

# 5. Oturum

---

# KABLOLU TAŞIYICI SİSTEMLERİN NONLİNEER ANALİZİ İÇİN ETKİN BİR YÖNTEM

**Filiz PİROĞLU**

Doç.Dr

İTÜ İnşaat Müh. Bölümü

İstanbul/Türkiye

**Erdoğan UZGİDER**

Prof.Dr.

İTÜ İnşaat Müh. Bölümü

İstanbul/Türkiye

## ÖZET

Sunulan bu çalışmada öngörülmemelendirilmiş uzay kablolu taşıyıcı sistemlerin nonlineer statik analizi için dinamik rölaksasyon yöntemi kullanılmış, böylece rijitlik matrisinin kullanılmaması nedeniyle bilgisayarda bellek gereksinimi minimize edilebilmiştir. Zorlanmış sönümlü titreşimlerin statik denge konumuna dek nümerik integrasyonu için sabit ivme yöntemi kullanılarak ilgili iterasyon adımına ait deplasman ve hız değerleri, bir önceki iterasyon adımından elde edilen deplasman, hız ve ivme değerlerine bağlı olarak ifade edilmiştir. Öte yandan gerek çözümün stabilitesini sağlamak, gerekse de yakınsama hızını kontrol edebilmek amacıyla çözüm parametreleri olan noktasal kütle, sönüm katsayısı ve integrasyon adımı, kablolu taşıyıcı sistemleri en iyi şekilde temsil edecek 4 farklı tipteki kablolu taşıyıcı sistem için incelenerek yapısal parametrelerin ve yükleme durumlarının bu değişkenleri nasıl etkiledikleri saptanmış ve bu çalışmada bunlara yönelik çözüm algoritmaları geliştirilmiş ve uygun formüller üretilmiştir.

## GİRİŞ

Günümüzde büyük açıklıkların hafif ve ekonomik olarak aşılması ve bunun yanısıra estetik birçok mimari çözüme olanak tanınması açısından önerilmelendirilmiş uzay kablolu taşıyıcı sistemler mühendis, mimar ve araştırmacıların büyük ilgisini çekmektedir. Taşıyıcı sistemin ana elemanlarını oluşturan çelik kablolar dış yükleri aksel rijitlikleriyle aktarmalarına karşın, eğilme ve aksel basınç rijitlikleri bulunmamaktadır. Bu tür yapıların dış yük – deplasman bağıntısı nonlineer olup, çok küçük yükler altında dahi büyük şekil değişimleri meydana gelmekte ve bu nedenle iteratif çözüm algoritmaları kullanılmaktadır. Öte yandan dış yük arttıkça rijitlik de artmakta, bu nedenle sisteme rijitlik kazandırmak ve en elverişsiz yükleme halinde bile kablo elemanların basınç kuvveti olarak boşalmasını önlemek amacıyla , kablo kopma yükünün yaklaşık %55'i mertebesinde önerilme kuvvetleri kablolarına tatbik edilir [1].

Problemin nonlineer karakteri nedeniyle rijitlik matrisinin kullanıldığı yöntemlerde [2-5] çok sayıda simultane denklem takımının çözümü, her iterasyon çevrimi sonunda geometrik değişimlerin dikkate alınması ve bunların bir sonraki iterasyon için saklanması, bellek gereksinimini artırmakta ve çözüm süresini uzatmaktadır. Başlangıç tanjant rijitliğinin kullanıldığında [4] nonlineerliliğin fazla olması halinde, artık kuvvetlerin eritilmesi sorun olmaktadır. Toplam potansiyel enerjinin minimizasyonuna gidildiğinde [6], çözümün gerçek değerinden sapması söz konusu olabilmektedir. Dış yükün adım adım etkilmesinde yakınsama hızını artıracak şekilde yük adımının belirlenmesi gerekmektedir.

Bu çalışmada “Dinamik Rölaksasyon” yöntemi kullanılmıştır [7,8,9]. Zamana bağlı sabit bir dinamik yükün sisteme etkilmesiyle, başlangıçta dış yükler iç kuvvetlerle dengelenememekte, oluşan artık kuvvetler sistemde harmonik bir titreşime neden olmaktadır. Suni bir sönüm uygulanarak artık kuvvetin kütle atalet ve sönüm kuvvetleri tarafından karşılanması ve zorlanmış sönümlü titreşimlerin statik çözüme doğru asimptotik olarak yakınsaması sağlanmaktadır. Denge konumunda titreşimler tamamen sönümde, iç ve dış kuvvetler dengede olmaktadır. Buna yönelik olarak Dinamik Rölaksasyon yönteminde sönümlü titreşime ait dinamik denklemlerinin adım adım statik denge durumuna erişilene dek nümerik olarak integre edilmesi gerekmektedir.

## AMAÇ

Bu çalışmada kablolu taşıyıcı sistemlerin nonlineer statik analizi için Dinamik Rölaksasyon yönteminin kullanılması amaçlanmış ve dinamik denge denklemlerinin nümerik integrasyonu için sabit ivme yönteminden yararlanılmıştır. Bu yöntemde her ne kadar rijitlik matrisinin kullanılmaması bilgisayarda bellek gereksiniminin minimize edilmesini sağlasa da, statik çözüme etkin ve hız bir şekilde yakınsamayı seçilen noktasal kütle, sönüm katsayısı ve integrasyon adımı belirlemektedir. Literatürde bununla ilişkili çok sayıda çalışma bulunmaktadır, fakat önerilerin çoğunda bellek ve bilgisayar süresi gereksinimi ön plana çıkmaktadır. Burada bu parametrelerin instabilite problemiyle karşılaşılmasının daha etkin ve sağlıklı bir şekilde saptanması, buna bağlı olarak minimum bilgisayarda çözüm süresi ve bellek gereksinimi amaçlanmıştır.

## KAPSAM

Bu çalışmada öngerilmelendirilmiş kablolu taşıyıcı sistemlerle ilgili uygulamaların çoğunu temsil etmek üzere planda izdüşümü kare olan, fakat sınır şartları farklı 4 çeşit öngerilmelendirilmiş ortogonal hiperbolik paraboloid uzay kablolu taşıyıcı sistem (bkz. Şekil 1) gözönüne alınmış, çeşitli yapısal parametreler ve dış yüklerin çözüm parametrelerine etkisi incelenmiştir. Yapılan parametrik incelemeye bir bütünlük kazandırabilmek amacıyla öngerilme kuvvetleri kabloların kopma yüklerinin %50'si olarak uygulanmıştır [1]. Kablolu taşıyıcı sistemlerin nonlineer statik analizinde Dinamik Rölaksasyon DR yöntemi kullanılmış, geometrik nonlineerlik ve uygulanan öngerilme nedeniyle malzeme bakımından lineer-elastik davranış gözönüne alınmıştır.

## KULLANILAN ÇÖZÜM ALGORİTMASININ MATEMATİK FORMÜLASYONU

Şekil 2'de çift eğrilikli kablolu taşıyıcı sistemin bir düğüm noktasının başlangıç geometrisi ve dış yükler nedeniyle şekil değiştirmiş geometrisi görülmektedir. Burada  $P_{xq}$ ,  $P_{yq}$  and  $P_{zq}$  "q" düğüm noktasına etkiyen dış yüklerin x, y ve z doğrultularındaki bileşenleridir. "p" ve "q" düğüm noktalarının başlangıç koordinatları sırasıyla  $x_p$ ,  $y_p$ ,  $z_p$  ve  $x_q$ ,  $y_q$ ,  $z_q$  dir. "q" düğüm noktasında denge denklemi (1) no'lu ifade ile verilmektedir. Bu ifadede i kablo elemanını tanımlamak üzere,  $F_i$  iç kuvvetlere,  $R_{xq}$ ,  $R_{yq}$ ,  $R_{zq}$

düğüm noktasındaki dengelenmemiş artık kuvvet bileşenlerine ve  $L_i$  (2) denklemiyle hesaplanan başlangıç boyuna karşı gelmektedir.

$$P_{xq} - \sum^i \{ (x_q + u_q - x_p - u_p) F_i / L_i \} = R_{xq} \quad (1a)$$

$$P_{yq} - \sum^i \{ (y_q + v_q - y_p - v_p) F_i / L_i \} = R_{yq} \quad (1b)$$

$$P_{zq} - \sum^i \{ (z_q + w_q - z_p - w_p) F_i / L_i \} = R_{zq} \quad (1c)$$

$$L_i = \{ (x_q + u_q - x_p - u_p)^2 + (y_q + v_q - y_p - v_p)^2 + (z_q + w_q - z_p - w_p)^2 \}^{1/2} \quad (2)$$

(1) denklemleri matris şeklinde düzenlendiğinde, P düğüm noktalarına etkiyen dış yük vektörünü, R dış yük altında düğüm noktalarında dengelenmemiş kuvvet farklarına karşı gelen artık kuvvet vektörünü ifade etmektedir. F iç kuvvetleri şekil değiştirmiş geometriden belirlenir. Başlangıçta dış kuvvet – iç kuvvet farkından meydana (1) no'lu ifadedeki artık kuvvet sistemi ivmelendirmektedir. Sistemde oluşan titreşimlerin sönerek denge konumuna ulaşması (4) no'lu dinamik denge denklemi ile ifade edilmektedir.

$$\underline{\underline{P}} - \underline{\underline{F}} = \underline{\underline{R}} \quad (3)$$

$$\underline{\underline{M}} \cdot \ddot{\underline{\underline{U}}} + \underline{\underline{C}} \cdot \dot{\underline{\underline{U}}} = \underline{\underline{R}} \left( \ddot{\underline{\underline{U}}}, \underline{\underline{U}}, t \right) \quad (4)$$

Dinamik Rölaksasyon DR yönteminin ana çıkış noktasını oluşturan (4) denklemi, sönümlü zorlanmış titreşimlerin statik denge konumuna asimptotik olarak yakınsamasını tanımlamaktadır. Burada  $\underline{\underline{M}}$  kütle,  $\underline{\underline{C}}$

sönüm katsayısı,  $\underline{\underline{U}}$  düğüm noktası deplasmanları,  $\dot{\underline{\underline{U}}}$  hız,  $\ddot{\underline{\underline{U}}}$  ivme

matrislerini ve t zamanı ifade etmektedir.  $\underline{\underline{R}} \left( \ddot{\underline{\underline{U}}}, \underline{\underline{U}}, t \right)$  DR algoritmasının

herhangi bir iterasyon aşamasında düğüm noktalarındaki dengelenmemiş kuvvetlere karşı gelen bir kolon matristir.

Sönümlü zorlanmış titreşimleri ifade eden (4) numaralı dinamik denge denklemlerinin adım adım nümerik integrasyonu için bu çalışmada Newmark [10] tarafından geliştirilmiş ivme yöntemlerinden Sabit İvme yöntemi kullanılmıştır. Herhangi bir  $\Delta t$  iterasyon adımı sonunda saptanan hız ve deplasmanlar, bu iterasyon adımının başlangıcında tespit edilmiş olan deplasman, hız ve ivme değerlerine ( $\underline{U}$ ,  $\underline{\dot{U}}$  ve  $\underline{\ddot{U}}$ ) bağlı olarak aşağıda görüldüğü gibi ifade edilebilmektedir.

$$\underline{U}(t + \Delta t) = \underline{U}(t) + \underline{\dot{U}}(t) \cdot \Delta t + \frac{\Delta t^2}{4} [\underline{\ddot{U}}(t) + \underline{\ddot{U}}(t + \Delta t)] \quad (5)$$

$$\underline{\dot{U}}(t + \Delta t) = \underline{\dot{U}}(t) + \frac{\Delta t}{2} [\underline{\ddot{U}}(t) + \underline{\ddot{U}}(t + \Delta t)] \quad (6)$$

### DR YÖNTEMİNDE ÇÖZÜM PARAMATRELERİNİN İNCELENMESİ

Daha önceden de değinildiği gibi kablolu taşıyıcı sistemlerin statik analizinde DR ve sabit ivme yöntemi kullanıldığında, 3 ana parametre çözümünün stabilitesini ve yakınsama hızını kontrol etmektedir. Konsantrik kütle değeri keyfi olarak seçilebilmekle birlikte, karşı gelen  $C_{cr}$  kritik sönüm katsayısının belirlenmesinde etkili olmaktadır. Çalışmaların çoğunda her iterasyondaki geometrik değişimler rijitlik matrisine yansıtılarak minimum özdeğer, karşı gelen frekans ve  $C_{cr}$ 'in saptanması aşırı bellek kullanımını gerektirmiştir [11,12]. Öte yandan  $C_{cr}$  kullanılabilirdiği takdirde, titreşimlerin hızla statik denge konumuna ulaşacağı bilinmektedir. Bu nedenle bu çalışmada nonlineerliliğin küçük olması halinde, sistemin serbest sönümsüz titreşimlerinden yararlanılarak  $C_{cr}$  tesbit edilebilmektedir. Büyük nonlineerlilik halinde önerilen frekans ifadeleri, gerçek değerinden hızla sapmakta, burada düğüm noktaları farklı periyotlara sahip olabilmektedir. Dolayısıyla bu çalışmada nonlineer karakterdeki sönümsüz titreşimler gözönüne alınmış ve düğüm noktalarının içinde erişilen ilk ve son periyotlar incelenmiştir. Seçilen M kütlesi ile sönüm değeri kullanılmaksızın (4) denklemi bilgisayarda çalıştırılmış, erişilen ilk düğüm noktası deplasman ekstremumuna karşı gelen  $t_1$  zamanı kullanılarak periyot T, karşı gelen frekans  $\omega$  ve kritik sönüm katsayısı  $C_{cr}$ , (7) denklemleri kullanılarak belirlenmiştir. Geliştirilen bu yöntemde statik çözüme hızla erişildiği görülmüştür [13].

$$T = 4 t_1 \quad \omega = 2 \pi / T \quad C_{cr} = 2M \omega \quad (7)$$

Kabloların nonlinear statik analizinde (DR) çözümü direkt olarak etkileyen diğer bir parametre de integrasyon adımıdır. İstabilite oluşturmadan seçilebilecek en büyük iterasyon adımı, çözümün hızını ve yakınsaklığını belirlemektedir. Day et al. [14] önerdiği formülün sadece Şekil 1a'daki kablo ağlarına uygun olduğu görülmüştür [13]. Diğer sistemlere uyarlanması konusunda bazı araştırmacıların önerdiği deneme-yanılma yöntemine başvurularak gerekli formüller üretilmiştir [13]. Bu çalışmada Newmark [10]'ın maksimum iterasyon adımı ile periyot arasındaki ilişkiyi ifade eden  $\rho$  yakınsama oranından yararlanılmıştır (8 no'lu ifade). Sabit ivme yönteminde  $\beta = 1/4$  olduğundan,  $\Delta t_{max}$  maksimum integrasyon adımı için (10) denklemi üretilmiştir.

$$\rho = \frac{\text{kesin ivme degeri} - \text{hesaplanan ivme degeri}}{\text{kesin ivme degeri} - \text{tahmin edilen ivme degeri}} = -\beta \cdot \omega^2 \cdot \Delta t \quad (8)$$

$$\frac{\Delta t}{T} = \frac{1}{2\pi} \sqrt{4\rho} \quad (9)$$

$$\Delta t_{max} \leq T \cdot \sqrt{\rho} / \pi \quad (10)$$

Buradan da açıkça görüldüğü gibi, daha önceden kritik sönüm katsayısına yönelik olarak T periyodu saptandığından, sadece  $\rho$  yakınsama oranı belirlenebildiği takdirde maksimum iterasyon adımı kolayca hesaplanabilecek ve istabilite sorununa neden olunmaksızın hızla statik çözüme ulaşılabilecektir.

