



ISSN:1306-3111

e-Journal of New World Sciences Academy
2010, Volume: 5, Number: 2, Article Number: 1A0075

ENGINEERING SCIENCES

Received: September 2009

Accepted: March 2010

Series : 1A

ISSN : 1308-7231

© 2010 www.newwsa.com

Mustafa Sönmez

Muhammet Çelik

Aksaray University

mustafasonmez58@gmail.com

Aksaray-Turkey

DÜZLEMSEL BETONARME ÇERÇEVELERİN SONLU ELEMANLAR METODU KULLANILARAK DOĞRUSAL OLMAYAN ANALİZİ

ÖZET

Bu çalışmada, düzlemsel betonarme çerçevelerin doğrusal olmayan analizi için yeni bir kiriş-kolon elemanı geliştirilmiştir. Kiriş-kolon elemanının formülasyonunda sonlu elemanlar metodu, beton davranışını modellemek için ise Kent-Park modeli kullanılmıştır. Yapının geometrisinin değişiminden dolayı meydana gelen lineer olmayan davranış, geometrik rijitlik matrisi kullanılarak işlemlere dahil edilmiştir. Geometri ve malzeme bakımından lineer olmayan sistemlerin hesabında, artımsal-yinelemeli metotlardan biri olan "genelleştirilmiş yer değiştirme metodu" kullanılmıştır. Bu çalışmadan elde edilen teorik sonuçlar, MatLab programı kullanılarak kodlanmıştır. Literatürde bulunan iki adet deney sonucu ile geliştirilen programın sonuçları karşılaştırılarak, yöntemin doğruluğu gösterilmiştir.

Anahtar Kelimeler: Lineer Olmayan Analiz, Sonlu Elemanlar, Düzlemsel Betonarme Çerçeveler, Kiriş-Kolon Elemanı, Genelleştirilmiş Yer Değiştirme Metodu

NONLINEAR ANALYSIS OF PLANAR REINFORCED CONCRETE FRAMES USING FINITE ELEMENT METHOD

ABSTRACT

In this study, a beam-column element that can be used in nonlinear analysis of reinforced concrete frame systems has been developed. The finite element method has been used to model beam-column elements. Kent-Park's model is employed to model the confined and unconfined concrete behavior. Geometric nonlinearity is also included to nonlinear analysis using geometric stiffness matrix. The solution of nonlinear equation is solved using an iterative-incremental method that is called "generalized displaced control method." The results obtained from the developed method for two examples are compared with the results of the experiment studies, which are available in the literature in order to show accuracy of the program.

Keywords: Nonlinear Analysis, Finite Elements, Planar Reinforced Concrete Frames, Beam-Column Model, Generalized Displacement Method

1. GİRİŞ (INTRODUCTION)

Betonarme Yapıların Tasarım ve Yapım Standartlarında (TSE-500 [1] ve ACI 318-99 [2]) eksenel basınç altındaki elemanların tasarımında, narinlik oranının 100 sınırını aşmadığı durumlarda birinci merteye teorisine göre çözülmesine izin vermektedir.

Betonarme Yapıların Tasarım ve Yapım Standartlarına göre (TSE-500 [1] ve ACI 318-99 [2]); eksenel basınç altında çalışan elemanların tasarımı, narinlik oranının 100 sınırını aşmadığı durumlar için birinci merteye teorisi dikkate alınarak çözülmesi önerilmektedir.

Birinci merteye çözümünde "Lineer Teori" olarak tanımlanan teoriye göre analizler gerçekleştirilir. Geleneksel lineer teoride iki temel kabul yapılır. Bu kabullerin birincisi, gerilmeler ile şekil değiştirme arasında lineer bir ilişki olduğu, ikincisi ise yapıda meydana gelen yer değiştirmelerin çok küçük olduğu varsayımı ile denge denklemlerinin yapının deforme olmamış şekli üzerinde yazılabileceği kabulüdür. Lineer analiz normal servis şartları altında bile betonarme yapıların analizinde yeterli olmaması nedeniyle standartlarda ikinci derece etkileri analizlerde dikkate almak için eleman uç kuvvetleri belli katsayılar ile çarpılarak büyütülmesi önerilmektedir. Ancak dış yüklerin yapının taşıma gücüne yaklaştığı veya deprem yükleri gibi özel durumlarda malzemenin plastik davranış göstermesi durumlarında şekil ve yer değiştirmelerin artması kaçınılmaz olacaktır. Bu durumlarda hesaplanacak katsayıların doğruluğu tartışılacağı için eğer narinlik oranı 100'ün üzerinde ise bu durumda eksenel basınç elemanlarının tasarımının ikinci merteye çözümlerden elde edilen eksenel kuvvet ve moment değerlerine göre yapılması önerilmektedir. Buna karşın, ikinci merteye çözümlerinin nasıl yapılacağı hakkında standartlarda herhangi bir yöntem önerilmemektedir.

Geometri ve malzemenin meydana gelen ikinci derece etkiler göz önüne alınarak yapılan analizlere literatürde ikinci derece lineer olmayan analiz (second-order inelastic analysis) veya İleri Analiz (Advanced Analysis) olarak adlandırılır.

2. ÇALIŞMANIN ÖNEMİ (RESEARCH SIGNIFICANCE)

Bu çalışmada ikinci derece etkileri direk olarak işlemlere dahil etmek için geliştirilen bir kiriş-kolon elemanı sunulmuştur. Geliştirilen yöntem ile betonarme yapı davranışı daha gerçekçi olarak tahmin edilmeye çalışılacaktır. Bu çalışmanın diğer çalışmalardan farkı iki başlıkta toplanabilir. Birincisi bu çalışmada kullanılan geometrik rijitlik matrisi diğer çalışmalardaki geometrik rijitlik matrislerinde farklıdır. İkincisi ise bu çalışmada lineer olmayan yük-yer değiştirme davranışı genelleştirilmiş yer değiştirme metodu kullanılarak hesaplanmıştır. Bu metod sistemin maksimum yük kapasitesini hesaplayabileceği gibi bunun yanında bu yükten sonrasın davranışında incelenmesine de müsaade eder.

3. KİRİŞ-KOLON MODELİ (BEAM-COLUMN MODEL)

Birçok araştırmacı [3, 4 ve 5], geometri ve malzeme bakımından doğrusal olmayan sonlu elemanlar yönteminde, elemanlarda artımsal denge denkleminin oluşturulmasında Güncelleştirilmiş (Updated) Lagrangian yaklaşımının kullanılmasının uygun olacağını öne sürmüşlerdir. Güncelleştirilmiş Lagrangian yaklaşımında tüm değişkenler nihai bilinen deforme olmuş konfigürasyona göre oluşturulduğu için sistem başlangıç ve nihai konfigürasyonların

arasında meydana gelebilecek büyük yer değiştirmelerden etkilenmeyecektir.

Buna göre virtüel iş teoremi ve Güncelleştirilmiş Lagrangian yaklaşımı kullanılarak iki boyutlu kiriş-kolon elemanları için aşağıdaki artımsal denge denklemi yazılabilir.

$$\int_V E \varepsilon_{xx} \delta \varepsilon_{xx} dV + \int_V (4G \varepsilon_{xy} \delta \varepsilon_{xy} + {}^1\sigma_{xx} \delta \eta_{xx} + 2 {}^1\sigma_{xy} \delta \eta_{xy}) dV + {}^1R = {}^2R \quad (1)$$

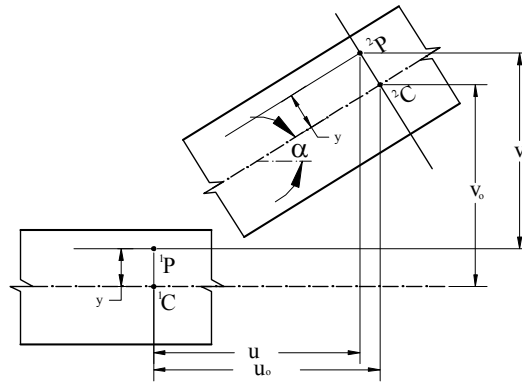
Denklem (1)'deki ${}^1\sigma$ gerilmeyi, ε artımsal Green-Lagrangian birim şekil değiştirme ve η artımsal Green-Lagrangian şekil değiştirmesinin doğrusal olmayan kısmını gösterir. İndisler (1 ve 2) konfigürasyonları göstermektedir. Burada üç farklı konfigürasyon vardır: 0 ile başlangıç konfigürasyonu (C_0), 1 ile nihai bilinen konfigürasyon (C_1) ve 2 ile nihai bilinmeyen konfigürasyon (C_2) ifade edilmiştir. V ortalama hacmi; 1R ve 2R sisteme etki eden dış yükleri; E elastisite modülü; G kayma modülü; $\partial \varepsilon$ ve $\partial \eta$ virtüel birim şekil değiştirmeleri gösterir. Kolon-kiriş elemanının boyuna doğrultusu, x eksenine paraleldir. Sol üst indisler, değerler oluştuğu konfigürasyonu temsil etmektedir. Denklem (1)'deki tüm değişkenler nihai bilinen konfigürasyona (C_1) göre yazılmıştır.

