



T.C.

**ÇANAKKALE ONSEKİZ MART ÜNİVERSİTESİ
LİSANSÜSTÜ EĞİTİM ENSTİTÜSÜ**

İNŞAAT MÜHENDİSLİĞİ ANABİLİM DALI

**BETONARME DÜZLEM ÇERÇEVELERİN PERFORMANS
ANALİZİNDE FARKLI MODELLEME YAKLAŞIMLARI**

YÜKSEK LİSANS TEZİ

AYDIN ÖZKARABULUT

Tez Danışmanı

PROF. DR. HASAN ORHUN KÖKSAL

ÇANAKKALE – 2024



T.C.

ÇANAKKALE ONSEKİZ MART ÜNİVERSİTESİ
LİSANSÜSTÜ EĞİTİM ENSTİTÜSÜ

İNŞAAT MÜHENDİSLİĞİ ANABİLİM DALI

**BETONARME DÜZLEM ÇERÇEVELERİN PERFORMANS ANALİZİNDE
FARKLI MODELLEME YAKLAŞIMLARI**

YÜKSEK LİSANS TEZİ

AYDIN ÖZKARABULUT

Tez Danışmanı

PROF. DR. HASAN ORHUN KÖKSAL

ÇANAKKALE – 2024



T.C.
ÇANAKKALE ONSEKİZ MART ÜNİVERSİTESİ
LİSANSÜSTÜ EĞİTİM ENSTİTÜSÜ



Aydın ÖZKARABULUT tarafından Prof. Dr. Hasan Orhun KÖKSAL yönetiminde hazırlanan ve **24/06/2024** tarihinde aşağıdaki jüri karşısında sunulan “**Betonarme Düzlem Çerçevelerin Performans Analizinde Farklı Modelleme Yaklaşımları**” başlıklı çalışma, Çanakkale Onsekiz Mart Üniversitesi Lisansüstü Eğitim Enstitüsü **İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı**’nda **YÜKSEK LİSANS TEZİ** olarak oy birliği ile kabul edilmiştir.

Jüri Üyeleri

İmza

Prof. Dr. Hasan Orhun KÖKSAL
(Danışman)

.....

Prof. Dr. Kanat Burak BOZDOĞAN

.....

Prof. Dr. Bilge DORAN

.....

Tez No : 10643895

Tez Savunma Tarihi : 24/06/2024

.....

Prof. Dr. Ahmet Evren ERGİNAL
Enstitü Müdürü

24/06/2024

ETİK BEYAN

Çanakkale Onsekiz Mart Üniversitesi Lisansüstü Eğitim Enstitüsü Tez Yazım Kuralları'na uygun olarak hazırladığım bu tez çalışmada; tez içinde sunduğum verileri, bilgileri ve dokümanları akademik ve etik kurallar çerçevesinde elde ettiğimi, tüm bilgi, belge, değerlendirme ve sonuçları bilimsel etik ve ahlak kurallarına uygun olarak sunduğumu, tez çalışmada yararlandığım eserlerin tümüne uygun atıfta bulunarak kaynak gösterdiğimi, kullanılan verilerde herhangi bir değişiklik yapmadığımı, bu tezde sunduğum çalışmanın özgün olduğunu, bildirir, aksi bir durumda aleyhime doğabilecek tüm hak kayıplarını kabullendiğimi taahhüt ve beyan ederim.

Aydın ÖZKARABULUT

24/06/2024

TEŞEKKÜR

“Bu tezin gerçekleştirilmesinde, çalışmam boyunca benden bir an olsun yardımlarını esirgemeyen saygı değer danışman hocam Prof. Dr. Hasan Orhun KÖKSAL’a, başta Prof. Dr. Kanat Burak BOZDOĞAN, Prof. Dr. Mehmet İNEL ve Prof. Dr. Şevket Murat ŞENEL, olmak üzere mesleki bilgi birikimime ve gelişmeme katkıda bulunan tüm hocalarıma, çalışma süresince tüm zorlukları benimle göğüsleyen hayatımın her evresinde bana destek olan annem Hayriye ÖZKARABULUT, babam Erol ÖZKARABULUT ve kardeşim İrem ÖZKARABULUT’a teşekkürlerimi sunarım.”

Aydın ÖZKARABULUT
Çanakkale, Haziran 2024

ÖZET

BETONARME DÜZLEM ÇERÇEVELERİN PERFORMANS ANALİZİNDE FARKLI MODELLEME YAKLAŞIMLARI

Aydın ÖZKARABULUT

Çanakkale Onsekiz Mart Üniversitesi

Lisansüstü Eğitim Enstitüsü

İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı Yüksek Lisans Tezi

Danışman: Prof. Dr. Hasan Orhun KÖKSAL

24/06/2024, 125

Bu tez çalışmasında, Türkiye Bina Deprem Yönetmeliği 2018’de yer alan ve şekil değiştirme esaslı tasarım ve değerlendirme analizlerinde sargılı beton davranışının temsil edilmesinde kullanılan Mander modeli ile Koksal-Erdoğan tarafından önerilen sargılı beton modeli incelenmiştir. Bu kapsamda, betonarme kesitlerin doğrusal olmayan davranış analizleri ve düzlem çerçeve yapıların statik-dinamik analizleri için programlar geliştirilmiştir. Python tabanlı geliştirilen programlar, literatürdeki programlarla kıyaslanmış ve araştırmada kullanılmıştır. Deneysel verileri mevcut olan betonarme tekil kolonlara Mander ve Koksal modelleri uygulanarak, analitik moment-eğrilik ilişkileri elde edilmiştir. Üç parçalı olarak idealize edilen eğrilere dayanarak hesaplanan etkin eğilme rijitlikleri kullanılarak itme analizleri yapılmış ve deneysel verilerle kıyaslanmıştır. Daha sonra, deneysel itme analizi verileri mevcut olan tek katlı ve tek açıklıklı betonarme çerçevenin kolon ve kirişlerinin analitik moment-eğrilik ilişkileri ideal pekleşmeli ve pekleşmesiz elasto-plastik davranış diyagramlarına dönüştürülmüştür. İdealize moment-eğrilik diyagramlarından elde edilen rijitliklere ve TBDY 2018’de kullanılması önerilen etkin kesit rijitliklerine göre itme analizleri yapılmıştır.

TBDY 2018’e göre hesaplanan etkin eğilme rijitlikleri kullanılarak yapılan itme analizinde, sistemin akma noktası oldukça iyi bir şekilde tahmin edilebildiği ancak deneysel verilere kıyasla daha az rijit davranışın elde edilmesine sebep olduğu görülmüştür. Yapılan

irdelemelere göre, yeni sargılı beton modelinin, doğrusal olmayan davranışı yeterli şekilde yansıtabildiği görülmüştür. Mander sargılı beton modelinin ve statik itme analizlerinde kullanılan programın kaynak kodları ekler bölümünde sunulmuştur.

Anahtar Kelimeler: Bünyesel Modeller, Moment-eğrilik, Sargılı Beton, Statik İtme



ABSTRACT

DIFFERENT MODELİNG APPROACHES in PERFORMANCE ANALYSIS of REİNFORCED CONCRETE PLANE FRAMES

Aydın ÖZKARABULUT

Çanakkale Onsekiz Mart University

School of Graduate Studies

Master of Science Thesis in Civil Engineering

Advisor: Prof. Dr. Hasan Orhun KÖKSAL

24/06/2024, 125

In this study, Mander model which is included in the Turkish Building Earthquake Code 2018 and used to represent the confined concrete behavior in performance based seismic design and evaluation analyses, and the confined concrete model proposed by Koksall-Erdoğan were examined. In this context, the programs have been developed for nonlinear behavior analysis of reinforced concrete sections and static-dynamic analysis of plane frame structures. The programs developed based on Python were compared with programs in the literature and used in the research. Analytical moment-curvature relationships were obtained by applying Mander and Koksall models to reinforced concrete single columns for which experimental data were available. Pushover analyses were carried out using the effective stiffnesses calculated by using three-part idealized curves and compared with experimental data. Then, the analytical moment-curvature relationships of the columns and beams of the single-storey and single-span reinforced concrete frame, for which experimental pushover analysis data were available, were transformed into ideal elasto-plastic behavior diagrams with and without hardening. Pushover analyzes were carried out according to the stiffnesses obtained from idealized moment-curvature diagrams and the effective section stiffnesses recommended to be used in TBDY 2018.

In the pushover analysis performed using the effective bending stiffnesses calculated according to TBDY 2018, it was observed that the yield point of the system could be

predicted quite well, but it resulted in a less rigid behavior compared to experimental data. According to the analysis, it has been seen that the new confined concrete model can adequately reflect the non-linear behavior. Source codes of the Mander confined concrete model and the program used in static pushover analysis are presented in the appendixes.

Keywords: Constitutive Models, Moment-curvature, Confined Concrete, Static Pushover Analysis



İÇİNDEKİLER

	Sayfa No
JÜRİ ONAY SAYFASI.....	i
ETİK BEYAN.....	ii
TEŞEKKÜR.....	iii
ÖZET	iv
ABSTRACT	vi
İÇİNDEKİLER	viii
SİMGELER ve KISALTMALAR.....	xi
TABLolar DİZİNİ.....	xvi
ŞEKİLLER DİZİNİ.....	xviii

BİRİNCİ BÖLÜM

GİRİŞ

1

1.1. Çalışmanın Amacı.....	1
1.2. Konu	3

İKİNCİ BÖLÜM

KURAMSAL ÇERÇEVE/ÖNCEKİ ÇALIŞMALAR

5

2.1. Daha Önce Yapılan Akademik Çalışmalar	5
2.2. TBDY 2018'e Göre Doğrusal Olmayan Davranış ve Modelleme	8
2.3. TBDY 2018'e Göre Doğrusal Olmayan Davranış Modelleri	9
2.3.1 Yığılı Plastik Davranış Modeli	9
2.3.2 Yayılı Plastik Davranış Modeli	11
2.3.3 TBDY 2018'e Göre Etkin Kesit Rijitlikleri	11
2.4. Doğrusal Olmayan Çözüm Yöntemleri	12
2.4.1 Sabit Tek Modlu İtme Yöntemi	12
2.4.2 TBDY 2018'de Hedef Performans Noktasının Belirlenmesi	16

ÜÇÜNCÜ BÖLÜM MATERYAL VE YÖNTEM

21

3.1. Matris Deplasman Yöntemi	21
3.1.1. Eleman Rijitlik Matrisinin Eksenel Deformasyon Kısım1	22
3.1.2. Eleman Rijitlik Matrisinin Ötelenme Kısım1	24
3.1.3. Eleman Rijitlik Matrisinin Dönme Kısım1	27
3.1.4. Düzlem Çerçeve Sistemde Dönüşüm Matrislerinin Oluşturulması	30
3.1.5. Global Koordinat Sisteminde Eleman Rijitlik Matrisi	33
3.1.6. Global Koordinat Sisteminde Dış Yük Vektörü	34
3.1.7. Sistem Rijitlik Matrisinin Toplanması	36
3.1.8. Sistem Rijitlik Matrisinin Ayrılması ve Denge Denkleminin Çözümü ..	36
3.1.9. Mesnet Tepilerinin ve Eleman Uç Kuvvetlerinin Bulunması	38
3.1.10. Eleman Uçlarına Mafsal Eklenmesi	39
3.1.11. Elastik Yay İçeren Düzlem Çerçeveler	43
3.1.12. Statik İndirgeme Yöntemi	47
3.1.13. Düzlem Çerçeve Sistemlerin Sönümsüz Serbest Titreşim Analizi	50
3.2. Sargılı ve Sargısız Beton ile Donatı Modelleri	54
3.2.1. Hognestad (1951) Sargısız Beton Modeli	55
3.2.2. Mander (1988) Sargısız Beton Modeli	57
3.2.3. Mander (1988) Sargılı Beton Modeli	58
3.2.4. Koksall-Erdogan Sargılı Beton Modeli	62
3.2.5. Çekme Etkisi Altında Beton Davranış Modeli	66
3.2.6. Çelik Donatı Davranış Modeli	68
3.3. Analitik Moment-Eğrilik İlişkileri	69
3.3.1. Tez Programının SEMAp ile Kıyaslanması	74
3.3.2. Plastik Mafsal Hipotezi	79

DÖRDÜNCÜ BÖLÜM ARAŞTIRMA BULGULARI

82

4.1. Sargılı Beton Gerilme Deformasyon İlişkileri	82
4.2. Eksenel Yük Seviyesinin Moment-Eğrilik İlişkisine Etkisi	86
4.3. Sargı Donatısının Moment-Eğrilik İlişkisine Etkisi	88

4.4	Beton Dayanımının Moment-Eğrilik İlişkisine Etkisi	90
4.5	Boyuna Donatıda Pekleşmenin Moment-Eğrilik İlişkisine Etkisi	91
4.6	Kirişlerde Çekme Donatısının Moment-Eğrilik İlişkisine Etkisi	93
4.7	Koksal Modelinin Deneysel Çalışmalara Uygulanması	96
4.7.1	Koksal-Erdogan Modelinin Tekil Kolonlara Uygulanması	96
4.7.2	Koksal-Erdogan Modelinin Düzlem Çerçeveye Uygulanması	107

BEŞİNCİ BÖLÜM SONUÇ ve ÖNERİLER

118

5.1.	Moment-Eğrilik İlişkisine Etki Eden Faktörlerin İrdelenmesi	119
5.2.	Koksal-Erdogan Sargılı Beton Modelinin Değerlendirilmesi	120
5.3	Performans Analizlerinde Eğilme Rijitliği Önerileri	121
KAYNAKÇA		122
EKLER		I
ÖZGEÇMİŞ		XV

SİMGELER VE KISALTMALAR

A	Kesit alanı (m^2)
A_s	Boyuna donatı alanı (mm^2)
A_{sx}	x yönü sargı donatısı alanı (mm^2)
A_{sy}	y yönü sargı donatısı alanı (mm^2)
b	Kesit genişliği (mm)
b_c	Çekirdek beton genişliği (mm)
BKS	Bina kullanım sınıfı
BYS	Bina yükseklik sınıfı
c	Tarafsız eksen derinliği (m)
C_R	Spektral yer değiştirme oranı
$d_1^{(x,k)}$	Tek serbestlik dereceli sistemin modal yer değiştirmesi (m)
$d_{1,max}^{(x)}$	Modal tek serbestlik dereceli sistemde en büyük yer değiştirme (m)
d_b	Donatı çapı ortalaması (m)
DBYBHY 2007	Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında Yönetmelik
DD1	Aşılma olasılığı %2 olan deprem yer hareketi düzeyi
DD2	Aşılma olasılığı %10 olan deprem yer hareketi düzeyi
DD3	Aşılma olasılığı %50 olan deprem yer hareketi düzeyi
DD4	Aşılma olasılığı %68 olan deprem yer hareketi düzeyi
DDOF	Dinamik serbestlik dereceleri
DTS	Deprem tasarım sınıfı
E	Elastisite modülü (MPa) (kN/m^2)
E_c	Beton elastisite modülü (sargılı veya sargısız) (MPa)
EI	Eğilme rijitliği
$(EI)_e$	Etin eğilme rijitliği (kNm^2)
E_{sec}	Beton sekant modülü (sargılı veya sargısız) (MPa)
f_{cc}	Üç eksenli basınç altında beton basınç dayanımı (MPa- kgf/cm^2)
f_{ccu}	Sargılı beton ezilme durumundaki gerilme (MPa)
f_{ce}	Betonda beklenen basınç dayanımı (MPa)
f_{ck}	Beton karakteristik basınç dayanımı (MPa)
f_{co}	Sargısız beton karakteristik basınç dayanımı (MPa- kgf/cm^2)
f_{cto}	Beton çekme dayanımı (MPa)

f_{ctu}	Beton kopma dayanımı
f_{cu}	Beton ezilme durumundaki gerilme (MPa)
f_e	Elastik deprem kuvvetleri (kN)
f_e	x ve y yönü için ortalama etkin kuşatma basıncı (MPa)
f_{ex}	x yönü için etkin kuşatma basıncı (MPa)
f_{ey}	y yönü için etkin kuşatma basıncı (MPa)
f_{ler}	Azaltılmış kuşatma basıncı (MPa)
f_{su}	Çelik donatı kopma dayanımı (MPa)
f_{sy}	Çelik donatı akma dayanımı (MPa)
f_{syh}	Sargı donatısı akma dayanımı (MPa)
f_y	Akma dayanımı (kN)
f_{ye}	Donatıda beklenen akma dayanımı (MPa)
f_{yk}	Donatı akma dayanımı (MPa)
$\{f_d\}$	Dinamik serbestlik dereceleriyle ilgili kuvvet vektörü
$\{f_s\}$	Statik serbestlik dereceleriyle ilgili kuvvet vektörü
h	Kesit yüksekliği (m)
h_c	Çekirdek beton yüksekliği (mm)
I	Bina önem katsayısı
I	Eleman atalet momenti (m ⁴)
k_e	Etkin sargılama oranı katsayısı
k_r	ON noktasındaki sargılama basıncı için azaltma katsayısı
k_{si}	Yay rijitlik sabiti
$[K]_{11}$	Sistem rijitlik matrisinin çözüm yapılacak kısmı
$[K]_{21}$	Sistem rijitlik matrisinin mesnet tepkileriyle ilgili kısmı
$[k]_{dd}$	Sistem rijitlik matrisinin dinamik serbestliklerle ilgili kısmı
$[k]_e$	Lokal koordinat sisteminde eleman rijitlik matrisi
$[k]_g$	Global koordinat sisteminde eleman rijitlik matrisi
$[K]_{ind}$	İndirgenmiş sistem rijitlik matrisi
$[K]_s$	Sistem rijitlik matrisi
$[K]_{spring}$	Yay rijitlik matrisi
$[k]_{ss}$	Sistem rijitlik matrisinin statik serbestliklerle ilgili kısmı
L	Çubuk eleman boyu (m)
L_p	Plastik mafsallık boyu (m)

L_s	Kesme açıklığı (m)
m_i	i. katın kütlesi (t)
$m_{tx1}^{(x,1)}$	x yönünde birinci modun etkin kütlesi (t)
M_u	Kesitte oluşacak maksimum moment (kNm)
M_y	Kesit akma dayanımına karşılık gelen moment (kNm)
n_x	x yönünde etriye kol sayısı
n_y	y yönünde etriye kol sayısı
$\emptyset_n$	Mod şekli vektörü
$\emptyset_u$	Maksimum eğrilik (1/m)
$\emptyset_y$	Akma eğriliği (1/m)
$\Theta_p^{G\ddot{O}}$	Kesitte izin verilen maksimum dönme (rad)
Θ_y	Kesitteki etkin akma dönmesi (rad)
Θ	Dönme (rad)
P_i, P_j	Çubuk elemanın uçlarına uygulanan kuvvet ve momentler (kN-kNm)
$\{P\}$	Global koordinat sisteminde dış kuvvet vektörü (kN-kNm)
$\{P\}^f$	Global koordinat sisteminde ankastrelik uç kuvvet vektörü (kN-kNm)
$\{p\}^f$	Eleman eksenlerine göre ankastrelik uç kuvvet vektörü (kN-kNm)
$\{P\}_j$	Düğüm noktalarından etkiyen dış yük vektörü (kN-kNm)
$\{P\}_k$	Sistem dış yük vektörünün çözüm yapılacak kısma denk gelen kısmı
$\{P\}_s$	Sistem dış yük vektörü (kN-kNm)
$\{P\}_u$	Sistem dış yük vektörünün mesnetlerle tutulu kısma denk gelen kısmı (kN-kNm)
$\{P'\}$	Eleman eksenlerine göre dış kuvvet vektörü (kN-kNm)
q_n	Sönümsüz serbest titreşimin harmonik fonksiyonu
R_y	Akma dayanımı katsayısı
$\{R\}_s$	Gerçek mesnet tepkileri vektörü (kN-kNm)
s	Etriyelerin eksenleri arası uzaklığı (mm)
s'	Etriyeler arası net uzaklık (mm)
$S_{ae}(T)$	Doğrusal elastik spektral ivme (g)
$S_{ae}(T_1)$	Birinci moda karşılık gelen doğrusal elastik ivme (g)
$S_{de}(T)$	Doğrusal elastik spektral yer değiştirme (m)
$S_{de}(T_1)$	Birinci moda karşılık gelen doğrusal elastik spektral yer değiştirme (m)

$S_{di}(T_1)$	Birinci moda karşılık gelen doğrusal olmayan spektral yer değiştirme (m)
SDOF	Statik serbestlik dereceleri
SEMAP	Sargı Etkisi Modelleme ve Analiz Programı
T_1	x doğrultusu için birinci doğal titreşim periyodu
T_B	Deprem tasarım spektrumunun köşe periyodu (s)
TBDY 2018	Türkiye Bina Deprem Yönetmeliği 2018
TP	Tez Programı (Moment-Eğrilik ve Yapısal Analiz)
$[T]$	Dönüşüm matrisi
$[T]^T$	Dönüşüm matrisinin devriği
u_i, u_j	Çubuk elemanın uçlarındaki yer değiştirmeler (m)
u_n	Modal yer değiştirmeler (m)
$u_{Nx1}^{(x,k)}$	X yönü itme analizinde son katta ölçülen tepe yer değiştirmesi (m)
$\{u\}$	Global koordinat sisteminde uç yer değiştirme vektörü (m)
$\{u\}_k$	Mesnetlerle tutulu veya yer değiştirmeleri bilinen deplasman vektörü
$\{u\}_u$	Serbest yer değiştirmeler vektörü veya bilinmeyen deplasmanlar (m)
$\{u'\}$	Eleman eksenlerine göre uç yer değiştirme vektörü (m)
$\{u_d\}$	Dinamik serbestlik derecesiyle aynı doğrultudaki yer değiştirme vektörü (m)
$\{u_s\}$	Dinamik serbestlik derecesiyle ilgisi olmayan yer değiştirmeler (m)
$V_{tx1}^{(x,k)}$	x yönündeki k. itme adımı için taban kesme kuvveti (kN)
w_i	Etriye ile tutulu boyuna donatılar arası net mesafe (mm)
w_n	Doğal titreşim açısal frekansı (rad/s)
$\alpha_i^{(x,k)}$	x yönündeki k. itme adımı için modal ivme (m/s^2)
α_{y0}	Elastik yer değiştirmeye karşılık gelen akma sözde ivmesi (g)
α_{y1}	İteratif olarak hesaplanan sözde akma ivmesi (g)
$\Gamma_1^{(x)}$	Birinci moda göre bulunan modal katkı çarpanı
ϵ_c	Beton lifindeki birim şekil değiştirme (mm/mm)
ϵ_{cc}	Üç eksenli basınç altında beton basınç dayanımına karşılık gelen birim kısalma değeri (mm/mm)
ϵ_{ccu}	Sargılı beton ezilme durumunda birim kısalma değeri (mm/mm)
ϵ_{co}	Sargısız beton basınç dayanımı değerine karşılık gelen birim kısalma değeri (mm/mm)

ϵ_{cto}	Beton çekme dayanımına karşılık gelen birim uzama (mm/mm)
ϵ_{ctu}	Beton kopma dayanımına karşılık gelen birim uzama (mm/mm)
ϵ_{cu}	Sargısız beton ezilme durumunda birim kısalma değeri (mm/mm)
ϵ_s	Çelik birim şekil değıştirmesi (mm/mm)
ϵ_{su}	Çelik donatı kopma durumunda birim uzama değeri (mm/mm)
ϵ_{sy}	Çelik donatı akma durumunda birim uzama değeri (mm/mm)
ϵ_{syh}	Çelik donatı pekleşme öncesi birim uzama değeri (mm/mm)
λ_c	Etkin sargı basıncı katsayısı
ρ	Eğrilik yarıçapı veya donatı oranı
ρ'	Kiriş basınç donatısı oranı
ρ_s	Boyuna donatı oranı
ρ_{sh}	Hacimsel sargı donatısı oranı
ρ_{shx}	x yönü hacimsel sargı donatısı oranı
ρ_{shy}	y yönü hacimsel sargı donatısı oranı
σ_c	Beton lifindeki gerilme (MPa)
σ_{ON}	ON notasındaki kuşatma gerilmesi (MPa)
σ_s	Çelik donatıda gerilme (MPa)
Φ_{ix1}	x yönünde i. katın birinci mod şekil genliğı
$\Phi_{Nx1}^{(1)}$	x yönünde son katın birinci mod şekil genliğı
ω_1	Birinci doğal titreşim şeklinin açısal frekansı (rad/s)
κ	Birim dönme-eğrilik (1/m) (rad/m)

TABLÖLAR DİZİNİ

Tablo No	Tablo Adı	Sayfa No
Tablo 1	Deprem performans hedefleri ve tasarım yaklaşımları (TBDY, 2018)	8
Tablo 2	Deprem Tasarım Sınıfları (TBDY, 2018)	9
Tablo 3	Kolon kesit tipleri ve malzeme mekanik özellikleri	76
Tablo 4	S1 Kolonu normal ve yüksek dayanımlı beton sınıfı için malzeme mekanik özellikleri	82
Tablo 5	S3 Kolonu normal ve yüksek dayanımlı beton sınıfı için malzeme mekanik özellikleri	84
Tablo 6	Sargı donatısı için incelenecek kesit özellikleri	88
Tablo 7	R1 Kolon kesiti farklı beton sınıfları için malzeme mekanik özellikleri	90
Tablo 8	Kiriş kesitlerinin geometrileri ve donatı yerleşimleri	92
Tablo 9	Kiriş pekleşme durumu için malzeme mekanik özellikleri	92
Tablo 10	Kiriş çekme donatısı oranı için malzeme mekanik özellikleri	94
Tablo 11	Deney elemanlarının kesit özellikleri (Eom vd, 2014; Acun ve Sucuoğlu, 2011)	97
Tablo 12	Deney kolonlarının malzeme mekanik özellikleri (Eom vd, 2014; Acun ve Sucuoğlu, 2011)	98
Tablo 13	Akma ve göçme öncesi durumunda moment ve eğrilikler	101
Tablo 14	Elastik ve plastik toplam dönme ile yer değiştirmeler	102
Tablo 15	Deney kolonlarının çatlamamış kesit eğilme rijitlikleri	104
Tablo 16	Deney kolonlarının ayrılan bölgelere göre etkin kesit rijitlikleri ve katsayıları	105
Tablo 17	Deney çerçevesi elemanlarının kesit özellikleri (Kim ve Yu, 2021)	108
Tablo 18	Deney çerçevesinde kullanılan malzemelerin mekanik özellikleri (Kim ve Yu, 2021)	109

Tablo 19	Pekleşmesiz idealize moment eğrilik ilişkisi diyagramının koordinatları	113
Tablo 20	Eğilme rijitlikleri ve eğilme rijitliği katsayıları	113
Tablo 21	TBDY 2018'e göre akma dönmesi ve etkin kesit rijitliği ile eğilme rijitliği katsayıları	113
Tablo 22	Pekleşmeli idealize moment eğrilik ilişkisi diyagramının koordinatları	116
Tablo 23	Eğilme rijitlikleri ve eğilme rijitliği katsayıları	116



ŞEKİLLER DİZİNİ

Şekil No	Şekil Adı	Sayfa No
Şekil 1	Yığılı plastik davranış modelleri	10
Şekil 2	Yayılı plastik davranış modelleri	11
Şekil 3	Yatay yük dağılımları ile taban kesme kuvvetleri ve tepe deplasmanları	13
Şekil 4	Tipik statik itme eğrisi	14
Şekil 5	$T_B < T_1$ olması durumunda hedef performans noktası	18
Şekil 6	$T_B > T_1$ olması durumunda ilk adım için akma ivmesi varsayımı	19
Şekil 7	$T_B > T_1$ olması durumunda iteratif olarak bulunan akma ivmesi	19
Şekil 8	İdealleştirilmiş malzeme davranışları	21
Şekil 9	Düzlem çerçeve çubuğun iki ucu için eksenel deformasyon durumları	22
Şekil 10	Düzlem çerçeve elemanda serbestlik derecesi numaraları	24
Şekil 11	Mesnet çökmesi durumunda izostatik esas sistem ve moment diyagramı	25
Şekil 12	Ötelenme durumu için birim deplasman sabitlerinin elde edilmesi	26
Şekil 13	Mesnet dönmesi durumunda izostatik esas sistem ve moment diyagramları	28
Şekil 14	Dönme durumu için birim deplasman sabitlerinin elde edilmesi	29
Şekil 15	Lokal ve global koordinat sistemlerinin birbiri cinsinden gösterimi	30
Şekil 16	Uç kuvvetleri için dönüşüm matrisinin oluşturulması	32
Şekil 17	Ankastrelük uç momentleri ve eşdeğer düğüm noktası yükleri	35
Şekil 18	Sistem rijitlik matrisinin toplanması	36
Şekil 19	Sistem rijitlik matrisinin çözülecek kısmının ayrılması	37
Şekil 20	Mafsallı ve mafsalsız bağlı iki düzlem çerçeve çubuk eleman	39

Şekil 21	Betonarme düzlem çerçeve örnek 1	40
Şekil 22	Mafsalsız durum için eğilme momenti diyagramlarının kıyaslanması	41
Şekil 23	Mafsallı durum için eğilme momenti diyagramlarının kıyaslanması	42
Şekil 24	Sistem ile yay rijitlik matrislerinin oluşturulması ve ayrılması	44
Şekil 25	Betonarme düzlem çerçeve örnek 2 (Colunga, 2007)	45
Şekil 26	Yaylı mesnet durumunda eğilme momenti diyagramlarının kıyaslanması	46
Şekil 27	Düzlem çerçevede statik ve dinamik serbestlik dereceleri	47
Şekil 28	Betonarme düzlem çerçeve örnek 3	52
Şekil 29	Tez programından elde edilen sonuçların 1. mod için kıyaslanması	53
Şekil 30	Tez programından elde edilen sonuçların 2. mod için kıyaslanması	53
Şekil 31	Tez programından elde edilen sonuçların 3. mod için kıyaslanması	54
Şekil 32	Hognestad sargısız beton modeli gerilme-şekil değiştirme ilişkisi	56
Şekil 33	Mander sargısız beton modeli gerilme-şekil değiştirme ilişkisi	58
Şekil 34	Üç kollu sargı donatısı için kolon en kesitinde w_i değerleri	60
Şekil 35	Mander sargılı ve sargısız beton modellerinin gerilme şekil değiştirme ilişkileri	61
Şekil 36	Sargı donatısının 2, 3 ve 4 kollu olması durumunda kuşatma basıncı dağılımı	63
Şekil 37	Koksal-Erdogan beton modeli gerilme şekil değiştirme ilişkileri	66
Şekil 38	Çekme etkisindeki betonun gerilme şekil değiştirme ilişkisi	68
Şekil 39	Donatı çeliği gerilme şekil değiştirme ilişkisi	69
Şekil 40	Birim uzunluğa karşılık gelen dönmenin (eğrilik) gösterimi	70
Şekil 41	Betonarme kesitin kısımlara ayrılması	71
Şekil 42	Kesitin liflere ayrılması ve iç kuvvetin elde edilmesi	72

Şekil 43	Program akış şeması	73
Şekil 44	Çalışmada kullanılan kesit isimlendirme sistemi	74
Şekil 45	Betonarme kolon donatı düzenleri	75
Şekil 46	S1 Tipi kolonun farklı etriye sıklıkları için moment-eğrilik ilişkileri	76
Şekil 47	S2 Tipi kolonda farklı pekleşme değerine göre moment eğrilik ilişkileri	77
Şekil 48	S3 Tipi kolonda farklı boyuna donatı çapına göre moment eğrilik ilişkileri	77
Şekil 49	R1 kolonunun farklı eksenel yükler altında moment eğrilik ilişkileri	78
Şekil 50	Eğrilik dağılımının idealize edilmesi	80
Şekil 51	Pekleşmesiz ve pekleşmeli yığılı plastik mafsallık davranışı	81
Şekil 52	S1 Kesit tipi normal dayanımlı beton için gerilme deformasyon ilişkileri	83
Şekil 53	S1 Kesit tipi yüksek dayanımlı beton için gerilme deformasyon ilişkileri	83
Şekil 54	S3 Kesit tipi normal dayanımlı beton için gerilme deformasyon ilişkileri	84
Şekil 55	S3 Kesit tipi yüksek dayanımlı beton için gerilme deformasyon ilişkileri	85
Şekil 56	Farklı eksenel yük seviyelerinin davranışa etkisi	86
Şekil 57	Eksenel yükün tarafsız eksen derinliğine etkisi	86
Şekil 58	Sınır durum için eksenel yük seviyesi donatı deformasyon ilişkisi	87
Şekil 59	S2 Kolonu farklı etriye çapları için moment eğrilik ilişkileri	88
Şekil 60	S3 Kolonu farklı etriye aralıkları için moment eğrilik ilişkileri	89
Şekil 61	Etriye oranının sargılı beton maksimum birim kısalmasına etkisi	89
Şekil 62	R1 Kolon kesitinin farklı beton dayanım sınıfları için moment eğrilik ilişkileri	91
Şekil 63	Donatı kopma dayanımının moment eğrilik ilişkisine etkisi	93

Şekil 64	Çekme donatısı oranının moment eğrilik ilişkisine etkisi	94
Şekil 65	Farklı çekme donatısı oranları için donatıdaki birim uzamalar	95
Şekil 66	Deney kolonlarının donatı düzenleri	97
Şekil 67	CH kolonu sargılı ve sargısız beton davranış modelleri	98
Şekil 68	Tip1 kolonu sargılı ve sargısız beton davranış modelleri	99
Şekil 69	Tip2 kolonu sargılı ve sargısız beton davranış modelleri	99
Şekil 70	Deney kolonlarının çekme ve basınç etkisindeki donatı davranış modelleri	100
Şekil 71	CH kolonu Mander ve Koksall modelleri için moment eğrilik ilişkileri	100
Şekil 72	Tip1 ve Tip2 kolonları Mander ve Koksall modelleri için moment eğrilik ilişkileri	101
Şekil 73	CH kolonu plastik mafsal hipotezi ve deneysel karşılaştırma	102
Şekil 74	Tip1 kolonu plastik mafsal hipotezi ve deneysel karşılaştırma	103
Şekil 75	Tip2 kolonu plastik mafsal hipotezi ve deneysel karşılaştırma	103
Şekil 76	CH kolonu analitik ve deneysel itme analizi	106
Şekil 77	Tip1 kolonu analitik ve deneysel itme analizi	106
Şekil 78	Tip2 kolonu analitik ve deneysel itme analizi	107
Şekil 79	Deney çerçevesi elemanlarının donatı düzenleri (Kim ve Yu, 2021)	108
Şekil 80	Deney çerçevesinin boyutları (Kim ve Yu, 2021)	108
Şekil 81	Kolon için sargılı ve sargısız beton gerilme şekil değiştirme ilişkileri	109
Şekil 82	Kiriş için sargılı ve sargısız beton gerilme şekil değiştirme ilişkileri	110
Şekil 83	Boyuna donatının gerilme birim deformasyon ilişkisi	110
Şekil 84	Deney kolonunun TP - SEMAp kıyaslamalı moment eğrilik ilişkileri	111
Şekil 85	Deney kirişinin TP - SEMAp kıyaslamalı moment eğrilik ilişkileri	111

Şekil 86	Kolon davranışının pekleşmesiz elasto-plastik model olarak idealize edilmesi	112
Şekil 87	Kiriş davranışının pekleşmesiz elasto-plastik model olarak idealize edilmesi	112
Şekil 88	Deneysel ve analitik modellere göre itme analizleri 1	114
Şekil 89	Yığılı plastik mafsallık uzunluğu boyunca tanımlı bağlantı elemanları	115
Şekil 90	Kolon davranışının pekleşmeli elasto-plastik model olarak idealize edilmesi	115
Şekil 91	Kiriş davranışının pekleşmeli elasto-plastik model olarak idealize edilmesi	116
Şekil 92	Deneysel ve analitik modellere göre itme analizleri 2	117

BİRİNCİ BÖLÜM

GİRİŞ

1.1. Çalışmanın amacı

Betonarme elemanların doğrusal olmayan davranışları ve modellenmesi ile ilgili araştırmaların başlangıcı 1950'li yıllara kadar uzanmaktadır. Çalışmaların gelişimi, bilgisayar teknolojilerinin gelişmesine paralel olarak yoğunluk kazanmıştır (Ngo ve Scordelis, 1967; Hognestad, 1951; Cedolin vd, 1977; Kupfer vd, 1969). Beton, özellikle çok eksenli basınç altında doğrusal olmayan davranış göstermektedir. Çekme altında ise çatlaklar oluşmakta ve çatlak yüzeyleri boyunca taşınan kuvvetlerden dolayı beton davranışı daha da karmaşık hale gelmektedir. Bu nedenle, tasarım amaçlı yapısal çözümlemelerde genellikle betonun çekme dayanımından sonraki davranışı ihmal edilmektedir.

Beton yıllar içinde sırasıyla doğrusal elastik, doğrusal olmayan elastik, elasto-plastik olarak modellenirken; donatı çeliği, homojen yapısından ötürü pekleşmeli elasto-plastik malzeme olarak tanımlanmıştır. 1970li yıllarla birlikte betonda çatlak oluşumu ve modellenmesi için de pek çok farklı model ileri sürülmüştür (Hillerborg vd, 1976; Gambarova ve Karakoc, 1983). 1985 yılında betonarme eleman davranışına daha uygun olan taşıma gücü yönteminin kullanımına başlanmasıyla birlikte daha gerçekçi tasarımlar gerçekleştirilmiştir.

2007 yılında yürürlüğe giren deprem yönetmeliğindeki mevcut binaların değerlendirilmesi ve güçlendirilmesi başlığı altında, statik itme analizlerinden bahsedilmiş ve hesap yapılırken nasıl bir yol izlenmesi gerektiği anlatılmıştır. Böylece, yapının göçme durumuna yatay ötelenmeler ile ulaşacağı kabulüyle kapasite ve deplasman talebi kavramları betonarme yapı tasarımına dahil edilmiştir. Göçme durumlarının belirlenmesi ancak beton için kullanılacak kırılma modelleri ile mümkün olmaktadır. Bu teorik modellerin en kapsamlılarından ve bilinenlerinden olan Willam-Warnke (Willam ve Warnke, 1975) modelini daha sonraki yıllarda Mander vd (1988) kendi analitik bünyesel bağıntılarında kullanmıştır. Mander vd, bugün güncel deprem yönetmeliğimiz olan TBDY 2018'de

betonarme elemanların doğrusal olmayan davranışlarının modellenmesinde de önerilen çok eksenli basınç etkisindeki beton gerilme birim şekil değiştirme ilişkilerini geliştirmişlerdir.

Başlangıçta üç boyutlu gerilme ve birim şekil değiştirme uzaylarında geliştirilen doğrusal olmayan analitik modellerin beton için kullanımının bireysel betonarme elemanlar dışında pek mümkün olmaması, araştırmacıları daha basit modeller kullanmaya yönlendirmiştir. Mander, Saatçioğlu-Razvi ve Sheikh-Uzumeri gibi sargılı beton modelleri bu soruna çözüm üretmek amacıyla geliştirilen sayısal modellerdir (Mander vd, 1988; Sheikh ve Uzumeri, 1982; Saatcioglu ve Razvi, 1992). Bu çalışmalarda eksenel basınç etkisindeki bir betonarme kolon, etriyeler ve/veya başka yanıl kuşatma mekanizmaları tarafından uygulanan basınç etkileriyle birlikte tek bir çubuk eleman olarak düşünülmüş ve bu çubuk elemana ait gerilme deformasyon ilişkileri elde edilmeye çalışılmıştır. Bir başka ifade ile üç boyutlu gerilme ve şekil değiştirme uzayında gerçekleşen betonarme eleman davranışı tek bir boyuta indirgenmiş ve özellikle bu aşamada yükleme boyunca sürekli olarak değişkenlik gösteren eğilme davranış ve rijitliği, karakteristik bazı noktalarda doğrusal parçalara bölünerek tasarıma dahil edilmiştir. Günümüzde bu modellerin kullanıldığı itme analizleri, deprem gibi yanıl yükler etkisindeki yapıların modellenmesinde sıklıkla kullanılmaktadır. Burada unutulmaması gereken nokta, doğrusal olmayan davranışın kademeli bir şekilde gelişmeyip elemanın akma momentine ulaşmasıyla birlikte, özellikle yığılı plastik mafsıl denilen eleman uçlarında toplandığı varsayımdır. Bu aşamadan sonra söz konusu elemanın eğilme rijitliğinde önemli oranda bir düşme oluşmaktadır. Elemanın eğilme altındaki davranışı iki parçalı doğrusal bir modellemeden ibarettir. Literatürde bulunan bazı çalışmalarda üç parçalı doğrusal bir kullanım da tercih edilmektedir. Bunun çerçeve ya da kolonun gerçek davranışına kıyasla son derece basitleştirilmiş bir yaklaşım olduğu unutulmamalıdır.

Bu çalışmada, Koksıl ve Erdogan (2021) tarafından yüksek dayanımlı betonlarda kullanılması önerilen yeni bir sargılı beton modeli incelenmiştir. Diğer sargılı beton modellerine kıyasla çok daha basit bünyesel bağıntıları olan modelden elde edilen moment-eğrilik ve gerilme şekil değiştirme ilişkileri, Mander modeliyle kıyaslanmıştır. Elde edilen moment-eğrilik ilişkileri, deneysel sonuçları mevcut olan betonarme tekil kolonlar ve betonarme tek katlı tek açıklıklı çerçevenin davranışlarının tahmin edilmesinde

kullanılmıştır. Ayrıca TBDY 2018’de statik itme analizi hesaplarında kullanılması önerilen etkin kesit rijitlikleriyle ilgili karşılatırmalar yapılmış ve bazı önerilerde bulunulmuştur. Bunun için Python programlama dilinde betonarme kolon ve kirişlerin moment-eğrilik, düzlem çerçevelerin ise statik ve dinamik analizlerini gerçekleştiren programlar geliştirilmiş, literatürdeki bazı programlarla kıyaslanmış ve araştırmada kullanılmıştır.

1.2. Konu

Bu tez çalışmasının ikinci bölümünde, araştırma konusuyla ilgili olan ve daha önce yapılmış çalışmalarla ilgili özet bilgiler verilecektir. Literatür özeti kısaca verildikten sonra TBDY 2018’e göre doğrusal olmayan analizlerde izlenen yol, TBDY 2018’de yer alan ve doğrusal olmayan davranışı temsil etmekte kullanılan modeller ve etkin eğilme rijitliklerinin hesaplarından bahsedilecektir. Ayrıca hangi durumlarda doğrusal olmayan analiz yöntemlerinin ve özellikle bu çalışmada esas alınan statik itme yönteminin hangi durumlarda kullanılabileceği detaylarıyla anlatılacaktır. Son olarak TBDY 2018’de, sabit tek modlu statik itme yöntemi için hedef performans noktasının nasıl belirlendiğine değinilecektir.

Üçüncü bölüm iki ana kısımdan oluşacaktır. İlk kısımda bir çeşit sonlu eleman yöntemi olan direkt rijitlik matrisi yöntemi anlatılacaktır. Burada öncelikle düzlem çerçeve elemanların rijitlik matrislerinin oluşturulması ve global koordinatlarda yazılması, dönüşüm matrislerinin elde edilmesi, elastik yay içeren sistemlerin çözümleri ve statik indirgeme yöntemi kullanarak dinamik analizlerin nasıl gerçekleştirildiği anlatılacaktır.

İkinci ana kısımda moment-eğrilik ilişkisinin nasıl elde edildiği ve bu ilişkinin nasıl yorumlanması gerektiği anlatılacaktır. Ayrıca alt başlıklarda sırasıyla kolonlarda eksenel yükün, etriye sıklığının, etriye akma dayanımının, boyuna donatıda pekleşmenin, beton dayanımının; kirişlerde ise çekme ve basınç bölgelerindeki donatı oranlarının moment-eğrilik ilişkisine etkisi analitik olarak incelenecektir.

Dördüncü bölüm de iki ana kısımdan oluşacaktır. İlk kısımda Eom vd (2014) ile Acun ve Sucuoğlu’nun (2011) çevrimsel yatay yükler altında betonarme tekil kolonların deneysel

olarak davranışlarını araştırdıkları çalışmalar incelenecektir. Söz konusu betonarme tekil kolonlara Koksall ve Erdogan (2021) ve Mander vd (1988) sargılı beton modelleri uygulanacaktır. Analitik modellerden elde edilen sonuçlar önce birbirleriyle sonra deneysel çalışmaların sonuçlarıyla kıyaslanacaktır.

İkinci ana kısımda Kim ve Yu'nun (2021) dolgu duvarların betonarme düzlem çerçevelerin davranışına etkisini araştırdıkları çalışma incelenecektir. Ele alınan tek katlı tek açıklıklı ve dolgu duvarsız sistemdeki elemanların moment-eğrilik ilişkileri, Koksall ve Erdogan (2021) çalışmasındaki bağıntılar kullanılarak elde edilecektir. Moment-eğrilik ilişkilerinden hesaplanan eğilme rijitlikleri ve TBDY 2018'de önerilen etkin eğilme rijitliği bağıntısı ile, geliştirilen program kullanılarak sabit tek modlu statik itme analizleri yapılacaktır. TBDY 2018 bağıntısı kullanılarak ve bu çalışmada önerilen yaklaşımla hesaplanan statik itme eğrisi, deneysel verilerle kıyaslanacaktır.

Son bölümde ise çalışmaya göre elde edilen sonuçlar sunulacak ve önerilerde bulunulacaktır.

İKİNCİ BÖLÜM

KURAMSAL ÇERÇEVE/ÖNCEKİ ÇALIŞMALAR

Çalışmanın bu bölümünde öncelikle, moment-eğrilik ilişkileri ve yapısal performans analizi konusunda yapılmış olan akademik çalışmalardan bazıları incelenecektir. Daha sonra TBDY 2018'deki doğrusal olmayan hesap yöntemlerinin anlatıldığı kısım için incelemeler yapılacaktır.

2.1. Daha Önce Yapılan Akademik Çalışmalar

Kaltakçı vd (2001) yayınladıkları çalışmada, basit eğilme etkisindeki betonarme elemanların tasarım değişkenlerini analitik olarak incelemiş ve bu amaca yönelik Fortran programlama dilinde yazılım geliştirmişlerdir. Beton dayanımının, donatı çeliğinin çekme dayanımının, çekme, basınç ve sargı donatısı miktarının eğilme etkisindeki elemanların kesit dayanımı ve davranışına etkisini incelemişlerdir. Çekme donatısının süneklik ve kapasite üzerine etkisi; basınç donatısının ise süneklik üzerine etkisi olduğunu belirtirken, etriye donatısının çekme donatısı oranının yüksek olduğu durumlarda sünekliğe etkisinin daha net görüldüğü belirtilmiştir.

Oral (2005) yaptığı yüksek lisans tez çalışması kapsamında statik itme analizinin teorik temellerini anlatmış ve 1975 deprem yönetmeliğine göre inşa edilen dört katlı betonarme bir yapının statik itme analizlerini SAP2000 yapısal analiz programıyla gerçekleştirmiştir. Deprem performansının yetersiz olduğu belirtilen yapıya güçlendirme çalışması yapıp güçlendirme öncesi ve sonrası durumlar için karşılaştırma yapmıştır.

Özmen vd (2007) yaptıkları çalışmada sargılı beton davranışının betonarme eleman ve sistem davranışına etkisini incelemişlerdir. Bu amaçla, yaygın olarak kabul gören Geliştirilmiş Kent-Park, Mander ve Saatcioglu-Razvi sargılı beton modellerini kullanarak 1975 deprem yönetmeliğine göre inşa edilen dört katlı betonarme bir yapının statik itme analizlerini yapmışlardır. Modeller arasındaki farklılıkların, hem eleman hemde sistem bazında belirginliğini yitirdiği belirtilmiştir.

Yılmaz (2008) yaptığı yüksek lisans tez çalışması kapsamında yapısal performans kavramı ve doğrusal olmayan statik analiz yöntemlerini açıklamıştır. Daha sonra mevcut bir betonarme konut türü yapının eş değer deprem yükü yöntemini esas alarak ve ETABS yapısal analiz programını kullanarak deprem performansını belirlemiştir. Bina yeterli deprem performansını sağlayamadığından betonarme perdelerle güçlendirme yapılmıştır. Daha sonra güçlendirilmiş durum için performans analizi tekrarlanmış ve her iki durum için karşılaştırmalar yapılmıştır.

Akkaya (2014) yaptığı yüksek lisans tez çalışması kapsamında eksenel yük seviyesi, boyuna ve enine donatı oranı ile beton karakteristik basınç dayanımı parametrelerinin betonarme kolon davranışı üzerine etkilerini araştırmıştır. Bu amaçla 400 adet betonarme kolon modeli oluşturulmuş ve herbirinin moment-eğrilik ilişkileri XTRACT programı kullanılarak elde edilmiştir. Bu parametrelerin davranış üzerine etkileri irdelenmiş, etkin eğilme rijitlikleri ve kesit sünekliği açısından değerlendirmelerde bulunulmuştur.

Tınas (2017) yaptığı yüksek lisans tez çalışması kapsamında çok katlı betonarme bir yapının performansını, sabit tek modlu itme ve zaman tanım alanında doğrusal elastik olmayan analiz yöntemleriyle belirlemiştir. Tünel kalıp yöntemiyle imal edilen yapıda yatay yükler betonarme perdelerle karşılandığı için sistemin eğilme rijitliği oldukça yüksektir. Bu sebeple kesintisiz kullanım performans düzeyleri elde edilmiştir. Zaman tanım alanında doğrusal olmayan ve statik itme analizlerinden elde edilen taban kesme ve tepe yer değiştirmesi değerlerinin birbirine oldukça yakın olduğu gösterilmiştir.

Sarioğlu (2020) yaptığı yüksek lisans tez çalışması kapsamında zemin-yapı etkileşimi dikkate alınarak statik itme ve zaman tanım alanında dinamik analiz yöntemlerinden elde edilen sonuçları incelemiştir. Bu amaçla analiz edilmek üzere 4, 8 ve 12 katlı betonarme yapı modelleri oluşturulmuştur. Yüksek rijitliğe sahip zeminler üzerine inşa edilen yapılarda, ankastre mesnet kabulünün, zemin-yapı etkileşimli analize benzer sonuçlar verdiğini; düşük rijitliğe sahip zeminler üzerine inşa edilen yapılarda ise daha yüksek eksenel basınç kuvvetlerinin oluştuğu gözlenmiştir. Buna paralel olarak kolonların taşıma kapasitelerinde artış, sünekliklerinde ise azalma olmuştur. Buna bağlı olarak zemin

yapı etkileşimli analizde, ankastre mesnet kabulüne kıyasla daha büyük taban kesme kuvveti değerleri elde edildiğini ifade etmiştir.

Egi (2021) yaptığı yüksek lisans tez çalışması kapsamında plastik mafsallı teorisine göre yatay yük artırımı metoduyla statik itme analizlerini yapmış ve yapı sistemlerinin gösterdiği davranışları araştırmıştır. Bu amaçla, farklı şekillerde tasarlanan 9 betonarme yapıyı ele almıştır. Statik itme analizlerini SAP2000 yapısal analiz programı aracılığıyla yapmıştır. Çalışmanın sonucunda, yapıların taşıyıcı sistemlerinin olabildiğince simetrik tasarlanmasını, büyük galeri boşluklarından ve süreksizliklerden kaçınılmasını önermiştir.

Aktepe (2022) yaptığı yüksek lisans tez çalışması kapsamında önce tek katlı, tek açıklıklı ve dolgu duvarsız betonarme düzlem çerçeve sistemi kuvvet ve matris-deplasman yöntemlerini kullanarak analiz etmiş ve sistemin statik itme eğrisini elde etmiştir. Daha sonra Çanakkale ilinde bulunan ve 1975 deprem yönetmeliğine göre tasarlanan 5 katlı betonarme bir yapının statik itme analizlerini, STA4CAD paket programı aracılığıyla gerçekleştirmiştir. Analizler, Çanakkale ilinin 3 bölgesi dikkate alınarak, ZC/ZE yerel zemin sınıfları ve C10/14 beton sınıfları için yapılmıştır. Beton dayanımının, yapının bulunduğu bölgenin ve yerel zemin sınıfının deprem performansına etkisi araştırılmıştır.

Halimi (2022) yaptığı yüksek lisans tez çalışması kapsamında burulma davranışının ihmal edilebileceği yapılar için iki Timoshenko kirişinin birbirine kat hizalarından mafsallı çubuklarla bağlandığı bir sandviç kiriş modeli önermiştir. Böylelikle Timoshenko kirişiyle temsil edilen perdeli yapılarda, perdelerin kayma deformasyonları da dikkate alınabilmektedir. Önerilen yaklaşık yöntemde verilen bağıntılardan elde edilen sonuçlar, SAP2000 programından elde edilen sonuçlarla kıyaslanmış ve yeterli uyumun sağlandığı sonuçlar elde edilmiştir. Halimi yaptığı çalışmayla, detaylı analiz sonuçlarının kontrol edilebileceği yaklaşık bir yöntem geliştirmiştir.

Barak (2023) yaptığı yüksek lisans tez çalışması kapsamında Fortran programlama dilinde geliştirdiği programla betonarme kolonları farklı eksenel yük, etriye çapı ve aralıklarına göre analiz etmiş ve moment-eğrilik ilişkilerini elde etmiştir. Enine donatı

oranının kolonunların moment taşıma kapasitesi üzerinde etkisinin kısıtlı olmasına karşın kesit sünekliğinde daha faydalı olduğunu göstermiştir.

2.2. TBDY 2018'e Göre Doğrusal Olmayan Davranış ve Modelleme

Türk deprem yönetmeliklerinde doğrusal olmayan analiz hesap esasları, ilk defa DBYBHY 2007'de bulunan mevcut binaların değerlendirilmesi ve güçlendirilmesi başlığı altında verilmiştir. DBYBHY 2007'de doğrusal olmayan analiz yöntemleri, yapıların deprem performansının tahmininde kullanılmaktayken; TBDY 2018'de yüksek ve/veya deprem yalıtımlı binaların tasarımında, mevcut yapılarda ise deprem performansının belirlenmesinde kullanılması gerektiği belirtilmiştir. TBDY 2018'e göre şekil değiştirme esaslı yöntemlerin kullanılıp kullanılmamasına yüksek binalar dışında yani $BYS \neq 1$ ve $BYS \geq 2$ olması halinde Tablo 1'e göre karar verilmektedir (Türkiye Bina Deprem Yönetmeliği, 2018).

Tablo 1

Deprem performans hedefleri ve tasarım yaklaşımları (TBDY, 2018)

Deprem Yer H. Düzeyi	DTS = 1, 1a ⁽¹⁾ , 2, 2a ⁽¹⁾ , 3, 3a, 4, 4a		DTS = 1a ⁽²⁾ , 2a ⁽²⁾	
	Normal Performans Hedefi	Değerlendirme/Tasarım Yaklaşımı	İleri Performans Hedefi	Değerlendirme/Tasarım Yaklaşımı
DD-3	—	—	SH	ŞGDT
DD-2	KH	DGT ⁽⁵⁾	KH	DGT ^(3,4)
DD-1	—	—	KH	ŞGDT

Tablo 1'e göre DTS=1a ve DTS=2a olan yerinde dökme yeni yapılacak yapılar için önce DD2 deprem düzeyinde göre $I=1.5$ alınarak dayanıma göre ön tasarım yapılması istenmektedir. Daha sonra DD1 ve DD3 deprem düzeylerine göre şekil değiştirme esaslı analiz yapılarak yapının deprem performansının DD1 için kontrollü, DD3 için sınırlı performans seviyelerini sağlaması istenmektedir. DTS ise Tablo 2'ye göre belirlenmektedir.

Tablo 2.

Deprem Tasarım Sınıfları (TBDY, 2018)

DD-2 Deprem Yer Hareketi Düzeyinde Kısa Periyot Tasarım Spektral İvme Katsayısı (S_{DS})	Bina Kullanım Sınıfı	
	BKS = 1	BKS = 2, 3
$S_{DS} < 0.33$	DTS = 4a	DTS = 4
$0.33 \leq S_{DS} < 0.50$	DTS = 3a	DTS = 3
$0.50 \leq S_{DS} < 0.75$	DTS = 2a	DTS = 2
$0.75 \leq S_{DS}$	DTS = 1a	DTS = 1

TBDY 2018'e göre şekil değiştirme esaslı değerlendirme ve tasarım yaklaşımında aşağıdaki gibi bir yol izlenmektedir:

- Mevcut veya ön tasarımı yapılan yapıda taşıyıcı sistem elemanlarının iç kuvvet şekil değiştirme ilişkileri belirlenir (TBDY, 2018).
- Performans hedeflerine uygun deprem yer hareketleri altında sistemin statik veya zaman tanım alanında dinamik analiz yöntemleriyle sistemdeki sünek davranış için şekil değiştirme ve gevrek davranış için dayanım talepleri elde edilir (TBDY,2018).
- İç kuvvet ve şekil değiştirme talepleri, iç kuvvet ve şekil değiştirme kapasiteleriyle kıyaslanır (TBDY, 2018).
- Şekil değiştirme ve dayanım talepleri, kapasitenin altında ise tasarım tamamlanır. Aksi durumda eleman boyutları değiştirilerek analiz tekrarlanır (TBDY, 2018).

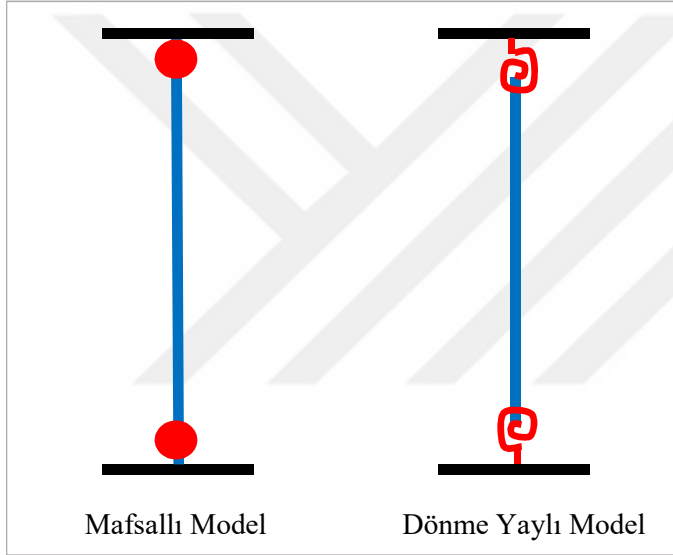
2.3. TBDY 2018'e Göre Doğrusal Olmayan Davranış Modelleri

TBDY 2018'e göre yığılı plastik ve yayılı plastik olmak üzere iki ana davranış modeli bulunmaktadır.

2.3.1. Yığılı Plastik Davranış Modeli

TBDY 2018'de çubuk sonlu eleman olarak modellenen kolon, kiriş ve perdelerde doğrusal olmayan davranış modeli olarak yığılı plastik mafsallı model kullanılabileceği belirtilmiştir. Bu modele göre iç kuvvetlerin plastik kapasitesine ulaştığı sonlu bölgeler

tanımlanmakta ve bu bölgelerde doğrusal olmayan davranışın düzgün yayılı şekilde olduğu varsayılmaktadır. Plastik şekil değiştirmelerin yayıldığı varsayılan uzunluk, plastik mafsallık boyu L_p olarak adlandırılmakta ve L_p 'nin yapısal elemanın eğilmeye çalıştığı yöndeki kesit yüksekliğinin yarısı olarak alınabileceği belirtilmektedir. Ayrıca bu davranış modeli kullanıldığında iç kuvvet-şekil değiştirme ilişkisindeki pekleşme etkisinin terk edilebileceği belirtilmiştir. Şekil 1'de gösterildiği gibi elemanın moment taşıma kapasitesine ulaşan bölgesine mafsallık yerleştirilerek ilgili bölgenin daha fazla moment alması engellenmektedir. Şekil 1'deki gibi pekleşmenin dikkate alındığı daha hassas analizlerde, dönme rijitliği uygun dönel yay tanımlanarak da bu işlem yapılabilir (TBDY, 2018).



