

Betonarme Kolonların Hasar Sınır Eğriliklerinin Belirlenmesi

Cem AYDEMİR*
Murat Serdar KIRÇIL**
Baykal HANCIOĞLU***
Mustafa ZORBOZAN****

ÖZ

Son yıllarda, özellikle mevcut yapıların değerlendirilmesinde, kuvvete dayalı tasarım yöntemleri yerine şekil değiştirme esaslı tasarım yöntemleri giderek yaygın bir biçimde kullanılmaya başlanmıştır. Şekil değiştirme esaslı tasarım yöntemleri; malzemenin elastik ötesi davranışını hesaba katmaya olanak verdiklerinden kuvvete dayalı tasarım yöntemleriyle karşılaştırıldığında, yer hareketi etkisiyle ortaya çıkması muhtemel yapısal hasarın tahmini de daha gerçekçi olur. Şekil değiştirme esaslı tasarım için yapısal elemanlarda oluşan şekil değiştirme taleplerini belirli bir hasar seviyesine ulaşma olasılığıyla ilişkilendirmek gerekmektedir. Bu noktadan hareketle, Türk Deprem Yönetmeliği'nde, sünek taşıyıcı sistem elemanlarının kritik kesitlerinde oluşması muhtemel hasarı tarif eden üç farklı hasar sınırı ve bunların sınırladığı hasar bölgeleri tanımlanmıştır: Minimum Hasar Sınırı (MN), Güvenlik Sınırı (GV) ve Göçme Sınırı (GÇ). Söz konusu hasar sınırlarının nicel ifadesi olarak da taşıyıcı sistem elemanlarında oluşmasına izin verilen en büyük beton ve donatı çeliği birim şekil değiştirme sınırları verilmiştir.

Bu çalışmada; bileşik eğilme etkisindeki betonarme kolonlarda sözü edilen hasar sınırlarına ilişkin toplam eğrilğin kısa sürede saptanmasına yönelik bir hesap yöntemi tanıtılmış ve başta aksel yük seviyesi olmak üzere çeşitli tasarım değişkenlerinin hasar sınır eğrilği ile etkileşimleri incelenmiştir. 2007 tarihli Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında Yönetmelik'de tanımlanmış hasar sınırları esas alınarak, betonarme kolonlar için "boyutsuz tarafsız eksen derinliği-boyutsuz aksel yük" ilişkilerinden hareketle, söz konusu hasar seviyelerine ilişkin sınır eğriliklerin belirlenebilmesi için bir bağıntı önerilmiştir. Önerilen bağıntıyla elde edilen sonuçlar moment-eğrilik analizi sonuçlarıyla karşılaştırılmıştır.

Anahtar kelimeler: Kesit hasar sınırları, birim şekil değiştirme sınırları, moment-eğrilik, pekleşme etkisi, sargılı beton.

Not: Bu yazı

- Yayın Kurulu'na 09.09.2009 günü ulaşmıştır.
- 31 Aralık 2011 gününe kadar tartışmaya açıktır.

- * Yıldız Teknik Üniversitesi, İnşaat Mühendisliği Bölümü, İstanbul- caydemir@yildiz.edu.tr
- ** Yıldız Teknik Üniversitesi, İnşaat Mühendisliği Bölümü, İstanbul- kircil@yildiz.edu.tr
- *** Yıldız Teknik Üniversitesi, İnşaat Mühendisliği Bölümü, İstanbul- bhanci@yildiz.edu.tr
- **** Yıldız Teknik Üniversitesi, İnşaat Mühendisliği Bölümü, İstanbul- zorbozan@yildiz.edu.tr

ABSTRACT

Determination of the Flexural Damage Curvature Capacity of R/C Columns

Instead of force based design methods, performance based design methods have been widely used especially for resistance assessment of existing buildings. Performance based design methods produce more realistic results compared to force based design methods for predicting probable structural damage level for a given earthquake considering inelastic properties of materials. To implement performance-based earthquake engineering, it is necessary to relate deformation demands placed on structural components to specific levels of damage. Turkish Seismic Design Code define three different damage limit states and corresponding concrete and reinforcement steel strain limits representing probable damage occurring at critical sections of R/C structural members. These limits are Minimum Damage Limit; Safety Limit and Collapse Limit state.

In this study, a procedure to obtain total limit curvature of R/C columns is explained and interaction of the flexural damage limit curvature with various design parameters - especially axial load level- are investigated. An equation showing dimensionless damage limit curvature and dimensionless axial load level relationship is derived. The results obtained with the proposed equation are compared with those obtained with the moment-curvature analyses and found to be compatible with experimental results.

Keywords: Damage limit states, strain limits, moment-curvature, strain hardening, confined concrete

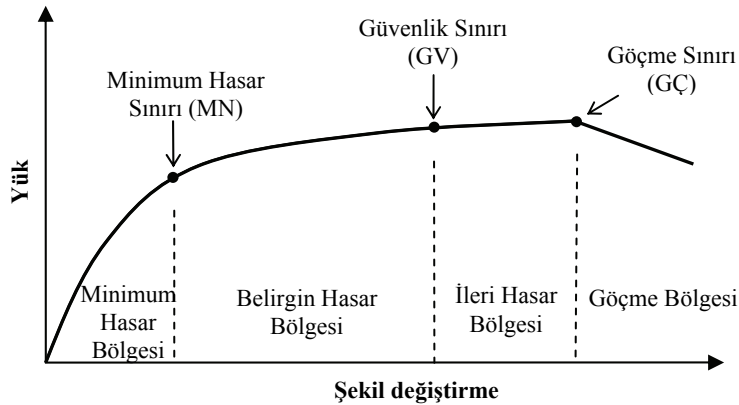
1. GİRİŞ

Performansa dayalı tasarım; en genel haliyle, bir yapının tasarım depremi etkisinde belirli bir yapısal performans, bir başka deyişle hasar öngörülerek şekil değiştirmeye dayalı tasarım yöntemleri de kullanılarak tasarlanmasıdır. Son yıllarda bu amaca yönelik hazırlanmış olan dokümanlarda da taşıyıcı sistem elemanlarında oluşması muhtemel hasarı nitelikleme üzere çeşitli performans seviyeleri tanımlanmıştır. Örneğe; California Yapı Mühendisleri Birliği tarafından hazırlanıp yayınlanan Vision 2000 dokümanında [1] dört farklı performans seviyesi tanımlanmıştır: Tam fonksiyonel, Fonksiyonel, Can Güvenliği ve Göçme. Her bir performans seviyesine sünek taşıyıcı sistem elemanlarında oluşması beklenen hasarın nitel tanımları gözüyle bakılabilir. Benzer biçimde ATC-40 [2]'da tanımlanan performans seviyeleri; Hemen Kullanım, Can Güvenliği ve Yapısal Stabilitate performans seviyeleridir. Fema 356 [3]'da da beklenen hasarın nitel tanımlayıcısı olarak üç performans seviyesi tarif edilmiştir: Hemen Kullanım, Can Güvenliği ve Göçmenin Önlenmesi. Sözü edilen başlıca dokümanlar dışında, gerek mevcut yapıların deprem güvenliğinin saptanması, gerekse yeni yapıların tasarımı üzerine hazırlanmış diğer bazı dokümanlarda da benzer performans seviyeleri tanımlanmıştır.

Doğaldır ki; yapılacak tasarımın sonunda taşıyıcı sistem elemanlarında öngörülen hasar miktarının aşılmıyacağı kontrolü, yani performans denetimi gereklidir. Şekil değiştirme miktarı hasarın iç kuvvete kıyasla daha iyi bir göstergesi olduğu için, doğrusal elastik olmayan tasarım yöntemlerinin kullanılması durumunda, bu denetim taşıyıcı sistem elemanlarında oluşan şekil değiştirme miktarlarından hareketle yapılır. Bu nedenle yukarıda sözü edilen dokümanlarda performans denetiminde kullanılmak üzere, her bir performans

seviyesinin nicel ifadesi olarak, sünek taşıyıcı sistem elemanları için izin verilen en büyük plastik şekil değiştirme miktarları tanımlanmıştır.

2007 tarihli Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında Yönetmelik [4]'de de benzer bir yol izlenmiş ve taşıyıcı sistem elemanlarının kritik kesitlerinde oluşması muhtemel hasarı tarif eden üç farklı hasar sınırı ve bunların sınırladığı hasar bölgeleri tanımlanmıştır: Minimum Hasar Sınırı (MN), Güvenlik Sınırı (GV) ve Göçme Sınırı (GÇ). Sünek bir taşıyıcı sistem elemanı için kesit hasar seviyeleri ve sınırladıkları hasar bölgeleri, Şekil 1'de şematik olarak verilmiş bir yük-şekil değiştirme ilişkisi üzerinde gösterilmiştir. Söz konusu hasar sınırlarının nicel ifadesi olarak da her bir hasar sınırı için, taşıyıcı sistem elemanlarında oluşmasına izin verilen en büyük beton ve donatı çeliği birim şekil değiştirme sınırları (kapasiteleri) tanımlanmıştır. Göz önüne alınan hasar sınırı için kesitin plastik dönme kapasitesi (θ_p), beton ve/veya donatı çeliği sınır birim şekil değiştirmesine göre belirlenen hasar limit eğriliği (ϕ), kesitin eşdeğer akma eğriliği (ϕ_y) ve plastik mafsallık boyu (L_p) tanımı ile bu boy boyunca eğrilik dağılımında yapılan basitleştirici bir varsayım ile belirlenebilir [5] (Bkz. Şekil 2).



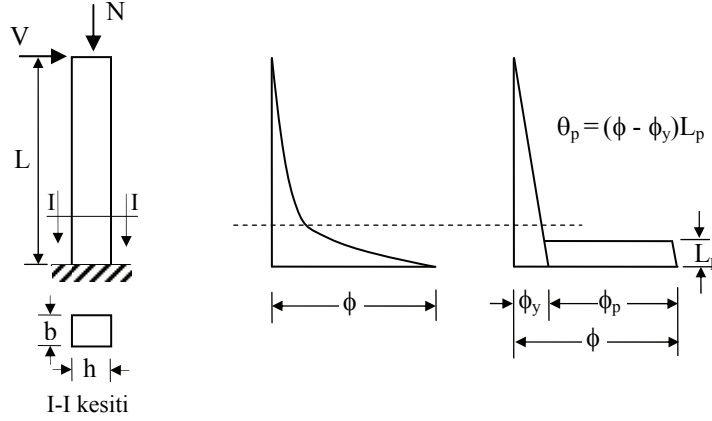
Şekil 1. Tipik yük şekil değiştirme ilişkisi ve hasar seviyeleri

Betonarme kolonların hasar sınırı ve akma eğriliklerinin belirlenmesine yönelik çeşitli çalışmalar gerçekleştirilmiştir. Priestly ve Kowalsky [6], betonarme perdelerde akma, kullanılabilirlik ve hasar kontrolü limit durumları için boyutsuz eğrilik bağıntıları geliştirmişlerdir. Kowalsky [7], dairesel kesitli betonarme köprü ayaklarının şekil değiştirme kapasitelerini iki farklı limit durum esas alarak incelemiş ve göz önüne alınan limit durumlar için boyutsuz eğrilik bağıntıları önermiştir. Yine 2000 yılında Berry ve Eberhard [8] tarafından yapılan çalışmada, betonarme kolonların plastik dönme kapasitelerinin belirli bir beton birim kısalma değerine göre belirlenebilmesi için analitik bağıntılar önerilmiştir.

