

Süneklik Düzeyi Yüksek Betonarme Perdelerdeki Hasar Sınırları

İlker KAZAZ*
Polat GÜLKAN**

ÖZ

Halen geçerli olan Deprem Yönetmeliğinde önerilen birim şekil değiştirme hasar sınır değerleri, teknik literatürde mevcut önde gelen çalışmalardan alınmakla birlikte, bu değerlerin yer değiştirmeye dayalı tasarım ve değerlendirme yöntemlerinde kullanılan analitik araç ve yöntemlerle performans düzeyini tanımlamak için uygun olup olmadığı tam olarak sınanmamıştır. Düzlem kesitlerin deformasyondan sonra da düzlem kaldığına dayanan moment-eğrilik hesaplamaları, özellikle betonarme perdeler için sorun teşkil etmektedir. Dolayısıyla önerilen hasar sınır değerlerinin betonarme perdeler için geçerliliğinin araştırılması için kapsamlı bir çalışmaya ihtiyaç duyulduğu görülmektedir. Bu çalışma iyi kalibre edilmiş bir sonlu eleman modelleme yaklaşımı kullanarak dikdörtgen kesitli betonarme perdelerin ötelenme, kesit dönmesi ve eğriliği, perde uçlarındaki beton ve donatı birim şekil değiştirmeleri arasındaki ilişkiyi incelemektedir. Deprem Yönetmeliğinde ve bazı diğer hesap kılavuzlarında verilen şekil değiştirme ile ilgili hükümlerin geçerliği irdelenmektedir. Perde elemanları için mevcut değerlerden daha doğru olduğuna inanılan modelleme parametreleri ve kabul kıstasları teklif edilmektedir.

Anahtar Kelimeler: Hasar sınırı, betonarme perde, şekil değiştirme, plastik mafsal, kabul kriteri

ABSTRACT

Damage Limits for Ductile Reinforced Concrete Shear Walls

Although the strain based damage limits proposed in the existing Turkish Earthquake Code were adopted from reported studies of leading researchers, the appropriateness of these limit state definitions and corresponding values to evaluate the performance with the analytical tools and methods used in the displacement based design and assessment procedures has not been verified properly. The moment-curvature analysis based on the plane section hypothesis is severely violated especially for reinforced concrete walls. This indicates that a comprehensive investigation is required to investigate the validity of proposed damage limits for structural walls. This study is based on advanced and

Not: Bu yazı

- Yayın Kurulu'na 19.10.2010 günü ulaşmıştır.
- 31 Aralık 2012 gününe kadar tartışmaya açıktır.

* Atatürk Üniversitesi, İnşaat Mühendisliği Bölümü, Erzurum - ikazaz@atauni.edu.tr

** Çankaya Üniversitesi, İnşaat Mühendisliği Bölümü, Ankara - polatgulkan@cankaya.edu.tr

computationally rigorous numerical procedures to investigate the relation between drift ratio, plastic rotation and curvature, compressive strain in concrete and tensile strain in steel for rectangular reinforced concrete structural walls. Validity of the requirements related to deformation limits in the Turkish Seismic Code and other design guidelines is then evaluated. Modeling and acceptance criteria that are more accurate than the existing ones have been proposed for structural walls.

Keywords: Damage limit, RC shear wall, strain, plastic hinge, acceptance criteria

1. GİRİŞ

Özellikle 90lı yıllardan itibaren Performansa-Dayalı Deprem Hesabı (PDDH) alanında meydana gelen gelişmeler ışığında, şiddeti önceden belirlendiği varsayılan bir deprem etkisi altında binalardaki yer değiştirme taleplerinin hesaplanabileceği kabul edilmiştir. Yer değiştirmelerin belirli “performans” seviyelerine tekabül eden hasar sınır değerleri ile karşılaştırılması sonucu yapının davranışının öngörülebileceği günümüz mühendislik uygulamalarından olan yer değiştirmeye dayalı tasarım ve yapısal performans değerlendirme yöntemlerinin esasıdır. Performansa Dayalı Deprem Hesabı’nın temelleri şu üç dokümanda atılmıştır: SEAOC Vision 2000 [1], ATC 40 [2] ve FEMA 273 [3] (daha sonra FEMA 356 [4]). Bu dokümanlarda geliştirilen usullerin yönetmeliklerde kullanılması amaçlanmıştır. FEMA 356 [4], ASCE/SEI 41 [5] ve EC8 [6] yönetmelikleri belirli performans ölçülerine karşı gelen yapısal yer değiştirme kapasitelerinin belirlenmesi için rasyonel değerlendirme yolları içerirler. Bu yönetmeliklerde hasar sınırları eğilme etkisi altındaki elemanlar için plastik mafsal dönmesi ve kesme etkisindeki elemanlar için kat ötelenme oranı olarak tanımlanmaktadır. Verilen sınır değerler deneysel çalışmalardan elde edilen sonuçların doğrusal olmayan statik (itme analizi) ve dinamik hesap yöntemlerinde (zaman-tanım alanında hesap yöntemi) kullanılan matematiksel modelleme teknikleriyle birleştirilmesiyle elde edilmiştir.

Halen yürürlükte olan Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında Yönetmelikte (DBYBHY-07) [7] ise betonarme elemanlar için plastik mafsal dönmesi ve ötelenme oranı olarak ifade edilen geleneksel kesit hasar sınırları yerine kesit birim şekil değiştirme kapasiteleri ikame edilmiştir. Betonarme elemanlar üzerinde gerçekleştirilen deneylerde, birim şekil değiştirme ölçümlerindeki zorluk, belirsizlik (ölçümün yapıldığı uzunluk ve bölge sonuçları değiştirir) ve en önemlisi yeterli deneysel veri olmamasından dolayı, konu üzerinde detaylı araştırma gerektirmektedir. Ayrıca geleneksel kılavuzların aksine, DBYBHY-07 [7] kullanılacak beton ve çelik malzeme modellerine yer vererek, bu konuda betonarme elemanların doğrusal olmayan davranışı hakkında yeterli bilgiye sahip olmayan mühendislerin yanlış uygulamalarına yol açma ihtimalini barındırmaktadır. Mevcut değerlendirme yöntemini tehlikeye atan en önemli unsurlardan bir diğeri kesit düzeyinde yapılan hesaplamaların en temel varsayımı olan “düzlem kesitlerin şekil değiştirmeden sonra da düzlem kalacağı” faraziyesidir. Bu durumun özellikle betonarme perdeler için sonuçları kestirilemeyen riskler doğurması beklenebilir.

Betonarme perdelerin deprem performansının belirlenmesi için birçok yöntem geliştirilmiştir. Wallace ve Moehle [8] geliştirdikleri yöntemle perdelerde deprem sonucu oluşan ötelenme talebi ve mevcut kapasiteyi karşılaştırarak perde uç bölgesinde gerekli olan süneklik ve donatı detaylandırmasını incelemiştir. Sismik ötelenme talebi Sözen [9]

tarafından geliştirilen yöntemle elde edilir. Perde tepe noktasında elde edilen ötelenme oranı Park ve Paulay [10] tarafından geliştirilen plastik mafsal yöntemi vasıtasıyla perde taban kesitindeki eğrilik ve plastik dönme talepleriyle ilişkilendirilir. Wallace [11] bu yöntemde küçük değişiklikler yaparak betonarme perdelerin yer değiştirmeye dayalı tasarımı için analitik bir çerçeve önermiştir. Bu sayede tepe ötelenmesi şeklinde elde edilen hasar seviyesi birim şekil değiştirme cinsinden ifade edilmiş olur. Priestley ve arkadaşları [12, 13, 14] yaptıkları çalışmalarla yer değiştirmeye dayalı tasarım alanında öncü olmuşlardır. Hâlihazırdaki Deprem Yönetmeliğinin de büyük ölçüde bu çalışmalardan esinlendiği söylenebilir. Kesit düzeyinde moment-eğrilik hesaplamalarına dayanan çalışmalar sonucu betonarme elemanların akma ve maksimum şekil değiştirme noktalarındaki eğriliklerini ifade eden bağıntılar geliştirmişlerdir. Bu bulgular varsayılan bir plastik mafsal boyu L_p ile birleştirilerek birçok betonarme eleman için hasar durum ve sınırları ile ilgili bağıntılar önerilmiştir. Bu yöntem, özellikle perde elemanlarının konsol giriş olarak modellenerek plastik mafsal yöntemiyle hesaplarının yapılabilmesindeki basitlik ve kolaylıktan dolayı yapısal perde elemanlarının sismik performansının belirlenmesinde yaygın olarak kullanılmaktadır.

Bu çalışmada DBYBHY-07 [7] de kullanıma sunulan betonarme elemanlar için kesit birim şekil değiştirme kapasite bağıntılarının güvenilirliği ve doğruluğu betonarme perdeler açısından hesaba dayalı yöntemlerle incelenecektir. Bu çalışma iyi kalibre edilmiş bir sonlu elemanlara dayalı nümerik model kullanarak dikdörtgen kesitli betonarme perdelerin global ötelenme, kesit dönmesi ve eğriliği ve perde uçlarındaki beton ve çelik gerilmeleri arasındaki ilişkiyi incelemektedir. Deprem Yönetmeliğinde ve bazı diğer hesap kılavuzlarında verilen şekil değiştirme ile ilgili hükümlerin geçerliği irdelenmektedir. Dikdörtgen kesitli perde elemanları için mevcut değerlerden daha doğru olduğuna inanılan modelleme parametreleri ve kabul kıstasları için bağıntılar teklif edilmektedir.

2. DBYBHY-07 KESİT HASAR SINIRLARI

Yönetmelikte [7] kesit düzeyinde taşıyıcı sistem performansı beton ve donatı çeliğinin birim şekil değiştirmeleri cinsinden elde edilen deprem taleplerinin yönetmelikte tanımlanan birim şekil değiştirme kapasiteleri ile karşılaştırılmasıyla belirlenir. Kullanılan hesap programına bağlı olarak, kesit sınırlarında beton basınç ve donatı çeliği çekme birim şekil değiştirme talepleri doğrudan (fiber modelleme tekniği kullanılmışsa) veya elde edilen kesit dönmelerinde dönüştürülerek (genellenmiş yığılı plastik mafsal tekniği kullanılmışsa) zaman-tanım alanında hesap yöntemi veya itme analizlerinden elde edilir. İkinci yöntemin geçerli olduğu durumlarda çubuk eleman olarak modellenen kolon ve kirişlerin plastik mafsal bölgelerinde elde edilen plastik dönme açısı (θ_p) plastik eğrilik talebine (ϕ_p) çevrilir ve eşdeğer akma eğriliğine (ϕ_y) eklenir.

$$\phi_p = \frac{\theta_p}{L_p} \quad \phi_t = \phi_y + \phi_p \quad (1)$$

Betonarme sistemlerde kritik kesitlerde betonun basınç birim şekil değiştirme talebi ile donatı çeliğindeki birim şekil değiştirme talebi, (1) bağıntısı ile tanımlanan toplam eğrilik talebine göre moment-eğrilik hesabı ile tayin edilir. Kritik kesitlerin moment-eğrilik

Süneklik Düzeyi Yüksek Betonarme Perdelerdeki Hasar Sınırları

hesaplamasında kabul görmüş beton ve çelik malzeme gerilme-şekil değiştirme ilişkileri kullanılabilir. Hesaplanan birim şekil değiştirme talepleri yönetmelikte tanımlanan sınır şekil değiştirme değerleri ile karşılaştırılarak elemanın hasar durumuna karar verilir. Eleman hasar durumlarının oran ve dağılımı yapının tamamının hangi kategoride hasar göreceğinin belirleyicisidir. Adımların takibiyle binanın performansı hakkında karar verilir.

2007 Yönetmeliğinin yedinci bölümünde binaların performansının doğrusal elastik olmayan yöntemlerle belirlenmesinde sünek elemanlar için kesit düzeyinde üç sınır durum tanımlanmıştır. Bunlar Minimum Hasar Sınırı (MN), Güvenlik Sınırı (GV) ve Göçme Sınırı (GÇ)'dir. Kesit Minimum Hasar Sınırı (MN) için kesitin en dış lifindeki beton basınç şekil değiştirmesi ile donatı çeliği birim şekil değiştirmesi üst sınırları:

$$(\varepsilon_{cu})_{MN} = 0.0035 ; \quad (\varepsilon_s)_{MN} = 0.010 \quad (2)$$

Kesit Güvenlik Sınırı (GV) için etriye içindeki bölgenin en dış lifindeki beton birim şekil değiştirmesi ile donatı çeliği birim şekil değiştirmesi üst sınırları:

$$(\varepsilon_{cg})_{GV} = 0.0035 + 0.01 (\rho_s/\rho_{sm}) \leq 0.0135 ; \quad (\varepsilon_s)_{GV} = 0.040 \quad (3)$$

Kesit Göçme Sınırı (GÇ) için etriye içindeki bölgenin en dış lifindeki beton ile donatı çeliği birim şekil değiştirmesi üst sınırları:

$$(\varepsilon_{cg})_{GC} = 0.004 + 0.014 (\rho_s/\rho_{sm}) \leq 0.018 ; \quad (\varepsilon_s)_{GC} = 0.060 \quad (4)$$

(2)-(4) bağıntılarında, ε_{cu} kesitin en dış lifindeki beton basınç birim şekil değiştirmesi, ε_{cg} etriye içindeki bölgenin en dış lifindeki beton basınç birim şekil değiştirmesi, ε_s donatı çeliği birim şekil değiştirmesi ve (ρ_s/ρ_{sm}) kesitte mevcut bulunan enine donatının hacimsel oranının kesitte yönetmeliğe göre bulunması gereken enine donatının hacimsel oranına oranıdır.