Şekil 1. Yığılı plastik davranış modelleri

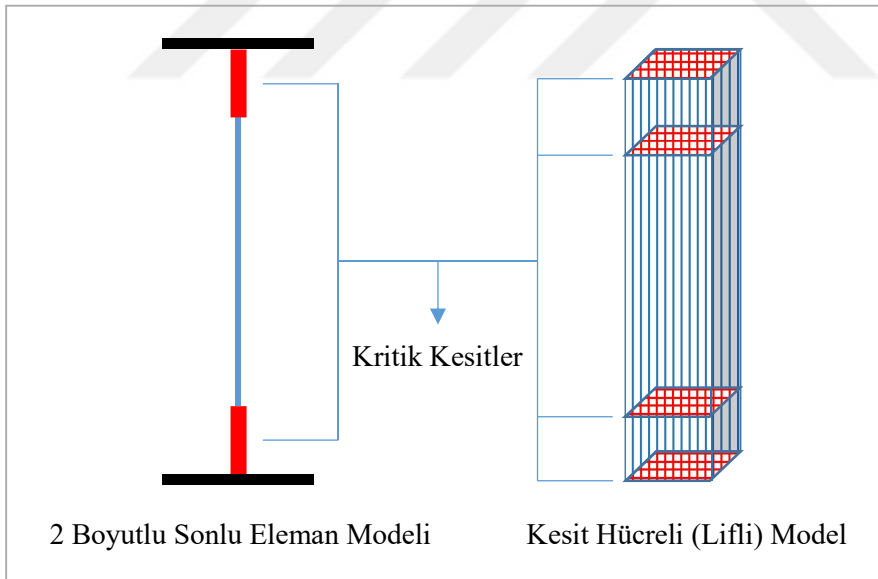
Yığılı plastik mafsallık modeli kullanıldığında mafsalların bulunduğu kesitlerde aksiyel kuvvetlerinde dikkate alınarak yapıldığı performans analizlerinde izin verilecek plastik dönmelerin ($\Theta_p^{GÖ}$) Denklem 2.1 ile sınırlandırılması istenmektedir (TBDY, 2018).

$$\theta_p^{GÖ} = \frac{2}{3} \left[(\theta_u - \theta_y) L_p \left(1 - 0.5 \frac{L_p}{L_s} \right) \right] + 4.5 \theta_u d_b \quad (2.1)$$

Denklem 2.1’de ϕ_u ve ϕ_y sırasıyla, elemanların moment-eğrilik ilişkisine göre hesaplanan maksimum ve akma noktalarına karşılık gelen eğrilikleri; L_s kesme açıklığını (m) ve d_b ise boyuna donatı çaplarının (m) ortalamasını temsil etmektedir (TBDY, 2018).

2.3.2. Yayılı Plastik Davranış Modeli

TBDY 2018’de belirtildiği üzere doğrusal olmayan performans analizlerinde yayılı plastik davranış modelleri de kullanılmaktadır. Bu davranış modeli genelde karmaşık kesitli betonarme perdelerde kullanılmasına karşın kolon ve kirişler için de uygulanabilmektedir. Yayılı plastik davranış modelinde plastik şekil değiştirmeler, yapısal elemanların yalnızca kritik kesitlerinde değil Şekil 2’deki gibi tüm kesitlerde sürekli bir şekilde gerçekleşmektedir. Bu davranış modeline göre yapısal eleman yeterince küçük kesit hücrelerine ayrılmakta ve bu sayede gerçeğe daha yakın sonuçlar elde edilmektedir. Gerçeğe yakın sonuçlara karşın gerektirdiği işlem hacmi oldukça yüksektir (TBDY, 2018).



Şekil 2. Yayılı plastik davranış modelleri

2.3.3. TBDY 2018’e Göre Etkin Kesit Rijitlikleri

TBDY 2018, yayılı plastik davranış modeline göre modellenen elemanların etkin kesit rijitliklerinin hesabının Denklem 2.2’ye göre yapılmasını önermektedir (TBDY, 2018).

$$EI_e = \frac{M_y}{\theta_y} \frac{L_s}{3} \quad (2.2)$$

Denklem 2.2’de EI_e etkin eğilme rijitliğini, M_y elemanın akma momentini, θ_y akma dönmesini ve L_s ise kesme açıklığını temsil etmektedir. L_s kolon ve kirişlerde açıklığın yarısı, perdelerde ise her katın tabanından perde tepesine kadar olan yüksekliğinin yarısı olarak alınmaktayken; θ_y ise Denklem 2.3 ile hesaplanmaktadır (TBDY, 2018).

$$\theta_y = \frac{\theta_y L_s}{3} + 0.0015\eta \left(1 + 1.5 \frac{h}{L_s} \right) + \frac{\theta_y d_b f_{ye}}{8\sqrt{f_{ce}}} \quad (2.3)$$

Kiriş ve kolonlarda $\eta=1$ alınırken betonarme perdelerde $\eta=0.5$ alınmaktadır. f_{ye} ve f_{ce} ise sırasıyla donatıdaki beklenen akma dayanımı ile betonda beklenen basınç dayanımıdır. Pratik olarak hesaplarda beton için $f_{ce}=1.3f_{ck}$ ve $f_{ye}=1.2f_{yk}$ alınabilir (TBDY, 2018)

2.4. Doğrusal Olmayan Çözüm Yöntemleri

Doğrusal olmayan çözüm yöntemleri iki ana başlık altında toplanabilir. Bunlar statik itme analizleri ve zaman tanım alanında doğrusal olmayan dinamik analizler olarak sınıflandırılabilir. Statik itme analizleri sabit tek modlu, değişken tek modlu ve değişken çok modlu yöntemler olarak sayılabilir (Celep, 2020). Bu çalışmada sabit tek modlu statik itme yöntemine yer verilmiştir.

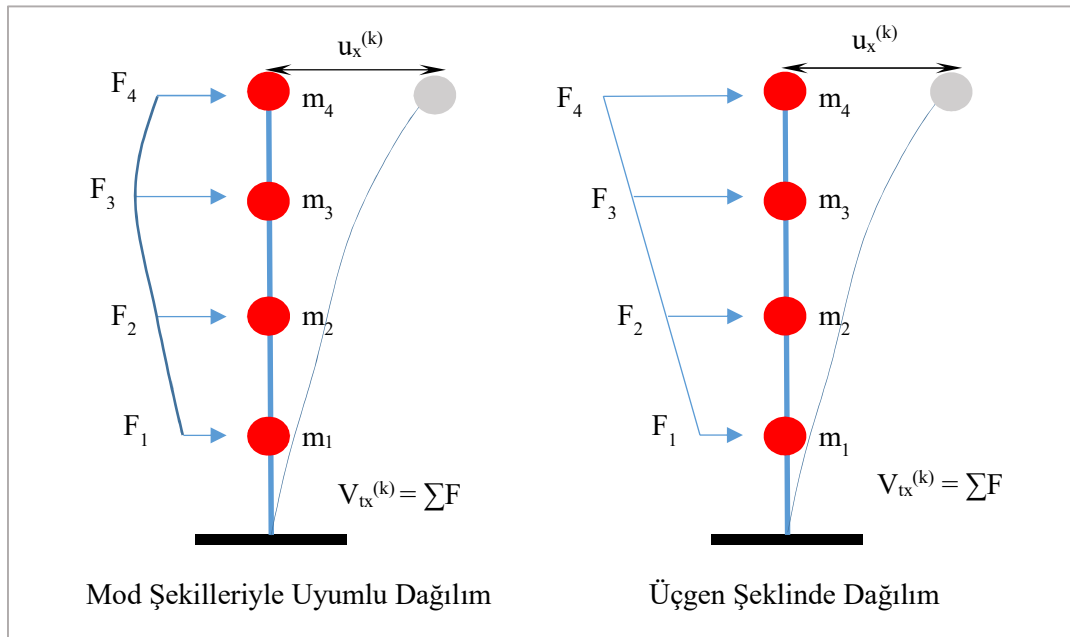
2.4.1. Sabit Tek Modlu İtme Yöntemi

Bu yöntem, kat sayısının düşük, burulma davranışının çok fazla belirgin olmadığı ve yapının birinci doğal titreşim modunun baskın gelmesi durumunda oldukça iyi sonuçlar vermektedir (Celep, 2020). Yapıya etkiyen yatay yük arttıkça taşıyıcı elemanların üzerindeki kesit tesirleri de bu duruma paralel olarak artacaktır. Yük artırımı devam ederken bir süre sonra bazı elemanların kritik kesitleri taşıma kapasitelerine ulaşacak ve daha fazla yük alamayacaklardır. İlk plastik mafsallardan sonra sistemin doğrusal davranışı

bozulmaya başlayacak ve mafsallaşan kesit sayısı arttıkça sistem davranışı doğrusallıktan iyice uzaklaşacaktır. Plastik mafsalların varlığı sistemin doğal titreşim periyotlarında ve mod şekillerinde değişimlere sebep olacaktır. Ancak bu yöntemde mafsallaşmadan önceki birinci mod şekli baz alınarak analizlere devam edilmektedir. Tüm kesitler kapasitelerine ulaştığında sistem daha fazla yatay yük taşıyamayacak ve stabilite bozulacaktır. TBDY 2018'e göre sabit tek modlu itme yönteminin kullanılmasına,

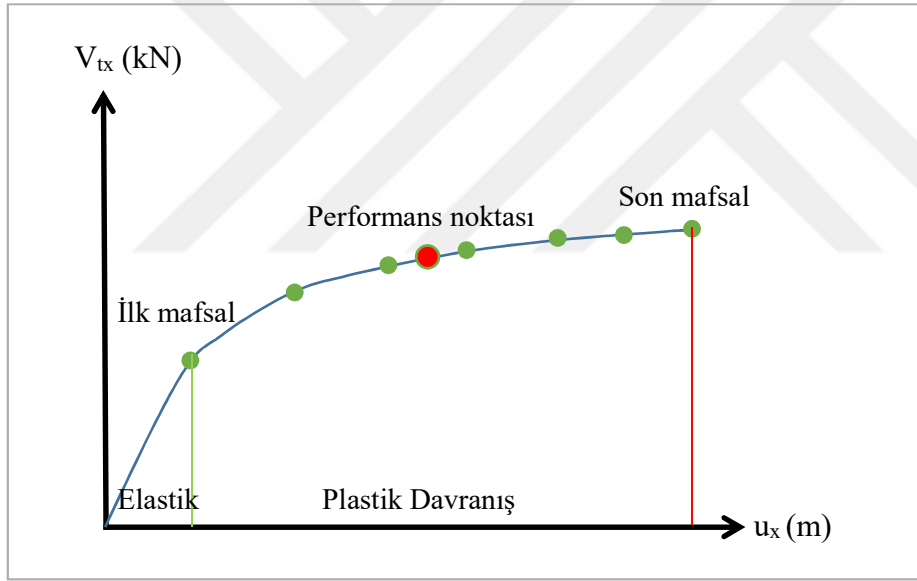
- Bina yükseklik sınıfı $BYS \geq 5$,
- Burulma düzensizliği katsayısı $\eta_{bi} < 1.4$,
- Deprem doğrultusunda yapının birinci doğal titreşim periyodu için etkin kütle oranının %70'ten büyük olması durumlarında izin verilmektedir (Celep, 2020).

Doğrusal olmayan analiz yöntemlerinin kullanılabilmesi için yapısal elemanların moment-eğrilik, bir başka deyişle kapasite ve şekil değiştirme ilişkilerinin belirlenmesi gerekmektedir. Modal analiz sonucu bulunan mod şekillerine uygun olarak etki ettirilen yatay yük, adım adım artırılır ve yapının tepe deplasmanı kaydedilir. Mafsal sayısı arttıkça sistemin rijitliği azalacaktır (Celep, 2020). Yatay yük dağılımları Şekil 3'de verilmiştir.



Şekil 3. Yatay yük dağılımları ile taban kesme kuvvetleri ve tepe deplasmanları

Yatay yük artırımına, yapının stabilitesi bozulana kadar devam edilir. Son plastik mafsallarda taşıyıcı sistem daha fazla yük alamayacak ve mekanizma durumu oluşacaktır. Bu davranışı daha net görebilmek için her plastik mafsallarda kaydedilen tepe deplasmanı ve taban kesme kuvveti Şekil 4'deki gibi ifade edilir (Celep, 2020). Görüldüğü üzere sistemde plastik mafsall yokken yapı, doğrusal elastik şekil değiştirmeler yapmaktadır. Yani yapıda hasar olmadığı varsayılmaktadır. Ancak yapıda plastik mafsall oluşumu başladıktan sonra plastik bölgeye geçilmektedir. Yani yapının bazı elemanlarında hasar oluşmakta dolayısıyla plastik şekil değiştirmeler meydana gelmektedir. Son plastik mafsall oluştuğunda analiz sonlandırılacaktır. Hedef performans noktası belirlenip bu noktaya kadar tekrar itme analizi yapılacak, bu nokta için kesitlerdeki plastik şekil değiştirmeler toplanacak ve hasar durumuna karar verilecektir (Celep, 2020).



Şekil 4. Tipik statik itme eğrisi

TBDY 2018'e göre mevcut ve yeni inşa edilecek yapıların deprem performansı belirlenirken, tasarım depreminin modal yer değiştirme talebine göre belirlenen hedef yer değiştirmesi dikkate alınmaktadır. Başka bir deyişle yapının stabilitesinin bozulduğu son duruma kadar değil, deprem talebine göre hesaplanan hedef yer değiştirmeye kadar itme analizine devam edileceği ve bu hedef deplasman altında oluşacak plastik şekil değiştirmelere göre değerlendirme yapılacağı belirtilmektedir (TBDY, 2018).

Ancak hedef deplasmanın bulunabilmesi için bir takım eksen dönüşümlerine ihtiyaç duyulmaktadır. Bilindiği üzere deprem tasarım spektrumun yatay ekseninde periyot (s), düşey ekseninde ise ivme ($m/s^2 - g$) yer almaktayken; itme eğrisinin yatay ekseninde deplasman (m), düşey ekseninde ise taban kesme kuvveti (kN) yer almaktadır. Bu sebeple elastik deprem tasarım spektrumunun eksenleri, gerekli dönüşümlerle spektral yer değiştirme-spektral ivme; itme eğrisinin eksenleri ise modal yer değiştirme-modal sözde ivme olan modal kapasite diyagramına çevrilir (TBDY, 2018).

Statik itme eğrisinde taban kesme kuvveti, modal sözde ivmeye çevrilmektedir. Bunun için Denklem 2.4 ile birinci mod şekline ait etkin kütle bulunması gerekmektedir.

$$m_{tx1}^{(x,1)} = \sum_{i=1}^n (m_i \Phi_{ix1}) * \Gamma_1^{(x)} \quad (2.4)$$

Denklem 2.4’de yer alan m_i i. katın kütlelerini, Φ_{ix1} i. katın birinci mod şekil genliğini, $\Gamma_1^{(x)}$ ise modal katkı çarpanını temsil etmekte olup Denklem 2.5 ile hesaplanmaktadır (TBDY, 2018).

$$\Gamma_1^{(x)} = \frac{\sum_{i=1}^n (m_i \Phi_{ix1})}{\sum_{i=1}^n (m_i \Phi_{ix1}^2)} \quad (2.5)$$

Birinci sabit mod şekline göre belirlenen etkin kütle kullanılarak ve analiz süresince hiç değiştirilmeme koşuluyla Denklem 2.6 ile yatay yük, modal sözde ivmeye çevrilir (TBDY, 2018).

$$\alpha_i^{(x,k)} = \frac{V_{tx1}^{(x,k)}}{m_{tx1}^{(x,1)}} \quad (2.6)$$

Denklem 2.6 $\alpha_i^{(x,k)}$ k. itme adımına ait modal sözde ivmeyi, $V_{tx1}^{(x,k)}$ ise k. itme adımındaki taban kesme kuvvetini temsil etmektedir. Tepe yer değiştirmesi ise Denklem 2.7

kullanılarak modal yer değiştirmeye çevrilmektedir. Bu sayede çok serbestlik dereceli olan sistem tek serbestlik dereceli olarak temsil edilebilmektedir (TBDY, 2018).

$$d_1^{(x,k)} = \frac{u_{Nx1}^{(x,k)}}{\Phi_{Nx1}^{(1)} \Gamma_1^{(x)}} \quad (2.7)$$

Denklem 2.7’de $\Phi_{Nx1}^{(1)}$ son katın mod şekli genliğini, $u_{Nx1}^{(x,k)}$ k. itme adımıda tepe yer değiştirmesini ifade etmektedir. Deprem tasarım spektrumunda periyotların tanımlandığı eksen ise Denklem 2.8 kullanılarak modal yer değiştirmelere çevrilmektedir. Böylece kapasite ve talep eğrileri tamamen aynı birimlerde olduklarından aynı grafik üzerinde gösterilip işleme tabi tutulabilmektedirler.

$$S_{de}(T) = \frac{T^2}{4\pi^2} g S_{ae}(T) \quad (2.8)$$

Denklem 2.8’de $S_{de}(T)$ spektral yer değiştirmeyi, $S_{ae}(T)$ spektral ivmeyi, T ise periyodu temsil etmektedir.

2.4.2. TBDY 2018’de Hedef Performans Noktasının Belirlenmesi

Daha önce belirtildiği üzere yapının deprem performansı belirlenirken stabilite bozulana kadar değil, tasarım depremine göre hesaplanan deplasman seviyesine kadar itme işlemine devam edilmektedir. Hedef deplasmanın bulunmasında yapının birinci doğal titreşim periyodunun, deprem tasarım spektrumunun köşe periyodundan büyük ($T_B < T_1$) veya küçük ($T_B > T_1$) olması durumlarına göre iki farklı yaklaşım kullanılmaktadır. Modal tek serbestlik dereceli sistemdeki en büyük yer değiştirme, Denklem 2.9’da ifade edildiği gibi doğrusal olmayan spektral yer değiştirme olarak tanımlanmakta ve sistemin hedeflenen performans noktasını teşkil etmektedir (TBDY, 2018).

$$d_{1,max}^{(x)} = S_{di}(T_1) \quad (2.9)$$

Denklem 2.9’da yer alan doğrusal olmayan yer değiştirme $S_{di}(T_1)$ bulunurken öncelikle birinci doğal titreşim periyoduna karşılık gelen ve Denklem 2.8 ile hesaplanan elastik spektral yer değiştirme $S_{de}(T_1)$ hesaplanmaktadır. Daha sonra $S_{de}(T_1)$, Denklem 2.10’da gösterildiği gibi spektral yer değiştirme oranı (C_R) kat sayısı ile arttırılmakta ve $S_{di}(T_1)$ elde edilmektedir (TBDY, 2018).

$$S_{di}(T_1) = C_R S_{de}(T_1) \quad (2.10)$$

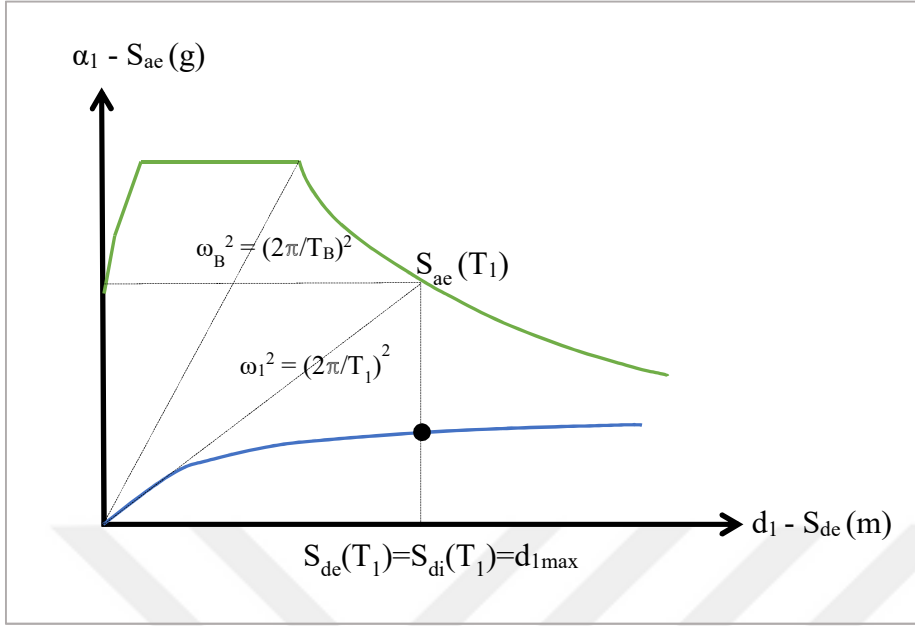
Denklem 2.10’da yer alan spektral yer değiştirme oranı C_R ise Denklem 2.11 dikkate alınarak hesaplanmaktadır (TBDY, 2018).

$$\begin{aligned} T_1 \geq T_B \text{ ise } C_R &= 1 \\ T_1 < T_B \text{ ise } C_R &= \frac{1 + (R_y - 1) \frac{T_B}{T_1}}{R_y} \geq 1 \end{aligned} \quad (2.11)$$

Denklem 2.11’de R_y akma dayanımı azaltma katsayısını temsil etmektedir. Akma dayanımı katsayısı, Denklem 2.12 ile elde edilmektedir (TBDY, 2018).

$$R_y = \frac{f_e}{f_y} = \frac{S_{ae}(T_1)}{a_{y1}} \quad (2.12)$$

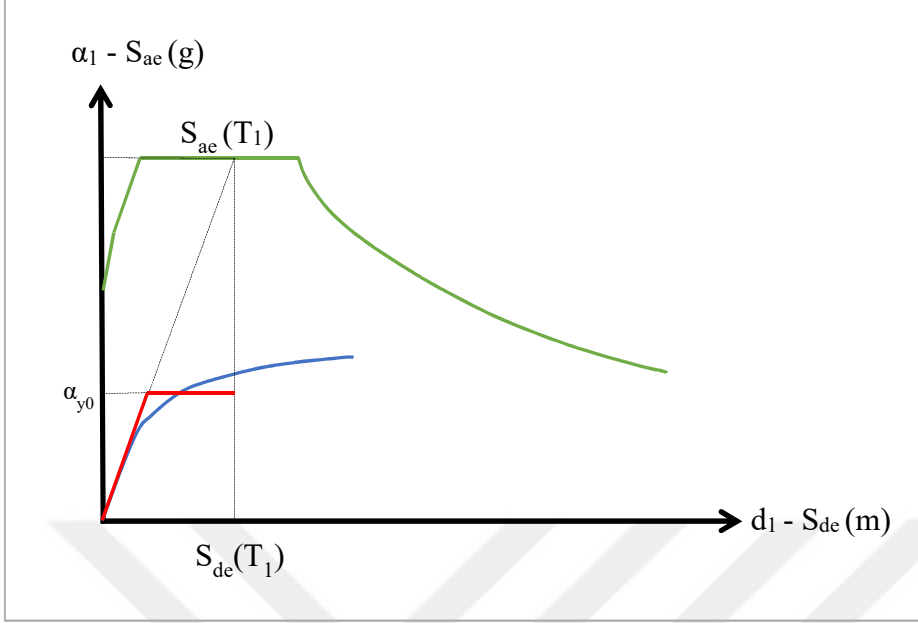
Birinci mod şekline karşılık gelen titreşim periyodu T_1 ’in elastik deprem spektrumunun köşe periyodundan büyük olması halinde, modal tek serbestlik dereceli sistemdeki en büyük yer değiştirme doğrusal olmayan yer değiştirme olarak kabul edilmekte yani $C_R=1$ alınmaktadır. Ayrıca $\omega_1^2 \leq \omega_B^2$ olduğunun gösterilmesi yeterli olmaktadır (TBDY, 2018). Bu durum Şekil 5’de grafik üzerinde gösterilmiştir.



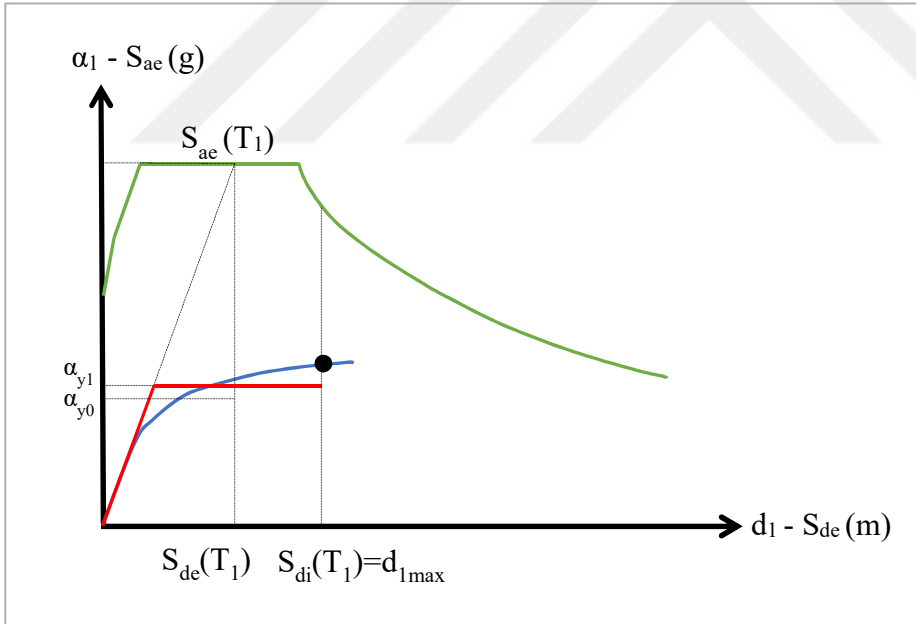
Şekil 5. $T_B < T_1$ olması durumunda hedef performans noktası

Birinci mod şekline karşılık gelen titreşim periyodu T_1 'in elastik deprem spektrumunun köşe periyodundan küçük olması halinde ise C_R katsayısı Denklem 2.11 ile iteratif olarak yaklaşık şekilde hesaplanmakta ve elastik spektral yer değiştirme bu katsayı ile arttırılarak doğrusal olmayan spektral yer değiştirme elde edilmektedir (TBDY, 2018).

Buna göre öncelikle birinci moda karşılık gelen elastik spektral yer değiştirme bulunur. Bulunan bu noktaya göre bilineer elasto-plastik idealleştirme yapılır. İdealleştirme yapılırken idealize edilmiş eğri ile normal eğrinin arasında kalan alanı birbirine yaklaşık olarak eşitleyecek bir akma ivmesi α_{y0} değeri olmasına dikkat edilir. Artık R_y değeri, Denklem 2.12 kullanılarak elde edilebilmektedir. Bulunan R_y değerine göre Denklem 2.11 kullanılarak C_R katsayısı ve buna bağlı olarak elastik olmayan spektral yer değiştirme elde edilir. Bulunan yeni performans noktası esas alınarak ve idealize edilmiş eğri ile normal modal kapasite eğrisinin altında kalan alanları eşitleyecek yeni bir akma ivmesi α_{y1} tahmininde bulunulur. Hesaplanan akma ivmesi değerleri birbirine yaklaştığında mevcut adımdaki C_R değeri kullanılarak doğrusal olmayan spektral yer değiştirme değeri elde edilir (TBDY, 2018). Şekil 6'da ilk adım için varsayılan ve Şekil 7'de iteratif olarak hesaplanan akma ivmesi değerleri gösterilmiştir.



Şekil 6. $T_B > T_1$ olması durumunda ilk adım için akma ivmesi varsayımı



Şekil 7. $T_B > T_1$ olması durumunda iteratif olarak bulunan akma ivmesi

Burada dikkat edilmesi gereken nokta Şekil 5 ve Şekil 7’de bulunan performans noktası yer değiştirmelerinin spektral yer değiştirme olmasıdır. Bu sebeple Denklem 2.7 kullanılarak sistemin gerçek tepe yer değiştirme istemi elde edilmelidir. Hedef tepe yer değiştirmesi bulunduktan sonra statik itme analizleri tekrarlanır ve hedef tepe yer değiştirmeye ulaşıldığında analiz sonlandırılır. Daha sonra plastik mafsallın olduğu kesitlerde

oluşan plastik dönme değerleri toplanır ve elemanların hasar durumlarına karar verilir. Böylelikle yapının deprem performansı TBDY 2018 kapsamında belirlenmiş olur (Celep, 2020).

Bu çalışmada daha önce bahsedildiği üzere betonarme düzlem çerçeve sistem ile betonarme ankastre tekil kolonlar incelenmiş ve taşıyıcı elemanların iç kuvvet şekil değiştirme ilişkilerinin elde edilmesinde Koksall ve Erdoğan tarafından 2021 yılında önerilen yeni bir sargılı beton modeli kullanılmıştır. Ayrıca TBDY 2018’de kullanılması önerilen Mander sargılı beton modeliyle iç kuvvet şekil değiştirme bazında kıyaslamalar yapılmıştır. Çalışmanın asıl amacı TBDY 2018 yönetmeliğini kullanarak performans esaslı tasarım veya değerlendirme yapmak değil; yeni bir sargılı beton modelini değerlendirmek ve TBDY 2018’de Denklem 2.2 ile hesaplanarak kullanılması önerilen etkin kesit rijitliklerini irdelemektir. Bu kapsamda Python programlama dili kullanılarak yapısal analiz ve moment eğrilik analizleri için yardımcı programlar yazar tarafından geliştirilmiş ve araştırma kapsamında kullanılmıştır.

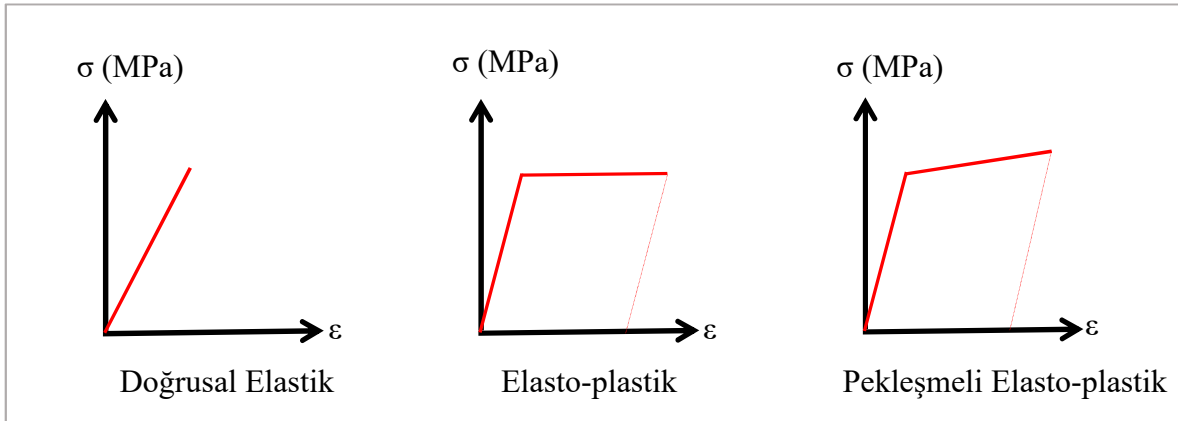
ÜÇÜNCÜ BÖLÜM

MATERYAL VE YÖNTEM

Çalışmanın bu bölümü iki ana başlık altında toplanacaktır. İlk başlıkta sonlu eleman analiz yöntemlerinden biri olan ve bu çalışma kapsamında betonarme düzlem çerçeve sistemlerin analiz edilmesinde kullanılan matris deplasman (direkt rijitlik) yönteminin esasları detaylıca anlatılacaktır. İkinci ana başlık altında ise statik itme analizlerinde kullanılan moment-eğrilik ilişkilerinin ve sargılı beton modellerinin üzerinde durulacaktır.

3.1. Matris Deplasman Yöntemi

Matris deplasman metodu diğer bir deyişle direkt rijitlik matrisi yöntemi, elemanların lokal eksenlerine göre yazılan rijitlik matrislerinin gerekli dönüşümlerle global rijitlik matrislerine çevrilmesi ve birbirleriyle bağlantılı uçlarda bu rijitliklerin toplanması sayesinde sistem rijitlik matrisinin oluşturulması esasına dayanmaktadır. Oluşturulan sistem rijitlik matrisi ile dış yük vektörüne göre, serbest olan uçlardaki yer değiştirme ve dönmeler lineer denklem sisteminin çözümüyle elde edilmektedir. Uç deplasmanlar bulunduktan sonra bu değerler ve ankastrelik uç momentler dikkate alınarak eleman uç kuvvetleri hesaplanmaktadır. Bulunan uç kuvvetler ve dış yüklemeler dikkate alınarak sisteme ait kesit tesir diyagramları elde edilmektedir. Burada unutulmaması gereken nokta malzemenin lineer elastik olduğu kabulüdür. Şekil 8’de idealize edilmiş bazı malzeme davranışları verilmiştir.

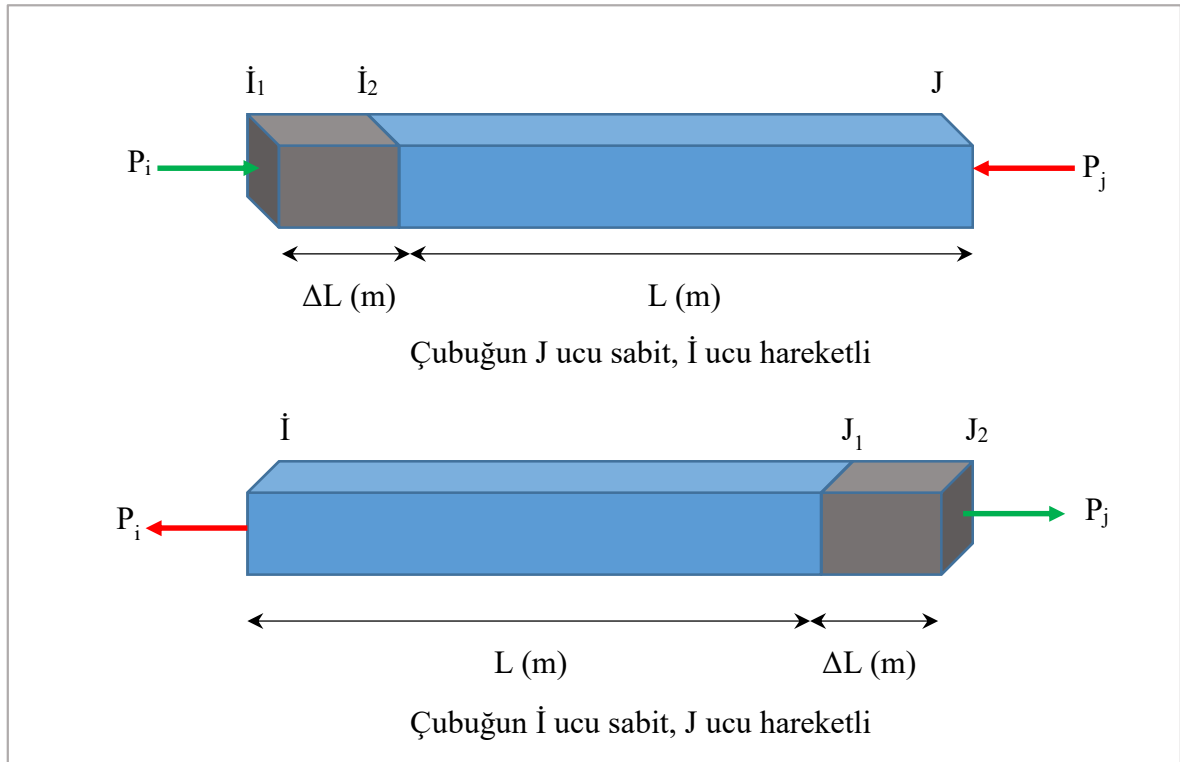


Şekil 8. İdealleştirilmiş malzeme davranışları

Matris deplasman yöntemi doğrusal olmayan analizlerde kullanılacaksa kesit kapasitelerinin tanımlanması ve sistem rijitlik matrislerinin dinamik olarak değiştirilmesi gerekmektedir. Rijitliğin değiştirilmesi ise eleman uçlarına mafsalsal veya elastik yay tanımlanması ile yapılmaktadır. Ayrıca eleman uçlarına plastik mafsalsal boyuncasla tanımlanan fiktif bağlantı elemanlarının, moment-eğrilik ilişkilerinin belirli aralıklarla doğrusallaştırılması ve bu bölgelerden elde edilen eğilme rijitliği değerlerinin analiz süresince değiştirilmesiyle de sistemin doğrusal olmayan davranışı yakalanabilmektedir.

3.1.1. Eleman Rijitlik Matrisinin Eksenel Deformasyon Kısım

Eleman rijitlik matrisinin katsayıları, kuvvet metodu kullanılarak pratik bir şekilde oluşturulabilir. Bu çalışmada, koordinat düzleminde $+x$ ve $+y$ yönünde ötelenme ile saatin ters yönünde dönme pozitif yön kabul edilmektedir. Öncelikle sonlu uzunluktaki çubuk bir elemanın serbest olan $\dot{I}$ ucundan $+x$ yönünde P_i eksenel kuvveti uygulanırsa J ucu sabit olduğundan $P_j = -P_i$ büyüklüğünde tepki kuvveti oluşacaktır. Aynı durum, zıt işaretli olmakla birlikte $\dot{I}$ ucu sabit olduğunda da gerçekleşecektir. Bu durum Şekil 9'da gösterilmiştir.



Şekil 9. Düzlem çerçeve çubuğun iki ucu için eksenel deformasyon durumları

Deplasman, elastisite modülü (E), kesit alanı (A) ve dış yükün sabit olduğu varsayımıyla Denklem 3.1 ile bulunabilir (Indian Institute of Technology, 2008).

$$u = \frac{PL}{EA} \quad (3.1)$$

Denklem 3.1’de rijitlik tanımı gereği deformasyon (u=1) alınır ve Denklem 3.2’de yerine yazılırsa eksenel rijitlik elde edilir.

$$P = k u \quad (3.2)$$

Buna göre eksenel rijitlik ile eleman uç kuvvetleri Denklem 3.3’de gösterildiği gibi bulunabilir.

$$k = \frac{EA}{L} \text{ ise;}$$

$$P_i = \frac{EA}{L} u_i \quad (3.3a)$$

$$P_j = -\frac{EA}{L} u_i \quad (3.3b)$$

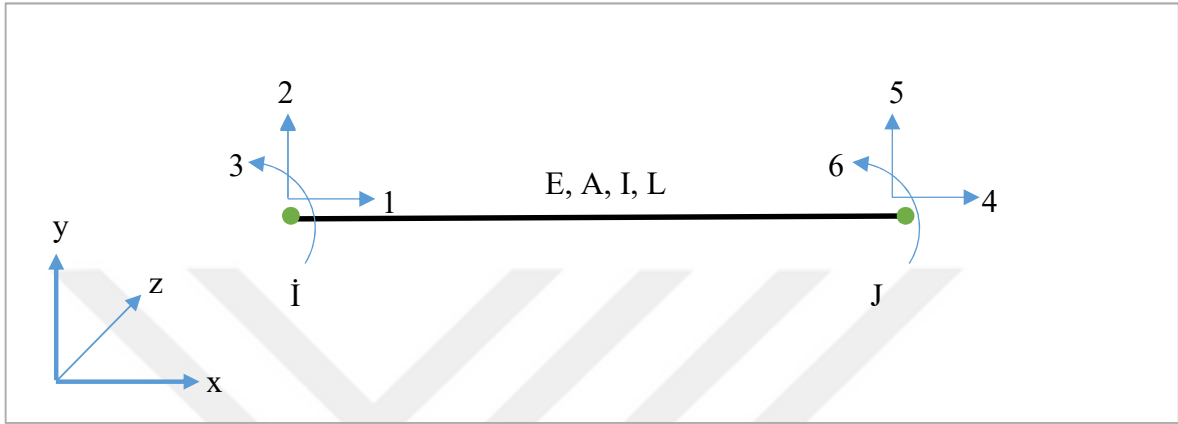
$$P_i = -\frac{EA}{L} u_j \quad (3.3c)$$

$$P_j = \frac{EA}{L} u_j \quad (3.3d)$$

Denklem 3.3’de bulunan değerler matris ve vektörler kullanılarak daha düzenli bir şekilde aşağıda gösterildiği gibi yazılabilir (Indian Institute of Technology, 2008).

$$\begin{pmatrix} P_i \\ P_j \end{pmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{EA}{L} & -\frac{EA}{L} \\ -\frac{EA}{L} & \frac{EA}{L} \end{bmatrix} \begin{pmatrix} u_i \\ u_j \end{pmatrix}$$

Şekil 10'da gösterildiği gibi daha pratik olması açısından sonlu uzunluktaki elemanların i ucundan j ucuna doğru serbestlik dereceleri, sırasıyla x ve y yönlerinde ötelenme ile z eksenini etrafında dönme olacak şekilde numaralandırılabilir. Düzlem çerçeve bir yapı elemanının toplam 6 serbestlik derecesi olacaktır.



Şekil 10. Düzlem çerçeve elemanda serbestlik derecesi numaraları

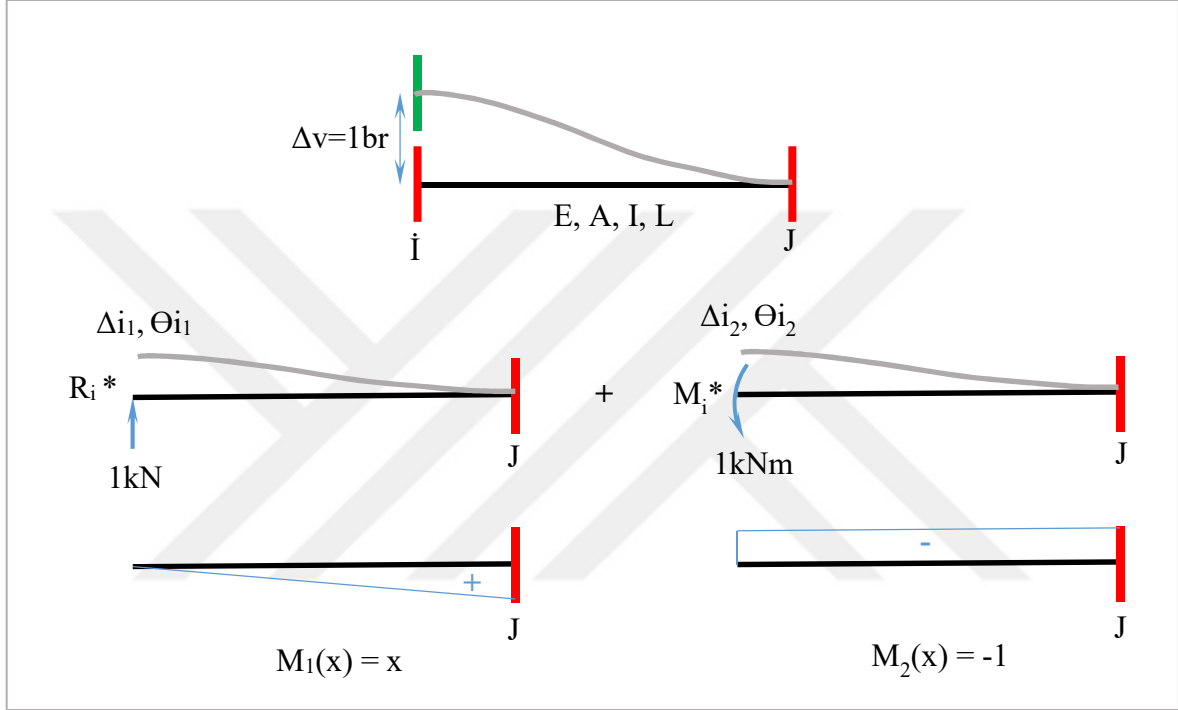
Bu çalışmada bundan sonra Şekil 10'da sunulan notasyon kullanılacaktır. Buna göre eleman rijitlik matrisinin, eksenel rijitliği oluşturan kısmı ve konumları aşağıda matris formunda verilmiştir.

$$\begin{pmatrix} P_1 \\ P_2 \\ P_3 \\ P_4 \\ P_5 \\ P_6 \end{pmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{EA}{L} & 0 & 0 & -\frac{EA}{L} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ -\frac{EA}{L} & 0 & 0 & \frac{EA}{L} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \end{bmatrix} \begin{pmatrix} u_1 \\ u_2 \\ u_3 \\ u_4 \\ u_5 \\ u_6 \end{pmatrix}$$

3.1.2. Eleman Rijitlik Matrisinin Ötelenme Kısmı

Elemanların ötelenmeye karşı rijitlikleri kuvvet metodu ile pratik bir şekilde bulunabilir ve eleman rijitlik matrisinin ötelenme kısmı elde edilebilir. Belirtildiği üzere +y yönü ötelenme ile saat yönünün tersi dönmeler pozitif kabul edilmektedir. Hiperstatik olarak

bağlı olan elemanın mesnet reaksiyonları bilinmeyen kuvvet olarak etki ettirilecek ve fazla bağıllık ortadan kaldırılacaktır. Bu sayede sistem izostatik hale getirilecektir. Mesnetlenme şartlarından elemanın $\dot{I}$ ucunda dönme olmayacak ötelenme ise 1br olacaktır. Bilinmeyen mesnet reaksiyonları ise lineer denklem takımının çözümünden elde edilecektir. Hiperstatik bağlı olan sistem Şekil 11’de gösterildiği gibi izostatik esas duruma getirilebilir.



Şekil 11. Mesnet çökmesi durumunda izostatik esas sistem ve moment diyagramı

Eleman uçlarındaki dönme ve deplasmanlar kuvvet metodundan bilindiği üzere kayma deformasyonları ihmal edilerek Denklem 3.4 ile bulunabilir (Indian Institute of Technology, 2008).

$$u = \int_0^L \frac{M(x) m(x)}{EI} dx \quad (3.4)$$

$\dot{I}$ ucundaki ötelenme ($\Delta\dot{I}$) ve dönme ($\Theta\dot{I}$) için aşağıdaki eşitlikler yazılabilir. Buradaki bilinmeyen deplasmanlar ($\Delta\dot{I}_1, \Delta\dot{I}_2, \Theta\dot{I}_1, \Theta\dot{I}_2$) Denklem 3.4 ile elde edilmiştir.

$$\Delta \dot{I} = R_i \Delta \dot{I}_1 + M_i \Delta \dot{I}_2 = 1$$

$\theta \dot{I} = R_i \theta \dot{I}_1 + M_i \theta \dot{I}_2 = 0$ Denklem takımında yer alan $\Delta \dot{I}_1$, $\theta \dot{I}_1$, $\Delta \dot{I}_2$ ve $\theta \dot{I}_2$ ise aşağıdaki gibi bulunur:

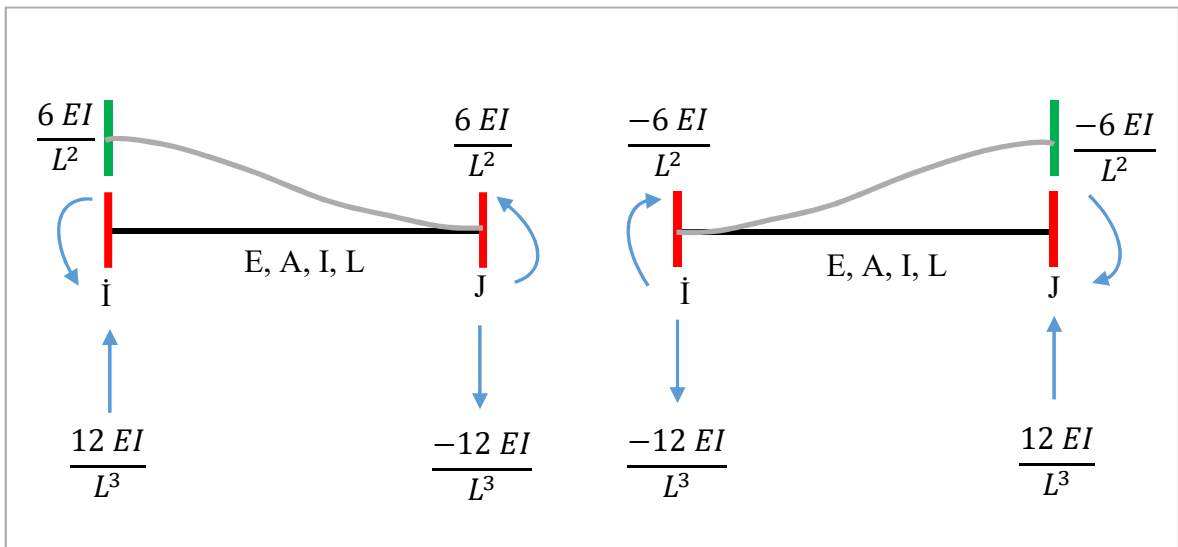
$$\Delta \dot{I}_1 = \int_0^L \frac{M_1(x) M_1(x)}{EI} dx = \int_0^L \frac{x^2}{EI} dx = \frac{L^3}{3EI}$$

$$\theta \dot{I}_1 = \int_0^L \frac{M_1(x) M_2(x)}{EI} dx = \int_0^L \frac{-x}{EI} dx = \frac{-L^2}{2EI}$$

$$\Delta \dot{I}_2 = \int_0^L \frac{M_2(x) M_1(x)}{EI} dx = \int_0^L \frac{-x}{EI} dx = \frac{-L^2}{2EI}$$

$$\theta \dot{I}_2 = \int_0^L \frac{M_2(x) M_2(x)}{EI} dx = \int_0^L \frac{1}{EI} dx = \frac{L}{EI}$$

Bulunan değerler yerine yazılır ve denklem sistemi çözülürse $R_i = 12EI/L^3$ ve $M_i = 6EI/L^2$ elde edilir. J ucundaki mesnet reaksiyonları ise statik denge denklemleri kullanılarak çözülebilir ($\sum F_y = 0$ ve $\sum M_J = 0$). Aynı işlemler J ucuna 1 birim deplasman verilerek tekrarlanırsa yalnızca kuvvet ve momentlerin işaretlerinin değiştiği görülecektir. Şekil 12’de İ ve J uçları için birim deplasman durumu için mesnet reaksiyonları yani birim deplasman sabitleri verilmiştir (Indian Institute of Technology, 2008).



Şekil 12. Ötelenme durumu için birim deplasman sabitlerinin elde edilmesi

Buna göre İ ucundan uygulanan ve bu ucun 1 birimlik yer değiştirmesini sağlayacak kuvvet Şekil 10'da gösterilen 2 numaralı serbestlik derece numarasına (P_2) karşılık gelmektedir. Aynı şekilde J ucu incelendiğinde 5 numaralı serbestlik derecesine (P_5) karşılık geldiği görülebilir. Eşitlikler matris ve vektör formunda aşağıdaki gibi yazılabilir.

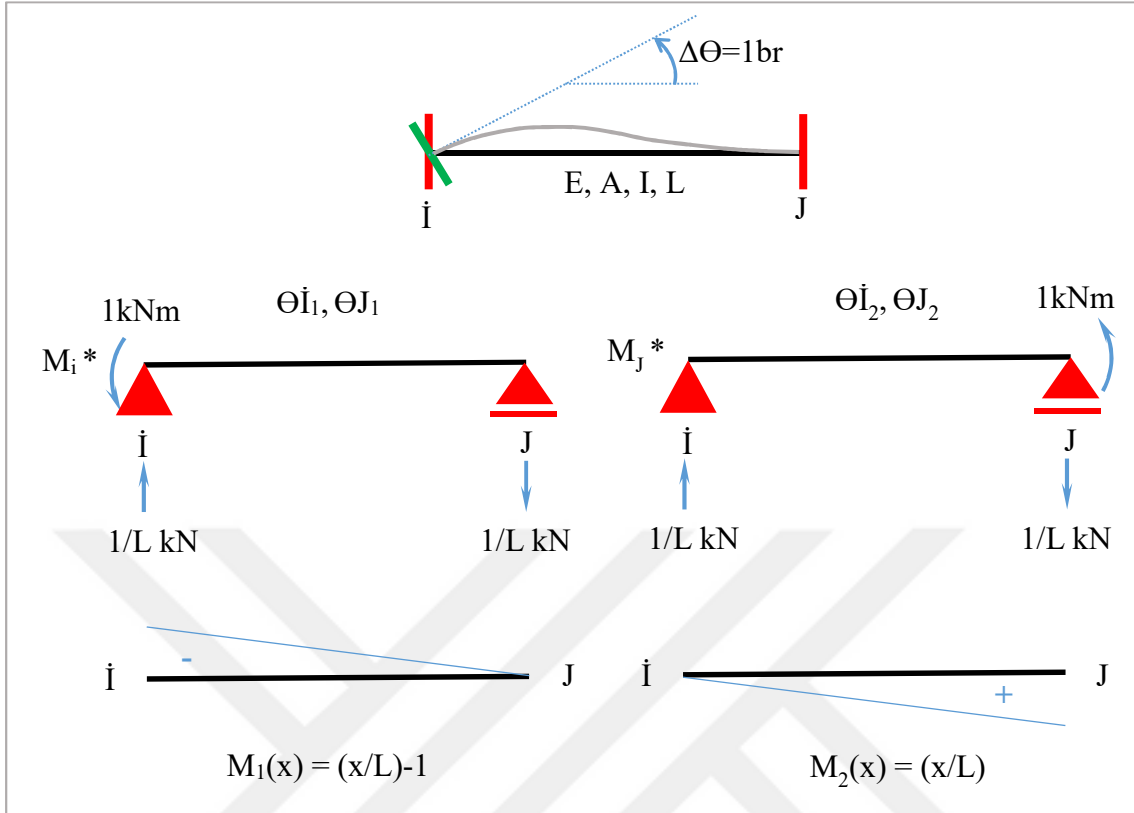
$$\begin{pmatrix} P_2 \\ P_5 \end{pmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{12EI}{L^3} & \frac{6EI}{L^2} & \frac{-12EI}{L^3} & \frac{6EI}{L^2} \\ \frac{-12EI}{L^3} & \frac{-6EI}{L^2} & \frac{12EI}{L^3} & \frac{-6EI}{L^2} \end{bmatrix} \begin{pmatrix} u_2 \\ u_3 \\ u_5 \\ u_6 \end{pmatrix}$$

Bulunan bu matrisler eleman rijitlik matrisine aşağıda gösterildiği gibi yerleştirilebilir.

$$\begin{pmatrix} P_1 \\ P_2 \\ P_3 \\ P_4 \\ P_5 \\ P_6 \end{pmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{EA}{L} & 0 & 0 & \frac{-EA}{L} & 0 & 0 \\ 0 & \frac{12EI}{L^3} & \frac{6EI}{L^2} & 0 & \frac{-12EI}{L^3} & \frac{6EI}{L^2} \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ \frac{-EA}{L} & 0 & 0 & \frac{EA}{L} & 0 & 0 \\ 0 & \frac{-12EI}{L^3} & \frac{-6EI}{L^2} & 0 & \frac{12EI}{L^3} & \frac{-6EI}{L^2} \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \end{bmatrix} \begin{pmatrix} u_1 \\ u_2 \\ u_3 \\ u_4 \\ u_5 \\ u_6 \end{pmatrix}$$

3.1.3. Eleman Rijitlik Matrisinin Dönme Kısım

Aynı mantıkla, kuvvet metodu kullanılarak eleman rijitlik matrisinin dönmeyle ilgili kısımları da pratik bir şekilde bulunabilir. Öncelikle fazla bağılılığa sebep olan ve bilinmeyen mesnet tepkileri eşdeğer dış yük olarak etkitilecektir. Böylece hiperstatik sistem, izostatik esas sisteme dönüştürülecektir. Bu durumda, İ ucunda 1 birimlik dönme ($\Theta_I=1$) ve J ucunda ise dönme ile deplasmanın olmadığı bilinmektedir. Şekil 13'de izostatik esas sistem ve birim yüklemeler altında eğilme momenti diyagramı verilmiştir.



Şekil 13. Mesnet dönmesi durumunda izostatik esas sistem ve moment diyagramları

Çubuğun I ve J uçları için aşağıdaki eşitlikler yazılabilir.

$$\theta_I = M_I \theta_{I_1} + M_J \theta_{I_2} = 1$$

$\theta_J = M_I \theta_{J_1} + M_J \theta_{J_2} = 0$ olduğuna göre θ_{I_1} , θ_{I_2} , ΔJ_1 ve θ_{J_2} aşağıdaki gibi bulunur:

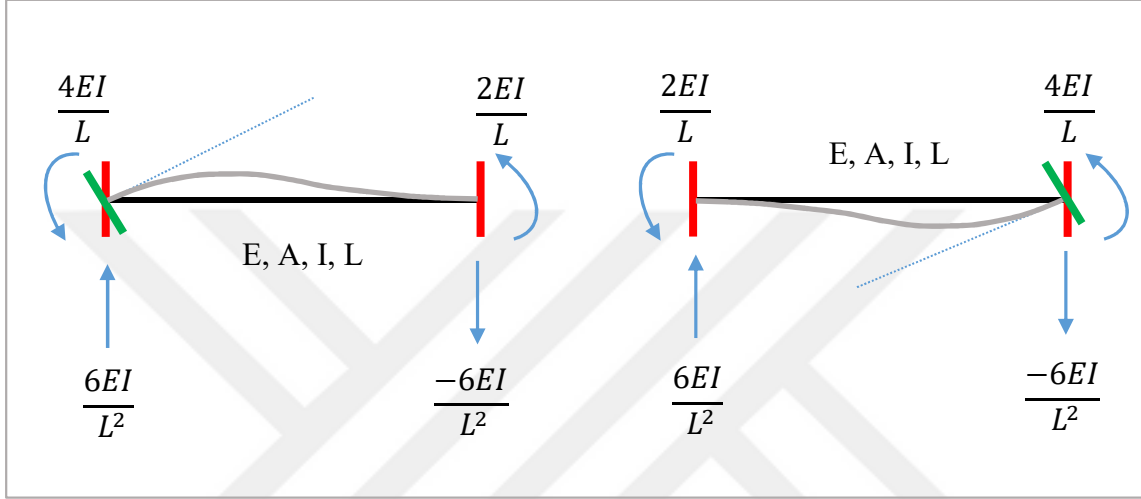
$$\theta_{I_1} = \int_0^L \frac{M_1(x) M_1(x)}{EI} dx = \int_0^L \left(\frac{x^2}{L^2} - 2 \frac{x}{L} + 1 \right) \frac{1}{EI} dx = \frac{L}{3EI}$$

$$\theta_{I_2} = \int_0^L \frac{M_1(x) M_2(x)}{EI} dx = \int_0^L \left(\frac{x^2}{L^2} - \frac{x}{L} \right) \frac{1}{EI} dx = \frac{-L}{6EI}$$

$$\theta_{J_1} = \int_0^L \frac{M_2(x) M_1(x)}{EI} dx = \int_0^L \left(\frac{x^2}{L^2} - \frac{x}{L} \right) \frac{1}{EI} dx = \frac{-L}{6EI}$$

$$\theta_{J_2} = \int_0^L \frac{M_2(x) M_2(x)}{EI} dx = \int_0^L \left(\frac{x^2}{L^2} \right) \frac{1}{EI} dx = \frac{L}{3EI}$$

Θ_1 , Θ_2 , Θ_J ve Θ_2 denklem sisteminde yerine yazılır ve çözülürse $M_I=4EI/L$ ve $M_J=2EI/L$ bulunur. Statik denge denklemleriyle ($\sum F_y = 0$ ve $\sum M_J = 0$) düşey kuvvetler I ucunda $6EI/L^2$ ve J ucunda $-6EI/L^2$ olarak hesaplanır. Aynı işlemler J ucu için yapıldığında $M_I=2EI/L$ ve $M_J=4EI/L$ büyüklüğünde momentlerin oluşacağı görülecektir. Düşey kuvvetlerde ise değişim olmayacaktır. Şekil 14’de bu kuvvetler şematik olarak gösterilmiştir.



Şekil 14. Dönme durumu için birim deplasman sabitlerinin elde edilmesi

Buna göre I ucundan uygulanan ve bu ucun 1 birimlik dönmesini sağlayacak moment, Şekil 10’da gösterilen 3 numaralı serbestlik derece numarasına (P_3) karşılık gelmektedir. Aynı şekilde J ucu incelendiğinde 6 numaralı serbestlik derecesine (P_6) karşılık geldiği görülebilir. Eşitlikler matris ve vektör formunda aşağıdaki gibi yazılabilir.

