ulaşıp düşüş yaşadığı görülmektedir.



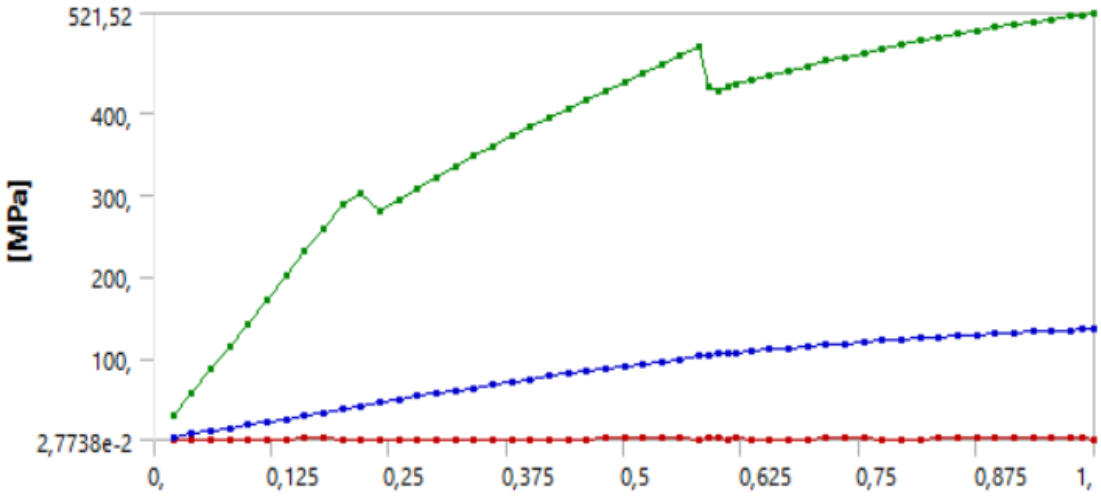
Şekil 3.39 : Nihai gerilme deplasman eğrisi.

Şekil 3.39'da görüleceği üzere nihai yük eğrisinin 8 mm deplasman durumuna kadar lineer bir davranış sergilediği fakat 8-10 mm deplasman aralığında eğrinin davranışlarının referans çizgilerine göre lineer bir davranıştan uzaklaştığı ve daha sonrasında eğrinin tepe noktasına ulaşıp düşüş yaşadığı görülebilmektedir.



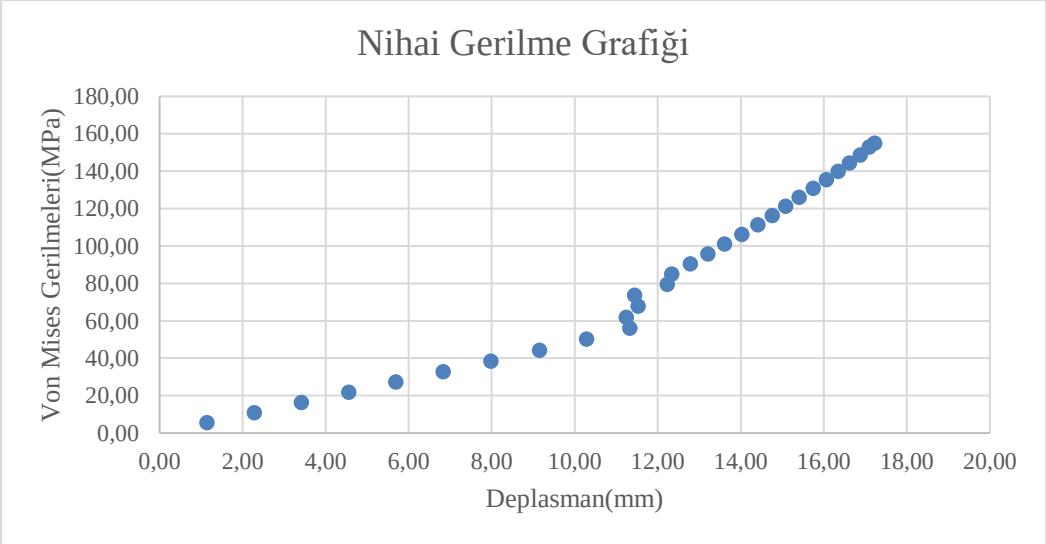
Şekil 3.40 : Boyuna yükleme durumu.

Yukarıdaki şekil 3.40'da yapıya uzun kenarlardan uygulanan yükleme durumu aktarılmıştır.



Şekil 3.41 : Von Mises gerilmeleri.

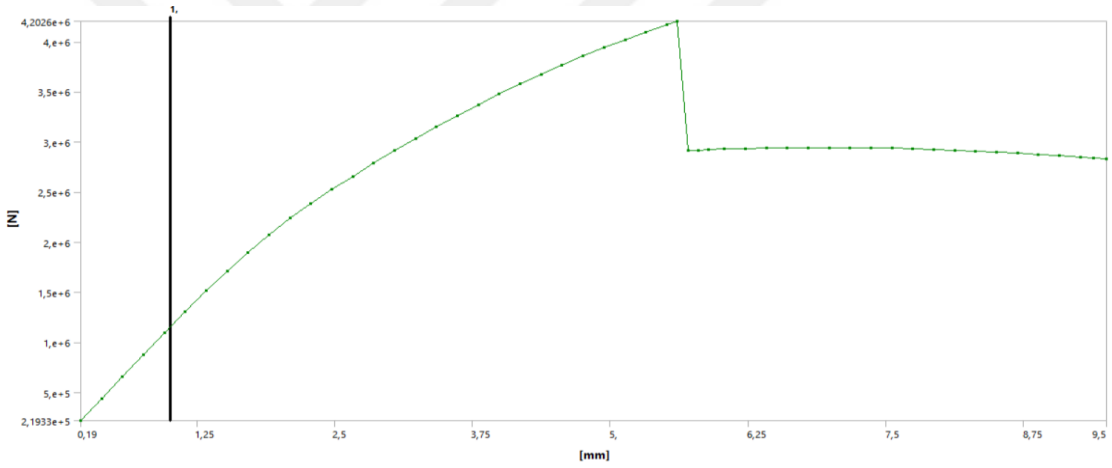
Yukarıdaki şekil 3.41'de boyuna yüke maruz kalan yapının Ansys Workbench sonuçları aktarılmıştır. Elde edilen eğrilen dikkate alındığında geometrisi değiştirilen panelin nihai mukavemet değerinin değiştiği gözlemlenmektedir. Maksimum (yeşil eğri) ve ortalama (mavi eğri) Von Mises gerilmeleri dikkate alındığında yapının belirli noktada lineer davranışının değişime uğradığı ve nihai mukavemetine doğru nonlineer bir davranış gösterdiği görülmektedir.



Şekil 3.42 : Nihai gerilme grafiği.

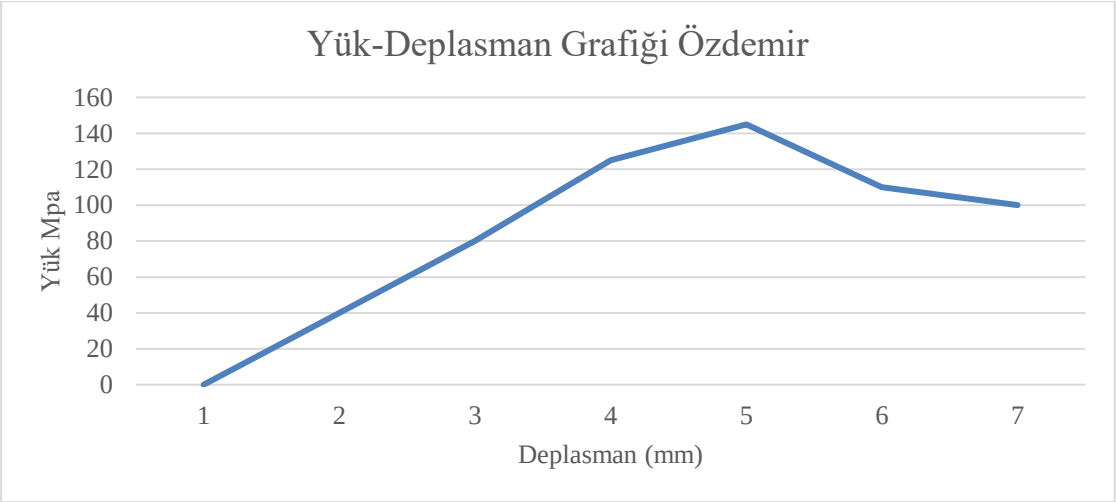
Yukarıdaki şekil 3.42'de yapılan SEA'dan elde edilen ortalama Von Mises gerilmelerinin grafiği görülmektedir. Eğri incelendiğinde yapının 10-12 mm deplasman aralığında lineer bir davranıştan nonlineer bir davranışa döndüğü görülmektedir.

Maksimum ve ortalama Von Mises gerilmeleri dikkate alındığında yapının nihai gerilme noktasına doğru elde edilen verilerin sıklaştığı ve sabitlendiği gözlemlenmektedir. Yapılan analizler dikkate alındığında boyuna ve lateral yüklemelerde yapının nihai gerilmelerinin yakın sonuçlar verdiğini görebilmekteyiz. Fakat elde edilen sonuçlarda maksimum gerilme kavramının değişkenlik gösterdiği görülebilmektedir. Bu sebeple yapının davranışlarını incelemek amacıyla tüm yapının Von Mises gerilmeleri incelenebilir. Ancak tüm yapının maruz kaldığı deformasyonları tam olarak hesaplayabilmek için hidrostatik basınçlar ve farklı yükleme durumlarının etkileri hesaba dahil edilmelidir. Bunun yanı sıra yapılan analizleri, analog bilgisayarlar matris deplasman metoduyla çözümlediği için rijitlik matrisindeki değişimleri çözümlemesi sorgulanmalıdır. Nonlineer analizlerde yapıda oluşan deformasyonlar yapının tüm rijitliğini etkilemektedir. Bu sebeple elde ettiğimiz verileri sorgulamak gereklidir.



Şekil 3.43 : Kesite göre reaksiyon kuvveti.

Yukarıdaki şekil 3.43'da panel 4 için elde edilen reaksiyon kuvveti diyagramı görülmektedir. Ortalama gerilme-deplasman ve nihai gerilme grafikleri dikkate alındığında, ilk olarak eğrinin lineer bir davranış sergilediği ve daha sonrasında lineerliğinin yine değiştiği fakat eğimsel olarak yaklaşık bir trend gösterdiği görülmektedir. Eğrinin diğer paneller gibi tepe noktasına ulaşırken konkav bir davranış sergilediği fakat bu davranışın diğer panellere göre daha kısa bir deplasman aralığında oluştuğu görülmektedir. Aşağıdaki referanstan (Özdemir, 2013) şekil 3.44 incelendiğinde, eğrinin bu davranışı yine göze çarpmaktadır. Ayrıca yine tepe noktasının 5 mm değerinde gerçekleşmesi dikkate alınması gereken bir husus olarak göze çarpmaktadır.



Şekil 3.44 : Referans alınmış yük-deplasman grafiği (Özdemir,2013).

Şekil 3.44 ve şekil 3.43 dikkate alındığında grafiklerden anlaşılacağı üzere yapı nihai yüküne ulaşana kadar benzer trendleri takip etmiştir. 5mm deplasman aralığıdna maksimum noktaya ulaştığı daha sonra düşüşe geçtiği görülmektedir. Çizelge 3.4 dikkate alındığında sadece grafiklerin değil tepe noktalarının yakın sonuçlar verdiği görülmektedir. Sonuçlara dair bilgiler EK-A bölümünde verilmiştir

Çizelge 3.6 : Nihai gerilme ve ortalama gerilme-deplasman değerlerinin karşılaştırılması

P4 SEA Sonucu	Sonuç [Özdemir, 2013.]	Sonuç [Chen, 2003]	Fark [Özdemir, 2013.]	Fark [Chen, 2003.]
150,78 Mpa	-	149,82 Mpa	-	0,637%
0,424	0,412	0,448	2,830%	5,660%

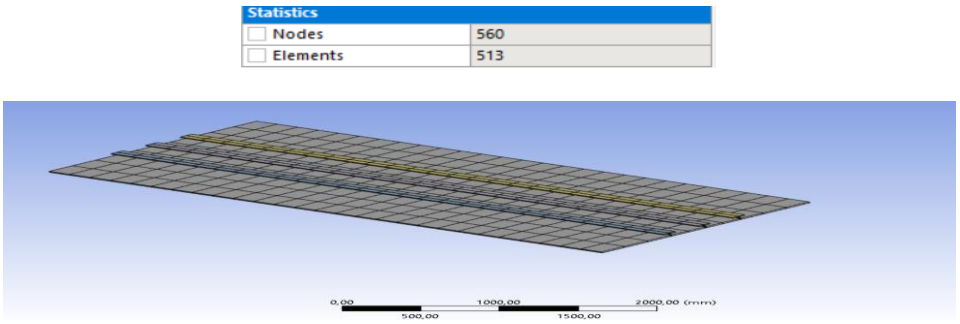
4. YAPILAN ANALİZLERİN AĞ BOYUTUNA, STİFFENER GÖVDE KALINLIĞINA VE PANEL KALINLIĞINA GÖRE DEĞİŞİMİ

4.1 Ağ Boyutunun Etkisi

Bu bölümde ilk olarak ağ boyutlarının değişiminin yapılan hesaplamalara olan etkisi anlaşılmaya çalışılmıştır. Ağ adını verdiğimiz yapılar sonlu elemanlar hesaplamalarımızın temelini oluşturmaktadır. Yapının, daha küçük sonlu elemanlara bölünmesiyle, yapının hesaplamaları daha hassas bir biçimde yapılabilmektedir. Eleman sayısı arttıkça, çözülmesi gereken matris formu büyüdüğü için analizleri çözmek daha fazla zaman almaktadır. Bu sebeple yapıyı analiz ederken, düzgün bir ağ yapısını örnek, işlemci gücü ve matris çözüm metodları büyük bir öneme sahiptir. Tezimiz için ağ boyutlarının etkisini görmek amacıyla, yapılan analizlerin ağ boyutları yarıya indirilmiştir. Ağ boyutunun sonuçlara etkisi incelenmiştir. Referans alınan çalışmalarda ağ örgüsünün 100 mm olarak kabul edildiği gözlemlenmiştir. Yapılan çalışmalarda ağ örgüsüyle oluşan ağ noktaları ve ağ elemanları paylaşılmadığı için aktarılamamıştır. (Özdemir, 2013), (Chen, 2013)

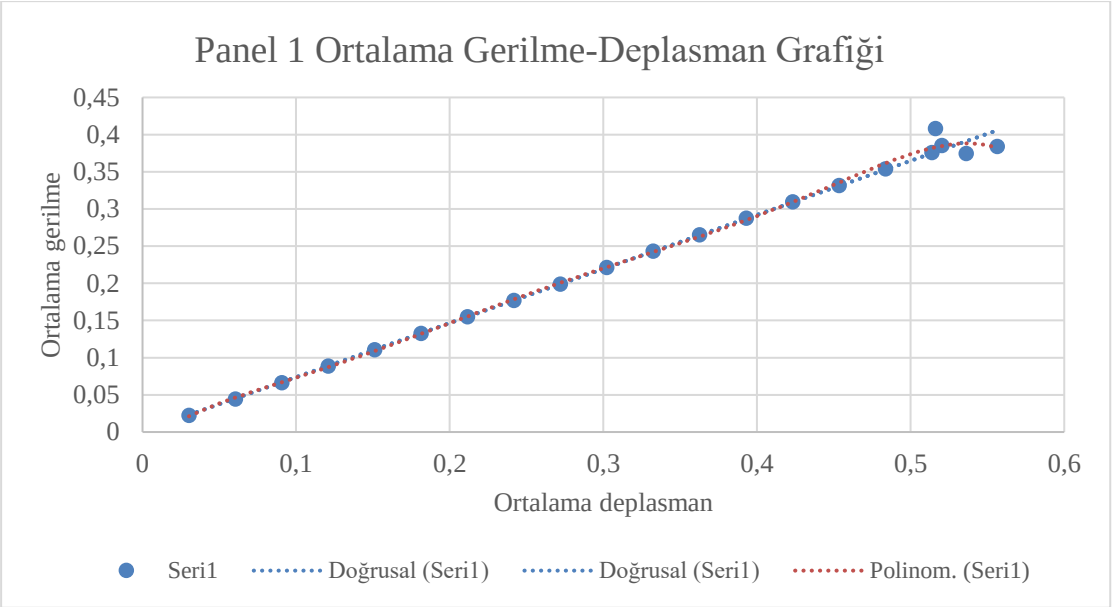
4.1.1 Ağ boyutu 200 mm

İlk olarak bir numaralı panel yapısına ait ağ örgüsünün boyutları 200 mm kabul edilmiştir.



