

**DEPREME DAYANIKLI BİNA TASARIMINDA
AKTİF KONTROL**

**ACTIVE CONTROL IN EARTHQUAKE RESISTANT
BUILDING DESIGN**

Ünal Aldemir¹ Mehmet Bakioğlu²

SUMMARY

In this work, active mass dampers, used as active control devices for design of earthquake resistant building, are examined using instantaneous optimal closed loop control algorithm developed by Yang, J.N in 1987 and energy expressions related to the system are given. Nonlinear differential equations of motion of the structural system are solved numerically using Wilson- θ method. As an example, solutions of a eight story shear building subjected to a synththetic and Erzincan (1992) earthquakes are given.

ÖZET

Bu çalışmada depreme dayanıklı bina tasarımında aktif kontrol elemanları olarak kullanılan aktif kütle sönümleyiciler 1987'de Yang, J.N. tarafından non-linear sistemler için geliştirilen ani optimal kontrol algoritması ile kapalı bir çevrimde incelenmekte ve ayrıca sisteme ait enerji ifadeleri verilmektedir. Sistemin hareketini belirleyen non-linear diferansiyel denklemler sayısal olarak Wilson- θ yöntemi ile çözülmektedir. Örnek olarak bir sentetik ve Erzincan (1992) depremleri etkisi altında sekiz katlı bir kayma binasının çözümü yapılmaktadır.

¹Arş.Gör. İTÜ İnşaat Fak., 80626, Maslak, İstanbul

²Prof.Dr. İTÜ İnşaat Fak., 80626, Maslak, İstanbul

GİRİŞ

Yapıların dış etkiler karşısında hareketlerini azaltmak gayesi ile yapıya kontrol kuvvetleri adı verilen bir takım kuvvetler etki ettirilmesine yapı kontrolü adı verilmektedir. Bu kuvvetler yapıya ilave olarak konulan elemanların kendi iç bünyeleri tarafından sağlanır ise bu tip kontrole pasif kontrol adı verilmektedir. Taban izolasyonu, katı veya sıvı sönümleyiciler, enerji yutucular gibi. İlave olarak konulan elemanlar yapı hareketlerini sistemde hazır olarak bulundurulmuş bir dış enerji kaynağını kullanarak azaltır ise bu tip kontrole da aktif kontrol adı verilmektedir.

Geniş anlamda aktif kontrol, kontrol kuvvetlerinin, dış etkilere göre, yapıya bir hareket vermesidir. Bu hareket yapının şeklini, fonksiyonunu değiştirebilir. Kısaca yapı çevre şartlarına uyum sağlamaya çalışır. Bu tip yapılara, kontrol kuvvetleri ile hareketi azaltılan yapılardan ayırt etmek için "Kinetik Yapılar" adı verilmektedir. Olaya geniş bir açıdan bakan, bu arada aktif kontrolü canlı organizmalar ile karşılaştıran güzel bir inceleme [10] da bulunmaktadır.

Uzay ve uçak endüstrisinde geliştirilen aktif kontrol yapı mühendisliğine 60 lı yıllardan itibaren fikir olarak girdi [10]. Sonradan, konu üzerinde Kobori ve Ark. tarafından "Akıllı Dinamik Yapılar" [2] adı altında çalışmalar yapıldı. Yao [9] nun kontrol teorisine dayanan çalışmasından sonra aktif kontrol üzerinde yoğun sistematik araştırmalar yapılmaya başlandı.

Aktif kontrolün gerekliliği, birinci olarak pasif kontrolün yetersiz kaldığı yerlerde ortaya çıkmaktadır. Pasif kontrol sistemlerinde deprem gibi değişken dış etkilere karşı kendini adapte edebilme yeteneği yoktur. Ayrıca taban izolasyonları verimli olarak ancak alçak binalara uygulanabilmektedir. Yüksek binalarda taban izolasyonlarında kaldırma kuvvetleri oluşabilmekte ve bu kuvvetler yapının stabilitesini bozarak devirme yapabilmektedir. Buna ek olarak büyük yatay deplasmanlardan dolayı depremlerden sonra kalıcı deformasyonlar oluşmakta ve bunlar zamanla birikerek sistem kullanılamaz hale gelmektedir.

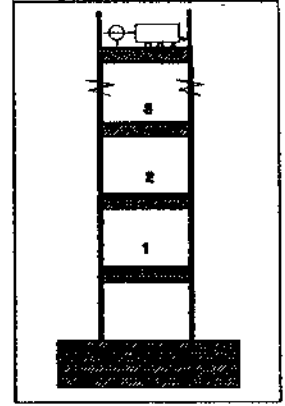
İkinci olarak, yapılarda esnekliğin artmasıdır. Gelişen malzeme teknolojisi, malzemelerin rijidliğini mukavemetleri ile aynı derecede artıramamıştır. Bu nedenle yeni malzemeler ile yapılan yapılar eskiye göre daha esnektirler. Ayrıca yapılarda yüksekliklerin artması da esnekliğin artmasına ayrı bir nedendir. Esnekliğin artması yapıda arzu edilmeyen etkiler meydana getireceği gibi insanların konforu bakımından da arzu edilmemektedir. Üçüncü olarak, yapılarda arzu edilen işlevlerin artmasıdır. Eskiden, yapılarda deprem esnasında can kaybı olmaması şartı ile bazı lokal hasarlara izin verilmekteydi. Bugün ise, bazı yapılarda, yapının taşıyıcı sistemi kadar içinde bulunan aletlerin hasar görmemesi istenmektedir (Haberleşme tesislerinin bulunduğu yapılar, hastahaneler, nükleer tesisler gibi). Ayrıca yapıdan beklenen işlevler yalnız depremde değil rüzgar gibi diğer dış etkilere de beklenmektedir. Dördüncü olarak, bazı yapıların tasarımında göz önüne alınan emniyetin artmasıdır. Günümüzde kritik işlev yapan (Nükleer tesis, açık deniz yapıları gibi) yapılarda daha fazla emniyet aranmaktadır.

Deplasman kontrolünün, konforun, emniyetin çok önemli olduğu yapıların, normal ömürleri boyunca sürekli değişen dış yüklere ve değişik kullanım amaçlarına göre kendilerini adapte edebilme özelliklerinin bulunması gerekmektedir. Bu özelliklerin yapılara kazandırılması için aktif kontrol çalışmaları başlatılmıştır [1]-[2], [4]-[10]

Bu çalışmada aktif kütle sönümleyiciler incelenmektedir. Çok katlı bir kayma binasının formülasyonu; aktif bir kütle sönümleyicisi ve iç sönüm hesaba katılarak verilmektedir. Kontrol algoritması olarak klasik kontrol teorisi yerine Yang, J.N. [6] tarafından non-lineer sistemler için geliştirilen ani optimal kontrol algoritması kapalı bir çevrimde kullanılmaktadır. Ani optimal kontrol algoritmasında J performans indeksi her t anında minimize edilmektedir. Sisteme ait non-lineer diferansiyel denklem durum vektörü kullanılarak Wilson- θ yöntemi ile sayısal olarak çözülmektedir. Örnek olarak bir sentetik ve Erzincan (1992) depreminin etkisi altında sekiz katlı bir kayma binasının sayısal çözümü verilmektedir.

FORMÜLASYON

En üst katta aktif kütle sönümleyici bulunan n katlı bir kayma binası Şek.(1) de görülmektedir. Sistemin serbestlik derecesi $SD=n+1$ 'dir. Sisteme $X_0(t)$ şeklinde yatay bir deprem ivmesi etkimesi halinde sistemin hareket denklemi matris formunda (1) de verilen şekildedir. Eşitlikte; M , (SD, SD) boyutlu diyagonal kütle matrisi olup elemanları kat ve aktif sönümleyici kütleleridir. $Y(t)$ vektörü, (SD) boyutlu davranış vektörü olup elemanları, kütlelerin



Şekil 1

(kat ve aktif sönümleyici) zemine göre rölatif yer değiştirmeleridir. $F_d(t)$ ve $F_s(t)$ vektörleri ise (SD) boyutlu olup sıra ile sönüm ve geri çağırıcı kuvvetlerdir. v , elemanları 1 olan (SD) boyutlu bir vektördür. H kontrol kuvvetlerinin yerlerini belirten $(SD \times RD)$ (RD =Kontrol kuvveti sayısı) boyutlu bir matris ve $U(t)$ ise elemanları aktif kontrol kuvvetleri olan RD boyutlu bir vektördür.

$$M \ddot{Y}(t) + F_d(t) + F_s(t) = -M v \ddot{X}_0(t) + H U(t) \quad (1)$$

Lineer viskos sönüm ve lineer elastik geri çağırıcı kuvvet halinde $F_d(t)$ ve $F_s(t)$ vektörleri aşağıdaki şekilde yazılabilirler.

$$F_d(t) = C \dot{Y}(t) \quad , \quad F_s(t) = K Y(t) \quad (2)$$

Burada C ve K matrisleri, simetrik (SD, SD) boyutlu band matrisler olup sönüm ve rijidlik matrisleri olarak isimlendirilirler.

Yukarıda (1) de görülen $U(t)$ kontrol kuvveti, aşağıda (3) de verilen durum vektörü, $Z(t)$, (Eşitlikte T üssü transpozeyi göstermektedir.) kullanılarak,

$$Z(t) = [Y(t) , \dot{Y}(t)]^T \quad (3)$$

ve klasik lineer quadratik optimal kontrol teorisine göre aşağıda (4) de verilen performans indeksi J minimize edilerek bulunur.

$$J = \int_0^{t_b} [\dot{X}(t) Q Z(t) + \dot{U}(t) R U(t)] dt \quad (4)$$

Burada t_b deprem etkisinden daha uzun bir zaman olup Q, R matrisleri sıra ile pozitif semidefinit ve pozitif definit ağırlık matrisleridir.

Yang [6] tarafından, ani optimal kontrol olarak önerilen teoride yukarıda (4) de verilen performans indeksi yerine aşağıda (5) de verilen zamana bağlı J performans indeksi minimize edilmektedir.

$$J(t) = \dot{X}(t) Q Z(t) + \dot{U}(t) R U(t) \quad (5)$$

Hesaplarda Yang [6] tarafından önerilen ani optimal kontrol teorisi ve kapalı çevrim kullanılacaktır. Ani optimal teorisine göre (5) eşitliğinde verilen performans indeksini çeşitli çevrimlerde minimize ettikten sonra, (1) eşitliğinin sayısal olarak Wilson- θ yönetimi ile çözülmesine ait detaylı bilgiler [7] de verilmektedir.

Yukarıda (1) de verilen eşitlik sol taraftan hız vektörünün transpozesi $\dot{Y}(t)^T$ ile çarpılıp, sıfır olarak belirlenen depremin başlangıç anından herhangi bir t anına kadar integre edilir ise aşağıdaki eşitlik bulunur.

$$\begin{aligned} \int_0^t \dot{Y}(\tau)^T M \ddot{Y}(\tau) d\tau + \int_0^t \dot{Y}(\tau)^T F_d(\tau) d\tau + \int_0^t \dot{Y}(\tau)^T F_s(\tau) d\tau \\ = - \int_0^t \dot{Y}(\tau)^T M v \dot{X}_0 d\tau + \int_0^t \dot{Y}(\tau)^T H U(\tau) d\tau \end{aligned} \quad 6$$

Yukarıda verilen eşitlikte ilk terim sistemin toplam rölatif kinetik enerjisi olup, integral sonucu aşağıda (7) de verilen şekildedir.

$$\int_0^t \dot{Y}(\tau)^T M \ddot{Y} d\tau = \frac{1}{2} \dot{Y}(t)^T M \dot{Y}(t) \quad (7)$$

İkinci terim ise sistem tarafından iç sönüm olarak

absorbe edilen enerjiyi göstermektedir. Üçüncü terim şekil değiştirme enerjisini göstermekte olup, lineer elastik sistemlerde;

$$\int_0^t \dot{\mathbf{Y}}(\tau)^T \mathbf{F}_s(\tau) d\tau = \int_0^t \dot{\mathbf{Y}}(\tau)^T \mathbf{K} \mathbf{Y}(\tau) d\tau = \frac{1}{2} \mathbf{Y}(t)^T \mathbf{K} \mathbf{Y}(t) \quad (8)$$

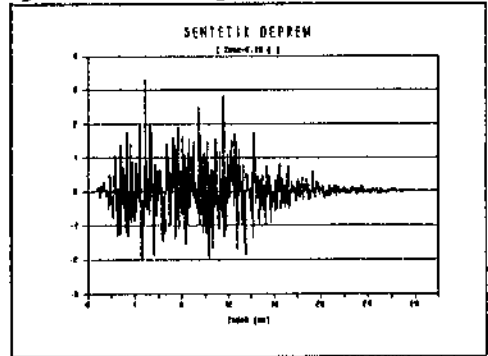
şeklindedir. Dördüncü terim t anına kadar sisteme giren rölative deprem enerjisini ve beşinci terim ise kontrol enerjisini göstermektedir.

Sistemin enerji dengesini belirleyen (6) eşitliği yardımı ile kütle sönümleyicilerinin ve her katın çeşitli şekilde absorbe ettiği enerjileri ve kontrol için gerekli enerjiyi bulmak mümkündür.

SAYISAL UYGULAMA

Sayısal uygulama olarak bir sentetik ve Erzincan (1992) depremlerinin etkisi altında sekiz katlı bir kayma binasının çözümü yapılmıştır. Sentetik deprem kaydı Şekil (2) de görülmektedir. Sentetik depremin maksimum ivme değeri 0.33 g dir.

Binanın kat kütleleri eşit olarak $m=450$ ton ve her katta iç sönüm katsayısı $c=1500$ kN.sn/m alınmıştır. Bilineer elasto-plastik olarak kabul edilen malzemede akmadan önce $k_1=500000$ kN/m, aktıktan $k_2=0.1 \cdot k_1$ ve akma uzaması 2,5 cm kabul edilmiştir. Binaın hesaplanan doğal frekansları 6,15;



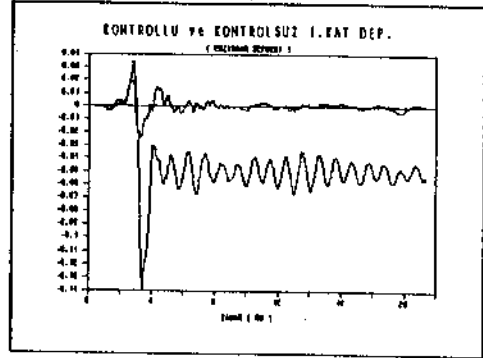
Şekil (2)

18,24; 29,71;, 56,68; 62,16; 65,532 rd/sn olarak bulunmuş olup birinci moda karşı gelen sönüm oranı 80,92 dir. Yapılan hesaplarda sentetik deprem halinde en alt katta zemine göre max. deplasman 2,39 cm ve taban kesme kuvveti 11951 kN bulunmuştur. Erzincan depremi etkisinde ilk katta max. deplasman 0,138 m ve taban kesme kuvveti 18179 kN bulunmuş olup ilk beş kat akma sınırını geçmiştir. Yapıyı elastik bölgede tutabilmek için

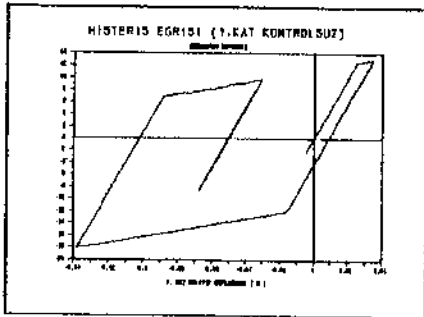
en üst kata bir tane aktif kütle sönümleyici yerleştirilmiştir. Sönümleyici kütlesi kat kütlelerinin %10,4'u olup $m_d=46,9$ ton'dur. Frekansı ise yapının birinci doğal frekansının %98'ine eşittir. Rijidliği $k_d=1676$ kN/m'dir. Sönüm oranı %8.1'dir. Aktif kontrol kuvveti olmadığı zaman bu kütle pasiftir. İlk olarak kütle pasif alınarak Erzincan Depremine göre hesap yapılmıştır. Bu durumda taban kesme kuvveti 18000 kN, 1.kat deplasmanı ise 0,135 m bulunmuştur. İlk beş kat yine akma sınırını aşmıştır. Aktif kontrolün etkisini görmek için

aynı kütle aktif alınarak aynı depreme göre yapı tekrar çözülmüştür. Çözümler $Q\bar{Q}$, $\bar{Q}$ matrisinin köşegen elemanı, $R\bar{R}$, $\bar{R}$ matrisinin köşegen elemanı olmak üzere farklı ($Q\bar{Q}/R\bar{R}$) oranları için elde edilmiştir.

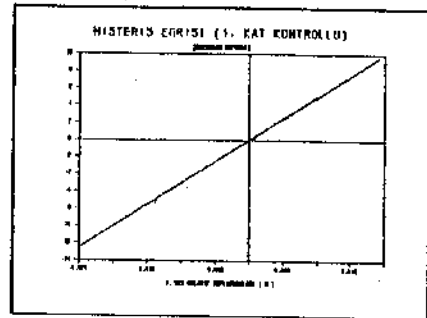
$Q\bar{Q}=14$ ve $R\bar{R}=0,00001$ değerleri için Erzincan depremine göre yapılan hesaplarda ilk katta max. 0,0247 cm deplaman ve 12375 kN kesme kuvveti, aktif sönümleyicide ise max. 9,1 m deplasman elde edilmiştir. Erzincan depremi etkisi altında, binanın kontrolsüz ve en üst katta aktif kütle sönümleyici olması halinde 1.kata ait deplasmanlar Şek.(3) de histeris eğrileri ise Şek.(4) ve Şek.(5) de görülmektedir.



Şekil (3)



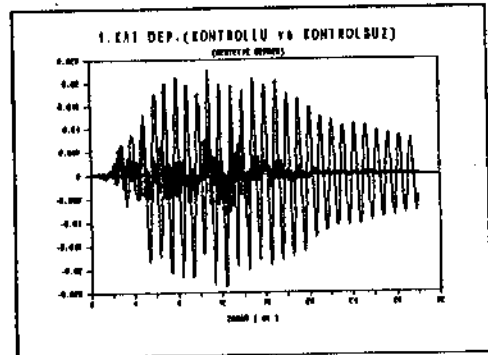
Şekil (4)



Şekil (5)

Şek.(6) da sentetik depreme ait kontrollü ve kontrolsüz hallerde depl. görülmektedir.

Tablo 1 de katların birbirlerine göre max. deplasmanları cm olarak verilmektedir. Tablo 2 de ise katlara gelen max. kuvvetler MN olarak verilmektedir. Her iki tabloda 1. ve 2. kolonda kontrollü ve kontrolsüz sentetik, 3. 4. ve 5.kolonda sıra ile kontrolsüz, pasif ve aktif kütle sönümleyicili Erzincan depremine ait değerler verilmektedir.



Şekil (6)

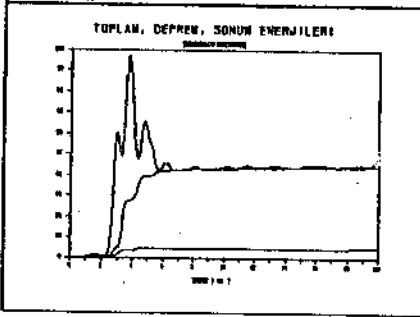
Tablo 1

Küt.No	(1)	(2)	(3)	(4)	(5)
1	2,39	0,83	13,86	13,50	2,47
2	2,24	0,67	10,33	10,00	2,19
3	1,99	0,51	5,93	5,70	1,98
4	1,73	0,58	3,93	3,75	1,69
5	1,54	0,55	2,75	2,69	1,52
6	1,27	0,64	2,37	2,32	1,47
7	0,95	0,70	1,81	1,74	1,54
8	0,53	0,74	0,99	0,93	1,65
Küt.S.	-	303,03	-	43,22	909,00

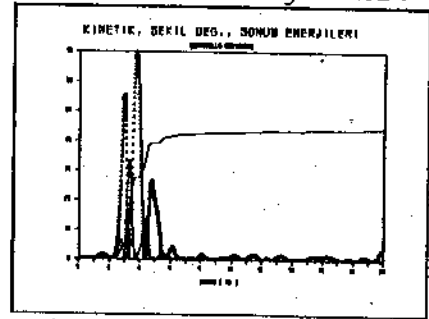
Tablo 2

Küt.No	(1)	(2)	(3)	(4)	(5)
1	11,95	4,16	18,18	18,00	12,38
2	11,19	3,36	16,42	16,26	10,93
3	9,95	2,55	14,21	14,10	9,88
4	8,63	2,88	13,21	13,13	8,43
5	7,69	2,75	12,63	12,59	7,59
6	6,34	3,18	11,86	11,61	7,33
7	4,74	3,52	9,07	8,70	7,68
8	2,66	3,70	4,96	4,66	8,26
Küt.S.	-	5,08	-	0,72	15,24

Şekil (7)-(8) de Erzincan depremine ait enerji eğrileri görülmektedir. Şek.(7) de en üstte olan eğri sisteme giren aktif kontrol ve rölatif deprem enerjilerinin toplamı göstermektedir. Bu eğri kısaca (6) eşitliğinin sol tarafındaki terimlerin toplamını göstermektedir. Altındaki eğri rölatif deprem enerjisini ve ortadaki eğri ise sönüm enerjisini göstermektedir. Şekil (8) de (6) eşitliğinin sol tarafında bulunan rölatif kinetik enerji, şekil değiştirme enerjisi ve sönüm enerjisi görülmektedir. Şekilde (+) işareti ile gösterilen eğri şekil değiştirme enerjisine, bir noktadan sonra sabit giden eğri ise sönüm enerjisine aittir. Rölatif deprem enerjisi olarak belirtilen terim bağzan giriş enerjisi olarak isimlendirilmektedir. Burada sisteme aktif kontrolden giren enerji de bulunduğundan bu ayırım yapıldı. Ayrıca rölatif kelimesi integrasyonun hareketli zemine göre alınan bir sistemde yapılması nedeni ile kullanılmıştır. Sönüm ve şekil değiştirme enerjilerinde bir rölatiflik söz konusu değildir.



Şekil (7)



Şekil (8)

SONUÇ

Bu çalışmada, Erzincan (1992) depremine dayanamayan sekiz katlı bir binanın aktif kontrol olarak kullanılan bir kütle sönümleyici yardımı ile aynı depreme dayanıklı hale geldiği gösterilmiştir. Ayrıca aynı bina, max. ivmesi 0,33 g olan sentetik bir depreme dayanmasına rağmen binanın en üstüne aktif bir kütle sönümleyicisi konularak kat deplasmanları azaltılmıştır.

Kullanılan sayısal hesap yöntemi, sönüm kuvvetinin hızın ve geri çağırıcı kuvvetin yolun

fonksiyonu olması halinde geçerlidir. Bu durum uygulamada ortaya çıkan bir çok non-lineerliği kapsamaktadır. Verilen örneklerde olduğu gibi malzemelerde kuvvet deformasyon bağıntılarının non-linear olması halinde verilen sayısal hesap yönteminin faydası görülmektedir. Ayrıca bahsedilen hesap yöntemini esas alan bir bilgisayar programı geliştirilmiştir.

Son zamanlarda geliştirilen enerji söndürücülerin tasarımlarında enerji hesapları gerekmektedir [3]. Bu nedenle geliştirilen bilgisayar programına enerji hesapları eklenmiştir.

KAYNAKLAR

- (1) Aldemir, Ü., (1994), Depreme Dayanıklı Yapı Tasarımında Aktif Kontrolün Kullanılması, İTÜ Fen Bilimleri Enstitüsü, Yüksek Lisans Tezi.
- (2) Kobori, K., (1990), "Dinamik Akıllı Yapıların Teknolojik Gelişimi ve Geleceği", J. Int. Mater. Syst. & Struc., 1, pp.391-407 (İngilizce).
- (3) Pinelli, J.P., Craig, I., J., Goodno, J., B., (1994) "Enerji Söndürücü Kaplamalı Bağlantıların Tasarım Kriterleri, Deprem Mühendisliği ABD 5. Milli konferansı., 1, 1003-1012. (İngilizce).
- (4) Reinhorn, A.M., Manolis, G.D., Wen, C.Y., (1987) "Elastik Olmayan Yapıların Aktif Kontrolü", J. Eng. Mech., ASCE, 113, pp.315-333, (İngilizce).
- (5) Soong, T.T., (1990), Aktif Yapı Kontrolü; Teori ve Uygulama, Longman Sci. & Tech., N.Y., (İngilizce).
- (6) Yang, J.N., Akbarpour, A., Ghaemmaghami, P., (1987) "Yapı Kontrolunda Yeni Optimal Kontrol Algoritmaları", J. Eng. Mech. ASCE, 113, 9, pp.1369-1386, (İngilizce).
- (7) Yang, J.N., Long, F.X., Wong, D. (1988) "Non Linear Yapıların Optimal Kontrolü", J. App. Mech, ASME, 55, pp.931-938, (İngilizce).
- (8) Yang, J.N., Danielians, A., Liu, S.C. (1991) "Binalarda Depreme Karşı Karışık Kontrol Sistemler", J. Eng. Mec. 117, 836-853 (İngilizce).
- (9) Yao, J.T.P., (1972), "Yapı Kontrol Kavramı", J. Struc. ASCE, 98, pp.1567-1574, (İngilizce).
- (10) Zuk, W. (1968) "Aktif Kontrol Sistemlerinin Geçmişi ve Geleceği", Structural Control, North Holland, Amsterdam, pp.779-794 (İngilizce).

ELASTİK ZEMİNE OTURAN BOŞLUKLU PERDELERİN ELASTO - PLASTİK DAVRANIŞI

ELASTO - PLASTIC BEHAVIOUR OF COUPLED SHEAR WALLS

ON ELASTIC FOUNDATION

Üzeyir Ayazoğlu¹, Kaya Özgen²

SUMMARY

In this study, elastic and elasto-plastic behaviour of the coupled shear walls with elastic foundation are examined. In the coupled shear walls, the classic continuum method is adopted, with the base flexibility modelled by effectif rotational and vertical elastic stiffness, K_θ and K_v respectively. Closed solution have been given for an uniformly distributed lateral load over the height of structure. Using the continuum approach of analysis, the connecting beams are replaced by a continuous distribution of laminas with equivalent stiffness. Assuming that the midpoints of contraflexure, and if a cut is made along the midpoint of the laminas, a distribution of shear forces along the cut will be exposed. From the compatibility and equilibrium of moment considerations at any $\epsilon = x/H$ section, following differantial equation is obtained for the axial force, $T(\epsilon)$

$$d^2T / d\epsilon^2 - \alpha^2 T = - \beta^2 M_e(\epsilon)$$

A solution to the differantial equation with the applied external moment $M_e(\epsilon) = PH^2(1-\epsilon)^2/2$ is given by

$$T(\epsilon) = B \sinh \alpha \epsilon + C \cosh \alpha \epsilon + \beta^2 PH^2 [(1-\epsilon)^2/2 + 1/\alpha^2] / \alpha^2$$

The values of the arbitrary constant B and C are to be determined by the boundary condition of the elastic and elasto- plastic behaviour. Once the axial force distribution, is known the distributed shear intensity, $q(\epsilon)$, in the connecting beams can be found by

$$q(\epsilon) = - dT / H d\epsilon$$

and depending on the external moment $M_e(\epsilon)$, the bending moments, $M(\epsilon)$, on the walls by

$$M(\epsilon) = M_e(\epsilon) - T(\epsilon) L$$

¹ Dr. Yk. Müh., Bakırköy, İstanbul

² Prof. Dr., İ.T.Ü. Mimarlık Fakültesi, Taksim, İstanbul

When the structure is loaded beyond the elastic range, plastic behaviour develops in the connecting continuum and elastic and plastic regions are formed over the height of structure. A plastic region forms when the coupling shear q equals q_u . Depending on the level of the load, beyond the first yielding continuum, as well as on properties of the structure and the flexibility of the foundation, up to three different zones for q may form:

-- *State- I* occurs, when the foundation soil is relatively stiff. Boundary coordinates ε_1 and ε_2 define the limits of the middle plastic zone

-- *State- II* may occur as the result of either a relatively soft base condition and/or increasing the load for State- I. Boundary co-ordinate ε_2 does not exist in that case

-- *State- III* may occur as the result of relatively stiff walls and a stiff supporting soil. Boundary coordinate ε_1 does not exist in that case.

ÖZET

Bu çalışmada, yüksekliği boyunca düzgün yayılı yatay yük etkisindeki boşluklu perdenin temel dönmeleri ve çökmeleri hesaba katılarak, elastik ve elasto-plastik davranışı incelenmiştir. Perde temeli, dönme ve çökmeye karşı rijitliği, K_θ ve K_y olan elastik yaylarla, perdeleri bağlayan kirişlerse perde yüksekliği boyunca sürekli/yayılı duruma dönüştürülerek idealleştirilmiştir. Bu varsayımlar altında önce boşluklu perdedeki bağlantı kirişlerinin elastik davranışına ilişkin analitik çözüm geliştirilmiştir. Bundan sonra bağlantı kirişlerinin uçlarında plastik mafsallar oluştuğu varsayılarak sistemin çözümü araştırılmıştır. Yatay yükün şiddetine, temelin fleksibilesine, perdenin rijitliğine, bağlantı kirişinin rijitliği ve kesme kuvveti taşıma kapasitesine bağlı olarak sistemde üç değişik plastikleşme durumu oluşmaktadır. Elde edilen analitik çözümler değişik zemin ve temel (tekil ya da sürekli) durumları için örnek bir sisteme uygulanarak, varılan sayısal sonuçlar değerlendirilmiştir.

GİRİŞ

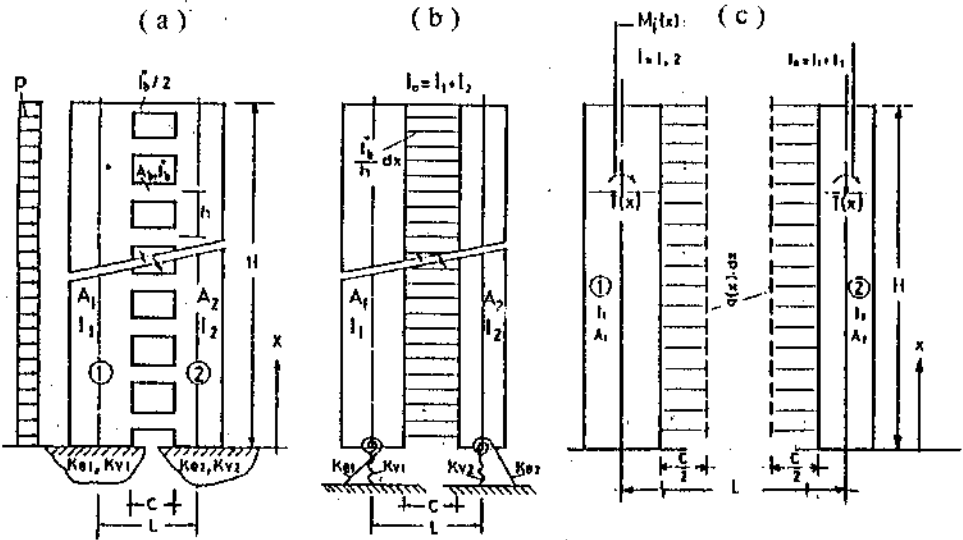
Betonarme yüksek binalarda yatay yüklere karşı dayanımı sağlamak için betonarme perdeler yoğun olarak kullanılmaktadır. Böyle sistemlerde kapı, pencere vb. boşlukların bırakılması zorunluluğundan perdeli sistemin özel bir şekli olan boşluklu perde ortaya çıkar. Yatay yüklerin oluşturduğu kesit tesirlerinin büyük bir kısmının perdeler tarafından karşılanması perde temellerindeki kesit tesirlerini ve yerdeğiştirmeleri zeminin özelliklerine bağlı olarak büyük değerlere çıkarabilmektedir. Yapı temellerinin rijitliği oturdukları zeminin özellikleriyle birlikte temel boyutları ve şekline (tekil ya da sürekli) de bağlıdır. Temellerin rijitliğini etkileyen bu özellikler aynı zamanda yapının yatay yüklere karşı rijitliğini de önemli ölçüde etkilemektedir.

Mimari zorunluluklar nedeniyle sistemdeki bağlantı kiriş boyutları çoğu zaman tüm katlarda sabit tutulur ve belli bir değeri aşmayacak şekilde düzenlenir. Bu durumda yatay yük altındaki boşluklu perdenin bağlantı kirişleri bazı bölgelerde yetersiz kalabilir. Bu durum sistemin elastik sınırın ötesindeki taşıma gücünden faydalanılmasını, bir başka

deyişle elasto-plastik olarak incelenmesini gerektirir. Böylece yatay yükün şiddetine, temelin fleksibilitesine, perdenin rijitliğine ve bağlantı kirişlerinin taşıma gücüne bağlı olarak boşluklu perde sisteminde çeşitli plastikleşme durumları ortaya çıkar.

SEÇİLEN MODEL, MATEMATİK BAĞINTILAR

İncelenecek sistem, yüksekliği boyunca düzgün yayılı yatay yük etkisinde ve geometrik özellikleri Şekil 1.a' da verilen boşluklu bir perde şeklinde alınmaktadır. Perdelerin ve bağlantı kirişlerinin atalet momentleri ve enkesit alanları sırasıyla I_i , A_i ($i=1,2$), I_b , A_b ile gösterilmiştir. Perde temeli, dönme ve düşey yerdeğiştirmeye karşı rijitliği sırasıyla K_θ ve K_v olan elastik yaylarla, bağlantı kirişleri de perde yüksekliği boyunca sürekli/yayılı duruma dönüştürülerek idealleştirilmiştir (Şekil 1.b, c). Perde rijitlikleriyle temel rijitlikleri arasındaki oranlar sabit kalmak koşuluyla perde temelindeki dönmelerin aynı ve bağlantı kirişlerinin açıklık ortalarında da momentin sıfır olduğu varsayılmaktadır [1, 8].



Şekil 1. Yatay Yük Etkisindeki Boşluklu Perde, Fiktif Sistem, Kesit Tesirleri

Tekil temelin taban alanı (A_p), atalet momenti (I_p), eksenel kuvvet (T_0), eğilme momenti (M_0) ve zeminin yatak katsayısı (k_v)'na bağlı olarak temel tabanındaki düşey yerdeğiştirme (Δ),

$$K_{v1} = k_v A_{p1}, \quad 1/K_v = 1/K_{v1} + 1/K_{v2}, \quad \Delta = T_0/K_v \quad (i=1,2) \quad (1)$$

ve dönme yerdeğiştirmesi (θ_0)

$$K_{\theta1} = k_s I_{p1}, \quad K_\theta = K_{\theta1} + K_{\theta2}, \quad [dy/dx]_0 = \theta_0 = M_{01}/K_{\theta1} = M_{02}/K_{\theta2} = M_0/K_\theta \quad (2)$$

bağıntılarıyla bilinmektedir. Zemin taşıma kapasitesi düşük olduğunda veya sistemin yatay rijitliğini artırmak amacıyla kullanılan sürekli temel durumunda temel tabanındaki dönme ve çökme rijitliği (K_θ ve K_v) de artar. Temelin eğilme rijitliği ($\bar{EI}$), boşluk genişliği (c) ve perde genişlikleri (b_{w1} ve b_{w2})' ne bağlı olarak çökme rijitliğindeki artış (K_{vf});

$$K_{vf} = 12\bar{EI}/c$$

dönme rijitliğindeki artış ($K_{\theta f}$) ise

$$K_{\theta f} = (G\bar{EI}/c^3)(b_{w1}^2 + 2b_{w1}c + 2c^2 + 2b_{w2}c + b_{w2}^2)$$

bağıntılarıyla verilmektedir [7]. Bağlantı kirişi uç momentleri ve kesme kuvveti, perde eksenel kuvveti ve temel çökmesine bağlı olarak perde eğilmesi boşluklu perde sisteminde;

$$L \frac{dy}{dx} - \left[\frac{hc^3}{12EI_b} + \frac{hc}{GA_b^*} \right] q(x) - \left(\frac{1}{EA_1} + \frac{1}{EA_2} \right) \int_0^x \int_0^H q(\lambda) d\lambda] d\eta - \Delta = 0 \quad (3)$$

düşey süreklilik denklemini vermektedir [1, 2, 3, 4]. Bu bağıntı $1/A = 1/A_1 + 1/A_2$ ve

$$I_b^* = I_b / [1 + 12EI_b / (GA_b^* c^2)], \quad \int_0^x T dx = \int_0^x \int_0^H q(\lambda) d\lambda] d\eta$$

ara değerleri yardımıyla

$$L \frac{dy}{dx} - \frac{hc^3}{12EI_b^*} q(x) - \frac{1}{EA} \int_0^x T dx - \Delta = 0 \quad (4)$$

şeklini almaktadır. $M_e(x)$ dış momenti ve $T(x)$, e bağlı olarak sistemin moment dengesi

$$M_e(x) = EI_0 d^2y/dx^2 + LT(x), \quad I_0 = I_1 + I_2 \quad (5)$$

şeklinindedir. Fiktif bağlantı kirişi kesme kuvveti $q(x)$ ile perde eksenel kuvveti $T(x)$ arasında da $q(x) = -dT/dx$ bağıntısı geçerlidir.

ELASTİK DAVRANIŞ

Süreklilik denklemindeki $y(x)$ ve $q(x)$ fonksiyonları $T(x)$ ' e göre ifade edildiğinde $M_e(x) = P(H-x)^2/2$ dış momenti ve $\mu^2 = 12EI_b^* L/hc^3$ parametresi yardımıyla

$$\frac{d^2T}{dx^2} - \frac{L\mu^2}{EI_0} \left(1 + \frac{I_0}{AL^2}\right) T = -\frac{\mu^2}{2EI_0} P(H-x)^2 \quad (6)$$

bağıntısı yazılabilir. $\epsilon = x / H$ boyutsuz değişkeni ve $\alpha^2 = L\mu^2 H^2 (1 + I_0 / AL^2) / EI_0$, $\beta^2 = \mu^2 H^2 / EI_0$ yardımcı parametreleri yardımıyla

$$d^2T/d\epsilon^2 - \alpha^2 T = -\beta^2 PH^2(1-\epsilon)^2/2 \quad (7)$$

elde edilir. Bu denklemin homojen ve özel çözümünden perde eksenel kuvveti $T(\epsilon)$ için

$$T(\epsilon) = B \sinh \alpha \epsilon + C \cosh \alpha \epsilon + \beta^2 PH^2 [(1-\epsilon)^2/2 + 1/\alpha^2] / \alpha^2 \quad (8)$$

bulunur. Elastik davranışa ilişkin bu bağıntı aynı zamanda sistemin elasto-plastik davranışında da temel oluşturmaktadır; B ve C sabitleri $x=H$; $T=0$ bağıntısı ve süreklilik denkleminin $x=0$ a karşı gelen,

$$L \{dy/dx\}_0 - (L/\mu^2) q_0 - \Delta = 0, \quad [dT/Hd\epsilon]_0 = [dT/dx]_0 = (F_r + F_s)T_0 - F_r PH^2/2L$$

bağıntılarının oluşturduğu iki sınır koşulundan elde edilmektedir. Buradaki $F_r = L\mu^2/K_0$ ve $F_s = \mu^2/LK_v$ parametreleri aynı zamanda zeminin dönme ve çökme fleksibilitesi olarak da adlandırılmaktadır. Böylece B ve C sabitleri;

$$B = \left[\frac{H^2}{\alpha + H(F_r + F_s)\theta\alpha} \right] \left\{ \frac{\beta^2}{\alpha^2} P [H(F_r + F_s) \left(\frac{1}{2} + \frac{1}{\alpha^2} + \frac{1}{\alpha^2 \cosh \alpha} \right) + 1] - \frac{PHF_r}{2L} \right\} \quad (9)$$

$$C = -B\theta\alpha - \beta^2 PH^2/\alpha^4 \cosh \alpha \quad (10)$$

şeklini alır. Perde eksenel kuvveti $T(\epsilon)$ bulunduktan sonra fiktif bağlantı kirişlerindeki kesme kuvveti $q(\epsilon)$ ve perde momentleri $M(\epsilon)$

$$q(\epsilon) = -dT/Hd\epsilon = -\alpha (B \cosh \alpha \epsilon + C \sinh \alpha \epsilon) / H + \beta^2 PH(1-\epsilon)/\alpha^2 \quad (11)$$

$$M(\epsilon) = PH^2(1-\epsilon)^2/2 - LT(\epsilon) \quad (12)$$

bağıntılarından elde edilir [1, 5, 8].

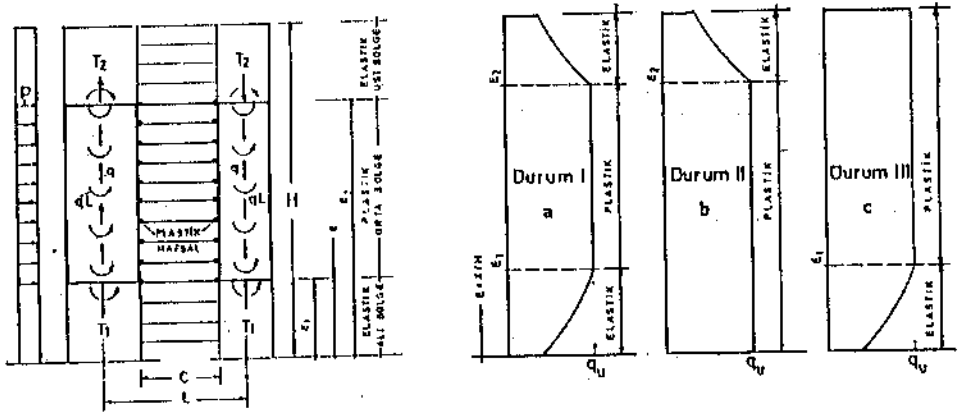
ELASTO-PLASTİK DAVRANIŞ

Zeminin fleksibilitesi, yapının geometrik özellikleri ve yüklemeye bağlı olarak fiktif sistemde $q(x)$ kesme kuvvetleri elastik sınır (q_w)'a ulaşabilir. Böylece yapı yüksekliği boyunca belirli bir bölgedeki bağlantı kirişleri plastikleşerek uçlarında plastik mafsallar oluşur [1, 6, 7]. Bütün bu etkenlerden sistemde üç değişik plastikleşme durumu ortaya çıkar (Şekil 2.).

-- **Durum-I** ; İki elastik bölgeyle sınırlanmış bir plastik bölgeyi içeren bu durumdaki davranışı tümüyle belirleyebilmek için Şekil 2.a' daki üç bölgeye ilişkin $T(\epsilon)$ fonksiyonlarının ayrı ayrı incelenmesi gerekir. Buna göre,

$$\begin{aligned}
0 \leq \varepsilon < \varepsilon_1; \quad \varepsilon = \varepsilon_1 \rightarrow q = q_u, \quad \varepsilon = 0 \rightarrow [dT/Hd\varepsilon]_0 = (F_r + F_p)T_0 - F_r PH^2/2L \\
\varepsilon_1 \leq \varepsilon < \varepsilon_2; \quad q = q_u \\
\varepsilon_2 \leq \varepsilon < 1; \quad \varepsilon = 1 \rightarrow T = 0, \quad \varepsilon = \varepsilon_2 \rightarrow [dT/Hd\varepsilon] = q_u
\end{aligned}$$

sınır koşulları yardımıyla (8) bağıntısındaki B ve C sabitleri alt elastik bölgede



Şekil 2. Boşluklu Perde Sisteminde Plastikleşme Durumları

$$C_1 = \left[\frac{H^2}{H(F_r + F_p) + \alpha \theta \alpha \varepsilon_1} \right] \left(\left[\frac{\beta^2}{\alpha^2} [P(1 - \varepsilon_1) - q_u/H] / \text{cha} \varepsilon_1 - \frac{\beta^2}{\alpha^2} P - (F_r + F_p) \frac{\beta^2}{\alpha^2} PH(1/2 + 1/\alpha^2) + F_r PH/2L \right] \right) \quad (13)$$

$$B_1 = (H^2/\alpha \text{cha} \varepsilon_1) \left(\beta^2 [P(1 - \varepsilon_1) - q_u/H]/\alpha^2 \right) - C_1 \theta \alpha \varepsilon_1 \quad (14)$$

üst elastik bölgede ise

$$B_2 = [H^2/\text{cha} (1 - \varepsilon_2)] \left(\left[\beta^2 P(1 - \varepsilon_2)/\alpha^3 - q_u/\alpha H \right] \text{cha} + \beta^2 P \text{cha} \varepsilon_2/\alpha^4 \right) \quad (15)$$

$$C_2 = -B_2 \theta \alpha - \beta^2 PH^2/\alpha^4 \text{cha} \quad (16)$$

şeklini almaktadır. Bulunan bu sabitler yardımıyla alt ve üst ($i=1,2$) elastik bölgelere ilişkin $T(\varepsilon)$, $q(\varepsilon)$ ve $M(\varepsilon)$ fonksiyonları kolaylıkla elde edilir. $\varepsilon = \varepsilon_1$; $T = T_1$ olmak üzere plastik bölgedeki eksenel kuvvet ifadesi $T(\varepsilon)$ bulunur:

$$T(\varepsilon) = T_1 - q_u H(\varepsilon - \varepsilon_1)$$

--Durum-II; Bu durumda sistemin davranışı elastik bir üst ve plastik bir alt bölge olmak üzere iki bölgeden oluşur. Bu nedenle ε_1 sözkonusu değildir (Şekil 2.b). Bu iki bölgeye ilişkin $T(\varepsilon)$ ve $q(\varepsilon)$ fonksiyonları alt plastik bölgede;

$$0 \leq \varepsilon < \varepsilon_2; \quad T(\varepsilon) = T_0 - q_u H \varepsilon, \quad q(\varepsilon) = q_u$$

ve üst elastik bölgede ($\epsilon_2 < \epsilon \leq 1$) ise (8, 11) bağıntılarındaki B, C sabitleri yerine B_2, C_2 konularak elde edilir.

--Durum-III; Elastik bir alt ve plastik bir üst bölgeden oluşan bu durumda ϵ_2 söz konusu değildir (Şekil 2.c). Bu durumdaki $T(\epsilon)$ ve $q(\epsilon)$ fonksiyonları alt elastik bölgede (8, 11) bağıntılarındaki B, C sabitleri yerine B_1, C_1 konularak, üst plastik bölgede ise

$$T_1 = T(\epsilon_1), \quad T(\epsilon) = T_1 - q_0 H(\epsilon - \epsilon_1), \quad q(\epsilon) = q_0$$

bağıntılarından bulunur. Böylece $T(\epsilon)$ belirlendikten sonra herhangi bir ϵ yüksekliğindeki $M(\epsilon)$ perde momentleri (12) bağıntısından, i. kattaki gerçek bağlantı kirişine ilişkin kesme kuvveti Q_{bi} ise x_i yüksekliğine bağlı olarak,

$$Q_{bi} = T[(x_i - h_p)/H] - T[(x_i + h_p)/H] \quad (18)$$

bağıntısından elde edilir. Sistemin davranışını karakterize eden ϵ_1 ve ϵ_2 ordinaıları (4) bağıntısının $\epsilon = \epsilon_2$ ve $\epsilon = \epsilon_1$ deki değerlerinin farkından,

$$H^2[(\epsilon_2^3 - \epsilon_1^3)/3 - (\epsilon_2^2 - \epsilon_1^2)(\epsilon_2 - \epsilon_1)] - (L + l_0/AL)[2T_1(\epsilon_2 - \epsilon_1) - q_0 H(\epsilon_2 - \epsilon_1)^2] = 0 \quad (19)$$

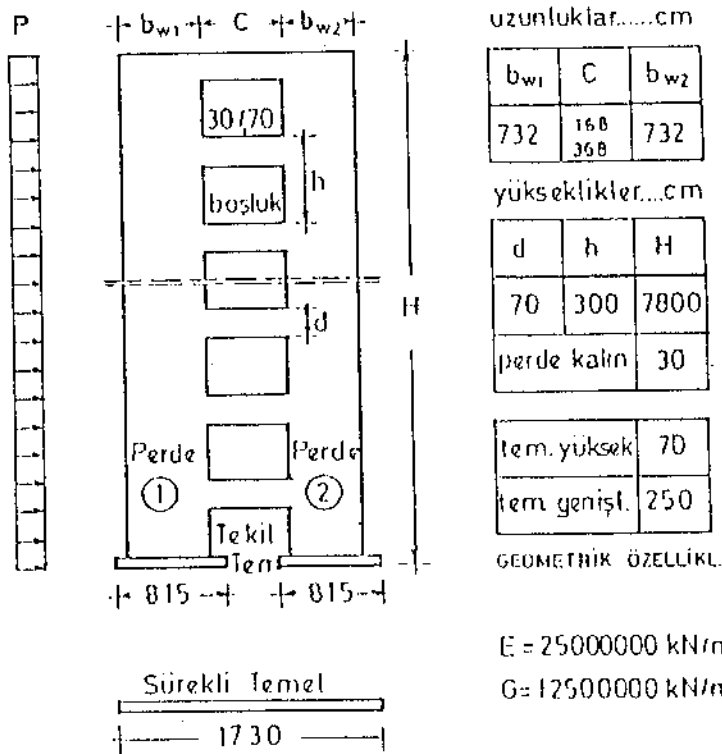
ve $\epsilon = \epsilon_2$ deki düşey dengeden, $T_2 = T_1 - q_0 H(\epsilon_2 - \epsilon_1)$ şeklinde elde edilen doğrusal olmayan iki denklemin deneme-yanılma ya da Newton-Raphson yöntemiyle çözümünden bulunur [6].

SAYISAL UYGULAMA

Geometrik özellikleri Şekil 3' de verilen boşluklu perdenin üç tip zemine oturması durumunda düzgün yayılı P yatay yük etkisi altındaki davranışlarının incelenmesi: Sistem, elastisite ve kayma modülleri $E=2.5 \times 10^6$, $G=1.25 \times 10^6$ kN/m² ve enkesiti 30/732 olan iki perdenin 30/70' lük kat kirişleriyle birbirine bağlanmasından oluşmaktadır. Tekil ve sürekli temel durumları için, çökme ve dönme rijitliklerinin üç tip zeminin yatak katsayısına bağlı değerleri Tablo 1' de verilmiştir. Önce yatay yük $P=57$ kN/m ve bağlantı kirişi açıklığı $c=1.68$ m alınarak tekil ve sürekli temel durumundaki elastik davranış, daha sonra da sistemin tekil temele oturması durumunda yatay yükün şiddeti ve bağlantı kirişlerinin açıklığı değiştirilerek sistemde üç değişik elasto - plastik davranış şekli elde edilmiştir (Şekil 4.). Tablo 2' de elastik Tablo 3' de ise elasto-plastik davranışa ilişkin kesit tesirleri ve temel yerdeğiştirmelerinin değerleri verilmiştir.

Tablo 1. Sistem Temelinin Çökme ve Dönme Rijitlikleri (K_v, K_θ)

Zemin Tipi	k_g (kN/m ³)	Tekil Temel		Sürekli Temel	
		K_v (kN/m)	K_θ (kNm/rad)	K_v (qN/m)	K_θ (kNm/rad)
1. Gevşek kum	30000	23.50×10^4	5.2×10^6	34.50×10^5	2.60×10^8
2. Orta sıkı kum	150000	11.75×10^5	26×10^6	43.60×10^5	2.84×10^8
3. Kaya	∞	∞	∞	∞	∞



Şekil 3. Düzgün Yayılı Yatay Yük Etkisindeki Boşluklu Perde

Tablo 2. Elastik Davranışa İlişkin Kesit Tesirlerinin Tabandaki Değeri

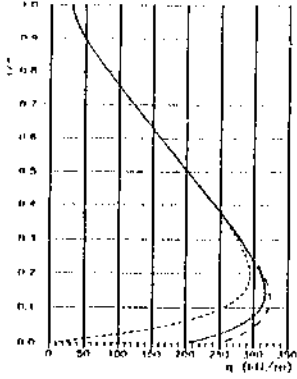
Temel	Eğri	K_s (kN/m ³)	q_0 (kN/m)	T_0 (kN)	T_0/T_0^*	M_0 (kNm)	M_0/M_0^*	Δ (cm)	θ_0 (rad)
T e k i l	a_1 ---	30000	248.69	15040.8	1.10	38027	0.65	6.40	0.0073
	a_2 ---	150000	202.49	14766.1	1.08	40499	0.73	1.26	0.0016
	a_3	∞	0.00	13562.0	1.00	51339	1.10	-	-
S ü r e k l	b_1 ---	30000	207.17	12330.1	0.90	62423	1.18	0.36	0.0002
	b_2 ---	150000	145.55	12696.5	0.93	59125	1.13	0.29	0.0002
	b_3	∞	0.00	13562.0	1.00	51336	1.00	-	-

Düzensiz ($K_s \rightarrow \infty$) duruma karşı gelen değerler *

Tablo 3. Elasto-Plastik Davranışa İlişkin Kesit Tesirlerinin Tabandaki Değeri

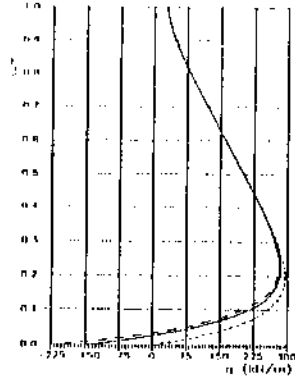
Eğri	K_s (kN/m ³)	P (kN/m)	C (m)	Plas. durumu	Plas. E_1	Bölge E_2	q_0 (kN/m)	T_0 (kN)	M_0 (kNm)	Δ (cm)	θ_0 (rad)
C_1 ---	30000	61.9	1.68	11	0.00	0.302	325	16314.1	41473	6.94	0.0030
C_2 ---	150000	61.9	1.68	1	0.057	0.279	229	16019.0	44129	1.36	0.0017
C_3	∞	77.8	1.68	1	0.056	0.504	0.00	17992.2	74738	-	-
C_4 ---	∞	151.5	1.68	111	0.097	1.000	0.00	24234.5	194284	-	-

(a)



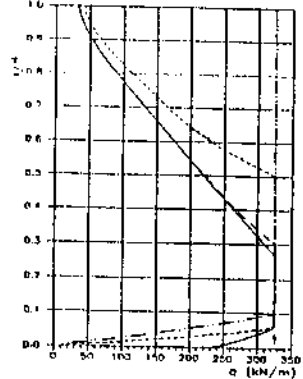
Fikt. Dagl. Kirişl. Kes. Kuvvelli..

(b)

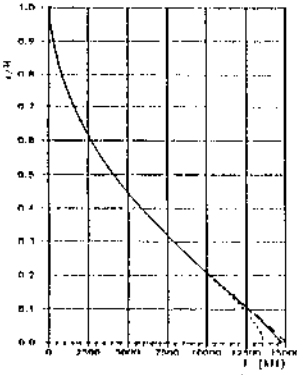


Fikt. Dagl. Kirişl. Kes. Kuvvelli..

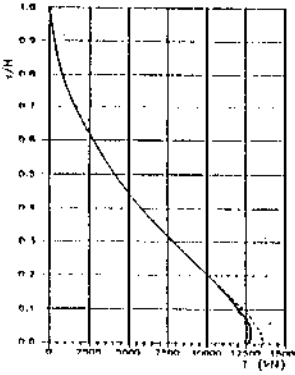
(c)



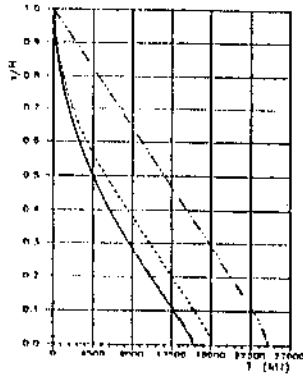
Fikt. Dagl. Kirişl. Kes. Kuvvelli..



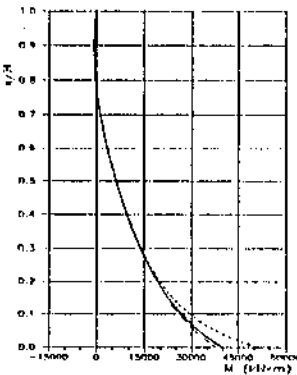
Perde Eksenel Kuvvelleri.....



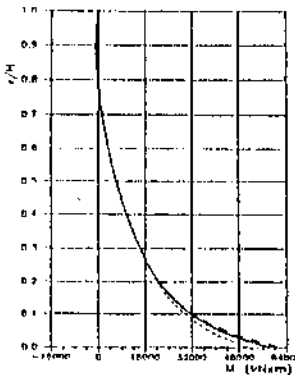
Perde Eksenel Kuvvelleri.....



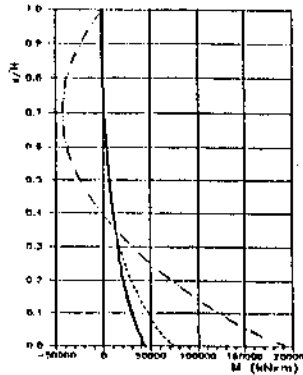
Perde Eksenel Kuvvelleri.....



Perde Toplam Momentleri



Perde Toplam Momentleri..



Perde Toplam Momentleri..

Şekil 4. Sistemin Elastik ve Elasto - Plastik Davranışına İlişkin Kesit Tesirleri (q , T , M)
Elastik Davranış: (a) Tekil Temel; (b) Stokli Temel; (c) Elasto-Plastik Davranış-Tekil Temel

SONUÇLAR

Elastik zemine oturan boşluklu perde sistem alınarak temel dönme ve çökmelerinin sistemin davranışına etkileri incelenmiştir. Bulunan bağıntıların bazı örnek sistemlere uygulanmasından aşağıdaki sonuçlara varılmıştır:

1- Taşıma gücü düşük zeminlerde temel şekli boşluklu perde sistemin davranışında önemli rol oynamaktadır. Örneğin, yatay yük altındaki boşluklu perdenin sürekli temele oturması durumunda; perde tabanındaki eksenel düşey kuvvet (T_0), tekil temel durumundakine göre azalırken, momentlerde büyük artışlar gözlenmektedir. Zeminin taşıma gücü arttıkça, inceleme konusu temel dönmeleri azaldığından bu etki de azalmakta ve beklendiği gibi rijit zeminlerde sıfıra inmektedir.

2-Taşıma gücü düşük zeminlerdeki tekil temel durumunda, boşluklu perde tabanındaki eksenel kuvvet (T_0) artarken, momentlerde (M_0) büyük azalmalar görülmektedir. Sürekli temel düzeninde bunun tam tersi bir durum ortaya çıkmaktadır; perde tabanındaki eksenel kuvvet azalmakta, momentler ise artmaktadır.

3- Boşluklu perdenin elasto-plastik davranışında; orta dayanımlı zeminlerde I, taşıma gücü düşük zeminlerde ve eğilme rijitliği büyük bağlantı kirişli sistemde II, rijit zemin, sürekli temel ve eğilme rijitliği küçük bağlantı kirişli sistemde ise III. durumların egemen olduğu üç değişik elasto- plastik davranış şekli ortaya çıkmaktadır.

Bütün bunlardan taşıyıcı sistemlerin hesabında üst yapı - zemin ve temellerin birlikte düşünülmesi gerekliliği anlaşılmaktadır. Bunun için de zemin özelliklerinin eksiksiz saptanması zorunludur. Ayrıca taşıma gücü düşük-çürük zeminlerde, ıslah vb. iyileştirmelerin, sistemin davranışına olumlu katkısı açık olarak görülmektedir.

KAYNAKLAR

1. Ayazoğlu, Ü.(1994) " Perdeli Çerçeve Sistemlerde Temel Dönmelerinin Üst Yapıya Etkisi ", İ.T.Ü. Fen Bilimleri Enstitüsü, Doktora Çalışması.
2. Beck, H.(1962) " Boşluklu Perdelerin İncelenmesi için Yardımcı Bilgiler ", ACI Jour., Vol. 59, No 8, pp. 1055-1070, (İngilizce).
3. Chan, H.C.(1989) " Rijitleştirilmiş Boşluklu Perdeler ", ASCE, Jour. Eng. Mech., Vol.115, No 4, pp. 689-703, (İngilizce).
4. Coull, A.(1991) " Rijitleştirilmiş Boşluklu Perdeler ", ASCE, Jour. Struc. Eng., Vol. 117, No 8, pp. 2205-2223, (İngilizce).
5. Coull, A.(1971) " Elastik Zeminle boşluklu Perdenin Etkileşimi ", ACI Jour., Vol.68, No 6, pp.456-461, (İngilizce).
6. Gluck, J.(1973) " Boşluklu Perdelerin Elasto-Plastik İncelenmesi ", ASCE, Jour. Struc. Division, Vol.99, No ST8, pp.1743-1760, (İngilizce).
7. Pekao, O. A.(1989) " Elastik Zemine Oturan Boşluklu Perdenin Lineer Olmayan Davranışı ", Can. Jour. Civ. Eng., Vol.16, pp.45-54, (İngilizce).
8. Tso, W. K.(1972) " Elastik Zeminin Boşluklu Perdelere Etkisi ", ACI Jour., pp. 678-683, (İngilizce).