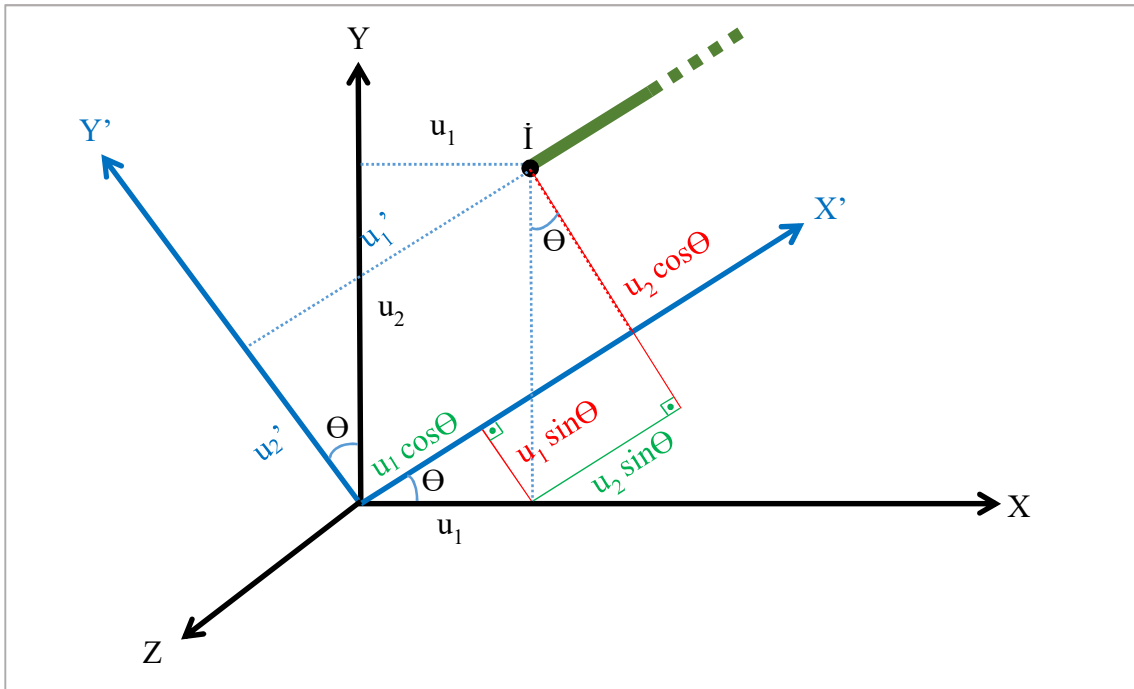
$$\begin{pmatrix} P_3 \\ P_6 \end{pmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{6EI}{L^2} & \frac{4EI}{L} & \frac{-6EI}{L^2} & \frac{2EI}{L} \\ \frac{6EI}{L^2} & \frac{2EI}{L} & \frac{-6EI}{L^2} & \frac{4EI}{L} \end{bmatrix} \begin{pmatrix} u_2 \\ u_3 \\ u_5 \\ u_6 \end{pmatrix}$$

Bulunan bu matrisler eleman rijitlik matrisine aşağıda gösterildiği gibi yerleştirilebilir. Bu çalışmada yapılacak analizlerde, kayma deformasyonlarının etkisinin düşük olacağı öngörüldüğünden rijitlik matrisindeki kayma deformasyonlarını temsil eden bileşenlere yer verilmemiştir.

$$\begin{pmatrix} P_1 \\ P_2 \\ P_3 \\ P_4 \\ P_5 \\ P_6 \end{pmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{EA}{L} & 0 & 0 & -\frac{EA}{L} & 0 & 0 \\ 0 & \frac{12EI}{L^3} & \frac{6EI}{L^2} & 0 & -\frac{12EI}{L^3} & \frac{6EI}{L^2} \\ 0 & \frac{6EI}{L^2} & \frac{4EI}{L} & 0 & -\frac{6EI}{L^2} & \frac{2EI}{L} \\ -\frac{EA}{L} & 0 & 0 & \frac{EA}{L} & 0 & 0 \\ 0 & -\frac{12EI}{L^3} & -\frac{6EI}{L^2} & 0 & \frac{12EI}{L^3} & -\frac{6EI}{L^2} \\ 0 & \frac{6EI}{L^2} & \frac{2EI}{L} & 0 & -\frac{6EI}{L^2} & \frac{4EI}{L} \end{bmatrix} \begin{pmatrix} u_1 \\ u_2 \\ u_3 \\ u_4 \\ u_5 \\ u_6 \end{pmatrix}$$

3.1.4. Düzlem Çerçeve Sistemde Dönüşüm Matrislerinin Oluşturulması

Bilindiği üzere taşıyıcı elemanlar her zaman yatay konumda olmamakta yani yatay ile belirli bir açıyla durmaktadır. Bu sebeple global eksenlere göre hesaplanan uç deplasmanlarının lokal eksenlere dönüştürülmesi gerekmektedir. Şekil 15’de yatayla Θ kadarlık açı yapan bir çubuğun İ ucunun global yani (X-Y) koordinat düzlemindeki (u_1, u_2) uç koordinatlarının, lokal yani $(X'-Y')$ koordinat sistemindeki koordinatlarına (u_1', u_2') çevrilmesi gösterilmiştir.



Şekil 15. Lokal ve global koordinat sistemlerinin birbiri cinsinden gösterimi

Şekil 15’de gösterilenler aşağıdaki gibi ifade edilebilir. Görüleceği üzere u_3 serbestlik derecesi Z eksenı etrafında dönmeyi temsil etmektedir ve her iki koordinat sisteminde aynı değere sahiptir (Indian Institute of Technology, 2008).

$$u'_1 = u_1 \cos \theta + u_2 \sin \theta$$

$$u'_2 = -u_1 \sin \theta + u_2 \cos \theta$$

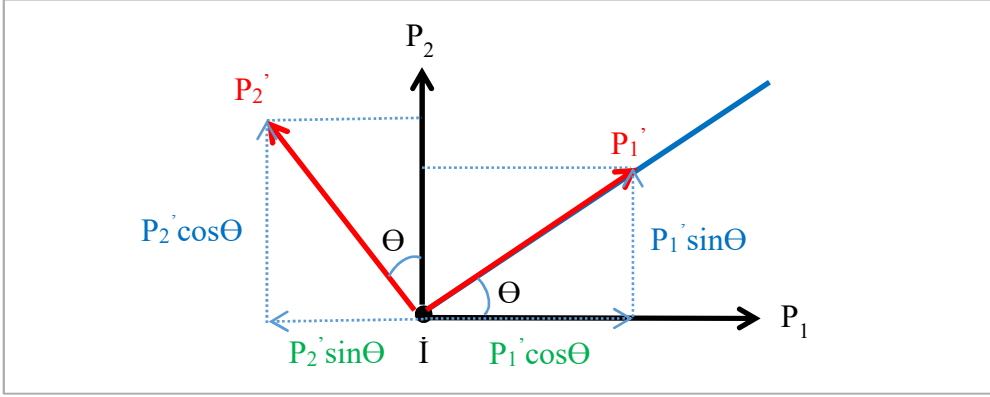
$$u'_3 = u_3$$

Aynı işlemler J ucu için de yapıldığında aynı bağıntıların elde edileceği görülebilir. Bu eşitlikler matris ve vektörlerle daha düzenli bir şekilde ifade edilebilir. Denklem 3.5’de $[T]$, dönüşüm matrisi olarak, $\{u'\}$ ve $\{u\}$ ise sırasıyla lokal ve global eksenlerde deplasman vektörü olarak isimlendirilmektedir. Denklem 3.5’in açık hali dönüşüm matrisi olarak adlandırılmakta olup altında verilmiştir.

$$\{u'\} = [T] \{u\} \quad (3.5)$$

$$\begin{pmatrix} u'_1 \\ u'_2 \\ u'_3 \\ u'_4 \\ u'_5 \\ u'_6 \end{pmatrix} = \begin{bmatrix} \cos \theta & \sin \theta & 0 & 0 & 0 & 0 \\ -\sin \theta & \cos \theta & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \cos \theta & \sin \theta & 0 \\ 0 & 0 & 0 & -\sin \theta & \cos \theta & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 \end{bmatrix} \begin{pmatrix} u_1 \\ u_2 \\ u_3 \\ u_4 \\ u_5 \\ u_6 \end{pmatrix}$$

Ayrıca eleman uç kuvvetlerinde de koordinat dönüşümü gerekebilmektedir. Şekil 16’da aynı çubuğun İ ucundaki uç kuvvetlerinin lokal ve global eksenlere göre birbiri cinsinden yazımı ifade edilmiştir. Burada eleman eksenlerine göre yazılan uç kuvvetler, global eksenlere çevrilmiştir. Eleman uç momentleri, her iki koordinat sistemine göre aynı olmaktadır. Yazılan eşitliklerin aslında dönüşüm matrisinin devriği olduğu görülebilir.



Şekil 16. Uç kuvvetleri için dönüşüm matrisinin oluşturulması

Şekil 16'da gösterilenler aşağıdaki şekilde ifade edilebilir. Aynı işlemler J ucu için yapıldığında da aynı bağıntılar elde edilecektir (Indian Institute of Technology, 2008).

$$P_1 = P_1' \cos \theta - P_2' \sin \theta$$

$$P_2 = P_1' \sin \theta + P_2' \cos \theta$$

$$P_3 = P_3'$$

Yukarıdaki bağıntılar Denklem 3.6'daki gibi gösterilebilir. Ayrıca J ucu dikkate alınarak matris ve vektör şeklinde de gösterilebilir. daha önce belirtildiği üzere uç kuvvetler için kullanılan dönüşüm matrisi, uç koordinatları için kullanılan dönüşüm matrisinin devriğinden ibarettir.

$$\{P\} = [T]^T \{P'\} \quad (3.6)$$

$$\begin{pmatrix} P_1 \\ P_2 \\ P_3 \\ P_4 \\ P_5 \\ P_6 \end{pmatrix} = \begin{bmatrix} \cos\theta & -\sin\theta & 0 & 0 & 0 & 0 \\ \sin\theta & \cos\theta & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \cos\theta & -\sin\theta & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \sin\theta & \cos\theta & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 \end{bmatrix} \begin{pmatrix} P_1' \\ P_2' \\ P_3' \\ P_4' \\ P_5' \\ P_6' \end{pmatrix}$$

3.1.5. Global Koordinat Sisteminde Eleman Rijitlik Matrisi

Çalışmanın bu kısmında elemanın koordinat sistemindeki rijitlik matrisinin global koordinat sistemine göre yazılması gösterilecektir. Denklem 3.2, Denklem 3.5 ve Denklem 3.6 kullanılarak bu işlem pratik bir şekilde yapılabilir.

$$\{P'\} = [k]_e \{u'\}$$

$$\{u'\} = [T] \{u\}$$

$$\{P\} = [T]^T \{P'\}$$

Şeklinde bir gösterim yapılabileceği daha önce ispatlanmıştır. Burada $\{P'\}$ lokal eksenlerde dış yük vektörünü, $[k]_e$ lokal eksenlerde eleman matrisini, $\{u'\}$ lokal eksenlerde deplasman vektörünü, $\{P\}$ global eksenlerde dış yük vektörünü ve $[T]^T$ ise dönüşüm matrisinin devriğini temsil etmektedir.

Buna göre ilgili bağıntılar yerine konulursa;

$$\{P\} = [T]^T [k]_e \{u'\}$$

$$\{P\} = [T]^T [k]_e [T] \{u\}$$

$$[k]_g = [T]^T [k]_e [T] \quad (3.7)$$

$$\{P\} = [k]_g \{u\} \quad (3.8)$$

Denklem 3.7’de $[k]_g$ global eksenlerde yazılmış eleman rijitlik matrisini temsil etmektedir (Indian Institute of Technology, 2008). Denklem 3.8’de dikkat edilirse artık tüm terimler global koordinat sistemine geçirilmiştir. Buna göre elemanların birbirleriyle bağlantılı uçlarında rijitlikler toplanır ve sistem rijitlik matrisi $[K]_s$ oluşturulur. Sistem rijitlik matrisi $[K]_s$ oluşturulduktan sonra dış yük vektörü oluşturulacaktır .

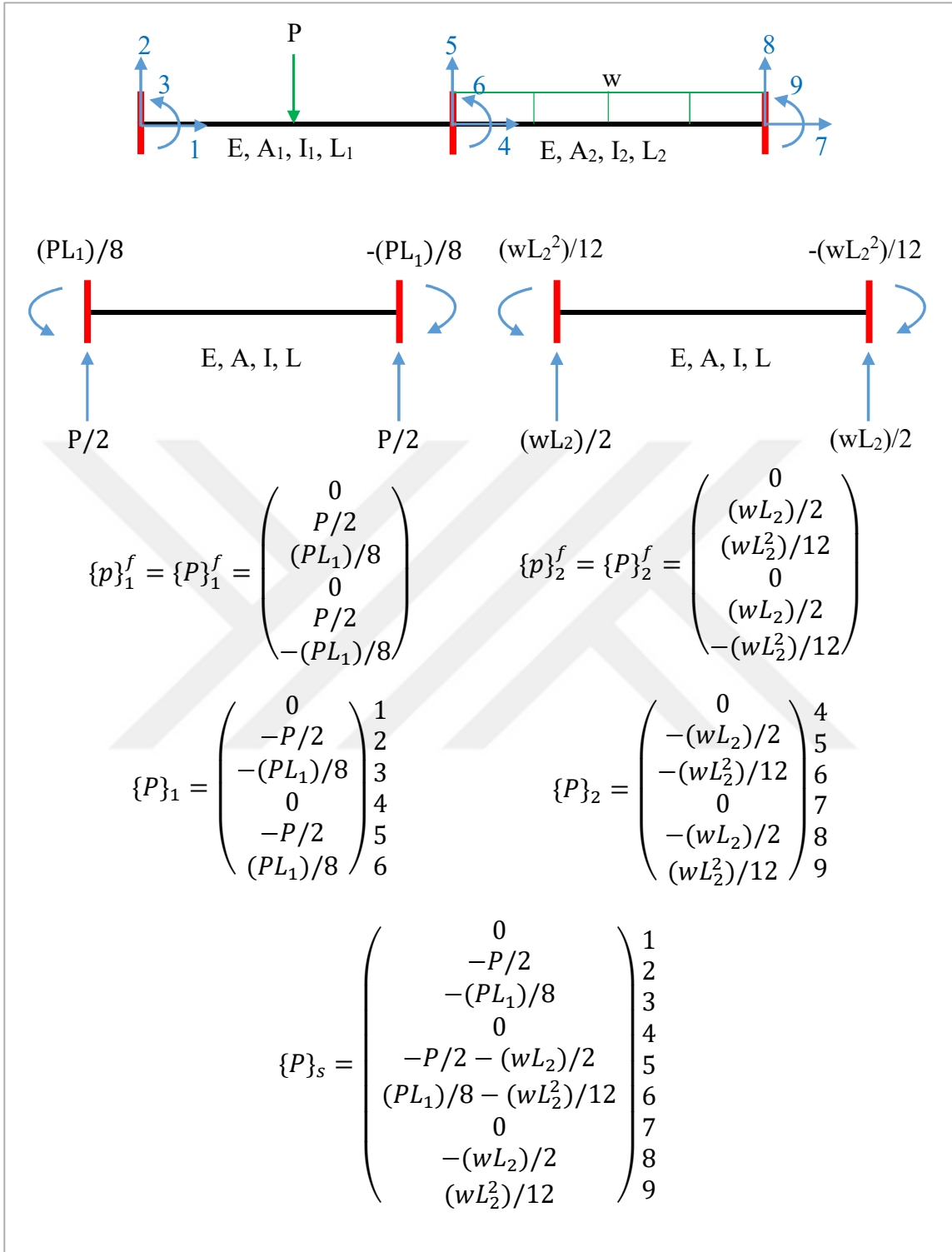
3.1.6. Global Koordinat Sisteminde Dış Yük Vektörü

Global koordinat sisteminde yük vektörü oluşturulurken öncelikle her bir elemanın birbirinden bağımsız ve iki ucu ankastre mesnetli olduğu varsayılır. Her bir elemanın ankastrelik uç momentleri lokal koordinat sistemlerinde elde edilir ve ankastrelik uç kuvvet vektörleri $\{p\}^f$ oluşturulur. Denklem 3.6 kullanılarak global koordinat sisteminde ankastrelik uç kuvvet vektörleri $\{P\}^f$ oluşturulur. Son olarak $\{P\}^f$ vektöründeki kuvvetlerin işaretleri değiştirilir ve eş değer düğüm noktası dış yükleri ($\{P\} = -\{P\}^f$) elde edilir. Tıpkı sistem rijitlik matrisi oluşturulurken ki yol izlenerek birbirleriyle bağlantılı olan elemanların dış yükleri serbestlik numaraları dikkate alınarak toplanır. Böylece global koordinat sisteminde dış yük vektörü $\{P\}_s$ oluşturulmuş olur. Burada dikkat edilmesi gereken nokta yapı sistemine noktasal olarak uygulanan dış yüklerin eklenmesinin unutulmamasıdır. Dış yük vektörü Denklem 3.9'a göre oluşturulmaktadır (Indian Institute of Technology, 2008).

$$\{P\}_s = \{P\}_f - \{P\}^f \quad (3.9)$$

Şekil 17'de örnek bir sistem ele alınarak yük vektörünün nasıl oluşturulduğu gösterilmiştir. Bu şekilde dikkat edilmesi gereken nokta elemanlar zaten yatay konumda olduğu için Denklem 3.6'nın kullanılmasına gerek olmamasıdır. Çünkü dönüşüm matrisinin devriği $[T]^T$, birim matris olacaktır.

Sistem rijitlik matrisi $[K]_s$ ile sistem dış yük vektörünün boyutları toplam serbestlik derecesi kadar olacaktır. Örneğin toplamda 12 serbestlik derecesi olan düzlem çerçevenin 12×12 boyutunda toplam 144 bileşenli kare ve simetrik sistem rijitlik matrisi olurken; 12×1 boyutunda 12 bileşenli dış yük vektörü olacaktır. Ancak çözüm yapılırken bu matrislerin tamamı ile değil yalnızca sistem dış yük vektörü ve sistem rijitlik matrisinin bilinmeyen deplasmanlara karşılık gelen kısımları ile işlem yapılacaktır.

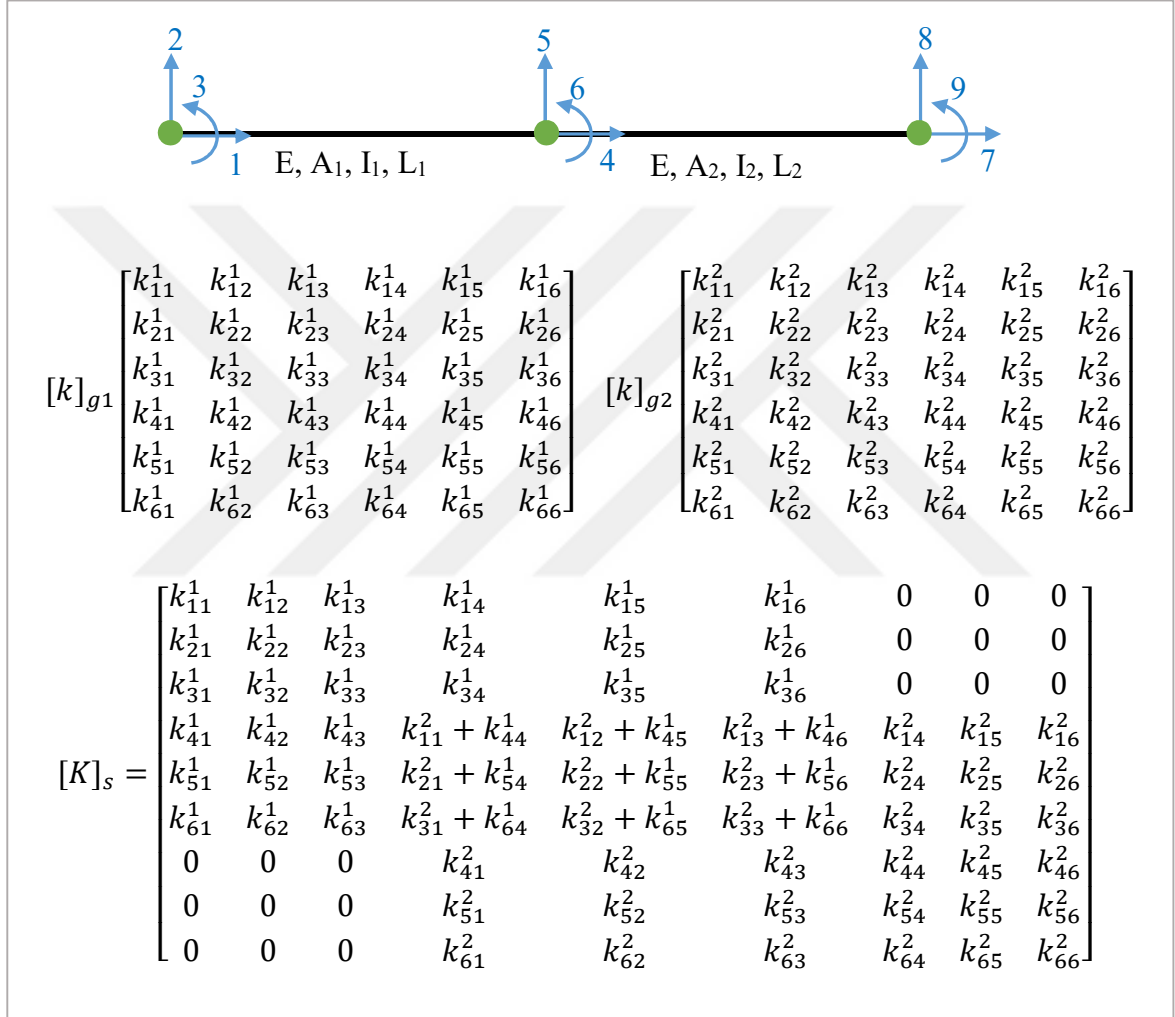


Şekil 17. Ankastrelik uç momentleri ve eşdeğer düğüm noktası yükleri

Şekil 17’de verilen örnekte noktasal yük olmadığından Denklem 3.9’daki $\{P\}_J = 0$ olmaktadır.

3.1.7. Sistem Rijitlik Matrisinin Toplanması

Sistem rijitlik matrisi, yük vektöründeki mantık ile oluşturulmaktadır. Yani serbestlik numaraları dikkate alınarak toplama yapılmaktadır. Sistem rijitlik matrisi kare ve simetriktir. Şekil 18’de gösterildiği gibi oluşturulabilir. Elemanlar yatay olduğundan $[k]_e=[k]_g$ ‘dir.

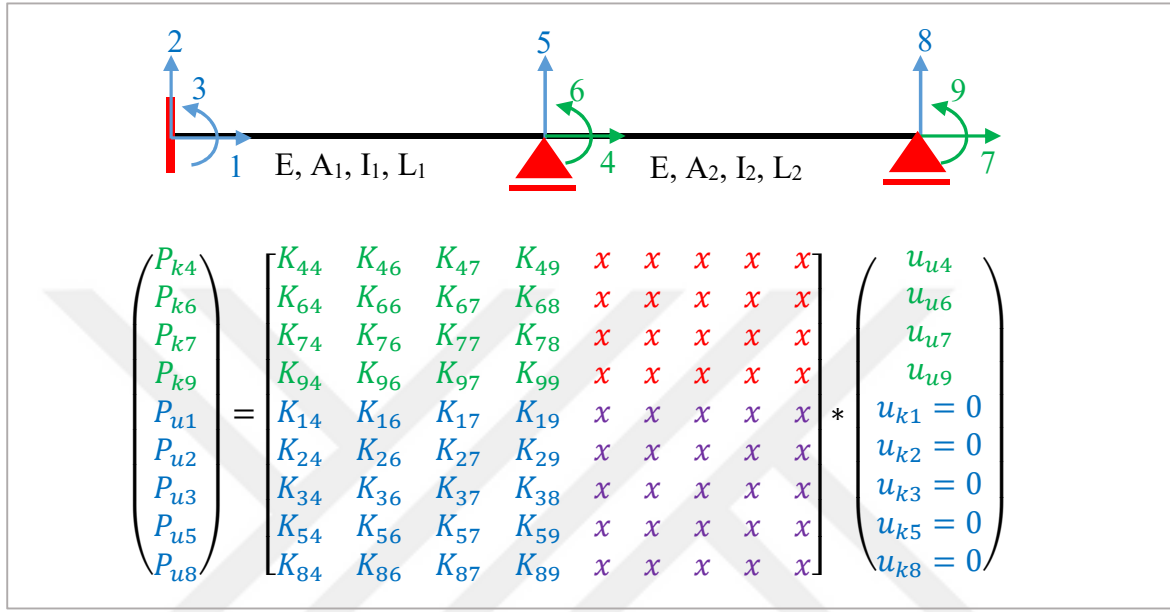


Şekil 18. Sistem rijitlik matrisinin toplanması

3.1.8. Sistem Rijitlik Matrisinin Ayrılması ve Denge Denkleminin Çözümü

Bu çalışmada, sisteme ait rijitlik matrisi oluşturulduktan sonra bu matrisin belirli bölgelere ayrılması yoluna gidilmiştir. Bu düzenleme, bilinen $\{u\}_k$ ve bilinmeyen $\{u\}_u$ yer değiştirmeler ile bilinen $\{P\}_k$ ve bilinmeyen $\{P\}_u$ uç kuvvetlerin durumlarına göre

yapılmaktadır. Bilinen yer değiştirmeler mesnetlerle tutulu olan serbestlik derecelerine karşılık gelmekte olup 0 olarak dikkate alınmaktadır. Bilinen uç kuvvetler ise sisteme etkiyen dış yükleri temsil etmekteyken; bilinmeyen kuvvetler mesnet tepkilerini temsil etmektedir. Sistem rijitlik matrisi örnek olarak şekil 19’da gösterildiği gibi ayrılmaktadır.



şekil 19. Sistem rijitlik matrisinin çözülecek kısmının ayrılması

şekil 19’da görüldüğü üzere sistem rijitlik matrisi serbestlik derece numaraları dikkate alınarak ayrıklaştırılmaktadır. Bu eşitlik Denklem 3.10 ile gösterilebilir.

$$\begin{pmatrix} \{P\}_k \\ \{P\}_u \end{pmatrix} = \begin{bmatrix} [K]_{11} & [K]_{12} \\ [K]_{21} & [K]_{22} \end{bmatrix} * \begin{pmatrix} \{u\}_u \\ \{u\}_k \end{pmatrix} \quad (3.10)$$

şekil 19’da görüldüğü üzere sistem rijitlik matrisi serbestlik derece numaraları dikkate alınarak ayrıklaştırılmaktadır. Bu eşitlik Denklem 3.10 ile gösterilebilir. Denklem 3.10’un açılmış hali Denklem 3.11 ve Denklem 3.12’deki gibi yazılabilir.

$$\{P\}_k = [K]_{11}\{u\}_u + [K]_{12}\{u\}_k \text{ ve } \{u\}_k = 0 \text{ ise } \{P\}_k = [K]_{11}\{u\}_u \quad (3.11)$$

$$\{P\}_u = [K]_{21}\{u\}_u + [K]_{22}\{u\}_k \text{ ve } \{u\}_k = 0 \text{ ise } \{P\}_u = [K]_{21}\{u\}_u \quad (3.12)$$

Denklem 3.11, lineer denklem takımudur ve herhangi bir sayısal yöntem ile çözülebilmektedir. Bu çalışmada, geliştirilen programda Python programlama diline ait, çok boyutlu dizilerin işlenmesini kolaylaştıran ve lineer cebir ile çeşitli matematiksel fonksiyon kütüphanelerini de içeren Numpy modülü kullanılmıştır. Denklem 3.11'in çözümü bilinmeyen yer değiştirmeleri verecektir. Buna göre global eksen takımında yer değiştirme vektörü elde edilmiş olur (Indian Institute of Technology, 2008).

3.1.9. Mesnet Tepkilerinin ve Eleman Uç Kuvvetlerinin Bulunması

Yer değiştirme vektörünün bulunmasından sonra Denklem 3.12 kullanılarak bilinmeyen kuvvetler $\{P\}_u$ bulunur. Elde edilen sonuca global koordinat sisteminde elde edilen ve mesnetlerle tutulan serbestlik derecelerine denk gelen ankastrelik uç kuvvetlerin eklenmesi unutulmamalıdır. Buna göre mesnet tepkileri $\{R\}_s$ Denklem 3.13 ile bulunabilir.

$$\{R\}_s = [K]_{21} * \{u\}_u + \{P\}_u^f \quad (3.13)$$

Benzer şekilde eleman uç kuvvetleri bulunurken, her bir eleman için Denklem 3.5 kullanılarak lokal koordinat sistemindeki eleman uç yer değiştirmeleri elde edilmektedir. Daha sonra lokal koordinat sistemindeki eleman rijitlik matrisi ile çarpılmakta ve lokal koordinat sistemindeki ankastrelik uç kuvvetleriyle toplanmaktadır. Lokal koordinat sisteminde eleman uç kuvvetleri $\{q\}$ Denklem 3.14 ile elde edilmektedir.

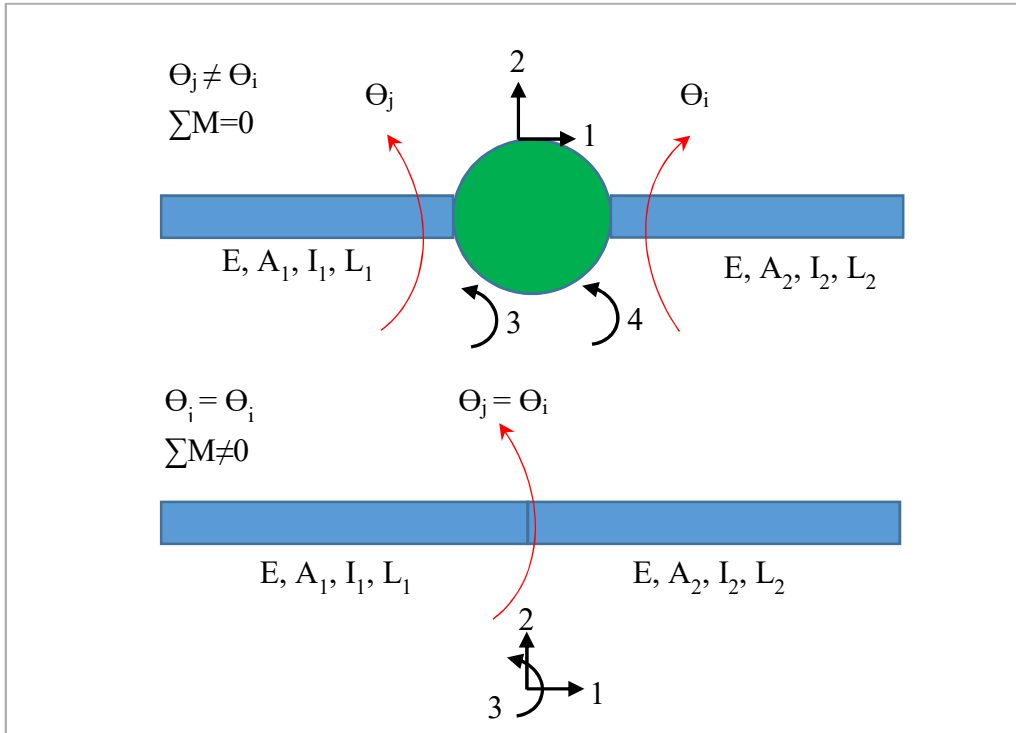
$$\{q\} = [k]_e * \{u'\} + \{p\}^f \quad (3.14)$$

Uç kuvvetleri bulunduktan sonra her bir elemana ait kesit tesir diyagramları, eleman üzerindeki yük dikkate alınarak statik kurallar çerçevesinde kolayca çizilebilir (Indian Institute of Technology, 2008). Çalışmanın bundan sonraki bölümünde eleman uçlarına mafsalların nasıl eklendiği anlatılacaktır

3.1.10. Eleman Uçlarına Mafsal Eklenmesi

Statik itme analizlerinde, sürekli olarak arttırılan yatay yükler sebebiyle eğilme kapasitesine ulaşan elemanların ilgili uçlarına eğilme mafsalı yerleştirilmelidir. Böylece mafsal eklenen kesitin daha fazla moment alması engellenmiş olacaktır. Bu işlem, rijitlik matrisinin adım adım ve dinamik olarak değiştirilmesiyle veya eleman serbestlik derecelerinin değiştirilmesiyle yapılabilmektedir. Bu çalışmada, daha pratik olması açısından serbestlik derecelerinin değiştirilmesi yolu tercih edilmiştir.

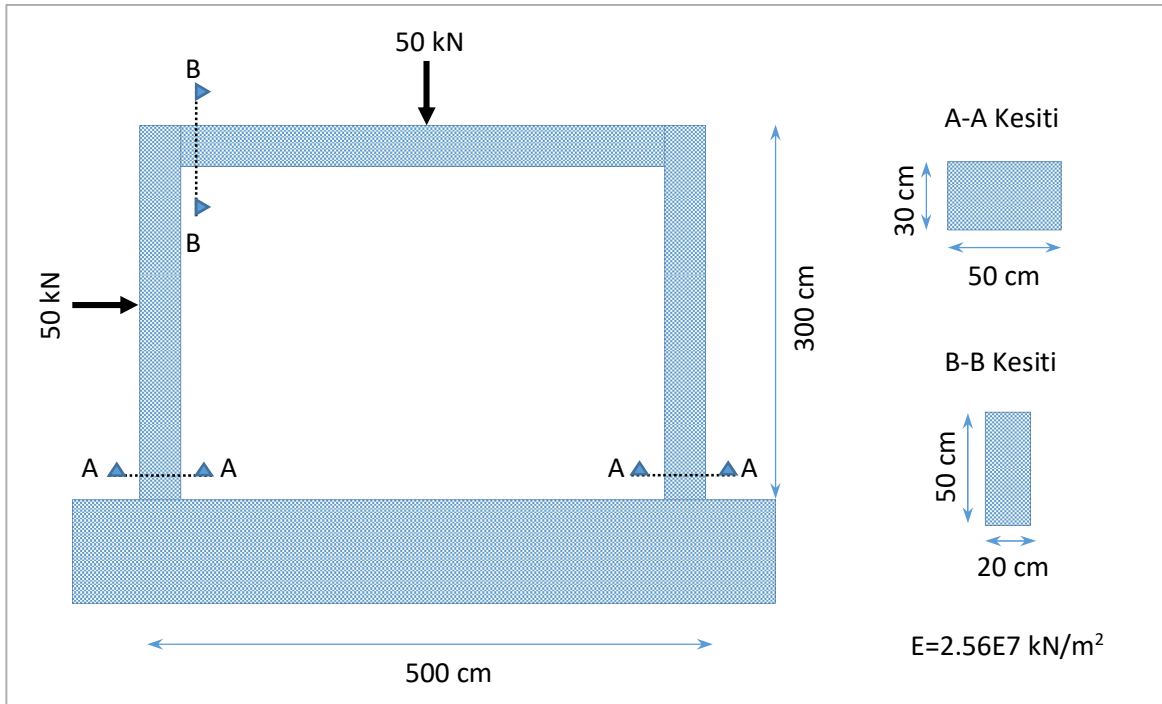
Mafsal tanımını gereği dönme hareketinin serbest olduğunu ifade eder. Serbestliğin olması ise iç kuvvetin oluşamayacağı anlamına gelir. Bu sebeple Şekil 20’de gösterildiği üzere birbirine mafsalla bağlanan iki çubuk elemanın sırasıyla J ve İ uçlarındaki dönme miktarları aynı olmayacak; ayrıca mafsallın neden olduğu dönme serbestliğinden dolayı J ve İ uçlarında eğilme momenti oluşmayacaktır. Dönme miktarları aynı olmayacağından iki ucun dönme serbestliği numaraları farklı verilmelidir. Bu sayede sistem rijitlik matrisi oluşturulurken iki ucun dönme hareketine karşılık gelen rijitlikleri birbirlerinden ayrılmış olacaktır. Buna göre Şekil 20’deki gibi bir numaralandırma yapılabilir



Şekil 20. Mafsallı ve mafsalsız bağlı iki düzlem çerçeve çubuk eleman

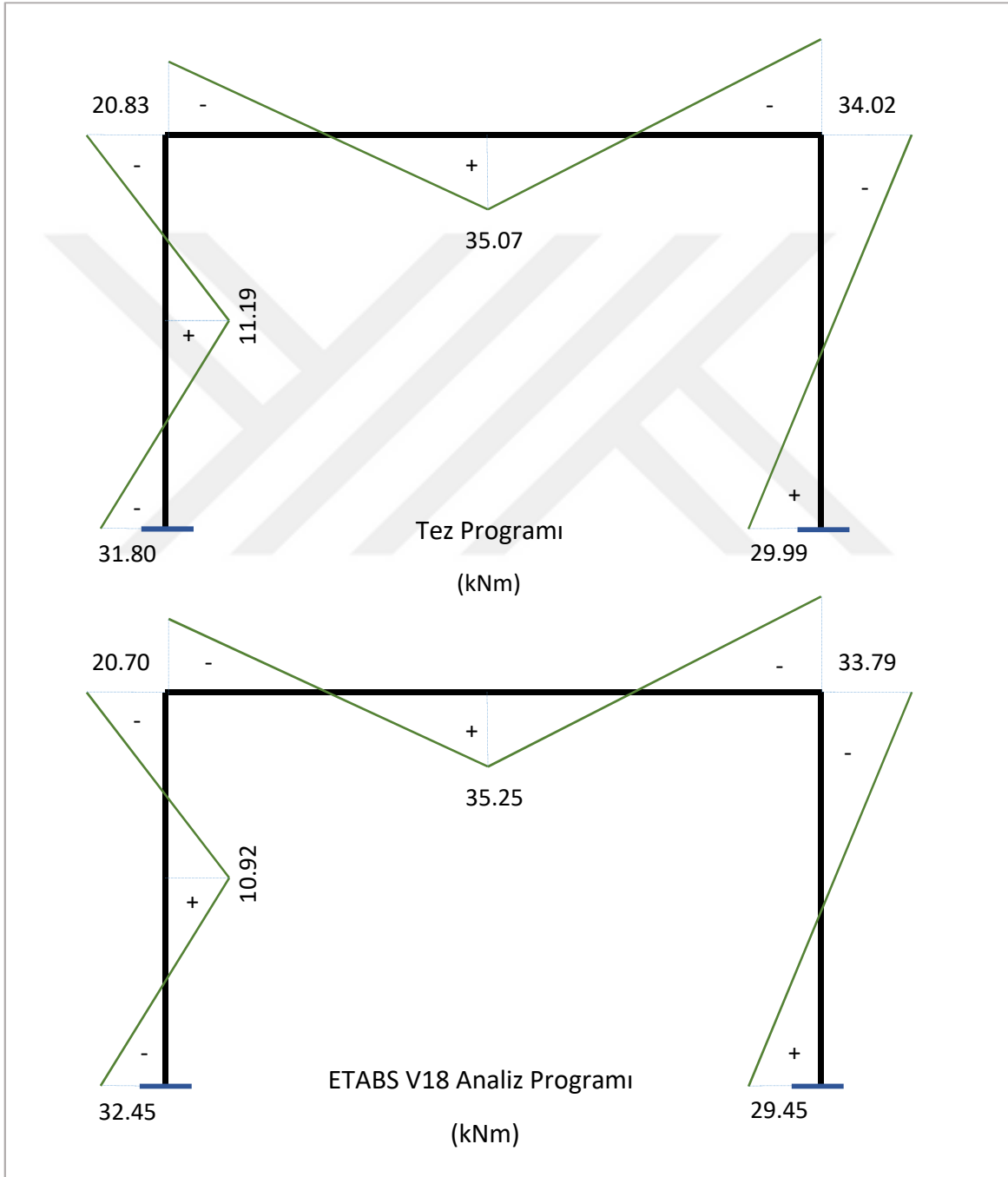
Şekil 20’de görüldüğü üzere mafsallı bulunması, sistemdeki bilinmeyen yer değiştirme sayısını arttırmaktadır. Şekil 20’de ele alınan düğüm noktasında, mafsallı durum için iki dönme, bir yatay ötelenme ve bir düşey ötelenme olmak üzere toplam 4 serbestliği bulunmaktadır. Ancak mafsalsız durumda bir yatay ötelenme, bir düşey ötelenme ve bir dönme olmak üzere toplam 3 serbestliği bulunmaktadır.

Mafsallı mesnet bölgesinde oluşması durumunda ankastre mesnet tanımı kaldırılıp, sabit mesnet tanımlaması yapılabilir. Bu durumda sistem rijitlik matrisinin boyutu değişmeyecektir. Ancak Şekil 20 ile açıklandığı üzere mesnet bölgesinin dışındaki bir bölgeye mafal yerleştirilirse, bu yöntemle göre sistem rijitlik matrisinin boyutu eklenen mafsallı kadar büyüyacaktır. Aynı şekilde sistem yük vektörü, bu numaralandırma esas alınarak oluşturulmalıdır. Buna göre, basit bir betonarme çerçevenin mafsallı ve mafsalsız çözüm sonuçları ETABS V18 programıyla kıyaslamalı olarak sunulacaktır. Burada amaç geliştirilen programdan elde edilen sonuçları kıyaslamak ve denetlemektir. Şekil 21’de çözülen betonarme düzlem çerçevenin özellikleri verilmiştir. İlk durumda mafsalsız çözüm yapılmıştır. İkinci durumda ise kirişin sol mesnetine mafsallı yerleştirilerek analiz yapılacaktır. Her iki durum da ETABS sonuçlarıyla kıyaslanacaktır.



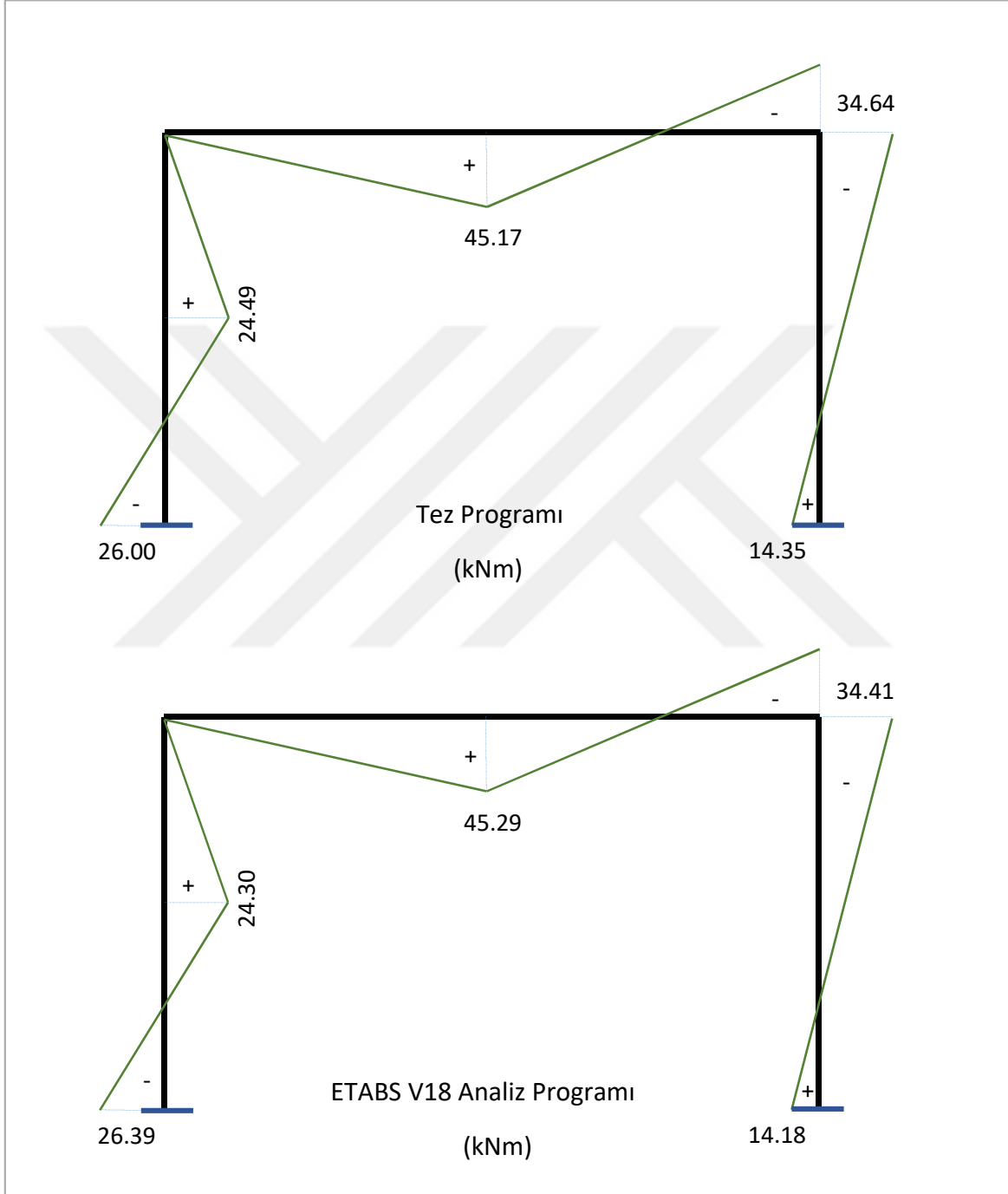
Şekil 21. Betonarme düzlem çerçeve örnek 1

Şekil 22’de tez çalışması kapsamında geliştirilen yapısal analiz programından ve ETABS’dan elde edilen sonuçlar verilmiştir. Sonuçların birbiriyle tutarlı olduğu söylenebilir. Aradaki farklılıklar, ETABS ile çözüm yapılırken eleman rijitlik matrislerinde kayma deformasyonlarına ait bileşenlerin ihmal edilmemesinden kaynaklanmaktadır.



Şekil 22. Mafsalsız durum için eğilme momenti diyagramlarının kıyaslanması

Şekil 23’de ise kirişin sol mesnetinde eğilme mafsalı olması durumunda eğilme momenti diyagramları verilmiştir.



Şekil 23. Mafsallı durum için eğilme momenti diyagramlarının kıyaslanması

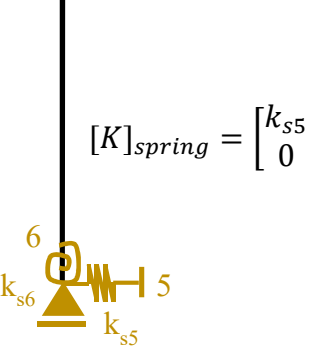
Bu kısımda, geliştirilen programda mafsallı çözümlerin nasıl gerçekleştirildiği anlatılmıştır. Görüldüğü üzere ETABS programıyla uyumlu sonuçlar elde edilmektedir.

3.1.11. Elastik Yay İçeren Düzlem Çerçeveler

Python tabanlı geliştirilen programda, yapının üzerine oturduğu zeminlerin lineer elastik yay olarak temsil edildiği zemin yapı etkileşimli analizler de gerçekleştirilebilmektedir. Sabit veya ankastre gibi klasik mesnetlenme durumlarında mesnetin, ilgili hareketi tamamen durdurduğu varsayılmaktadır. Aslında sağlam zeminlerde bu kabul çok büyük hatalara sebep olmamaktadır ancak düşük rijitliğe sahip zeminlerde temel hareketinden dolayı öngörülemeyen etkiler ortaya çıkabilmektedir. Bu sebeple özellikle düşük rijitliğe sahip zeminlerde zemin yapı etkileşimli analiz yapmak faydalı olacaktır (Sarioğlu, 2020).

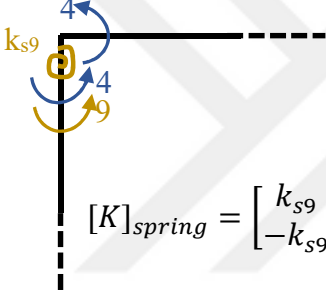
Bu çalışma kapsamında geliştirilen programda, öncelikle elastik yayların bulunduğu yer değiştirmeler serbest bırakılmakta ve sistem rijitlik matrisi otomatik olarak oluşturulmaktadır. İkinci adımda sistem rijitlik matrisiyle aynı boyutlardaki yay rijitlik matrisi $[K]_{spring}$ oluşturulmaktadır. Bu matris, kullanıcının belirlediği ilgili serbestlik derecelerine karşılık gelen yay sabitlerini içermektedir. Üçüncü adımda iki matris süperpoze edilmekte ve dış yük vektörü ile bilinmeyen deplasmanlar dikkate alınarak sistem çözülmektedir. Yayın bulunduğu serbestliğin hareketine izin verilmesinin sebebi, yayda uç kuvvetle orantılı olarak şekil değiştirmelerin beklenmesidir (Colunga, 2007).

Şekil 24’de, geliştirilen programda yaylı mesnet ve eğilme rijitliği sıfırdan farklı olan mafsallı birleşimin nasıl dikkate alındığı gösterilmiştir. Burada görüldüğü üzere sistem rijitlik matrisi daha önce anlatıldığı gibi toplanmaktadır. Ayrıca yaylar için özel olarak yay matrisi $[K]_{spring}$ tanımlanmaktadır. Bu matris, yalnızca mesnet bölgeleri için değil yapının herhangi bir düğüm noktasındaki rijitliklerin ve eğilme rijitliği sıfırdan farklı mafsalların tanımlanmasında da kullanılmaktadır. Bu durumlar, dönme yaylı kolon kiriş birleşim bölgeleri ile dolgu duvarların davranışa etkisini göstermek için girilen eş değer yatay ötelenme rijitlikleri olarak sayılabilir. Şekil 24’de görüldüğü üzere yaylı mesnetlerin rijitlik matrisi, diyagonal matris olmakta, dolayısıyla sistem rijitlik matrisinin köşegeni üzerindeki bileşenlerine eklenmektedir. Yaylı kolon kiriş birleşimleri ise ilgili elemanın mafsaldan önceki ve sonraki eğilmeye karşılık gelen serbestlik numaraları dikkate alınarak otomatik şekilde oluşturulmakta ve sistem rijitlik matrisiyle süperpoze edilmektedir.



$$[K]_{spring} = \begin{bmatrix} k_{s5} & 0 \\ 0 & k_{s6} \end{bmatrix} \quad [K]_s = \begin{bmatrix} \ddots & \ddots & \ddots & \ddots & \ddots & \ddots \\ \ddots & K_{55} + k_{s5} & \ddots & K_{56} & \ddots & \ddots \\ \ddots & \ddots & \ddots & \ddots & \ddots & \ddots \\ \ddots & K_{65} & \ddots & K_{66} + k_{s6} & \ddots & \ddots \\ \ddots & \ddots & \ddots & \ddots & \ddots & \ddots \end{bmatrix}$$

(a) 5 ve 6 numaralı serbestlik derecelerinin yaylarla tutulu olması durumu



$$[K]_{spring} = \begin{bmatrix} k_{s9} & -k_{s9} \\ -k_{s9} & k_{s9} \end{bmatrix} \quad [K]_s = \begin{bmatrix} \ddots & \ddots & \ddots & \ddots & \ddots & \ddots \\ \ddots & K_{44} + k_{s9} & \ddots & K_{49} - k_{s9} & \ddots & \ddots \\ \ddots & \ddots & \ddots & \ddots & \ddots & \ddots \\ \ddots & K_{94} - k_{s9} & \ddots & K_{99} + k_{s9} & \ddots & \ddots \\ \ddots & \ddots & \ddots & \ddots & \ddots & \ddots \end{bmatrix}$$

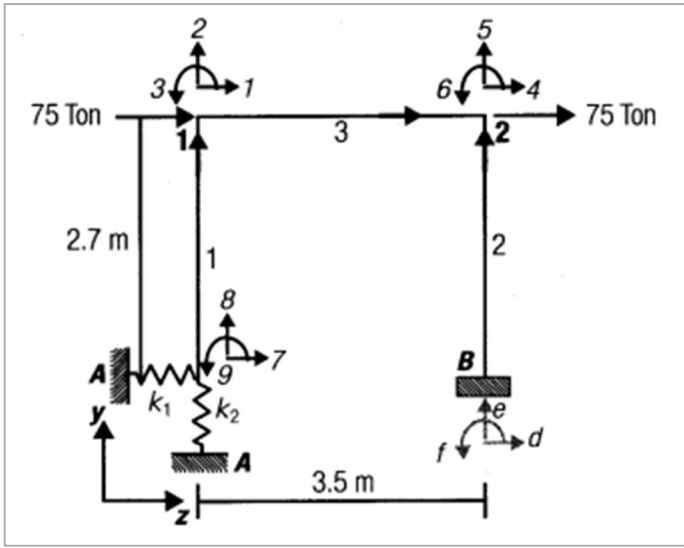
(b) Eğilme rijitliği sıfırdan farklı mafsallın olması durumu

$$\begin{pmatrix} P_{k4} \\ P_{k5} \\ P_{k6} \\ P_{k7} \\ P_{k8} \\ P_{k9} \\ P_{u1} \\ P_{u2} \\ P_{u3} \end{pmatrix} = \begin{bmatrix} K_{44} + k_{s9} & K_{45} & K_{46} & K_{47} & K_{48} & K_{49} - k_{s9} \\ K_{54} & K_{55} + k_{s5} & K_{56} & K_{57} & K_{58} & K_{59} \\ K_{64} & K_{65} & K_{66} + k_{s6} & K_{67} & K_{68} & K_{69} \\ K_{74} & K_{75} & K_{76} & K_{77} & K_{78} & K_{79} \\ K_{84} & K_{85} & K_{86} & K_{87} & K_{88} & K_{89} \\ K_{94} - k_{s9} & K_{95} & K_{96} & K_{97} & K_{98} & K_{99} + k_{s9} \\ K_{14} & K_{15} & K_{16} & K_{17} & K_{18} & K_{19} \\ K_{24} & K_{25} & K_{26} & K_{27} & K_{28} & K_{29} \\ K_{34} & K_{35} & K_{36} & K_{38} & K_{38} & K_{39} \end{bmatrix} * \begin{pmatrix} U_{u4} \\ U_{u5} \\ U_{u6} \\ U_{u7} \\ U_{u8} \\ U_{u9} \\ U_{k1} \\ U_{k2} \\ U_{k3} \end{pmatrix}$$

(c) Sistem rijitlik matrisinin oluşturulması ve bölümlere ayrılması

Şekil 24. Sistem ile yay rijitlik matrislerinin oluşturulması ve ayrılması

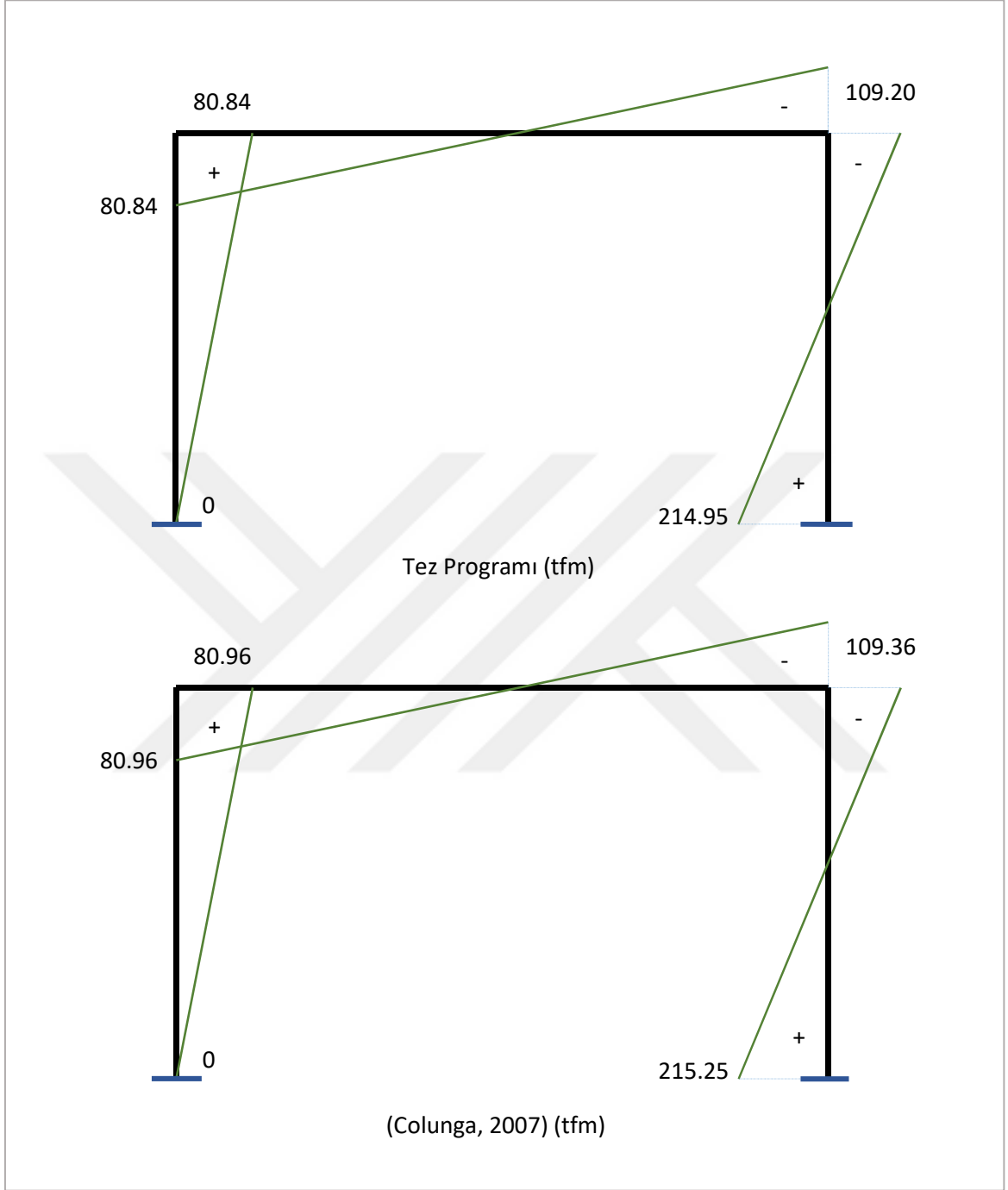
Çalışmanın bu kısmında yaylı mesnet içeren örnek bir betonarme düzlem çerçevenin yapısal analizi, geliştirilen programla yapılmış ve bulunan uç kuvvetler Colunga'nın (2007) yaptığı çalışma ile kıyaslanmıştır. Elde edilen sonuçların birbirine oldukça yakın olduğu gözlenmiştir. Bu çerçevede kolonların boyutları 40x40 cm ve kirişin boyutu ise 25x40 cm dir. Elastisite modülü $E=200 \text{ tf/cm}^2$ alınmıştır. Düşey ve yatay yönlerde çalışan yayların rijitlikleri $k_{s1}=k_{s2}=50 \text{ tf/cm}$ kabul edilmektedir. Çerçeve geometrisi Şekil 25'de verilmiştir (Colunga, 2007).



Şekil 25. Betonarme düzlem çerçeve örnek 2 (Colunga, 2007)

Düzlem çerçeve sisteme 1 numaralı ve 4 numaralı serbestlik derece numaralarında 75'er ton luk yatay yük etki etmektedir. Burada dikkat edilmesi gereken husus bu yüklerin düğüm noktalarından direkt olarak etkimesidir. Daha önce anlatıldığı üzere noktasal yükler, elemanların üzerinde herhangi bir ankastrelik uç kuvvet oluşturmayacaktır. Bu sebeple sistem yük vektörünü, Denklem 3.9'da yer alan noktasal yük vektörü $\{P\}_j$ oluşturacak dolayısıyla $\{P\}^f = 0$ olacaktır. Ankastrelik uç kuvvet vektörü $\{P\}^f$, düğüm noktalarından etkimeyen yük olduğu durumlarda oluşturulmaktadır.

Şekil 26'da Colunga (2007) çalışmasından elde edilen ve kayma etkilerini de içeren sonuçlarla, tez çalışması kapsamında geliştirilen programdan elde edilen sonuçlar kıyaslamalı olarak verilmiş, sonuçların birbiriyle uyumlu olduğu gösterilmiştir.