DBYBHY-07 de kullanıma sunulan hasar sınırları özellikle Priestley ve arkadaşları tarafından gerçekleştirilen çalışmalara dayanmaktadır [13]. Priestley vd. [13,15] moment-eğrilik hesabında betonarme kesitlerin *Kullanılabilirlik ve Hasar-kontrolü* sınır durumlarını belirlemek üzere çekme ve basınç için birim şekil değiştirme sınırları tanımlamıştır. Priestley tarafından tanımlanan Hasar-kontrolü sınır durumu DBYBHY-07 deki *Kesit Göçme Sınırı (GÇ)* performans seviyesine denk gelir ve bundan sonra sunulacak olan hesap sonuçlarını da önemli ölçüde etkilediğinden üzerinde durulacaktır.

a) *Hasar-kontrolü çekme birim şekil değiştirme sınırı*: Priestley vd. [13] moment-eğrilik hesabında donatı çeliğinde izin verilecek en büyük birim şekil değiştirme değeri olarak monotonik yüklemeli malzeme deneyinden elde edilen donatı çeliğinin en büyük gerilmedeki birim şekil değiştirmenin, ε_{su} kullanılmasının doğru bir yaklaşım olmadığını belirtmiştir. Buna gerekçe olarak şu maddeler sayılabilir:

- Deprem gibi tersinir yükler altında donatının ardı sıra maruz kaldığı basınç ve çekme etkileri donatının etkin kopma birim şekil değiştirme kapasitesinde azalmaya sebep olur.

- Donatı basınç yüklemesinden önce büyük çekme birim şekil değiştirme talebine maruz kalmışsa burkulmaya daha hassas hale gelir. Bu burkulma, betonda önceden meydana gelen eğilme çatlakları kapanmadan ve donatı hala çekme şekil değiştirmesine maruz fakat basınç gerilmeleri altındayken meydana gelir. Bu durum donatının kopma birim şekil değiştirme kapasitesinin (ϵ_{su}) altında düşük çevrimli yorulma riskini artırır.
- Donatı ve beton arasındaki bağ kayması ve diyagonal çatlama sonrası kesme kuvvetlerinin eğilme davranışı üzerindeki etkisiyle ortaya çıkan çekme-kayması etkisi (“tension-shift effect”) sonucu kritik kesitte donatıdaki gerçek birim şekil değiştirme değerleri “düzlem kesit” varsayımıyla hesaplamalardan elde edilen değerlerden daha düşüktür.

Sayılan sebeplerden ötürü, betonarme kesitlerin eğrilik kapasiteleri hesaplanırken çelik kopma birim şekil değiştirme dayanımı $\epsilon_s = 0.6\epsilon_{su}$ olarak alınması uygun görülmüştür.

b) *Hasar-kontrolü basınç birim şekil değiştirme sınırı*: Priestley vd. [13] betonun basınç altındaki şekil değiştirme kapasitesinin kesiti sargılayan enine donatının kopma dayanımına bağlı olduğu varsayımına dayanarak beton ve sargı donatısının şekil değiştirme enerjilerini kullanarak (5) bağıntısını elde etmişlerdir.

$$\epsilon_{cu} = 0.004 + \frac{1.4\rho_s f_{yw} \epsilon_{su}}{f_{cc}} \quad (5)$$

Bu bağıntıda, f_{yw} enine donatının akma dayanımını, ρ_s toplam enine donatının hacimsel oranını, f_{cc} sargılı beton basınç dayanımını temsil eder. Priestley vd. [13], (5) bağıntısının yaklaşık olmakla beraber deneylerde ölçülen maksimum beton basınç birim şekil değiştirmesiyle uyumlu olduğunu belirtmiştir [16]. Ayrıca, eksenel yük ve eğilme etkisi altındaki elemanlarda deneysel olarak ölçülen basınç birim şekil değiştirmelerinin, (5) bağıntısıyla hesaplanan değerlerden 1.3-1.6 kat daha yüksek olduğu belirtilmiştir. Hasar-kontrolü sınır durumu için tasarlanan yapıların değerlendirmesinde emniyet katsayısı olarak ele alınabilecek bu durum yeterli bulunmuştur.

3. PARAMETRİK ÇALIŞMA, HESAP YÖNTEMİ VE SONLU ELEMAN MODELİ

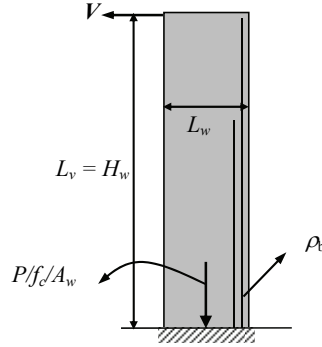
Hesaplanmasındaki basitlik ve plastik mafsal yönteminde temel alınan yapısal sistem olduğu için perdelerin lokal ve global ölçekte şekil değiştirmelerinin incelenmesinde idealleştirilmiş bir konsol perde elemanı kullanılmıştır. Betonarme perdelerin şekil değiştirme ve yük taşıma kapasiteleri inceleyen önceki çalışmalara bakıldığında [17-21] perde davranışını etkileyen en önemli değişkenlerin perdelerin yükseklik-boy oranı (H_w / L_w), eksenel yük seviyesi ($P/f_c/A_w$), basınç bölgesinde sargı donatısının etkinliği, boyuna donatı miktarı (ρ_b), ve etkin kesme boyu (L_v) olduğu görülmüştür. Bu çalışmada hesapları yapılacak perdelerin sonlu eleman modelleri kurgulanırken aşağıdaki değişkenler kullanılmıştır:

- Perde boyu (L_w): 3 m, 5 m ve 8 m

Süneklik Düzeyi Yüksek Betonarme Perdelerdeki Hasar Sınırları

- Etkin kesme boyu (L_v): 5 m, 6 m, 9 m, 15 m, 24 m
- Perde uç bölgesinde boyuna donatının hacimsel oranı (ρ_b): % 0.5, 1, 2, 4
- Perde taban kesitinde eksenel yük seviyesi ($P/f_c/A_w$): 0.02, 0.05, 0.1, 0.15, 0.25

Böylece 300 farklı perde modeli elde edilmektedir. Hesaplarda kullanılan değişkenler Şekil 1 de tipik bir perde elemanı üzerinde gösterilmiştir. Betonarme elemanların sünekliği doğrudan kullanılan enine donatının sargı etkisine bağlı olmakla birlikte bu çalışmada sargı etkisi hesaplamalarda kullanılan değişkenler arasına alınmamıştır. Enine donatının parametreler arasına katılması durumunda yapılacak analiz sayısı en az 3-4 katına çıkacağından ve bu çalışmada kullanılan sonlu eleman yönteminde karşılaşılan yakınsama ve uzun çözüm zamanı gibi problemler de göz önüne alındığında sadece enine donatı oranı yeterli perdeler incelenmiştir. Burada tasarlanan perde elemanlarının uç bölgelerinde DBYBHY-07 [7] ve ACI 318-08 [22] tarafından öngörülen enine sargı donatısının mevcut olduğu varsayılmıştır.



Şekil 1. Perdelerin hesabında kullanılan değişkenlerin şematik gösterimi

3.1. Perdelerin Tasarımı ve Detaylandırma

Bu çalışmada temel alınan dikdörtgen kesitli perdelerde, Yönetmeliğin öngördüğü şekilde kritik perde yüksekliği boyunca uç bölgelerinin her birinin plandaki uzunluğu, perdenin plandaki toplam uzunluğunun %20 si olarak alınmıştır ($l_u = 0.2L_w$). Tüm perdeler için perde duvar kalınlığı 250 mm olarak alınmıştır. Enine ve boyuna donatının akma dayanımının 420 MPa olduğu varsayılmıştır. Beton basınç dayanımı 25 MPa olarak sabit kılınmıştır. Deneysel sonuçlar belli bir aralıkta beton basınç dayanımının eğilme etkisi altındaki perde davranışını önemli ölçüde etkilemediğini göstermektedir [23]. Ayrıca ülkemizde inşaat sektöründe kullanılan betonun büyük bir kısmının 25-30 MPa aralığında olması, beton dayanımının değişkenler arasından çıkarılmasında etkili olmuştur.

Yukarıda listelenen değişkenlerin tarif ettiği parametre kümesi için perde taban kesitinin moment kapasitesi (M_y) hesaplanır. Elde edilen moment kapasitesi etkin kesme boyuna bölünerek tasarım kesme kuvveti belirlenir ($V_d = M_y/L_v$). Perdenin her iki yüzündeki gövde donatılarının toplam enkesit alanı, düşey (ρ_{sv}) ve yatay (ρ_{sh}) oranları, perde uç bölgelerinin

arasında kalan perde gövdesi brüt enkesit alanının 0.0025'i olarak alınmıştır. Eğer pekleşmeli moment kapasitesi göz önüne alınarak hesaplanan kesme kuvveti ($V_e = \lambda V_d$), (6) bağıntısı ile verilen perde kesitinin kesme dayanımını aşarsa, gerekli gövde donatısı yine aynı bağıntı kullanılarak elde edilir. Düşey gövde donatısı yatayda hesaplanandan donatı miktarıyla aynı alınmıştır.

$$V_r = A_w (0.65 f_{ctd} + \rho_{sh} f_{ywd}) \quad (6)$$

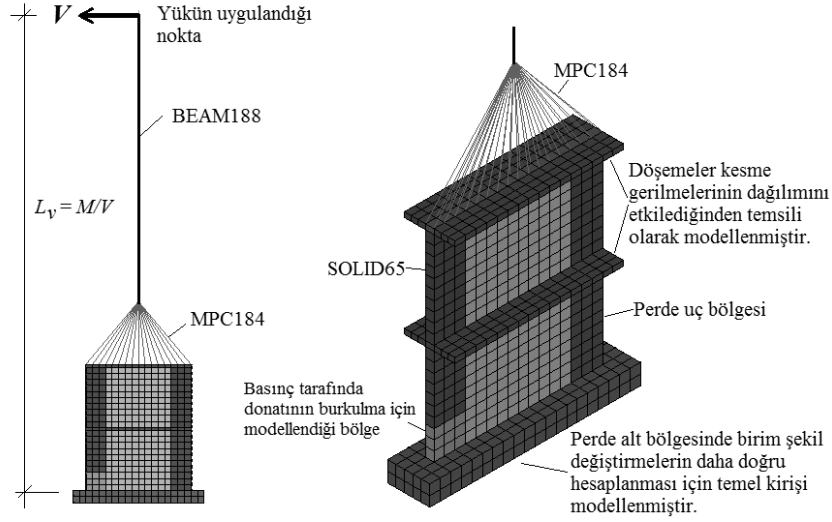
3.2. Perde Uç Bölgesi Donatı Durumu ve Sargı Etkisi

Betonarme elemanların ötelenme kapasiteleri uygulanan sargı etkisiyle doğru orantılıdır. DBYBHY-07 [7] ve ACI 318-08 [22] perde uç bölgelerinde gereken sargı donatısının hesaplanmasında benzer bağıntılar kullanır. DBYBHY-07 de önerilen bağıntı $A_{sh} = 0.05 s b_c f_{ck} / f_{ywk}$ şeklindedir. Kolon gibi tasarlanan perde uç bölgelerinde uygulanması istenen sargı donatısı kolonlar için gerekenin 2/3'ü kadardır. ACI 318-08'de ise aynı bağıntı ön çarpan 0.09 olacak şekilde verilmiştir. Bu şekilde hesaplanan perde uç bölgesi sargı donatısı $\phi 8/150$ mm olarak belirlenmiştir. DBYBHY-07'ye göre düşey doğrultuda etriye ve/veya çiroz aralığı perde kalınlığının yarısından ve 100 mm'den daha fazla, 50 mm'den daha az olmayacağından, hesaplamalarda $\phi 8/100$ mm kullanılmıştır. Öte yandan tasarım ACI 318-08 e [22] göre yapılmış olsaydı gereken 8 mm'lik etriyelerin 85 mm aralıkla yerleştirilmesi gerekecekti. Sonuç olarak bu çalışmada incelenen perde elemanlarının DBYBHY-07'ye göre süneklik düzeyi yüksek, ACI 318-08'e göre ise iyi sargılanmış elemanlar olduğu söylenebilir.