**KUVVETLİ KOLON VE ZAYIF KİRİŞLİ BETONARME ÇERÇEVELERİN
EŞDEĞER YATAY DEPREM YÜKLERİ ALTINDA DOĞRUSAL OLMAYAN
DAVRANIŞLARINA İLİŞKİN BİR ÇALIŞMA**

**A STUDY ON THE NONLINEAR BEHAVIOUR OF REINFORCED
CONCRETE FRAMES WITH STRONG COLUMNS AND WEAK BEAMS
UNDER EQUIVALENT LATERAL SEISMIC LOADS**

Gürbüz Aydemir¹ , M.Nuray Aydınoğlu²

SUMMARY

Nonlinear performance of typical frames designed for strong column - weak beam concept in accordance with new draft Turkish Earthquake Resistant Design Code are investigated. In a limited scope of studies , an attempt is made to check the viability of reduction factors (R) used to reduce the linear elastic seismic loads to the equivalent ones used in code based earthquake analysis. Nonlinear analysis is performed with monothonic lateral loads distributed in accordance with first vibration mode , assumed as inverted triangular. It is confirmed through limited number of examples that the typical frames designed for strong column - weak beam concept possess sufficient overstrength capacity. It is foreseen that in the near future such relatively simple nonlinear analyses may become a common practice in engineering process in order to assure the realistic failure mechanism of framed systems.

ÖZET

Yeni Türkiye Deprem Yönetmeliği taslağında yer alan kuvvetli kolon - zayıf kiriş ilkesine göre tasarımı yapılan basit çerçeve sistemlerinin performansı, yönetmeliğe uygun olarak ters üçgen şeklinde dağıtılan deprem yüklerinin adım-adım artırılması ile ve doğrusal olmayan hesap yöntemi ile incelenmiştir. İncelenen sınırlı sayıda örnek çerçevede kuvvetli kolon - zayıf kiriş ilkesine göre yapılan tasarımın, plastik mafsalların istenildiği gibi kirişlerde oluşmasını sağladığı gözlenmiştir. Bu ilkeye göre tasarlanmış sistemlerde eşdeğer deprem yüklerinin saptanması için kullanılan R katsayısının (R=7.5) çerçevelerde yeteri kadar yedek dayanım kapasitesi oluşturabileceği anlaşılmaktadır.

¹ İnş. Müh., Yüksek Lisans öğrencisi, Boğaziçi Üniversitesi, Kandilli Rasathanesi ve Deprem Araştırma Enstitüsü, Deprem Mühendisliği Ana Bilim Dalı

² Prof. Dr., Boğaziçi Üniversitesi, Kandilli Rasathanesi ve Deprem Araştırma Enstitüsü, Deprem Mühendisliği Ana Bilim Dalı

GİRİŞ

Yapıların depreme dayanıklı tasarımında göz önüne alınan yer hareketi, belirli bir süre içinde ve belirli bir aşılma olasılığı ile meydana gelebilecek en büyük depreme karşı gelmektedir. Bu "büyük" depremin etkisi altında taşıyıcı sistemin göçmeden ayakta kalabilmesi, sistemde oldukça önemli ölçüde enerji yutulmasını gerektirir.

Betonarme ve çelik çerçevelerden oluşan taşıyıcı sistemler uygun bir biçimde tasarlandıklarında, diğer sistemlere oranla çok daha fazla enerji yutabilirler; yani daha sünek davranabilirler. Son yirmi yıl içinde yapılan teorik ve deneysel çalışmalar, çerçeve sistemlerde sünek davranışın temel koşulunun "kuvvetli kolon - zayıf kiriş" düzenlemesi olduğunu kanıtlamıştır. Kolonlara oranla daha zayıf olarak boyutlandırılan kirişlerin uç bölgelerine oluşması sağlanan plastik mafsallaşma ile büyük miktarda enerji yutulabilmekte, ancak bunun gerçekleşebilmesi için bu bölgelerde kayma göçmesini önleyecek önlemler alınması gerekmektedir. Öte yandan, eksenel kuvvetin varolması nedeniyle fazla miktarda enerji yutulamayan kolonlarda mafsallaşmanın önlenmesi ile sistemde kat göçmesi veya toptan göçmenin önüne geçilmekte; böylece depreme dayanıklı tasarımın temel ilkesi olan insan hayatını koruma ilkesi gerçekleştirilmiş olmaktadır.

Günümüzde kuvvetli kolon - zayıf kiriş ilkesi, son 10-15 yıl içinde hazırlanmış belli başlı deprem yönetmeliklerinin hemen hepsinde betonarme çerçevelerin sünek tasarımının ön koşulu olarak yer almaktadır (Örneğin American Concrete Institute 1989, Eurocode 8-1993, Canadian Standards Association 1984, "Design of Concrete Structures for Buildings CAN3-A23.3"). Bu ilke yürürlükteki Japon yönetmeliğinde (Building Standard Law 1981) açık olarak yer almamakla birlikte Japon pratiğinde giderek daha yaygın olarak kullanılan AIJ (Architectural Institute of Japan 1994) tasarım kurallarında sünek tasarımın tek ilkesi olarak uygulanmaktadır. Kuvvetli kolon - zayıf kiriş ilkesi son bir yıl içinde hazırlık çalışmaları yoğun olarak sürdürülen yeni Türkiye Deprem Yönetmeliği taslağında da (Deprem Mühendisliği Türk Milli Komitesi 1994) sünek tasarımın ön koşulu olarak belirtilmiştir.

Bu çalışmanın amacı, yönetmelik taslağına göre tasarımı yapılan betonarme çerçeve sistemlerde, yönetmelikte eşdeğer deprem yüklerini tanımlamak için kullanılan "taşıyıcı sistem davranış katsayısı (R)" değerlerinin geçerliliğini irdelemektir.

EŞDEĞER DEPREM YÜKLERİ

Diğer modern yönetmeliklerde olduğu gibi (IAEE 1992), yeni yönetmelik taslağında da hesaba esas alınacak "eşdeğer deprem yükleri", elastik ivme spektrumunun belirli bir azaltma katsayısı (yönetmelikteki tanımı ile "R: Taşıyıcı sistem davranış katsayısı")'na bölünmesi ile elde edilmektedir. Elastik ivme spektrumunun ordinatı olan spektral ivme, yönetmelik taslağında

$$A = A_0 \cdot I \cdot S \quad (1)$$

bağıntısı ile verilmektedir. Burada A_0 deprem bölgelerine göre değeri 0.10g ile 0.40g arasında değişen "etkin yer ivmesi"ni (g : Yerçekimi ivmesi), I bina önem katsayısını,

S ise spektrum katsayısını göstermektedir. Yönetmelik taslağında tanımlanan iki ana analiz yönteminden biri olan "eşdeğer yatay yük yöntemi" için S katsayısı aşağıdaki şekilde tanımlanmıştır :

$$T_1 \leq T_b \text{ için } S = 2.5 \quad (2a)$$

$$T_1 > T_b \text{ için } S = 2.5 (T_b / T_1)^{0.8} \geq 0.7 \quad (2b)$$

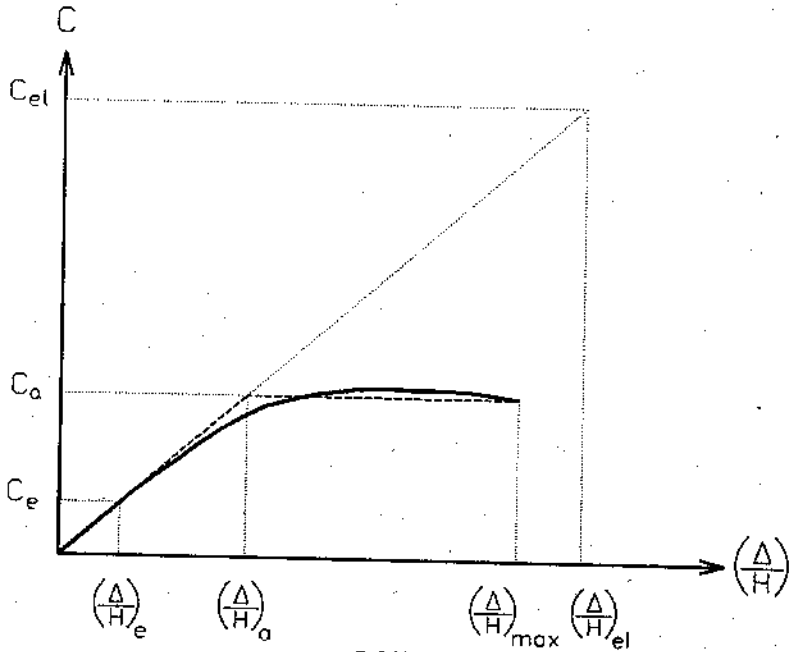
Burada T_1 , binanın birinci doğal titreşim periyodunu (saniye), T_b ise yerel zemin koşullarına göre belirlenen karakteristik periyodu (saniye) göstermektedir.

Yönetmelik taslağında tanımı yapılmamış olmakla birlikte, sistemin doğrusal elastik davranışına karşı gelen "elastik deprem katsayısı" , C_{el} ;

$$C_{el} = A / g \quad (3)$$

şeklinde tanımlanabilir. Ancak taşıyıcı sistemde meydana gelmesi beklenen enerji yutulmasını gözönüne almak üzere, Denklem 3 ile tanımlanan elastik deprem katsayısı, taslakta R ile simgelenen "taşıyıcı sistem davranış katsayısı"na bölünerek, deprem hesabında esas alınacak "eşdeğer deprem katsayısı" , C_e aşağıdaki şekilde elde edilir ,

$$C_e = C_{el} / R \quad (4)$$



Şekil 1

(Aydınoğlu 1995) 'ten alınan ve tipik olarak bina taşıyıcı sisteminin en üst kattaki yerdeğiştirmesi ile deprem katsayısı arasındaki doğrusal olmayan "gerçek" ilişkiyi

gösteren grafik bağıntı Şekil 1'de verilmiştir. Şekildeki eğri kesikli çizgi ile gösterildiği biçimde elasto-plastik bir bağıntı olarak idealleştirilebilir. Burada C_a taşıyıcı sistemin "yük taşıma kapasitesi"ni ifade etmektedir. Şekil 1'den süneklik azaltma katsayısı aşağıdaki şekilde tanımlanabilir.

$$R_s = C_{et} / C_a \quad (5)$$

Öte yandan, Şekil 1'den görüldüğü üzere deprem hesabında esas alınan eşdeğer deprem katsayısı C_e , taşıyıcı sistemin kapasitesine karşı gelen C_a deprem katsayısına oranla daha küçük bir değerdir. C_a 'nın C_e 'ye oranı ; taşıyıcı sistemin yedek kapasitesini ifade eden "yedek dayanım katsayısı" olarak

$$D_y = C_a / C_e \quad (6)$$

şeklinde ifade edilebilir. Şekil 1, Denklem 5 ve 6'dan

$$R = R_s \times D_y \quad (7)$$

bağıntısı elde edilebilir. Görüldüğü gibi R katsayısı, sadece sistemdeki sünekliği ifade etmemekte, aynı zamanda sistemde mevcut bulunan yedek dayanım kapasitesini de içermektedir.

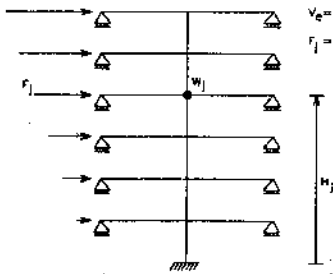
Taslak yönetmelikte olduğu gibi, eşdeğer deprem katsayısını tek bir azaltma katsayısı (R) ile ifade eden tüm yönetmeliklerdeki temel problem, Denklem 6 ile tanımlanan ve Denklem 7'de R'nin içinde bir çarpan olarak yer alan yedek dayanım katsayısı D_y 'deki belirsizliktir. Bu çalışmada aşağıda tanımlanan kuvvetli kolon - zayıf kiriş çerçeve sistemi yardımı ile bu sorunun cevabı araştırılmaktadır.

ANALİZDE GÖZÖNÜNE ALINAN SİSTEM

Bu çalışmada ele alınan taşıyıcı sistem, teorik olarak sonsuz açıklıklı düzlem çerçeve sistemini temsil eden tek bir kolon eksenini ile bu eksen üzerindeki kat kolonlarına birleşen kirişlerden oluşmaktadır. Sonsuz açıklıklı çerçevelerde kirişlerdeki moment-sıfır noktaları kiriş ortalarında olacağından, analiz edilecek sistemi Şekil 2'de görüldüğü gibi idealleştirmek mümkündür. Bu sistem esas alınarak, Şekil 4,5,6,7'de verilen, sırası ile 4,6,8 ve 10 katlı çerçeve sistemleri, TS500 ile birlikte yukarıda belirtilen kuvvetli kolon - zayıf kiriş yaklaşımı ve deprem yönetmeliği taslağına göre projelendirilmiştir. Hesap "eşdeğer yatay yük yöntemi" ve sistemin birinci doğal titreşim periyodunda tüm kütlesi ile titreşeceği varsayımı ile yapılmıştır.

Katlara dağılımı Şekil 2'de gösterilen deprem yüklerini tanımlayan deprem katsayısı C , yük parametresi olarak alınıp sıfırdan itibaren adım-adım artırılarak, hakim olarak birinci modda titreşen sistemin doğrusal olmayan davranışını belirlemek mümkündür.

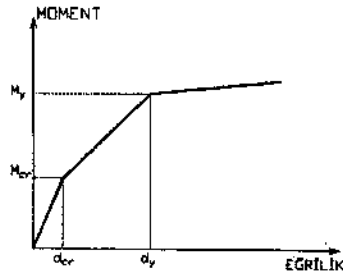
Bu çalışmada çerçeve sistemlerin doğrusal olmayan hesabı IDARC2D adlı bilgisayar programı ile yapılmıştır (Kunnath & Reinhorn 1994). Bu program eşdeğer statik yüklerin adım-adım artırılarak gözönüne alınması yanında, yarı-statik tekrarlı yükler ve zaman tanım alanında deprem yükleri altında çerçevesel ve perdeli-çerçevesel sistemlerin iki boyutlu doğrusal olmayan hesabını yapmak üzere hazırlanmıştır.



Şekil 2

$$V_e = C \cdot W$$

$$F_i = V_e \cdot \frac{W_i \cdot H_i}{\sum W_i \cdot H_i}$$



Şekil 3

Programda kiriş veya kolon uçlarında plastik mafsallar tanımlanmakta, mafsalların arasındaki bölgede doğrusal olmayan davranış ise moment diyagramına bağlı olarak yayılı bir biçimde gözönüne alınmaktadır. Kolon ve kirişlerin moment eğrilik bağıntıları Şekil 3'te görüldüğü gibi ya dışarıdan giriş bilgisi olarak verilmekte ya da kesit boyutları, malzeme özellikleri ve donatı miktarı ve dağılımı verildiğinde program tarafından hesaplanmaktadır.

Gözönüne alınan 4,6,8 ve 10 katlı basit çerçeve sistemler ve bunların taslak yönetmeliğe göre hesabına ilişkin tüm bilgiler Şekil 4,5,6,7'de verilmiştir. Bu şekillerin sol üstündeki eğri yukarıda genel olarak Şekil 1'de verilen eğriye karşı gelmektedir. Sistemde C_e 'ye karşı gelen yük altındaki çatlakların ve ilk plastik mafsallın oluşumu ile bina ötelenme oranının %2 'ye ulaştığı durumdaki mafsallaşma düzeni şekil üstlerinde gösterilmiştir. Denklem 5 ve 6 'dan hesaplanan süneklik azaltma katsayısı ve yedek dayanım katsayısı şekillerin yanında verilmiştir. Bu iki katsayının çarpımı (Denklem 7), taslak yönetmelikte sünek çerçeve sistemler için verilen $R = 7.5$ değerine eşit olmaktadır. Sayfanın sol alt tarafında ise her kata ait ötelenme oranı ile o kata etkileyen kat kesme kuvveti, üstteki katların toplam ağırlığına göre normalize edilerek verilmiştir. Bu şekillerde, yönetmeliğe göre hesapta kullanılan kat kesme kuvvetleri ayrıca gösterilmiştir. Ayrıca yukarıda denklemlerle verilen tüm parametreler her bir sistem için hesaplanmıştır.

SONUÇLARIN İRDELENMESİ

Bu çalışmada yapılan sınırlı sayıda çözümle genel sonuçlar çıkarmak doğru olmamakla birlikte, aşağıdaki hususları belirtmek mümkündür :

- 1) Kuvvetli kolon - zayıf kiriş ilkesi ve taslak yönetmelikteki diğer kurallara göre tasarımı yapılan çerçevelerde hedeflenen amaç gerçekleşmiş, plastik mafsallar istenildiği gibi kirişlerde oluşmuştur. Alt kat kolonunun temele birleşim noktasındaki mafsallın oluşmasını önlemek mümkün değildir. Ancak bu durum sistemin stabilitesi bakımından bir sorun yaratmamaktadır.
- 2) Kolonlarda ani kesit değişimlerinin yapıldığı katlar veya bunlara komşu katlarda kolon üstlerinde plastik mafsalların (son durumda) oluştuğu gözlenmektedir. Ani kesit değişimlerinde daha rijit olan alt kattaki kolona daha fazla moment gelmesi nedeni ile bu durum normal karşılanmalıdır. Çünkü plastikleşme alt kattaki rijit kolonun sadece üst ucunda olmaktadır ve herhangi bir "kat göçmesi" söz konusu değildir. Bu konu çalışmanın ileriki aşamalarında daha ayrıntılı olarak araştırılacaktır.

3) İncelenen sınırlı sayıdaki örnekten, süneklik azaltma katsayısının $R_s \approx 3.2 \sim 4.1$ arasında değiştiği gözlenmektedir. Yedek dayanım katsayısı ise $D_y \approx 1.8 \sim 2.4$ arasında değişmektedir. Kat sayısı arttıkça birinci doğal periyod artmakta, eşdeğer yatay yükler azalmakta (Bkz. Denklem 2), buna göre tasarlanan sistemlerin yedek dayanım kapasitesi de doğal olarak azalmaktadır. Ayrıca deneyimli mühendislerin ilk bakışta görecekları gibi özellikle 8 ve 10 katlı sistemlerde kolon boyutları "zorlanmış"tır. Kasıtlı olarak yapılan bu zorlamaya rağmen $D_y \approx 2$ civarında bir yedek dayanım elde edilebilmiştir. Araştırmanın ileri aşamalarında bu konu da ayrıntılı olarak incelenecektir.

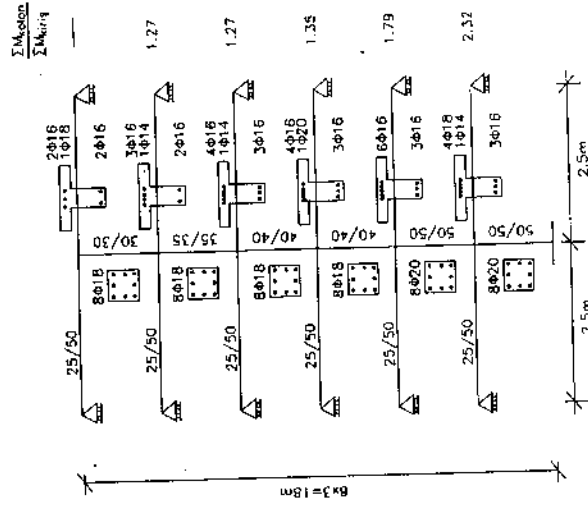
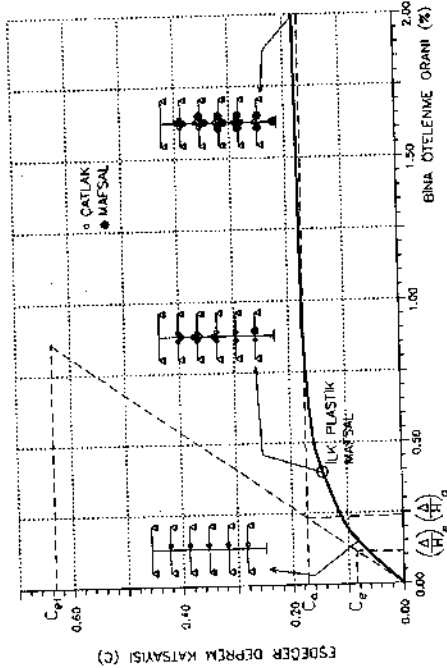
4) Kullanılan bilgisayar programının kapasite sınırları nedeni toplam göçme durumu elde edilememiş ve hesap bina ötelenme oranının %2'ye ulaştığı noktada kesilmiştir. Ancak kat ötelenme oranlarının hesabın kesildiği noktada alt katlarda %3 dolaylarına kadar çıkmasına rağmen üstteki katlarda %0.5'in altına kadar indiği görülmektedir. Ancak yönetmeliğe göre hesaplanan ve tanımlanan sınır koşullarını sağlayan göreceli kat ötelenme oranlarının bütün durumlarda emniyetli tarafta kaldığı gözlenmektedir.

5) Bu çalışmada belirtilen yük artımı yöntemi, basitliğine oranla taşıyıcı sistemin davranışına ilişkin çok değerli bilgiler elde edilebilmesini sağlamaktadır. Japon pratiğinde 31m'den daha yüksek binalar için zorunlu olarak kullanılan bu ve buna benzer yöntemlerin (Aydınoglu 1995) geliştirilecek bilgisayar programları ile ülkemizde de üç boyutlu bina taşıyıcı sistemlerinin deprem güvenliklerinin belirlenmesi için kullanılmasının tasarım süreci içinde giderek yaygınlaşması umulmaktadır.

KAYNAKLAR

- 1) American Concrete Institute - ACI (1989), "Building Code Requirements for Reinforced Concrete (ACI 318-89)", ACI Committee 318
- 2) Architectural Institute of Japan (1994), "AIJ Structural Design Guidelines for Reinforced Concrete Buildings", Tokyo
- 3) Building Standard Law - Japan (1981), Ministry of Construction, Japan
- 4) Eurocode 8 (1993), "Earthquake Resistant Design of Structures, Part 1-1, 1-2, 1-3", Second Draft
- 5) Kunnath-S.K., Reinhorn A.M., (1994), "IDARC2D: Inelastic Damage Analysis of RC Building Structures, Version 3.1", University of Buffalo, New York
- 6) Aydınoglu M.N., (1995), "Depreme Dayanıklı Bina Tasarım Yönetmeliklerinde Temel Yaklaşımlar", Üçüncü Ulusal Deprem Mühendisliği Konferansı'na sunulmak üzere teslim edilen bildiri.
- 7) Otani S., (1992), "Concept Behind Ultimate Strength Design Guidelines for Reinforced Concrete Buildings in Japan", 3rd Meeting of the US-Japan Joint Technical Coordinating Committee on Precast Seismic Structural Systems", San Diego, California.
- 8) Uang C.M., (1991), "Establishing R (or R_w) and C_d Factors for Buildings Seismic Provisions", ASCE Journal of Structural Engineering, Vol. 117, No.1, pp.19-28



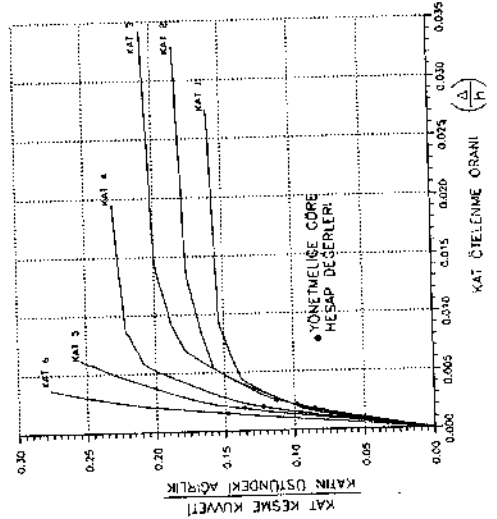


$$R_s = \frac{C_d}{C_o} = \frac{0.6391}{0.175} = 3.652$$

$$O_s = \frac{C_d}{C_o} = \frac{0.175}{0.08521} = 2.054$$

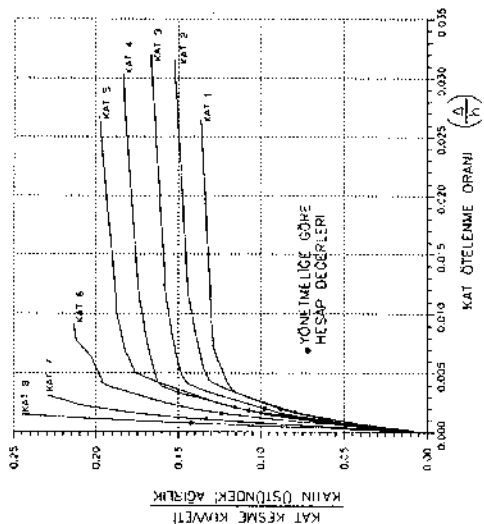
$$R = R_s \cdot O_s = 3.652 \cdot 2.054 = 7.5$$

KAT SAYISI = 6
 BETON = C25
 DONATI = S420
 TOPLAM DÖŞEME YÜKÜ $q = 6 \text{ kN/m}^2$
 EK DÖŞEME YÜKÜ $p = 3.5 \text{ kN/m}^2$
 EK YÜK KATSAYISI $n = 0.30$
 TİKKİ ÇERÇİVE ARAĞI = 4m
 $A_o = 0.49$
 $A_g = 0.49$
 $I_b = 0.45r$
 $I = 1$
 $T_1 = 0.705n$
 $S = 1.5978$
 $R = 7.5$
 $R_s = \text{SÜNEKLİK AZALTMA KATSAYISI}$
 $O_s = \text{YEDEK DAYANIM KATSAYISI}$
 $R = R_s \cdot O_s = \text{TOPLAM AZALTMA KATSAYISI}$



SEKİL 5

$$R = R_x \cdot D_y = 3.952 \cdot 1.899 = 7.5$$



KAT SAYISI = 8

BEYON = C25

DONATI = S420

TOPLAM DÖŞEME YÜKÜ $q = 6\text{ kN/m}^2$

EK DÖŞEME YÜKÜ $p = 3.5\text{ kN/m}^2$

EK YÜK KATSAYISI $n = 0.30$

TIPIK ÇERÇİVE ARA LIĞI = 4m

$A_g = 0.4\text{ g}$

$T_b = 0.4\text{ sn}$

$I = t$

$T_1 = 0.783\text{ sn}$

$S = 1.482$

$R = 7.5$

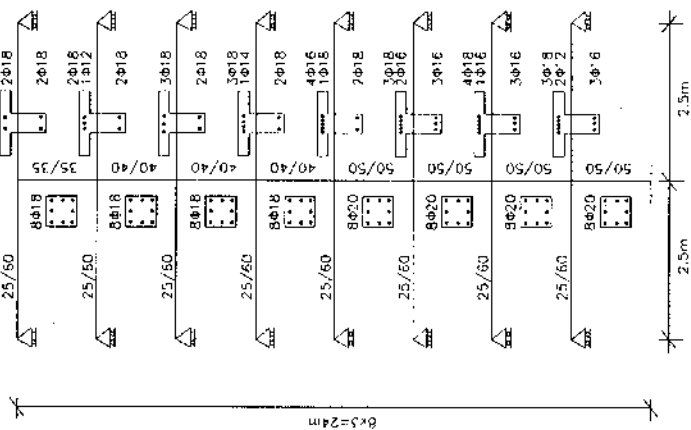
$R_g = \text{SÜNEKLİK AZALTIMA KATSAYISI}$

$D_1 = \text{YERDEK DİYARIMA KATSAYISI}$

$R = R_1 \cdot D_1 = \text{TOPLAM AZALTIMA KATSAYISI}$

$C_p = \frac{0.5928}{7.5} = 0.07904$

9. TIPS


$$\frac{\sum x_{ij}^2}{\sum x_{ij}}$$

2

10

1

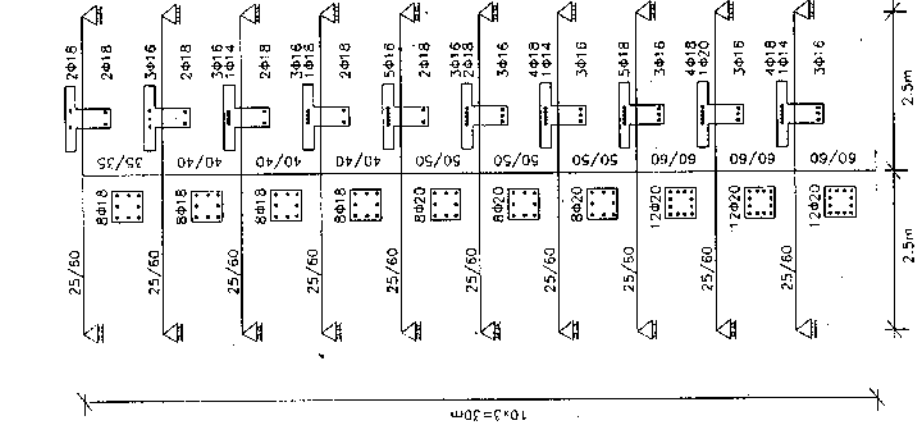
5



1

2

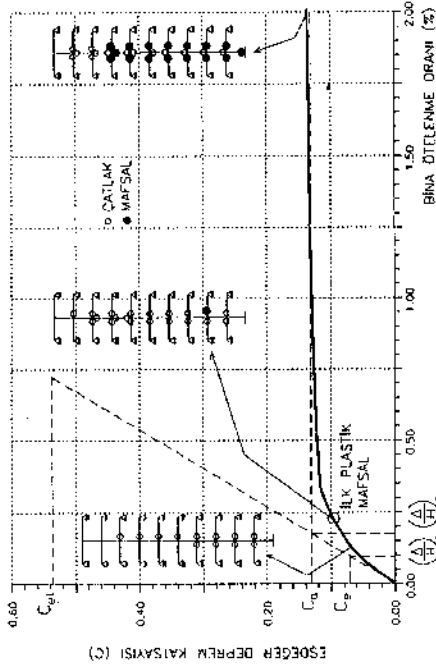
$\frac{\sum M_{kolon}}{\sum M_{kiriş}}$



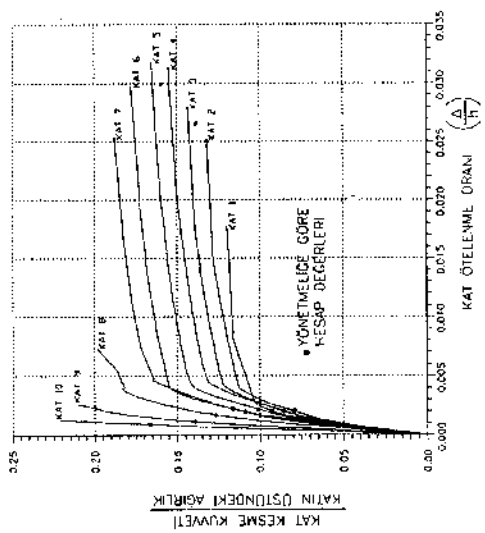
$$R_s = \frac{C_s}{C_o} = \frac{0.538}{0.131} = 4.107$$

$$\frac{C_s}{C_o} = \frac{0.131}{0.0717} = 1.827$$

$$R = R_s \cdot D_y = 4.107 \cdot 1.827 = 7.5$$



KAT SAYISI = 10
 BETON = C25
 DONATIL = S420
 TOPLAM DÖŞEME YÜKÜ: $q = 6 \text{ kN/m}^2$
 EK DÖŞEME YÜKÜ: $p = 3.5 \text{ kN/m}^2$
 EK YÜK KATSAYISI $\eta = 0.30$
 İRİKLİK ÇERÇEVE ARALIĞI = 4m
 $A_g = 0.4g$
 $T_s = 0.45s$
 $I = 1$
 $T_1 = 0.8583s$
 $S = 1.343$
 $R = 7.5$
 $C_s = 0.538$
 $C_s = \frac{0.538}{7.5} = 0.0717$
 $R_s = \text{SÜNEKLİK AZALTMA KATSAYISI}$
 $D_y = \text{YEDEK DAYANIM KATSAYISI}$
 $R = R_s \cdot D_y = \text{TOPLAM AZALTMA KATSAYISI}$



**DEPREME DAYANIKLI BİNA TASARIM YÖNETMELİKLERİNDE
TEMEL YAKLAŞIMLAR**

**BASIC APPROACHES IN EARTHQUAKE RESISTANT DESIGN CODES
FOR BUILDINGS**

M.Nuray Aydınoglu¹

SUMMARY

The rapid developments in earthquake engineering theory and practice in the last quarter of a century as well as lessons learned from the past earthquakes have led to the continuous development of earthquake resistant design codes throughout the world. In this context, last fifteen years have witnessed three major code developments. The model code ATC 3-06 (Applied Technology Council 1978) and its continuously updated versions (NEHRP 1985,1988,1991,1994) have found worldwide acceptance as evidenced by the reflections observed in several national codes (IAEE 1992). In 80's Eurocode 8 is developed as a comprehensive standard code of European Union countries (Eurocode 8 - 1993). On the other hand, Japanese Code has undergone a major revision in 1981 (Building Standard Law 1981) to introduce a two-phase design approach covering both serviceability and ultimate limit states in the earthquake resistant design process.

This paper is intended to make an overall evaluation of these three codes in terms of basic approach to the problem including determination of design seismic loads and analysis procedures. It is demonstrated that significant similarities as well as differences and common problems exist, but it is clear that Japanese code represents a unique approach in earthquake resistant design in terms of two-phase design process, nonlinear analysis models and strict rules enforced for high-rise buildings. It is foreseen that the future codes will have to concentrate more on the real nonlinear behaviour of structural systems as early signs are visible in AIJ Structural Design Guidelines for Reinforced Concrete Buildings (Architectural Institute of Japan 1994). It appears that next generation engineers will experience today's dreams come true provided that problems related to adequate professional training and consistent development of relevant computer codes are overcome.

¹ Prof.Dr., Boğaziçi Üniversitesi, Kandilli Rasathanesi ve Deprem Araştırma Enstitüsü, Deprem Mühendisliği Anabilim Dalı

ÖZET

Son çeyrek yüzyılda, deprem mühendisliğinde meydana gelen gelişmeler ve deprem hasarlarından alınan dersler ışığında geçtiğimiz onbeş yıl içinde geliştirilen üç temel yönetmelik, ATC 3-06 (1978), Eurocode 8 (1993) ve Japon Standart Bina Yasası (Building Standard Law 1981), içerdikleri temel yaklaşımlar ve yöntemler bakımından değerlendirilmiştir. Her üç yönetmelikteki benzerlikler ve farklılıkların yanında, Japon yönetmeliğinin iki aşamalı tasarım süreci ve doğrusal olmayan deprem hesabı konularında kendine özgü yaklaşımı vurgulanmış ve bu yaklaşımın ileriye dönük muhtemel yansımaları irdelenmiştir.

GİRİŞ

Deprem Mühendisliği teori ve pratiğinde son çeyrek yüzyıl boyunca meydana gelen gelişmeler ve dünyanın çeşitli yerlerinde olan depremlerin farklı koşullarda yarattığı hasarlardan alınan dersler, bütün dünyada depreme dayanıklı tasarım yönetmeliklerinde sürekli olarak değişikliklere ve gelişmelere neden olmaktadır.

Son 15 yıl içinde çeşitli ülkelerce uygulamaya konulan deprem yönetmeliklerini (IAEE, 1992) en çok etkileyen yaklaşım, hiç kuşkusuz 1970'li yıllarda Amerika Birleşik Devletleri'nde Applied Technology Council tarafından geliştirilen *model yönetmelik* (ATC 3-06, 1978) ile ortaya konulan temel yaklaşımdır. Daha sonra belirli aralıklarla sürekli olarak güncelleştirilen bu model yönetmelik (NEHRP 1985, 1988, 1991, 1994), bazı küçük farklılıklarla, A.B.D.'nin resmi yönetmeliği olan Uniform Building Code'un (International Conference of Building Officials 1991, 1994) da temelini oluşturmaktadır.

Öte yandan, deprem mühendisliği araştırmaları ve pratiği bakımından A.B.D. ile birlikte önder konumdaki diğer ülke olan Japonya'da 1981'den bu yana uygulanmakta olan deprem yönetmeliği (Standart Bina Yasası - Building Standard Law - BSL 1981), temel yaklaşımı bakımından Amerikan yaklaşımından oldukça önemli farklılıklar içeren "kendine özgü" bir yönetmelik olma özelliğini taşımaktadır.

Nihayet, Eurocode yönetmelikleri çerçevesinde Avrupa'da son 10 yıl içinde geliştirilmekte olan standart deprem yönetmeliği, günümüzde vardığı aşamada (Eurocode 8 - 1993), temelde Amerikan yaklaşımını benimsemekle birlikte, yer yer Japon yaklaşımından da etkilendiği izlenimini veren ve bunları diğer Eurocode'larda biçimlenen Avrupa tasarım pratiği ile birleştirmeyi amaçlayan bir yaklaşımı sergilemektedir.

Bu bildiride, yukarıda belirtilen üç yönetmelik, depreme karşı tasarımdaki temel yaklaşımları, tasarım deprem yüklerinin belirlenmesi, analiz yöntemleri ve düzenli-düzensiz sistem tanımlamaları bakımından, özellikle betonarme binaların tasarımı gözönüne alınarak değerlendirilmiş, bu çerçevede deprem yönetmeliklerinin ileride hangi doğrultularda gelişebileceği irdelenmiştir.

TAŞIMA GÜCÜ VE KULLANILABİLİRLİK LİMİT DURUMLARI

Bütün deprem yönetmeliklerinin genel ve nihai amacı, belirli bir olasılıkla yapının servis süresi boyunca karşılaşılabileceği öngörülen *büyük depremde* göçmenin olmaması ve can kaybının önlenmesidir. Ancak, yapının servis süresi boyunca daha sık olarak karşılaşılabileceği küçük ya da orta büyüklükteki depremlerde, yapısal ve yapısal olmayan elemanların hiç hasar görmemesi veya hasarın sınırlı ve onarılabilir düzeyde kalması istenir. Bu amaç tanımları, sırası ile, *taşıma gücü limit durumu* (ultimate limit state) ile *kullanılabilirlik limit durumu* (serviceability limit state) tanımlarına karşı gelmektedir.

Bu bildiride ele alınan her üç yaklaşımda da, doğal olarak *taşıma gücü limit durumunun*, belirli farklılıklarla da olsa, tasarımı esas alınmasına karşın, yukarıda belirtilen *kullanılabilirlik limit durumunu* deprem yönetmeliği içinde tam anlamı ile tanımlayan tek yaklaşım, Japon yaklaşımıdır. Japon yönetmeliğine (BSL 1981) göre, *büyük deprem* için tanımlanan eşdeğer deprem yüklerinin %20'sine karşı gelen deprem yükleri ile temsil edilen *orta büyüklükteki depremde*, yapı elemanlarında oluşacak gerilmelerin doğrusal elastik sınırın, diğer deyişle geçici yükler için izin verilen emniyet gerilmelerinin altında olması zorunludur. Ayrıca her bir katta, *görelî (rölatif) kat ötelemesinin* kat yüksekliğine oranı 1/200 değerini aşamaz. Yapısal olmayan elemanlarda önemli hasar olmayacağı kanıtlanmak koşulu ile, bu değer 1/120'ye kadar çıkarılabilir.

Avrupa yaklaşımı (Eurocode 8, 1993), bu bakımdan Japon yaklaşımı ile paralellik göstermektedir. Eurocode 8'de, *büyük deprem* (tasarım depremi) için tanımlanan eşdeğer deprem yüklerinin %40 - %50'sine karşı gelen deprem yükleri ile temsil edilen *daha kısa dönüş periyodlu depremde*, görelî kat ötelemesinin kat yüksekliğine oranı 1/500 ile sınırlanmakta, yapısal olmayan elemanların yapısal deformasyonlardan etkilenmeyecek şekilde yapıya bağlandığı durumlarda ise bu oran 1/250'ye kadar çıkarılmaktadır. *Orta büyüklükteki depremin* tanımındaki farklılık dışında, Japon ve Avrupa yaklaşımlarının bu bakımdan birbirine çok yakın olduğu görülmektedir. Ancak Eurocode 8'de, kullanılabilirlik limit durumundaki gerilmelerin doğrusal elastik sınırın altında kalması koşulu bulunmamaktadır.

Amerikan yaklaşımında (NEHRP 1991, UBC 1991) ve bu yaklaşımı izleyen yönetmeliklerde (IAEE 1992), *kullanılabilirlik limit durumunun* hesapta gözönüne alınması zorunluluğu bulunmamaktadır. Bu yaklaşımda, *taşıma gücü limit durumu* için tanımlanan deprem yükleri ve diğer tasarım kurallarına göre tasarlanan binaların kullanılabilirlik limit durumunu da *kendiliğinden* sağlayacağı varsayımı yapılmaktadır. Ancak, belirli durumlarda bu varsayımın geçerliliğinin kuşkuyla olabileceği ileri sürülmüştür (Uang & Bertero 1991).

DEPREM TASARIM YÜKLERİNİN BELİRLENMESİ VE ANALİZ YÖNTEMLERİ

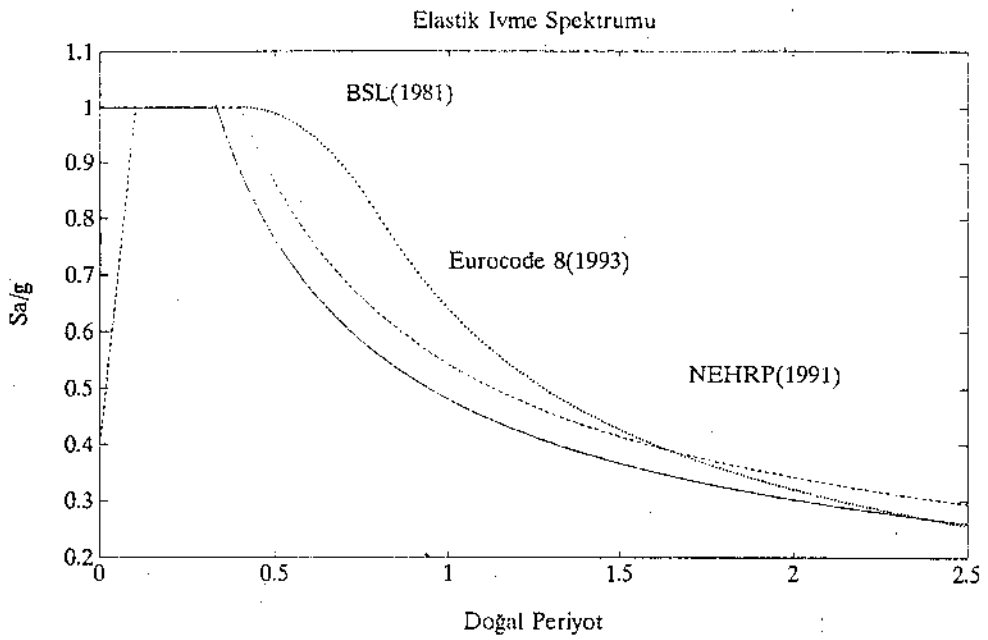
Taşıma gücü limit durumu için yukarıda sözü edilen her üç yaklaşımda da deprem yükleri, öncelikle yapının doğal periyoduna göre doğrusal elastik bazda tanımlanan *elastik ivme spektrumu*'na bağlı olarak belirlenmektedir. Elastik spektrum tanımının üç ana ögesi, deprem bölgelerine göre belirlenen *etkin yer ivmesi*, sönüm oranı ve yerel zemin koşullarıdır. Japon yönetmeliğinde etkin yer ivmesi veya buna karşılık gelen herhangi bir katsayının açıkça tanımı yapılmamıştır. Ancak Aoyama (1981)'ya göre ülkede gözönüne alınan en büyük ivmeler 0.30-0.40 g mertebesinde dir. Bu yönetmelikte en tehlikeli (A) deprem bölgesi için verilen elastik ivme spektrumu, yerel zemin koşullarının en iyi olduğu durum için, NEHRP'de $A_2 = A_v = 0.40$ ve Eurocode'da $a_g = 0.40$ g alınarak bu iki yönetmelikte tanımlanan elastik spektrumlarla (yerçekimi ivmesine göre normalize edilerek), Şekil 1'de karşılaştırılmıştır. NEHRP ve Eurocode spektrumlarının birbirlerine oldukça yakın olmasına karşın, küçük ve büyük periyot bölgeleri dışında BSL spektrumunun diğer ikisine göre daha büyük değerler aldığı görülmektedir.

Deprem hesabında kullanılacak eşdeğer deprem yüklerinin elde edilebilmesi için, tanımlanan elastik ivme spektrumu, taşıyıcı sistemin malzeme ve eleman olarak türüne, düzenliliği veya düzensizliğine, sünek davranış ile enerji yutabilme özelliğine, sistem bazında yedek dayanım kapasitesine bağlı olarak belirlenen bir *azaltma katsayısı* ile bölünür ya da çarpılır. Bölün olarak kullanıldığında bu katsayı, NEHRP'de "davranış düzeltme katsayısı (R)", Eurocode 8'de ise "davranış katsayısı (q)" olarak tanımlanır. Emniyet gerilmeleri esasına göre düzenlenen UBC'de ise R katsayısının ortalama 1.5 katı olan R_w katsayısı kullanılmaktadır.

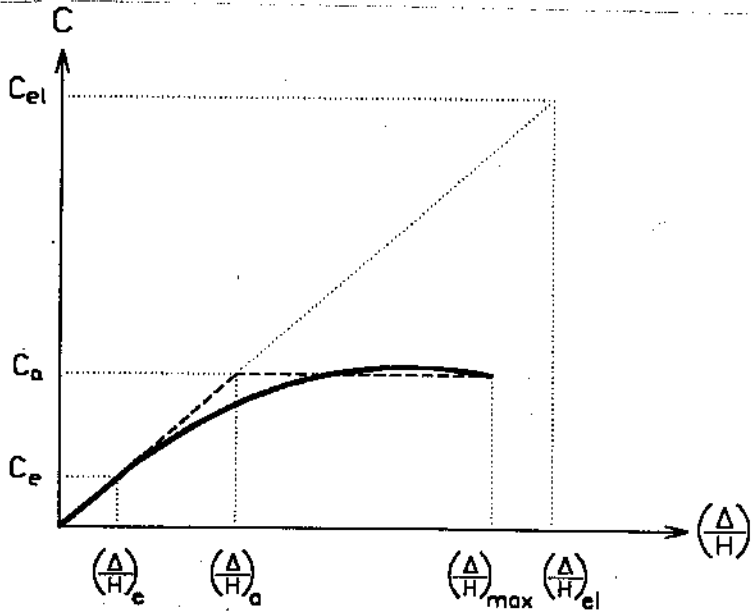
Japon BSL'de "yapı katsayısı" olarak adlandırılan azaltma katsayısı $[1/(D_s F_{es})]$ ise, anlamı bakımından diğer iki yönetmelikteki azaltma katsayılarından farklıdır. Bu farklılık aşağıda açıklanacaktır.

Elastik spektrumun azaltma katsayısına bölünmesi ile elde edilen yeni spektrum, kullanılan sisteme özgü *tasarım spektrumu*'dur. Bu spektrumun, yapının hesapta esas alınan doğal titreşim periyoduna karşı gelen ordinatı, "eşdeğer deprem katsayısı (C_e)"nı tanımlar.

Deprem etkisini temsil eden eşdeğer statik yatay yüklerin sıfırdan başlayarak monotonik biçimde artırılması durumunda, herhangi bir bina taşıyıcı sisteminin doğrusal olmayan global davranışı, Uang (1991)'den uyarlanarak Şekil 2'de gösterilmiştir. Şekilde (Δ/H) ile simgelenen yatay eksen, tipik olarak "ötelenme oranını" (örneğin binanın en üst katının toplam yerdeğiştirmesinin bina yüksekliğine oranını) göstermektedir. Düşey eksen ise yatay yük parametresi olan deprem katsayısına karşı gelmektedir. Doğrusal elastik olmayan "deprem katsayısı - yerdeğiştirme oranı" eğrisi, yaklaşık olarak kesikli çizgi ile gösterildiği biçimde elastoplastik bir bağıntı olarak idealize edilebilir. Düşey eksenindeki C_{el} değeri, "elastik deprem katsayısı" olup yapının doğal titreşim periyoduna karşı gelen elastik ivme spektrumu ordinatının yerçekimi ivmesine bölünmüş şeklindedir. C_a , akma durumuna,



Şekil 1. NEHRP, Euocode 8 ve BSL'de en tehlikeli deprem bölgesi ve sağlam yerel zemin koşulları için tanımlanan elastik ivme spektrumları



Şekil 2. Tipik ötelenme oranı - deprem katsayısı ilişkisi

diğer deyişle taşıyıcı sistemin limit kapasitesine karşı gelen deprem katsayısıdır. C_e ise C_{el} değerinin azaltma katsayısı R 'ye bölünmesi ile elde edilen ve deprem hesabında esas alınan eşdeğer deprem katsayısıdır. NEHRP (1991)'in açıklama bölümünde C_e değeri, sistemde ilk belirgin plastik mafsallın oluştuğu deprem katsayısı değeri olarak kabul edilmektedir.

Taşıyıcı sistemin sünekliği nedeni ile yutulan enerjiye bağlı olarak sisteme etkileyen deprem yükündeki azalmayı temsil eden "süneklik azaltma katsayısı", R_s ,

$$R_s = C_{el} / C_a \quad (1)$$

ifadesi ile tanımlanabilir. Öte yandan sistemin güvenliği bakımından, hesapta kullanılan deprem katsayısı C_e 'nin, akma durumuna karşı gelen C_a 'dan daha küçük olması gerekir. Aradaki fark, sistemin hesaplanandan daha büyük bir yüke dayanabilme kapasitesine sahip olduğunu gösterir. Bu anlamda sistemin "yedek dayanım katsayısı", D_y , aşağıdaki biçimde tanımlanabilir:

$$D_y = C_a / C_e \quad (2)$$

Denk.1 ve Denk.2'den toplam azaltma katsayısı, R , aşağıdaki gibi elde edilir:

$$R = C_{el} / C_e = R_s \times D_y \quad (3)$$

Buradan görülmektedir ki, azaltma katsayısı (R) sadece sistemdeki sünekliği ifade etmemekte, hem sünekliğin hem de sistemdeki yedek dayanım kapasitesinin bir fonksiyonu olmaktadır.

Buradaki birinci kritik problem, sistemin Şekil.2'de C_a ile tanımlanan gerçek dayanımının, C_e ile gösterilen hesap dayanımından hangi ölçüde daha büyük olduğu, diğer deyişle yedek dayanım katsayısının hangi mertebede olduğudur. Yönetmeliklerdeki konstrüktif kurallara uyularak tasarlanan, planda ve düşey doğrultuda düzenli sistemlerde bu katsayının değeri $D_y = 2 - 3$ arasında gerçekleşebilmektedir (Uang 1991, Aydemir ve Aydınoglu 1995). Ancak, yönetmeliklerde sadece toplam azaltma katsayısı olan R katsayısı tanımlanmış olduğundan, tasarımcı mühendisin tasarımı yaptığı sistemde yedek dayanım katsayısının hangi mertebede olduğunu, hatta bu katsayının birim değerden büyük olup olmadığını dahi bilebilmesine olanak yoktur. Yoğun bilgisayar kullanımı ile taşıyıcı sistem boyutlarının optimize edilebilmesi olanağının giderek arttığı günümüzde bu amprik yaklaşımın yarattığı tehlike de aynı oranda artmaktadır.

Deprem hesabında eşdeğer deprem katsayısının kullanımına ilişkin ikinci kritik problem, sistemde oluşabilecek gerçek yerdeğiştirmelerin ya da göreceli kat ötelemelerinin maksimum değerleri ile, bunların eşdeğer deprem katsayısı kullanılarak hesaplanan karşılıkları arasındaki ilişkinin tam olarak kestirilememesidir. Şekil 2'den "sistem süneklik oranı"

$$\mu = (\Delta/H)_{\max} / (\Delta/H)_a \quad (4)$$

olarak tanımlanabilir. Yönetmeliklerde genellikle, sistem süneklik oranının Denk.1 ile tanımlanan süneklik azaltma katsayısına eşit olacağı varsayımı yapılmaktadır. Bu durumda,

$$(\Delta/H)_{\max} / (\Delta/H)_a = R_s = R / D_y \quad (5)$$

Bu ifadeden ve Şekil 2'den yararlanılarak,

$$(\Delta/H)_{\max} = R \times (\Delta/H)_e = (\Delta/H)_{ei} \quad (6)$$

elde edilebilir. Denk.6 ile Şekil 2 arasındaki uyumsuzluk, Denk.5 ile yapılan varsayımdan, kaynaklanmaktadır. Eurocode 8 ve UBC(1991)'de göreceli kat ötelemelerinin sınırlandırılması, Denk.6'dan yararlanılarak yapılmaktadır. NEHRP'de ise Denk.6'daki R yerine C_d katsayısı kullanılmakta ($C_d < R$) ve bu nedenle $(\Delta/H)_{\max}$ değeri $(\Delta/H)_{ei}$ 'den daha küçük olmaktadır.

Görüldüğü gibi, gerek eşdeğer deprem yüklerinin ve gerekse maksimum yerdeğiştirmelerin hesabı R azaltma katsayısının belirlenmesine dayanmaktadır. Problemin özü de buradadır. Çünkü, yönetmeliklerdeki azaltma katsayıları kesinkes teorik ya da deneysel çalışmaların sonuçlarına göre tanımlanmamakta, bu sonuçlardan kabaca yararlanılmakta birlikte, büyük ölçüde önceki depremlerde binaların gösterdiği performansın global anlamda değerlendirilmesi sonucunda, deyim yerinde ise, "mühendis mantığı" ile belirlenmektedir (NEHRP 1991, Commentary). İşte bu nedenle, çeşitli yönetmeliklerde tanımlanan azaltma katsayıları birbirinden önemli farklılıklar göstermektedir. Örneğin, sünek betonarme çerçeve sistemleri için azaltma katsayısı NEHRP'de $R = 8.0$ iken Eurocode 8'de $q = 5.0$ değerini almaktadır. NEHRP'deki R katsayıları sistemin düzenli veya düzensiz oluşundan bağımsız iken ve düzensiz sistemlerin tasarımı için diğer bazı kısıtlamalar konulmuş iken, Eurocode 8'de verilen yukarıdaki değer sadece düzenli sistemler için geçerli olup, düşey doğrultuda düzensiz sistemlerde $q = 4.0$ 'e inmektedir.

Eurocode 8'de NEHRP'ye oranla daha küçük azaltma katsayılarının kullanılması ve düzensiz sistemlerde bu katsayıların daha da azaltılması, yukarıda tanımlanan yedek dayanım katsayısının belirsizliğine ve bu belirsizliğin düzensiz sistemlerde daha da fazla olabileceği kuşkusuna bağlanabilir.

Olaya daha emniyetli yönde yaklaşan Japon yönetmeliğinde ise, yukarıda belirtildiği gibi azaltma katsayısı, Denk.3 ile tanımlanan toplam azaltma katsayısına değil, Denk.1 ile tanımlanan "süneklik azaltma katsayısı"na karşı gelmektedir. Bu katsayı, örneğin "düzenli" ve "sünekliği çok iyi" betonarme çerçeve sistemler için $1/(D_s F_{es}) = 1/0.30 = 3.3$ olarak tanımlanmıştır ($D_s = 0.30$, $F_{es} = 1$). Ancak, hem planda hem de düşey doğrultuda önemli düzensizliği olan binalarda $1/(D_s F_{es}) = 1.48$ 'e kadar inmektedir ($D_s = 0.30$, $F_{es} = 2.25$). Görüldüğü gibi Japon yaklaşımı,

NEHRP'nin aksine, sistemden beklenen yedek dayanım kapasitesine bel bağlamamaktadır. Bu durum, betonarme binalar için BSL(1981)'den alınarak Şekil 3'te verilen *tasarım akış diyagramı*ndan açık olarak anlaşılmaktadır. Şekilde görüldüğü üzere, yüksekliği 31-60 m arasında olan bütün betonarme binalarda ve yüksekliği 20-31 m arasında olan düzensiz binalarda, her katta kat kesme kuvveti taşıma gücünün Denk.2 ile tanımlanan C_a değerinin tanımladığı sınırı aşmadığı doğrusal olmayan hesapla gösterilmek zorundadır ($C_a = C_{el} D_s F_{cs}$). Bu hesap, yük artımı yöntemi, limit analiz yöntemi veya Japon pratiğinde bu amaçla geliştirilen yaklaşık yöntemlerle yapılabilmektedir (Aoyama 1981).

Şekil 3'ten görüldüğü üzere BSL'de, yüksekliği 60 m'yi aşan binalar için, Yapım Bakanlığı'nın atayacağı özel bir komisyonun kontrolü altında, doğrusal olmayan dinamik hesap ve bakanlık onayı zorunlu kılınmıştır.

Burada, Japon yönetmeliğinde yer alan bir farklı yaklaşımdan söz etmekte yarar görülmektedir. Yüksek binalar için gösterdiği titizliğe karşın Japon yönetmeliğinin, diğer iki yönetmelikten farklı olarak, toplam yüksekliği fazla olmayan binalar için tasarımın yükünü azaltan, ancak her katta kesme kuvveti taşıma gücünü garanti altına alan basit hesap yöntemlerini de içermesi ilginçtir. Örneğin, yüksekliği 20 m'ye (kat sayısı 6-7'ye) kadar olan betonarme binalar için (Bkz.Şekil 3), yukarıda tanımlanan kullanılabilirlik limit durumunda gerilmelerin emniyetli sınırlar içinde kaldığının kanıtlanmasından sonra, göreceli kat ötelemesine ve yukarıda belirtildiği gibi, taşıyıcı sistemin düzenli ya da düzensiz olup olmadığına bakılmaksızın, her katta kolon ve/veya perdelerin enkesit alanları ile ilgili basit birkaç koşulun sağlanması ile binanın depreme karşı tasarımı sonuçlanabilmektedir (Bu koşulların analizi için bkz. Aoyama 1981). Ancak, çerçeve sistemlerde betonarme kolonların sadece kesme dayanımlarını esas alan bu basit yaklaşımın, kuvvetli kolon-zayıf kiriş ilkesine dayanan NEHRP (betonarme uygulaması için bkz. American Concrete Institute, ACI 318-89, Bölüm 21) ve Eurocode 8'e oranla taşıyıcı sistemin güvenliğini sağlamada riskli olup olmayacağı ayrı bir inceleme konusudur.

Deprem hesabında sadece yukarıda belirtilen *büyük depremi* gözönüne alan NEHRP'de, sistemin analizi için öngörülen yöntemler, birinci titreşim modunu esas alan eşdeğer yatay yük yöntemi ile, birden fazla titreşim modunun kullanıldığı modal analiz yöntemidir. Her iki yöntemde de R azaltma katsayısı ile belirlenen eşdeğer deprem katsayısından yararlanılmaktadır. Bu bakımdan Eurocode 8, azaltma katsayılarındaki farklılıklar dışında NEHRP ile paralellik göstermektedir.

DÜZENLİ VE DÜZENSİZ TAŞIYICI SİSTEMLER

Eşdeğer deprem yüklerinin tanımlanmasındaki belirsizlikler, bina taşıyıcı sistemlerinin düzenli ya da düzensiz oluşları ile yakından ilgilidir. Yukarıda belirtildiği gibi, azaltma katsayıları global değerlendirmelerle ve genelde düzenli sistemler gözönünde bulundurularak tanımlanmaktadır.

Öte yandan bina taşıyıcı sistemlerindeki bazı tür düzensizlikler, hesapta.

kullanılan analiz yöntemlerinin geçerlilik sınırlarını zorlayabilmektedir. Diğer bazı düzensizlik durumlarında ise, birtakım sistem elemanlarının özel olarak tahkiki gerekebilmektedir. Nihayet burulma düzensizliği gibi uygulamada sıkça karşılaşılan düzensizlik durumlarında, deprem sırasında planda taşıyıcı sistem elemanlarının rijitliklerinde meydana gelebilecek dengesiz değişimler yanında, deprem yüklerinin tanımında yer almayan burulma bileşeninden oluşan burulma momentlerinin dolaylı yollarla gözönüne alınmasını sağlayacak düzenlemelere gidilmesi zorunlu olmaktadır.

Belirtilen bütün bu nedenlerden ötürü, deprem yönetmeliklerinde düzensiz sistemlerin genel ya da ayrıntılı tanımları yapılmakta, bu tür sistemlerin kullanılmasını bazan caydırıcı ve bazı durumlarda da cezalandırıcı hükümlere yer verilmektedir.

Ele alınan üç yönetmelik içinde, düzensiz sistemlerin en ayrıntılı tanımı NEHRP'de yapılmaktadır. Bu yönetmelikte, planda ve düşey doğrultuda düzensizlik tanımları ayrı ayrı ve oldukça ayrıntılı bir biçimde yapılmakta, bu tür sistemler için uygulanacak analiz yöntemleri ile yükseklik kısıtlamaları ve bazı durumlarda gerekli görülen özel tahkikler belirtilmektedir. Ancak NEHRP'de diğer iki yönetmelikten farklı olarak, binanın tümüne etkiyen eşdeğer deprem yüklerinin belirlenmesinde cezalandırıcı hükümlere yer verilmemiştir.