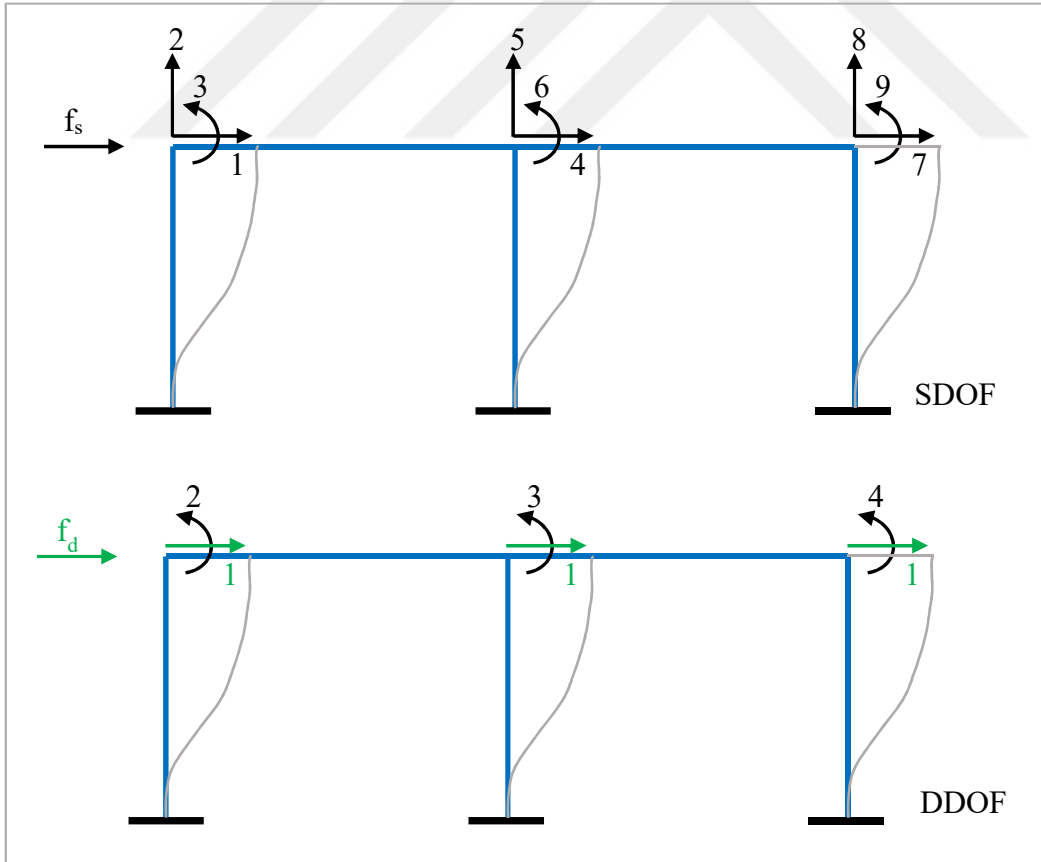


Şekil 26. Yayı mesnet durumunda eğilme momenti diyagramlarının kıyaslanması

Bundan sonraki bölümde geliştirilen programda, çok serbestlik dereceli sistemlerin dinamik karakteristik analizlerinin nasıl yapıldığından ve kısaca statik indirgeme yönteminden bahsedilecektir.

3.1.12. Statik İndirgeme Yöntemi

Bu çalışma için geliştirilen yapısal analiz programında, çok serbestlik dereceli sistemlerin yatay titreşim periyodlarının ve mod şekillerinin elde edilmesi için de direkt rijitlik matrisi yöntemi kullanılmıştır. Ancak bu yöntemin kullanılabilmesi için sistem rijitlik matrisinin boyutu, dinamik serbestlik derecesi boyutuna indirgenmelidir. Bu işleme statik indirgeme yöntemi denilmektedir. Burada sistem rijitlik matrisi oluşturulurken yalnızca dinamik davranışın analiz edileceği doğrultuya katkıda bulunan rijitlikler dikkate alınmakta ve eksenel şekil değiştirmeler ihmal edilmektedir. Örneğin Şekil 27'deki düzlem çerçeve sistemde 9 serbestlik derecesi (SDOF) olmasına karşın tek dinamik serbestlik derecesi (DDOF) bulunmaktadır. Bu sebeple $[K]_{11}$ matrisinin boyutları 9×9 boyutlarında olacaktır. Ancak tek dinamik serbestlik dereceli sistem olduğundan indirgeme sonucunda 1×1 boyutlarında matrise dönüşecektir (Sucuoğlu ve Akkar, 2014).



Şekil 27. Düzlem çerçevede statik ve dinamik serbestlik dereceleri

Şekil 27’de görüldüğü üzere kolon ve kirişlerin eksenel şekil değiştirmeyi içiren kod numaraları çıkarılmıştır, yatay titreşim hareketine karşılık gelen serbestlik derecelerine aynı kod numaraları verilmiş ve bu kısım dinamik yer değiştirme olarak adlandırılmıştır ($u_d=\{u_1\}$). Diğer serbestlik derece numaralarına karşılık gelen yer değiştirmeler ise statik yer değiştirme olarak adlandırılmıştır ($u_s=\{u_2,u_3,u_4\}$). Kod numaralarından da anlaşılacağı üzere kirişlerin yalnızca eğilme rijitlikleri dikkate alınmaktadır (Sucuoğlu ve Akkar, 2014).

Buna göre yatayla 90 derecelik açı yapan doğru eksenli kolonların global koordinat sistemine göre eleman rijitlik matrisi aşağıdaki gibi alınmaktadır:

$$[k]_{cg} = \begin{bmatrix} \frac{12EI}{L^3} & \frac{-6EI}{L^2} & \frac{-12EI}{L^3} & \frac{-6EI}{L^2} \\ \frac{-6EI}{L^2} & \frac{4EI}{L} & \frac{6EI}{L^2} & \frac{2EI}{L} \\ \frac{-12EI}{L^3} & \frac{6EI}{L^2} & \frac{12EI}{L^3} & \frac{6EI}{L^2} \\ \frac{-6EI}{L^2} & \frac{2EI}{L} & \frac{6EI}{L^2} & \frac{4EI}{L} \end{bmatrix}$$

Yatay duran kirişler için ise düşey şekil değiştirmeler ihmal edildiğinden global koordinat sistemine göre eleman rijitlik matrisi aşağıdaki gibi alınmaktadır:

$$[k]_{bg} = \begin{bmatrix} 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & \frac{4EI}{L} & 0 & \frac{2EI}{L} \\ 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & \frac{2EI}{L} & 0 & \frac{4EI}{L} \end{bmatrix}$$

Şekil 27’ye göre sistem rijitlik matrisinin çözülecek kısmının yani $[K]_{11}$ matrisinin de kısımlara ayrılması gerekmektedir. O halde aşağıdaki eşitlik yazılabilir (Sucuoğlu ve Akkar, 2014).

$$\begin{pmatrix} \{f_d\} \\ \{f_s = 0\} \end{pmatrix} = \begin{bmatrix} [k]_{dd} & [k]_{ds} \\ [k]_{sd} & [k]_{ss} \end{bmatrix} * \begin{pmatrix} \{u_d\} \\ \{u_s\} \end{pmatrix} \quad (3.15)$$

Denklem 3.15’de $f_s=0$ olmaktadır. Çünkü serbest titreşim analizinde statik dış yük bulunmamaktadır. Denklem 3.15, Denklem 3.16a ve Denklem 3.16b’de gösterildiği gibi açık formda yazılabilir (Sucuoğlu ve Akkar, 2014).

$$\{f_d\} = [k]_{dd} * \{u_d\} + [k]_{ds} * \{u_s\} \quad (3.16a)$$

$$\{f_s\} = [k]_{sd} * \{u_d\} + [k]_{ss} * \{u_s\} = 0 \quad (3.16b)$$

Denklem 3.16b aşağıdaki gibi yazılır ve düzenlenirse Denklem 3.17 elde edilir (Sucuoğlu ve Akkar, 2014).

$$[k]_{sd} * \{u_d\} + [k]_{ss} * \{u_s\} = 0$$

$$[k]_{ss} * \{u_s\} = -[k]_{sd} * \{u_d\}$$

$$\{u_s\} = -[k]_{ss}^{-1} * [k]_{sd} * \{u_d\} \quad (3.17)$$

Denklem 3.17’de elde edilen $\{u_s\}$, Denklem 3.16a’da yerine yazılırsa indirgenmiş rijitlik matrisi $[K]_{ind}$ elde edilmiş olur (Sucuoğlu ve Akkar, 2014).

$$\{f_d\} = [k]_{dd} * \{u_d\} - [k]_{ds} * [k]_{ss}^{-1} * [k]_{sd} * \{u_d\}$$

$$\{f_d\} = ([k]_{dd} - [k]_{ds} * [k]_{ss}^{-1} * [k]_{sd}) * \{u_d\}$$

$$\{f_d\} = ([K]_{ind}) * \{u_d\} \quad (3.18)$$

Denklem 3.18’de elde edilen indirgenmiş rijitlik matrisi $[K]_{ind}$, geliştirilen programda düzlem çerçeve sistemler için otomatik olarak hesaplanmaktadır.

3.1.13. Düzlem Çerçeve Sistemlerin Sönümsüz Serbest Titreşim Analizi

Önceki bölümde, çalışma kapsamında geliştirilen yazılımda statik indirgeme yönteminin nasıl kullanıldığı anlatılmıştır. Bu kısımda ise elde edilen indirgenmiş rijitlik matrisi kullanılarak düzlem çerçeve yapıların serbest titreşim analizlerinin nasıl yapıldığı anlatılacaktır. Öncelikle yaygın olarak bilinen ve yapı mühendisliğinde sıkça kullanılan frekans denkleminin çıkarılışı gösterilecektir.

Çok serbestlik dereceli sönümsüz serbest titreşim hareketi, diferansiyel formda Denklem 3.19’da gösterildiği gibi ifade edilmektedir (Luş ve Yerlici, 2014).

$$[M]\{\ddot{u}_n\} + [K]\{u_n\} = 0 \quad (3.19)$$

Bu diferansiyel denklemin çözümü harmonik bir fonksiyon olup, konumun zamana bağlı değişimini vermektedir. Çözüm fonksiyonu $q_n(t)$ olmak üzere Denklem 3.20’deki gibi gösterilebilir (Luş ve Yerlici, 2014; Sucuoğlu ve Akkar, 2014).

$$q_n(t) = A_n \cos(w_n t) + B_n \sin(w_n t) \quad (3.20)$$

Herhangi bir mod için yer değiştirme vektörü $u_n(t)$ zamana göre değişmektedir. Ancak bu şekil değiştirmelerin profil şekli sabit kalmaktadır. Buna göre modal yer değiştirme vektörü, harmonik fonksiyonun ve şekil değiştirme veya diğer adıyla mod şekli vektörüyle çarpımı olarak Denklem 3.21’de gösterildiği gibi ifade edilir. Aşağıda gösterildiği üzere gerekli düzenlemeler yapılırsa Denklem 3.22 elde edilmiş olur (Sucuoğlu ve Akkar, 2014).

$$\{u_n\} = q_n(t) \{\phi_n\} \quad (3.21)$$

$$\{\ddot{u}_n\} = \frac{d^2 q_n}{dt^2} \{\phi_n\}$$

$$\frac{d^2 q_n}{dt^2} = -w_n^2 A_n \cos(w_n t) - w_n^2 B_n \sin(w_n t) = -w_n^2 q_n(t) \text{ ise;}$$

$$\{\ddot{u}_n\} = -w_n^2 q_n(t) \{\phi_n\} \quad (3.22)$$

Denklem 3.22, Denklem 3.19’da yerine yazılırsa ve gerekli düzenlemeler yapılırsa frekans denklemi elde edilmiş olur (Sucuoğlu ve Akkar, 2014).

$$\begin{aligned} -[M] w_n^2 q_n(t) \{\phi_n\} + [K] q_n(t) \{\phi_n\} &= 0 \\ (-[M] w_n^2 \{\phi_n\} + [K]\{\phi_n\}) q_n(t) &= 0 \end{aligned} \quad (3.23)$$

Denklem 3.23’de $q_n(t)=0$ olduğunda aranılan çözüm bulunamayacağından ilk ifade sıfıra eşitlenmelidir (Sucuoğlu ve Akkar, 2014).

$$\begin{aligned} (-[M] w_n^2 \{\phi_n\} + [K]\{\phi_n\}) &= 0 \\ ([K] - [M] w_n^2) \{\phi_n\} &= 0 \end{aligned} \quad (3.24)$$

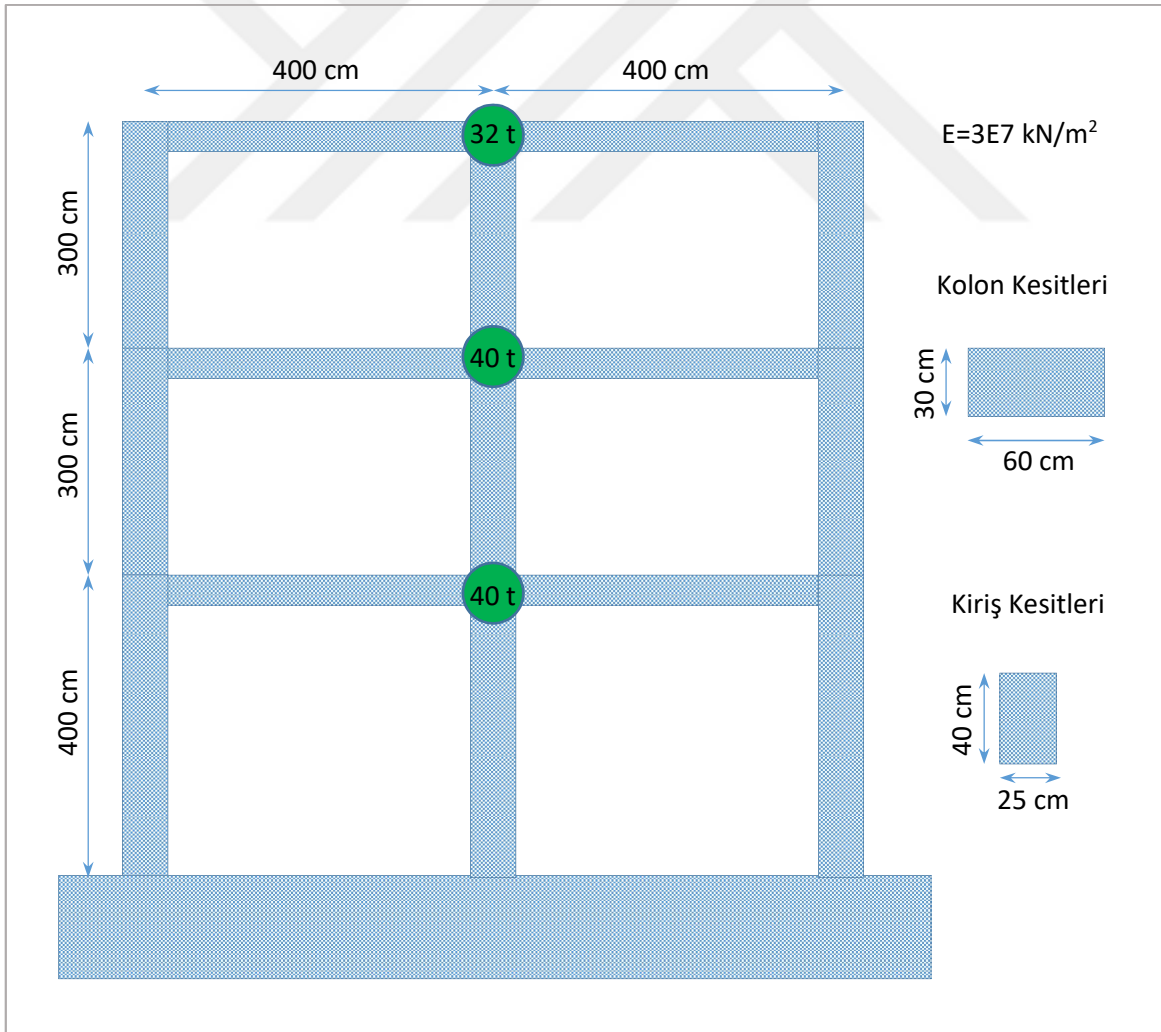
Denklem 3.24, frekans denklemi olarak adlandırılmaktadır. Burada $[K]$ sistem rijitlik matrisini, $[M]$ kütle matrisini, w_n doğal titreşim frekansını, $\{\phi_n\}$ ise mod şekil vektörünü temsil etmektedir. Frekans denkleminin çözümünün olabilmesi için $\det([K]-w_n^2[M])=0$ olmalıdır. Denklem 3.25’in özdeğerleri açısal frekans ve doğal titreşim periyotlarını; öz vektörleri ise mod şekillerini verecektir (Sucuoğlu ve Akkar, 2014).

$$\begin{aligned} ([M]^{-1}[K] - [M]^{-1}[M] w_n^2) \{\phi_n\} &= 0 \\ ([M]^{-1}[K] - w_n^2[I]) \{\phi_n\} &= 0 \end{aligned} \quad (3.25)$$

Denklem 3.25’deki k sistem rijitlik matrisini temsil etmekte olup bu çalışmada statik indirgeme yöntemiyle elde edilmektedir. Ancak $[K]$ sistem rijitlik matrisi, muto yöntemiyle veya başka yaklaşık yöntemlerle de elde edilebilmektedir. Frekans denklemindeki $[M]$ ise

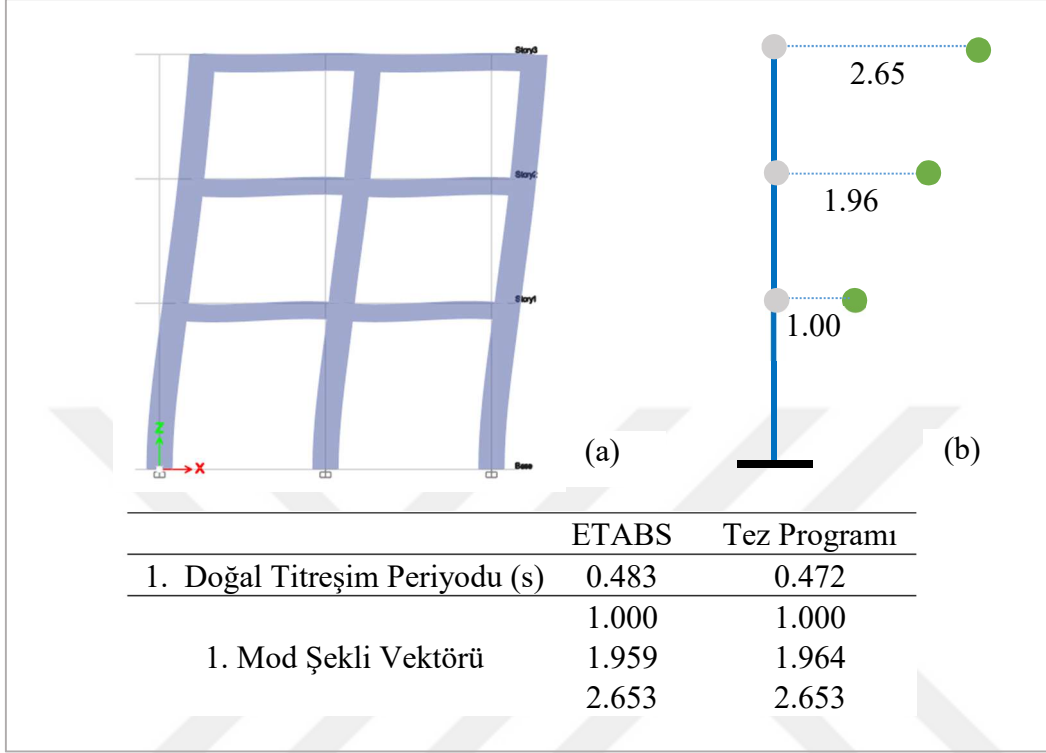
kütle matrisini temsil etmektedir. Kütle matrisi diagonal kare matris formundadır. $[I]$ ise birim matristir. Görüldüğü üzere problem özdeğer özvektör analizinden ibarettir.

Son olarak örnek betonarme çerçeve sistemin ETABS V18 genel amaçlı yapısal analiz programından elde edilen dinamik analiz sonuçları, geliştirilen programdan elde edilen dinamik analiz sonuçlarıyla kıyaslanmıştır. Örnek çerçevede tüm kolonlar 30x60 cm ve kirişler 25x40 cm boyutlarındadır. Betonun elastisite modülü 30000 MPa alınmıştır. Kat kütleleri ise birinci ve ikinci katta 40t son katta ise 32t olacak şekilde dikkate alınmıştır. Çerçeve açıklıkları 4m'dir. Zemin kat yüksekliği 4m ve normal katlar ise 3m'dir. Şekil 28'de bu düzlem çerçeve verilmiştir. Görüleceği üzere kütleler kat ağırlık merkezinde yığılı olarak modellenmektedir.

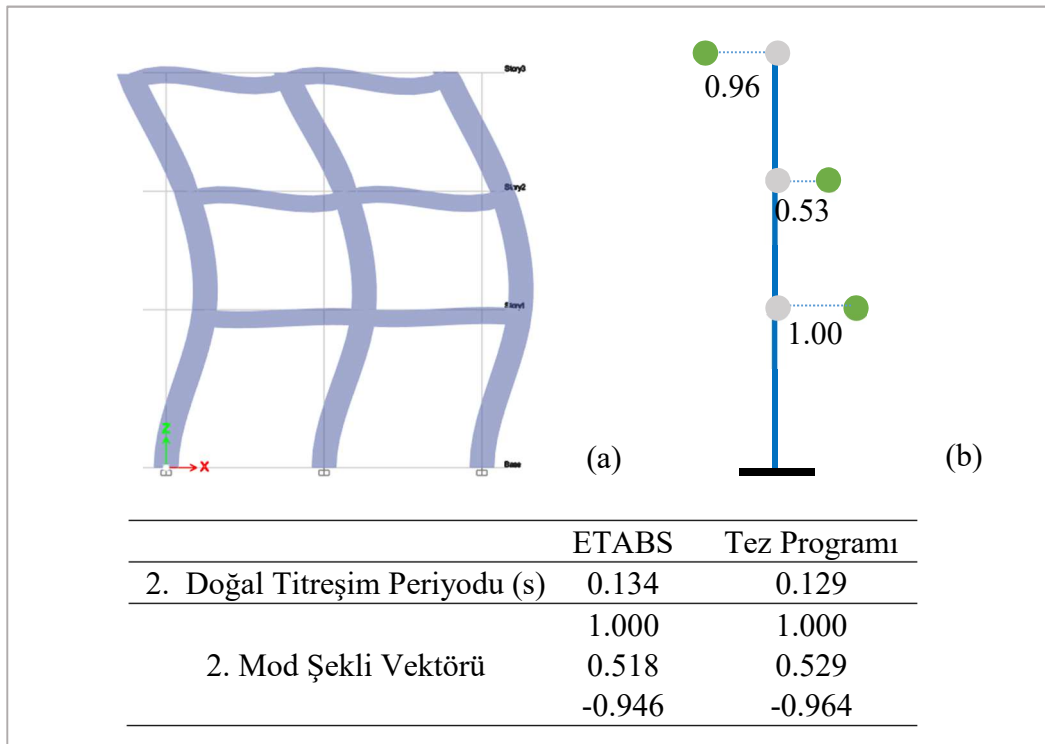


Şekil 28. Betonarme düzlem çerçeve örnek 3

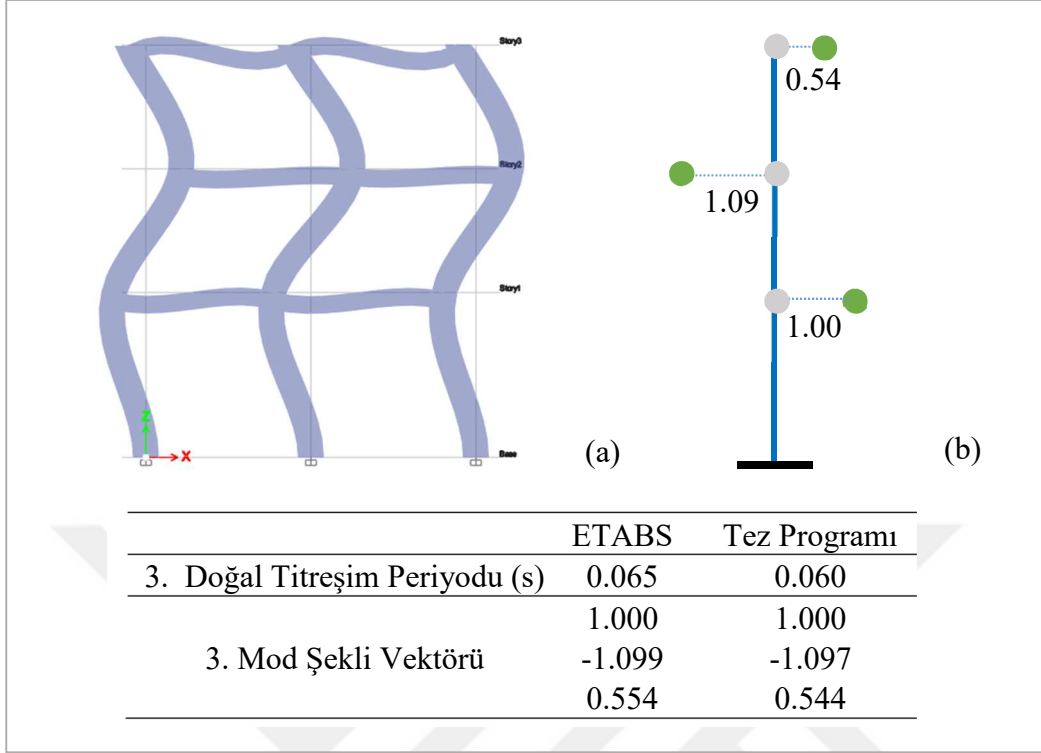
Şekil 29, 30 ve 31’de TP ve ETABS’tan elde edilen sonuçlar kıyaslanmıştır. Görüldüğü üzere her iki programdan elde edilen sonuçlar birbirine oldukça yakındır.



Şekil 29. Tez programından elde edilen sonuçların 1. mod için kıyaslanması



Şekil 30. Tez programından elde edilen sonuçların 2. mod için kıyaslanması



Şekil 31. Tez programından elde edilen sonuçların 3. mod için kıyaslanması

Çalışmanın bu kısmında geliştirilen statik ve dinamik yapısal analiz programlarının çalışma mantığı anlatılmıştır. Bundan sonraki kısımlarda betonarme kolon ve kirişlerin doğrusal olmayan davranışlarının modellenmesi için geliştirilen programın çalışma prensipleri ile bu çalışmada yer verilen sargılı ve sargısız beton modelleri irdelenecektir.

3.2. Sargılı ve Sargısız Beton ile Donatı Modelleri

Betonarme yapılarda doğrusal olmayan performans analizlerinin gerçekleştirilebilmesi için sistemdeki her elemanın kritik kesitlerindeki iç kuvvet şekil değiştirme diğer bir deyişle moment-eğrilik ilişkilerine ihtiyaç duyulmaktadır. Elde edilen moment-eğrilik ilişkisi grafiği bir takım idealleştirme işlemlerinden sonra kolon, kiriş gibi taşıyıcı elemanların plastik mafsalları tanımlanmaktadır. İç kuvvet şekil değiştirme ilişkileri, yapı mekaniği laboratuvarlarında deneysel modellerin çevrimsel yükler altındaki davranışlarına göre elde edilebilmektedir (Acun ve Sucuoğlu, 2011; Eom vd, 2014). Ancak uygulamadaki her projenin kendine has özellikleri ve üretim teknikleri olduğu

düşünüldüğünde bu yaklaşım hiç pratik ve ekonomik olmayacaktır. Bu yüzden moment-eğrilik ilişkilerinin, bilgisayar ortamındaki analitik modeller üzerinden elde edilmesi hem pratik hem de ekonomik olacaktır (Ersoy ve Özcebe, 1998; Kaltakçı vd, 2001; İnel vd, 2008).

Betonarme elemanların davranışlarının analitik olarak elde edilebilmesi için (Willam ve Warnke, 1975; Koksall, 2006) çalışmalarındaki gibi üç eksenli basınç altındaki beton için ileri sürülen kırılma hipotezlerine ihtiyaç duyulmaktadır. Günümüzde araştırmacıların geliştirdiği kırılma hipotezlerine dayanan ve doğrusal olmayan davranışın modellenmesinde kullanılan farklı sargılı beton modelleri bulunmaktadır (Sheikh ve Uzumeri, 1982; Mander vd, 1988; Saatcioglu ve Razvi, 1992; Koksall ve Erdogan, 2021).

Çalışmanın bu kısmında betonarme yapı elemanlarının doğrusal olmayan davranışlarının modellenmesi için Python tabanlı geliştirilen programda kullanılan sargılı ve sargsız beton modelleri ile teorik moment eğrilik hesaplarına yer verilecektir.

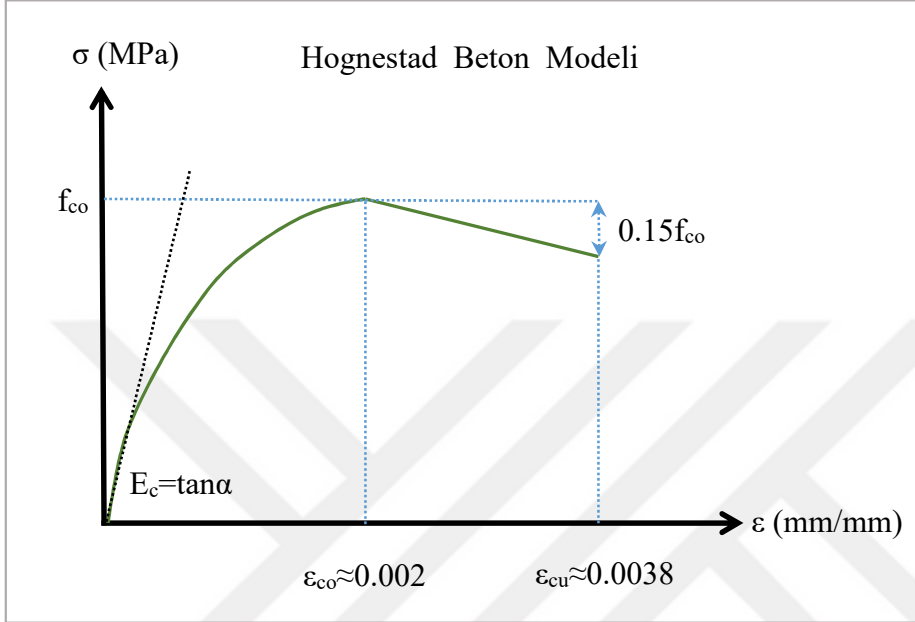
3.2.1. Hognestad (1951) Sargsız Beton Modeli

Beton için ileri sürülen ilk bünyesel modellerden olmasına rağmen günümüz deprem yönetmeliklerinde dahi yer almakta ve analizlerde kullanılmaktadır. Betonda oluşacak maksimum gerilme değerine kadar parabolik olan eğrinin, maksimum gerilmeye ulaştıktan sonra, doğrusal azaldığı varsayılmaktadır. Maksimum gerilmeye karşılık gelen birim kısalma değeri yaklaşık 0.002, ezilme değerine karşılık 0.0038 olarak alınmaktadır. Ezilme durumunda maksimum gerilmeye %15'lik azalma olduğu varsayılmaktadır. Daha hassas analiz yapılmak istenirse maksimum gerilmeye karşılık gelen birim şekil değiştirme, Denklem 3.26 ile hesaplanabilir (Hognestad, 1951).

$$\varepsilon_{co} = \frac{2f_{co}}{E_c} \quad (3.26)$$

$$E_c = 12680 + 460f_{co} \quad (MPa)$$

Denklem 3.26’da ε_{co} ve f_{co} sırasıyla maksimum gerilmeye karşılık gelen birim şekil değiştirme ve maksimum gerilmeyi; E_c ise betonun elastisite modülünü temsil etmektedir. Şekil 32’de gerilme şekil değiştirme ilişkisi grafiksel olarak verilmiştir (Hognestad, 1951).



Şekil 32. Hognestad sargısız beton modeli gerilme-şekil değiştirme ilişkisi

Şekil 32’de verilen eğri Denklem 3.27 ile ifade edilmektedir (Hognestad, 1951).

$$\begin{aligned} \varepsilon_c < \varepsilon_{co} \text{ ise } \sigma_c &= f_{co} \left[\frac{2\varepsilon_c}{\varepsilon_{co}} - \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{co}} \right)^2 \right] \\ \varepsilon_{co} \leq \varepsilon_c < \varepsilon_{cu} \text{ ise } \sigma_c &= f_{co} \left[1 - 0.15 \left(\frac{\varepsilon_c - \varepsilon_{co}}{\varepsilon_{cu} - \varepsilon_{co}} \right) \right] \end{aligned} \quad (3.27)$$

Denklem 3.27’de yer alan ε_c betonun herhangi bir lifindeki birim kısalmayı, ε_{co} maksimum basınç gerilmesine karşılık gelen birim kısalmayı, ε_{cu} ise ezilme anına karşılık gelen birim şekil değiştirmeyi temsil etmektedir. Geliştirilen programda, Koksall (2021) sargılı beton modeli ile Hognestad (1951) sargısız beton modeli birlikte kullanılmaktadır.

3.2.2. Mander (1988) Sargısız Beton Modeli

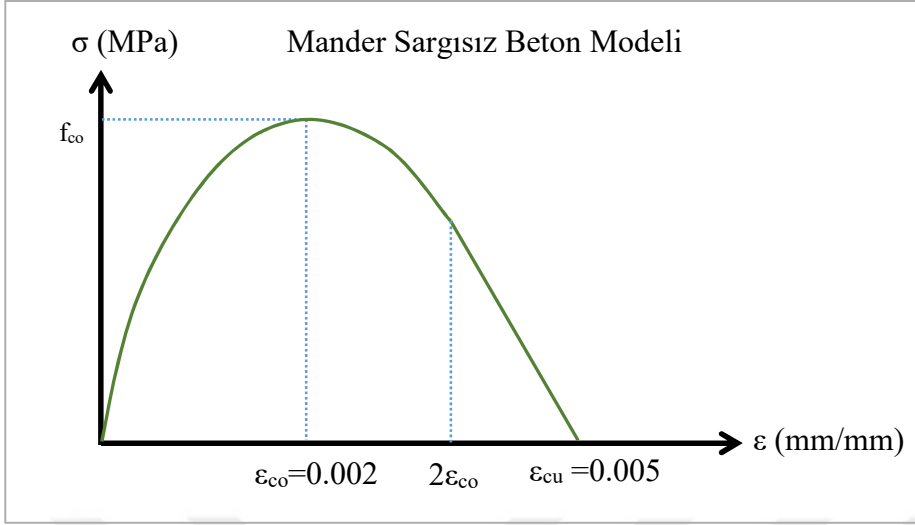
Mander sargılı beton modeli kullanılarak geliştirilen programda kabuk beton için Mander (1988) sargısız beton modeli kullanılmaktadır. Bu modelin sargılı versiyonundan tek farkı sargı etkin sargılama basıncı $f_c=0$ alınarak kuşatma etkisinin yok sayılmasıdır. O halde sargı etkinlik katsayısı $\lambda_c=1$ olacaktır. Buna göre Mander sargısız beton modelinin gerilme şekil değiştirme bağıntıları Denklem 3.28’de verilmiştir (Mander vd, 1988).

$$\begin{aligned} \varepsilon_c < 2\varepsilon_{co} \text{ ise } \sigma_c &= \frac{f_{co} x r}{r - 1 + x^r} \\ 2\varepsilon_{co} \leq \varepsilon_c < \varepsilon_{cu} \text{ ise } \sigma_c &= f_{co} \left(\frac{2r}{r - 1 + 2^r} \right) \left[1 - \left(\frac{\varepsilon_c - 2\varepsilon_{co}}{\varepsilon_{cu} - 2\varepsilon_{co}} \right) \right] \end{aligned} \quad (3.28)$$

Bu çalışmada normal dayanımlı betonlar için Denklem 3.28’de yer alan $\varepsilon_{co}=0.002$ ve $\varepsilon_{cu}=0.005$ alınmıştır. Görüldüğü üzere eğri, $2\varepsilon_{co}$ değerinden sonra doğrusal olarak azalmaktadır. Buradaki x ve r ise Denklem 3.29 ile hesaplanmaktadır (Mander vd, 1988).

$$\begin{aligned} x &= \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{co}} \\ r &= \frac{E_c}{E_c - E_{sec}} \\ E_{sec} &= \frac{f_{co}}{\varepsilon_{co}} \text{ ve } E_c = 5000\sqrt{f_{co}} \end{aligned} \quad (3.29)$$

Denklem 3.29’da E_c betonun elastisite modülünü ve E_{sec} sargısız betonun sekant modülünü temsil etmektedir. Şekil 33’de görüldüğü üzere Mander sargısız beton modelinde, sargı donatıları tarafından uygulanan kuşatma basıncı ve bu kuşatma mekanizmasının sebep olduğu basınç gerilmelerindeki artışlar yok sayılmaktadır.



Şekil 33. Mander sargısız beton modeli gerilme-şekil değiştirme ilişkisi

3.2.3. Mander (1988) Sargılı Beton Modeli

Mander sargılı beton modelinde, sargısız modelden farklı olarak maksimum basınç gerilmesi ve bu basınç değerine karşılık gelen birim şekil değiştirme, sargı etkinlik katsayısıyla arttırılmaktadır. Bunun sebebi etriye veya çiroz gibi yanıl donatıların etkisiyle betonun basınç dayanımının artacağı varsayımıdır. O halde etkin sargılama basıncı $f_{cc} \neq 0$ olacak ve hesaplanan değere göre λ_c etkin sargılama basıncı katsayısı bulunacaktır. Daha önce verilen denklemler sargılı beton için Denklem 3.30'da gösterildiği gibi modifiye edilebilir (Mander vd, 1988).

$$\begin{aligned} \epsilon_c < \epsilon_{ccu} \text{ ise } \sigma_c &= \frac{f_{cc} x r}{r - 1 + x^r} \\ \epsilon_c \geq \epsilon_{ccu} \text{ ise } \sigma_c &= 0 \end{aligned} \quad (3.30)$$

Denklem 3.30'da yer alan f_{cc} sargılı beton basınç dayanımını göstermekte olup Denklem 3.31 ile hesaplanmaktadır (Mander vd, 1988).

$$f_{cc} = f_{co} \lambda_c \quad (3.31)$$

Denklem 3.31’de yer alan λ_c etkin sargılama basıncı katsayısını göstermekte olup Denklem 3.32 ile hesaplanmaktadır (Mander vd, 1988).

$$\lambda_c = 2.254 \sqrt{1 + \frac{7.94 f_e}{f_{co}} - \frac{2f_e}{f_{co}}} - 1.254 \quad (3.32)$$

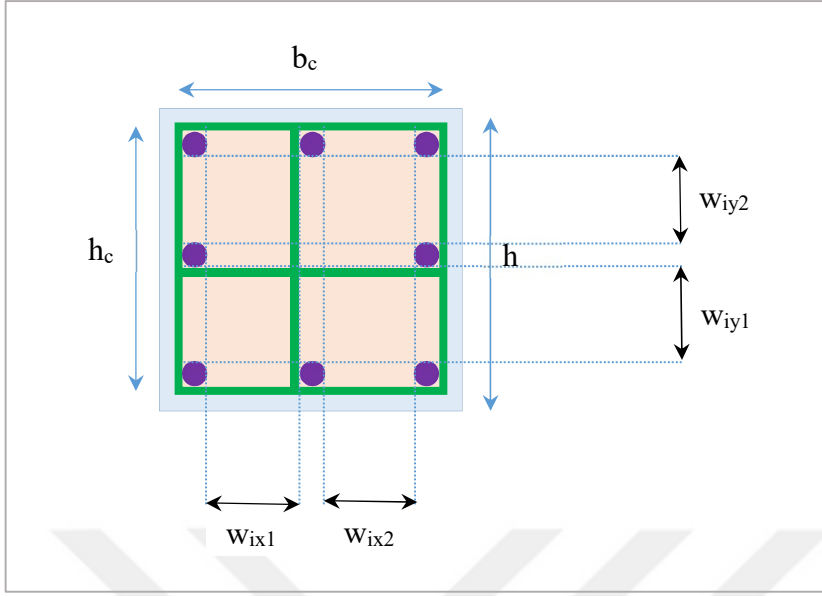
Denklem 3.32’de yer alan f_e ortalama etkin sargılama basıncını göstermekte olup x ve y yönlerinin ortalaması olarak Denklem 3.33 ile hesaplanmaktadır (Mander vd, 1988).

$$\begin{aligned} f_{ex} &= \rho_{shx} f_{syh} k_e = \frac{A_{sx}}{sh_c} f_{syh} k_e \\ f_{ey} &= \rho_{shy} f_{syh} k_e = \frac{A_{sy}}{sb_c} f_{syh} k_e \end{aligned} \quad (3.33)$$

Denklem 3.33’de yer alan f_{ex} ve f_{ey} x ve y yönleri için etkin sargılama basıncını, ρ_{shx} ve ρ_{shy} x ve y yönleri için enine donatı hacimsel oranını, f_{syh} enine donatı akma dayanımını, A_{shx} ve A_{shy} x ve y yönleri için yanıl donatı alanlarının toplamını ve k_e sargı etki katsayısı oranını göstermekte olup Denklem 3.34 ile hesaplanmaktadır (Mander vd, 1988).

$$k_e = \left(1 - \frac{\sum w_i^2}{6b_c h_c}\right) \left(1 - \frac{s'}{2b_c}\right) \left(1 - \frac{s'}{2h_c}\right) \left(1 - \frac{A_s}{b_c h_c}\right)^{-1} \quad (3.34)$$

Denklem 3.34’de yer alan w_i sargı donatısıyla tutulu boyuna donatılar arasındaki net uzaklığı, b_c ve h_c sırasıyla çekirdek beton eni ve boyunu, s' etriyeler arası net uzaklığı ve A_s ise toplam boyuna donatı alanını göstermektedir (Mander vd, 1988). Şekil 34’de w_i değerleri görsel olarak sunulmuştur.



Şekil 34. Üç kollu sargı donatısı için kolon en kesitinde w_i değerleri

Sargılı betonda oluşan maksimum gerilmeye karşılık gelen birim şekil değiştirme ϵ_{cc} Denklem 3.35 ile hesaplanmaktadır (Mander vd, 1988).

$$\epsilon_{cc} = \epsilon_{co} \left[1 + 5 \left(\frac{f_{cc}}{f_{co}} - 1 \right) \right] \quad (3.35)$$

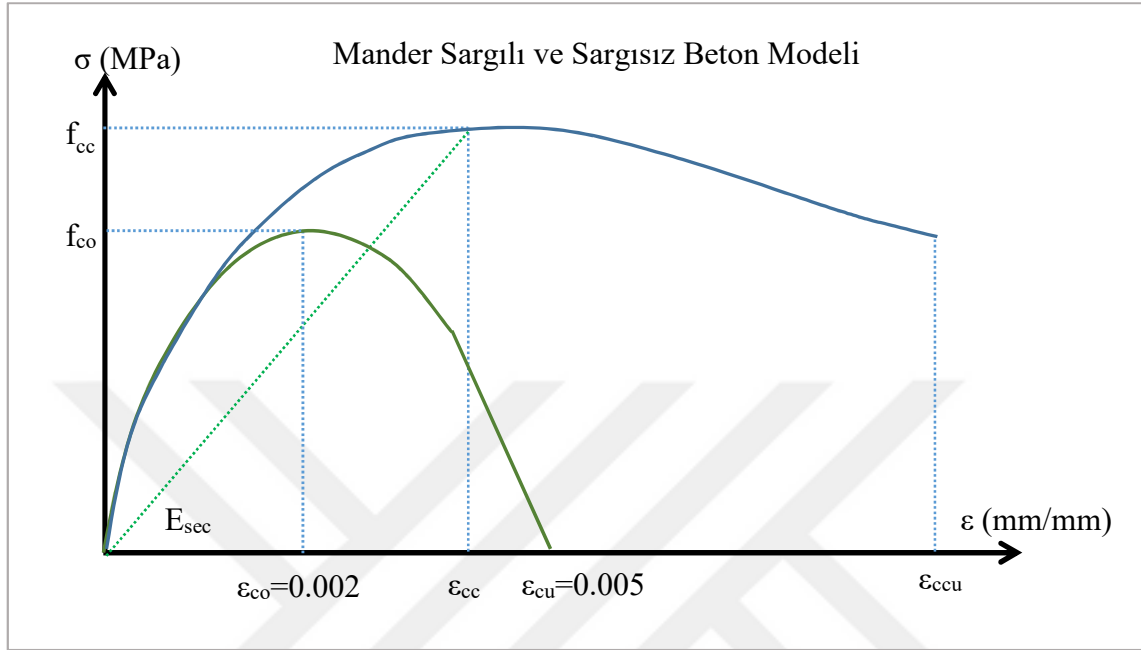
Denklem 3.30'da yer alan x ve r Denklem 3.36 ile hesaplanmaktadır (Mander vd, 1988).

$$x = \frac{\epsilon_c}{\epsilon_{cc}}$$

$$r = \frac{E_c}{E_c - E_{sec}} \quad (3.36)$$

$$E_{sec} = \frac{f_{cc}}{\epsilon_{cc}} \quad ve \quad E_c = 5000 \sqrt{f_{co}}$$

Mander sargılı ve sargısız beton modellerinin gerilme şekil değiştirme ilişkileri grafiksel olarak Şekil 35’de verilmiştir.



Şekil 35. Mander sargılı ve sargısız beton modellerinin gerilme şekil değiştirme ilişkileri

Bu çalışmada sargılı betonun maksimum birim kısalması Denklem 3.37 ile hesaplanmaktadır (Mander vd, 1988).

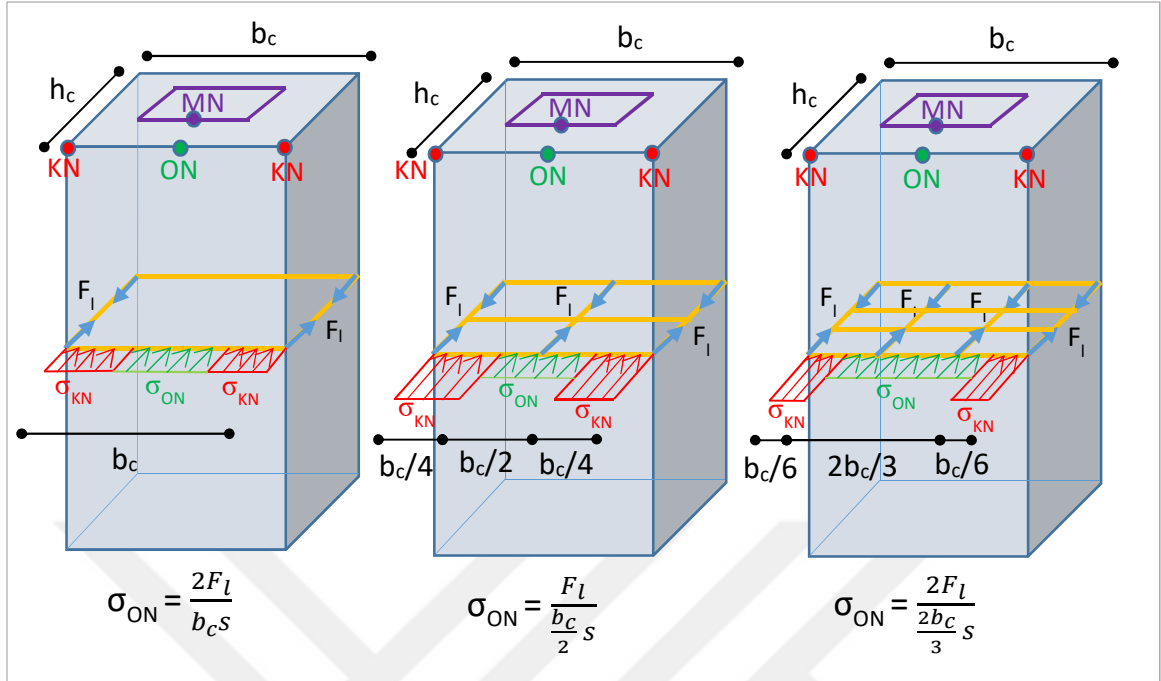
$$\varepsilon_{ccu} = 0.004 + \frac{1.4\rho_{sh}f_{syh}\varepsilon_{su}}{f_{cc}} \quad (3.37)$$

Denklem 3.37’de ρ_{sh} toplam enine donatı hacimsel donatı oranını ($\rho_{sh} = \rho_{shx} + \rho_{shy}$), ε_{su} ise donatının kopma birim şekil değiştirmesini temsil etmektedir. Geliştirilen moment-eğrilik analizi programlarında, eğer kesitin sınır durumunu sargılı betonun ezilmesi belirliyorsa Denklem 3.37 ile hesaplanan birim şekil değiştirme değerinden sonra analiz sonlandırılmaktadır.

3.2.4. Koksall-Erdogan (2021) Sargılı Beton Modeli

Türkiye Bina Deprem Yönetmeliği 2018 de önerilen Mander sargılı beton modeli, etriye ve çiroz gibi sargılama donatıları tarafından oluşturulan yanal kuşatma basınçlarını dikkate almaktadır. Mander ve diğer sargılı beton modellerine temel olan eksenel kısalma ve yanal şekil değiştirme değerlerinin deneysel olarak ölçüldüğü bölge, kolon yarı yüksekliğinde kabuk beton üzerinde yer alan ON orta noktalarıdır. Ancak bu kısım, etriyelere yakın beton kesit üzerinde olduğundan, ölçülen şekil değiştirme ve hesaplanan gerilme değerleri kolon kesitinin tümüne olduğu gibi aktarılamamaktadır. Araştırmacılar bu gerçekten yola çıkarak önerdikleri yanal kuşatma basıncı değerlerinde azaltmaya gitmişlerdir (Sheikh ve Uzumeri, 1982). Mevcut tüm modellerde her ne kadar kuşatma basıncının çekirdek betonu çevreleyen yüzeydeki dağılımı temel alınsa da aslında çekirdek betonun tamamına yayılan ve özellikle en büyük basınç gerilmeleri etkisindeki kolon iç bölgesine doğru azalan bir gerilme durumu mevcuttur .

Bu durumda Koksall-Erdoğan sargılı beton modelinde, kolon eksenel dayanımına karşılık gelen yanal kuşatma basıncı değerleri daha farklı bir bölge esas alınarak hesaplanmaktadır. Bu bölge, Şekil 36'da gösterilen kolon kenar orta noktası ON'de ölçülen kısım değil değil daha iç bölgede yer alan ve çekirdek beton yüksekliğinin yarısına denk gelen MN noktasıdır. Bu nedenle Koksall-Erdoğan modelinde, bu gerçeklik temel alınarak çekirdek betonun içindeki MN kısımda oluşan ortalama kuşatma gerilmesinin tahmin edilmesi için bir takım bağıntılar önerilmiştir. Bu bağıntılarda kuşatma basıncının, etriye kol sayısı ile doğru orantılı bir şekilde iç bölgeye olan etkisini arttırdığı varsayılmakta ve Mander modelinde yapılan azaltmaya ek olarak etkin kuşatma basıncı değerlerinde bir kez daha azaltma yapılmaktadır. Bu şekilde bulunacak beton çekirdeği temsil eden bir hacim üzerindeki en küçük kuşatma basıncı değeri, kritik yanal kuşatma basıncı olarak dikkate alınmaktadır. Böylece kuşatılmış beton basınç dayanımı için, mühendislik açısından güvenli tarafta kalınmasını sağlayan sonuçların elde edilmesi öngörülmektedir.



Şekil 36. Sargı donatısının 2, 3 ve 4 kollu olması durumunda kuşatma basıncı dağılımı

Önerilen modelde, bir sargılama donatısının çekirdek betona uyguladığı kuvvet F_l Denklem 3.38 ile bulunmaktadır (Koksal ve Erdogan, 2021).

$$F_l = \frac{\pi D^2}{4} f_{syh} \quad (3.38)$$

Denklem 3.38’de D sargılama donatısının çapını, f_{syh} ise bu donatının akma dayanımını temsil etmektedir. Şekil 36’da gösterilen ON noktasının kapsadığı bölge dikkate alınarak bu gölgedeki kuşatma gerilmesi σ_{ON} Denklem 3.39 ile hesaplanmaktadır (Koksal ve Erdogan, 2021).

$$\sigma_{ON} = \frac{NF_l}{b_c s} \quad (3.39)$$

Denklem 3.39’da b_c hesaplama yapılan yöne göre çekirdek betonun genişliğini, s ise sargı donatılarının düşey aralığını temsil etmekteyken; N sargı donatısı kolu sayısı n ile ilgili bir katsayı olup Denklem 3.40’a göre seçilmektedir (Koksal ve Erdogan, 2021).

$$\begin{aligned} n = 2 \text{ ise } N &= 2, \\ n > 2 \text{ ise } N &= n - 1 \end{aligned} \quad (3.40)$$

Gerilme dağılımının Şekil 36’da gösterildiği gibi düzgün olması beklenmediğinden Mander sargılı beton modelinde, Denklem 3.34’e göre hesaplanan sargı etkisi katsayısı k_e ile kuşatma basıncında azaltma yapılmaktadır (Mander vd, 1988). Ancak daha önce bahsedildiği üzere Koksal-Erdoğan beton modelinde çekirdek betonun dış yüzeyinde oluşan kuşatma basıncı değeri değil daha iç bölgede yer alan ve Şekil 36’da gösterilen MN noktasındaki kuşatma basıncı esas alınmaktadır. Bu bölgedeki azaltılmış yanal kuşatma basıncı ise Denklem 3.41’de verilen ve etriye kol sayısına göre karar verilen k_r katsayısı kullanılarak ON noktasında bulunan basıncın bir daha azaltılmasıyla tahmin edilmektedir (Koksal ve Erdogan, 2021).

$$\begin{aligned} n = 2 \text{ ise } k_r &= 4, \\ n = 3 \text{ ise } k_r &= 3, \\ n = 4 \text{ ise } k_r &= 2, \end{aligned} \quad (3.41)$$

Buna göre kuşatılmış beton dayanımı hesabında esas alınacak azaltılmış kuşatma basıncı değeri f_{ler} Denklem 3.42’ye göre bulunabilir (Koksal ve Erdogan, 2021).

$$f_{ler} = \frac{k_e \sigma_{ON}}{k_r} \quad (3.42)$$

Tüm beton sınıfları için kuşatılmış beton dayanımı f_{cc} , Koksal tarafından ileri sürülen beton kırılma kriterine göre Denklem 3.43 ile hesaplanmaktadır (Koksal, 2006; Koksal ve Erdogan, 2021).

$$f_{cc} = 7.84 f_{ler} + f'_{co} \quad (3.43)$$

Denklem 3.43'de yer alan f'_{co} yüksek dayanımlı beton ve donatılar için Denklem 3.44'e göre azaltma yapılarak kullanılmaktadır (Koksal ve Erdogan, 2021).

$$\begin{aligned} f_{co} > 60 \text{ MPa} \text{ ise } f'_{co} &= 0.85 f_{co} \\ 35 \text{ MPa} < f_{co} < 60 \text{ MPa} \text{ ve } f_{syh} &\geq 1000 \text{ MPa} \text{ ise } f'_{co} = 0.85 f_{co} \\ 35 \text{ MPa} < f_{co} < 60 \text{ MPa} \text{ ve } f_{syh} &< 1000 \text{ MPa} \text{ ise } f'_{co} = f_{co} \end{aligned} \quad (3.44)$$

Bu çalışmada normal dayanımlı beton sınıfları için $f'_{co} = f_{co}$ alınmıştır. Kuşatılmış beton basınç dayanımına karşılık gelen birim şekil değiştirme değeri ε_{cc} Denklem 3.45 ile hesaplanmaktadır (Koksal ve Erdogan, 2021).

$$\varepsilon_{cc} = 0.0033 \left(1 + 20 \frac{f_{ler}}{f_{cc}} \right) \quad (3.45)$$

Bu çalışmada sargılı betonun maksimum birim kısalması ε_{ccu} için Denklem 3.37 kullanılmaktadır (Mander vd, 1988). Gerilme şekil değiştirme ilişkileri için geliştirilen programda ve moment eğrilik programında, Denklem 3.30'da verilen (Mander vd, 1988) bağıntının yanında isteğe bağlı olarak Saenz ilişkisi olarakta bilinen bağıntı kullanılabilmektedir (Desayi ve Krishnan, 1964). Bu ilişki Denklem 3.46'da verilmiştir.

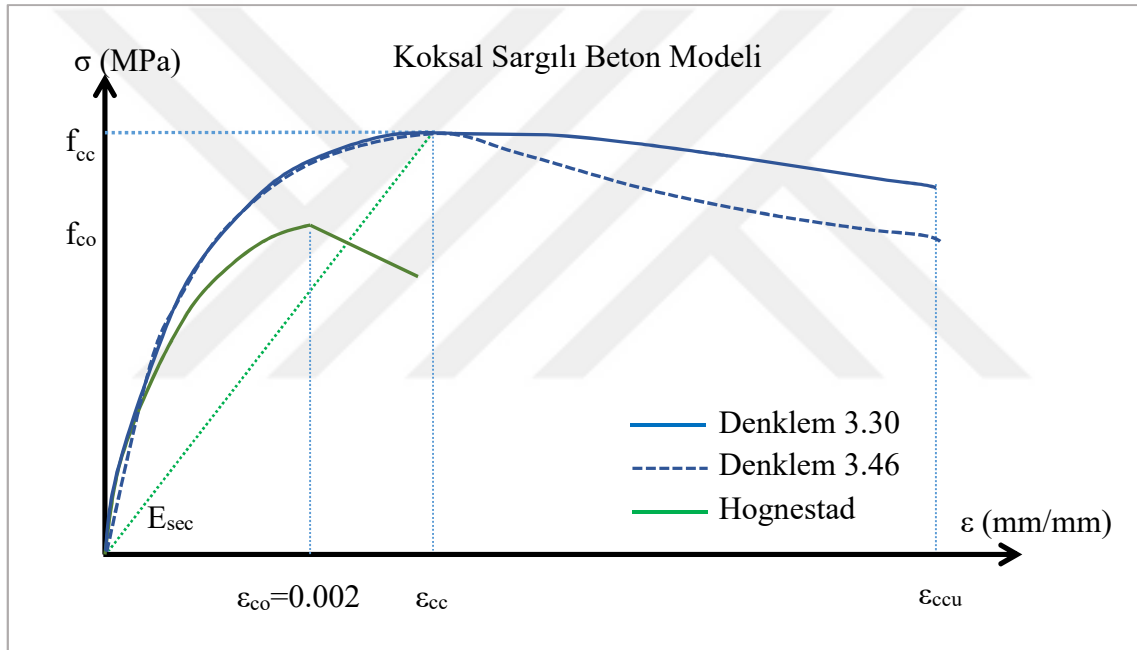
$$\sigma_c = \frac{\varepsilon_c E_c}{1 + \left(\frac{E_c}{E_{sec}} - 2 \right) \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{cc}} \right) + \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{cc}} \right)^2} \quad (3.46)$$

Burada ε_c beton birim kısalmasını, E_c beton elastisite modülünü, E_{sec} betonun sekant modülünü temsil etmektedir. E_c ve E_{sec} Denklem 3.47 ile hesaplanmaktadır (Koksal ve Erdogan, 2021).

$$E_c = 4750\sqrt{f_{co}}$$

$$E_{sec} = \frac{f_{cc}}{\varepsilon_{cc}} \quad (3.47)$$

Şekil 37’de Koksall sargılı beton modelinin tipik gerilme şekil değıştirme ilişkileri verilmiştir. Yapılan analizlerde genellikle Denklem 3.30’a göre elde edilen gerilme dağılımının maksimum gerilmeye ulaşıldıktan sonra, Denklem 3.46’ya kıyasla biraz daha yukarıda seyrettiği gözlenmiştir.