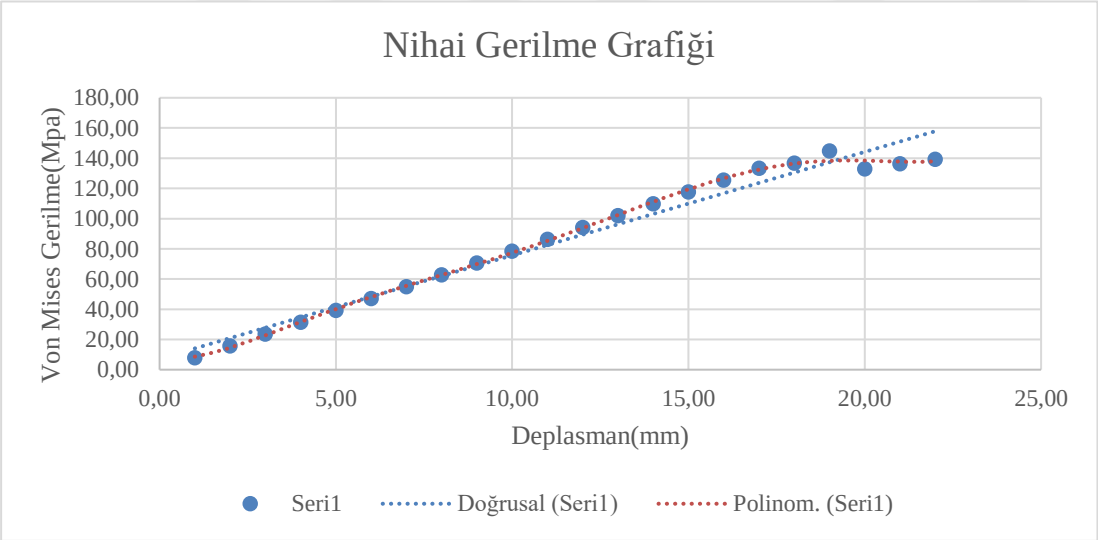
Şekil 4.1 : 200 mm ağ boyutlu panel 1 ağ sayısı ve ağ örgüsü.

Bu ağ örgüsüyle oluşan ağ noktaları, ağ elemanlarının sayısı ve gösterimi yukarıdaki şekil 4.1'de gösterilmiştir.



Şekil 4.2 : Panel 1 (200 mm) Ortalama gerilme-deplasman grafiği.

Şekil 4.2'de gösterilen grafikten anlaşılacağı üzere eğri 0,5 deplasman aralığına kadar lineer bir davranış göstermiştir. Bu deplasman değerinden sonra eğrinin davranışı nonlineer bir davranış göstermiştir. Referans çizgileri dikkate alındığında tepe noktasına ulaşıp düşüş yaşadığı görülebilmektedir.



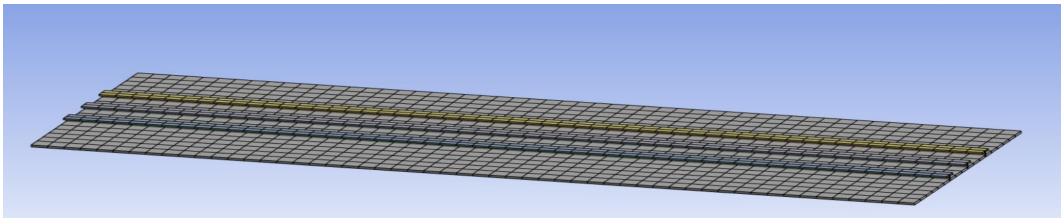
Şekil 4.3 : Nihai gerilme-deplasman eğrisi.

Şekil 4.3'deki grafikte elde edilen eğrinin,15 mm deplasman aralığına kadar lineer bir davranış gösterdiği görülmektedir. Referans çizgileri dikkate alındığında 15 mm deplasman yaptığı noktadan itibaren eğrinin davranışının değiştiğini görmekteyiz. Eğrinin,19 mm deplasman yaptığı noktaya gelindiğinde nihai mukavemet noktasına ulaştığı görülmektedir.

4.1.2 Ağ boyutu 100 mm

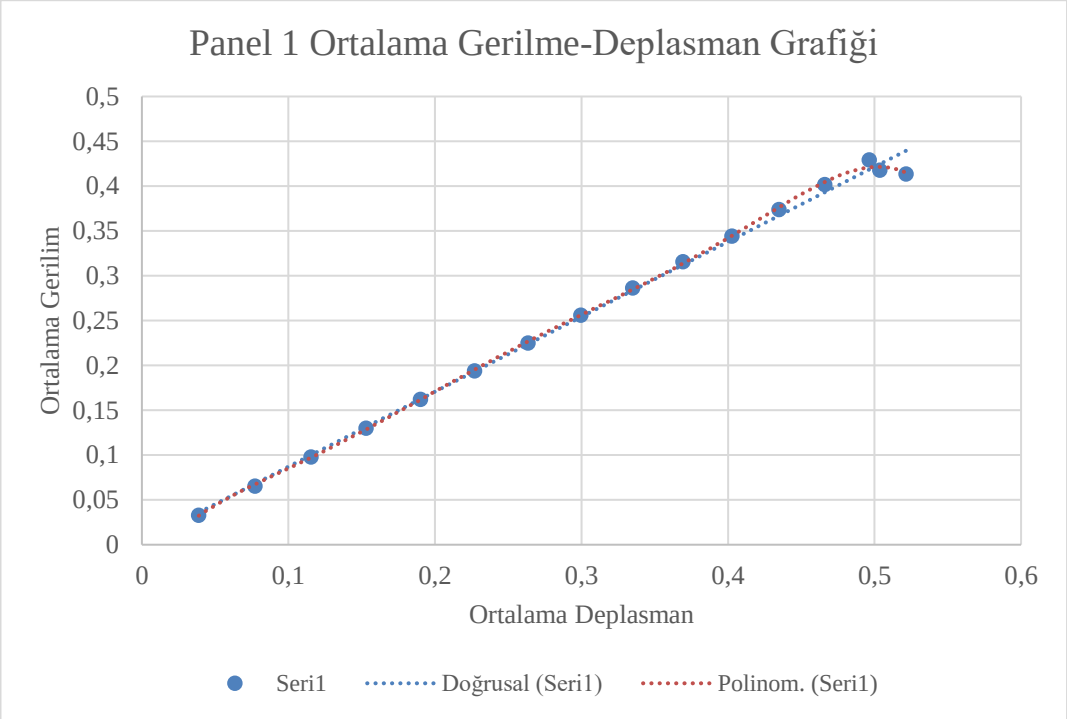
Panel 1 ağ boyutları 100 m olan sonlu elemanlar ile modellenmiştir.

Statistics	
Nodes	1540
Elements	1458



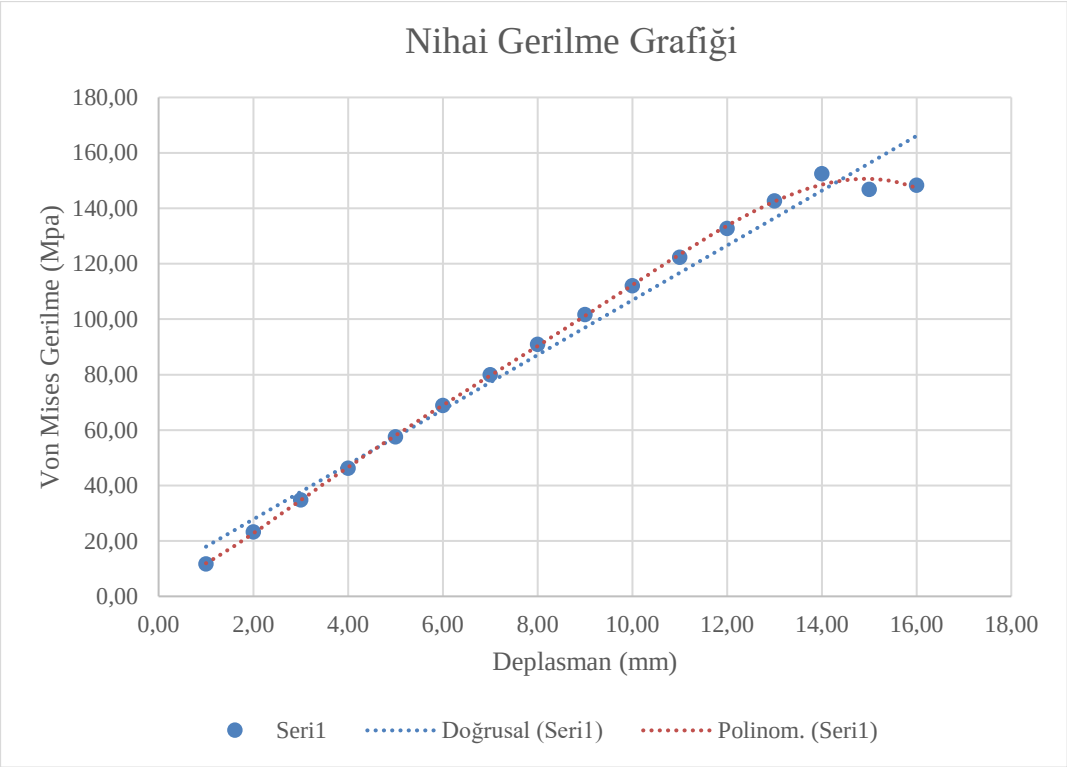
Şekil 4.4 : 100 mm Ağ boyutlu panel 1 ağ sayısı ve ağ örgüsü.

Bu ağ örgüsüyle oluşan ağ noktaları, ağ elemanlarının sayısı ve gösterimi yukarıdaki şekil 4.4'de gösterilmiştir.



Şekil 4.5 : Panel 1 (100 mm) Ortalama gerilme-deplasman grafiği.

Yukarıdaki şekil 4.5'te, panel 1 için ağ boyutu 100 mm iken elde edilen grafikleri incelediğimizde eğrinin, daha önceki ağ durumuyla elde edilen eğriyle benzer bir davranış gösterdiği görülmektedir. Fakat elde edilen verilerin azaldığı ve eğrilerin tepe noktasında değişim olduğu gözlenmektedir.



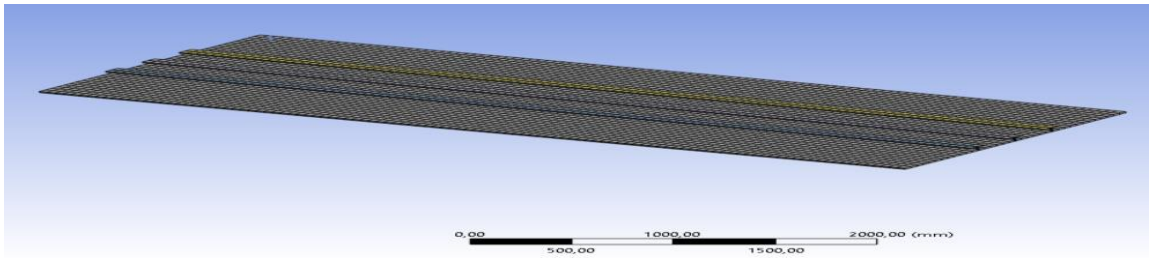
Şekil 4.6 : Nihai gerilme-deplasman eğrisi.

Şekil 4.6'da bu sefer ağ örgüsü 100 mm kabul edilen yapının nihai gerilme-deplasman eğrisi aktarılmıştır. Eğri dikkate alındığında verilerin sıklığı azalmış fakat eğrinin trendinin benzer olduğu görülmektedir. Ayrıca eğrinin tepe noktası yaptığı değerinde değiştiği görülmektedir.

4.1.3 Ağ boyutu 50 mm

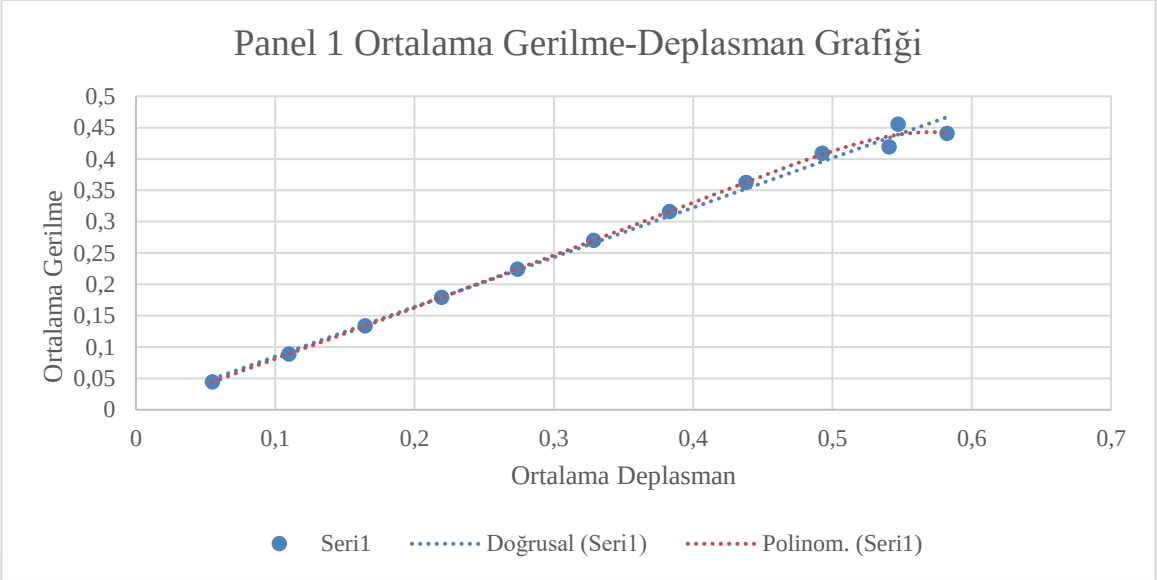
Panel 1 ağ boyutları 50 m olan sonlu elemanlar ile modellenmiştir.

Statistics	
Nodes	5014
Elements	4860



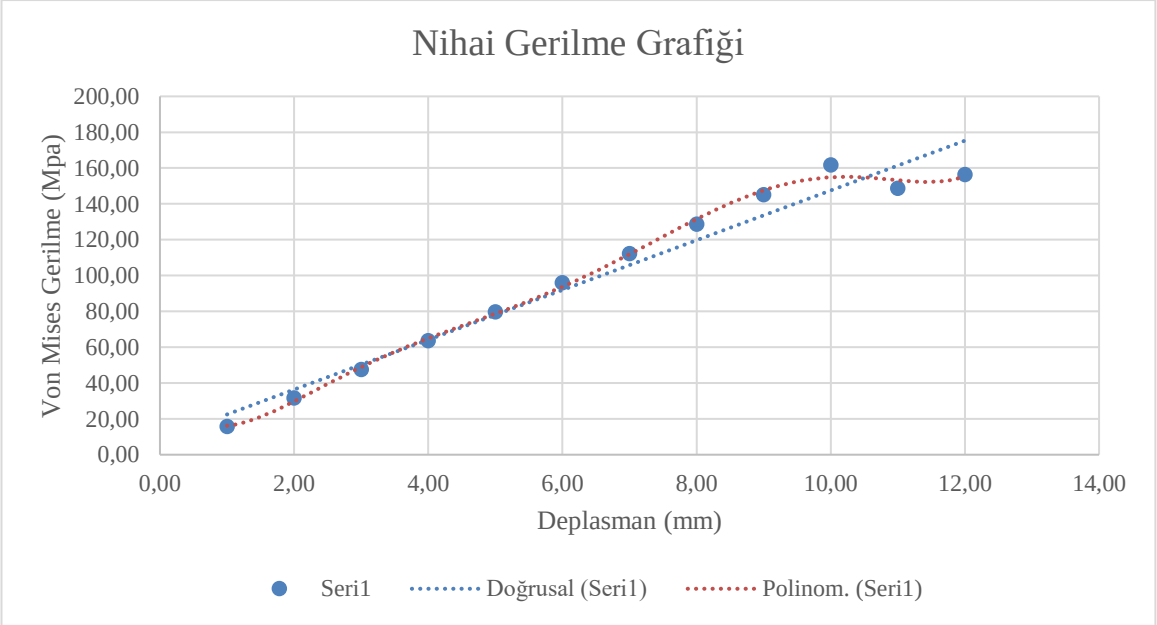
Şekil 4.7 : 50 mm Ağ boyutlu panel 1 ağ sayısı ve ağ örgüsü.

Bu ağ örgüsüyle oluşan ağ noktaları, ağ elemanlarının sayısı ve gösterimi yukarıdaki şekil 4.7'de gösterilmiştir.



Şekil 4.8 : Panel 1 Ortalama gerilme-deplasman grafiği.

Şekil 4.8'de ağ durumu 50 mm olarak kabul edilmiştir. Elde edilen eğrinin trendini önceki ağ örgüsüyle benzer olduğu görülmektedir fakat bu ağ örgüsüyle elde edilen verilerin çok daha az olduğu görülmektedir.



Şekil 4.9 : Nihai gerilme-deplasman eğrisi.