Bu çalışmada, bileşik eğilme etkisindeki betonarme kolonlarda herhangi bir hasar seviyesi için boyutsuz limit eğriliğin aksenal yük seviyesi ve donatı miktarına göre değişimi incelenmiştir. 2007 tarihli Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında

Betonarme Kolonların Hasar Sınır Eğriliklerinin Belirlenmesi

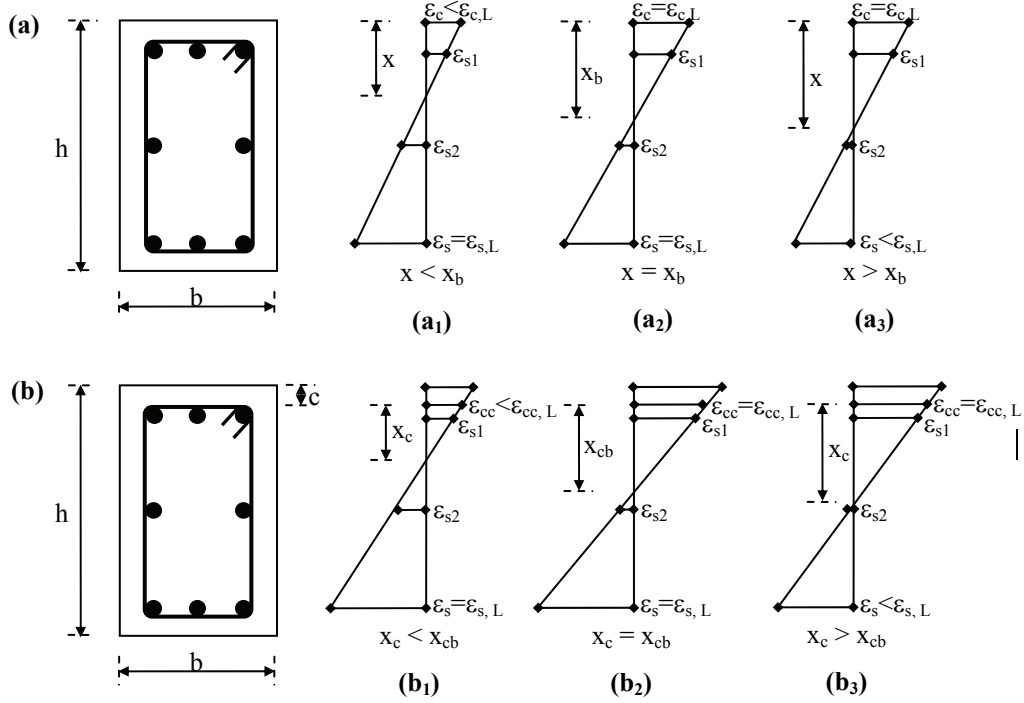
Yönetmelik’de tarif edilmiş olan hasar sınırları esas alınarak, betonarme kolonlar için “boyutsuz limit eğrilik - boyutsuz eksenel yük” ilişkilerini gösteren bağıntılar geliştirilmiş ve söz konusu hasar seviyelerine ilişkin eğrilik sınır değerlerinin belirlenebilmesi için bir hesap yöntemi önerilmiştir.



Şekil 2. Bileşik eğilme etkisindeki betonarme kolonların plastik dönme kapasitesinin belirlenmesi

2. BETONARME KOLONLARIN HASAR SINIR EĞRİLİKLERİNİN BELİRLENMESİ

Basit ya da bileşik eğilme etkisindeki betonarme bir elemanda tarafsız eksen derinliğinin belirlenmesindeki temel gereksinim, kesitteki birim şekil değiştirme dağılımının belirlenmesidir. Şekil 3’den de görüleceği üzere, belirli bir hasar seviyesinde donatı için tanımlanan birim şekil değiştirme sınırı en dış çekme donatısı için tanımlanmakta iken, beton için tanımlanan birim şekil değiştirme sınırı en dış sargısız beton basınç lifi (kabuk) veya en dış sargılı beton basınç lifinde tanımlanabilmektedir. Kesitteki birim şekil değiştirme dağılımı, göz önüne alınan birim şekil değiştirme sınırları ile denge koşullarına bağlı olarak elde edilebilir. Beton ve donatı çeliği birim şekil değiştirme sınırları esas alınarak gerçekleştirilecek kesit hesaplarında, üç farklı birim şekil değiştirme dağılımından söz edilebilir. Bunlardan ilki; donatı çeliğinin sınır birim şekil değiştirmesine betondan önce ulaşması durumu (Şekil 3, (a₁) ve (b₁)), ikincisi; beton ve donatı çeliğinin sınır birim şekil değiştirme değerlerine aynı anda ulaşmaları durumu (dengeli durum, Şekil 3, (a₂) ve (b₂)) ve üçüncüsü; betonun donatı çeliğinden önce sınır birim şekil değiştirme değerine ulaşması durumudur (Şekil 3, (a₃) ve (b₃)). Bu çalışmada, yukarıda açıklanan şekil değiştirme dağılımlarına sırasıyla, *donatı kontrollü hasar sınır durumu*, *dengeli durum* ve *beton kontrollü hasar sınır durumu* isimleri verilmiştir.



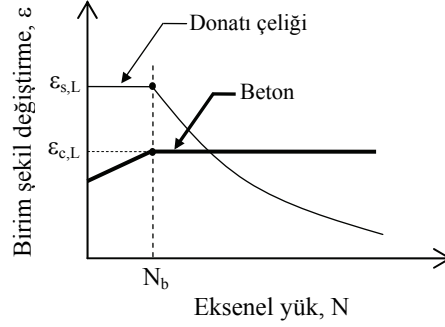
Şekil 3. Çeşitli hasar sınırları için olası şekil değiştirme dağılımları

Şekil 4’de, belirli bir hasar seviyesi için beton ve donatı çeliği birim şekil değiştirmelerinin, kolon aksenal yük seviyesine bağlı değişimleri görülmektedir. Bileşik eğilme etkisindeki betonarme kolonlarda, dengeli durumdaki (Şekil 3, (a₂) ve (b₂)) aksenal yük taşıma gücünün (N_b) altındaki aksenal yük düzeylerinde, donatı çeliği için tanımlanmış olan birim şekil değiştirme sınırına daha önce ulaşılmakta, kesitteki şekil değiştirme dağılımı donatı çeliği birim şekil değiştirmesi sınır değerine göre belirlenmektedir. Dengeli aksenal yükün üzerindeki aksenal yük seviyelerinde ise beton için tanımlanmış olan birim şekil değiştirme sınırına daha önce ulaşılmakta, kesitteki şekil değiştirme dağılımı beton birim şekil değiştirme sınır değerine göre belirlenmektedir. Aksenal yük seviyesinin dengeli aksenal yük seviyesine (N_b) eşit olması durumunda, beton ve çelik için tanımlanan sınır değerler aynı anda gerçekleşmekte ve kesitteki birim şekil değiştirme dağılımı tamamen belirli bir konuma gelmektedir.

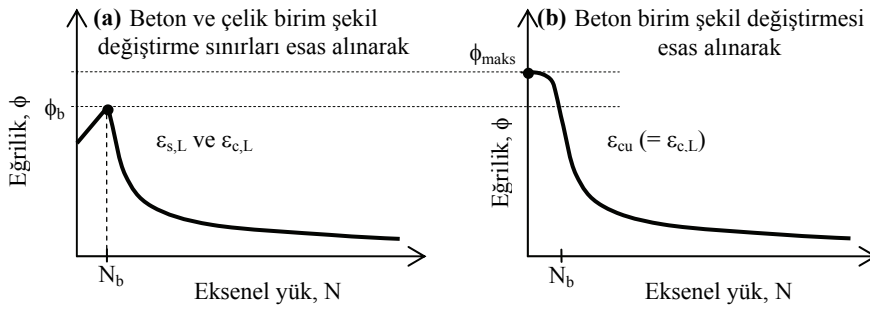
Eğilme kırılmasıyla taşıma güçlerine ulaşan betonarme yapı elemanlarında, toplam kesit eğriliğinin beton ve donatı çeliği sınır birim şekil değiştirme değerlerine ya da sadece beton birim şekil değiştirme değerine bağlı olarak belirlenmesi, elemanın deplasman kapasitesinin farklı tahmin edilmesine neden olabilir. Şekil 5(a)’da görülen şematik N-φ ilişkisi, kesit eğriliğinin bu bölümün başında açıklanan yaklaşımla elde edilmesi durumunda aksenal yüke bağlı değişimini göstermektedir. Şekil 5(b) ise sadece beton birim şekil değiştirme sınırı esas alınarak eğrilik elde edilmesi halinde aksenal yük-eğrilik

Betonarme Kolonların Hasar Sınır Eğriliklerinin Belirlenmesi

ilişkisini göstermektedir. Şekil 5'den de görüleceği üzere, dengeli aksenal yükün üzerindeki aksenal yük değerleri için her iki yaklaşımla belirlenen $N-\phi$ ilişkileri özdeşdir. Bunun nedeni; aksenal yükün bu seviyelerinde, betonun sınır birim şekil değiştirme değerine çelikten önce ulaşmasıdır (*beton kontrollü hasar sınır durumu*). Bu durumda, toplam kesit eğriliği (1) bağıntısıyla belirlenmektedir. İki yaklaşım arasındaki temel fark, dengeli aksenal yükün altındaki aksenal yük değerleri için ortaya çıkmaktadır. Bu durumda, Şekil 5(a)'da şekil değiştirme dağılımında en dış çekme bölgesindeki donatı çeliği birim şekil değiştirme değeri, sınır şekil değiştirme değerine eşit olmakta ve toplam kesit eğriliği (2) bağıntısıyla belirlenmektedir (*donatı kontrollü hasar sınır durumu*). Aynı zamanda aksenal yükün artması durumunda kesit eğriliğinin de artış eğilimine girdiği görülmekte, bununla birlikte beton birim şekil değiştirme değeri sınır değerinin altında olduğundan Şekil 5(b) yaklaşımına göre daha küçük eğrilik değerleri hesaplanmaktadır.



Şekil 4. Belirli bir hasar seviyesinde en dış basınç ve çekme liflerinde bulunan beton ve donatı çeliği şekil değiştirmelerinin aksenal yüke göre değişimi

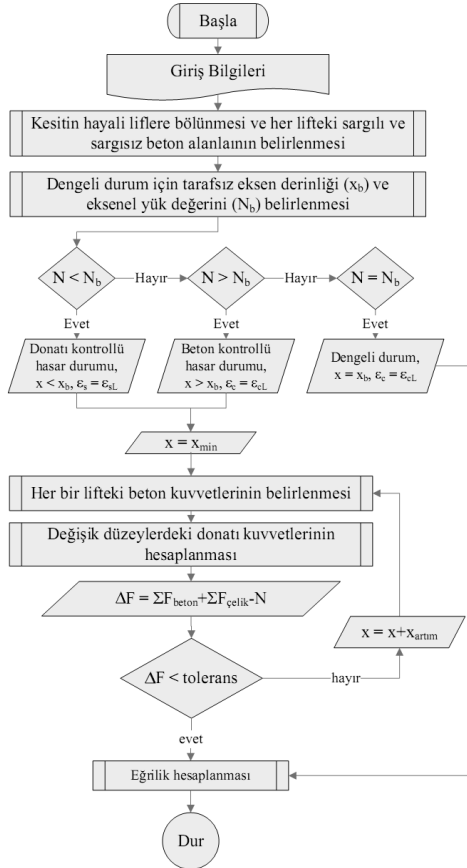


Şekil 5. Aksenal yük-toplam kesit eğriliği ilişkileri (a) beton ve donatı çeliği şekil değiştirme sınırları esaslı yaklaşım (b) beton şekil değiştirmesi esaslı yaklaşım

$$\phi = \frac{\varepsilon_{cL}}{x} \quad (N \geq N_b) \quad (1)$$

$$\phi = \frac{\varepsilon_{sL}}{d-x} \quad (N \leq N_b) \quad (2)$$

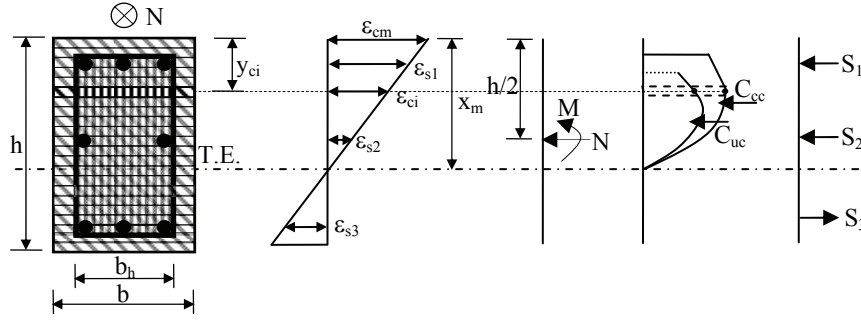
Bu noktadan hareketle, belirli bir hasar seviyesi için beton ve donatı çeliği sınır değerlerine bağlı olarak üç farklı birim şekil değiştirme dağılımından söz edilebilir. Dengeli durumdaki aksenal yük, şekil değiştirme dağılımının hangi malzemenin sınır değerine göre belirleneceğinin tespitinde kullanılabilir. Bu yaklaşımı esas alan bir bilgisayar programının akış diyagramı Şekil 6'da verilmiştir. Lifli (şeritli) modellemenin kullanıldığı programda, beton ve donatı çeliğinin doğrusal olmayan davranışları, 2007 tarihli Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında Yönetmelik'de beton ve donatı çeliği için tanımlanmış malzeme modelleri [4] (gerilme-şekil değiştirme eğrileri) ile tanımlanmaktadır.