Şekil 37. Koksall-Erdogan beton modeli gerilme şekil değıştirme ilişkileri

Bu kısımda, betonarme elemanların doğrusal olmayan davranışlarının modellenmesi için geliştirilen programda yer verilen sargılı ve sargısız beton modellerine ve gerilme şekil değıştirme bağıntılarına yer verilmiştir.

3.2.5. Çekme Etkisi Altında Beton Davranış Modeli

Bilindiği üzere betonun çekme dayanımı, basınç dayanımına kıyasla oldukça düşüktür. Bu sebeple betonarme kesitlerin kapasite hesaplarında çekme etkisi ihmal

edilmektedir. Buna paralel olarak doğrusal olmayan davranışa etkisi de ihmal edilebilecek kadar düşük olmaktadır. Daha önce yapılan teorik moment-eğrilik hesaplarında da bu etkinin ihmal edilebileceğinden söz edilmiştir (Ersoy ve Özcebe, 1998; Kaltakçı vd, 2001).

Ancak bu çalışma kapsamında geliştirilen programda isteğe bağlı olarak çekme etkisi de dikkate alınabilmektedir. Betonun çekme-şekil değiştirme ilişkileri için Ersoy ve Özcebe (1998) çalışmasında kullanılması önerilen bağıntılara yer verilmektedir. Betonda oluşabilecek maksimum çekme gerilmesi f_{cto} için Denklem 3.48 kullanılmaktadır (TS 500, 2000).

$$f_{cto} = 0.35\sqrt{f_{co}} \quad (3.48)$$

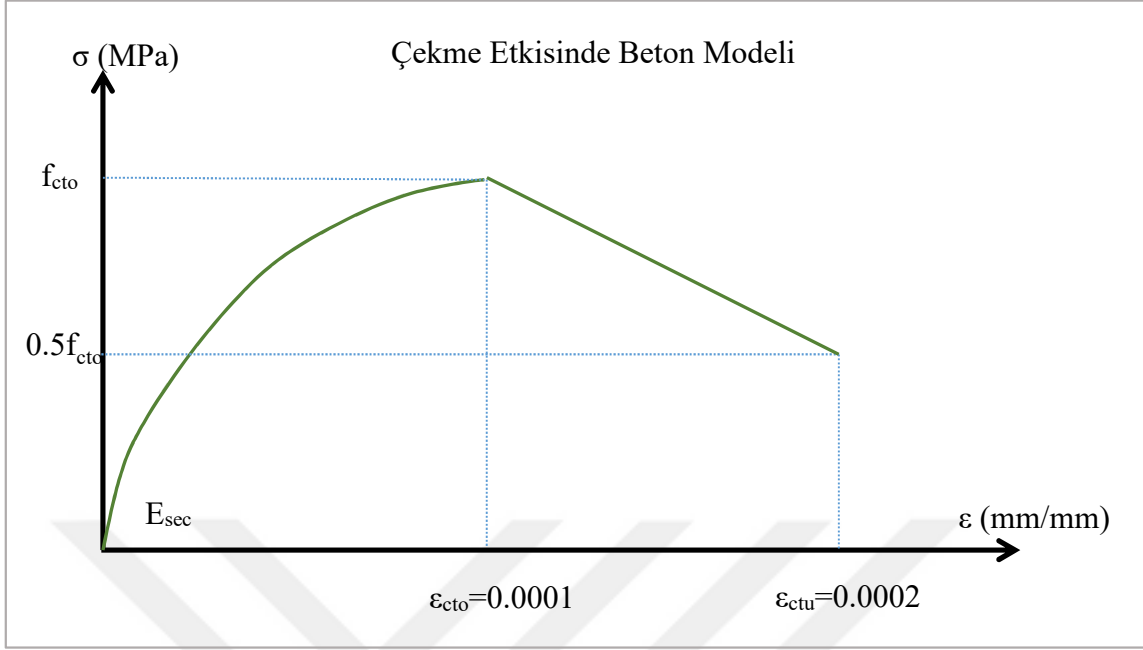
Çekme etkisi altındaki beton için Denklem 3.49’da verilen bünye bağıntıları kullanılmaktadır (Ersoy ve Özcebe, 1998).

$$\varepsilon_{ct} < \varepsilon_{cto} \text{ ise } \sigma_{ct} = f_{ct} \left[\frac{2\varepsilon_{ct}}{0.0001} - \left(\frac{\varepsilon_{ct}}{0.0001} \right)^2 \right] \quad (3.49)$$

$$\varepsilon_{ctu} \geq \varepsilon_{ct} \geq \varepsilon_{cto} \text{ ise } \sigma_{ct} = f_{ct} - 5000 f_{ct} (\varepsilon_{ct} - 0.0001) \geq 0.5f_{ct}$$

Denklem 3.49’da ε_{ct} beton birim şekil değiştirmesini, ε_{cto} betonda oluşacak maksimum çekme gerilmesine karşılık gelen birim şekil değiştirmeyi, ε_{ctu} ise betonun çatladığı kabul edilen birim şekil değiştirmeyi temsil etmekte olup ε_{cto} ve ε_{ctu} sırasıyla 0.0001 ve 0.0002 kabul edilmiştir (Ersoy ve Özcebe, 1998). Çekme altındaki betonun gerilme şekil değiştirme ilişkisi Şekil 38’de sunulmuştur.

Şekil 38’de görüldüğü üzere maksimum çekme gerilmesine kadar parabolik olan eğri, maksimum değerden sonra doğrusal olarak azalmaktadır. Maksimum çekme gerilmesinin yarısına ulaştığında betonun daha fazla gerilme almadığı varsayılmaktadır. (Ersoy ve Özcebe, 1998).



Şekil 38. Çekme etkisindeki betonun gerilme şekil değiştirme ilişkisi

3.2.6. Çelik Donatı Davranış Modeli

Bu çalışma için geliştirilen programda, donatı için pekleşmeli veya pekleşmesiz kesit analizleri yapılabilmektedir. Pekleşmeli analizlerde akma bölgesinden sonraki kısımda parabolik eğri denklemleriyle ifade edilen ve TBDY 2018’de önerilen donatı modeli, hem çekme hemde basınç altında aynı davranış gösterildiği kabulüyle uygulanmaktadır. Gerilme şekil değiştirme ilişkileri Denklem 3.50’de verilmiştir (TBDY, 2018).

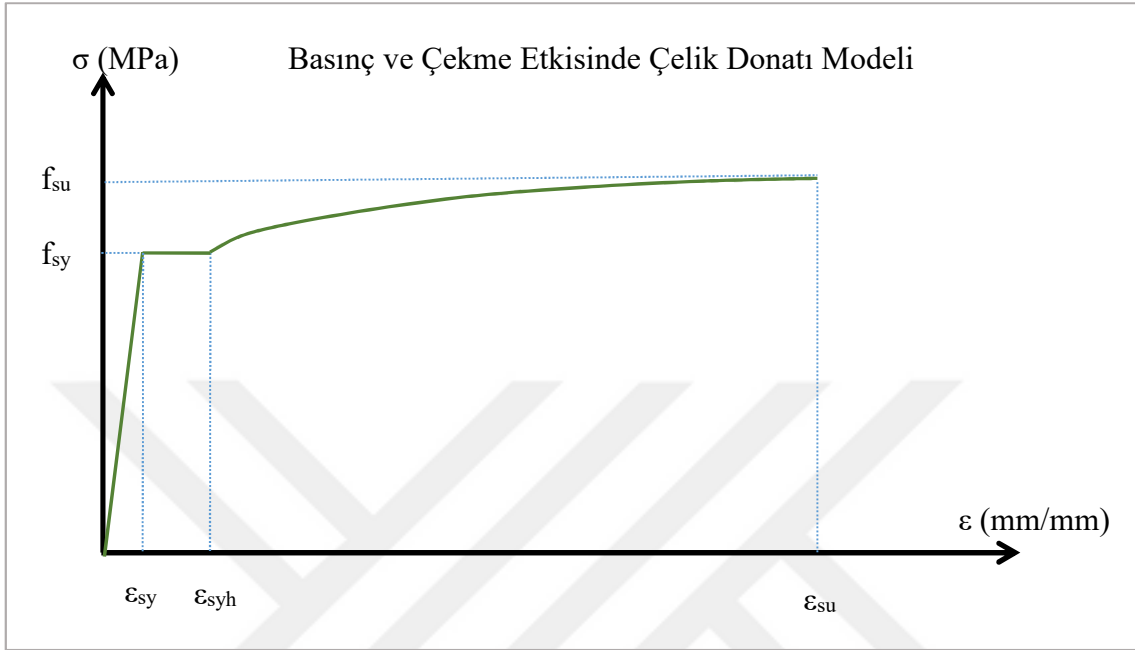
$$\varepsilon_s < \varepsilon_{sy} \text{ ise } \sigma_s = E_s \varepsilon_s$$

$$\varepsilon_{syh} \geq \varepsilon_s \geq \varepsilon_{sy} \text{ ise } \sigma_s = f_{sy}$$

$$\varepsilon_{su} \geq \varepsilon_s \geq \varepsilon_{syh} \text{ ise } \sigma_s = f_{su} - (f_{su} - f_{sy}) \left[\frac{(\varepsilon_{su} - \varepsilon_s)^2}{(\varepsilon_{su} - \varepsilon_{syh})^2} \right] \quad (3.50)$$

Denklem 3.50’de yer alan ε_{sy} ve f_{sy} akma birim şekil değiştirmesini ve gerilmesini, ε_{syh} pekleşme başlangıcındaki birim şekil şekil değiştirmeyi, ε_{su} ve f_{su} maksimum birim şekil

değiştirmeyi ve gerilmeyi, E_s ise çeliğin elastisite modülünü göstermekte olup bu çalışmada 2E5 MPa alınmaktadır. Donatı gerilme şekil değiştirme ilişkisi Şekil 39’da verilmiştir.

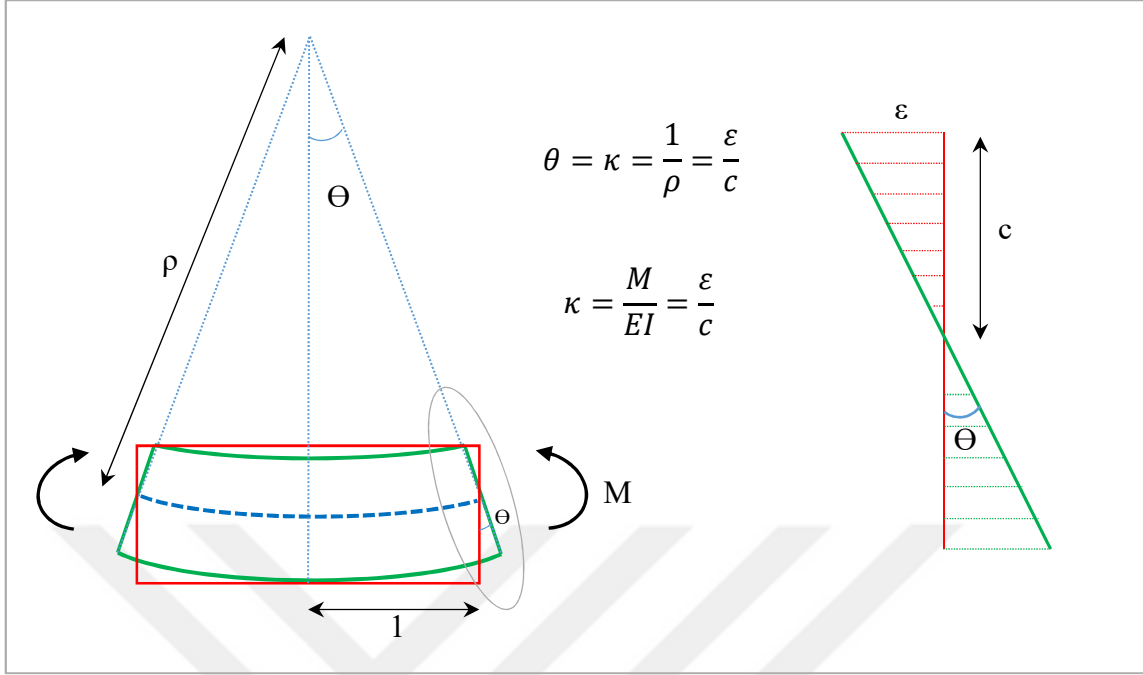


Şekil 39. Donatı çeliği gerilme şekil değiştirme ilişkisi

3.3. Analitik Moment-Eğrilik İlişkileri

Çalışmanın bu kısmında Python tabanlı geliştirilen programda analitik moment-eğrilik ilişkilerinin nasıl elde edildiği ve hangi kabullerin yapıldığı anlatılacaktır. Ayrıca sargılı betonun gerilme şekil değiştirme ilişkileri Mander ve Koksall modelleri baz alınarak incelenecek, tez programından elde edilen moment-eğrilik ilişkileri SEMAp programından elde edilen sonuçlarla kıyaslanacaktır (İnel vd, 2008). Son olarak moment-eğrilik ilişkisi üzerinde etkili olan parametrelerin değişimlerine göre değerlendirmeler yapılacaktır.

Eğrilik, mukavemetten bilindiği üzere elastik eğrideki iki komşu noktanın birbiriyle yaptığı açı değişiminin bu iki nokta arasındaki uzaklığa bölünmesiyle elde edilen birim dönme açısı olarak tanımlanmaktadır. Eğriliğin tanımı gereği eğilme etkisindeki elemandan 1 birim uzunluktaki kısım, Şekil 40’da gösterildiği gibi incelenebilir. Burada birim uzunluğa karşılık gelen dönme, eğrilik olarak tanımlanmıştır (Ersoy ve Özcebe, 1998).



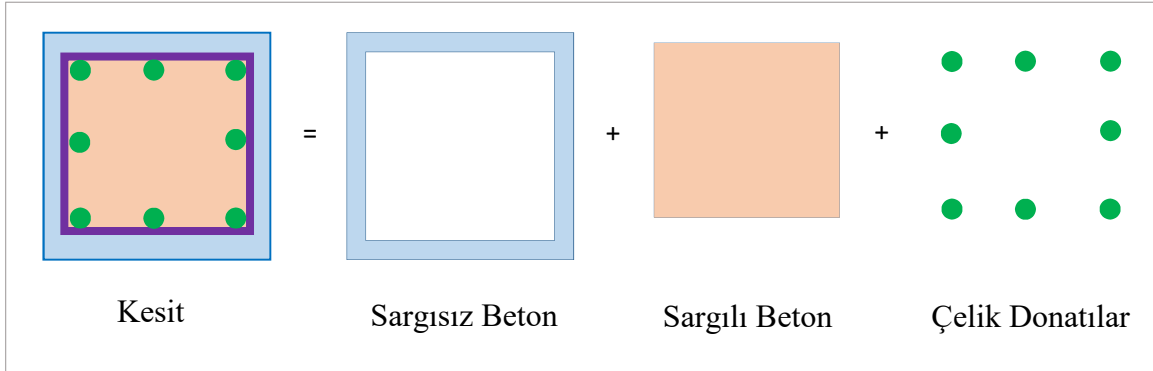
Şekil 40. Birim uzunluğa karşılık gelen dönmenin (eğrilik) gösterimi

Burada ρ eğrilik yarı çapını, ϵ en dış lifteki birim deformasyonu, c tarafsız eksen derinliğini, Θ dönme açısını ve κ eğriliği simgelemektedir. Eğriliğin tanımı birim uzunluğa karşılık gelen dönme olduğundan moment-eğrilik analizlerinden elde edilen eğrilik değerleri, plastik mafsallık boyu ile çarpıldığında plastik mafsalların tanımlanmasında kullanılan moment-dönme ilişkileri elde edilebilmektedir (İnel vd, 2008).

Betonarmenin, betonun homojen olmayan yapısından ve iki farklı malzemeden imal edilmesinden dolayı dış yükler altında oldukça karmaşık bir davranışı vardır. Statik ve dinamik yükler altında çatlaklar oluşması, sünme-büzülme etkileri, donatının zamanla korozyona uğraması, beton ve çelik donatı arasındaki aderansın tam olarak sağlanamaması gibi daha pek çok faktör, durumu dahada karmaşıklaştırmaktadır. Analitik modellerde tüm bu durumların dikkate alınması betonarmenin yapısı gereği mümkün değildir. Çünkü beton hiçbir zaman taşıyıcı eleman içinde homojen olarak dağılım gösteremeyecek, kılcal dahi olsa çatlaklar oluşacak, saha uygulamalarında ve beton kürü esnasında hatalar yapılacaktır. Bu gerçeklikten yola çıkılarak analizlerin yapılabilmesi için bazı idealleştirmelere ihtiyaç duyulmaktadır. Bu kapsamda, betonarme elemanların doğrusal olmayan ilişkileri için geliştirilen yazılımda aşağıdaki varsayımlar yapılmaktadır.

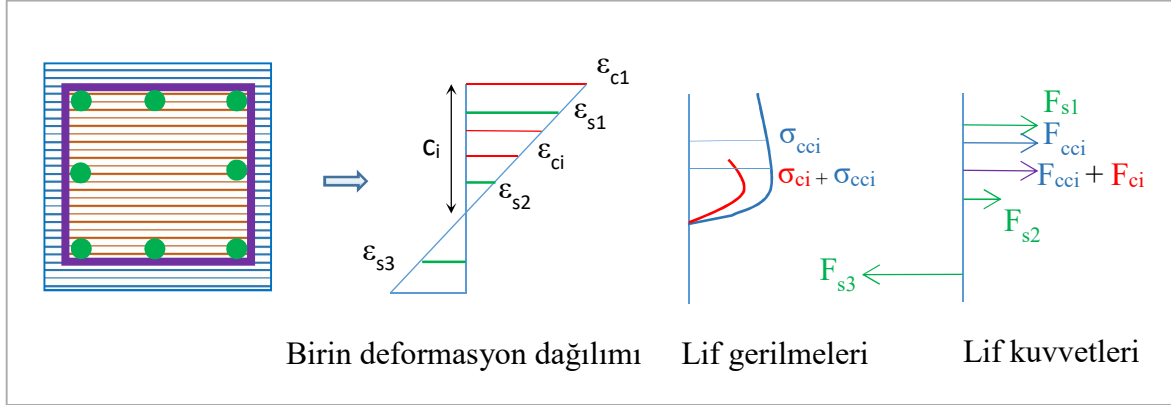
- Şekil değiştirmeden önce düzlem olan kesitler, şekil değiştirmeden sonra da düzlem kalır (Ersoy ve Özcebe, 1998).
- Beton ve çelik donatı arasında tam aderans vardır. Yani donatıdaki birim şekil değiştirme değeri ile betonun donatı ile komşu lifindeki birim şekil değiştirme değeri aynıdır (Ersoy ve Özcebe, 1998).
- Eksenel yük etkisindeki sargılı ve sargısız beton, çekme etkisindeki beton ve donatı için tanımlanan bünyesel modellerin gerçek davranışı yansıttığı kabul edilmektedir (Ersoy ve Özcebe, 1998).

Yapılan bu varsayımlar çerçevesinde öncelikle kesitteki donatı yerleşimi, kesit geometrisi, beton ve çeliğin dayanımları dikkate alınarak bünyesel modellere göre gerilme birim deformasyon ilişkileri elde edilmektedir. Daha sonra uygunluk şartları ve dış yük ile iç kuvvetin dengesi şartı sağlanmaktadır. Sargılı, sargısız ve çekme etkisindeki beton ile donatıda farklı bünyesel bağıntılar kullanıldığından bu dört bölüm birbirinden ayrılmakta ve daha sonra tüm bölümlerin etkileri süperpoze edilmektedir. Şekil 41’de birbirinden ayrılan kısımlar gösterilmiştir.



Şekil 41. Betonarme kesitin kısımlara ayrılması

Şekil 42’de görüldüğü üzere moment-eğrilik analizinde öncelikle kesit 1 mm kalınlığında liflere ayrılmaktadır. Daha sonra kesitin basınç bölgesinde bulunan en dış beton lifi için ve tarafsız eksen derinliği için bir değer varsayımı yapılmaktadır. Tarafsız eksen başlangıç değeri, kesit yüksekliğine eşit alınmaktadır. Buna göre uygunluk denklemleri kullanılarak tüm liflerdeki birim şekil değiştirmeler edilmektedir. Uygunluk denklemleri ise üçgen benzerliklerinden ibarettir ve kolaylıkla hesaplanmaktadır.

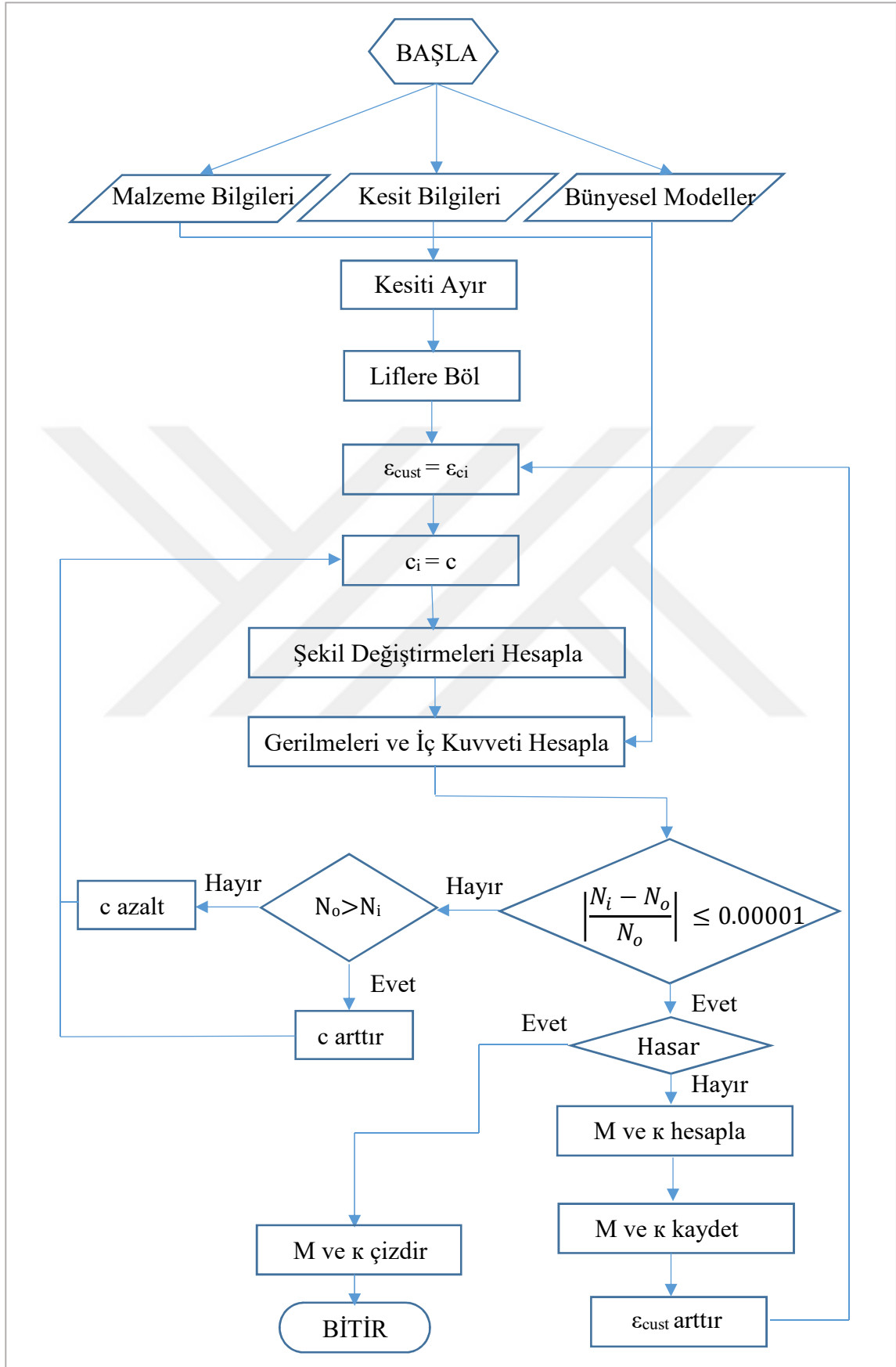


Şekil 42. Kesitin liflere ayrılması ve iç kuvvetin elde edilmesi

Her lifteki birim deformasyonlar bulunduğundan sonra bu değerler kullanılarak bünyesel modellere göre lif gerilmeleri bulunmakta ve iki komşu lifin ortalama gerilmesi hesaplanmaktadır. Betonda ortalama gerilme ile etki alanı, çelikte ise sıradaki toplam boyuna donatı alanı çarpılarak lif kuvveti elde edilmektedir. Bu işlemler her lif için tekrarlanıp beton ve çelikten gelen etkiler toplanmaktadır.

Şekil 43’de görüldüğü üzere denge şartının sağlanıp sağlanmadığı her adımda kontrol edilmektedir. Denge şartı göreceli hata oranına göre belirlenmekte ve 0.00001 kabul edilmekte olup hata hassasiyeti isteğe bağlı olarak değiştirilebilmektedir. Kesit üzerindeki dış yük iç yüke yaklaşık eşit kabul edildiğinde her lifin kesit ağırlık merkezine göre momenti ve tarafsız eksen derinliğine göre eğrilik değeri hesaplanmaktadır.

Sonraki adımda en üstteki lifin birim deformasyon değeri arttırılmakta ve başlangıç değeri olarak bir önceki adımda elde edilen tarafsız eksen derinliği kullanılmaktadır. İç kuvvetin dış kuvvetten büyük veya küçük olmasına göre tarafsız eksen derinliği değiştirilmektedir. Eğer dış kuvvet, iç kuvvetten daha büyükse tarafsız eksen derinliği arttırılmakta; tam tersi durumda ise tarafsız eksen derinliği azaltılmaktadır. Aynı işlemlere sargılı betonun en üst lifinde ezilme veya çekme bölgesindeki donatılarda kopma olana kadar devam edilmektedir. Numpy dizilerinde depolanan moment-eğrilik ikilileri, Python programlama dilinde grafiksel işlemlere yönelik geliştirilen Matplotlib modülü kullanılarak görselleştirilmektedir.

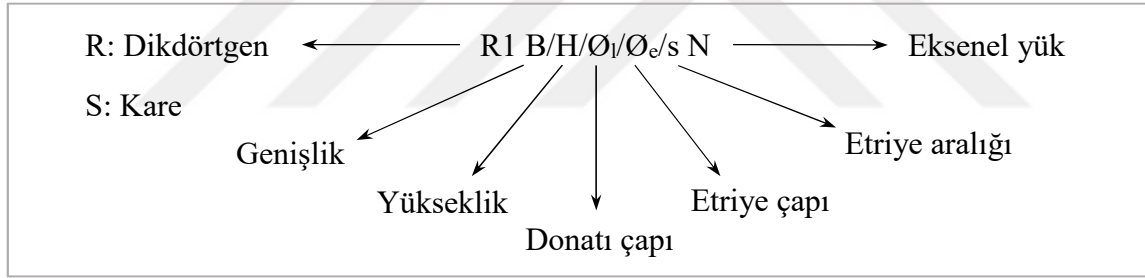


Şekil 43. Program akış şeması

3.3.1. Tez programının SEMAp ile Kıyaslanması

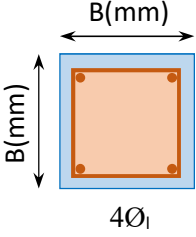
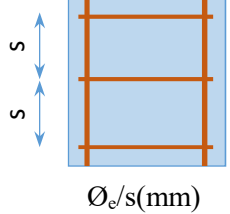
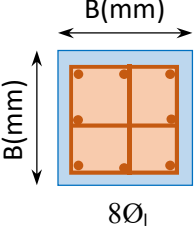
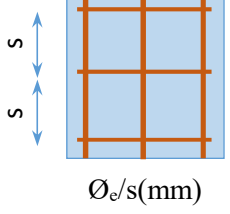
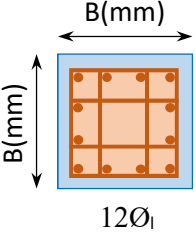
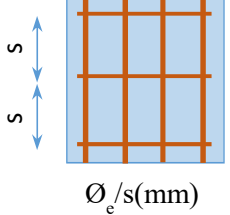
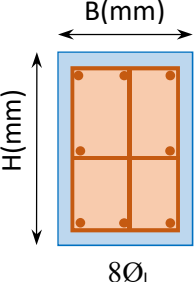
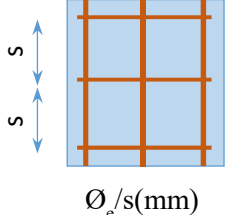
Çalışmanın bu kısmında İnel vd (2008) tarafından 105M024 proje numaralı TÜBİTAK projesi kapsamında betonarme elemanların doğrusal olmayan davranışlarının bilgisayar ortamında modellenmesine yönelik geliştirilen SEMAp programıyla tez programı (TP) arasında kıyaslamalar yapılacaktır.

Farklı eksenel yük ve donatı yerleşimi kombinasyonları için dikdörtgen ve kare kesitli kolonların analizleri SEMAp ve tez programıyla gerçekleştirilmiştir. Bu çalışma kapsamında kullanılan kesit isimlendirme sistemi Şekil 44’de verilmiştir. Görüldüğü üzere öncelikle kesitin geometrisi ve donatı düzeni belirtilmekte daha sonra sırasıyla genişlik, yükseklik, boyuna ve enine donatı çapı ile enine donatı aralığı ve son olarak varsa eksenel yük verilmektedir.



Şekil 44. Çalışmada kullanılan kesit isimlendirme sistemi

Şekil 45’de kıyaslama yapılan betonarme kolon kesitlerinin donatı yerleşim düzenleri verilmiştir. Burada ilk sütunda kesit isimleri, ikinci sütunda kolon en kesitleri ve boyuna donatı düzenleri, son sütunda ise kolon boy kesitleri ve enine donatı aralıkları verilmiştir. Şekil 45’de verilen kesitler, farklı kombinasyonlar altında SEMAp ve TP kullanılarak analiz edilmiş ve iki programdan elde edilen sonuçlar kıyaslanmıştır.

Kesit Adı	Boyuna Donatı Düzeni	Enine Donatı Düzeni
S1 $B/\emptyset_1/\emptyset_e/s$	 $4\emptyset_1$	 $\emptyset_e/s(\text{mm})$
S2 $B/\emptyset_1/\emptyset_e/s$	 $8\emptyset_1$	 $\emptyset_e/s(\text{mm})$
S3 $B/\emptyset_1/\emptyset_e/s$	 $12\emptyset_1$	 $\emptyset_e/s(\text{mm})$
R1 $B/H/\emptyset_1/\emptyset_e/s$	 $8\emptyset_1$	 $\emptyset_e/s(\text{mm})$

Şekil 45. Betonarme kolon donatı düzenleri

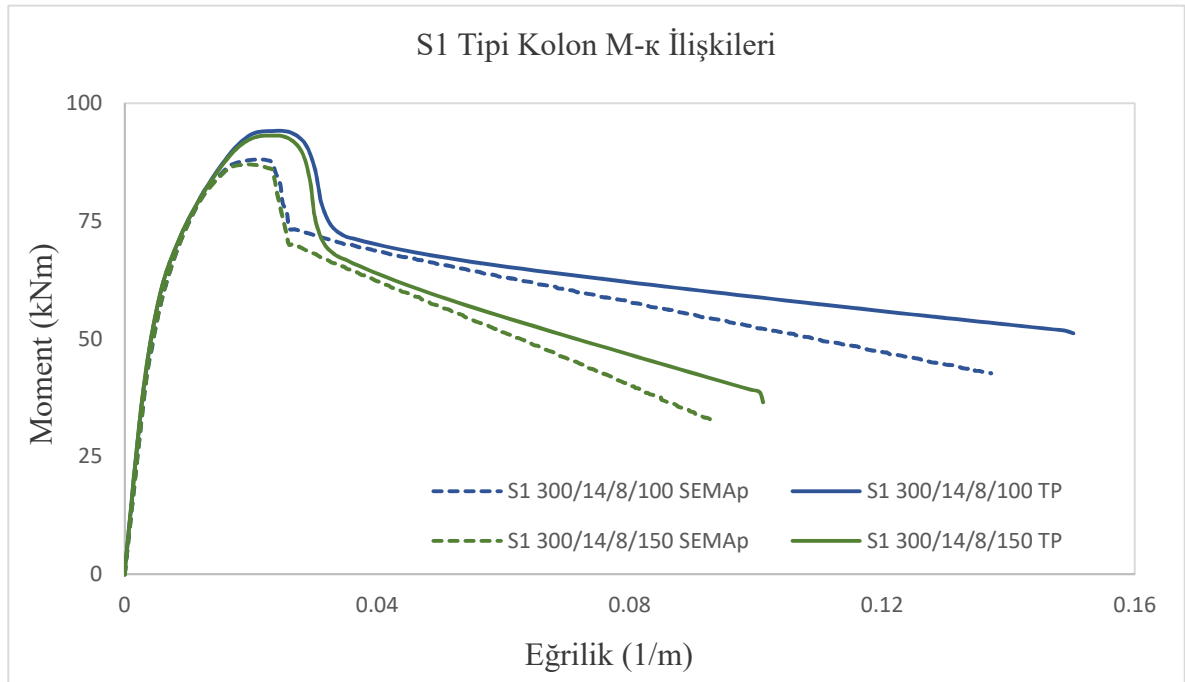
Şekil 45’de verilen kolon kestileri, Mander sargılı beton modeli kullanılarak analiz edilmiştir. Malzeme mekanik özellikleri ise Tablo 3’de verilmiştir.

Tablo 3.

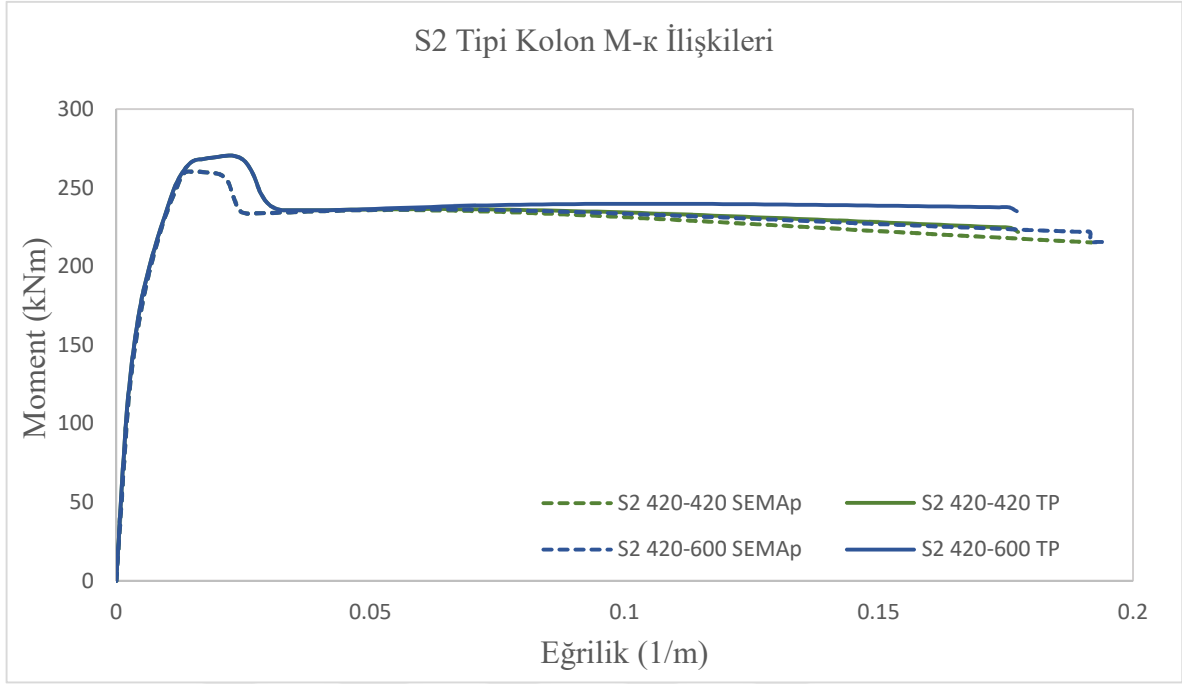
Kolon kesit tipleri ve malzeme mekanik özellikleri

Kesit Tipi	f_{co} (MPa)	f_{sy} (MPa)	f_{su} (MPa)	f_{syh} (MPa)	N(kN)
S1 300/14/8/100	20	420	510	420	800
S1 300/14/8/150	20	420	510	420	800
S2 400/16/10/100	25	420	420	420	1500
S2 400/16/10/100	25	420	600	420	1500
S3 400/20/10/100	25	420	510	420	2000
S3 400/16/10/100	25	420	510	420	2000
R1 300/500/14/8/100	30	420	510	420	400
R1 300/500/14/8/100	30	420	510	420	2500

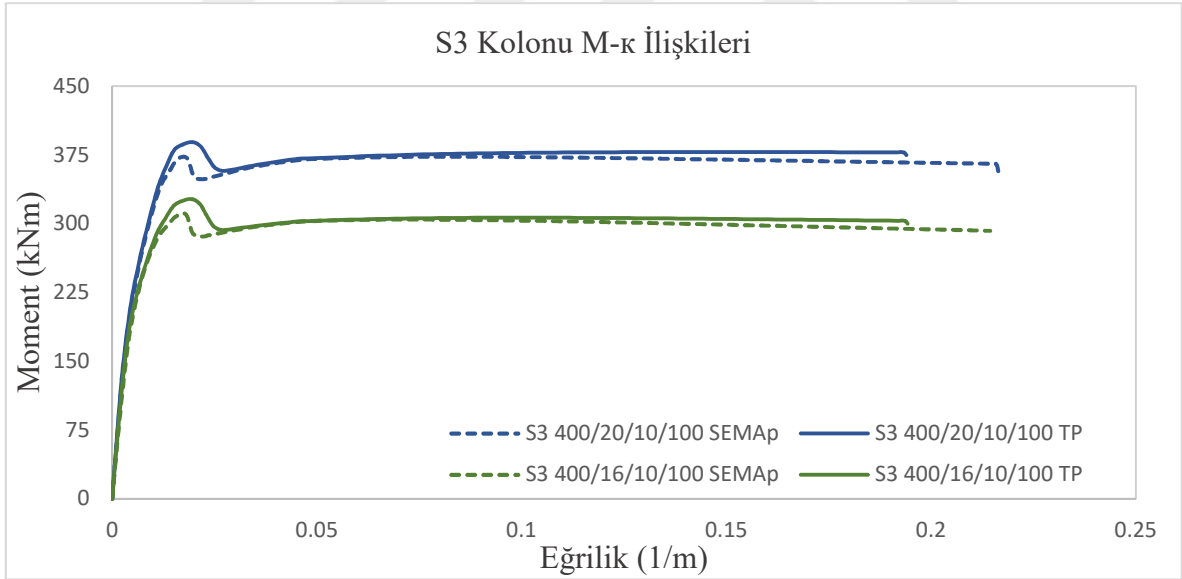
Şekil 46, 47 ve 48’de kare kesitli kolonların farklı konfigürasyonlar için analiz sonuçları, SEMAp ile kıyaslamalı olarak verilmiştir.



Şekil 46. S1 Tipi kolonun farklı etriye sıklıkları için moment-eğrilik ilişkileri

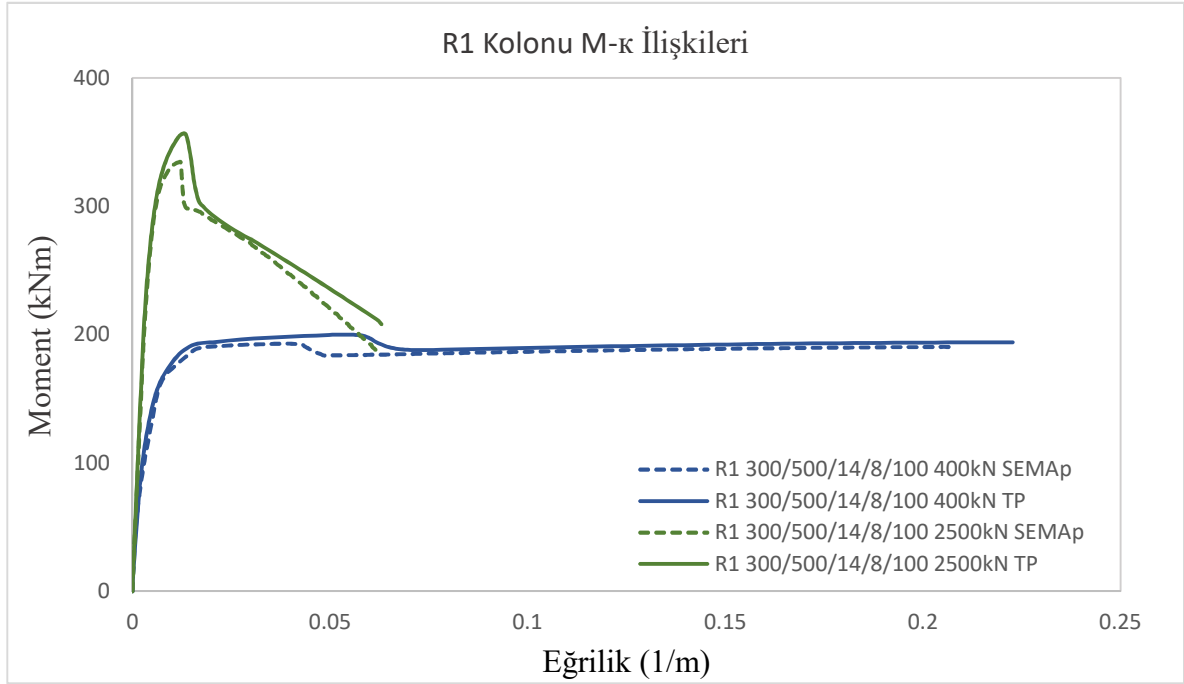


Şekil 47. S2 Tipi kolonda farklı pekleşme değerine göre moment eğrilik ilişkileri



Şekil 48. S3 Tipi kolonda farklı boyuna donatı çapına göre moment eğrilik ilişkileri

Şekil 49’da ise dikdörtgen kesitli kolonun farklı eksenel yük altındaki davranışı SEMAp ile kıyaslamalı olarak verilmiştir. Malzeme mekanik özellikleri Tablo 3’de verilmiştir.



Şekil 49. R1 kolonunun farklı eksenel yükler altında moment eğrilik ilişkileri

SEMAp ve tez programı (TP), Mander sargılı beton modeline göre kıyaslanmıştır. Elde edilen sonuçların, gerek moment kapasiteleri gerek eğrilik bazında birbiriyle oldukça tutarlı olduğu ve hata oranlarının çok düşük seviyelerde olduğu söylenebilir. Ortaya çıkan küçük farklılıkların sebepleri aşağıdaki gibi sıralanabilir:

- SEMAp programı, kabuk betonunun 0.0038 birim şekil değiştirme değerinden sonra gerilme almadığını varsaymaktayken; TP 0.004 birim şekil değiştirme değerinden 0.005 değerine kadar azalarak ta olsa gerilme aldığını varsaymaktadır.
- SEMAp sargısız beton modellenmesinde Hognestad (1951) modelini kullanırken; TP Mander sargısız modelini kullanmaktadır.
- SEMAp, yanal donatıların ağırlık merkezleri arasındaki mesafeye göre etkin sargılama basıncı katsayısı k_e hesaplarken; TP, sargı donatısı ile tutulu boyuna donatıların arasındaki net mesafeye göre k_e hesabı yapmaktadır. Dolayısıyla SEMAp'a göre daha yüksek k_e ve buna paralel olarak daha yüksek sargılı beton maksimum basınç dayanımları hesaplanmaktadır.

Yukarıda verilen farklı modelleme yaklaşımları, ihmal edilebilecek düzeyde olan farklılıklara sebep olmaktadır. TP, SEMAp ile daha pek çok farklı durum için kıyaslanmış, tutarlı sonuçlar elde edilmiş ve programın bu çalışma için kullanılabileceğine karar verilmiştir. Çalışmanın bundan sonraki kısımlarında Mander ve Koksall sargılı beton modellerine göre TP'dan elde edilen veriler kullanılmıştır.

3.3.2. Plastik Mafsal Hipotezi

Betonarme elemanların eğilme davranışının oldukça karmaşık olduğundan daha önce söz edilmiştir. Özellikle dış yükler altında zorlanan kesitlerde betonun düşük çekme dayanımı sebebiyle kılcal çatlaklar oluşacaktır. Çatlaklar nedeniyle azalan kesit atalet momenti eğilme rijitliğinin kademeli olarak düşmesine ve bu duruma paralel olarak ilgili kesitteki eğriliğin ciddi oranda artmasına sebep olacaktır. Bu durumda kesit boyunca değişkenlik gösteren eğrilik ve eğilme rijitliği değişiminin, doğrusal olmayan analizlerde kullanılmak üzere idealize edilmesi gerekmektedir. Plastik mafsal hipotezine göre doğrusal olmayan şekil değiştirmelerin, çatlakların ve dolayısıyla eğrilik artışının yoğun olduğu mesnet bölgelerinde toplandığı varsayılmaktadır. Bu çalışmada da eğilme kapasitesine ulaşan kesitlerin plastik davranış gösterdiği kabul edilmekte ve bu aşamadan sonra mafsalarda veya elastik yaylarda oluşan dönmeler plastik dönme olarak dikkate alınmaktadır. Moment eğrilik analizinden elde edilen eğrilik değerleri plastik mafsal boyuyla çarpılarak mafsalın moment dönme ilişkileri elde edilmektedir. Plastik mafsal boyu olarak kesit yüksekliğinin yarısı ($L_p=0.5h$) alınmaktadır (İnel vd, 2008; Celep, 2021).

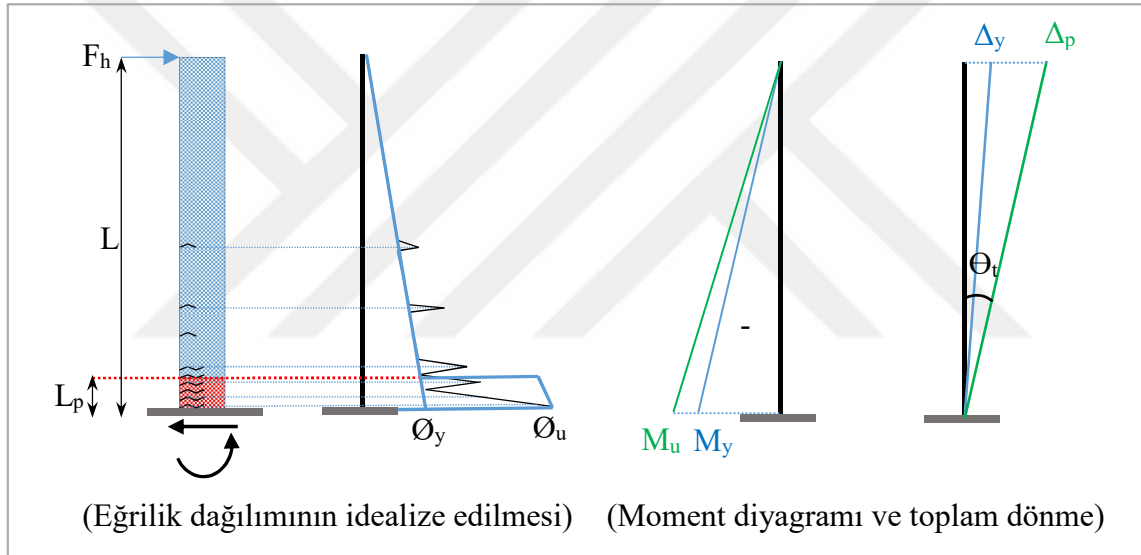
Plastik mafsal boyu elemanın doğrusal olmayan şekil değiştirme kapasitesini doğrudan etkilediği için çok önemli bir parametredir. Kolonlarda oluşacak elastik Θ_e ve plastik Θ_p dönmeler Denklem 3.51 ile hesaplanabilir (Celep, 2021).

$$\begin{aligned}\theta_p &= (\phi_u - \phi_y) L_p \\ \theta_e &= 0.5(\phi_y)L\end{aligned}\tag{3.51}$$

Betonarme elemanda meydana toplam yer değiştirme Δ_t Denklem 3.52 ile bulunabilir (Celep, 2021).

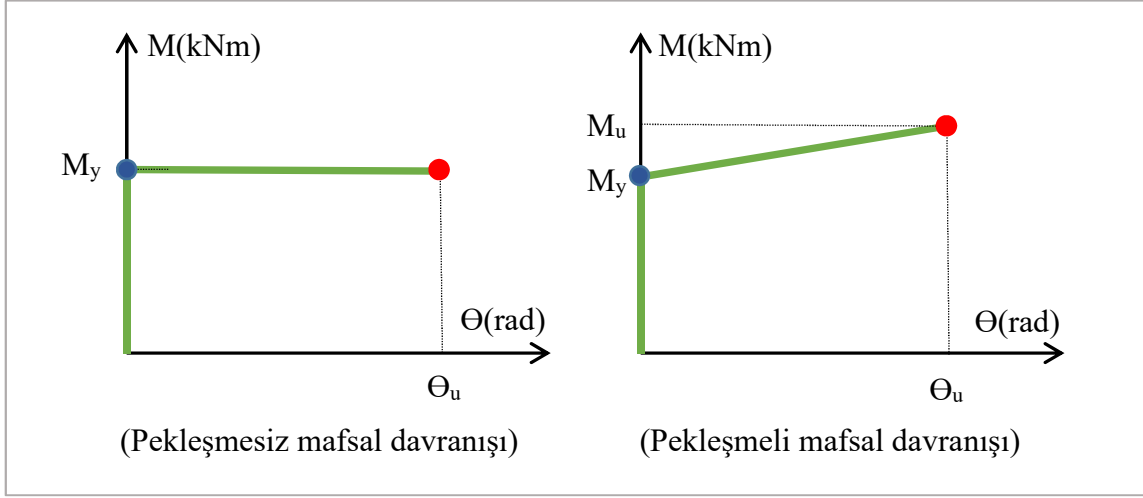
$$\Delta_t = \theta_e \left(\frac{2L}{3} \right) + \theta_p \left(L - \frac{L_p}{2} \right) \quad (3.52)$$

Aslında bu dönmeleri ve yer değiştirmeleri veren bağıntılar, şekil 50’de verilen idealize edilmiş eğrilik grafiğinin altındaki alanların toplamından ve bu alanların tepe noktasına göre momentinin alınmasından ibarettir.



şekil 50. Eğrilik dağılımının idealize edilmesi

şekil 51’de idealize edilmiş plastik mafsalları verilmiştir. Geliştirilen yapısal analiz programında her iki modele göre analiz yapılabilir. Pekleşmesiz mafsalları davranışının modellenmesinde, eğilme rijitliği olmayan mafsallar kullanılmaktadır. Pekleşmeli mafsalları ise, eleman uçlarına tanımlanan ve eğilme rijitliği sıfırdan farklı olan yaylı mafsallarla temsil edilebildiği gibi plastik mafsalları uzunluğunca tanımlanan fiktif bağlantı elemanlarıyla da temsil edilebilmektedir.



Şekil 51. Pekleşmesiz ve pekleşmeli yığılı plastik mafsalsal davranışı

Çalışmanın bu bölümünde, çalışma kapsamında geliştirilen programlarda kullanılan literatürdeki bağıntılar verilmiş; tez programları kullanılarak elde edilen analiz sonuçları, mevcut çalışmaların sonuçlarıyla ve ETABS, SEMAp gibi başka analiz programlarından elde edilen sonuçlarla kıyaslanmıştır.

DÖRDÜNCÜ BÖLÜM

ARAŞTIRMA BULGULARI

Çalışmanın bu kısmında sırasıyla, değişik donatı konfigürasyonlarındaki betonarme kesitlere Koksal-Erdoğan modeli uygulanarak sargılı beton gerilme şekil değiştirme ilişkileri elde edilecek, moment-eğrilik ilişkisine etki eden faktörler iredelenecek, betonarme kolonların ve düzlem çerçevenin deneysel itme eğrileri, Koksal-Erdogan sargılı beton modeli uygulanarak elde edilen analitik sonuçlarla kıyaslanacaktır.

4.1. Sargılı Beton Gerilme Deformasyon İlişkileri

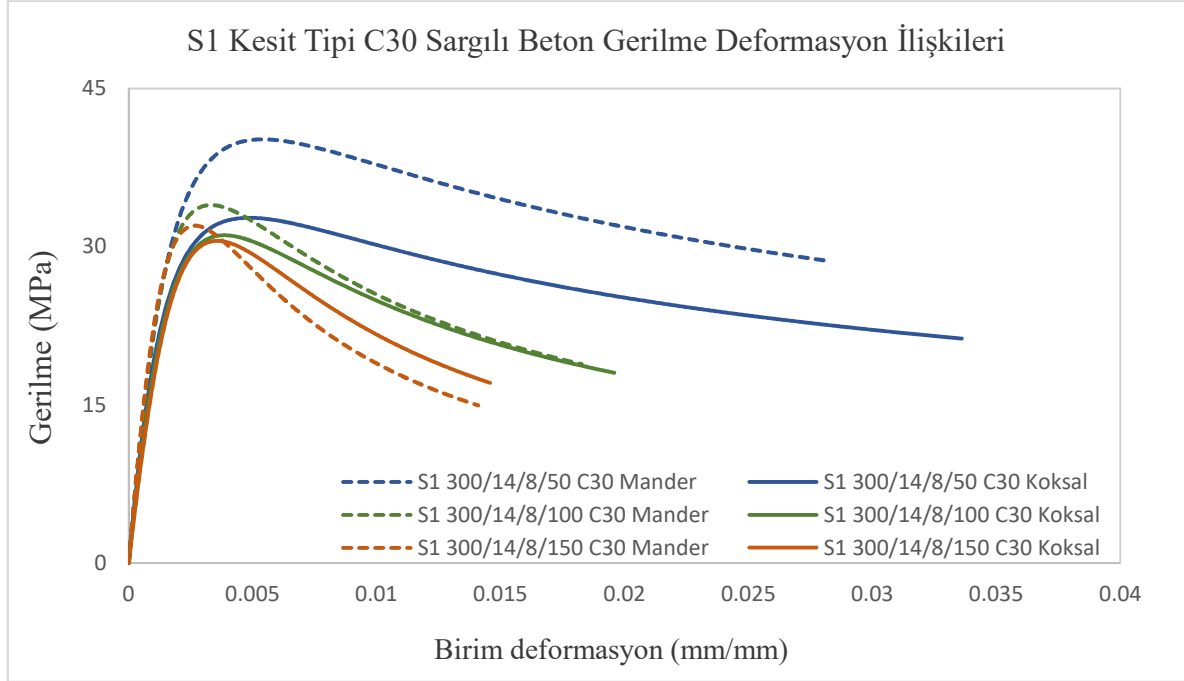
Bu kısımda Koksal ve Mander sargılı beton modellerine ait bünyesel bağıntılar kullanılarak sargılı betonun gerilme deformasyon ilişkileri elde edilecek ve kıyaslamalar yapılacaktır. Sargılı betonun gerilme dağılımı iki modelde de aksi belirtilmediği sürece Denklem 3.30'a göre belirlenmiştir (Mander vd, 1988; Koksal ve Erdogan, 2021). Sargılı betonun sınır durumu Denklem 3.37 ile hesaplanmaktadır (Mander vd, 1988). Python tabanlı program aracılığıyla hesaplanan kesitlerin özellikleri Tablo 4 ve 5'de verilmiştir.

Tablo 4.

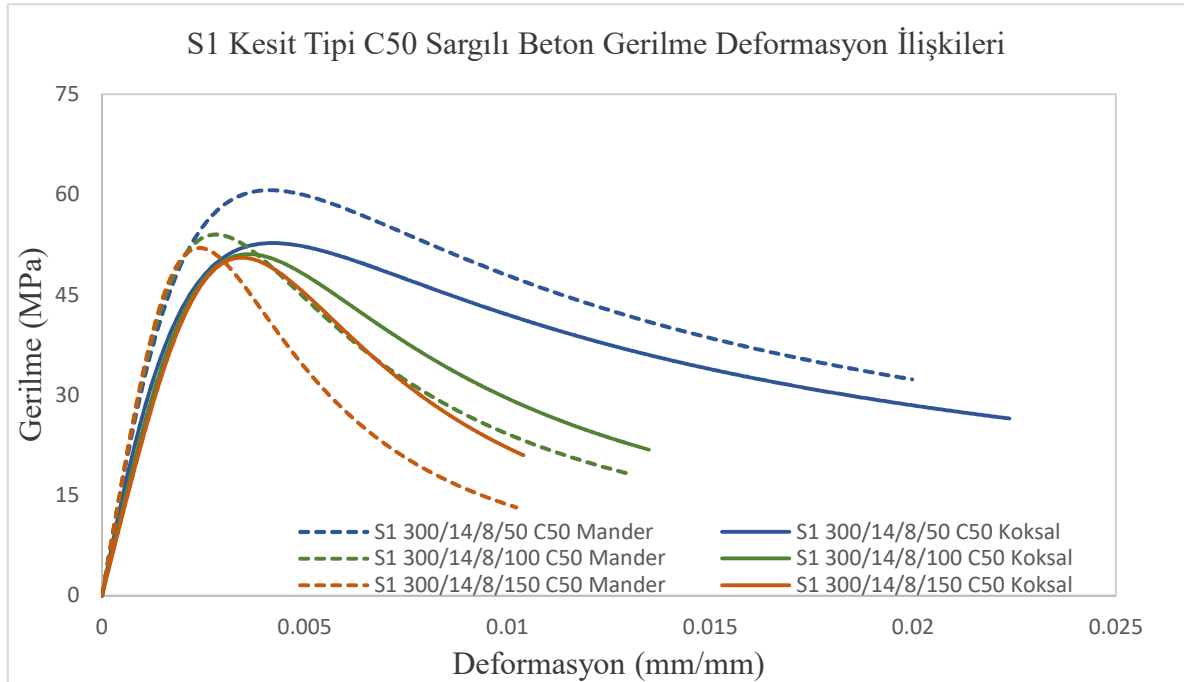
S1 Kolonu normal ve yüksek dayanımlı beton sınıfı için malzeme mekanik özellikleri

Kesit Tipi	f_{co} (MPa)	f_{sy} (MPa)	f_{su} (MPa)	f_{syh} (MPa)
S1 300/14/8/50	30	420	510	420
S1 300/14/8/100	30	420	510	420
S1 300/14/8/150	30	420	510	420
S1 300/14/8/50	50	420	510	420
S1 300/14/8/100	50	420	510	420
S1 300/14/8/150	50	420	510	420

Şekil 52 ve 53’de S1 tipi kolonun sırasıyla C30 ve C50 beton dayanım sınıfı için sargılı beton gerilme deformasyon ilişkileri verilmiştir.



Şekil 52. S1 Kesit tipi normal dayanımlı beton için gerilme deformasyon ilişkileri



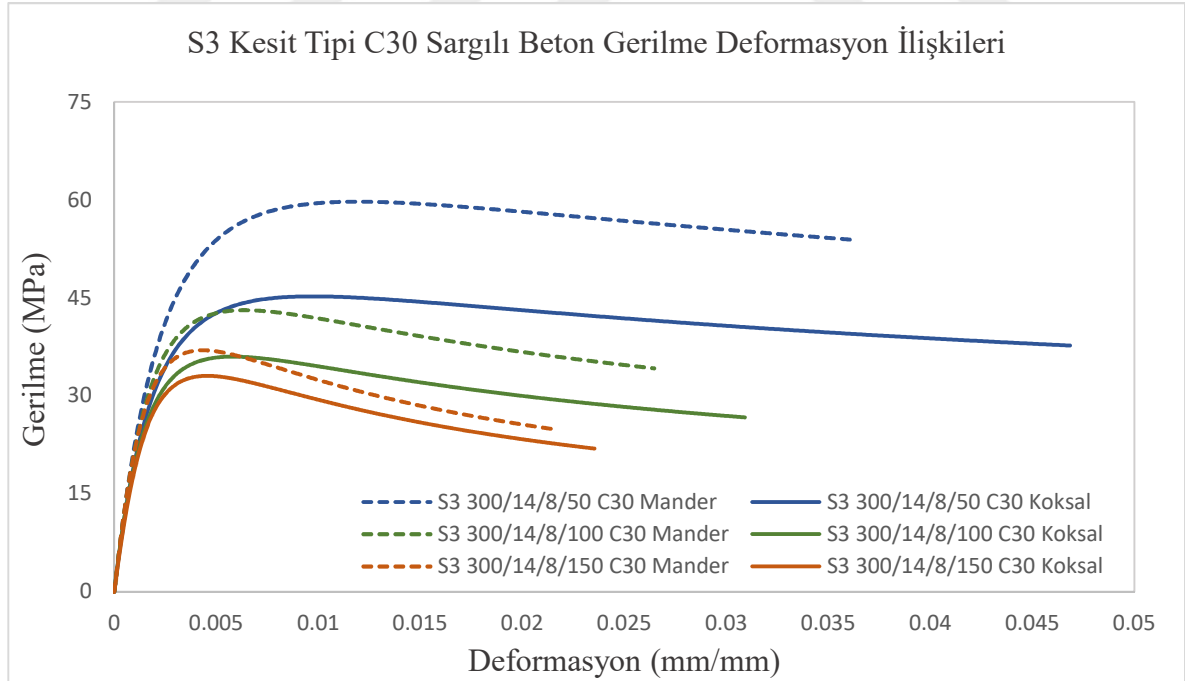
Şekil 53. S1 Kesit tipi yüksek dayanımlı beton için gerilme deformasyon ilişkileri

Tablo 5.