3.1. Genişletilmiş Bernoulli-Euler Kiriş Modeli (Extended Bernoulli-Euler Beam Model)

Bir kiriş-kolon elemanının, artımsal matris denge denklemini elde etmek için, ilk önce birim şekil değiştirmelerin matematiksel olarak tanımlanması gereklidir. Bunun için Şekil 1'deki kolon-kiriş elemanı kullanılacaktır. Eleman üzerinde herhangi bir P noktasında meydana gelen eksenel ve düşey yer değiştirmeler, elemanın referans eksenine üzerindeki yer değiştirmesi olan u_0 ve v_0 terimleri ile aşağıdaki gibi yazılabilir.

$$u = u_0 - y \sin \alpha = u_0 - yv' \quad (2)$$

$$v = v_0 - y(1 - \cos \alpha) = v_0 \quad (3)$$



Şekil 1. Herhangi bir P ve merkez C noktasının yer değiştirmesi
(Figure 1. Displacements of arbitrary point P and center point C)

Lagrangian tanımına dayalı denge denklemi formülasyonunda, birim şekil değiştirme Denklem (4)'de verilmiştir. Bu denklemdeki ilk terim doğrusal (linear) ve ikinci terim ise doğrusal olmayan (nonlinear) kısmı temsil etmektedir. Birim şekil değiştirmenin küçük olduğu durumlarda doğrusal olmayan kısım ihmal edilebilir.

$$\varepsilon_{xx} = e_{xx} + \eta_{xx} \quad (4)$$

Bernoulli-Euler kiriş teorisine dayalı olarak birim uzamanın lineer ve nonlinear kısımları aşağıdaki gibi yazılabilir [3, 5 ve 6].

$$e_{xx} = u'_0 - yv''_0 \quad (5)$$

$$e_{xy} = 0 \quad (6)$$

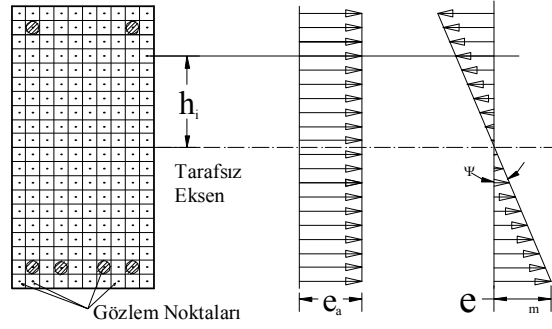
$$\eta_{xx} = \frac{1}{2} (u_0'^2 + v_0'^2 + y^2 v_0''^2 + 2yu'_0 v_0'') \quad (7)$$

$$\eta_{xy} = \frac{1}{2} (-u'_0 v'_0 + yv''_0 v'_0) \quad (8)$$

Malzemenin nonlinear davranışı literatürde plastik mafsal veya plastik bölge yaklaşımı kullanılarak modellenir. Plastik mafsal yönteminde, plastik davranışın sadece elemanların uçlarında olduğu ve bu noktaların plastik mafsal varmış gibi davrandığı kabul edilir. Bir başka ifade ile plastikliğin, elemanın tüm boyunda değil sadece belli bölgesinde olduğu kabul edilir. Elemanın uç noktalarındaki eksensel yük ve momentlerin, daha önceden belirlenmiş akma yüzeyine geldiğinde plastik mafsalın olduğu düşünülür. Plastik mafsalın yapı analizine eklenmesi farklı şekillerde olabilir. Mafsalın olduğu yerdeki eleman daha fazla kuvvet alamayacağı için bu serbestlik derecesi iptal edilerek işlemlere dâhil edilebileceği gibi, genel plastik teoriler kullanılarak, plastikliğin analizlere dâhil edilmesi de mümkündür [7 ve 9]. Plastik mafsal yönteminin en büyük eksikliği, daha önceden tespit edilmiş bir akma yüzeyinin kullanılması ve akmanın sadece eleman uçlarında oluşmasına müsaade etmesidir. Bu dezavantajlardan dolayı plastik bölge (plastic zone) yaklaşımı tercih edilmektedir. Plastik bölge yaklaşımında, çerçeve elemanının kesiti küçük parçacıklara ayrılır ve bunlar fiber eleman olarak adlandırılır. Eleman üzerindeki yüklerden dolayı her bir fiberin elastik veya plastik bölgede kalıp kalmadığı kontrol edilir. Bu fiberler birleştirilerek elemanın rijitlik matrisi oluşturulur [7, 8, 9 ve 10]. Bu yöntemin diğer yöntemlerden üstünlüğü; plastik mafsal yönteminden çok daha gerçekçi olarak, eleman davranışını modelleyebildiğine inanılmasıdır. Yöntemin noksanlığı ise, elemanın hem kesit alanının hem de boyunun birçok parçaya bölünerek işlem yapılması gerektiğinden dolayı, çok fazla bilgisayar desteğine ihtiyaç duymasındır. Günümüzdeki bilgisayar teknolojisindeki gelişmeler bu dezavantajı giderek ortadan kaldırmaktadır.

Bu çalışmada, artımsal denge denklemi formüle edilirken, plastik bölge yaklaşımı kullanılmıştır. Plastik bölge yaklaşımında, kiriş-kolon elemanı kesit alanı, Şekil 2'deki gibi küçük parçalara bölünmüştür. Bu küçük parçalar genellikle fiber, gözlem noktası veya grid olarak adlandırılır. Araştırmacılar kolon-kiriş eleman kesitinde gerilmelerde meydana gelen değişiklikleri görebilmek için birim uzamaları her bir fiber için Denklem (9) daki gibi yazmıştır [10, 11 ve 12].

$$e_{xx}^i = u'_0 - h^i v''_0 \quad (9)$$



Şekil 2. Gözlem kesiti ve noktası
(Figure 2. Observation section and point)

Bunu sonlu eleman formülasyonuna uygulamak için, Denklem (2) ve (3) de verilen deformasyonlar, şekil fonksiyonları (shape functions) yardımı ile aşağıdaki gibi yazılabilir. Aksenal deformasyonlar lineer, yanal deformasyonlar ise kübik şekil fonksiyonları ile ifade edilmiştir.

$$u_o = [N_u] \{d\} \quad (10)$$

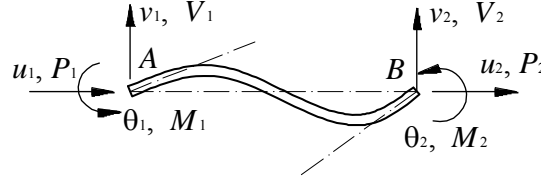
$$v_o = [N_v] \{d\} \quad (11)$$

$$[N_u] = \left[\frac{1-x}{L}, 0, 0, \frac{x}{L}, 0, 0 \right] \quad (12)$$

$$[N_v] = \left[0, \frac{3x^2}{L^2} + \frac{2x^3}{L^3}, x - \frac{2x^2}{L} + \frac{x^3}{L^2}, 0, \frac{3x^2}{L^2} - \frac{2x^3}{L^3}, -\frac{x}{L} + \frac{x^3}{L^2} \right] \quad (13)$$

$$\{d\}^T = \{u_1, v_1, \theta_1, u_2, v_2, \theta_2\}^T \quad (14)$$

Denklem (14)'de verilen, eleman uç noktalarındaki deformasyon vektörüdür ve yönleri Şekil 3'de verilmiştir.