## YAKINSAMA ORANLARINA YÖNELİK PARAMETRİK ÇALIŞMA

Yakınsama oranlarının belirlenmesine yönelik yapılmış olan geniş çaplı araştırmada çeşitli yapısal parametreler ve dış yüklemeler değerlendirilmiştir. Dört farklı tipteki öngerilmelendirilmiş hiperboloid - paraboloid kablolu taşıyıcı sistemler (Şekil 1) için farklı açıklıklar  $L$ , kablo aralıkları  $\lambda$ , kablo okları  $f$ , farklı elastisite modülleri  $E$ , farklı iç kablo  $A_i$  – kenar kablo  $A_k$  enkesit değerleri, çeşitli tekil, simetrik ve antisimetrik dış yükler dikkate alınarak yakınsaklık oranına etkisi belirlenmiştir. Bu arada sistemde elemanların boşalmasına neden olan dış yük değerleri de saptanmıştır. Şekil 3’ de Tip I olarak tanımlanan kablolu taşıyıcı sistem ile ilgili parametrik çalışma sonuçları toplu olarak görülmektedir. Burada dış yük arttıkça periyot azalmakta, buna karşın yakınsama oranı giderek artmakta, belirli bir dış yük değerinden sonra ise bazı kablolarda boşalma nedeniyle tipik davranış eğrisinden sapmalar ortaya çıkmaktadır. Buna ait önerilen yakınsaklık oranı (12) numaralı denklemde görülmektedir. Bu ifadenin kullanılabilmesi ve hiçbir kabloda boşalma meydana gelmemesi, (13) numaralı ifadedeki dış yükten fazla kuvvetin etkiltilmemesi gerekmektedir. Burada simetrik yüklemelerde  $k_a = 1,05 \times 10^{-2} \text{ 1/sec}^2$ , antisimetrik yüklerde  $k_a = 0,75 \times 10^{-2} \text{ 1/sec}^2$  ‘dır. Bunun yanı sıra  $k_p = 1,05 \times 10^3$ ,  $k_f = 1,50 \text{ cm}^2$  ve  $k_e = 4,00 \text{ N/cm}^2$ ,  $T_o = 1 \text{ san}$ ’dir.

$$\theta = f / L \quad \xi = \lambda / L \quad (11)$$

$$\square = k_a (1 - \theta^2) (1 + \xi) \left( 36 \cdot e^{-T/4,5T_o} + e^{14,2T_o/T} \right) \cdot \frac{M \cdot \lambda}{A \cdot E} \quad (12)$$

$$P_{\max} \leq k_p (k_f + A) (k_e + E / 10^7) e^{-1/10\xi} \left( \frac{1}{\xi} \right)^{1-\theta} \quad (13)$$

Benzer davranış şekli Tip II için de geçerlidir. Burada  $\rho$  için (16) ifadesi önerilmektedir. Burada  $k_b = 2,250 \times 10^{-2} \text{ 1/sec}^2$ ,  $k_p = 1,632 \times 10^3 \text{ N}$ ,  $k_e = 1,000 \times 10^8$  ‘dir.

$$L_1 = L \sqrt{2} \quad \theta_1 = f / L_1 \quad \lambda = A_i / A_k \quad (14)$$

$$b_1 = 2,985 \cdot (1 + \theta_1^2) \quad b_2 = 12,85 \cdot (1 + \theta_1) \quad (15)$$

$$\square = k_b \cdot (1 + \lambda^3) \cdot (1 + \xi) \cdot \frac{(0,5 + \theta_1)}{(1 + \theta^3)} \cdot \left( 80 \cdot e^{-T/b_1 \cdot T_0} + e^{b_2 \cdot T_0 / T} \right) \frac{M \cdot \lambda}{A \cdot E} \quad (16)$$

$$P_{\max} \leq k_p \cdot (1 + E/k_e) \cdot (1 + \lambda^2) \cdot (1 + 1/100\xi) \cdot e^{-1/10\xi} (1/\xi)^{1-\theta} \cdot (1 + 1/10\xi)^{1-\theta} \quad (17)$$

Öte yandan Şekil 4'den açıkça görüldüğü gibi Tip III olarak tanımlanan kablolu ağlarında dış yük arttıkça periyot artmakta, yakınsaklık oranı ise azalmaktadır. Kablo oku artırıldığında periyot değişmemekte, yakınsama oranı ise hızla azalmaktadır. (18) numaralı ifadede bu tür sistemler için önerilen yakınsama oranı görülmektedir. Burada  $k_c = 1,9 / \text{san}^2$ ,  $k_{cr} = 5,2 \times 10^3 \text{ N}$ ,  $k_f = 10 \text{ cm}^2$ ,  $k_e = 108 \text{ N/cm}^2$  dir.

$$\rho = k_c \cdot \frac{m}{AE} \cdot \frac{\lambda}{(1 + \theta \cdot \xi)} \cdot (1 - \theta^2) \cdot e^{-T/2,88 \cdot T_0} \quad (18)$$

$$P_{cr} \leq k_{cr} \cdot \xi \cdot \frac{1 - \theta^3}{1 - \theta} \cdot \left( 10 - \frac{A}{k_f} \right) \cdot \left( 1 - \frac{E}{k_e} \right) \quad (19)$$

Benzer davranış Tip IV'le ilgili kablolu ağları için de geçerlidir. (20) no'lu denklemde  $k_d = 7,5 / \text{san}^2$ ,  $k_{cr} = 4,6 \times 10^4 \text{ N}$ ,  $k_e = 10 \text{ N/cm}^2$  olmak üzere önerilen  $\rho$  görülmektedir.

$$\rho = k_d \cdot \lambda \cdot \frac{m}{A_k \cdot E} \cdot \frac{\lambda}{(1 + \theta \cdot \xi)} \cdot (1 - \theta^2) \cdot (1 + \lambda^3) \cdot e^{-T/1,9 \cdot T_0} \quad (20)$$

$$P_{cr} \leq k_{cr} \cdot \xi \cdot (1 + 2,5 \cdot \theta) \cdot (1 - 2\lambda^2) \cdot (1 - E/k_e) \quad (21)$$

## SAYISAL UYGULAMALAR

Burada Şekil 1’de görülen 4 farklı tipteki kablo ağlarının DR yöntemiyle statik analizinde önerilen optimum çözüm parametreleri kullanılarak örnekler çözülmüştür. Şekil 5’de Tip I’le ilgili örnekte düğüm noktalarına çeşitli tekil, simetrik ve antimetrik yükler etkilmiştir. Tablo 1’de DR kullanılarak elde edilen düşey deplasmanlar ve Uzgider [15] tarafından geliştirilen Newton Raphson NR algoritması sonuçları karşılaştırılmakta ve max. rölatif hatanın %3.47 gibi çok küçük bir değerde olduğu görülmektedir. Tablo 2’de ise bu çalışmada geliştirilen ve önerilen çözüm parametrelerinin kullanılması halinde elde edilen sonuçlar görülmektedir. Buradan da açıkça görüldüğü gibi az sayıda iterasyon adımı (iter.) ile statik çözüme ulaşmakta ve simetrik yüklemelerde rölatif hata değeri en fazla %6 olurken, antimetrik yüklemelerde bu değer %16’ya kadar çıkabilmektedir.

İkinci sayısal uygulama olarak Şekil 1b’deki Tip II için bir örnek çözülmüştür. Düşey deplasmanlarda %1,07 , iç kuvvetlerde %4,17 mertebesinde ihmal edilebilir rölatif hata değerleri elde edilmiştir. Çeşitli tekil, simetrik ve antimetrik yüklemeler için elde edilen iterasyon adımının gerçeğinden farkı maksimum %4.4 olarak belirlenmiştir.

Şekil 1c’de görülen Tip III için çözülen örnekte rölatif hatalar düşey deplasmanlarda %2,59 , iç kuvvetlerde %0,24 gibi çok küçük değerlerde kalmıştır. Çeşitli tekil, simetrik ve antimetrik yüklerde kullanılan iterasyon adımının gerçeğinden farkı %19,2 olmuştur.

Benzer uygulama Şekil 1d’de görülen Tip IV için de yapılmıştır. Düşey deplasmanlarda rölatif hata %5,0 , iç kuvvetlerde %3,04’dır. Tekil, simetrik yüklerde iterasyon adımı gerçek değerinden maksimum %30 fark ederken, antimetrik yüklerde % 44’e çıkmıştır. Yalnız burada  $\Delta t$  değerinin çok küçük olmasının da rölatif hata değerini artırdığı gözardı edilmemelidir. Bunun yanısıra Şekil 4’deki yakınsama eğrileri incelenecek olursa, yakınsama oranı için önerilen (20) no’lu ifade,  $P_{cr}$  değerlerine karşı gelen en düşük  $\rho$  değerlerini alttan kavrayacak şekilde formüle edildiği, dolayısıyla kablo oku artıkça büyük farkların oluşacağı unutulmamalıdır.

## SONUÇ

Sunulan bu çalışmada öngerilmelendirilmiş uzay kablolu taşıyıcı sistemlerin nonlinner statik analizinde kullanılan DR algoritmasında rijitlik matrisinin kullanılmadığından klasik Newton Raphson NR yöntemlerine nazaran bellek kullanımında %53 ekonomi sağlanmıştır. Problemin etkin, instabilite problemi ile karşılaşılmaksızın hızla çözülmesi amacıyla çözüm parametreleri için etkin algoritmalar ve ifadeler geliştirilmiştir ve örneklerle uygun ve yeterli oldukları gösterilmiştir. Kullanılan bilgisayar süresi (CPU Central Processing Unit) açısından burada geliştirilen DR yöntemi ile NR yöntemi karşılaştırıldığında %37 mertebesinde bir ekonominin sağlandığı görülmüştür. İlerde daha farklı sınır şartlarına haiz öngerilmelendirilmiş kablolu uzay taşıyıcı sistemler için bu çalışmalar genişletilebilir. Yüksek rölatif hatalara karşı gelen ifadeler için daha rafine çözümler üretilebilir ve malzeme açısından nonlineerlik hesaplarda gözönüne alınabilir.

## KAYNAKLAR

1. Krishna P. , “Cable Suspended Roofs”, McGraw-Hill Book Company, 1978
2. Baron, F. and Venkatesan M.S., Nonlinear Analysis of Cable and Truss Structures, Journal of Structural Division, ASCE Vol.97, No.ST2, February 1971.
3. Bucholdt H.A., Tension Structures, The Structural Engineer, Vol.48, No.2, February 1970.
4. Porter, S.D. and Fowler, W.D. “ The Analysis of Nonlinear Cable Net Systems”, Computers and Structures, Vol.3, 1973, pp. 1109-1123
5. Hood C.G. “ A General Stiffness Method for the Solution of Nonlinear Cable Networks with Arbitraray Loading”, Computers and Structures, Vol 3, 1976, pp. 391
6. Stricklin, J.A. and Haisler, W.E. “ Formulation and Solution Procedures for Nonlinear Structural Analysis”, Computers and Structures, Vol.7, 1972, pp. 125-136.
7. Lewis W.J., Jones M.S. and Rushton K.R., Dynamic Relaxation Analysis of the Non-Linear Static Response of Pretensioned Cable Roofs, Computers & Structures, Vol. 18, printed in Great Britain 1984, pp. 989-997.

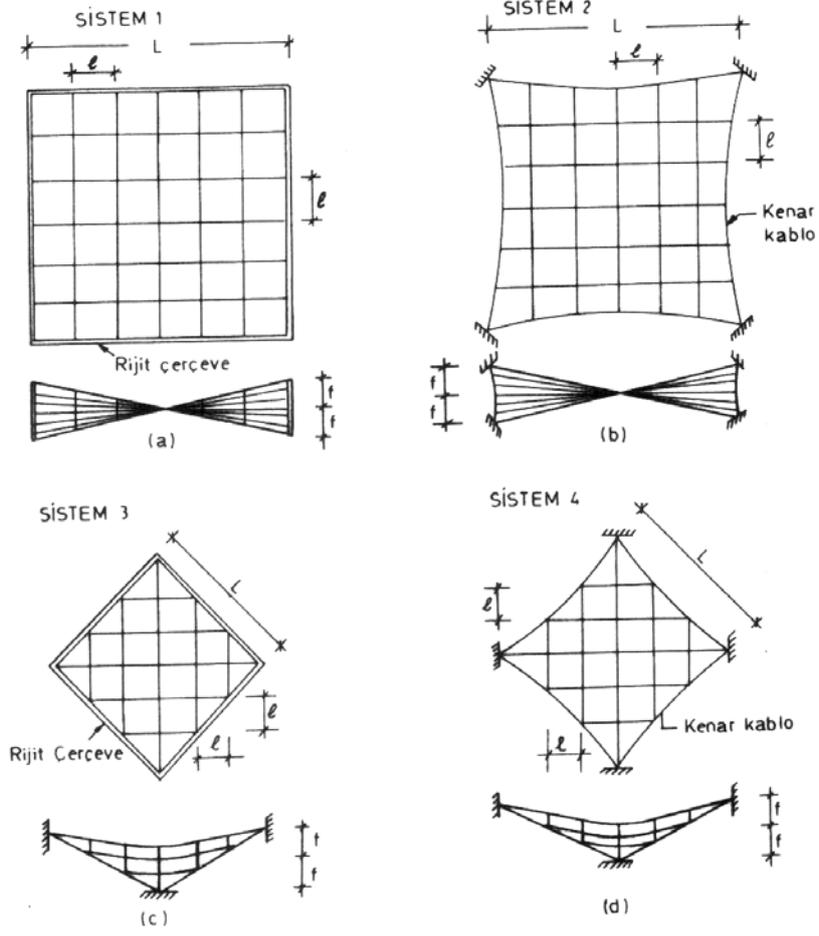
8. Papadrakakis M. , A Method for the Automatic Evaluation of the Dynamic Relaxation Parameters, Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering 25, North-Holland Publishing Company , 1981, pp. 35-48.
9. Wood L.W., Note on Dynamic Relaxation, International Journal for Numerical Methods in Engineering, Vol. 3, 1971, pp. 145-147.
10. Newmark, N.M.” A Method of Computation for Structural Dynamics”, Civ. Eng. Classics, published by ASCE, 1976, pp.601-617.
11. Bunce J.W. “A Note on the Estimation of Critical Damping in DR, Int. Journal for Numerical Methods in Engineering, Vol 4, 1972, pp. 301-304.
12. Papadrakakis, P. “ A Method for Automatic Evaluation of the DR Parameters”, Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering, 1981, pp. 35-48.
13. Piroglu F., A Method for Nonlinear Static Analysis of Pressed Cable Net Structures, Ph.D Thesis, Istanbul Technical University Science for Technology, 1990.
14. Day A.S. and Bunce, J.W. “Analysis of Cable Networks by DR”, Civ.Eng. Public Works Review, April, 1970, pp. 384-386.
15. Uzgider,E. and Cakit, A.R. “Inelastic Response of Prestressed Cable Networks Subjected to Multicomponent Earthquakes”, Proc. of 7.European Conf. on Earthquake Eng. Vol.3, Athens 1982.

Tablo 1. Simetrik yükleme halinde NR ve DR yöntemlerinin karşılaştırılması

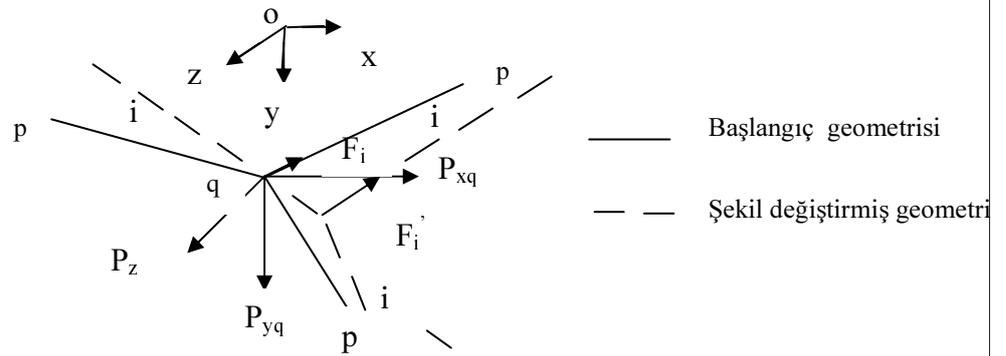
Düğüm Nokta No.	Düşey deplasmanlar (cm)		Rölatif Hata %
	NR [15]	DR	
9,69	54,27	55,21	1,73
10,18, 60,68	75,34	77,18	2,44
11,27,51,67	82,68	85,23	3,08
12,36,42,66	83,75	86,55	3,34
13,33,45,65	80,29	82,74	3,05
14,24, 54,64	70,57	72,26	2,39
15,63	48,50	49,32	1,69
19,59	115,70	118,89	2,76
20,28, 50,58	133,50	137,70	3,15
21,37, 41,57	137,60	132,14	3,30
22,32,46,56	130,90	134,92	3,07
23,55	110,90	113,90	2,70
24,54	70,57	72,26	2,39
29,49	159,10	164,30	3,27
30,38,40,48	166,10	171,73	3,39
31,47	157,50	162,64	3,26
39	174,80	180,86	3,47

Tablo 2. DR yönteminde kullanılan çözüm parametreleri

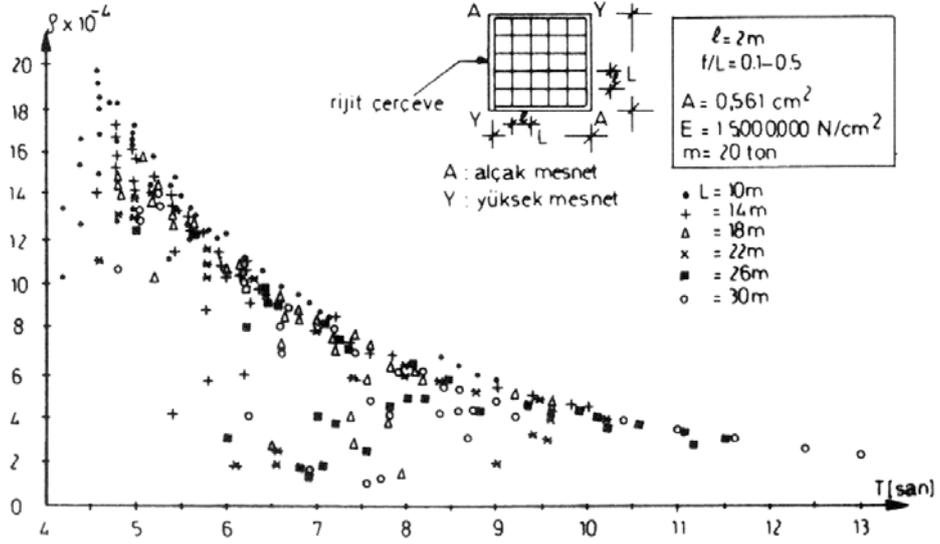
Yükleme tipi veya Düğüm nokta no.	iter.	Periyot T (san)	Kritik sönüm $C_{cr}$ (t/san)	iter.adımı (kullanılan) $\Delta t$	iter. adımı (gerçek) $\Delta t_g$	Rölatif Hata	
						%	
Anti-metrik Yükler	A	204	4,06	62	0,0209	0,0248	15,7
	B	223	3,95	63,6	0,0212	0,0248	14,5
	C	177	3,33	75,5	0,0233	0,0248	6,0
Simetrik Tekil Yükler	9,15	135	3,12	80,6	0,0246	0,0246	0,0
	10,11,12,13,14	183	3,22	78	0,0240	0,0248	3,2
	19,21,21,22,23 29,30,31,39	215	3,33	75,5	0,0233	0,0248	6,0