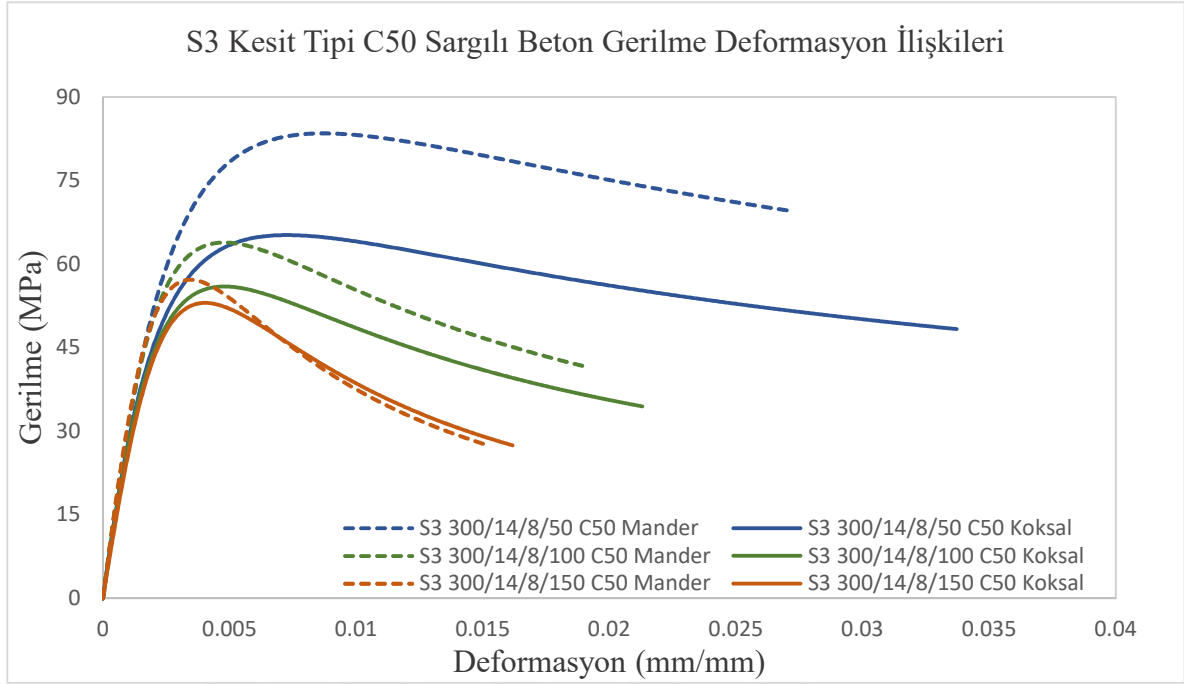
S3 Kolonu normal ve yüksek dayanımlı beton sınıfı için malzeme mekanik özellikleri

Kesit Tipi	f_{co} (MPa)	f_{sy} (MPa)	f_{su} (MPa)	f_{syh} (MPa)
S3 300/14/8/50	30	420	510	420
S3 300/14/8/100	30	420	510	420
S3 300/14/8/150	30	420	510	420
S3 300/14/8/50	50	420	510	420
S3 300/14/8/100	50	420	510	420
S3 300/14/8/150	50	420	510	420

Şekil 54 ve 55’de S3 tipi kolonun sırasıyla C30 ve C50 beton dayanım sınıfı için sargılı beton gerilme deformasyon ilişkileri verilmiştir.



Şekil 54. S3 Kesit tipi normal dayanımlı beton için gerilme deformasyon ilişkileri



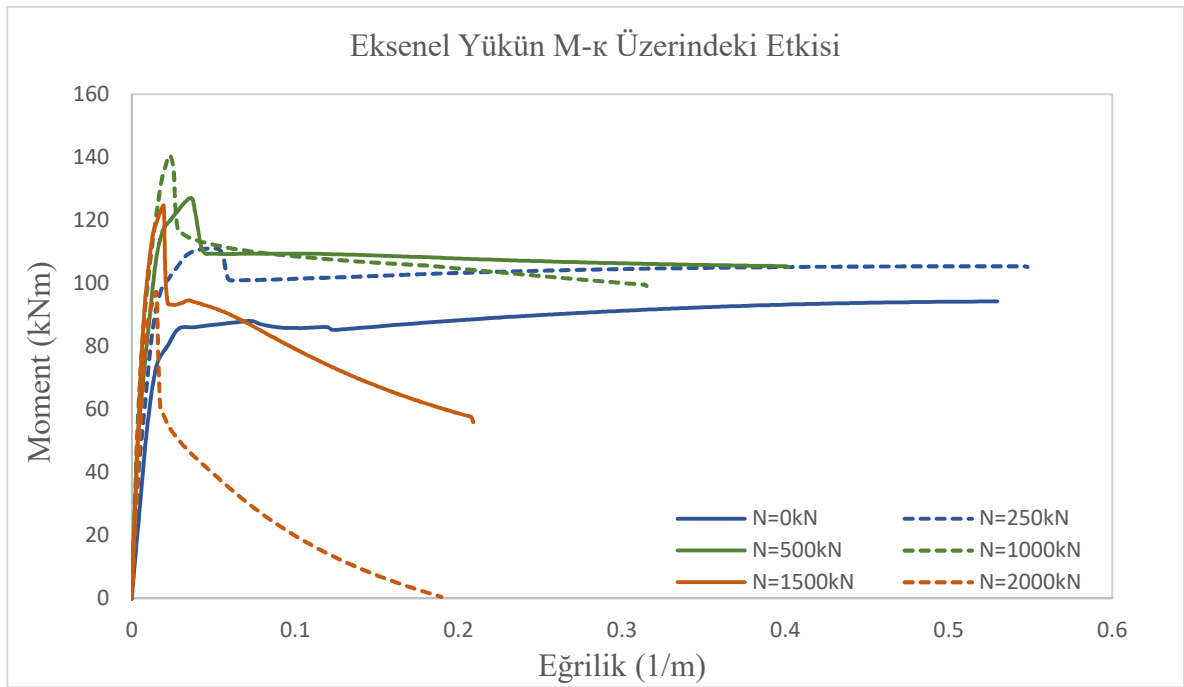
Şekil 55. S3 Kesit tipi yüksek dayanımlı beton için gerilme deformasyon ilişkileri

Şekil 52, 53, 54 ve 55'e göre aşağıdaki sonuçlara ulaşılabılır:

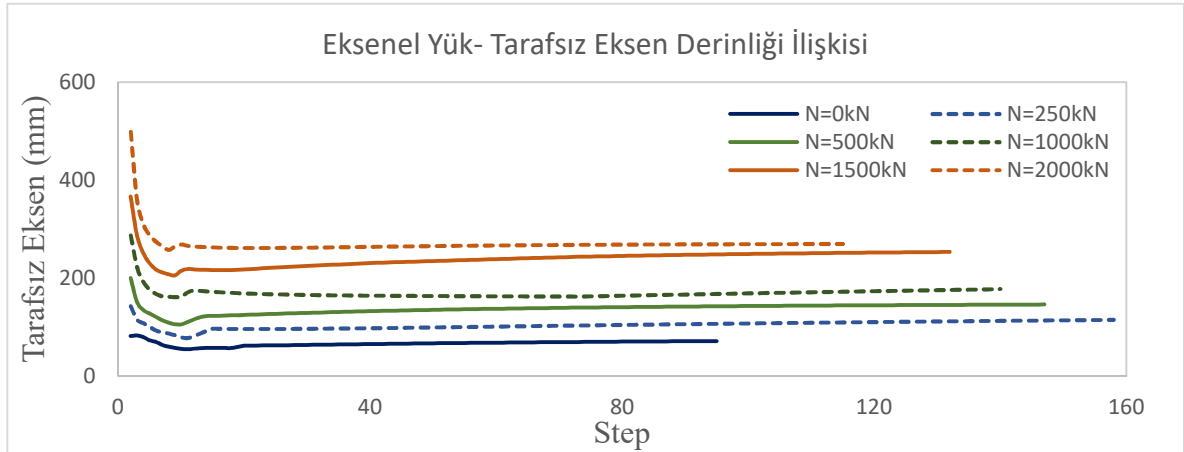
- Grafiklerden görüldüğü üzere beton basınç dayanımı yüksek betonlar, çok yüksek basınç gerilmelerini karşılayabilmelerine karşın normal dayanımlı betonlara kıyasla şekil değiştirme kapasiteleri biraz daha düşüktür. Yani daha gevrekler.
- Sargılama donatı oranı yüksek kesitlerin şekil değiştirme kapasiteleri daha yüksektir.
- Mander ve Koksall sargılı beton modelleri incelendiğinde; Koksall modelinde, çekirdek betonda oluşması beklenen en büyük gerilme daha düşük çıkmaktadır. Bunun sebebi daha önce açıklandığı üzere etkin kuşatma gerilmeleri hesaplanırken ekstradan azaltma yapılarak çekirdek iç bölgesindeki kuşatma gerilmesinin tahmin edilmesinden kaynaklanmaktadır.
- İki modele göre hesaplanan maksimum gerilme değerleri ve deformasyon kapasitesi arasındaki farkın sargılama donatısı oranıyla doğru orantılı olarak arttığı gözlenmiştir. Deformasyon kapasitesindeki artışın sebebi Denklem 3.37'ye göre belirlenen sınır durumda Koksall modeline göre daha düşük hesaplanan f_{cc} değerinin, daha büyük ϵ_{cu} değeri vermesidir.
- Sargılama azaldıkça, iki sargılı beton modeline göre bulunan, hem maksimum gerilme değeri hem de deformasyon kapasitesi arasındaki fark azalmaktadır.

4.2. Eksenel Yük Seviyesinin Moment-Eğrilik İlişkisine Etkisi

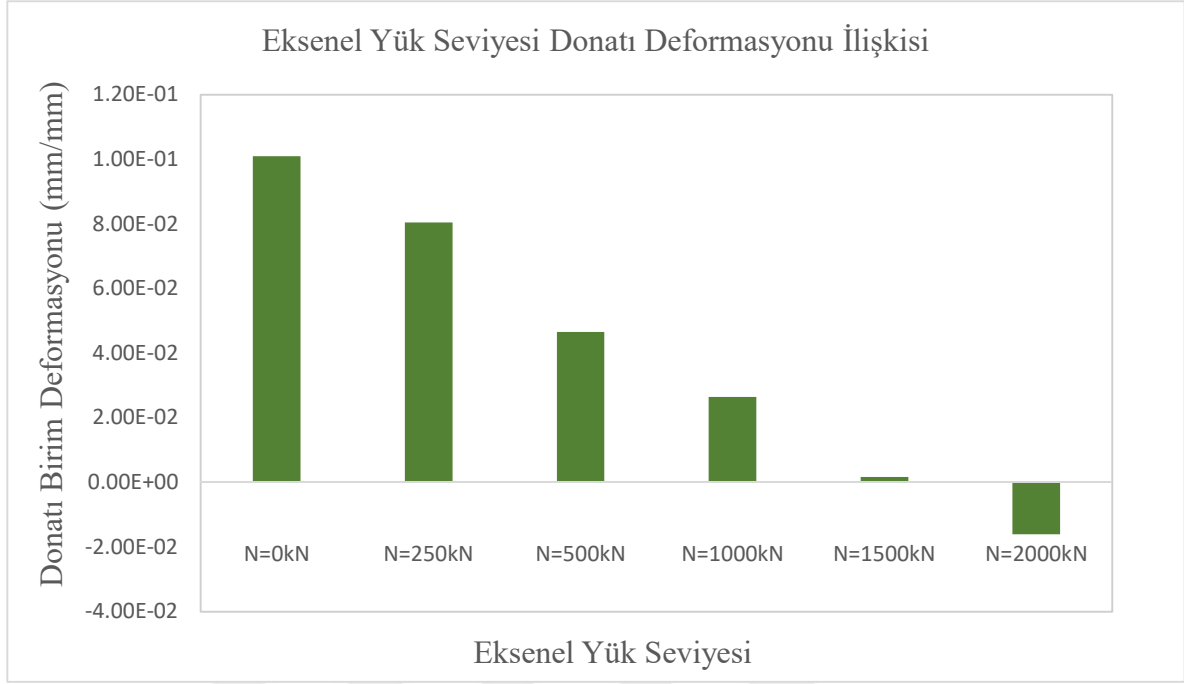
Bu kısımda, incelenmek üzere S2 300/16/10/100 betonarme kolon kesiti seçilmiştir. Beton dayanım sınıfı C25, donatı akma dayanımı 450 MPa, boyuna donatının kopma dayanımı 550 MPa alınmıştır. Moment eğrilik analizleri, geliştirilen program aracılığıyla Koksal sargılı beton modeli esas alınarak gerçekleştirilmiştir. Şekil 56'da örnek kesite uygulanan farklı eksenel yük seviyelerine göre moment eğrilik ilişkileri verilmiştir.



Şekil 56. Farklı eksenel yük seviyelerinin davranışa etkisi



Şekil 57. Eksenel yükün tarafsız eksen derinliğine etkisi



Şekil 58. Sınır durum için eksenel yük seviyesi donatı deformasyon ilişkisi

Şekil 56, 57 ve 58'e göre aşağıdaki sonuçlara ulaşılabilir:

- Eksenel yük artışının belirli bir seviyeye kadar eğilme ve süneklik kapasitesi üzerinde olumlu etkisi olduğu görülmektedir. Ancak çok yüksek eksenel yük seviyelerinde ve özellikle eksenel yük taşıma kapasitesinin %70'ini aşan durumlarda kesit sünekliğinden bahsetmek mümkün değildir. Bu eksenel yük seviyelerinde son derece gevrek davranış söz konusudur. Çünkü kesit akma dayanımına ulaştıktan sonra yük alamamakta ve kapasitede hızla düşüş görülmektedir.
- Şekil 57'de görüldüğü üzere eksenel yük artışı tarafsız eksen derinliğini daha aşağıya kaydırmaktadır. Bu nedenle kesitteki beton davranışı daha baskın gelmektedir. Aslında eksenel yük artışının getirdiği gevrekleşmenin sebebinin bu olduğu söylenebilir.
- Şekil 58'de görüldüğü üzere eksenel yük artışı, en dış çekme bölgesinde yer alan boyuna donatının kopmasını engellemektedir. Bunun sebebi tarafsız eksen derinliğinin artmasıdır. Düşük eksenel yük seviyelerinde donatı davranışı baskın geldiğinden, kesit daha sünek davranmaktadır. Yani sınır duruma sargılı betonun ezilmesiyle değil; çekme bölgesindeki en dışta yer alan donatının kopmasıyla ulaşılmaktadır. Ayrıca aşırı eksenel yükte, kesitte çekme bölgesi kaybolabilmektedir.

4.3. Sargı Donatısının Moment-Eğrilik İlişkisine Etkisi

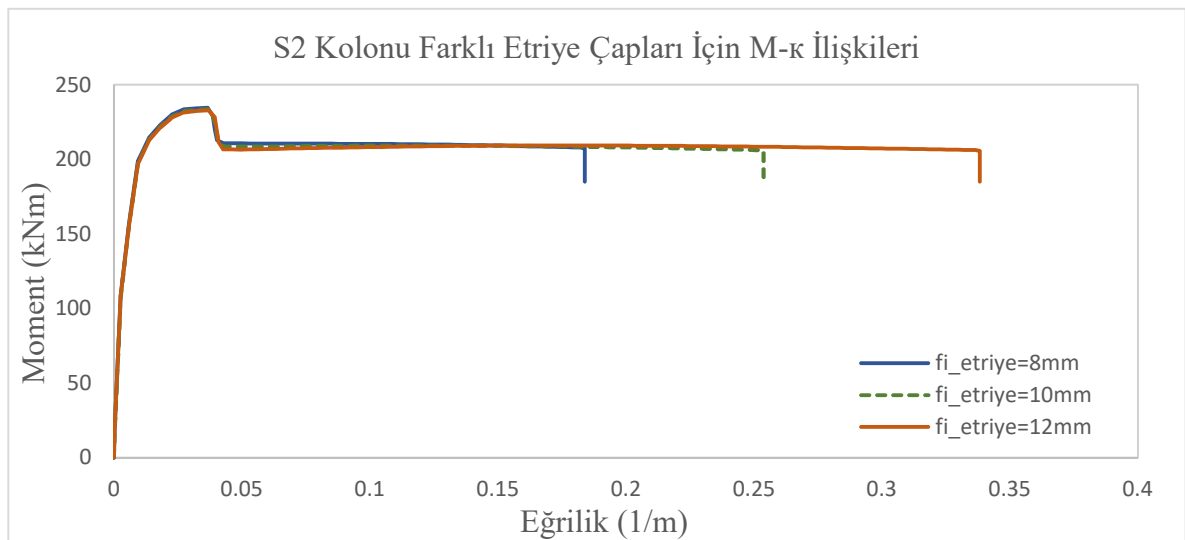
Bu kısımda incelenen kesit tipleri ve malzeme mekanik özellikleri Tablo 6'da verilmiştir. Sargılı beton davranışı Koksal-Erdogan, sargısız beton davranışı ise Hognestad beton modeli kullanılarak temsil edilmiştir.

Tablo 6.

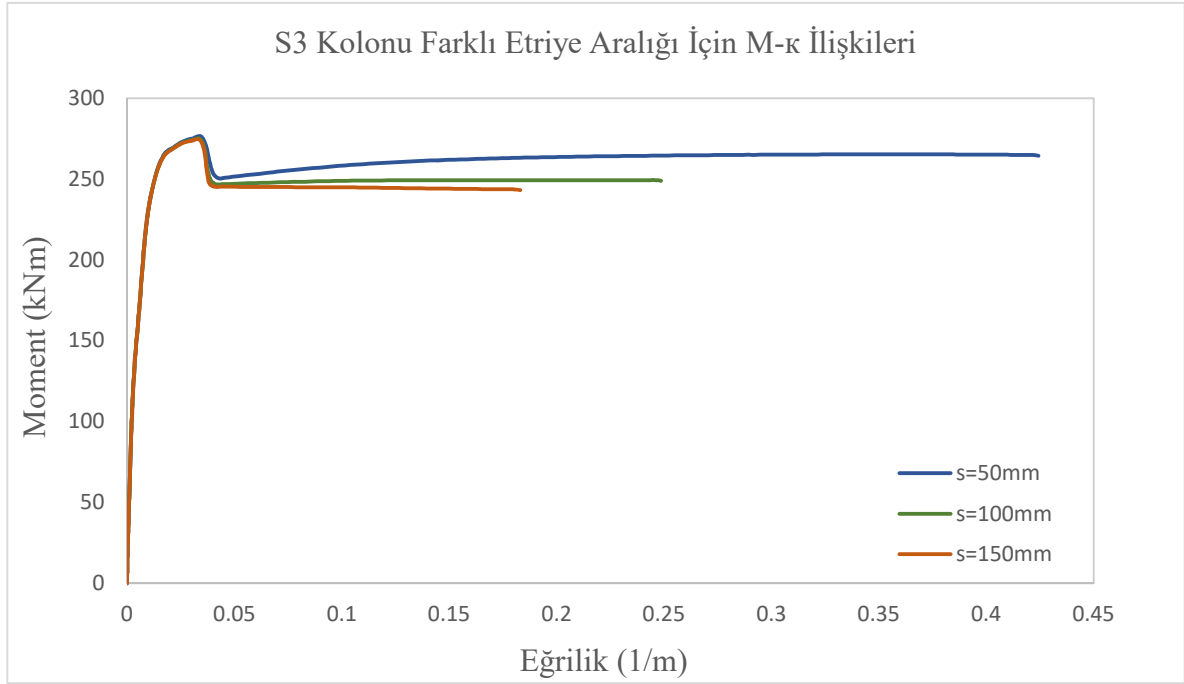
Sargı donatısı için incelenecek kesit özellikleri

Kesit Tipi	f_{co} (MPa)	f_{sy} (MPa)	f_{su} (MPa)	f_{syh} (MPa)	N(kN)
S2 400/16/8/100	30	420	550	420	800
S2 400/16/10/100	30	420	550	420	800
S2 400/16/12/100	30	420	550	420	800
S3 400/16/10/50	30	420	550	420	800
S3 400/16/10/100	30	420	550	420	800
S3 400/16/10/150	30	420	550	420	800

Şekil 59 ve 60'da S2 ve S3 kolonlarının moment-eğrilik ilişkileri verilmiştir.



Şekil 59. S2 Kolonu farklı etriye çapları için moment eğrilik ilişkileri



Şekil 60. S3 Kolonu farklı etriye aralıkları için moment eğrilik ilişkileri



Şekil 61. Etriye oranının sargılı beton maksimum birim kısılmasına etkisi

S2 tipi kesitlerde sargılama donatısının etkisi, aynı sıklıkta farklı donatı çapları için incelenirken; S3 tipi kesitlerde sargı etkisi, farklı sıklıkta aynı donatı çapları için incelenmiştir. Şekil 59, 60 ve 61'e göre aşağıdaki sonuçlara ulaşılabilir:

- Grafiklerden net bir şekilde görüldüğü üzere sargı donatılarının elemanın eğilme kapasitesine etkisi oldukça düşük olmaktadır. Etriye donatı çapının artırılması ve aralığının azaltılmasının kesit sünekliği üzerinde etkili olduğu görülmektedir.
- Yapı elemanları, deprem gibi dinamik dış etkiler nedeniyle oluşan enerjiyi deforme olarak sönümleyeceği varsayımına göre tasarlanmaktadır. Bu durum göz önüne alındığında etriye ve çiroz gibi sargı görevi gören donatıların ne kadar önemli katkılar sağladığı gösterilmiştir.
- Şekil 61'de görüldüğü üzere sargı oranının artması sargılı beton davranışını pozitif etkilemektedir. Yani iç bölgedeki çekirdek betonun sünekliği, dolayısıyla kesit sünekliği artmaktadır.

4.4. Beton Dayanımının Moment-Eğrilik İlişkisine Etkisi

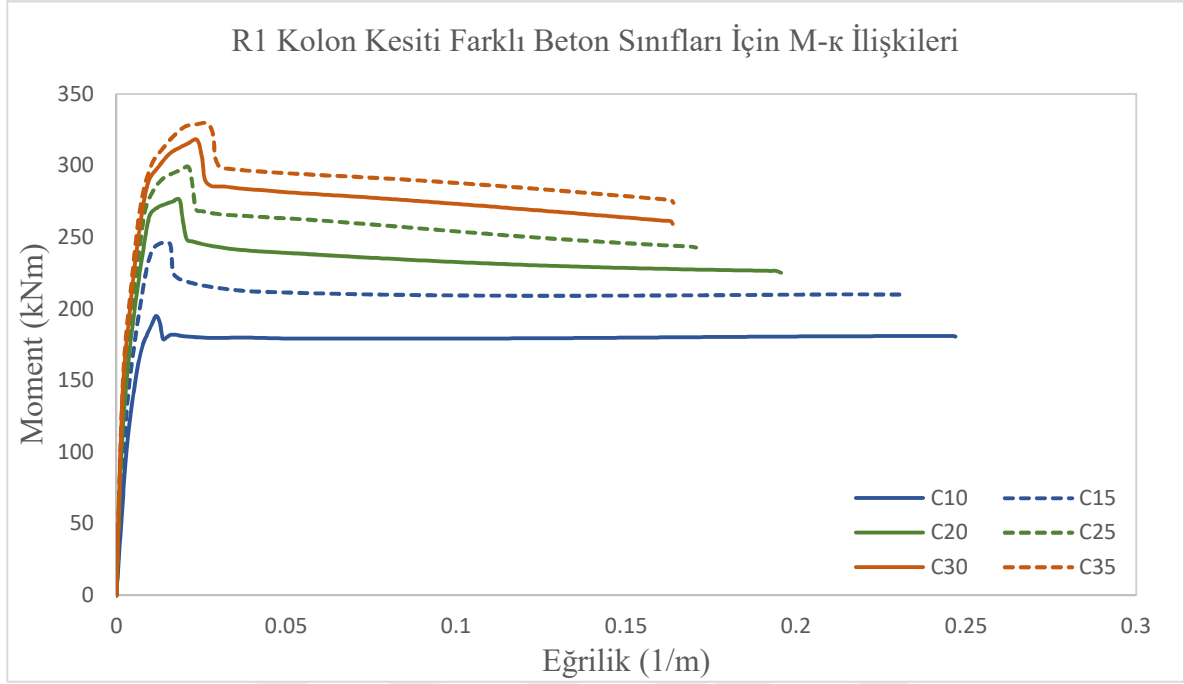
Bu bölümde Koksal sargılı beton modeli R1 300/500/16/10/100 1000kN kolon kesitine uygulanacak ve C10/C35 beton sınıfları Tablo 7'de verildiği gibi kullanılacaktır.

Tablo 7.

R1 Kolon kesiti farklı beton sınıfları için malzeme mekanik özellikleri

Kesit Tipi	f_{co} (MPa)	f_{sy} (MPa)	f_{su} (MPa)	f_{syh} (MPa)	N(kN)
R1 300/500/16/10/100	10	420	550	420	1000
R1 300/500/16/10/100	15	420	550	420	1000
R1 300/500/16/10/100	20	420	550	420	1000
R1 300/500/16/10/100	25	420	550	420	1000
R1 300/500/16/10/100	30	420	550	420	1000
R1 300/500/16/10/100	35	420	550	420	1000

Şekil 62’de farklı beton dayanım sınıfları için moment eğrilik ilişkileri verilmiştir.



Şekil 62. R1 Kolon kesitinin farklı beton dayanım sınıfları için moment eğrilik ilişkileri

Şekil 62’ye göre aşağıdaki sonuçlara ulaşılabilir:

- Grafikten görüldüğü üzere beton dayanım sınıfının artması, kesit taşıma kapasitesini olumlu yönde etki etmektedir. Bu zaten beklenen bir durumdur.
- Aynı oranda sargılama donatısına sahip bir kesitte beton dayanım sınıfının artması kesit sünekliğini negatif yönde etkilemektedir. Lif ve benzeri özel katkılar içermeyen yüksek dayanımlı betonların genelde daha gevrek davranış gösterdiğinden bu tip yapı elemanlarında sargı donatıları daha sık kullanılmalıdır.
- Etriye sıklaştırmasına ek olarak, sargı donatı çapı arttırılabilir ve/veya daha yüksek donatı dayanım sınıfı kullanılabilir.

4.5. Boyuna Donatıda Pekleşmenin Moment-Eğrilik İlişkisine Etkisi

Daha önce açıklandığı üzere düşük eksenel yük seviyelerinde sınır durumu donatı belirlemektedir. Bu sebeple kesit davranışına donatı hakim olmaktadır. Bu kısımda donatı etkisi inceleneceğinden Tablo 8’de verilen kiriş kesitlerini kullanmak daha uygun olacaktır.

Tablo 8.

Kiriş kesitlerinin geometrileri ve donatı yerleşimleri

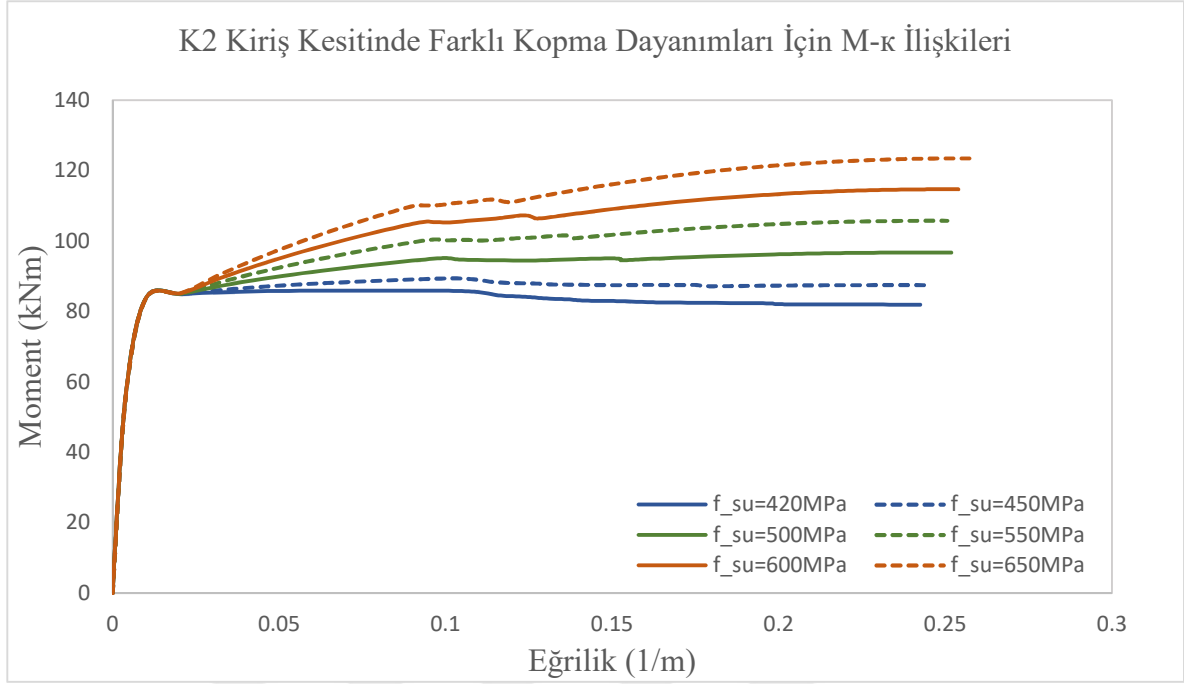
Kiriş	b (mm)	h (mm)	Üst	ρ'	Alt	ρ	ρ/ρ'	Etriye
K1	250	500	2Ø12	0.0018	2Ø12	0.0018	1.0000	Ø10/100
K2	250	500	2Ø12	0.0018	4Ø12	0.0036	2.0000	Ø10/100
K3	250	500	2Ø12	0.0018	4Ø16	0.0064	3.5556	Ø10/100
K4	250	500	2Ø12	0.0018	4Ø20	0.0101	5.5556	Ø10/100
K5	250	500	2Ø12	0.0018	4Ø24	0.0145	8.0000	Ø10/100
K6	250	500	2Ø12	0.0018	6Ø28	0.0296	16.333	Ø10/100

Tablo 9.

Kiriş çekme durumu için malzeme mekanik özellikleri

Kesit Tipi	f_{co} (MPa)	f_{sy} (MPa)	f_{su} (MPa)	f_{syh} (MPa)	N(kN)
K2	25	420	420	420	0
K2	25	420	450	420	0
K2	25	420	500	420	0
K2	25	420	550	420	0
K2	25	420	600	420	0
K2	25	420	650	420	0

Tablo 9’da K2 kiriş kesitinin malzeme mekanik özellikleri verilmiştir. Donatıdaki çekmenin eleman davranışına etkisini gösterebilmek amacıyla diğer parametreler sabit tutulup yalnızca donatının kopma dayanımı değiştirilmiştir. Donatının kopma dayanımı 420 ila 650 MPa arasında değişmekte ve sargılı kısımda Koksall modeli kullanılmaktadır. Şekil 63’de K2 kesitinin moment eğrilik ilişkileri gösterilmiştir.



Şekil 63. Donatı kopma dayanımının moment eğrilik ilişkisine etkisi

Şekil 63'e göre göre aşağıdaki sonuçlara ulaşılabilir:

- Grafikten görüldüğü üzere donatı kopma dayanımının kesit akma momenti üzerine etkisi bulunmamaktadır. Ancak kesit akma kapasitesine ulaştıktan sonra moment kapasitesinde artış meydana gelmektedir. Kapasitede meydana gelen artış %50 mertebelerine ulaşabilmektedir. Bu durumda pekleşme etkisinin çok belirgin olduğu durumlarda elasto-plastik davranan mafsal yerine pekleşmeli elasto-plastik davranan mafsal modeli kullanılabilir. Ancak yine de elasto-plastik davranışa göre idealize edilen bilineer davranış modellerinin kullanımının büyük hatalara sebep olmadığı görülmüştür.

4.6. Kirişlerde Çekme Donatısının Moment-Eğrilik İlişkisine Etkisi

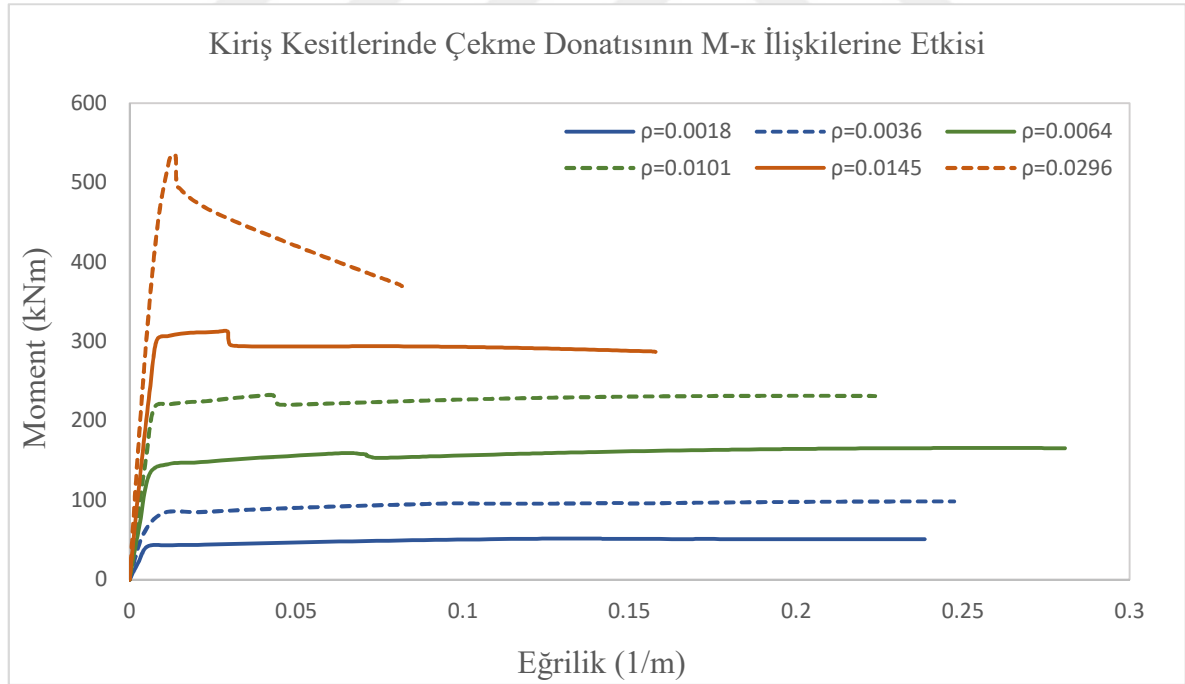
Bu kısımda Koksall sargılı beton modeli kullanılarak Tablo 8'deki kiriş kesitleri, farklı çekme donatısı oranları için incelenecektir. Bu yüzden diğer parametreler sabit tutulacaktır. Tablo 10'da malzeme mekanik özellikleri verilmiştir.

Tablo 10.

Kiriş çekme donatısı oranı için malzeme mekanik özellikleri

Kesit Tipi	f_{co} (MPa)	f_{sy} (MPa)	f_{su} (MPa)	f_{syh} (MPa)	N(kN)
K1	25	420	510	420	0
K2	25	420	510	420	0
K3	25	420	510	420	0
K4	25	420	510	420	0
K5	25	420	510	420	0
K6	25	420	510	420	0

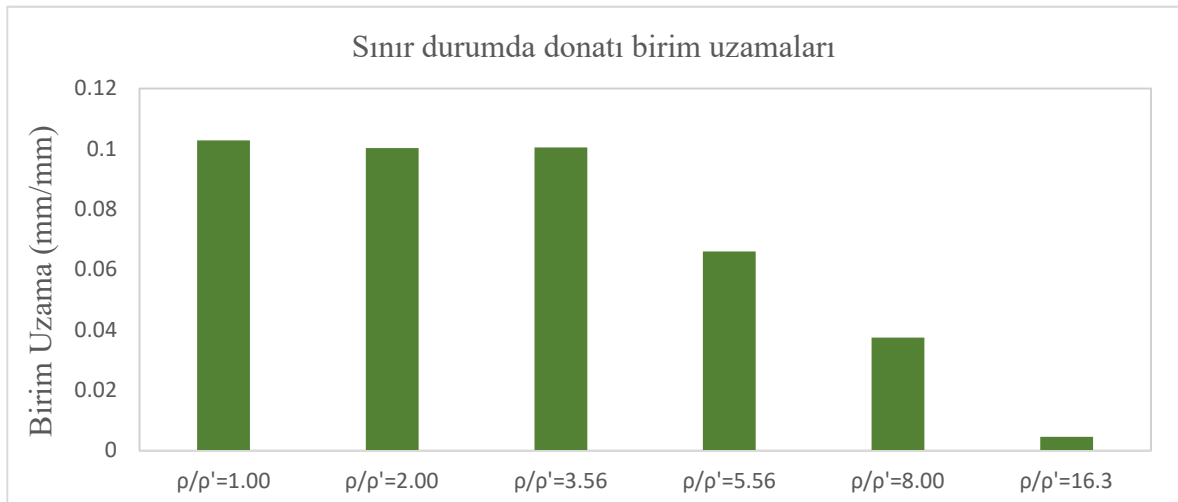
Şekil 64’de Tablo 8’deki kesitlerin moment eğrilik ilişkileri verilmiştir.



Şekil 64. Çekme donatısı oranının moment eğrilik ilişkisine etkisi

Şekil 64'e göre aşağıdaki sonuçlara ulaşılabilir:

- Grafikten görüldüğü üzere çekme donatısı oranı 0.0018 ile 0.0296 arasında değişen betonarme kiriş kesitlerinin moment-eğrilik analizi sonuçları verilmiştir. Çekme donatısı oranının kirişlerin taşıma gücü ve şekil değiştirme kapasitesini doğrudan etkilediği görülmüştür. Çekme donatısının artırılması moment taşıma kapasitesini arttırmaktadır. Ancak belli bir orandan sonra eleman sünekliğinde ciddi azalmalar meydana gelmektedir.
- Bilindiği gibi betonarme tasarımlarda çekme donatısı oranının %2'den fazla olmasına izin verilmemektedir (TS 500, 2000). Buna göre $\rho=0.0296$ donatı oranına göre yapılan çözüm incelendiğinde, gevrek davranış olacağı görülmektedir. Bu donatı oranı için, eleman taşıma kapasitesine ulaştıktan sonra mukavemetini koruyamamakta ve kapasitesi hızla düşüşe geçmektedir. Buna karşın taşıma kapasitesinde yaklaşık 10 kat artış meydana gelmektedir.
- Kapasiteden sağlanan kazanca rağmen, deprem kuvvetleri altında oldukça gevrek kırılmadan dolayı enerji sönmülenemeyecektir. Bu davranışın sebebi, yoğun olan çekme donatısından kaynaklanan iç kuvvetin, beton ile basınç donatısı tarafından karşılanamaması ve bu duruma paralel olarak nihai durumu donatının kopması değil betonun ezilmesinin belirlemesidir (Ersoy ve Özcebe, 2001). Şekil 65'de sınır durumdaki donatı şekil değiştirmesi değerleri K1 ve K6 kesitleri için verilmiştir. Görüldüğü üzere yüksek çekme donatısı durumunda, çekme donatısında kopma olmadan sargılı betonda ezilme gerçekleşmiştir.



Şekil 65. Farklı çekme donatısı oranları için donatıdaki birim uzamalar

Çalışmanın bu bölümünde, Koksall sargılı beton modeli esas alınarak TP aracılığıyla gerçekleştirilen analitik moment eğrilik ilişkilerine yer verilmiştir. Bu kapsamda farklı tipteki betonarme kolon ve kiriş elemanların doğrusal olmayan davranışları, eksenel yük, sargı donatısı özellikleri, çeşitli beton dayanım sınıfları, çekme donatısı oranı ve çeşitli donatı kopma dayanımı gibi farklı parametrelere göre irdelenmiştir. Buna göre yüksek eksenel yükün ve çekme donatısı oranının davranışı gevreklettiği; sargı donatı aralığının azaltılmasının ve hacimsel sargı donatısı oranının artırılmasının kesit sünekliğini arttırdığı sonucuna varılmıştır.

4.7. Koksall Modelinin Deneysel Çalışmalara Uygulanması

Çalışmanın bu bölümünde, Koksall-Erdogan sargılı beton modelinden elde edilen analitik itme analizi sonuçları, deneysel sonuçlarla kıyaslanmıştır. Bu kapsamda öncelikle 3 adet ankastre tekil kolonun çevrimsel yükler altındaki deney sonuçları incelenmiştir. Daha sonra 1 adet tek katlı tek açıklıklı betonarme düzlem çerçevenin itme analizi sonuçları farklı yaklaşımlarla incelenmiş ve deney verileriyle kıyaslanmıştır. Analizlerin tamamı TP ile gerçekleştirilmiştir.

4.7.1. Koksall-Erdogan Modelinin Tekil Kolonlara Uygulanması

Tekil kolonların teorik itme analizlerinin deneysel sonuçlarla kıyaslanması amacıyla Eom vd (2014) ile Acun ve Sucuoğlu (2011) çalışmalarından elde edilen veriler kullanılmıştır. Eom vd (2014) çalışmasından alınan kolon CH, Acun ve Sucuoğlu (2011) çalışmasından alınan kolonlar ise Tip1 ve Tip2 olarak adlandırılmıştır.

Öncelikle bu elemanların moment-eğrilik ilişkileri elde edilmiştir. Moment-eğrilik ilişkisi grafiğinden akma momenti (M_y) ve akma eğriliği (θ_y) ile maksimum moment (M_u) ile maksimum eğrilik (θ_u) değerleri bulunmuştur. Bu değerler kullanılarak, plastik mafsallı hipotezinde açıklanan Denklem 3.51 ve Denklem 3.52 ifadelerinden faydalanarak taban kesme kuvveti-tepe deplasmanı ve moment-dönme ilişkileri elde edilmiştir.

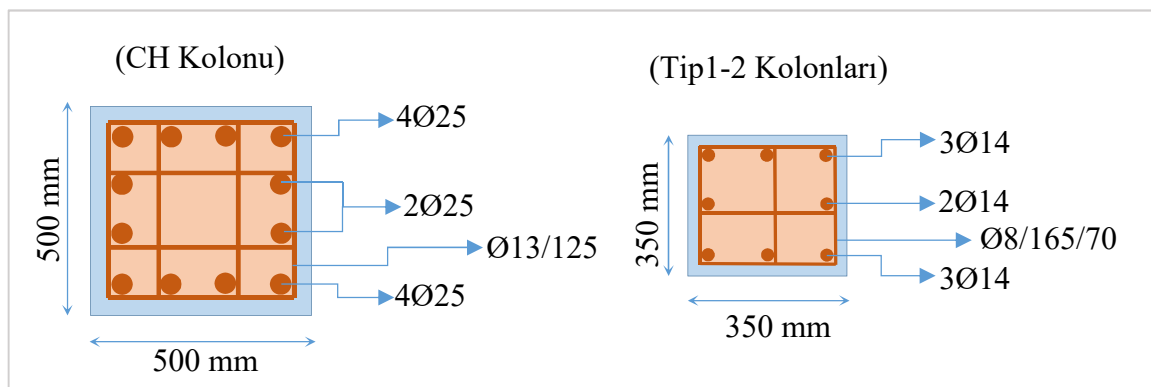
Başka bir yaklaşım olarak moment-eğrilik grafiği çatlama öncesi, akma durumu ve göçme durumu sınır kabul edilerek üç parçalı şekilde idealize edilmiştir. Üç kısım için eğilme rijitlikleri hesaplanmış ve bu eğilme rijitliklerine göre itme analizi yapılmıştır.

İtme analizi yapılırken ankastre tekil kolonun alt ucuna mafsal yerleştirildiğinde stabilite olmayacağından, moment-eğrilik grafiği kesit akmadan önce üç doğrusal parçaya bölünmüş ve bu doğruların eğimlerinden etkin eğilme rijitlikleri ve eğilme rijitliği katsayıları hesaplanmıştır. Kesit akmasından sonra analiz sonlandırılmış ve maksimum şekil değiştirme değeri, deneysel sonuçla uyumlu olacak şekilde seçilmiştir. Tablo 11’de deney elemanlarının kesit özellikleri, Şekil 66’da donatı düzenleri ve Tablo 12’de mekanik özellikleri verilmiştir. CH deney kolonunun boyu 1.5m, Tip1 ve Tip2 kolonlarının boyu ise 1.8m’dir.

Tablo 11.

Deney elemanlarının kesit özellikleri (Eom vd, 2014; Acun ve Sucuoğlu, 2011)

Kolon	b (mm)	h (cm)	Boyuna Donatı	Sargı Donatısı	N(kN)
CH	500	500	12Ø25	Ø13/125	1500
Tip 1	350	350	8Ø14	Ø8/165	312
Tip 2	350	350	8Ø14	Ø8/70	618



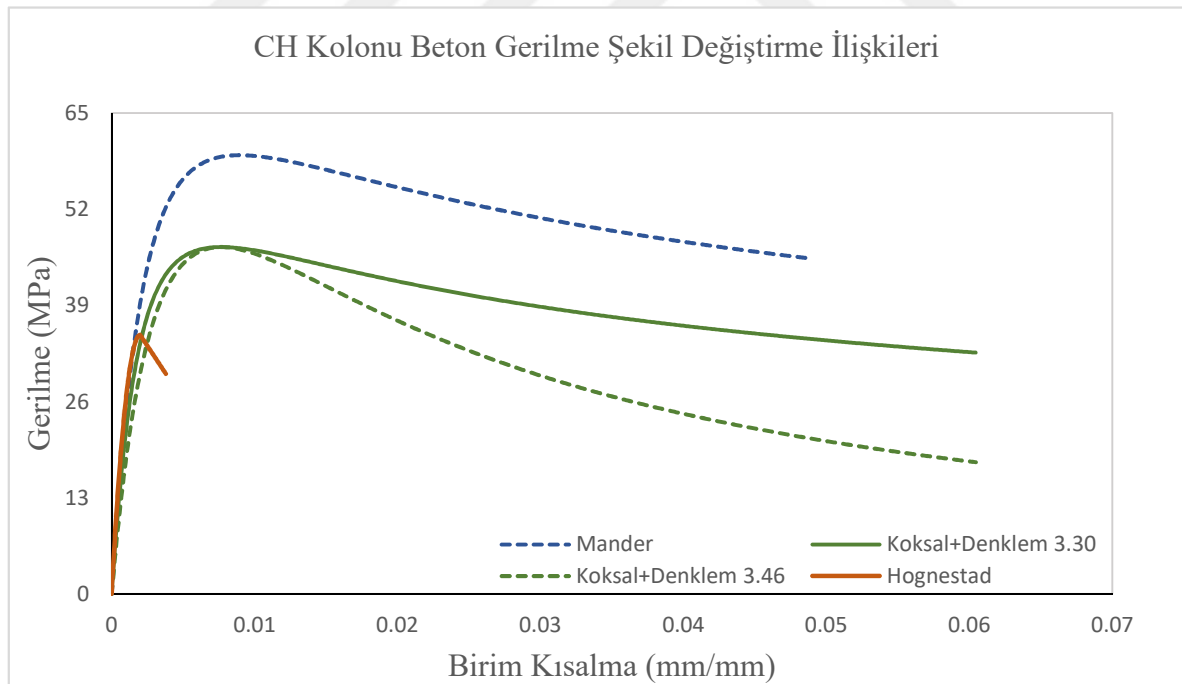
Şekil 66. Deney kolonlarının donatı düzenleri

Tablo 12.

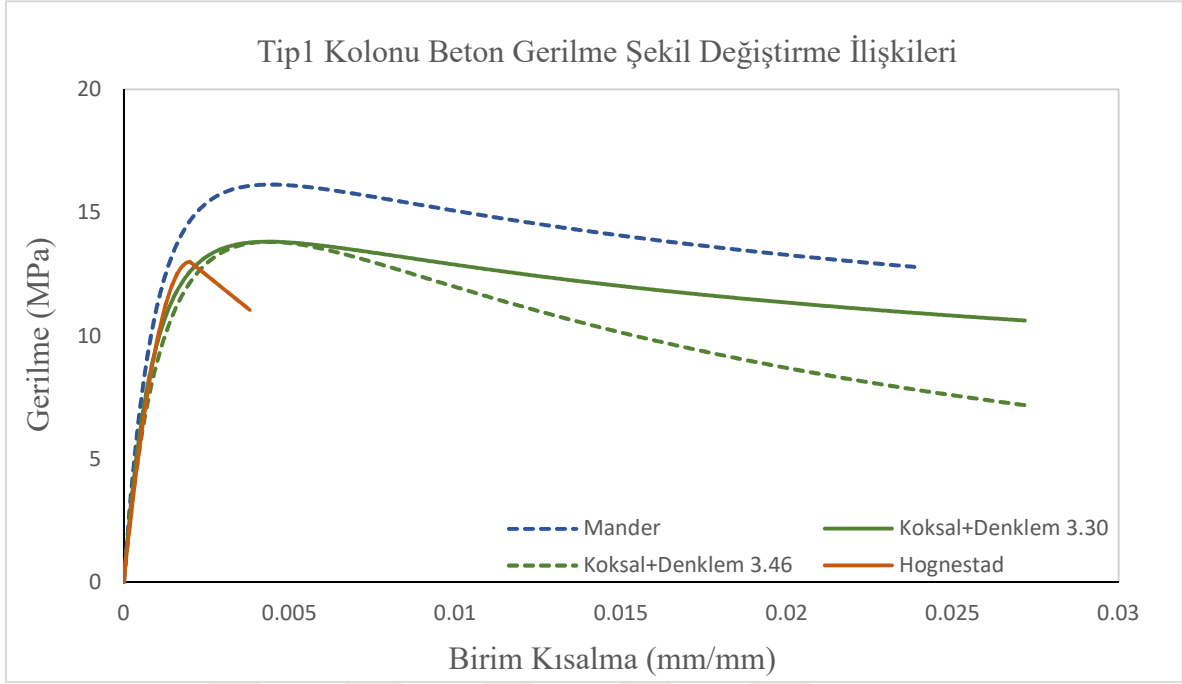
Deney kolonlarının malzeme mekanik özellikleri (Eom vd, 2014; Acun ve Sucuoğlu, 2011)

Kolon	f_{ck} (MPa)	f_{sy} (MPa)	f_{su} (MPa)	f_{syh} (MPa)	E_s (MPa)
CH	35	635	825	567	2E+05
Tip 1	13	315	448	368	2E+05
Tip 2	25	454	604	469	2E+05

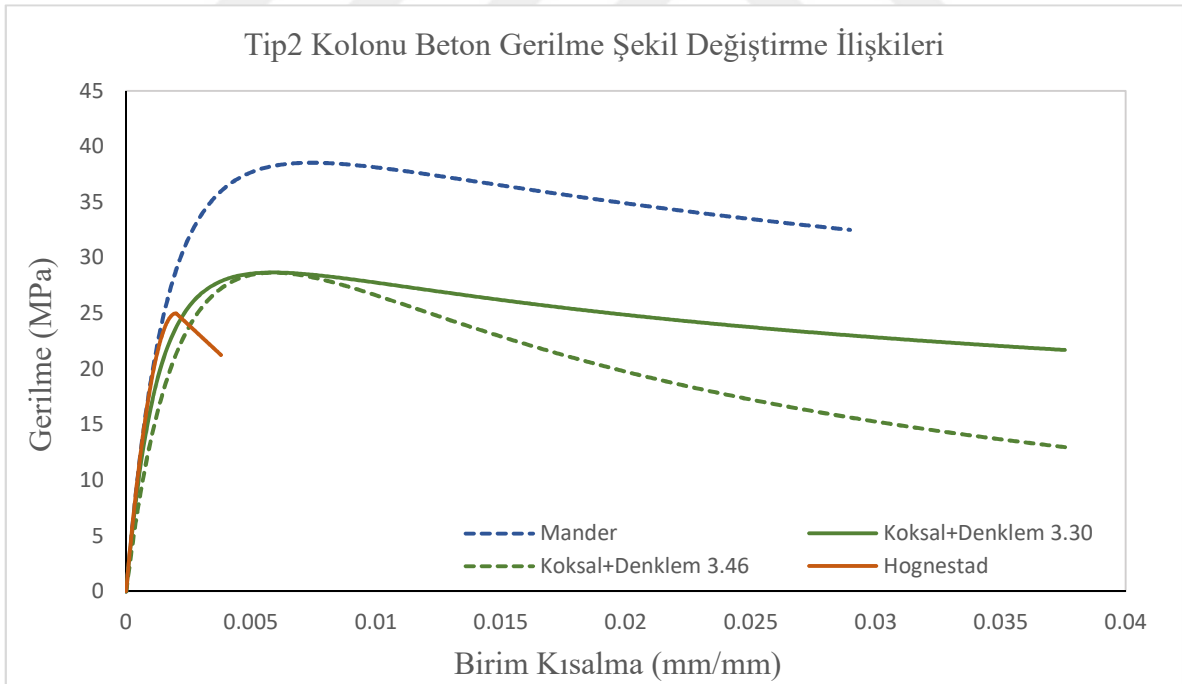
Verilen malzeme ve kesit özelliklerine göre Mander, Koksall ve Hognestad bünye denklemleri kullanılarak elde edilen gerilme şekil değiştirme ilişkileri Şekil 67, 68 ve 69’da verilmiştir. Şekil 67, 68 ve 69’da görüldüğü üzere iyi sargılanan kesitlerde Koksall ve Mander modellerinden elde edilen maksimum gerilme değerleri arasındaki fark %35’e kadar çıkmaktadır. Ancak az sargılı kesitlerde bu fark %15 mertebelerinde olmaktadır.



Şekil 67. CH kolonu sargılı ve sargısız beton davranış modelleri



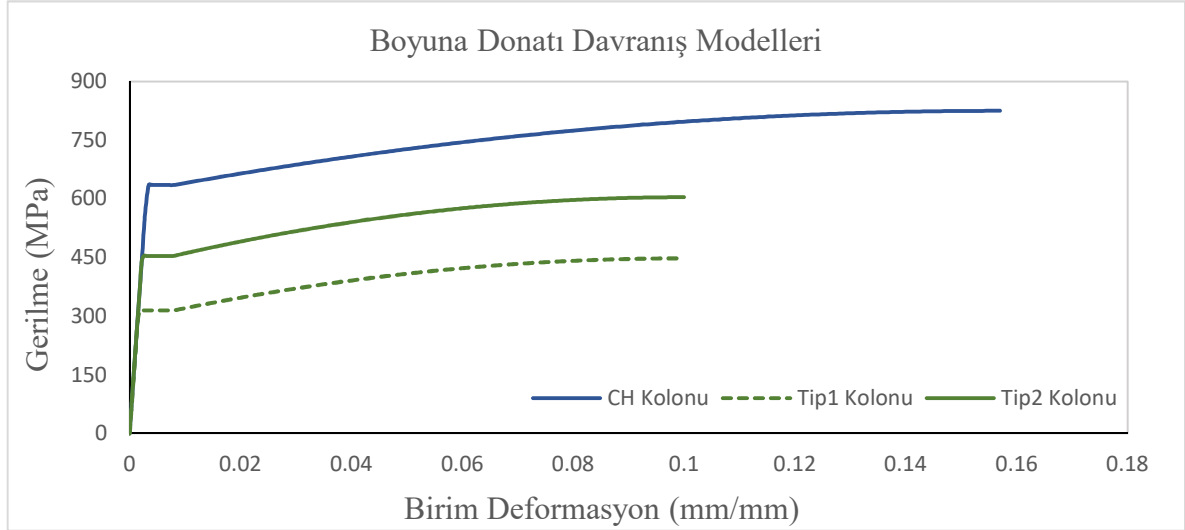
Şekil 68. Tip1 kolonu sargılı ve sargısız beton davranış modelleri



Şekil 69. Tip2 kolonu sargılı ve sargısız beton davranış modelleri

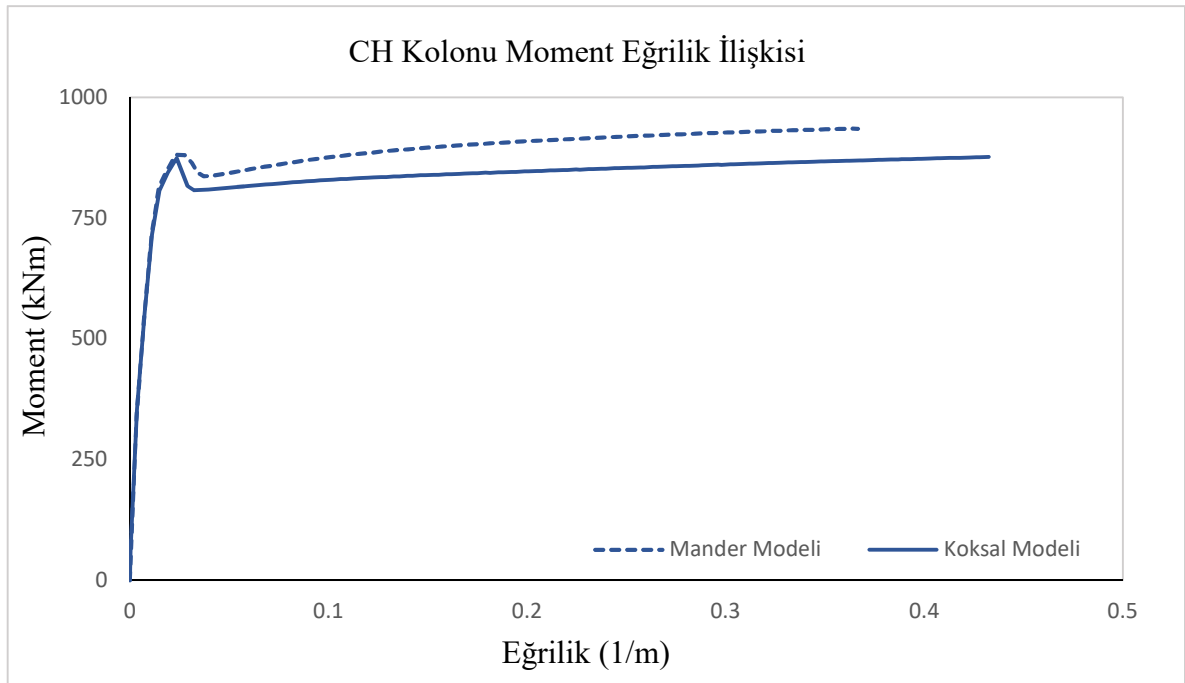
Şekil 67, 68 ve 69'da görüldüğü üzere Mander sargılı beton modelinde Koksali modeline kıyasla daha büyük maksimum gerilmeler elde edilmiştir. Daha önceki bölümlerde

açıklandığı gibi sargı oranı arttıkça, sargılı beton maksimum gerilme değerleri arasındaki farkın arttığı görülmüştür. Donatı davranış modelleri ise Şekil 70’de verilmiştir.