Eurocode 8'de düzenli ve düzensiz sistemlerin tanımı NEHRP'dekilere paralel olmakla birlikte bazı durumlarda sayısal tanımlamalardan kaçınılmıştır. Örneğin NEHRP'de sayısal olarak tanımlanmış bulunan düşey doğrultudaki rijitlik ve kütle düzensizlikleri için Eurocode 8'de genel ifadelerle yetinilmiş, buna karşın bu tür düzensizliklerin bulunduğu binalarda (q) azaltma katsayısının %80'inin alınması yolu ile cezalandırma öngörülmüştür.

Bu bakımdan Japon yönetmeliği, ayrıntısı en sınırlı olanı yönetmeliktir. BSL'de planda sadece burulma düzensizliğinin tanımı yapılmış, düşeyde doğrultuda ise "rijitlik katsayısı" olarak tanımlanan bir parametre ile rijitlik ve kütle düzensizliklerinin her ikisi birarada tanımlanmıştır (Aoyama 1981). Düzensiz sistemler uygulanan koşullar yukarıda belirtilmiştir (Bkz.Şekil 3).

DEPREM YÖNETMELİKLERİNİN GELECEĞİNE YÖNELİK İRDELEME

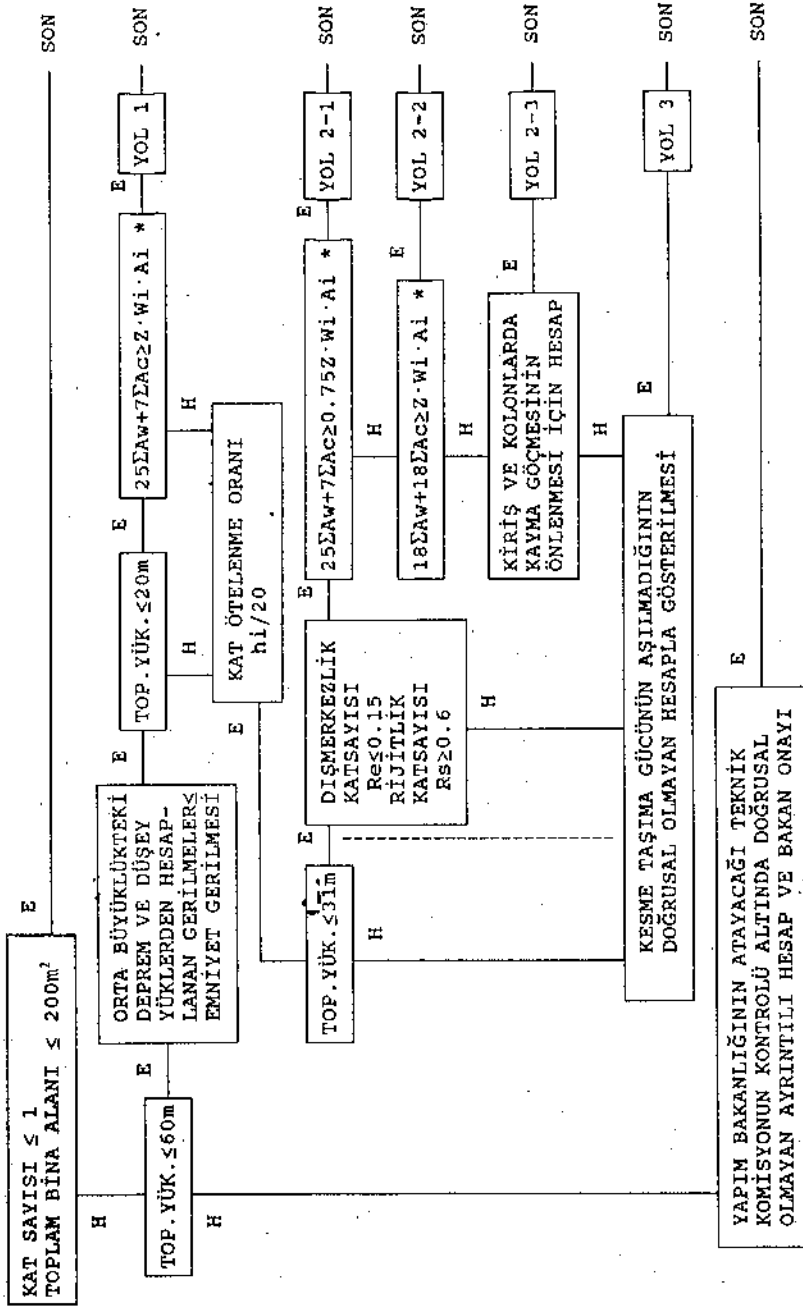
Depreme dayanıklı bina tasarım yönetmelikleri konusunda yukarıda üç önemli yönetmelik bazında yapılan değerlendirmeler, gerek deprem olayını iki aşamalı olarak ele alması ve gerekse büyük deprem etkisi altında doğrusal olmayan sistem hesabını öngörmesi bakımından Japon yaklaşımının, diğer iki yaklaşıma göre -deyimi yerinde ise- ayağını yere daha iyi bastığını düşündürmektedir. Nitekim Japonya'da 1990 yılında yayınlanan ve kısa bir süre önce İngilizce çevirisi yapılan yeni tasarım kuralları (Architectural Institute of Japan - AIJ 1994), depremde taşıyıcı sistemin gerçek davranışını tasarım sürecine doğrudan aktarmayı amaçlamaktadır (Otani 1992). Kullanımı yasal olarak henüz zorunlu olmamakla birlikte yeni kuralların mühendisler tarafından daha başlangıçta ilgi ile karşılandığı belirtilmektedir (Aoyama 1991).

Tasarım süreci içinde, üç boyutlu bina taşıyıcı sisteminin gerçek anlamda doğrusal olmayan davranışının hesap modelinde doğrudan gözönüne alınması, günümüzde henüz pek olanaklı görülmemektedir. Bu alanda geliştirilen bilgisayar programlarının sayısı azdır (Kunnath & Reinhorn 1994) ve henüz araştırma düzeyini aşmış günlük tasarım sürecine girememiştir. Ancak, bilgisayar yazılım olanaklarının önümüzdeki dönemde hızla gelişeceği varsayılabilir, pek çok ülkede tasarım mühendisinin eğitiminin böyle bir süreç için yeterli düzeyde olmadığını kabul etmek gerekir. O nedenle, depreme dayanıklı tasarım sürecinin bir süre daha bir "sanat" olma gerçeği sürecektir. Ancak dünyadaki hızlı gelişme, deprem bölgelerinde daha büyük, daha yüksek binalar için giderek artan ihtiyaçlar ve hızla gelişen yüksek dayanımlı malzeme teknolojisi, önünde sonunda mühendisleri yukarıda sözü edilen gerçek davranış biçimini yakalamak için daha çok öğrenmeye ve bilgisayar yazılımcılarını daha iddialı programlar hazırlamaya itecektir. Bugünün hayallerinin gerçek olacağı günleri her halde bir kuşak sonrasının mühendisleri yaşayacaktır.

KAYNAKLAR

1. Aoyama, H.(1981),"Outline of Earthquake Provisions in the Recently Revised Japanese Building Code", Bulletin of the New Zealand National Society for Earthquake Engineering, Vol.14, No.2, pp.63-80.
2. Aoyama, H.(1991),"Recent Development in Seismic Design of Reinforced Concrete Buildings in Japan", Bulletin of the New Zealand National Society for Earthquake Engineering, Vol.24, No.4, pp.333-340.
3. American Concrete Institute - ACI (1989),"Building Code Requirements for Reinforced Concrete (ACI 318-89)", ACI Committee 318.
4. Applied Technology Council - ATC (1978), "Tentative Provisions for the Development of Seismic Regulations for Buildings", ATC Publication ATC 3-06.
5. Architectural Institute of Japan (1994),"AIJ Structural Design Guidelines for Reinforced Concrete Buildings", Tokyo.
6. Aydemir, G., M.N.Aydinoğlu (1995), "Kuvvetli Kolon ve Zayıf Kirişli Betonarme Çerçeveselerin Eşdeğer Yatay Deprem Yükleri Altında Doğrusal Olmayan Davranışına İlişkin Bir Çalışma", Üçüncü Ulusal Deprem Mühendisliği Konferansı'na sunulmak üzere teslim edilen bildiri.
7. Building Standard Law - Japan (1981), Ministry of Construction, Japan.
8. Eurocode 8 (1993), "Earthquake Resistant Design of Structures, Part 1-1, 1-2, 1-3", Second Draft.
9. IAEE - International Association of Earthquake Engineering (1992), Earthquake Resistant Regulations - A World List", Tokyo.
10. International Conference of Building Officials (1991,1994), "Uniform Building Code -UBC, Chapter 23, Part III Earthquake Design", California.
11. Kunnath, S.K., A.M.Reinhorn (1994),"IDARC2D: Inelastic Damage Analysis of RC Building Structures, Version 3.1", University of Buffalo, New York.

12. National Earthquake Hazard Reduction Program - NEHRP (1095,1988,1991,1994)," NEHRP Recommended Provisions for the Development of Seismic Regulations for New Buildings", Building Seismic Safety Council, Washington
13. Otani, S.(1992),"Concept Behind Ultimate Strength Design Guidelines for Reinforced Concrete Buildings in Japan", 3rd Meeting of the US-Japan Joint Technical Coordinating Committee on Precast Seismic Structural Systems",San Diego, California.
14. Uang, C.M.(1991), "Establishing R (or R_w) and C_d Factors for Buildings Seismic Provisions", ASCE Journal of Struvtural Engineering, Vol.117, No.1, pp.19-28.
15. Uang, C.M., V.V.Bertero (1991),"UBC Serviceability Regulations: Critical Review", ASCE Journal of Struvtural Engineering, Vol.117, No.7, pp.2055-2068.



*NOT : Σ Aw = PERDELERİN TOPLAM ENKESİT ALANI (cm²)

Σ Ac = KOLONLARIN TOPLAM ENKESİT ALANI (cm²)

W $\cdot$ Al = i'inci KATIN ÜSTÜNDEKİ TOPLAM BİNA AĞIRLIĞI (kg)

25 = PERDELERİN ORTALAMA KAYMA TAŞIMA GÜCÜ (kg/cm²)

7 = KOLONLARIN ORTALAMA KAYMA TAŞIMA GÜCÜ (kg/cm²)

18 = PERDE VE KOLONLARIN ORTALAMA KAYMA TAŞIMA GÜCÜ (kg/cm²)

Şekil 3. Japon yönetmeliği (BSL 1981)'de yer alan "tasarım akış diyagramı"

ANKASTRE MESNETLİ BETONARME DÖŞEMELERİN DEPREME GÖRE İNCELENMESİ

EARTHQUAKE ANALYSIS OF CLAMPED REINFORCED CONCRETE SLABS

Yusuf Ayvaz¹ ve Ahmet Durmuş²

SUMMARY

The main purpose of this study is to determine the effects of various parameters such as the aspect ratio, the flexural rigidity ratio and the boundary conditions on the linear response of reinforced concrete slabs with rigid boundary members to the vertical component of the Erzincan earthquake. A computer program is coded to analyze the dynamic out-of-plane response. The finite difference method is used for spatial integration and Newmark- β method is used for time integration. Graphs are presented that should help engineers in the design of reinforced concrete slabs for earthquake loading. It is concluded that, in general, the aspect ratio of a slab has a stronger influence on the maximum response than the flexural rigidity ratio, and the maximum response of the slab is sensitive to small changes in period.

ÖZET

Bu bildirinin temel amacı kenar oranları, iki doğrultudaki eğilme rijitliklerinin oranı ve sınır koşulu gibi farklı parametrelerin depremin düşey bileşeninin etkisindeki kenarları rijit betonarme döşemelerin doğrusal davranışları üzerindeki etkilerini incelemektir. Bu inceleme deprem etkisindeki döşemelerin genel hareket denklemini çözen bir bilgisayar programı yardımıyla gerçekleştirilmiştir. Programda zamana bağlı olan terimlerin entegrasyonu için Newmark- β yöntemi, bağlı olmayanların entegrasyonu için ise sonlu farklar yöntemi kullanılmaktadır. Bu program yardımıyla gerçekleştirilen incelemelerden elde edilen değerlere bağlı olarak çizilen, betonarme döşemelerin projelendirilmesinde mühendislere yardımcı olabilecek, grafikler verilmekte ve çalışmanın sonunda, bu grafiklerin irdelenmesinden elde edilen başlıca sonuçlar sunulmaktadır.

GİRİŞ

Döşemelerin çok yaygın olarak kullanılan yapı elemanları olduğu ve kalınlıklarının genellikle diğer iki boyutu yanında küçük kaldığı bilinmektedir. Bununla beraber döşemeler narinliklerine göre (kalınlık/kısa kenar) ince ve kalın döşemeler olmak üzere iki sınıfta toplanmaktadır. Teknik literatürde narinliği 1/20 den küçük olanlar ince,

¹Yrd. Doç. Dr. K.T.Ü., Mühendislik- Mimarlık Fakültesi, Trabzon

²Prof. Dr. K.T.Ü., Mühendislik-Mimarlık Fakültesi, Trabzon

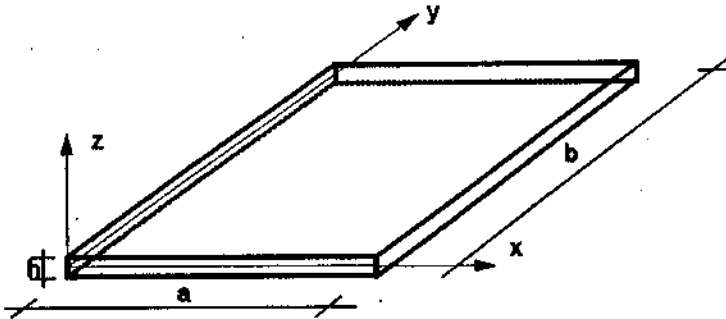
büyük olanlar ise kalın döşemeler olarak adlandırılmaktadır (Timoshenko ve diğ., 1959; Ugural, 1980). Pratik hayatta inşa edilen betonarme döşemeler genellikle ince döşeme sınıfına girmektedir. Bu tür plakların dinamik analizlerine ilişkin birçok çalışma mevcuttur (Caldersmith, 1984; Leissa, 1969; Leissa, 1973; Providakis, 1989; Warburton, 1954; Young, 1950).

Bu çalışmada kenar oranları, iki doğrultudaki eğilme rijitliklerinin oranı ve mesnet koşulu gibi değişik parametrelerin, depremin düşey bileşeni etkisindeki, betonarme ince döşemelerin doğrusal davranışları üzerindeki etkileri incelenmektedir. Bu inceleme, ince döşemelerin genel hareket denkleminde zamana bağlı terimlerin entegrasyonunda Newmark- β yöntemini, bağlı olmayanların entegrasyonunda ise sonlu farklar yöntemini kullanan ve doğruluğu kanıtlanmış olan bir bilgisayar programı (Ayvaz, 1992) yardımıyla gerçekleştirilmektedir. İncelemede adı geçen parametrelere bağlı olarak betonarme döşemelerin maksimum deplasman ve eğilme momentleri ile ilgili grafikler verilmekte ve çalışmanın sonunda bu grafiklerin irdelenmesinden elde edilen başlıca sonuçlar sunulmaktadır.

Döşemenin bulunduğu yapının dinamik özellikleri, temelinde hissettiği deprem hareketini filtreleyerek (soğrularak) döşemenin kenarlarında farklı hareketler meydana getirebilmektedir. Bu çalışmada sözkonusu filtreleme olayının ihmal edildiğini ve depremin düşey bileşeninin doğrudan döşemenin rijit varsayılan kenarlarına uygulandığını daima hatırd tutmak gerekmektedir.

PROBLEMİN SONLU FARKLAR YÖNTEMİNE GÖRE FORMÜLASYONU

Bu bildiride dikkate alınan döşeme boyutları ve eksen takımı Şekil 1 de verilmektedir. Bu şekilde görüldüğü gibi döşemenin x eksenı doğrultusundaki kısa ve y eksenı doğrultusundaki uzun kenarları sırasıyla a ve b sembolleriyle gösterilmektedir. Durum böyle olunca, D_x ve D_y sırasıyla x ve y eksenleri doğrultusundaki eğilme rijitliklerini göstermek üzere, $D_x \geq D_y$ olduğu kabul edilmektedir.



Şekil 1. İncelenen Döşeme ve Kullanılan Eksen Takımı

Bir deprem etkisindeki sönümsüz ortotrop bir döşemenin diferansiyel denklemi; $W(x, y, t)$ zamana bağlı deplasmanı, $\ddot{u}_g (= \frac{\partial^2 u_g}{\partial t^2})$ deprem ivmesini ve $\bar{m}$ döşemenin birim alan kütleini göstermek üzere,

$$D_x \frac{\partial^4 W(x, y, t)}{\partial x^4} + 2H \frac{\partial^4 W(x, y, t)}{\partial x^2 \partial y^2} + D_y \frac{\partial^4 W(x, y, t)}{\partial y^4} + \bar{m} \frac{\partial^2 W(x, y, t)}{\partial t^2} = -\bar{m} \frac{\partial^2 u_g}{\partial t^2} \quad (1)$$

şeklinde dir. Bu denklemdeki H, iki doğrultuda donatısı bulunan sabit kalınlıklı betonarme döşemelerde

$$H = \sqrt{D_x D_y} \quad (2)$$

bağıntısıyla belirlenebilmektedir (Szilard, 1974; Lekhnitskii, 1968). Eğer (1) bağıntısında mekana göre türevleri içeren terimler yerine uygun sonlu fark operatörleri kullanılır (Ayvaz, 1992) ve belirli bir sönüm kabul edilirse, $[M]$ döşemenin kütle matrisini, $[C]$ sönüm matrisini, $[K]$ rijitlik matrisini, $\{\ddot{W}\}$ ve $\{\dot{W}\}$ sırasıyla döşemenin ivme ve hız vektörlerini göstermek üzere, rölatif hareket denklemi

$$[M]\{\ddot{W}\} + [C]\{\dot{W}\} + [K]\{W\} = -[M]\{\ddot{u}_g\} \quad (3)$$

şeklinde yazılabilmektedir. Bu denklemdeki sönüm matrisi $[C]$, kütle matrisiyle orantılı kabul edilerek, ξ_i ve w_i sırasıyla döşemenin i. moduna karşılık gelen sönüm oranını ve özel açısal frekansını göstermek üzere

$$[C] = 2\xi_i w_i [M] \quad (4)$$

bağıntısıyla belirlenmektedir (Humar, 1990). Betonarme döşemelerde sönüm oranı genellikle daha büyük olmakla beraber emniyetli tarafta kalmak amacıyla bu çalışmada döşeme birinci moduna ait sönüm oranı %2 olarak dikkate alınmaktadır.

Rijitlik matrisi, $[K]$, ise Δx , Δy sırasıyla sonlu farklar ağında x ve y doğrultusunda ki dilim genişliklerini göstermek ve,

$$\begin{aligned} k_{13} &= \frac{D_y}{\Delta y^4}, \\ k_{22} &= \frac{2\sqrt{D_x D_y}}{\Delta x^2 \Delta y^2}, \\ k_{23} &= -\frac{4D_y}{\Delta y^4} - \frac{4\sqrt{D_x D_y}}{\Delta x^2 \Delta y^2}, \\ k_{31} &= \frac{D_x}{\Delta x^4}, \\ k_{32} &= -\frac{4D_x}{\Delta x^4} - \frac{4\sqrt{D_x D_y}}{\Delta x^2 \Delta y^2}, \\ k_{33} &= \frac{6D_x}{\Delta x^4} + \frac{6D_y}{\Delta y^4} + \frac{8\sqrt{D_x D_y}}{\Delta x^2 \Delta y^2}, \end{aligned}$$

olmak üzere,

$$\begin{bmatrix} & & k_{13} & & \\ & k_{22} & k_{23} & k_{22} & \\ k_{31} & k_{32} & k_{33} & k_{32} & k_{31} \\ & k_{22} & k_{23} & k_{22} & \\ & & k_{13} & & \end{bmatrix}$$

şeklindeki sonlu fark operatörü her bir sonlu fark noktasında merkezlenerek elde edilmektedir.

Döşeme rölatif hareket denkleminin $(n+1)$. zaman adımındaki yazılımı

$$[M]\{\ddot{W}\}_{n+1} + [C]\{\dot{W}\}_{n+1} + [K]\{W\}_{n+1} = -[M]\{\ddot{u}_g\}_{n+1} \quad (5)$$

şeklinde. Bu denklemdeki hız $(\dot{W})$ ve ivme $(\ddot{W})$ değerleri, Δt zaman artımını, γ ve β keyfi sabitleri göstermek üzere

$$\dot{W}_{n+1} = \frac{\gamma}{\beta \Delta t} (W_{n+1} - W_n) + (1 - \frac{\gamma}{\beta}) \dot{W}_n + ((1 - \gamma) \Delta t - \frac{\gamma}{\beta \Delta t} (\frac{1}{2} - \beta) \Delta t^2) \ddot{W}_n \quad (6)$$

$$\ddot{W}_{n+1} = \frac{1}{\beta \Delta t^2} (W_{n+1} - W_n - \Delta t \dot{W}_n - (\frac{1}{2} - \beta) \Delta t^2 \ddot{W}_n) \quad (7)$$

bağıntılarıyla belirlenmektedir. Bunların vektör formları (5) denkleminde yerine yazılırsa

$$\begin{aligned} & (\frac{1}{\beta \Delta t^2} [M] + [C] \frac{\gamma}{\beta \Delta t} + [K]) \{W\}_{n+1} = \\ & -[M]\{\ddot{u}_g\}_{n+1} + [C](\frac{\gamma}{\beta \Delta t} \{W\}_n - (1 - \frac{\gamma}{\beta}) \{\dot{W}\}_n \\ & - ((1 - \gamma) \Delta t - \frac{\gamma}{\beta \Delta t} (\frac{1}{2} - \beta) \Delta t^2) \{\ddot{W}\}_n) \\ & + \frac{1}{\beta \Delta t^2} [M] (\{W\}_n + \Delta t \{\dot{W}\}_n + (\frac{1}{2} - \beta) \Delta t^2 \{\ddot{W}\}_n) \end{aligned} \quad (8)$$

denklemi elde edilmektedir.

Sonlu fark noktalarındaki deplasmanları her bir zaman adımında belirlemek için (8), (7) ve (6) denklemleri ardışık olarak çözülmektedir. Bu çözümde, koşulsuz olarak kararlı olduğu için $(\gamma = \frac{1}{2}$ ve $\beta = \frac{1}{4}$ değerleri ile birlikte), ortalama ivme yöntemi kullanılmaktadır.

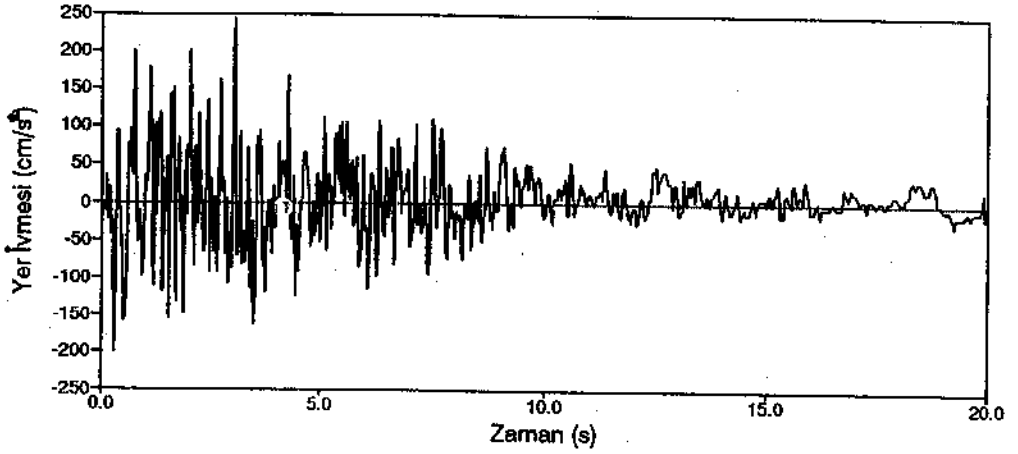
Bu şekilde sonlu fark noktalarındaki deplasmanlar belirlendikten sonra maksimum eğilme momentleri, eğilme momentlerini veren bağıntılarda uygun sonlu fark operatörleri kullanılarak (Ayvaz, 1992) hesaplanmaktadır.

SAYISAL UYGULAMALAR

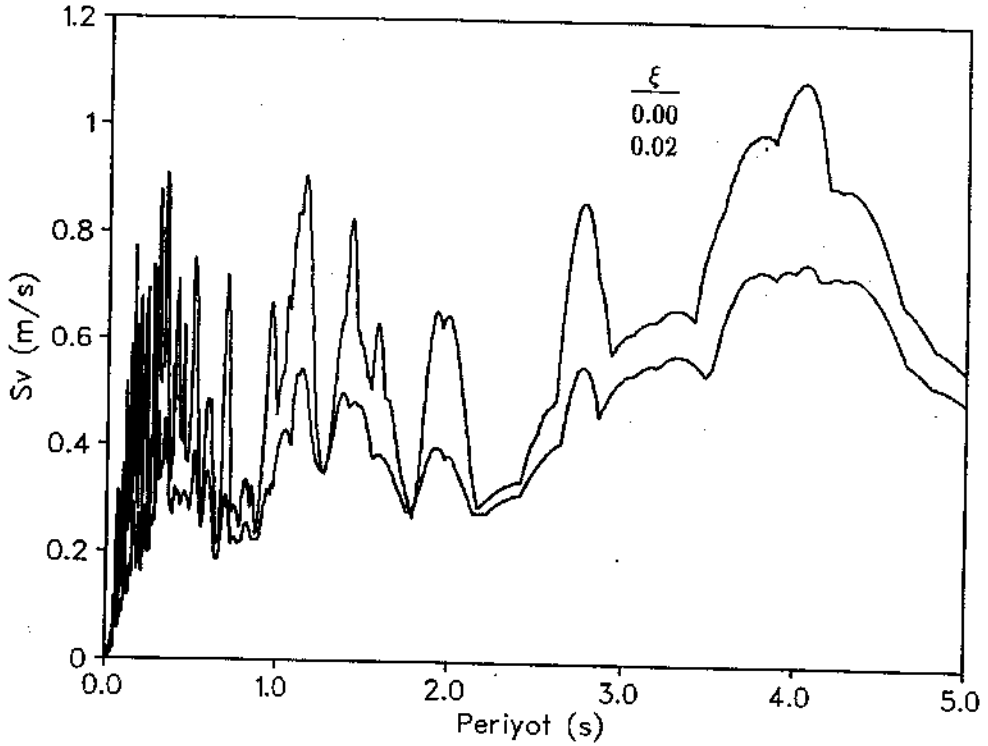
Diğer sayısal yöntemlerde olduğu gibi bu çalışmada kullanılan sonlu farklar yöntemiyle elde edilen sonuçlarda da bir hata payı bulunmaktadır. Büyüklüğü kullanılan sonlu farklar ağına ve zaman artımına bağlı olan bu hata payının mühendislikte kabul edilebilir olması yanında harcanan bilgisayar zamanının da uygun sınırlar içinde kalması bakımından 0,0025 s'lik zaman artımı ile beraber kare döşemelerde 14x14 lük sonlu farklar ağı kullanılmıştır. Dikdörtgen döşemelerde ise uzun kenar doğrultusundaki dilim sayısı artırılarak dilim boyutları $(\Delta x, \Delta y)$ kare döşemelerdekine eşit tutulmuştur. Kenar oranı değerleri 1;1,5;2;3;5 olarak, eğilme rijitlikleri oranı (D_x/D_y) ise, bu oran pratikte inşa edilen döşemelerde genellikle 3 den büyük olmadığından, 1;1,5;2;2,5;3 olarak seçilmiştir. Döşemelerin kısa kenar uzunluğu ise 3 m olarak sabit tutulmuştur.

Bu çalışmanın sayısal uygulamalarına konu olan döşemelerde birim alandaki kütle $611,6 \text{ N.s}^2/\text{m}^3$ olarak belirlenmiştir. Bu belirlemede TS 500 de verilen deprem yükünü içeren yük kombinezonuna uygun olması bakımından sabit ve hareketli yüklerin toplamı dikkate alınmıştır.

Döşeme deplasmanlarının hesabında deprem ivmesi olarak 13 Mart 1992 Erzincan depremi düşey bileşeninin (Durmuş, 1993) ilk 10 saniyelik kısmı kullanılmıştır. Bu deprem ivmesinin düşey bileşeni Şekil 2 de, bu bileşenin %0 ve %2 lik sonüm oranlarıyla elde edilen hız spektrumu Şekil 3 de verilmektedir.

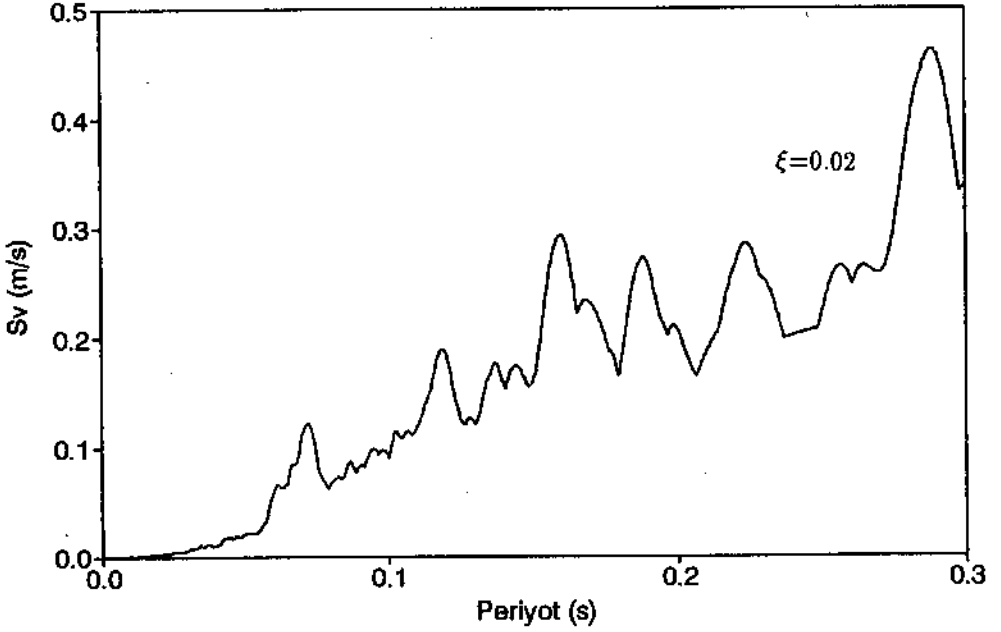


Şekil 2. Erzincan Depremi (13 Mart 1992) Düşey Bileşeni



Şekil 3. Erzincan Depremi (13 Mart 1992) Düşey Bileşeni Hız Spektrumu

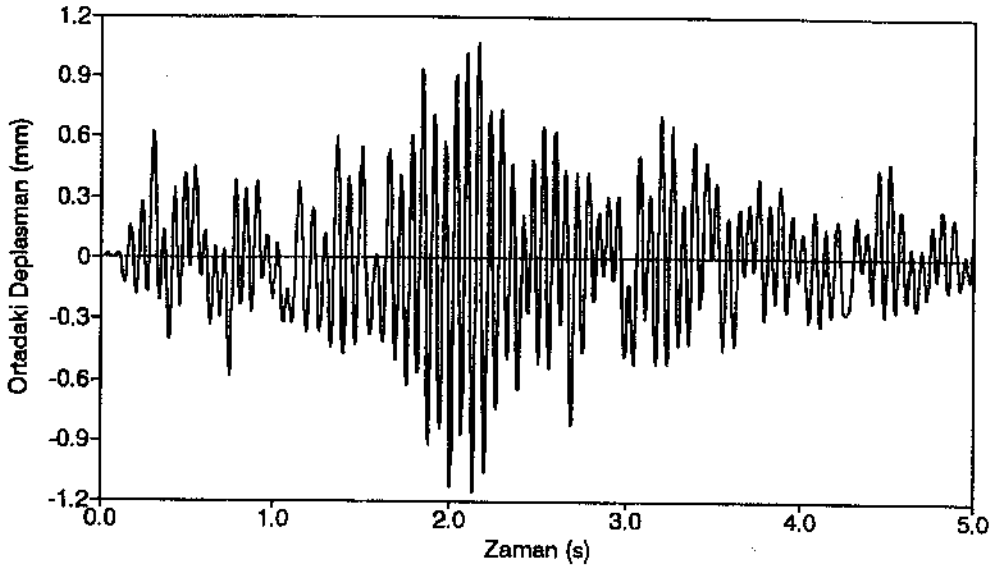
Bu şekilden periyodun 0,5 s ye kadar olan değerleri için hız spektrum eğrisinin değişimi net bir şekilde görülmektedir. Oysa bu çalışmaya konu olan döşeme periyotları bu bölgeye düşmekte ve bu bölgede periyotlardaki küçük değişimlere karşı spektrum hızlarında çok önemli değişiklikler meydana gelmektedir. Bu nedenle çalışmadan elde edilen deplasman ve eğilme momenti değişimlerinin kolayca değerlendirilebilmesi için söz konusu spektrumun periyodun 0,3 s ye kadar olan bölgesindeki değişimi Şekil 4 de verilmektedir.



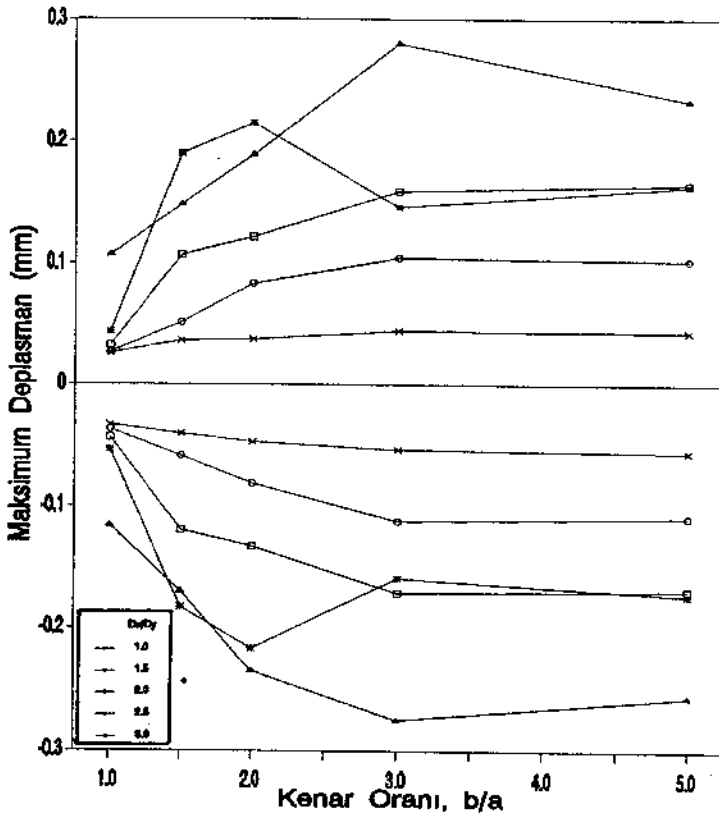
Şekil 4. Erzincan Depremi (13 Mart 1992) Düşey Bileşeni Ayrıntılı Hız Spektrumu

Daha önce belirtildiği gibi bu çalışmanın başlıca amacı depremin düşey bileşeni etkisindeki betonarme döşemelerin maksimum deplasman ve eğilme momentlerinin değişimini çeşitli parametrelere göre incelemektir. Ancak söz konusu değerlerin zamana bağlı olarak değişimine basit bir örnek olması bakımından önce Şekil 5 de izotrop kare bir döşemenin orta noktasındaki deplasmanın değişimi, daha sonra Şekil 6 da maksimum deplasmanlar, Şekil 7 de ise x eksenini doğrultusunda döşeme ortasındaki maksimum eğilme momentlerinin kenar ve rijitlik oranlarına bağlı olarak değişimleri verilmektedir. Bu şekillerde pozitif ordinat değerleri deplasmanlar için deplasmanın eksen takımının pozitif yönünde olduğunu, momentler içinse üstte çekme meydana getirdiğini göstermektedir.

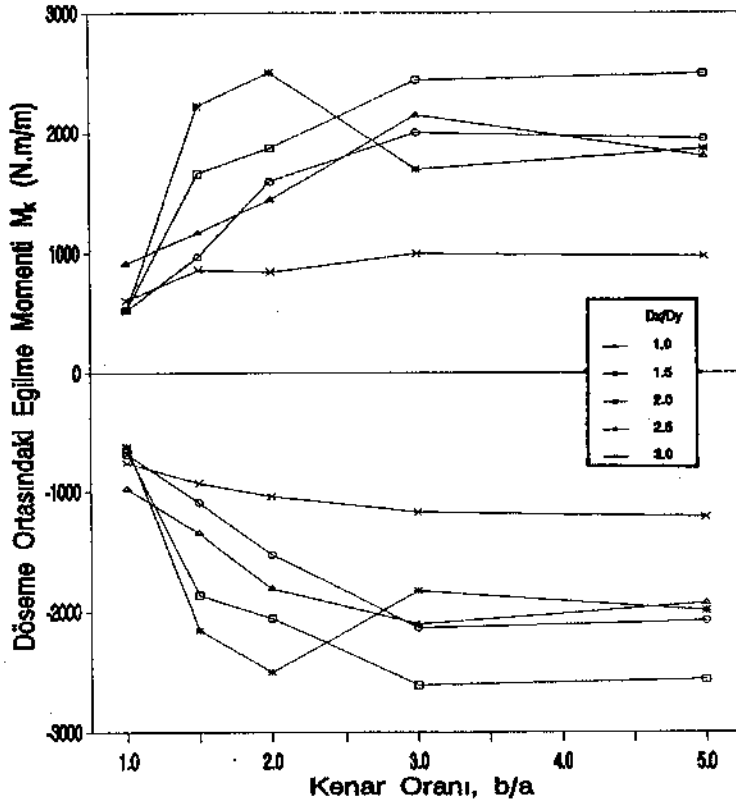
Burada Şekil 5 de deplasmanın ilk 5 s içindeki değişiminin verilmesiyle yetinildiğini, bundan sonra deplasmanın giderek azaldığını ve verilmemiş olmakla beraber eğilme momentinin zamanla değişiminin de şekil olarak deplasmanınkine son derece benzer olduğunu belirtmek uygun olmaktadır. Diğer taraftan bildiri hacmi çok sınırlı olduğundan döşeme ortasında y eksenini doğrultusunda ve mesnetlerdeki momentlerin maksimum değerlerinin söz konusu parametrelere göre değişimleri de verilememektedir.



Şekil 5. Ankastr Mesnetli İzotrop Kare Bir Döşemenin Ortasındaki Deplasmanın Zamana Göre Değişimi



Şekil 6. Maksimum Deplasmanların Kenar ve Rijitlik Oranlarıyla Değişimi



Şekil 7. Maksimum Eğilme Momentinin (M_x) Kenar ve Rijitlik Oranlarıyla Değişimi

Şekil 6 ve 7 den:

- Döşeme davranışları periyottaki küçük değişikliklerden çok etkilendiğinden maksimum deplasmanlardaki değişim düzgün değildir.
- Maksimum deplasman genellikle önce kenar oranı arttıkça artmakta, daha sonra değişim genellikle çok az olmaktadır. Eğrilerdeki ani artış ve azalmalar döşeme periyodunun hız spektrumunun yükselen yada alçalan kısımlarına rastlamasından ileri gelmektedir. Örneğin, $D_x/D_y=1,5$ ve b/a nın 2 ve 3 değerleri için döşeme periyotları (Çizelge 1) hız spektrumunda alçalan bir kolun üzerinde bulunduğu (bkz. Şekil 4) bu değerlere karşılık gelen maksimum deplasman ve momentler azalmaktadır.
- Genellikle maksimum deplasmanlar kenar oranlarından çok rijitlik oranlarıyla değişmektedir. İstisnalar döşeme periyotlarındaki değişimlerin hız spektrumunda çok farklı değerlere karşılık gelmesinden oluşmaktadır.
- Döşeme ortasındaki maksimum M_x in ilgili parametrelerle değişimi maksimum deplasmanıninkine benzer kalmakta, ancak bu momentin rijitlik oranlarıyla değişimi deplasmanıninkine göre daha az olmakta, kenar oranlarının davranış üzerindeki etkisi ise maksimum deplasman üzerindeki etkisinden çok farklı olmamaktadır.

- Bildiri hacminin sınırlandırılmış olmasından dolayı verilememiş olan döşeme ortasındaki maksimum M_y , M_x in aksine kenar oranından çok rijitlik oranından etkilenmekte, mesnet momentlerinin ilgili parametrelerle (b/a , D_x/D_y) değişimi de maksimum deplasmanların değişimine benzer kalmaktadır.

Çizelge 1. Ankastre Mesnetli Betonarme Döşeme Periyodunun Kenar ve Rijitlik Oranlarıyla Değişimi

$\frac{D_x}{D_y}$	$\frac{b}{a}$	Periyot, T (s)
1,0	1,0	0,062
	1,5	0,082
	2,0	0,090
	3,0	0,096
	5,0	0,098
1,5	1,0	0,055
	1,5	0,070
	2,0	0,075
	3,0	0,079
	5,0	0,080
2,0	1,0	0,051
	1,5	0,062
	2,0	0,066
	3,0	0,069
	5,0	0,070
2,5	1,0	0,047
	1,5	0,056
	2,0	0,059
	3,0	0,061
	5,0	0,062
3,0	1,0	0,044
	1,5	0,052
	2,0	0,055
	3,0	0,056
	5,0	0,057

SONUÇLAR

Bu bildiriden çıkartılabilen başlıca sonuçlar aşağıda verilmektedir.

- Betonarme döşemelerin periyotları genellikle depremden doğan hız spektrumunun yüksek frekans bölgesine rastlamaktadır. Bu bölgede sözkonusu spektrum çok düzensiz olduğundan döşemelerin maksimum deplasman ve eğilme momentleri periyotlarındaki küçük değişikliklerden, özellikle periyotların hız spektrumundaki alçalan yada yükselen kollarından birine rastlaması ve spektral değerlerin çok farklı olması halinde, önemli derecede etkilenmektedir.
- Deprem etkisindeki bir döşemenin maksimum deplasmanının kenar ve rijitlik

oranlarına bağılı olarak değişimi hız spektrum eğrisini yakından takip etmektedir.

- Kenar oranının maksimum deplasman ve eğilme momenti M_x in üzerindeki etkisi genellikle eğilme rijitliği oranı etkisinden daha fazla olmaktadır.

Özetle, bu çalışmaya konu olan betonarme döşemelerin maksimum deplasman ve eğilme momentleri genellikle kenar ve eğilme rijitliği oranları değiştikçe bunlara bağılı olarak özel periyotta meydana gelen küçük değişikliklerden önemli derecede etkilenmektedir. Genelde düzensizde olsalar, bu eğriler kenar ve rijitlik oranlarını ve bunlara bağılı olarak da döşeme periyotlarını dikkate almak suretiyle optimum projelendirmelerin yapılmasına katkıda bulunabilecekleri kanısındayız.

KAYNAKLAR

1. Ayvaz, Y., (1992), Deprem Etkisindeki Betonarme Döşemelerin Parametrik Analizi, Ph.D. Thesis, The Graduate School of Texas Tech University, Lubbock, TX, USA, (İngilizce).
2. Caldersmith, G. W. (1984) "Ortotrop Dikdörtgen Plakların Titreşimleri", ACUSTICA, Vol.56, pp.144-152, (İngilizce).
3. Durmuş A. (1993) "13 Mart 1992 Erzincan Depreminde Betonarme Yapıların Davranışlarının Değerlendirilmesi", İnşaat Mühendisliğinde Gelişmeler, 1. Teknik Kongre, Cilt 1, ss.93-101, Gazi Mağusa, KKTC.
4. Humar, J. L., (1990), Yapı Dinamiği, Prentice-Hall, Inc., Englewood Cliffs, NJ, USA, (İngilizce).
5. Leissa, A. W. (1969) "Plakların Titreşimi", NASA, sp.160, (İngilizce).
6. Leissa, A. W. (1973) "Dikdörtgen Plakların Serbest Titreşimi", Journal of Sound and Vibration, Vol.31, No.3, pp.257-294, (İngilizce).
7. Lekhnitskii, S. G. (1968), İzotrop Olmayan Plaklar, Gordon and Breach Science Publishers, Inc., New York, NY, USA, (İngilizce).
8. Providakis, C. P. ve Beskos, D. E. (1989) "Sınır Elemanlarla Plakların Serbest ve Zorlanmış Titreşimleri", Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering, Vol.74, pp.231-250, (İngilizce).
9. Szilard, R., (1974), Plakların Teorisi ve Analizi, Prentice-Hall, Inc., Englewood Cliffs, NJ, USA, (İngilizce).
10. Timoshenko, S. ve Woinowsky-Krieger, S., (1959), Plaklar ve Kabuklar Teorisi, 2nd ed., McGraw-Hill, Inc., New York, NY, USA (İngilizce).
11. TS 500, (1984), Betonarme Yapıların Hesap ve Yapım Kuralları, Türk Standartları Enstitüsü, Ankara.
12. Ugural, A. C., (1981), Plak ve Kabuklardaki Gerilmeler, McGraw-Hill, Inc., New York, NY, USA, (İngilizce).
13. Warburton, G. B. (1954) "Dikdörtgen Plakların Titreşimi", Proceedings of the Institute of Mechanical Engineers, Ser.A, Vol.168, pp.371-384, (İngilizce).
14. Young, D. (1950) "Ritz Yöntemiyle Dikdörtgen Plakların Titreşimi", Journal of Applied Mechanics, ASME, Vol.17, No.4, pp.448-453, (İngilizce).

**DEPREME DAYANIKLI BİNA TASARIMINDA
PASİF KONTROL**

**PASSIVE CONTROL IN EARTHQUAKE RESISTANT
BUILDING DESIGN**

Mahmet Bakioğlu¹ Ünal Aldemir²

SUMMARY

In this work, base isolations and mass dampers used in earthquake resistant building design are examined. Motion and energy equations of a multistory shear building is given by taking into account the base isolation, mass dampers and internal damping. Nonlinear differential equation of motion is solved numerically by Wilson- θ numerical method using state vector and as an example, solution of a ten-story shear building subjected to a synthetic and Erzincan (1992) earthquake are given.

ÖZET

Bu çalışmada depreme dayanıklı bina tasarımında pasif kontrol elemanları olarak kullanılan taban izolasyonları ve kütle sönümleyiciler incelenmektedir. Çok katlı bir kayma binasının hareket ve enerji denklemleri taban izolasyonu, kütle sönümleyiciler ve iç sönüm hesaba katılarak verilmektedir. Hareketin non-lineer diferansiyel denklemi durum vektörü kullanılarak Wilson- θ yöntemi ile sayısal olarak çözülmekte ve örnek olarak sentetik ve Erzincan (1992) depremlerinin etkisi altında on katlı bir kayma binasının çözümü yapılmaktadır.

¹Prof.Dr. İTÜ İnşaat Fak., 80626, Maslak, İstanbul

²Arş.Gör. İTÜ İnşaat Fak., 80626, Maslak, İstanbul

GİRİŞ

Depreme dayanıklı yapı tasarımı fikri yapı tarihi kadar eskidir. İnsanlar her depremde sonra yıkılan yapıları ve can kayıpları karşısında depreme dayanıklı yapı tasarımları üzerinde çalışmalarını yoğunlaştırmışlardır. İnsanların, ampirizm yöntemini kullanarak tasarladıkları eski yapılarda, ne derecede başarılı oldukları, antik ve ortaçağdan günümüze kadar birçok depremde test edilerek gelen yapılardan görülebilir. Bu yapılarda kullanılan düşünce günümüzde kullanılan düşüncenin aynısıdır. Yapı ile zemin arasındaki bağ rijidliğini azaltmak. Farklı olan ise kullanılan malzemedir.

Günümüzde, depreme karşı dayanıklı yapı tasarımında kullanılan düşünceler iki grupta toplanabilir. Birinci grup; yapıya özel bir form vererek depreme karşı dayanıklılığını sağlamak. Kolon rijidliklerinin azaltılması (esnek zemin kat), mafsalı kolonlar gibi. Burada gaye, depremde yapıya intikal eden enerjinin belirli yapı elemanları tarafından absorbe edilmesi veya sisteme enerji girişinin azaltılmasıdır. Zeminin iyileştirilme yöntemleri de bu gruba dahil edilebilir. İkinci grup düşünce ise yapıya ilave elemanlar konularak birinci grupta belirtilen gayelerin sağlanmasıdır. Bu elemanlar tabana konulduğunda taban izolasyon, bina içine konulduğunda ilave elemanlar olarak ismini alırlar. Katı veya sıvı sönümleyiciler, özel mesnetler, tendonlar, kayma elemanları bu gruba ait örnekleridir. Bu grupta göz önüne alınan koruyucu elemanlar iki kısma ayrılır. Birinci kısma giren ve pasif kontrol elemanlar olarak isimlendirilen elemanlar işlevlerini kendileri yaparlar. İkinci kısma giren elemanlar ise sistemde hazır olarak bulundurulmuş enerjiyi kullanarak gelen etkiye göre sistemi kontrol ederler. Bu elemanlar ise aktif kontrol elemanları olarak isimlendirilirler. Ayrıca iki kısım elemanlarının birlikte kullanıldığı karışık sistemlerde mevcuttur.[9]

Modern anlamda, pasif kontrol olarak, taban izolasyonlarının kullanılması ve geliştirilmesi son 20 yıl içinde olmuştur [1]-[6],[9],[10]. Taban izolasyon elemanları genelde iki grupta toplanırlar; elastik mesnetler ve kayıcı plakalar.

Taban izolasyonları olarak kullanılan elastik mesnetler aralarında çelik plakalar bulunan elastomerik kavu uklardan tabakalı olarak yapılmış mesnetlerdir. Bu mesnetler düsey doğrultuda sert ve yatay doğrultuda esnektirler. Bu elemanlar yardımı ile sistemin doğal frekansları de i tilir. Plakalardan yapılan kayıcı elemanlar ise genelde tek basına kullanılmayıp elastik mesnetlerle kullanılmaktadır. Bu şekilde kullanılan kayıcı elemanlar sisteme ilave bir korunma sağlamaktadır.

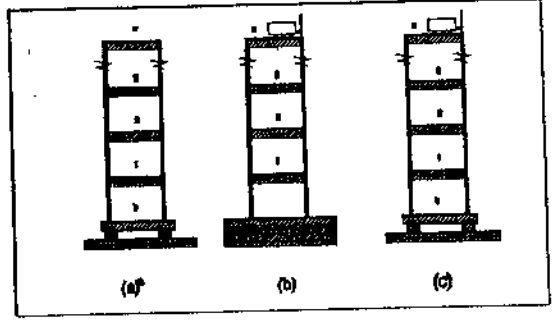
Elastik mesnetlerin en zayıf yönleri mesnetlerde oluşan kaldırma kuvvetlerinin yüksek binalarda devirme etkisi yapabilmesidir. Buna ilaveten bazı elastomerik mesnetlerde, her depremde sonra oluşan kalıcı deformasyonlar toplanarak artmaktadır. Bu nedenlerle elastik mesnetler yüksek binalarda kullanılmamaktadır.

Kayıcı plakalarla yapılan taban izolasyonunda ise geri  a ırıcı bir kuvvet gerekmektedir ve bu kuvvetin te kili de zor bir problemdir. Plakalardaki sürtünme katsayısı küçük olan sistemlerde sistem tamamen geri  a ırıcı kuvvetin etkisi altında hareket etmekte ve kayıcı plakaların avantajı kaybolmaktadır. Bu nedenle sürtünme katsayısı 0.15-0.20 değerlerine kadar artırılmaktadır. Sürtünme katsayısı artırıldığında ise ivmesinin maksimum değeri μg den küçük depremlerde sürtünme plakaları  alı mamaktadırlar (μ =s rt nme katsayısı). Bu durumda yapı zarar görmese bile yapı içindeki bazı aletler zarar görmektedir. Nükleer santrallarda olduğu gibi bazı yapılarda aletlerin korunması yapının korunması kadar  onemlidir. Bu tip  onemli yapılara karışık ve hatta kontrollü koruyucu sistemler  onerilmektedir [3], [10].

Bu çalışmada taban izolasyonları ve kütle sönümleyiciler incelenmektedir. Çok katlı bir kayma binasının formülasyonu; taban izolasyonu, kütle sönümleyiciler ve i  sönüm hesaba katılarak verilmektedir. Ayrıca sisteme ait enerji ifadeleri çıkarılmaktadır. Sisteme ait non-lineer diferansiyel denklem, durum vektörü kullanılarak Wilson-  yöntemi ile sayısal olarak   z lmek ve örnek olarak bir sentetik ve Erzincan (1992) depremlerinin etkisi altında on katlı bir kayma binasının sayısal çözümü verilmektedir.

FORMÜLASYON

Taban izo. ve kütle sönümleyicili n katlı bir kayma binası şekil (1) de görülmektedir. Şekil de sıra ile taban izolasyonu, en üstte kütle sönümleyici ve taban izolasyonu ile kütle sönümleyicinin



Şekil 1

beraber kullanılması hali görülmektedir. Sisteme $X_0(t)$ şeklinde yatay deprem ivmesi etkimesi halinde sistemin hareket denklemi matris formunda aşağıda verilmektedir.

$$M \ddot{Y}(t) + F_d(t) + F_s(t) = -M v \ddot{X}_0(t) \quad (1)$$

Burada; M , (SD,SD) boyutlu (SD=Serbestlik Derecesi) diyagonal kütle matrisi olup elemanları kat, taban izolasyonu ve sönümleyicilerin kütleleridir. $Y(t)$ vektörü, (SD) boyutlu davranış vektörü olup elemanları, kütlelerin zemine göre rölatif yer değiştirmeleridir. $F_d(t)$ ve $F_s(t)$ vektörleri ise (SD) boyutlu olup sıra ile sönüm ve geri çağırıcı kuvvetlerdir. v , elemanları 1 olan (SD) boyutlu bir vektördür.

Lineer viskos sönüm ve lineer elastik geri çağırıcı kuvvet halinde $F_d(t)$ ve $F_s(t)$ vektörleri aşağıdaki şekilde yazılabilirler.

$$F_d(t) = C \dot{Y}(t) \quad , \quad F_s(t) = K Y(t) \quad (2)$$

Burada C ve K matrisleri, (SD,SD) boyutlu simetrik band matrisler olup sönüm ve rijidlik matrisleri olarak isimlendirilirler.

Yukarıda (1) de verilen matris denklemi aşağıda (3) de verilen durum vektörü $Z(t)$ ((3) Eşitliğinde T üssü transpozeyi göstermektedir.) kullanılarak sayısal olarak Wilson- θ yönetimi ile çözülebilir. Bu konuda detaylı bilgiler [11] de verilmektedir.

$$Z(t) = [Y(t) , \dot{Y}(t)]^T \quad (3)$$

Yukarıda verilen (1) eşitliği sol taraftan hız

vektörünün transpozesi $\mathbf{Y}(t)^T$ ile çarpılıp, depremin başlangıç anından herhangi bir t anına kadar integrale edilir ise aşağıdaki eşitlik bulunur.

$$\int_0^t \dot{\mathbf{Y}}(\tau)^T \mathbf{M} \ddot{\mathbf{Y}}(\tau) d\tau + \int_0^t \dot{\mathbf{Y}}(\tau)^T \mathbf{F}_d(\tau) d\tau + \int_0^t \dot{\mathbf{Y}}(\tau)^T \mathbf{F}_s(\tau) d\tau = - \int_0^t \dot{\mathbf{Y}}(\tau)^T \mathbf{M} \mathbf{v} \dot{\mathbf{X}}_0 d\tau \quad (4)$$

Yukarıda verilen (4) eşitliğinde bulunan ilk terim sistemin toplam rölatif kinetik enerjisi olup, integral sonucu aşağıda verilmektedir.

$$\int_0^t \dot{\mathbf{Y}}(\tau)^T \mathbf{M} \ddot{\mathbf{Y}} d\tau = \frac{1}{2} \dot{\mathbf{Y}}(t)^T \mathbf{M} \dot{\mathbf{Y}}(t) \quad (5)$$

İkinci terim ise sistem tarafından iç sönüm olarak absorbe edilen enerjiyi göstermektedir. Üçüncü terim şekil değiştirme enerjisini göstermekte olup, lineer elastik sistemlerde;

$$\int_0^t \dot{\mathbf{Y}}(\tau)^T \mathbf{F}_s(\tau) d\tau = \int_0^t \dot{\mathbf{Y}}(\tau)^T \mathbf{K} \mathbf{Y}(\tau) d\tau = \frac{1}{2} \mathbf{Y}(t)^T \mathbf{K} \mathbf{Y}(t) \quad (6)$$

şeklindedir. Dördüncü terim ise t anına kadar giren rölatif deprem enerjisini göstermektedir.

Sistemin rölatif enerji dengesini belirleyen (4) eşitliği yardımı ile taban izolasyonun, kütle sönümleyicilerinin veya her bir katın çeşitli şekilde absorbe ettiği enerjileri bulmak mümkündür.

SAYISAL UYGULAMA

Sayısal uygulama olarak Erzincan (1992) ve sentetik bir depremin etkisi altında on katlı bir kayma binasının çözümü yapılmıştır.

Hesaplarda kullanılacak sentetik deprem

$$\ddot{\mathbf{X}}_0(t) = m(t) \dot{\mathbf{X}}(t) \quad (7)$$

şeklinde olup burada; $m(t)$ deterministik zarf

fonksiyonu, $X(t)$ ise ortalaması sıfır ve spektral güç yoğunluğu $S(w)$ olan stasyonere rastgele bir işlemdir [7]. Hesaplarda spektral güç yoğunluğu $S(w)$ olarak, Kanai-Tajima tarafından aşağıdaki verilen fonksiyon kullanılmıştır.

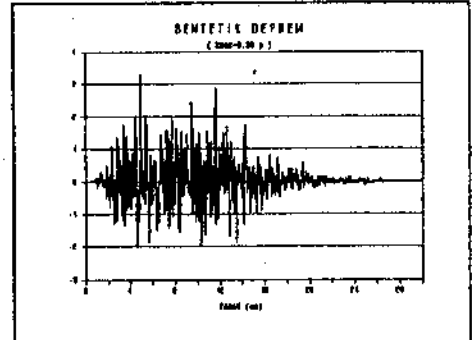
$$S(w) = \frac{1 + 4\xi_g^2 (w/w_g)^2}{[1 - (w/w_g)^2]^2 + 4\xi_g^2 (w/w_g)^2} S^2 \quad (8)$$

Burada w_g , ξ_g , S^2 sıra ile zeminin karakteristik frekansı, hakim sönüm katsayısı, zemin hareketinin şiddeti olup hesaplarda sıra ile 18.85 rd/sn, 0.65 ve 0.00465 m²/sn³/rd değerleri kullanılmıştır. $m(t)$ fonksiyonu ise

$$\begin{aligned} m(t) &= 0 & t < 0, & m(t) = (t/t_1)^2 & 0 \leq t \leq t_1 \\ m(t) &= 1 & t_1 \leq t \leq t_2, & m(t) = e^{-c(t-t_2)} & t_2 \leq t \end{aligned} \quad (9)$$

şeklinde alınmış olup hesaplarda $t_1=3$ sn, $t_2=13$ sn ve $c=0.26$ sn⁻¹ değerleri kullanılmıştır. Elde edilen sentetik deprem kaydı şekil (2) de görülmektedir.