Şekil 6. Bileşik eğilme etkisindeki tipik bir kolon kesitinde belirli bir hasar seviyesinde toplam sınır eğriliğinin belirlenmesi

3. HASAR SINIR EĞRİLİĞİNİN BELİRLENMESİNE YÖNELİK ANALİTİK İRDELEMELER

Şekil 7'de görülen bileşik eğilme etkisindeki bir betonarme kolon kesitinde, belirli bir hasar sınırına göre kesitin şekil değiştirme dağılımı ve hangi malzemenin şekil değiştirme sınırına ulaştığı (3) bağıntısı ile verilen kuvvet denge denklemi yardımıyla belirlenebilir.



Şekil 7. Bileşik eğilme etkisindeki betonarme kesitte şeritli modelleme ile analiz

$$\left(\int_0^{\epsilon_c} \sigma_c \cdot d\epsilon_c \right) \cdot b + \sum_{i=1}^{n_s} \sigma_{si} A_{si} = (C_{cc} + C_{uc}) + \sum_{i=1}^{n_s} S_i = N \quad (3)$$

(3) bağıntısında, A_{si} i. donatı sırasındaki donatı kesit alanı, C_{cc} ve C_{uc} sırasıyla, sargılı ve sargısız beton basınç kuvveti bileşkeleri, S_i , i. donatı sırasındaki donatı çeliği kuvvetidir. Kuvvet denge denkleminde yer alan sargılı ve sargısız beton basınç kuvvetlerinin elde edilmesinde lifli (şeritli) modelleme yöntemi yaygın olarak kullanılmaktadır. Bununla birlikte, çeşitli tasarım değişkenlerinin tarafsız eksen derinliği üzerindeki etkisini daha sade bir biçimde tarif etmek mümkündür. Sözü edilen basınç kuvveti bileşkeleri, sargılı ve sargısız beton için esas alınacak malzeme modeline göre belirlenebilen eşdeğer gerilme bloğu parametreleri (k_{1u} , k_{1c}) veya sargısız ve sargılı beton için hesaplanacak ortak bir eşdeğer gerilme bloğu parametresi (k_1) yardımıyla da (4) bağıntısıyla ifade edilebilir.

$$C_{cc} + C_{uc} = k_{1u} f_c (b - b_h) x_u + k_{1c} f_c b_h x_c = k_1 f_c x_c b \quad (4)$$

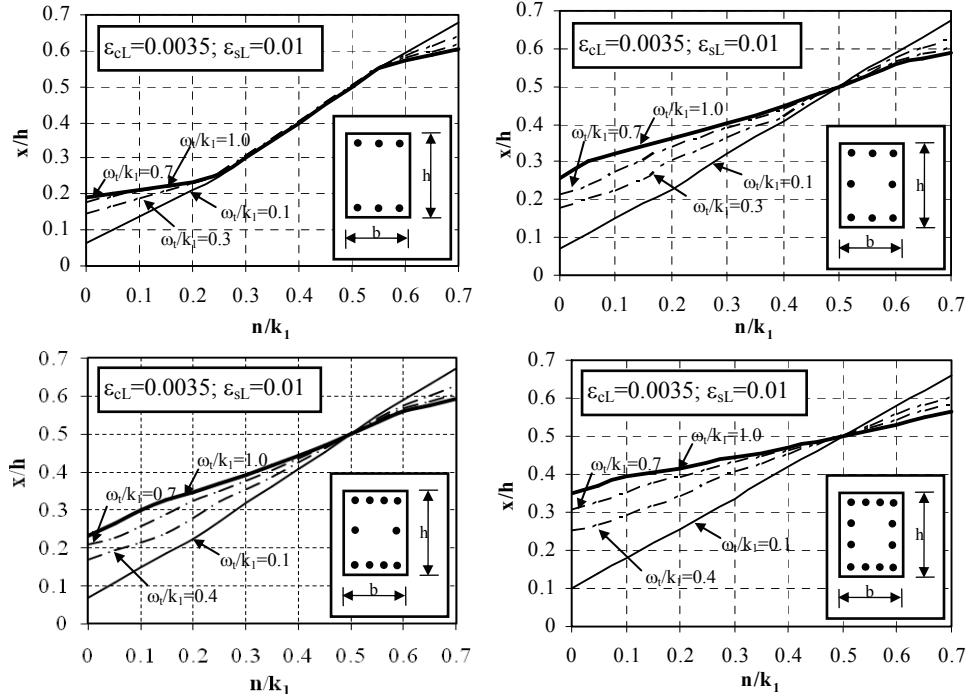
(4) bağıntısında, b kesit genişliği, b_h sargılı beton kesit genişliği, f_c beton basınç dayanımı, f_{cc} sargılı beton basınç dayanımı, x_u ve x_c ise sırasıyla; tarafsız eksen ile etkili birim kısaltmaların gerçekleştiği en dış sargısız ve sargılı beton lifleri arasındaki mesafelerdir. (3) ve (4) bağıntıları göz önüne alınarak, kesitte kuvvet denge denklemi daha sade bir biçimde (5) bağıntısıyla ifade edilebilir.

$$k_1 f_c x_c b + \sum_{i=1}^n A_{si} \sigma_{si} = N \quad (5)$$

(5) bağıntısındaki eşitliğin her iki tarafı ($k_1 f_c b h$) çarpımına bölünüp, $n=N/(b h f_c)$ ve $\omega_t = \rho_t f_y / f_c$ kısaltmaları yapılarak, boyutsuz kuvvet denge denklemi aşağıdaki şekilde yazılabilir.

$$\frac{n}{k_1} = \frac{x_c}{h} + \frac{\omega_t}{k_1} \sum_{i=1}^n \left(\frac{A_{s_i} \sigma_{s_i}}{A_{s_t} f_y} \right) \quad (6)$$

(6) bağıntısı ile ifade edilen boyutsuz kuvvet denge denleminde, ortak eşdeğer gerilme bloğu parametresinin elde edilmesinde yapılacak değişikliklerle, tarafsız eksen derinliği en dış sargısız beton lifine göre de belirlenebilir. Boyutsuz kuvvet denge denklemindeki mekanik donatı indeksine (ω_t) bağlı parametre, göz önüne alınan hasar sınırına, tarafsız eksen derinliğinin konumuna, beton davranış modeline (k_1), boyuna donatı düzeni ve miktarına bağlı olarak tarafsız eksen derinliğinin değişimine neden olur. Bu eğilimlerin gözlenmesi amacıyla, boyuna donatıları özdeş, donatı sınıfı S420, paspayı 0.1h olan çeşitli boyuna donatı düzenlerine sahip kolon kesitleri için, sargısız beton sınır birim kısalması 0.0035, donatı çeliği sınır birim uzaması 0.01 alınarak elde edilen tarafsız eksen derinliği (en dış basınç lifinden tarafsız eksene mesafe) - eksenel yük düzeyi etkileşim diyagramları Şekil 8'de verilmiştir. Sözü edilen etkileşim diyagramlarının elde edilmesinde, Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında Yönetmelik'de beton ve donatı çeliği için tanımlanmış malzeme modelleri kullanılmıştır.



Şekil 8. Minimum Hasar Sınırlarında (MN) boyutsuz tarafsız eksen derinliği - eksenel yük düzeyi etkileşimi

Betonarme Kolonların Hasar Sınır Eğriliklerinin Belirlenmesi

Şekil 8'deki etkileşim diyagramlarından da görüleceği üzere, tarafsız eksen derinliği - eksenel yük ilişkisinin doğrusala yakın olduğu ve bu doğrusal formda yer alacak sabit katsayıların mekanik donatı indeksine bağlı olduğu söylenebilir. Bu bağlamda, x beton sınır birim kısalmasının tanımlandığı basınç lifi ile tarafsız eksen arası mesafe, x_m ise en dış basınç lifi ile tarafsız eksen arası mesafe olmak üzere, tarafsız eksen derinliği yaklaşık olarak aşağıdaki gibi ifade edilmiştir.

$$\frac{x}{h} \approx \alpha_0 + \alpha_1 n \quad (N > N_b) \quad (7)$$

$$\frac{x_m}{h} \approx \beta_0 + \beta_1 n \quad (N \leq N_b)$$

Daha önce de değinildiği üzere, beton ve donatı çeliği birim şekil değiştirme sınırları esas alınarak gerçekleştirilecek kesit hesaplarında üç farklı şekil değiştirme dağılımından söz edilebilir (Bkz. Şekil 3 ve Şekil 4). Belirli bir hasar sınırında (7) bağıntısından elde edilecek tarafsız eksen derinliği için kolon kesit eğriliği ve hangi malzemenin şekil değiştirme sınırına ulaştığı, dengeli durumdaki eksenel yük düzeyini belirlemeksizin (1), (2) ve (7) bağıntıları yardımıyla elde edilen (8) bağıntısı kullanılarak hesaplanabilir.

$$\phi_L h = \text{Min} \left[\frac{\epsilon_{cL}}{\alpha_0 + \alpha_1 n}, \frac{\epsilon_{sL}}{d/h - (\beta_0 + \beta_1 n)} \right] \leq \frac{\epsilon_{cL} + \epsilon_{sL}}{d_o} h \quad (8)$$

(8) bağıntısında yer alan d_o terimi, beton ve donatı çeliği sınır birim şekil değiştirmelerinin tanımlı olduğu lifler arası mesafedir. Sözü edilen bağıntıda yer alan α ve β katsayılarının beklenen değerlerinin tespiti için yaklaşık olarak 73.000 kesit analizi gerçekleştirilmiştir. Analizlerde esas alınan hasar sınırları ile örnek kolon kesitleri ve özellikleri aşağıda özetlenmiştir.

3.1. Hasar Seviyeleri ve Birim Şekil Değiştirme Sınırları

Kesit analizlerinde, Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında Yönetmelik'de [4] tanımlanmış üç farklı hasar sınırı olan Minimum Hasar Sınırı (MN), Güvenlik Sınırı (GV) ve Göçme Sınırı (GÇ) hasar seviyeleri kullanılmıştır. Aşağıda, göz önüne alınan üç ayrı hasar sınırı ve bu hasar sınırlarına karşı gelen birim şekil değiştirme değerleri özetlenmiştir.

Minimum Hasar Sınırı, taşıyıcı sistem elemanlarının kritik kesitlerinde elastik ötesi davranışın başlangıç sınırını tanımlamaktadır. Bu hasar sınırında sargısız betonda ezilme beklenebilir ve beton ile donatı çeliği için izin verilen en büyük birim şekil değiştirme değerleri sırasıyla 0.0035 ve 0.01'dir [4].

Güvenlik Sınırı, taşıyıcı sistem elemanlarının kritik kesitlerinde dayanım kaybı olmaksızın yapabileceği elastik ötesi şekil değiştirme sınırına karşı gelir. Güvenlik Sınında, en dış basınç lifi sargılı beton birim kısalması (9) bağıntısıyla belirlenir.

$$\varepsilon_{cc,GV} = 0.0035 + 0.01 \left(\frac{\rho_s}{\rho_{sm}} \right) \leq 0.0135 \quad (9)$$

(9) bağıntısında, $\varepsilon_{cc,GV}$ en dış basınç lifindeki sargılı beton birim kısalmasının sınır değerini, ρ_s yanal donatı hacimsal oranını ve ρ_{sm} minimum yanal donatı hacimsal oranını [4] göstermektedir. Güvenlik Sınırı hasar seviyesinde donatı çeliği birim uzama sınırı 0.04'tür [4].

Göçme Sınırı ise kesitin göçme öncesi davranışının sınırını tanımlamaktadır. Bu hasar sınırında, en dış basınç lifindeki sargılı beton birim kısalması (10) bağıntısıyla tanımlanır.