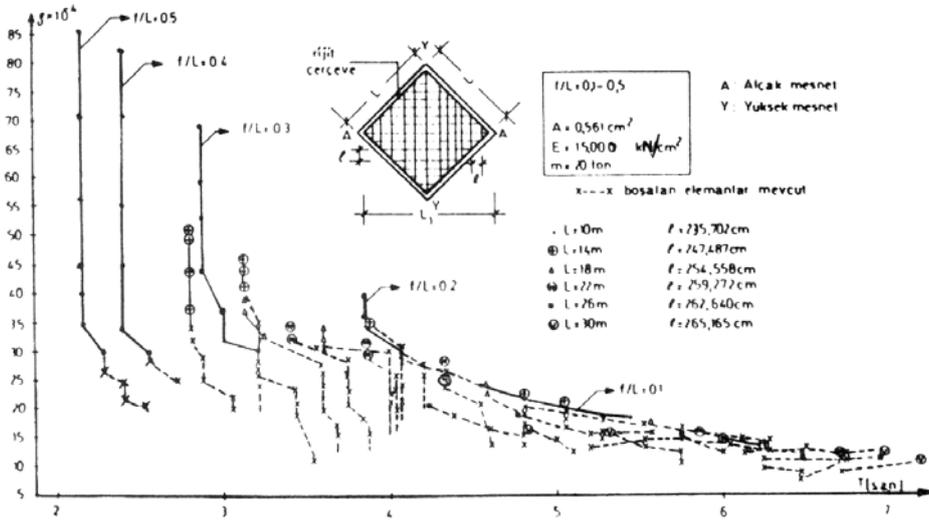
Şekil 1. Gözönüne alınan 4 farklı kablolu taşıyıcı sistem



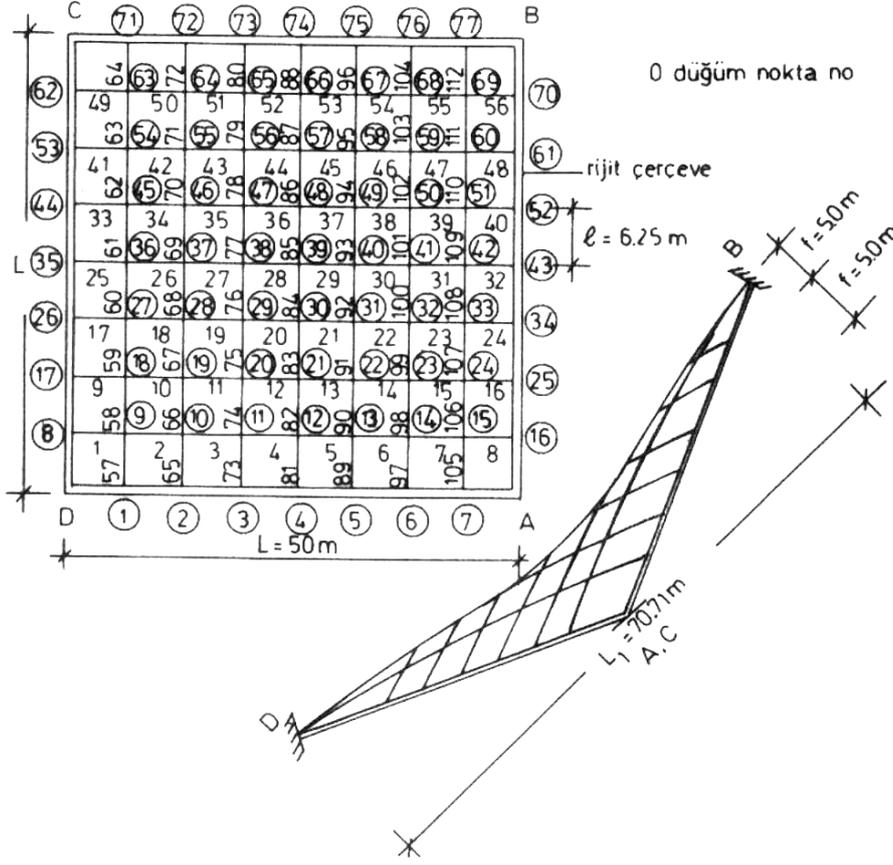
Şekil 2. Kablolu taşıyıcı sistemdeki düğüm noktasının başlangıç ve şekil değiştirmiş geometrisi



Şekil 3. Tip I olarak tanımlanan kablo ağına ait yakınsama oranlarına toplu bakış



Şekil 4. Tip III olarak tanımlanan kablo ağına ait yakınsama oranlarına toplu bakış



Şekil 5. Tip I olarak tanımlanan kablo ağına ait sayısal uygulama örneği

# **AN EFFECTIVE METHOD DEVELOPED FOR THE NONLINEAR STATIC ANALYSIS OF CABLE NET STRUCTURES**

**Filiz PİROĞLU      Erdoğan UZGİDER**

## **ABSTRACT**

In this proposed study an efficient and simple modified dynamic relaxation method is presented for the nonlinear static analysis of pretensioned cable net structures without considering any stiffness matrix so that minimum memory allocation is needed. For the numerical integration of the dynamic equations constant acceleration method is considered. On the other hand, the stability as well as the convergence rate of the solution algorithm depends on the solution parameters. These are the concentrated mass, damping values and the iteration step. Four different types of pretensioned hyperboloid- paraboloid cable net structures are applied considering different structural parameters and load cases. The affect of the structural parameters on the solution algorithm is evaluated, then an automatic algorithm based on undamped vibrations is proposed for determining the period of the structure under the given external nodal loads. So it was possible to calculate the critical damping value and the most appropriate iteration step by using also convergence rate proposed herein for the 4 different types of cable nets. The solutions obtained from the numerical examples show that DR method as well as proposed formulas for the optimum solution parameters are very suitable for the static analysis of cable net structures.

# SİSMİK YALITIMLI ÇELİK SİLİNDİR SIVI TANKLARININ ANALİZİ

**Gökhan Yazıcı**  
Araştırma Görevlisi  
İstanbul Kültür Üniversitesi  
İnşaat Mühendisliği Bölümü  
İstanbul, Türkiye

**Dr.Nicat Mestanzade**  
Doçent  
İstanbul Kültür Üniversitesi  
İnşaat Mühendisliği Bölümü  
İstanbul, Türkiye

## ÖZET

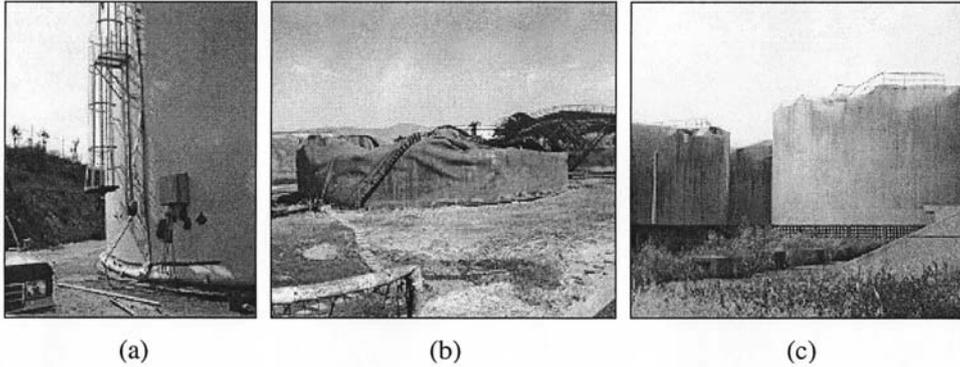
Bu çalışmada, silindir çelik sıvı depolarına gelen yanal deprem kuvvetlerini azaltmak için sismik yalıtım tekniği kullanılmıştır. Sismik yalıtım tekniğinde, üst yapı ile zemin arasına esnek bir tabaka yerleştirilerek yapıya etki eden deprem kuvvetleri azaltılmaktadır. Yapının matematiksel modelinin oluşturulmasında deponun kütlesi ve rijitliği, depolanan sıvının kütlesi ve sismik izolasyon sisteminin periyodu ve sönümü göz önüne alınmıştır. Analiz aşamasında yapıya etkiyen hidrodinamik kuvvetler hesaplanmış, tankın duvarlarında ve tabanında oluşan iç kuvvetler bulunmuştur. Aynı geometri ve kapasiteye sahip sabit tabanlı bir tankın analiz sonuçlarıyla kıyaslandığında iç kuvvetlerin yaklaşık %50 mertebesinde düştüğü görülmüştür.

## GİRİŞ

Silindirik çelik depolar, LNG gibi sıvı yakıtların, endüstriyel kimyasalların ve kullanma suyunun atmosfer basıncında veya daha düşük basınçlarda depolanmasında kullanılan önemli altyapı elemanlarıdır. Çelik silindir sıvı depoları, taban, çevre duvarı ve çatı olmak üzere üç ana bileşenden oluşmuştur. Yakıt tanklarının tabanı birbirine kaynaklanmış çelik levhalardan oluşmaktadır. Bazı su tanklarında ise taban için çelik levhalar yerine betonarme bir plak kullanılmaktadır. Çevre duvarı, şekil verilmiş çelik levhaların birbirine kaynaklanmasıyla oluşturulmaktadır. Çevre duvarı,

yükseklik boyunca üniform kalınlıkta veya tabandan çatıya doğru kalınlığı azalacak şekilde yapılabilmektedir. Çatı elemanı, küresel, konik veya yüzen çatılı olabilmektedir. Çatı tipine göre, çatı yükü doğrudan çevre duvarına veya diğer yapı elemanlarına aktarılabilir. Silindirik çelik depoların çapları 3 m ile 100 m arasında değişmekte ve yükseklikleri de 25 m'ye kadar çıkabilmektedir [1]. Çelik sıvı tanklarının tasarımında yaygın olarak BS2654 [2], API 620[3], API 650[4] ve AWWA D100-96 [5] standartları kullanılmaktadır.

Deprem bölgelerinde yer alan çelik sıvı depolarının tasarımında deprem yükleri çevre duvarı tasarımında önemli bir role sahiptir. Çelik sıvı depolarında deprem sonucu ortaya çıkan yangınların kontrol edilmesi güç olmakta ve çevredeki diğer yapıların da hasar görmesine ve buna ek olarak, yakıt sızıntıları ve zehirli kimyasal bulutları büyük ölçüde çevre felaketlerine yol açmaktadır (Niigata, 1964, Miyagi-Ken-Oki,1978 ve Kocaeli, 1999). Kocaeli depreminde Tüpraş rafinerisinde bulunan yüzen çatılı (floating roof) Naphtha yakıt tanklarından birinde çıkan yangın, çevredeki diğer tanklara da yayılmış ve önemli ekonomik kayba neden olmuştur [6], [7]. Çelik sıvı tanklarında deprem sebebiyle oluşan hasarlar Şekil-1'de görülmektedir.



Şekil-1. (a) Çevre duvarının alt kısmında burkulma (Northridge depremi, 17 Ocak 1994) (b)Tüpraş rafinerisindeki yangından hasar gören naphta yakıt tankları (Kocaeli depremi, 17 Ağustos 1999) (c) Çevre duvarının üst kısmında oluşan hasar (Tai-Chi depremi, 20 Eylül 1999) (Fotoğraflar : Dr.David Lau, Carleton University)

Nielsen [8] tarafından yapılan bir araştırmada 1933 ile 1983 yılları arasında petrol rafinerilerinde deprem nedeniyle oluşan deprem hasarları detaylı olarak incelenmiş ve performanslarının artırılması gerektiğinin altı çizilmiştir. Malhotra [9], [10], [11] tarafından yapılan araştırmalarda da silindirik çelik sıvı tanklarının depremlerde hasar görmeye müsait olduğu ve sismik performanslarının artırılması için yeni yöntemlerin geliştirilmesi gerektiği vurgulanmıştır.

Silindirik çelik sıvı tanklarında gözlenen başlıca deprem hasarları aşağıda sıralanmıştır. [1], [12], [13]

- Devrilme (overturning) momentinin yarattığı aksenal basınç gerilmelerinin tank duvarının alt kısmında oluşturduğu burkulma.
- Yere sabitlenmemiş tanklarda alt levha ile tank duvar arasındaki bağlantının kırılması
- Temelde farklı oturmalar
- Tankta bağlı boruların çatlaması veya kırılması
- Tankın kayması

Sıvı tanklarının depremlerde hasar görmelerinin başlıca nedenlerinden biri rezonans olgusudur. Zemin hareketinin hakim periyodu ile tankın periyodunun çakıştığı durumlarda önemli yapısal hasarlar oluşmaktadır. Çelik sıvı tanklarının depremlerde hasar görmelerinin bir başka nedeni de, büyük miktarlardaki sismik enerjiyi sönmeyecek bir süneklik mekanizmasına sahip olmamalarıdır.

Bu sorunlarının çözümü için değişik yaklaşımlar geliştirilmektedir. Bu yaklaşımlardan birisi de sismik yalıtım yöntemidir. Sismik yalıtım sisteminin tanklarda kullanılması durumunda tankın titreşim periyodu rezonans aralığından uzaklaşmaktadır. Buna karşın, sismik yalıtım

uygulanması sonucu sismik yalıtım düzleminde önemli miktarda hareket etmektedir. Ancak, sismik yalıtım sistemlerinde bulunan enerji sönüm elemanları bu hareketi sınırlamakta ve yapıya intikal eden sismik enerjinin bir kısmını da sönümlemektedir.

Günümüzde sismik yalıtım sistemi, hastaneler, kritik köprüler ve itfaiye istasyonları gibi depremden sonra faal kalması gereken yapılarda kullanılmaktadır. Ancak, son 5 yıl içerisinde sismik yalıtım sistemi sıvı tanklarında da kullanılmaya başlanmıştır. Güney Kore’de [14], İspanya’da, Yunanistan’da [15] ve İsviçre’de [16] LNG (Sıvılaştırılmış Doğal Gaz) tanklarına sismik yalıtım uygulanmıştır.

### **AMAÇ VE KAPSAM**

Bu çalışmada, ilk olarak sıvı tanklarının dinamik analizi kısaca tarif edilecek ve örnek bir sıvı tankında deprem etkisi altında oluşan taban kesme kuvveti ve devrilme momenti hesaplanacaktır. Daha sonra sismik yalıtım sistemlerinin çalışma prensipleri yüzeysel olarak tanıtılacaktır. Sismik yalıtım sistemleri hakkında ayrıntılı bilgi [17] ve [18]’den elde edilebilir. Bir sonraki aşamada aynı geometriye sahip sismik yalıtım uygulanmış bir tankta oluşan taban kesme kuvveti ve devrilme momenti ile kıyaslanacaktır. Bu kıyaslamaların sonucunda sismik yalıtım sisteminin tasarım kuvvetlerini hangi mertebede azalttığı ve dolayısıyla kullanımının ne ölçüde faydalı olduğunun bulunması amaçlanmaktadır.

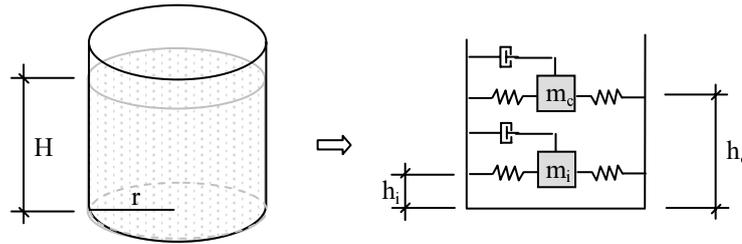
### **KULLANILAN YÖNTEM**

Sıvı tanklarının önemli bir kısmının yüksek sismik risk altında bulunan bölgelerde bulunması, bu yapıların dinamik modellenmesi konusunda çok sayıda araştırma yapılmasına neden oldu. Sıvı tankları ile ilgili ilk dinamik modelleme ve analiz çalışmaları 1950’lerde başladı. Housner [19], [20] rijit tankların hidrodinamik davranışını sürekli sıvı kütlelerini impulsif ve konvektif kütle olmak üzere iki parça halinde incelenebileceğini kabul ederek modelledi. Haroun, [21] Housner’in modelini tankın esnekliğini göz önünde bulunduracak şekilde genişletti. Haroun’un modelinde sürekli sıvı

kütlesi, konvektif kütle, impulsif kütle ve rijit kütle olarak üç parça halinde incelenebileceğini kabul ederek modelledi ve bu kütlelerin dinamik özelliklerinin tayin edilebilmesi için abaklar hazırladı. Bu modelde rijit kütle, tank dibinde olan ve tankla beraber rijit olarak hareket eden sıvı kütesini; impulsif kütle, rijit kütlelerin üzerinde bulunan ve tankla aynı yönde hareket eden sıvı kütesini; konvektif kütle ise tankın en üstünde bulunan ve çalkalanmaya neden olan sıvı kütesini temsil etmektedir. Daha sonra dinamik davranışın sadece impulsif ve konvektif kütlelerin 1. mod davranışlarını göz önünde bulundurularak yeterli doğrulukta tahmin edilebileceği Kim [22] tarafından deneysel olarak ve Malhotra tarafından da [11] nümerik olarak gösterilmiştir. Bu çalışmada Malhotra tarafından geliştirilen basitleştirilmiş dinamik model kullanılmaktadır. Bu model Şekil 2’de şematik olarak gösterilmiştir.

Sıvı tanklarının dinamik analizi genellikle sürekli sıvı kütesinin, impulsif ve konvektif modlarını temsil eden genelleştirilmiş tek serbestlik dereceli sistemlerin kullanılmasıyla yapılmaktadır. Çoğu mühendislik uygulamasında, impulsif ve konvektif modların sadece ilk modlarının kullanılması yeterli olmaktadır.

İmpulsif kütle,  $m_i$ , tankla aynı yönde hareket eden sıvı kütesini; konvektif kütle,  $m_c$ , ise tankın en üstünde bulunan ve çalkalanmaya neden olan sıvı kütesini göstermektedir.