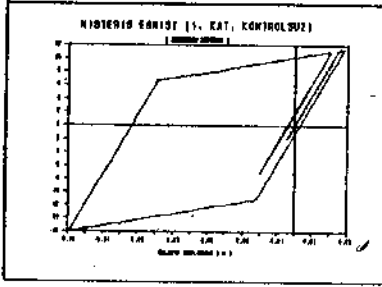
Binanın kat kütleleri eşit olarak $m=400$ ton ve her katta iç sönüm katsayısı $c=3590$ kN.sn/m alınmıştır. Bilineer elasto-plastik olarak kabul edilen malzemede rijidlik akmadan önce $k_1=450000$ kN/m, aktıktan $k_2=0.1*k_1$ ve akma uzaması 2,5 cm olarak alınmıştır. Binanın hesaplanan doğal frekansları 5,01; 14,93;



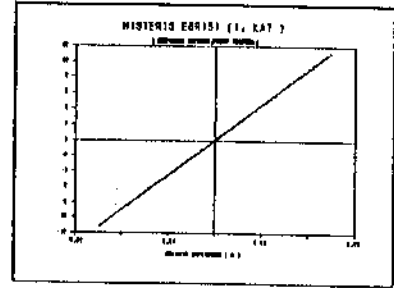
Şek.(2) Sentetik Deprem

24,51; 33,54; 41,83; 49,18; 55,43; 60,44; 64,10; 66,33 rd/sn olarak bulunmuş olup birinci moda karşı gelen sönüm oranı %2 dir. Yapılan hesaplarda sentetik deprem halinde en alt katta zemine göre max. deplasman 0,0114 m ve taban kesme kuvveti 5,15 MN bulunmuştur. Erzincan depremi etkisinde ilk katta max. deplasman 0,1292 m ve taban kesme

kuvveti 15,93 MN bulunmuş olup ilk altı kat akma sınırını geçmiştir. Pasif kontrol olarak $m_b=500$ ton ve $c_b=605$ kN.sn/m ve $k_b=20000$ kN/m olan bir taban izolasyonu seçilmiştir. Bu durumda sistemin doğal frekansları 1,97; 9,79; 18,73 ... 66,38 rd/sn olarak bulunmuş olup, birinci moda karşı gelen sönüm oranı %2,7 dir. Taban izolasyonunun bulunması halinde Erzincan depremine göre yapılan hesaplarda ilk katta max. 0,0247 m deplasman ve 11,15 MN kesme kuvveti, taban izolasyonunda ise max. 0.6206 m deplasman elde edilmiştir. Erzincan depremi etkisi altında, binanın kontrolsuz ve taban izolasyonlu olması durumlarında 1.kata ait histeris eğrileri ise Şek. (3) ve Şek. (4) de, deplasmanlar ise Şek. (5) de görülmektedir.



Şekil (3)



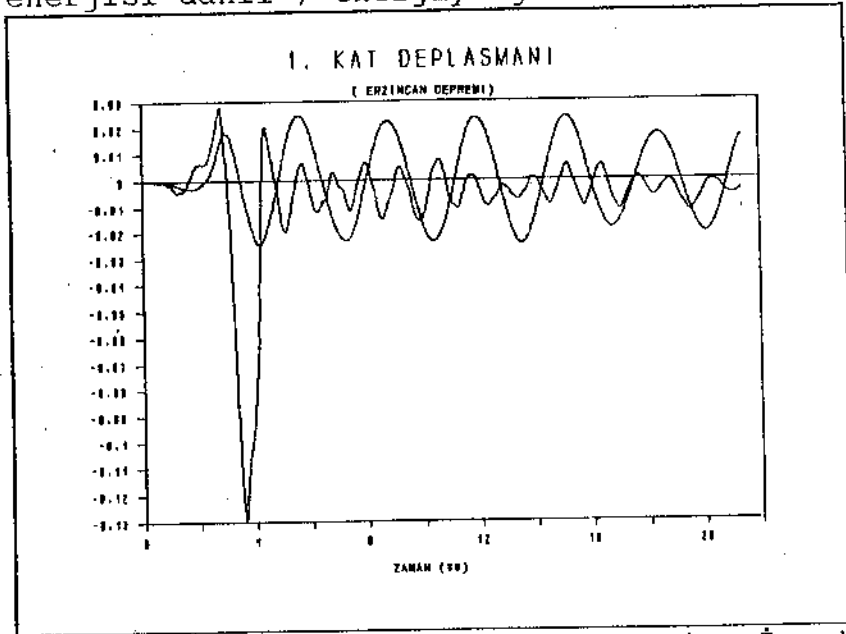
Şekil (4)

Taban izolasyonunda meydana gelen deplasmanları azaltmak için sisteme kütlesi $m_d=500$ ton, doğal frekansı sistemin ilk frekansına eşit, ($w=1,97$ rd/sn) ve sönümü oranı %10 olan bir kütle sönümleyicisi, taban izolasyona, izolasyon seviyesine bağlanmıştır. Yapılan hesaplarda taban izolasyonunda max. 0,5459 m, sönümleyicide max. 1,211 m deplasman ve birinci katta ise max. 0,0222 m deplasman ile max. 10,00 MN kesme kuvveti bulunmuştur. Birinci kat deplasmanlarına ait diyagram Şekil (6) da görülmektedir. Tablo (1) ve Tablo (2) de kontrolsüz, taban izolasyonlu ve kütle sönümleyicili hallere ait max. rölatif deplasmanlar ve kesme kuvvetleri verilmektedir.

Tablo 1 de kütlelerin ve katların max. rölatif deplasmaları cm olarak verilmektedir. Tablo 2 de ise kütlelere ve katlara gelen max. kuvvetler MN olarak verilmektedir. Her iki tabloda 1. kolonda sentetik, 2. kolonda kontrolsüz Erzincan, 3.

kolonda taban izolasyonlu Erzincan, dördüncü kolon ise taban izo+kütle sönümleyicili Erzincan depremine ait değerler verilmektedir.

Şekil (7) de Erzincan depremi ve taban izolasyonlu halde enerjiler görülmektedir. En üstteki eğri sisteme giren enerjiyi göstermektedir. En alttaki eğri sönüm enerjisini ve ortadaki eğri ise taban izolasyonu tarafından alınan (sönüm enerjisi dahil) enerjiyi göstermektedir.



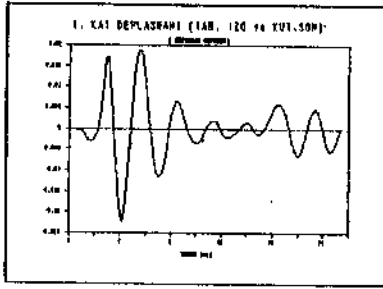
Şek. (5) 1.Kat Dep. (Kontrolsuz ve Taban İzo.)

Tablo 1

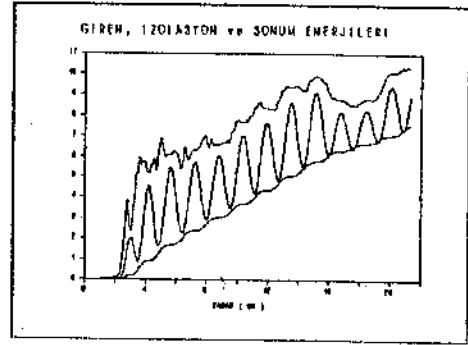
Kütle No	(1)	(2)	(3)	(4)
Izo.			62,06	54,59
1	1,14	12,92	2,47	2,22
2	1,10	11,14	2,29	2,06
3	1,00	8,49	2,08	1,87
4	1,01	5,87	1,85	1,67
5	1,04	4,16	1,61	1,45
6	1,01	2,95	1,36	1,22
7	0,90	2,41	1,10	0,99
8	0,73	1,99	0,83	0,75
9	0,52	1,39	0,55	0,50
10	0,27	0,71	0,28	0,25

Tablo 2

Kütçe No	(1)	(2)	(3)	(4)
Izo.				
1	5,15	15,93	12,41	10,92
2	4,98	15,14	11,15	10,00
3	4,50	13,94	10,29	9,25
4	4,53	12,77	9,34	8,42
5	4,68	11,99	8,32	7,51
6	4,52	11,45	7,24	6,53
7	4,03	10,86	6,11	5,51
8	3,29	8,94	4,94	4,45
9	2,33	6,23	3,73	3,36
10	1,21	3,18	2,50	2,25
			1,29	1,13



Şekil (6)



Şekil (7)

SONUÇ

Bu çalışmada, Erzincan (1992) depremine dayanamayan on katlı bir binanın pasif kontrol olarak kullanılan elastik mesnetler yardımı ile aynı depreme dayanıklı hale geldiği gösterilmiştir. Ayrıca taban izolasyona bir kütle sönümleyicisi eklenerek teşkil edilen karma bir sistem yardımı ile izolasyon ve kat deplasmanlarını azaltılmıştır.

Kullanılan sayısal hesap yöntemi, sönüm kuvvetinin hızın ve geri çağırıcı kuvvetin yolun fonksiyonu olması halinde geçerlidir. Bu durum uygulamada ortaya çıkan bir çok non-lineerliği kapsamaktadır. Bilhassa elastomerik malzemelerde kuvvet deformasyon bağıntılarının non-lineer olması verilen sayısal hesap yönteminin faydasını göstermektedir. Ayrıca bahsedilen hesap yöntemini

esas alan bir bilgisayar programı geliştirilmiştir. Son zamanlarda geliştirilen enerji söndürücülerin tasarımlarında enerji hesapları gerekmektedir [5]. Bu nedenle geliştirilen bilgisayar programına enerji hesapları eklenmiştir.

KAYNAKLAR

- (1) Constantinou, M.C., Mokha, A.S., and Reinhorn. A.M., (1990) , " Taban İzolasyonunda Teflon Yataklar II, Modelleme ", J. Struc. Eng., ASCE. 116(2), pp. 455-474, (İngilizce)
- (2) Kelly, J.M., (1982) "Depreme Karşı Taban İzol.", Shck.V.Dig., 14, No.5, 17-25 (İngilizce)
- (3) Feng, M.Q., (1993) "Binalara Karışık Kayan İzolasyon Sistemlerinin Uygulanması", J. Eng. Mech., ASCE, 119, No.10, pp.2090-2108 (İngilizce)
- (4) Kelly, J.M., (1986), "Depreme Karşı Taban İzol.", J.Soil.Dyn.E.Eng.5(3), pp.202-216, (İngilizce)
- (5) Pinelli, J.P., Craig, I., J., Goodno, J., B., (1994) : "Enerji Söndürücü Kaplamalı Bağlantıların Tasarım Kriterleri, Deprem Mühendisliği ABD 5. Milli konferansı., 1, 1003-1012. (İngilizce)
- (6) Shentor, H.W., Lin, A.N., " Sabit taban ve Taban İzolasyonlu Beton Çerçevelerin Rölatif Performansı", (1993) J.Struct.Eng., ASCE, 119(10), pp.2592-2968, (İngilizce)
- (7) Shinozuka, M., Deodatis, G., " Stokastik İşlemlerin Spektral Tanımlama ile Simülasyonu", (1991) Appl.Mech.Rev., 44(4), 191-203, (İngilizce)
- (8) Su, L., Ahmadi, G., Tadjbaksh, J.G., (1989), "Taban İzolasyonlu Sistemlerde Mukayeseli Çalışma", J.Eng.Mech., ASCE, 115(9), pp.1976-1992, (İngilizce)
- (9) Tsai, H.C., Kelly, J.M., " Taban İzolasyonlu Binalarda Yapının ve İlave Elemanların Depreme Karşı Davranışı", (1989), Earth.Eng.Struct.Dyn., 18, pp. 551-564, (İngilizce)
- (10) Yang, J.N., Danielians, A., Liu, S.C. (1991) "Binalarda depreme karşı karışık kontrol sistemler", J.Eng.Mec. 117, 836-853 (İngilizce)
- (11) Yang, J.N., Long, F.X., Wong, D. (1988) "Non linear yapıların optimal kontrolü", J.App.Mech, ASME, 55, pp.931-938, (İngilizce)

ASINKRONİZE DÜŞEY YER HAREKETİ ETKİSİNDEKİ BARAJ-REZERVUAR-TEMEL SİSTEMİNİN DEPREM ANALİZİ

EARTHQUAKE ANALYSIS OF DAM-RESERVOIR-FOUNDATION SYSTEM SUBJECTED TO ASYNCHRONOUS VERTICAL GROUND MOTION

Alemdar BAYRAKTAR¹, A. Aydın DUMANOĞLU² ve Yusuf CALAYIR³

SUMMARY

In this study, the response of dam-reservoir-foundation system subjected to asynchronous vertical ground motion is investigated using Lagrangian approach. Firstly, ground displacements shape vectors and eigenvalues of a selected dam-reservoir-foundation system are obtained. Secondly, total displacements and stresses are calculated using the vertical component of the 1992 Erzincan earthquake for which velocities of propagation are assumed to be of 1000 m/s, 2000 m/s and infinite. Results obtained are compared to each other as well as to those of the asynchronous horizontal ground motion.

ÖZET

Bu çalışmada, baraj-rezervuar-temel sisteminin asinkronize düşey yer hareketi etkisindeki davranışı Lagrange yaklaşımı kullanılarak araştırılmaktadır. Önce, örnek olarak seçilmiş bir baraj-rezervuar-temel sisteminin zemin yerdeğiştirmelerinin şekil vektörleri ve özdeğerleri elde edilmektedir. Daha sonra, 1992 Erzincan depreminin düşey bileşeni kullanılarak, 1000 m/s, 2000 m/s ve sonsuz dalga yayılma hızları için toplam yerdeğiştirmeler ve gerilmeler hesaplanmaktadır. Elde edilen sonuçlar birbirleriyle ve asinkronize yatay yer hareketi sonuçlarıyla karşılaştırılmaktadır.

GİRİŞ

Baraj-rezervuar-temel sistemlerinin etkileşim analizlerinde dinamik etki olarak genellikle, depremden dolayı oluşan yer hareketi göz önüne alınmaktadır. Bu yer hareketi, üniform ve asinkronize (sonlu hızla yayılan) yer hareketi olmak üzere iki kısımda sınıflandırılabilir. Üniform yer hareketinde, deprem dalgasının sonsuz hızla yayıldığı ve yapı-zemin etkileşim yüzeyi boyunca tüm mesnet noktalarına aynı anda ulaştığı kabul edilmektedir. Bu yer hareketi dikkate alınarak yapılan dinamik analizler "klasik dinamik analiz" olarak isimlendirilmektedir. İki farklı mesnet noktasında dalgaın genliği değişmeyip, sadece sonlu yayılma hızının neden olduğu varış zaman farkı dikkate alındığında ise bu mesnet noktalarının hareketi asinkronize hareket olarak ifade edilmektedir. Bu tip yer hareketi dikkate alınarak yapılan analizler de "asinkronize dinamik analiz" olarak adlandırılmaktadır [1]. Deprem dalgasının sonlu hızla yayılması yapıda

¹ Araş. Gör., K.T.Ü., İnşaat Mühendisliği Bölümü, 61080 Trabzon, TÜRKİYE.

² Prof. Dr., K.T.Ü., İnşaat Mühendisliği Bölümü, 61080 Trabzon, TÜRKİYE.

³ Araş. Gör., F.Ü., İnşaat Mühendisliği Bölümü, Elazığ, TÜRKİYE.

dinamik (rölatif) yerdeğiştirmelere ek olarak, zahiri-statik (quasi-static) yerdeğiştirmeler de meydana getirir. Dinamik yerdeğiştirmelere atalet kuvvetleri neden olurken, zahiri-statik yerdeğiştirmelere yapı-zemin etkileşim yüzeyindeki noktaların (düğüm noktaları) birbirlerine göre rölatif hareketleri neden olmaktadır.

Üniform yatay yer hareketine maruz baraj-rezervuar ve baraj-rezervuar-temel sistemlerinin davranışları kütle ekleme [2-3], Euler [4-6] ve Lagrange [7-9] yaklaşımları kullanılarak bir çok araştırımcı tarafından incelenmiştir. Aynı şekilde, asinkronize yatay yer hareketi dikkate alınarak, özellikle son zamanlarda, baraj-rezervuar ve baraj-rezervuar-temel sistemlerinin deprem analizleri de yapılmıştır [10-11]. Bu çalışmalarda, asinkronize yatay yer hareketinin üniform yatay yer hareketine göre sonuçları önemli derecede etkilediğı vurgulanmaktadır.

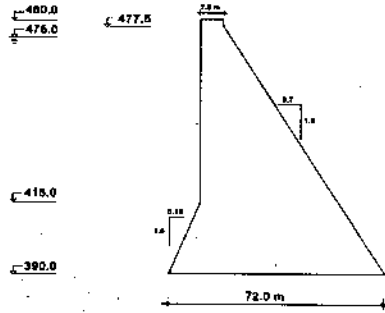
Depremden dolayı oluşan yer hareketinin düşey bileşeninin geleneksel yapılar üzerindeki etkisi, yatay bileşenle karşılaştırıldığında genellikle önemsiz olduğı düşünülmektedir. Bunun asıl nedeni; düşey yer hareketinden dolayı meydana gelen gerilmeler, statik yüklerden dolayı meydana gelen gerilmelerin küçük bir parçası olmasından kaynaklanmaktadır. Barajlar için aynı durumun geçerli olup olmadığı, Chakrabarti ve Chopra [12] tarafından baraj-rezervuar etkileşimi dikkate alınarak araştırılmıştır. Bu çalışmada, üniform düşey yer hareketi etkisindeki farklı yükseklikli beton ağırlık barajların davranışları baraj betonu için değışik elastisite modülleri kullanılarak incelenmiştir. Yazarlar, özellikle düşük yükseklikli barajlar için, düşey yer hareketinden dolayı elde edilen sonuçların yatay yer hareketi sonuçlarından daha büyük olduğunu vurgulamaktadırlar.

Yapılan literatür araştırmasından, baraj-rezervuar-temel etkileşim sistemlerinin asinkronize düşey yer hareketi etkisi altındaki Lagrange yaklaşımına dayalı deprem analizlerine rastlanmamıştır. Bunu için bu çalışmada, Lagrange yaklaşımı kullanılarak baraj-rezervuar-temel sistemlerinin asinkronize düşey yer hareketi etkisindeki davranışının belirlenmesi amaçlanmaktadır. Bu bildiride sayfa sınırlaması nedeniyle baraj-rezervuar-temel sisteminin Lagrange yaklaşımına dayalı asinkronize dinamik analiz formülasyonundan bahsedilememektedir. Fakat, bu formülasyon Kaynak [11]'de ayrıntılı olarak verilmektedir. Uygulama amacıyla beton ağırlık bir baraj seçilmekte ve bu barajın asinkronize düşey yer hareketine karşı davranışı çeşitli sonlu yayılma hızları için elde edilmektedir. Bulunan sonuçlar birbirleriyle ve asinkronize yatay yer hareketi sonuçlarıyla karşılaştırılmaktadır.

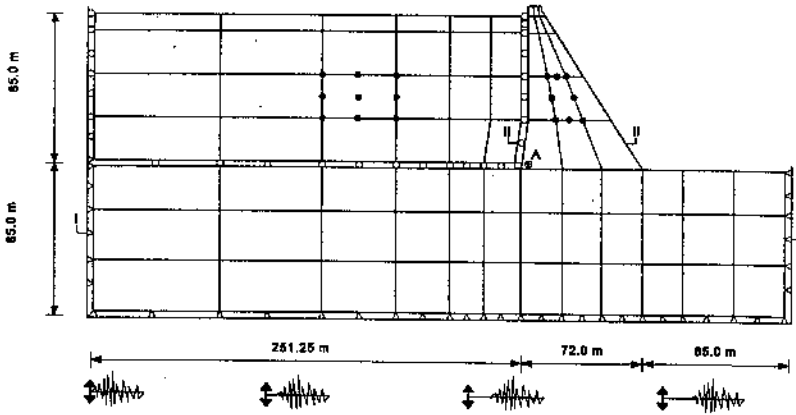
SAYISAL UYGULAMA

Sonlu Eleman Modeli

Asinkronize düşey yer hareketinin beton ağırlık barajlar üzerindeki etkisini görmek için 1956 yılında Sakarya nehri üzerinde inşa edilmiş olan sonlu eleman modeli Şekil 1' de verilmektedir. Sistemin sonlu eleman modelinde rezervuar uzunluğı yüksekliğinin üç katı alınmakta ve sabit derinlikte olduğı kabul edilmektedir. Barajın temel derinliğı ise rezervuar yüksekliğı kadar alınmaktadır. Baraj gövdesi ve temelinde 51 adet 8 düğüm noktalı katı, rezervuarda ise 24 adet 9 düğüm noktalı sıvı izoparametrik sonlu eleman kullanılmaktadır. Baraj betonu ve temel zemininin elastik özellikleri aynı olup, birim hacim ağırlık 24000 N/m^3 , elastisite modülü $35 \times 10^9 \text{ N/m}^2$ ve poisson oranı ise 0.15 seçilmektedir. Rezervuardaki suyun birim hacim ağırlığı 9810 N/m^3 , yoğunluğı 1000 kg/m^3 ve hacimsel elastisite modülü $207 \times 10^7 \text{ N/m}^2$ olarak alınmaktadır.



a) Sarıyar barajının boyutları [13]

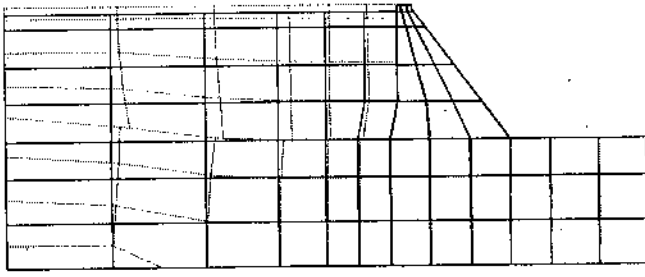


b) Sonlu eleman modeli

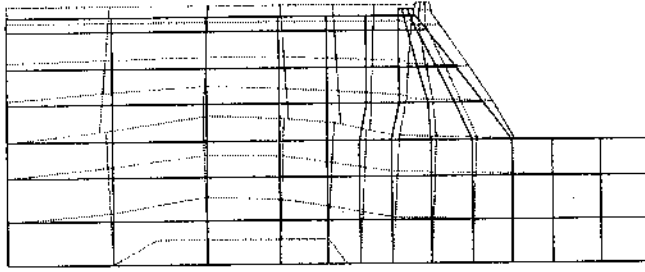
Şekil 1 Sarıyar barajının boyutları ve baraj-rezervuar-temel sisteminin sonlu eleman modeli

Zemin Yerdeğiştirmelerinin Şekil Vektörleri (r Vektörleri)

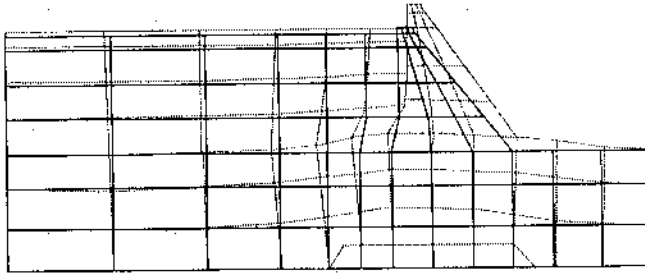
Bu vektörlerin hesaplanmasında ceza (penalty) metodu [14] kullanılmaktadır. Şöyleki, sistem rijitlik matrisinde r vektörünün hesaplanacağı zemin serbestlik derecesine karşılık gelen diyagonal terime büyük bir rijitlik eklenmekte ve bu rijitliğe eşit bir yük bu serbestlik derecesine uygulanarak statik analiz yapılmaktadır. Böylece zemin serbestlik derecesindeki yerdeğiştirme, seçilen rijitliğin artırılmasıyla birim değere yaklaşmaktadır. Asinkronize dinamik analiz için baraj-rezervuar-temel sisteminin tabanı dört bölgeye ayrılmıştır (Şekil 1b). Şekil 1b de ortak sistemin tabanında gösterilen kayıtların başlangıçları her bir bölgenin başlangıç ve bitişini göstermektedir. Baraj-rezervuar-temel sisteminin zemin yerdeğiştirmelerinin şekil vektörleri, her bir bölgedeki mesnet noktalarına birim düşey yerdeğiştirme verilip, diğer bölgelerdeki mesnet noktaları tutulmak suretiyle elde edilmiştir. Bunlar Şekil 2' de noktalı çizgi ile gösterilmektedir. Şekil 2' deki r_1 , r_2 , r_3 ve r_4 vektörleri; 1., 2., 3. ve 4. bölgeler için elde edilen zemin yerdeğiştirmelerinin şekil vektörlerini



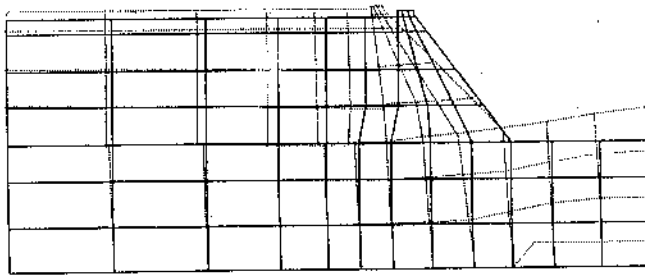
r_1 vektörü



r_2 vektörü



r_3 vektörü



r_4 vektörü

Şekil 2 Baraj-rezervuar-temel sisteminin zemin yerdeğıştirmelerinin şekil (r) vektörleri

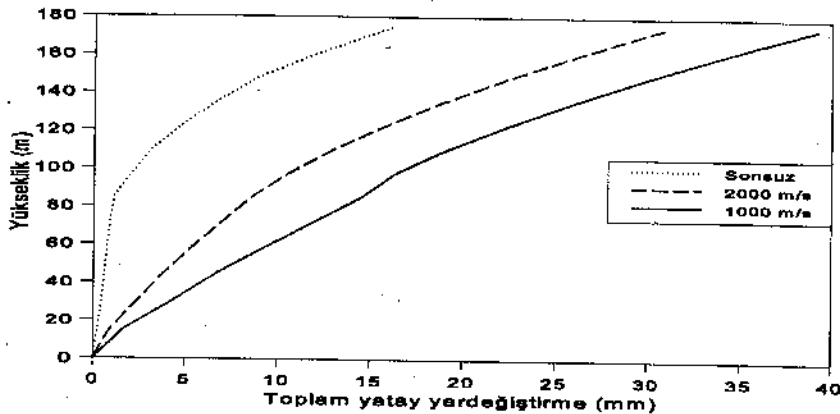
göstermektedir. Bu vektörler toplandığında sistemin her düğüm noktasında düşey doğrultuda birim yerdeğiştirme oluşmaktadır.

Özdeğerler

Sıvı sistemlerinin Lagrange yaklaşımına dayalı modal analizlerinde sıfır-enerji mod gibi bazı sayısal problemler ortaya çıkmaktadır. Bu çalışmada, yerdeğiştirmelere rotasyonsuzluk kısıtlaması getirilmesiyle birlikte, sıvı eleman matrislerinin hesaplanmasında indirgenmiş integrasyon mertebesi kullanılarak bütün gereksiz sıfır enerji modları yok edilmiştir. Sıvı sonlu eleman matrislerinin hesaplanmasında 2x2 indirgenmiş [15], katı eleman matrislerinin hesaplanmasında ise 3x3 normal integrasyon mertebeleri kullanılmıştır. Rotasyon kısıtlama parametresi, hacimsel elastisite modülünün 100 katı alınmaktadır [8]. Baraj-rezervuar-temel sisteminin modal analizinde ilk 30 mod dikkate alınmıştır. Bunlardan ilk 11 mod düşük frekanslı yüzey salınım modlarına karşılık gelmektedir. Bu modların frekans değerleri 0,04395-0,1783 Hz arasında değişmektedir. Ortak sistemin 1. yanal eğilme moduna ait frekans (12.mod) 3.387 Hz' dir.

Yerdeğiştirmeler

Yerdeğiştirmelerin hesaplanmasında yer hareketi olarak 13 Mart 1992 Erzincan depreminin düşey ivme bileşeni seçilmektedir. Bu bileşenin eksen düzeltilmesi en küçük kareler metodu [16] kullanılarak yapılmıştır. Baraj-rezervuar-temel sisteminin asinkronize dinamik analizi için 0.05' lik sönüm oranı alınmaktadır. Deprem dalgasının yayılma hızı 1000 m/s, 2000 m/s ve sonsuz olarak seçilmektedir. Zahiri-statik (quasi-static), dinamik ve toplam yerdeğiştirmelerin hesabında 0.002 saniyelik zaman aralığı kullanılmıştır. Sonsuz hız durumunda ortak sistemin tüm düğüm noktalarında 156.74 mm' lik zahiri-statik düşey yerdeğiştirme elde edilmiştir. Bu değer, 1992 Erzincan depremi düşey bileşeninin integrasyonu sonucu elde edilen maksimum yerdeğiştirmeye, 156.7 mm, çok yakın çıkmaktadır. Her üç yayılma hızı kullanılarak baraj temelinden itibaren, baraj memba yüzeyi boyunca elde edilen toplam yatay yerdeğiştirmeler Şekil 3' te verilmektedir. Bu yerdeğiştirme eğrileri, düğüm noktalarında elde edilen mutlak maksimum toplam yatay



Şekil 3 Baraj menba yüzeyi boyunca (baraj temelinden itibaren) maksimum toplam yatay yerdeğiştirmelerin değişimi

yerdeğiştirmeler kullanılarak çizilmiştir. şekil 3' ten görüldüğü gibi deprem dalgası yayılma hızı azaldıkça baraj memba yüzeyindeki toplam yatay yerdeğiştirmeler artmaktadır. 1000 m/s, 2000 m/s ve sonsuz dalga yayılma hızları için baraj kretinde meydana gelen toplam yatay yerdeğiştirmeler sırasıyla, 39.242 mm, 31.122 mm ve 16.281 mm' dir. Sonsuz hız durumuna göre baraj kreti toplam yatay yerdeğiştirmesinde, 2000 m/s ve 1000 m/s dalga yayılma hızları için sırasıyla yaklaşık olarak %191 ve %241' lik artışlar meydana gelmektedir.

Gerilmeler

Gerilmeler, zahiri-statik ve dinamik yerdeğiştirmelerin toplamından oluşan toplam yerdeğiştirmeler kullanılarak 0.01 s zaman aralığına göre Gauss integrasyon noktalarında hesaplanmaktadır. Ortak sistemin baraj memba topuğu Gauss integrasyon noktasında (A) 1000 m/s, 2000 m/s ve sonsuz dalga yayılma hızları için hesaplanan mutlak maksimum yatay (σ_{yy}), düşey (σ_{zz}) ve kayma (σ_{yz}) gerilmeleri Tablo 1' de verilmektedir. Tablo 1' den görüldüğü gibi sonlu yayılma hızının azalması gerilmeleri artırmaktadır.

Tablo1 Baraj memba topuğu Gauss integrasyon noktasında (A) hesaplanan gerilmeler

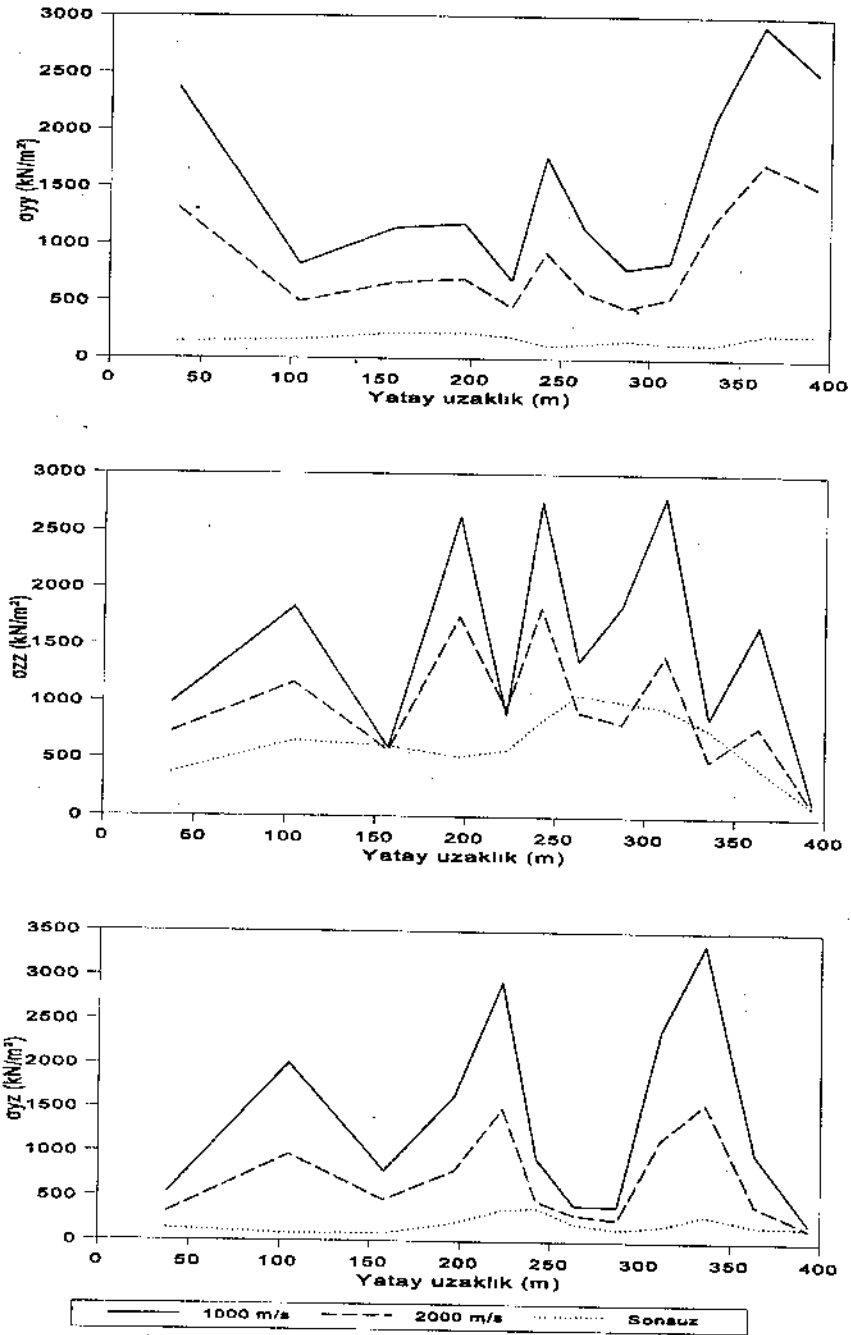
Hızlar (m/s)	Gerilmeler (kN/m ²)		
	σ_{yy}	σ_{zz}	σ_{yz}
1000	1622.2	3031.0	1512.8
2000	1313.0	2935.3	1087.1
Sonsuz	808.97	2550.7	1040.5

Gerilmelerin yatay uzaklıkla değişimini görmek için baraj-rezervuar-temel sisteminde I-I ve II-II kesitleri alınmaktadır (şekil 1b). I-I ve II-II kesitlerindeki gerilmelerin değişimleri şekil 4 ve 5' te verilmektedir. Bu şekitler eleman orta noktasındaki mutlak maksimum gerilmeler dikkate alınarak çizilmiştir.

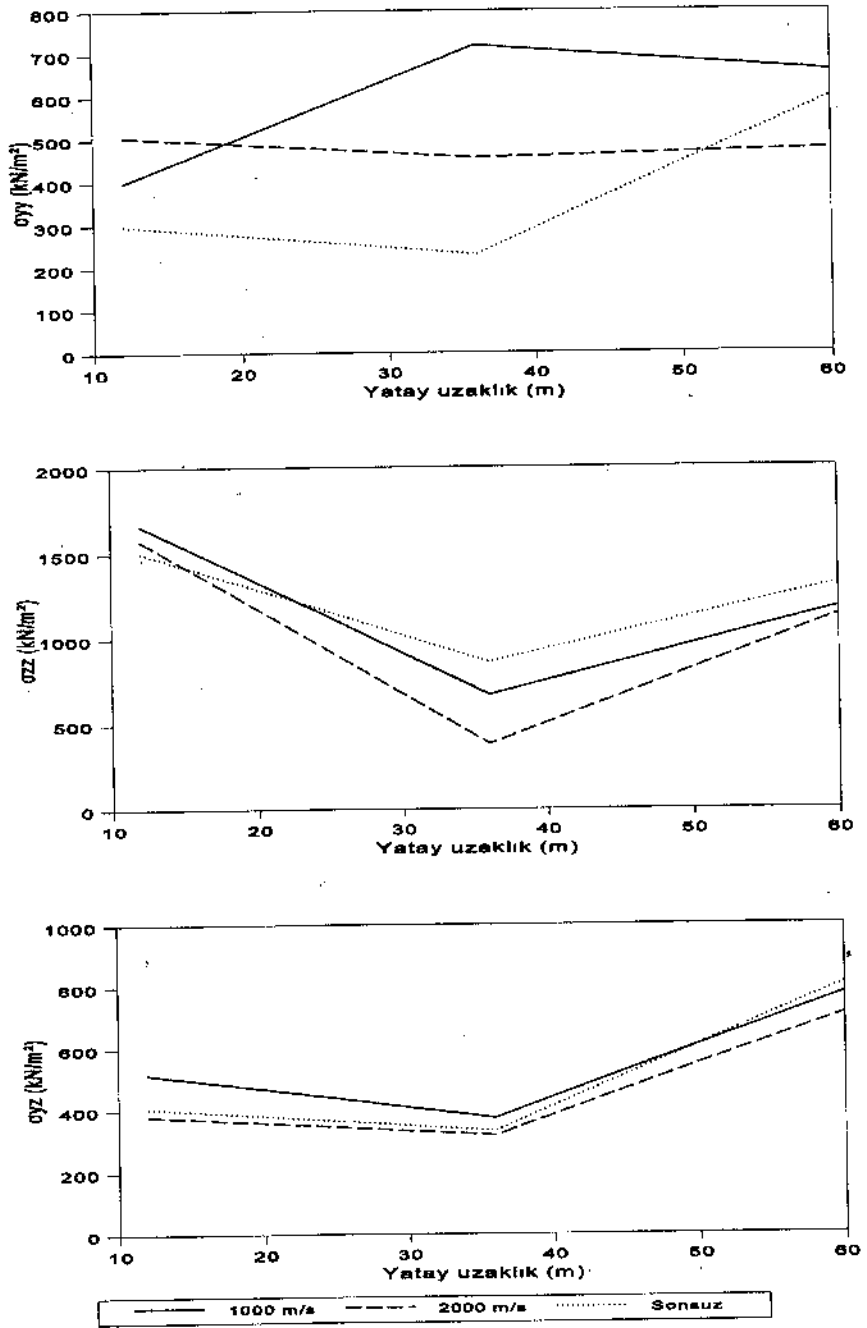
Asinkronize düşey ve yatay yer hareketinden dolayı meydana gelen gerilmeleri karşılaştırmak amacıyla, yatay yer hareketi olarak 1992 Erzincan depreminin doğu-batı bileşeni seçilmiştir. Deprem dalgasının yayılma hızı 1000 m/s alınarak, II-II kesitinde asinkronize yatay ve düşey yer hareketinden dolayı meydana gelen gerilmelerin uzaklıkla değişimi şekil 6' da verilmektedir. Asinkronize düşey yer hareketi durumunda, yatay ve kayma gerilmeleri tüm baraj tabanı boyunca daha küçük olurken, düşey gerilmeler baraj tabanı ortasına yakın kısımda daha büyük olmaktadır.

SONUÇLAR

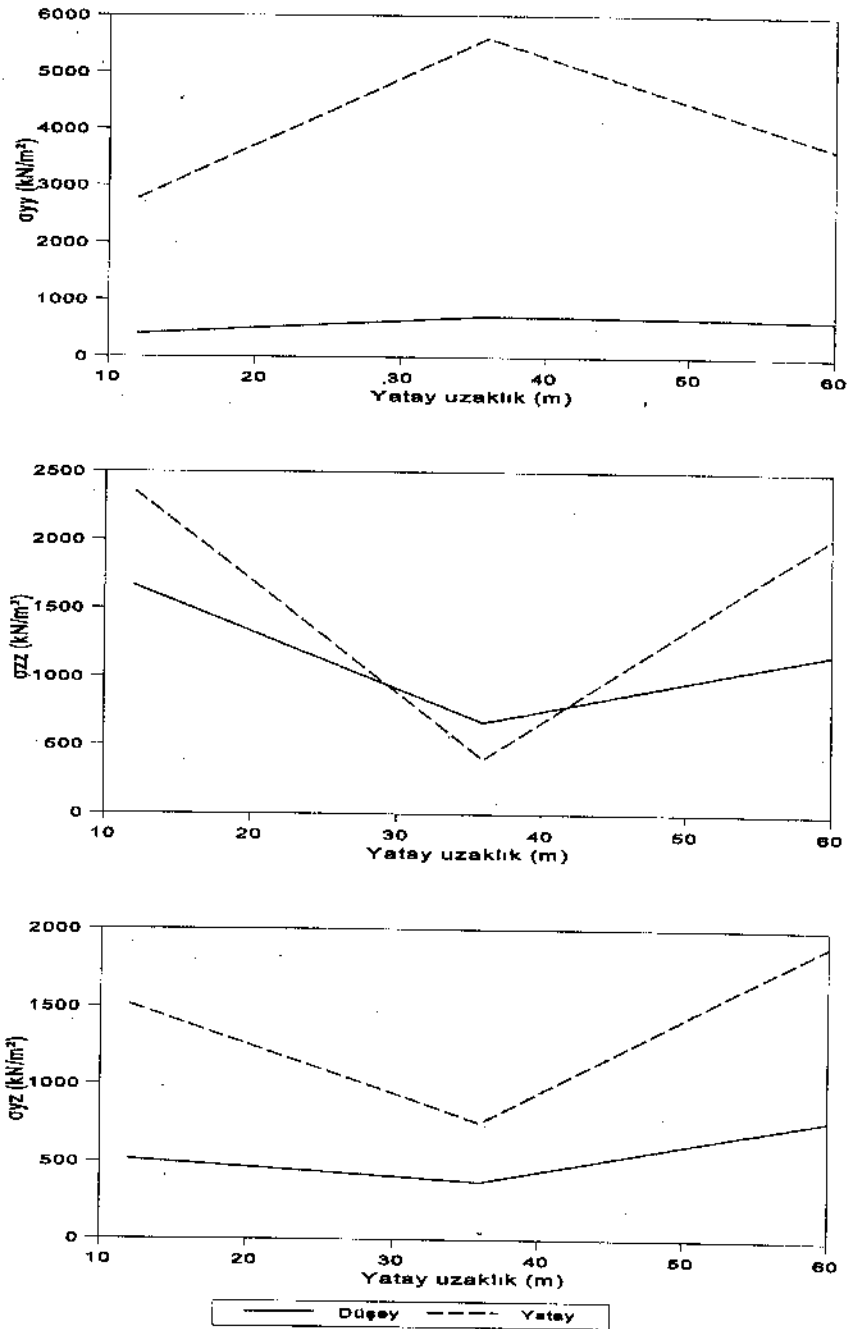
Asinkronize (sonlu hızla yayılan) düşey yer hareketi, üniform (sonsuz hızla yayılan) düşey yer hareketi ile karşılaştırıldığında baraj-rezervuar-temel sisteminin davranışını önemli derecede etkilediğı görülmüştür. Deprem dalgasının sonlu hızla yayılması baraj memba yüzeyi yatay yerdeğiştirmelerini ve gerilmeleri artırmaktadır. Asinkronize yatay yer hareketi kullanılarak elde edilen gerilmeler, asinkronize düşey yer hareketi sonucu elde edilen gerilmelerden genel olarak daha büyük olmaktadır.



Şekil 4 Baraj-rezervuar-temel sisteminin I-I kesitindeki gerilmelerin değişimi



Şekil 5 Baraj-rezervuar-temel sisteminin II-II kesitindeki gerilmelerin değişimi



Şekil 6 Dalga yayılma hızı 1000 m/s alınarak baraj-rezervuar-temel sisteminin II-II kesitinde yatay ve düşey yer hareketinden dolayı meydana gelen gerilmelerin değişimi

KAYNAKLAR

1. Dumanoglu, A.A. (1988) "Asinkronize Dinamik Analiz", İnşaat Mühendisliğinde Bilgisayar Kullanımı I. Sempozyumu Bildiriler Kitabı, ss. 95-106, İstanbul.
2. Westergaard, H.M. (1931) "Depremler Sırasında Barajlar Üzerindeki Su Basınçları", Transactions, ASCE, Vol. 98, No. 1835, pp. 418-433, (İngilizce).
3. Singhal, A.C. (1991) "Barajların Deprem Analizleri İçin Bilgisayar Kodlarının Karşılaştırılması", Computers and Structures, Vol. 98, No. 1, pp. 107-112, (İngilizce).
4. Chopra, A.K. ve Chakrabarti, P.(1981) "Beton Ağırlık Barajların Baraj-Su-Temel Etkileşimini İçeren Deprem Analizi", Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 9, pp. 363-383, (İngilizce).
5. Hall, J.F. ve Chopra, A.K.(1982) "Beton Ağırlık ve Toprak Barajların Hidrodinamik Etkileri İçeren İki Boyutlu Dinamik Analizi", Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 10, pp. 305-332, (İngilizce).
6. Greeves, E.J. ve Dumanoglu, A.A.(1989), Euler Yaklaşımı Kullanılarak Sıvı-Yapı Etkileşimi İçin Etkili Bir Bilgisayar Analizinin SAP IV ile Gerçekleştirilmesi, Report No. UBCE-EE-89-10, Department of Civil Engineering, University of Bristol, Bristol, (İngilizce).
7. Calayır, Y., Bayraktar, A. ve Dumanoglu, A.A. (1993) "Baraj-Rezervuar Sistemlerinin Lineer Teoriye Göre Dinamik Analizi", 2.Ulusal Deprem Mühendisliği Konferansı Bildiriler Kitabı, ss. 178-187, İstanbul.
8. Calayır, Y. ve Dumanoglu, A.A.(1993) "Sıvı ve Sıvı-Yapı Sistemlerinin Lagrange Metoduyla Statik ve Dinamik Analizi", Computers and Structures, Vol. 49, No. 4, pp. 625-632, (İngilizce).
9. Calayır, Y.(1994), Beton Ağırlık Barajların Euler ve Lagrange Yaklaşımları Kullanılarak Dinamik Analizi, Doktora Tezi, K.T.Ü. Fen Bilimleri Enstitüsü, Trabzon.
10. Bayraktar, A., Muvafık, M. ve Dumanoglu, A.A. (1993) "Beton Ağırlık Barajların Asinkronize Dinamik Analizi", İnşaat Mühendisliğinde Gelişmeler I.Teknik Kongre Bildiriler Kitabı, Cilt 1, ss. 161-170, Gazimağusa, KKTC.
11. Bayraktar, A. ve Dumanoglu, A.A.(1994) "Baraj-Rezervuar-Temel Sistemlerinin Asinkronize Dinamik Analizi", İnşaat Mühendisliğinde Bilgisayar Kullanımı IV. Sempozyumu, basılacak, İstanbul.
12. Chakrabarti, P. ve Chopra, A.K.(1973) "Düsey Deprem Bileşenine Karşı Ağırlık Barajların Davranışı ve Hidrodinamik Basınçlar", Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 1, pp. 325-335, (İngilizce).
13. Bayraktar, A.(1991), Beton Ağırlık Barajlarda Baraj-Su-Zemin Etkileşiminin Statik ve Dinamik Analizde Değerlendirilişi, Yüksek Lisans Tezi, K.T.Ü. Fen Bilimleri Enstitüsü, Trabzon.
14. Bathe, K-J.(1982), Mühendislik Analizinde Sonlu Eleman İşlemleri, Prentice-Hall Inc., Englewood Cliffs, New Jersey, (İngilizce).
15. Wilson, E.L. ve Khalvati, M.(1983) "Sıvı-Katı Sistemlerinin Dinamik Analizi İçin Sonlu Elemanlar", International Journal for Numerical Methods in Engineering, Vol. 19, pp. 1657-1668, (İngilizce).
16. Kreyszig, E.(1988), İleri Mühendislik Matematiği, Sixth Edition, John Wiley and Sons, New York, (İngilizce).

PROBABILISTIC SOIL-STRUCTURE INTERACTION ANALYSIS

ZEMİN-YAPI ETKİLEŞİMİNİN PROBABİLİSTİK ANALİZİ

H. Boncheva¹, M. Kostov², G. Varbanov³, A. Kaneva³, B. Tzvetkov³

ABSTRACT

The probabilistic risk analysis (PRA) of critical structures for seismic excitation is a difficult task but very important especially for existing buildings. The soil-structure interaction analysis in probabilistic aspect is a part of the PRA. An original procedure is developed combining the peculiarities of WWER 1000 reactor building and the requirements of the probabilistic safety analysis. On the base of uniform hazard spectra the free-field seismic motion in form of acceleration time histories is generated. The probabilistic definition of the seismic input motion at the structure foundation level is obtained taking into consideration the modifying effect of the local soil conditions. A 3D finite element model of the structure including the soil stiffness and damping elements is developed. Mean response and variation of response parameters are determined. The Monte Carlo simulation technique and Latin Hypercube Experimental Design procedure are applied. The soil-structure interaction effect is analyzed in probabilistic format.

INTRODUCTION

In the last two decades the probabilistic risk assessment (PRA) is performed for critical structures such as nuclear plants, large dams, etc. The important question is what is the potential accident risk for critical structures near high population concentration. To answer this question a probabilistic risk analysis should be applied. Seismic PRA has a purpose to estimate seismic risk. It gives information on seismic capacity in a probabilistic format. In the seismic PRA except the seismic risk the frequency of core melt is given as well as lowest capacity elements are identified and component fragility parameters are estimated. The goal of PRA is to develop distribution of in-structure response spectra and structural forces for selected earthquake levels.

A probabilistic risk analysis is under way for the main buildings of Units 5/6

¹Assoc.Prof.Dr., Head, Strong Motion Dept., Central
Lab. of Seismic Mechanics and Earthq. Engineering
(CLSMEE), BAS, Sofia, Bulgaria

²Assoc.Prof.Dr. CLSMEE

³Res.Assoc. CLSMEE

of NPP Kozloduy. The first phase of investigations is to assess probabilistically the seismic response of the buildings. For this purpose an original procedure that has to match both requirements of the PRA and peculiarities of WWER 1000 structural design is developed [1,3,4,5,8,9,10]. Probabilistic definition of seismic excitation is achieved taking into consideration the uncertainties. Probabilistic in-structure response spectra are generated and mean values and variations of response for the important structural elements are determined. Then fragility analysis is performed. The Monte Carlo simulation technique is used. For reducing the amount of computational work the Latin Hypercube Sampling Procedure is applied. Computer codes SHAKE, SIMQKE, STARDYNE, SMACS are used.

First step of the analysis is the seismic hazard assessment and the definition of the excitation levels. The earthquake distribution in the 320 km area around the site is taken into consideration. The available tectonic and seismological studies and the respective results are used. The results of the seismic hazard study are hazard curves giving the peak acceleration values vs annual probability of exceedance and uniform hazard spectra at 5% damping for different levels of probability. For both types of curves mean and standard deviation values are given as well as median and geometric deviation (log-normal distribution) are assessed. The uniform hazard spectra represent the free-field ground motion at the site.

The second step is the fragility analysis. This analysis needs probabilistic determination of the response of soil, structure and different components. The soil-structure interaction (SSI) is an important part of this study. The SSI elements are: foundation input motion, foundation impedances, structural model. The foundation input motion should be determined by the free-field motion taking into consideration the local soil profile with characteristics at low strain and strain compatible properties.

The probabilistic soil-structure interaction analysis as a part of the PRA discussed above is performed shortly in the paper giving some of the results necessary for the future study of the problem.

COMPUTATIONAL ACCELEROGRAMS

For the sake of further response analysis the seismic excitation is assumed to be presented by means of accelerograms. For lack of sufficient number of real accelerograms recorded at the site the accelerograms should be generated. The generation process is performed on the base of the uniform hazard spectra. Because of the limitation of time and the costs for analysis the number of accelerograms is selected to be ten for each level of annual probability of excidence. The levels of E-3, E-4 and E-5 are chosen to be representative for the hazard of the site. It is assumed that they will give the maximum contribution to the probability of failure and probability of a core melt. The artificial accelerograms should have all peculiarities of real records. The selection of real accelerograms recorded mostly in other countries [2,7] is done on the base of the criterion for similarity of different parameters (magnitude, focal depth, epicentral distance, etc.).

Statistical analysis is performed over 90 pre-selected accelerogram components (60 horizontal and 30 vertical) divided in three groups corresponding to the distribution of seismic sources around the site under investigation - near field sources (epicentral distance R up to 30 km, maximum magnitude $M_{\max} = 4,5$), intermediate distance sources at shallow depth ($R = 80$ to 220 km and $M_{\max} = 8$) and long distance sources in Vrancea region at intermediate depth ($R = 240$ to 330 km and $M_{\max} = 7.8$). All records have been done at places with geology similar to the local geology. For each group 10 three components accelerograms are processed - the mean and mean + 1 sigma values of their acceleration response spectra are determined. The horizontal components are given in Fig. 1. In the third group the Vrancea 1977 earthquake records are not included because there are only two records and the N-S component recorded in Bucharest is extraordinary with very long predominant period. This peculiarity can be seen in the last sub-figure (Fig.1).

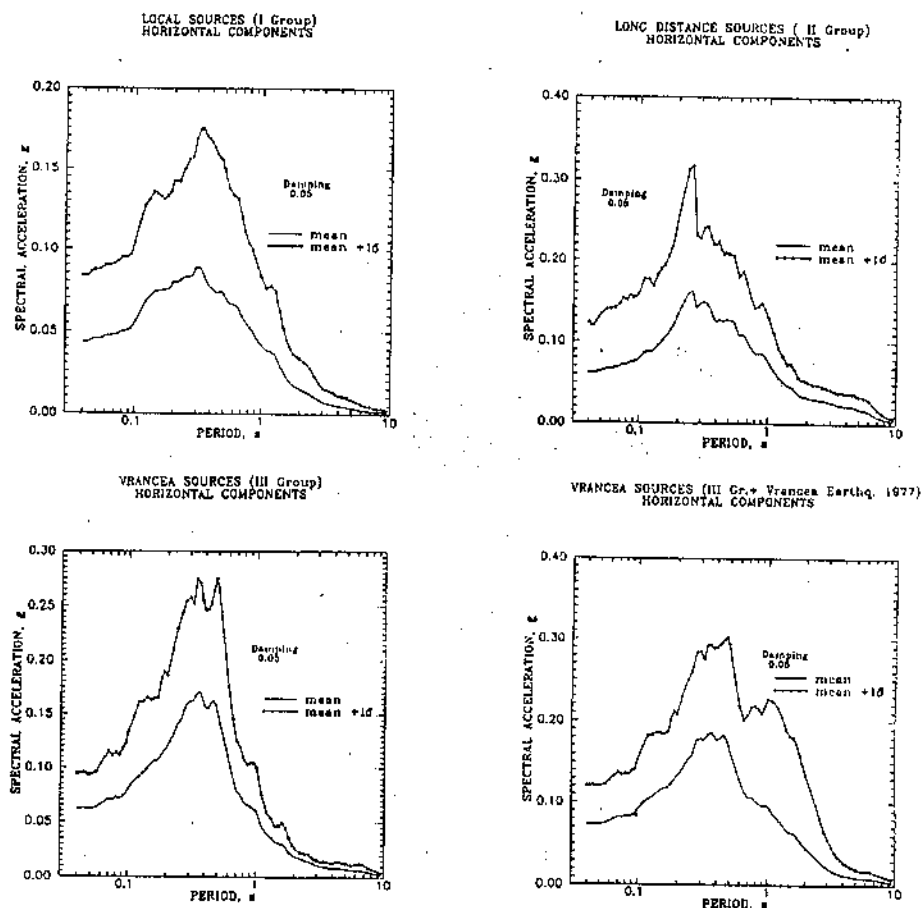


Figure 1. Acceleration response spectra of real accelerograms

In the response analysis the Vrancea 1977 earthquake records are used separately. The analysis of the mean spectra for all groups shows similarity in the frequency content of the horizontal and vertical components.

For each group of real records the ratios of the maximum acceleration values of the two horizontal components as well as of the vertical and horizontal components are determined (mean values and standard deviation). On the whole the first ratio (mean value) is about 1 and the second - about 0.5.

Using the uniform hazard spectra for the chosen three levels of hazard for each level 10 spectra are generated. For the given mean and standard deviation values generation of log-normal distributed numbers are obtained applying the Latin Hypercube Experimental Design (LHCED) procedure. Some of the generated spectra and the uniform hazard spectrum for annual probability of exceedance 0.001 are shown in Fig.2a. The generated spectra (10 for each level) are used for generation of accelerograms - for each spectrum three independent accelerograms are determined. They are corrected with coefficients obtained by LHCED procedure. The acceleration response spectra of those accelerograms are computed and their mean values and the respective standard deviation values match the mean values and the variation of the uniform hazard spectra. The comparison between generated and target mean spectrum and the corresponding standard deviation for hazard level E-4 is shown in Fig.2b.

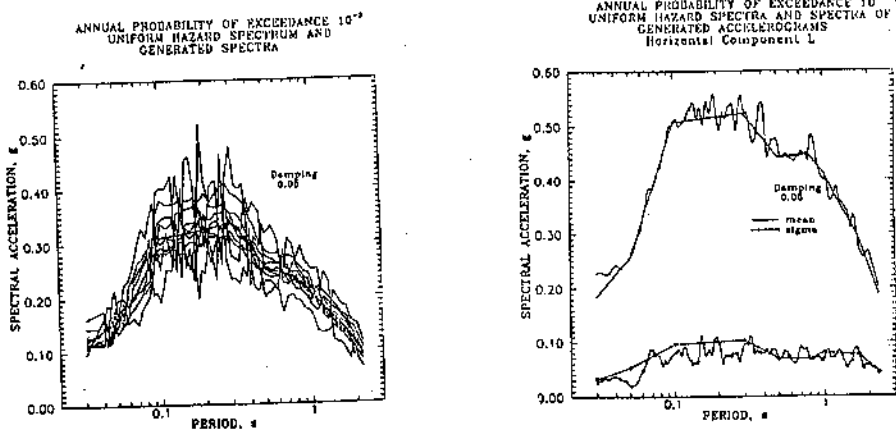


Figure 2. Free-field acceleration response spectra (generated ground motion)

The generated accelerograms are obtained at the free-field surface. They have to be transferred to the foundation of the structure and used as an input motion in the structural response analysis. The modifying effect of local ground conditions on the seismic motion should be taken into consideration. For this purpose a probabilistic model of the soil strata is compiled. The geometric model consists of linear, homogeneous, horizontally stratified soil layers overlying a homogeneous half-space. The characteristics of the layers (S-wave velocity, density, Poisson's ratio, damping coefficient, etc.) in the free-field profile and those under the structure foundation plate are different only in upper 13 meters - the structure is founded at

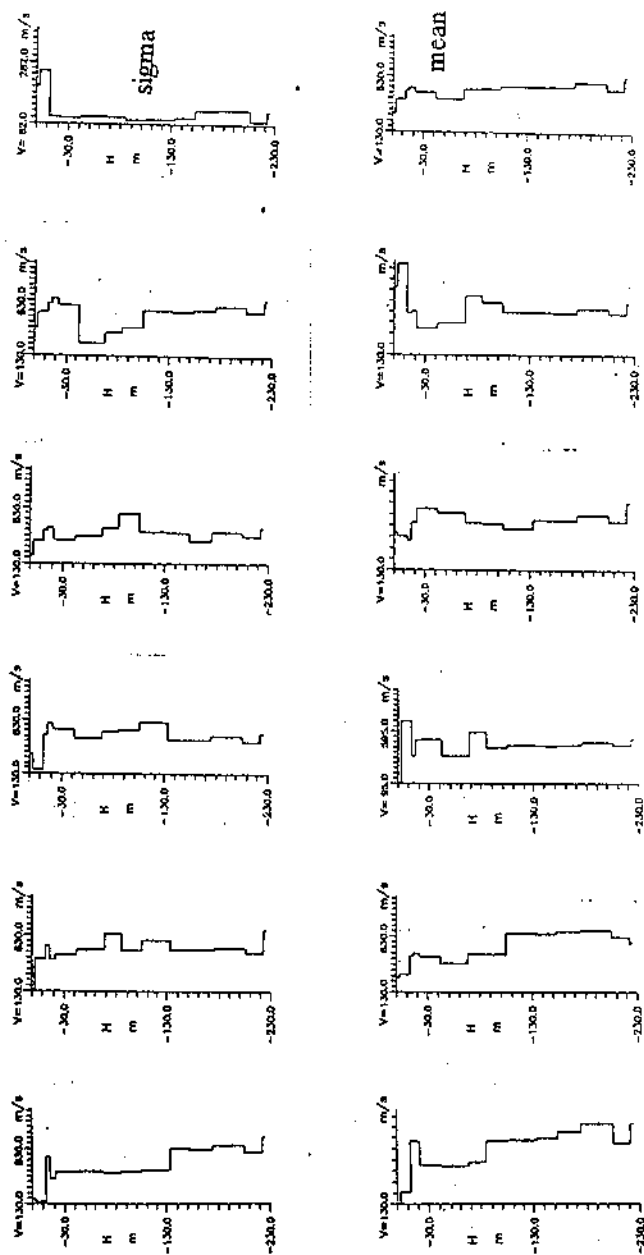


Figure 3. Generated velocity profiles of the soil model

depth of 7 m under the free surface over a specially treated layers up to -13 m. All characteristics are experimentally determined (mean values and limits of variation) at low strains. Strain compatible properties (the variation of G-modulus and damping depending on the strains developed during the excitation process) are determined also experimentally for six soil types. Those relations are used applying the equivalent linear method for solving the deconvolution problem (transfer the free-field motion to the foundation level). After a statistical processing of soil characteristics and applying LHCED procedure ten geological profiles are generated. The S-wave velocity variation in depth for the generated soil profiles are shown in Fig. 3. The last subfigures in first and second lines refer to standard deviation and mean values.