Şekil 4.9'da bu sefer ağ örgüsü 50 mm kabul edilen yapının nihai yük-deplasman eğrisi aktarılmıştır. Eğri dikkate alındığında verilerin sıklığı azalmış fakat eğrinin trendinin benzer olduğu görülmektedir. Ayrıca tepe noktası yaptığı değerinde değiştiği görülmektedir.

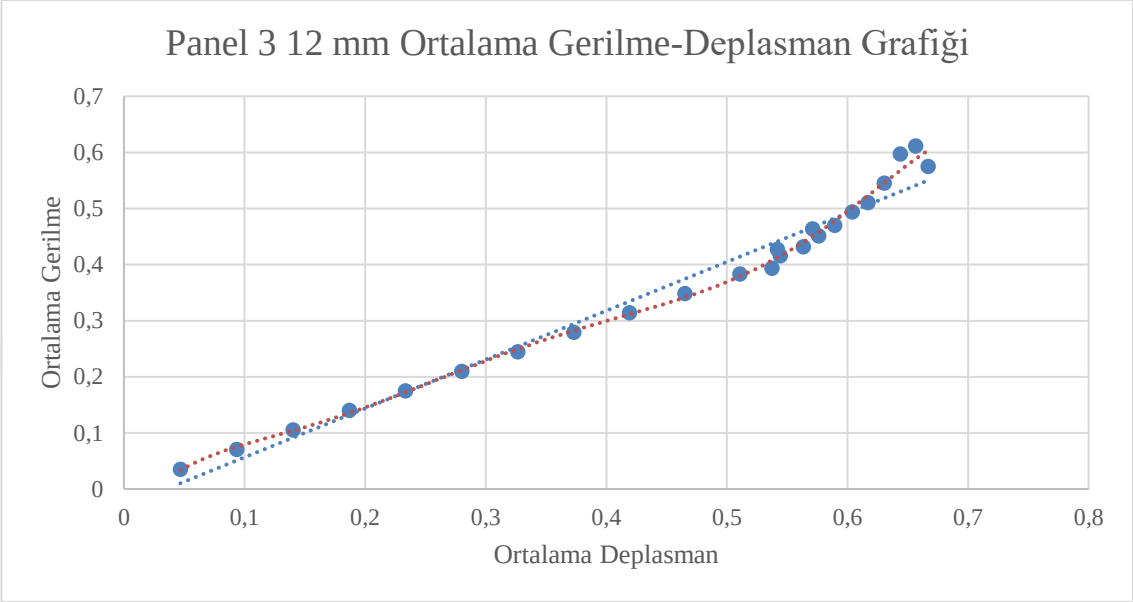
Yapılan analizlerin sonucunda ağ boyutunun değişimi analizlerin doğruluğu açısından önem arz etmektedir. Ağ boyutunun, analiz sonuçlarını nasıl etkilediği çizelge 4.1'de görülmektedir. Elde edilen sonuçlardan oluşturulan grafiklerin trendi benzerdir fakat eğrilerin tepe noktalarının,ağ boyutuyla ciddi bir oranda değişiklik gösterdiği aşağıdaki çizelge 4.1'de net bir şekilde gözlemlenmiştir. Bu yüzden ağ boyutu, analizlerde dikkat edilmesi gereken bir konu olarak anlaşılmıştır. Elbette ağ boyutu küçüldükçe, yapıda oluşan ağ elemanları ve ağ noktaları artacaktır. Yapılan nonlineer analizlere harcanan zaman artacaktır. Analizler öncesinde sonuç ve zaman arasında bir ikileme karar vermek gerekmektedir. Bu sebeple yapıya uygun bir ağ örgüsü oluşturmak önem arz etmektedir.

Çizelge 4.1 : Ağ boyutlarının analiz sonuçlarının tepe değerlerine etkisi.

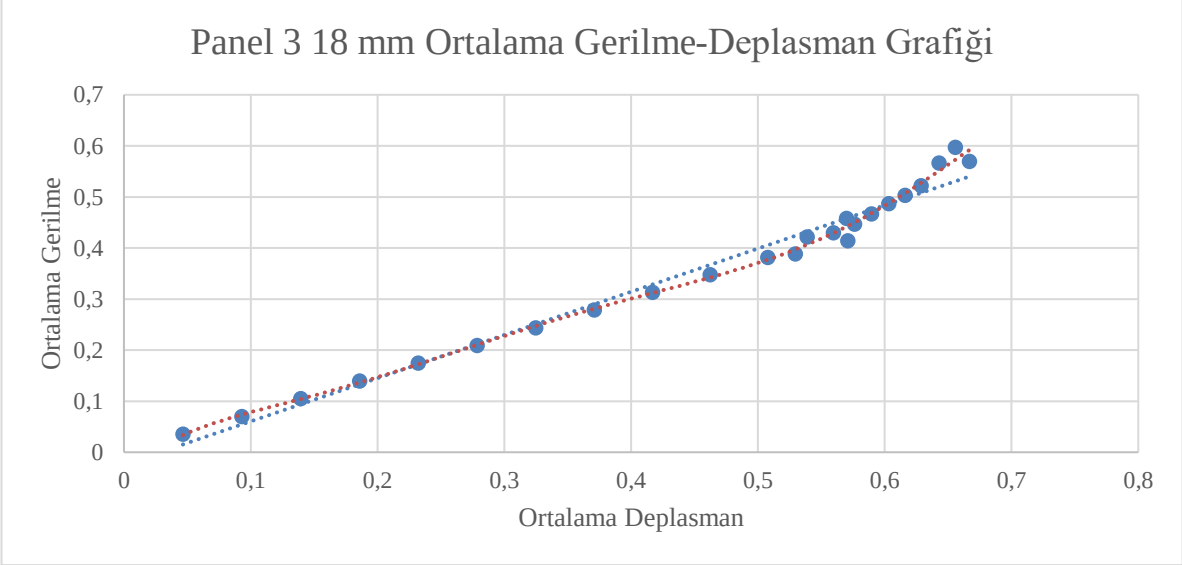
Ağ Boyutu	(σ_u/σ_Y)	Nihai Gerilme (Mpa)	[Chen, 2003.] (σ_u/σ_Y)	[Chen, 2003.] Nihai Gerilme (Mpa)	(σ_u/σ_Y) Değişimi	Nihai Gerilme Değişimi
200	0,408	144,88	0,418	147,4	2,392%	1,710%
100	0,429	152,46	0,418	147,4	-2,632%	-3,433%
50	0,455	161,75	0,418	147,4	-8,852%	-9,735%

4.2 Stiffener Gövde Kalınlığının Sonuçlara Etkisi

Bu bölümde, yapının mukavemetine ciddi bir etkisinin olduğunu düşündüğümüz, stiffener gövde kalınlığı değiştirilmiştir. Bu değişimin, 3 numaralı panel üzerinde yapılan analizlere nasıl bir etkisi olduğu anlaşılmaya çalışılmıştır.

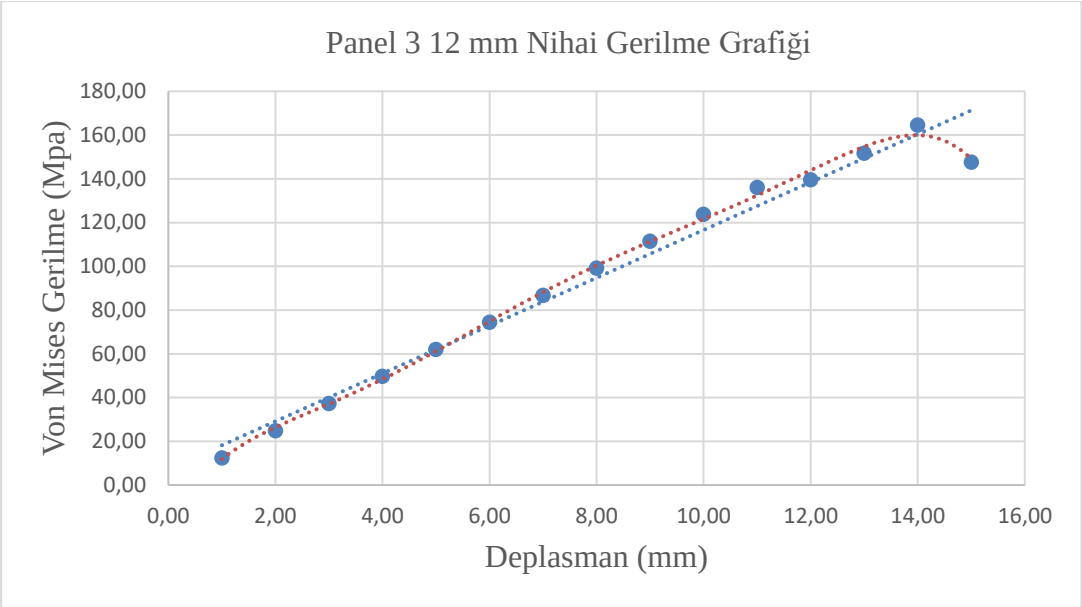


Şekil 4.10 : Panel 3 Ortalama gerilme-deplasman grafiği.

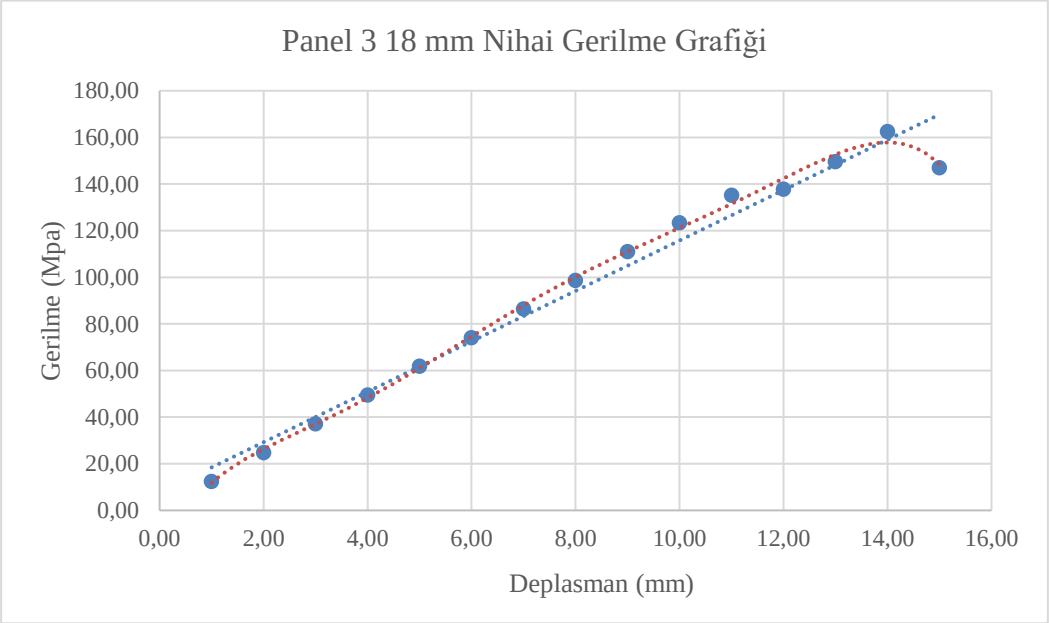


Şekil 4.11 : Ortalama gerilme-deplasman grafiği.

Şekil 4.10 ve 4.11'de görüleceği üzere stiffener web kalınlığının değişimi ortalama gerilme ve ortalama deplasman değerine etkisi görülmektedir. Grafiklerden anlaşılacağı üzere elde edilen sonuçlar benzerlik göstermektedir. Fakat tepe değerlerinde değişimlerin olduğu görülebilmektedir.

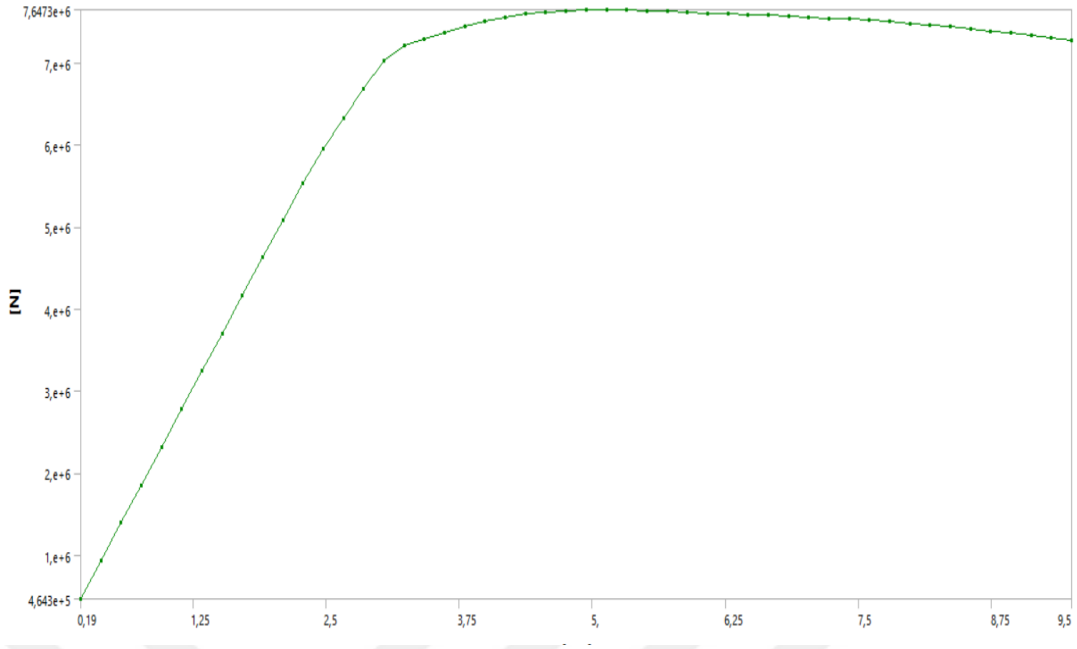


Şekil 4.12 : Nihai gerilme-deplasman eğrisi.

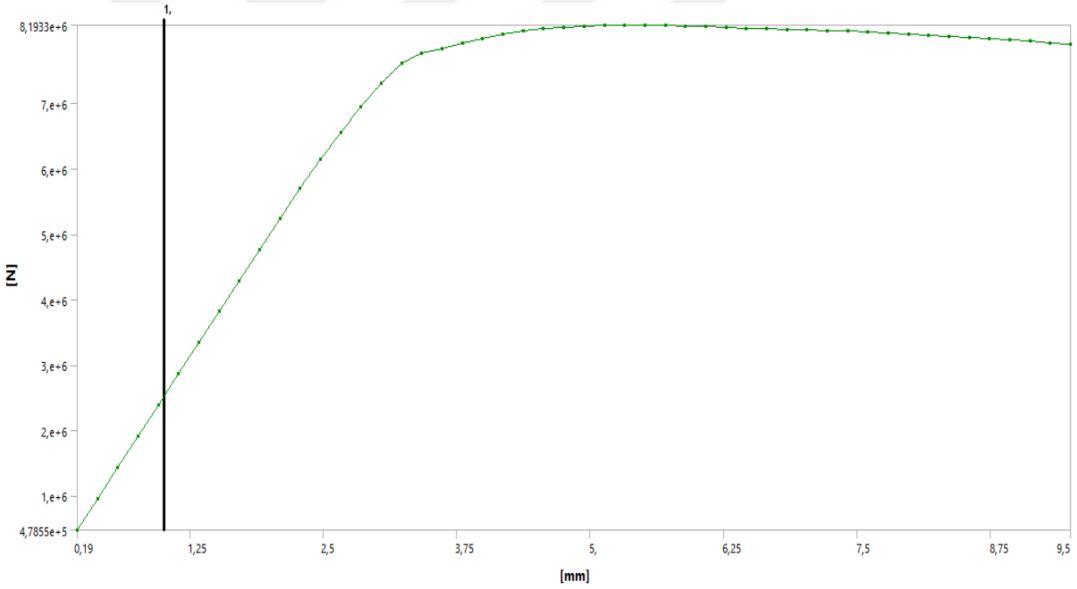


Şekil 4.13 : Nihai gerilme deplasman eğrisi.

Şekil 4.12 ve 4.13 dikkate alındığında analizlerden elde edilen verilerin benzerlik gösterdiği görülmektedir. Nihai mukavemet noktası kabul edilen tepe değerler incelendiğinde farklılık olduğu görülmektedir. Bu farklılık bölüm sonunda aktarılmıştır.



Şekil 4.14 : 12 mm Kesite göre reaksiyon kuvveti.



Şekil 4.15 :18 mm Kesite göre reaksiyon kuvveti.

Öte yandan kuvvet reaksiyonlarından elde edilen sonuçların sayısal değerleri karşılaştırıldığında stiffener web kalınlığının hesaplamalara olan etkisi daha net bir şekilde görülebilmektedir. Kuvvet reaksiyonları için elde edilen sonuçlar yukarıdaki şekil 4.14 ve 4.15'de aktarılmıştır.

Elde edilen sonuçlar dikkate alındığında stiffener web kalınlığının değişimi, σ_u/σ_Y ve maksimum yük için çok fazla etki etmemiştir fakat özellikle kesidin reaksiyon kuvvetinde ciddi derecede etkisi bulunmaktadır.