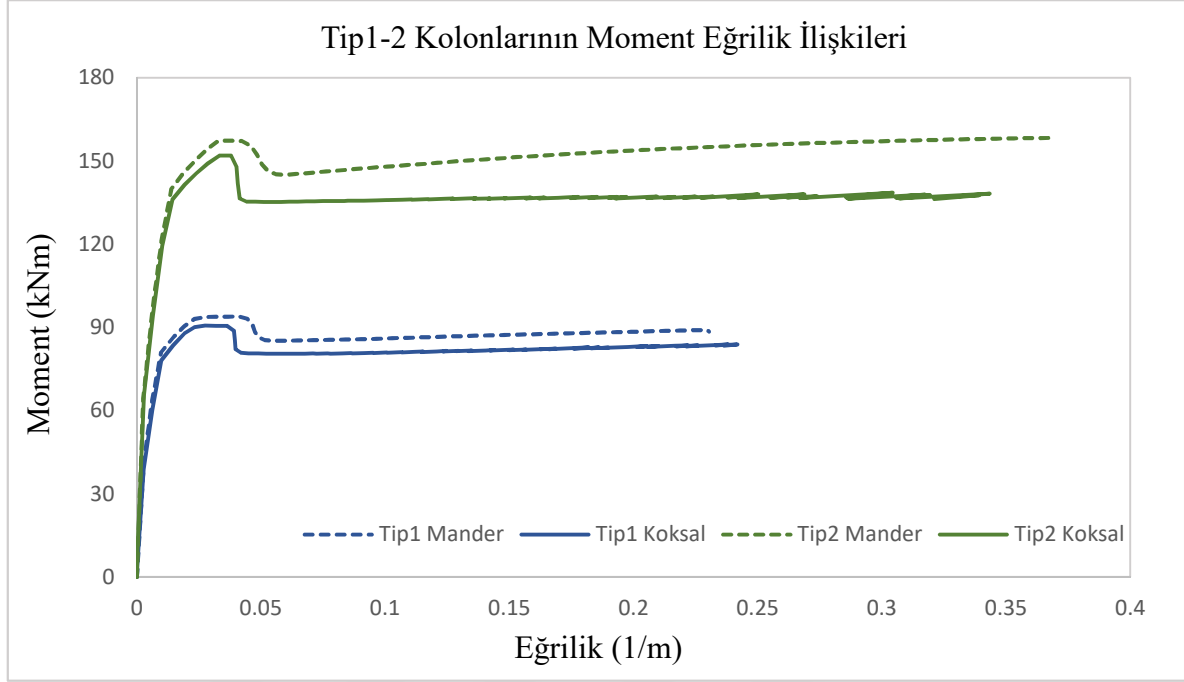


Şekil 70. Deney kolonlarının çekme ve basınç etkisindeki donatı davranış modelleri

Şekil 71 ve 72’de Koksall ve Mander modellerinden elde edilen moment eğrilik analizi sonuçları verilmiştir.



Şekil 71. CH kolonu Mander ve Koksall modelleri için moment eğrilik ilişkileri



Şekil 72. Tip1 ve Tip2 kolonları Mander ve Koksal modelleri için moment eğrilik ilişkileri

Şekil 71 ve 72'deki grafiklerden faydalanarak plastik mafsal hipotezinde yer alan Denklem 3.51 ve Denklem 3.52 bağıntıları yardımıyla hesaplanan elastik ve plastik tepe deplasmanları ile dönme değerleri Tablo 13 ve 14'de verilmiştir.

Tablo 13.

Akma ve göçme öncesi durumunda moment ve eğrilikler

Mander Modeli				
Kolon	M_y (kNm)	M_u (kNm)	ϕ_y (1/m)	ϕ_u (1/m)
CH	815.25	935.06	0.0146	0.367
Tip 1	81.11	88.48	0.0097	0.231
Tip 2	139.92	157.97	0.0138	0.369
Koksall Modeli				
Kolon	M_y (kNm)	M_u (kNm)	ϕ_y (1/m)	ϕ_u (1/m)
CH	806.63	876.63	0.0149	0.432
Tip 1	78.06	83.68	0.0098	0.238
Tip 2	136.16	138.17	0.0144	0.343

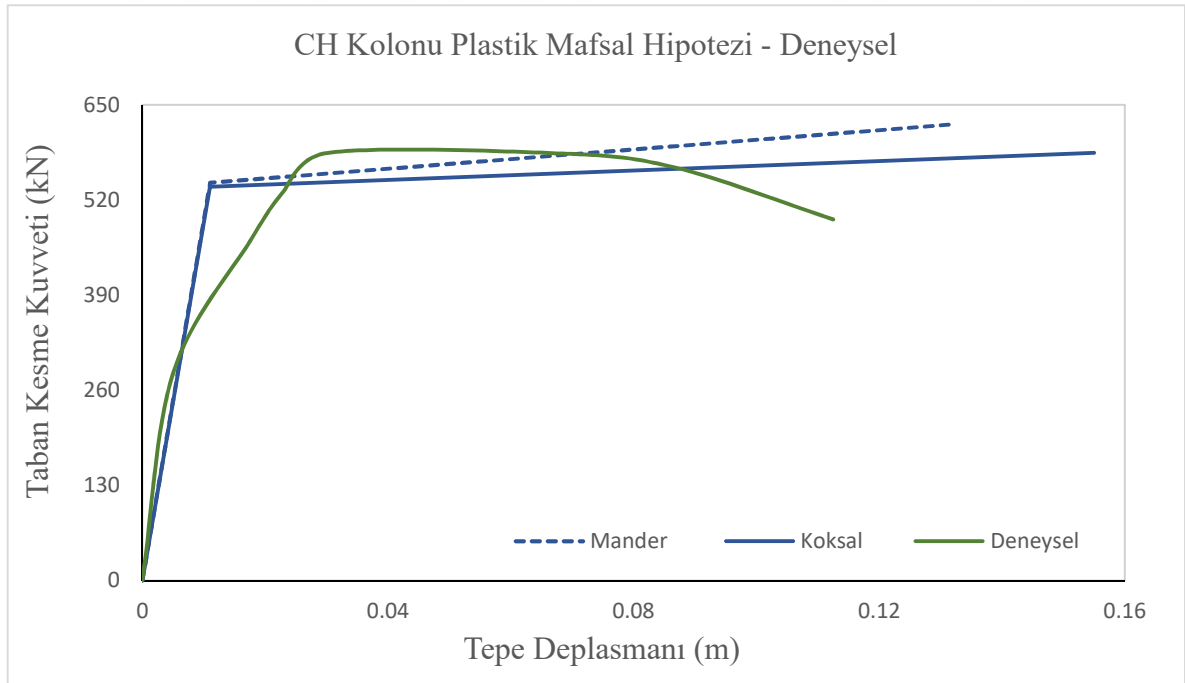
Tablo 14.

Elastik ve plastik toplam dönme ile yer değiştirmeler

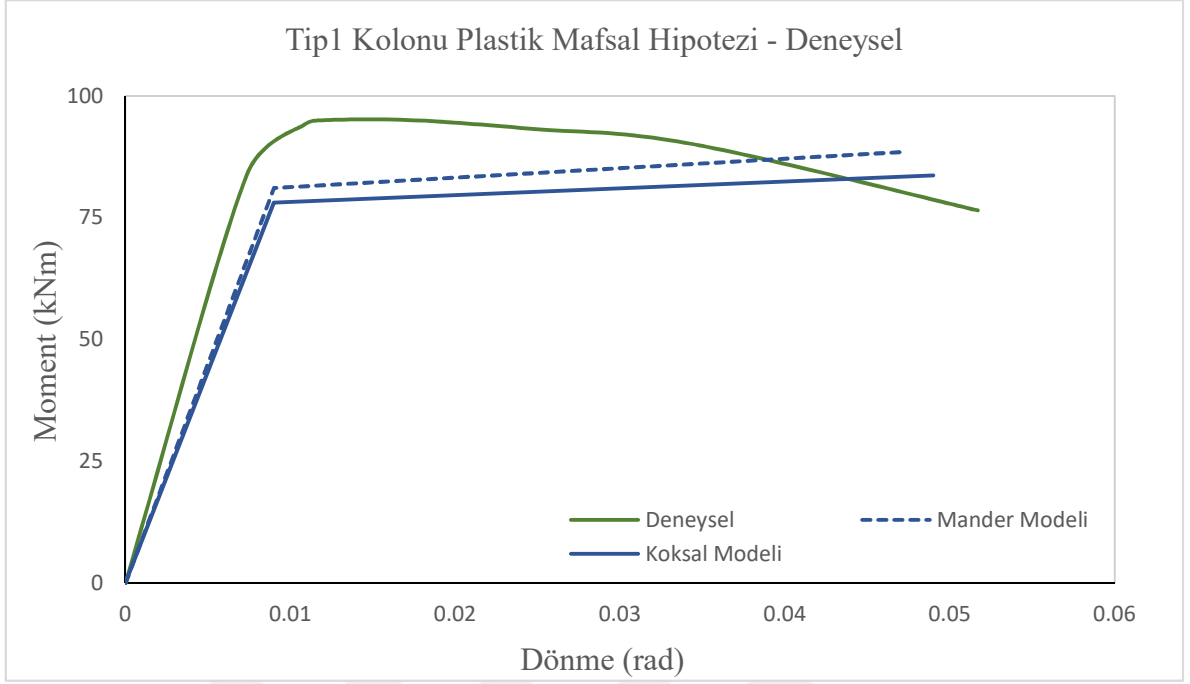
Mander Modeli						
Kolon	Θ_e (rad)	Θ_p (rad)	Θ_t (rad)	Δ_e (m)	Δ_p (m)	Δ_t (m)
CH	0.011	0.088	0.099	0.011	0.121	0.132
Tip 1	0.009	0.039	0.047	0.010	0.066	0.077
Tip 2	0.012	0.062	0.075	0.015	0.106	0.121

Koksal Modeli						
Kolon	Θ_e (rad)	Θ_p (rad)	Θ_t (rad)	Δ_e (m)	Δ_p (m)	Δ_t (m)
CH	0.011	0.104	0.115	0.011	0.143	0.155
Tip 1	0.009	0.040	0.049	0.011	0.068	0.079
Tip 2	0.013	0.058	0.070	0.016	0.098	0.114

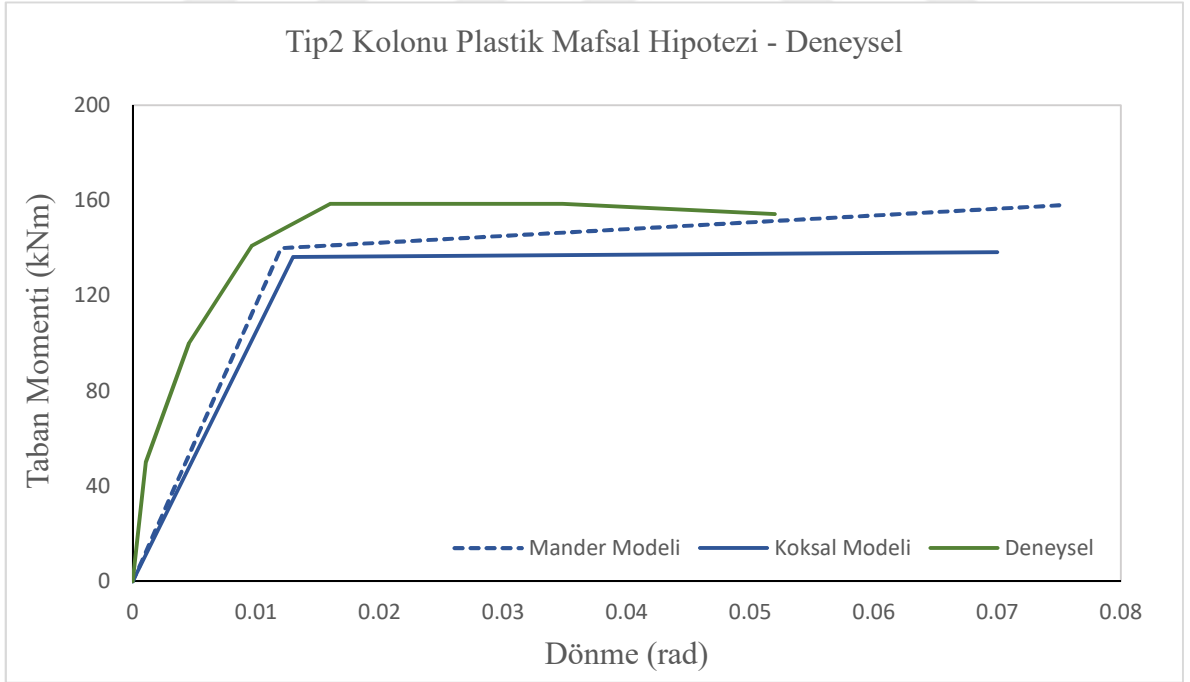
Şekil 73, 74 ve 75’de plastik mafsal hipotezinden elde edilen sonuçlar deney sonuçlarıyla kıyaslanmıştır.



Şekil 73. CH kolonu plastik mafsal hipotezi ve deneySEL karşılaştırma



Şekil 74. Tip1 kolonu plastik mafsal hipotezi ve deneysel karşılaştırma



Şekil 75. Tip2 kolonu plastik mafsal hipotezi ve deneysel karşılaştırma

Şekil 73, 74 ve 75’de görüldüğü üzere plastik mafsallı hipotezine göre moment eğrilik ilişkileri kullanılarak kolon davranışı başarıyla temsil edilebilmektedir. Ayrıca moment eğrilik grafiği, sayısal yöntemler kullanılarak idealize edildiğinde ve ideal akma noktası koordinatları kullanıldığında daha da uygun sonuçlar elde edilebilmektedir. İdealize işlemi eğrilerin altında kalan alanların eşitliği kuralına göre basit bir programla kolayca bulunabilir.

Bu çalışmada moment eğrilik grafiği üç noktada doğrusallaştırılarak seçilen bölgeler için etkin eğilme rijitlikleri hesaplanmış ve direkt rijitlik yöntemi kullanılarak geliştirilen programda itme analizi yapılmıştır. İtme analizi sırasında mafsallı kullanmak yerine her adımda azalan eğilme rijitlikleri ve ilgili bölgedeki taşıma kapasiteleri kullanılmıştır. Böylece tekil kolonlar için daha hassas analizler yapılmıştır.

Kolon betonlarının elastisite modülleri hesaplanırken Denklem 3.47 kullanılmış ve katsayı olarak güvenli tarafta kalmak adına 4500 alınmıştır. Başlangıç eğilme rijitliklerinin (EI_0) hesabı Tablo 15’de verilmiştir. Doğrusal bölgelere göre hesaplanan etkin eğilme rijitlikleri (EI_i) ve programa girilen eğilme rijitliği katsayıları ise Tablo 16’da sunulmuştur.

Tablo 15.

Deney kolonlarının çatlamamış kesit eğilme rijitlikleri

Kolon	f_{co} (MPa)	E (kN/m ²)	I (m ⁴)	EI_0 (kNm ²)
CH	35	26622359.02	0.005208	138658.1
Tip1	13	16224980.74	0.001251	20289.68
Tip2	25	22500000.00	0.001251	28136.72

Tablo 16’da görüldüğü üzere Koksallı sargılı beton modeline göre elde edilen moment eğrilik ilişkileri, beton çatlamasından önce, kesit akma dayanımına ulaştığı sırada ve maksimum eğilme kapasitesine ulaştığı noktadaki eğrilik ile moment değerleri dikkate alınarak üç kısım için doğrusallaştırma yapılmış ve bu bölgeler için etkin eğilme rijitlikleri hesaplanmıştır.

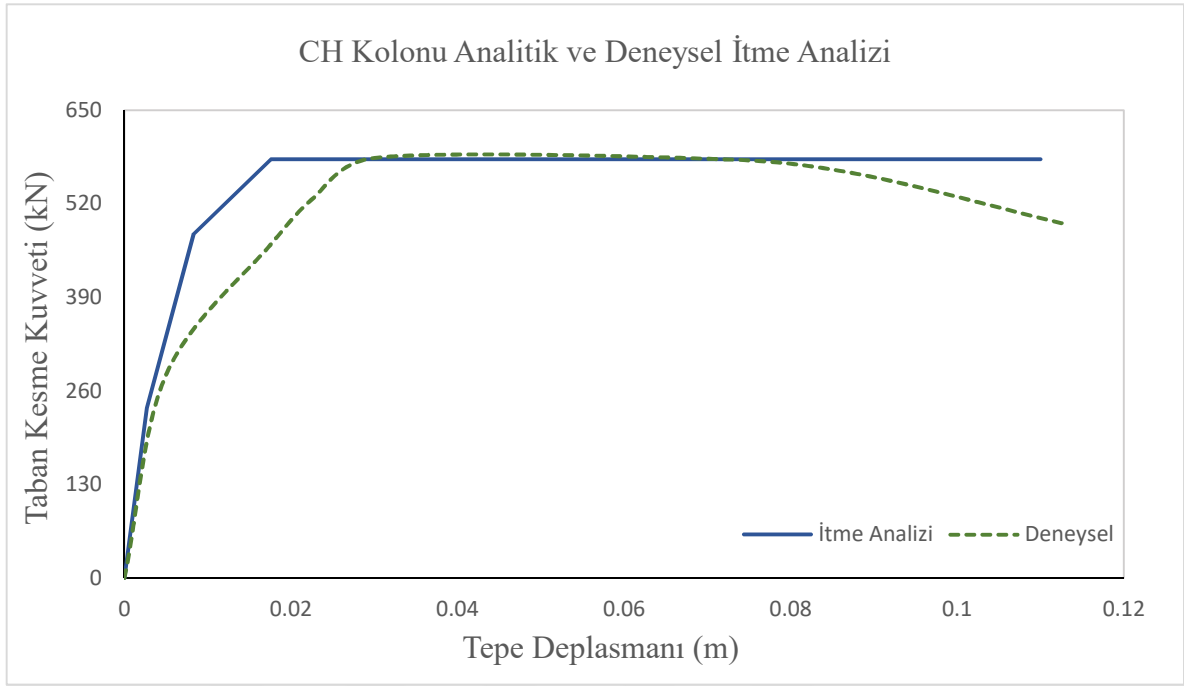
Tablo 16.

Deney kolonlarının ayrılan bölgelere göre etkin kesit rijitlikleri ve katsayıları

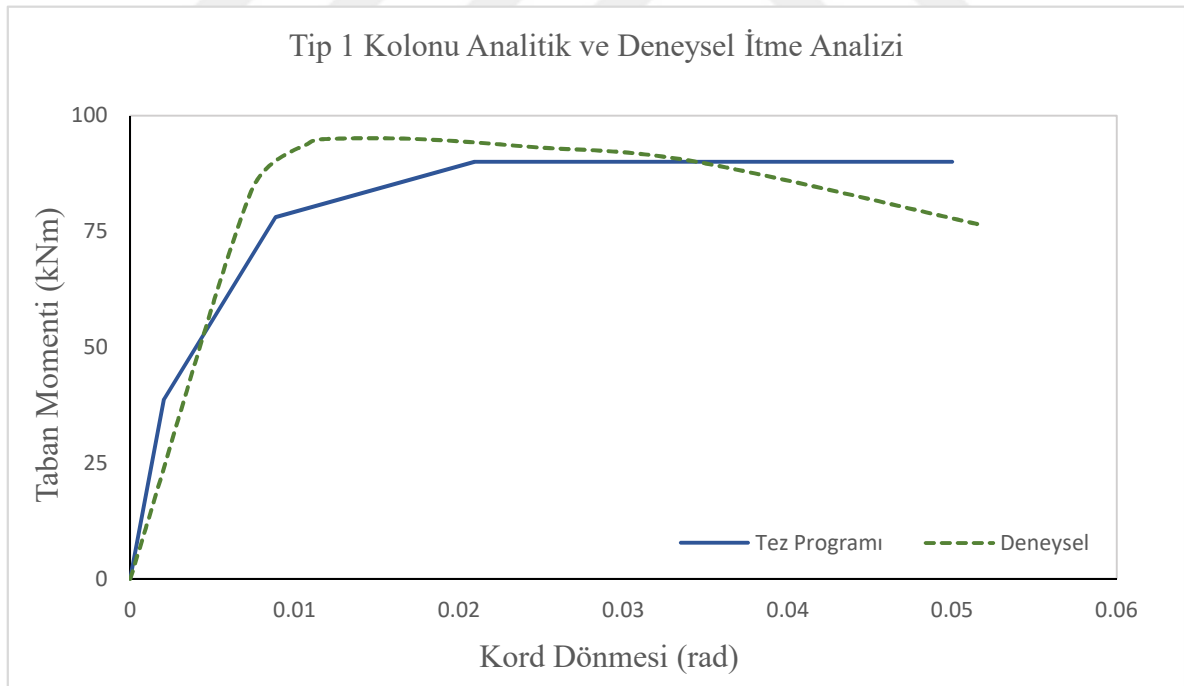
CH Kolonu Etkin Eğilme Rijitlikleri						
Bölge	Ø (1/m)	M (kNm)	ΔØ (1/m)	ΔM (kNm)	EI _i (kNm ²)	α (EI _i /EI _o)
1	0.00361	354	0.00361	354	98060.942	0.707
2	0.0111	716.73	0.00749	362.73	48428.571	0.349
3	0.0235	874.09	0.0124	157.36	12690.323	0.092
Tip1 Kolonu Etkin Eğilme Rijitlikleri						
Bölge	Ø (1/m)	M (kNm)	ΔØ (1/m)	ΔM (kNm)	EI _i (kNm ²)	α (EI _i /EI _o)
1	0.00228	38.69	0.00228	38.69	16969.298	0.836
2	0.0098	78.06	0.00752	39.37	5235.372	0.258
3	0.0232	90.08	0.0134	12.02	897.015	0.044
Tip2 Kolonu Etkin Eğilme Rijitlikleri						
Bölge	Ø (1/m)	M (kNm)	ΔØ (1/m)	ΔM (kNm)	EI _i (kNm ²)	α (EI _i /EI _o)
1	0.0028	65.54	0.0028	65.54	23407.143	0.832
2	0.0143	136.168	0.0115	70.628	6141.5652	0.218
3	0.0379	151.93	0.0236	15.762	667.88136	0.024

Tablo 16’da sunulan taşıma kapasiteleri ve etkin eğilme rijitlikleri kullanılarak statik itme analizi yapılmıştır. Deneysel ve analitik itme sonuçları Şekil 76, 77 ve 78’de karşılaştırmalı olarak sunulmuştur.

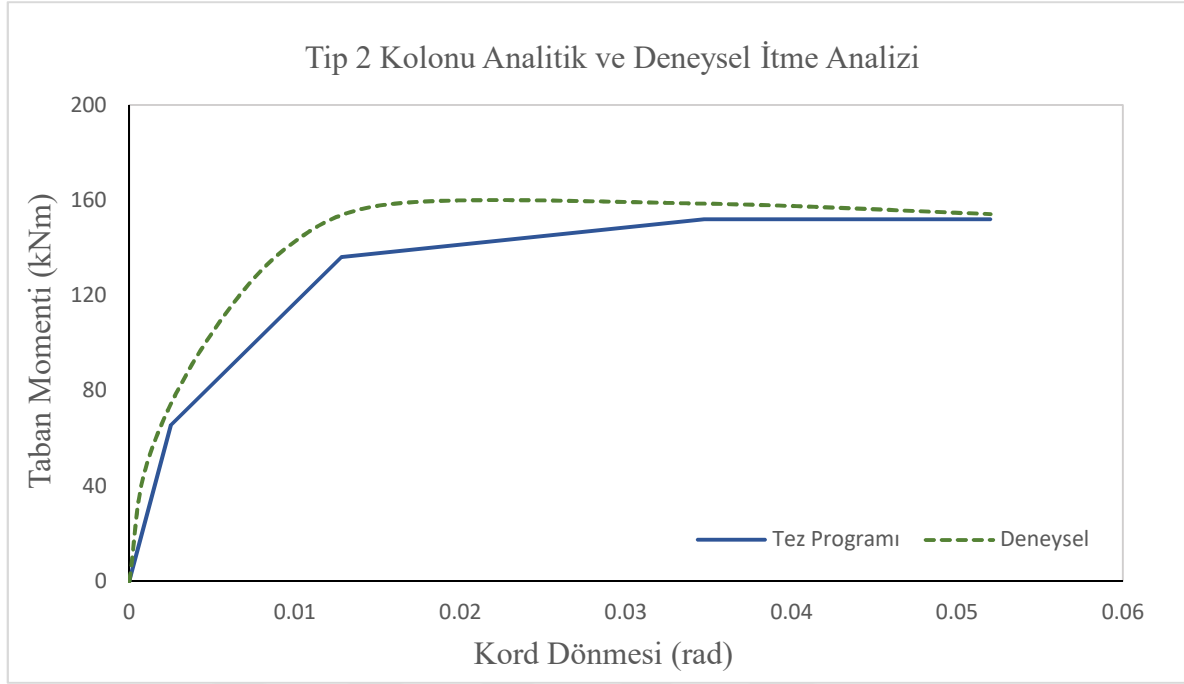
Görüldüğü üzere deney sonuçları ve analiz sonuçları birbiriyle uyumludur. Teorik ve deneysel sonuçlar birbiriyle uyumlu olsa da analiz modellerinde yapılan bazı kabuller, idealleştirmelere ek olarak hesaba katılamayan durumlar, eğrilerde bir miktar sapmaya sebebiyet verebilmektedir.



Şekil 76. CH kolonu analitik ve deneysel itme analizi



Şekil 77. Tip1 kolonu analitik ve deneysel itme analizi



Şekil 78. Tip2 kolonu analitik ve deneysel itme analizi

4.7.2. Koksall-Erdogan Modelinin Düzlem Çerçeveye Uygulanması

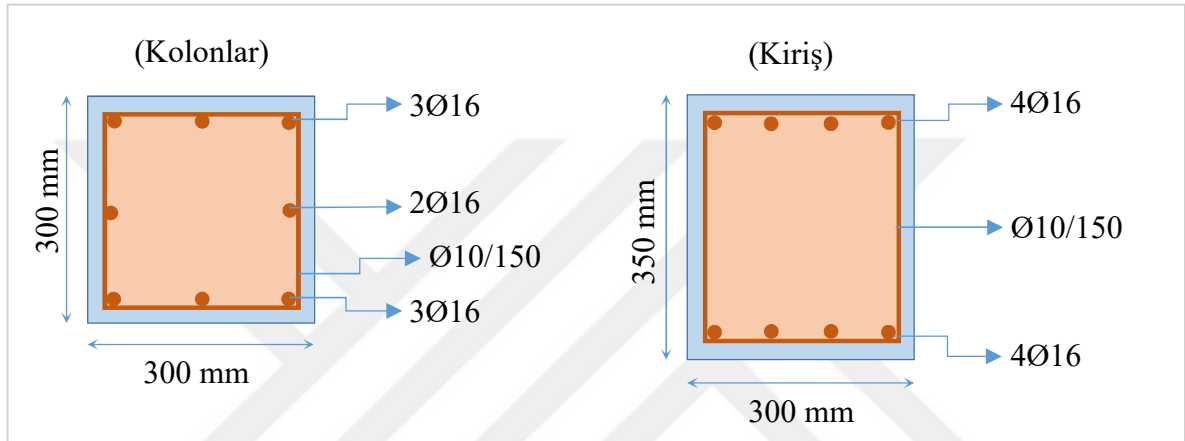
Çalışmanın bu kısmında, dolgu duvarların betonarme çerçeve sistemlerin davranışına etkisinin araştırıldığı Kim ve Yu (2021) çalışmasındaki tek katlı tek açıklıklı dolgu duvarsız çerçeve incelenmiştir. Bu kapsamda Kim ve Yu (2021) çalışmasındaki dolgu duvarsız çerçeve sisteme, çevrimsel yatay yük uygulanarak elde edilen deney verilerinin zarf eğrisi çizilmiştir. Daha sonra Koksall sargılı beton modeli esas alınarak moment eğrilik ilişkileri elde edilmiş ve buradan hesaplanan eğilme rijitlikleri TP'na girilerek statik itme analizleri gerçekleştirilmiştir.

Ek olarak TBDY 2018'e göre eğilme rijitlikleri hesaplanmış ve bu değerlere göre TP kullanılarak itme analizleri yapılmıştır. Şekil 79 ve 80 ile Tablo 17 ve 18'de deney çerçeve elemanlarının özellikleri verilmiştir.

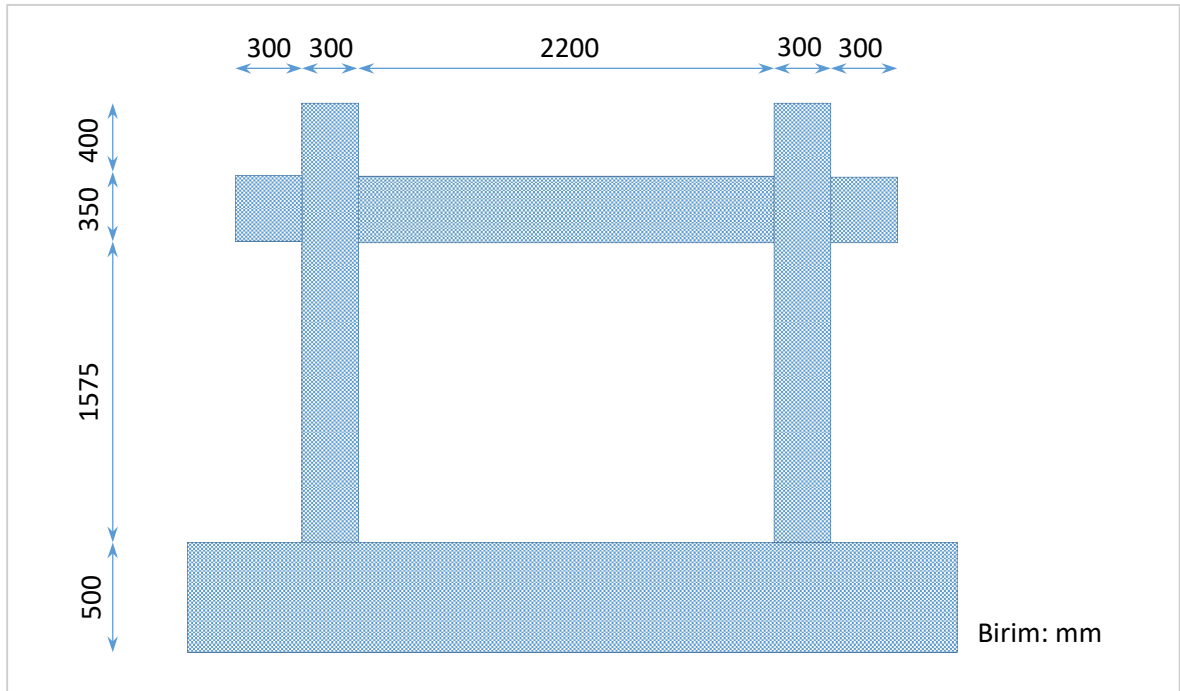
Tablo 17.

Deney çerçevesi elemanlarının kesit özellikleri (Kim ve Yu, 2021)

Eleman	b (mm)	h (cm)	Boyuna Donatı	Sargı Donatısı	N(kN)
Kolon1	300	300	8Ø16	Ø10/150	0
Kiriş	300	350	8Ø16	Ø10/150	0
Kolon2	300	300	8Ø16	Ø10/150	0



Şekil 79. Deney çerçevesi elemanlarının donatı düzenleri (Kim ve Yu, 2021)



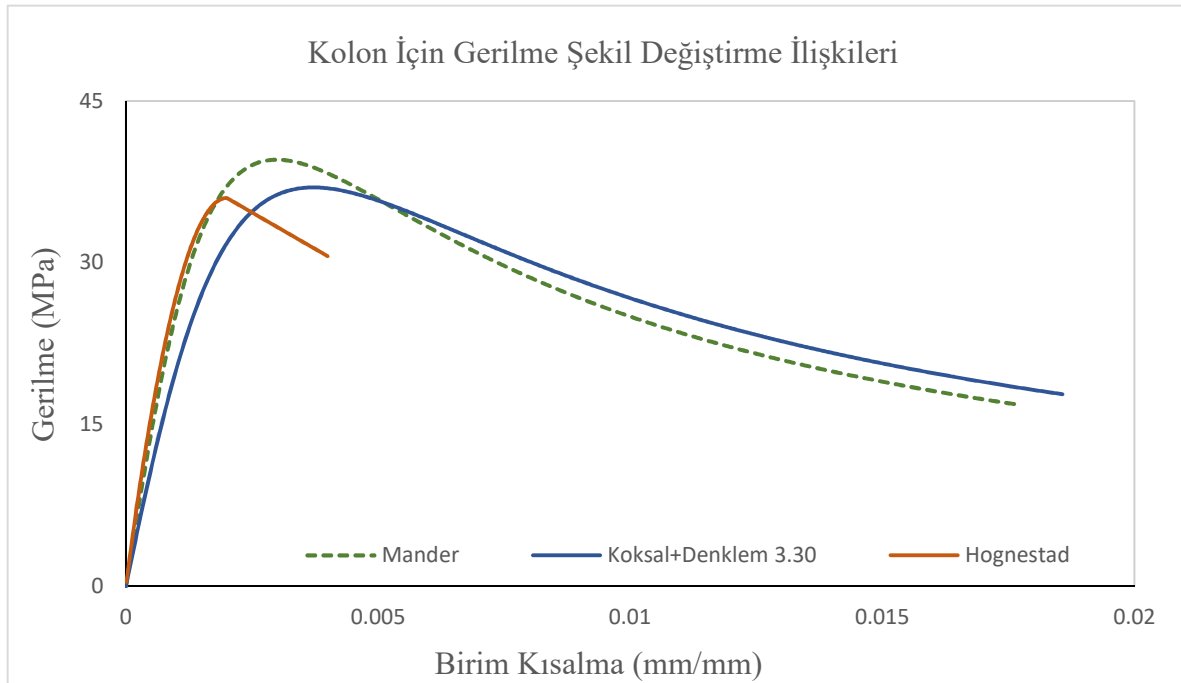
Şekil 80. Deney çerçevesinin boyutları (Kim ve Yu, 2021)

Tablo 18.

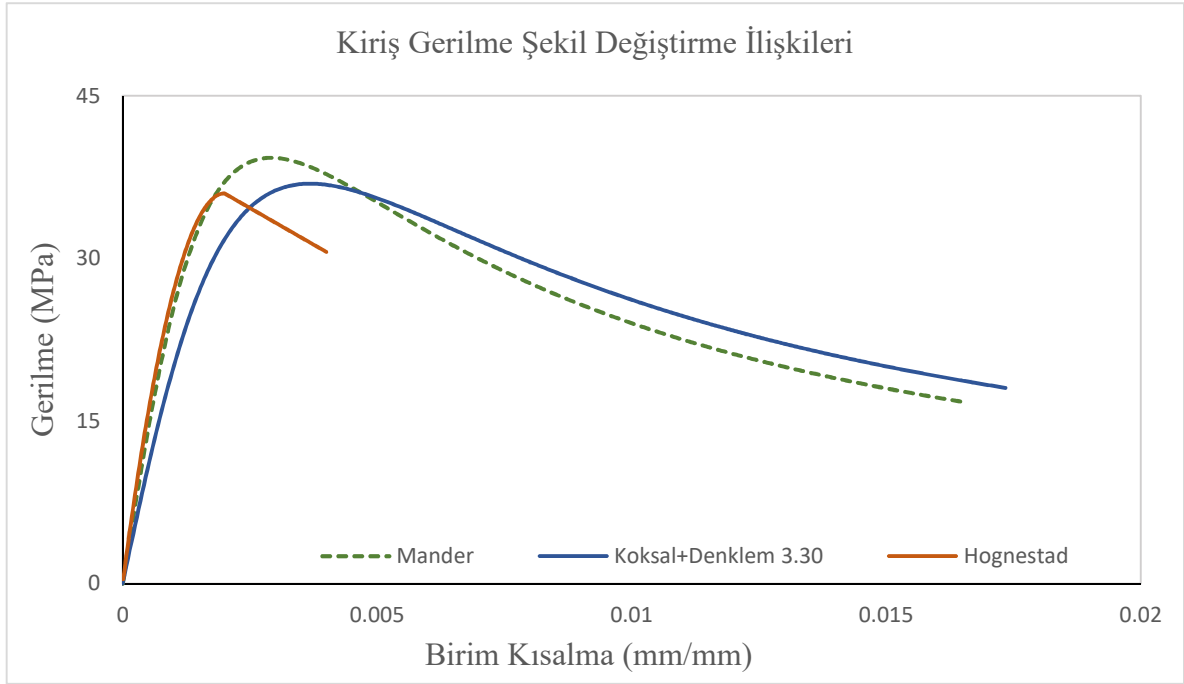
Deney çerçevesinde kullanılan malzemelerin mekanik özellikleri (Kim ve Yu, 2021)

Eleman	f_{ck} (MPa)	f_{sy} (MPa)	f_{su} (MPa)	f_{syh} (MPa)	E_s (MPa)
Kolon1	36	429	550	441	2E5
Kiriş	36	429	550	441	2E5
Kolon2	36	429	550	441	2E5

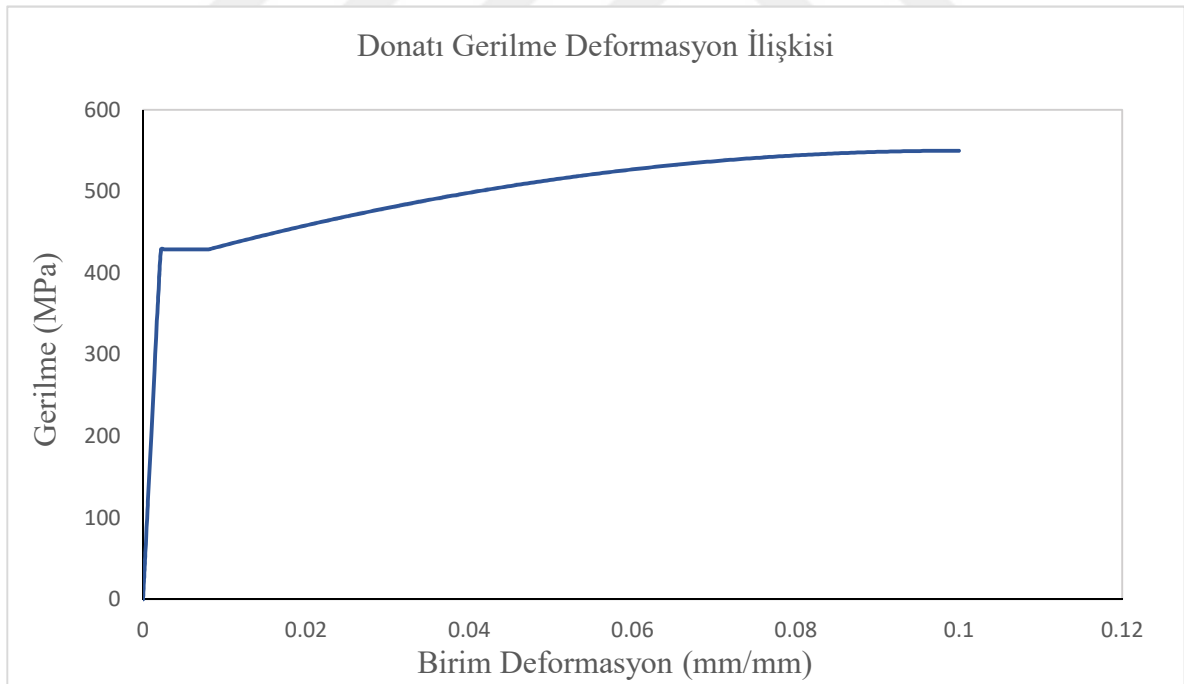
Kesit ve malzeme özelliklerine göre Koksall ve Mander sargılı beton, Hognestad sargısız beton ve boyuna donatı gerilme şekil değiştirme ilişkileri Şekil 81, 82 ve 83’de verilmiştir. Sargı donatısı oranı düşük olduğundan Mander ve Koksall modellerine göre sargılı beton basınç dayanımında ciddi bir artış olmamaktadır. Buna karşın deneyde eksenel yük olmadığından, doğrusal olmayan davranışta donatı daha baskın gelmektedir. Buna paralel olarak donatıdaki pekleşme durumunun doğrusal olmayan davranışa etkisi daha net görülmektedir.



Şekil 81 Kolon için sargılı ve sargısız beton gerilme şekil değiştirme ilişkileri

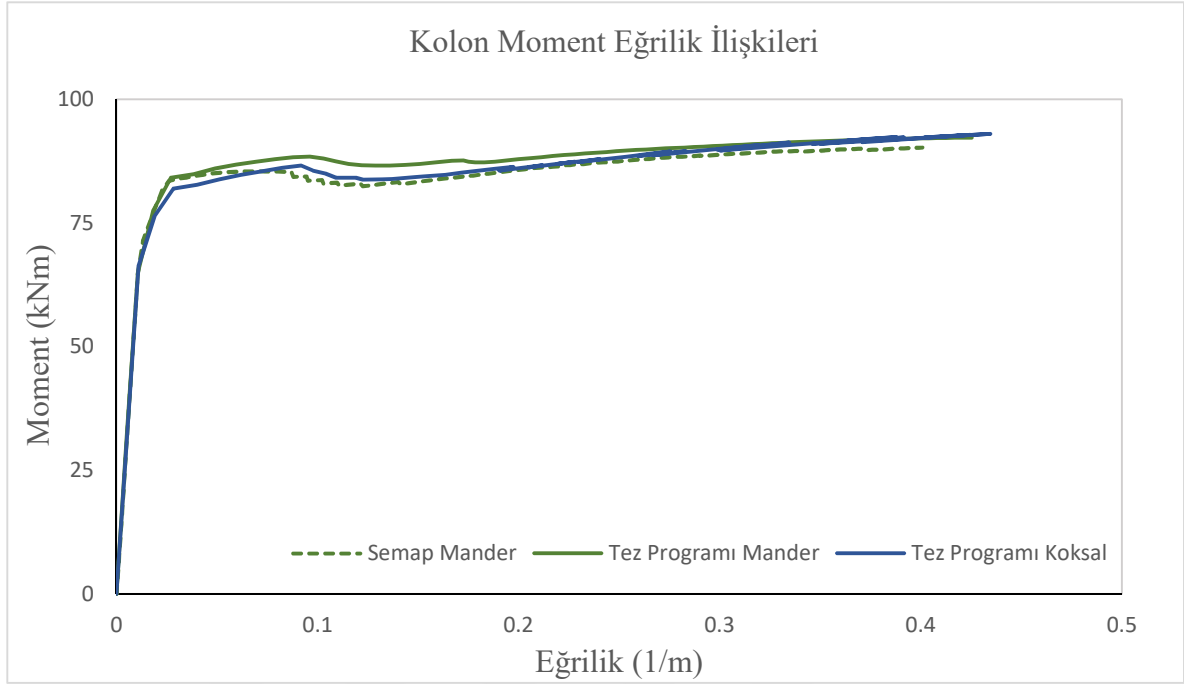


Şekil 82. Kiriş için sargılı ve sargısız beton gerilme şekil değiştirme ilişkileri

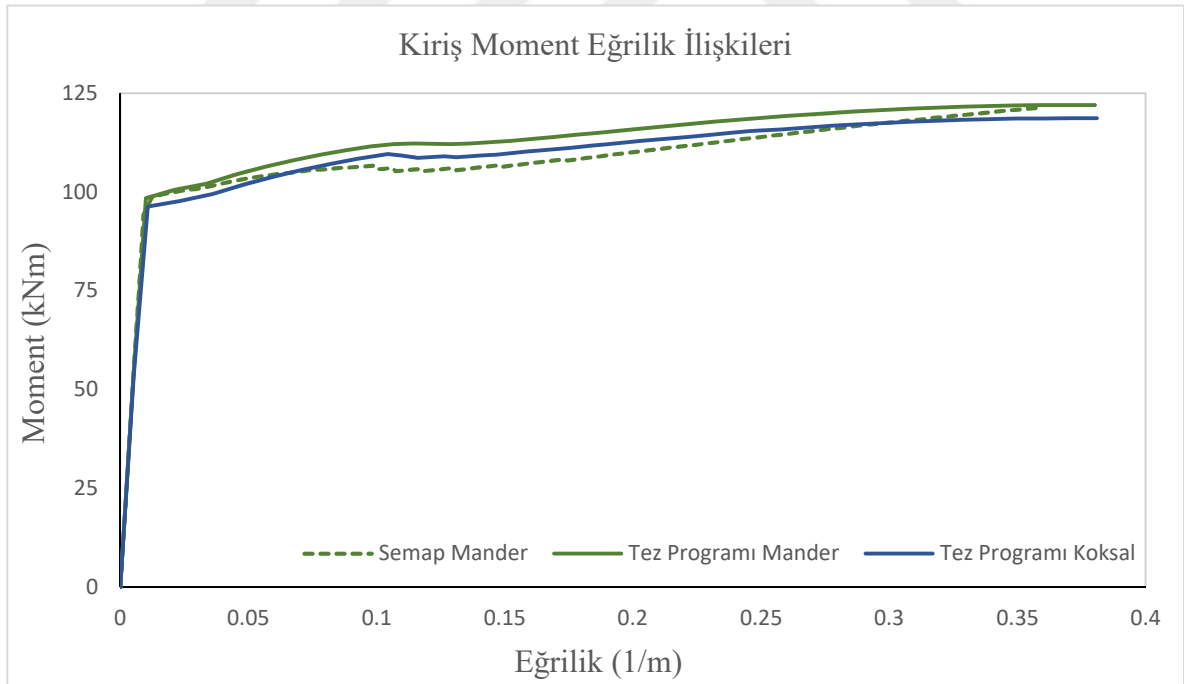


Şekil 83. Boyuna donatının gerilme birim deformasyon ilişkisi

Deney kolon ve kirişlerinin moment eğrilik ilişkileri Şekil 84 ve 85’de verilmiştir. Ayrıca Mander modeli bazında TP ve SEMAp arasında kıyaslama yapılmıştır.

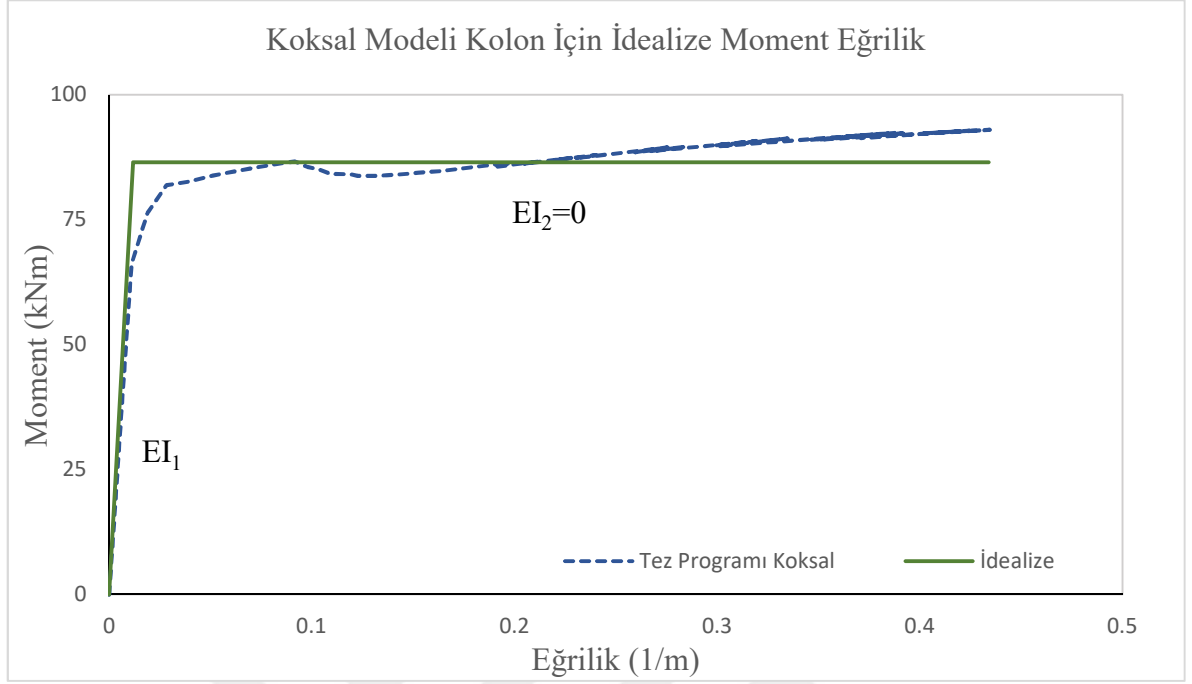


Şekil 84. Deney kolonunun TP - SEMAp kıyaslamalı moment eğrilik ilişkileri

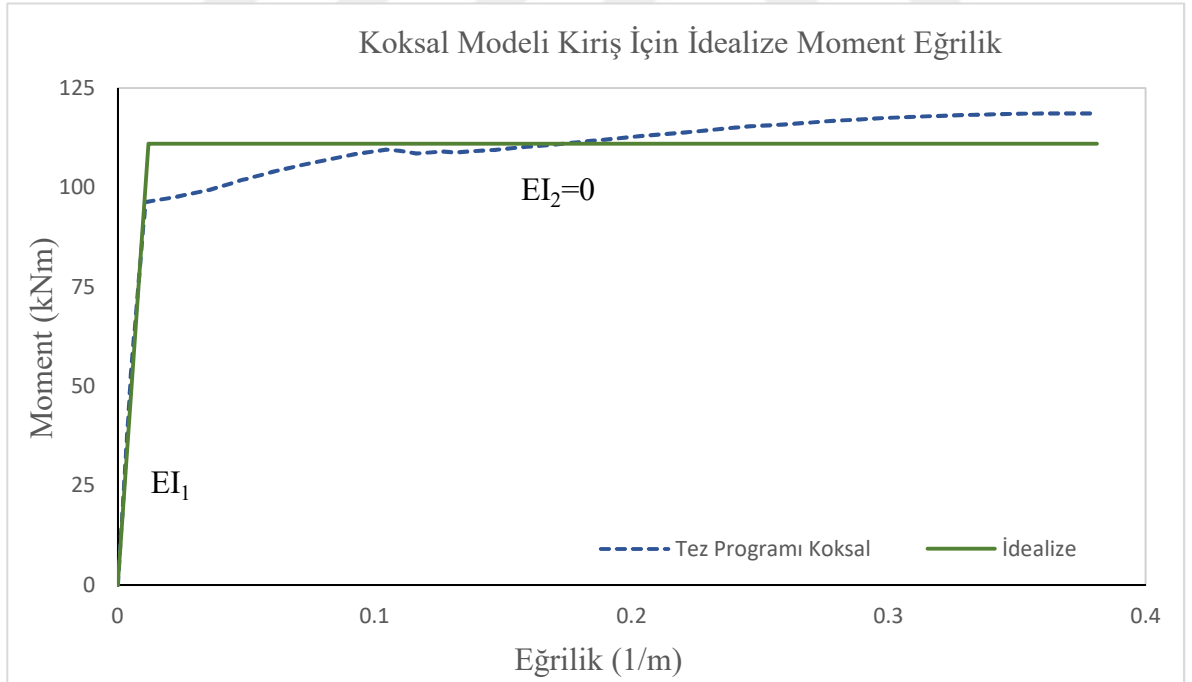


Şekil 85. Deney kirişinin TP - SEMAp kıyaslamalı moment eğrilik ilişkileri

Koksall modelinden elde edilen moment eğrilik ilişkileri, Şekil 86 ve 87'de gösterildiği gibi öncelikle pekleşmesiz olarak idealize edilmiştir.



Şekil 86. Kolon davranışının pekileşmesiz elasto-plastik model olarak idealize edilmesi



Şekil 87. Kiriş davranışının pekileşmesiz elasto-plastik model olarak idealize edilmesi

Tablo 19, 20 ve 21’de idealize edilen eğriler kullanılarak hesaplanan kesit eğilme rijitlikleri ve TBDY 2018’e göre etkin eğilme rijitlikleri ile rijitlik katsayıları (α_i) verilmiştir.

Tablo 19.

Pekleşmesiz idealize moment eğrilik diyagramının koordinatları

Koksal Modeli				
Eleman	M_y (kNm)	M_u (kNm)	Θ_y (1/m)	Θ_u (1/m)
Kolon	86.49	86.49	0.01187	0.434
Kiriş	111.00	111.00	0.01195	0.381

Kolonlarda ve kirişte kullanılan betonun elastisite modülleri hesaplanırken Denklem 3.47 kullanılmış ve katsayı olarak güvenli tarafta kalmak adına 4500 alınmıştır. Tablo 20'deki EI_o , kesitte çatlağın bulunmadığı varsayımına göre hesaplanan eğilme rijitliğini temsil etmektedir.

Tablo 20.

Eğilme rijitlikleri ve eğilme rijitliği katsayıları

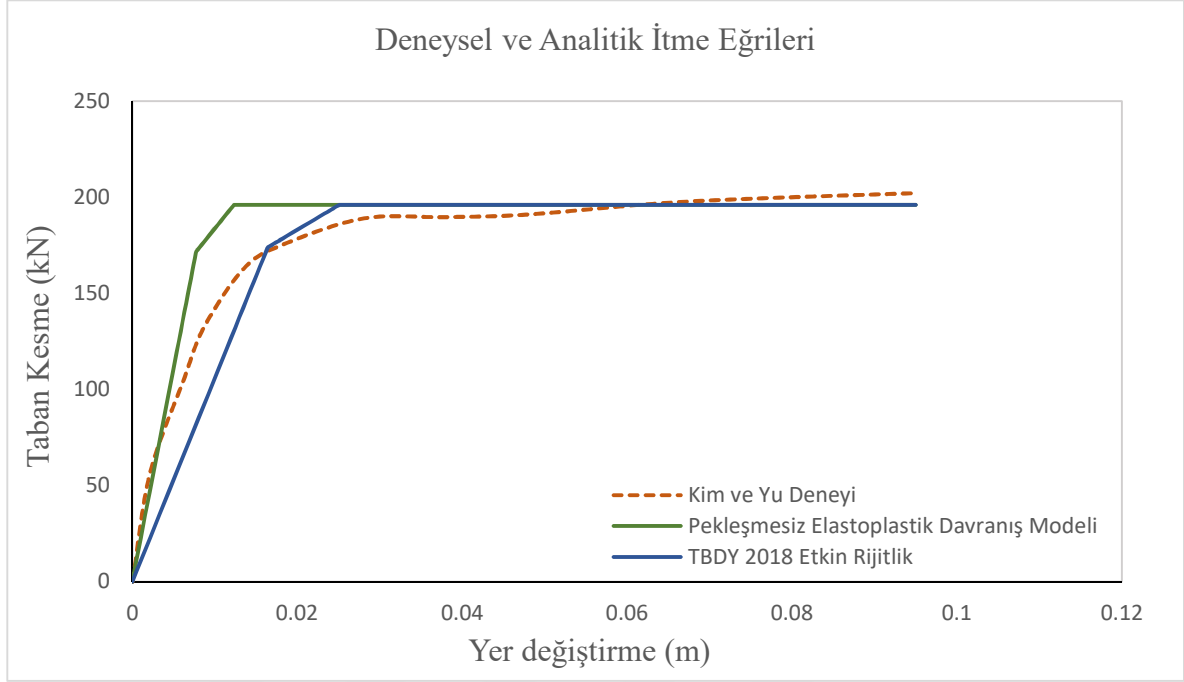
Eleman	E (kN/m ²)	I (m ⁴)	EI_o (kNm ²)	EI_1 (kNm ²)	EI_2 (kNm ²)	α_1	α_2
Kolon	2.7 E7	0.000675	1.82 E4	7286.43	0	0.399	0.00
Kiriş	2.7 E7	0.001072	2.89 E4	9288.70	0	0.321	0.00

Tablo 21.

TBDY 2018'e göre akma dönmesi ve etkin kesit rijitliği ile eğilme rijitliği katsayıları

Mafsal	Θ_y (1/m)	L_s (m)	h (m)	d_b (m)	f_{ce} (Mpa)	Θ_y (rad)	EI_e (kNm ²)	α_1
Kolon	0.01187	0.7875	0.3	0.016	46.8	0.0075	3371.08	0.185
Kiriş	0.01195	1.1	0.35	0.016	46.8	0.0084	4845.08	0.167

Tablo 20 ve 21'deki etkin rijitlik katsayılarına göre TP kullanılarak itme analizi yapılmış ve Kim ve Yu (2021) deney çalışması ile kıyaslanmıştır. Görüldüğü üzere TBDY 2018'e göre hesaplanan etkin eğilme rijitlikleri kullanıldığında sistemin akma noktası daha doğru tahmin edilebilmektedir. Buna karşın başlangıç kısmında, moment-eğrilik grafiğinden elde edilen eğilme rijitlikleri kullanılarak gerçekleştirilen itme analizine göre daha gerçekçi davranış eğrisi elde edilmektedir.

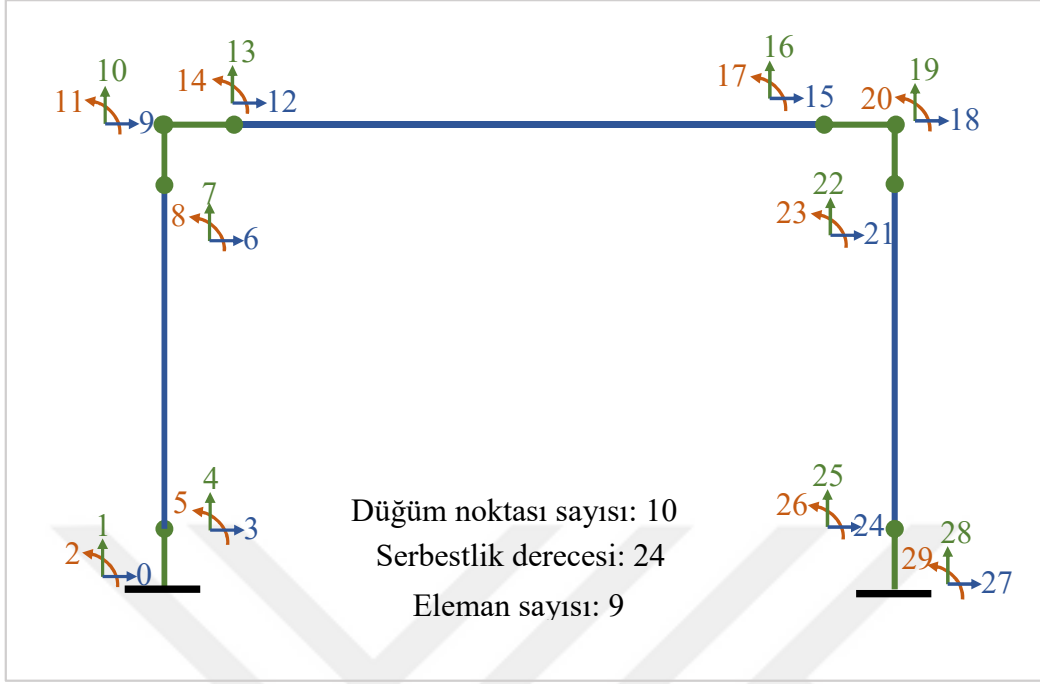


Şekil 88. Deneyisel ve analitik modellere göre itme analizleri 1

Başka bir yaklaşım olarak pekleşmeli elasto-plastik davranış modeli kullanılarak itme analizleri yapılabilir. Geliştirilen programda eğilme rijitliği sıfırdan farklı dönme yaylarını içeren analizler yapılabilmekte bu sayede pekleşmeli elasto-plastik davranış, modellenenbilmektedir. Bunun yanı sıra eleman uçlarına plastik mafsallık uzunluğunca tanımlanan fiktif bağlantı elemanları sayesinde de pekleşmeli davranış, analiz modellerine yansıtılabilmektedir.