The deconvolution is performed over those 10 soil profiles with all generated free-field accelerograms for each level of hazard. In such way 90 accelerograms at foundation level are obtained (for each hazard level 10 three components accelerograms). Their acceleration response spectra are computed and also mean and mean + 1 standard deviation spectra are determined. In Fig. 4 the results for annual probability of exceedance 10^{-4} are shown - three components. For other two levels of hazard only horizontal components are given in Fig. 5. Comparing those spectra with the free-field spectra the amplification effect of upper soil layers can be seen. This effect is more considerable in low period range (about 0.1 s).

SOIL-STRUCTURE INTERACTION MODEL

The soil-structure model consists of 3D finite element model of the superstructure and ground model is represented by elastic springs and dashpots. All bearing elements are modelled by plate, shell and beam elements. Special attention is paid to the modelling of connections or separation joints between the different part of the structure (it is very complicated). The main part of the equipment is also included in the model.

The spring-dashpot representation of the soil is assessed applying three methods: the semi-empirical method of the weightless springs, the analytical method based on the elastic half space theory and the method of viscoelastic stratified half space. According to the first two methods the springs and dashpots are frequency independent. In the last method the representation of the soil is done by the impedance matrix which is frequency dependent and can be easily applied for calculation in frequency domain. For the sake of modal analysis performed for determining the structure response the characteristics obtained by first methods are used. The results from the third method are used only for comparison.

The semi-empirical method of the weightless springs [6] (Barkan, 1962, Savinov, 1972, Prakash, 1986) is based on the assessment of the vertical soil-foundation stiffness K_z . The stiffness in horizontal directions K_x and K_y as well as the rocking stiffnesses K_{xx} , K_{yy} and K_{zz} (torsion) are determined as a part of the vertical stiffness. The constant K_z depends on the coefficient of elastic uniform compression of the soil C_z and the contact area between the soil and the foundation plate. The relations between all constants are determined for machine foundations

and are given in the literature. This method is not assessing the damping constant. An empirical formula taken from Russian code is used but the experience proved that the values are very low.

The second method based on the half space theory gives relations of the constants outlined for a rigid circular disk laying on the surface of a visco-elastic half space. For square foundations equivalent radiuses are determined different for translational, rocking, and torsional motion. The results for the spring constants obtained by the two methods are very similar. The difference is significant for the damping constants. In the response analysis the values obtained by the second method is applied.

In the above method the embedment is not taken into consideration. A possible modification of the horizontal stiffness of the foundations could be done using the prescription of the American ATC3 provisions.

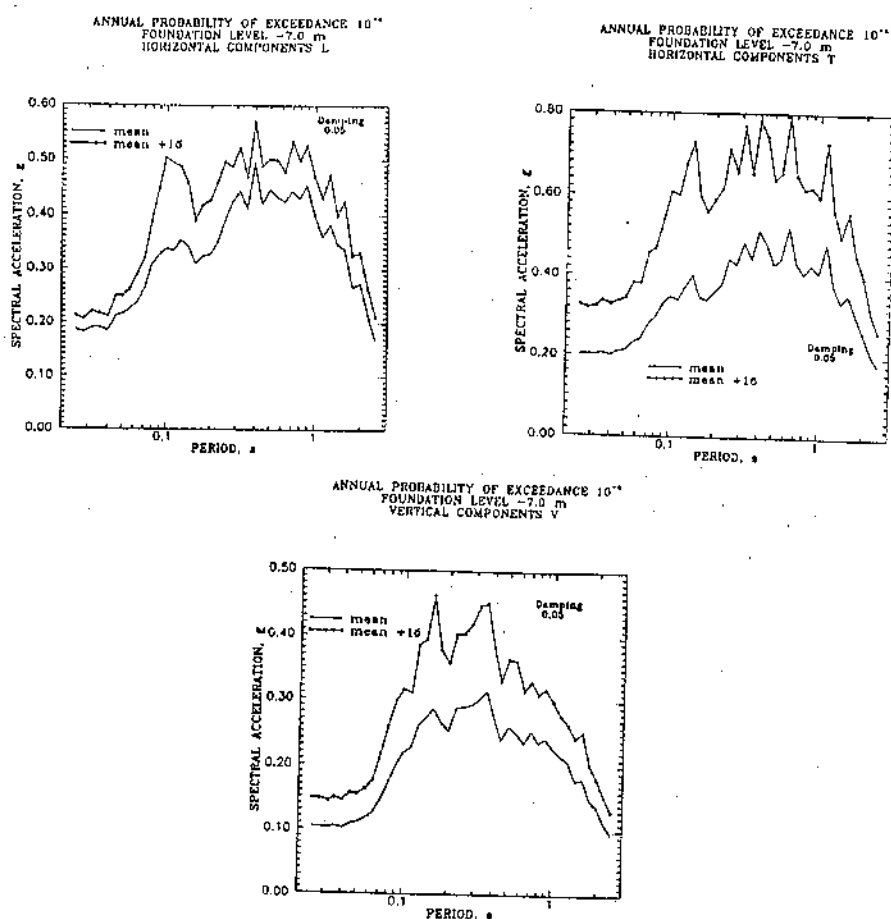


Figure 4. Acceleration response spectra of input ground motion (3 components)

Applying the third method the compliance and impedance functions are determined for different directions of motion. The results are close to that obtained by the second method.

SOIL-STRUCTURE INTERACTION ANALYSIS

Using the estimated foundation stiffness the "fixed base" model of the superstructure is improved adding springs and dashpots to the base mat foundation of the structure. A modal analysis is performed. The first two natural modes of vibration of the structure are shown in Fig. 6. Those modes could be called soil-structure interaction modes. Because of the significant structural stiffness the rocking effect is clearly expressed.

For the dynamic analysis of the main building 255 natural modes are used up to the frequency of 25 Hz. Time domain modal integration is performed repeatedly for all 10 three components accelerograms and the three levels of hazard.

For the response analysis the damping parameters are varied - damping in the structure and in the soil. Variation of 50% is assumed both for the structure and the soil. The values are different for the three levels of hazard - in the structure 4%, 5% and 7% of the critical damping are used respectively and in the soil for vertical vibration 60%, 70% and 80%. For horizontal vibration the damping in the soil is assumed to be 60% of the vertical one, 50% for rocking and 30% for torsion. The damping in the model is computed according to the composite damping rule. The natural periods obtained by this procedure are considered as mean values and additional variation of 30% is undertaken. All computations are conducted according to LHCED procedure, i.e. the response is computed for all ten 3-component accelerograms under the above described variation and for 3 levels of hazard. Then a statistical analysis is made for each of hazard levels and mean values

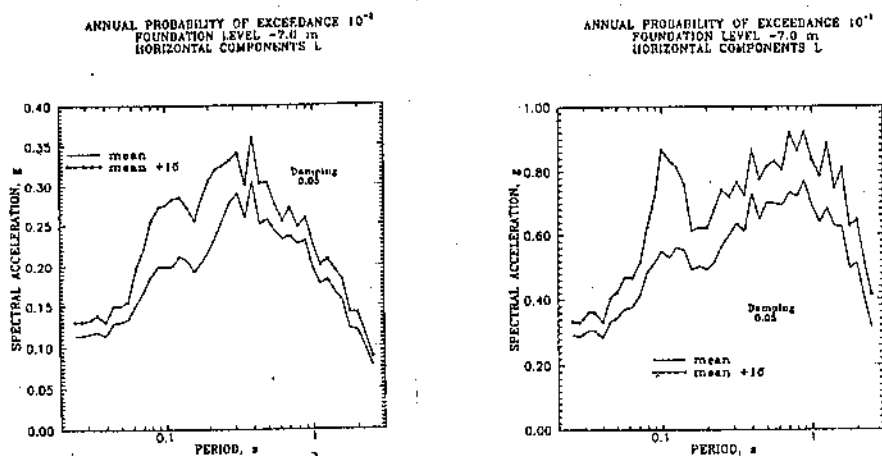
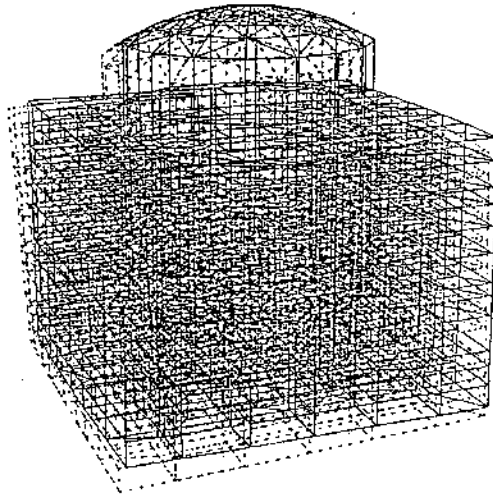
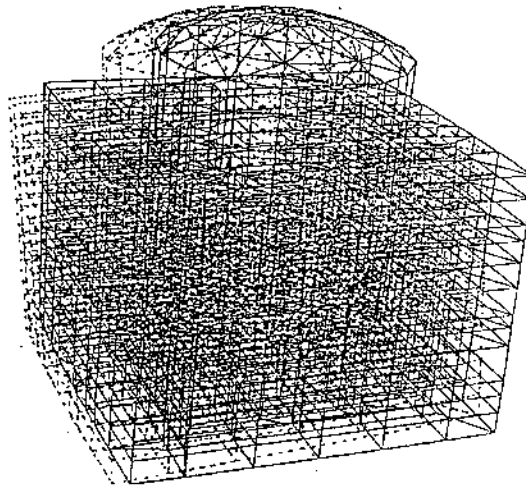


Figure 5. Horizontal components of acceleration response spectra of input motion



First mode of vibration, soil-structure model, $T_1=0.514s$.



Second mode of vibration, soil-structure model, $T_2=0.512s$.

Figure 6. Natural modes of vibration, soil-structure model

and standard deviations of responses are determined. In such way the mean and mean + 1 standard deviation acceleration response spectra (three components) are computed for various locations. The cumulative lognormal distribution fit for the maximum floor accelerations at different places are performed.

CONCLUSION

The probabilistic soil-structure interaction analysis is a part of the seismic response analysis for PRA. and a part of a general PSA procedure for seismic events. There are no existing seismic PRA performed for such kind of reactors and data from earthquake experience nor data from full scale dynamic experiments are not available. This is the reason a numerical simulation procedure for probabilistic response analysis to be adopted.

The main results achieved in the probabilistic soil-structure analysis are: detailed investigation of the seismic danger for the site; detailed investigation of the local soil conditions; assessment of seismic input motion expressed in 3-component acceleration time histories for different level of annual probability of exceedance; creation of a comprehensive 3D finite element model of the reactor structure including the soil effect. Final conclusions regarding qualitative assessment of the risk will be done after the finishing of the fragility analysis.

REFERENCES

1. Bohn, M., J. Shieh, D. Wells, J. Johnson, Application of the SSMRP Methodology to the Seismic Risk at the Zion Nuclear Power Plant, Lawrence National Laboratory, 1983
2. Cal. Tech, Analyses of Strong Motion Earthquake Accelerograms, Corrected Accelerogram Data, Vol. II, 1972, 1973, 1974
3. IAEA, Probabilistic Safety Assessment for Seismic Events, Technical Document, Vienna, 1992
4. IAEA Safety Guide 50-SG-S1, Earthquakes and Associated Topics in Relation to Nuclear Power Plant Siting, Vienna, 1991
5. Johnson, J., O. Maslenikov, J. Chen, R. Chun, Seismic Safety Margins Research Program, Lawrence Livermore National Laboratory, 1981
6. Prakash, J., Soil Dynamics, 1986.
7. Radu, C., D. Radulescu, H. Sandi, Some Data and Considerations on Recent Strong Earthquakes of Romania, AFPS, Cahier Technique 3, 1990
8. U. S. Nuclear Regulatory Commission, Probabilistic Risk Assessment Procedures Guide, Report NUREG/CR-2300, 1983
9. U. S. Nuclear Regulatory Commission and Brookhaven National Laboratory, PSA Procedures Guide, Rep. NUREG/CR-2815, 1985
10. U. S. Nuclear Regulatory Commission Review Plan, 3.7.2 - Seismic System Analysis, 1989

BARAJ-REZERVUAR SİSTEMLERİNİN LAGRANGE YAKLAŞIMI KULLANILARAK İKİ VE ÜÇ BOYUTLU DİNAMİK ANALİZİ

TWO AND THREE DIMENSIONAL DYNAMIC ANALYSES OF DAM- RESERVOIR SYSTEMS USING THE LAGRANGIAN APPROACH

Yusuf Calayır¹, A. Aydın Dumanoglu² ve Alemdar Bayraktar³

SUMMARY

In this study, behaviors of the three dimensional 8-node and 27-node fluid elements for the dynamic analyses of dam-reservoir systems are investigated. Also, the solutions of two dimensional fluid elements are obtained for the purpose of comparison.

ÖZET

Bu çalışmada, üç boyutlu 8 ve 27 düğüm noktalı sıvı elemanların baraj-rezervuar sistemlerinin dinamik analizindeki davranışları incelenmektedir. Ayrıca, iki boyutlu sıvı eleman çözümleri de elde edilerek sonuçlar karşılaştırılmaktadır.

GİRİŞ

Barajlar, arkalarında çok miktarda su biriktiren rezervuara sahip olmaları nedeniyle sıvı-yapı etkileşimine maruz yapı grubuna girmektedirler. Bu tür yapılarda, deprem gibi dinamik bir etki altında yapı, sıvının; sıvı da yapının davranışını önemli ölçüde etkiler. Sonuçta, sıvı ortamında hidrodinamik basınçlar (hidrostatik basınç fazlası); yapı ortamında ise hidrodinamik basınçlardan dolayı ilave yükler oluşmaktadır. Bu nedenle, barajların dinamik analizinde rezervuar etkisi dikkate alınmalıdır.

Yapı sistemlerinin Lagrange yaklaşımı kullanılarak sonlu eleman formülasyonu standart bir şekil kazanmıştır. Aynı durum, sıvı sistemleri için söylenemez. Literatürde, değişik özellik gösteren sıvı sonlu elemanlara rastlamak mümkündür [1-3]. Bu çalışmada, Wilson ve Khalvati [2] tarafından geliştirilen sıvı sonlu elemanlar kullanılmaktadır. Sıvı sistemlerinin sonlu eleman formülasyonu Kaynak [2,4] te detaylı bir şekilde ele alınmaktadır. Bu çalışmada, bu sıvı elemanların özelliklerinden kısaca söz edilecektir. Sıvı lineer-elastik, rotasyonsuz ve viskoz olmayan bir ortam olarak kabul edilmektedir. Sıvının rotasyonsuzluğu ceza (penalty) metodlara [5] benzer şekilde hesaba katılmaktadır. Sıvı bünye denklemlerine rotasyonlar ve bu rotasyonlarla ilgili uygun kısıtlama parametreleri yerleştirilmektedir [4,6]. Kısıtlama parametrelerinin büyük değeri seçilmesi sıvının rotasyonsuz hale yaklaşmasına neden

¹ Arş. Gör. Dr., Fırat Üniversitesi, İnşaat Mühendisliği Bölümü, Elazığ.

² Prof. Dr., K.T.Ü., İnşaat Mühendisliği Bölümü, Trabzon.

³ Arş. Gör., K.T.Ü., İnşaat Mühendisliği Bölümü. Trabzon.

olmaktadır. Formülasyon ayrıca sıvı yüzey salınım hareketini de içermektedir. Sıvı sonlu eleman matrisleri indirgenmiş integrasyon mertebeleri kullanılarak hesaplanmaktadır.

Bu çalışmada, rotasyon kısıtlama parametrelerinin üç boyutlu baraj-rezervuar sistemlerinin dinamik çözümleri üzerindeki etkisi incelenmektedir. Bulunan sonuçlar birbirleriyle ve iki boyutlu sıvı eleman çözümleriyle karşılaştırılmaktadır. Analiz sonuçlarından, baraj menba yüzeyi yatay yerdeğiştirmeleri ve hidrodinamik basınçlar değerlendirilmektedir.

SAYISAL UYGULAMA

Sayısal uygulama için, Pine Flat beton ağırlık barajı seçilmiştir [4,7]. Bir çok araştırmacının çalışmalarına konu olan bu baraj, Kaliforniya eyaletinin Fresno kentine yakın Kings nehri üzerinde inşa edilmiştir. Analizde dikkate alınan baraj kesiti Şekil 1 de verilmektedir. Baraj malzemesi lineer-elastik, homojen ve izotropdur. Baraj betonunun elastisite modülü 34.475×10^9 N/m², birim hacim ağırlığı 24350 N/m³ ve Poisson oranı 0.2 olarak alınmıştır [4]. Aynı şekilde, rezervuardaki suyun birim hacim ağırlığı 9810 N/m³ ve hacimsel elastisite modülü 207×10^7 N/m² (β) olarak seçilmiştir. Baraj-rezervuar sisteminin dinamik çözümleri Taft depreminin S69E yatay bileşeni [7] dikkate alınarak gerçekleştirilmiştir.

Üç boyutlu 8 ve 27 düğüm noktalı sıvı sonlu elemanların baraj-rezervuar sistemlerinin dinamik analizindeki davranışlarının belirlenmesi bu çalışmanın amacıdır. Rotasyon kısıtlama parametrelerinin ve buna bağlı olarak ağ kalınlığının çözümler üzerindeki etkisi araştırılmaktadır. Ayrıca, iki boyutlu çözümler de elde edilerek; iki ve üç boyutlu analiz sonuçları birbirleriyle karşılaştırılmaktadır. İki boyutlu 4 ve 9 düğüm noktalı sıvı elemanların baraj-rezervuar sistemlerinin dinamik analizindeki başarıları [4] çalışmasında gösterilmiştir. Baraj-rezervuar sisteminin iki ve üç boyutlu çözümleri rezervuarda kullanılan sıvı sonlu eleman ismiyle belirtilmektedir. İki ve üç boyutlu sistem hareket denklemleri direkt (adım adım) integrasyonla çözülmüştür. Üç boyutlu 8 düğüm noktalı sıvı eleman çözümleri, iki boyutlu 4 düğüm noktalı sıvı eleman çözümleriyle; üç boyutlu 27 düğüm noktalı sıvı eleman çözümleri ise, iki boyutlu 9 düğüm noktalı sıvı eleman çözümleriyle karşılaştırılmaktadır. Bu seçimde, elemanların formülasyonunda kullanılan enterpolasyon fonksiyonlarının aynı olmasına dikkat edilmiştir. İki boyutlu 4 ve üç boyutlu 8 düğüm noktalı elemanların geometri ve yerdeğiştirmelerinin belirlenmesinde lineer enterpolasyon fonksiyonları; diğer iki eleman da ise parabolik enterpolasyon fonksiyonları kullanılmıştır.

8 Düğüm Noktalı Sıvı Eleman Çözümleri

Baraj-rezervuar sisteminin üç boyutlu 8 düğüm noktalı sıvı eleman çözümleri, Şekil 2 de verilen sonlu eleman modeli kullanılarak elde edilmiştir. Modelde rezervuar uzunluğu yüksekliğinin üç misli alınmıştır. Baraj ve rezervuar 8 düğüm noktalı elemanlara bölünmüştür. Karşılaştırma amacıyla bulunan iki boyutlu 4 düğüm noktalı sıvı eleman çözümlerinde ise, bu modelin iki boyutlu hali kullanılmıştır. Bu durumda, baraj ve rezervuar 4 düğüm noktalı sonlu eleman ağına bölünmüş olmaktadır. Üç boyutlu ağda kalınlık boyunca iki tane eleman dikkate alınmaktadır. Ağın kalınlık doğrultusundaki kenar dış yüzeylerinde z eksen yönündeki yerdeğiştirmelere müsaade

edilmemektedir. Bu aynı zamanda üç boyutlu 8 düğüm noktalı elemanlarla iki boyutlu analizi gerçekleştirmektedir.

Başlangıçta, rotasyon kısıtlama parametrelerinin dinamik çözümler üzerindeki etkisi incelenmektedir. Üç boyutlu halde 3 tane rotasyonel şekil değiştirme bağıntısı ve her bir bağıntı ile ilgili birer tane olmak üzere 3 tane rotasyon kısıtlama parametresi vardır. Bu parametreler α_x , α_y ve α_z sembolleriyle gösterilmektedir. Alt indis, ilgili parametrenin hangi eksen etrafındaki rotasyona ait olduğunu belirler. Çözümlerde rotasyon kısıtlama parametrelerinin değerleri birbirine eşit alınmaktadır. Ağ kalınlığı 1 m alınarak, rotasyon kısıtlama parametrelerinin sıvı hacimsel elastisite modülünün 1 ve 1000 misli olması durumları için elde edilen baraj tabanından itibaren 99.44 m yüksekliğindeki baraj menba yüzeyi hidrodinamik basınçlarının zamanla değişimleri Şekil 3 ve 4 te verilmiştir. Her iki eğrinin davranışı benzer olmaktadır. Aynı sonuç, iki boyutlu 4 ve 9 düğüm noktalı sıvı eleman çözümleri için de geçerlidir. İki boyutlu sıvı eleman formülasyonu bir tane rotasyonel şekil değiştirme bağıntısı içermektedir. Bu rotasyon ile ilgili kısıtlama parametresinin değişimi çözümleri etkilememektedir. Buradan şu sonuca varılabilir: Sistem hareket denklemlerinin direkt integrasyonla çözülmesi halinde, rotasyon kısıtlama parametrelerinin değişimi iki boyutlu sıvı eleman çözümleri ile üç boyutlu 8 düğüm noktalı sıvı eleman çözümlerini etkilememektedir.

Ayrıca, ağ kalınlığının çözümleri etkileyip etkilemediğini görmek amacıyla söz konusu kalınlığın 20 m olması hali için de çözümler elde edilmiştir. Kalınlığın çözümleri etkilemediği görülmüştür.

Üç boyutlu 8 ve iki boyutlu 4 düğüm noktalı sıvı eleman çözümlerinin karşılaştırılması, baraj menba yüzeyi yatay yer değiştirme ve hidrodinamik basınç zarfları çizilerek yapılmıştır. İlgili zarflar sırasıyla Şekil 5 ve 6 da verilmiştir. Bu zarflarda;

2D/L4 : İki boyutlu 4 düğüm noktalı sıvı eleman

3D/L8 : Üç boyutlu 8 düğüm noktalı sıvı eleman

çözümlerini temsil etmektedir. Söz konusu çözümlerde ağ kalınlığı 1 m ve rotasyon kısıtlama parametrelerinin değeri sıvı hacimsel elastisite modülünün 1000 misli alınmıştır. Zarflarda görüldüğü gibi, 4 ve 8 düğüm noktalı sıvı eleman çözümleri hemen hemen aynı değerleri vermektedir.

27 Düğüm Noktalı Sıvı Eleman Çözümleri

Baraj-rezervuar sisteminin üç boyutlu 27 düğüm noktalı sıvı eleman çözümleri için Şekil 7 de verilen sonlu eleman modeli kullanılmıştır. Ağın kalınlığı doğrultusunda sadece 1 tane eleman vardır ve bu doğrultudaki kenar dış yüzeylerde z doğrultusundaki yer değiştirmelere müsaade edilmemektedir. Bu şart, üç boyutlu 27 düğüm noktalı sonlu elemanlarla iki boyutlu analizi gerçekleştirmeyi sağlamaktadır. Sonuçları karşılaştırmak amacıyla bulunan iki boyutlu 9 düğüm noktalı sıvı eleman çözümlerinde ise, üç boyutlu modelin iki boyutlu hali kullanılmaktadır. Tek fark, iki boyutlu modelin baraj ağı 9 yerine 8 düğüm noktalı elemanlara bölünmüştür.

Başlangıçta, rotasyon kısıtlama parametrelerinin çözümler üzerindeki etkisi araştırılmaktadır. Ağ kalınlığı 1m alınarak, rotasyon kısıtlama parametrelerinin sıvı hacimsel elastisite modülünün 1, 100 ve 1000 misli olması durumları için çözümler bulunmaktadır. Baraj tabanından itibaren 99.05 m yüksekliğindeki baraj menba yüzeyi hidrodinamik basıncının zamanla değişimi rotasyon kısıtlama parametrelerinin verilen değerleri için sırasıyla Şekil 8, 9 ve 10 da görülmektedir. Söz konusu parametrelerin

değeri büyüdükçe, eğrilerin davranışı birbirinden daha çok farklı olmaktadır. Baraj menba yüzeyi yatay yerdeğiştirme ve hidrodinamik basınç zarfları Şekil 11 ve 12 de verilmiştir. İki boyutlu sıvı eleman çözümlerini de içeren bu zarflarda;

2D/L9 : İki boyutlu 9 düğüm noktalı sıvı eleman çözümü ($\alpha_z=1000\beta$)

3D/L27-BİR : Üç boyutlu 27 düğüm noktalı sıvı eleman çözümü ($\alpha_x=\alpha_y=\alpha_z=1\beta$)

3D/L27-YÜZ : Üç boyutlu 27 düğüm noktalı sıvı eleman çözümü ($\alpha_x=\alpha_y=\alpha_z=100\beta$)

3D/L27-BİN : Üç boyutlu 27 düğüm noktalı sıvı eleman çözümü ($\alpha_x=\alpha_y=\alpha_z=1000\beta$)

durumlarını temsil etmektedir. Rotasyon kısıtlama parametrelerinin değeri büyüdükçe, iki boyutlu çözümlerle olan fark genelde büyümektedir. Bu sonuçlar, üç boyutlu 27 düğüm noktalı sıvı eleman çözümlerinin, ilgili parametrelerin değişiminden önemli ölçüde etkilendiğini göstermektedir.

Ağ kalınlığının çözümler üzerindeki etkisi, rotasyon kısıtlama parametreleri belirli bir değerde sabit tutularak ve ağ kalınlığı değiştirilerek incelenmiştir. Ağ kalınlığının 20 m ve her üç rotasyon kısıtlama parametresinin değeri sıvı hacimsel elastisite modülünün 1000 misli olması durumu için 99.05 m yüksekliğindeki baraj menba yüzeyi hidrodinamik basıncının zamanla değişimi Şekil 13 te görülmektedir. Ağ kalınlığının 1m olduğu ve diğer özelliklerin değişmediği ilgili çözüm ise Şekil 10 da daha önce verildi. Bu iki eğri karşılaştırıldığında; ağ kalınlığının da çözümleri etkilediği açıkça farkedilmektedir. Şekil 14 ve 15 te ağ kalınlığının 20 m olması hali için rotasyon kısıtlama parametrelerinin çeşitli değerleri kullanılarak elde edilen baraj menba yüzeyi yatay yerdeğiştirme ve hidrodinamik basınç zarfları verilmiştir. Rotasyon kısıtlama parametrelerinin değeri küçüldükçe, çözümler genelde iki boyutlu sıvı eleman çözümlerine yaklaşmaktadır. Buradaki hidrodinamik basınç zarfları, ağ kalınlığının 1m alındığı çözümlere göre daha düzgün değişmektedir. Rotasyon kısıtlama parametrelerinin değerine bağlı olarak, ağ kalınlığının çözümler üzerinde farklı etki göstermesi, 27 düğüm noktalı sıvı elemanın rotasyonel etkilenmesinin boyutla kendisini göstermesi şeklinde yorumlanabilir.

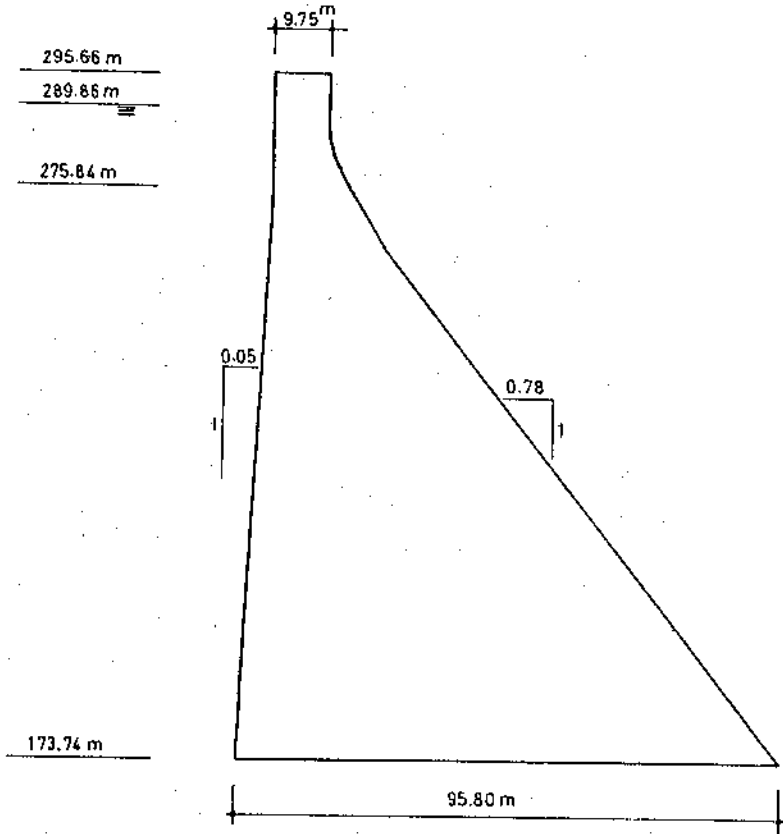
SONUÇLAR

Bu çalışmada, üç boyutlu 8 ve 27 düğüm noktalı sıvı elemanların baraj-rezervuar sistemlerinin dinamik analizlerindeki başarıları araştırılmıştır. Sıvı rotasyonsuzluğunu sağlamak için formülasyona dahil edilen rotasyon kısıtlama parametrelerinin çözümler üzerindeki etkisi incelenmiştir. Ayrıca, iki boyutlu sıvı eleman çözümleri de elde edilerek bulunan sonuçlar karşılaştırılmıştır. Sistem hareket denklemlerinin direkt (adım adım) integrasyonla çözülmesi halinde, üç boyutlu 8 düğüm noktalı sıvı eleman çözümleri rotasyon kısıtlama parametrelerinin değişiminden etkilenmemekte ve iki boyutlu çözümlerle uygunluk arz etmektedir. Buna karşılık, üç boyutlu 27 düğüm noktalı sıvı eleman çözümleri söz konusu parametrelerin değişiminden ve buna bağlı olarak ağ kalınlığının değişiminden önemli ölçüde etkilenmektedir. Rotasyon kısıtlama parametrelerinin değeri büyüdükçe, iki boyutlu çözümlerle olan fark genelde büyümektedir.

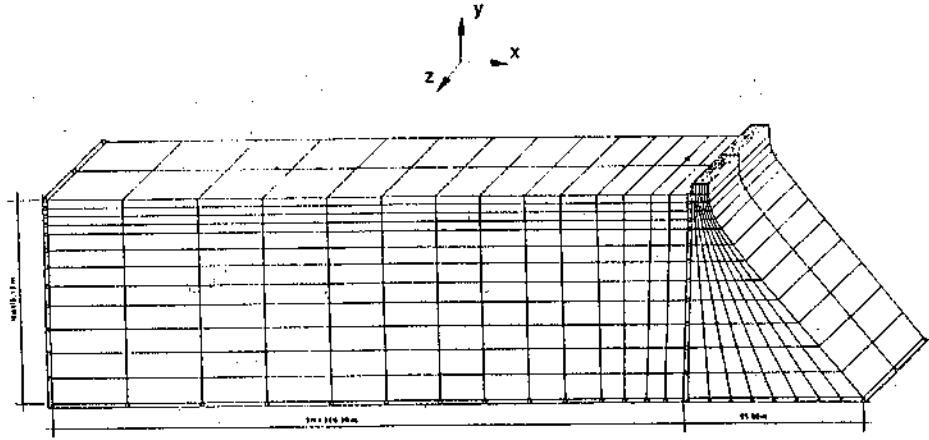
KAYNAKLAR

1. Aktaş, N., Akay, H.U., Yılmaz, Ç. (1979) "Genel Amaçlı Sonlu Eleman Programlarının Katı-Sıvı Etkileşim Problemlerinde Uygulanabilirliği", Comput. Struct., Vol. 10, pp. 773-783, (İngilizce).
2. Wilson, E.L., Khalvati, M. (1983) "Sıvı-Katı Sistemlerinin Dinamik Analizi İçin Sonlu Elemanlar", Int. J. Num. Meth. Engng., Vol. 19, pp. 1657-1668, (İngilizce).

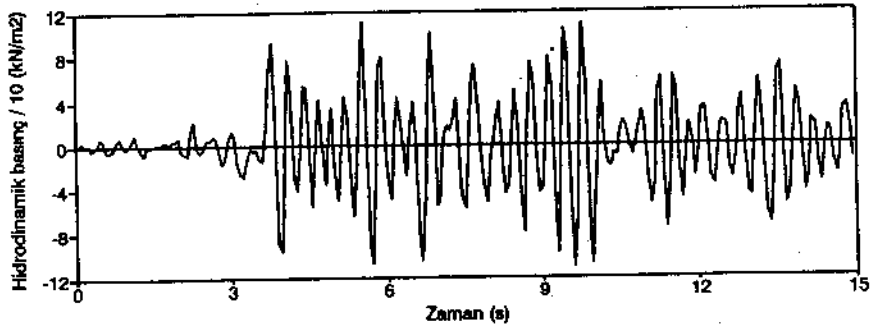
3. Hamdi, M.A., Ousset, Y., Verchery, G. (1978) "Ortak Çalışan Sıvı-Yapı Sistemlerinin Titreşim Analizleri İçin Bir Yerdeğiştirme Metodu", Int. J. Num. Meth. Engng., Vol. 13, pp. 139-150, (İngilizce).
4. Calayır, Y. (1994), Beton Ağırlık Barajların Euler Ve Lagrange Yaklaşımları Kullanılarak Dinamik Analizi, K.T.Ü., Fen Bilimleri Enstitüsü, Doktora Tezi, Trabzon.
5. Zienkiewicz, O.C. (1977), Sonlu Eleman Metodu, Third Edition, McGraw-Hill, London, (İngilizce).
6. Calayır, Y., Bayraktar, A., Dumanoglu, A.A. (1993) "Baraj-Rezervuar Sistemlerinin Lineer Teoriye Göre Dinamik Analizi", 2. Ulusal Deprem Mühendisliği Konferansı, TMMOB İnşaat Mühendisleri Odası İstanbul Şubesi, Bildiriler Kitabı, Cilt 1, ss. 178-187, İstanbul.
7. Fenves, G., Chopra, A.K. (1984), EAGD-84: Beton Ağırlık Barajların Deprem Analizi İçin Bir Bilgisayar Programı, Earthquake Engineering Research Center Report No. UCB/EERC-84/11, University of California, Berkeley, California.



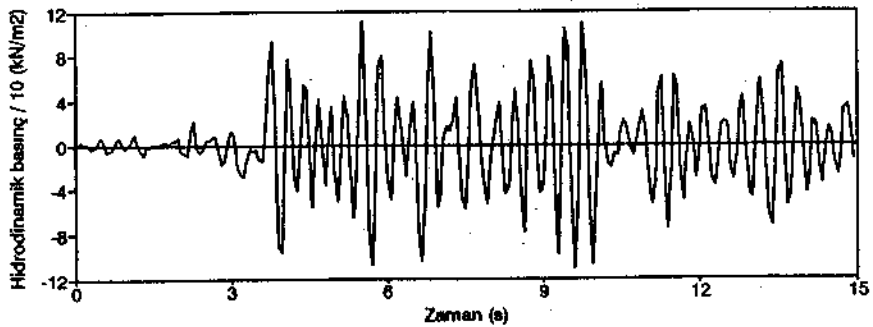
Şekil 1. Pine Flat barajının boyutları [7].



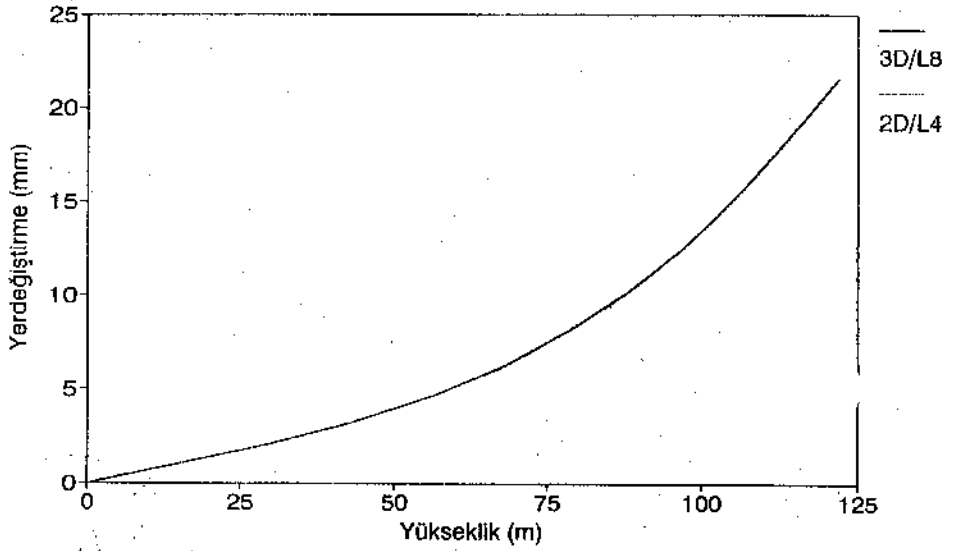
Şekil 2. Baraj-rezervuar sisteminin üç boyutlu sonlu eleman modeli (8 düğüm noktalı eleman ağı).



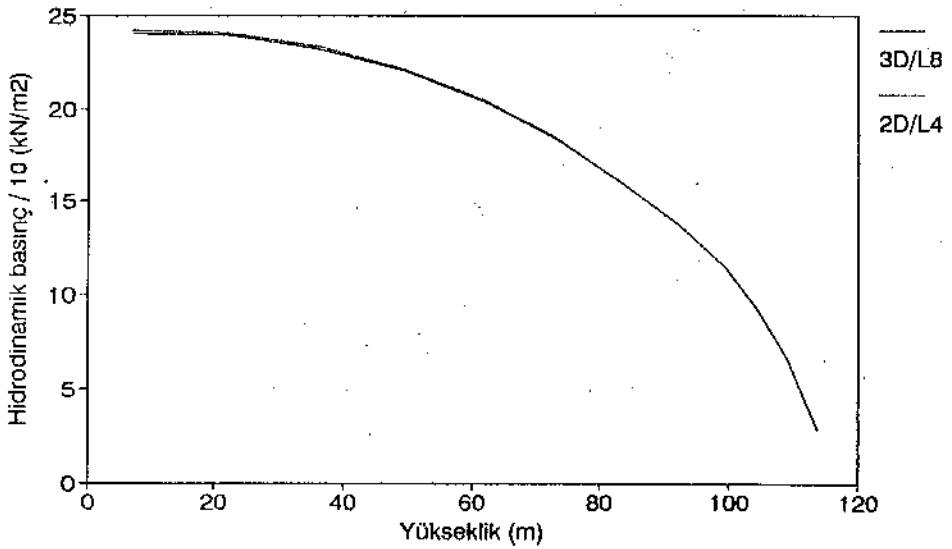
Şekil 3. Üç boyutlu 8 düğüm noktalı sıvı eleman çözümlerinden elde edilen baraj tabanından itibaren 99.44 m yüksekliğindeki baraj menba yüzeyi hidrodinamik basıncının zamanla değişimi ($\alpha_x = \alpha_y = \alpha_z = 1\beta$).



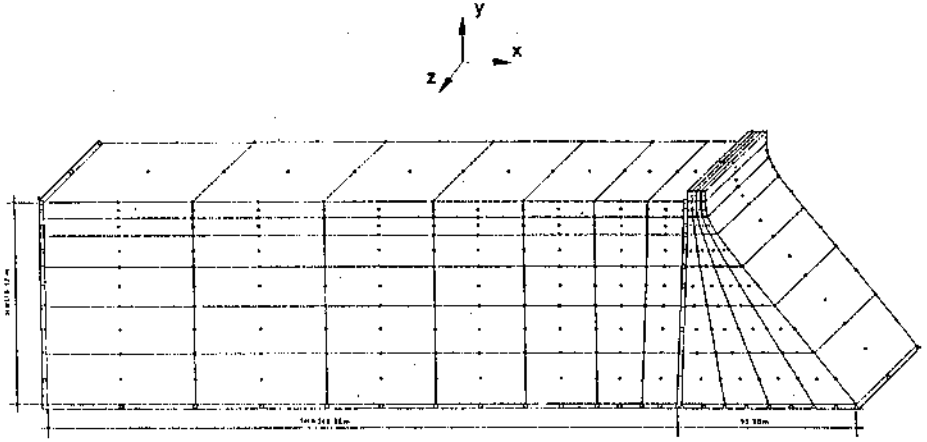
Şekil 4. Üç boyutlu 8 düğüm noktalı sıvı eleman çözümlerinden elde edilen baraj tabanından itibaren 99.44 m yüksekliğindeki baraj menba yüzeyi hidrodinamik basıncının zamanla değişimi ($\alpha_x = \alpha_y = \alpha_z = 1000\beta$).



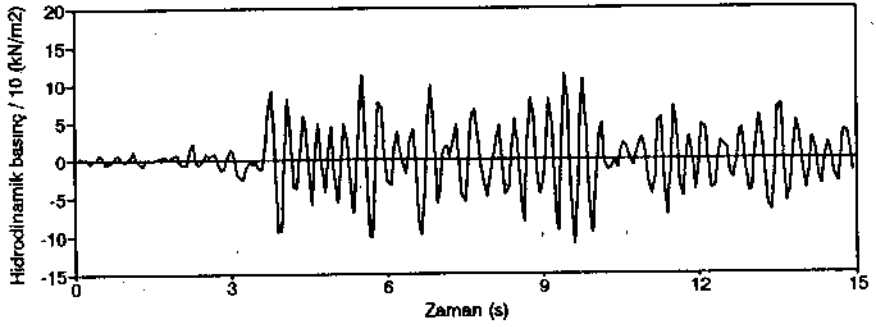
Şekil 5. İki boyutlu 4 ve üç boyutlu 8 düğüm noktalı sıvı eleman çözümlerinden elde edilen baraj menba yüzeyi yatay yerdeğiştirme zarfları.



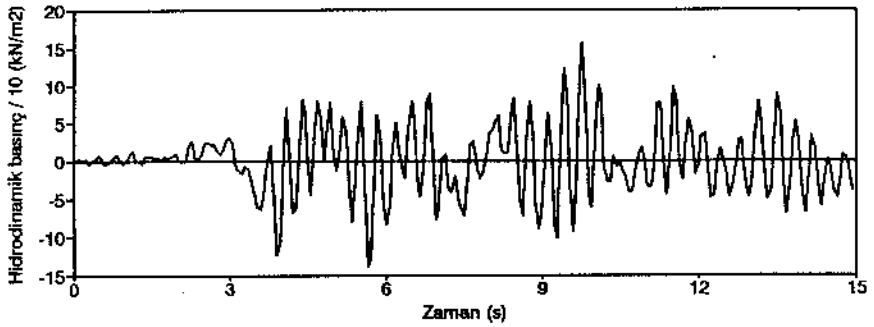
Şekil 6. İki boyutlu 4 ve üç boyutlu 8 düğüm noktalı sıvı eleman çözümlerinden elde edilen baraj menba yüzeyi hidrodinamik basınç zarfları.



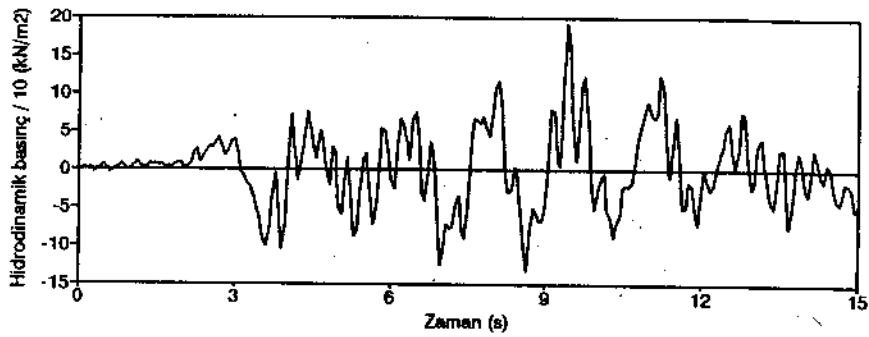
Şekil 7. Baraj-rezervuar sisteminin üç boyutlu sonlu eleman modeli (27 düğüm noktalı eleman ağı).



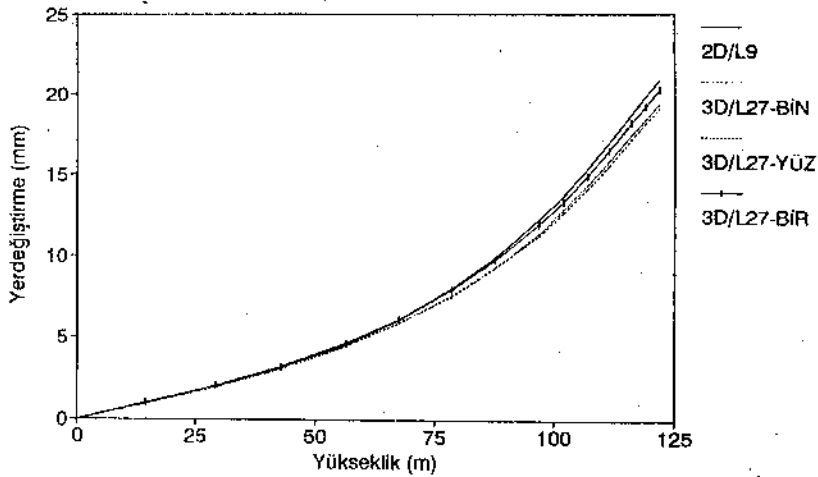
Şekil 8. Üç boyutlu 27 düğüm noktalı sıvı eleman çözümlerinden elde edilen baraj tabanından itibaren 99.05 m yüksekliğindeki baraj menba yüzeyi hidrodinamik basıncının zamanla değişimi ($\alpha_x = \alpha_y = \alpha_z = 1\beta$; ağ kalınlığı 1m).



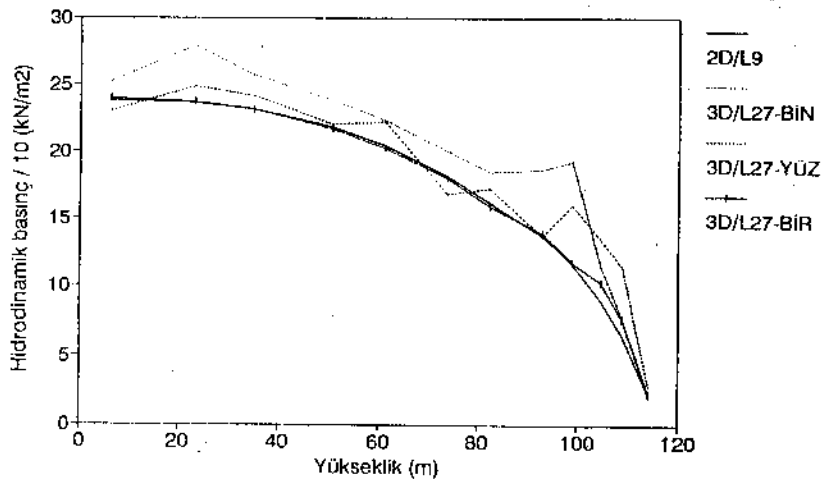
Şekil 9. Üç boyutlu 27 düğüm noktalı sıvı eleman çözümlerinden elde edilen baraj tabanından itibaren 99.05 m yüksekliğindeki baraj menba yüzeyi hidrodinamik basıncının zamanla değişimi ($\alpha_x = \alpha_y = \alpha_z = 100\beta$; ağ kalınlığı 1m).



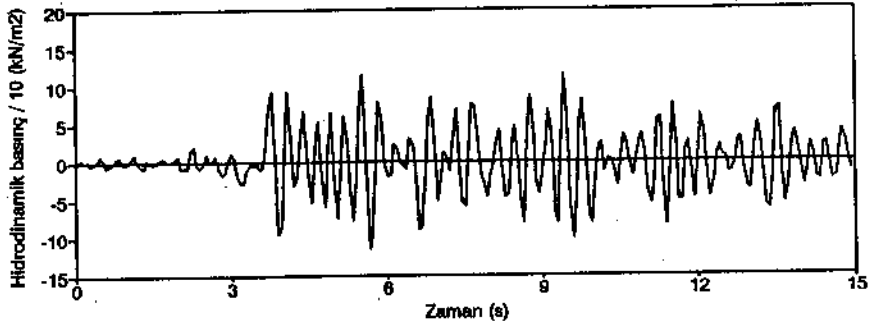
Şekil 10. Üç boyutlu 27 düğüm noktalı sıvı eleman çözümlerinden elde edilen baraj tabanından itibaren 99.05 m yüksekliğindeki baraj menba yüzeyi hidrodinamik basıncının zamanla değişimi ($\alpha_x = \alpha_y = \alpha_z = 1000\beta$; ağ kalınlığı 1 m).



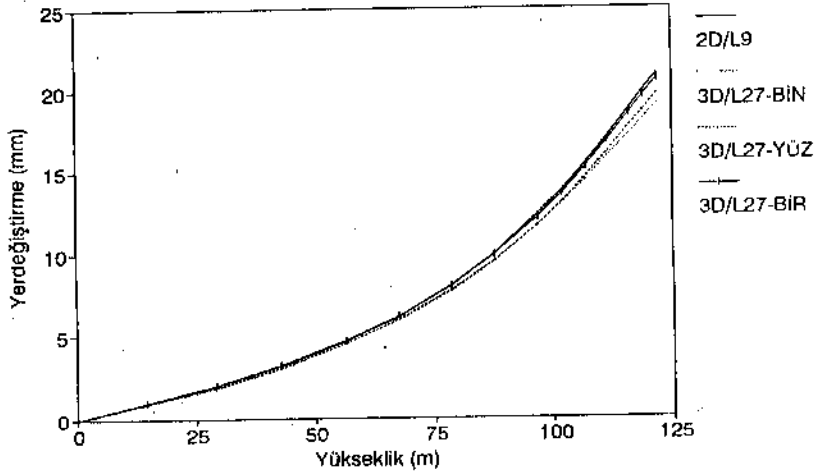
Şekil 11. İki boyutlu 9 ve üç boyutlu 27 düğüm noktalı sıvı eleman çözümlerinden elde edilen baraj menba yüzeyi yatay yerdeğiştirme zarfları (üç boyutlu ağ kalınlığı 1 m).



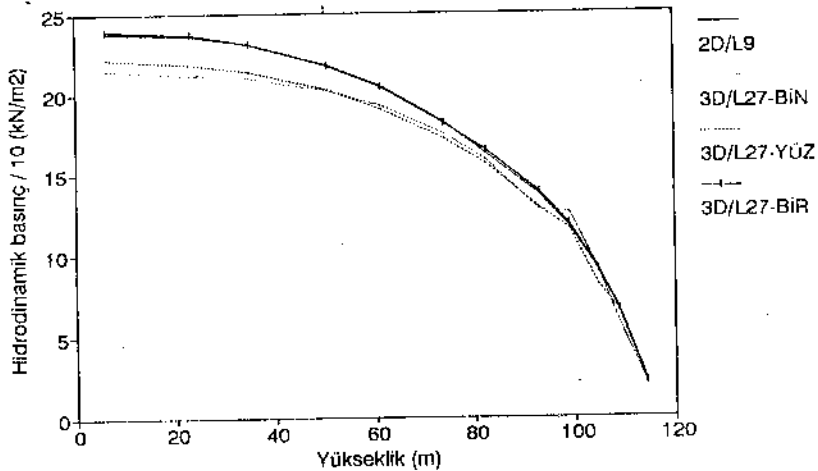
Şekil 12. İki boyutlu 9 ve üç boyutlu 27 düğüm noktalı sıvı eleman çözümlerinden elde edilen baraj menba yüzeyi hidrodinamik basınç zarfları (üç boyutlu ağ kalınlığı 1 m).



Şekil 13. Üç boyutlu 27 düğüm noktalı sıvı eleman çözümlerinden elde edilen baraj tabanından itibaren 99.05 m yüksekliğindeki baraj menba yüzeyi hidrodinamik basıncının zamanla değişimi ($\alpha_x = \alpha_y = \alpha_z = 1000\beta$; ağ kalınlığı 20 m).



Şekil 14. İki boyutlu 9 ve üç boyutlu 27 düğüm noktalı sıvı eleman çözümlerinden elde edilen baraj menba yüzeyi yatay yerdeğiştirme zarfları (üç boyutlu ağ kalınlığı 20 m).



Şekil 15. İki boyutlu 9 ve üç boyutlu 27 düğüm noktalı sıvı eleman çözümlerinden elde edilen baraj menba yüzeyi hidrodinamik basınç zarfları (üç boyutlu ağ kalınlığı 20 m).

RİJİT BODRURLU YAPILARIN DEPREM HESABI ÜZERİNE

EARTHQUAKE ANALYSIS OF BUILDINGS WITH RIGID BASEMENTS

Adnan Çakıroğlu ¹

SUMMARY

In applying the method of modal superposition to the earthquake analysis of multi-storey buildings, it is common practice to use a limited number of natural modes of vibration, since the effects of the modes with higher natural periods are known to be dominant. In the case of structurally regular systems, the effects of higher modes are relatively small and can be neglected. However, in the analysis of buildings with rigid basements, it is not possible to take into account the effects of inertia forces at the rigid regions by using only a few number of natural modes. On the other hand, when applying the simpler methods given in earthquake codes, only the mode with largest natural period is considered, hence the inertia forces of rigid regions are transferred to the upper regions of the structure.

Herein, in order to eliminate these drawbacks, a method is developed, whereby the vibration modes of rigid and non-rigid regions are separated considering certain characteristics of the two regions. The application of the method to both the modal superposition analysis with a limited number of natural modes and the procedures given in earthquake codes is explained. The special case of semi-rigid basement storeys is also taken into account.

ÖZET

Yapıların deprem hesabında, modların süperpozisyonu yöntemi uygulanırken genellikle, katkılarının daha büyük oldukları düşünülerek büyük özel periyotlu birkaç özel modla yetinilmektedir. Bu halde düzenli yapılarda diğer özel modların etkileri çok küçük kalmakla birlikte, rijit bodrumlu yapıların rijit kısımlarındaki atalet kuvvetleri hesaba katılmamış olmaktadır. En büyük periyodu esas alan yönetmelik yöntemlerinde ise, bodrum katların kütleleri hesaba katıldığı zaman da, bu bölgelere ait atalet kuvvetleri yapının üst kısımlarına aktarılmış olmaktadır.

Bu sakinleri gidermek amacıyla, burada bu tür sistemler için, rijit ve rijit olmayan kısımlara ait özel vektörlerin birbirlerinden ayrılması ve bazı diğer özelliklerden de yararlanılarak, tam ve yarı rijit haller için geliştirilmiş olan modların süperpozisyonu ve yönetmelik yöntemleri sunulacaktır.

¹ Profesör, İ.T.Ü. İnşaat Fakültesi, Maslak, İstanbul

GİRİŞ

Şehirlerde arsa değerinin ve araba sayısının hızla artması sonucunda, binaların bodrum katlarının sayısı da artmaktadır. Zemin kat altında toprak itkisini karşılamak için bina çevresinde yapılan betonarme perdeler bodrum katların rijitliğini çok arttırmakta ve bu yüzden statik ve dinamik olmak üzere bazı önemli sorunlar ortaya çıkmaktadır.

Bunlardan birincisinde, özellikle perde ve çekirdek türünden yatay taşıyıcı elemanlı sistemlerde, zemin ve bodrum kat döşemeleri ile çevre perdelerinin düzlemleri içinde tam rijit kabul edilmeleri halinde, zemin katta daha önemli olmak üzere bodrum kat döşemelerinde ve çevre perdelerinde gerçeğe göre çok büyük olan iç etkilerin meydana geldikleri görülmektedir. Bunun için bu bölgelerin, zemin ve alt taraftaki birkaç bodrum döşemesinde ve çevre perdelerinde düzlemleri içindeki lineer hatta lineer olmayan, özellikle kayma şekildeğiştirmeleri gözönünde tutularak yapılan hesap sonuçlarına göre boyutlandırılmaları gerekmektedir. Bu konuyla ilgili çalışma başka bir sunuşa bırakılmıştır.

Rijit bodrumlu yapıların dinamik sorunlarına gelince, deprem hesaplarında modların süperpozisyonu yöntemi uygulanırken, genellikle daha etkili olan büyük periyotlu birkaç özel mod alınmaktadır. Bu halde, bu tür yapılarda rijit bölgelere etkiyen atalet kuvvetleri hesaba katılmamış olmaktadır. En büyük periyodu esas alan yönetmelik yöntemlerinde ise, bodrum katların kütleleri hesaba katıldığı zaman da bu bölgeye etkiyen atalet kuvvetlerinin yapının üst kısımlarına aktarılmış olması sakıncası ortaya çıkmaktadır.

Bu sorunlar düşünülerek, yapının rijit olmayan bölgesine ait özel vektörlerin rijit bölgedeki bileşenlerinin sıfıra eşit, buna karşılık rijit bölgeye ait özel vektörlerin de rijit olmayan bölgeye ait bileşenlerinin sıfıra eşit olmaları özelliği ve bazı diğer özellikler de gözönünde tutularak, yöntemler geliştirilmeye çalışılmıştır.

Bu çalışmada bodrum bölgesinin tam rijit ve yarı rijit olması halleri ayrı ayrı incelenmiştir. Önce modların süperpozisyonu yöntemi, daha sonra da özel bir hal olan birinci özel periyodu esas alan yönetmelik yöntemi geliştirilmiştir.

Birinci bölümde, bazı özelliklerin gösterilebilmesi ve geliştirilen yöntemlerin açıklanabilmesi için modların süperpozisyonu yöntemi gözden geçirilmiştir.

MODLARIN SÜPERPOZİSYONU YÖNTEMİ

Yöntemin Tanıtılması

Bir sistemin sinematik serbestlik derecesi, bağımsız yerdeğiştirme bileşenlerinin sayısı, dinamik serbestlik derecesi ise bağımsız atalet kuvvetlerinin sayısı olarak tanımlanabilir.

Bir sistemin özel modları, dış etkisiz sistemde dengede olan, lineer olarak bağımsız yerdeğiştirme durumlarıdır. Bunların sayısı dinamik serbestlik derecesine eşittir. Her modun özel bir değeri ile özel bir vektörü vardır. Özel vektörler kendilerine ait yerdeğiştirmelerin oranlarıyla tanımlanırlar. Özel bir modda, yerdeğiştirme bileşenlerinin karelerinin ilgili kütleler ile çarpımlarının toplamı bir e eşitlenerek

bulunan yerdeğiştirme değerleri normalleştirilmiş bir özel vektörü belirler. Bundan sonra, normalleştirilmiş özel vektör yerine sadece özel vektör denilecektir.

Burada,

n : sistemin dinamik serbestlik derecesini,

$\{\phi\}_i$: i moduna ait özel vektörü,

$[\phi] = [\{\phi\}_1, \{\phi\}_2, \dots, \{\phi\}_n]$ özel vektör matrisini,

$[M] = \begin{bmatrix} M_1 & & \\ & M_2 & \\ & & \ddots \\ & & & M_n \end{bmatrix}$ kütle matrisini,

$[\omega^2] = \begin{bmatrix} \omega_1^2 & & \\ & \omega_2^2 & \\ & & \ddots \\ & & & \omega_n^2 \end{bmatrix}$ açısal frekans matrisini,

ω_i : i özel moduna ait açısal frekansı, $(\omega_i = \frac{2\pi}{T_i})$

$[S]$: rijitlik matrisini göstermek üzere

$$[\phi]^T [M] [\phi] = [I] \quad , \quad [\phi]^T [S] [\phi] = [\omega^2] \quad (1)$$

özellikleri bulunmaktadır.

$\{d(t)\} = \begin{Bmatrix} D_1(t) \\ D_2(t) \\ \vdots \\ \vdots \end{Bmatrix}$ yerdeğiştirme vektörü,

$\{\dot{d}(t)\}$: hız vektörü,

$\{\ddot{d}(t)\}$: ivme vektörü,

$$\{\ddot{d}_z(t)\} = \begin{Bmatrix} \ddot{D}_z(t) \\ \ddot{D}_z(t) \\ \vdots \\ \ddot{D}_z(t) \end{Bmatrix} \quad \text{deprem ivme vektörü,}$$

$\ddot{D}_z(t)$: yapının tabanında verilmiş deprem ivme fonksiyonu,

$[C]$: sönüm matrisi,

olduklarına göre sistemin hareket denklemi:

$$[S]\{\dot{d}(t)\} + [C]\{\dot{d}(t)\} + [M]\{\ddot{d}(t)\} = -[M]\{\ddot{d}_z(t)\} \quad (2)$$

dir.

$$\{\dot{d}(t)\} = [\phi]\{\dot{\bar{d}}(t)\} \quad , \quad \{\ddot{d}(t)\} = [\phi]\{\ddot{\bar{d}}(t)\} \quad (3)$$

dönüştürmesinden sonra (2) denklemi $[\phi]^T$ ile çarpılır ve (1) özellikleri gözönünde tutulursa, denklemler

$$\begin{Bmatrix} \ddot{\bar{d}}(t) \\ \vdots \end{Bmatrix} + [\omega^2]\{\bar{d}(t)\} + [2h\omega]\{\dot{\bar{d}}(t)\} = -[\phi]^T [M]\{\ddot{d}_z(t)\} \quad (2')$$

$$\begin{Bmatrix} 2h\omega \\ \vdots \end{Bmatrix} \equiv [\phi]^T [C][\phi]$$

şeklinde birbirinden ayrılır.