3.3. Sonlu Eleman Modeli ve Malzeme Özellikleri

Şekil 1 de gösterilen tipik perde elemanının hesapları genel amaçlı bir sonlu eleman yazılımı ANSYS [24] kullanılarak gerçekleştirilmiştir. Şekil 1'de gösterildiği gibi perde modellerinin lineer olmayan hesaplamaları tepe noktasından uygulanan tekil statik yükler altında gerçekleştirildiğinden en büyük kesit tesirleri perde tabanında gerçekleşir. Yapılan hesaplamalarda betonda çatlamanın perde orta yüksekliğine kadar yayıldığı görülmekle beraber donatıda ciddi akmanın ancak ilk bir veya iki kat seviyesinde yoğunlaştığı görülmüştür. Dolayısıyla Şekil 2'de gösterildiği şekilde, perde elemanlarının hesaplamalarında kullanılmak üzere hem katı hem de çubuk elemanlardan teşkil edilen karma sonlu eleman modelleri kullanılmıştır. Hasarın yoğunlaştığı aşağı bölgelerde (iki kat boyunca, 6 m) daha detaylı bilgi elde etmek üzere 8-düğüm noktalı katı elemanlar (SOLID65) kullanılmıştır. Donatı betondan ayrı olarak çubuk elemanları ile modellenebileceği gibi karşı gelen katı elemanın hacmi içerisinde yayılı olarak da modellenebilir. Bu çalışmada ikinci yol tercih edilmiştir. Betonun çatlama dışındaki hasarın ihmal edilebileceği üst kısımlar kesme-eğilme formülasyonuna göre hazırlanmış kolon-kiriş elemanlarından (BEAM188) teşkil edilmiştir. Düğüm noktalarında sadece ötelenme serbestlik dereceleri (u_x, u_y, u_z) olan katı elemanla hem ötelenme hem de dönme serbestlik dereceleri olan kiriş elemanının ($u_x, u_y, u_z, \theta_x, \theta_y, \theta_z$) düğüm noktalarındaki

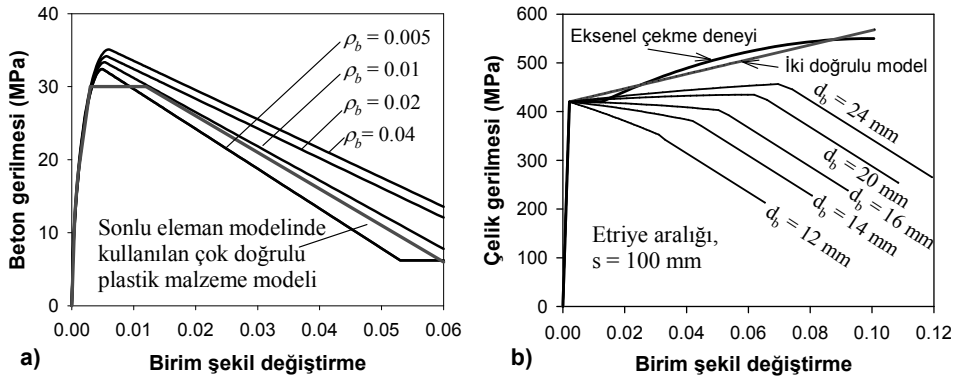
uyuşmazlığı çözmek için MPC184 uyum elemanının rijit kiriş özelliğinden faydalanılarak iki eleman tipi birbirine bağlanmıştır.



Şekil 2. Perde elemanları sonlu eleman modelleri

Kaleme alınış tarzı itibariyle didaktik özellikler taşıyan DBYBHY-07, sargılı veya sargısız beton gerilme-birim şekil değiştirme malzeme modelleri için Mander vd. [16] modelini önermiştir. Diğer modellerle karşılaştırıldığında [26, 27], bu modelin sargılı beton için özellikle azami gerilme sonrası yumuşama bölgesinde daha yüksek gerilme değerleri verdiği görülmüştür. Saatçioğlu ve Razvi [27] modeli Mander modeliyle tepe gerilmesi öncesi benzer eğriler vermekle birlikte, yumuşama bölgesinde daha gerçekçi bir davranış sergilemektedir. Dolayısıyla hesaplamalarda sargılı betonun gerilme-birim şekil değiştirme eğrileri Saatçioğlu ve Razvi [27] modeliyle hesaplanmıştır. Perde modellerinin katı eleman kısımlarında sargılı ve sargısız beton ve donatı çeliği için malzeme özellikleri gerilme-birim şekil değiştirme düzeyinde doğrudan tanımlanmıştır. Şekil 3-a'da görüldüğü üzere beton malzeme eğrisi çok parçalı doğru olarak idealize edilerek modelde kullanılmıştır. Donatı çeliği elastik modülü 200000 MPa, akma dayanımı 420 MPa ve akma sonrası teğet modülü 1500 MPa olacak şekilde iki doğrulu model olarak alınmıştır (Şekil 3-b). Şekil 2 de gösterildiği üzere modelde basınç kenarındaki boyuna donatının modellenmesinde burkulma etkisi de dikkate alınmıştır. Bu bölgede boyuna donatı gerilme-birim şekil değiştirme eğrileri Dhakal ve Maekawa [30] tarafından önerilen ve donatı çapı (d_b) ve sargılanmamış boyuna donatı boyunu (etriye aralığı, s) esas alarak geliştirilen burkulma modeline göre değiştirilmiştir (Şekil 3-b). BEAM188 kiriş elemanlarından meydana gelen üst kısımlarda eleman davranışı tasarım momenti-eğrilik ($M-\phi$) ve yük-kayma açısı ($F-\gamma$) ilişkileri kullanılarak iki doğrulu yığılı plastik mafsal modeline uygun şekilde tanımlanmıştır. Akma eğriliği Priestley vd. [13] tarafından önerilen $\phi_y=2\varepsilon_{sy}/L_w$ ilişkisi ile

hesaplanmıştır. Hazırlanan model analitik olarak güvenilir sonuçlar vermekle birlikte, hesaplamalarda hız ve üretilen sonuçların işlenmesinde kolaylık sağlamıştır.



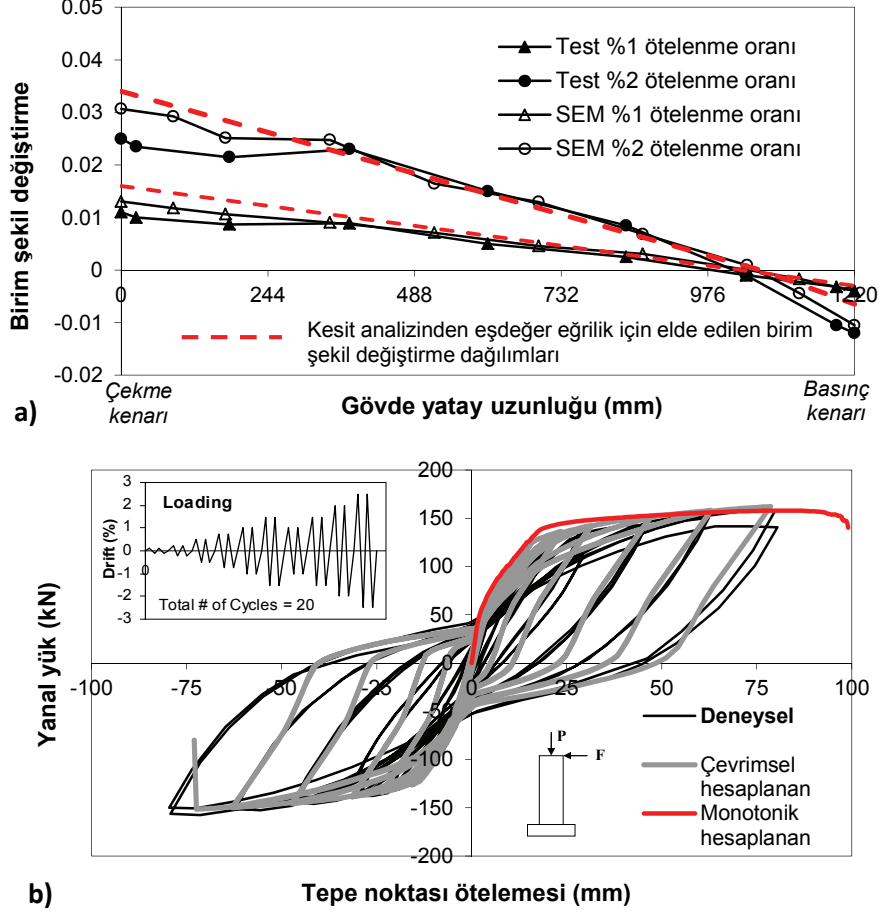
Şekil 3. Beton ve çelik için kullanılan malzeme modelleri

Deneysel olarak incelenmiş birçok betonarme perde elemanının nümerik yoldan gerçekleştirilen sonlu eleman simülasyonları Kazaz'da [25] bulunabilir. Bu sayısal çalışmalarda deneysel verilere çok yakın sonuçlar elde edilmiştir. Perdelerin modellenmesinde 3-boyutlu katı elemanı kullanılmakla birlikte, bu elemanın ve kullanılan diğer elemanların özelliklerine ve kalibrasyonuna dair detaylı bilgiler bahsedilen çalışmada mevcuttur. Yukarıda ana hatları çizilen modelleme prosedürünün doğruluğunu göstermek amacıyla örnek uygulama olarak seçilen Thomsen ve Wallace [31] tarafından test edilen RW2 perde elemanının hesaplardan elde edilen lokal ve global davranış değerlerinin deneysel sonuçlarla karşılaştırılması Şekil 4'te verilmiştir. Her iki ölçekte de oldukça yakın sonuçlar elde edildiği görülmektedir.

4. HESAP SONUÇLARINDAN HASAR SINIRLARININ BELİRLENMESİ

DBYBHY-07 de sünek elemanlar için kesit düzeyinde üç sınır durum tanımlanmıştır. Bunlar Şekil 5 de gösterildiği üzere *Minimum Hasar Sınırı* (MN), *Güvenlik Sınırı* (GV) ve *Göçme Sınırı* (GÇ)'dir. Minimum hasar sınırı ilgili kesitte elastik ötesi davranışın başlangıcını, güvenlik sınırı kesitin dayanımını güvenli olarak sağlayabileceği elastik ötesi davranışın sınırını, göçme sınırı ise kesitin göçme öncesi davranışının sınırını tanımlamaktadır. Kesitin göçme sınırı belirlenirken değişik yaklaşımlar vardır. CEB [28] yanal yük taşıma kapasitesinin en büyük değerine (F_{ult}) ulaştığı noktayı göçme hasar sınırı olarak kabul ederken, Hamburger [29] kesit taşıma gücünün hızla azalmaya başladığı bölgedeki yer değiştirme taleplerini göçme hasar sınırı olarak alınabileceğini belirtmiştir. Bu nokta kesitin taşıyabileceği en büyük kuvvetin %80~85 ine tekabül eder ($0.80\sim 0.85F_{ult}$). Güvenlik sınırı diğer hasar sınırların göre daha az belirgin bir tanıma sahip olmakla beraber genelde Göçme Sınırı için tanımlanan değerlerin $\frac{3}{4}$ 'ü oranında alınır.

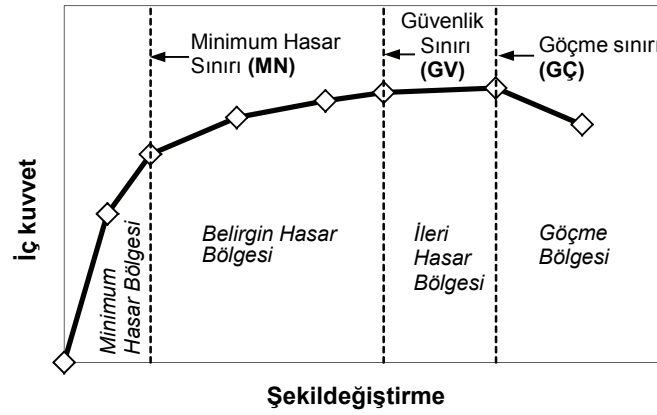
Süneklik Düzeyi Yüksek Betonarme Perdelerdeki Hasar Sınırları



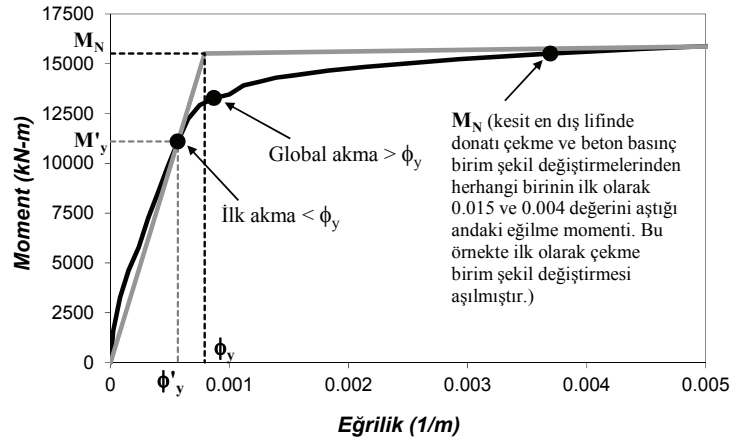
Şekil 4. Thomsen ve Wallace [31] tarafından test edilen RW2 perde elemanı için deneysel ve sonlu eleman hesabı sonuçlarının karşılaştırılması a) perde alt noktasından itibaren 229 mm yüksekliğindeki bölge üzerinde ölçülen ve hesaplanan birim şekil değiştirme dağılımları, b) yük-deformasyon eğrileri. (SEM: sonlu eleman yöntemi)