Tezimiz boyunca dikkate aldığımız reaksiyon kuvvetine ciddi etkisi bulunan bu değişim aşağıdaki çizelge 4.2'de aktarılmıştır.Elde edilen sonuçlar dikkate alındığında,yapının tümünden elde edilen sonuçların negatif değere sahip olduğu fakat yapının en kesidinden elde edilen sonucun pozitif bir değer sahip olduğu görülmektedir.Önceden karşılaştığımız gibi bu analizimizdede yapının tümünden ziyade,yapının en kesidinden elde ettiğimiz verilerin(Mühendislik mantığı dahilinde) daha mantıklı olduğu görülmektedir.

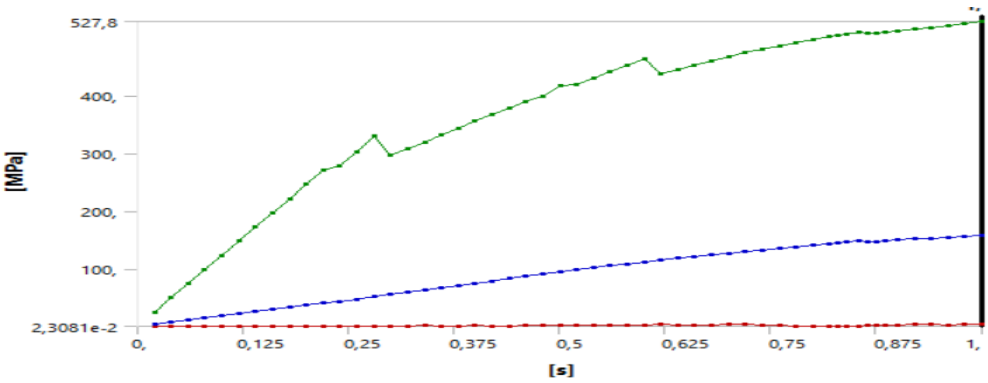
Çizelge 4.2 : Stifener web kalınlığının değişiminin üç parametreye etkileri.

Stiffener Web Kalınlığı	12 mm	18mm	Değişim
Kesit Alanındaki Reaksiyon Kuvveti (N)	7647000	8193000	6,664%
Maksimum σ_u/σ_Y Değeri	0,611	0,596	-2,517%
Maksimum Gerilme Değeri	164,61	162,58	-1,249%

4.3 Panel Kalınlığının Sonuçlara Etkisi

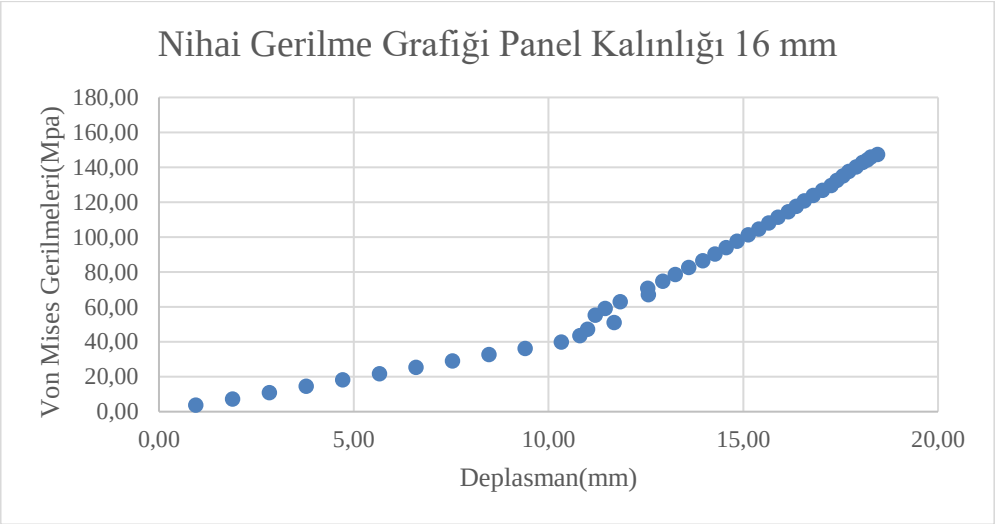
Bu bölümde "Panel 3", boyuna yükleme durumunda, kalınlığı 16 mm ve 26 mm olarak tanımlanmıştır. Panel kalınlığının elde ettiğimiz sonuçlara olan etkisi gözlemlenmek istemiştir.

4.3.1 Panel 3-kalınlık 16 mm



Şekil 4.16 : Von Mises gerilmeleri.

Şekil 4.16'da panel kalınlığına bağlı olarak maksimum Von Mises gerilmelerinin değiştiği gözlemlenmektedir. Diğer grafiklerden farklı olarak eğrinin maksimum yaptığı noktalar, panel kalınlığının değişimiyle farklılaşmıştır. Tepe noktasına baktığımız zaman bölümün sonundaki çizelge 4.3'te farklılık gözlemlenebilir.

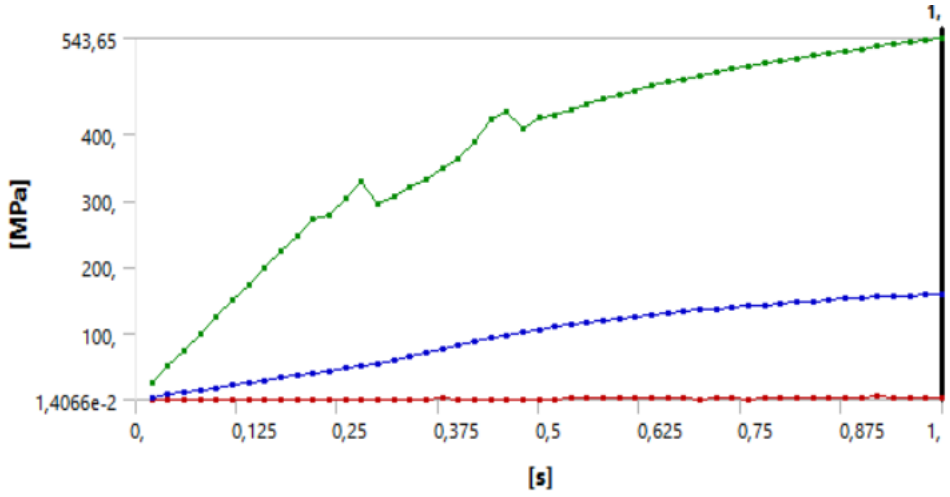


Şekil 4.17 : Nihai gerilme grafiği.

Panel kalınlığı 21 mm'den 16 mm'ye indirilen panelin nihai gerilme grafiğini incelediğimiz zaman aynı trendi gösterdiğini anlayabiliyoruz. Fakat bölüm sonundaki grafikte görüleceği üzere lineer-nonlineer eğri davranışının, panel kalınlığıyla değişim gösterdiği görülecektir. Nihai mukavemet noktasına baktığımızda, ortalama Von Mises Gerilmelerinin panelin kalınlığındaki değişimden dolayı ciddi bir düşüş yaşadığı bölümün sonundaki çizelge 4.3'ten anlaşılabilmektedir.

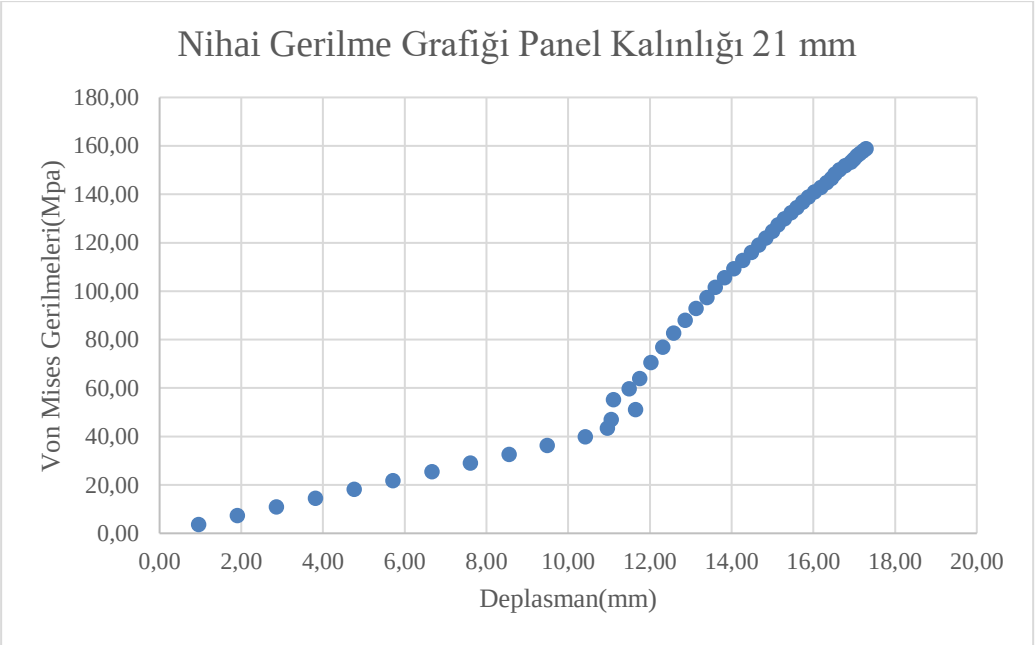
4.3.2 Panel 3-kalınlık 21 mm

Bu bölümde önceden bölüm 3.3'te analizleri yapılan panel 3 sonuçları aktarılmıştır.



Şekil 4.18 : Von Mises gerilmeleri.

Yukarıdaki şekil 4.18'de 21 mm panel kalınlığının "Ansys" SEA ile elde edilen Von Mises gerilmeleri aktarılmıştır.

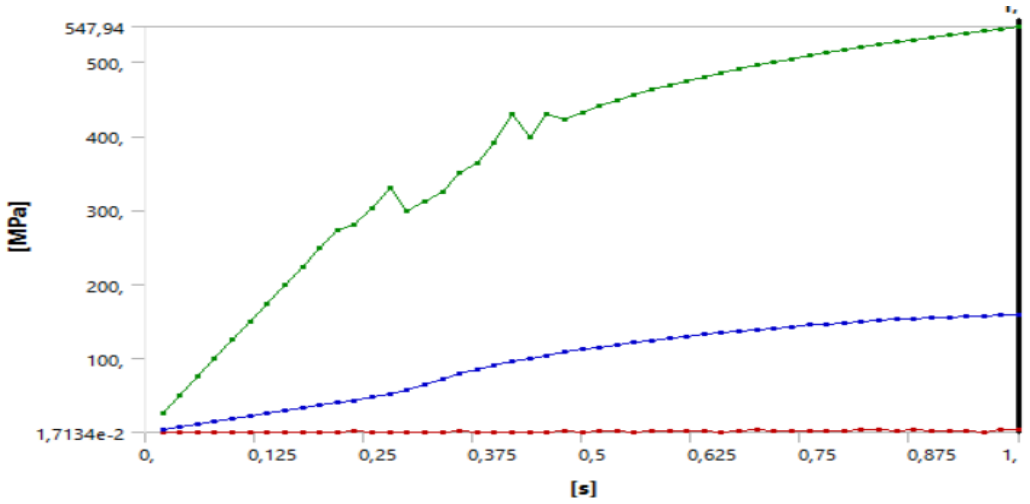


Şekil 4.19 : Nihai gerilme grafiği.

Yukarıdaki şekil 4.19'da 21 mm panel kalınlığının SEA ile elde edilen Von Mises gerilmelerinin sonuçları "Excel" ile aktarılmıştır.

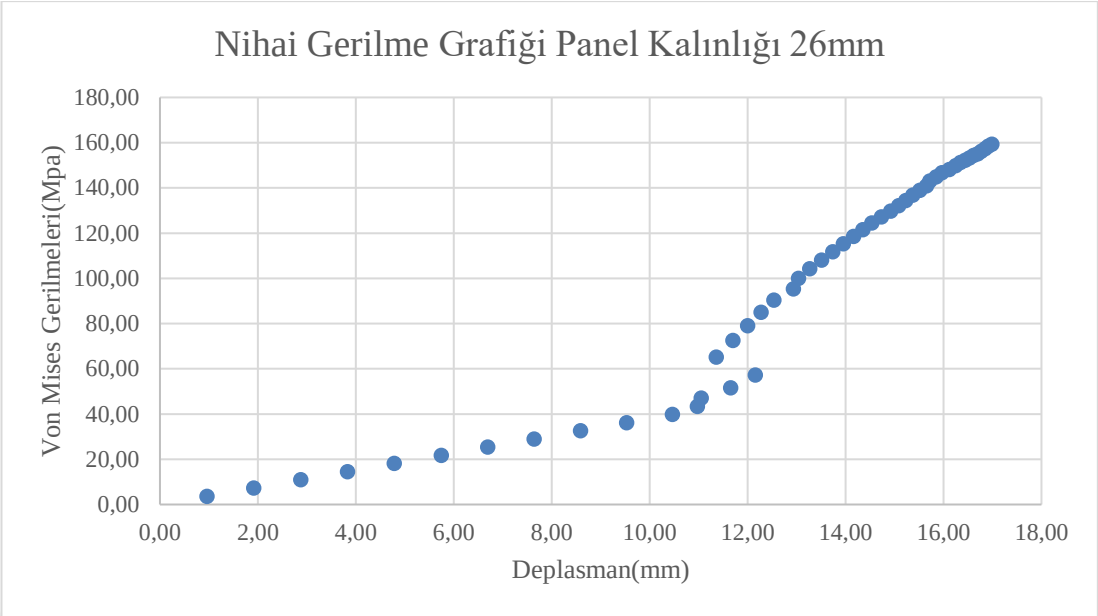
4.3.3 Panel 3-kalınlık 26 mm

Bu bölümde panel kalınlığı 26 mm çıkartılarak sonuçlar elde edilmiştir.



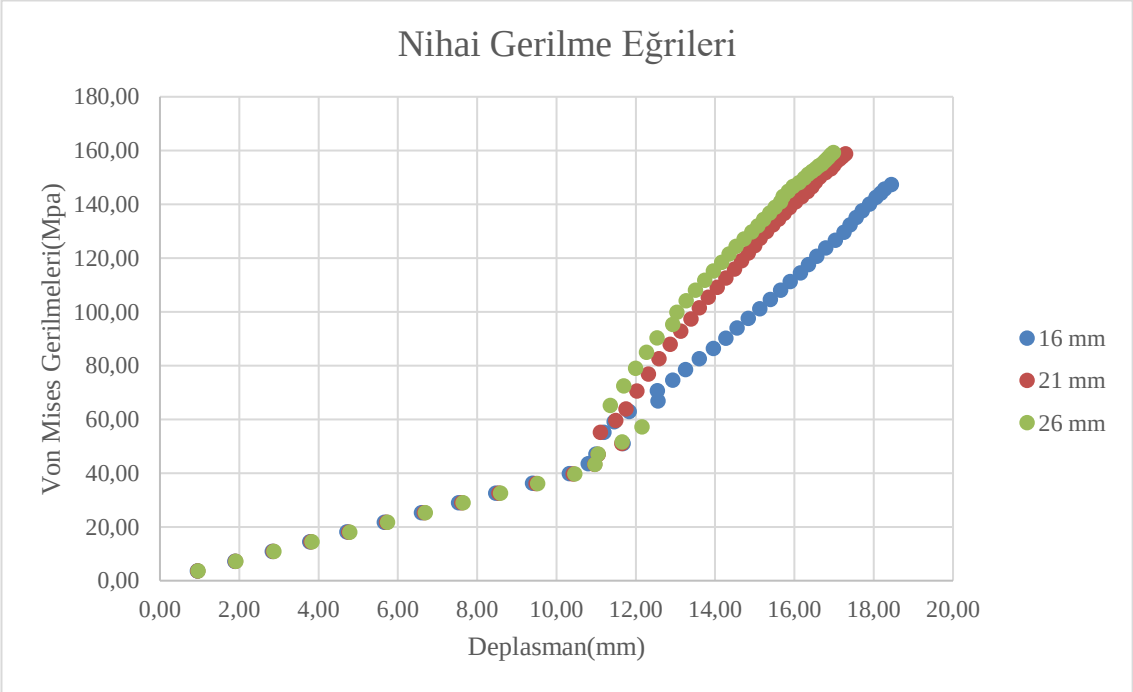
Şekil 4.20 : Von Mises gerilmeleri.

Şekil 4.20'de anlaşılacağı üzere, panel kalınlığı arttırılan yapının deformasyona karşı koyabileceği Von Mises gerilmeleri artış göstermiştir. Bu artış bölümün sonundaki çizelge 4.3 ve şekil 4.22'de daha iyi anlaşılabilir.



Şekil 4.21 : Nihai gerilme grafiği.

Şekil 4.21'de panelin kalınlığı 26 mm çıkartılarak nihai gerilme eğrisi elde edilmiştir. Sonuçlara baktığımızda eğrinin genel trendi benzerlik göstermektedir. Fakat nonlineer bölgede levha kalınlığının etkisi çizelge 4.13 ve şekil 4.22'de daha net şekilde görülebilmektedir.