Şekil 2. Sıvı deposunun basitleştirilmiş dinamik modeli [11]

İmpulsive ve konvektif kütlelerin doğal titreşim periyotları, (1) ve (2) ifadeleriyle hesaplanabilir.

$$T_{imp} = C_i \frac{H\sqrt{\rho}}{\sqrt{h/r}\sqrt{E}} \quad (1)$$

$$T_{con} = C_s \sqrt{r} \quad (2)$$

Burada, “h” tank duvarının kalınlığını, “ρ” sıvının özkütlesini ve “E” tank duvarının elastisite modülünü göstermektedir.  $C_i$  ve  $C_c$  katsayıları ile impulsif ve konvektif kütlelerin toplam sıvı kütesine oranı Tablo1’den elde edilebilir. Sıvı tankına etkiyen toplam taban kesme kuvveti, (3) ifadesiyle hesaplanabilir.

$$Q = (m_i + m_w + m_r)S_e(T_{imp}) + m_c S_e(T_{con}) \quad (3)$$

Burada,  $m_w$  tank duvarının kütesini,  $m_r$  tank çatısının kütesini,  $S_e(T_{imp})$  impulsif spektral ivmeyi ve  $S_e(T_{con})$  konvektif spektral ivmeyi göstermektedir.  $S_e(T_{imp})$  impulsif spektral ivmesi, çelik ve öngermeli beton tanklarda %2 sönümlü elastik davranış spektrumundan ve yerinde dökme betonarme tanklarda ise %5 sönümlü elastik davranış spektrumundan elde edilmektedir.  $S_e(T_{con})$  konvektif spektral ivmesi ise %0,5 sönümlü elastik davranış spektrumundan elde edilebilir. Sıvı tankında dinamik yükleme sonucu oluşan devrilme momenti  $M$ , (4) ifadesiyle hesaplanabilir.

$$M = (m_i h_i + m_w h_w + m_r h_r)S_e(T_{imp}) + m_c h_c S_e(T_{con}) \quad (4)$$

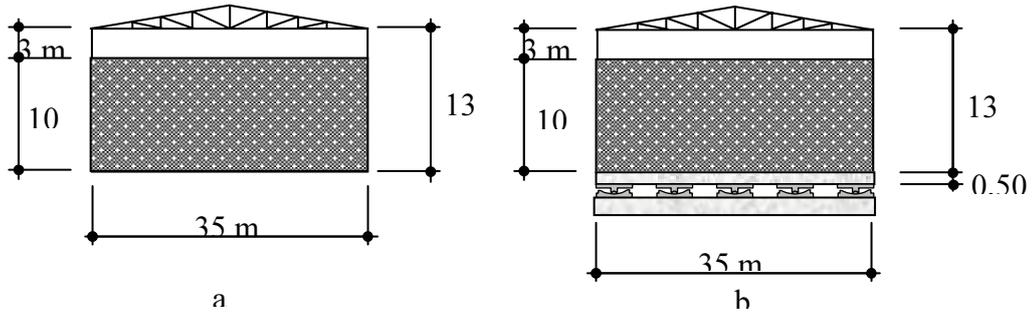
Burada, “ $h_i$ ” ve “ $h_c$ ” sırasıyla impulsif ve konvektif kütlelerin ağırlık merkezlerinin mesafelerini; “ $h_w$ ” ve “ $h_r$ ” ise sırasıyla tank duvarının ve tank çatısının ağırlık merkezlerini göstermektedir. Çalkalanma (sloshing) nedeniyle sıvı seviyesinin yükselme miktarı “ $d$ ”, (5) ifadesiyle hesaplanabilir. Bu ifadede, “ $g$ ” yer çekimi ivmesini göstermektedir.

$$d = r \frac{S_e(T_{con})}{g} \quad (5)$$

Tablo 1. Basitleştirilmiş dinamik model parametrelerinin tavsiye edilen değerleri [11]

H/r	$C_i$	$C_c$ [s/m <sup>0,5</sup> ]	$m_i/m_l$	$m_c/m_l$	$h_i/H$	$h_c/H$
0,3	9,28	2,09	0,176	0,824	0,400	0,521
0,5	7,74	1,74	0,300	0,700	0,400	0,543
0,7	6,97	1,60	0,414	0,586	0,401	0,571
1,0	6,36	1,52	0,548	0,452	0,419	0,616
1,5	6,06	1,48	0,686	0,314	0,439	0,690
2,0	6,21	1,48	0,763	0,237	0,448	0,751
2,5	6,56	1,48	0,810	0,190	0,452	0,794
3,0	7,03	1,48	0,842	0,158	0,453	0,825

Yukarıda verilen bilgiler doğrultusunda, Şekil 3.a ve Şekil 3.b.'de gösterilen sabit tabanlı ve sismik yalıtımlı silindirik petrol tanklarının dinamik modelleri hazırlanmış ve deprem etkisiyle tank duvarında oluşan taban kesme kuvveti ve devrilme momenti hesaplanmıştır.



Şekil 3. a. Sabit tabanlı silindirik çelik petrol tankı b.Sismik yalıtımlı silindirik çelik petrol tankı

Silindirik çelik tank, 50 cm kalınlığında betonarme radye temel üzerine ankrajlanmıştır. Tank 10 m yüksekliğe kadar petrol ile doldurulmuştur.

Hesaplarda petrolün birim ağırlığı  $830 \text{ kg/m}^3$ , çelik tankın kalınlığı  $0,025 \text{ m}$ , çeliğin elastisite modülü  $2,1 \times 10^{11} \text{ N/m}^2$ , birim ağırlığı  $7833 \text{ kg/m}^3$  olarak alınmıştır.

Depo birinci derece deprem bölgesi sınırlarında olduğu ve ayrışmamış metamorfik kayalar oluşan bir zeminin üzerinde mesnetlendiği varsayılmıştır. Hesaplarda kullanılacak %2 sönüm oranına karşı gelen elastik davranış spektrumu FEMA356'da [23] verilen sönüm ayarlama katsayısı (B) yaklaşımı kullanılarak 1999 Afet yönetmeliğinde [24] tanımlanan %5 sönüm oranına karşı gelen elastik davranış spektrumundan elde edilmiştir. %0,5 sönüm oranına karşı gelen elastik davranış spektrumunu pratik olarak elde etmek için kullanılan bir B katsayısına FEMA 356'da rastlanmamıştır. %0,5 sönüm oranına karşı gelen elastik davranış spektrumunu elde etmek için B katsayısının değeri 0,65, yapı önem katsayısı  $I = 1,6$  ve taşıyıcı sistem davranış katsayısı  $R = 2,25$  olarak alınmıştır.

Tablo 2. Sismik yalıtımın taban kesme kuvveti ve devrilme momenti üzerindeki etkileri

	Q (MN)	M (MNm)
Sabit tabanlı	28,90	140,39
Sismik yalıtımlı ( $T_i = 3\text{s}$ )	13,04	65,18

## SONUÇLAR

Bu çalışmada, sıvı deposuna gelen yanal deprem kuvvetlerini azaltmak amacıyla sismik yalıtım tekniği kullanılmıştır. Sismik yalıtım tekniğinde, üst yapı ile zemin arasına esnek bir tabaka yerleştirilerek yapıya etkiyen deprem kuvvetleri önemli ölçüde azaltılmaktadır [18]. Kuvvetli depremlerin yaşandığı bölgelerde, sıvı tanklarının elastik davranış spektrumundan elde edilen kuvvetlere göre projelendirilmesi pratik olmamaktadır. Bu durumda, davranış spektrumundan elde edilen kuvvetler 3 veya daha büyük bir

katsayıya bölünerek tasarım kuvvetleri elde edilmektedir. Bundan dolayı, kuvvetli depremlerde sıvı depoları lineer olmayan davranış göstermekte ve hasarlar oluşmaktadır. Bu çalışmada, sismik yalıtım kullanılarak sıvı deposunda hidrodinamik etkiler yaklaşık olarak yarıya indirilmiş ve deponun elastik davranması sağlanmıştır.

### KAYNAKLAR

1. ESDEPLecture  
<http://www.kuleuven.ac.be/bwk/materials/Teaching/master/toc.htm>
2. British Standards Institution, BS 2654 - 1989 Specification for manufacture of vertical steel welded non-refrigerated storage tanks with butt-welded shells for the petroleum industry, London.
3. American Petroleum Institute, API 620 Design and Construction of Large, Welded, Low-Pressure Storage Tanks, Tenth Edition (with Addenda June 2004 Addenda) March 2002, 196 pages.
4. American Petroleum Institute, API 650 Welded Steel Tanks for Oil Storage, 10th Edition, September 2003, 204 pages.
5. American Water Works Association, AWWA D100-96 Standard for Welded Steel Tanks for Water Storage, Colorado.
6. [http://www.jsce.or.jp/English/Report/report/kocaeli\\_E.htm](http://www.jsce.or.jp/English/Report/report/kocaeli_E.htm)
7. Yazıcı, G., ve Çılı, F., "Silindirik depoların sismik yalıtım yöntemiyle depremden korunması" Kocaeli 2005 Deprem Sempozyumu Mart, 2005.
8. Nielsen, R., "Damage to Oil Refineries from Major Earthquakes", Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol. 112, pp. 1481-1491, 1986.
9. Malhotra, P., Method for seismic base isolation of liquid-storage tanks, Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol. 123, No. 1, January, 1997
10. Malhotra, P., "Practical Nonlinear Seismic Analysis of Tanks", Earthquake Spectra, May 2000, 473-492.
11. Malhotra, P., Wenk, T., and Wieland, M., "Simple Procedure for Seismic Analysis of Liquid-Storage Tanks" Structural Engineering International, Zurich Vol 10, No.3, 2000, pp.197-201.
12. Niwa, A. and Clough, R.W., "Buckling of Cylindrical Liquid-Storage Tanks Under Earthquake Loading", Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 10, pp. 107-122, 1982.
13. Bolt, B. et al., "The Chile Earthquake of March 3, 1985", Earthquake Spectra, Vol.2, No. 2, Chapter 5, pp. 373-409, 1986.

14. Koh, H.M., Park, J.-H., Kim, J. and Kim, S.J., "Recent research on seismic isolation considering fluid-structure interaction effects in Korea," Seismic, Shock, and Vibration Isolation, ASME PVP-Vol.341, 1996.
15. Summers, P., et al. "Development of new base isolation devices for application at refineries and petrochemical facilities" 13th WCEE Paper No:1036 August 1-6, 2004 Vancouver, Canada.
16. Bachmann, H., and Wenk T., "Softening instead of strengthening for seismic rehabilitation, Structural Engineering International, Zurich, Vol 10, No.1, 2000, pp.61-65.
17. Naeim, F., and Kelly, J. M. (1999). Design of seismic isolated structures: From theory to practice, Wiley, Chichester, England.
18. Skinner, R. I., Robinson, W. H., ve McVerry, G. H. (1993). An introduction to seismic isolation, Wiley, Chichester, England
19. Housner, G.W., "Dynamic Pressure on Accelerated Fluid Containers", Bulletin of the Seismological Society of America, Vol. 47, No. 1, pp. 15-35, 1957
20. Housner, G.W., "The Dynamic Behavior of Water Tanks", Bulletin of Seismological Society of America, 53(2) 381-387, Feb.1963.
21. Haroun, M. A., "Implications of Observed Earthquake-induced Damage on Seismic Codes and Standards of Tanks", PVP – Vol 223 Fluid-structure Vibration and Sloshing, ASME, 1991.
22. Kim, N.S. and Lee, D.G. "Pseudo-Dynamic Test for Evaluation of Earthquake Performance of Base-Isolated Liquid Storage Tanks", Engineering Structures, 17(3), 198-208. Seismology and Earthquake Engineering, 2, pp. 45-54, 1995.
23. Federal Emergency Management Agency FEMA-356 Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings November 2000, Building Seismic Safety Council, Washington D.C.
24. Bayındırlık ve İskan Bakanlığı Afet Bölgelerinde Yapılacak Yapılar Hakkında Yönetmelik, ABHYH 1998, 2.7.1998 – 23390 sayılı Resmi Gazete.

## **ABSTRACT**

Cylindrical steel tanks are critical infrastructural elements that are used to store liquid fuels, industrial chemicals and potable water. Failure of these tanks after an earthquake not only results in high financial losses but may also create an environmental disaster as well. Seismic isolation technique has been utilized in this study to mitigate the damaging effects of strong ground motion. The mathematical model takes the following into account: mass of the stored liquid and the steel tank and the vibration characteristics of the isolation system. Internal forces due to the hydrodynamic forces acting on the system during an earthquake have been calculated by using the model developed by Malhotra. The results of the analyses are compared for both the isolated and fixed-base tanks.

# KABLO DESTEKLİ ÇELİK KULELERİN GEOMETRİK NONLINEER STATİK ANALİZİ

**Ayhan NUHO/LU**  
(Yrd. Doç. Dr.)

**Rafit DUR**  
( $\infty$ nl. Yük. Müh)

**Hikmet AYDIN**  
(Prof. Dr.)

Ege Üniv. Müh. Fak.  $\infty$ nfaat Mühendisli i Bölümü  
Bornova,  $\infty$ zmir / TÜRK $\infty$ YE

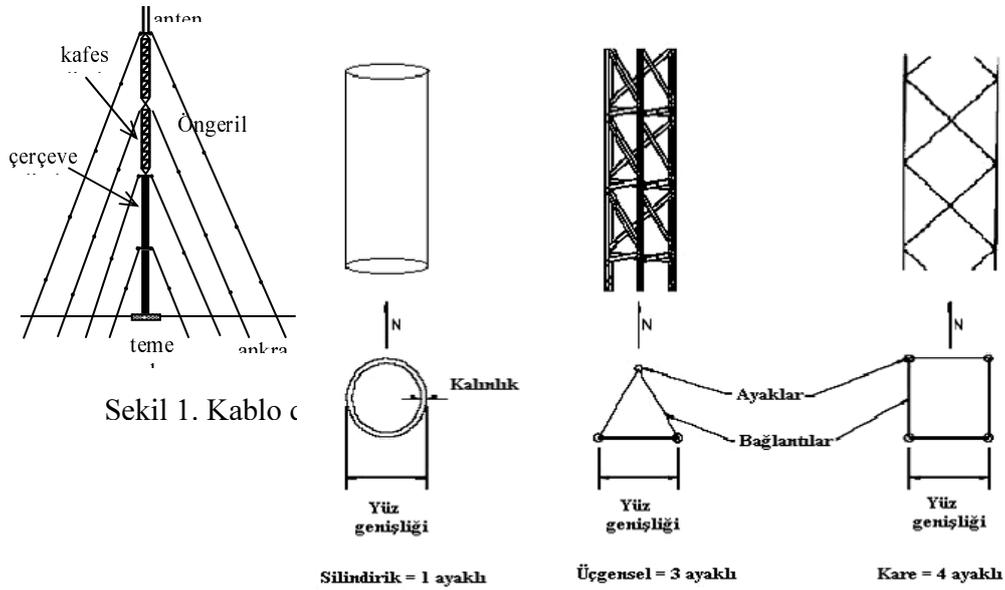
## ÖZET

Öngerilmiş kablo destekli kulelerin geometrik nonlinear statik analizi incelenmiştir. Bu tür yapıların dizaynında esas alınan kriterler ve standartlar tanıtılmıştır. Kablo, kafes ve/veya çerçeve sonlu elemanlardan oluşabilen öngerilmeli karma sistemlerin geometrik nonlinear statik analizi için sonlu elemanlar deplasman metodunu içeren basit bir yaklaşım sunulmuştur. Direkt rijitlik ilkelerine göre hesap yapılan yöntemde, en az tek serbestliğe sahip her bir düğüm noktasında oluşturulan alt sistemlerde ayrı ayrı noktasal iterativ hesap yapılmaktadır. Tanjant rijitliğin esas alındığı ardışık lineer işlemlere öngörülen hesap hassasiyete ulaşıncaya kadar devam edilmektedir. Özellikle yatay yükler tesirinde büyük deplasmanlar yapan bu tür öngerilmeli sistemlerin yapısal analizlerinde sıklıkla karşılaşılan çözümün ıraksaması sorunu, deplasmanları azaltan bir yakınsama prosedürünün işlemlere adapte edilmesiyle önlenmiştir. Sunulan yöntemi içeren bilgisayar programı tanıtılmış ve literatürden alınan çeşitli sayısal örnekler bu program ile çözümlenerek uyumlu sonuçların elde edildiği görülmüştür.

## 1. GİRİŞ

Kablo gergili yüksek çelik kuleler iletişim endüstrisinin önemli yapı elemanlarındanır. Uzun mesafelerde birçok yayın sistemlerini destekleyen bu tip yapılar radyo, televizyon, telefon gibi iletişim araçlarının sinyallerini

iletmek amacıyla inşa edilirler. Kablolu haberleşme kuleleri kendi kendini destekleyen kulelerle karşılaştırıldığında, normal olarak 150 metre ve daha fazla yükseklikte olan kuleler için ekonomik ve etkili bir çözüm sunarlar. Bu yapıların esas bileşeni kulenin temeline tutturulan, genellikle üçgen, kare veya daire kesit geometrisine sahip, uzay kafes veya rijit elemanlardan oluşturulan çelik direklerdir (Şekil 1.). Direğin zemine bağlantısı ise ankastre veya mafsalı olabilir. Kulenin yüksekliği boyunca çeşitli seviyelerde gruplar halinde zemine ankre edilen öngerdirilmiş kablolar, direğin yatay stabilitesini sağlarlar. Kablolar çeşitli yöntemlerle ve tiplerde zemine ankre edilirler. Zeminde yapılacak olan bağlantı, kablonun öngerilme veya dış yükleme durumlarında stabilitesinin tam olarak sağlanması bakımından önemlidir. Buralarda meydana gelecek olan mesnet hareketleri kablo kuvvetinin doğrudan etkileyecektir. Kablolu kulelerde kablo, kafes ve çerçeve gibi farklı taşıyıcı özelliklerdeki elemanların kullanılması, narin ve yüksek olmaları, yük-deplasman ilişkisinin nonlineer olması ve öngerdirme kuvvetlerinin uygulanması, esnek olan taşıyıcı sistemin yapısal davranışını oldukça karmaşık hale getirmektedir.