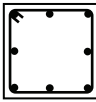
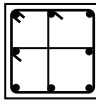
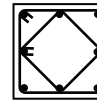
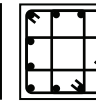
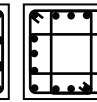
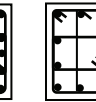





$$\varepsilon_{cc,GC} = 0.004 + 0.014 \left(\frac{\rho_s}{\rho_{sm}} \right) \leq 0.018 \quad (10)$$

Göçme Sınırı hasar seviyesinde donatı çeliği birim uzama sınırı 0.06'dır [4].

3.2 Kesit Analizleri

Analizlerde kesit özellikleri, malzeme özellikleri ve boyuna donatı oranları farklı 1428 adet örnek kolon kesiti kullanılmıştır. Kolon toplam boyuna donatı oranı (ρ_l) 0.01 ile 0.04 arasında yedi farklı düzeyde, boyutsuz aksenal yük düzeyi [$N/(A_c f_{ck})$] ise 0 ile 0.8 aralığında onyediy farklı düzeyde incelenmiştir. Sözü edilen kolonların boyuna ve enine donatı düzenleri ile malzeme özellikleri sırasıyla Çizelge 1 ve Çizelge 2'de özetlenmiştir. Analizlerde göz önüne alınan kolonların kesit boyutları ve yanal donatı hacimsal oranları Çizelge 3 ve Çizelge 4'te verilmiştir. Örnek kolonların isimlendirilmesinde kullanılan kodlama Şekil 9'da görülebilir.

Çizelge 1 Boyuna ve enine donatı düzenleri ile isimlendirmede kullanılan kısaltmalar

Kesit Geometrisi	Kısaltma	Tip No					
		1	2	3	4	5	6
Dikdörtgen	R						
Dairesel	C						---

Betonarme Kolonların Hasar Sınır Eğriliklerinin Belirlenmesi

Çizelge 2 Malzeme özellikleri ve isimlendirmede kullanılan kısaltmalar

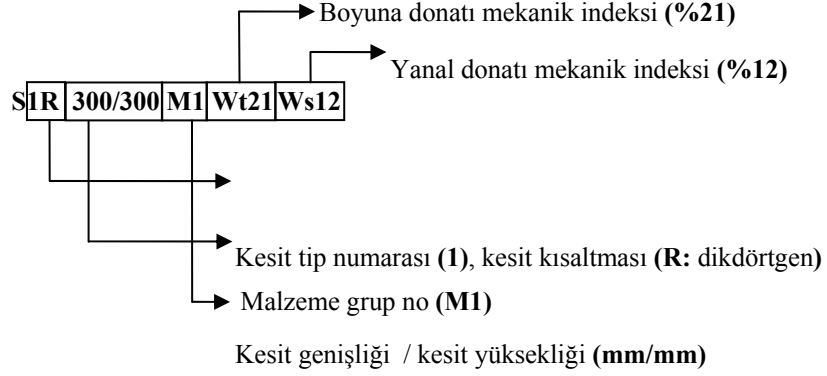
Karakteristik dayanımlar	Malzeme No											
	M1	M2	M3	M4	M5	M6	M7	M8	M9	M10	M11	M12
f_{ck} (MPa)	16	20	25	30	35	40	16	20	25	30	35	40
f_{yk} (MPa)	220	220	220	220	220	220	420	420	420	420	420	420
f_{ywk} (MPa)	220	220	220	220	220	220	420	420	420	420	420	420

Çizelge 3 Dikdörtgen kesitli kolonların kesit boyutları ve yanıl donatı hacımsal oranları

No	Kesit tanımı		b (mm)	h (mm)	ρ_s
	Kısaltma	Tip no			
1	R	1	300	300	0.0083
2	R	2	350	350	0.0104
3	R	3	400	400	0.0223
4	R	4	500	500	0.0101
5	R	4	600	600	0.0116
6	R	5	800	800	0.0094
7	R	6	250	500	0.0139
8	R	6	500	250	0.0139
9	R	6	300	600	0.0111
10	R	6	600	300	0.0111
11	R	6	400	600	0.0136
12	R	6	600	400	0.0136

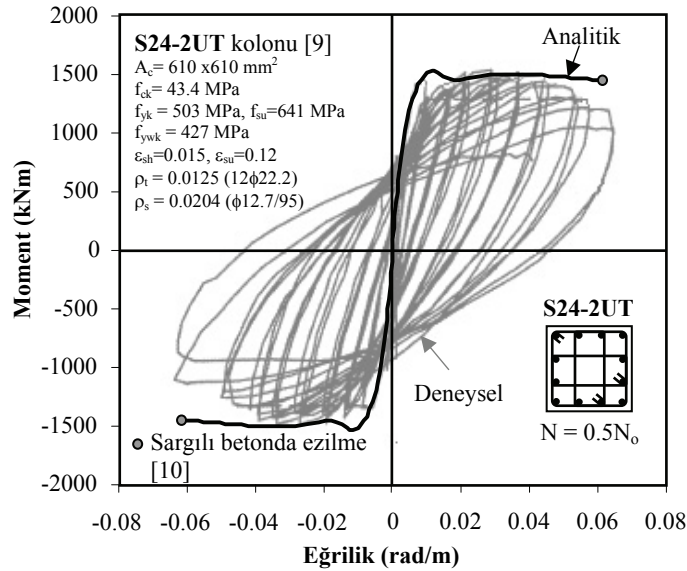
Çizelge 4 Dairesel kesitli kolonların kesit boyutları ve yanıl donatı hacımsal oranları

No	Kesit tanımı		R (mm)	ρ_s
	Kısaltma	Tip no		
1	C	1	400	0.0060
2	C	2	500	0.0046
3	C	3	600	0.0073
4	C	4	700	0.0082
5	C	5	800	0.0068



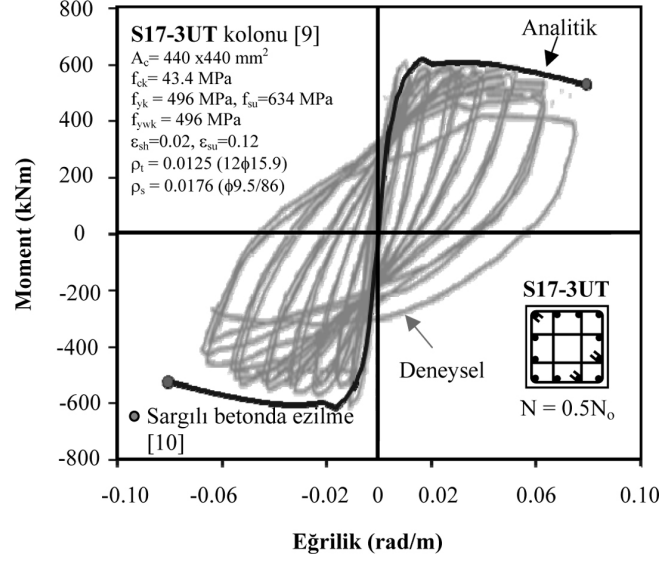
Şekil 9. Örnek kolon kesitlerinin isimlendirilmesi

Kesit analizlerinde kolon hasar sınırı eğriliği, bu çalışma kapsamında hazırlanan ve hesap algoritması Şekil 6'da görülen bir bilgisayar programı yardımıyla hesaplanmıştır. Şeritli (lifli) modelleme yönteminin kullanıldığı programda, sargılı ve sargısız betonun basınç etkisindeki doğrusal olmayan davranışını ve donatı çeliğindeki pekleşme etkisini dikkate alan davranış modelleri kullanılmıştır [4]. Sözü edilen analitik program yardımıyla elde edilen moment eğrilik ilişkilerinin deneysel sonuçlar ile karşılaştırılması Şekil 10~ 14' de görülmektedir.

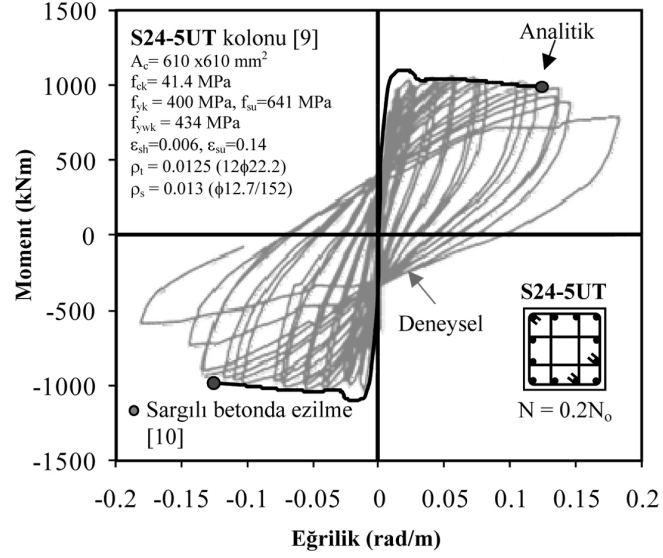


Şekil 10. Deneysel [9] ve analitik moment eğrilik ilişkileri

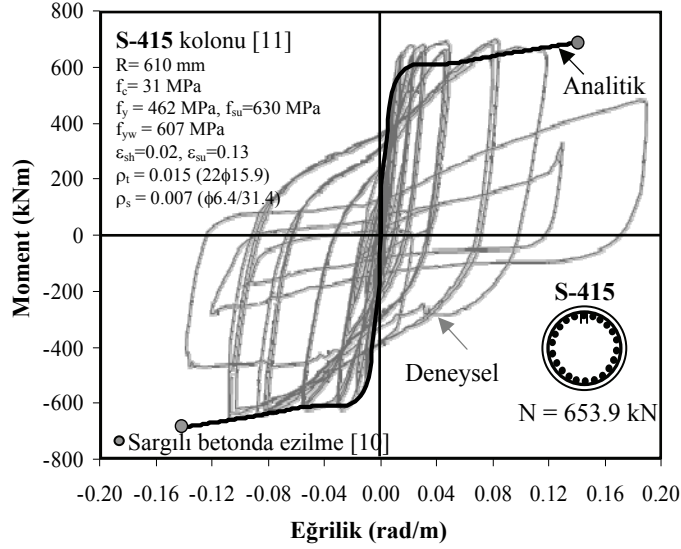
Betonarme Kolonların Hasar Sınır Eğriliklerinin Belirlenmesi



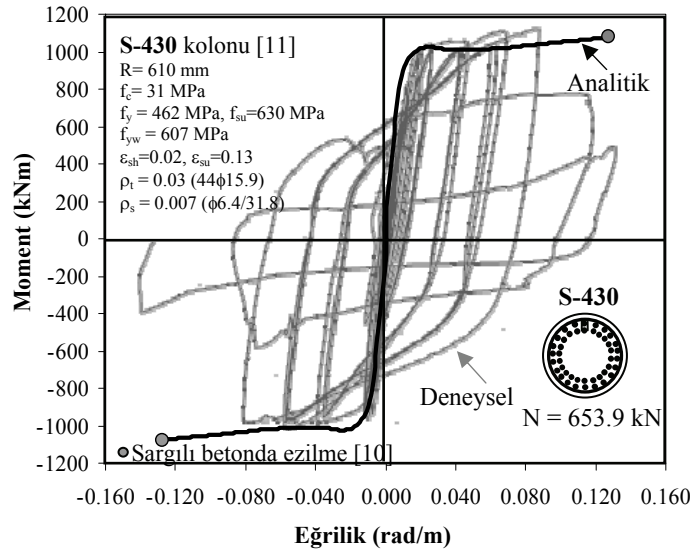
Şekil 11. Deneysel [9] ve analitik moment eğrilik ilişkileri



Şekil 12. Deneysel [9] ve analitik moment eğrilik ilişkileri



Şekil 13. Deneysel [11] ve analitik moment eğrilik ilişkileri



Şekil 14. Deneysel [11] ve analitik moment eğrilik ilişkileri

3.3 Analiz Sonuçları

(8) bağıntısında yer alan α ve β katsayılarının beklenen değerleri, ele alınan örnek kolon kesitlerinin hasar sınır eğrilikleri yardımıyla regresyon analizi ile tespit edilerek, Çizelge 5 ve Çizelge 6'da toplu olarak sunulmuştur. Regresyon analizlerinde Statistica programı [12] kullanılmıştır. Elde edilen korelasyon katsayıları çizelgelerde verilmiştir.