Şekil 3. Düğüm kuvvetleri ve deformasyonlar
(Figure 3. Nodal forces and deformations)

Bulunan tüm değerler Denklem (1)'de yerine konduktan sonra integrali alınırsa artımsal denklemler elde edilir.

$$([k_{f1}] + [k_g]) \{d\} + \{^1 f\} = \{^2 f\} \quad (15)$$

$$[k_{f1}] = \sum_{i=1}^{n_e} \int_L E_i A_i ([N'_u]^T [N'_u] + h_i^2 [N''_v]^T [N''_v]) dx \quad (16)$$

$$\begin{aligned}
 [k_g] = & \int_L \frac{P_2}{L} \left([N'_u]^T [N'_u] + [N'_v]^T [N'_v] + \frac{I}{AL^2} [N''_v]^T [N''_v] \right) dx + \\
 & \int_L \left(-M_1 \left(1 - \frac{x}{L} \right) + M_2 \left(\frac{x}{L} \right) \right) \left([N'_u]^T [N''_v] + [N''_v]^T [N'_u] \right) dx + \\
 & \int_L \left(\frac{M_2 + M_1}{L} \right) \left([N'_u]^T [N'_v] + [N'_v]^T [N'_u] \right) dx
 \end{aligned} \quad (17)$$

Burada "A" kesit alanı ve "I" atalet momentidir. $[k_{f1}]$ eğilme ve aksenal davranış için rijitlik matrisidir. Bu matris, lineer olmayan malzeme davranışını temsil etmek için kullanılır. Eğer tüm fiberlerdeki gerilme akma gerilmesini aşmamış ise bu durumda $\sum_{i=1}^{n_f} E_i A_i = EA$ ve $\sum_{i=1}^{n_f} E_i A_i h_i^2 = EI$ olacaktır. Bu da bilinen elastik rijitlik matrisidir. Eğer eleman kesitindeki herhangi bir fiberde akma başlamışsa Elastisite Modülü E yerine tanjant elasitesite modülü kullanılır ve eleman daha fazla deformasyon gösterecektir. $[k_g]$ geometrik rijitlik matrisi ya da başlangıç rijitlik matrisi olarak bilinir. Bu eleman uç noktalarındaki aksenal yükün ve momentlerin bir fonksiyonudur. $\{^1f\}$ ve $\{^2f\}$ sırası ile birinci ve ikinci konfigürasyondaki dış kuvvetlerdir.

3.2. Betonun Gerilme-Birim Şekil Değiştirme Özellikleri (Stress-Strain Properties of Reinforced Concrete)

Bir betonarme kesit fiberlerle temsil edildikten sonra, her bir fiberin aksenal gerilme-birim şekil değiştirme ilişkisinin doğru bir şekilde işlemlere dahil edilmesi gereklidir. Bu çalışmada Kent-Park tarafından geliştirilen, betonunun gerilme-birim şekil değiştirme modeli kullanılmıştır [13, 14 ve 15].

Bilindiği gibi betonun çekme dayanımı çok düşük olduğundan, genellikle hesaplarda dikkate alınmaz. Beton için önemli olan, basınç dayanımı, dolayısıyla basınç altındaki gerilme-birim şekil değiştirme σ - ε ilişkisidir.

Şekil 4'de verilen Geliştirilmiş Park-Kent modelinde sargısız ve sargılı beton için iki ayrı σ - ε eğrisi önerilmektedir. Her iki durum için de gerilme eğrisinin maksimum gerilmeye kadar ikinci dereceden bir parabol, gerilmelerin düşüş gösterdiği parçası ise lineer olarak tanımlanır. Sargısız beton davranışının matematiksel ifadesi Kent-Park Modelinde Denklem (18)-(20)'de verilmiştir.

$$\sigma_c = f_c \left[\left(\frac{2\varepsilon_c}{\varepsilon_{c0}} \right) - \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c0}} \right)^2 \right] \quad \varepsilon_c \leq \varepsilon_{c0} \quad (18)$$

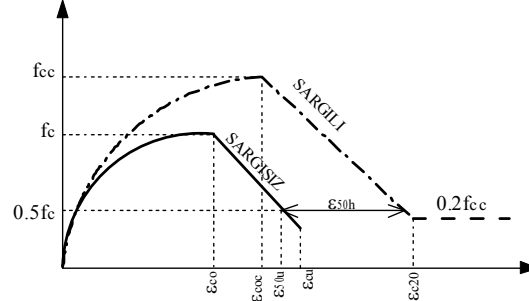
$$\sigma_c = f_c [1 - Z_u (\varepsilon_c - \varepsilon_{c0})] \quad \varepsilon_c > \varepsilon_{c0} \quad (19)$$

$$Z_u = \frac{0.5}{\varepsilon_{50u} - \varepsilon_{c0}} \quad (20)$$

Denklemlerde kullanılan değerlerin açıklaması Şekil 4'de gösterilmektedir. Sargısız betonun elasitesite modülü Denklem (18)-(19)'da verilen gerilmelerin birim şekil değiştirmelere göre türevleri alınarak hesaplanmıştır.

$$E_{s \text{ argılsız}} = f_c \left[\left(\frac{2}{\epsilon_{co}} \right) - \left(\frac{8\epsilon_c}{\epsilon_{co}^2} \right) \right] \quad \epsilon_c \leq \epsilon_{co} \quad (21)$$

$$E_{s \text{ argılsız}} = -f_c Z_u \quad \epsilon_c > \epsilon_{co} \quad (22)$$



Şekil 4. Sargılı ve sargısız betonun σ - ϵ eğrileri
(Figure 4. σ - ϵ curves for confined and unconfined concrete)

Sargı nedeni ile betonun basma dayanımının sargı miktarı ve aralığına bağlı olarak arttığı deneysel olarak ispatlanmıştır. Şekil 4'de sargılı betonun davranışı kesikli çizgiler ile gösterilmiştir. Bu grafikten görüleceği gibi sargı nedeni ile beton dayanımının f_c 'den f_{cc} 'ye, maksimum gerilmeye karşılık gelen birim kısalmanın ise ϵ_{co} 'dan ϵ_{coc} 'ye yükseldiği görülmektedir. Bunun yanı sıra sargısız betonda maksimum birim kısalma ϵ_{cu} iken, sargılı betonda böyle bir sınır bulunmamaktadır. Buna göre sargılı beton için aynı şekilde σ_c - ϵ_c ilişkisi Denklem (23)-(24)'de verilmiştir.

$$\sigma_c = f_{cc} \left[\left(\frac{2\epsilon_c}{\epsilon_{coc}} \right) - \left(\frac{\epsilon_c}{\epsilon_{coc}} \right)^2 \right] \quad \epsilon_c \leq \epsilon_{coc} \quad (23)$$

$$\sigma_c = f_{cc} [1 - Z_u (\epsilon_c - \epsilon_{coc})] \quad \epsilon_c > \epsilon_{coc} \quad (24)$$

$$Z_u = \frac{0.5}{\epsilon_{50u} + \epsilon_{50h} - \epsilon_{coc}}$$

Sargılı beton ile sargısız betonun maksimum gerilmesi ve bu gerilmeye karşılık gelen birim uzama arasındaki lineer ilişki, bir K katsayısı yardımı ile ifade edilebilir.

$$\epsilon_{coc} = K\epsilon_{co} \quad (25)$$

$$f_{cc} = Kf_c \quad (26)$$

$$K = \left[1 + \frac{\rho_s f_{yw} k}{f_c} \right] \quad (27)$$

$$\rho_s = \frac{A_o l_s}{s b_k h_k} \quad (28)$$

$$\epsilon_{50u} = \left[\frac{3 + 0.285 f_c}{142 f_c - 1000} \geq \epsilon_{co} \right] \quad (29)$$

$$\epsilon_{50h} = 0.75 \rho_s \sqrt{\frac{b_k}{s}} \quad (30)$$

A_o sargı donatısı kesit alanı, " l_s " kesitteki sargı donatısı ve çirozların toplam uzunluğu, " s " sargı donatısı aralığı, " b_k " ve " h_k "

ise çekirdek betonunun küçük ve büyük boyutu, " f_{yw} " sargı donatısının akma mukavemetidir.