Şekil 4.22 : Levha kalınlığına göre nihai gerilme eğrisi değişimi.

Yukarıdaki şekil 4.22'de farklı panel kalınlığına sahip yapının elasto-plastik eğrileri birlikte çizdirilmiştir.

Aşağıdaki çizelge 4.3'de SEA ile elde edilen sonuçlar aktarılmıştır. Elde edilen maksimum Von Mises gerilmelerinin ve ortalama Von Mises gerilmelerinin sayısal değerleri aktarılmıştır.

Çizelge 4.3 Nihai gerilme eğrileri tepe noktaları

Panel Kalınlığı (mm)	16 mm	21 mm	26 mm
Maksimum Von Mises Gerilmeleri (Mpa)	527,8	543,65	547,94
Ortalama Von Mises Gerilmeleri (Mpa)	147,35	158,76	159,28

Elde edilen sonuçlar dikkate alındığında panel kalınlığının, istenilen nihai gerilmeye göre dikkatle seçilmesi gerektiği gözlemlenmiştir.

5. SONUÇLAR VE DEĞERLENDİRMELER

Tezin başlangıç kısmı itibariyle,yapılan analizlerin matematiksel ve fiziki olarak burkulma teorisini,lineer ve nonlineer analizlerin temellerini ve dikkat edilmesi gereken kısımlarını aktarmaya çalıştık.Bununla birlikte sonuçlara ulaşmak için var olan farklı yaklaşım metodlarını ve tezimizde kullandığımız sonlu elemanlar metodunu aktarmaya çalıştık.Literatür araştırmaları kısmında kendi analizlerimiz için yapılan araştırmalar özetle aktarılmıştır.Bu araştırmaların konusu olan panellerin elastoplastik davranışları,ikinci bölüm içerisinde analitik ve ampirik yöntemlerle incelenmiştir.Daha sonra çözümlerin ve sonuçların değişkenlik gösterip yetersiz kalmasıyla deneysel bir çalışmaya yönelinmiş ve bu deneysel çalışmanın sonuçlarıyla birlikte sonlu elemanlar metodunun doğruluğu irdelenmiştir.

Yakın sonuç veren bu çalışmadan sonra artık gemi panellerinin istenilen şekilde tasarlanıp sonlu elemanlar ile analiz edilebileceği kabul edilerek farklı paneller oluşturulmuştur. Paneller referans çalışmalarındaki. (Örneğin, Chen, 2008), (Örneğin, Özdemir, 2013) panel geometrileri, yükleme durumları ve sınır koşulları dikkate alınarak modellenmiştir. Çıkan sonuçlar her iki karşılaştırmadada nihai yük değerleri ve kolon kiriş yöntemiyle elde edilen sonuçlarla yakın sonuçlar vermektedir. Bu sonuçlar her panelin sonunda çizelge olarak aktarılmıştır.

Yapının elastoplastik davranışları, ayrıca boyuna yükleme durumundada incelenmiştir. Bu kısımda yapı için yapılan sonlu elemanlar analizinin sonuçları, tüm verileriyle aktarılmıştır. Elde edilen sonuçlar grafik olarak aktarıldığında, lineer ve nonlineer davranışlar daha net bir şekilde görülebilmektedir. Elde edilen veriler minimum, ortalama ve maksimum Von Mises gerilmeleri olarak farklılaşmaktadır. Referanslarda elde edilen sonuçlar, ortalama Von Mises gerilme sonuçlarıdır. (Örneğin, Georgiou, 2019), (Örneğin, Chen, 2008), (Örneğin, Özdemir, 2013).

Yapılan analizlerin doğruluğu için incelenmesi ve dikkate alınması gereken hususlar bulunmaktadır. Bunlardan ilki, nonlineer analize geçmek için burkulma modunun ölçeklendirilmesidir. Bu ölçeklendirme literatür araştırmalarımız ve deneysel çalışmalar dikkate alınırak tanımlanmıştır. Bu ölçeğin hesaba etkisi olması sebebiyle ayrıca incelenmesi gerekmektedir. Bu sebeple ölçeğin doğru tespiti için, analizlere temel oluşturmak adına, deneysel bir çalışma olması gerekmektedir.

Analizlere dikkat edildiğinde, yükleme durumları bir diğer önemli konu olarak göze çarpmaktadır. Yapının lateral ve boyuna yüklemeler dışında, belirli bir hidrostatik basınçtan kaynaklı elasto-plastik davranışlarının değişebildiği, yakın tarihlerde DNV için yapılan bir çalışmada görülmektedir. (Örneğin, Georgiou, 2019) Bu sebeple nonlineer analizlerde sınır koşullarının büyük etkisi dışında yükleme durumlarınında elasto-plastik davranışlara etkisi incelenmelidir.

Tezimizde üç farklı durum incelemesi ayrıca yapılmıştır. İlk durum sonlu elemanlar metodunun çok önemli bir temeli olan "Ağ" yapısıdır. Bu çalışmada, farklı ağ boyutlarında analizler tekrarlanmış ve sonuçlara olan etkisi irdelenmiştir. Çıkan sonuçlar sonucunda "Düzgün Ağ" kavramı aktarılmaya çalışılmıştır. Bu kavram türkçe olarak yapının yapıya uygun bir şekilde sonlu elemanlara (Ağ) bölünmesi olarak açıklanabilir. Ağ yapısı analizlerin çözümünde etkisi olan matris-deplasman metodunda büyük öneme sahiptir. Sonlu elemanlar yapıya uygulandığında özetle bir matris sistemi oluşturulmaktadır. Daha sonrasında bilgisayarda nümerik olarak bu matris sistemi çözülerek deplasmanlar ve kuvvetler bulunabilir. Bu sebeple yaptığımız incelemelerde, ağ örgüsü değişen yapının sonuçlarının değiştiği gözlemlenmiştir.

Bir diğer çalışma ise stiffenerin, panellerin mukavemetine ciddi bir etkisi olduğu birçok literatür araştırmasında algılanmıştır. Bu çalışmada üç numaralı panelin stiffener kalınlığı değiştirilerek analizlerin karşılaştırılması yapılmıştır. Karşılaştırma incelendiğinde profilde uygulanan değişimin, kesitte oluşan nihai kuvvete ciddi bir etkisi bulunduğu gözlemlenmektedir. Diğer incelemelere, karşılaştırmalara bakıldığında profil seçiminin elasto-plastik davranışları incelemek adına önemli bir konu olduğu gözlemlenmektedir. Yapının geometrisinde yapılan değişimler kesit ekseninden baktığımız zaman lokal deformasyonların oluşmamasına katkı sağlayabilir fakat global deformasyonlarada sebebiyet verebilir. Bunun sebebi yapıdaki profilin oluşturduğu atalet momenleri ve yapının nötr eksenine olan etkisinden kaynaklıdır. Bu

durum literatür araştırmalarındada gözlenmiş önemli bir konudur. (Örneğin, Georgiou,2019), (Örneğin, Chen, 2008), (Örneğin, Özdemir,2013).

Son olarak yaptığımız analizlerde panel kalınlığının değişimi incelenmiştir. Panelin kalınlığı 16 mm ve 26 mm olarak değiştirilmiştir. Bu değişimlerin, panellerin elasto-plastik davranışlarını gözlemlediğimiz "Gerilme-Şekil Değiştirme" eğrilerine etkisi anlaşılmaya çalışılmıştır. Yapılan analizler sonucunda, panelin kalınlığının, özellikle nonlineer bölge içerisindeki davranışlarında önemli bir etkisi olduğu görülmüştür. Bu sonuçlar bölümün sonunda grafik ve çizelge olarak aktarılmıştır.

Günümüzde bilgisayar teknolojisi, yapısal analiz başta olmak üzere birçok farklı alanı pratik bir şekilde hesaplanabilir kılmaktadır. Yapılan analizlerin, matematik ve fiziksel açıklamalarının gözden kaçırılmaması gerekmektedir. Bu sebeple tezimizdeki anahtar kelimeler olan "Sonlu Elemanlar Metodu" ve "Elasto-plastik davranışlar" matematiksel ve fiziksel olarak algılanması önem arz etmektedir. Tezimizin her aşamasında bu kavramlar irdelenmeye çalışılmıştır. Bunun yanı sıra bilimsel anlamda soru işareti içeren birçok hususta not alınmıştır. Yapılan araştırmalar ve analizler sonucunda, sonlu elemanlar metodunun yapının elasto-plastik davranışlarını incelemek açısından kabul edilebilir bir metod olduğu gözlemlenmiştir. Bunun yanı sıra yapının elasto-plastik davranışlar incelenirken, lineer ve nonlineer analizlerin nasıl oluşturulduğu, nelere dikkat edildiği, elde edilen sonuçların mantığı şeffaf bir şekilde aktarılmaya çalışılmıştır.

Bu çalışmalar "Ansys Workbench 2023" ve "Ansys APDL" kullanılarak yapılmıştır. Deneysel olarak yapılmak istendiğinde büyük bir maliyete ve zamana ihtiyaç duyan analizlerin; paket programlar yardımıyla daha uygun, daha değişken ve daha hızlı yapılabilmesi çok önemlidir. Bu sebeple gemi panellerinin elasto-plastik davranışlarını incelemek açısından sonlu elemanlar metodunun her anlamda çok önemli bir etkisi bulunmaktadır.

Yapılan araştırmalar ve çalışmalar sonucunda; deneysel bir çalışmayla doğrulaması yapılan sonlu elemanlar analizlerinin maliyet, zaman, doğruluk ve inovasyon açısından çok büyük bir öneme sahip olduğu anlaşılmıştır.

EKLER

İçindekiler

EK A……..**88**
Şekil A.1 Panel sınır koşulları ve yükleme durumu……..**88**
Şekil A.2 Panel sonuçları……**88**
Şekil A.3 Panel sınır koşulları ve yükleme durumu……..**89**
Şekil A.4 Panel sonuçları……**89**
Şekil A.5 Panel sınır koşulları ve yükleme durumu……..**90**
Şekil A.6 Panel sonuçları……**90**
Şekil A.7 Panel sınır koşulları ve yükleme durumu……..**91**
Şekil A.8 Panel sonuçları……**91**
Şekil A.9 Panel sonuçları……**92**
Şekil A.10 Panel sonuçları……..**92**
Şekil A.11 Panel sınır koşulları ve yükleme durumu…….**93**
Şekil A.12 Panel sonuçları……..**93**
Şekil A.13 Panel sonuçları……..**94**
Şekil A.14 Kiriş sınır koşulları ve yükleme durumu……..**94**
Şekil A.15 Kiriş sonuçları……..**95**
Şekil A.16 Kiriş sonuçları……..**95**
Şekil A.17 Kiriş sonuçları……..**95**
Şekil A.18 Kiriş sonuçları……..**96**
Şekil A.19 Kiriş sonuçları……..**96**

Şekil A.20 Kiriş sonuçları……..**96**

Şekil A.21 Kiriş sonuçları……..**97**

Şekil A.22 Kiriş sonuçları……..**97**

Şekil A.23 Kiriş sonuçları……..**97**

Şekil A.24 Kiriş sonuçları……..**98**

Şekil A.25 Kiriş sonuçları……..**98**

Şekil A.26 Kiriş sonuçları……..**98**

Şekil A.27 Kiriş sonuçları……..**99**

Şekil A.28 Kiriş sonuçları……..**99**

Şekil A.29 Referans sonuçları……**99**

Şekil A.30 Referans sonuçları……..**100**

Şekil A.31 Referans sonuçları……..**100**

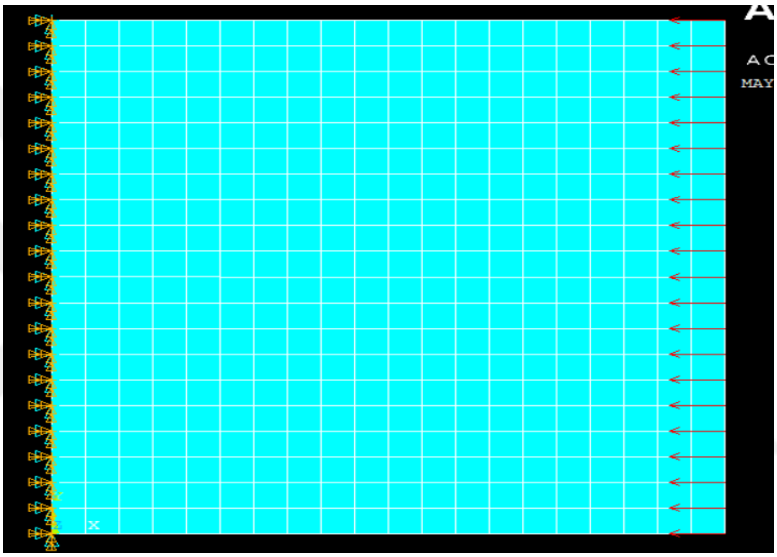
Şekil A.32 Referans sonuçları……..**100**

Şekil A.33 Referans sonuçları……..**101**

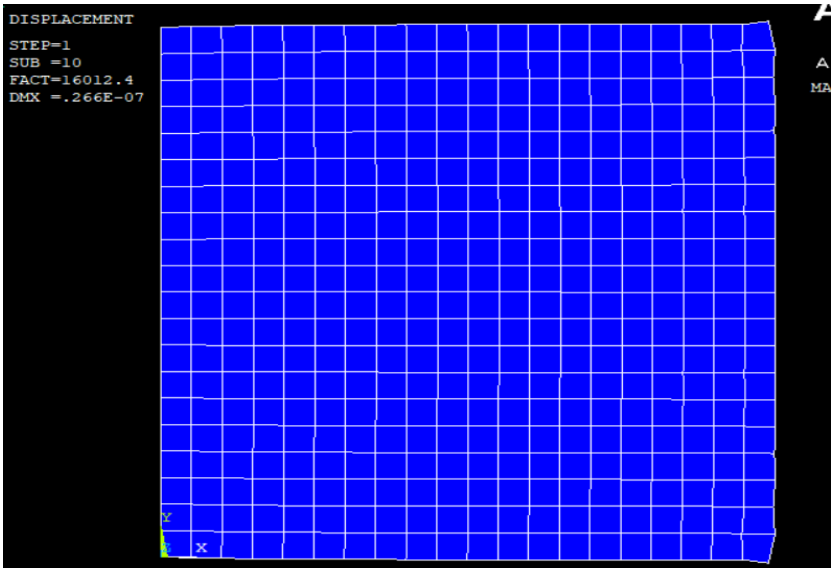
Şekil A.34 Referans sonuçları……..**101**

6. EK A

Bu ek bölüm teze ek olarak aktarılmıştır. Geometrik modellemelerin arttığı durumlarda Kod ile çalışılabilen Ansys APDL kullanımı tavsiye edilebilir. Panel modellemesi, sınır koşulları ve yükleme durumu APDL kullanılarak yapılmıştır.

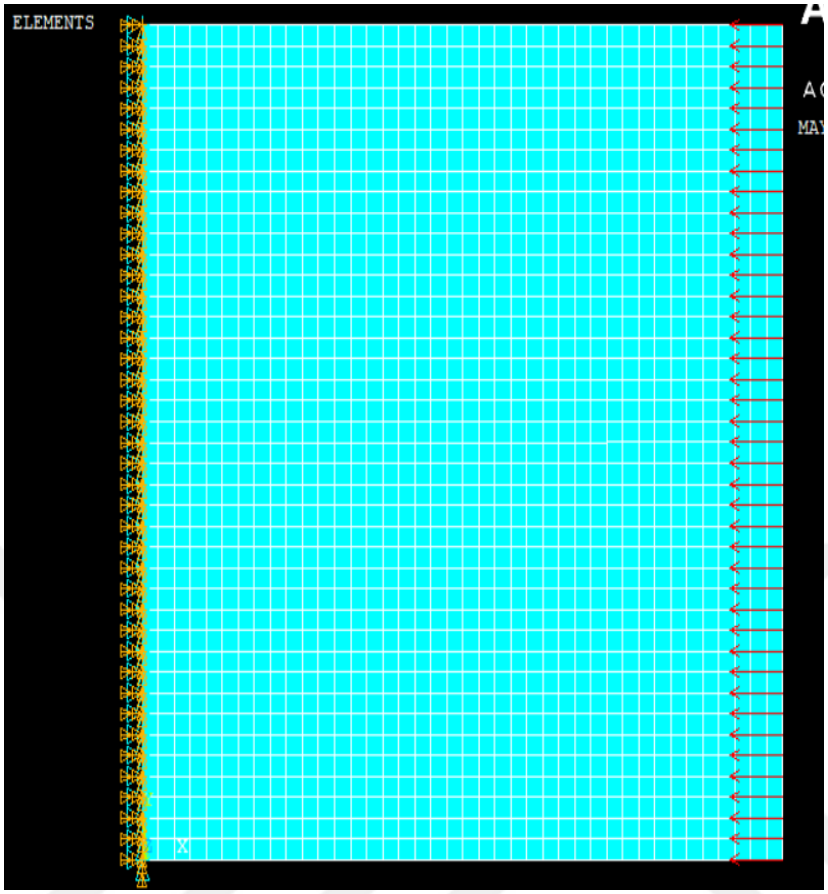


Şekil A.1 Panel sınır koşulları ve yükleme durumu

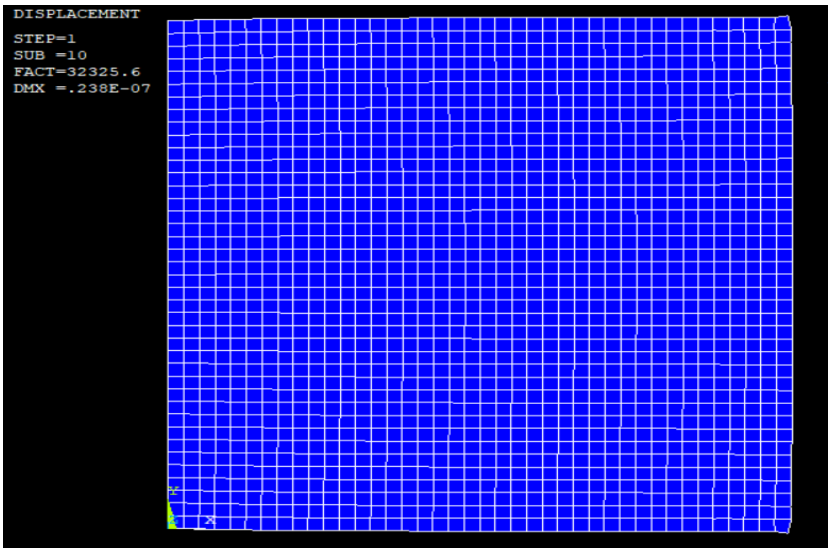


Şekil A.2 Panel sonuçları

Yukarıdaki şekil A.1 ve A.2'de L=1 m T=0,05 m boyutlarındaki panel incelenmiştir.