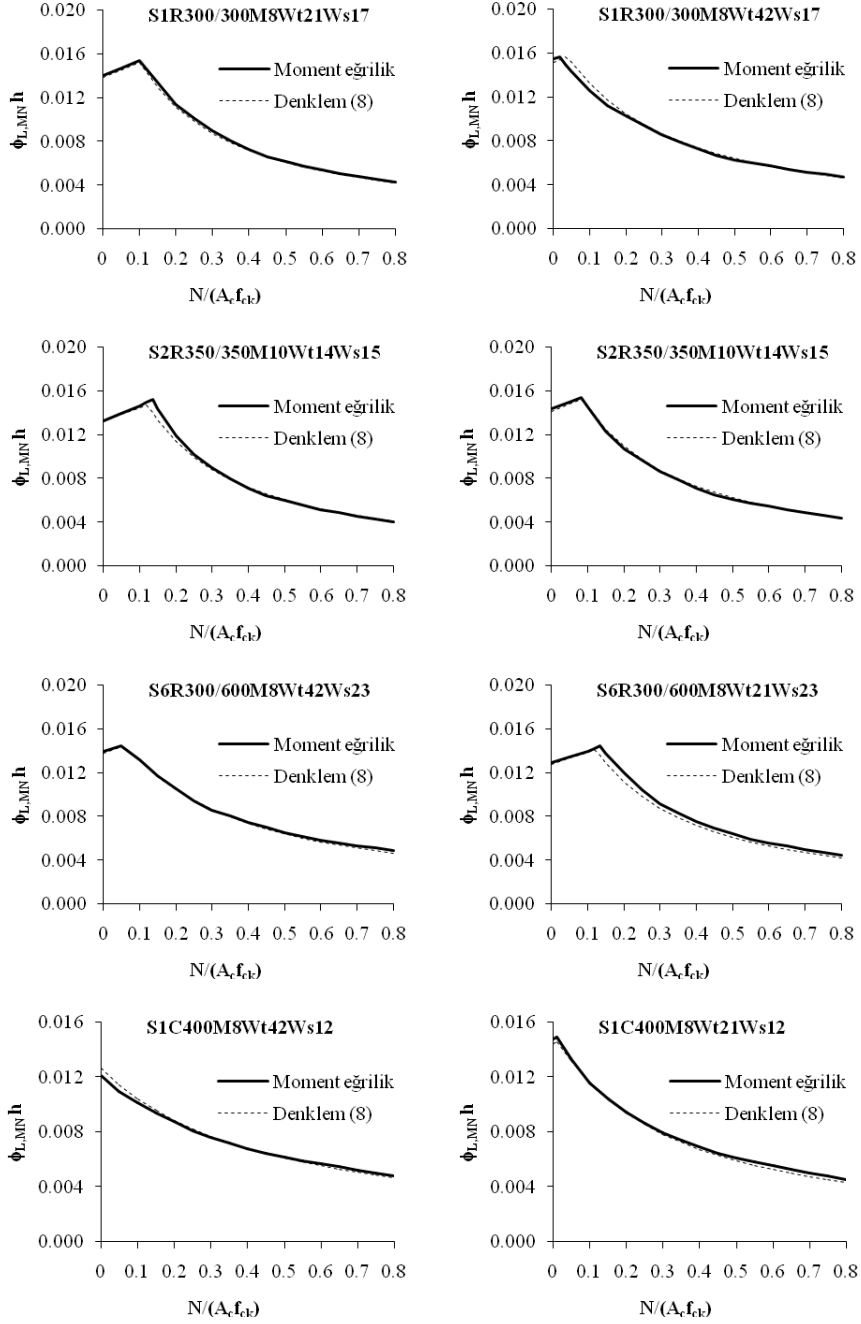
Çizelge 5. $N > N_b$ durumunda regresyon analizi sonuçları

Koşul	Kesit tipi	Hasar sınırı	Katsayılar		İstatistik
			α_0	α_1	Korelasyon katsayısı (R)
$0 \leq n \leq 0.8$	Dikdörtgen	MN	$0.09 + 0.25\omega_t$	$1.01 - 0.73\omega_t$	0.99
		GV	$0.06 + 0.24\omega_t$	$0.93 - 0.75\omega_t$	0.97
		GÇ	$0.07 + 0.24\omega_t$	$0.95 - 0.79\omega_t$	0.97
	Dairesel	MN	$0.18 + 0.23\omega_t$	$0.86 - 0.64\omega_t$	0.99
		GV	$0.14 + 0.20\omega_t$	$0.77 - 0.57\omega_t$	0.99
		GÇ	$0.14 + 0.21\omega_t$	$0.78 - 0.59\omega_t$	0.98

Çizelge 6. $N \leq N_b$ durumunda regresyon analizi sonuçları

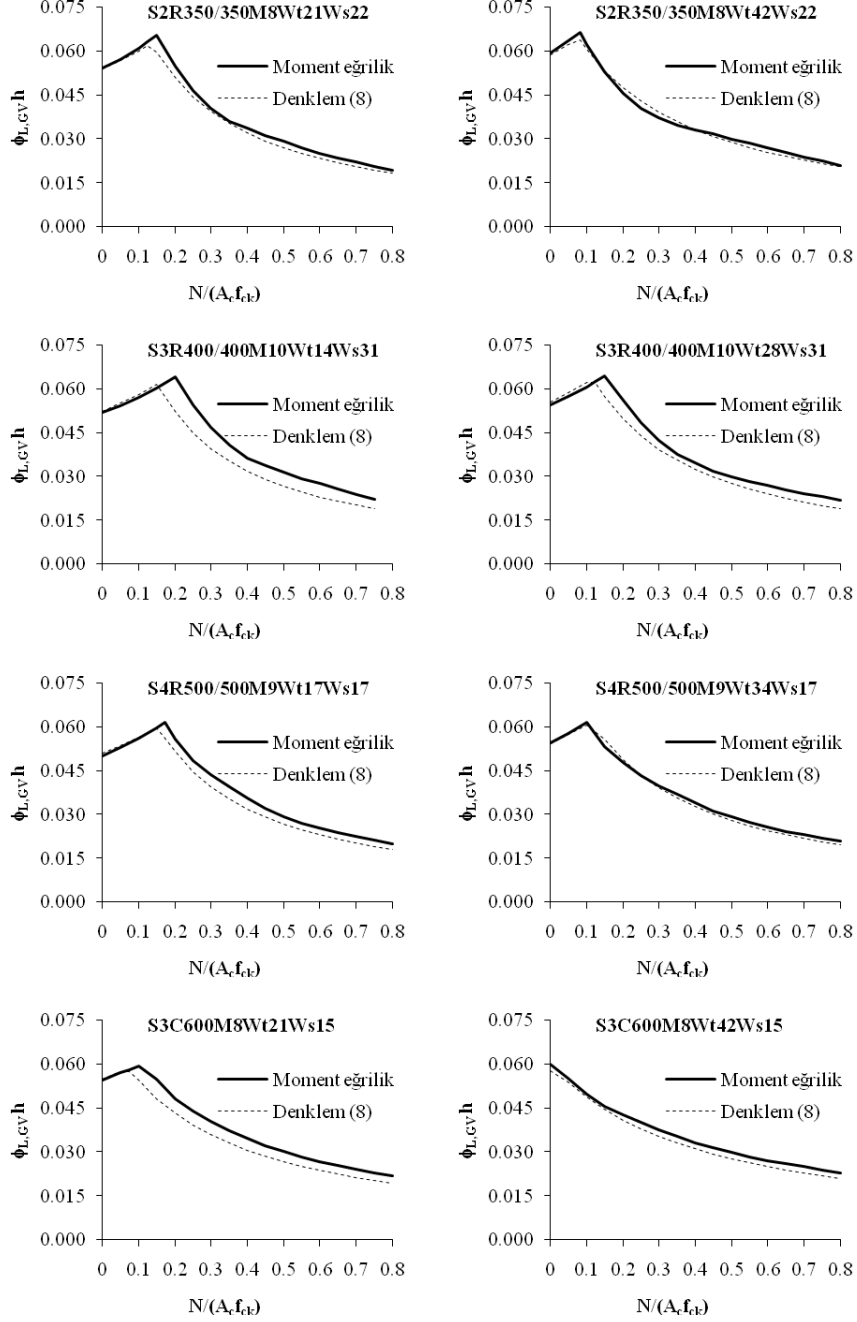
Koşul	Kesit tipi	Hasar sınırı	Katsayılar		İstatistik
			β_0	β_1	Korelasyon katsayısı (R)
$0 \leq n \leq 0.8$	Dikdörtgen	MN	$0.10 + 0.24\omega_t$	0.63	0.94
		GV	$0.09 + 0.25\omega_t$	0.77	0.91
		GÇ	$0.09 + 0.26\omega_t$	0.75	0.89
	Dairesel	MN	$0.13 + 0.38\omega_t$	0.77	0.96
		GV	$0.13 + 0.35\omega_t$	0.66	0.93
		GÇ	$0.13 + 0.38\omega_t$	0.66	0.91

Şekil 13, Şekil 14 ve Şekil 15'de, çeşitli örnek kolon kesitlerinde, üç farklı hasar sınırı için (8) bağıntısı yardımıyla belirlenen hasar sınır eğrilikleri, moment-eğrilik analizlerinden belirlenen sınır eğrilikler ile karşılaştırılmıştır.

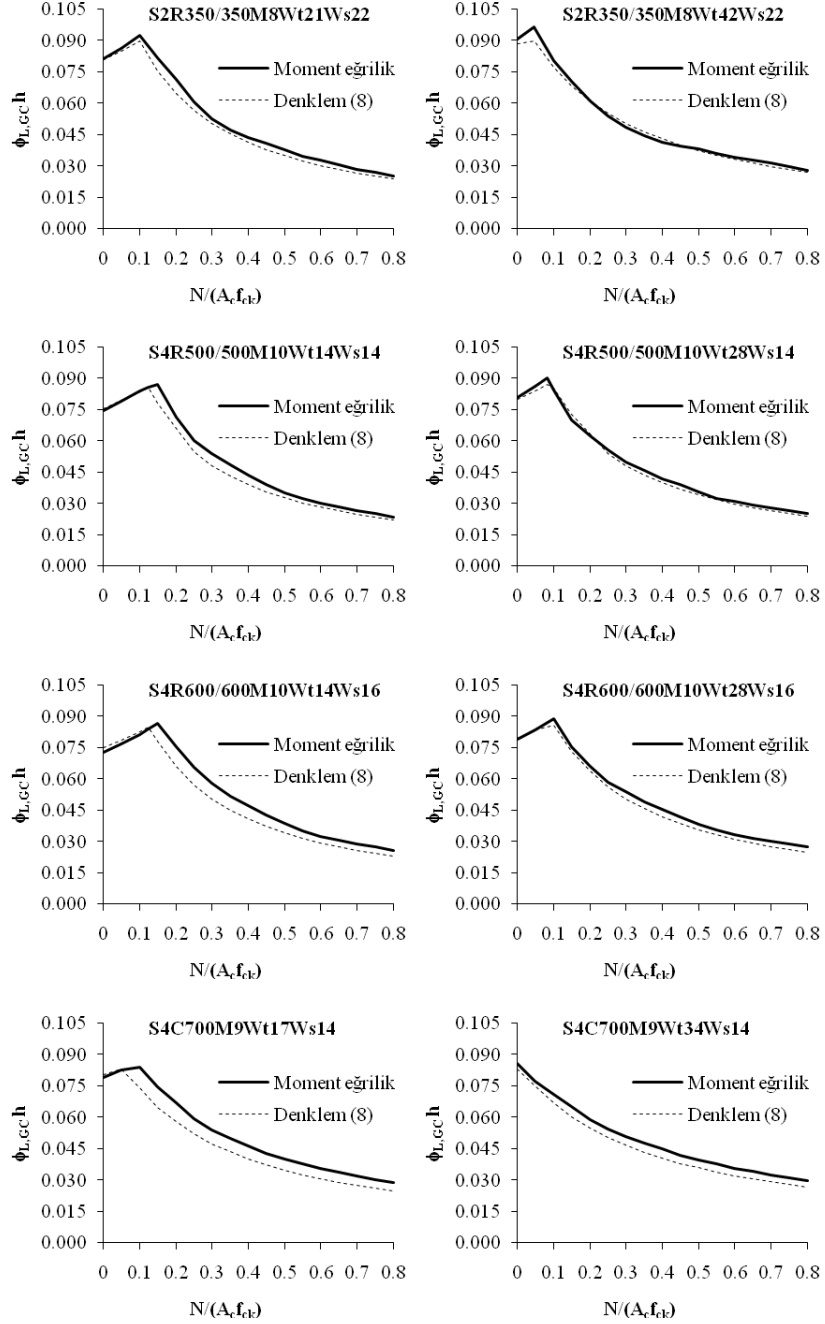


Şekil 13. Minimum Hasar Sınırı için çeşitli örnek kolonlarda moment eğrilik analizi ve (8) bağıntısı sonuçlarının karşılaştırılması