Sargılı beton için elastiste modülü sargısız betonda olduğu gibi Denklem (23) ve (24)'un türevi alınarak elde edilebilir.

$$E_{sargılı} = f_{cc} \left[\left(\frac{2}{\epsilon_{coc}} \right) - \left(\frac{2\epsilon_c}{\epsilon_{coc}^2} \right) \right] \quad \epsilon_c \leq \epsilon_{coc} \quad (31)$$

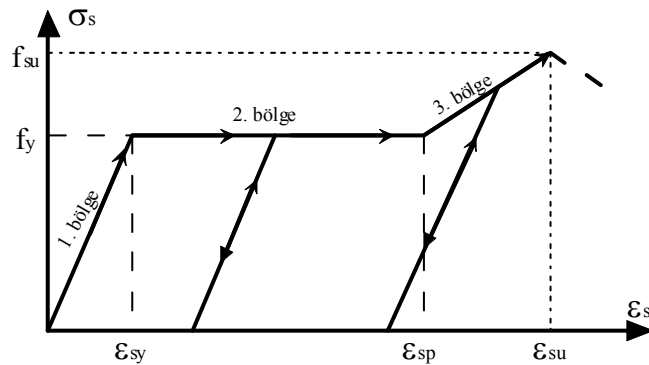
$$E_{c2_sargılı} = -f_{cc} Z_c \quad \epsilon_c > \epsilon_{coc} \quad (32)$$

Sargılı beton modeli, çekirdek olarak tanımlanan ve fret veya etriye ile sınırlanan beton kütlesi için, sargısız beton modeli ise çekirdek dışında kalan kabuk betonu için geçerlidir. Kent-Park, çekirdeğin boyutlarını, etriye dışından etriye dışına ölçülen uzunluklar tanımlamaktadır. Yukarıdaki verilen değerler kullanılarak betonarme elemanın her bir noktasında, birim uzamalara karşılık gelecek gerilmeler ve buna bağlı olarak elastisite modülleri hesaplanmıştır.

3.3. Donatı Çeliği İçin Gerilme-Birim Şekil Değiştirme İlişkisi (Stress-Strain Relation for Reinforcement Steel)

Donatı çeliği, betonla karşılaştırılabilirliğinde daha basit davranış gösterir. Eğer burkulma yoksa donatı çeliğinin basma ve çekmede gerilme-birim uzama grafikleri hemen hemen aynıdır.

Şekil 5'de bir betonarme çeliğin aksenal yük altında basitleştirilen gerilme-birim şekil değiştirme grafiği verilmiştir. Bu grafikten görüleceği gibi donatı çeliğinin davranışı üç doğru parçası ile ifade edilmiştir. Birinci bölge, birim şekil değiştirmenin sıfır ile ϵ_{sy} arasındaki kısımdır ki bu bölgede doğrunun eğimi E_s olarak kabul edilir. İkinci bölgede ise, ϵ_{sy} değerinden sonra ϵ_{sp} değerine kadar donatı akma sahanlığına sahip olduğu için bu arada elastisite modülü 0 alınmıştır. Bu bölgede herhangi bir gerilme artışı yoktur ve dolayısıyla burada eğim sıfırdır. Üçüncü bölge ise malzemenin pekleşmeye başladığı bölgedir. Bu model, genel kabul gören ve yaygın olarak kullanılan bir modeldir. Eğri parçalarının eğimi, kullanılan çeliğin özelliklerine göre deneysel olarak saptanabileceği gibi bu değer TSE 500'de de bulunabilir [1 ve 15].

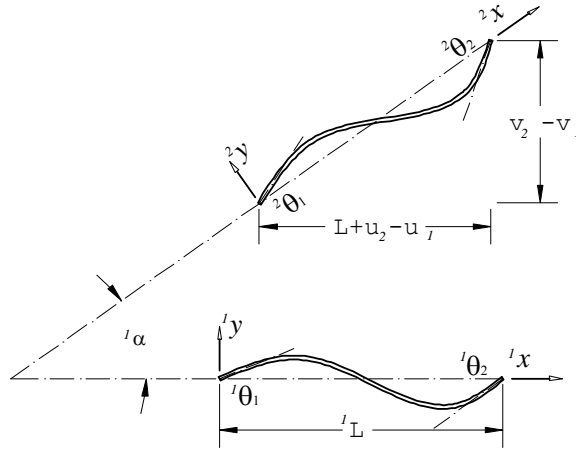


Şekil 5. Donatı çeliği için σ - ϵ modeli
(Figure 5. σ - ϵ model for reinforcement steel)

3.4. Kiriş-Kolon Elemanının Kuvvet Düzeltme Prosedürü (Force Recovery Procedure of Beam-Column Element)

Her ardışık yük artışında, eleman uç kuvvetleri geometrik rijitlik matrisinin teşkilinde kullanılmak için hesaplanır. Eleman kuvvetlerinin hesabında C_1 'de oluşan eleman uç kuvvetleri $\{^1f\}$ bir önceki adımda hesaplandığı halde, C_2 'de ki eleman uç kuvvetlerinin $\{^2f\}$ değerlerinin hesaplanması gereklidir.

Herhangi bir rijit cisim yer değiştirdiğinde (cisimde her hangi bir deformasyon yok ise), eleman kuvveti $\{^1f\}$ belli bir miktar dönse bile eleman kuvvetinin değeri değişmez. Bundan dolayı elemanın yapmış olduğu dönme miktarı işlemlere dahil edilmez [3 ve 6]. Sonuç olarak her hangi bir kiriş-kolon elemanında 1 nolu konfigürasyondan 2 nolu konfigürasyona geçerken meydana gelen yer değiştirmeler $\{d\}$ iki kısma ayrılabilir: doğal deformasyon $\{d_n\}$ ve rijit cisim hareketi $\{d_r\}$. Doğal deformasyon vektörünün C_1 ve C_2 'deki büyüklükleri Denklem (33)'de verilmiştir (bkz. Şekil 6).



Şekil 6. C_2 konfigürasyonunda doğal deformasyon
(Figure 6. Natural derormation at configuration C_2)

$$\{u\}^T = \{0, 0, \theta_1, u_b, 0, \theta_2\}^T \quad (33)$$

$$\theta_1 = ({}^2\theta_1 - {}^1\theta_1) - \alpha \quad (34)$$

$$\theta_2 = ({}^2\theta_2 - {}^1\theta_2) - \alpha \quad (35)$$

$$\alpha = \tan^{-1} \left(\frac{v_2 - v_1}{L + u_2 - u_1} \right) \quad (36)$$

Eksenel uzama u_b , elemanın başlangıç ve son uzunlukları farkı kadardır. Bilinen başlangıç kordon uzunluğu 1L kullanılarak, 2L kordon uzunluğu Denklem (37) ile elde edilir.

$${}^2L = \sqrt{({}^1L + u_2 - u_1)^2 + (v_2 - v_1)^2} \quad (37)$$

Eksenel uzama aşağıdaki gibi elde edilir[3,6];

$$u_b = {}^2L - {}^1L = \left(\frac{1}{{}^2L + {}^1L} \right) \left(2 {}^1L(u_2 - u_1) + (u_2 - u_1)^2 + (v_2 - v_1)^2 \right) \quad (38)$$

Her bir adımda eleman uç kuvvetlerindeki artış $\{f\}$ artımsal denge denkleminde elde edilir;

$$\{f\} = ([k_{f1}] + [k_g])\{d_n\} \quad (39)$$

Sonuç olarak eleman uç kuvvetlerindeki artış miktarı aşağıdaki gibi hesaplanır

$$\{^2_f\} = \{f\} + \{^1_f\} \quad (40)$$

Hesaplanan bu eleman kuvveti, bir sonraki adımda geometrik rijitlik matrisi oluşturulurken, iç kuvvetlerle dış kuvvetlerin dengesini kontrol için kullanılır. Burada kuvvetin dengeleme prosedürü "doğal deformasyon yaklaşımı" olarak bilinir. Çünkü yer değiştirme artışı, rijit yapı hareketi ve doğal deformasyon olarak ikiye ayrılır. Diğer bir yaklaşımda ise dış geometrik rijitlik kullanılarak yapılır [3 ve 6]