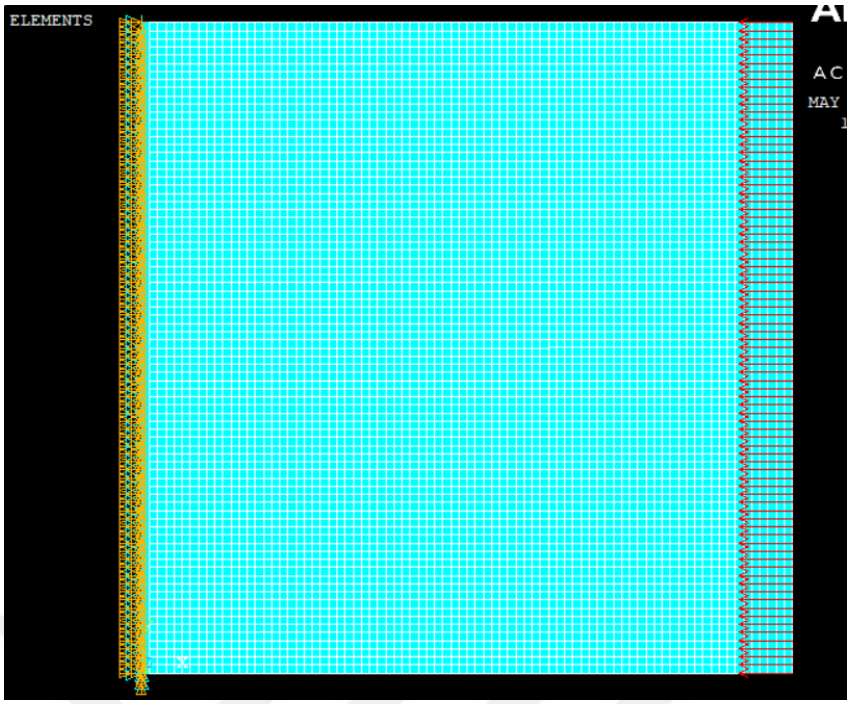


Şekil A.3 Panel sınır koşulları ve yükleme durumu

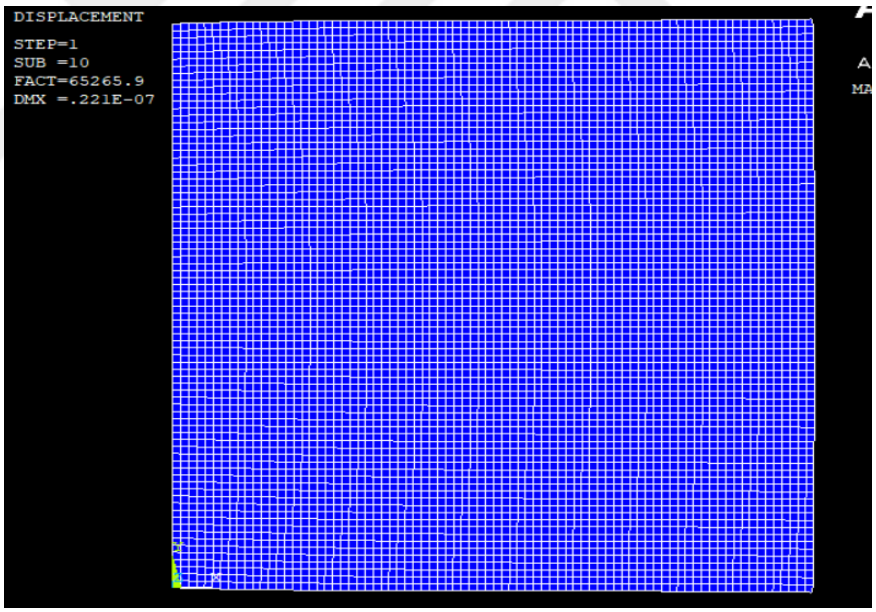


Şekil A.4 Panel sonuçları

Yukarıdaki şekil A.3 ve A.4'te L=2 m T=0.01 m boyutlarındaki panel incelenmiştir.

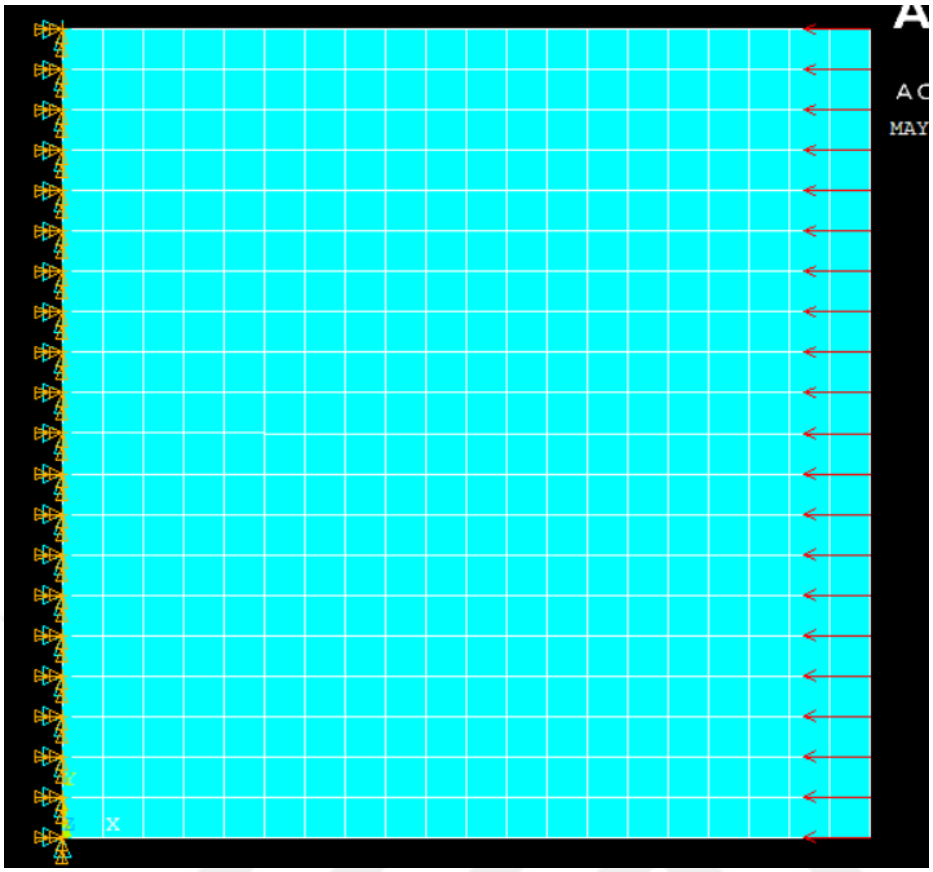


Şekil A.5 Panel sınır koşulları ve yükleme durumu

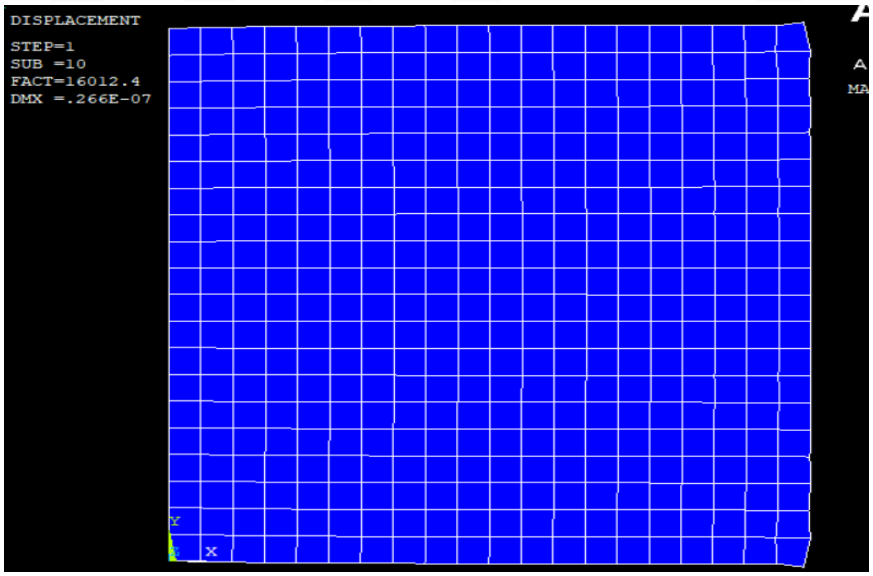


Şekil A.6 Panel sonuçları

Yukarıdaki şekil A.5 ve A.6'da L=4 m T=0.02 m boyutlarındaki panel incelenmiştir.

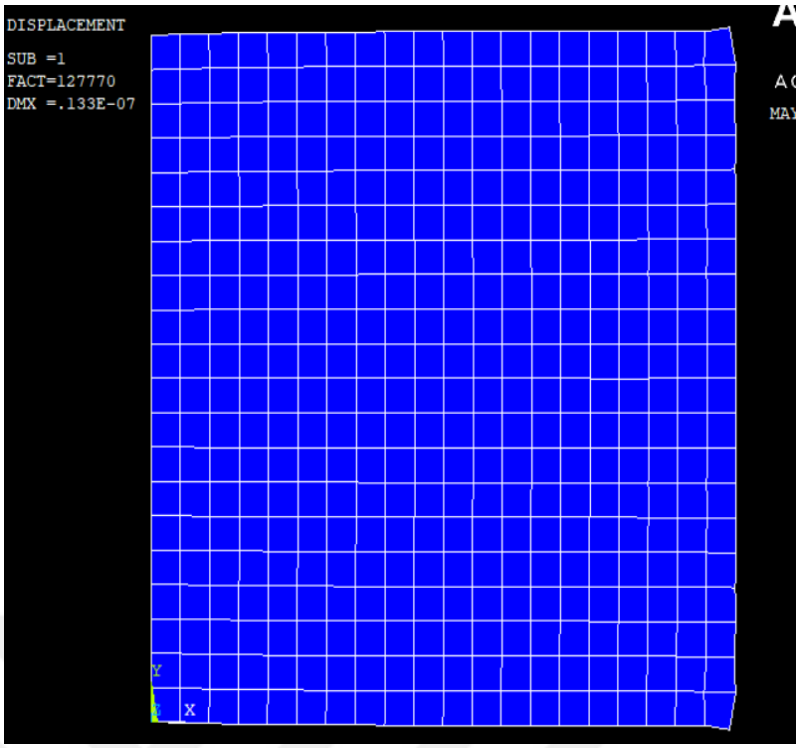


Şekil A.7 Panel sınır koşulları ve yükleme durumu



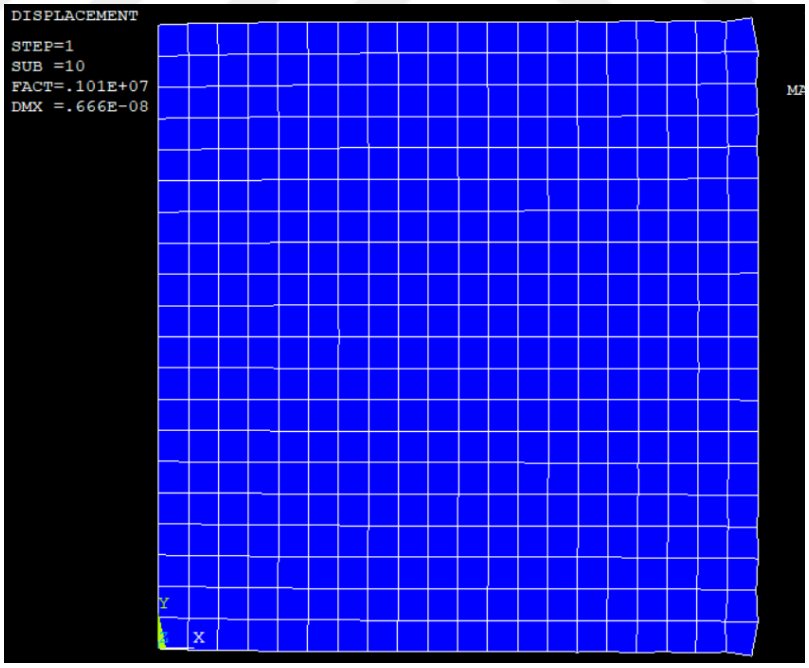
Şekil A.8 Panel sonuçları

Yukarıdaki şekil A.8'de L=1 m T=0,05 m boyutlarındaki panel incelenmiştir.



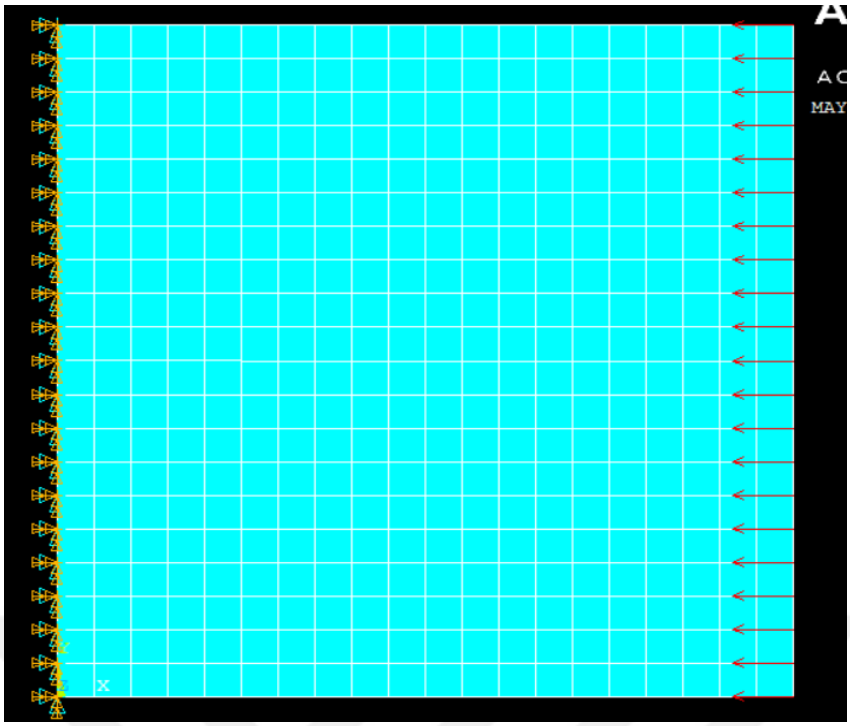
Şekil A.9 Panel sonuçları

Yukarıdaki şekil A.9'da L=1 m T=0.01 m boyutlarındaki panel incelenmiştir.