Sonlu eleman yöntemiyle hesapları gerçekleştirilen perde elemanlarının hasar durumlarının belirlenmesi gerekir. Yukarıda belirtilen hususlar ışığında sayısal sonuçların değerlendirilmesinde bazı ilkeler temel alınmıştır. *Göçme Sınırı* (GÇ) perde yük-şekil değiştirme kapasitesinde belirgin bir düşüşün gerçekleşmesi ($0.85F_{ult}$) veya çekme durumundaki donatı çeliğinde en büyük birim şekil değiştirmenin $\epsilon_s > 0.1$ değerini aşması veya basınç tarafında donatı çeliği için Dhakal ve Maekawa [30] modeliyle tanımlanan burkulmanın gerçekleşmesi olarak tanımlanır. *Güvenlik Sınırı* (GV), *Göçme Sınırı* için elde edilen ötelenme değerinin %75'ine denk gelen nokta olarak alınmıştır. *Minimum Hasar Sınırının* (MN) hesaplanmasında Priestley vd. [13] önerdiği yöntem kullanılmıştır. Bu

yöntemde kesit en dış liflerinde donatı çekme ve beton basınç birim şekil değiştirmelerinden herhangi birinin ilk olarak 0.0021 ve 0.002 değerlerini aştığı nokta kesit için ilk akma noktası (ϕ'_y, M'_y) olarak belirlenir. Şekil 6'da gösterildiği gibi, moment-eğrilik grafiğinde sıfır noktasından başlayan ve ilk akma noktasından geçen bir doğru çizilir. İkinci nokta olarak kesit en dış lifinde donatı çekme ve beton basınç birim şekil değiştirmelerinden herhangi birinin ilk olarak 0.015 ve 0.004 değerine ulaştığı andaki eğilme momenti elde edilir. Bu noktaya nominal moment (M_N) denir ve ilk eğri üzerinde bu moment değerine karşı gelen eğrilikle beraber global akma noktasını (ϕ_y, M_y) belirler ve aynı zamanda bu çalışmada *Minimum Hasar Sınırını* (MN) tanımlar.



Şekil 5. Kesit hasar sınırları



Şekil 6. Priestley vd. [13] önerdiği yöntemle eleman akma sınırının belirlenmesi

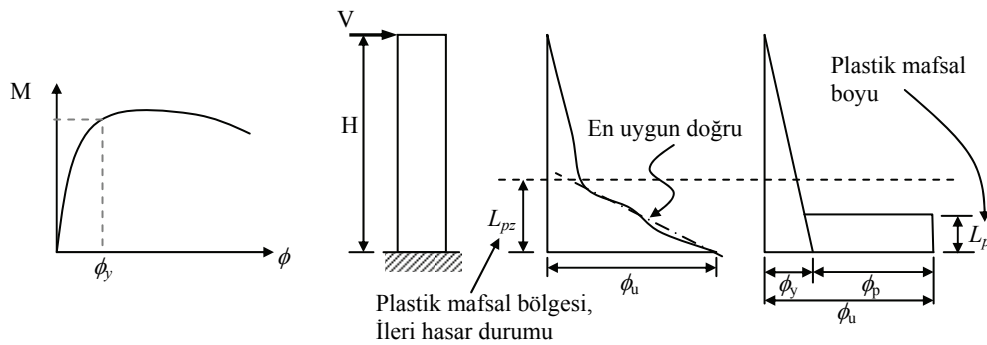
5. PLASTİK MAFSAL HESABINA DAİR İNCELEME VE BULGULAR

Yukarıda değişkenleri verilen parametrik çalışmanın ana sonuçlarını vermeden önce plastik mafsal hesap yönteminin temel kabulleri kısaca irdelenecektir çünkü DBYYHY (2007)'nin temeli burada yatmaktadır. Eğrilik (ϕ), plastik mafsal boyu (L_p) ve plastik mafsal dönme açısı (θ_p) gibi plastik mafsal hesap yönteminin temel unsurlarının sonlu eleman hesaplamalarında ele alınış şeklinin ortaya koyulması gerekir. Ancak bu şekilde bulunan sonuçlar yönetmeliklerde verilen değerlerle birebir karşılaştırılabilir.

Günümüzde birçok gelişmiş hesap araçları ve yöntemleri mevcut olmasına rağmen, deprem yüklerinin büyük bir kısmının veya tamamının betonarme perdeler tarafından taşınacak şekilde tasarlandığı binalarda, yapısal perdeleri sistemden izole edilmiş olarak dikey bir konsol kiriş şeklinde incelemek mümkündür. Şekil 7'te gösterildiği üzere, plastik mafsal hesap yönteminde tepe noktasındaki ötelenme akma anındaki ötelenme (Δ_y) ve perde alt bölgesinde gelişen plastik mafsaldaki dönmeden kaynaklanan plastik ötelenme (Δ_p) bileşenlerinin toplamı olarak hesaplanır. (7) bağıntısı ile verildiği şekilde, akma anındaki ötelenme konsol boyunca doğrusal olarak dağıldığı düşünülen elastik eğrilik dağılımının çift entegrasyonu ile elde edilirken, plastik bileşen plastik mafsal dönme açısının perde boyu ile çarpımından elde edilir.

$$\Delta = \Delta_y + \Delta_p = \frac{\phi_y H^2}{3} + (\phi - \phi_y) L_p (H - 0.5L_p) \quad (7)$$

(7) bağıntısındaki $(\phi - \phi_y)L_p$ terimi plastik mafsal dönme açısını verir ve plastik eğrilik eşdeğer plastik mafsal boyunun (L_p) merkezinde yığılı olduğu varsayımına dayanır. Aslında plastikleşmenin yayıldığı bölgenin uzunluğu (L_{pz}) plastik mafsal boyundan büyük olabilir. Bu açıdan plastik mafsal boyu, eğrilik ve dönme arasında bağlantıyı kurmak için kullanılan basitleştirici bir araç olarak görülebilir. Perde tabanındaki moment-eğrilik ilişkisi, $M-\phi$, varsayılan malzeme modelleri kullanılarak kesit hesabı ile elde edilir.



Şekil 7. Plastik mafsal yöntemi ve mafsal boyunun tanımı, [10]

Şekil 2 kullanılarak yapılan sonlu eleman hesaplamalarında geleneksel yöntemin aksine plastikleşme perdenin fiziksel özelliklerine (perde boyu, perde yüksekliği, aksel yük seviyesi, vs.) bağlı olarak perde alt bölgesi boyunca yayıldığından, her farklı parametre kümesi için farklı perde plastik mafsalları elde edilir. Sonlu eleman modeliyle yapılan hesaplamalarda eğrilik, dönme açısı ve ötelenme miktarının güvenilir bir şekilde elde edilmesi ve elde edilen sonuçların kesit düzeyinde moment-eğrilik analizine dayanan klasik plastik mafsalları yöntemi sonuçlarıyla karşılaştırılması gerekir. Burada akılda tutulması gereken en önemli nokta yönetmeliklerde tanımlanan hasar sınırlarının kesit hesapları temel alınarak hazırlandığı gerçeğidir.

Şekil 8’de plastikleşmenin (akmanın) yayıldığı bölgeyi göstermek üzere perde ilk iki kat yüksekliği boyunca sonlu eleman modelleri üzerinde gerçekleştirilen hesaplamalar sonucu elde edilen eğrilik dağılımı gösterilmiştir. Her yükseklikte eğrilik, Şekil 2’de gösterilen sonlu eleman modelinde her bir yatay sıra katı eleman için perde uç noktalarında hesaplanan birim şekil değiştirme değerleri kullanılarak hesaplanmıştır [$\phi = (\varepsilon_s - \varepsilon_c) / L_w$]. Eğrilik dağılımında $H_w/h_s = 1$ de gözlemlenen düşüş Şekil 2 de gösterilen döşemelerin etkisiyle oluşmaktadır ($h_s=3$ m varsayılan kat yüksekliği). Bu bölgede artan beton ve çelik alanına bağlı olarak şekil değiştirmelerde azalma meydana gelmektedir. Şekil 8’den anlaşılacağı üzere perde boyunun plastik mafsalları boyu üzerinde belirgin bir etkisi vardır. Perde elemanları için akma eğriliğinin, Priestley vd. [13] tarafından önerilen

$$\phi_y = 2 \frac{\varepsilon_{sy}}{L_w} \quad (8)$$

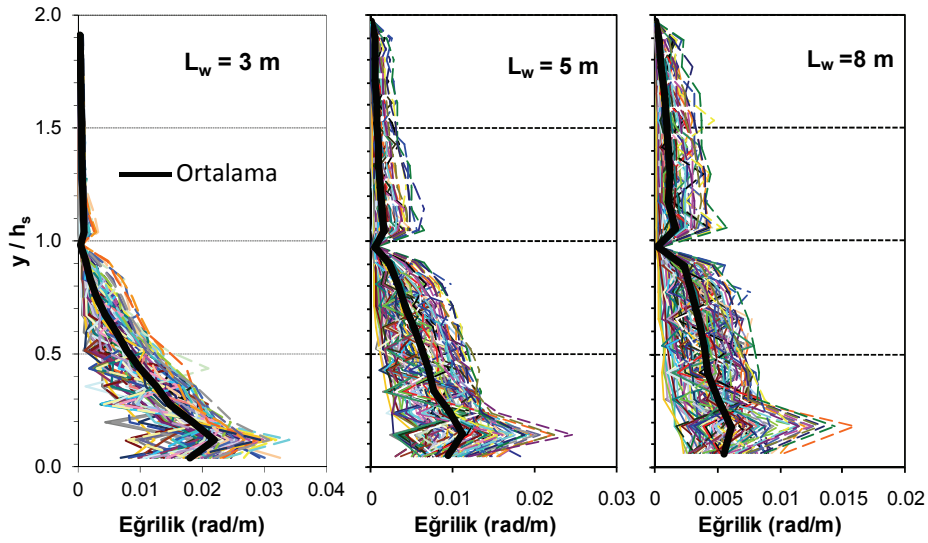
bağıntısı ile hesaplanabileceği bulunmuştur. Perdeler için eğriliğinin (8) bağıntısı ile hesaplanan akma eğriliğinden büyük olduğu bölge plastikleşme bölgesi (L_{pz}) olarak kabul edilir ve bu bölgenin hemen üstünde her iki perde uç noktasında düşey yer değiştirmeler kullanılarak perde tabanında toplam dönme açısı [$\theta_t = (\Delta_1 - \Delta_2) / L_w$] hesaplanabilir. Akma anındaki dönme açısı çıkarılarak (θ_y) plastik dönem açısı (θ_p) bulunur. Şekil 8’de verilen eğrilik dağılımlarının plastik bölge boyunca doğrusal olduğu ve bu doğrunun perde en alt noktasındaki değeri plastik bölgedeki eşdeğer eğrilik olduğu varsayılırsa şu bağıntı elde edilir:

$$\theta_p = 0.5 \cdot L_{pz} (\phi_t - \phi_y) \quad (9)$$

Bu bağıntıdan anlaşılacağı üzere plastik mafsalları boyu plastik bölge uzunluğunun yarısı olarak ifade edilebilir, $L_p = L_{pz} / 2$. Bu şekilde elde edilen plastik mafsalları boyunun perde boyuna göre normalleştirilmiş değerlerinin beton dayanımına göre normalleştirilmiş kesme gerilmelerine ($v = V_{max} / A_w \sqrt{f_c}$) karşı gelen grafiği Şekil 9-a’da verilmiştir. Perdeler için kesme gerilmesinin iyi bir sınıflandırma aracı olduğu FEMA 356 [4] gibi belgelerde belirtilmiştir. Bu grafikten çok açık bir şekilde yönetmeliklerde ve değişik çalışmalarda önerildiği üzere, perdeler için plastik mafsalları boyunun perde boyunun sabit bir oranı olarak hesaplanamayacağı görülmektedir. Diğer değişkenlerinde etkisi hesaba katılarak yapılan regresyon analizi sonucu perdelerde plastik mafsalları boyunu tahmin etmek üzere (10) bağıntısı elde edilmiştir.

$$L_p = 0.27L_w \left(1 - \frac{P}{P_o}\right) \left(1 - \frac{f_y}{f_c} \rho_{sh}\right) \left(\frac{M/V}{L_w}\right)^{0.45} \quad (10)$$