4. LİNEER OLMAYAN DENGE DENKLEMLERİN ÇÖZÜMÜ (SOLVING NONLINEAR EQUILIBRIUM EQUATIONS)

Yapı sistemini oluşturan her bir elemanın rijitlik matrisi, Denklem (15)'de lokal koordinat sistemine göre yazıldıktan sonra global koordinat sistemine dönüştürülür ve global rijitlik matrisi oluşturulur. Lineer yapı analizinde oluşturulan rijitlik matrisi şekil değiştirmelere bağlı olmadığından kolayca çözülebilir. Fakat lineer olmayan yapı analizinde, global rijitlik matrisinin katsayıları yer değiştirmelere, yani iç kuvvetler sistemi oluşturan elemanların akıp akmamasına göre, elastisite modülünün büyüklüğüne bağlıdır. Bu durumda, lineer olmayan yapı sistemlerinin etkin bir şekilde hesabı için, her adımda problemin lineerleştirilmesi esasına dayanan sayısal yöntemlerin geliştirilmesi ve uygulanması gerekmektedir [3 ve 6].

Lineer olmayan yapı sistemlerinin hesabı için uygulanan sayısal yöntemler genel olarak iki bölümde incelenebilirler. Bunlar; ardışık yaklaşım yöntemleri ve yinelemeli-ardışık yaklaşım yöntemleridir[6]. Ardışık yöntemlerin her adımdan sonra dengeleme yapmaması, sistemin taşıyabileceği maksimum yükü ve buna karşılık gelen yer değiştirmeleri tam saptayamamasından dolayı tercih edilen bir yöntem değildir. Bunun yerine yinelemeli ardışık yöntemler daha çok kullanılır. Yinelemeli ardışık yaklaşım metodunda yük-şekil değiştirme davranışı parçalı olarak incelenir. Elemanın dengesini bozan kuvvetlerin dış yükler mi yoksa düğümüne ait iç yükler mi olduğuna bakılır. Eğer yapının dengesini bozan kuvvetleri ortadan kaldıramaz veya uygun bir düzeye getiremezsek hesap edilen yük-şekil değiştirme eğrisi, yapının gerçek davranışından uzaklaşacaktır. Dengeyi bozan bu kuvvetler artan adımlı bir yineleme prosedürü ile giderilebilir. Eğer dengelemeyi bozan kuvvetler ihmal edilebilecek seviyeye gelirse daha anlamlı sonuçlar elde edilebilir [3].

Artımsal-yinelemeli analiz metodunu açıklamak için sisteme uygulanan dış yükün büyüklüğü, artımsal formda aşağıdaki gibi yazılabilir.

$$\{F_j^i\} = \{F_{j-1}^i\} + \lambda_j^i \{\Delta F\} \quad (41)$$

Burada $\{F_{j-1}^i\}$ toplam dış yükün i'inci artım ve (j-1)'inci yinelemedeki değerini; $\{\Delta F\}$ artımsal dış yük ve λ_j^i yük artırma parametresi olarak tanımlanmıştır.

Herhangi bir yapının i'inci artım ve (j-1)'inci yinelemedeki doğrusal olmayan denge denklemi Şekil 6'de görüldüğü gibi aşağıdaki gibi yazılabilir.

$$[K_{j-1}^i] \cdot \{\Delta U_j^i\} = \{F_j^i\} - \{P_{j-1}^i\} \quad (42)$$

Burada global rijitlik matrisi $[K_{j-1}^i]$, her adımda ve yinelemede yeniden oluşturulur. $\{\Delta D_j^i\}$ artımsal yer değiştirme vektörüdür. Denklem (42) de görüldüğü gibi dış kuvvetlerden iç kuvvetler çıkarılarak o düğümüne ait yük dengesizliği Denklem (43) ile hesaplanabilir.

$$\{R_j^i\} = \{F_j^i\} - \{P_j^i\} \quad (43)$$

Bu eşitlik bir önceki noktaya göre tekrar yazılırsa;

$$\{R_{j-1}^i\} = \{F_{j-1}^i\} - \{P_{j-1}^i\} \quad (44)$$

Buradan da Denklem (43) ve (44) kullanılarak aşağıdaki eşitlik yazılabilir.

$$\begin{aligned} \{R_{j-1}^i\} &= \{F_{j-1}^i\} - \{P_{j-1}^i\} \\ &= \{F_j^i\} - \lambda_j^i \{\Delta F\} - \{P_{j-1}^i\} \\ &= [K_{j-1}^i] \{\Delta D_j^i\} - \lambda_j^i \{\Delta F\} \end{aligned}$$

Artımsal-yinelemeli denge denkleminin en son hali Denklem (45) ile hesaplanır.

$$[K_{j-1}^i] \{\Delta D_j^i\} = \lambda_j^i \{\Delta F\} + \{R_{j-1}^i\} \quad (45)$$

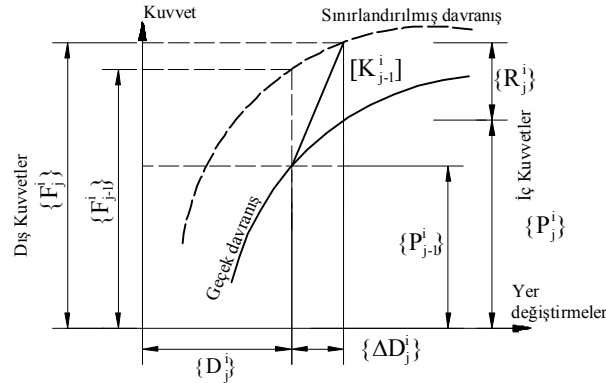
Daha sonra yer değiştirme vektörü $\{\Delta D_j^i\}$ ikiye ayrılabilir [18]: İlk terim tanjantsal yer değiştirme, ikincisi ise artık yer değiştirmedir. Bunlar matematiksel olarak şöyle ifade edilebilir.

$$\{\Delta D_j^i\} = \lambda_j^i \{\Delta \hat{D}_j^i\} + \{\Delta \bar{D}_j^i\} \quad (46)$$

Bu durumda;

$$\{\Delta F\} = [K_{j-1}^i] \{\Delta \hat{D}_j^i\} \quad (47)$$

$$\{R_{j-1}^i\} = [K_{j-1}^i] \{\Delta \bar{D}_j^i\} \quad (48)$$



Şekil 7. Ardışık-yinelemeli yaklaşım şeması
(Figure 7. General incremental-iterative scheme)

Denklem (45) kullanılarak birçok yinelemeli-artımsal metot geliştirilmiştir. Bu metotların birbirlerinden farkları yük artırma parametresi λ_j^i hesabından kaynaklanmaktadır. Newton-Raphson metodunda λ_j^i sabit bir sayı; eğri-uzunluk (Arc-length) metodunda ise yer değiştirmelerin ve artımsal yükün karelerinin toplamının kökü kadar olduğu; genelleştirilmiş yer değiştirme kontrol metodunda (GDC) da yük artırma parametresi, tüm yer değiştirmeler kullanılarak hesaplanır. Burada her yöntemin kendine göre olumlu ve olumsuz yönleri olduğu

bilinmekle beraber bu çalışmada genelleştirilmiş yer değiştirme metodu kullanılmıştır.