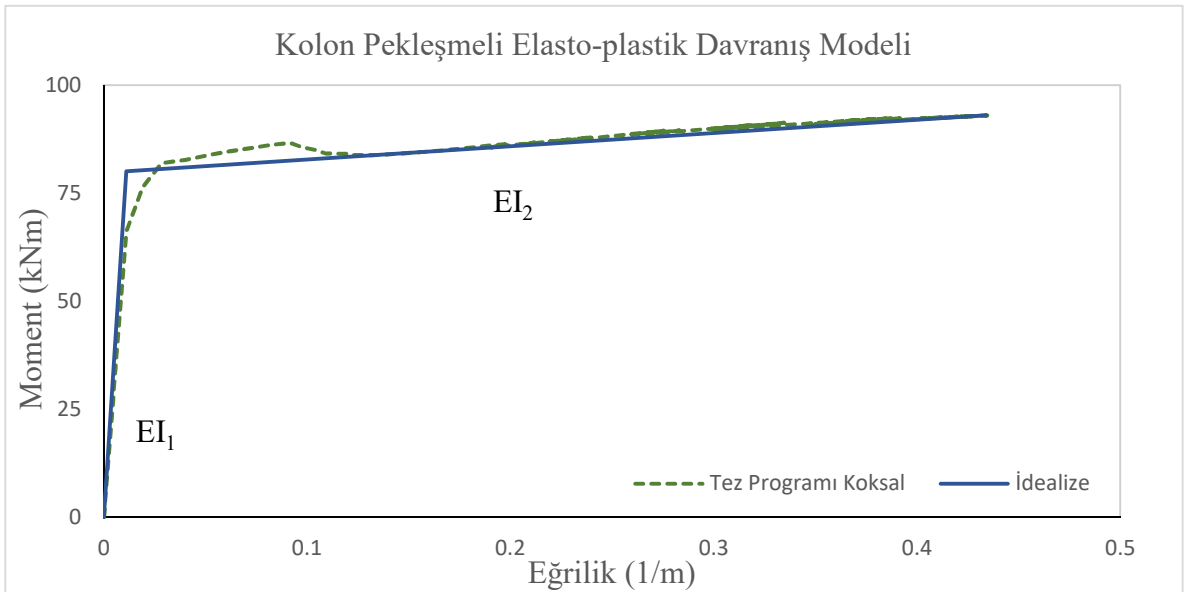
Daha detaylı bir analiz tipi olduğu için, pekleşmeli elasto-plastik malzeme modeline göre de analiz yapılmıştır. Bu çalışmada pekleşme etkisi, eleman uçlarına tanımlanan fiktif elemanlar aracılığıyla analitik modele dahil edilmiştir. Analiz sırasında taşıma kapasitesine ulaşan elemanların, plastik mafsallık boyu kadarlık bölgede eğilme rijitliği manuel olarak azaltılmıştır.

Kim ve Yu (2021) deney çerçevesi için Şekil 89’da gösterildiği gibi 9 elemanlı ve toplam 24 serbestlik dereceli analitik model oluşturulmuştur. Eleman eğilme rijitlikleri için moment eğrilik grafiğinden elde edilen değerler kullanılmıştır.

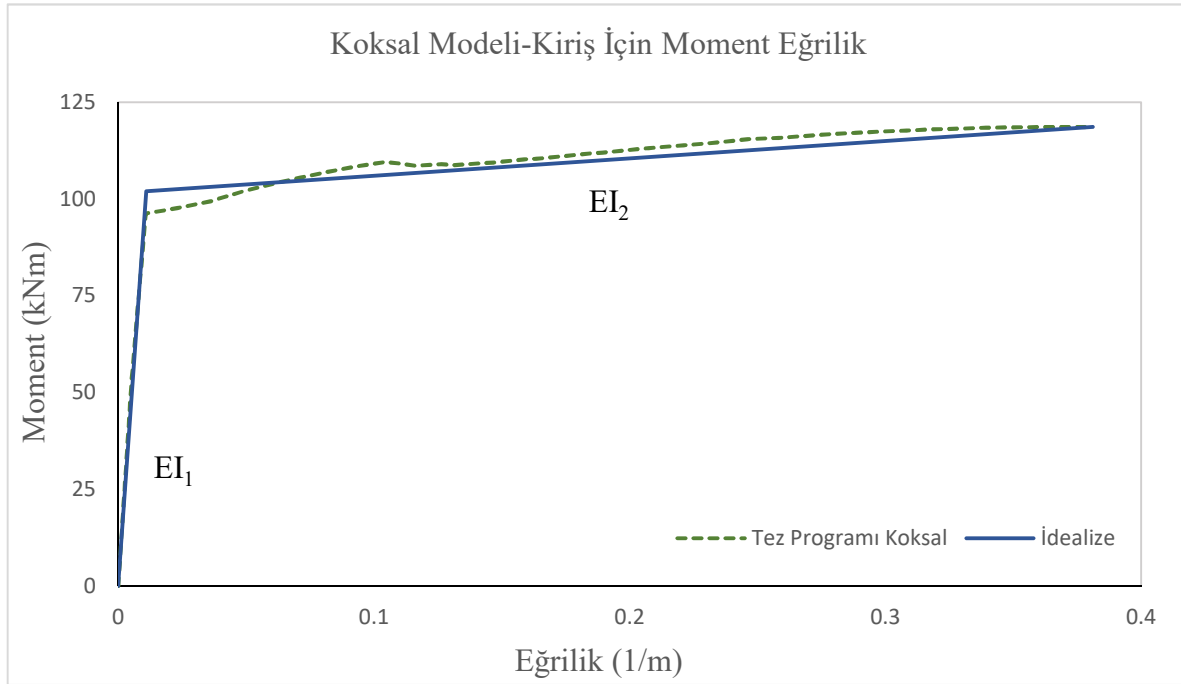


Şekil 89. Yığılı plastik mafsallı uzunluğu boyunca tanımlı bağlantı elemanları

Şekil 89’da gösterilen analitik model, TP ile adım adım çözülmüş ve tepe deplasmanı ile taban kesme kuvveti kaydedilmiştir. Koksallı sargılı beton modeli esas alınarak elde edilen moment eğrilik grafiği, eğri altında kalan alanların eşitliği prensibine göre Şekil 90 ve 91’de gösterildiği üzere ideal pekleşmeli elasto-plastik diyagrama çevrilmiştir.



Şekil 90. Kolon davranışının pekleşmeli elasto-plastik model olarak idealize edilmesi



Şekil 91. Kiriş davranışının pekleşmeli elasto-plastik model olarak idealize edilmesi

Tablo 22’de pekleşmeli elasto-plastik diyagramın koordinatları, Tablo 23’de ise TP’na girilen eğilme rijitliği katsayıları α_1 ve α_2 sunulmuştur.

Tablo 22.

Pekleşmeli idealize moment eğrilik ilişkisi diyagramının koordinatları

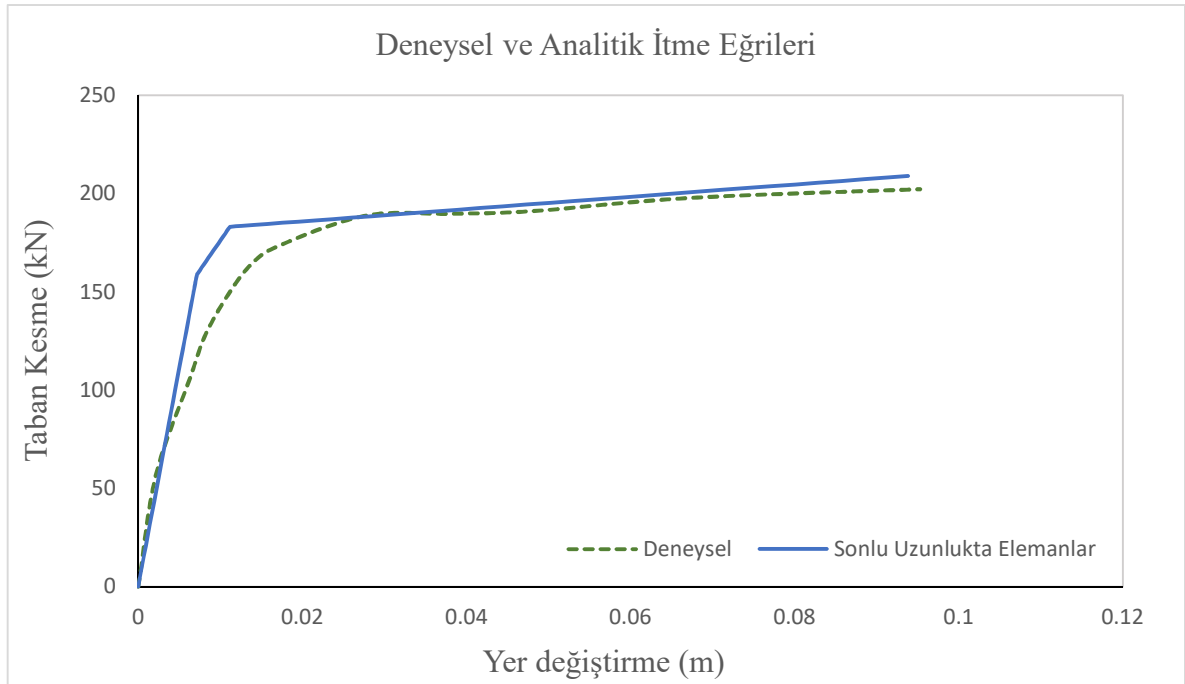
Koksal Modeli				
Eleman	M_y (kNm)	M_u (kNm)	ϕ_y (1/m)	ϕ_u (1/m)
Kolon	80.00	92.99	0.011	0.434
Kiriş	102.00	118.64	0.011	0.381

Tablo 23.

Eğilme rijitlikleri ve eğilme rijitliği katsayılarının hesabı

Eleman	E (kN/m ²)	I (m ⁴)	EI_o (kNm ²)	EI_1 (kNm ²)	EI_2 (kNm ²)	α_1	α_2
Kolon	2.7 E7	0.000675	1.82 E4	7272.73	30.71	0.399	0.0017
Kiriş	2.7 E7	0.001072	2.89 E4	9272.73	44.97	0.321	0.0016

TP kullanılarak yapılan itme analizinde, elemanlar akma kapasitesine ulaşmadan önce EI_1 değerleri; akma kapasitesine ulaştıktan sonra ise EI_2 eğilme rijitliği değerleri kullanılmıştır. Statik itme analizine, kolonların alt uçlarının kırılmasına kadar devam edilmiştir. Yani kolonların maksimum eğilme momenti değerine ulaştıktan sonra kırıldığı ve çerçevenin daha fazla yük alamadığı varsayılmış ve bu aşamada analiz sonlandırılmıştır. Şekil 92’de görüldüğü üzere analitik ve deneysel sonuçlar uyumludur.



Şekil 92. Deneysel ve analitik modellere göre itme analizleri 2

Bilindiği üzere tüm elemanların uçlarında mafsallı olduğunda çerçeve stabilitesi bozulmakta ve analiz sonlandırılmaktadır. Ancak mafsallı yerleştirmek yerine dönme rijitliği düşük dönme yayları veya Şekil 89’daki gibi analiz süresince eğilme rijitlikleri manuel olarak azaltılan fiktif bağlantı elemanlarıyla bu sorunun önüne geçilmiştir. Bu sayede betonarme elemanların akma dayanımına ulaşmasından sonra görülen taşıma kapasitesindeki artış yani pekleşme etkisi modellenilebilmiştir. Şekil 92’de görüldüğü üzere fiktif elemanlar sayesinde analize devam edilmiş ve sınır durumdaki deplasman ve taban kesme kuvveti başarıyla tahmin edilmiştir.

BEŞİNCİ BÖLÜM

SONUÇ VE ÖNERİLER

Bu kısımda çalışmadan elde edilen sonuçlar özetlenecektir. Bu çalışma kapsamında araştırmada kullanılmak üzere betonarme kolon ve kirişlerin doğrusal olmayan davranışlarını belirleyebilmek adına Koksall ve Erdoğan tarafından 2021 yılında önerilen yeni bir sargılı beton modeli ve TBDY 2018’de kullanılması önerilen Mander sargılı beton modeli esas alınarak Python programlama dilinde moment-eğrilik programı geliştirilmiştir. Ayrıca düzlem çerçeve yapılarının doğrusal olmayan performans analizlerinin gerçekleştirilebilmesi için matris deplasman metodu kullanılarak başka bir Python programı geliştirilmiştir.

Geliştirilen moment-eğrilik ve yapısal analiz programları sırasıyla SEMAp ve ETABS programlarıyla kıyaslanmış ve referans programlarla uyumlu sonuçlar elde edilmiştir. Koksall-Erdogan sargılı beton modeli esas alınarak analitik moment eğrilik ilişkilerine etki eden eksenel yük seviyesi, sargılama oranı, beton dayanımı ve boyuna donatı oranları gibi parametreler irdelenmiş ve literatüre uygun sonuçlara ulaşılmıştır.

Son olarak Koksall-Erdogan sargılı beton modeli uygulanarak elde edilen analitik moment eğrilik ilişkilerine göre deneysel verileri mevcut olan tekil kolonlar ve düzlem çerçeve için itme analizi yapılmış ve deney sonuçlarıyla kıyaslanmıştır. Ayrıca betonarme düzlem çerçevenin itme analizlerinde moment eğrilik ilişkileri pekleşmeli ve pekleşmesiz elasto-plastik davranış modellerine göre idealize edilmiş eğrilere göre hesaplanan etkin eğilme rijitlikleri ve ek olarak TBDY 2018’de önerilen etkin kesit rijitliklerine göre analizler yapılmıştır.

TBDY 2018’de yer alan Mander modeli ile Koksall-Erdogan modeli kıyaslandığında Koksall-Erdogan modelinde daha düşük sargılı beton basınç dayanımları elde edilmiştir. Buna rağmen, önerilen çok eksenli basınç altında beton davranış modelinin, performans esaslı yapı analizlerinde daha güvenli tarafta kaldığından dolayı kullanılabileceğine karar verilmiştir. Ancak ileride yapılacak çalışmalarda, daha farklı kesitlerin analiz edilebilmesine

olanak sağlanabilmesi açısından farklı donatı düzenleri için yeni bağıntılar önerilerek uygulama esnekliği arttırılmalıdır.

5.1. Moment Eğrilik İlişkisine Etki Eden Faktörlerin İrdelenmesi

Yapılan moment eğrilik analizleri sonucunda eksenel yükteki artışın, eleman eksenel yük taşıma kapasitesinin %10 ila %15’lik kısmına kadar kesit ve malzeme özelliklerine bağlı olmakla birlikte süneklik ve moment taşıma kapasitesine pozitif yönde etki ettiği görülmüştür. Ancak özellikle eksenel yük taşıma kapasitesinin %60 ila %75’ini aşan eksenel yük seviyelerinde kesit sünekliğinde ve kapasitesinde çok ciddi düşüş gözlenmiştir. Bu oran %90 ve üstüne çıktığında ise eleman sünekliğinden bahsetmek mümkün olmamaktadır. Bu sebeple eksenel yük ve eğilme momenti taşıyan elemanların gevrek kırılmalarını önlemek amacıyla TBDY 2018’de eksenel yük sınırları bulunmaktadır.

Etriye, çiroz gibi yanal donatılar çekirdek betonu kuşatarak sargılama vazifesi görmekte ve kesme kuvvetlerinin neden olduğu gevrek kırılmaların önüne geçmektedir. Moment eğrilik analizleri sonucunda yanal donatının dayanımının artmasının, sargı donatısı aralığının azaltılmasının veya etriye kol sayısının arttırılmasının taşıma kapasitesi üzerinde etkisi çok küçük olsada kesit sünekliğini ciddi oranda arttırdığı görülmüştür. İyi sargılanan betonarme elemanlar ile iyi sargılanmayan elemanlar kıyaslandığında, kesit sünekliklerinde %100’e varan artış sağlanabildiği görülmüştür.

Yapılan analizler sonucunda beton dayanımındaki artışın taşıma kapasitesini arttırdığı gözlenmiştir. Ancak beton dayanımındaki artışın sebep olduğu daha gevrek davranıştan dolayı kesit sünekliğinde bir miktar azalma görülmüştür. Bu sebeple yüksek dayanımlı betonlarda, daha yoğun sargılama yapılmasının faydaları olacaktır.

Kiriş gibi eksenel yükün olmadığı veya çok düşük mertebelerde olduğu elemanlarda donatı davranışı daha baskın olmaktadır. Bu tip elemanlarda pekleşme etkisinin akma momenti üzerinde etkisi olmamaktadır. Ancak donatıdaki pekleşme etkisi, kesitte akma meydana geldikten sonra görülebilmektedir. Maksimum momentte, pekleşmesiz duruma

göre %50'ye varan artışlar olabilmektedir. Kirişlerde yüksek çekme donatı oranı yüksek taşıma gücü sağlamaktadır. Buna karşın özellikle TS 500'deki çekme donatısı oranları aşıldığında sünek davranış sağlanamamakta ve gevrek kırılma gözlenmektedir.

5.2. Koksall-Erdogan Sargılı Beton Modelinin Değerlendirilmesi

Öncelikle TBDY 2018 yönetmeliğinde önerilen Mander modeli ile yeni bir yaklaşım olan Koksall modelinden elde edilen gerilme şekil değiştirme ilişkileri incelenmiştir. Mander modelinin Koksall modeline göre daha yüksek gerilme değerleri verdiği görülmüştür. Düşük sargılanan kesitler için maksimum gerilme ve şekil değiştirme değerleri için iki model arasındaki fark oldukça düşük olmakla birlikte sargılama yoğunluğu arttıkça maksimum gerilme değerleri arasındaki fark artmaktadır. Bu durumun temel sebebi, iki model arasındaki varsayılan kuşatma basıncı değerinin, kesitin farklı noktalarından elde edilmesidir. Koksall modelinde, daha düşük kuşatma gerilmelerine maruz kalan çekirdek betonun iç bölgesi dikkate alınmakta ve bu kısımdaki kuşatma basıncını tahmin etmekte kullanılan bağıntılar yardımıyla Mander modeline ek olarak bir kez daha azaltma yapılmaktadır. Bu nedenle yoğun sargılanan kesitlerde, Mander ve Koksall modellerine göre elde edilen moment-eğrilik ilişkileri arasındaki fark artmaktadır.

Mander sargılı beton modeline göre yapılan analizlerde, yoğun sargılanan betonların basınç dayanımlarında %100'e varan artışlar gözlenmiştir. Üretim ve uygulama aşamasında yapılan hatalar, malzeme ve yapı elemanlarının davranışlarının idealize edilmesi, analizler sırasında yapılan kabuller ve öngörülemeyen daha birçok dış etkenin olduğu düşünüldüğünde, çekirdek betonda bu oranlarda artışların beklenmesi ve buna göre analizlerin gerçekleştirilmesi, sorgulanması gereken bir durumdur.

İki model, moment-eğrilik ilişkileri baz alınarak kıyaslandığında beklendiği üzere Koksall modelinde daha güvenli tarafta kalan sonuçlar elde edilmektedir. Eksenel yük seviyesinin düşük olduğu yapı elemanlarında, iki modelden elde edilen moment-eğrilik ilişkileri arasındaki fark çok düşük seviyelerde olmaktadır. Bu durumun asıl sebebi, kesit tarafsız eksen derinliğinin düşük olmasına paralel olarak sargılı beton davranışının

belirleyici olmamasıdır. Ancak yüksek eksenel yüke maruz kesitlerde tarafsız eksen derinliği daha yüksek olmakta ve sargılı beton davranışı belirleyici olmaktadır. Bu sayede yüksek eksenel yük taşıyan yapı elemanlarında daha güvenli tarafta kalınmasını sağlayan davranış eğrileri elde edilmektedir.

Deneysel verileri mevcut tekil kolonlara Koksall sargılı beton modeli uygulanarak analitik itme eğrileri oluşturulmuş ve deneysel verilerin başarıyla tahmin edilebildiği görülmüştür. Buna paralel olarak yeni sargılı beton modelinin, şekil değiştirmeye esaslı tasarım ve performans değerlendirmesi analizlerinde yapı elemanlarının doğrusal olmayan davranışlarının belirlenmesinde kullanılabileceği gösterilmiştir. Ancak ileriki çalışmalarda ek bağıntılar önerilerek daha çeşitli kesitlerin analizlerinin yapılabilmesi sağlanmalıdır.

5.3. Performans Analizlerinde Eğilme Rijitliği Önerileri

Bu çalışma kapsamında yapılan analitik moment-eğrilik irdelemelerinde ve düzlem çerçeve ve tekil kolonların statik itme yöntemi kullanılarak yapılan performans analizlerinde Koksall ve Erdogan tarafından önerilen bünyesel bağıntılar kullanılmıştır. Yığılı plastik mafsallı hipotezine göre modellenen yapı elemanlarının performans analizleri için TBDY 2018’de kullanılması önerilen etkin kesit rijitliği bağıntısı kullanılarak yapılan itme analizlerinde deneysel çerçevelerin akma noktaları başarıyla tahmin edilebilmektedir. Ancak deneysel yapı sistemlerinin davranış eğrilerinin ilk kısımlarında moment-eğrilik ilişkilerinden elde edilen rijitlik değerlerinin kullanılması daha iyi sonuçlar vermektedir.

Bu yaklaşım, deneysel eğrinin başlangıç eğimini oldukça başarılı bir şekilde tahmin edilebilmesine olanak sağlasada sistemin akma noktasını tahmin etmekte yetersiz kalmakta ve gerçekte olduğundan daha rijit bir eğrinin elde edilmesine neden olmaktadır. Bu durumda deneysel eğrilerin tahmin edilmesinde, kesitin akma dayanımının yarısına kadar olan kısım için moment-eğrilik ilişkilerinden elde edilen rijitlik değerlerinin diğer yarısı için TBDY 2018’de önerilen denklemden elde edilen rijitlik değerlerinin kullanılmasının daha hassas sonuçların elde edilmesini sağlayabileceği düşünülmekte ve ileride yapılacak araştırmalarda bu yaklaşımın irdelenmesi önerilmektedir.

KAYNAKÇA

- Acun, B. ve Sucuoğlu, H. (2011). Betonarme Kolonların Şekil Değiştirme Performans Sınırlarının Deneysel Gözlemlerle Değerlendirilmesi. *İMO Teknik Dergi*, 22(108), 5523-5541.
- Akkaya, A. (2014). Betonarme Kolon Davranışının Moment-Eğrilik İlişkisi ile Parametrik Olarak İncelenmesi. Sakarya Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü, Sakarya
- Aktepe, A. (2022). Çanakkale İlinin Üç Farklı Bölgesindeki Mevcut Bir Betonarme Yapının Deprem Performansları. Çanakkale Onsekiz Mart Üniversitesi Lisansüstü Eğitim Enstitüsü, Çanakkale.
- Barak, S. (2023). Betonarme Kolonların Moment-Eğrilik İlişkileri. Çanakkale Onsekiz Mart Üniversitesi Lisansüstü Eğitim Enstitüsü, Çanakkale.
- Cedolin, L., Poli, S. ve Crutzen, Y. (1977). Triaxial Stress-Strain Relationship for Concrete. *Journal of the Engineering Mechanics Division*, 103(3), 423-439.
- Celep, Z. (2020). *Betonarme Taşıyıcı Sistemlerde Doğrusal Olmayan Davranış ve Çözümleme*. Beta Basım Yayın A.Ş., İstanbul.
- Celep, Z. (2021). *Deprem Mühendisliğine Giriş ve Depreme Dayanıklı Yapı Tasarımı*. Beta Basım Yayın A.Ş., İstanbul.
- Colunga, A. (2007). *Analisis De Estructuras Con Metodos Matriciales*. LIMUSA, Mexico.
- Computers and Structures INC. (2016). *CSI Analysis Reference Manual for SAP2000, ETABS, SAFE and CSIBridge*. Berkeley, California, USA.
- Desayi, P. ve Krishnan, S. (1964). Equation for the Stress-Strain Curve of Concrete. *ACI Journal Proceedings*, 61(3).
- Egi, E. (2021). Statik İtme Analizi Yöntemiyle Betonarme Yapılarda Çeşitli Taşıyıcı Sistem Tasarımlarının Performanslarının Değerlendirilmesi. Sakarya Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü, Sakarya.
- Eom, T., Kang, S., Park, H., Choi, T. ve Jin, J. (2014). Cyclic Loading Test for RC Columns with Continuous Rectangular and Polygonal Hoops. *Engineering Structures*, 67, 39-49.

- Ersoy, U. ve Özcebe, G. (1998). Sarılmış Betonarme Kesitlerde Moment Eğrilik İlişkisi Analitik Bir İrdeleme. *Teknik Dergi*, 9(44), 1799-1827.
- Ersoy, U. ve Özcebe, G. (2001). *Betonarme*. Evrim Yayınevi, İstanbul.
- Gambarova, P. ve Karakoc, C. (1983). A New Approach to the Analysis of the Confinement Role in Regularly Cracked Concrete Elements. *IASMiRT, Chicago, USA*.
- Halimi, A. (2022). Binaların Performans Analizinde Yaklaşık Bir Yöntem. Çanakkale Onsekiz Mart Üniversitesi Lisansüstü Eğitim Enstitüsü, Çanakkale.
- Hillerborg, A., Modéer, M. ve Petersson, P. (1976). Analysis of Crack Formation and Crack Growth in Concrete by Means of Fracture Mechanics and Finite Elements. *Cement and Concrete Research*, 6(6), 773-781.
- Hognestad, E. (1951). A Study of Combined Bending and Axial Load in Reinforced Concrete Members. *University of Illinois Bulletin*, 40(22).
- Indian Institute of Technology. (2008). *Structural Analysis*. Kharagpur.
- İnel, M., Özmen, H. ve Bilgin, H. (2008). Betonarme Elemanların Doğrusal Ötesi Davranışlarının Bilgisayar Ortamında Modellenmesi. *Altıncı Ulusal Deprem Mühendisliği Konferansı*, 16-20 Ekim, 207-216, İstanbul.
- Kaltakçı, M. Y., Korkmaz, H. ve Korkmaz, Z. (2001). Basit Eğilme Etkisindeki Betonarme Elemanların Moment-Eğrilik ve Tasarım Değişkenleri Üzerine Analitik Bir İnceleme. *Pamukkale Üniversitesi Mühendislik Fakültesi Mühendislik Bilimleri Dergisi*, 7(1), 71-80.
- Kim, M. ve Yu, E. (2021). Experimental Study on Lateral-Load Resisting Capacity of Masonry-Infilled RC Frames. *Applied Sciences*, 11(21), 9950.
- Koksal, H. (2006). A Failure Criterion for RC Members Under Triaxial Compression. *Structural Engineering and Mechanics*, 24(2), 137-154.
- Koksal, H. ve Erdogan, A. (2021). Stress-Strain Model For High Strenght Concrete Tied Columns Under Concentric Compression. *Structures*, 32(216-227).
- Kupfer, H., Hisdorf, H. ve Rusch, H. (1969). Behavior of Concrete Under Biaxial Stresses. *ACI Journal Proceedings*, 66(8).

- Luş, H. ve Yerlici, V. (2014). *Yapı Dinamiğine Giriş*. Boğaziçi Üniversitesi Yayınevi, İstanbul.
- Mander, J., Priestley, M. ve Park, R. (1988). Observed Stress-Strain Behavior of Confined Concrete. *Journal of the Structural Engineering*, 114(8), 1827-1849.
- Ngo, N. ve Scordelis, A. (1967). Finite Element Analysis of Reinforced Concrete Beams. *ACI Journal Proceedings*, 64(3), 152-163.
- Numpy Community, (2020). *NumPy User Guide Release 1.18.4*.
- Oral, K. (2005). Statik İtme Analizi Kullanılarak Mevcut Bir Betonarme Yapının İncelenmesi. İstanbul Teknik Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü, İstanbul.
- Özmen, H. B., İnel, M. ve Bilgin, H. (2007). Sargılı Beton Davranışının Betonarme Eleman ve Sistem Davranışına Etkisi. *Gazi Üniversitesi Mühendislik ve Mimarlık Fakültesi Dergisi*, 22(2), 375-383.
- Saatcioglu, M. ve Razvi, S. (1992). Strenght and Ductility of Confined Concrete. *Journal of Structural Engineering*, 118(6), 1590-1607.
- Sarioğlu, İ. (2020). Statik İtme ve Zaman Tanım Alanında Dinamik Analiz Yöntemlerinin Zemin-Yapı Etkileşimi Dikkate Alınarak İncelenmesi. Pamukkale Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü, Denizli.
- Sheikh, S. ve Uzumeri, S. (1982). Analytical Model for Concrete Confinement in Tied Columns. *ASCE Journal Structural Division*, 108(12), 2703-2722.
- Sucuoğlu, H. ve Akkar, S. (2014). *Basic Earthquake Engineering From Seismology to Analysis and Design*. Springer, Ankara.
- Tinas, A. D. (2017). Betonarme Çok Katlı Yapıların Deprem Performansının Statik İtme ve Zaman Tanım Alanında Doğrusal Olmayan Yöntemlerle İncelenmesi. İstanbul Teknik Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü, İstanbul.
- TS 500. (2000). *Betonarme Yapıların Tasarım ve Yapım Kuralları*. Türk Standartları Enstitüsü, Ankara.
- Türkiye Bina Deprem Yönetmeliği. (2018). Afet ve Acil Durum Daire Başkanlığı, Ankara.
- Willam, K. ve Warnke, E. (1975). Constitutive Model for the Triaxial Behaviour of Concrete. *Structural Engineering Report 19*, 1-30.

Yılmaz, C. (2008). Statik İtme Analiziyle Mevcut Bir Betonarme Yapının Performans Değerlendirmesi. İstanbul Teknik Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü, İstanbul.



EKLER

EK 1

MANDER SARGILI BETON MODELİ

```
import numpy as np
import matplotlib.pyplot as plt

#KESİTİN TANIMLANMASI

#Kesit eksenel yükü(kN)
N=800
#Kesit genişliği(mm)
b=350
#Kesit yüksekliği(mm)
h=350
#Pas payı(mm)
cc=20

#Donatı sıra sayısı(en az 2 sıra olmalı)
num_row=3
#Sırayla üst, orta ve alt sıradaki donatı çapları(mm)
fi_bar=np.array([[14],
                 [14],
                 [14]])
#Sırayla üst, orta ve alt sıradaki donatı adetleri(tam sayı)
num_bar=np.array([[3],
                 [2],
                 [3]])

#ettriye çapı(mm)
fi_etr=10
#x yönünde ettriye kolu sayısı
etr_kol_x=3
#y yönünde ettriye kolu sayısı
etr_kol_y=3
#ettriye sıklığı(mm)
s=100

#BETON VE ÇELİĞİN MEKANİK ÖZELLİKLERİNİN TANIMLANMASI

#Beton karakteristik basınç dayanımı (MPa)
f_co=25
#Sargısız beton max gerilmeye karşılık gelen birim şekil değiştirme
eps_co=0.002
#Sargısız beton maksimum birim şekil değiştirmesi(Mander=0.005)
eps_cu=0.005
#Beton çekme dayanımı(MPa)
fct=0.35*np.sqrt(f_co)
#Beton maksimum çekme gerilmesine karşılık gelen birim şekil değiştirme
eps_cto=0.0001
#Beton maksimum çekme birim şekil değiştirmesi
eps_ctu=0.0002
```

```

#Donatı elastisite modülü(MPa)
Es=2E5
#Boyuna donatı akma gerilmesi(MPa)
fsy=420
#Sargı donatısı akma gerilmesi(MPa)
fsyh=420
#Boyuna donatı kopma gerilmesi(MPa)
fsu=510
#Donatı akma birim şekil değiştirmesi
eps_sy=fsy/Es
#Donatı pekleşme başlangıcı birim şekil değiştirmesi
eps_sh=0.008
#Donatı kopma birim şekil değiştirmesi
eps_su=0.1

#####<<<<<<<<<VERİ GİRİŞİ SON >>>>>>>>#####

def analysis_set():
    Nd=N
    step=250
    a=1
    hata_or=0.00001
    Nd=Nd*1000
    if Nd<=1000:
        Nd=1000
    else:
        Nd=Nd
    return a,hata_or,Nd,step
a,hata_or,N,step = analysis_set()

def sect_geo():
    dd=cc+fi_etr+((fi_bar[0,0])/2)
    d=h-(cc+fi_etr+(fi_bar[2,0]/2))
    xg=h/2
    xi=(d-dd)/(num_row-1)
    num_ci=int((h/a)+1)
    fiber=np.arange(num_ci)
    fiber_s=np.arange(num_row)
    slice_num=np.arange(1,num_ci)
    def steel_vec():
        As=np.zeros(num_row)
        if (num_row==2):
            As[0]=((np.pi*fi_bar[0,0]**2)/4)*num_bar[0,0]
            As[1]=((np.pi*fi_bar[2,0]**2)/4)*num_bar[2,0]
        elif (num_row>2):
            As[0]=((np.pi*fi_bar[0,0]**2)/4)*num_bar[0,0]
            As[1:num_row-1]=((np.pi*fi_bar[1,0]**2)/4)*num_bar[1,0]
            As[-1]=((np.pi*fi_bar[2,0]**2)/4)*num_bar[2,0]
        else:
            raise Exception("Donatı sıra sayısı 2'den az olamaz")
        return As
    As = steel_vec()
    Ast=np.sum(As)
    return dd,d,xg,xi,As,Ast,fiber,fiber_s,slice_num,num_ci
dd,d,xg,xi,As,Ast,fiber,fiber_s,slice_num,num_ci = sect_geo()

```

```

def conf_sect():
    bc=b-2*cc-fi_etr
    hc=h-2*cc-fi_etr
    cc_s_u=int(np.ceil(cc+(fi_etr/2)))
    cc_s_a=int(np.floor(cc+(fi_etr/2)+hc))
    cc_s_co=cc_s_a-cc_s_u+1
    S=s-fi_etr
    Wx_alt=b-2*cc-2*fi_etr-fi_bar[2,0]*(2+(etr_kol_y-2))
    Wx_ust=b-2*cc-2*fi_etr-fi_bar[0,0]*(2+(etr_kol_y-2))
    Wy_sag=h-2*cc-2*fi_etr-fi_bar[0,0]-fi_bar[2,0]-
fi_bar[1,0]*(etr_kol_x-2)
    Wix_alt=Wx_alt/(etr_kol_y-1)
    Wix_ust=Wx_ust/(etr_kol_y-1)
    Wiy_sag=Wy_sag/(etr_kol_x-1)
    Wiy_sol=Wiy_sag
    wi_x=np.zeros(((etr_kol_y-1)*2,1))
    wi_y=np.zeros(((etr_kol_x-1)*2,1))
    wi_x[(etr_kol_y-1),0]=Wix_alt
    wi_x[(etr_kol_y-1):(etr_kol_y-1)*2]=Wix_ust
    wi_y[(etr_kol_x-1),0]=Wiy_sag
    wi_y[(etr_kol_x-1):(etr_kol_x-1)*2]=Wiy_sol
    wi=np.vstack((wi_x,wi_y))
    wi2=wi**2
    sum_wi2=np.sum(wi2)
    return sum_wi2,bc,hc,S,cc_s_u,cc_s_a,cc_s_co,wi
sum_wi2,bc,hc,S,cc_s_u,cc_s_a,cc_s_co,wi = conf_sect()

def mander_conf():
    Ae=(bc*hc-(sum_wi2/6))*(1-(S/(2*bc)))*(1-(S/(2*hc))))
    Acc=bc*hc-Ast
    k_e=Ae/Acc
    As_x=((np.pi)*((fi_etr)**2)/4)*etr_kol_x
    As_y=((np.pi)*((fi_etr)**2)/4)*etr_kol_y
    ro_x=As_x/(s*hc)
    ro_y=As_y/(s*bc)
    ro_s=ro_x+ro_y
    f_l=((k_e*ro_x*fsyh)+(k_e*ro_y*fsyh))/2
    landa_e=(-1.254+(2.254*np.sqrt((1+((7.94*f_l)/f_co)))))-
((2*(f_l/f_co)))
    f_cc=f_co*landa_e
    eps_cc=eps_co*(1+(5*((landa_e)-1)))
    Ec=5000*np.sqrt(f_co)
    E_sec_c=f_cc/eps_cc
    r=Ec/(Ec-E_sec_c)
    E_sec_u=f_co/eps_co
    ru=Ec/(Ec-E_sec_u)
    eps_ccu=0.004+((1.4*ro_s*fsyh*eps_su)/f_cc)
    return f_cc,eps_cc,eps_ccu,Ec,E_sec_c,E_sec_u,r,ru
f_cc,eps_cc,eps_ccu,Ec,E_sec_c,E_sec_u,r,ru = mander_conf()

def uc_reg(eps_cust,c,fiber):
    eps_ci=eps_cust*((c-fiber*a)/c)

```

```

def sigm_ci_func(eps_ci):
    s1=(eps_ci<-eps_ctu)
    s2=np.logical_and(eps_ci>=-eps_ctu,eps_ci<-eps_cto)
    s3=np.logical_and(eps_ci>=-eps_cto,eps_ci < 0)
    s4=np.logical_and(eps_ci>=0,eps_ci<2*eps_co)
    s5=np.logical_and(eps_ci>=2*eps_co,eps_ci<eps_cu)
    s6=(eps_ci>=eps_cu)
    f2=-fct-5000*fct*(eps_ci+eps_cto)
    f3=fct*((2*eps_ci/eps_cto)+((eps_ci/eps_cto)**2))
    f4=(f_co*(eps_ci/eps_co)*ru)/(ru-1+((eps_ci/eps_co)**ru))
    f5=f_co*((2*ru)/(ru-1+(2**ru)))*(1-((eps_ci-2*eps_co)/(eps_cu-
2*eps_co)))
    sigm_ci=np.zeros_like(eps_ci)
    sigm_ci=np.where(s1,0,sigm_ci)
    sigm_ci=np.where(s2,f2,sigm_ci)
    sigm_ci=np.where(s3,f3,sigm_ci)
    sigm_ci=np.where(s4,f4,sigm_ci)
    sigm_ci=np.where(s5,f5,sigm_ci)
    sigm_ci=np.where(s6,0,sigm_ci)
    return sigm_ci
sigm_ci=sigm_ci_func(eps_ci)
sigm_ci_ort=np.convolve(sigm_ci,[0.5, 0.5],"valid")
def fci_func(sigm_ci_ort,cc_s_u,cc_s_a):
    F_ci=np.zeros_like(sigm_ci_ort)
    s1=sigm_ci_ort[cc_s_u:cc_s_a+1]<=0
    f1=a*b*sigm_ci_ort[cc_s_u:cc_s_a+1]
    f2=a*(b-bc)*sigm_ci_ort[cc_s_u:cc_s_a+1]
    F_ci[cc_s_u:cc_s_a+1]=np.where(s1,f1,f2)
    F_ci[:cc_s_u]=sigm_ci_ort[:cc_s_u]*a*b
    F_ci[cc_s_a:]=sigm_ci_ort[cc_s_a:]*a*b
    return F_ci
F_ci=fci_func(sigm_ci_ort,cc_s_u,cc_s_a)
sum_Fci=np.sum(F_ci)
return eps_ci,sigm_ci,F_ci,sum_Fci

def c_reg(eps_ci):
    eps_cci=eps_ci[cc_s_u:cc_s_a+1]
    s1=np.logical_and(eps_cci>=0,eps_cci<=eps_ccu)
    eps_cci=np.where(s1,eps_cci,0)
    sigm_cci=(f_cc*(eps_cci/eps_cc)*r)/(r-1+((eps_cci/eps_cc)**r))
    sigm_cci_ort=np.convolve(sigm_cci,[0.5, 0.5],"valid")
    F_cci=a*bc*sigm_cci_ort
    sum_Fcci=np.sum(F_cci,axis=0)
    return eps_cci,sigm_cci,F_cci,sum_Fcci

def s_reg(eps_cust,c,fiber_s):
    eps_si=eps_cust*((c-xi*fiber_s-dd)/c)
    s1=eps_si<-eps_sh
    s2=np.logical_and(eps_si>=-eps_sh,eps_si<=-eps_sy)
    s3=np.logical_and(eps_si>-eps_sy,eps_si<eps_sy)
    s4=np.logical_and(eps_si>=eps_sy,eps_si<=eps_sh)
    s5=eps_si>eps_sh
    f1=-fsu+(fsu-fsy)*((-eps_su-eps_si)/(eps_su-eps_sh))**2
    f2=-fsy
    f3=Es*eps_si
    f4=fsy

```

```

f5=fsu-(fsu-fsy)*((eps_su-eps_si)/(eps_su-eps_sh))**2
sigm_si=np.zeros_like(eps_si)
sigm_si=np.where(s1,f1,sigm_si)
sigm_si=np.where(s2,f2,sigm_si)
sigm_si=np.where(s3,f3,sigm_si)
sigm_si=np.where(s4,f4,sigm_si)
sigm_si=np.where(s5,f5,sigm_si)
F_si=As*sigm_si
sum_Fsi=np.sum(F_si)
return eps_si,sigm_si,F_si,sum_Fsi

def moment_arms():
    mom_arm_c=xg-(2*slice_num-1)*(a/2)
    mom_arm_cc=mom_arm_c[cc_s_u:cc_s_a]
    mom_arm_s=xg-(fiber_s*xi +dd)
    return mom_arm_c,mom_arm_cc,mom_arm_s
mom_arm_c,mom_arm_cc,mom_arm_s = moment_arms()

def solution_range():
    N_kap=b*h*f_co
    N_oran=N/N_kap
    if (N_oran>=0 and N_oran<0.1):
        beta=1
    elif (N_oran>=0.1 and N_oran<0.3):
        beta=1.25
    elif (N_oran>=0.3 and N_oran<0.6):
        beta=1.5
    elif (N_oran>=0.6 and N_oran<=0.8):
        beta=3
    else:
        raise Exception("Lütfen geçerli bir eksenel yük giriniz.\n\
        Taşıma kapasitesinin %80'i aşılmakta!!!")
    eps_cl=(N/(Ec*b*h))*beta
    eps_cust=np.linspace(eps_cl,eps_su,step)
    return eps_cust
eps_cust = solution_range()

def mc_analysis():
    eps_c=np.zeros((num_ci, step))
    eps_s=np.zeros((num_row, step))
    sigm_c=np.zeros((num_ci, step))
    sigm_cc=np.zeros((cc_s_co, step))
    sigm_s=np.zeros((num_row, step))
    mom=np.zeros(step)
    egr=np.zeros(step)
    C=np.zeros(step)
    Ni=np.zeros(step)
    for i in range(step):
        if (i==0):
            c=h
        else:
            c=C[i-1]
        cnt_vec=np.zeros(2)
        t=10
        s=0
        while True:

```

```

eps_ci, sigm_ci, F_ci, sum_Fci=uc_reg(eps_cust[i],c,fiber)
eps_cci, sigm_cci, F_cci, sum_Fcci=c_reg(eps_ci)
eps_si, sigm_si, F_si, sum_Fsi=s_reg(eps_cust[i],c,fiber_s)
Ni[i]=sum_Fci+sum_Fcci+sum_Fsi
hata=(Ni[i]-N)/N
if (s==0):
    cnt_vec[0]=hata
else:
    cnt_vec[1]=hata
if (eps_c[cc_s_u,i-1]>eps_ccu or eps_s[-1,i-1]<-eps_su or
    eps_s[0,i-1]>eps_su):
    mom[i]=mom[i-1]
    egr[i]=egr[i-1]
    C[i]=C[i-1]
    eps_c[:,i]=eps_c[:,i-1]
    eps_s[:,i]=eps_s[:,i-1]
    sigm_c[:,i]=sigm_c[:,i-1]
    sigm_cc[:,i]=sigm_cc[:,i-1]
    sigm_s[:,i]=sigm_s[:,i-1]
    break
if (i>10 and c>20*h):
    mom[i]=mom[i-1]
    egr[i]=egr[i-1]
    C[i]=C[i-1]
    eps_c[:,i]=eps_c[:,i-1]
    eps_s[:,i]=eps_s[:,i-1]
    sigm_c[:,i]=sigm_c[:,i-1]
    sigm_cc[:,i]=sigm_cc[:,i-1]
    sigm_s[:,i]=sigm_s[:,i-1]
    break
if (np.abs(hata)<=hata_or):
    mom_ci=(F_ci*mom_arm_c)/1E6
    mom_cci=(F_cci*mom_arm_cc)/1E6
    mom_si=(F_si*mom_arm_s)/1E6
    mom[i]=np.sum(mom_ci)+np.sum(mom_si)+np.sum(mom_cci)
    egr[i]=eps_cust[i]/(c/1000)
    if (mom[i]<0):
        mom[i]=0
        C[i] = c
        eps_c[:,i]=eps_ci
        eps_s[:,i]=eps_si
        sigm_c[:,i]=sigm_ci
        sigm_cc[:,i]=sigm_cci
        sigm_s[:,i]=sigm_si
        break
    else:
        C[i]=c
        eps_c[:,i]=eps_ci
        eps_s[:,i]=eps_si
        sigm_c[:,i]=sigm_ci
        sigm_cc[:,i]=sigm_cci
        sigm_s[:,i]=sigm_si
        break

```

```

        elif (np.prod(cnt_vec)>=0):
            if (N<Ni[i]):
                s=1
                c-=t
                continue
            else:
                s=1
                c+=t
                continue
        else:
            s=0
            t=t*0.5
            continue
    return egr,mom,eps_c,eps_s,sigm_c,sigm_cc,sigm_s,Ni,C
egr,mom,eps_c,eps_s,sigm_c,sigm_cc,sigm_s,Ni,C = mc_analysis()

def unconf_behaviour():
    epsilon_c=np.linspace(0,eps_cu,250)
    s1=np.logical_and(epsilon_c>=0,epsilon_c<2*eps_co)
    s2=np.logical_and(epsilon_c>=2*eps_co,epsilon_c<=eps_cu)
    f1=(f_co*(epsilon_c/eps_co)*ru)/(ru-1+((epsilon_c/eps_co)**ru))
    f2=f_co*((2*ru)/(ru-1+(2**ru)))*(1-((epsilon_c-2*eps_co)/(eps_cu-
2*eps_co)))
    sigma_c=np.select([s1,s2],[f1,f2])
    return epsilon_c, sigma_c

def conc_tension():
    epsilon_ct=np.linspace(0,eps_ctu,100)
    s1=np.logical_and(epsilon_ct>=0,epsilon_ct<=eps_cto)
    s2=np.logical_and(epsilon_ct<=eps_ctu,epsilon_ct>eps_cto)
    f1=fct*((2*epsilon_ct/eps_cto)-((epsilon_ct/eps_cto)**2))
    f2=fct-5000*fct*(epsilon_ct-eps_cto)
    sigma_ct=np.select([s1,s2],[f1,f2])
    return epsilon_ct, sigma_ct

def conf_behaviour():
    epsilon_cc=np.linspace(0,eps_ccu,250)
    sigma_cc=(f_cc*(epsilon_cc/eps_cc)*r)/(r-1+((epsilon_cc/eps_cc)**r))
    return epsilon_cc, sigma_cc

def steel_behaviour():
    epsilon_s=np.linspace(0,eps_su,250)
    s1=np.logical_and(epsilon_s>0,epsilon_s<eps_sy)
    s2=np.logical_and(epsilon_s>=eps_sy,epsilon_s<=eps_sh)
    s3=epsilon_s>eps_sh
    f1=Es*epsilon_s
    f2=fsy
    f3=fsu-(fsu-fsy)*((eps_su-epsilon_s)/(eps_su-eps_sh))**2
    sigma_s=np.select([s1,s2,s3],[f1,f2,f3],0)
    return epsilon_s, sigma_s

def moment_curvature():
    S_MOM = np.zeros(step+1)
    S_EGR = np.zeros(step+1)
    S_MOM[0]=0
    S_MOM[1:]=mom

```

```

S_EGR[0]=0
S_EGR[1:]=egr
return S_EGR, S_MOM

epsilon_c, sigma_c = unconf_behaviour()
epsilon_cc, sigma_cc = conf_behaviour()
epsilon_ct, sigma_ct = conc_tension()
epsilon_s, sigma_s = steel_behaviour()
S_EGR, S_MOM = moment_curvature()

def plot_results():
    plt.style.use("classic")
    fig, (ax1, ax2, ax3, ax4)=plt.subplots(nrows=4,ncols=1,figsize=(10,24))
    ax1.set_title("Sargılı ve Sargısız Betonda Gerilme-Gerinim İlişkileri")
    ax1.plot(epsilon_c,sigma_c,label="Mander Sargısız")
    ax1.plot(epsilon_cc,sigma_cc,label="Mander Sargılı")
    ax1.set_ylabel("Gerilme (MPa)")
    ax1.set_xlabel("Gerinim")
    ax1.grid(which="both")
    ax1.axhline(y=0,color='k')
    ax1.axvline(x=0,color='k')
    ax1.legend()
    ax2.set_title("Çekme Etkisindeki Betonda Gerilme-Gerinim İlişkisi")
    ax2.plot(epsilon_ct, sigma_ct)
    ax2.set_ylabel("Gerilme (MPa)")
    ax2.set_xlabel("Gerinim")
    ax2.grid(which="both")
    ax2.axhline(y=0,color='k')
    ax2.axvline(x=0,color='k')
    ax3.set_title("Çekme ve Basınç İçin Donatıda Gerilme-Gerinim İlişkisi")
    ax3.plot(epsilon_s,sigma_s)
    ax3.set_ylabel("Gerilme (MPa)")
    ax3.set_xlabel("Gerinim")
    ax3.grid(which="both")
    ax3.axhline(y=0,color='k')
    ax3.axvline(x=0,color='k')
    ax4.set_title("MANDER.MANDER Moment-Eğrilik İlişkisi")
    ax4.plot(S_EGR,S_MOM)
    ax4.set_ylabel("Moment (KNm)")
    ax4.set_xlabel("Eğrilik (1/m)")
    ax4.grid(which="both")
    ax4.axhline(y=0,color='k')
    ax4.axvline(x=0,color='k')
    print("MOMENT-EĞRİLİK İLİŞKİSİ BELİRLENDİ")
plot_results()

```

EK 2

DÜZLEM ÇERÇEVE TAŞIYICI SİSTEMLER (STATİK)

```
import numpy as np
import time as tm
start =tm.time()

#Eleman genişliği ve yüksekliği
mem_dim=np.array([[0.4,0.4],
                  [0.25,0.4],
                  [0.4,0.4]])

#Elastisite modülü
E=2e7
#Etkin eğilme rijitliği katsayıları
I_effect=np.array([1,1,1])

#Düğüm noktası koordinatları
coord=np.array([[0,0],
                [0,2.7],
                [3.5,2.7],
                [3.5,0]])

#Eleman bağlantıları
member=np.array([[1,2],
                 [2,3],
                 [3,4]])

#Menet bölgesi harcinde mafsalsayısı
num_hinge=0
#Eleman no, eleman eleman mafsalsayısı (1-6 arası), yeni serbestlik
numarası
hinge = np.array([[1,6,12]])

#Bilinen deplasman numaraları
Uk=np.array([0,1,2,9,10,11])
#Bilinmeyen deplasman numaraları
Uu=np.array([3,4,5,6,7,8])

#Yaylı mesnetlerin bulunduğu serbestlikler
supp_loc=np.array([0])
#Yaylı mesnetlerin rijitlikleri
supp_stiff=np.array([0])

#Esnek bağlantı, ilk serb. no, yeni serb. no
part_fix_dof=np.array([0,0])
#Yaylı mesnet rijitlikleri
part_fix_stiff=np.array([0])

#Eleman taşıma kapasiteleri
M_cap=np.array([[100,100],
                [100,100],
                [100,100]])
```



```

ax1=ax1-1
hinge[:,2]=ax1
if num_hinge>0:
    for i in np.arange(num_hinge):
        mem_dof_vec[hinge[i,0],hinge[i,1]]=hinge[i,2]
else:
    pass
return mem_dof_vec
mem_dof_vec=mem_dof_vecs()

def spring_supp_matrx():
    Ks_supp=np.zeros((num_sys,num_sys))
    Ks_supp[supp_loc,supp_loc]=supp_stiff
    return Ks_supp
Ks_spring_supp=spring_supp_matrx()

def partial_fix_matrx():
    Ksi_part_fix=np.zeros((num_part_fix,num_sys,num_sys))
    k_part_fix=np.zeros((num_part_fix,2,2))
    for i in np.arange(num_part_fix):
        k_part_fix[i]=(np.array([[1,-1],[-1,1]]))*part_fix_stiff[i]
        xx, yy=np.meshgrid(part_fix_dof[i], part_fix_dof[i],
indexing="ij")
        Ksi_part_fix[i,xx,yy]=k_part_fix[i]
    Ks_part_fix=np.sum(Ksi_part_fix, axis=0)
    return Ks_part_fix
Ks_part_fix=partial_fix_matrx()

def define_coord():
    mem = member-1
    end_coord=np.array(np.vsplit(coord, num_node))
    mem_coord=end_coord[mem].reshape(num_mem,4)
    return mem_coord
mem_coord=define_coord()

def mem_stiff_mtrx():
    L=np.sqrt((mem_coord[:,2]-mem_coord[:,0])**2+\
        (mem_coord[:,3]-mem_coord[:,1])**2)
    s=(mem_coord[:,3]-mem_coord[:,1])/L
    c=(mem_coord[:,2]-mem_coord[:,0])/L
    ka=(E*A)/L
    kb=(E*I)/(L**3)
    T=np.zeros((num_mem,6,6))
    ke_loc=np.zeros_like(T)
    ke_glo=np.zeros_like(T)
    for i in member_list:
        T[i]=np.array([[c[i],s[i],0,0,0,0],
            [-s[i],c[i],0,0,0,0],
            [0,0,1,0,0,0],
            [0,0,0,c[i],s[i],0],
            [0,0,0,-s[i],c[i],0],
            [0,0,0,0,0,1]])

```

```

        ke_loc[i]=np.array([[ka[i],0,0,-ka[i],0,0],
                             [0,12*kb[i],6*L[i]*kb[i],0,
                             -12*kb[i],6*L[i]*kb[i]],
                             [0,6*L[i]*kb[i],4*kb[i]*L[i]**2,
                             0,-6*kb[i]*L[i],2*kb[i]*L[i]**2],
                             [-ka[i],0,0,ka[i],0,0],
                             [0,-12*kb[i],-6*L[i]*kb[i],
                             0,12*kb[i],-6*L[i]*kb[i]],
                             [0,6*L[i]*kb[i],2*kb[i]*L[i]**2,
                             0,-6*kb[i]*L[i],4*kb[i]*L[i]**2]])

        ke_glo[i]=(np.transpose(T[i]))@ke_loc[i]@T[i])
    return L, T, ke_loc, ke_glo
L, T, ke_loc, ke_glo = mem_stiff_mtrx()

def sys_stiff_matrix():
    Ks_s=np.zeros((num_sys,num_sys))
    Ks_i=np.zeros((num_mem,num_sys,num_sys))
    for i in member_list:
        xx, yy = np.meshgrid(mem_dof_vec[i], mem_dof_vec[i],
indexing="ij")
        Ks_i[i,xx,yy] = ke_glo[i]
    Ks_s= np.sum(Ks_i, axis=0)
    return Ks_s
Ks_s=sys_stiff_matrix()

def global_end_forces():
    F_fixed_g=np.zeros((num_mem,6))
    for i in member_list:
        F_fixed_g[i,:]=np.transpose(T[i])@F_fixed_l[i,:]
    return F_fixed_g
F_fixed_g = global_end_forces()

def sys_load_vec():
    Ps_fix=np.zeros((num_mem,num_sys))
    Pj=np.zeros(num_sys)
    for i in member_list:
        Ps_fix[i,mem_dof_vec[i,:]]=-F_fixed_g[i,:]
    Ps_f=np.sum(Ps_fix, axis=0).reshape(num_sys,1)
    Pj[P_joint]=P_joint_load
    Pj=Pj.reshape(num_sys,1)
    Ps=Ps_f+Pj
    return Ps, Pj, Ps_f
Ps, Pj, Ps_f = sys_load_vec()

def separate_sys():
    Ks=Ks_s+Ks_spring_supp+Ks_part_fix
    xt,yt=np.meshgrid(Uu, Uu, indexing="ij")
    xb,yb=np.meshgrid(Uk, Uu, indexing="ij")
    K11=Ks[xt,yt]
    K21=Ks[xb,yb]
    Pk=Ps[Uu]
    return Ks, K11, K21, Pk
Ks, K11, K21, Pk = separate_sys()

```

```

def find_Uu_vec():
    Res_Uu=np.linalg.solve(K11,Pk)
    return Res_Uu
Res_Uu=find_Uu_vec()

def find_supp_react():
    Puf=-Ps[UK]
    Pu_1=K21@Res_Uu
    supp_react=Pu_1+Puf
    return supp_react
supp_react=find_supp_react()

def generate_dip_vec():
    U=np.zeros((num_sys,1))
    U[Uu]=Res_Uu
    return U
U=generate_dip_vec()

def find_end_forces_dipl():
    U1=np.zeros((6,num_mem))
    F_fix=np.zeros_like(U1)
    Q=np.zeros_like(U1)
    Ug=U[mem_dof_vec].reshape(num_mem,6)
    Ug=np.transpose(Ug)
    for i in member_list:
        U1[:,i]=T[i]@Ug[:,i]
        F_fix[:,i]=F_fixed_1[i,:].reshape(6)
        Q[:,i]=(ke_loc[i]@U1[:,i])+F_fix[:,i]
    Q=np.round(Q,4)
    return U1,Q,F_fix
U1,Q,F_fix = find_end_forces_dipl()
print(Q)

def abs_end_mom():
    end_mom_ij=np.zeros((2,num_mem))
    end_mom_i=Q[2,:]
    end_mom_j=Q[5,:]
    end_mom_ij[0,:]=end_mom_i
    end_mom_ij[1,:]=end_mom_j
    end_mom_ij=np.transpose(end_mom_ij)
    abs_mom=np.abs(end_mom_ij)
    return abs_mom
abs_mom=abs_end_mom()

def find_alfa_min():
    np.seterr(invalid="ignore")
    alfa=M_cap/abs_mom
    alfa_min=alfa[np.nonzero(alfa>0)]
    alfa_min=np.min(alfa_min)
    Q_alfa_i=alfa_min*Q
    U_alfa_i=alfa_min*U
    Q_alfa_i=np.round(Q_alfa_i,4)
    M_cap_step=M_cap-(alfa_min*abs_mom)
    M_cap_step=np.round(M_cap_step,4)
    return alfa_min, Q_alfa_i, U_alfa_i, M_cap_step
alfa_min, Q_alfa_i, U_alfa_i, M_cap_step = find_alfa_min()

```

```

def plot_step_info():
    print("Bu adım sonunda uç kuvvetler (kN-kNm):","\n",Q_alfa_i,"\n")
    print("İttirme sonunda artık kapasiteler(kNm):","\n",
M_cap_step,"\n")
    print("Deplasmanlar ve dönmeler:",","\n",U_alfa_i,"\n")
    print("Taban kesme kuvveti:", alfa_min, "kN")
    print("\n")
    member_id,end_id=np.where(M_cap_step==0)
    member_id+=1
    for i in range(len(member_id)):
        if (end_id[i]==0):
            print("{} numaralı elemanın i ucu taşıma kapatesine ulaştı"
                .format(member_id[i]), "\n")
        elif (end_id[i]==1):
            print("{} numaralı elemanın j ucu taşıma kapatesine ulaştı"
                .format(member_id[i]), "\n")
plot_step_info()
end = tm.time()
print("Analiz süresi {} saniye".format(end-start))

```

ÖZGEÇMİŞ

KİŞİSEL BİLGİLER

İsim SOYİSİM : Aydın ÖZKARABULUT

Doğum Yeri :

Doğum Tarihi :

EĞİTİM DURUMU

Lise Öğrenimi : Çanakkale İbrahim Bodur Anadolu Lisesi, Matematik-Fen Bilimleri, 2010-2014

Lisans Öğrenimi : Pamukkale Üniversitesi, Mühendislik Fakültesi, İnşaat Mühendisliği Bölümü, 2014-2018

Yüksek Lisans Öğrenimi : Çanakkale Onsekiz Mart Üniversitesi, Lisansüstü Eğitim Enstitüsü, İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı, 2022-2024

Bildiği Yabancı Diller : İngilizce

BİLİMSEL FAALİYETLERİ

a) Yayınlar

1) TR Dizin

Ozkarabulut, A., ve Koksall, H.O. (2024). Betonarme Çerçeve ve Kolonlarda İtme Analizi. *Journal of Advanced Research in Natural and Applied Sciences*, 10(2), 350-366.

İLETİŞİM

E-posta Adresi :

ORCID :