Betonarme Kolonların Hasar Sınır Eğriliklerinin Belirlenmesi



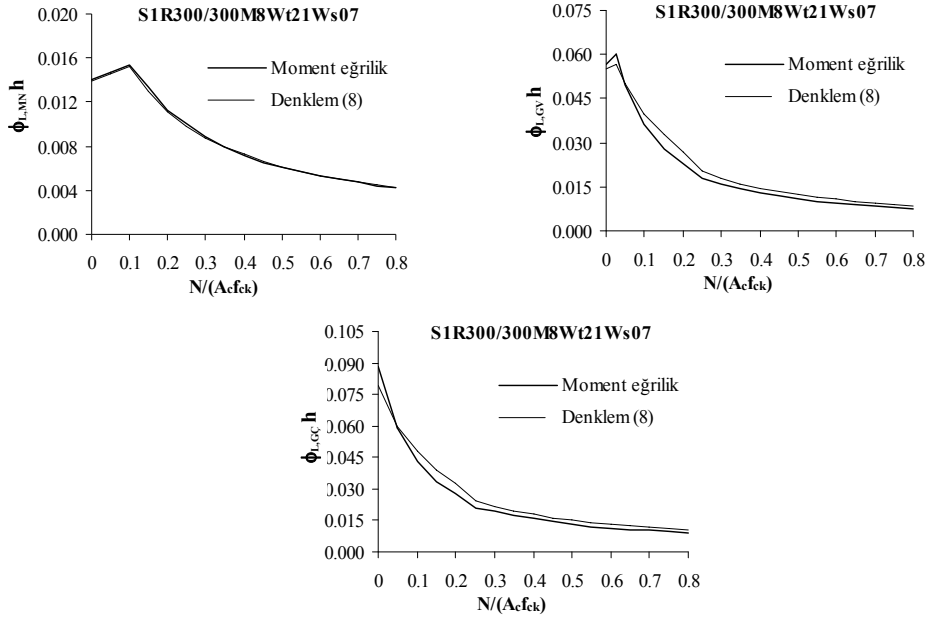
Şekil 14. Güvenlik Sınırı için çeşitli örnek kolonlarda moment eğrilik analizi ve (8) bağıntısı sonuçlarının karşılaştırılması



Şekil 15. Göçme Sınırı için çeşitli örnek kolonlarda moment eğrilik analizi ve (8) bağıntısı sonuçlarının karşılaştırılması

Betonarme Kolonların Hasar Sınır Eğriliklerinin Belirlenmesi

Karşılaştırmalardan da görüleceği üzere, (8) bağıntısının verdiği sonuçlar moment-eğrilik analizi ile bulunan sonuçlara oldukça yakındır. Çalışmada göz önüne alınan örnek kolon kesitlerine göre daha az yanal donatıya sahip kolon kesitlerinde -özellikle güvenlik ve göçme hasar sınırlarında- betondaki sargı etkisinin azalacağı ve dolayısıyla tarafsız eksen derinliğinin artacağı söylenebilir (beton birim kısalması hasar sınırının yanal donatı hacimsel oranına göre belirlenmesi, söz edilen değişimi -sınırlı da olsa- azaltıcı yönde etkiler). Bu durumda, donatı kontrollü hasar sınırı için (8) bağıntısı yardımıyla belirlenen hasar sınır eğriliğinin moment-eğrilik analizi sonuçlarının altında; beton kontrollü hasar sınırı için ise üzerinde olacağı söylenebilir. Sözü edilen durum ile ilgili bir karşılaştırma Şekil 16' da verilmiştir. Eğilme kırılmasıyla taşıma gücüne ulaştığı kabul edilen ve Türk Deprem Yönetmeliğinde verilen yanal donatı miktarı koşullarının oldukça altında yanal donatıya sahip (etriye: $\phi 8/250$, $\rho_s = 0.0032$) bir kolon kesitinde, (8) bağıntısıyla hesaplanan hasar sınır eğriliklerinin, moment-eğrilik analizlerinden belirlenen sınır eğrilikler ile etkileşimi yukarıda açıklanan duruma benzer eğilimler sergilemektedir.



Şekil 16. Yanal donatı sıklaştırma koşullarını sağlamayan kolonlarda moment eğrilik analizi ve (8) bağıntısı sonuçlarının karşılaştırılması

4. DENEYSEL KARŞILAŞTIRMALAR

Çalışmanın bu bölümünde, çeşitli araştırmacılar tarafından, sabit eksenel yük ve çevrimsel kesme kuvveti altında deprem yüklerine benzeştirilerek test edilmiş ve taşıma güçlerine eğilme kırılmasıyla ulaşan kolon deney elemanlarının sonuçlarından yararlanılacaktır. Deney elemanlarının genel özellikleri Çizelge 7'de özetlenmiştir.

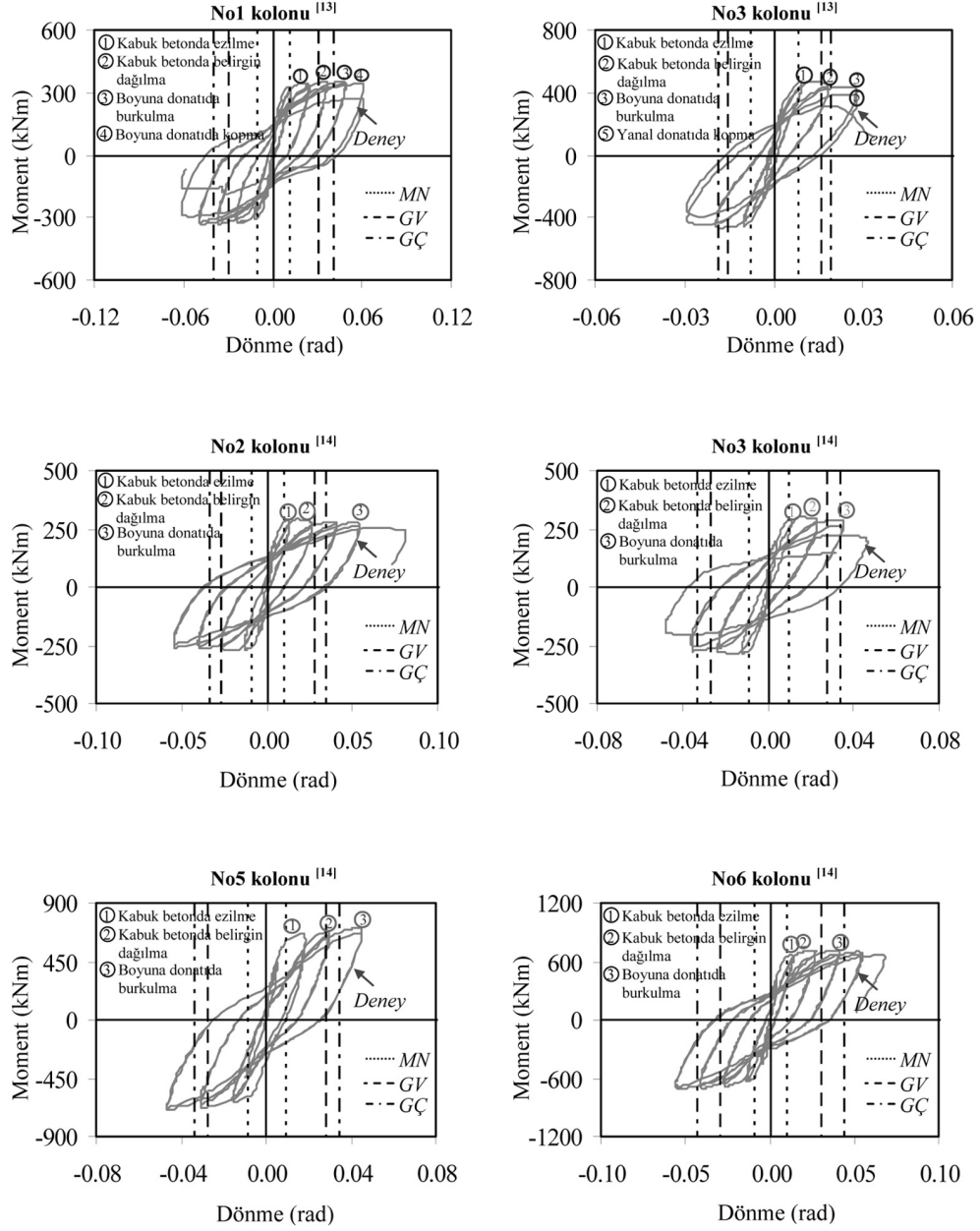
Çizelge 7. Deney elemanlarının genel özellikleri

Referans/ Eleman	Kesit geometrisi	h (mm)	L/h	ω_t	$f_{ck} / f_{yk} / f_{ywk}$ (MPa)	Etriye \emptyset/s (mm)	n
[13]/No1	Kare	400	4	0.145	46.5/446/364	$\emptyset 7/85$	0.10
[13]/No3	Kare	400	4	0.153	44/446/364	$\emptyset 7/91$	0.30
[14]/No2	Kare	400	4	0.291	25.6/474/333	$\emptyset 12/80$	0.20
[14]/No3	Kare	400	4	0.291	25.6/474/333	$\emptyset 12/80$	0.20
[14]/No5	Kare	550	3	0.200	32/511/325	$\emptyset 12/110$	0.10
[14]/No6	Kare	550	3	0.200	32/511/325	$\emptyset 12/110$	0.10
[14]/No7	Kare	550	3	0.199	32.1/511/325	$\emptyset 12/90$	0.30
[15]/No-3	Kare	400	4	0.273	23.6/427/320	$\emptyset 12/100$	0.38
[15]/No-4	Kare	400	4	0.258	25/427/280	$\emptyset 12/90$	0.30
[16]/No7	Kare	400	4	0.235	28.3/440/466	$\emptyset 10/117$	0.223
[16]/No8	Kare	400	4	0.166	40.1/440/466	$\emptyset 10/92$	0.39
[17]/No5	Kare	400	4	0.166	41/474/372	$\emptyset 8/81$	0.50
[18]/No1	Kare	280	7.6	0.01	40.6/407/351	$\emptyset 6.3/229$	0.339
[11]/415	Dairesel	610	4	0.222	31/462/607	$\emptyset 6.4/32$	0.072
[11]/430	Dairesel	610	4	0.444	31/462/630	$\emptyset 6.4/32$	0.072
[19]/FL3	Dairesel	457	8	0.447	38.6/477/445	$\emptyset 9.5/76$	0.285
[20]/FSF	Dairesel	1520	6	0.265	35.8/475/493	$\emptyset 15.9/89$	0.069
[21]/SRPH1	Dairesel	610	6	0.295	41.1/455/414	$\emptyset 9.5/57$	0.148