Genelleştirilmiş yer değiştirme metodunda genelleştirilmiş stiffness (rijitlik) parametresi (GSP) ve artımsal yük parametresi olmak üzere iki adet parametre kullanılır. GSP artımsal yükün büyüklüğünü ve yönünü tespit etmek için kullanılır. GSP ilk adımdaki yer değiştirmelerin en son adımdaki yer değiştirmelere oranı olarak tanımlanır ve Denklem (48)'de verilmiştir. GSP ilk limit noktasının dışında her zaman pozitifdir. Burada pay her zaman pozitifdir fakat payda negatif olabilir. Payda negatif ise, ardı ardına iki yer değiştirmenin farklı yönde olduğunu gösterir. Negatiflik, artan adımda yüklemenin tersine çevrildiğine işaret etmektedir. Yapının rijitliğinin artıp artmadığı GSP'de yardımı ile belirlenebilir.

$$GSP^i = \frac{\{\Delta\hat{D}_1^i\}^T \{\Delta\hat{D}_1^i\}}{\{\Delta\hat{D}_1^{i-1}\}^T \{\Delta\hat{D}_1^i\}} \quad (49)$$

İkinci parametre ise artımsal yük parametresi λ_j^i dir. Bu parametre Denklem (50) ve (51)'de ilk ve sonraki tekrarlar için sırasıyla verilmiştir. İlk adımda, yük artırma parametresi λ_j^i GSPⁱ'ye dayalı hesaplanır. Sonraki tekrarlar için bu parametrenin değeri tanjantsal ve artık yer değiştirmenin bir fonksiyonu olarak hesaplanır.

$$\lambda_1^i = \lambda_1^1 |GSP^i|^{1/2} \quad (50)$$

$$\lambda_j^i = \frac{\{\Delta\hat{D}_1^i\}^T \{\Delta\bar{D}_1^i\}}{\{\Delta\hat{D}_1^{i-1}\}^T \{\Delta\bar{D}_1^i\}} \quad (51)$$

• **GDC Metodunun Algoritması (Algorithm of GDC Method)**

GDC metodunun ardışık temel adımları sırasıyla aşağıda verilmiştir.

1. İlk yük artırma parametresi (λ_1^1), referans yük parametresi (n) ve maksimum hata miktarı Ω_{max} seçilmelidir. Bu değerler 0 ve 1 arasında olmalıdır.
2. Referans yük parametresi kullanılarak, artımsal dış yük $\{\Delta F\} = n\{F\}$ hesaplanır.
3. Artımı başlat $i=1$
4. Deplasman vektörü $\{\Delta U_0^i\}$, iç kuvvetler vektörünü $\{P_0^i\}$ ve dış kuvvetler vektörünü $\{F_0^i\}$ sıfırla.
5. Yinelemeyi başlat $j=1$
6. Her bir kiriş-kolon eleman için yerel koordinat sisteminden $[k_{f1}]$ ve $[k_g]$ matrisi oluşturulduktan sonra bunlar global koordinat sistemine çevrilir ve rijitlik matrisi $[K_{j-1}^i]$ yazılır.
7. Yer değiştirmeleri hesapla, $\{\Delta\hat{D}_j^i\} = [K_{j-1}^i]^{-1}\{\Delta F\}$
8. Eğer $i=1$ ise a'ya değilse b'ye git;
 - a. GSP=1 ve $\lambda_1^i = \lambda_1^1$
 - i. $GSP^i = \frac{\{\Delta\hat{D}_1^i\}^T \{\Delta\hat{D}_1^i\}}{\{\Delta\hat{D}_1^{i-1}\}^T \{\Delta\hat{D}_1^i\}}$ ve $\lambda_1^i = \lambda_1^1 |GSP^i|^{1/2}$.
 - b. Eğer $GSP < 0$, yükün yönünü çevir $\lambda_j^i = -\lambda_j^i$

9. Yer değiştirme hesaplanır $\{\Delta D_j^i\} = \lambda_j^i \{\Delta \hat{D}_j^i\}$
10. Adım 17'ye git.
11. Her bir kiriş-kolon eleman için yerel koordinat sisteminden $[k_{r1}]$ ve $[k_g]$ matrisi oluşturulduktan sonra bunlar global koordinat sistemine çevrilir ve rijitlik matrisi $[K_{j-1}^i]$ yazılır.
12. Tanjantsal ve artık yer değiştirmeleri hesapla. Denklem (47) ve Denklem (48) ile hesapla.
13. Yük artım parametresini Denklem (51)'i kullanarak hesapla. Eğer $i=1$ ise $\{\Delta \hat{D}_1^0\} = \{\Delta \hat{D}_1^1\}$ eşitliğini kullan.
14. Artımsal yer değiştirmeleri Denklem (46)'ı kullanarak hesapla.
15. Yer değiştirmeleri ve dış yükleri güncelle
 $\{D_j^i\} = \{D_{j-1}^i\} + \{\Delta D_j^i\}$
 $\{F_j^i\} = \{F_{j-1}^i\} + \lambda_j^i \{\Delta F\}$
16. Gerilme-birim şekil değiştirme özelliklerine göre her bir eleman için malzeme özelliklerini güncelle.
17. Yapının geometrisini güncelle.
18. Denklem (40)'ı kullanarak eleman uç kuvvetlerini hesapla.
19. Her bir elemanın eleman uç kuvvetlerini güncelle
 $\{F_j^i\} = \{F_{j-1}^i\} + \{F\}$
20. Eleman uç kuvvetlerini kullanarak her bir noktada oluşan kuvvetler vektörü, global koordinat sistemine çevrilir ve daha sonra iç kuvvetler vektörü $\{P_j^i\}$ oluşturulur.
21. Dengelenmemiş vektör hesaplanır. $\{R_j^i\} = \{F_j^i\} - \{P_j^i\}$
22. Dengelenmemiş yük vektörünün rölatif büyüklüğü hesaplanır.
 $\Omega = \frac{\|\{R_j^i\}\|}{\|\{\Delta F\}\|}$
23. Eğer $\Omega > \Omega_{\max}$ ise $j=j+1$ adım 11'e gidilir. Değilse bir sonraki adıma gidilir.
24. Eğer $\frac{\|\{F_j^i\}\|}{\|\{F\}\|} < 1$ ise $i=i+1$ adım 5'e gidilir. Değil ise işlem durdurulur.

5. SAYISAL ÖRNEKLER (NUMERICAL EXAMPLES)

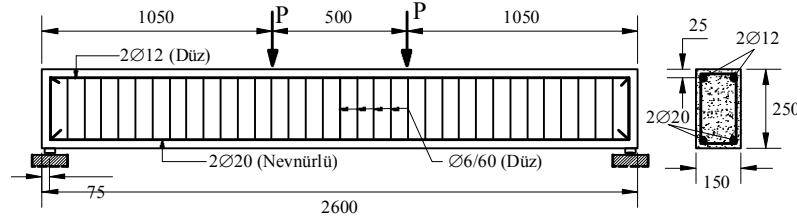
İki boyutlu betonarme çerçeve sistemlerin lineer olmayan analizini yapmak için MatLab 5.4'da lineer olmayan betonarme analiz programı geliştirilmiştir. Bu program kullanılarak birer kiriş ve çerçeve problemi çözülmüş ve deneysel sonuçlar ile karşılaştırılmıştır.

5.1. Basit Oturmali Kiriş (Simply Supported Beam)

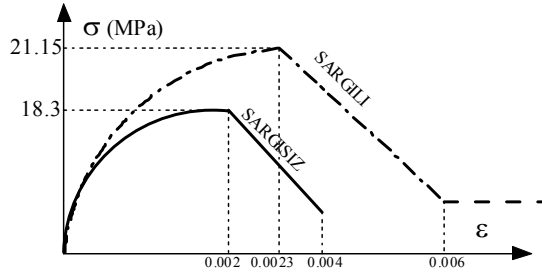
Altın ve diğ. [17] kesme dayanımı yetersiz betonarme kirişlerin eleman dışından çeşitli düzenlerde yerleştirilen kelepçelerle kesmeye karşı güçlendirilmesine yönelik pratik bir yöntem geliştirmek amacı ile Şekil 8'de verilen boyutlarda kirişler üretmişler ve bunları deneysel olarak incelemişlerdir. Bu araştırmacılar tarafından üretilen ve Kiriş-1 olarak adlandırılan basit oturmali betonarme kiriş burada kullanılacaktır.