(2') de sağ taraf yerine yalnız $\{\ddot{d}_z(t)\}$ alınıp elde edilen denklemlerin herbirinin çözümünden

$$\{\bar{d}(t)\} = \begin{Bmatrix} \bar{D}_1(t) \\ \bar{D}_2(t) \\ \vdots \\ \bar{D}_n(t) \end{Bmatrix} \quad , \quad \{\dot{\bar{d}}(t)\} \quad , \quad \{\ddot{\bar{d}}(t)\} \quad (4)$$

vektörleri elde edilir.

(2') nün gerçek sağ tarafı alınır (3) den

$$\{\ddot{d}(t)\} = [\phi][\alpha]\{\ddot{d}(t)\} \quad (5)$$

$$[\alpha] = \begin{bmatrix} \alpha_1 & & \\ & \ddots & \\ & & \alpha_i \end{bmatrix}, \quad \alpha_i = \{\phi\}_i^T \begin{Bmatrix} M_1 \\ M_2 \\ \vdots \end{Bmatrix} \quad (5')$$

(katılma katsayıları)

elde edilir.

Buradan sisteme etkiyen $\{p(t)\}$ dinamik kuvvetleri için

$$\{p(t)\} = \begin{Bmatrix} P_1(t) \\ P_2(t) \\ \vdots \end{Bmatrix} = [M][\phi][\alpha]\{\ddot{d}(t)\} \quad (6)$$

bulunur.

Uygulamada çok kere $\ddot{D}_1(t), \ddot{D}_2(t), \dots$ ivme fonksiyonları yerine, bunların maksimumlarına eşit olan $S_{1a}, S_{2a}, \dots$ ivme spektrum değerleri kullanılır.

Bu halde, modlara ait maksimum ivmeler aynı anda meydana gelmeyeceklerinden (6) daki cebirsel toplam yapılamaz ve her moda ait kuvvetlerin ayrı ayrı bulunması gerekir. Bu kuvvetler ise

$$[p(t)] = [M][\phi][\alpha][S_a], \quad [S_a] = \begin{bmatrix} S_{a1} & & \\ & \ddots & \\ & & S_{a2} \end{bmatrix} \quad (7)$$

(periyot ve sönüme bağlı)

ile bulunurlar.

(7) ile bulunan her mod için dinamik kuvvetlere göre yapılan lineer teoriye ait statik hesapta, herhangi bir iç etkinin her moda ait değerleri

$$F_1, F_2, \dots, F_n$$

olsun.

Özel periyotların farklı olması halinde, hesapta esas alınacak iç etkinin maksimum değeri için yaklaşık olarak

$$F \cong \sqrt{F_1^2 + \dots + F_n^2} \quad (8)$$

bağıntısından faydalandığı bilinmektedir.

Periyotların birbirine yakın olması halinde ise karşılıklı etkileri gözönünde tutan bazı süperpozisyon bağıntılarından faydalanılır. Bu konuya biraz sonra dönülecektir.

Şimdiye kadar davranışın lineer elastik olduğu varsayılmıştı. Gerçek elastoplastik davranış halinde ise, sistemin ν süneklik katsayısından faydalanılır. Buna göre, gerçek davranışa ait iç etkiler, lineer davranışa ait iç etkilerin davranış katsayısıyla çarpılmasıyla elde edilirler.

<u>Periyot</u>	<u>Davranış katsayısı</u>
$T \geq 0.5s$	$\frac{1}{\nu}$
$0.125s < T < 0.5s$	$\frac{1}{\sqrt{2\nu-1}}$
$T < 0.125s$	1

Bilindiği gibi, etkili birkaç modun hesaba katılmasıyla yetinilebilir. Mesela, düzlem sistemlerde, üçten az olmamak üzere $T > 0.4s$ olan modlar ile yetinilebilir.

Uzay sistemlerde ise mesela, yatayda iki dik doğrultudaki yerdeğiştirmeler ile burulma yerdeğiştirmelerinin hakim olduğu üç ayrı gruptaki özel vektörlerin her grupta periyot büyüklüğü sırasına göre, en az 3 tane olmak üzere, özel periyodu $0.4s$ den büyük olanların alınması önerilebilir.

Bir Özelliğin Gösterilmesi

(7) nin her iki tarafı $[S_a]^{-1}$ ile çarpılarak,

$$[p(t)][S_a]^{-1} = \left[\left\{ \frac{p}{S_a} \right\}_1, \left\{ \frac{p}{S_a} \right\}_2, \dots, \left\{ \frac{p}{S_a} \right\}_n \right] = [M][\phi][\alpha][I] \quad (9)$$

elde edilir.

$[p(t)][S_a]^{-1}$ matrisinin satırları toplamı ise

$$\left\{ \frac{p}{S_a} \right\}_1 + \left\{ \frac{p}{S_a} \right\}_2 + \dots + \left\{ \frac{p}{S_a} \right\}_n = [M][\phi][\alpha] \begin{Bmatrix} 1 \\ 1 \\ \vdots \\ 1 \end{Bmatrix} = [M][\phi][\phi]^T \begin{Bmatrix} M_1 \\ M_2 \\ \vdots \\ M_n \end{Bmatrix}$$

ile elde edilir. Burada $[\alpha]$ nın (5') deki değeri gözönünde tutulmuştur.

$$\underbrace{[\phi]^T [\phi]^T [M][\phi][\phi]^T}_{[I]} = [I] \longrightarrow [M][\phi][\phi]^T = [I]$$

bağıntısı gözönünde tutulursa,

$$\left\{ \frac{p}{S_a} \right\}_1 + \left\{ \frac{p}{S_a} \right\}_2 + \dots + \left\{ \frac{p}{S_a} \right\}_n = \begin{Bmatrix} M_1 \\ M_2 \\ \vdots \\ M_n \end{Bmatrix} \quad (10)$$

özellği elde edilir.

Yani özel modlara ait $\left\{ \frac{p}{S_a} \right\}_i$ kolonlarının satırları toplamı ilgili M_i kütlelerine eşittirler.

Ancak bunun geçerli olabilmesi için, bütün özel modların hesaba katılması gerekmektedir.

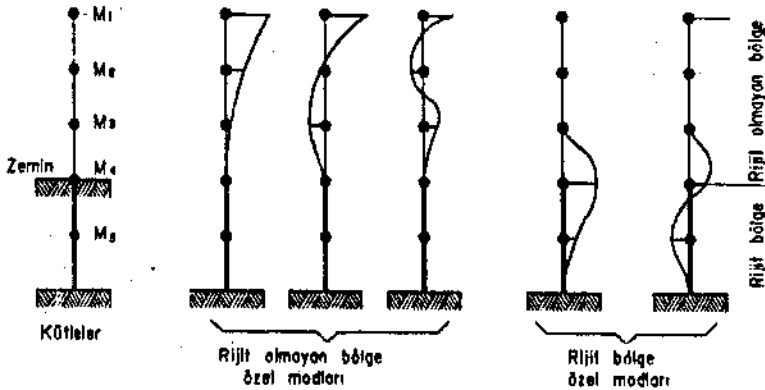
RİJİT BODRURLU YAPILARIN DİNAMİK HESABI

Alt Bölgenin Tam Rijit Olması Hali

Zemin altında bodrum perdelerinin bulunması halinde, yapının bu bölgesinin rijitliği, kayma şekildeğiştirmelerinin etkisi hesaba katıldığı zaman bile, üst tarafın rijitliğine göre çok büyük olabilmektedir.

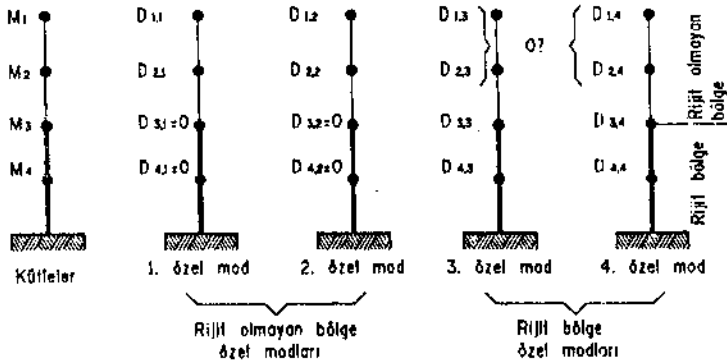
Yapının çevre perdeli bölgesi rijit bölge, bunun üst tarafı da rijit olmayan bölge olarak tanımlanırsa, bütün özel modlar, rijit bölge özel modları ile rijit olmayan bölge özel modları olmak üzere iki kısma ayrılabilirler. Bu iki kısmın şu özellikleri bulunmaktadır:

Rijit olmayan bölge özel modlarının rijit bölgedeki yerdeğiştirmeleri, buna karşılık rijit bölge özel modlarının rijit olmayan bölgedeki yerdeğiştirmeleri sıfıra çok yakın olmaktadır, (Şekil 1).



Şekil 1. Rijit ve rijit olmayan bölge özel modları

Bu özelliğin ispatı, Şekil 2 de şematik olarak gösterilmiş olan dört serbestlik dereceli bir sistem üzerine yapılacaktır.



Şekil 2 . Rijit ve rijit olmayan bölge özel modları

a- Rijit olmayan bölge özel modları

Büyük periyottan başlanarak bulunan özel modların herbirinin tayininde, rijit bölgeye ait yerdeğiştirmelerin sıfıra çok yakın olacakları açıktır.

Buradan, rijit olmayan üst bölgenin özel modları tayin edilirken, bütün sistem yerine, rijit bölge üzerinde ankastre (veya yarı ankastre) olan yalnız üst yapının alınabileceği anlaşılmaktadır.

Bu özellik ileride verilecek sayısal uygulamalarda da görülmektedir.

b- Rijit olan bölge özel modları

Bu bölgeye ait özel modların diğer bölgedeki yerdeğiştirmelerinin sıfır olduklarını gösterebilmek için, bu özel modların herbirinin diğer bölgeye ait özel modlarla da ortogonal olmaları özelliğinden faydalanılabilir.

Mesela rijit bölgeye ait 3. modun diğer bölgeye ait 1. ve 2. özel modlar ile ortogonal olduğu yazılırsa,

$$M_1 \cdot D_{1,1} \cdot D_{1,3} + M_2 \cdot D_{2,1} \cdot D_{2,3} + M_3 \cdot D_{3,3} \cdot 0 + M_4 \cdot D_{4,3} \cdot 0 = 0$$

$$M_1 \cdot D_{1,2} \cdot D_{1,3} + M_2 \cdot D_{2,2} \cdot D_{2,3} + M_3 \cdot D_{3,3} \cdot 0 + M_4 \cdot D_{4,3} \cdot 0 = 0$$

ve $D_{1,3}, D_{2,3}$ bilinmeyenlerinin katsayılar matrisinin determinantı için:

$$M_1 \cdot M_2 \cdot M_3 \cdot \det \begin{vmatrix} D_{1,1} & D_{2,1} & D_{3,1} \\ D_{1,2} & D_{2,2} & D_{3,2} \\ D_{1,3} & D_{2,3} & D_{3,3} \end{vmatrix} \begin{matrix} 1. \text{ özel vektör} \\ 2. \text{ özel vektör} \\ 3. \text{ özel vektör} \end{matrix} \quad (11)$$

yazılabilir.

Buradan, $D_{1,3}, D_{2,3}$ bilinmeyenli homojen lineer denklem sisteminin katsayılar matrisi sıfırdan farklı olduğu için, $D_{1,3}$ ve $D_{2,3}$ yerdeğiştirmelerinin sıfıra eşit olacakları sonucuna varılır.

Katsayılar matrisi determinantının sıfırdan farklı olmasının sebebi, bu matrisin satırlarının birbirinden lineer olarak bağımsız olan özel vektörlerin bileşenlerinden oluşmasıdır.

Benzer şekilde, 4. özel modun ortogonalite özelliğinden faydalanılarak $D_{1,4}, D_{2,4}$ yerdeğiştirmelerinin sıfıra eşit oldukları da gösterilebilir.

Bu özellikten dolayı, rijit bölge özel modlarının tayininde, bütün sistem yerine sadece rijit bölgenin alınabileceği sonucuna varılabilir.

Bunlar, verilen sayısal uygulamalar üzerinde de görülmektedir.

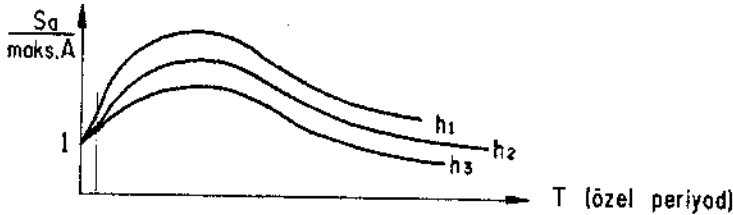
Bu iki özellikten, rijit bölge özel modlarına ait diğer bölgedeki atalet kuvvetleriyle, rijit olmayan bölge özel modlarına ait diğer bölgedeki atalet kuvvetlerinin çok küçük değerler alacakları anlaşılmaktadır.

Uygulamalarda genellikle etkilerin daha büyük olduğu düşünülerek, büyük özel periyotlu birkaç özel mod ile yetinilmektedir. Düzenli yapılarda diğer özel modların etkileri çok küçük olmakla birlikte, rijit bodrumlu ve benzeri bazı yapılarda durum böyle değildir. Çünkü bu halde, rijit olmayan üst kısmın özel modlara ait zemin altındaki atalet kuvvetleri hesaba katılmamış olmaktadır. Gerçekte bu tür sistemlerde, en küçük özel periyotlu modların etkisiyle bodrum katlarında önemli mertebede atalet kuvvetleri doğmaktadır. Bu bakımdan rijit bodrumlu yapıların daha yakından incelenmesi gerekmektedir.

Modların Süperpozisyonu Yöntemi

Rijit bölgeye etkiyen kuvvetler:

Bodrum katların çok rijit olmaları sebebiyle, rijit bölge özel modlarının T periyotları çok küçük olacaklarından, bunlara ait S_a ivme spektrum değerleri de, $maks.A$, maksimum taban ivmesine çok yakın olacaklardır, Şekil 3.



Şekil 3 . İvme spektrumu

Ayrıca bu özel modlara ait titreşim fonksiyonları da rijitliğin büyüklüğü sebebiyle temel titreşim fonksiyonuna çok yakın olacaklarından, her özel moda ait maksimum ivmeler aynı anda meydana geleceklerdir. Bundan dolayı, bodrum katlarına (rijit bölgeye) ait p/S_a değerlerinin cebirsel toplamı alınabilmektedir. Yukarıda açıklanan

(10) özelliği sebebiyle rijit bölge özel modlarına ait p/S_a değerlerinin cebirsel toplamı ilgili katlara ait M kütlelerine eşittir.

O halde, bodrum katlarına (rijit bölge) ait atalet kuvvetleri, tam rijit halde, her katın kütlelerinin $maks.A$, maksimum taban ivmesiyle çarpımına yaklaşık olarak eşit olacaklardır.

Bütün modların kullanılmamasına karşın (10) bağıntısının geçerli olmasının sebebi, rijit olmayan üst taraf özel modlarına ait bu bölgedeki p/S_a değerlerinin daha önce gösterildiği gibi çok küçük olmalarıdır. Bu özellik verilen sayısal uygulamalarda da görülmektedir.

Yapının gerçek elastoplastik davranışını gözönünde tutmak için, $M_i \cdot (maks.A)$ elastik kuvvetleri yerine, bodrum katlarında (rijit bölgede) davranış katsayısı 0.5 seçilerek,

$$\frac{1}{2} M_i \cdot (maks.A) \cdot I \quad (12)$$

alınması önerilebilir. Burada I , yapının önem katsayısını göstermektedir.

Rijit olmayan bölgeye etkiyen kuvvetler:

Rijit olmayan zemin üstü bölgesine etkiyen kuvvetleri tayin etmek için daha önce açıklandığı gibi birkaç özel mod ile yetinilmektedir. Bunların tayininde bütün sistem yerine, rijit bölge üst düzeyinde ankastre (veya yarı ankastre) olan yalnız üst yapının yaklaşık olarak alınabileceği gösterilmişti.

Rijit olmayan bölgeye ait her özel mod için böylece bulunan p/S_a değerleri, ilgili özel periyot ve sönüm oranına bağlı S_a ivme spektrum değerleriyle çarpılıp, her moda ait elastik kuvvetler elde edilir.

Daha sonra, elastoplastik davranışı gözönünde tutmak için, elastik kuvvetler ilgili davranış ve I önem katsayısı ile çarpılırlar.

İç etkilerin tayini:

Rijit ve rijit olmayan bölgelere ait özel modların herbiri için bulunan kuvvetlere göre, sistemin statik hesabı yapılarak herhangi bir F iç etkisinin değerleri ayrı ayrı bulunur.

$F_1, F_2, \dots$: Rijit olmayan bölge özel modlarının sırasıyla herbirine ait F iç etkisinin iki bölgedeki değerleri

F_a : Rijit bölgeye ait özel modlar için bulunan $\frac{1}{2} M_i \cdot (maks.A) \cdot I$ kuvvetlerinin rijit bölgede meydana getirdiği F iç etkisinin değeri

olmak üzere, özel periyotların yeterince farklı olmaları genel halinde, boyutlandırmada kullanılacak iç etkinin F değeri için

Rijit olmayan üst bölgede,

$$F = \sqrt{F_1^2 + F_2^2 + \dots}$$

Rijit olan alt bölgede ise,

(13)

$$F = \sqrt{F_1^2 + F_2^2 + \dots + F_n^2}$$

değerleri alınabilir. Bunun sebebi, rijit bölgeye ait dış kuvvetlerin de modların süperpozisyonu ile elde edilmiş olmalarıdır.

Gerekirse (13) yerine, (13) ü de içeren daha genel (14) bağıntılarından yararlanılabilir.

Birinci modu esas alan yönetmelik yöntemi

Bu yöntemin modların süperpozisyonu yönteminden farkı, rijit bölgede çeşitli özel modlar için alınan $F_1, F_2, \dots$ iç etkileri yerine, yönetmelikte verilen rijit olmayan üst bölgeye ait,

$$C \cdot W = C_0 \cdot S \cdot K \cdot I \cdot W$$

kuvvetlerinden meydana gelen $\bar{F}_1$ iç etki değerinin alınmasıdır.

Boyutlandırmada kullanılacak F iç etkisi için

Rijit olmayan üst bölgede,

$$F = \bar{F}_1,$$

Rijit olan alt bölgede ise,

$$F = \sqrt{\bar{F}_1^2 + F_n^2}$$

değerleri alınabilir.

Tam rijit hale ait her iki yöntem Şekil 4 üzerinde özetlenmişlerdir.

Bu konuyla ilgili olarak,

Uniform Building Code da rijit olmayan üst kısmın tabandaki kesme kuvvetinin, üst kısmın süneklik katsayısının, rijit kısmın süneklik katsayısına oranıyla çarpılarak rijit kısmın üstünden uygulanacağına işaret edilmektedir.

Japon yönetmeliğinde ise, ivme olarak zemin üst düzeyinde $0.50 \cdot (\text{maks.} A)$, 20 m ve daha derinlerde $0.25 \cdot (\text{maks.} A)$ alınabileceği ve ara bölgede enterpolasyon yapılabileceği belirtilmektedir.

Alt Bölgenin Yarı Rijit Olması Hali

Bu halde yapının rijit olmayan üst bölgesine ait özel modların ve atalet kuvvetlerinin tayininde bir değişiklik bulunmamaktadır. Ancak alt bölgenin tam rijit olmaması halinde, açıklanan yöntemin biraz değiştirilmesi gerekmektedir.

Bu durum, yapının tümü alınarak bulunan özel vektörlerin rijit bölgedeki bileşenlerinin en büyük bileşene oranlarının büyüklük mertebeleriyle anlaşılabılır.

Alt bölgenin yarı rijit olması halinde, katkıları önemli olabileceği için, bu bölgeye ait bütün özel modlar hesaba katılmalıdır. Bunlar en küçük özel periyotlu modlar oldukları için, sisteme ait bütün özel modların bulunması yerine, en küçük moddan başlayan yöntemlerden faydalanılabilir. Bu yöntemlere ait programların bulunmaması halinde, yapının yalnız yarı rijit bölgesi ele alınarak, yine en büyük özel periyotla başlayan yöntemlerin yaklaşık olarak kullanılabilecekleri anlaşılmaktadır.

Bu halde, yarı rijit bölgeye ait özel periyotlar birbirlerine yakın olabileceklerinden, depremden meydana gelen herhangi bir F iç etkisinin maksimum değerinin tayini için, karelerin toplamının karekökü kuralı yerine, özel modların karşılıklı etkilerini gözönünde tutan çeşitli bağıntıların birinden faydalanılabilir.

Bunlardan iki tanesi aşağıda verilmiştir.

Euro-Code :

$$F^2 = \sum F_i^2 + \sum_i \sum_j \frac{|F_i \cdot F_j|}{1 + \varepsilon_{ij}} \quad (14)$$

$$\varepsilon_{ij} = \frac{\omega_i - \omega_j}{h_i \omega_i + h_j \omega_j}; \quad \omega = \frac{2\pi}{T}; \quad h_k : k \text{ özel moduna ait sönüm}$$

katsayısı

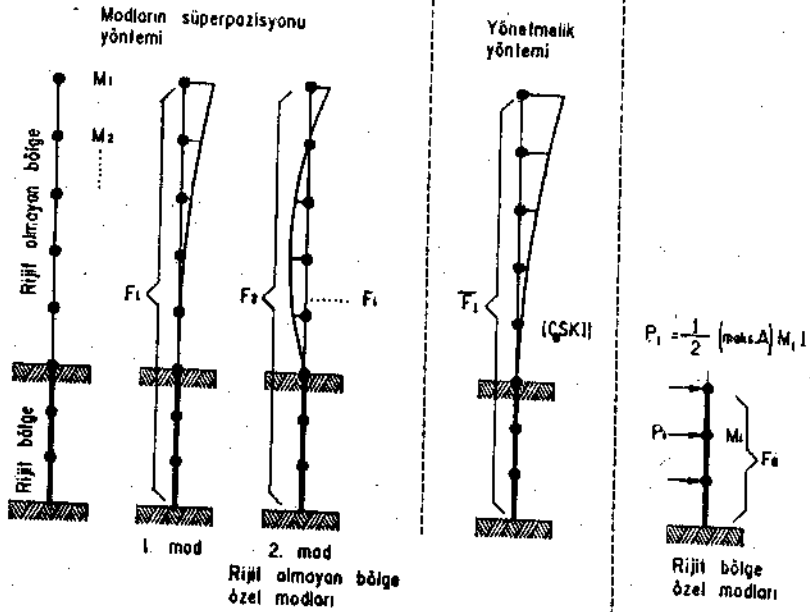
A.B.D. Nükleer Komisyonu:

$$F = \left| \{F\}_i^T [\varepsilon] \{F\}_j \right|^{\frac{1}{2}} \quad (14')$$

ε_{ij} : köşegen üzerinde $\varepsilon_{ii} = 1$

$$\varepsilon_{ij} : 1, \quad \frac{|\omega_i - \omega_j|}{\omega_j} \leq 0.10 \text{ için}$$

$$\varepsilon_{ij} : 0, \quad \frac{|\omega_i - \omega_j|}{\omega_j} > 0.10 \text{ için}$$



$F_1, F_2, \dots$: Rijit olmayan bölge özel modlarının sırasıyla herbirine ait F iç etkilerinin, özel periyot, sönüm ve süneklik etkileri de gözönünde tutularak bulunan değerleri,

F_0 : Rijit bölgeye ait özel modlar için bulunan $\frac{1}{2} M_1 (\max A) I$ kuvvetlerinden doğan F iç etkisinin değeri olmak üzere,

Modların süperpozisyonu yöntemi

Rijit olmayan üst bölgede : $F = \sqrt{F_1^2 + F_2^2 + \dots}$

Rijit bölgede : $F = \sqrt{F_1^2 + F_2^2 + \dots + F_0^2}$

Yönetmelik yöntemi

Rijit olmayan üst bölgede : $F = F_1$

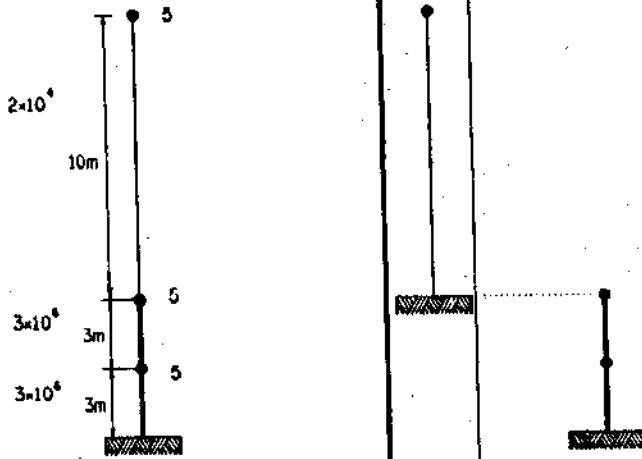
Rijit bölgede : $F = \sqrt{F_1^2 + F_2^2}$

dir.

Şekil 4 . Alt bölgesi tam rijit alan yapılara ait yöntemler

UYGULAMA 1

$EI [1m^4]$ $m [\frac{1s^2}{m}]$

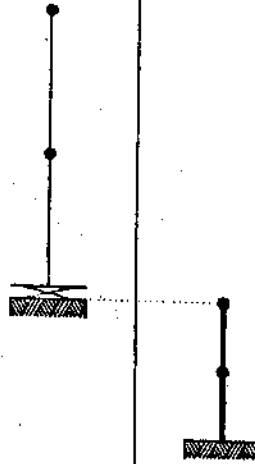
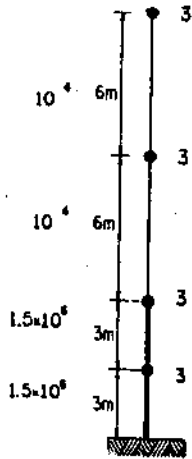


	T1 [s]	T2	T3	T1	T2	T3
	1.8324	0.0713	0.0108	1.8137	0.0721	0.0108
	MOD1	MOD2	MOD3	MOD1	MOD2	MOD3
	0.08505	0.00013	0			
	0.00042	-0.0242	-0.0036			
	0.00013	-0.0027	0.0112			
	P/Sa1	P/Sa2	P/Sa3	P/Sa1	P/Sa2	P/Sa3
[5]	5.0312	-0.032	0.0008	5.000	—	—
[5]	0.0248	5.9639	-0.9891	—	5.9874	-0.9872
[5]	0.0066	1.9168	3.0747	—	1.9187	3.0813
	$\lambda \frac{Sa1}{v_1}$	$\lambda \frac{Sa2}{v_2}$	$\lambda \frac{Sa3}{v_3}$	$\lambda \frac{Sa1}{v_1}$	$v=2$	$v=2$
	Kesin			Yaklaşık		
	Zemin üstü modları			Zemin altı modları		

Sekil 5 . Uygulama 1

UYGULAMA 2

$EI [tm^3]$ $m [\frac{kg}{m}]$



T1 [s]	T2	T3	T1	T2	T3	T4
2.7649	0.4216	0.0767	2.7546	0.4141	0.0790	0.0118
MOD1	MOD2	MOD3	MOD1	MOD2	MOD3	MOD4
0.1936	0.0045	0.00015				
0.0630	-0.0138	-0.00065				
0.00069	-0.00055	0.0162				
0.00018	-0.00016	0.0052				
P/Sa1	P/Sa2	P/Sa3	P/Sa1	P/Sa2	P/Sa3	P/Sa4
3.6077	-0.6396	0.0324	3.5936	-0.5936	—	—
1.1739	1.9648	-0.1415	1.1586	1.8414	—	—
0.0125	0.0779	3.5039	—	—	3.5924	-0.5924
0.0034	0.0223	1.1317	—	—	1.1512	1.8487
$\frac{x_{Sa1}}{v}$	$\frac{x_{Sa2}}{v}$		$\frac{x_{Sa1}}{v}$	$\frac{x_{Sa2}}{v}$	$v=2$	

Kesin Yalnızık

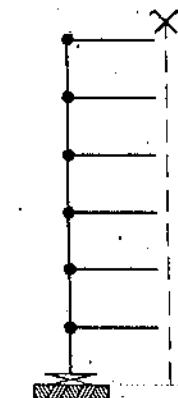
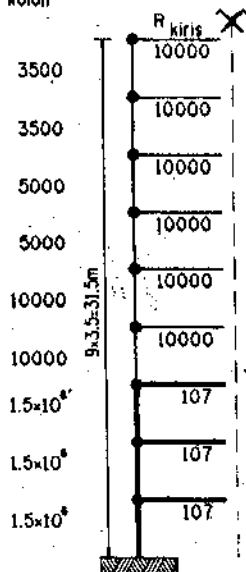
Zemin üstü Zemin altı Zemin üstü Zemin altı

modları modları

Şekil 6 . Uygulama 2

UYGULAMA 3

EI [tm^2] $m=3.5$ [$\frac{\text{ts}^2}{\text{m}}$]
kolon



$$\frac{R}{E} = \frac{1}{I} = \frac{1.5 \times 10^6}{3.5}$$



T1	T2	T3	T1	T2	T3	T7	T8	T9
1.8844	0.6363	0.3647	1.8850	0.6364	0.3647	0.0471	0.0159	0.0103
P/Sa1	P/Sa2	P/Sa3	P/Sa1	P/Sa2	P/Sa3	P/Sa7	P/Sa8	P/Sa9
4.5510	-1.5996	0.8636	4.5469	-1.5851	0.8445	—	—	—
4.1487	-0.4962	-0.6175	4.1455	-0.4933	-0.6044	—	—	—
3.3969	0.9125	-1.0171	3.3953	0.9009	-0.9943	—	—	—
2.4985	1.5946	0.0960	2.4983	1.5765	0.0943	—	—	—
1.4301	1.3594	1.0335	1.4310	1.3448	1.0108	—	—	—
0.5480	0.6151	0.6756	0.5482	0.6080	0.6590	—	—	—
0.0066	0.0084	0.0112	—	—	—	4.3154	-1.0565	0.2421
0.0042	0.0053	0.0072	—	—	—	3.3633	0.6982	-0.5535
0.0019	0.0024	0.0032	—	—	—	1.6941	1.3102	0.4821
$x \frac{Sa1}{v}$	$x \frac{Sa2}{v}$	$x \frac{Sa3}{v}$	$x \frac{Sa1}{v}$	$x \frac{Sa2}{v}$	$x \frac{Sa3}{v}$	$v=2$		

Kesin

Yaklaşık

Zemin üstü
modları

Zemin üstü
modları

Zemin altı
modları

Şekil 7 . Uygulama 3

UYGULAMA 4

Zemin üstünde 22 katı, zemin altında ise 6 katı bulunan yapının plandaki boyutları yaklaşık olarak,

ana çekirdekte	8.5 m × 8.5 m,
zemin üstünde	32 m × 32 m,
zemin altında	63 m × 64 m

dir.

Yapılan üç boyutlu dinamik hesap sonucunda bulunan özel periyotların değerleri,

Yapının tümünün alınması halinde	Yapının yalnız zemin üstündeki rijit olmayan bölgesinin alınması halinde
2.178 s	2.121 s
1.775	1.848
1.464	1.429
0.541	0.522
0.525	0.516
0.443	0.438
0.278	0.271
0.239	0.237
.	.
.	.
.	.
Yapının tümünün alınması halinde	Yapının yalnız zemin altındaki rijit olan bölgesinin alınması halinde
0.026 s	0.032 s
0.026	0.030
0.026	0.028
0.025	0.027
0.025	0.027
0.025	0.026
.	.
.	.
.	.

dır.

Buradan, yapının yalnız rijit olmayan üst bölgesiyle yalnız rijit olan alt bölgesinin ayrı ayrı alınmaları haline ait özel periyotlarının, tümüne ait özel periyotlarına ne kadar yakın oldukları görülmektedir.

BETONARME BİNALARIN ÇOK YÖNLÜ DEPREM ETKİSİNDE DAVRANIŞI VE YÖNETMELİK İLKELERİ

BEHAVIOUR OF REINFORCED CONCRETE BUILDINGS SUBJECTED TO MULTI-DIRECTIONAL EARTHQUAKES AND RELATED CODES

Feridun Çılı¹, Oğuz Cem Çelik², Haluk Sesigür²

SUMMARY

Reinforced concrete (RC) buildings are investigated under the effect of multi-directional earthquake excitations. Although, behaviour of RC buildings during earthquakes is generally analysed in two orthogonal directions separately, as well known, an unfavorable internal force distribution in the structural elements may exist due to the random characteristics of the motion. Therefore, greater column moments caused by the simultaneous yielding of beams can be expected when the building is subjected to a skew earthquake loading. On the other hand, if any column is elastic under uniaxial bending moment and axial force, it may be inelastic in the case of biaxial bending moment and axial force. Recent earthquakes have again shown that this effect should be taken into consideration during the structural analysis.

There are several methods of analysis to investigate the multi-directional effects of the earthquake excitation. This study proposes that the problem can be reduced to the evaluation of intensity of the velocity spectrum curves for an earthquake. Thus, velocity response spectra are obtained for well known five earthquakes (The 1992 Erzincan EQ, 1978 Miyagi-Ken Oki EQ, 1966 Parkfield EQ, 1954 Eureka EQ and 1952 Kern Country EQ). Intensity of a velocity spectrum can be stated as follows:

$$SI = \int_{T_1}^{T_2} S_v(\xi, T, t) dT$$

Here, T_1 and T_2 are the periods which can be selected as 0.1~0.5 and 2.5~3.0 seconds depending on the earthquake, ξ is the damping ratio and t is the duration of the earthquake.

¹ Prof. Dr. İ.T.Ü. Mimarlık Fakültesi, Taşkışla, Taksim, 80191, İstanbul.

² Araş.Gör. İ.T.Ü. Mimarlık Fakültesi, Taşkışla, Taksim, 80191, İstanbul.

Since this formula contains both the characteristics of an earthquake and covers a wide range of buildings, it is mostly appropriate to use in comparing the intensities of different earthquakes. Velocity response spectra of the above mentioned earthquakes have been obtained and plotted on diagrams separately. This process has been carried out for damping ratios of $\xi=0.00$ and 0.20 . For each damping ratio, velocity response spectrum curves have been obtained for two orthogonal and resultant diagonal directions. Finally, some results of the numerical analysis are discussed with the aid of principles given in the existing building codes.

ÖZET

Çok yönlü deprem etkisindeki betonarme binaların davranışı incelenmiştir. Böylesi yapılar genelde birbirine dik iki doğrultuda ayrı ayrı hesaplanmasına karşın, depremin rastgele bir olay olması nedeniyle, bileşke bir doğrultuda taşıyıcı yapı elemanlarında daha elverişsiz bir iç kuvvet dağılımının ortaya çıkabileceği açıktır. Böylece, bileşke doğrultudaki bir deprem etkisinde ayrı ayrı incelemeye göre elde edilen eğilme momentlerinden daha büyük değerler elde edilebilir. Diğer taraftan, tek yönlü eğilme momenti ve eksenel kuvvet etkisindeki bir kolon lineer elastik davranmasına karşın, iç kuvvetlerin büyüklüğüne bağlı olarak, iki eksenli eğilme ve normal kuvvet etkisinde elastik olmayan bir davranış gösterebilir. Son depremler bu etkinin taşıyıcı sistem hesaplarında dikkate alınması gerektiğini bir kez daha ortaya koymuştur.

Deprem hareketinin çok yönlü etkisini inceleyen birçok yöntem vardır. Bu çalışmada problem, bir depreme ilişkin hız spektrumu eğrisini kullanarak elde edilen spektrum şiddeti değerinin hesabına indirgenmiş, daha sonra bunun yardımıyla depremin diğer dik bileşeninin katkı payı hesaplanmıştır. Bu amaçla bilinen beş adet deprem (1992 Erzincan, 1978 Miyagi-Ken Oki, 1966 Parkfield, 1954 Eureka ve 1952 Kern Country depremleri) incelenmiştir. Bu depremlere ilişkin spektrum şiddetleri sönüm oranlarının $\xi=0.00$ ve 0.20 değerleri için, birbirine dik iki doğrultu ve bileşke doğrultu için hesaplanmış ve elde edilen değerler yardımıyla depremin diğer dik bileşeninin katkısı elde edilmiştir. Varılan sonuçlar mevcut yönetmeliklerde verilen değerler ile karşılaştırılmış ve tartışılmıştır.

GİRİŞ VE PROBLEMİN TANIMI

Deprem etkisindeki betonarme binaların davranışı, genelde birbirine dik iki yatay doğrultuda ayrı ayrı incelenmektedir. Ancak son zamanlarda oluşan depremlerden elde edilen deneyimler, iki dik doğrultudaki etkilerin ayrı ayrı alınmasının çoğu zaman yeterli olmayacağını, bileşke bir doğrultuda daha elverişsiz durumların ortaya çıkabileceğini göstermiştir. Diğer taraftan, yer hareketinin rastgele bir etki olduğu da düşünülürse iki ya

da üç doğrultudaki deprem etkilerine karşı binaların davranışının incelenmesi gereği ortaya çıkmaktadır. Çerçeve türü betonarme binalarda, bu tür etkilerden en çok zorlanan elemanlar köşe kolonlardır. Dolayısıyla, aynı aynı iki doğrultuda güvenli bir kolonda, bileşke kesit zorları altında çoğu zaman taşıma gücü aşılabilmektedir.

Konu mevcut literatürde değişik yönleriyle ve farklı yöntemlerle ele alınmış, tasarımda yararlanılabilecek ilkeler geliştirilmiştir. Lineer elastik ve lineer olmayan koşullardaki betonarme bir kolonda, herbir sismik doğrultuya karşı gelen bileşik kesit zorlarının bir elipsoid üzerinde olduğunu, ancak en elverişsiz durumun bu elipsoidi hesaplamadan belirlenebileceğini gösteren bir yöntem önerilmiştir, [5]. Simetrik olmayan betonarme binaların iki yönlü deprem etkisinde lineer olmayan burulmalı davranışı incelenmiştir, [4]. Benzer şekilde çerçeve+tüp sistemlerin iki yönlü deprem etkisinde elastik olmayan davranışı, boyutları belirli bir bina üzerinde sayısal olarak incelenmiş, gerek katların yatay yerdeğiştirmelerin gerekse köşe kolonlardaki eksenel kuvvetlerin değişimi, yatay yükün yatay eksenle yaptığı açrıya bağlı olarak eğrilerle verilmiştir, [8]. Diğer taraftan depremin özelliklerini hesaba katan çalışmalar sınırlı kalmıştır.

Bu çalışmada, mevcut deprem kayıtları yardımıyla böylesi durumlarda yararlanılabilecek bir yol önerilecektir.

HESAP YÖNTEMİ

Deprem yükleri altında betonarme binaların davranışının yapı, zemin ve deprem özelliklerine bağlı olarak değiştiği bilinmektedir. Bu davranışın incelenmesinde geçmişte olan depremlerin ya da yapay olarak üretilmiş depremlerin kayıtları kullanılmaktadır. Bu bağlamda, depremin en önemli özellikleri olarak belirli periyot aralığındaki yapılarla ilişkin hız spektrumu ile depremin süresi ve şiddeti düşünülebilir. Deprem mühendisliğinde kullanılan deprem şiddeti ölçüleri denildiğinde, ilk olarak yer hareketi ivmesinin mutlak en büyük değeri $|\ddot{x}_g|_{\max}$ alınmaktadır. Ancak, bu tanımlama yapı ile ilgili hiçbir özelliği içermemektedir. Depremin hız spektrum eğrileri değişik periyot ve sönüm oranlarındaki yapıları kapsadığından, deprem etkisindeki binaların elastik davranışını daha iyi yansıttığı söylenebilir. Başka bir deyişle, depremlerin hız spektrumlarındaki tepelerin bulunduğu bölgeye bağlı olarak, depremlerin değişik yapılarındaki etkilerini açıklamak olanaklıdır. Belirli bir deprem kaydı için hız spektrumu eğrisinin ordinatları

$$|\dot{x}(t)|_{\max} = S_v = \left| \int_0^t \ddot{x}_g(\tau) e^{-\xi \omega(t-\tau)} \cos \omega_D(t-\tau) d\tau + \xi \omega x(t) \right|_{\max} \quad (1)$$

bağıntısı ile hesaplanmaktadır. Diğer taraftan, ivme, hız ve yerdeğiştirme spektrumları arasında $S_a \cong \omega S_v \cong \omega^2 S_d$ eşitliğinin olduğu bilinmektedir.

Deprem hız spektrum şiddeti (SI) ise, belirli bir sönüm oranına (ξ) karşı gelen hız spektrum eğrisi altında kalan alandır [3]:

$$SI = \int_{T_1}^{T_2} S_v(\xi, T, t) dT \quad (2)$$

Burada T_1 ve T_2 hız spektrum eğrisinde hesaplarda dikkate alınan tek serbestlik dereceli sistemin periyot aralığıdır. Bu değerler çoğu zaman T_1 için 0.1~0.5 sn ve T_2 için ise 2.5~3.0 sn seçilmektedir. Bu periyot aralıkları normal yükseklikte pek çok yapının pek çok periyodunu ve deprem sırasındaki değişimini dikkate almaktadır. Diğer taraftan spektrum şiddetinin hesabında sönüm oranlarının genellikle $\xi=0.00$ ve 0.20 değerleri kullanılmaktadır [6].

Çok yönlü deprem etkisindeki binaların davranışı, depremin bileşenlerinin özelliklerine doğrudan bağlıdır (Şekil 1.). Tek darbe tipi depremlerde ($L \leq 15$ km, $T_0 \approx 0.20$ sn, episantra yakın, sert zeminli bölgelerde ve ocak derinliği az $H(30$ km), bir doğrultudaki şiddet diğer doğrultuya göre oldukça büyük olduğundan, bu tip depremlerin yapılar etkisi incelenirken tek doğrultudaki bileşeninin gözönüne alınması yeterlidir (Örneğin, 18.03.1957 Port Hueneme Depremi). Oldukça uzun ve çok karışık depremlerde ($L = 40 \sim 50$ km, episantra orta uzaklıkta ve sağlam zeminli bölgelerde, $T_0 \approx 0.05 \sim 0.50$ ile 2.50~6.00 sn) ise titreşimin şiddeti heriki yönde de birbirine yakın olduğundan, incelemede heriki doğrultudaki bileşen birlikte düşünülmelidir (Örneğin, 18.05.1940 El-Centro Depremi). Benzer şekilde uzun ve belirli hakim periyotlu depremlerin de heriki bileşeninin şiddetleri birbirine yakın olduğundan, bileşke bir doğrultudaki yükleme, taşıyıcı sistem elemanlarında daha elverişsiz etkiler oluşturabilmektedir (Örneğin, 06.07.1964 Mexico-City Depremi), [9].

Bu çalışmada çok yönlü deprem etkisi yukarıda tanımlanan spektrum şiddeti kavramından yararlanılarak incelenecektir. Bu amaçla, herhangi bir deprem için her iki doğrultudaki hız spektrum eğrileri ve şiddetleri (SI^x, SI^y) elde edilirken, bileşke bir doğrultuya ilişkin hız spektrum eğrisinin ordinatları, herhangi bir t zamanında

$$\dot{x}_r(t) = \sqrt{|\dot{x}_1(t)|^2 + |\dot{x}_2(t)|^2} \quad (3)$$

bağıntısı ile bulunmuş ve hesaplanan bu değerlerin maksimumu, belirli bir sönüm oranı ve yapı periyodu için bileşke hız spektrumunun ordinatı

$$(S_v)_r = |\dot{x}_r(t)|_{\max} \quad (4)$$

olarak hesaplanmıştır. Bileşke spektrum şiddeti (SI^{xy}) ise benzer şekilde (2) bağıntısı

yardımıyla hesaplanabilmektedir. Çok yönlü deprem etkisi, bu biçimde hesaplanan spektrum şiddetleri kullanılarak gözönüne alınabilir. Böylece, bileşke/en elverişsiz doğrultudaki bir depremin ortaya çıkardığı maksimum iç kuvvetler (E_{xy}), herhangi bir doğrultudaki deprem etkisi sonucu yapıda oluşan iç kuvvetlere (E_x) diğer dik doğrultunun (E_y) katkısı/yüzdesi (λ) eklenerek dikkate alınabilir:

$$E_{xy} = E_x + \lambda_1 E_y \quad (5.a)$$

$$E_{xy} = \lambda_2 E_x + E_y \quad (5.b)$$

Burada belirtilen E_x ve E_y her iki doğrultudaki depremlerden oluşan iç kuvvetleri göstermektedir. Diğer taraftan, uygulamada çoğunlukla depremin iki dik doğrultudaki bileşenlerinden en elverişsiz olanı alındığından, bileşke bir doğrultudaki en büyük kesit tesiri için

$$E_{xy} = E_x + \alpha E_x \quad (5.c)$$

yazılabilir. Burada α , büyük iç kuvvet oluşturan deprem doğrultusunu göstermektedir. Böylece problem α ve λ 'ların belirlenmesine indirgenmiştir. E değerleri yerine spektrum şiddetleri alınırsa bu katsayılar elde edilir. Spektrum şiddetleri de deprem, zemin ve yapı özelliklerine bağlı olduğundan λ ve α için tek bir değer vermek olanaklı değildir. Ancak, yine de ortalama bir değer önerebilmek için burada, geçmişte olan beş adet önemli depremin ivme kayıtları kullanılarak, sayısal hesaplar sonucu hız spektrumu eğrileri (Şekil 2.) elde edilmiş, α ve λ değerleri bir tabloda özetlenmiştir (Tablo 1).

YÖNETMELİK İLKELERİ

Deprem kuşağı üstündeki ülkelerin yönetmeliklerine bakıldığında, konuyla ilgili detaylı bilgi görülememektedir. Yurdumuzda halen yürürlükte olan Afet Bölgelerinde Yapılacak Yapılar Hakkında Yönetmelikte [1], yatay yüklerin binanın öncelikle birbirine dik iki doğrultuda ayrı ayrı etkidiği varsayılmakta, asal eksenleri hesap yapılan doğrultulara paralel olmayan elemanlarda, farklı bir doğrultu için daha elverişsiz iç kuvvetlerin doğabileceği uyarısı yapılmaktadır. Eurocode No. 8 [7], bileşke deprem etkisini aşağıda verilen iç kuvvet kombinasyonları ile dikkate almaktadır:

$$\begin{aligned} &E_x, \lambda E_y, \mu E_x \\ &\lambda E_x, E_y, \mu E_x \\ &\lambda E_x, \lambda E_y, E_x \end{aligned}$$

Daha detaylı hesapların yapılmadığı durumlarda, bu katsayılar için $\lambda=0.30$ ve $\mu=0.20$ değerleri önerilmektedir. Diğer taraftan, olağan betonarme binalarda E_z ' in etkisinin terkedilebileceği ve taşıyıcı sistemi düzgün olan yapılarda yatay doğrultuda tek bir deprem bileşeninin alınmasının yeterli olabileceği belirtilmektedir.

Tablo 1.

Deprem	Bileşen	Max. ivme [cm/sn ²]	$\xi=0.00$				$\xi=0.20$			
			SI [cm]	α	λ_1	λ_2	SI [cm]	α	λ_1	λ_2
Kern Country 21.07.1952	S69E	175.90	138.70	0.19	0.23	0.35	56.29	0.24	0.25	0.31
	N21E	152.70	116.74				52.21			
	Bileşke	215.10	166.89				69.73			
Eureka 21.12.1954	N44E	155.70	249.01	0.16	0.24	0.50	125.65	0.12	0.17	0.41
	N46W	197.30	164.10				89.27			
	Bileşke	213.90	289.10				140.99			
Parkfield 27.06.1966	N05W	347.80	106.78		0.40	0.12	70.34	0.16	0.16	0.18
	N85E	425.70	157.34	0.08			69.07			
	Bileşke	427.00	170.63				81.79			
Miyagi-Ken Oki 12.06.1978	NS	277.50	279.88	0.15	0.18	0.34	109.73	0.05	0.05	0.20
	EW	251.70	224.93				92.25			
	Bileşke	325.90	320.73				115.22			
Erzincan 13.03.1992	NS	389.60	564.95	0.15	0.18	0.33	262.62	0.18	0.21	0.36
	EW	491.90	460.57				213.32			
	Bileşke	492.20	652.27				309.53			

Buna benzer şekilde, ATC-78' de [2], böylesi durumlarda aşağıdaki iç kuvvet kombinasyonları önerilmektedir:

$$\begin{aligned} & \text{Düşey Yükler} \pm \%100 \times \text{doğrultusu} \pm \%30 \text{ y doğrultusu} \\ & \text{Düşey Yükler} \pm \%30 \times \text{doğrultusu} \pm \%100 \text{ y doğrultusu} \end{aligned}$$

Çok yönlü deprem etkisinin kirişlerde, döşemelerde ve diğer yatay elemanlarda önemsiz olduğu, buna karşılık kolon ve diğer düşey taşıyıcı sistem elemanlarında önemli olduğu vurgulanmaktadır.

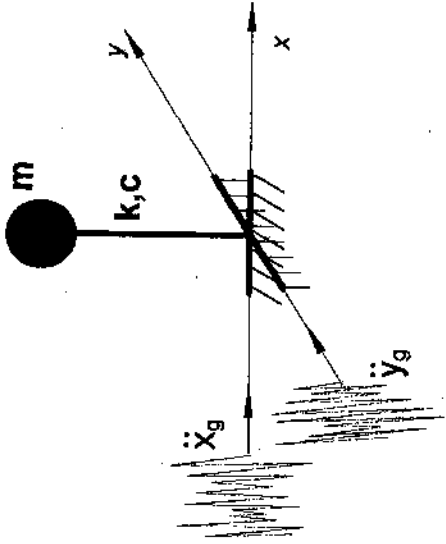
SONUÇ VE ÖNERİLER

Betonarme binaların çok yönlü deprem etkisinde davranışı incelenmiştir. Bu inceleme, tanımlanan hız spektrumu şiddeti (SI) yardımıyla yapılmıştır. Bilinen beş adet depreme ilişkin hız spektrum eğrileri ve şiddetleri ayrı ayrı iki dik ve bileşke doğrultularda, sönüm oranlarının $\xi=0.00$ ve $\xi=0.20$ değerleri için elde edilmiştir. Üç yatay doğrultuda

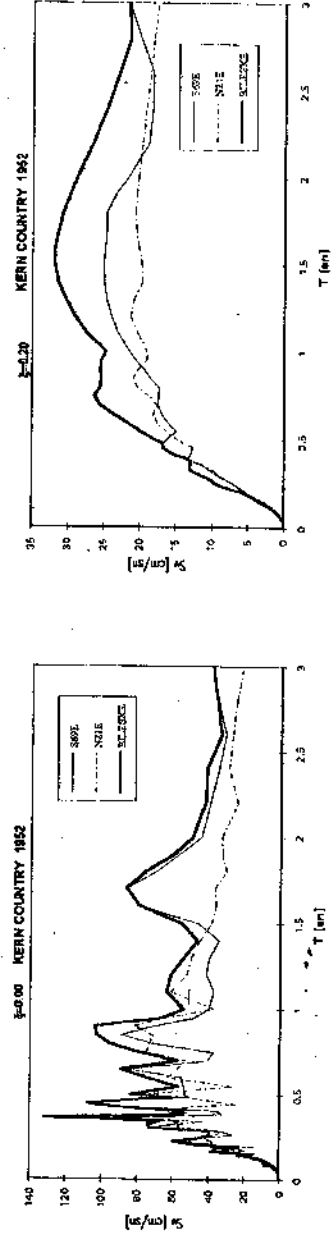
hesaplanan spektrum şiddetleri yardımıyla, yukarıda tanımlanan α , λ_1 ve λ_2 katsayıları belirlenmiştir. Bu katsayıların herbir deprem, doğrultu ve sönüm oranı için farklı olduğu görülmüştür. Sayısal sonuçlar birlikte düşünüldüğünde, bu katsayılar sönüm oranının $\xi=0.00$ değeri için $\alpha=0.08\sim0.19$, $\lambda_1=0.18\sim0.40$ ve $\lambda_2=0.12\sim0.50$, $\xi=0.20$ için ise $\alpha=0.05\sim0.24$, $\lambda_1=0.05\sim0.25$ ve $\lambda_2=0.18\sim0.41$ arasında değişmektedir. Uygulamada çoğu zaman her iki doğrultuda da aynı deprem bileşeni ile hesap yapıldığından, bu katsayılardan α daha sık kullanılmaktadır. Bu çalışmada yapılan hesaplar sonucu α katsayısı için $0.20\sim0.25$ değerinin yeterli olabileceği sonucuna varılmıştır.

KAYNAKLAR

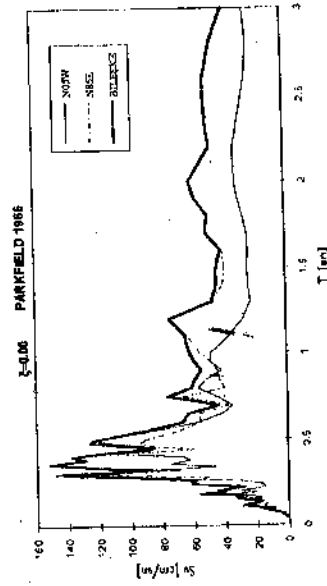
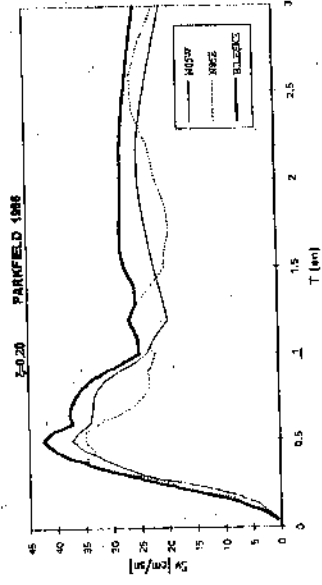
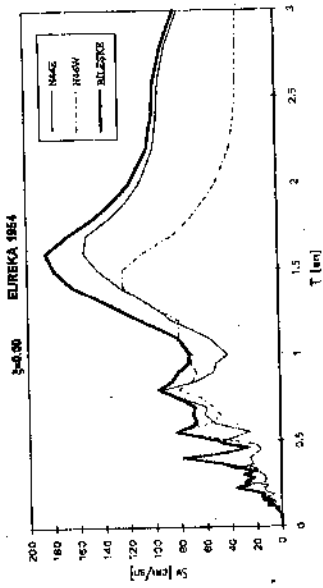
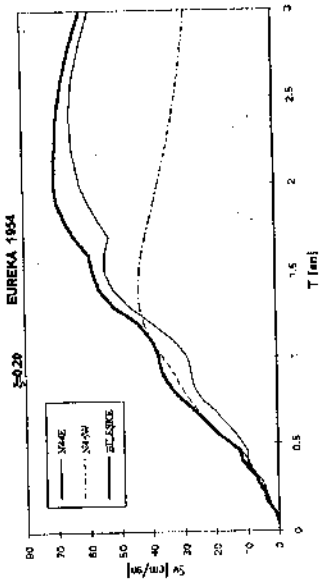
1. Afet Bölgelerinde Yapılacak Yapılar Hakkında Yönetmelik, (1975).
2. ATC-78, (1978), Binalarda Sismik Kuralların Geliştirilmesi İçin Öneriler, (İngilizce).
3. Celep, Z., Kumbasar, N. (1993), Deprem Mühendisliğine Giriş ve Depreme Dayanıklı Yapı Tasarımı , Sema Matbaacılık, İstanbul.
4. Costa, A.C. (1990) " Betonarme Binaların İki Yönlü Sismik Etkiler Altında Linceer Olmayan Burulmalı Tasarımı " , Proceedings of the Ninth European Conference on Earthquake Engineering , Vol. 8, pp. 246-254, Moscow, (İngilizce).
5. Çakıroğlu, A. (1987) " Bileşik İç Kuvvetler Altında En Elverişsiz Sismik Doğrultuya Göre Depreme Dayanıklı Tasarım " , Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 15, pp. 853-864, (İngilizce).
6. Çılı, F. (1976) , Yüksek Olmayan Yapıların Deprem Yükleri Altındaki Elastik Olmayan Davranışı , Doktora Tezi, İ.T.Ü. Mimarlık Fakültesi, İstanbul.
7. Eurocode No. 8, (1988), Sismik Bölgelerdeki Yapıların Tasarımı, Commission of the European Communities, (İngilizce).
8. Halabieh, A.B., Tso, W.K. (1990) "İki Yönlü Yer Hareketi Etkisindeki Çerçeve Tüp Sistemlerin Elastik Olmayan Davranışı" , Tall Buildings : 2000 and Beyond, Fourth World Congress, November 5-9, pp. 629-644, Hong Kong, (İngilizce).
9. Newmark, N.M., Rosenblueth, E. (1971), Deprem Mühendisliğinin Esasları, Prentice-Hall, Inc., N.J., (İngilizce).



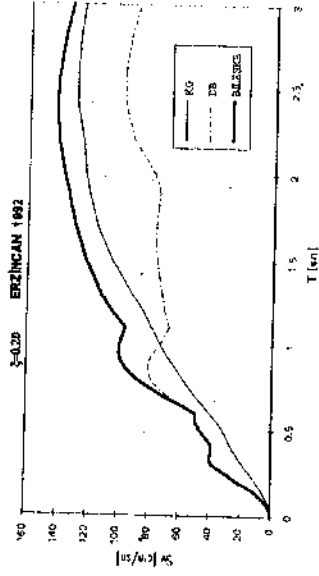
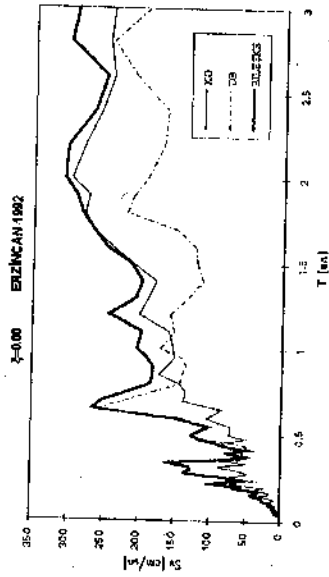
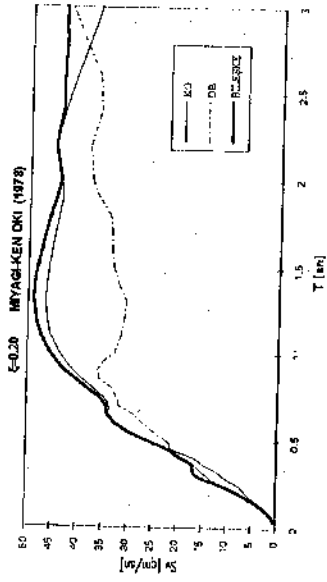
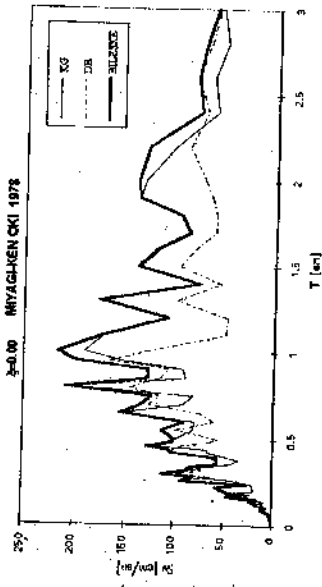
Şekil 1. İki yönlü deprem etkisindeki tek serbestlik dereceli sistem.



Şekil 2. Seçilen depremlere ilişkin hız spektrumları.



Şekil 2. (devam)



Şekil 2. (devam)

PSD TESTING OF LARGE-SCALE STRUCTURES AT ELSA

ELSA LABORATUVARINDA BÜYÜK ÖLÇEKLİ YAPILARIN PSD DENEYLERİ

J. Donea¹, G. Verzeletti¹ and A.V. Pinto¹

ABSTRACT

After a brief description of the pseudo-dynamic test method implemented in the ELSA reaction-wall facility, the paper presents an overview of the testing activity at large scale conducted since the opening of the laboratory in 1992 in the framework of an integrated European programme of pre-normative research in support of Eurocode 8.

1 INTRODUCTION

The Safety Technology Institute of the Joint Research Centre of the European Commission has recently built at Ispra (Italy) a structural assessment laboratory based on a 16m high, 21m wide reaction wall. Designed to resist the forces, typically several hundred tonnes, which are necessary to deform and seriously damage full-scale models of structures, the reaction-wall facility, now named ELSA (European Laboratory for Structural Assessment), is one of the largest facilities of its type in the world. The technical data for the ELSA reaction-wall system are summarized in Fig.1 and Table 1.