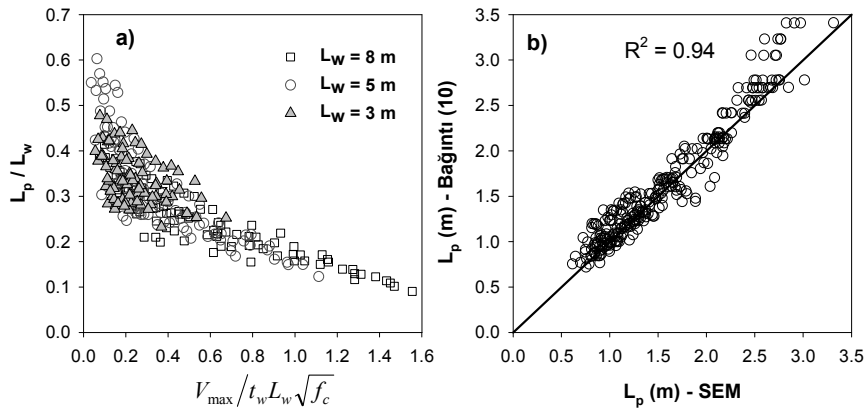
Bu bağıntıda P/P_o perde tabanındaki eksenel yük oranı, ρ_{sh} yatay gövde donatısı oranı, M/V moment-kesme kuvveti oranı ve L_w perde boyudur. (10) bağıntısında plastik mafsal boyu hesabına katılan $M/V/L_w$ oranı perdenin kırılma modunu (eğilme, kesme, kesme/eğilme) dikkate alarak bir ölçüde Şekil 9-a da L_p/L_w ile ilişkisi verilen normalize edilmiş kesme gerilmesinin yerini tutar. Bu şekilde kesme gerilmesi için hesap yapma gerekliliği ortadan kalkarak plastik mafsal boyu tamamen perde tasarım parametrelerine bağlı olarak hesaplanabilmektedir. Sonlu eleman yöntemi ve (10) bağıntısı ile hesaplanan plastik mafsal boylarının karşılaştırması Şekil 9-b de gösterilmiştir. (10) bağıntısı ile kestirilen plastik mafsal boyunun “gerçek değerlerle” oldukça iyi bir korelasyon içinde olduğu görülmektedir (bu çalışmada sonlu eleman yöntemiyle elde edilen sonuçların betonarme perdelerin gerçek davranışını temsil ettiği varsayılmıştır, çünkü Kazaz [25] da bulunabileceği üzere birçok deneysel çalışma modellenerek *deneysel sonuçlara-gerçeğe* çok yakın sonuçlar elde edilmiştir). Grafiklerde kullanılan KH ve SEM kısaltmaları Kesit Hesabı ve Sonlu Eleman Metodunu ifade etmektedir.



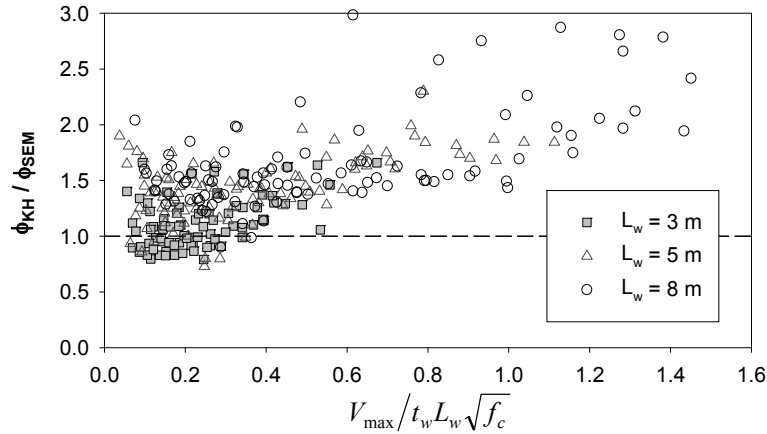
Şekil 8. Bütün analizler için perde ilk iki kat yüksekliği boyunca değişik perde boylarına göre gruplanmış eğrilik dağılımları ($h_s=3$ m)

Kesit analizi ve detayları yukarıda verilen sonlu eleman yöntemi kullanılarak hesaplanan moment-eğrilik grafikleri karşılaştırıldığında her iki yöntemin de yük taşıma kapasiteleri (moment kapasitesi) açısından yakın değerler verdiği görülmüştür. Grafikler ilk bölümden başlayarak örtüşmekle birlikte hesaplanan maksimum eğrilik kapasiteleri arasında büyük farklılıklar bulunduğu görülmektedir. Şekil 10'da her iki yaklaşımdan elde edilen

maksimum eğrilik kapasiteleri birbirine oranlanarak (ϕ_{KH}/ϕ_{SEM}) maksimum kayma gerilmesine karşı grafiği çizilmiştir. Bu grafikten elde edilen en çarpıcı sonuç, kesit hesabı sonucu elde edilen eğrilik kapasitelerini perde elemanının gerçek eğrilik kapasitesinin 1~3 mertebe üzerinde olduğudur. Bu durum kesit hesaplarından elde edilen sonuçların doğru sınırlar koyulmadığı takdirde emniyetli tarafta olmayan değerlendirmelere yol açacağını göstermektedir. Şu gözlemleri de yapmak mümkündür. Perdelerin taşıdığı kesme gerilmesi ve perde boyu arttıkça kesit analizlerinden elde edilen maksimum eğrilikteki hata oranı daha da büyümektedir. Kesit hesabı ancak eğilme davranışının etkin olduğu, boyu 3~4 m den kısa olan perdelerde güvenilir sonuçlar vermektedir.



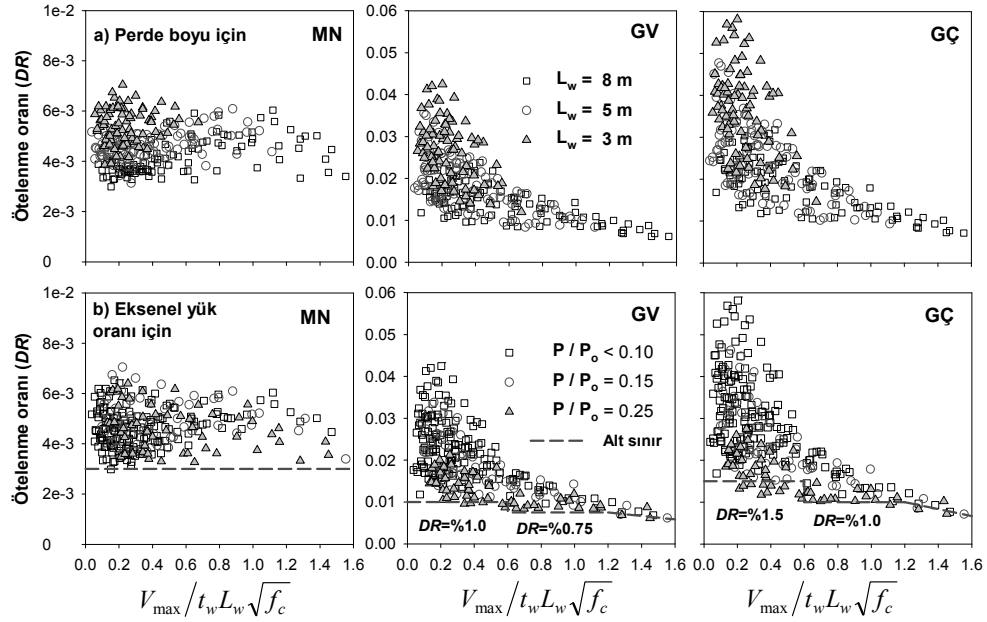
Şekil 9. a) Plastik mafsal boyunun perde boyuna göre normalize edilmiş değerlerinin beton dayanımına göre normalize edilmiş kesme gerilmelerine karşı gösterimi, b) (10) bağıntısı ile tahmin edilen plastik mafsal boyunun gerçek değerlerle korelasyonu



Şekil 10. Perde modelleri için Kesit Hesabı(KH) ve Sonlu Eleman Metodu (SEM) kullanılarak hesaplanan perde taban kesiti eğrilik kapasitelerinin karşılaştırılması

6. HESAP SONUÇLARI

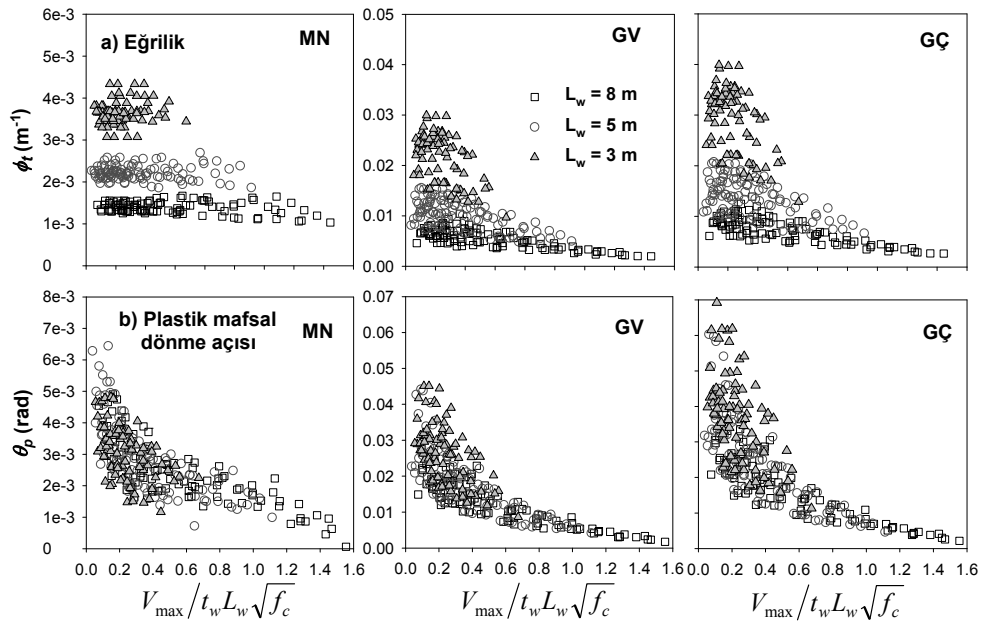
Bu bölümde yukarıda tanımlanarak genel çerçevesi çizilen performans/hasar sınır durumları için hesaplanan eğrilik, plastik dönme açısı, ötelenme oranı ve birim şekil değiştirme sonuç değerleri sunulacaktır. Şekil 11 da üç kabul sınır durumu için hesapları yapılan tüm perdelerde ikinci kat seviyesinde elde edilen yatay ötelenme oranının perde boyu ve aksel yük seviyesine göre gruplandırılarak çizilmiş grafikleri verilmektedir. Burada ikinci kat ötelenme oranının seçilmesinin sebebi, perde davranışının modellenmesinde ve hasarın değerlendirilmesinde en büyük iç tesirlerin meydana geldiği perde alt bölgesinde elde edilen yer değiştirme kapasitelerinin, ötelenmenin büyük bölümünün plastik mafsallardan kaynaklanan tepe noktası ötelenmesinden daha temsili bir değer olduğunun düşünülmesidir [19]. Perde boyu ve aksel yük oranı büyüdükçe perde ötelenme kapasitesinin azaldığı görülmektedir. Ayrıca büyük kesme gerilmelerine maruz kalan perdelerin yanal ötelenme kapasiteleri ciddi ölçüde düşmektedir. Bu grafikten perdelerin tasarımına yönelik olarak, eğilme ve kesme-eğilme etkisi ($v < 0.5$) altındaki perdelerde güvenlik ve göçme sınırları için ötelenme oranının sırasıyla güvenilir bir şekilde %1 ve %1.5 olarak alınabileceği anlaşılmaktadır.



Şekil 11. İkinci kat seviyesinde perde ötelenme oranı kapasiteleri a) Perde boyuna b) Aksel yük seviyesine göre gruplandırılmış

Şekil 12 de plastik mafsallık bölgesi üzerinde (eğriliğin akma eğriliğinden büyük olduğu bölge plastik bölge olarak tanımlanmıştır, bkz. Şekil 8) hesaplanan toplam eğrilik ve plastik mafsallık dönme açısı grafikleri verilmiştir. Veri perde boyuna göre de sınıflandırılmıştır.

Baskın olarak kesme veya eğilme etkisi altında davranan perde elemanlarının eğrilik ve dönme kapasiteleri arasındaki fark açıkça görülmektedir. Burada ilginç bir gözlem, baskın olarak eğilme etkisi altındaki perde elemanlarının yönetmeliklerin dayattığı hasar sınırlarının oldukça üzerinde büyük plastik mafsal dönme kapasitelerinin olduğudur. Mesela, FEMA356 da kesme gerilmelerinin küçük ($v < 0.25$) ve eksenel yükün en düşük seviyelerde olduğu perdeler için göçme hasar sınır değeri 0.02 rad olarak verilirken, bu tanıma uyan ve burada incelenen perdeler için bu ancak alt sınır değer olarak alınabilir. Bu tip perdelerin dönme kapasitelerinin 0.02-0.06 rad arasında değiştiği Şekil 12-b den anlaşılmaktadır.