Kiriş-1 elemanı basınç dayanımı $f_c = 18.3 \text{ MPa}$ olan betondan üretilmiştir. Kullanılan etriye miktarı ve aralığına göre sargı

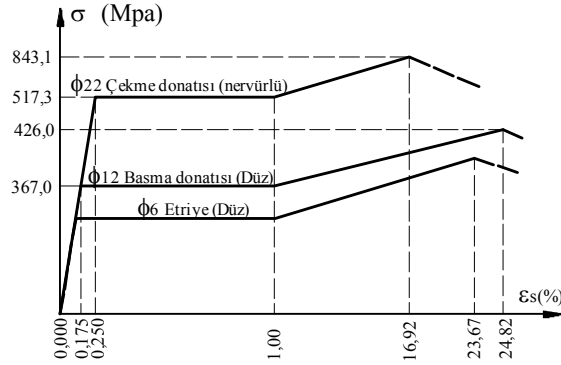
bölgesindeki betonun mekanik özellikleri tespit edilmiş ve Şekil 9'da verilmiştir. Üç farklı donatı çeliği kullanılmış ve bu donatı çeliğinin mekanik özellikleri Şekil 10'da görülebilir. Kiriş-1'de kullanılan boyuna çekme donatısı 2Ø20 mm nervürlü donatı, basınç donatısı ise 2Ø12 mm düz donatıdır. Deney elemanında kapalı etriyeler Ø6/60mm çap ve aralığında donatılardan üretilmiştir. Deney kirişinin şekli ve kesiti Şekil 8'de verilmiştir.



Şekil 8. Kiriş-1'in boyutları ve donatı yerleşimi
(Figure 8. Dimensions of Beam-1 and placement of reinforcement)



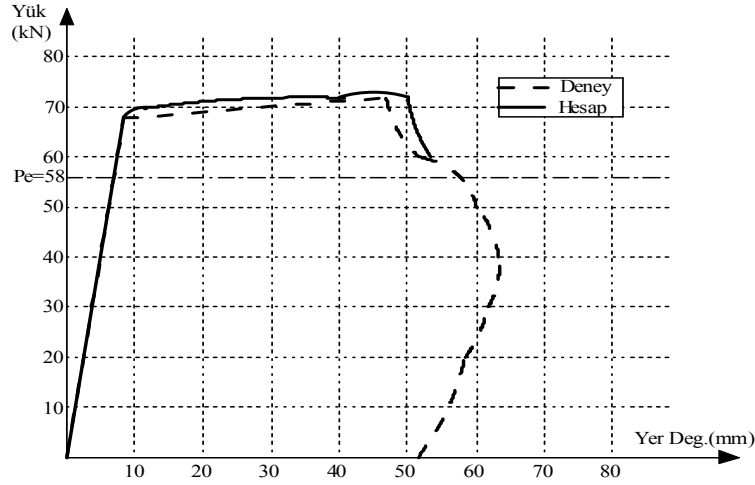
Şekil 9. Kiriş-1 için sargılı ve sargısız beton değerleri
(Figure 9. Confined and unconfined concrete properties of Beam-1)



Şekil 10. Kullanılan beton çeliklerin $\sigma - \epsilon$ grafikleri
(Figure 10. $\sigma - \epsilon$ curves for reinforcement steel)

Geliştirilen program için bir adet giriş veri dosyası hazırlanmıştır. Bu veri dosyasına betonun ve çeliğin malzeme bilgileri girilmiştir. Veri dosyasına P yükü olarak 100 kN yazılmış, daha sonra program çalıştırılmıştır. Referans yük olarak P yükü 0.1 ile çarpılarak işlem başlatılmıştır. İşlemlerin her adımda bitip yeni adıma geçmesi için maksimum hata $\Omega_{\max} = 10^{-5}$ olarak seçilmiştir. Kesit ve malzeme özelliklerine göre yapılan analizden çıkan sonuçlar Şekil

11'de gösterilmektedir. Kirişin moment taşıma kapasitesi TSE-500'de verilen eşdeğer dikdörtgen modeline göre çözümlendiğinde $P_e=58$ kN olarak hesaplanmıştır.



Şekil 11. Kiriş-1 için yük-yer değiştirme grafiği
(Şekil 11. Load-displacement graph for Beam-1)

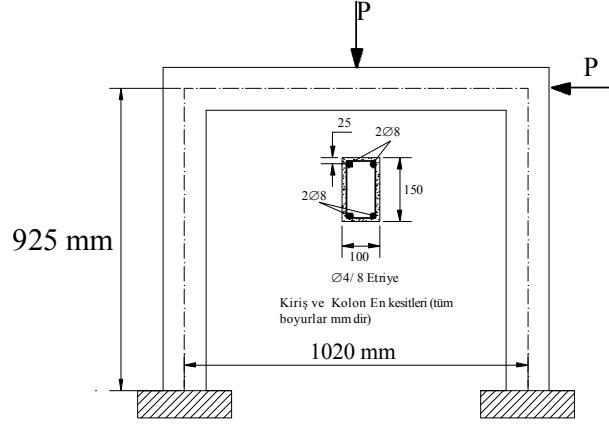
Şekil 11'den görüldüğü gibi deneysel ve nümerik sonuçlar yer değiştirmelerin 10 mm ye ulaştığı noktaya kadar birbirine oldukça yakındır. Bu noktadan sonra deney sonuçları ile nümerik sonuçlar arasında yaklaşık %5'lik bir fark oluşmuştur. Kirişin maksimum taşıma kapasitesi 72 kN olduğu gözlenirken buna karşılık nümerik işlemler sonucunda bu değer 74 kN hesaplanmıştır. Yine maksimum yüke karşılık gelen yer değiştirmeler yaklaşık 48 mm ve 50 mm'dir. Deplasmanlar artmasına müsaade edildiğinde deneysel ve nümerik sonuçların her ikisinde de yüklerin azaldığı gözlenmiştir. Deneysel ve nümerik sonuçlar ile TSE-500'deki yöntemle elde edilen sonuçlar karşılaştırıldığında TSE-500'e göre hesaplanan kiriş kapasitesinin daha güvenli tarafta kaldığı görülmüştür.

5.2. Tek Katlı Tek Açıklıklı Çerçeve (One Story-One Bay Frame)

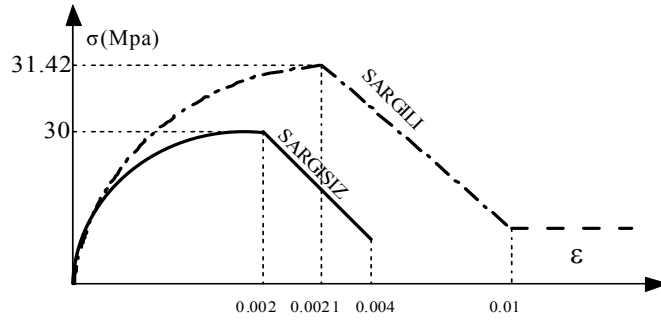
İkinci örnek tek katlı ve tek açıklıklı bir çerçevedir. Söz konusu çerçeve, Amil[18] tarafından köşegen elemansız ve köşegen elemanlı betonarme çerçevelerin davranışını incelemek için yaptığı çalışmalardan alınmıştır. Bu çalışmada Şekil 12'de verilen köşegen eleman bulunmayan betonarme çerçeve kullanılacaktır. Çerçevadaki kiriş ve kolonlarda $\varnothing 8$ 'lik boyuna donatı ve $\varnothing 4$ 'lük etriyeler kullanılmıştır. Kullanılan betonun ve çeliğin malzeme özellikleri Şekil 13 ve 14'de verilmiştir.

Betonarme çerçeve bir adet düşey ve adet yatay yük ile yüklenmiştir. Çerçeve elemanındaki yatay deplasmanlar yatay yükün bulunduğu yerde uygulanan yük ile aynı doğrultuda olacak şekilde ölçülmüştür. Elde edilen yük-yer değiştirme grafiği Şekil 15'de verilmiştir. Şekil 15'te görüldüğü gibi yer değiştirmeler 10 mm'ye kadar deneysel ve hesaplanan değerlerle uyum içindedir ancak yükün 19 kN'u aştığında iki değer arasında çok az farklılıklar gözlemlenmiştir. Deney sonuçlarına göre yer değiştirmeler 59.5 mm'ye yaklaştığında çerçevenin taşıdığı yükün yaklaşık 27 kN olduğu saptanmıştır. Nümerik analiz sonuçlarının göre ise çerçevenin maksimum yük taşıma kapasitesi 26.5 kN ve bu yüke karşılık gelen yer değiştirmelerin 26 mm olduğu

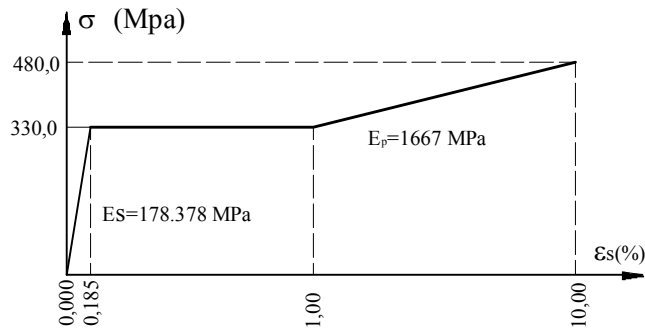
saptanmıştır. Göçme yükünü deneysel ve nümerik olarak hemen hemen aynı iken göçme anındaki toplam yer değiştirmelerde büyük fark bulunmuştur. Bunun nedeni deney esnasında düşey P yükünün ile yatay P yükün aynı miktarda ve aynı oranda artırılması gerekirken tam olarak bu oran sabit tutulamamış olabilir.