Sekil 1. Kablo c

Özellikle kablosuz iletişim teknolojilerinin gelişmesi ile beraber bu tür yüksek yapıların inşa edilme sıklığı da artmaktadır. Ülkemizde genellikle

coğrafi avantajlar nedeniyle büyük yüksekliklerde olmamakla birlikte iletişim teknolojisindeki yenilikler ve yaygın kullanım bu tür yapıları ihtiyaç haline gelmektedir. Günümüzde inşa edilen bu tip haberleşme kulelerinin boyu 600m 'yi geçmiştir. Tipik bir kablo destekli haberleşme kulesinde, temel noktası ile en uzaktaki kablo ankraji arasındaki mesafe olan çıpa yarıçapı kule yüksekliğinin 0,6-0,7'i civarındadır. Kuleye bağlanan kablo demetlerin sayısı ve mesafesi, kulenin yüksekliğine, müsaade edilen deplasman miktarına ve direğin taşıyabileceği aksenal kuvvete göre tasarımcılar tarafından belirlenir.

Kablo destekli haberleşme kulelerinin dizayn kriterleri, yük hesapları inşa yöntemleri ile ilgili bilgiler "Structural Standards for steel Antenna Towers and Antenna Supporting Structures" (TIA/EIA-222-F Standard, 1996).standardında ve ASCE tarafından yayınlanan "Design of Guyed Electrical Transmission Structures, American Society of Civil Engineers", (1996) dokümanında detaylı olarak verilmiştir.

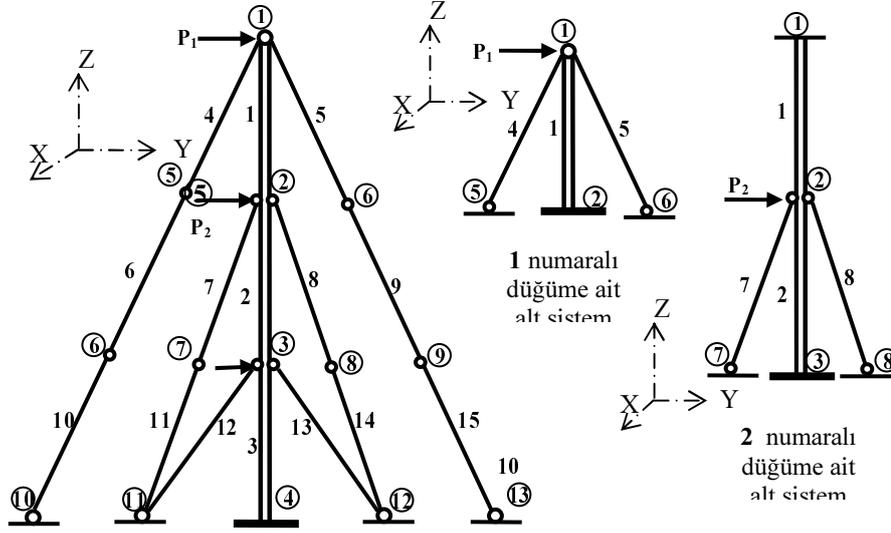
Haberleşme kuleleri kullanımları her koşulda sürekli ve zorunlu olan önemli yapılardır. Kablo destekli anten kulelerinin yıkılması veya aşırı deformasyona uğrayıp kullanılamaz hale gelmesiyle sıklıkla karşılaşmaktadır. Bu durumların başlıca nedenlerinin, şiddetli rüzgar tesirinde aşırı titreşimin, hortum etkisi, malzeme yorulması ve aşırı buz tesirleri olduğu tespit edilmiştir. (Madagula, 1998, 2002).

Kablolu yüksek haberleşme kuleleri farklı seviyelerdeki öngerdirilmiş kablolarla tutulmuş olmaları ve dış yükler etkisiyle büyük deplasmanlar yapabilmeleri nedeniyle yapısal davranışları nonlineer teoriye göre incelenmelidir. Özellikle şiddetli rüzgar (fırtına) yükü tesirinde kule boyunca yatay deplasmanlar önemli büyüklüklere ulaşırlar. Taşıyıcı sistemin yatay rijitliğini artırmak için kablolarla verilecek ek öngerilme kuvvetleri ise, kabloların bağlı olduğu direkte oluşacak maksimum aksenal kuvveti artırır. Bunun sonucunda da direğin kritik burkulma yüküne ulaşması kolaylaşır. Dolayısıyla, bu tür yüksek ve narin yapıların dizaynında öngerilme, maksimum yatay deplasman, kablo seviyeleri ve kritik burkulma gibi parametrelerin karşılıklı etkileşimi değerlendirilmelidir.

## 2. YÖNTEM

Yüksek, narin, esnek ve öngerilmeye sahip olan bu tür yapılar tipik geometrik nonlineer davranış sergilerler. Dolayısıyla dış yükler ile deplasmanlar arasındaki ilişki nonlineerdir. Bu durumda sonuca ardışık bir hesap yöntemi ile ulaşılır. Newton-Raphson ve artısal yük iterativ hesap prosedürleri sıklıkla tercih edilmektedir. Sonlu elemanlar ile geometrik nonlineer analizde elastik rijitlik ve geometrik rijitliğin toplamından oluşan tanjant rijitlik kullanılarak iç gerilmelerden dolayı oluşacak ilave rijitlikler hesaplara dahil edilebilirler (Raman et al.,1986, Madugula et al.1998, Wahba et al.,1997).

Teorik hesaplamaları içeren çalışmada kullanılan yöntemde, kablo, kafes ve/veya çerçeve elemanlardan oluşan karma sistemlerin geometrik nonlineer analizini yapabilen noktasal iterativ prosedürde taşıyıcı sistemin düğüm noktalarında ayrı ayrı ardışık hesap yapılarak öngörülen hesap hassasiyetindeki sonuçlara ulaşılmaktadır. Sonlu elemanlar metodu direkt rijitlik ilkelerine göre yapılan hesaplarda, elastik ve geometrik rijitliklerin toplamından oluşan tanjant rijitlik esas alınmaktadır. En az bir serbestlik derecesi olan tüm düğüm noktalarında alt sistemler kurulmakta ve her bir alt sistemde ardışık olarak lineer statik analiz yapılmaktadır. Her iterativ işlemde mevcut geometri ve iç kuvvet durumu dikkate alınmaktadır. Böylece öngerilme kuvvetleri, değişen iç kuvvetler ve geometri hesaplara dahil edilebilmektedir. Hesap yapılan düğümden ve bu düğüme komşu olan düğümlerden oluşturulan alt sistemde, komşu düğümler tam tutulmuş mesnetler olarak dikkate alındığından, her bir iterativ hesapta karşılaşılan bilinmeyen sayısı en fazla 6 adet olmaktadır. Yalnızca eksenel kuvvet alabilen kablo ve kafes elemanlardan oluşan alt sistemlerde ise bilinmeyen sayısı en fazla 3 adettir (Nuhoğlu, 2005). Bu çalışmada uzay çerçeve elemanın elastik ve geometrik rijitliklerin toplamından oluşan tanjant rijitlik matrisi yönteme adapte edilmiştir (McGuire et al., 2000). Kullanılan noktasal iterativ yaklaşım aşağıdaki Şekil 2.üzerinde açıklanmıştır.



Şekil 2. Genel sistem, 1 ve 2 düğümleri alt sistemleri

Hesap en az bir serbestlik derecesi bulunan herhangi bir düğümden başlar. 4, 10 ve 12 gibi tam tutulmuş düğümlerde hesap yapılmaz.. Çözümleme düğüm numarası sırasına göre ardışık olarak devam eder. Örneğin hesap sırası 1 düğüm noktasında olsun. Öncelikle bu düğüme ait alt sistem kurulur edilir (Şekil 2). 1 düğüm noktası alt sistemi bu noktaya birleşen 1 numaralı çerçeve, 4, 5 numaralı kablo elemanlardan oluşur. Komşu noktalar 2, 5 ve 6 düğümleri tam tutulmuş mesnetler olarak dikkate alınırlar.  $P_1$ , alt sisteme 1 noktasından etki eden kuvvetleri temsil etmektedir. Serbestlik derecesi 6 olan 1 düğümü alt sisteminde yalnızca 1 noktasında  $\Delta X_1, \Delta Y_1, \Delta Z_1$  öteleme deplasmanları ve  $\theta X_1, \theta Y_1, \theta Z_1$  dönme deplasmanları meydana gelecektir. Çözüm için denge denklemleri her hangi bir metoda göre kurulabilir. Burada sahip olduğu avantajlardan dolayı sonlu elemanlar deplasman metodu tercih edilmiştir. Buradan  $i$  düğüm noktası alt sisteminin toplam global rijitlik matrisi  $\underline{K}_i$ , yine sonlu elemanlar metodu direkt rijitlik prosedürü doğrultusunda,

$$\underline{K}_i = \Sigma ( \underline{K}_1, \underline{K}_4, \underline{K}_5 ) \quad (1)$$

1, 4 ve 5 numaralı elemanların global rijitlik matrislerinin toplamı ile bulunur.  $i$  noktasına etkiyen toplam yük vektörü  $\underline{Q}_i$  kurulur. İlk adımda eğer

sistemde bir öngerilme yok ise yalnızca dış yüklerden oluşacaktır. Sonraki hesap adımlarında veya öngerilme olması durumunda, elemanların 1 noktasındaki kesit kuvvetleri reaksiyon kuvveti olarak 1 noktasına dış yük gibi etkidikleri kabul edilir. Bu durumda toplam yük vektörü,

$$\underline{Q}_i = \underline{P}_i - \underline{F}_i \quad (2)$$

olacaktır. Bu eşitlikte,  $\underline{P}_i$  matrisi, 1 noktasına etki eden  $P_i$  tekil yüklerinden oluşan toplam dış yük vektörüdür.  $\underline{F}_i$  matrisi, bu noktaya birleşen elemanların yine 1 noktasındaki toplam iç kuvvet vektörüdür ve başlangıçta varsa öngerilme kuvvetlerine eşit aksi halde sıfırdır. Buradan anlaşılacağı gibi  $\underline{Q}_i$ , 1 düğümündeki dengeyi bozan toplam kuvvetler vektörüdür. Böylece 1 düğümü alt sisteminin denge denklemleri sonlu elemanlar notasyonunda;

$$\underline{K}_i \underline{\Delta D}_i = \underline{Q}_i \quad (3)$$

eşitliği ile kurulurlar. Lineer olan bu denklem takımının her hangi bir yöntemle göre çözülmesi ile  $i$  düğümündeki global deplasmanlar;

$$\underline{\Delta D}_i = [ \Delta X_i \quad \Delta Y_i \quad \Delta Z_i \quad \emptyset X_i \quad \emptyset Y_i \quad \emptyset Z_i ]^t \quad (4)$$

olarak bulunurlar. Bu deplasmanlar mevcut geometriye eklenerek yeni konum elde edilir.

$$(\text{Geometri})_i^{\text{yeni}} = (\text{Geometri})_i^{\text{mevcut}} + (\text{Deplasmanlar})_i \quad (5)$$

Böylece  $i$  noktasının yeni global koordinatları  $(X_i + \Delta X_i, Y_i + \Delta Y_i, Z_i + \Delta Z_i)$  olacaktır. Bu ifadelerde;  $X_i, Y_i, Z_i$  1 noktasının deplasmandan önceki mevcut global koordinatlarıdır. Benzer ifade dönme deplasmanları için de yazılabilir. Herhangi bir düğüme ait alt sistemin çözümünde kullanılacak denklem sayısı en fazla 6 adettir. Artık 1 noktası alt sistemin geometrisi ve buna bağlı olarak elemanlarının iç kuvvetleri değişmiştir. Sonraki hesaplamalarda yeni durumlar dikkate alınacaktır.  $\underline{\Delta D}_i$  deplasmanlarına bağlı olarak, bu düğüme birleşen 1, 4 ve 5 numaralı elemanların yeni global iç kuvvetlerindeki  $\underline{\Delta F}$  değişim miktarı;

$$\underline{\Delta F}_{(1,4,5)} = \underline{K}_{(1,4,5)} \underline{\Delta D}_{(1,4,5)} \quad (6)$$

çarpımı ile  $i$  noktasına birleşen her bir eleman için ayrı ayrı bulunur. Buradan da elemanların yeni iç kuvvetleri  $F_{(1,4,5)}$  ;

$$(\underline{F}_{(1,4,5)})^{\text{yeni}} = (\underline{F}_{(1,4,5)})^{\text{mevcut}} + \underline{\Delta F}_{(1,4,5)} \quad (7)$$

toplamı ile her bir eleman için elde edilirler. Kablo elemana ait aksenal kuvvet negatif (basınç) çıkarsa bir sonraki adımda sıfır olarak dikkate alınır.

Böylece her hangi bir iterasyon adımının bir parçasını oluşturan hesap aşaması tamamlanır. Başka bir düğüm noktasının, örneğin sırayla gidilirse 1 düğümüne komşu 2 düğüm noktasının hesabına başlanır. 1 noktası için yukarıda açıklanan işlemler 2 noktası için yapılır. Önce düğüm noktası alt sistemi oluşturulur (Şekil 2). 2 düğümü alt sistemi 1 ve 2 numaralı çerçeve, 7 ve 8 numaralı kablo elemanlardan, oluşur., 6, 7 ve 8 numaralı kablo elemanlardan ve 1, 3, 7 ve 8 numaralı tam tutulmuş mesnetlerinden oluşur. Global rijitlik matrisi  $\underline{K}_2$  ve toplam global yük vektörü  $\underline{Q}_2$  kurulur.

$$\underline{K}_2 = \Sigma ( \underline{K}_1 , \underline{K}_7 , \underline{K}_7 , \underline{K}_8 ) \quad (8)$$

$$\underline{Q}_2 = \underline{P}_2 - \underline{F}_2 \quad (9)$$

2 noktasında dengeyi bozan kuvvetlerin neden olacağı global deplasmanlar  $\underline{\Delta D}_2$ ,

$$\underline{K}_2 \underline{\Delta D}_2 = \underline{Q}_2 \quad (10)$$

denge denklem takımının çözülmesi ile bulunur. Bu durumda 2 noktası alt sisteminin yeni geometrisi;

$$(\text{Geometri})_2^{\text{yeni}} = (\text{Geometri})_2^{\text{mevcut}} + (\text{Deplasmanlar})_2 \quad (11)$$

toplamı ile elde edilir.  $\underline{\Delta D}_2$  deplasmanlarına bağlı olarak, bu noktaya birleşen elemanların iç kuvvetlerindeki  $\underline{\Delta F}$  değişim miktarları ve dolayısıyla yeni F eleman iç kuvvetleri ;

$$\underline{\Delta F}_{(1,2,7,8)} = \underline{K}_{(1,2,7,8)} \underline{\Delta D}_{(1,2,7,8)} \quad (12)$$

$$(\underline{F}_{(1,2,7,8)})^{\text{yeni}} = (\underline{F}_{(1,2,7,8)})^{\text{mevcut}} + \underline{\Delta F}_{(1,2,7,8)} \quad (13)$$

eşitlikleri ile elde edilirler. Buradan anlaşılacağı gibi, 1 ve 2 alt sistemlerinde ortak olan 2 düğüm noktasının ve 2 numaralı çerçeve elemanının, 1 noktası alt sistemin hesabı sonucunda bulunan yeni koordinat ve iç kuvvet değerleri, hemen sonra hesabı yapılan 2 noktası alt sisteminin hesabında mevcut başlangıç değerleri olarak dikkate alınmıştır. En az bir serbestliği olan tüm düğüm noktalarında aynı işlemler yapıldığında bu iterasyon adımı tamamlanmış olunur. Bir sonraki iterasyon adımına geçilir ve yukarıda açıklanan tüm işlemler tekrarlanır. Herhangi n' inci iterasyon adımının sonucunda, genel sistemdeki taşıyıcı elemanlarında elde edilen iç kuvvet vektörü  $\underline{F}^n$

$$\underline{F}^n = [F_1^n, F_2^n, F_3^n, F_4^n, \dots]^t \quad (14)$$

eşitliği ile gösterilirse, her bir eleman için,

$$\underline{F}^n - \underline{F}^{n-1} | \leq \xi \quad (15)$$

mutlak değer koşulu sağlanınca iterasyon işlemeine son verilir. Burada,  $|\underline{F}^n - \underline{F}^{n-1}|$ , n.'inci iterasyon adımıında gerçekteşen hesap hassasiyeti,  $\xi$  ise başlangıçta kabul edilen tolerans vektörüdür.

Geometrik nonlinearlik derecesi yüksek olan bu tür sistemlerde çözümün ıraksaması ile sıklıkla karşılaşılmaktadır. Bu olumsuzluğu bertaraf etmek için dış yükün adım adım tatbik edilmesi iterativ bir yöntem olarak tercih edilmektedir. Bu çalışmada, geliştirilen yakınsama prosedürü ile, ardışık hesaplarda aşırı artış eğilimine giren deplasmanlara müdahale edilmektedir. Düğüm noktası deplasmanlarının sürekli artma eğiliminde olduğu bu durumlarda, bir önceki iterasyon adımıında elde edilen deplasmanlar 1'den büyük bir  $\eta$  azaltma sayısına bölünerek dikkate alınmıştır. Bu durumlarda iterativ işlem sayısı dolayısıyla çözüm süresi artmaktadır. Bununla birlikte tüm dış yükün taşıyıcı sisteme birden yüklenebilmesi mümkün olmaktadır.