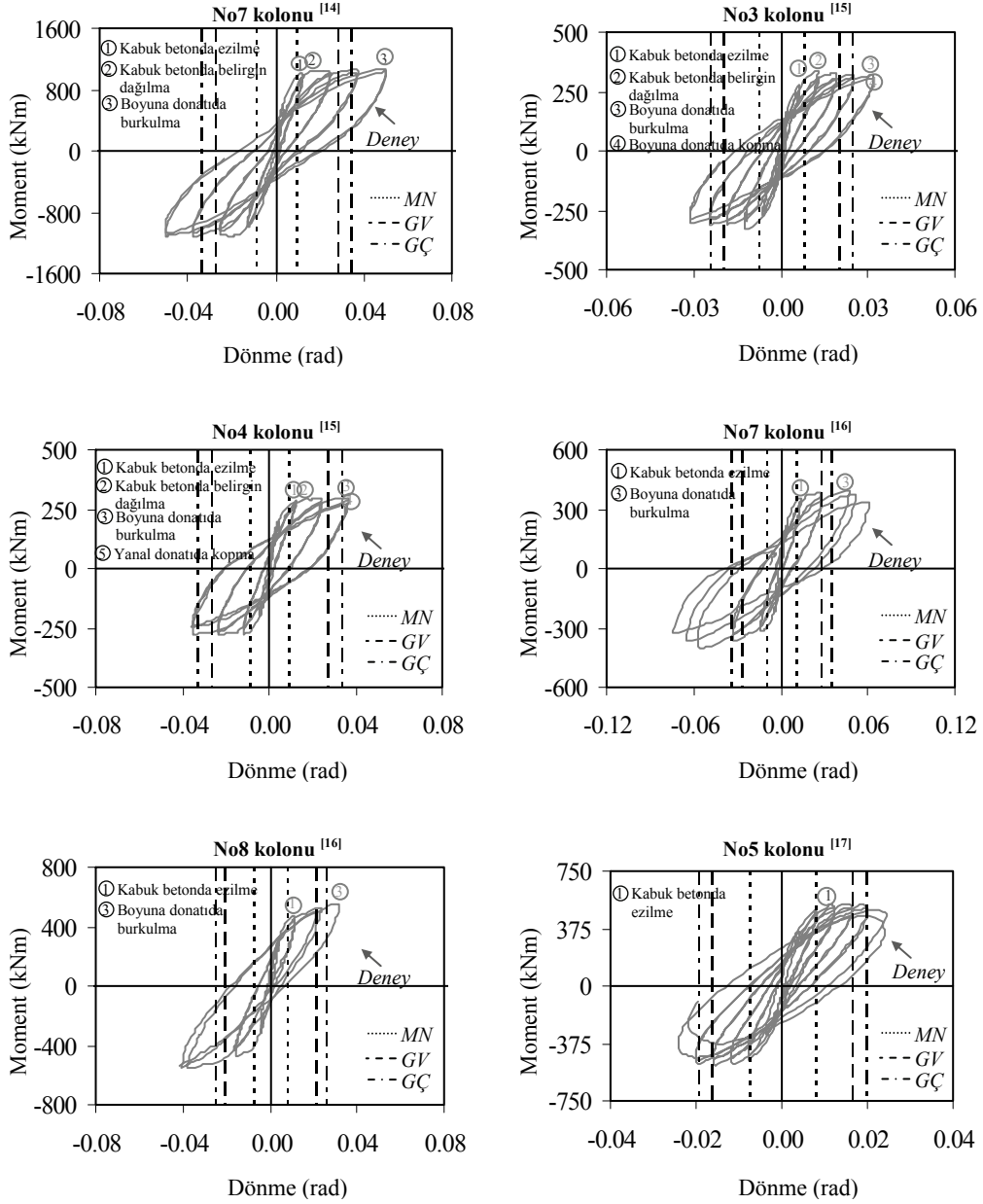
Şekil 17~19'da, çalışmada göz önüne alınan üç farklı hasar sınırı için Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında Yönetmelik'de verilen kabuller ve (11) bağıntısı yardımıyla elde edilen analitik dönme kapasiteleri (Δ_L/L), deneysel moment-dönme ilişkileri ile karşılaştırılmıştır. Karşılaştırmalarda, deneysel olarak rapor edilen çeşitli hasar durumları da [22] moment-dönme ilişkileri üzerinde numaralandırılarak gösterilmiştir. Göz önüne alınan deney elemanlarında, her bir hasar sınırı için analitik dönme kapasitelerinin belirlenmesinde kullanılan sınır eğriliği (ϕ_L) (8) bağıntısıyla; eşdeğer akma eğriliği ise $\phi_y \approx c \times \varepsilon_{sy}/h$ (dikdörtgen kolonlarda $c=2.12$, dairesel kolonlarda ise $c=2.35$) bağıntısıyla [23] belirlenmiştir.

$$\Delta_L = \phi_y \frac{L^2}{3} + (\phi_L - \phi_y) L_p \left(L - \frac{L_p}{2} \right) \quad (11)$$

Betonarme Kolonların Hasar Sınır Eğriliklerinin Belirlenmesi

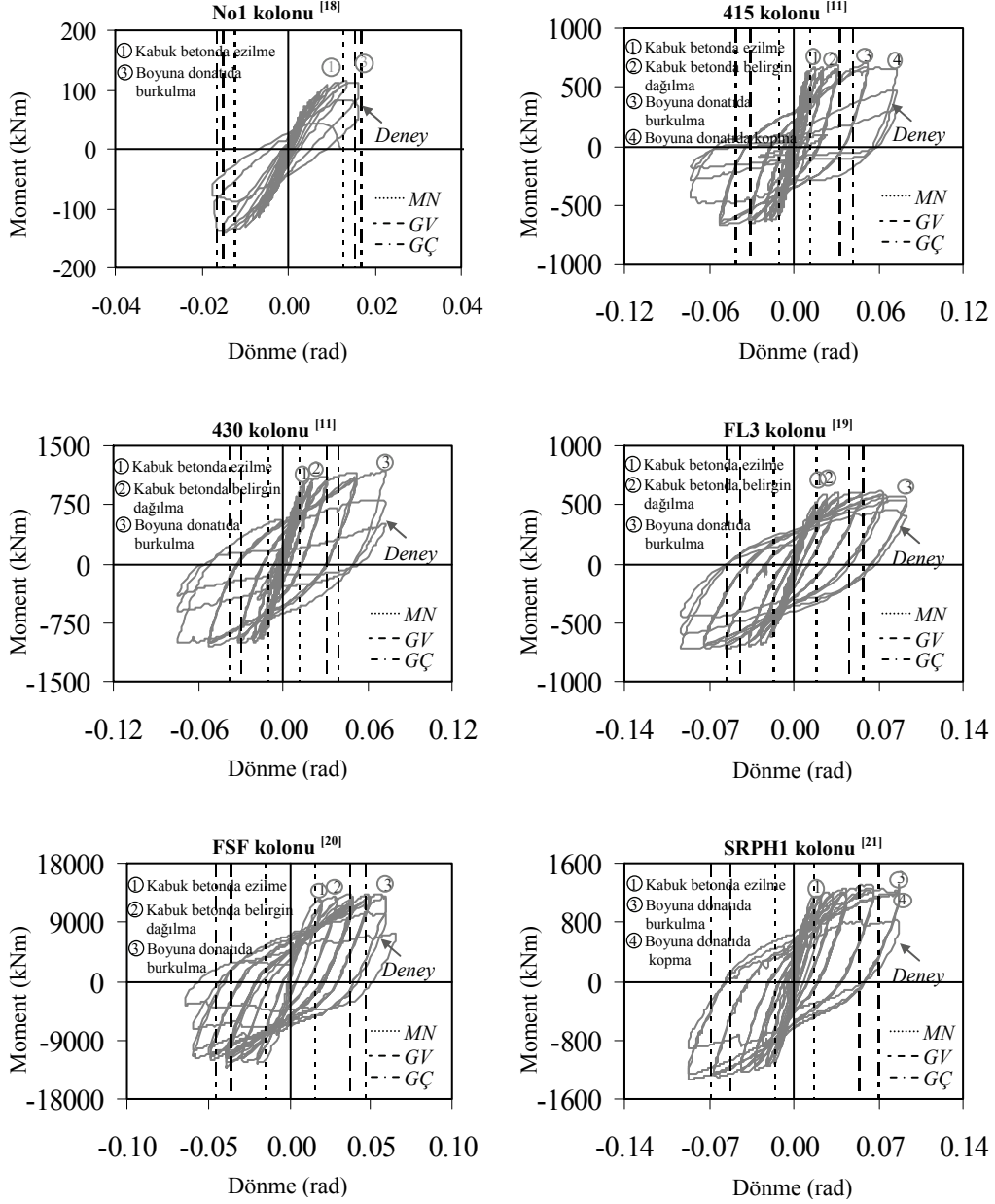


Şekil 17. Deneysel ve analitik sonuçların karşılaştırılması



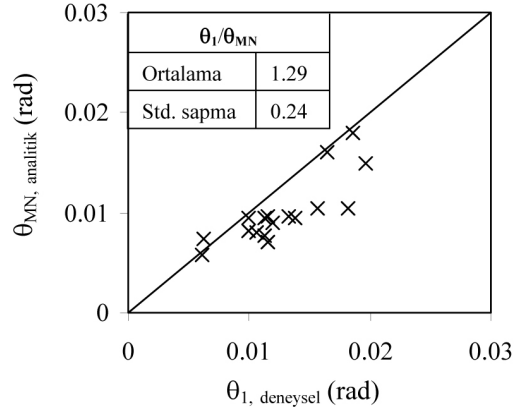
Şekil 18. Deneysel ve analitik son uçların karşılaştırılması

Betonarme Kolonların Hasar Sınır Eğriliklerinin Belirlenmesi

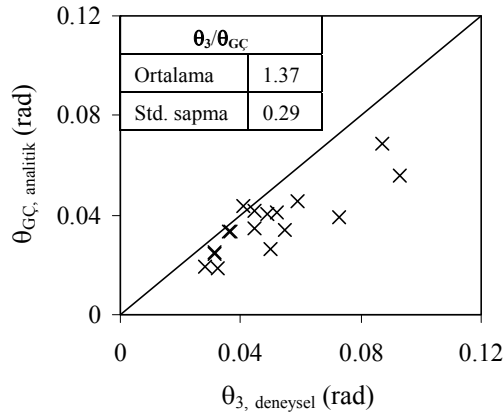


Şekil 19. Deneysel ve analitik sonuçların karşılaştırılması

Karşılaştırmalarda göz önüne alınan deneysel kolonlarda Minimum Hasar (MN) ve Göçme Sınırları (GÇ) için analitik olarak elde edilen dönme kapasitelerinin, kabuk beton ezilmesi ve boyuna donatıda burkulma durumlarındaki deneysel dönme değerleriyle toplu olarak karşılaştırılmaları, sırasıyla Şekil 20 ve Şekil 21'de gösterilmiştir. Deneysel ve analitik hasar sınırları oranlarına ait istatistiksel bilgiler diyagram üzerinde verilmiştir.



Şekil 20. Kabuk betonda ezilme ($\theta_{1,deneysel}$) ile Minimum Hasar Sınırlarındaki ($\theta_{MN, analitik}$) dönmelerin karşılaştırılması



Şekil 21. Boyuna donatıda burkulma ($\theta_{3,deneysel}$) ile Göçme Sınırlarındaki ($\theta_{GÇ, analitik}$) dönmelerin karşılaştırılması

Şekil 20 ve 21'den görüleceği üzere, önerilen bağıntıyla elde edilen dönme kapasiteleri hem Minimum hem de Göçme Sınırı için deneysel olarak elde edilen ve kabuk betonda ezilme ve boyuna donatıda burkulma durumlarına karşılık gelen dönme değerlerinden, hemen her zaman küçüktür. Aralarındaki oranların ortalaması Minimum Hasar için 1.29, Göçme Sınırı için ise 1.37' dir.

5. SONUÇLAR

Bu çalışmada, betonarme kolonların hasar sınır eğriliğinin kısa sürede hesaplanabilmesi için bir hesap yöntemi tanıtılmıştır. Belirli bir hasar seviyesi için tanımlı beton ve donatı çeliği sınır birim şekil değiştirmelerine göre belirlenen kolon hasar sınır eğriliklerinin, başta aksenal yük düzeyi olmak üzere çeşitli tasarım değişkenlerine göre değişimleri irdelenerek, moment eğrilik analizi sonuçlarına yakın sonuçlar veren ve pratik amaçlar için kullanılabilir bir bağıntı önerilmiştir.

$$\phi_L h = \text{Min} \left[\frac{\varepsilon_{cL}}{\alpha_0 + \alpha_1 n}, \frac{\varepsilon_{sL}}{d/h - (\beta_0 + \beta_1 n)} \right] \leq \frac{\varepsilon_{cL} + \varepsilon_{sL}}{d_0} h \quad (12)$$

(12) bağıntısındaki α ve β katsayılarının beklenen değerlerinin tespiti için yapılan regresyon analizi sonuçları Çizelge 5 ve Çizelge 6'da özetlenmiştir. Bağıntının maksimum hata oranı, S220 donatı çeliğinin kullanıldığı örnek kolonlarda, S420 donatı çeliğinin kullanıldığı örnek kolonlara kıyasla bir miktar fazla olmakla birlikte, Minimum Hasar Sınırı durumunda %20, Güvenlik Sınırı ve Göçme Sınırı durumlarında ise %30'dur.