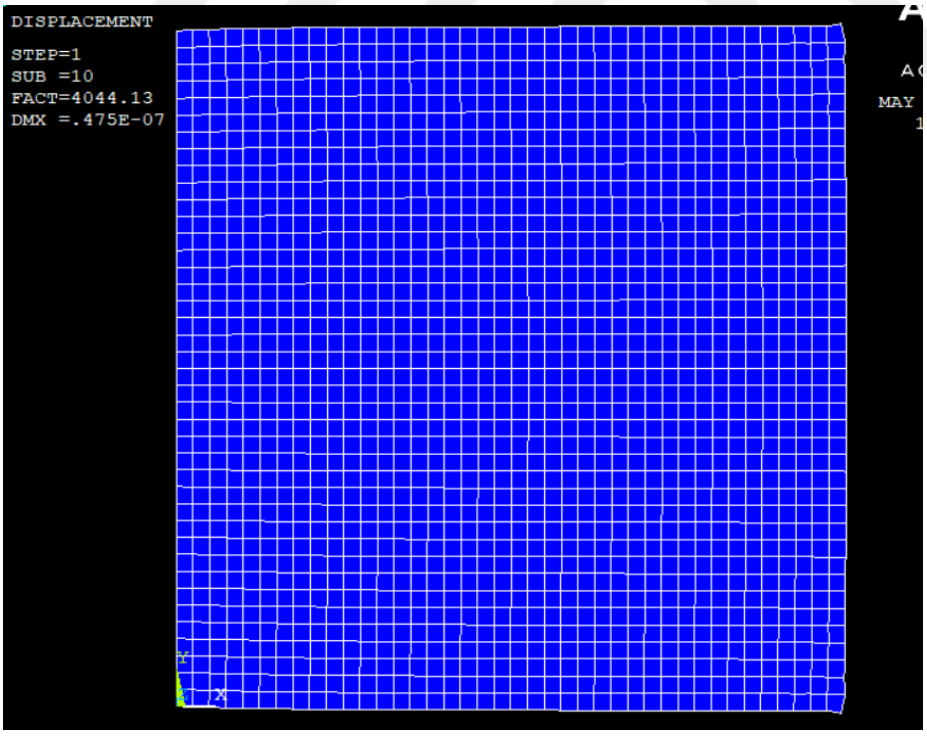
Şekil A.10 Panel sonuçları

Yukarıdaki şekil A.10'da L=1 m T=0.02 m boyutlarındaki panel incelenmiştir.



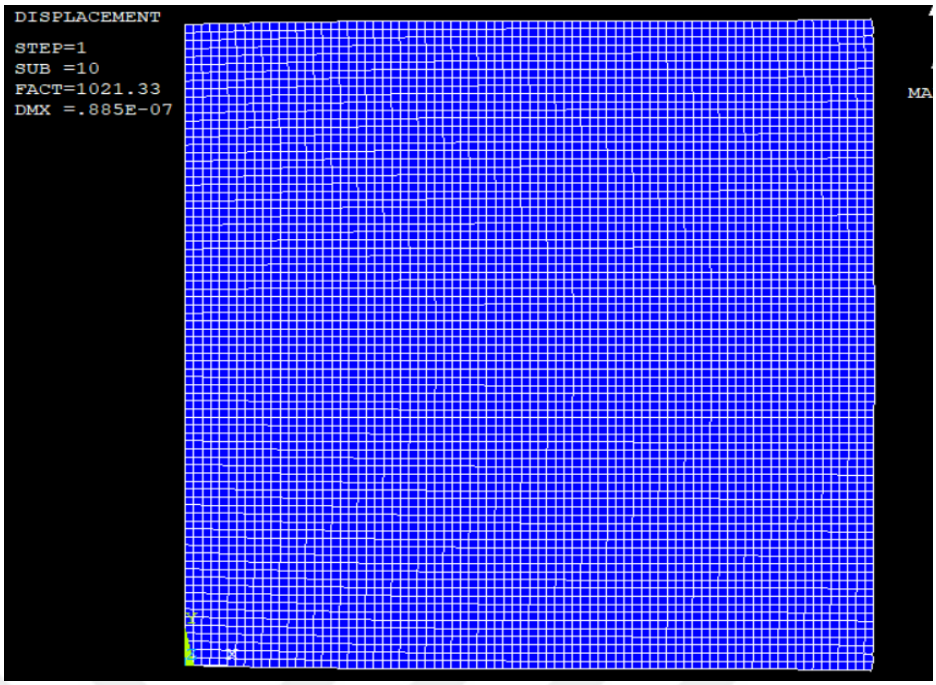
Şekil A.11 Panel sınır koşulları ve yükleme durumu

Yukarıdaki şekil A.11'de L=1 m T=0,005 m boyutlarındaki panel incelenmiştir.



Şekil A.12 Panel sonuçları

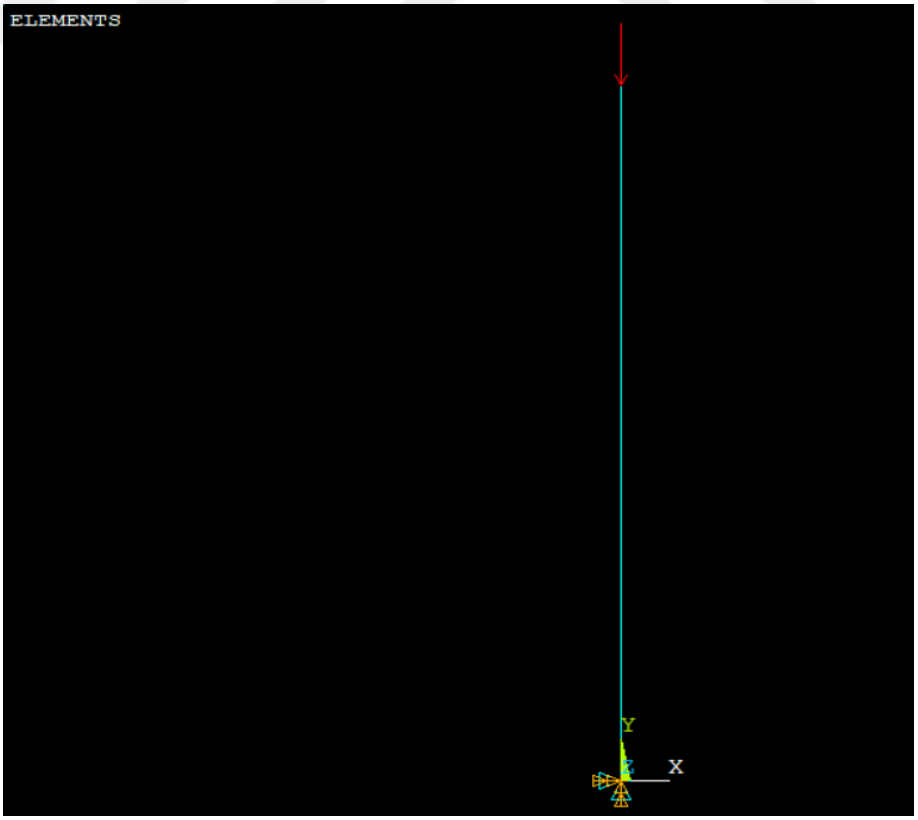
Yukarıdaki şekil A.12'de L=2 m T m =0.005 boyutlarındaki panel incelenmiştir.



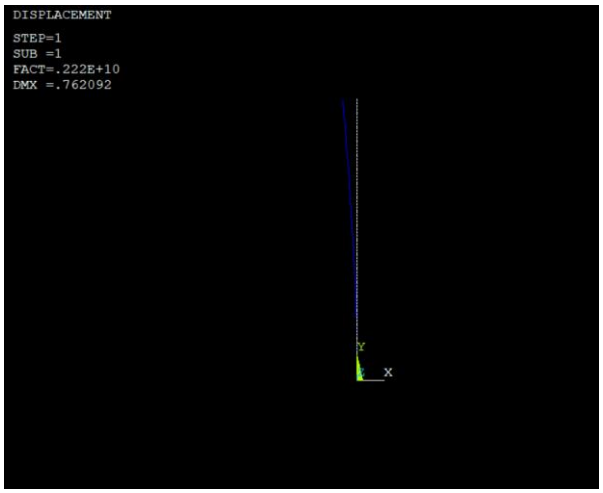
Şekil A.13 Panel sonuçları

Yukarıdaki şekil A.13'de L=4 m T=0.005 m boyutlarındaki panel incelenmiştir.

Kiriş sınır koşulları ve yükleme durumu (APDL kullanılarak yapılmıştır)



Şekil A.14 Kiriş sınır koşulları ve yükleme durumu



Şekil A.15 Kiriş sonuçları

SET	TIME/FREQ	LOAD STEP	SUBSTEP	CUMULATIVE
1	0.22199E+10	1	1	1
2	0.22199E+10	1	2	2
3	0.95584E+10	1	3	3
4	0.95584E+10	1	4	4
5	0.12995E+11	1	5	5
6	0.12995E+11	1	6	6
7	0.14423E+11	1	7	7
8	0.14423E+11	1	8	8
9	0.15106E+11	1	9	9
10	0.15106E+11	1	10	10

Şekil A.16 Kiriş sonuçları

Yukarıdaki şekil A.15 ve A.16'da B=0.5 m H=0.5 m boyutlarındaki kare en kesitli kirişin sonuçları aktarılmıştır.

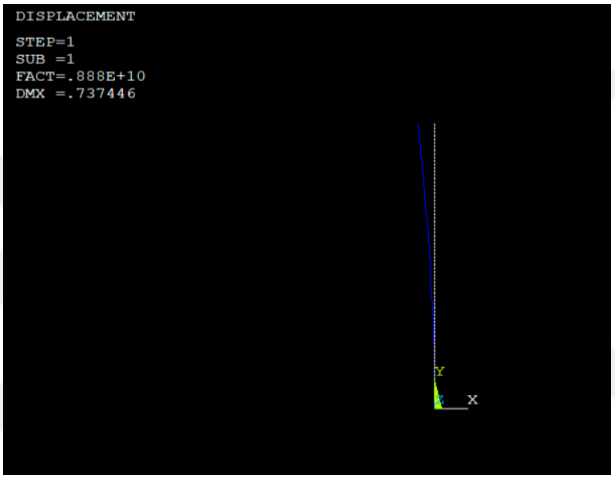
Şekil A.17 Kiriş sonuçları

***** INDEX OF DATA SETS ON RESULTS FILE *****

SET	TIME/FREQ	LOAD STEP	SUBSTEP	CUMULATIVE
1	0.44399E+10	1	1	1
2	0.12584E+11	1	2	2
3	0.19117E+11	1	3	3
4	0.21528E+11	1	4	4
5	0.21528E+11	1	5	5
6	0.21528E+11	1	6	6
7	0.21528E+11	1	7	7
8	0.21528E+11	1	8	8
9	0.21528E+11	1	9	9
10	0.21528E+11	1	10	10

Şekil A.18 Kiriş sonuçları

Yukarıdaki şekil A.17 ve A.18'de B=0,5 m H=1 m boyutlarındaki kare en kesitli kirişin sonuçları aktarılmıştır.



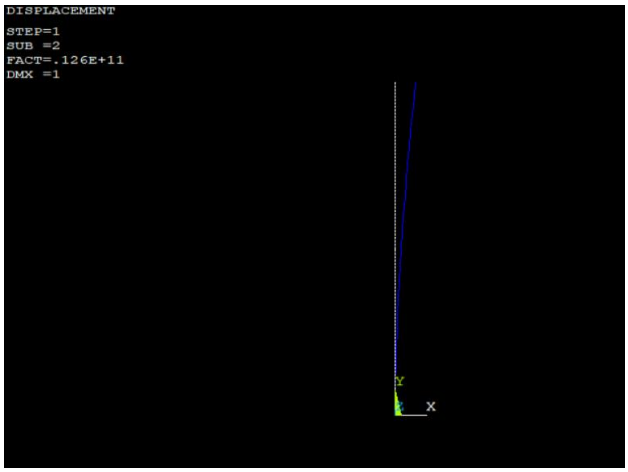
Şekil A.19 Kiriş sonuçları

***** INDEX OF DATA SETS ON RESULTS FILE *****

SET	TIME/FREQ	LOAD STEP	SUBSTEP	CUMULATIVE
1	0.88798E+10	1	1	1
2	0.15766E+11	1	2	2
3	0.15766E+11	1	3	3
4	0.15766E+11	1	4	4
5	0.15766E+11	1	5	5
6	0.15766E+11	1	6	6
7	0.15766E+11	1	7	7
8	0.15766E+11	1	8	8
9	0.15766E+11	1	9	9
10	0.15766E+11	1	10	10

Şekil A.20 Kiriş sonuçları

Yukarıdaki şekil A.19 ve A.20'de B=0,5 m H=2 m boyutlarındaki kare en kesitli kirişin sonuçları aktarılmıştır.



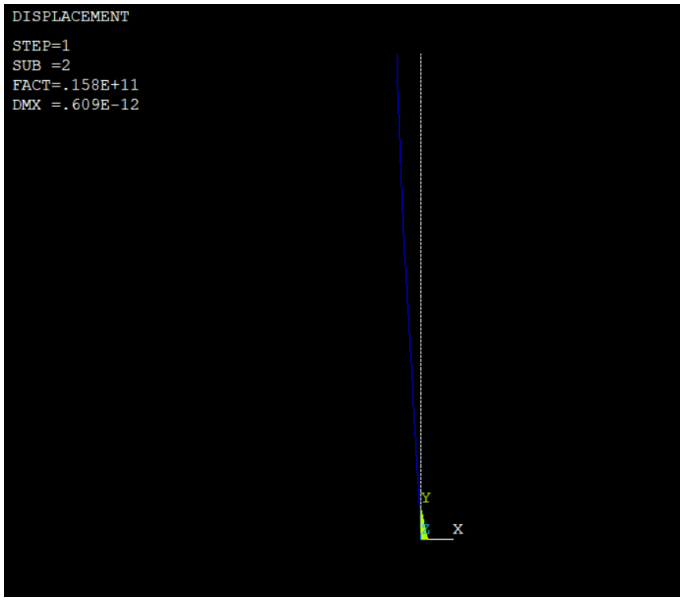
Şekil A.21 Kiriş sonuçları

***** INDEX OF DATA SETS ON RESULTS FILE *****

SET	TIME/FREQ	LOAD STEP	SUBSTEP	CUMULATIVE
1	0.44399E+10	1	1	1
2	0.12584E+11	1	2	2
3	0.19117E+11	1	3	3
4	0.21528E+11	1	4	4
5	0.21528E+11	1	5	5
6	0.21528E+11	1	6	6
7	0.21528E+11	1	7	7
8	0.21528E+11	1	8	8
9	0.21528E+11	1	9	9
10	0.21528E+11	1	10	10

Şekil A.22 Kiriş sonuçları

Yukarıdaki şekil A.21 ve A.22'de B=1 m H=0.5 m boyutlarındaki kare en kesitli kirişin sonuçları aktarılmıştır.



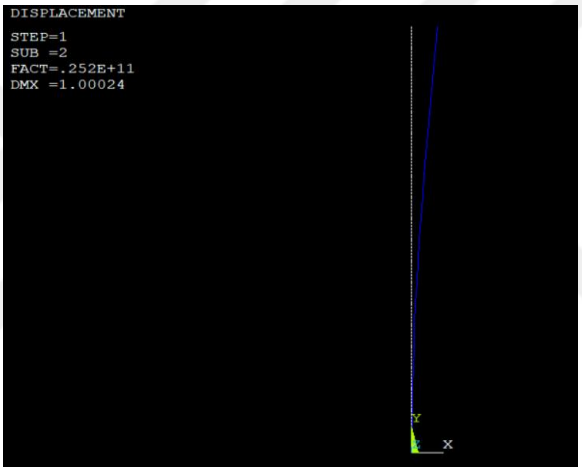
Şekil A.23 Kiriş sonuçları

***** INDEX OF DATA SETS ON RESULTS FILE *****

SET	TIME/FREQ	LOAD STEP	SUBSTEP	CUMULATIVE
1	0.88798E+10	1	1	1
2	0.15766E+11	1	2	2
3	0.15766E+11	1	3	3
4	0.15766E+11	1	4	4
5	0.15766E+11	1	5	5
6	0.15766E+11	1	6	6
7	0.15766E+11	1	7	7
8	0.15766E+11	1	8	8
9	0.15766E+11	1	9	9
10	0.15766E+11	1	10	10

Şekil A.24 Kiriş sonuçları

Yukarıdaki şekil A.23 ve A.24'te B=2 m H=0.5 m boyutlarındaki kare en kesitli kirişin sonuçları aktarılmıştır.



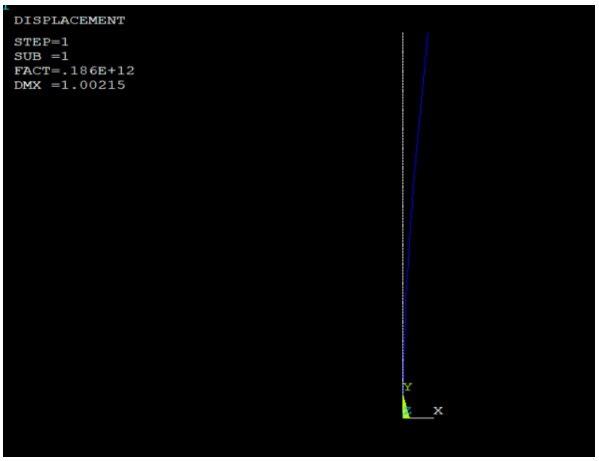
Şekil A.25 Kiriş sonuçları

***** INDEX OF DATA SETS ON RESULTS FILE *****

SET	TIME/FREQ	LOAD STEP	SUBSTEP	CUMULATIVE
1	0.25169E+11	1	1	1
2	0.25169E+11	1	2	2
3	0.55197E+11	1	3	3
4	0.55197E+11	1	4	4
5	0.61021E+11	1	5	5
6	0.61021E+11	1	6	6
7	0.62848E+11	1	7	7
8	0.62848E+11	1	8	8
9	0.63632E+11	1	9	9
10	0.63632E+11	1	10	10

Şekil A.26 Kiriş sonuçları

Yukarıdaki şekil A.25 ve A.26'da B=1 m H=1 m boyutlarındaki kare en kesitli kirişin sonuçları aktarılmıştır.