Yukarıda açıklanan yöntemi ve yakınsama prosedürünü içeren bilgisayar programına ait hesap aşamaları aşağıda sıralanmıştır.

a- Çözülecek problem için kabul edilen idealize edilmiş sisteme ait veriler (hesap hassasiyeti, elemanların tarifleri, noktalarının koordinatları, elemanların rijitlik özellikleri, dış yükler, varsa öngerilmeler, sınır şartları gibi) okunur ve hafızaya alınır.

b- Sistemde öngerilme var ise, başlangıçta, öngerilme kuvvetleri eleman kuvvetleri olarak atanırlar.

c- Hesap yapılacak tüm düğüm noktalarına (en az bir serbestlik derecesi olan noktalar) ait alt sistemler belirlenir ve hafızaya alınır.

d- İterasyon işlemeine başlanır. Her iterasyon adımıında c adımıında hafızaya alınan tüm düğüm noktalarında hesap yapılır. Düğüm noktaları alt sistemlerinin hesaplanması olarak tanımlanan bu aşamada her alt sistem için şu işlemler yapılır;

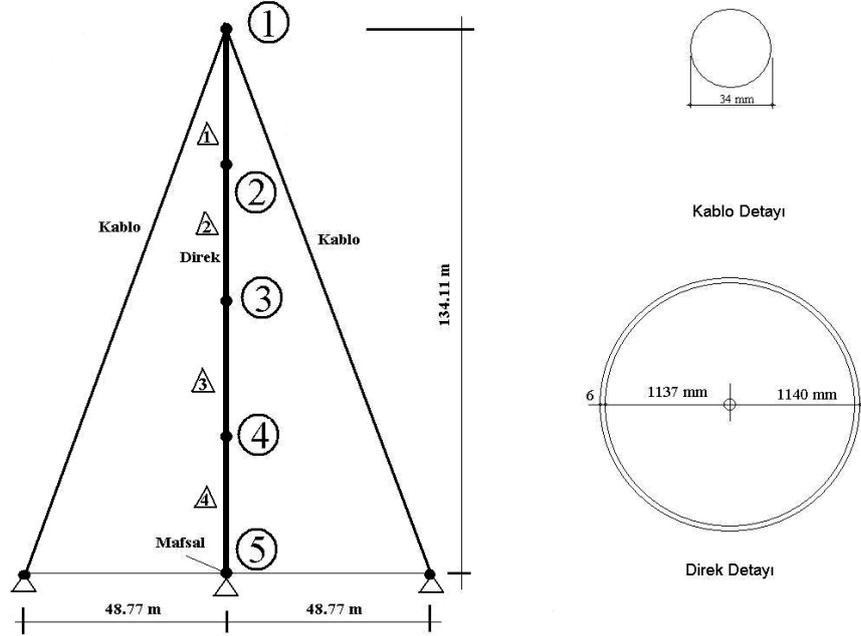
d1- Düğüm noktası alt sistemindeki tüm elemanların sırasıyla, lokal rijitlik, transformasyon ve global rijitlik matrisleri kurulduktan sonra alt sistemin toplam global rijitlik matrisi teşkil edilir.

d2- Düğüm noktasındaki toplam yük vektörü bulunur ve sonlu elemanlar direkt rijitlik prosedürüne göre denge denklemleri kurulur.

- d3-Sınır şartlarının dikkate alınıp denklem takımı çözülür ve böylece hesap yapılan düğüm noktasındaki deplasmanlar elde edilir.
- d4- Bulunan deplasmanlar mevcut geometriye eklenerek bir sonraki ilgili hesapta kullanılacak yeni geometrik özellikler bulunur.
- d5- Yine d3 adımında elde edilen deplasmanlardan hareketle düğüm noktası alt sistemindeki elemanların sahip olacağı yeni iç kuvvetler hesaplanır.
- d6- Diğer bir düğüme geçilerek d1 adımına yeniden başlanır. Tüm alt sistemler hesaplandığında bu iterasyon adımı tamamlanmış olur.
- e- Çözüm ıraksama eğilimine giriyorsa deplasmanlar 1' den büyük bir sayıya ( $\eta$ ) bölünerek azaltılır.
- f- Ardışık iki iterasyon adımında elde edilen aynı elemanlara ait tüm iç kuvvetlerin mutlak değer olarak farkı öngörülen hesap hassasiyetinin altında kalıyorsa iterasyon işlemine son verilir. Aksi halde bir sonraki iterasyon hesabı için d adımına geri dönülür.
- g- İterasyon tamamlandığında son iterasyon adımında bulunan son geometri ile başlangıçta hafızaya alınan ilk geometri arasındaki fark deplasmanları ve yine son iterasyon adımında elde edilen eleman kuvvetleri sonuç değerler olarak yazdırılır.

### 3. ÖRNEKLER

Literatürden alınan iki adet kablo destekli kulenin öngerilme ve rüzgar yükü tesirindeki geometrik nonlineer statik analizi sunulan yöntemle göre yapılmıştır. Elde edilen sonuçlar karşılaştırılmış ve değerlendirilmiştir. Şekil 3. de görülen birinci örnekte (Raman, 1986), düzlem kablo destekli sistemdeki yatay deplasmanlar ve elemanlardaki iç kuvvetler hesaplanmıştır.

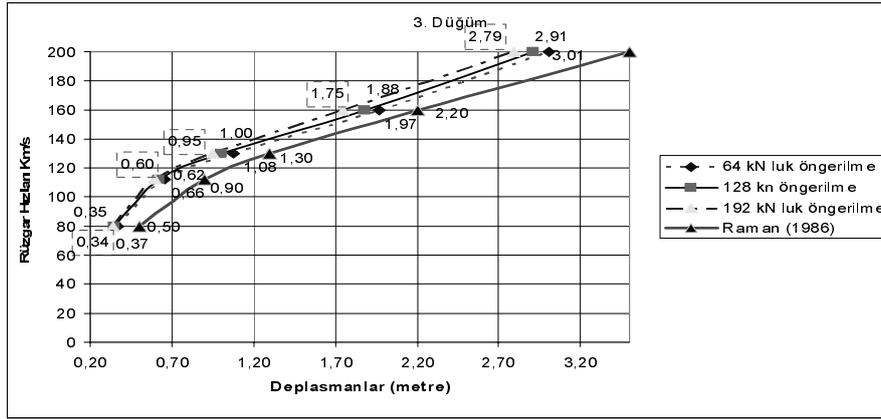


Şekil 3. Tek kablo seviyeli düzlem haberleşme kulesi

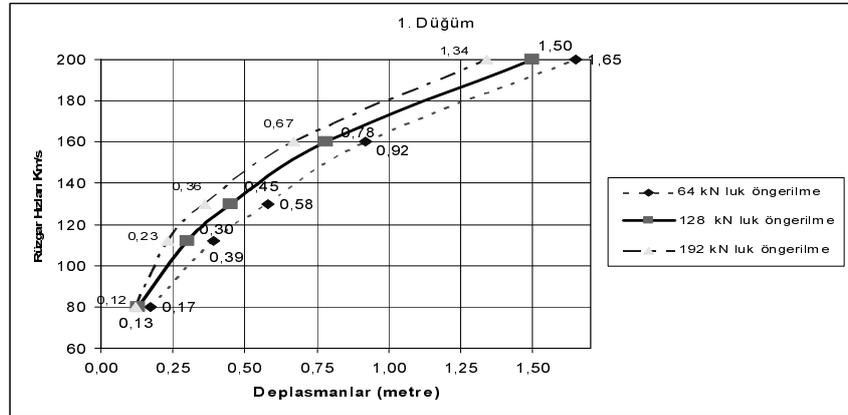
Boru kesitli direk elemanında  $E=206,8410^6$  kN/m<sup>2</sup>,  $W=4.9033$ kN/m,  $A = 0.0624$  m<sup>2</sup>,  $I = 0.0248$  m<sup>2</sup>, direğin dıştan dışa çapı =2.286 m,  $G=82,736$  10<sup>6</sup> kN/m<sup>2</sup>,  $C_d=0.32$ , kablo elemanında,  $E=165,48$  10<sup>6</sup> kN/m<sup>2</sup>,  $W=0.07428$  kN/m,  $A=0,0009483$  m<sup>2</sup>, kablo öngerilmesi 128.1 kN, Kablo kopma dayanımı 1334.4 kN,  $C_d = 1.10$  verilmiştir. Rüzgar yükü sırasıyla 80, 112, 130, 160 ve 200 km/saat hızları için ayrı ayrı hesaplanmış ve analizler yapılmıştır. Rüzgar yükleri eşdeğer yatay statik yükler olarak TIA/EIA–222-F standardında (1966) verilen yöntemle göre hesaplanmıştır. Kablolarda 64kN, 128kN ve 192kN olmak üzere farklı 3 öngerilme olması durumları için hesap yapılmıştır. Böylece rüzgar ve öngerilme değişiminin sistem davranışına etkisi belirlenmiştir.

Deplasmanlar ve iç kuvvetler için elde edilen sonuç değerler Şekil 4.- Şekil 8. arasında grafiklerle karşılaştırmalı olarak verilmiştir. Farklı öngerilme ve rüzgar yükü tesirlerinde kule direğinin tepesinde ve ortasında meydana gelen yatay deplasmanlar Şekil 4. ve Şekil 5. de, rüzgarın geldiği yöndeki kabloda oluşan maksimum aksenal kuvvetin değişimi Şekil 6. da, direk temelinde oluşan maksimum basınç kuvveti Şekil 7. de ve direk ortasında

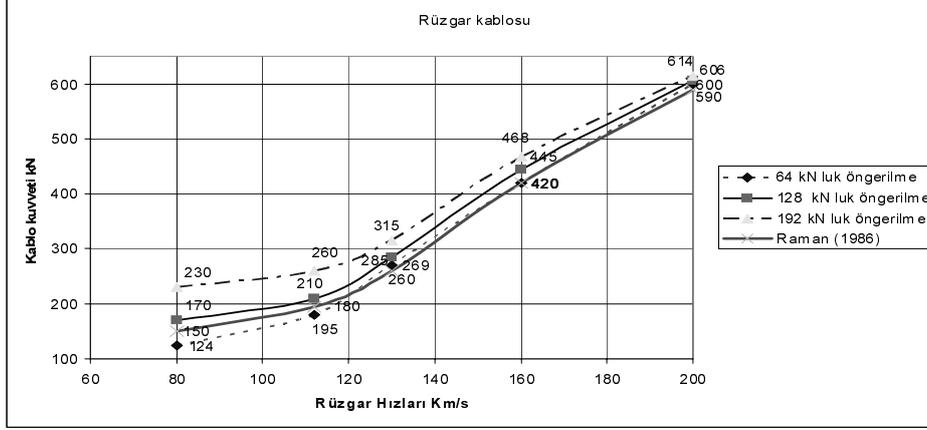
meydana gelen eğilme momenti değerleri ise Şekil 8. de mevcuttur. Genel olarak bakıldığında burada elde edilen sonuçlar ile örneğin alındığı literatürde (Raman, 1986) verilmiş olan sonuçlar (128kN öngerilme durumu için) arasında bir uyumun olduğu fakat burada elde edilen sonuç değerlerin paralellik olarak bir miktar daha büyük olduğu görülmektedir. Bunun nedeninin rüzgar yükü hesabındaki kabullerin ve uygulanan yöntemin farklılıklardan kaynaklanabileceği değerlendirilmiştir.



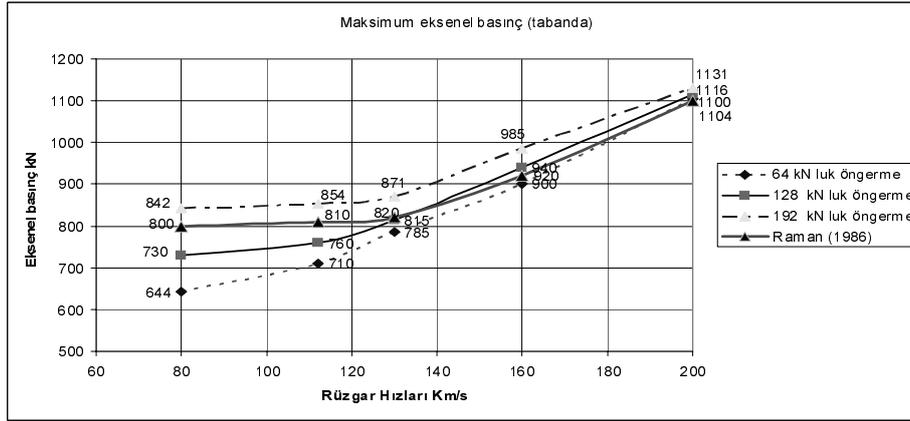
Şekil 4. Direk ortasındaki yatay deplasmanın değişimi (3 düğümü).



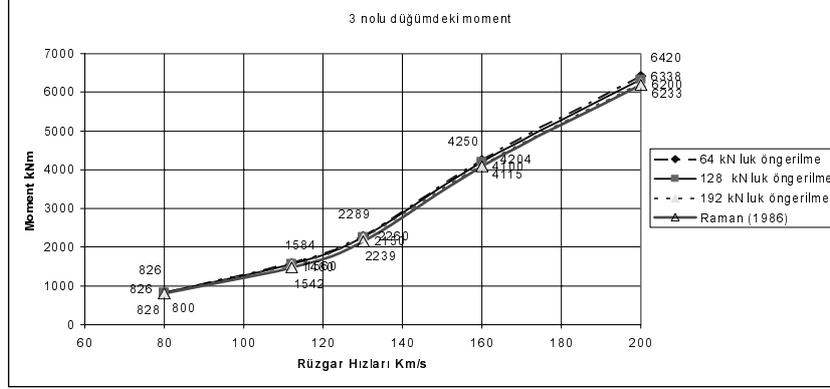
Şekil 5. Direk tepesindeki yatay deplasmanın değişimi (1 düğümü).



Şekil 6. Rüzgar yönündeki kablodaki eksenel iç kuvvet değişimi.

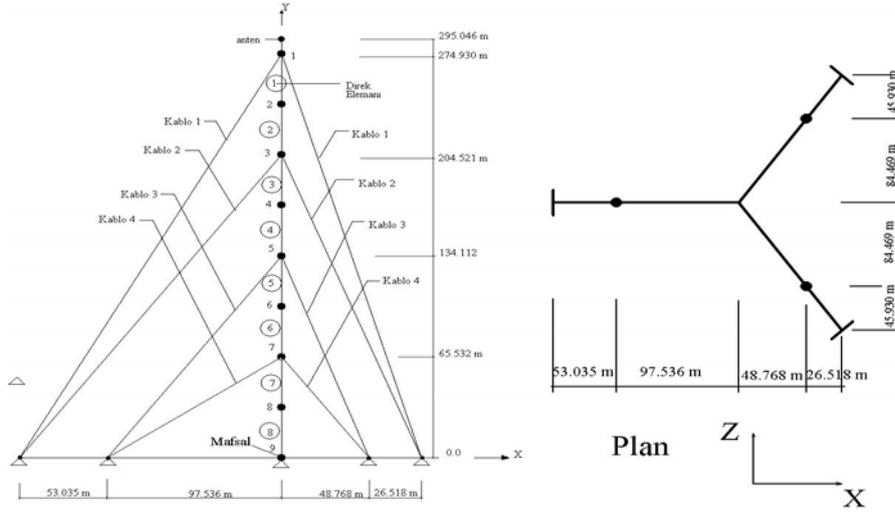


Şekil 7. Direk tabanındaki maksimum eksenel basınç değişimi.



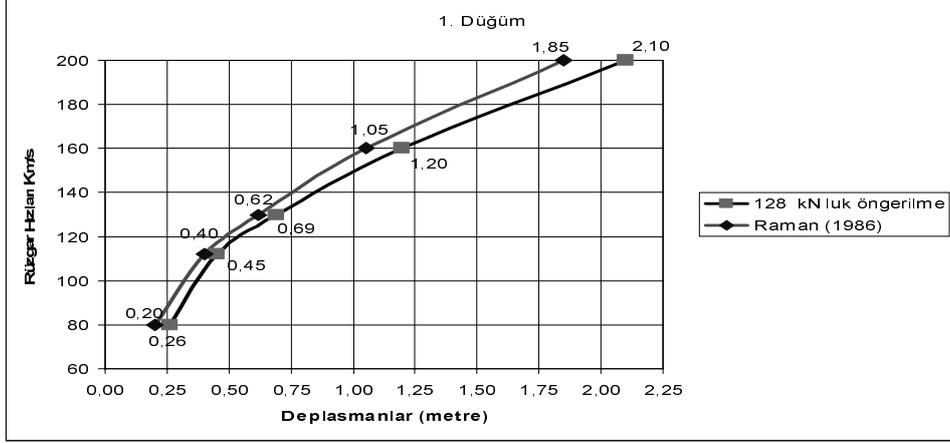
Şekil 8. Direk ortasındaki (3 düğümü) maksimum eğilme momentinin değişimi.

İkinci örnekte Şekil 9. da görülen dört kablo seviyeli 295 m yüksekliğindeki haberleşme kulesinin (Raman, 1986) geometrik nonlineer analizi yapılmıştır. Kulenin 80, 112, 130, 160 ve 200 km/sa hızla esen rüzgar yükü durumunda oluşan maksimum iç kuvvetler ve deplasmanlar elde edilmiştir. İncelenen örneğe ait veriler şekilde tablo halinde verilmiştir. Sürtünme katsayıları ( $C_D$ ) anten, direk ve kablolar için sırasıyla 1.1, 0.32 ve 1.1 olarak verilmiştir. Elde edilen sonuçlar Şekil 10.- Şekil 12. de grafik olarak verilmiştir. Burada yapılan analizde iraksama sorunuyla karşılaşmış, sonuca ulaşabilmek için iterasyon adımlarında elde edilen deplasmanlar bir sonraki iterasyon hesabında 50-80 arasında değişen sayılara bölünerek dikkate alınmıştır.