Ayrıca kolon hasar sınır eğriliğinin belirlenmesine yönelik yapılan analiz sonuçları esas alınarak yapılan karşılaştırmalardan aşağıdaki sonuçlara varılabilir:

- *Dengeli durumda*, kesitteki birim şekil değiştirme dağılımı ve tarafsız eksen derinliği kolaylıkla belirlenebilir. *Dengeli durumdan* belirlenecek aksenal yük taşıma gücünün (N_b) altındaki aksenal yük değerlerinde ($N < N_b$), şekil değiştirme dağılımı donatı çeliği birim şekil değiştirmesi sınır değerine göre belirlenmektedir ve beton için tanımlanan limit değere ulaşamamaktadır (*donatı kontrollü hasar sınır durumu*). Dengeli aksenal yükün üzerindeki aksenal yük seviyelerinde ise ($N > N_b$), kesitteki şekil değiştirme dağılımı beton birim şekil değiştirme sınırına göre belirlenmektedir ve donatı çeliği için tanımlanan sınır değere ulaşamamaktadır (*beton kontrollü hasar sınır durumu*). Kesitteki şekil değiştirme dağılımında hangi malzemenin sınır değere ulaştığı, *dengeli durumundaki* tarafsız eksen derinliği kullanılarak da belirlenebilir.
- Beton ve donatı çeliği sınır birim şekil değiştirme değerlerine (hasar sınırı yaklaşımıyla) ya da sadece beton birim şekil değiştirme değerine bağlı olarak kolon kesit eğriliğinin belirlenmesi arasındaki temel fark, *dengeli aksenal yükün* altındaki aksenal yük değerlerinde ortaya çıkmaktadır. Bu durumda ($N < N_b$), temel tasarım değişkenlerinin tarafsız eksen derinliğini artırıcı yönde değişimleri kesit eğriliğinde artış eğilimine neden olmaktadır. Klasik davranış bilgisiyyle çelişir gibi gözükse de bu durumun temel nedeni, sadece beton birim kısalmasının esas alındığı yaklaşımda donatı çeliği sınır değerinin gözletilmemesi ve dolayısıyla hasar sınırı yaklaşımına göre daha büyük eğrilik kapasitesi hesaplanmasıdır. Aksenal yükün *dengeli aksenal yük* ve üzerindeki değerleri için ($N \geq N_b$) esas alınan beton sınır değerleri eşit ise her iki yaklaşım da özdeştir.
- *Dengeli durumdaki* kesitin aksenal yük taşıma gücü (N_b) çeşitli tasarım değişkenlerinden etkilenmekte ve özellikle boyuna donatı oranının artmasıyla azalım eğilimine girmektedir. Bu bağlamda, kolon boyuna donatı oranındaki artışın, *çelik kontrollü hasar sınır durumunun* gözletildiği aksenal yük aralığını azalttığı ve *beton kontrollü hasar sınır durumunun* gözletildiği aksenal yük aralığını arttırdığı söylenebilir.

- Türk Deprem Yönetmeliği'ndeki kabullerle Minimum Hasar ve Göçme Sınırında analitik olarak belirlenen dönme kapasiteleri, deneysel karşılaştırmalarda göz önüne alınan sınırlı sayıdaki kolon için kabuk betonda ezilme ve boyuna donatıda burkulma durumlarındaki dönme değerleriyle karşılaştırıldığında, göz önüne alınan deney sonuçları için Minimum Hasar Sınırında kabuk betonda ezilme olasılığı %90 güven düzeyi için %18, Göçme Sınırında boyuna donatıda burkulma görülme olasılığı ise %90 güven düzeyi için %16'dır. Her iki durum için deneysel ve analitik dönme kapasiteleri arasındaki oranların ortalaması, sırasıyla 1.29 ve 1.37 olarak gerçekleşmiştir. Bu bağlamda, pratik amaçlar göz önüne alındığında önerilen bağıntının genelde ihtiyatlı sonuçlar verdiği söylenebilir.

Semboller

A_c	: Kolon kesit alanı
A_{si}	: i. donatı sırasındaki donatı kesit alanı
b	: Kesitin eğilme doğrultusuna dik boyutu
b_h	: Kesitin eğilme doğrultusuna dik doğrultudaki sargılı beton boyutu
C_{cc}	: Sargılı beton basınç kuvveti bileşkesi
C_{uc}	: Sargısız beton basınç kuvveti bileşkesi
d	: Kesitin etkili derinliği
d_o	: Beton ve donatı çeliği sınır birim şekil değiştirmelerinin tanımlı olduğu lifler arası mesafe
f_c	: Sargısız beton basınç dayanımı
f_{cc}	: Sargılı beton basınç dayanımı
f_{ck}	: Karakteristik beton basınç dayanımı
f_{yk}	: Boyuna donatının karakteristik akma dayanımı
f_{ywk}	: Sargı donatısının karakteristik akma dayanımı
f_{su}	: Donatı çeliği kopma dayanımı
h	: Kesitin eğilme doğrultusundaki boyutu
k_1	: Sargılı ve sargısız beton ortak eşdeğer gerilme bloğu parametresi
k_{1c}	: Sargılı beton eşdeğer gerilme bloğu parametresi
k_{1u}	: Sargısız beton eşdeğer gerilme bloğu parametresi
L	: Kolon serbest yüksekliği
L_p	: Plastik mafsal boyu
n	: Boyutsuz eksenel yük seviyesi ($n=N/(A_c f_{ck})$)
N	: Eksenel yük
N_b	: Dengeli şekil değiştirme hasar sınırı durumunda kesitin eksenel yük taşıma gücü
N_o	: Eksenel basınç durumunda kolon kesitinin eksenel yük taşıma gücü

Betonarme Kolonların Hasar Sınır Eğriliklerinin Belirlenmesi

s	: Sargı donatı aralığı
ϵ_{cL}	: Belirli bir hasar sınırı için beton birim kısalması sınır değeri
ϵ_{cu}	: Sargısız betonun maksimum birim kısalması
ϵ_{sh}	: Donatı çeliği pekleşme başlangıç birim şekil değıştirmesi
ϵ_{sy}	: Donatı çeliği akma birim şekil değıştirmesi
ϵ_{sL}	: Belirli bir hasar sınırı için donatı çeliği birim uzaması sınır değeri
ϵ_{si}	: i. donatı sırasındaki donatı birim şekil değıştirme değeri
ϵ_{su}	: Donatı çeliği kopma birim şekil değıştirmesi
ϕ	: Kesit eğriliği
ϕ_b	: Dengeli durumdaki kesit eğriliği ($\phi_b=(\epsilon_{cL}+\epsilon_{sL})/d_o$)
ϕ_L	: Belirli bir hasar sınırı için toplam kesit eğriliği
ϕ_p	: Kesit plastik eğriliği
ϕ_y	: Kesit eşdeğer akma eğriliği
θ_p	: Plastik dönme
θ_1	: Kabuk betonda ezilme durumundaki deneysel dönme
θ_3	: Boyuna donatıda burkulma durumundaki deneysel dönme
ρ_s	: Yanal donatı hacımsal oranı
ρ_t	: Toplam boyuna donatı oranı ($\rho_t=A_{st}/A_c$)
ρ_{sm}	: Minimum yanal donatı hacımsal oranı
ω_t	: Toplam boyuna donatı mekanik indeksi ($\omega_t=\rho_t f_{yk}/f_{ck}$)
ω_s	: Yanal donatı mekanik indeksi ($\omega_s=\rho_s f_{ywk}/f_{ck}$)

Kaynaklar

- [1] SEAOC., Vision 2000: Performance Based Seismic Engineering of Buildings. Structural Engineers Association of California, Sacramento CA., 1995.
- [2] Applied Technology Council, Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings ATC-40, California, 1996.
- [3] Federal Emergency Management Agency, Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings, Washington (DC): FEMA-356, 2000.
- [4] Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında Yönetmelik, Bayındırlık ve İskan Bakanlığı, Ankara, Mart 2007.
- [5] Park, R., and Paulay, T., *Reinforced Concrete Structures*, John Wiley and Sons, New York, 1975, 769 pp.

- [6] Priestley M.J.N., and Kowalsky M.J., Aspects of drift and ductility capacity of rectangular cantilever structural walls, *Bulletin of the New Zealand National Society for Earthquake Engineering*, Silverstream, New Zealand, 31(6), 1998, pp. 73–85.
- [7] Kowalsky M.J., Deformation Limit States for Circular Reinforced Concrete Bridge Columns, *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol. 126 No.8, August, 2000, pp. 869-878.
- [8] Berry M.P., and Eberhard M.O., Performance Models for Flexural Damage in Reinforced Concrete Columns., *Pacific Earthquake Engineering Research Center Report 2003*, Univ. of California, Berkeley.
- [9] Bae S., and Bayrak O., Seismic Performance of Full-Scale Reinforced Concrete, *ACI Structural Journal*, Vol. 105 No.2, March-April, 2008, pp. 123-133.
- [10] Mander, J.B., Priestley, M.J.N., and Park, R., Theoretical Stress-Strain Model for Confined Concrete, *ASCE Structural Journal*, Vol. 114, No. 8, 1988, pp. 1804-1826.
- [11] Lehman, D.E., and Moehle, J.P., Seismic Performance of Well-Confined Concrete Bridge Columns., *Pacific Earthquake Engineering Research Center Report 1998/01*, University of California, Berkeley, December 2000.
- [12] StatSoft Inc. STATISTICA V.6.0 for Windows. Tulsa, OK, USA;1995.
- [13] Soesianawati, M.T., Park, R., and Priestley, M.J.N., Limited Ductility Design of Reinforced Concrete Columns, Report 86-10, Department of Civil Engineering, University of Canterbury, Christchurch, New Zealand, March 1986.
- [14] Tanaka H., and Park R., Effect of lateral confining reinforcement on the ductile behavior of reinforced concrete columns. Report 90-2, Department of Civil Engineering, University of Canterbury, June 1990, 458 pages.
- [15] Ang Beng G., Priestley, M.J.N., and Park, R., Ductility of Reinforced Bridge Piers Under Seismic Loading, Report 81-3, Department of Civil Engineering, University of Canterbury, Christchurch, New Zealand, February 1981, 109 pages.
- [16] Zahn FA, Park R, and Priestley MJN., Design of reinforced bridge columns for strength and ductility, Report 86-7, Department of Civil Engineering, University of Canterbury, Christchurch, New Zealand, March 1986, 330 pages.
- [17] Watson, S., and Park, R., Design of Reinforced Concrete Frames of Limited Ductility, Report 89-4, Department of Civil Engineering, University of Canterbury, Christchurch, New Zealand, January 1989, 232 pages.
- [18] Noshok, K., Stanton, J., and MacRae, G., Retrofit of Rectangular Reinforced Concrete Columns using Toner Forca Tow Sheet Carbon Fiber Wrapping, Report No. SGEM 96-2, Department of Civil Engineering, University of Washington, Seattle, Washington.
- [19] Kowalsky, M.J., Priestley, M.J.N., and Seible, F., Shear and Flexural Behavior of Lightweight Concrete Bridge Columns in Seismic Regions, *American Concrete Institute, ACI Structural Journal*, Vol. 96, No. 1, January-February 1999, pp. 136-148.

Betonarme Kolonların Hasar Sınır Eğriliklerinin Belirlenmesi

- [20] Cheok, G.S., and Stone, W. C. Behavior of 1/6-Scale Model Bridge Columns Subjected to Cycle Inelastic Loading. NBSIR 86-3494, U.S. National Institute of Standards and Technology, 1986, Gaithersburg, Maryland.
- [21] Hose, Y.D., Seible, F. and Priestley, M.J.N., Strategic Relocation of Plastic Hinges in Bridge Columns, Structural Systems Research Project, 97/05, University of California, San Diego, La Jolla, September 1997.
- [22] Berry, M., Parish, M., and Eberhard, M., PEER Structural Performance Database User's Manual, *PEER Research Report*, University of California-Berkeley, Berkeley, CA, 2004, <http://nisee.berkeley.edu/spd>.
- [23] Priestley MJN., Performance-based seismic design, *Proceedings of the 12th WCEE*, Auckland, 2000, Paper No. 2831.