Şekil A.27 Kiriş sonuçları

***** INDEX OF DATA SETS ON RESULTS FILE *****

SET	TIME/FREQ	LOAD STEP	SUBSTEP	CUMULATIVE
1	0.18595E+12	1	1	1
2	0.18595E+12	1	2	2
3	0.24833E+12	1	3	3
4	0.24833E+12	1	4	4
5	0.25518E+12	1	5	5
6	0.25518E+12	1	6	6
7	0.25714E+12	1	7	7
8	0.25714E+12	1	8	8
9	0.25795E+12	1	9	9
10	0.25795E+12	1	10	10

Şekil A.28 Kiriş sonuçları

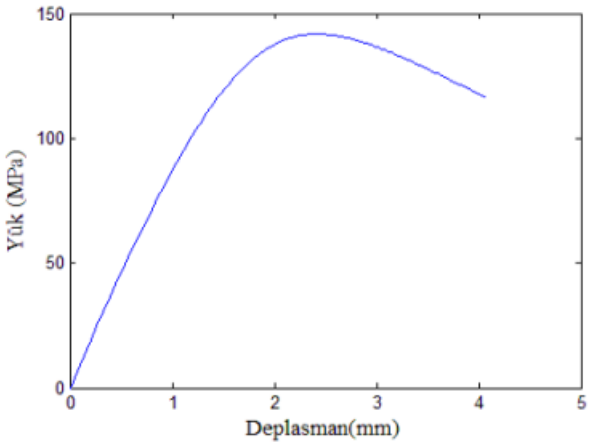
Yukarıdaki şekil A.27 ve A.28'de B=2 m H=2 m boyutlarındaki kare en kesitli kirişin sonuçları aktarılmıştır.

Bu kısımda sonuçlar için Özdemir (2013) ve Chen'in (2003) çalışmalarından referans alınan değerler bulunmaktadır.

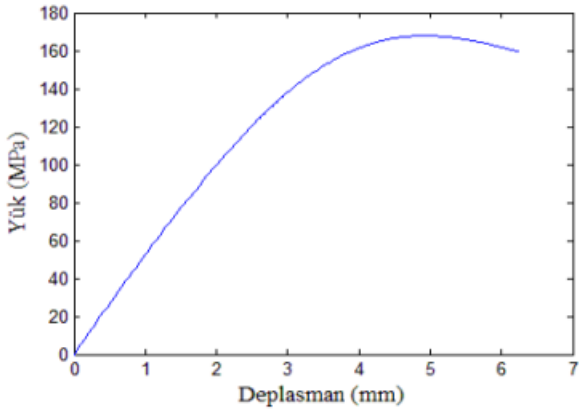
Çizelge 3.3 : Nonlineer SEA sonuçlarının Chen (2003) tarafından elde edilen sonuçlarla karşılaştırılması.

Panel	Nonlineer SEA	Chen(2003)
	σ_u/σ_Y	σ_u/σ_Y
P1	0.402	0.418
P2	0.476	0.507
P3	0.517	0.549
P4	0.412	0.448

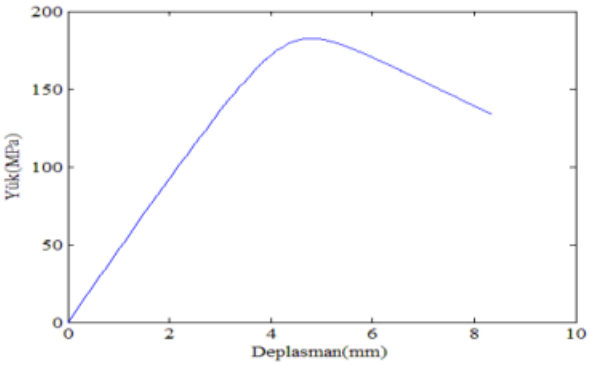
Şekil A.29 Referans sonuçları (Özdemir, 2013)



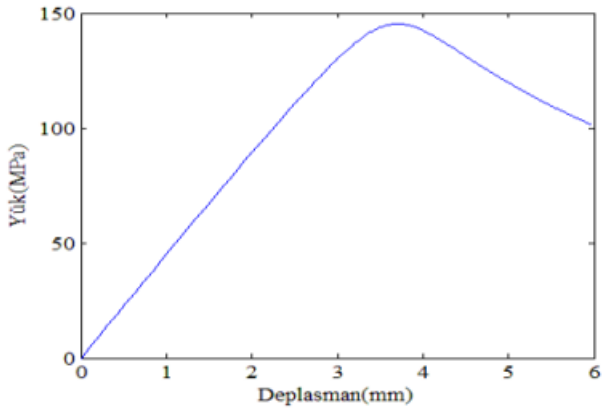
Şekil A.30 Panel 1 referans sonuçları (Özdemir, 2013).



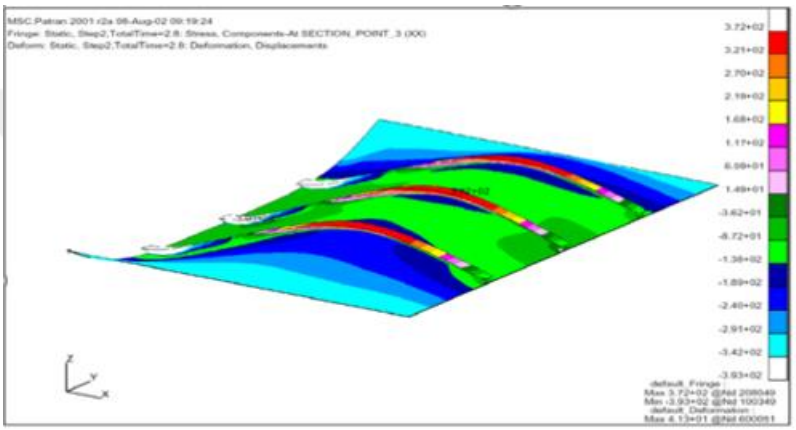
Şekil A.31 Panel 2 referans sonuçları (Özdemir, 2013).



Şekil A.32 Panel 3 referans sonuçları (Özdemir, 2013).



Şekil A.33 Panel 4 referans sonuçları (Özdemir, 2013).



x-stress distribution

P1, $\sigma_{x,ult}$ = 147.4 MPa

Şekil A.34 Panel 1 referans sonuçları (Chen, 2003)

Yukarıdaki şekil A.29-34 aralığında referans alınan çalışmalardan sonuçlar ek olarak aktarılmaya çalışılmıştır

7. REFERANSLAR

Byklum, E. ve Amdahl, J. (2002). A Simplified Method For Elastic Large Defleciton Analysis of Plates and Stiffened Panels Due To Local Buckling, Thin-Walled Structures, 40, 925-953

Caldwell, J. B. (1965). Ultimate Longitudinal Strength, Transactions of The Royal Institution of Naval Architects, 107, 411-430.

Chen, Y. (2003). Ultimate Strenght Analysis of Stiffened Panels Using A Beam-Column Method, PhD thesis, Virginia Polytechnic Institute and State University, Blacksburg, Virginia.

Clough, **R. W**., (**1989)** "Original Formulation of the Finite Element Method", Proc. ASCE Structures Congress Session on Computer Utilization in Structural Eng., San Francisco, pp. 1-10.

Clough, R. W., **(1960)** "The Finite Element Method, in Plane Stress Analysis", Proc. 2nd A.S.C.E. Conf: on Electronic Comp., Pittsburgh, PA

Clough R. W. and Wilson E. W. **(1962)**, "Stress Analysis of a Gravity Dam by the Finite Element Method", Proc. Symp. on the use of Computers in Civil Eng. Lab., Nacional de Engenharia Civil, Lisbon, Portugal,

Danielson, D. A. (1995). Analytical Tripping Loads For Stiffened Plates, International Journal of Solid Structures, 32, 1319-1328.

Ersü, M. (2020). Konteynır Gemisin Kuru ve Islak Doğal Frekanslarının Sonlu Elemanlar Metoduyla İncelenmesi, Lisans Tezi , Piri Reis Üniversitesi, Türkiye

Fujikubo, M., Harada, M., Yao, T., Khedmati, M. R. ve Yanagihara, D. (2005). Estimation of Ultimate Strength of Continuous Stiffened Panel Under Combined Transverse Thrust and Lateral Pressure Part 2: Continuous Stiffened Panel, Marine Structures, 18, 411-427.

Fujikubo, M. ve Kaeding, P. (2002). New Smplified Approach to Collapse Analysis of Stiffened Plates, Marine Structures, 15, 251-283.

Fujikubo, M. ve Yao, T. (1999). Elastic Local Buckling Strength of Stiffened Plate Considering Plate/Stiffener Interaction and Welding Reidual Stress, Marine Structures, 12, 543-564.

Fujikubo, M., Yao, T., Khedmati, M. R., Harada, M. ve Yanagihara, D. (2005). Estimation of Ultimate Strength of Continuous Stiffened Panel Under Combined Transverse Thrust and Lateral Pressure Part 1: Continuous Plate, Marine Structures, 18, 383-410

Georgiou, D. (2019). Buckling and Ultimate Strength of Stiffened Panels,

Master Thesis, National Technical University of Athens

Gordo, J. M. ve Soares, C. G. (1996). Approximate Method to Evaluate the Hull Girder Collapse Strength, Marine Structures, 9, 449-470.

Gordo, J. M. ve Soares, C. G. (2008). Cmpressive Tests on Long Continuous Stiffened Panels, 27th International Conference on Offshore Mechanics and Arctic Engineering, Estoril, Portugal, June 15-20.

Grondin, G. Y., Elwi, A. E. ve Cheng, J. J. R. (1999). Buckling of Stiffened Steel Plates-A Parametric Study, Journal of Constructional Steel Research, 50, 151-175.

Hughes, O. F., Ghosh, B. ve Chen, Y. (2004). Improved Prediction of Simultaneous Local and Overall Buckling of Stiffened Panels, Thin-Walled Structures, 42, 827-856.

Korkut, S. (2017). Von Mises Gerilmesi, http://serdarkorkut.com/VonMises, Original article Ajay Harish, "What is the meaning of the Von Mises Stress and Yield Criterion

Louca, L. A. ve Harding, J. E. (1996). Torsional Buckling of Outstands in Longitudinally Stiffened Panels, Thin-Walled Structures, 24, 211-229

Ozdemir M., Ergin, A., Yanagihara, D., Tanaka, S. & Yao, T. (2018). A New Method to Estimate Ultimate Strength of Stiffened Panels under Longitudinal Thrust Based on Analytical Formulas. Marine Structures, 59, 510-535.

Özdemir, M. (2013). Gemi Panellerinin Nihai Mukavemet Analizi, Yüksek Lisans Tezi, Fen Bilimleri Enstitüsü, İstanbul Teknik Üniversitesi.

Özgüç, Ö. ve Barltrop, N. D. P. (2008). Analysis on the Hull Girder Ultimate Strength of A Bulk Carrier Using Simplified Method Based on Incremental-Iterative Approach, Journal of Offshore Mechanics and Arctic Engineering, 130.

Özgüç, Ö., Das, P. K. ve Barltrop, N. (2007). The New Simple Design Equations For the Ultimate Compressive Strength of Imperfect Stiffened Plates, Ocean Engineering, 34, 970-986.

Quinn D., Murphy A., McEwan W., Lemaitre F. (2016). Stiffened panel stability behaviour and performance gains with plate prismatic sub-stiffening. School of Mechanical and Aerospace Engineering, Queen's University Belfast, Ashby Building, Belfast. Northern Ireland BT9 5AH, UK , Unite Aeronautique et Lamin es Technique, Centre de Recherche de Voreppe, Centr'Alp, BP 27, 38341 Voreppe Cedex, France

Paik, J. K. ve Kim, B. J. (2002). Ultimate Strength Formulations For Stiffened Panels Under Combined Axial Load, In-Plane Bending and Lateral Pressure: A Benchmark Study, Thin-Walled Structures, 40, 45-83.

Paik, J. K. ve Thayamballi, A. K. (2003). Ultimate Limit State Design of Steel-Plated Structures, John Wiley & Sons Inc., England.

Paik, J. K., Thayamballi, A. K. ve Kim, B. J. (2001). Large Deflection Orthotropic Plate Approach to Develop Ultimate Strength Formulations for Stiffened Panels Under Combined Biaxial Compression/Tension and Lateral Pressure, Thin-Walled Structures, 39, 215-246

Paik, J. K., Thayamballi, A. K. ve Kim, D. H. (1999). An Analytical Method for the Ultimate Strength and Effective Plating of Stiffened Panels, Journal of Constructional Steel Research, 49, 43-68

Paik, J. K., Thayamballi, A. K. ve Lee, W. H. (1998). A Numerical Investigation of Tripping, Marine Structures, 11, 159-183.

Sayyad, A.S. , Ghugal, Y.M. (2012a). Bending and free vibration analysis of thick isotropic plates by using exponential shear deformation theory. Applied and Computational Mechanics 6(1): 65-82

Sayyad, A.S. ,Ghugal, Y.M. (2012b). Bending and free vibration analysis of thick isotropic plates by using exponential shear deformation theory. Applied and Computational Mechanics 6(2): 185-196

Sayyad, A.S. (2013).Flexure of thick orthotropic plates by exponential shear deformation theory. Latin American Journal of Solids and Structures 10 : 473-490

Shanmugam, N. E. ve Arockiasamy, M. (1996). Local Buckling of Stiffened Plates in Offshore Structures, Journal of Constructional Steel Research, 38, 41-59.

Smith, C. S. (1977). Influence of Local Compressive Failure on Ultimate Longitudinal Strength of A Ship's Hull, International Symposium on Practical Design in Shipbuilding, Tokyo, Japan.

Soares, C. G. ve Gordo, J. M. (1997). Design Methods for Stiffened Plates Under Predominantly Uniaxial Compression, Marine Structures, 10, 465- 497

Szilard, R. (2004). Theories and Applications of Plate Analysis: Classical, Numerical and Engineering Methods, Jonh Wiley & Sons Inc., New Jersey

Ueda, Y. ve Rashed, S. M. H. (1984). The Idealized Structural Unit Method and its Application to Deep Girder Structures, Computers and Structures, 18, 277-293.

Ueda, Y., Rashed, S. M. H. ve Paik, J. K. (1995). Buckling and Ultimate Strength Interaction in Plates and Stiffened Panels Under Combined Inplane Biaxial and Shearing Forces, Marine Structure, 8, 1-36.

Ventsel, E. ve Krauthemmer, T. (2001). Thin Plates and Shells Theory, Analysis, and Applications, CRC Press, New York

Vhanmane, S. ve Bhattacharya, B. (2011). Ultimate Strength Analysis of Ship Hull Girder Under Random Material and Geometric Properties, Journal of Offshore Mechanics and Arctic Engineering, 33.

Yao, T. (2000). Ultimate Hull Girder Strength, 14th International Ship and Offshore Structures Congress (ISSC), Nagasaki, Japan, October 2-6.

Yao, T. (2009). Buckling/Plastic Collapse Behavior and Strength of Ship Structures, Ders Notları

8. ÖZGEÇMİŞ

Ad-Soyad **: Muhammed Ersü**

Doğum Tarihi ve Yeri :

E-posta :

Öğrenim Durumu:

- Lise: İzmir 60.Yıl Anadolu Lisesi
- Lisans: Piri Reis Üniversitesi, Gemi İnşaatı ve Gemi Mak. Müh.

Mesleki Deneyim:

2019-2020 yılı içerisinde Navtek firması bünyesinde çalıştım. Bu süreç zarfında "CO-OP" isimli üniversite özel sektör iş birliğiyle hem Milgem projesinin mühendislik hesaplamalarında yer aldım hemde Lisans tezim olan "Konteynır gemisin kuru ve ıslak frekanslarının sonlu elemanlar metoduyla hesaplanması" konusunda çalışmalarda bulundum. Birçok farklı sonlu elemanlar uygulamalarını bu süreçte uygulayıp bilgi sahibi oldum.

Uzmanlıklar:

MS Office

Ansys Structural (Ansys Workbench, Ansys Apdl)

Autocad

Spaceclaim

Maxsurf

Rhinoceros

Matlab

Bilinen Diller: Türkçe, İngilizce, Mahalli Arapça