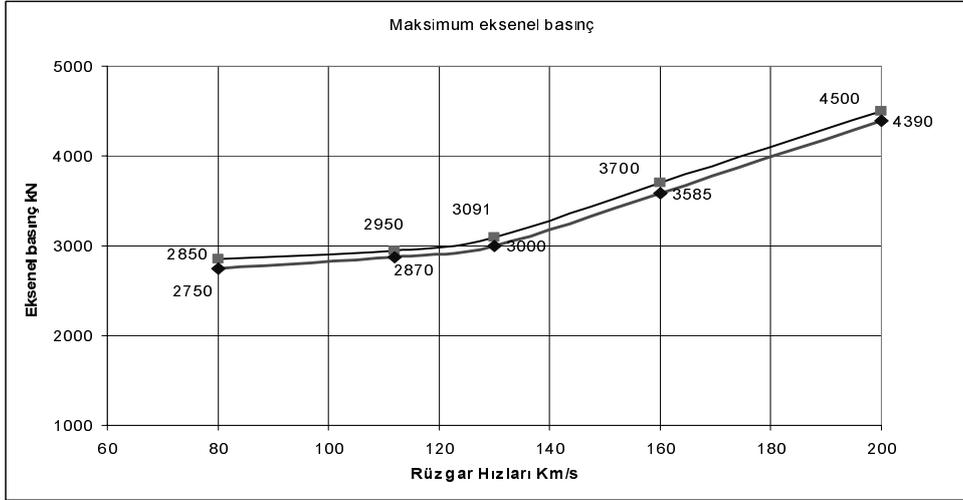


E kN/cm <sup>2</sup>	Alan cm <sup>2</sup>	Ağırlık kN/m	Öngerilme kN	Kopma Gerilmesi kN	Kabl o	Direk	En Kesit Alanı (m <sup>2</sup> )	Ağırlık (kN/m)	I (m <sup>4</sup> )
6547	8.0	0.063	131.6	1121	1	Anten	0.039	3.065	0.0004
15847	13.61	0.107	213.5	1922	2	1, 2	0.0624	4.903	0.0248
16547	9.48	0.074	128.1	1334	3	3, 4	0.0624	4.903	0.0298
547	7.29	0.057	91.6	1032	4	5, 6	0.0727	5.706	0.0363
Direğin elastisite modülü: 206.84 10 <sup>6</sup> kN/m <sup>2</sup>						7, 8	0.0821	6.450	0.0457

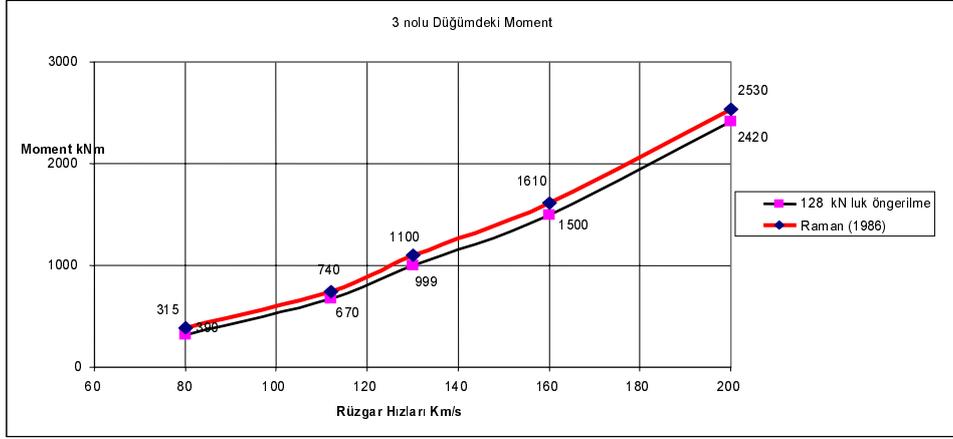
Şekil 9. Dört kablo seviyeli öngerilmeli kablo destekli haberleşme kulesi (örnek 2.)



Şekil 10. Direk tepesindeki (1 düğümü) yatay deplasmanların değişimi



Şekil 11. Direk tabanındaki maksimum aksenal basınç değişimi



Şekil 12. Direğin 3 düğümündeki eğilme momentinin değişimi

## SONUÇLAR

Öngerilmeli kablo destekli haberleşme direklerinin (kulelerinin) geometrik nonlineer statik analizi ve bu tür yapıların dizaynı ile ilgili genel bilgiler verilmiştir. Kablo destekli haberleşme kulelerinin esnek, yüksek ve narin olmaları nedeniyle yapısal davranışları oldukça karmaşıktır. Bu tür yapıların analizinde çözümün ıraksaması ile sıklıkla karşılaşılır. Taşıyıcı sisteme etki eden yüklerin gerçekçi olarak belirlenmesi de önemlidir.

Kablo, kafes ve /veya çerçeve elemanlardan oluşan karma sistemlerin geometrik nonlineer statik analizi için pratik olarak kullanılabilen noktasal iteratif prosedürü açıklanmış ve çeşitli öngerilmiş kablo destekli kule örnekleri bu yöntemle göre çözülmüştür. Öngerilme ve rüzgar yükü için yapılan analizlerde elde edilen sonuçlar ile literatürdeki verilen değerlerin genel olarak uyumlu olduğu görülmüştür. Hesaplarda rüzgar yükü eşdeğer statik yük olarak dikkate alınmıştır. Çalışmada uygulanan yöntemde çözümün ıraksaması sorunu deplasmanlara müdahale eden yakınsama prosedürü ile kolaylıkla giderilebilmektedir. Bu durumda, hesap hassasiyetine bağlı olarak iterasyon sayısı dolayısıyla çözüm süresi artış göstermektedir. Bununla birlikte tüm dış yük sisteme bir seferde yüklenebilmektedir.

## KAYNAKLAR

1. Raman ,N. V., Surya Kumar, G. V. and Sreedhara Rao ,V.V., 1986, Large Displacement Analysis of Guyed Towers, Comp & Struc, pp.93-104
2. Kahla, N.B., 1993, Equivalent Beam-Column Analysis of Guyed Towers, Comp & Struc Vol 55, no 4, USA, pp.631-645
3. Kahla, N.B., 1999, Response of a Guyed Tower a Guy Rupture Under No Wind Pressure, Engineering Structures 22, Tunisia, pp.699-706
4. Madugula, M.K.S., Yohanna M.F. and Monforton, G.R., 1998, Dynamic Responce of Guyed Mast, Engineering Structures, vol. 20,No 12, pp.1097–1101
5. ASCE, 1997, Desing of Guyed Electrical Transmission Structures, American Society of Civil Engineers, USA, 85p.
6. TIA/EIA–222-F Standard, 1996, Structural Standards for Steel Antenna Towers and Antenna Supporting Structures, American National Standard, USA, 68p
7. ASTM, 2003, Standard Specification for Zinc Coating (Hot-Dip) on Iron and Steel Hardware, American Society for Testing and Materials, USA, 4p
8. Nuhoglu A., 2005, Noktasal İterativ Yaklaşım ile Kablo ve Kafes Sistemlerin Geometrik Nonlineer Analizi., İMO Teknik Dergi, ANKARA
9. McGuire W., Gallagher R. H., Ziemian D. R.,2000, Matrix Structural Analysis, Jhon Wiley&Sons, 460s.,
10. Wahba, Y.M.F., Madugula, M.K.S. and Monforton, G.R., 1997, Evaluation of Non- Linear Analysis of Guyed Antenna Towers, Comp & Struc 68, Canada, pp.207-212
11. TS 498, 1987, Yapı Elemanlarının Boyutlandırılmasında Alınacak Yüklerin Hesap Değerleri, Türk standartları Enstitüsü, Ankara

# **KOLON-AĞAÇ TİPİ (STEEL COLUMN-TREE MOMENT RESISTING FRAMES) ÇERÇEVE BAĞLANTILARININ DEPREM BÖLGELERİNDE UYGULANMASI**

**Altuğ BAYRAM**

İnşaat Yüksek Mühendisi

Promer MüŐavirlik Mühendislik Ltd. Őti

Ankara, Türiye

Deprem bölgelerinde yapılacak elik yapıların tasarımında, süneklik düzeyi yüksek sistemler tercih edilmeli ve buna bağlı olarak Şartnamelerde tarif edilen özel tasarlanmış bağlantılar kullanılmalıdır. Bu tip bağlantılardan bir tanesi de, süneklik düzeyi yüksek kolon-ağaç tipi (special column-tree moment resisting frame) ereve bağlantısıdır. Bu tip bağlantı doğru tasarlandığında ve Şartnamelerin diğer koşulları da yerine getirildiği takdirde süneklik düzeyi yüksek özel elik ereve sistemleri elde edilebilir. Bu sayede, hem daha ekonomik, hem de performansı daha yüksek elik yapılar tasarlanabilir.

## **AMAÇ**

Deprem bölgelerinde en çok tercih edilen yapı sistemleri, süneklik düzeyi yüksek sistemlerdir. Günümüz deprem Őartnamelerinde istenildiği gibi, süneklik düzeyi yüksek sistemleri elde etmek için özel tasarlanmış bağlantılar kullanmak gereklidir. Bu tip bağlantılardan bir tanesi de süneklik düzeyi yüksek kolon-ağaç tipi (special column-tree moment resisting frame) elik ereve bağlantısıdır (1).

Süneklik düzeyi yüksek kolon-ağaç tipi (special column-tree moment resisting frame) çelik çerçeve bağlantısı tasarımının istenen performans kriterlerine uyması için IBC 2003'e ek olarak Prof. Dr. A. Astaneh-Asl (1) tarafından istenen şartlara da uyması gereklidir. Ancak bu durumda, şartnamelerde belirtilen süneklik düzeyi yüksek özel çelik çerçeveler için verilmiş olan tasarım kriterleri kullanılabilir. Bu bağlantı doğru tasarlandığında ve şartnamelerin diğer koşulları da yerine getirildiği takdirde, şartnamelerde süneklik düzeyi yüksek yapılar için öngörülen deprem yükü azaltma katsayısı (response modification coefficient) R kullanılabilir. Örneğin IBC (International Building Code) 2003 (5) tablo 1617.6.2 de normal çelik çerçeveler için verilen deprem azaltma katsayısı (R) (response modification coefficient) 3.5 iken, sünek çelik çerçeveler için bu değer 8 olarak verilmiştir. Böylece daha ekonomik ve performansı yüksek çelik çerçeve sistemleri elde edilebilir.

### **KOLON-AĞAÇ TİPİ BAĞLANTILARIN TANITIMI**

Kolon-ağaç tipi bağlantılar, kolona kaynaklı bir kiriş parçasının, aynı ebattaki bir kirişe kolondan belli bir mesafede civatalı veya kaynaklı bağlanmasından oluşmaktadır. Civatalı olan bağlantı genelde her iki flanşın altından ve üstünden, gövdenin de heriki yanından levhalarla civatalanması şeklinde olmaktadır. Kiriş parçasının kolona olan kaynaklı bağlantısında flanşlarda tam nüfuziyetli kaynak, gövdede de köşe kaynağı kullanılmaktadır. Civatalı olan birleşimde, birleşen parçalar arasında 5 ila 10 mm boşluk bırakılmakta, bu da hem imalat hem de montajda kolaylık ve tolerans sağlamaktadır. Civatalı birleşimin bulunduğu bölgede, gerektiği kadar civata kullanılabilen ve bu sayede istenilen dayanıma ulaşılabilir. (Şekil-1)

Kolon-ağaç tipi bağlantılar sünek veya sünek olmayan olarak 2 tipe ayrılırlar.

## SÜNEK OLMAYAN KOLON-AĞAÇ TİPİ BAĞLANTILAR

Sünek olmayan kolon-ağaç tipi bağlantısı, ülkemizde son zamanlarda sıkça kullandığımız bir tiptir. Bu bağlantıyı tasarlarken sadece bağlanan kirişin kapasitesi dikkate alınır ve bu bağlantılar genelde kapasite hesabına göre yapılır. Bu sayede gerek tasarım gerekse çizimlerde büyük kolaylık ve hız sağlanır. Bu tip bağlantıların kullanıldığı çelik çerçeve sistemleri süneklik düzeyi normal çerçeveler sınıfına girer. Bu durum AISC 341-02 (2) de OMF (Ordinary Moment Frame) olarak tanımlanmıştır. AISC 341-02 de OMF için kiriş-kolon bağlantılarında verilen koşul;

$M_u \geq 1.1 R_y M_p$  dir.

$M_u$ = Bağlantının eğilme kapasitesi (flexural strength)

$R_y$ = malzemenin beklenen akma dayanımının minimum akma dayanımına oranı (St37.2 hazır profiller için 1.5 dir)

$M_p$ = Plastikleşme moment kapasitesi

OMF bağlantılarında, kolona kaynaklı olan kiriş parçasının kolona olan bağlantısında bağlantının eğilme kapasitesi bağlanan kirişin kapasitesinden %65 fazla olmalıdır. Birleşimin kesme dayanımı için de,  $1.2D+0.5L+0.2S$  yük kombinasyonundan çıkan kesme değerine  $2*[1.1*R_y*F_y*Z/\text{plastik mafsallar arası mesafe}]$  değeri eklenmektedir. Prof. Dr. A. Astaneh-Asl (1) tarafından kolon-ağaç tipi OMF bağlantıları için minimum 0.02 rad dönme öngörülmüştür. Ayrıca kolon-ağaç tipi bağlantılarında, kolona kaynaklı kiriş parçasının açıklığın %15 inden az olması durumunda, bağlantının esnekliğinin genel yapı davranışını etkilemeyeceği belirtilmiştir.

## SÜNEKLİK DÜZEYİ YÜKSEK KOLON AĞAÇ TİPİ BAĞLANTILAR

AISC 341-02 Madde 9.2.a'da SMF (Special Moment Frame) için kiriş-kolon bağlantılarındaki koşullar tanımlanmıştır (2). Fakat en önemli konu bağlantının AISC 341-02 deki performans kriterlerini sağlaması koşuludur. Bir bağlantının süneklik düzeyi yüksek olarak kabul edilme koşulu, o bağlantının deneysel sonuçlar sonunda performansının ispatlanmış olmasıdır. FEMA-350 (3) de moment bağlantılarının performans kriterleri verilmiştir. Fakat kolon-ağaç tipi bağlantılara ait bir kriter yoktur. Kolon

ağaç tipi bağlantılarının deney ve testleri Prof. Dr. A. Astaneh-Asl tarafından yapılmış ve performans kriterleri belirlenmiştir. Bu nedenle, süneklik düzeyi yüksek kolon-ağaç tipi bağlantılarının tasarımının bu şartlara uyması gerekmektedir.

## **SÜNEKLİK DÜZEYİ YÜKSEK KOLON AĞAÇ TİPİ BAĞLANTI TASARIM FELSEFESİ**

Diğer tüm süneklik düzeyi yüksek moment bağlantıları gibi, bu bağlantının da yüksek plastik dönme açılarında ulaşması gerekmektedir. Birleşimdeki hasar kırılğan olmayacaktır. A. Astaneh-Asl (1) dökümanına göre bağlantı en az 0.03 radyan dönme daktilitesine sahip olacaktır. Bu da, AISC 341-02 de belirtilen 0.04 radyanlık göreceli kat ötelemesi açısına eşittir (2). SMF çerçevelerinde amaç, plastik mafsallaşmaların kirişlerde olması, kolonlarda olmamasıdır. Bu sayede deprem sonrasında sistem düşey yükler altında ayakta kalacaktır. SMF bağlantıları bir sigorta vazifesi görecek, enerjinin açığa çıkacağı noktalar olacaktır. Kolon-ağaç tipi bağlantılara en benzer bağlantılar RBS (Reduced Beam section) (4) tipi bağlantılardır. Kiriş kesiti mafsallaşmanın istenildiği noktada azaltılmakta ve enerjinin açığa çıkacağı bölge olarak tasarlanmaktadır. Süneklik düzeyi yüksek kolon ağaç tipi bağlantılarda da, mafsallaşmanın bağlantıda olması istenmektedir. Bağlantıdaki hasar kırılğan olmayacak ve sistem bu sayede sünek olarak davranacaktır.

A. Astaneh-Asl (1) tarafından öngörülen bağlantı eskilerinin aksine yarı-rijit bağlantıdır. Alışık olduğumuz rijit kolon-ağaç tipi bağlantıları kirişin kapasitesinden fazla tasarlanmakta ve sistemin performansında bir yarar sağlamamaktaydı (OMF bağlantısı). Fakat yarı rijit bağlantılar sayesinde sistemdeki deplasmanlar kabul edilebilir seviyelere çekilebilmekte ve sismik performansı arttırılabilmektedir. A.Astaneh-Asl (1) tarafından belirtilen ideal yarı-rijit bağlantı olması için;

$18 > m > (0.7)18$  ve  $0.7 < \alpha < 10$  olarak verilmiştir.

$$\alpha = M_{ps} / M_{pg}$$

$$m = K_s / (EI/L)$$

$M_{ps}$ = Bağlantının plastikleşme moment kapasitesi

$M_{pg}$ = Kirişin plastikleşme moment kapasitesi

$K_s$ = Bağlantının dönme yayı

$EI/L$ = Kirişin dönme yayı

#### TASARIM KRİTERLERİ (1)

-Kolona kaynaklı kiriş parçasının uzunluğu açıklığın %15 ini geçmemelidir. Kolon aksından uzaklığı açıklığın 1/10 u ile 1/8 i arasında olacaktır.

-Ek yerinin plastikleşme moment kapasitesi kirişin plastikleşme moment kapasitesinden büyük olmamalıdır.

-Ek yerinin plastikleşme moment kapasitesi, ek yerindeki hesaptan bulunan momentin veya kiriş plastikleşme moment kapasitesi\*[1-(2a/L)] nin büyük olanından daha fazla olacaktır.

-Birleşimdeki levhanın tüm alandaki akma kapasitesi kritik olmalıdır. Bu sayede diğer kırılma hasarları (net alanın kırılması veya civatalardaki hasarlar) belirleyici kriter olmayacaktır.

-Kaynaklı kiriş parçasının kolona bağlantısının dayanımı kiriş dayanımından az olmamalıdır.