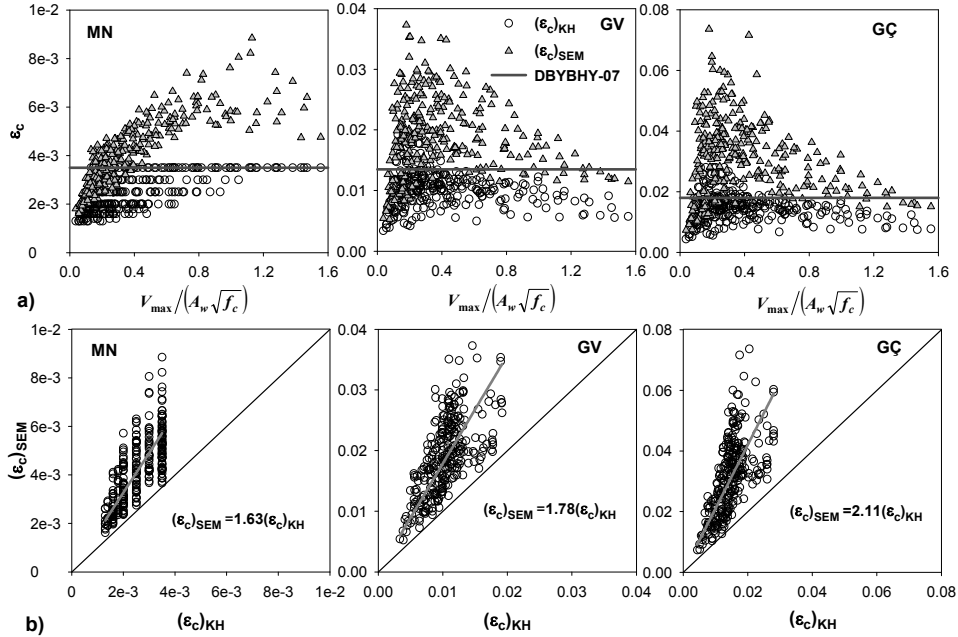
Şekil 12. Plastik mafsal bölgesinde hesaplanan a) eğrilik ve b) plastik mafsal dönme açısı

Yukarıda da bahsedildiği üzere, bu çalışmada kullanılan iki farklı hesap yönteminden, kesit ve sonlu eleman hesabı, elde edilen sonuçlar arasındaki ilişki ve karşılaştırma kesit eğriliği temelinde gerçekleştirilmektedir. Tekrar etmek gerekirse, öncelikli olarak gerçek davranış olarak kabul edilen sonlu eleman yönteminden (SEM) elde edilen sonuçlar üzerinden perde elemanlarının değişik şekil değiştirme ölçütleri cinsinden hasar sınırları belirlenir. İkinci adımda perde plastik mafsal bölgesinde hesaplanan eşdeğer eğriliğin kesit hesabından (KH) elde edilen eğrilikle aynı olduğu kabulüyle her iki analiz yönteminden elde edilen birim şekil değiştirme kapasiteleri karşılaştırılır. Şekil 13 ve 14 de her bir hasar sınır durumu için iki farklı yöntemle aynı eğrilikte perde uç bölgelerinde elde edilen beton birim kısalması (ϵ_c) ve çelik birim uzaması (ϵ_s) grafikleri çizdirilmiştir. Sonlu eleman yöntemi için verilen birim şekil değiştirme değerleri model kenarı boyunca hesaplanan maksimum değerlerdir.

Süneklik Düzeyi Yüksek Betonarme Perdelerdeki Hasar Sınırları

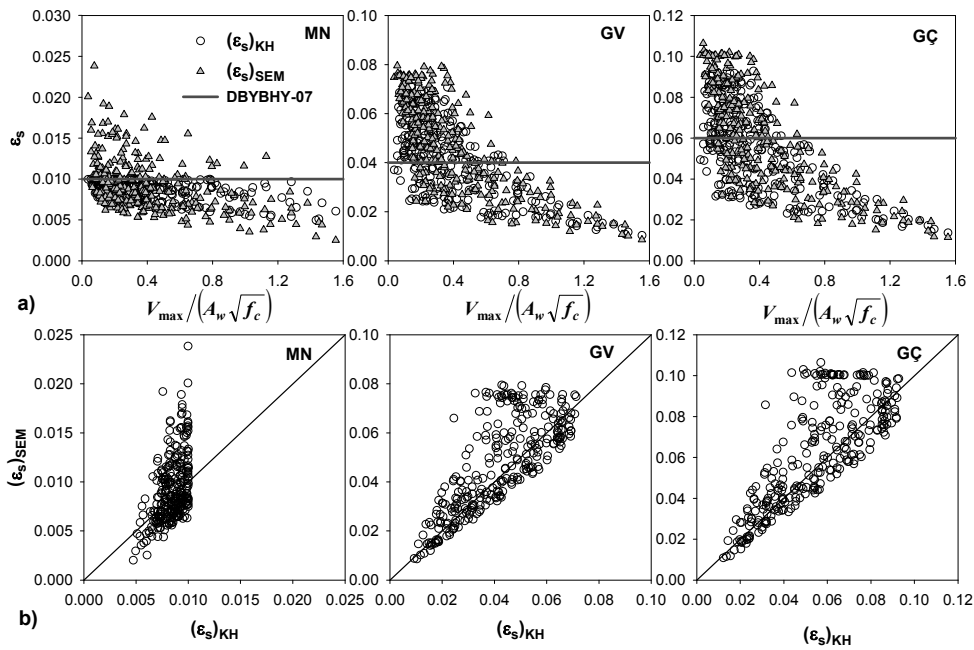
Grafiklerin birinci kolonu sonlu eleman yönteminden (SEM) ve kesit hesabından (KH) elde edilen birim şekil değiştirme kapasitelerinin ayrı olarak kesme gerilmelerine karşı gösterimidir. Bu grafikte çizilen yatay düz çizgiler DBYBHY-07’de mevcut birim şekil değiştirme kapasitelerini göstermektedir. Bu çalışmada incelenen perde uç bölgelerinde yönetmeliğin öngördüğü yeterli sargı donatısı bulunduğundan, DBYBHY-07’de verilen birim şekil değiştirme kapasitelerinin en üst sınır değerleri kullanılmıştır.

Şekil 13’te içi boş daireler olarak çizilen kesit hesabından (KH) elde edilen beton birim şekil değiştirme kapasitelerinin nerdeyse tamamının DBYBHY-07’de önerilen hasar sınır değerlerinden daha küçük olduğu görülmektedir. Bu durumda DBYBHY-07 kullanılarak yapılacak bir bina performans değerlendirmesinde büyük ölçüde emniyetsiz sonuçlar elde edileceği açıktır. Sonlu eleman yönteminden elde edilen birim şekil değiştirmeler hasar sınırlarını belirlemede esas alınmamakla birlikte, Şekil 13-b den anlaşılacağı üzere bu değerlerin 1.6~2.1 mertebesinde kesit hesabından elde edilen sonuçlardan büyük olduğu görülmektedir. Kesit hesabının betonda birim kısalmayı daha düşük verdiği Şekil 4-a’da görülmektedir. Bu beklenen bir durumdur [13], çünkü deneysel çalışmalar düşünülecek olursa, bir bölgede noktasal hasarın değerlendirilmesinde kullanılacak ölçüm boyu değişikçe aynı hasarı ifade etmek için değişik birim şekil değiştirme değerleri elde edilecektir. Sonlu eleman çözümlerinden elde edilen sonuçlar eleman kenar boyu üzerinde elde edilen değerlerdir.



Şekil 13. İki farklı yöntem kullanılarak perde uç bölgelerinde elde edilen beton birim kısalması (ϵ_c) karşılaştırması

Şekil 14 incelendiğinde çeliği birim uzaması (ϵ_s) için iki farklı hesap yöntemi arasındaki farkın donatı beton birim kısılmasında gözlemlendiği kadar büyük olmadığı görülmektedir. İki farklı yöntem kullanılarak elde edilen sonuçlar benzer eğilimler göstermektedir. Bu durum düzlem kesitlerin şekil değiştirmeden sonra düzlem kalacağı kabulü ile yakından alakalıdır. İleri elastik ötesi safhada tarafsız eksenin basınç altındaki uçtan yaklaşık olarak $0.10 \sim 0.15L_w$ uzakta bulunduğu gözlemlenmiştir. Tarafsız eksen etrafında tek eğrilikten ziyade tarafsız eksenini merkez alan iki doğrulu bir eğrilik dağılımı mevcuttur. Basınç tarafındaki eğrilik daha büyüktür.



Şekil 14. İki farklı yöntem kullanılarak perde uç bölgelerinde elde edilen çelik birim uzaması (ϵ_s) karşılaştırması

7. DEĞERLENDİRME

Yukarıda grafik olarak açıklanan ötelenme oranı, eğrilik ve plastik dönme açısı limitlerinin, perdeli yapıların lineer olmayan hesaplamalarında mühendisler ve araştırmacılar tarafından kullanılabilmesi için matematiksel fonksiyon şeklinde ifade edilmesi gerekmektedir. Bu amaçla parametrik çalışmanın değişkenlerine (perde boyu, yüksekliği, aksenal yük seviyesi, donatı oranı) bağlı olarak gerçekleştirilen regresyon analizleri sonucu akma ve göçme limit durumları için aşağıdaki denklem takımları elde edilmiştir.

Akma limit durumu: Şekil 4'te açıklanan prosedürle moment-eğrilik ilişkisinden elde edilen global akmaya karşı gelen eğrilik (ϕ), plastik dönme açısı (θ) ve ötelenme oranı (DR) için aşağıdaki bağıntılar kullanılabilir.

Süneklik Düzeyi Yüksek Betonarme Perdelerdeki Hasar Sınırları

$$\phi_y L_w = 0.00534 (\rho_b^{0.07}) \quad (11)$$

$$\theta_y = 0.0018 (e^{-0.126L_w}) (\rho_b)^{0.072} \left(\frac{M/V}{L_w} \right)^{0.06} \quad (12)$$

$$DR_y = 0.0125 (e^{-0.116L_w}) (\rho_b^{0.225}) \quad (13)$$

Göçme limit durumu: DBYBHY-07’de kullanılan ve Bölüm 4’te açıklanan Göçme Sınır durumunu ifade eder.

$$\phi_u L_w = 0.8 (C_L C_S) (\varepsilon_{su}) \left(1.0 - 2.4 \frac{P}{P_o} \right) \left(1.0 - 1.5 \frac{f_y}{f_c} \rho_{sh} \right) \left(\frac{M/V}{L_w} \right)^{0.29} \quad (14)$$

$$\theta_{pu} = 0.025 (C_L C_S) (\varepsilon_{su}) \left(0.95 - 2.1 \frac{P}{P_o} \right) \left(0.84 - 1.5 \frac{f_y}{f_c} \rho_{sh} \right) \left(\frac{M/V}{L_w} \right)^{0.82} \quad (15)$$

$$DR_u = 0.4 (C_L C_S) (\varepsilon_{su}) (e^{-0.136L_w}) \left(1.0 - 2.5 \frac{P}{P_o} \right) \left(1.0 - 1.5 \frac{f_y}{f_c} \rho_{sh} \right) \left(\frac{M/V}{L_w} \right)^{0.235} \quad (16)$$

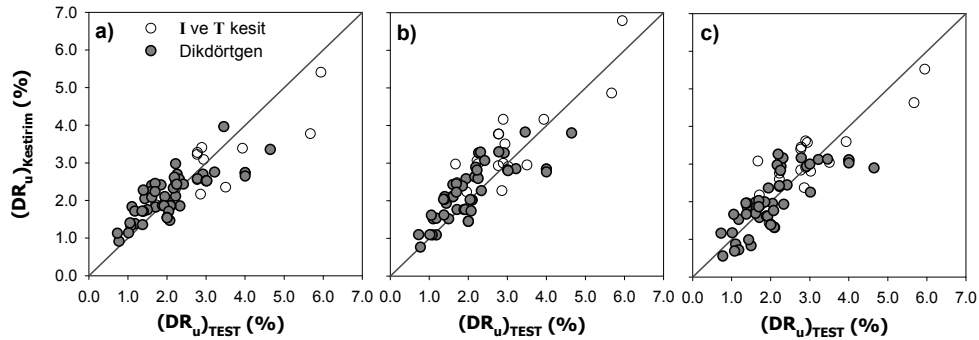
Bu bağıntılarda kullanılan değişkenlerin hepsi C_L ve C_S dışında tanımlanmıştır. C_L ve C_S sırasıyla yükleme şartlarını ve perde kesit şeklini dikkate alan sabitlerdir. C_L monotonik artan yükler için 1.0, çevrimsel yükleme koşulları için 0.75 olarak alınır. Bu çalışmada perde modellerinin hesabı statik yükler altında yapıldığından çevrimsel yükleme koşullarının betonarme elemanların rijitlik ve dayanımında meydana getirebileceği azaltıcı etki hesaba katılmamıştır. Deneysel çalışmalar çevrimsel yükler altında betonarme perde elemanlarının monotonik yükleme koşullarında ulaşabileceği deformasyonun en az %75’ine ulaşabildiği göstermiştir. Vallas vd. [32] genel bir kural olarak perdelerin gerçekçi bir yer hareketi maruz kalması durumunda ötelenme kapasitesinin monotonik yükleme şartlarında elde edilecek ötelenme kapasitesinin %75’i kadar alınabileceğini belirtmiştir. Deneysel bir çalışmanın hesaplarının sunulduğu Şekil 4-b’den de görüleceği üzere, çevrimsel yükleme sonucu elde edilen ötelenme kapasitesi monotonik statik yüklemenin ~%77’i mertebesinde elde edilmiştir.