In addition to static and cyclic tests on large structures and components, the facility is equipped to perform tests utilizing the pseudo-dynamic (PSD) test method which enables, for instance, the simulation of earthquake loading of full-scale buildings

The paper starts with a brief description of innovative hardware and software aspects related to the implementation of the PSD test method at the ELSA facility. Then, an overview is presented of the testing activity at large scale conducted since the opening of the laboratory in 1992. The tests to be described were performed in close collaboration with a number of research organisations grouped within the PREC8 network under the European Commission's programme on Human Capital and Mobility. They are part of a combined experimental/analytical programme of pre-normative research in support of Eurocode 8, the provisional European standards for the design of structures in seismic areas. The experimental campaign at large scale conducted so far at the ELSA facility includes a 3-storey moment-resisting steel frame, a 4-storey reinforced-concrete frame and a series of irregular bridges. Papers presented during the 10th European Conference

1. Applied Mechanics Unit, Safety Technology Institute, European Commission, Joint Research Centre, Ispra Establishment,
21020 Ispra (VA), Italy

on Earthquake Engineering (Kakaliagos et al. 1994), (Negro et al. 1994), (Pinto et al. 1994) can be consulted for more detailed information on the above large-scale tests..

Table 1. Characteristics of the ELSA-Reaction Wall Laboratory

LOAD CAPACITY	REACTION WALL	Bending Mom. - 200 MNm
		Base Shear -- 20 MN
	REACTION FLOOR	Bending Mom. - 240 MNm
	ANCHOR LOAD	Axial Force --- 500 kN
HYDRAULIC CHARACTERIS- TICS	FLOW	1500 l/min.
	PRESSURE	210 bar
	ACTUATORS	Load (MN).....(0.5 - 1.0)) Stroke (m) .(0.25) - (1.0)

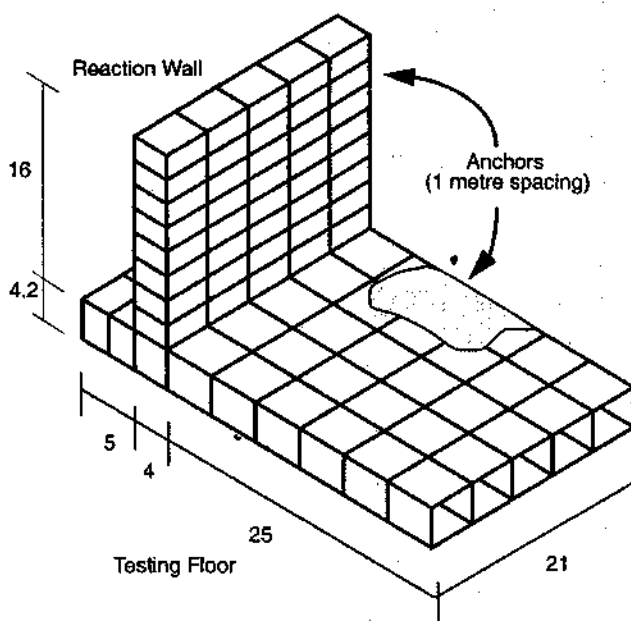


Figure 1. Reaction Wall/Floor system (dimensions in metres)

2 IMPLEMENTATION OF THE PSD TEST METHOD AT ELSA

2.1 PSD testing

A pseudo-dynamic (PSD) test is one which, although carried out quasi-statically, uses on-line computer calculation and control together with experimental measurement of the actual properties of the structure to provide a realistic simulation of the dynamic

response. The equations of motion for a discrete parameter model of the test structure are solved on-line using a step-by-step numerical time integration method. Inertial and viscous damping forces are modelled analytically - a relatively straightforward matter compared to the nonlinear structural restoring forces, which are measured experimentally because of the virtual impossibility of modelling them accurately. The process automatically accounts for the hysteretic damping due to inelastic deformation and damage of the structural materials which is the major source of energy dissipation.

For simulating the earthquake response of a structure, a record of an actual or artificially generated earthquake ground acceleration history is given as input data to the computer running the PSD algorithm. The horizontal displacements of the building floors (where the mass of the structure can be considered to be concentrated) are calculated for a small time step using a suitable time integration algorithm. These displacements are then applied to the test structure by servo-controlled hydraulic actuators fixed to the reaction wall. Load cells on the actuators measure the forces necessary to achieve the required storey displacements and these structural restoring forces are returned to the computer for use in the next time-step calculation. Because the inertia forces are modelled there is no need to perform the test on the real time-scale, thus allowing very large models of structures to be tested with only a relatively modest hydraulic power requirement. In this sense, PSD tests are complementary to the more conventional shaking-table tests which are made in real time, but are restricted to components or small-scale models of large structures.

The experience gained so far has shown that it is the attention to the experimental implementation of the PSD method that ultimately leads to good results (Shing & Mahin 1984), (Eberg 1988), (Magonette 1991), (Magonette 1993). Many components in the physical implementation of the PSD test method can, in fact, introduce errors. Measurement and control errors tend to have a cumulative effect and in some cases these have been seen to dominate the response. The ELSA reaction-wall facility is the first to use fully digital servo-control for the applied displacements (see Fig.2), thus allowing a highly accurate test procedure and a versatile use of the various possible algorithms for numerical time integration of the equations of motion.

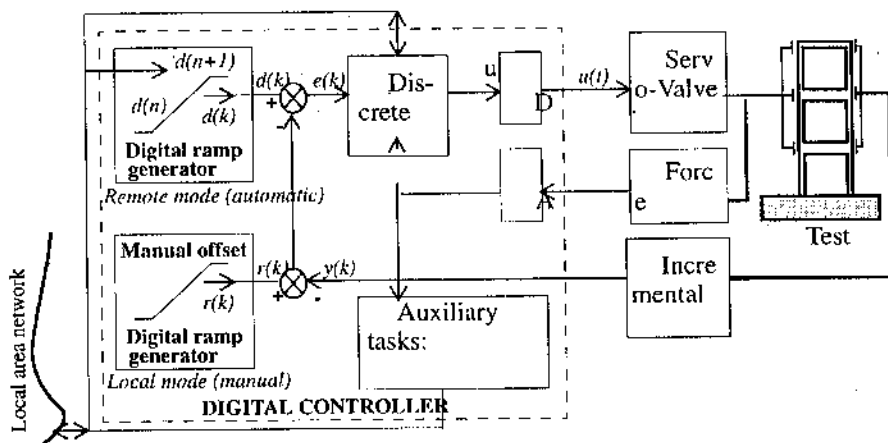


Figure 2. Digital control system implemented at ELSA

3 LARGE-SCALE PSD TESTS

The ELSA reaction-wall facility is currently being used for prenormative research in support of Eurocode 8 (EC8), the provisional European standards for the design of civil engineering structures in seismic areas. The research is performed jointly with 18 research organisations in the European Union grouped together in the PREC8 network under the European Commission's programme on Human Capital and Mobility.

The project of prenormative research in support of EC8 covers four major priority topics needing resolution to enlarge the current field of application of the code and improve its reliability. The identified priority topics are:

- *Reinforced concrete frames and walls:* The objective is to clarify the interrelation between a number of design parameters used in EC8 which, in a combined form, influence the nonlinear behaviour of structures subjected to earthquake motion. The parameters under study include regularity classification, values of the behaviour factor, methods of analysis and effects of capacity design procedures. The project also addresses the clarification of the requirements specified in EC8 for reinforcing steel in the light of the new steel production technologies in Europe and accounting for the ductility demands resulting from the design philosophy and quantified prescriptions included in EC8.
- *Infilled frames:* The main objective consists of contributing to the revision of all EC8 clauses which relate to the effect of infills on the seismic design and response of reinforced concrete frames and dual systems.
- *Bridges:* The main objectives for bridges are essentially related to regularity and behaviour factor procedures. Secondary objectives are related to capacity design procedures, second-order effects, asynchronous motion of piers and isolation/dissipation devices.
- *Foundations and retaining walls:* Of concern here are the seismic response and safety verification of direct foundations, deep foundations and retaining walls.

The place of ELSA in this programme is to perform the necessary large-scale confirmatory tests on various types of structures (frames and bridges) studied at small-scale or component level or by analytical methods by the other partners in the PREC8 network. The remainder of the present paper is devoted to a brief presentation of the large-scale pseudodynamic tests recently performed in the ELSA reaction-wall facility.

3.1 Tests on a Four-Storey R/C Frame

Fig.3 shows the general layout of a full-scale reinforced concrete frame designed according to Eurocodes 8 and 2 by the working group "R/C Structures" of the European Association of Structural Mechanics Laboratories (EASML) (Carvalho 1993).

It is a four-storey, high-ductility, framed structure. Dimensions in plan are 10m x 10m, interstorey heights are 3.0m, except for the ground storey which is 3.5m high. The structure is symmetric in one direction (that of testing) with two equal spans of 5.0m and slightly irregular in the other direction with span lengths of 6.0 and 4.0m. All columns have a square cross section (40x40cm), except for the interior column which is 45x45cm. All beams have a rectangular cross section with a total height of 45cm and a width of 30cm. A solid slab with a thickness of 15cm has been adopted for all storeys.

The materials used for the test structure are normal-weight concrete C25/30 as specified by Eurocode 2, and B500 Tempcore rebars and welded meshes. The selection of this

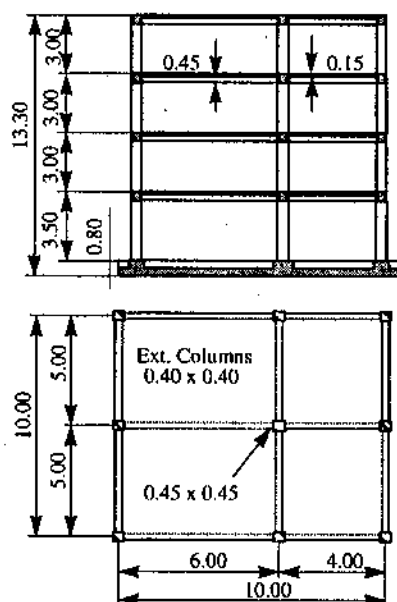


Figure 3. General layout of a full-scale reinforced concrete frame tested in ELSA

kind of steel, which was originally not included in EC8 provisions, is becoming dominant in many European countries, so the importance to assess the adequacy of this steel for earthquake-resistant construction has been recognized.

After the preliminary tests aiming at the dynamic characterization of the structure including the measurement of the structural stiffness, the structure has been tested pseudo-dynamically for two earthquake intensity levels, namely 0.4 (low-level) and 1.5 times (high-level) the accelerogram shown in Fig.4. The same figure, shows the storey displacements for the high-level test. More detailed results are presented in (Negro et al. 1994) and (Pinto et al. 1994).

The structure performed very well; the dissipation mechanism resulting from the capacity design method for frame structures as well as a 'uniform' energy dissipation were evidenced. The only concern is the apparent low damage sustained. In fact, despite the large values of interstorey drift (7 cm) neither spalling of the cover concrete, nor local instability of reinforcement were observed. However, the cracks at the beam-to-column interfaces remained permanently open which is the consequence of an important slippage of the bars in the joint leading to pronounced pinching of the hysteretic loops limiting the dissipation capabilities of the structure.

The structure had initially a natural frequency of 1.8 Hz. After the high-level PSD test a frequency of 0.8 Hz has been measured leading to a global frequency based damage index of about 0.4 which compares well with Park&Ang damage index computed assuming theoretical ultimate deformation capacity of the R/C members.

A definitive assessment of the damage suffered by the structure will be possible only when experimental data about the ultimate strength and ductility of the frame will become available. To this aim, a final test up to failure will be performed after the other tests foreseen for this specimen.

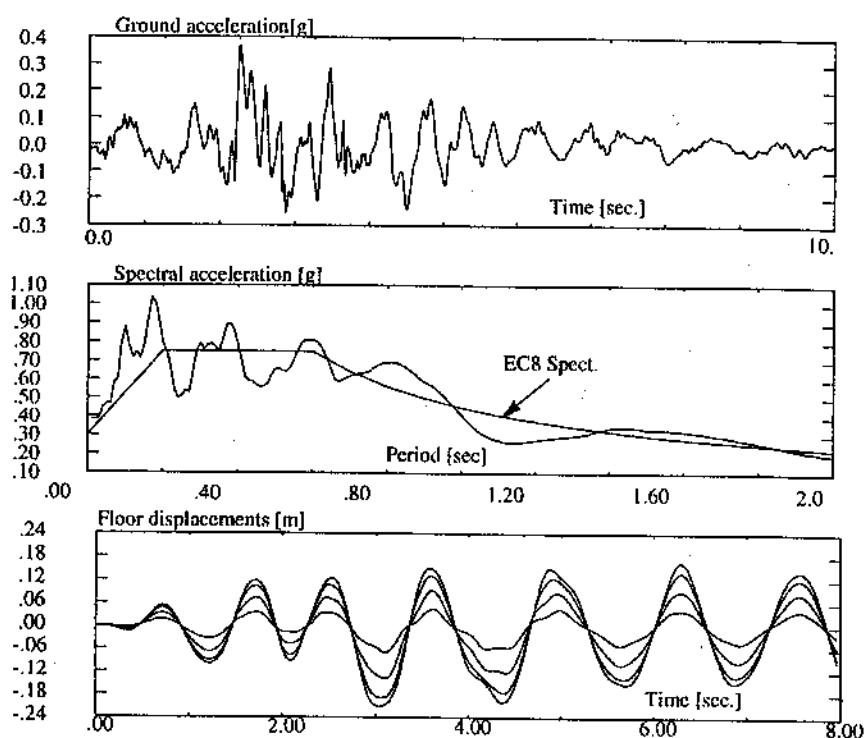


Figure 4. Earthquake signal, corresponding response spectrum and building response (floor displacements) for the high level earthquake.

3.2 Tests on a R/C frame with masonry infills

The exterior frames of the four-storey reinforced concrete building have been infilled with hollow brick masonry (Fig.5). This will allow to conduct pseudodynamic tests on the infilled structure, to improve the understanding of the effects of the masonry panels on the global response.

The modern seismic codes neglect, or take into account to a very limited extent, the effects of nonstructural masonry panels. Indeed, the masonry panels strongly change the behaviour of the main structure. In general, the presence of nonstructural masonry panels has a beneficial effect, because they significantly increase the global strength of the structure. On the other hand, they also increase the initial stiffness, so that the inertial forces may be increased to a large extent. The beneficial effect due to the increase of strength may or may not counterbalance the potentially negative effect due to the global stiffening of the structure.

Computer models are available to conduct parametric studies about the effects of the infill panels. Generally, phenomenological global models are used (Fardis & Calvi, 1994). These models are of the equivalent diagonal strut type. They are simple and robust, however, the calibration of the global properties is rather difficult. The experimental work conducted to-date (generally on simple one-storey one-bay infilled sub-

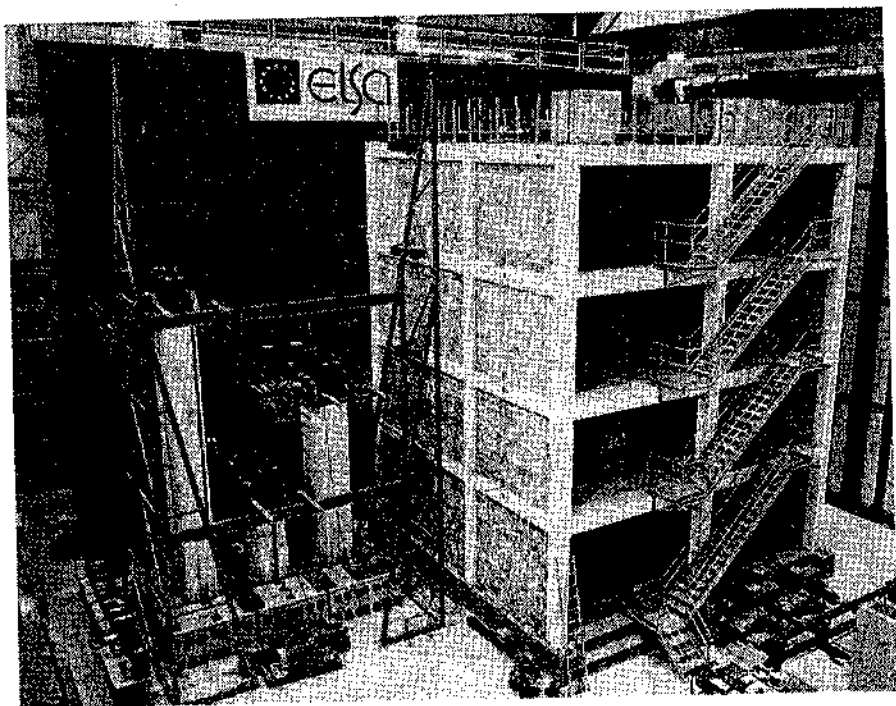


Figure 5. Experimental setup for the Infilled R/C frame and the substructured irregular bridge

assemblages), does not provide data for the calibration of the global models, since the basic properties of the material are generally not available. To fill this gap, a more refined model, is being developed at Ispra (Dellis & Anthoine, 1994). This includes 2D smeared-crack elements for masonry and concrete, and either full-bond or unilateral friction-less condition at the infill-frame interface. By means of a monotonic analysis, it is possible to calibrate the parameters required for the global models, starting from the basic properties of the materials.

Monotonic analyses of the test structure have shown that the results are extremely sensitive to the design assumptions. This confirms the need for the test to be conducted on the infilled frame, as well as the need for continuing the refinement of the computer models, to include effects such as friction at the interface.

An even more important issue about the effects of infills is their distribution. Irregular arrangement in plan and elevation may cause important concentration of damage in the frames, due to torsional effects or to the formation of soft-storey mechanisms. After the first test on the fully infilled structure, a second test will be performed without infills in the first storey, to create a soft-storey effect.

It is believed that this experimental activity will allow to validate and calibrate the available computer models, so that extensive parametric analyses can be carried out. The results of this study will assist in taking into account more realistically the effects of the infills, an issue which is thought to leave room for code improvement.

3.3 PSD Testing of R/C Bridges with Substructuring

3.3.1 General comments

The pseudo-dynamic testing method is a hybrid method combining the numerical integration of equations of motion of complex structures condensed on a reduced number of degrees-of-freedom (d.o.f.), with the experimental measurement of the reaction forces resulting from this motion.

Despite the potential of the PSD technique, direct testing of very large civil engineering structures like bridges would require several controlled d.o.f. that could exceed the experimental capabilities. It is however possible to extend the PSD field of application, at least when the behaviour of a part of the structure is well known, by introducing a substructuring technique (Dermitzakis 1985). This technique takes profit of the hybrid character of the PSD method in combining the numerical simulation of the known part of the structure, the substructure, with the physical testing of the remaining structural part, the tested structure. The method is well suited for bridges since their largest part, the deck, can be assumed linear elastic and then modelled by any finite-element software: only the piers, whose dimensions remain reasonable in many cases and where damage is expected, are tested in the laboratory.

A further advantage, which is again well suited for bridges, is the possibility of dealing with situations where the seismic excitation is asynchronous or presents different amplitudes along the foundation.

The use of substructuring techniques in PSD testing implies, for the substructure, a model and the time integration of its spatially discrete equations of motion. This model may present a number of d.o.f. greater, by some orders of magnitude, than the number of nodes actually controlled by the PSD algorithm. Thus, if the substructure is handled by a PC program the current capabilities of this controller program may easily be exceeded. To overcome this difficulty, the adopted strategy was to have two processes running in parallel: the one responsible for the PSD algorithm running in the PC (controller) and the other, responsible for the substructure, running in a remote workstation and communicating between them using standard network capabilities such as Berkeley sockets. Details of the ELSA implementation of PSD testing with substructuring are given in (Buchet & Pegon 1994).

3.3.2 Testing program

Included in the project of prenormative research in support of EC8-Bridges are the PSD testing of six bridges (1:2.5 scale) in the ELSA laboratory. These tests result from the combination of three different geometric configurations and five pier sections with different detailing (see Fig.6). Isolation devices between the piers and the deck are also to be considered. In addition, a preliminary quasi-static cyclic test with imposed displacement history will be performed on a short pier (modelling calibration). Thus, results from large scale laboratory tests will be available to help us to calibrate and/or improve EC8 design specifications.

The structures under analysis consist of a continuous deck supported by middle span piers and abutments at the extremities. Assuming a linear elastic behaviour for the deck, a substructuring technique can be adopted allowing the piers to be built and tested apart from the deck. In this case, the interaction between both structures, the piers in the laboratory and the numerical deck in the computer, is established through the real structure common points, i.e., the points connecting the piers to the substructure; a numerical step-by-step resolution algorithm finds the displacements to be applied on the top of the piers

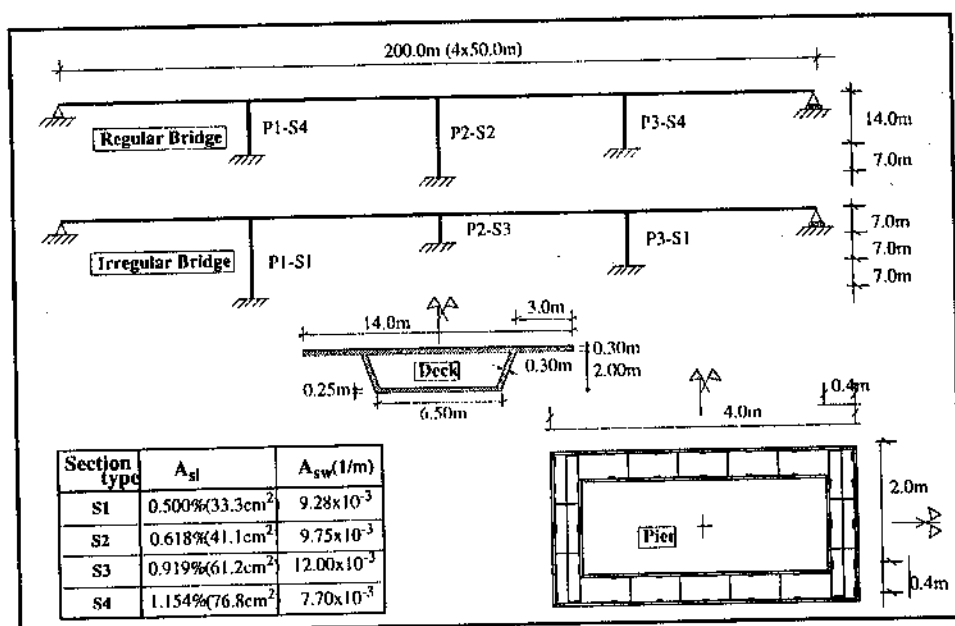


Figure 6. General characteristics of the bridges to be tested in ELSA (dimensions of the 1:1 scale)

so that the real reaction forces can be measured and taken in account in the numerical algorithm. Then, new displacements are calculated and applied to the piers closing the cycle. A view of the experimental setup for the irregular bridge of Fig.6 can be found on Fig.5.

Fig. 7 presents the first test results from one irregular bridge (B213A). The force-displacement diagrams of two piers (short and medium) highlight the 'vulnerability' of the short pier. However, the ductility demand, for the considered design seismic loading, is far away from ultimate ductile capacity of the bridge piers.

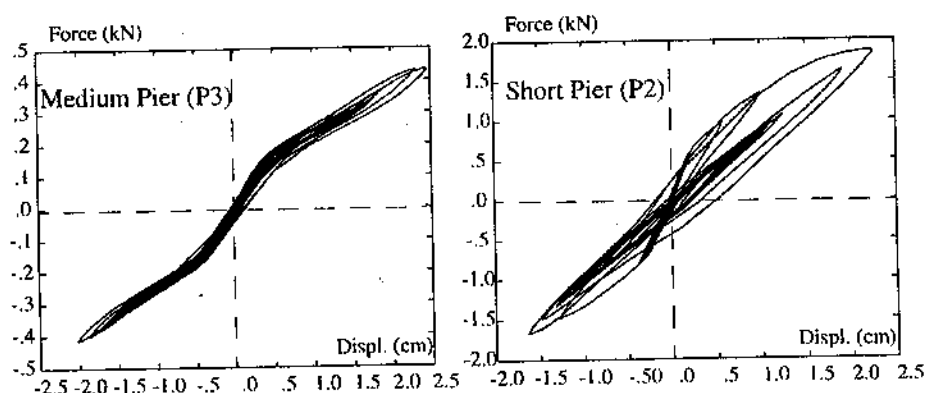


Figure 7. Force-displacement diagrams for the medium and short piers of the irregular bridge B213A

4 CONCLUSION

The general characteristics of the ELSA laboratory have been presented. Aspects related to the implementation of the pseudo-dynamic test method at the ELSA reaction-wall facility have been discussed and an overview of the testing activity at large scale conducted in the framework of an integrated European programme of pre-normative research in support of Eurocode 8 was given.

It is expected that this unique facility will contribute to the updating of the European design codes and subsequently increase the competitiveness of the European construction industry in earthquake prone zones.

REFERENCES

- Buchet, P. & P. Pegon (1994) "PSD testing with substructuring - Implementation and use". *Special Publication* AMU, STI, EC, JRC, Ispra, Italy.
- Carvalho, E.C., Editor (1993) "Cooperative Research on the Seismic Response of Reinforced Concrete Structures", *Final Report to JRC*, Ispra.
- Dellis, C. & A. Anthoine (1994) "Refined modelling of infilled panels: Preliminary study of the infilled frame to be tested at ELSA". *PREC8 Progress Report*.
- Dermitzakis, S.N. & S.A. Mahin (1985) "Development of substructuring techniques for on-line computer controlled seismic performance testing". *Report No. UCB/EERC-85/04*. UBC, USA.
- Eberg, E. (1988) "Pseudo-Dynamic Testing - Numerical Algorithms and Implementation", Division of Structural Engineering, The Norwegian Institute of Technology, Trondheim.
- Fardis, M.N. & M.G. Calvi (1994) "Effects of infills on the global response of reinforced concrete frames". *Proc. 10th European Conference on Earthquake Engineering*, Vienna.
- Kakaliagos, A., G. Verzeletti, G. Magonette, A.V. Pinto (1994) "Pseudo-Dynamic Tests on a Full-Scale Three-Storey Steel Moment Resisting Frame", *Proc. 10th European Conference on Earthquake Engineering*, Vienna, Austria.
- Magonette, G. (1991) "Digital Control of Pseudodynamic Tests", in *Experimental and Numerical Methods in Earthquake Engineering*, Donea, J. and Jones, P.M., Editors, Kluwer Academic Publishers, The Netherlands.
- Magonette, G. (1993) "The Digital Control of Pseudodynamic Tests", in *Experimental Methods in Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Mazars J. and Booth E., Editors, AFPS-SECED Colloquium, September 2-3.
- Negro, P., G. Verzeletti, G. Magonette, V. Renda (1994) "Pseudo-Dynamic Testing of a Four-Storey Full-Scale Reinforced Concrete Frame Building Designed in Accordance with Eurocodes 2 and 8", *Proc. 10th European Conference on Earthquake Engineering*, Vienna, Austria.
- Pinto, A.V., P. Negro, P. Pegon & A. Arede (1994) "Analysis of the 4 Storey R/C Building to Be Tested in the ELSA Reaction-Wall Facility", *Proc. 10th European Conference on Earthquake Engineering*, Vienna, Austria.
- Shing, P.B., & S.A. Mahin (1984) "Pseudodynamic test method for seismic performance evaluation: Theory and Implementation", *Report No UCB/EERC-84/01*, Earthquake Engineering Research Centre, University of California, Berkeley, CA.

PREFABRİKE ÇERÇEVELERİN DEPREM DAYANIMI İLE İLGİLİ BİR İRDELEME

SEISMIC BEHAVIOR OF PRECAST FRAME STRUCTURES A CRITICAL LOOK

Uğur Ersoy¹

SUMMARY

In this paper, requirements to be satisfied for earthquake resistant reinforced concrete structures are briefly discussed. The concept of capacity design, ductility and interstorey drift are critically reviewed.

Precast framed structures are classified into three groups; (a) pin-connected structures, (b) structures with moment resisting joints and (c) dual systems. The seismic resistance of each group is discussed and recommendations for design are made. Problems of precast structures with moment resisting joints related to seismic behavior are discussed in the light of METU tests. Findings and conclusion of these tests are stated.

ÖZET

Bu makalede önce depreme dayanıklı betonarme binalarda sağlanması gereken koşullar özetlenmektedir. Kapasite dizaynı, süneklik ve katlararası yer değiştirme kavramları kısaca irdelenmektedir.

Prefabrike çerçeve türü yapılar önce, (a) mafsallı çerçeveler, (b) moment aktarabilen bağlantılara sahip çerçeveler ve (c) perdeli sistemler diye üç gruba ayrıldıktan sonra, her gruptaki yapı sistemleri deprem dayanımı açısından irdelenmekte ve bazı öneriler yapılmaktadır. Moment aktarabilen bağlantılara sahip prefabrike çerçeve türü yapıların deprem davranışı ODTÜ'de yapılan deneylerin ışığında irdelenmektedir. Makalenin sonunda ODTÜ deneylerinde gözlenen sorunlar özetlenmektedir.

¹ Profesör, ODTÜ, İnşaat Müh. Böl., Ankara

1. GİRİŞ

Prefabrike yapı sistemleri son 40 yıldır ülkemizde yaygın olarak kullanılmaktadır. Prefabrikasyon önce, hızlı endüstrileşme sürecinde tek katlı endüstriyel yapılarda kullanılmış, daha sonra, özellikle 80'li yıllarda toplu mkonuta büyük parasal kaynakların aktarıldığı dönemde çok katlı yapılara geçilmiştir.

Prefabrike yapıların birçok avantajı vardır. Bunlardan en önemlileri aşağıda sıralanmıştır.

- Prefabrike betonarme elemanların fabrikada sıkı bir denetim altında üretilmesi, kalitenin daha iyi olmasını sağlamaktadır.
- Kalıp maliyeti düşmektedir.
- Beton dökümünün büyük bir oranı fabrikada yapıldığından, bu tür inşaat kötü hava koşullarından daha az etkilenmektedir.
- İnşaat çok daha kısa bir sürede tamamlanabilmektedir.

Tüm bu avantajlara karşın, prefabrike yapı sistemlerinin birdöküm (monolitik) sistemlere göre bazı zayıflıkları olduğu kuşkusudur. Bu kuşku, iki eleman arasındaki bağlantının birdöküm (monolitik) kadar iyi olamayacağı varsayımından kaynaklanmaktadır. Bağlantılar ile ilgili kuşku, özellikle yapının deprem davranışı ve dayanımı ile ilgilidir. bilindiği gibi, şiddetli bir depremde elemanlar ve birleşim bölgeleri elastik sınırlar ötesinde zorlanmakta, donatının yer yer akma konumuna ulaşarak plastik mafsalların oluşması kaçınılmaz olmaktadır. Ayrıca, depremde oluşan tersinir-tekrarlanır yükleme nedeniyle eleman ve birleşim her iki yönde de zorlanmaktadır. Bu durumda, birdöküme göre zayıf olduğu varsayılan prefabrike elemanlar arasındaki bağlantı, deprem davranışı için sorunlu görülmektedir. Bu kuşuklar nedeniyle en aykırı çözüm, prefabrike yapıları 1. ve 2. deprem bölgelerinde yasaklamaktır. İkinci aykırı çözüm ise, Deprem Yönetmeliğine özel hükümler koyarak prefabrike yapıların cezalandırılmasıdır. Örneğin, prefabrike yapıyı sünek kabul etmemek veya bu tür yapılar için süneklilik katsayısını azaltarak taban kesme kuvvetini aşırı artırmak gibi çözümler düşünülebilir. Yazarın kanısınca bu tür kestirme ve emniyetli yönde görülen çözümlerle prefabrik yapıları cezalandırma için haklı gerekçeler üretmek zordur. Bağlantının deprem davranış ve dayanımının olumsuz etkilenmesi, bağlantının konumuna ve bağlantı detayına bağlıdır. Bağlantı yeri iyi seçilen ve davranış gözönünde bulundurularak detaylandırılan bir prefabrike çerçevenin, birdöküm çerçeve kadar iyi davranamayacağını savunmak zordur. Bu yazının amacı, prefabrik yapıların, daha doğrusu prefabrike bağlantıların deprem dayanım ve davranışını irdeleyerek, bazı önerilen oluşturmaktır. Yazının başlığından da belli olacağı gibi, bu irdelemenin kapsamı çerçeve türü yapılarla sınırlanmıştır.

Prefabrike çerçevelerin deprem davranışını irdelemeden önce, betonarme yapıların deprem davranışını kısaca gözden geçirmek yararlı olacaktır.

2. BETONARME YAPILARIN DEPREM DAVRANIŞI

Depreme elastik sınırlar içinde karşı koyacak bir betonarme yapı oluşturmak mümkündür. Ancak, bina salt çerçevelerden oluşuyorsa veya karma sistemse, yapının elastik sınırlar içinde kalmasını ekonomik olarak sağlamak mümkün değildir. Bu nedenle, depreme dayanıklı yapı felsefesinde, olma olasılığı düşük şiddetli bir deprem altında yapının elastik sınırlar ötesinde zorlanacağı donatının yer yer akacağı kabul edilmektedir. Bu tür depremler altında amaç, yapının ayakta kalmasını sağlayarak, can kaybını önlemektir. Yapının ayakta kalması yeterli enerji tüketebilmesine bağlıdır. Yapının stabil kalabilmesi ve teçhizat ve mal kaybının en alt düzeyde tutulması da önemlidir. Bu da ancak yanal ötelemenin sınırlandırılması ile mümkündür.

Yukarıda tanımlanan davranışın elde edilebilmesi için, aşağıdaki üç koşulun sağlanması gerekir :

- (i) Yapı gerekli dayanıma sahip olmalıdır.
- (ii) Yeterli süneklik sağlanmalıdır.
- (iii) Yapının katlar arası görelî yer değiştirmesi sınırlandırılmalıdır (rijitlik).

Bu koşullar aşağıda kısaca irdelenecektir.

(i) Dayanım

Bu koşul mühendisin yakından bildiği bir kavrama dayanmaktadır ve düşey yük altında da sağlanması gereken bir koşuldur. Dayanımı doğru olarak hesap etmenin yolu, taşıma gücü yöntemidir. Dayanım iyi bilinen bir kavram olduğundan, burada ayrıntılı olarak irdelenmeyecektir. Ancak bir ilkenin bir kez daha vurgulanmasında yarar vardır. Betonarme eleman taşıma gücüne eğilme altında ulaşmak, bu kapasiteye ulaşmadan kesme ve aderans gibi gevrek kırılma türlerinin oluşması mutlaka önlenmelidir. Aderans bozulmasını önlemenin en etkili yolu, gerekli kenetlenme boyunun sağlanmasıdır. Yönetmelik (TS-500 ve Deprem Yönetmeliği) uygulandığında, gerekli kenetlenme boyu sağlanacaktır.

Kesme kırılmasını önlemenin en etkili yolu, kolon ve kirişlerin kesme dayanımını, eğilme dayanımından büyük tutmaktır. Bu koşul, Şekil 1 e göre hesaplanan kesme kuvvetlerine göre etriye konması ile sağlanmış olur. Şekil 1 de eleman uçlarında gösterilen momentler, çerçeve çözümlenmesinden elde edilen momentler değildir. Bunlar, malzemelerin karakteristik değerleri kullanılarak hesaplanan gerçek moment kapasiteleridir. Donatıdaki pekleşmeyi de dikkate almak amacıyla, moment kapasitesi hesabında f_{yk} yerine $1.25f_{yk}$ alınmalıdır. Karakteristik malzeme dayanımları kullanılarak ve donatının pekleşmesi de dikkate alınarak hesaplanan moment kapasitesi, M_p olarak gösterilmiştir.

Kirişlerde M_p hesaplanırken, daha kesin hesap yapılmıyorsa, basınç donatısı ihmal edilebilir ve malzeme hesap dayanımları (f_{cd} ve f_{yd}) kullanılarak hesaplanan taşıma gücü momenti M_t temel alınabilir.

$$\text{Kiriş için} \quad : \quad M_p \approx 1.4 M_r \quad (1)$$

$$M_r = A_s f_{yd} (0.9)d \quad (2)$$

$$\text{Kolon için} \quad : \quad M_p \approx 1.4 M_r \quad (3)$$

Kolon için M_r , en fazla momenti veren eksenel yük altında, f_{yd} ve f_{cd} kullanılarak hesaplanan moment taşıma gücüdür.

V_d nin eleman uçlarındaki moment kapasitelerinden hesaplanma yöntemine, "kapasite dizaynı" denir.

$$V_{d2} = \frac{ql}{2} + \frac{M_{p1} + M_{p2}}{l}$$

$$V_{d2} \leq V_r$$

$$V_d = \frac{M_{p1} + M_{p2}}{l}$$

$$V_d \leq V_r$$

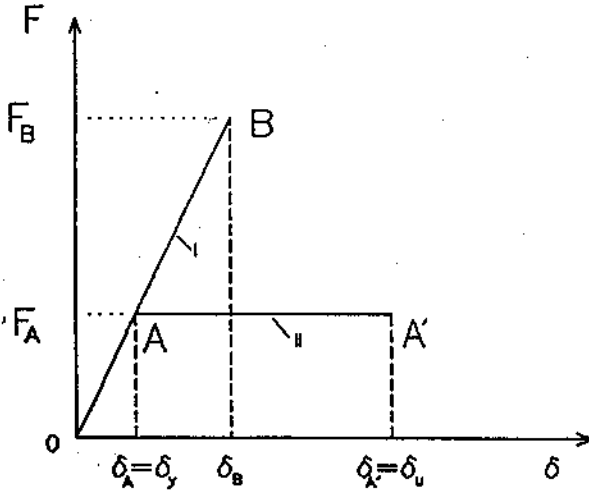
Şekil 1. Kolon ve Kirişte V_d nin Hesabı

(ii) Süneklik

Gerçek deprem kayıtları kullanılarak yapılan dinamik analizlerde, betonarme çerçevelerin bu tür şiddetli depremlere elastik sınırlar içinde karşı koyamayacağı görülmüştür. Çerçeve elastik kaldığı takdirde çerçevenin karşı koymak zorunda kalacağı eylemsizlik kuvvetleri çok büyük mertebelere ulaşmaktadır. Bu durumda çerçevenin ayakta kalabilmesi, yeterli enerji tüketimi ile mümkündür⁽¹⁾. Betonarme yapıda enerjinin çok büyük bir oranı donatı akması ile oluşan plastik mafsallarda tüketilir. Yeterli enerjinin tüketilmesi, plastik mafsallarda büyük dönmelerin oluşması ile mümkündür. Dönme kapasitesi, kesitin sünek olup olmasına bağlıdır.

Süneklik, bir kesit veya bir elemanın yük taşıma kapasitesinde belirgin bir düşme olmadan, büyük deformasyon yapabilme yeteneğidir. Görüldüğü gibi, bir eleman veya kesitin yeterli enerjiyi tüketebilmesi için sünek olması zorunludur.

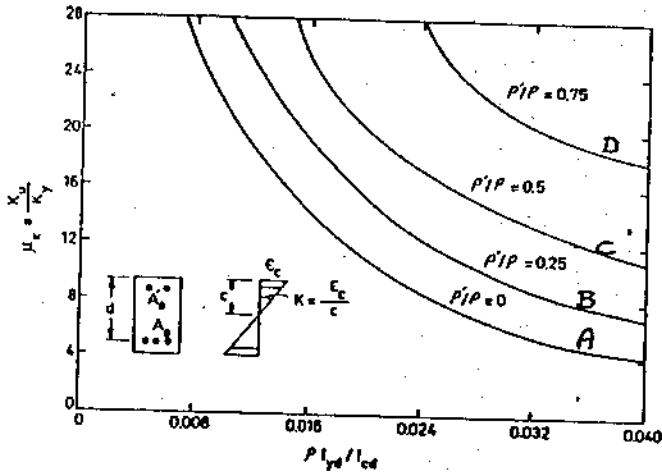
Yönetmeliklerde verilen yatay deprem yükleri gerçek yüklerin $1/4 - 1/5$ i mertebesinde dir. Bu azaltma, çerçevenin sünek davranacağı varsayımına dayanmaktadır. Şekil 2 de gösterilen iki çerçeveden I nolu çerçeve, depremi elastik sınırlar içinde kalarak karşılamakta, II ise A noktasında plastik mafsallaşma nedeniyle artan deformasyon altında enerji tüketmektedir. Yönetmelikte davranışın II gibi olacağı varsayımı ile, yük olan F_B yerine F_A verilmektedir. Bu nedenle, yönetmeliklerin sünek çerçeveler için öngördüğü F_A yükünü kullanan tasarımcı, bunun önkoşulu olan sünekliği sağlamak zorunda dır.



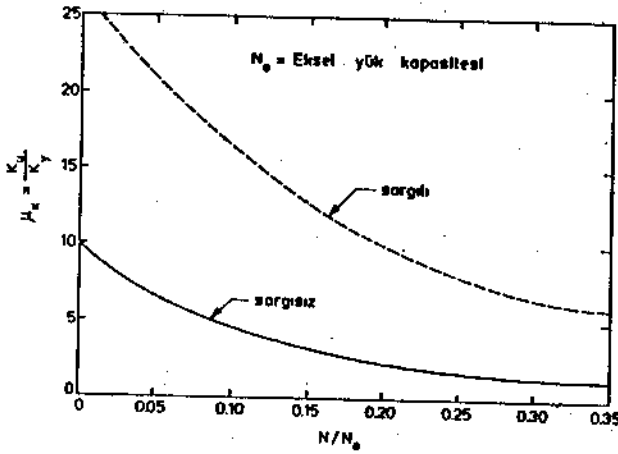
Şekil 2. Süneklik Nedeniyle Yük Azalması

Süneklik, kirişlerde çekme donatısı oranına bağlıdır. Şekil 3 teki A eğrisinden izlenebileceği gibi, donatı oranı arttıkça süneklik azalmaktadır. Eğrinin düşey eksenindeki süneklik katsayısı, en büyük birim dönmenin, akma anındaki birim dönmeye oranıdır. Şekil 3 teki dört eğri karşılaştırıldığında, basınç donatısının çekme donatısına oranının da sünekliği etkileyen önemli bir parametre olduğu görülür.

Kolonlarda süneklik, eksenel yük düzeyi arttıkça azalır. Şekil 4 te süneklik oranının eksenel yük düzeyine göre değişimi gösterilmiştir. N_o , kesitin eksenel yük taşıma kapasitesidir. Şekil 4 teki ikinci eğri sargılı beton içindir. Görüldüğü gibi aynı eksenel yük düzeyinde sargılı betonun süneklik katsayısı, sargısız betona oranla çok daha büyüktür.



Şekil 3. Kirişlerde Donatı Oranının Süneklığe Etkisi

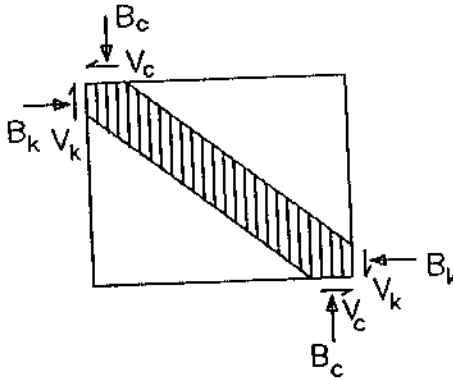


Şekil 4. Kolonlarda Süneklığın Eksenel Yük Düzeyi ile Değişimi

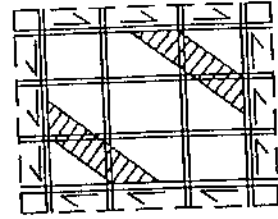
Özetlemek gerekirse, kirişleri sünek yapmak için çekme donatısı oranı küçük tutulmalı ve mutlaka basınç donatısı bulunmalıdır. Kolonlar eksenel yük taşımaları nedeniyle kirişlere oranla daha düşük süneklığe sahiptir. Kolonlarda süneklığı artırmanın yolu, kesiti olabildiğince büyük tutmak (N/N_0 oranını azaltmak) ve kolon kritik

bölgelerini iyice sargılamaktır (kolon uçları). Sargılamak kiriş uçlarında da mutlaka yapılmalıdır. Bu bölgelerde plastik mafsallaşma oluşacağından, bu bölgelerin dönme kapasitelerini arttırmak zorunludur. Kolon kirişe göre daha az sünek olduğundan, tasarımcı plastik mafsalların kolonlarda değil kirişlerde oluşmasını sağlayacak koşulları sağlamalıdır.

Kolon ve kirişi sünek yapmak yeterli değildir. Kolon-kiriş birleşimleri de moment ve özellikle kesme kuvvetini büyük hasar ve deformasyon oluşmadan aktarabilmelidir. Şekil 5 te gösterildiği gibi, birleşim bölgelerinde kesme kuvvetinin aktarılması, oluşan beton basınç çubuğu ve donatının olduğu kafes aracılığı ile sağlanır. Birleşimine saplanan kirişlerin kolon yüzünde akma konumuna ulaşması, beton basınç çubuğu ile kuvvet aktarımını olumsuz yönde etkiler. Bu aşamada, kuvvet aktarımında donatı kafesi büyük görev üstlenir. Bu nedenle birleşimlerdeki donatı detayı çok önemlidir.



(a) Beton Basınç Çubuğu



(b) Donatı Kafesi

Şekil 5. Kiriş-Kolon Birleşiminde Kesme Kuvveti Aktarımı

(iii) Katlararası Görelî Yer Değiştirmenin Sınırlanması

Yanal ötelemenin artması, kolonlardaki ikinci mertebe momentlerinin büyümesine neden olur. Narin kolonlar ve/veya rijitliği düşük yatay taşıyıcı elemanlardan (örneğin, kirişsiz döşeme) oluşan çerçeve sistemlerinde ve plastik mafsalların herhangi bir nedenle kolon uçlarında olduğu sistemlerde, deprem sırasında ikinci mertebe momentlerinin birkaç katına çıkarak, göçmeye neden olduğu birçok kez gözlenmiştir. Yanal deplasman, çerçeve stabilitesini de çokolumsuz yönde etkiler.

Katlar arası görelî yer değiştirme, teçhizat, bölme duvar, asma tavan v.b. taşıyıcı olmayan, ancak maliyeti yüksek elemanlarda büyük hasara neden olur. Büyük ötelenmeler yapmış bir yapının onarımı çok zordur ve bazı durumlarda olanaksızdır.

Katlar arası yer değiştirme, genelde iki kat arasındaki görelî yer değiştirmenin, kat yüksekliğine bölünmesi ile elde edilen bir endeksle ifade edilir. Bu endeksin gerçekteğerinin (gözlenen veya doğrusal olmayan çözümlemeden bulunan) 0.01 ile sınırlanmasının, hem ikinci mertebemomentlerini, hem de yapısal olmayan hasarı kabul edilebilir düzeyde tutacağı, depremde yapılan gözlemlerden ve laboratuvar deneylerinden anlaşılmıştır. Yönetmeliğimizde, süneklik nedeniyle azaltılmış yükler temel alınarak yapılan doğrusal çözümlemeden elde edilen değerlerin 0.0025 ile sınırlanması öngörülmektedir. Süneklik katsayısı 4 kabul edilirse, bu değer uygundur, $0.01/4=0.0025$.

Ülkemizde belki de en hafife alınan bu koşuldur. Gerçekte ise bu koşul en az diğer iki koşul kadar önemlidir ve depremlerde önemli bir hasar nedenidir.

3. PREFABRİKE ÇERÇEVELERİN DEPREM DAYANIMI

Bölüm 2 de betonarme yapıların depremlerde sağlıklı bir davranış göstermesi için sağlanması gereken koşullar kısaca irdelenmiştir. Bu koşulların prefabrike yapılar için de geçerli olacağı doğaldır. Prefabrike yapılarda, birdökm (monolitik) betonarme yapılardan farklı olarak, iki elemanı birbirine bağlayan bağlantılar vardır. Prefabrike yapıların deprem davranışındaki özel sorunlar da bu bağlantılardan kaynaklanmaktadır. Bu sorunları tam olarak bağlantı türünün kendine özgü sorunları vardır. Bu yazıda önce genel bazı irdemeler yapılacak, belirli bağlantı türleri örnek olarak kullanılacaktır. Ayrıca, yazının kapsamı çerçeve türü yapılarla sınırlanacaktır.

Genel bir irdeme yapılırken, çerçeve türü prefabrike yapıların üç ana grupta toplanması uygun görülmüştür. Ana başlıkları aşağıda verilen bu sistemler ayrı ayrı ele alınacaktır.

- a. Mafsallı bağlantılı çerçeveler.
- b. Moment aktarabilen bağlantılara sahip çerçeveler.
- c. Perdeli sistemler. Deprem yükünün perde duvarlarla taşındığı, çerçevelerin salt düşey yük taşıyıcı olarak tasarlandığı sistemler.

3.1 Mafsallı Bağlantılı Çerçeveler

Bu tür sistemlerde giriş kolon bağlantıları mafsallıdır. Genelde tek katlı endüstriyel yapılarda kullanılır. Çok katlı yapıldığında, depremden oluşan tüm yatay kuvvetler düzenlenecek perde duvarlarla alınmalıdır. Başka bir deyişle, çok katlı yapılarda mafsallı birleşimli çerçeveler ancak düşey yük taşıma amacı ile kullanılabilir. Bu sistemler, "Perdeli Sistemler" olarak irdelenecektir.

Tek katlı yapılarda, girişlerin her iki ucu da mafsallı olduğundan, girişler deprem momenti almaz, ancak yatay yük aktarırlar. Bu nedenle çerçeveyi mekanizmaya dönüştürecek plastik mafsallar kolonlarda oluşmak zorundadır. Bölüm 2 de gösterildiği ve irdendiği gibi, kolonların sünekliği girişlere oranla çok daha azdır. Bu nedenle deprem yönetmeliklerinde mafsallaşmanın girişlerde oluşmasını sağlayacak hükümler vardır (örneğin, kuvvetli kolon - zayıf giriş kavramı).

Mafsallaşmanın kolonlarda oluşmasının sakıncası elbette prefabrike çerçeveler için de geçerlidir. Ancak, sistemin tek katlı olması bu sakıncayı biraz olsun azaltmaktadır. Bilindiği gibi tek katlı çerçevelerde kolon eksenel yük düzeyi çok düşük olduğundan bu elemanlar kiriş davranışına yakın bir davranış sergilerler. Bu gerçek gözönünde bulundurularak, yeni deprem yönetmeliği taslağında tek katlı yapılar için mafsallı bağlantılara izin verilmektedir.

Yazar, mafsallı bağlantılı çerçeveler için, tek katlı da olsa bazı ek koşulların getirilmesine taraftardır. Bunlar aşağıda sıralanmıştır.

- a. Kolon boyutları büyük seçilmelidir. Yazarın kanısınca, $A_c \geq N_d / (0.2f_{ck})$ veya $A_c \geq N_d / (0.3f_{ck})$ koşulu sağlanmalıdır.
- b. Mafsallı birleşimlere sahip çerçeveler, diğer çerçevelere oranla daha fazla yanal ötelenme yaparlar. Ayrıca, kolonun temel düzeyinde oturduğu çanakların tam ankastrelik sağladığını savunmak olanaksızdır. Bu nedenle, tabanda oluşacak dönmeler, yanal ötelenmeyi büyük ölçüde artırabilir. Yazar bu konuda kaygılıdır. Bu nedenle, doğrusal çözümlemede yanal ötelenmeler mutlaka kontrol edilmelidir. Yazarın kanısına göre, bu konuda yapılacak araştırmalar tersini kanıtlamadığı sürece, bulunan yanal ötelenme 1.5 ile çarpılmalı ve bulunan ötelenmenin (δ/h) , 0.0025 i geçmediği kanıtlanmalıdır.
- c. Mafsallaşmanın kolon tabanında oluşması kaçınılmaz olduğundan, kolonlar bu bölgede özenle sargılanmalıdır.
- d. Yanal ötelenme büyük olacağından, depremde kirişlerin düşmesini önleyecek önlemler alınmalıdır.

3.2 Moment Aktarabilen Bağlantılara Sahip Çerçeveler

Depremde en sorunlu noktalardan biri, kolon-kiriş birleşim bölgeleridir. İyi detaylandırılmadığında, birdöküm çerçevelerde bile deprem sırasında büyük sorunlar çıkmaktadır. En önemli sorun, kesme kuvvetinin bu bölgede aktarımı sorunudur. Aktarma, Şekil 5 de gösterildiği gibi beton basınç çubuğu ve birleşim bölgesindeki donatı kafesi ile sağlanmaktadır. Ancak daha önce söylendiği gibi, birleşime saplanan kirişlerde, hemen kolon yüzünde oluşan mafsallaşma nedeniyle, beton aktarımının etkisi azalmakta, donatı kafesinin önemi artmaktadır. Bu bölgede mutlaka düşey çubuklar bulundurulmalı ve bunlar sargılanmalıdır. Böyle bir detay birdöküm birleşimlerde bile pratik birçok sorun çıkarmaktadır.

Yukarıdaki irdelemenin ışığında, kiriş-kolon bağlantılarının sorunlu birleşim bölgesi dışında yapılmasının en sağlıklı çözüm olacağı açıktır. Böylece iki zayıflığın aynı noktada oluşması önlenmiş olur. Bu öneri en ideal çözüm olmasına karşın, pratikte bazı sakıncalar içermektedir. Bu sakıncalar montaj zorluğundan kaynaklanmaktadır. Bu nedenle ülkemizde yaygın olarak kullanılan bu tür birçok bağlantı, birleşim bölgesinde yapılmaktadır. Bu durumda birleşim bölgesi ve bağlantı detayının çok iyi tasarlanması

ve yapılması gerekmektedir. Bu yapılırken, şiddetli bir depremde tersinmenin kaçınılmaz olacağı (kiriş alt yüzünde çekme) hiçbir zaman unutulmamalıdır.

ODTÜ, İnşaat Mühendisliği Yapı Mekaniği Laboratuvarında, bu tür bağlantıları içeren kiriş-kolon birleşimleri denendiğinde, yukarıda sözü edilen sorunların ne denli önemli olduğu ortaya çıkmıştır. Ayrıca deneyler, bağlantı ne denli iyi yapılırsa yapılsın, rijitliğin birdöküme oranla daha hızlı azaldığını ve dolayısıyla yer değiştirmelerin daha büyük olduğunu göstermiştir. Bu nedenle yazar, prefabrike yapılar için hesaplanan yanal ötelenmenin %25 büyütülmesini önermektedir.

3.3 Perdeli Sistemler

Perdeli sistemde deprem yükünün tümünü karşılayacak dayanım ve rijitliğe sahip perdeler oluşturulmalıdır. Bu durumda prefabrike çerçeveler salt düşey yük taşıyıcı elemanlar olarak düşünülebilir ve bunların süneklik koşulunu sağlaması beklenmez. Eski Doğu Bloku ülkelerinde bu sistem yaygın olarak kullanılmıştır. Bazı sistemlerde kolon-kiriş bağlantılarının mafsallı yapılması bile sakıncalı görülmüştür.

Yazar bu tür sistemler için aşağıdaki koşulların sağlanmasını uygun görmektedir.

- Öngörülen deprem kuvvetlerinin tamamının perdelerce rahatlıkla karşılanabileceği kanıtlanmalıdır.
- Prefabrike çerçeveler TS-500 de öngörülen koşullara göre boyutlandırılıp, detaylandırılmalıdır.
- Sistemdeki yanal ötelenme hesaplanmalı ve prefabrike çerçevelerin bu yanal deplasmanın iki katında sağlıklı davranacağı kanıtlanmalıdır.

4. MOMENT AKTARABİLEN BAĞLANTILAR

Daha önce belirtildiği gibi, bağlantıların kolon-kiriş birleşim bölgelerinin uzağında düzenlenmesi en sağlıklı çözümdür. Bu pratik nedenlerle yapılamadığında, iki zayıflık biraraya geleceğinden, bu bölgelerin detaylandırılması büyük önem taşır. Tasarımda, daha önce birdöküm birleşimler üzerinde yapılan deneylerde gözlenen davranış ve bu konuda oluşturulmuş ilke ve öneriler titizlikle izlenmelidir. Ancak bu yeterli değildir, çünkü prefabrik bir bağlantının nasıl davranacağını, deneysel veriler mevcut değilse, analitik olarak kestirmek mümkün değildir. Bu nedenle, eğer o tür bağlantı ile ilgili deneysel veri yoksa, bu bağlantıyı kapsayan kiriş-kolon birleşimleri mutlaka test edilmelidir. Deneyde, birdüze (monotonik) yükleme kesinlikle yeterli olmayacağından, depremi benzeştiren, tersinen-tekrarlanan bir yük programı uygulanmalıdır. Bu deneylerde davranış, dolayısıyla bağlantıların zayıflıklarını saptamak ve bunları geliştirmek mümkün olur. Ayrıca elde edilen yük-yerdeğiştirme, moment-birim eğrilik, kesme kuvveti-kesme deformasyonu ilişkileri analitik çözümlemede kullanılabilir. Deneylerde ayrıca, rijitlik azalması, enerji tüketimi gibi özellikler de

öğrenilmiş olur.

Bu yazıda, ODTÜ'de bu konuda yapılmış deneylerden bazı örnekler verilmesi uygun görülmüştür. Ancak bu yapılmadan önce, kiriş-kolon bağlantısında kullanılan yöntemlerin kısaca irdelenmesi yararlı olacaktır. Kullanılan bağlantı yöntemleri üç ana grupta toplanabilir.

a. Kuru Bağlantılar

Kuru bağlantılarda kiriş, kolona veya kolondan çıkan bir konsola çelik plakalarla bağlanmaktadır. Bağlantı, civatalarla veya plakaları kaynaklayarak yapılabilir. Kirişin doğrudan kolona bağlanması yerine, kolondan çıkan bir konsola bağlanması tercih edilmelidir. Böylece bağlantı birleşim bölgesinin uzağına kaydırılmış olur.

Depremden bağımsız olarak, bu tür bağlantılarla ilgili dört önemli sorun vardır; (a) çelik plakanın görüntüsü (mimari sakınca), (b) paslanma, (c) yangına karşı duyarlı olma ve (d) arazide yapılan kaynağın kalitesi?.

b. Yaş Bağlantılar

Bu tür birleşimlerde, prefabrike elemanlar arazide uç uca getirildikten sonra iki eleman arasındaki donatının sürekliliği sağlanır ve o bölge yerinde dökme betonla doldurulur. Kalıp ve montajı pratik kılmak amacıyla, bu tür bağlantılar genelde kolon-kiriş birleşim bölgesinde yapılmaktadır. Daha önce de söylendiği gibi, bu tür bir uygulama deprem davranışını olumsuz yönde etkilemektedir. Burada sözü edilen bağlantı detayının diğer bir dezavantajı da, bağlantı bölgesi ile ilgili donatı detayının ve betonun arazide yapılmasıdır.

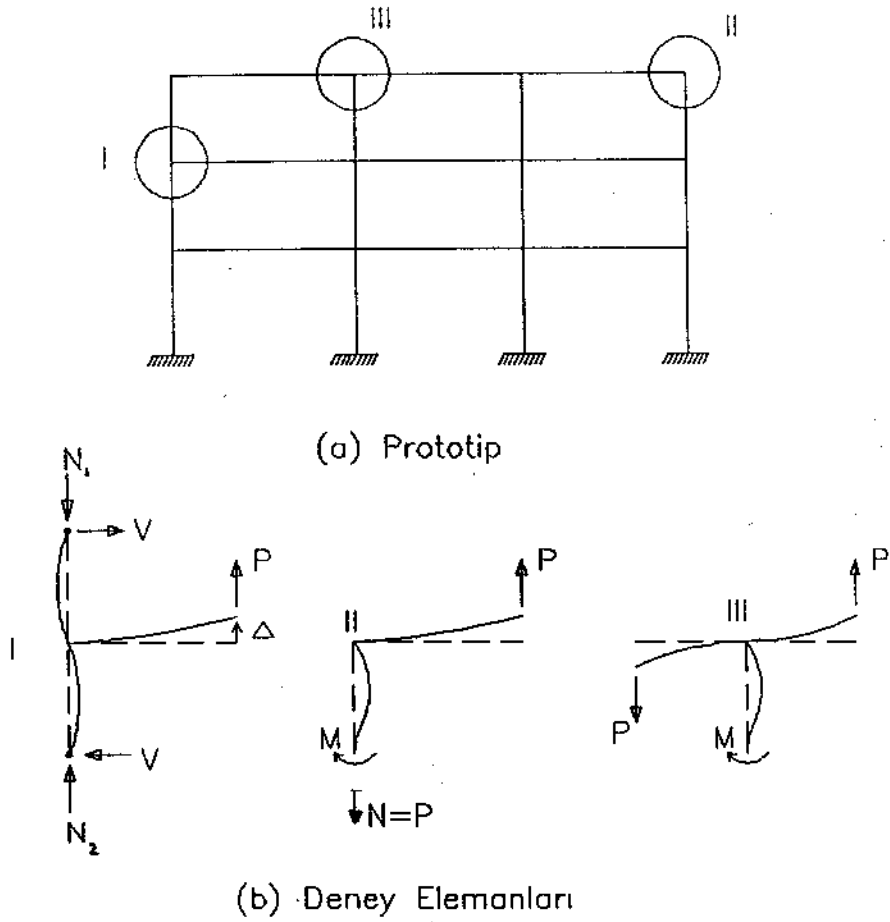
c. Ardgermeli Bağlantılar

Bu bağlantı türünde iki elemanın birbirine bağlanması ardgerme ile yapılmaktadır. Montajda ardgerme operasyonu, gerekli teçhizat ve organizasyonun şantiyeye taşınmasını gerektirir. Ayrıca uygulama deneyimli elemanlarla yapılmalıdır. Bu yöntem ülkemizde yaygın olarak kullanılan bir yöntem değildir.