-Kolon panel bölgesinin kesme dayanımı, panel bölgesine bağlanan kirişlerin kapasitesinden dolayı gelen kesme dayanımlarının 1.2 katından fazla olmalıdır.

-Kolon ve kiriş flanş ve gövde narinlik oranları AISC 341-02 Tablo I-8-1 de verilen değerlerden düşük olmalıdır.

#### TASARIM PROSEDÜRÜ

1) Ek yeri mesafesi kontrolü

$$0.10 \leq a/L \leq 0.125$$

2) Kiriş ve kolon için plastikleşme moment kapasitelerinin bulunması

3) Kiriş flanşının lokal burkulma tahkiki

4) Güçlü kolon – zayıf kiriş tahkiki

5) Kolon yüzündeki birleşimin AISC 341-01 ye göre tahkiki

$$L' = L - 2a$$

(1)

$$V_p' = \frac{2Mp' + PL' + wL'L'/2}{L}$$

(2)

$$M_p' = 1.1 R_y F_y Z$$

(3)

$$M_f = M_p' + V_p' * S_h$$

(4)

$$M_f \geq 0.80 * R_y * F_y * Z$$

(5)

6) Ekteki flanşları bağlayan levhanın tahkiki

$$M_{pg} \geq M_{ps} + Va$$

$$M_{ps} \leq M_{pg} - Va$$

$$V = \frac{2M_{ps}}{L - 2a}$$

$$M_{ps} \leq Z F_y \left( \frac{L - 2a}{L} \right)$$

(6)

$$M_{ps} \geq 1.25 M \text{ (moment at splice)}$$

(7)

7) Ekteki flanşları levhalarının net alanlarının hasarı ( net section failure)

8) Bağlanan girişin bağlantıdaki net alan hasarı

9) Flanştaki civataların kesme dayanımı

10) Flanş civala deliklerindeki ezilme dayanımı

11) Flanş civalarındaki block-shear tahkiki

12) Flanş bağlantı levhasının burkulma tahkiki

13) Bağlantıdaki gövde levhasının tahkiki

14) Bağlantıdaki gövde civatalarının kesme tahkiki

15) Bağlantıdaki gövde civata deliklerindeki ezilme tahkiki

16) Giriş parçasının kolona olan kaynağın tahkiki

17) Kolonda panel zone tahkiki

18) Birleşimin dönme yayı hesabı ve yeniden sistemin deplasman tahkiki

## ÖRNEK BAĞLANTI ÇÖZÜMÜ

### TASARIM KRİTERLERİ

Civata:

Civata kalitesi: 8.8

Nominal kesme dayanımı,  $F_v = 48$  ksi

Nominal eksenel dayanım,  $F_t = 90$  ksi

Emniyet katsayısı  $\phi = 0.75$

Bağlantı levhaları:

Malzeme kalitesi: S235JRG2 (DIN EN 10025)

Akma Dayanımı,  $F_y = 34.1$  ksi, Kopma Dayanımı,  $F_u = 49.3$  ksi

Elastisite modülü,  $E = 29000$  ksi

Kaynak kalitesi: E70XX (kaynak dayanımı,  $F_{EXX} = 70$  ksi)

Bağlantı Bilgileri (Bakınız Şekil-1):

Bağlanan kiriş bilgileri:

Ek yerindeki faktörlü moment,  $M_u = 444$  kNm = 3929.2 in-kips

Ek yerindeki faktörlü kesme kuvveti,  $V_u = 430$  kN = 97 kips

Kiriş üzerindeki yayılı kombinasyonlu ölü yük,  $q = 26$  kN/m = 0.148 kips/in

$q = 1.2DL + 0.50L + 0.2S$

Flanş genişliği,  $w_b = 300$  mm = 11.81 in

Flanş kalınlığı,  $t_{fb} = 24$  mm = 0.94 in

Kiriş yüksekliği,  $d_b = 400$  mm = 15.75 in

Gövde kalınlığı,  $t_{wb} = 13.5$  mm = 0.53 in

Plastik modulus,  $Z_b = 3232$  cm<sup>3</sup> = 197.23 in<sup>3</sup>

Ek yeri mesafesi,  $a = 853$  mm = 33.58 in

Kolon aksları arası mesafe,  $L = 8530$  mm = 335.83 in

Kolon özellikleri

Flanş genişliği,  $w_c = 300$  mm = 11.81 in

Flanş kalınlığı,  $t_{fc} = 32$  mm = 1.26 in

Kiriş yüksekliği,  $d_c = 700$  mm = 27.56 in

Gövde kalınlığı,  $t_{wc} = 17$  mm = 0.67 in

Plastik modulus,  $Z_c = 8327 \text{ cm}^3 = 508.14 \text{ in}^3$

Flanş bağlantı levhası özellikleri

Civata ebadı, dbolt= M20 (0.79 in)

$b_1 = 35 \text{ mm} = 1.38 \text{ in}$

$z_1 = 60 \text{ mm} = 2.36 \text{ in}$

$g = 75 \text{ mm} = 2.95 \text{ in}$

$u = 40 \text{ mm} = 1.57 \text{ in}$

Dış levha kalınlığı,  $t_{fp1} = 12 \text{ mm} = 0.47 \text{ in}$

İç levha kalınlığı,  $t_{fp2} = 12 \text{ mm} = 0.47 \text{ in}$

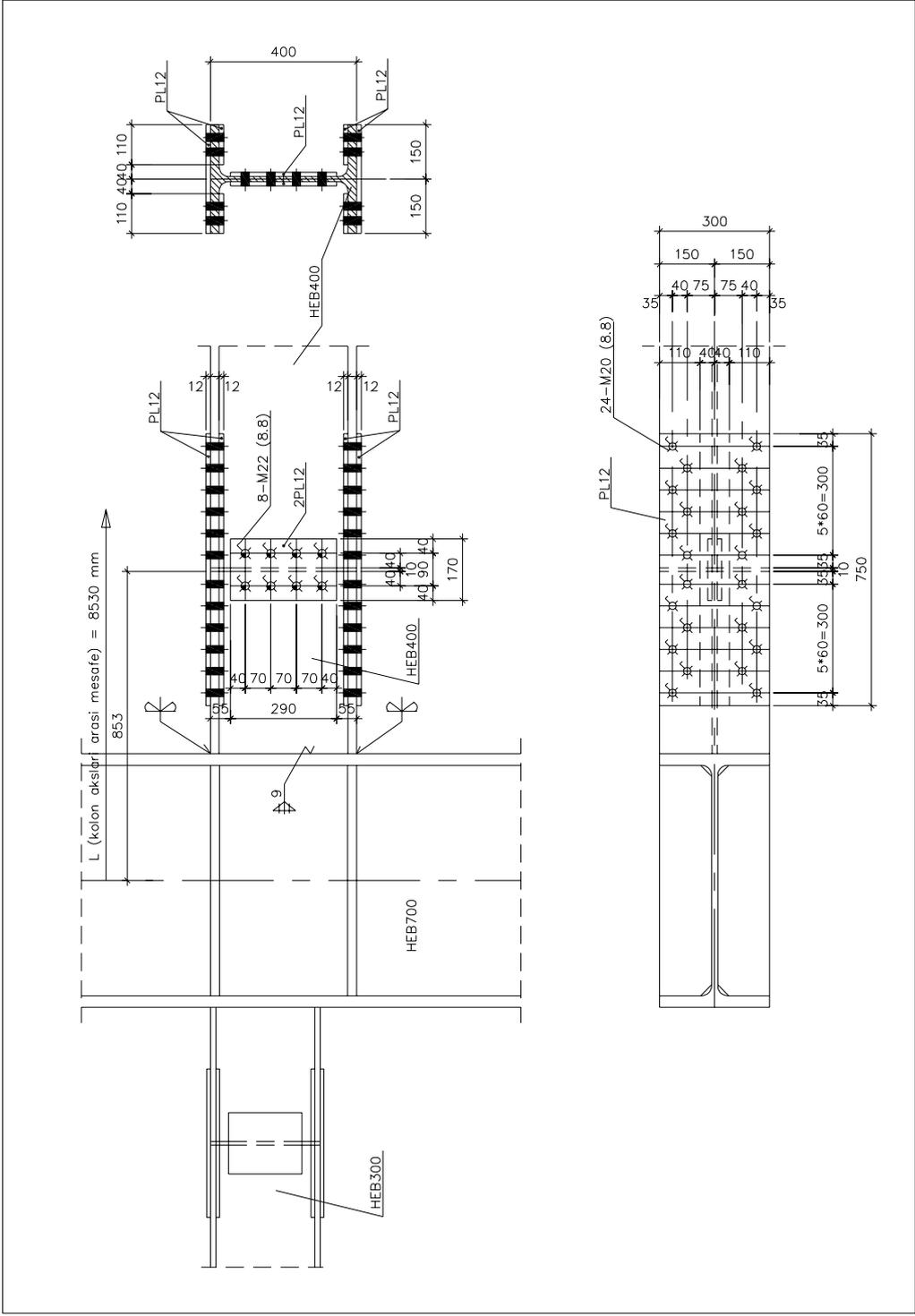
Gövde bağlantı levhası özellikleri

Civata ebadı M22

Levha kalınlığı,  $t_{wp} = 12 \text{ mm} = 0.47 \text{ in}$

$c_1 = 70 \text{ mm}$

$b_1' = 40 \text{ mm}$



## ÖRNEK BAĞLANTI ÇÖZÜMÜ (ŞEKİL-1)

### BAĞLANTI TASARIMI

Ek yeri mesafe kontrolü

$$a/L = 0.100 \leq 0.100 \leq 0.125$$

Kiriş plastikleşme moment kapasitesi,  $M_{pb} = Z_b \cdot F_y = 6726$  in-kips

Kolon plastikleşme moment kapasitesi,  $M_{pc} = Z_c \cdot F_y = 17328$  in-kips

Kiriş flanşları lokal burkulma tahkiki (2)

$$w_b/2t_{fb} = 6.3 \leq 52/\sqrt{F_y} = 8.9$$

Güçlü kolon-Zayıf kiriş tahkiki (2)

Sağlanmış ama burada gösterilmemiştir.

Kolon yüzünde bağlantının eğilme dayanımı (2)

Formül (5)'e göre

$$L' = L - 2a = 268.7 \text{ in}$$

$R_y = 1.5$  (2) (Tablo I-6-1, A36 çelik için)

$M_p' = 11097$  in-kips (Formül-3)

$$V_p' = 2 \cdot M_p' / L' + q \cdot L' / 2 = 102.5 \text{ kips}$$

$$M_f = M_p' + V_p' \cdot (a - d_c / 2) = 13127 \text{ in-kips}$$

$$0.80 \cdot R_y \cdot F_y \cdot Z_b = 8071 \text{ in-kips} \leq M_f \quad (4)$$

Flanş levhalarının tahkiki

$$M_{ps} = A_{g1} \cdot F_y \cdot d_1 + 2 \cdot A_{g2} \cdot F_y \cdot d_2$$

$$w_1 = 2 \cdot (g + u + b_1) = 300 \text{ mm} = 11.8 \text{ in}$$

$$w_2 = 2 \cdot b_1 + u = 110 \text{ mm} = 4.3 \text{ in}$$

$$A_{g1} = w_1 \cdot t_{fp1} = 5.6 \text{ in}^2$$

$$A_{g2} = w_2 \cdot t_{fp2} = 2.0 \text{ in}^2$$

$$M_{ps} = 4954 \text{ in-kips} \leq Z_b F_y (L - 2a) / L = 5380 \text{ in-kips}$$

Flanş levhalarının net alanda hasar görme tahkiki

$$0.75 * \text{flanş levhalarının net alana göre momenti} * F_{ult} \geq 0.90 \text{ Mps}$$

$$4465 \text{ in-kips} \geq 4459 \text{ in-kips}$$

Net kiriş alanının tahkiki

$$0.75 * (Z_b - 2 * d_h * t_{fb} * (d_b - t_{fb})) * F_{ult} = 6397 \text{ in-kips} \geq 0.90 \text{ Mps} = 4459 \text{ in-kips}$$

Flanştaki civataların kesme tahkiki

Flanşta çalışan civata sayısı = 12

Her flanş civatasının kesme dayanımı = 35.06 kips

$$d_b * 12 * 35.06 = 6626 \text{ kips} \geq 1.25 * 0.90 \text{ Mps} = 5574 \text{ in-kips}$$

Flanştaki civataların ezilme tahkiki

$$\text{Flanşta civata deliklerindeki ezilme dayanımı} * d_b = 16636 \text{ in-kips} \geq 1.25 \text{ Mps} = 6193 \text{ in-kips}$$

Flanş levhası burkulma tahkiki (1)

Flanştaki minimum levha kalınlığı,  $t_{fmin} = 0.47 \text{ in}$

$$l_1 = 2 * b_1 + 10 = 80 \text{ mm} = 3.15 \text{ in}$$

$$l_1 / t_{fmin} = 6.7 \leq 11.0$$

Gövde bağlantı levhası tahkiki

Gövde levha yüksekliği = 11.4 in

$$\text{Levhanın kesme dayanımı, } V_s = \phi * (0.60 * F_y * 2 * t_{wp} * h_{wp}) = 198.7 \text{ kips}$$

$$\text{Levhanın eğilme dayanımı, } M_s = \phi * [F_y * 2 * t_{wp} * (h_{wp} * h_{wp} / 4)] = 945 \text{ in-kips}$$

$$V = V_p' = 102.5 \text{ kips, } e = b_1' + 10 / 2 = 45 \text{ mm} = 1.8 \text{ in}$$

$$M = V_p' * e = 182 \text{ in-kips}$$

$$(V / V_s)^2 + (M / M_s)^2 = 0.30 \leq 1.0$$

Gövde bağlantısındaki civata kesme ve delik ezilmesi tahkiki

$$M = T = 182 \text{ in-kips ve } V = 102.5 \text{ kips dikkate alınarak yapılacaktır.}$$

Kiriş parçasının kolona olan kaynağının tahkiki

Flanş kaynakları derin nüfuziyetli kaynak olduğundan tahkiki yapılmamıştır. Gövde kaynağı dayanımı, kirişin kesme dayanımından %25 daha fazla olmalıdır.

Yük Tahkiki

$$M_{ps}=4954 \text{ in-kips} \geq 1.25 * M_u=4912 \text{ in-kips}$$

Kolon-kiriş bölgesindeki kolonun gövde kalınlık tahkiki de yapılmalıdır.

### **BAĞLANTININ OMF BAĞLANTISI İLE KARŞILAŞTIRILMASI**

Eğer sistemimiz süneklik düzeyi normal sistem olsaydı;

IBC 2003 e göre (5), R katsayısı olarak 8 yerine 3.5 alınmalıdır. Bu durumda deprem kuvvetleri 8/3.5 oranında artacaktır. Yukarıdaki örnekte depremden gelen gelen momentin 260 kNm olduğu düşünülürse, kirişteki toplam moment=  $260 * 8 / 3.5 + 184 = 778$  kNm olacaktır. Toplam moment %75 oranında büyümüştür. Yukarıdaki örnekte bazı nedenlerden dolayı kiriş büyük seçildiğinden kiriş kesitinin en az HEB 450 e çıkması gerekir. Bu da sadece kirişte %10 luk bir artış demektir. Bu artış diğer durumlarda %25 e kadar çıkmaktadır.

OMF için kiriş ekinde kiriş kapasitesi kadar bağlantının gerektiği kabul edilirse, bağlantıdaki levha kalınlıkları ve civatalarda aşırı bir artış olmuştur. Kolon yüzünde AISC 341-02 de istenildiği gibi kiriş kapasitesinin %65 fazlası gerektiğinden ilave berkitmeler konmuştur. Bağlantı levhalarında %64 lük bir artış olmuştur.

### **SONUÇ**

Deprem bölgelerinde artık süneklik düzeyi yüksek sistemler ve bunun gerektirdiği süneklik düzeyi yüksek bağlantılar kullanılmakta, yeni deprem şartnameleri de bu tip bağlantıları teşvik etmektedir. Ülkemizde sıkça kullanılan kolon-ağaç tipi bağlantılar sünek olarak tasarlandığı takdirde, daha ekonomik ve sismik performansı daha fazla olan sistemler elde edilebilir.

## KAYNAKLAR

1. Astaneh-Asl, A., “Seismic Design of Steel Column-Tree Moment Resisting Frames”, AISC, Steel Tips, April 1997, 33 sayfa.
2. AISC, Provisions for Structural Steel Buildings (ANSI/AISC 341-02), American Institute of Steel Construction, May 21,2002, 192 sayfa.
3. FEMA, Recommended Seismic Design Criteria for New Steel Moment-Frame Buildings (FEMA 350), Federal Emergency Management Agency, June 2000.
4. Kevin S. Moore, James O. Malley, Michael D. Engelhardt, “Design of Reduced Beam Section (RBS) Moment Frame Connections”, AISC, Steel Tips, August 1999, 26 sayfa.
5. ICC, International Building Code (IBC 2003), International Code Council, 656 sayfa.
6. Manual of Steel Construction, Load And Resistance Factor Design, American Institute of Steel Construction, Second Edition, 1995.

**DESIGN OF STEEL COLUMN-TREE MOMENT RESISTING  
FRAME CONNECTIONS IN SEISMIC REGIONS**

**Altuğ BAYRAM**

İnşaat Y¼ksek M¼hendisi

Promer M¼řavirlik M¼hendislik Ltd. şti

Ankara, T¼rkiye

Ductile systems should be preferred for the design of steel structures in high seismic regions. To achieve this ductility, specially designed steel ductile connections, defined in various specifications, are required to be used. One type of these special ductile moment frame connections is the “special column-tree moment resisting frame connection”. As far as this connection is designed and detailed properly, and all other requirements specified in the specifications are satisfied, high ductile steel frame systems can be achieved. By this way, large response modification coefficients (R) can be used and more economical structures can be designed with better seismic performance.