C_S dikdörtgen kesitli perdeler için 1.0, genişletilmiş uç bölgesi I-kesitli perdeler için 1.25 alınacaktır. Vallas vd. [32] tarafından yapılan deneylerde çerçevesiz perdelerin dikdörtgen kesitli perdeler göre %35 daha fazla deformasyon kapasitesine sahip olduğu görülmüştür.

Yukardaki verilen matematiksel ifadelerin derivasyonu, her bir parametrenin ifade edilen hasar ölçütü ile korelasyonu, parametrik çalışma veri tabanı için bu bağıntılarla elde edilen kestirimlerin sonlu eleman sonuçlarıyla karşılaştırması Kazaz vd.’de [33] detaylı olarak açıklanmıştır. Belirtilen çalışmada önerilen tüm bağıntıların doğruluğu analitik ve deneysel

çalışma sonuçlarıyla karşılaştırılarak sınanmıştır. Burada sadece önerilen bağıntıların güvenli bir şekilde kullanılabilceğini göstermek için deneysel olarak ölçülen değerlerin kestirim sonuçlarına yer verilecektir. Literatürden elde edilen 74 perde duvar deneyinin sonuçları kestirim için kullanılmıştır. Bu duvarların 54'ü dikdörtgen, 16'sı genişletilmiş perde uç bölgesi I- ve 4 de T-kesitli perdedir. 19 deney elemanı monotonik statik yük altında test edilmiştir. Geri kalan elemanlar değişken büyüklükte çevrimsel yükleme altında test edilmiştir. Deney elemanlarının detaylı malzeme, boyut bilgileri ve deneysel sonuç değerleri Kazaz [25] ve Kazaz vd.'de [33] bulunabilir.

Şekil 15'te (11-16) bağıntılarıyla ifade edilen hasar sınır bağıntıları kullanılarak elde edilen kestirimlerin deneysel sonuçlar ile karşılaştırılması verilmiştir. Sonuçların istatistiksel olarak doğruluğunu belirlemek için, kestirilen değerlerin $(DR_u)_{Kestirilen}$ deneysel sonuçlara $(DR_u)_{TEST}$ oranı şeklinde tanımlanan bir hata ölçütü hesaplanarak Şekil 15'te verilen her üç yöntem için bu değerlerin ortalama ve standart sapması hesaplanmıştır. Şekil 15-a, b ve -c'de sunulan her bir veri kümesi için hesaplanan ortalama $(DR_u)_{Kestirilen} / (DR_u)_{TEST}$ oranı sırasıyla 1.07, 1.15 ve 1.04 olarak elde edilmiştir. Aynı veri kümeleri için standart sapma sırasıyla 0.25, 0.25 ve 0.28 olarak hesaplanmıştır. Görüldüğü gibi bu çalışmada önerilen yöntem ve bağıntılar bir bütün olarak güvenilir sonuçlar vermektedir.



Şekil 15. Deneysel ve kestirim sonuçlarının karşılaştırılması. Kestirim sonuçları a) Bağıntı (16); b) Bağıntı (7) ile verilen plastik mafsal yöntemi, Bağıntı (11) akma eğriliği ve Bağıntı (14) kapasite tükenme eğriliği; c) Bağıntı (7) ile verilen plastik mafsal yöntemi, Bağıntı (11) akma eğriliği ve Bağıntı (15) kapasite tükenme plastik mafsal dönme açısı kullanılarak hesaplanmıştır.

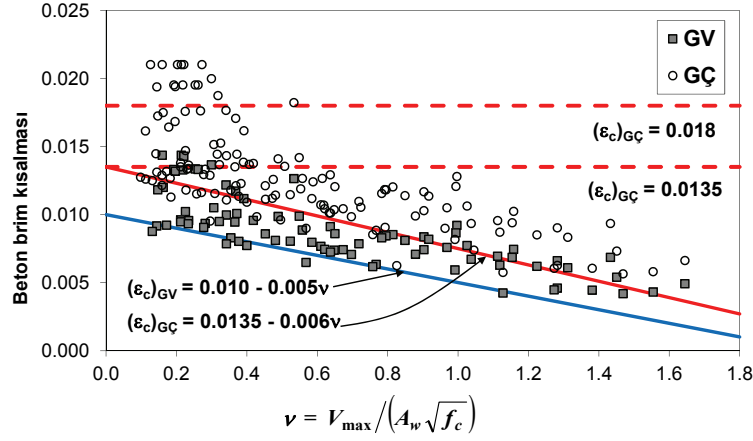
Şekil 13 ve 14'te, değişik hasar durumlarındaki birim şekil değiştirme kapasiteleri tüm modeller için verilmiştir. Ancak her hasar seviyesinde doğal olarak beton basınç birim kısılması ve donatı çeliği çekme birim uzamasından biri diğerinden daha önce meydana gelecektir. Şekil 16'da, güvenlik ve göçme sınır durumları için davranışı beton basınç birim kısılması tarafından kontrol edilen perde elemanları tüm veriden ayrılarak birim kısılma kapasiteleri çizdirilmiştir. Bu grafikte verilen birim şekil değiştirme değerleri, sonlu eleman hesaplamalarında belirlenen hasar sınır durumlarına kesit eğriliği vasıtasıyla eşleştirilen kesit hesabı değerleridir. Yani moment-eğrilik hesabıyla uyumludur. Yukarıdaki tartışma

Süneklik Düzeyi Yüksek Betonarme Perdelerdeki Hasar Sınırları

ışığında göçme hasar sınırı statik hesaplardan elde edilen değerin %75'inde alınmıştır. DBYBHY-07'de özellikle beton birim şekil değiştirme kapasitelerinin üst sınır değerlerinin güvenilir olmadığı konusunda net bir fotoğraf veren bu şekilde, veriye alttan yakınsayacak şekilde çizdirilen doğrular vasıtasıyla mevcut sınır bağıntılarından daha doğru üst sınır bağıntıları elde edilmiştir. Beton basınç dayanımına göre normalleştirilmiş perde kesme gerilmesine ($v=V_{max}/A_w/\sqrt{f_c}$) bağlı bu bağıntılar şu şekilde ifade edilir:

$$(\epsilon_c)_{GVmaks} = 0.010 - 0.005v \quad (17)$$

$$(\epsilon_c)_{GÇmaks} = 0.0135 - 0.006v \quad (18)$$



Şekil 16. Güvenlik ve göçme sınır durumları için davranışı beton basınç birim kısılması tarafından kontrol edilen iyi sargılanmış perde elemanları birim kısılma kapasiteleri

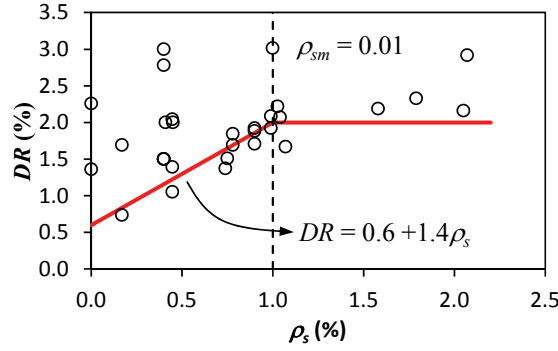
7.1. Enine Donatı oranının Etkisi

(17) ve (18) bağıntıları perde uç bölgeleri süneklik için yeterli derecede sargılanmış perdelerin hesabında kullanılabilir. Eğer perde uç bölgesinde enine donatı yönetmeliğin öngördüğü miktardan az ise beton birim şekil değiştirme değerleri azaltılmalıdır. Elimizde bu hususta yapılmış hesap sonucu olmadığından yukarıda bahsi edilen deneysel verilerden faydalanılarak bir önerme yapılmıştır. Şekil 17 dikdörtgen kesitli ve çevrimsel yükler altında test edilmiş perde elemanlarının uç bölgelerinde kullanılan enine donatıya (ρ_s) karşı çizdirilen maksimum tepe noktası ötelenme oranını göstermektedir (DR). İlk bakışta enine donatı oranına bağlı olarak ötelenme oranının oldukça değişken değerler aldığı görülmekle beraber, $\rho_s=0.01$ değerine kadar ötelenme oranının (sünekliğin) enine donatı oranına bağlı olarak arttığı görülmektedir. $\rho_s>0.01$ olması durumunda süneklik kapasitesinin etkilenmediği görülmektedir. Veriyi alttan yakınsayacak şekilde çizilen ötelenme oranını veren doğru $\rho_s = 0$ da 0.6 değerini alırken, $\rho_s = 0.01$ de 2.0 değerini almaktadır. Bu iki değerden elde edilen oran $2/0.6=3.33$ tür. Sargısız beton için maksimum birim şekil değiştirme 0.004 ve Bağıntı (18) den kesit hesabında kullanılacak maksimum birim

şekli değiştirme 0.0135 olarak alınırsa iki değer arasındaki oran $0.0135/0.004=3.38$ olarak elde edilir. Sonlu eleman hesaplarında perde uç bölgesinde meydana gelen beton birim kısalmasıyla tepe noktası ötelenmesi arasında lineer bir bağıntı olduğu açık bir şekilde gözlemlenmiştir. Bu hesap bunu doğrulamaktadır. Bu varsayım ile sargısız beton için maksimum birim şekil değiştirme 0.004 ve sargılı beton için maksimum birim şekli değiştirme Bağıntı (18) olarak alınırsa, enine donatı oranına bağlı olarak beton birim şekil değiştirmesi

$$(\varepsilon_c)_{GÇ} = 0.004 + 100\rho_s[(\varepsilon_c)_{GÇmaks} - 0.004] \quad \rho_s \leq 0.01 \quad (19)$$

olarak ifade edilebilir. (19) bağıntısı $\rho_s \leq 0.01$ için geçerlidir, $\rho_s > 0.01$ olması durumunda (18) bağıntısı geçerlidir.



Şekil 17. Dikdörtgen kesitli ve çevrimsel yükler altında test edilmiş perde elemanlarının uç bölgelerinde kullanılan enine donatı oranına (ρ_s) bağlı maksimum tepe ötelenme oranı

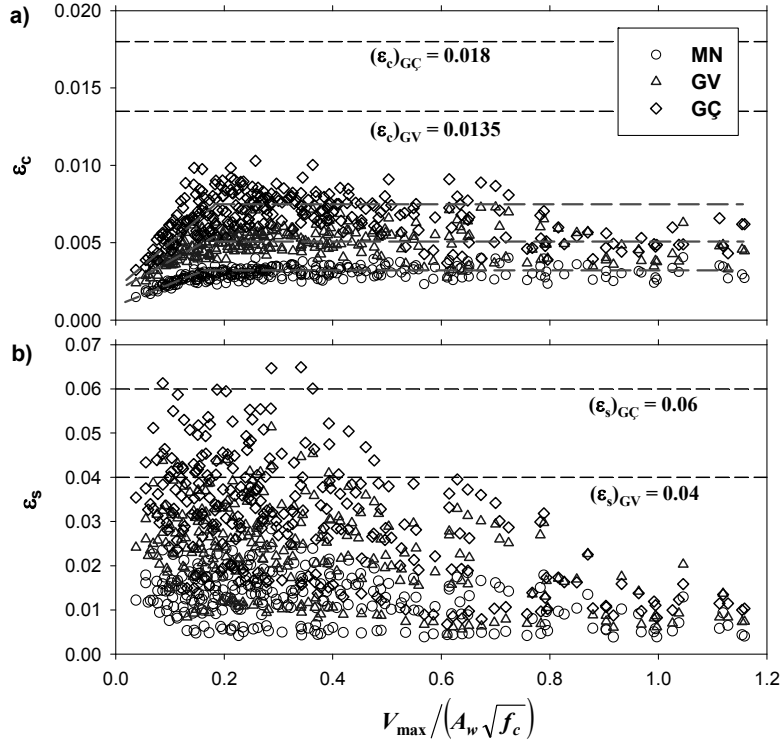
Örnek uygulama olarak Şekil 4-a da hesap yük-deformasyon eğrisi verilen perde elemanı irdelenecektir. Perde uç bölgesinde sargı donatısı oranı $\rho_s = 0.0033$ tür. DBYBHY-07'ye göre perde uç bölgesinde enine donatı oranı $\rho_{sm} = 0.00518$ olmalıdır ($f_{ck} = 42.9$ MPa, $f_{yk} = 414$ MPa). Göçme sınır durumu için beton ve çelik birim kısalması (4) bağıntısı kullanılarak $\varepsilon_c = 0.0129$ ve $\varepsilon_s = 0.06$ olarak hesaplanır. Moment-eğrilik hesaplamalarında $\varepsilon_c = 0.0129$ değerine daha önce ulaşılır. Bu değerde eğrilik $\phi = 0.05248$ m⁻¹ ve $\varepsilon_s = 0.049$ dur. Tepe noktası ötelenme oranı (7) bağıntısında $L_p = 0.5L_w$ ($L_w = 1.22$ m, $H_w = 3.66$ m) alınarak ve akma eğriliği (8) bağıntısı ile hesaplanarak yerlerine yerleştirilirse $DR_f = 0.0317$ olarak hesaplanır. Elde edilen değer sadece eğilmeden kaynaklanan ötelenme bileşenidir. Toplam ötelenme oranı kayma deformasyonlarını hesaba katmak için 1.1 faktörü uygulanarak $DR_t = 0.03486$ olarak elde edilir. Perde süneklik kapasitesi 0.022 (80mm/3660mm) ötelenme oranında aşıldığına göre, DBYBHY-07 bu perdenin kapasitesini %58 daha büyük kestirerek emniyetsiz sonuçlar vermiştir.