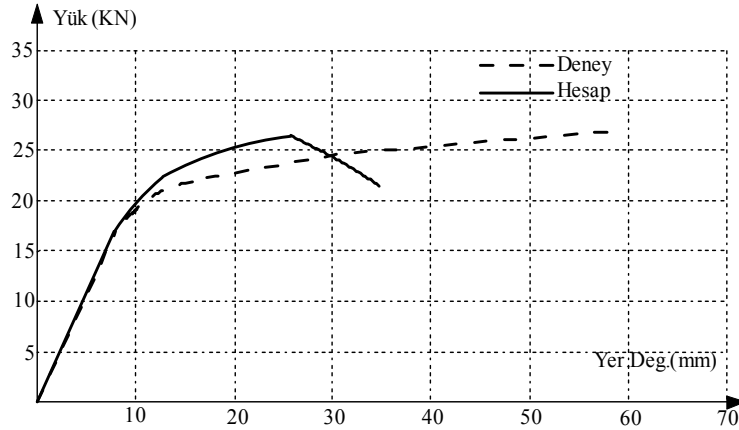
Şekil 12. Tek katlı çerçeve
(Figure 12. One story frame)



Şekil 13. Tek katlı çerçeve için sargılı ve sargısız beton değerleri
(Figure 13. Confined and unconfined concrete properities of One-story frame)



Şekil 14. Kullanılan beton çeliğin $\sigma - \epsilon$ grafiği
(Figure 14. $\sigma - \epsilon$ curves for reinforcement steel)



Şekil 15. Tek katlı çerçeve için kuvvet-yer değiştirme grafiği
(Figure 15. Load-displacement graph for one-story frame)

6. SONUÇLAR (CONCLUSIONS)

Bu çalışmada, sonlu elemanlar metodu kullanılarak bir betonarme kiriş-kolon elemanı geliştirilmiştir. Geliştirilen bu betonarme elemanı kullanılarak örnek problemler çözülmüştür. Bu çözümlerden elde edilen sonuçlar daha önce yapılmış deney sonuçlarıyla karşılaştırmış ve aşağıdaki sonuçlar elde edilmiştir.

- Geliştirilen kiriş-kolon elemanı kullanılarak çözülen problemler, deneysel sonuçlarla karşılaştırılabilirliğinde; geliştirilen kiriş-kolon elemanının betonarme yapı davranışını doğru bir şekilde temsil ettiği gözlenmiştir.
- Hesaplarda beton ve çelik için her yineleme adımda elastisite modülleri (E_c ve E_s) güncellenerek kullanılmıştır, bu sayede hesaplardan çıkan analiz sonuçları ile deneysel sonuçlarının birbirlerine daha yaklaşması sağlanmıştır.
- Genelleştirilmiş yer değiştirme yöntemi, yapının göçme yükünden sonraki davranışını incelemek için kullanılabilir.

Doğrusal olmayan analiz yöntemlerini kullanarak betonarme hesabı yapan programlar yaygın değildir. Ayrıca Türk Standartlarında (TSE-500) betonarme yapıların doğrusal olmayan analiziyle ilgili herhangi bir veri bulunmamaktadır. Teknolojinin geliştiği günümüzde betonarme yapı davranışını daha iyi değerlendirebilmek için doğrusal olmayan analiz programları ve hesaplamalarının etkin olarak kullanılması gerekmektedir. Özellikle deprem kuşağında bulunan ve yapıların çoğu betonarme olan ülkemizde, yapı davranışını gerçekçi bir biçimde analiz etmek ve buna göre yapıları tasarlamak gereklidir.

KAYNAKLAR (REFERENCES)

1. TSE-500., (2000). Betonarme Yapıların Tasarım ve Yapım Kuralları, Türk Standartları Enstitüsü Yayını, Ankara.
2. ACI-318-99, (1999). Building Code Requirements for Structural Concrete, American Concrete Institute, Detroit, USA.
3. Yang, Y.B. and Kuo, S.R., (1994). Nonlinear Framed Structures, Prentice Hall, Singapore.
4. Bathe K.J. and Bolourchs, S., (1979). Large Displacement Analysis of Three Dimensional Beam Structures, Int. Journal for Numerical Methods in Engineering, 14, Syf. 901-986.

5. McGuire, W., Gallagher, R.H., and Ziemian, R.D., (2000). Matrix Structural Analysis, 2nd Edition., John Wiley & Sonsinc, USA.
6. Sönmez, M., (2000). Elasto-Plastic Large Displacement Analysis of Planar Frames with joint flexibilities using the finite element method", PhD. Univeristy of Pittsburgh, Pittsburgh, PA, USA.
7. Clarke M., (1994), Plastic-Zone Analysis, Eds. by Chen, W-F, Toma, S., Advanced Analysis of Steel Frames, CRC, Florida, USA.
8. Lee, T.H. and Mosalam, K.H, (2004). Probalistic fiber element modeling of reinforced concrete structures, Computers and Structures, 82, Syf. 2285-2299.
9. Izzuddin, B.A. and Smith, D.L., (2000). Efficient nonlinear analysis of elastic-plastic 3D R/C frames using adaptive techniques, Computers and Structures, 78, Syf.549-573.
10. Sonmez, M., (2002), A Beam-Column Model for Nonlinear Inelastic Analysis, Fifth International Congress on Advances in Civil Engineering, Istanbul Technical University, Istanbul.
11. LaTona, R.W., (1970). Nonlinear Analysis of Building Frames for Earthquake Loading, Ph. D. Dissertation, School of Engineering, Massachusstts Institute of Technology, MA, USA.
12. Çelik, M., (2005). Düzlemsel Betonarme Çerçevelerin Sonlu Elemanlar Metodu Kullanılarak Lineer Olmayan Analizi, Yüksek Lisans Tezi, Fen Bilimleri Enst., Niğde Üniversitesi.
13. Celep, Z. ve Kumbasar, N., (1998). Betonarme Yapılar, Sema Matbaacılık, İstanbul.
14. Ersoy U., ve Özcebe, G. (2001). Betonarme Yapılar, Evrim Yayınevi ve Bilgisayar San. Tic. Ltd. Şti., İstanbul.
15. MacGregor, J.G., (1997). Reinforced Concrete: Mechanics and Design, Prentice Hall, New Jersey, USA.
16. Batoz, J. and Dhatt, G., (1979). Incremental Displacement Algorithms for Nonlinear Problems, International Journal for Numerical Methods in Engineering. Vol. 14, No:8. Syf. 1262-1297.
17. Altın, S., Anıl, Ö. ve Gökten, Y., (2004). Betonarme Kirişlerin Kesmeye Karşı Güçlendirilmesinde Bir Kelepçe Uygulaması, Gazi Üniv. Müh. Mim. Dergisi, Cilt 19, No 4, Syf. 415-422.
18. Amil, A.P., (1999). Betonarme Yapılarda Kullanılan Başlıca Taşıyıcı Sistemler ve Dolgu Duvarların Olumlu Etkilerini Artıran Köşegen Elemanların Betonarme Perdelerle Karşılaştırılması Olarak İncelenmesi, Doktora Tezi, Fen Bilimleri Enst., Karadeniz Teknik Üniversitesi, Trabzon.