Bu çalışmada önerilen yöntem kullanılarak hesaplar tekrarlanacaktır. Normalize edilmiş kesme gerilmesi $(155000N)/(\sqrt{42.9})/(1220mm)/(102mm) = 0.19$ olarak hesaplanarak, (19) bağıntısından göçme hasar sınırında beton birim şekil değiştirmesi $(\varepsilon_c)_{GÇ} = 0.00675$ olarak bulunur. Moment-eğrilik hesabında bu değerdeki eğrilik $\phi = 0.0342$ m⁻¹ ve $\varepsilon_s = 0.0336$ dir.

Plastik mafsal boyu L_p (10) bağıntısı ile akma eğriliği (8) bağıntısı ile hesaplanarak (7) bağıntısında yerlerine yerleştirilirse sadece eğilmeden kaynaklanan tepe noktası ötelenme oranı $DR_f = 0.0215$ olarak bulunur. Kesme etkisi de dikkate alındığında toplam ötelenme oranı $DR_t = 0.0236$ olarak elde edilir. Bu değer deneysel sonuçlarla uyumludur. Kestirim hatası bu defa %7.2 olarak gerçekleşmiştir. Ötelenme oranı kapasitesi eğer (16) bağıntısı kullanılarak doğrudan hesaplınsaydı 0.0229 olarak bulunacaktı ($\varepsilon_{su} = 0.09$, $C_L = 0.75$, $C_S = 1.0$ alınarak).

7.2. ASCE/SEI 41 ile Karşılaştırma

Meseleye başka düzenleyici belgeler penceresinden de bakacak olursak, Şekil 18'de ASCE/SEI 41'de plastik mafsal dönme açısı cinsinden sunulan hasar sınır değerlerine karşı gelen birim şekil değiştirme değerleri gösterilmiştir. Plastik dönme açısı, perde üzerinde eğriliğin akma eğriliğinden büyük olduğu bölge üzerinde hesaplanmıştır. Grafik DBYBHY-07 de önerilen birim şekil değiştirme kapasitelerinin ASCE/SEI 41 ile uyumlu olabilmesi için mevcut değerlerden çok daha küçük sınır değerlerinin ikame edilmesi gerektiğini göstermektedir.



Şekil 18. Beton ve donatı için ASCE/SEI 41 plastik mafsal dönme açısı cinsinden sunulan hasar sınır değerlerine karşı gelen birim şekil değiştirme değerleri

8. SONUÇLAR

Bu çalışmada betonarme perdeler için hasar sınırları incelenmiştir. Betonarme perdelerin davranışının ve sünekliğinin büyük ölçüde taşınan kesme gerilmelerine bağlı olduğu görülmüştür. Minimum hasar, güvenlik ve göçme sınır durumları için perde eğrilik, plastik mafsal dönme açısı, ötelenme oranı ve birim şekil değiştirme kapasiteleri hesaplanmıştır. Plastik mafsal hesabına dair irdelemeler yapılarak perdeler için plastik mafsal boyu bağıntısı elde edilmiştir. DBYBHY-07 de kullanıma sunulan betonarme elemanlar için birim şekil değiştirme kapasitelerinin perdeler için oldukça emniyetsiz tarafta kalan performans değerlendirme sonuçları vereceği ortaya konulmuştur. Kabul kıstaslarının hesaplarda yanılıya düşürmeyecek değerlerde ifade edilmesi şarttır. Birim şekil değiştirme cinsinden verilen mevcut kapasite kıstaslarının kalibrasyonu için kapsayıcı çalışmalar yapılarak gerekli olgunluğa getirilene kadar kullanılmasında büyük sakıncalar olduğu görülmüştür. Yönetmelik yürürlüğe konulmadan önce bu tür irdelemelerin yapılmamış olması sonucu performansın ne olacağı belirsiz yapılarla karşılaşılması ihtimali mevcut görülmektedir. Benzer değerlendirmelerin kolon ve kiriş elemanları için de yapılmasına şiddetle ihtiyaç bulunduğu düşünülmektedir.

Semboller

A_w	Perde enkesit alanı
f_c	Beton basınç dayanımı
f_{cc}	Sargılı beton basınç dayanımı
f_{ck}	Beton karakteristik silindir basınç dayanımı
f_{ctd}	Beton tasarım çekme dayanımı
f_{ywd}	Enine donatının tasarım akma dayanımı
f_{ywk}	Enine donatının karakteristik akma dayanımı
F_{ult}	Kesitin taşıyabileceği en büyük yük
H_w	Perde yüksekliği
L_p	Plastik mafsal boyu
L_{pz}	Plastikleşme bölgesi boyu
L_v	Etkin kesme boyu
L_w	Perde boyu
M_y	Perde akma moment kapasitesi
P_o	Kesit eksenel yük taşıma kapasitesi (f_c/A_w)
$P/f_c/A_w$	Perde tabanında eksenel yük oranı
V_d	Tasarım kesme kuvveti

Süneklik Düzeyi Yüksek Betonarme Perdelerdeki Hasar Sınırları

V_e	Enine donatı hesabında esas alınan kesme kuvveti
V_r	Kesitin kesme dayanımı
ε_{cg}	Etriye içindeki bölgenin en dış lifindeki beton basınç birim şekil değiştirmesi
ε_{cu}	Kesitin en dış lifindeki beton basınç birim şekil değiştirmesi
ε_s	Donatı çeliği birim şekil değiştirmesi
ε_{sy}	Donatı çeliği akma birim şekil değiştirmesi
ε_{su}	Donatı çeliğinde en büyük gerilmedeki birim şekil değiştirme
ϕ	Eğrilik
ϕ_p	Plastik eğrilik talebi
ϕ_y, ϕ_{wy}	Eşdeğer akma eğriliği
λ	Moment pekleşmesini hesaba katan çarpan
θ_p	Plastik dönme açısı
ρ_b	Perde uç bölgesinde mevcut boyuna donatı oranı
ρ_s	Kesitte mevcut bulunan yönetmeliğe uygun olarak düzenlenmiş enine donatının hacimsel oranı
ρ_{sm}	Kesitte yönetmeliğe göre bulunması gereken enine donatının hacimsel oranı
ρ_{sh}	Perdede yatay gövde donatılarının hacimsel oranı
v	Beton basınç dayanımına göre normalleştirilmiş perde kesme gerilmesi

Kaynaklar

- [1] SEAOC Vision 2000, Performance based seismic engineering of buildings, Vols. I and II: Conceptual framework, Structural Engineers Association of California, Sacramento (CA), 1995.
- [2] ATC 40, Seismic evaluation and retrofit of existing concrete buildings, Applied Technology Council (ATC), Redwood City, California, 1996.
- [3] FEMA 273, NEHRP Guidelines for the seismic rehabilitation of buildings, Federal Emergency Management Agency, Washington DC, 1996.
- [4] FEMA 356, NEHRP Guidelines for the seismic rehabilitation of buildings, Federal Emergency Management Agency, Washington DC, 2000.
- [5] ASCE/SEI 41-06, Seismic rehabilitation of existing buildings, American Society of Civil Engineers, Reston, Virginia, 2006.

- [6] BS EN 1998-3, Eurocode 8: Design of Structures for Earthquake Resistance-Part 3: Assessment and Retrofitting of Buildings, Comité Européen de Normalisation, Brussels, Belgium, 2005.
- [7] DBYBHY, Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında Yönetmelik, 2007.
- [8] Wallace J.W., Moehle J.P., Ductility and detailing requirements of bearing wall buildings, *ASCE Journal of Structural Engineering*, 118(6), 1625-1644, 1992.
- [9] Sözen M.A., Earthquake response of buildings with robust walls, Fifth Chilean Conference on Earthquake Engineering, Santiago, Chile, 1989.
- [10] Park R., Paulay T., Reinforced Concrete Structures, John Wiley and Sons, New York, 1975.
- [11] Wallace J.W., New methodology for seismic design of RC shear walls, *ASCE Journal of Structural Engineering*, 120(3), 863-884, 1994.
- [12] Priestley M.J.N., Kowalsky M.J., Aspects of drift and ductility capacity of rectangular cantilever structural walls, *Bull. N. Z. Natl. Soc. Earthquake Eng.* 31(2), 73–85, 1998.
- [13] Priestley M.J.N., Calvi G.M., Kowalsky M.J., Displacement-based seismic design of structures, IUSS Press, Pavia, Italy, 2007.
- [14] Sullivan T.J., Priestley M.J.N., Calvi G.M., Direct displacement-based design of frame-wall structures, *Journal of Earthquake Engineering*, 10(1), 2006.
- [15] Priestley M.J.N., Seible F., Calvi G.M., Seismic design and retrofit of bridges, Wiley, New York, 1996.
- [16] Mander J.B., Priestley M.J.N., Park R., Theoretical stress–strain model for confined concrete, *Journal of Structural Engineering*, 114(8), 1804–1826, 1988.
- [17] Derecho A.T., Ghosh S.K., Iqbal M., Freskakis G.N., Fintel M., Structural walls in earthquake resistant buildings - Dynamic analyses of isolated structural walls - Development of Design Procedure –Design Force Levels, Report to the National Science Foundation, RANN, under Grant No. ENV74-14766, Portland Cement Association, 1978.
- [18] Ghosh S.K., Markevicius V.P., Design of earthquake resistant shear walls to prevent shear failure”, *Concrete Shear in Earthquake*, Proceedings of the International Workshop on Concrete Shear in Earthquake, Elsevier Science Publishers Inc., London-New York, 1991.
- [19] Seneviratna G.D.P.K, Krawinkler H., Evaluation of inelastic MDOF effects for seismic design”, The John A. Blume Earthquake Engineering Center, Report No. 120, Stanford University, Stanford, 1997.
- [20] Amaris A., Dynamic amplification of seismic moments and shear forces in cantilever walls, Msc. Thesis, Rose School, Italy, 2002.
- [21] Rutenberg A., Nsieri E., The seismic shear demand in ductile cantilever wall systems and the EC8 Provisions, *Bulletin of Earthquake Engineering*, 4, 1-21, 2006.

- [22] ACI 318-08, Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary, American Concrete Institute, Detroit, Michigan, 2008.
- [23] Lefas I.D., Kotsovos M.D., Ambrasseys N.N., Behavior of RC structural walls: strength, deformation characteristics and failure mechanism”, ACI Structural Journal, 87(1), 23-31, 1990.
- [24] ANSYS® Academic Research, Release 11.
- [25] Kazaz I., Dynamic characteristics and performance assessment of reinforced concrete structural walls, Ph.D. Dissertation, Department of Civil Engineering, METU, Ankara, Turkey, 2010.
- [26] Park R., Priestley M.J.N., Gill W.D., Ductility of square-confined concrete columns. J. Struct. Div. ST4, 108: 929–950, 1982.
- [27] Saatcioglu M., Razvi S.R., Strength and ductility of confined concrete, Journal of Structural Engineering, 118(6), 1590–1607, 1992.
- [28] Comite´ Euro-International Du Beton (CEB), RC elements under cyclic loading-state-of-the-art report, London, 1996.
- [29] Hamburger R.O., A framework for performance-based earthquake resistive design, EERC-CUREe Symposium in Honor of Vitelmo V. Bertero, Berkeley, California, 1997.
- [30] Dhakal R.P., Maekawa K., Modeling for postyield buckling of reinforcement, ASCE Journal of Structural Engineering, 128(9), 1139-1147, 2002.
- [31] Thomsen J.H., Wallace J.W., Displacement-based design of reinforced concrete structural walls: an experimental investigation of walls with rectangular and T-shaped cross-sections. CU/CEE-95/06, Dept. of Civil and Environmental Engineering, Clarkson University, Potsdam, N.Y, 1995.
- [32] Vallenias M.V., Bertero V.V. and Popov E.P., Hysteretic behavior of reinforced concrete structural walls, EERC Report 79/20, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, 1979.
- [33] Kazaz İ., Gülkan P., Yakut A., Deformation limits for structural walls with confined boundaries, Earthquake Spectra, 28(3), 1-28, 2012.