5. ODTÜ DENEYLERİNİN ÖĞRETTİKLERİ

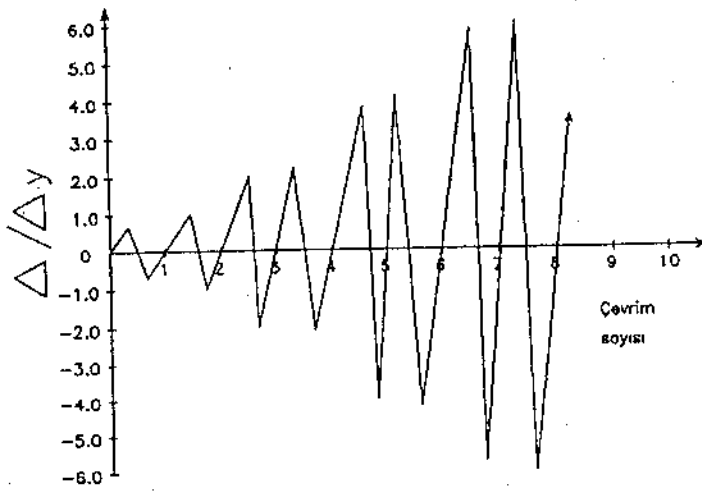
Bundan yaklaşık üç yıl önce, ülkemizde kullanılan bağlantıları içeren kiriş-kolon birleşimlerinin depremi benzeştiren yükler altındaki davranışını izlemek amacıyla, ODTÜ de kapsamlı bir deney programı başlatılmıştır. Bu deney programı TÜBİTAK, PREFABRİK BİRLİĞİ ve ODTÜ tarafından desteklenmiştir.⁽²⁾⁽³⁾⁽⁴⁾⁽⁵⁾⁽⁶⁾⁽⁷⁾

Deneylerde, prototipin denenmesi söz konusu olmadığından, Şekil 6 da I, II ve III olarak gösterilen elemanlar, tersinen ve tekrarlanan P yükü altında denenmiştir. I tipi deney elemanı için uygulanan yük programı Şekil 7 de gösterilmiştir.

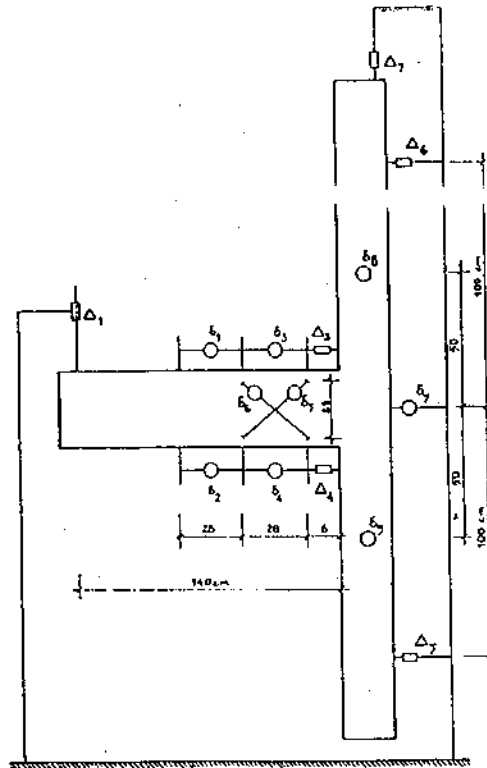


Şekil 6. Deney Elemanları

Şu anda tamamlanma aşamasında gelen bu araştırma projesinde, ülkemizde kullanılan dört ayrı tür bağlantı denenmiştir. Her deney dizisinde prefabrik elemanın yanısıra, aynı boyut ve donatıya sahip bir de birdöküm (monolitik) eleman denenmiştir. Bu elemanlardan elde edilen sonuçlar prefabrike eleman davranışı ile karşılaştırılarak bağlantılar ile ilgili değerlendirmeler yapılmıştır. Her deney dizisinde önce bugün kullanılmakta olan bağlantı detayı hiçbir değişiklik yapılmadan kullanılmıştır. Bu deneyde yapılan gözlemler ve elde edilen sonuçlara göre, bağlantı detayı geliştirilerek, elemanlar imal edilmiş ve denenmiştir.



Şekil 7. Yükleme Programı

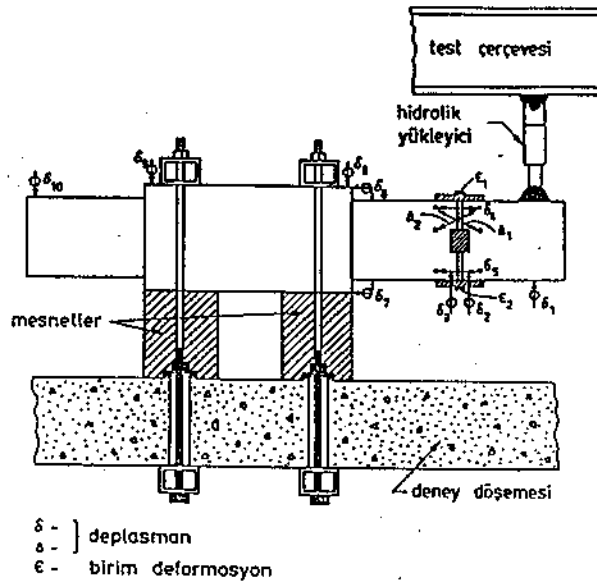


Şekil 8. Ölçüm Düzenegi

Bu deneylerden son derece ilginç sonuçlar elde edilmiştir. Bunun yanı sıra, tersinen-tekrarlanan zorlamalar altında ne gibi sorunlar çıkacağı gözlenmiş ve böylece iyi bir deneyim birikimi oluşmuştur. Deneylerde, prefabrike ile ilgisi olmayan, birdöküm birleşimler için de geçerli olacak ilginç sorunlar gözlenmiştir. Gözlenen sorunlar özetlenmeden önce, söz konusu deneylerin yapılmasının ne denli önemli olduğunu kautlamak amacıyla, iki deney dizisi ile ilgili bazı gözlemler örnek olarak verilecektir.

5.1 Kuru Bağlantı Örneği

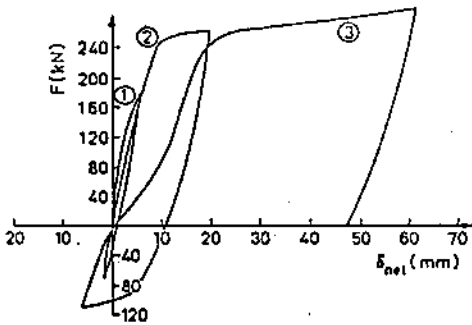
Bir firmamız tarafından 4-5 katlı binalarda kullanılması tasarlanan bağlantı Şekil 9 da gösterilmiştir. Bu sistemde giriş, kolondan çıkan konsola alt ve üstte kaynaklanan plakalarla bağlanmaktadır. Plaka kalınlığı, momenti oluşturan kuvvet çiftini ve kesme kuvvetini taşıyabilecek dayanımda seçilmiştir. Sözü edilen orijinal detayda Şekil 9 da gösterilen ara gövde plakası yoktur. Yazar ve arkadaşlarının bu detaya karşı çıkmaları üzerine bir deney dizisi yapılması kararlaştırılmıştır. Karşı çıkmanın nedeni (a) kesmenin, maksimum kesmenin olduğu bölgenin uzağında taşınmaya çalışılması ve (b) tersinen-tekrarlanan yük altında deformasyon sorunuydu. Yazar ve arkadaşları, hem deformasyon açısından, hem de kesmenin sağlıklı taşınması açısından bir gövde plakası önermiştir, Şekil 9.



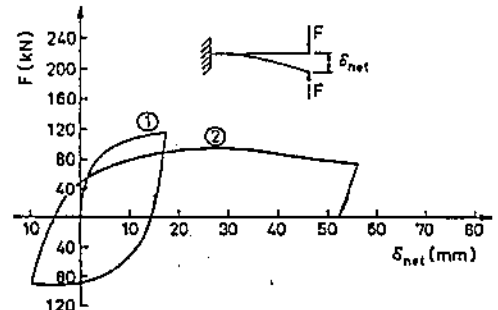
Şekil 9. Önerilen Bağlantı Detayı

Tersinen-Tekrarlanan yükleme altında tasarlanan bağlantı detayının büyük deformasyonlar yaparak sağlıklı bir davranış sergileyemediği gözlenmiştir. Yazar ve arkadaşları tarafından önerilen detay ise çok sağlıklı bir davranış sağlamıştır⁽²⁾. Bunun sonucu, yapılan binalarda önerilen detay kullanılmıştır.

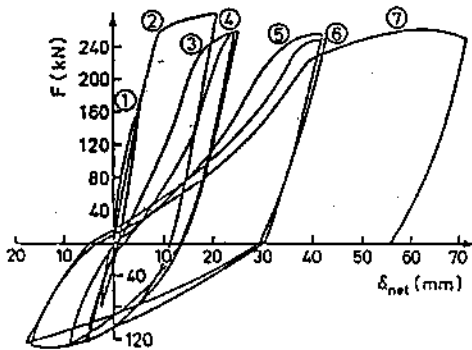
Şekil 10 da, birdöküm, ara plakasız ve ara plakalı prefabrike elemanların yük-deformasyon dönüşümleri gösterilmiştir. Görüldüğü gibi ara plakasız bağlantı birdöküme göre hem büyük deformasyonlar yapmış, hem de taşıması gereken yükün ancak yarısını taşıyabilmiştir. Buna karşın, ara plakalı bağlantıya sahip eleman birdöküm kadar iyi davranmış ve onun kadar yükü tersinen tekrarlanan zorlamalar altında taşımaya devam etmiştir.



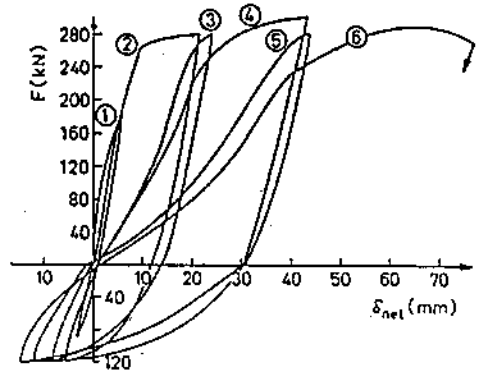
a) TR-1 Birdöküm (birleşim yok)



b) T3 - Gövde plakasız



c) T4 - Gövde plakalı - aralık = 30 mm

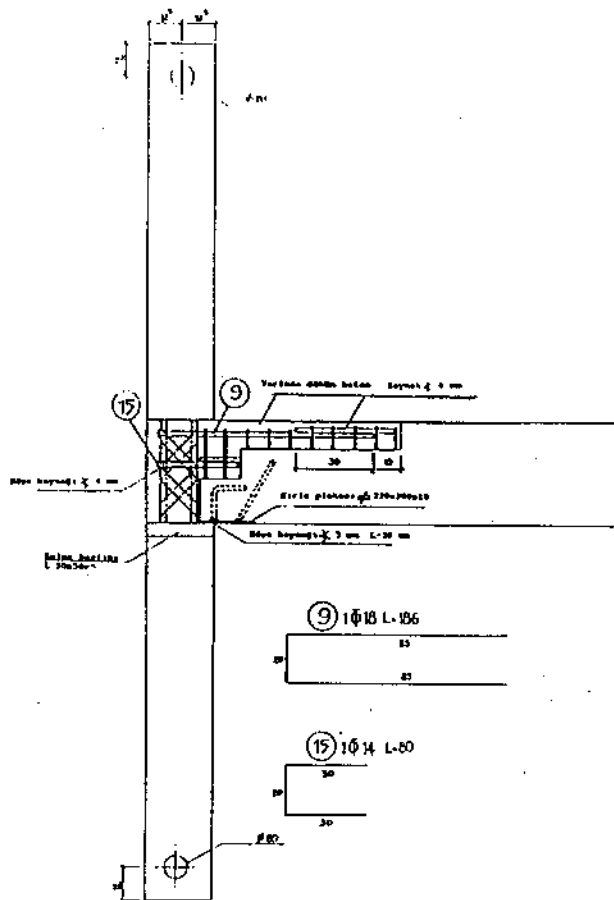


d) Gövde plakalı - aralık = 20 mm

Şekil 10. Yük-Deformasyon Eğrileri (Birdöküm ve Kuru Birleşim)

5.2 Yaş Bağlantı Örneği

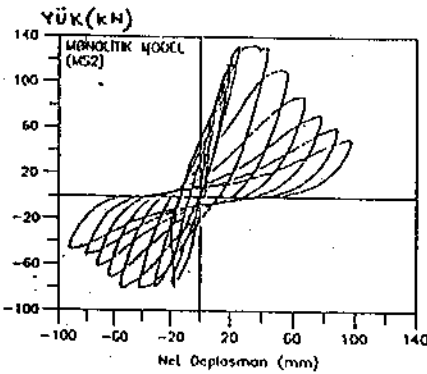
Denenen bağlantı türlerinden biri, Şekil 11 de gösterildiği gibidir. Bu sistemde alt ve üst kolon sürekli. Bu süreklilik, yerinde döküm bölgesinde (kiriş-kolon birleşim bölgesi) çelik bir kafesle sağlanmıştır. Kiriş alt kolonun üstüne oturtulduktan sonra, kiriş alt plakası kolon başlık plakasına kaynaklanmıştır. Üste ise kirişten çıkan filiz, yerinde döküm bölgesine yerleştirilen bir firkete donatıya bindirilerek kaynaklanmıştır. Birleşim bölgesine ayrıca bir adet daha firkete yerleştirilerek, bu bölgenin olabildiğince sargılanmasına çalışılmıştır.



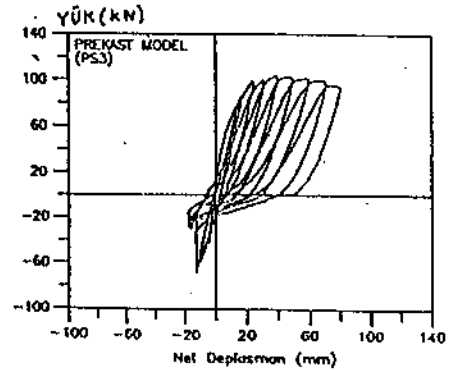
Şekil 11. PS2 Prefabrike Elemanı Bağlantı Detayı

Deneyde, tersinen tekrarlanan yük altında bu bağlantıda önemli zayıflıklar gözlenmiştir. En önemli sorun, ters yönde uygulanan yükleme sırasında ortaya çıkmıştır (kiriş alt yüzünde çekme). Bu aşamada kiriş alt plakasının ankraj çubukları kaynak yakınında kopmuş ve böylece kiriş ve kolon arasındaki bağlantı yok olmuştur. Ayrıca birleşim bölgesi büyük hasar görmüş ve eleman taşıma kapasitesine bu nedenle ulaşmıştır. Bu kabul edilebilir bir davranış değildir. Deneyden elde edilen yük-deformasyon dönüşümleri Şekil 12(b) de gösterilmiştir (Deney elemanı PS3). Bu davranışı birdöküm eleman davranışı ile karşılaştırmak amacıyla Şekil 12(a) da birdöküm eleman (MS2) deneyinden elde edilen eğriler de gösterilmiştir.⁽⁴⁾⁽⁵⁾ Görüldüğü gibi, özellikle ters yönde yükleme altında prefabrike eleman çok yetersiz kalmıştır. Ayrıca düz yöndeki yüklemelerde de istenen yük düzeyine ulaşamamıştır. Prefabrike elemanın rijidliği ve enerji tüketimi de birdöküme oranla daha azdır.

Bundan sonraki deneyde, bağlantı detayında yapılan iyileştirmelerle daha sağlıklı bir davranış elde edilmiştir.



a. Monolitik deney elemanı. MS2



b. Öndökümlü deney elemanı. PS3

Şekil 12. Birdöküm ve Prefabrik Eleman Yük-Deformasyon Eğrileri

5.3 Deneylerde Gözlenen Sorunlar

Deneylerde gözlenen sorunlar aşağıda özetlenmiştir. Görüleceği gibi, gözlenen sorunlardan bir bölümü bağlantılarla ilgili değildir ve birdöküm sistemler için de geçerlidir.

- a. Prefabrike elemanların bağlantılarının kiriş-kolon birleşim bölgesinde yapılması büyük sorunlar yaratmaktadır. Bu bağlantıların detayı değiştirilerek daha sağlıklı bir çözümün ek külfet getirdiği unutulmamalıdır.
- b. Bağlantı detayı ne kadar iyi olursa olsun, prefabrike kiriş-kolon birleşimlerinde tersinen-tekrarlanır yükleme altında gözlenen rijitlik azalması, öndöküme oranla daha fazla olmaktadır. Bu nedenle prefabrike yapılarda daha fazla yanıl ötelenme beklenmelidir.
- c. Kaynaklı bağlantılar sorun yaratmaktadır. Özellikle donatının plakaya kaynaklandığı yerlerde önemli zayıflıklar gözlenmektedir. Yapılan incelemede, bunun genellikle donatı niteliğinden kaynaklandığı gözlenmiştir. Kullanılan BÇ-III kaynaklanmaya uygun nitelikler içermemektedir. TS-708 de bu konuda büyük bir boşluk vardır.
- d. Yapılan tasarımlarda genelde yük tersinmesi gerektiği gibi dikkate alınmamıştır.
- e. Bazı elemanlarda donatı ucunda bulunan 90° kancalar, yönetmeliğin öngördüğü biçimde belirli bir çap etrafında bükülerek yapılmamıştır. Bunun sonunda donatı düşük gerilmeler altında o noktada kopmuştur. Yapılan ek deneylerde, yönetmeliğe göre bükülmeyen çubukların, akma kapasitesinin %20 sinde kırıldığı gözlenmiştir. Bu çok kritik bir sorundur!.
- f. BÇ-III olarak kullanılan bazı donatı çubuklarının, metalurjik özelliklerinin bozuk olması nedeniyle son derece gevrek olduğu gözlenmiştir. Bu deprem dayanımı açısından çok büyük bir sakıncadır.

6. SONUÇ VE ÖNERİLER

Yapılan deneyler sonunda elde edilen sonuçlar ve oluşturulan öneriler aşağıda özetlenmiştir.

- Prefabrike kiriş-kolon bağlantılarının deprem davranışını anlamının ve bunları geliştirmenin en etkili yolu, bunları depremi benzeştiren yükler altında denemektir. Bu zorunlu duruma getirilmelidir.
- Mafsallı kiriş-kolon bağlantılarına izin verilen tek katlı prefabrike yapılar için ek koşullar getirilmelidir. Bu tür yapılarda yanıl ötelenme büyük sorunlar yaratabilir.
- Kiriş-kolon bağlantısı olabildiğince birleşim bölgesinden uzaklaştırılmalıdır.
- Prefabrike yapılarda rijitlik, birdöküme oranla daha düşük alınmalıdır (örneğin, birdökümün %80 i).

- Tasarım aşamasında, bağlantı detayları oluşturulurken yük tersinmesi mutlaka dikkate alınmalı ve sistemin tersinen yük altında o yöndeki giriş kapasitesine kadar zorlanacağı unutulmamalıdır.
- Plakaya kaynatılan donatı çubukları varsa, bu çubukların kaynaklanabilir olduğu deneylerle kanıtlanmalıdır.
- Donatının belirli bir çap etrafında bükülmesine özen gösterilmelidir.
- Kullanılacak donatı çubukları için gerekli, (a) çekme deneyi, (b) bükme deneyi ve (c) metalurjik deneyler mutlaka yapılmalıdır. Piyasadaki donatı çeliği ile ciddi kuşkular vardır.
- TS-708, kaynaklanabilir çelik çubuklar konusunda revize edilmelidir.

YARARLANILAN KAYNAKLAR

1. Park, R., "General Earthquake Resistant Design, Considerations for Prefabricated R/C Building Systems", Report Submitted to UNIDO, 1984.
2. Ersoy, U., and Tankut, T., "Precast Concrete Members with Welded Plate Connections Under Reversed Cyclic Loading", PCI Journal, July-August 1993, Precast Concrete Inst.
3. Ersoy, U.b, Tankut, T., ve Baysal, M.Z., "Türkiye'de Kullanılan Önüretimli Bir Kolon-Kiriş Birleşiminin Deprem Davranışı", Prefabrik Dergisi, Nisan 1992.
4. Yağcı, S., "Behavior of an Improved Exterior Precast Beam-Column Joint Under Reversed Cyclic Loading", MS Thesis, METU Civil Eng. Dept., Ankara, 1993.
5. Bengi, U., "Prefabrike B/A Kiriş Kolon Birleşimlerinin Deprem Davranışı", Y. Lisans Tezi, Gazi Üniv., İnşaat Blm., 1993.
6. Öztuğ, C., "Seismic Performance and Improvement of an External Precast Concrete Connection", MS Thesis, METU Civil Eng. Dept., 1994.
7. Dönmez, C., "Seismic Performance of a Precast Concrete Connection Used in Single Storey Buildings", MS Thesis, METU Civil Eng. Dept., 1994.

CURRENT TRENDS IN EUROPEAN EARTHQUAKE RESISTANT ANALYSIS AND DESIGN OF REINF. CONCRETE STRUCTURES

AVRUPA'DA BETONARME YAPILARIN DEPREME DAYANIKLI ANALİZ VE TASARIMINA İLİŞKİN GÜNCEL EĞİLİMLER

Michael N. Fardis¹

ABSTRACT

The recent Eurocode 8 is considered to represent the latest word in codified earthquake resistant design. The implications of its provisions for reinforced concrete structures are presented. It is shown, through the results of its application to several typical reinforced concrete buildings, that the three ductility classes provided by the code are almost equivalent, in terms of materials cost and of achieved performance. Particular emphasis is given to the impact of the code provisions on the analysis and design process, which becomes relatively complex and computationally demanding. Practical ways of expediting this process are suggested. Possible pitfalls from the blind application of the code provisions are indicated and points where the latter may be improved in the future are suggested. In a different theme, the basic idea of the recently proposed displacement-based design concept is presented, and the differences from the conventional force/strength-based approach are identified. A general scheme for the application of the concept to multistory reinforced concrete buildings is proposed.

INTRODUCTION: THE EUROCODES

One by one the Eurocodes have become in the last few years prenorms (ENV) in the countries of CEN (Comité Européen de Normalisation). The set of Eurocodes covers in a unified and internally consistent way the design actions (permanent and occupancy loads, wind, snow and seismic actions, etc.), rules for the design and construction of concrete, steel, composite (steel-concrete), masonry and timber structures, foundations, retaining structures and geotechnical aspects and, last but not least, earthquake resistant design. It includes separate parts for buildings, bridges, towers, silos, tanks, masts, chimneys and pipelines, and is supplemented with other European Norms or ENVs on materials, such as ENV206 for concrete. Regarding concrete, EC2 covers not only the most common case of cast-in-situ normal weight reinforced or prestressed concrete, but also precast, lightweight, or plain (unreinforced) concrete and prestressing with unbonded tendons.

During their tenure as prenorms, the Eurocodes are undergoing testing through trial applications and will be the subject of formal inquiries within the CEN countries,

¹Prof. Univ. of Patras, Civil Engng. Dept., Patras, Greece

in order to become more operational and to narrow the gaps with the diverse and often conflicting national standards currently in use. At the end of this period and around the year 2000 the Eurocodes are expected to be revised and converted into European Norms (ENs). Formally this will mean that CEN countries will have to withdraw national standards conflicting with them and to give the Eurocodes the status of national standards, with some allowance, though, for limited variations ("boxed values", "National application documents") to cope with deep-rooted differences in local design and construction traditions. Due to its completeness, rationality and internal consistency and its future application as the single structural design standard in the unified market of the continuously growing group of EU and affiliated countries, the Eurocodes seem bound to penetrate the international market and to strongly affect national standards even in countries far away from Europe.

EUROCODE 8 PARTS 1-1 & 1-2: SEISMIC ACTIONS, GENERAL REQUIREMENTS FOR STRUCTURES AND GENERAL RULES FOR BUILDINGS.

Part 1-1 of the recently finalised and approved as ENV 1998-1-1 to 1-3, Eurocode 8: "Earthquake Resistant Design of Structures, Part 1-1: General Rules and Rules for Buildings", contains mainly the general requirements and the definition of the seismic action. The requirements are two: Structures are required to withstand the design action without local or general collapse and to suffer little structural or non-structural damage under a "service" earthquake of moderate intensity with higher probability of exceedance than the design ground motion. The design seismic action is generally given in terms of a design ground acceleration with a mean return period of 475 yrs (10% exceedance probability in 50 yrs) for usual structures and a normalised elastic acceleration response spectrum with a soil-type-dependent standard shape. As the code adopts the conventional force/strength-based design approach outlined at the beginning of the last Chapter of this paper, design is based on a design acceleration response spectrum, generally derived by dividing the ordinates of the elastic spectrum by the "behavior" factor q . To take into account in a conservative way dynamic effects on flexible structures, in the constant velocity and the constant displacement ranges elastic spectral ordinates are magnified by a factor proportional to $T^{1/3}$. The design spectrum includes the novelty of a period-dependent q -factor for the low-period rising range of the elastic spectrum, such that at $T=0$ the design acceleration is always equal to the ground acceleration, changing thereafter linearly up to the constant acceleration plateau.

Part 1-2 deals with buildings and sets the general rules for their structural layout (regularity in plan and in elevation), for the methods and the loads and load combinations to be used in the analysis and for the verification of the ULS (Ultimate Limit State - no collapse requirement) and the SLS (Serviceability Limit State - limitation of damage). Regarding regularity, structures which are classified as irregular in plan (either because their shape in plan deviates from the rectangular by more than 25% in one of the two directions, or because at any story they develop under the equivalent lateral seismic loads acting at a 5% eccentricity with respect to the center of mass, maximum horizontal drifts exceeding the mean story drift by more than 20%), should be analyzed

in 3D. However, as we will see below, this "penalty" has little practical significance.

Structures which are classified as irregular in elevation, either because they have story-to-story setbacks exceeding 10% on one side and 30% total over the height if on one side (single setbacks of less than 50% in the lower 15% of the building are not considered as source of irregularity), or because one or more vertical elements do not run uninterrupted from top to bottom, are penalised by a 20% reduction in the q -factor (i.e. increase of the design action by 25%) and by the requirement to perform a full multimodal analysis instead of a static one for lateral loads proportional to a linearly increasing with height first mode shape.

The analysis is performed with gross (uncracked) section stiffnesses of RC members, and inertial forces are computed for simultaneous action of the quasi-permanent part (30% for residential and office buildings) of occupancy loads, reduced by half for all independently occupied stories other than the top. With the exception of structures which are classified as regular in plan and in elevation (for which the analysis can be static for the above mentioned "inverted-triangular" equivalent lateral loads and accidental torsion effects can be approximately accounted for by multiplying seismic internal forces by a factor which increases linearly from 1.0 at the center of mass of the plan to 1.3 at the outermost structural element), the multimodal response spectrum analysis should be applied, with complete quadratic combination of the contributions of modes with periods which differ by less than 10%, and SRSS combination for all other modes. The number of modes to be considered in each direction should provide a total effective modal mass of at least 90% of the real mass. The effects of a 590 accidental eccentricity of static inertial lateral forces in each horizontal direction should be added to the results of the multimodal dynamic analysis.

Each horizontal component of the earthquake is considered to act together with 30% of the horizontal component in the orthogonal direction. In addition, in structures with beams spanning over 20m, or prestressed, or supporting vertically interrupted columns, the vertical component of the earthquake should be considered also, combined with 30% of both horizontal components.

EC8 is characterised by a high degree of sophistication, rationality and technical completeness, allowing the design of structures which are at the same time economic and safe, even against an extremely uncertain action, such as the seismic. However this power is at the expense of simplicity, of the contents of the code itself and of its application. At the top of the list of the most computationally demanding code provisions are those regarding the combinations of the seismic action (simultaneous action of earthquake components, 5% accidental eccentricities of the masses in plan, etc., taken with all possible combinations of signs), the variety and sophistication of the methods of analysis, depending on the degree of irregularity of the structure, etc. Moreover, the capacity design rules of Part 1-3, Concrete, introduce considerable coupling between the various phases of design of the same element (design for bending and determination of longitudinal reinforcement in beams, columns and walls and design for shear) and the design of different elements (capacity design magnification of column moments depending on the flexural capacities of beams and their seismic moments from the analysis, verification of a beam-column joints in shear depending on the longitudinal rein-

forcement of the elements framing into it, etc.). Because of the amount and complexity of the computations required by Parts 1-1 and 1-2 and of the volume of analysis and design information to be stored and transferred for the needs of the various phases of design according to Part 1-3, use of a computer and of the appropriate software is essential for the application of EC8 for the design of even very simple structures.

With the above in mind, the criterion for the operability of the code provisions is their generality and applicability to the entire spectrum of design situations. Therefore, supposing that the designer has at his disposal a general computational tool which allows analysis in 3D ("spatial"), it makes computationally no sense to use two separate 2D "plane" models to analyze structures which are regular in plan, as allowed by Part 1-2, and to combine then (manually?) the results of the two separate planar analyses and those for the gravity loads (in 2D or 3D?) for the purposes of proportioning and verification. Similarly, as the multimodal response spectrum ("dynamic") analysis not only captures better the effects of irregularities in elevation on the dynamic response, but also gives overall about 10% more economic (less conservative) results for regular structures than the equivalent static, it makes sense to use the former instead of the latter as the standard method of analysis even for regular structures. The implication for member proportioning is that, since the SRSS and the "complete quadratic combination" rules for the combination of modal contributions to each internal force give positive results, the latter have to be considered in the various combinations of actions with a + and a - sign. Finally, accounting for torsional effects through static analysis with torsional story moments resulting from static story horizontal forces according to the general provisions of Part 1-2, should be preferred over the approximate and less general alternatives allowed therein or in Annex B of Part 1-2 for regular in plan structures, as it gives more accurate and economic results for proportioning.

For the purposes of member proportioning it is not necessary to compute all $2^5 = 32$ values of an internal force resulting from the combinations of signs of the two horizontal components of the seismic action with the signs of the corresponding torsional effects, etc. Two values, one for each horizontal direction E_x and E_y of the seismic action, each with a + and a - sign, are enough instead: the absolute value of the internal force due to E_x (resp. E_y) is added to that of the corresponding internal force due to the accidental eccentricity of E_x (resp. E_y), e_{Ex} (resp. e_{Ey}); the result of this combination of E_x and e_{Ex} (resp. E_y and e_{Ey}) is added to 30% of the corresponding combination of E_y and e_{Ey} (resp. E_x and e_{Ex}), according to par.3.3.5.1(3) of Part 1.2. The resulting two positive values are taken then in proportioning with + and - sign.

EUROCODE 8 PART 1-3, CONCRETE: BEHAVIOR FACTORS AND DUCTILITY CLASSES

The concrete part of EC8 Part 1-3 gives the values of the behavior factor q , for RC structures, as a reference value which depends on the type of the structural system reduced for special effects such as irregularity in elevation, squat shear walls and local and overall ductility. If the minimum for all horizontal directions torsional radius of the structure (square root of the ratio of the torsional to the translational stiffness of the

vertical elements) is at least 80% of the radius of gyration of its plan, the reference value of the behavior factor, q_0 , is 5.0 if frames or coupled walls take at least 50% of the base shear, and 4.5 or 4.0 if non-coupled walls take between 50% and 65% or over 65%, respectively, of the base shear ("wall-equivalent" and "wall" systems). Systems not satisfying the minimum torsional rigidity condition above ("core" systems) have q_0 equal to 3.5, while in those with at least 50% of the mass in the upper third of the height or with most of their resistance concentrated at the base of a single element ("inverted pendulum"), q_0 is equal to 2.0. In "wall-equivalent", "wall" and "core" systems with average wall aspect ratio, $\alpha_0 = \Sigma h_w / \Sigma l_w$, less than 3, the q factor is reduced by dividing q_0 by $2.5 - 0.5\alpha_0$, while an irregularity in elevation according to Part 1-2 is penalized by a reduction in the q value by 20%.

Part 1-3 provides for three "Ductility Classes", DCH (High), DCM (Medium) and DCL (Low), according to the energy dissipation capacity of the structure and of its members, as this capacity is determined from the prescribed detailing and capacity design rules of this Part of EC8. In DCM and DCL the q factor is reduced by 25% and 50% respectively over the reference value after any reduction for irregularity in elevation or wall aspect ratio. Therefore for the same ground acceleration a DCL structure is designed for 1.5 the base shear of a DCM one, which in turn is designed for 1.33 the base shear of a DCH structure. On the other hand, the capacity design and detailing requirements of Part 1.3 become more demanding with increasing ductility class. The idea is to leave to the member countries the selection of the ductility class(es) for which structures in the various countries will be designed. DCL will be more appropriate for low seismicity regions with little emphasis and tradition in earthquake resistant design and construction. DCH, on the other hand, may be best for high seismicity regions with high standards and tradition in workmanship and quality control, especially as far as placement of the reinforcement is concerned.

The writer has designed 22 RC frame and 4 "core" wall buildings in 3D, ranging from 3 to 12 stories, to study the effect of designing the same building for a different ductility class. It was found that in frames the three DCs lead to about the same total quantities of steel and concrete, with a shift in the ratio of column-to-beam total steel from 55%-45% for DCL, to 60%-40% for DCM and 65%-35% for DCH, and a change in the ratio of longitudinal-to-transverse steel from 80%-20% for DCL, to 75%-25% for DCM and 60%-40% for DCH. In the wall structures, irrespective of DC this ratio came out around 55%-45%, while the fraction of the total steel in the vertical elements is about equal to the fraction of the base shear taken by the walls.

The shift of the quantity of steel in frames from beams to columns with increasing ductility class is due on the one hand to the fact that proportioning of the beam longitudinal reinforcement is based on bending moments from the analysis, which decrease by 25% when we go from DCL to DCM and by one third when we go from DCM to DCH, and on the other to the capacity design magnification of column moments in DCM and DCH, which increases design moments over those resulting from the analysis for DCL. The shift from longitudinal steel to transverse is due on the one hand to differences in the design for shear (capacity design determination of design shear force in beams of DCH and in columns of DCH and DCM, reduction in the

contribution of concrete to shear strength with increasing ductility class, etc.) and on the other to the more stringent minimal measures on stirrups of beams and columns and to the more demanding confinement provisions for columns of higher ductility class.

The 22 frame structures above are been subjected to nonlinear dynamic analyses for 4 input motions compatible to the elastic response spectrum of EC8 and scaled to 1.0, 1.5 and 2.0 times the ground motion intensity. Preliminary results show very satisfactory performance (very little structural damage) even under twice the design ground motion, and very similar fragility curves (i.e. increase of total and interstorey drifts and structural damage with ground motion intensity) for the different ductility classes. For the same design ground acceleration, designing for higher DC results in only slightly better nonlinear behavior, in terms of plastic hinging and member damage. This confirms the equivalence of the three ductility classes in terms of performance and reliability. In view though of the minor and non systematic effect of the DC on the total quantities of steel and concrete, these results may raise doubts over the advisability of applying a class such as DCH, which is very demanding in workmanship and design.

EC8 PART 1-3, CONCRETE: MEMBER PROPORTIONING AND DETAILING

Despite the apparent volume of the R.C. part of EC8 Part 1-3, the writer has summarized in 4 pages of Tables practically all EC8 and EC2 provisions for proportioning and detailing of beams, columns and walls (Fardis 1994). The information in those Tables may be sufficient to a designer familiar with the basic rules and symbols of EC2 and the principles of modern seismic design. Some comments on the implications of the proportioning and detailing provisions are given below.

Exceedance of the maximum steel ratio, ρ_{max} , at the top flange of the supports is usually the single limiting factor for the cross-sectional dimensions of DCH and DCM beams. Due to the dependence of ρ_{max} on ρ'/ρ , slightly undersizing the top reinforcement and oversizing the bottom one assists in observing ρ_{max} . The limitation on the maximum diameter of beam bars crossing beam column joints often controls the cross-sectional dimensions of columns, esp. in low-rise buildings or in corner columns of high-rise ones where the minimum over all seismic load combinations axial force is low.

Regarding columns, if the analysis for the seismic action is "equivalent" static, as allowed for structures which are regular both in plan and in elevation, the signs of internal forces are maintained and column cross-sections can be verified for only 4 seismic action $M_x \cdot M_y \cdot N$ triads. For multimodal response spectrum analysis, the need to consider all combinations of signs of M_x , M_y , N leads to $2^3=8$ $M_x \cdot M_y \cdot N$ triads for each horizontal component of the seismic action, i.e. 16 total. Biaxial verification for these triads is more general and accurate and gives more economic results than the uniaxial $M_x/0.7 \cdot N$, $M_y/0.7 \cdot N$ simplification allowed for columns of DCM and DCL structures.

The novel capacity-design magnification of column moments from the analysis, is very general and hence computationally convenient. The trial designs of the 26 buildings have shown that it gives results which are reasonable, economic and satisfactory from the point of view of column safety.

Columns stirrups are usually dictated by the minimal measures on their diameter and spacing. The requirement on stirrup volumetric ratio for confinement is seldom controlling, and if so only at first story corner columns where seismic axial load is maximum.

In contrast to those for beams and columns, the provisions for DCH and DCM walls seem to have limitations. They are too complicated in view of our imperfect knowledge of the seismic behavior of walls. Moreover, they cover practically only rectangular single walls and their application to coupled and/or channel- or L-shaped walls, either is not obvious or leads to practical problems. For example, in coupled walls use of the bending moment of the individual walls may lead to unreasonably high capacity design magnification factors for shear and to too low shear-spans in the shear-span-ratio-dependent dimensioning of the web reinforcement. Also, for non-rectangular sections the information given in the code is not enough for the calculation of hoops in the boundary elements. Last but not least, simultaneous application of certain empirical design rules may lead to very conservative designs. An example of such rules, which seem to be different means to achieve the same goal, is the vertical shift rule of the linear bending moment envelope of walls, and the empirical rules for the calculation of vertical web reinforcement for low shear span ratios in slender walls.

DISPLACEMENT-BASED DESIGN OF RC BUILDINGS

Despite the intense international activity of recent years and the immense progress of seismic design codes, it is generally recognised that seismic performance is not closely related to codified earthquake resistant design (e.g. Priestley 1993, Moehle 1992). For reasons of tradition and convenience we are still designing our structures for specified internal forces, while what determines seismic behavior and safety is the magnitude and the distribution of deformations. Seismic design is still based on elastic acceleration response spectra, from which the maximum base shear of an equivalent elastic structure is computed, along with the corresponding lateral loads at floor levels. These loads, which are considered to correspond to the peak inertial forces on the structure, are determined by dividing the corresponding forces in the elastic structure by the "behavior" factor q . Therefore what determines the magnitude of these loads is the elastic characteristics of the structure (e.g. the elastic stiffness), which have little relation with its actual seismic behavior. Members are then proportioned for the internal forces computed from an elastic analysis for these lateral loads. Therefore, despite the fact that under the design earthquake members may fail due to the magnitude of induced inelastic deformations, they are proportioned for resistance against specified forces (instead of against specified deformations), resistance which will certainly be exhausted by seismic events of significantly lower magnitude and higher exceedance probability than the design earthquake. The value of the behavior factor is constant throughout the structure and is considered to reflect on one hand the magnitude of the inelastic deformations that its members can resist, and on the other the global behavior and safety margins of the building, depending on its structural type and global configuration (regularity, symmetry, indeterminacy, etc.). In addition capacity design provisions are

applied, which aim at imposing a desired mode of behavior and at reducing the uncertainty of the response to modelling and analysis assumptions. With this additional safety valve, seismic design is considered to lead to safe and conservative results. However, this final outcome and the semi-empirical way in which it is achieved, justify neither the sophistication of the preceding analysis (often dynamic in three dimensions), nor the effort required for the proportioning and detailing of members. Last but not least, the calculation of peak displacements and deformations on the basis of the elastic analysis results errs on the unsafe (unconservative) side (Pristley 1993).

The reasons above make necessary the long-term revision of seismic design codes so that design is directly related to the control of the magnitude and the distribution of inelastic deformations in the structure under the design earthquake, and of the non structural parts under the serviceability ground motion.

Moehle (1992) proposed a general outline of a design procedure based on interstory drifts and on displacement instead of acceleration response spectra, using as a starting point the elastic stiffness and period and the strength of the structure. This procedure differs from the conventional one only because it requires a direct check of displacements rather than an indirect of ductilities. Priestley (1993) and Kowalsky et al (1995) proposed an alternative displacement-based design procedure for SDOF systems, according to which the designer selects the value of the ultimate displacement on the basis of the applied detailing, postulates then a reasonable value for the yield displacement so that the displacement ductility factor can be estimated, and then enters a damping-dependent set of elastic displacement response spectra to determine the effective nonlinear period which is consistent with the selected ultimate displacement and the value of damping that corresponds to the displacement ductility factor. From this period, the secant stiffness at ultimate displacement is computed and used, along with the value of the latter, to determine the required strength to be used in proportioning. Calvi and Kingsley (1995) generalised this procedure to MDOF bridges consisting of a flexible deck on several piers, by converting the MDOF system into a SDOF one, on the basis of a postulated deformed shape of the deck and the piers at ultimate conditions. The procedure is iterative, but for regular systems it converges very fast.

The above displacement-based design approaches have as final outcome internal forces to be used for proportioning. In that respect they do not differ from the force/strength design approach. Wallace (1992, 1995a, 1995b) has made one more step in the direction of a more genuine displacement/deformation based design of shear wall structures. Specifically, he determines the confining steel of the wall boundary elements from the strain distribution over the wall section determined at ultimate curvature conditions on the basis of equilibrium, the Bernoulli assumption and the amount and distribution of the vertical steel. The ultimate curvature demand in the wall plastic hinge region is computed from the wall ultimate top displacement demand, as determined from a 5%-damped elastic displacement spectrum using the cracked section stiffness and the "equal-displacement-rule" (i.e. the approximate equality of the displacements of the elastic and the inelastic system within the constant velocity range of the spectrum).

Along the line of the above worldwide efforts and in the direction of developing a design procedure in which proportioning of members will be based directly on peak

deformation demands, the following step-by-step procedure is proposed herein for displacement/deformation based design of multistory reinforced concrete buildings:

1. The longitudinal reinforcement of beams and of the bottom cross-section of the vertical members (columns and walls) of the bottom story are proportioned on the basis of the ULS for factored gravity loads and of the SLS for a moderate intensity "service" earthquake (specified as a fraction of the design seismic action), whichever is more critical. The SLS proportioning will be based on the requirement for no yielding of the longitudinal steel and for linear elastic concrete in compression, and will use the internal forces computed from a linear static analysis of the structure in 3D, for an inverted-triangular distribution of lateral seismic loads. As the results of this analysis may be used for the estimation of the fundamental period in each one of the two horizontal directions (see 4. below), cracked section stiffnesses, representative of the member secant stiffness at yielding, should be used.

2. Proportioning of column vertical reinforcement above the base of the bottom story on the basis of capacity design at beam-column joints, with an overstrength factor on beam ultimate capacities significantly greater than 1.0.

3. (Preliminary) proportioning of transverse reinforcement in beams and columns as in step 1, or according to the capacity design rules for shear design of beams and columns, whichever is more critical.

4. Realistic estimation of the elastic fundamental periods of the structure in each one of the two horizontal directions, through the Rayleigh Quotient and on the basis of the lateral displacements and forces for the service earthquake from step 1. (Given that member longitudinal and transverse reinforcement is at least provisionally determined in steps 1-3 above, member secant stiffness at yield may be computed more accurately at this stage, e.g. by employing the Park and Ang (1985) procedure for the estimation of chord rotation at yielding, accounting also for shear cracking and deformations and for bar slippage in beam-column joints. These member stiffnesses may be used to verify the ones used in the analysis of step 1, or even to repeat it for more accurate T-values).

5. Using the values of the period from step 4, estimation of a structure peak drift demand in each of the two horizontal directions, from a 5%-damped elastic displacement spectrum with its constant velocity branch extrapolated in the constant acceleration range to compensate for the lack of validity of the "equal displacement rule" there. This displacement being essentially that of an equivalent SDOF system in each horizontal direction, it has to be converted into a top displacement, on the basis of an assumed distribution of story drifts (linearly increasing with height, consistent with the capacity-design calculations of step 2, or according to the elastic analysis results of step 1).

6. Final proportioning of the longitudinal and transverse reinforcement at beam ends and at the base of the bottom story columns and walls, so that at each one of these ends the ultimate chord rotation supply is equal to the drift ratio of the structure at the top (possibly times a model uncertainty factor γ_{rd}). The fact that some interstory drift ratios will exceed the total drift ratio at the top is at least partly compensated by the interstory drift absorbed in chord rotations of columns and in shear distortions of beam-column joints. The final proportioning includes determination of the compression-to-tension steel ratio at beam ends, increases in beam widths to reduce the tension steel

ratio for given top reinforcement from step 1, determination of confining steel, etc.

Steps 4 and 5 can be replaced by a single one in which the peak drift demand in each direction is estimated iteratively at the same time as the effective nonlinear fundamental period from a damping-dependent set of elastic acceleration and displacement spectra, on the basis of the peak response acceleration of the structure (estimated as the ratio of the ultimate base shear to the effective mass) and of the damping ratio corresponding to the ratio of ultimate drift to drift at yielding. This, among others, requires estimation of the structure yield drift and ultimate base shear, the latter from either a static incremental nonlinear push-over analysis, or from a limit analysis for an assumed sidesway plastic mechanism. Given, though, the uncertainty regarding the relation between global damping and drift ductility factor, the added accuracy barely justifies the increased computational complexity.

ACKNOWLEDGEMENT

The financial support of the European Union for the PREC8 ("Prenormative research in support of EC8") project within the Human Capital and Mobility program is gratefully acknowledged.

REFERENCES

1. Fardis, M.N. (1994) "Eurocode 8 - Part 1.3 reinforced concrete", Proc. 10th European Conf. on Earthq. Engineering, Vienna.
2. Priestley, M.J.N. (1993) "Myths and fallacies in earthquake engineering - conflicts between design and reality", Proc. T. Paulay Symposium: "Recent developments in lateral force transfer in buildings", La Jolla, California.
3. Moehle, J.P. (1992) "Displacement-based design of RC structures subjected to earthquakes", *Earthquake Spectra*, Vol.8, No.3, pp.403-428.
4. Kowalsky, M.J., Priestley, M.J.N. & MacRae, G.A., "Displacement-based design of RC bridge columns in seismic regions", *Earthq. Engineering & Struct. Dynamics* (in print).
5. Calvi, G.M. & Kingsley, G.R., (1995) "Displacement based seismic design of Multi-degree of freedom bridge structures", *Earthq. Engineering & Struct. Dynamics* (in print).
6. Wallace, J.W. (1994) "New methodology for seismic design of RC shear walls", *J. of Struct. Engineering*, ASCE, Vol.120, No.3, pp.863-884.
7. Wallace, J.W. (1995a) "Seismic design of RC structural walls. Part I: New code format", *J. of Struct. Engineering*, ASCE, Vol.121, No.1, pp.75-87.
8. Wallace, J.W. (1995b) "Seismic design of RC structural walls. Part II: Applications", *J. of Struct. Engineering*, ASCE, Vol.121, No.1, pp.88-100.
9. Park, Y.J. & Ang, A.M. S. (1985) "Mechanistic seismic damage model of reinforced concrete", *J. of Struct. Engineering*, ASCE, Vol.111, No.4, pp.722-739.

HALKA PLAKLI RİJİT SİLİNDİRİK TANKDAKİ SIVININ SİSMİK ANALİZİ

SEISMIC ANALYSIS OF LIQUID IN THE RIGID CYLINDRICAL TANK WITH THE BAFFLE

Abdullah Gedikli¹ ve M. Ertay Ergüven²

SUMMARY

We present the effects of the rigid baffle on the seismic response of liquid in a rigid cylindrical tank. Baffle is referred as an additional structural element which supplies a kind of passive control on the effects of earthquake motion. Fluid motion is assumed to be irrotational, incompressible and inviscid. The method of superposition of modes has been implemented to compute the seismic response. Boundary Element Method is used to evaluate the natural modes of liquid in cylindrical tank. Linearized free surface conditions have been taken into consideration. The method is also applicable to operating transient loads that occur in plants.

ÖZET

Bu çalışmada, bir çeşit pasif kontrol aracı olan halka plak elemanın, rijit silindirik tankdaki sıvının dinamik davranışına etkisi araştırılmıştır. Halka plak elemanın bulunmadığı silindirik tankda farklı H/R oranları için tank tabanında oluşan kesme kuvveti ve devirme momenti hesaplanmıştır. $H/R = 1$ oranındaki silindirik tankda, halka plâğın $h/H = 0.1$ ve $h/H = 0.3$ konumlarında farklı iç yarıçaplar için de aynı büyüklükler hesaplanmıştır. Sonuçlar grafik olarak sunulmuştur. Sıvı elemanlar yöntemi, sıvının özfrekanslarını ve özfonksiyonlarını bulmak için kullanılmıştır. Sismik analiz için de modların süperpozisyonu yöntemi kullanılmıştır.

GİRİŞ

Rijit tanklardaki sıvının davranışı uzun yıllardan beri değişik yazarlar tarafından ele alınmıştır. Deprem etkisindeki yapılara kontrol sistemleri kurmak, bunları incelemek yakın tarihlerde başlamıştır [1]. Kontrol sistemleri, aktif ve pasif olmak üzere belli başlı iki kısma ayrılır. Aktif kontrol sistemlerinde, deprem etkisinde kalan yapıya dış yükler uygulanarak yapı ayakta tutulmaya çalışırken, pasif kontrol sistemlerinde yapıya gelen deprem yüklerinin, Kütle-Sönümleyici-Yay sistemleri kullanılarak azaltılmasına çalışılır. Ancak bu çalışmada, halka plak elemanın R_t/R_d ve silindirik tankın H/R oranları uygun seçilerek, temelın maruz kalacağı deprem yüklerinin en küçük yapılması amaçlanmıştır. Uygun oran ya da uygun geometri belirlemek de bir çeşit pasif kontrol aracıdır. Konunun önemi, nükleer santrallerde ve petrol depolama tanklarında bu türden problemlerle karşılaşılmasından gelmektedir [2]. Bu yapılarda, yapılara gelen dinamik sıvı basınçlarının yanı sıra, yapının temelince etkiyen yüklerin bilinmesinde de fayda vardır [3]. Bu çalışmada, bir silindirik tankın

¹ Yk. Müh. İ.T.Ü. İnşaat Fakültesi, 80626, Maslak, İstanbul

² Prof. Dr. İ.T.Ü. İnşaat Fakültesi, 80626, Maslak, İstanbul

deprem süresince karşılaşıldığı tesirler yerine, bu tankın farklı H/R veya R_i/R_d oranları için deprem süresince karşılaştığı en büyük tesirler araştırılmıştır. Bundan, verilen bir deprem kaydı için en uygun oranların bulunması amaçlanmıştır.

Bazı yazarlar sıvıyı kütle-yay sistemi olarak modellerken [4,5], diğerleri de potansiyel problemlerinin çözümlerine yönelmişlerdir [6-15].

Sismik analiz için, 0.01 saniye aralıklı, Erzincan 1992 depremi $K-G$ bileşeni kayıtları kullanılmıştır.

Varsayımlar: Bu çalışmada aşağıdaki varsayımlar yapılmıştır:

1. Sıvı serbest yüzeyinde oluşan hızlar ve yerdeğiştirmeler, gerek kinematik gerekse dinamik koşulların lineerleştirilmesine engel olmayacak kadar küçük olmalıdır.
2. Sıvı viskoz değildir ve sıkıştırılmaz.
3. Sıvı hareketi irrotasyondur.
4. Tank ve Halka Plak Eleman rijit yapılar olup Temel de rijittir.
5. Rijit tank ve halka plak eleman, deprem kayıtlarında verilen ivme ile hareket ederler.

TEMEL DENKLEMLER

Silindirik tank ve halka plak için en uygun koordinat sistemi silindirik (r^*, θ^*, z^*) koordinatlarıdır. Bununla birlikte tank tabanında kesme kuvveti ve devirme momentini doğrultularının tariflenmesi için tankın tabanına bir de dik koordinat sistemi yerleştirilmiştir. Buna göre silindirik koordinatlarla dik koordinatlar arasındaki ilişki $x^* = r^* \cos \theta^*$, $y^* = r^* \sin \theta^*$, $z^* = z^*$ şeklindedir.

Sıvının davranışını belirlemek için, birçok yazarın yaptığı gibi [6-15]; hız potansiyeli ifadesi kullanılabilir. Ancak bu çalışmada amaç, halka plaklı tanka etkiyen dinamik sıvı basıncını belirlemek ve daha sonra da bahsedilen kesme kuvveti ile devirme momentini hesaplamaktır. Gerekli hesaplara geçmeden önce, karşılaşılan büyüklükler elde edilen sonuçlar daha kolay yorumlanabilmesi için boyutsuzlandırılacaklardır. Boyutsuzlandırma için tankın yarıçapı R , yerçekimi sabiti g ve sıvının birim hacim kütlesi ρ kullanılırsa [4],

$$(1) \quad \Phi = \Phi^* / \sqrt{gR^3} \quad : \text{Hız potansiyeli}$$

$$p = p^* / \rho g R \quad : \text{Dinamik sıvı basıncı}$$

$$a = a^* / g \quad : \text{Tankın } x \text{ doğrultusunda, } t \text{ anında sahip olduğu ivme}$$

$$r = r^* / R, \quad \theta = \theta^* \quad : \text{Silindirik koordinatlarda radyal ve açısal bileşenler}$$

$$z = z^* / R \quad : \text{Silindirik, ve dik koordinatlarda düşey bileşen}$$

$$t = t^* \sqrt{g / R} \quad : \text{Zaman}$$

$$\eta = \eta^* / R \quad : \text{Sıvı serbest yüzeyinin düşey yerdeğiştirmesi}$$

$$F_x = F_x^* / \rho g R^3 \quad : \text{Tank tabanında } x \text{ doğrultusunda oluşan kesme kuvveti}$$

$$M_y = M_y^* / \rho g R^4 \quad : \text{Tank tabanında } y \text{ doğrultusunda oluşan devirme momenti}$$

olur. Burada (*), boyutlu büyüklüğü ifade eder. Harmonik sınır değer problemi, hız potansiyeli kullanılarak aşağıdaki gibi tanımlanabilir:

$$(2) \quad \Delta\Phi = 0 \quad \Omega' \text{ da} ; \text{ yönetici denklem}$$

$$(3) \quad \frac{d\Phi}{dn} = 0 \quad \text{Rijit } S_r \text{ yüzeyinde sınır koşulu}$$

$$(4) \quad \frac{d\Phi}{dz} = \frac{d\eta}{dt} \quad \text{Sıvının serbest yüzeyi } S_f' \text{ de kinematik sınır koşulu}$$

$$(5) \quad \eta = \frac{\partial\Phi(r, \theta, 0, t)}{\partial t} + a(t)x \quad S_f' \text{ de dinamik sınır koşulu}$$

Başlangıç koşulları

$$(6) \quad \Phi(r, \theta, z, 0) = 0 \quad \Omega' \text{ da}$$

$$(7) \quad \frac{\partial\Phi(r, \theta, z, 0)}{\partial t} = 0 \quad \Omega' \text{ da}$$

Burada S_r sıvı hacmi Ω' nın yüzeyini, r rijit yüzeyleri, f serbest yüzeyi ifade eder. Bu sınır değer probleminde, dinamik sıvı basıncı

$$(9) \quad p = -\frac{\partial\Phi}{\partial t} - a(t)x$$

şeklinde yazılabilir. Kinematik koşul, serbest yüzeyde bulunan bir sıvı partikülünün her zaman serbest yüzeyde kalacağını ifade eder. Dinamik koşul ise, serbest yüzeyde basıncın sıfır olacağını ifade eder. Bu koşul düşük hızlarda hız teriminin ihmal edilmesiyle Bernoulli denkleminden elde edilebilir. (4) ve (5) denklemleri beraberce çözülürse

$$(10) \quad \frac{d\Phi}{dz} = \frac{\partial^2\Phi}{\partial t^2} + a'(t)x \quad S_f' \text{ de}$$

elde edilir. Silindirik tankdaki sıvının doğal frekanslarının hesaplanması için hız potansiyeli ifadesi

$$(11) \quad \Phi(r, \theta, z, t) = \sum_{m=1}^{\infty} \sin(\omega_m t) \phi_m(r, \theta, z)$$

şeklinde yazılabilir. Burada $\phi_m(r, \theta, z)$ ve ω_m sırasıyla m .ci mod'a ait özfonksiyon ve özdeğerlerlerdir. Ancak bu durumda (10) ifadesindeki $a(t)$ terimi sıfır alınmalıdır. Böylece (11) ifadesi (10)'da yerine konursa

$$(12) \quad \frac{d\phi_m}{dz} = \omega_m^2 \phi_m$$

elde edilir. Özdeğer ve özfonksiyonların hesaplanmasından sonra sismik analize geçilebilir. Burada analiz modların süperpozisyonu yöntemi ile yapılacaktır. Bu amaçla hız potansiyeli ifadesi, özfonksiyonların bileşenleri cinsinden yazılabilir. Herbir

özfonksiyonun herhangi bir t anında, hız potansiyeline katılmı miktarı zamana bağlı bir $\psi_m(t)$ fonksiyonu ile belirlenebilir. Bu durumda hız potansiyeli ifadesi

$$(13) \quad \Phi(r, \theta, z, t) = \sum_{m=1}^{\infty} \psi_m(t) \phi_m(r, \theta, z)$$

şeklinde yazılabilir. (13) ve (12) denklemleri (10) ifadesinde yerlerine konursa

$$(14) \quad \sum_{m=1}^{\infty} \left(\psi_m'' + \omega_m^2 \psi_m \right) \phi_m = -a'(t) x \cdot S_f^{-1} de$$

Farklı modlara ait özfonksiyonlar ortogonal olduklarından (14) denkleminde

$$(15) \quad \psi_m''(t) + \omega_m^2 \psi_m(t) = -I_m a'(t)$$

elde edilir. Burada

$$(16) \quad I_m = \int_{S_f} x \phi_m dS / \int_{S_f} \phi_m^2 dS$$

dır. (15) denleminin (6) ve (7) ile verilen başlangıç koşullarını sağlayan çözümü

$$(17) \quad \psi_m(t) = -\frac{I_m}{\omega_m} \int_0^t a'(\tau) \sin(t - \tau) \omega_m^2 d\tau$$

şeklinde bir Duhamel integralidir.

Sınır Elemanlar Yöntemi ile Çözüm

Özfonksiyonlar, silindirik koordinatlara uygun olarak

$$(18) \quad \phi(r, \theta, z) = u(r, z) \cos k\theta$$

şeklinde yazılabilir. Burada k , açılal dalga numarası olup, $k=1$ hali sıvının asimetric salınımına karşı gelir. Bu ifade (13) denkleminde yerine konup (2) denklemine gidilirse, ikinci Green özdeşliği kullanılarak

$$(19) \quad -\alpha_i u(p) = \oint \left\{ u \frac{\partial G}{\partial n} - G \frac{\partial u}{\partial n} \right\} r(s) ds$$

sınır integral denkleminde ulaşılır. Burada G , Laplace denkleminin bir temel çözümü olan asimetric serbest uzay Green fonksiyonudur. p potansiyeli yaratan kaynak noktadır ve α_i ise Cauchy integral sabiti olup

$$\alpha_i = \begin{cases} 1, & p \text{ bölge içinde} \\ 1/2, & p \text{ bölge sınırında} \\ 0, & p \text{ bölge dışında} \end{cases}$$

şeklinde tanımlanır. Harmonik sınır değer probleminin sayısal çözümü için, Sınır Elemanlar Yöntemi kullanılabilir. Bu amaçla, (18) denklemini kullanarak sıvı dolu bölgenin r - z düzlemindeki kesitinin sınırı, yani meridyeni, doğru parçalarına ayrıştırılabilir. Herbir parça üzerinde hız potansiyelinin ve onun normal türevinin

sabit kaldığı varsayılabilir. Bu eleman sabit eleman olarak bilinir. Ancak bu büyüklüklerin eleman üzerinde sabit kalmadığı, doğrusal, kübik ya da daha üst mertebelerden değiştiği elemanlar kullanmakta mümkün olmakla beraber, sabit eleman bizim hesaplamalarımız için yeterlidir.

Uygun sayısal işlemlerden sonra (19) ifadesinden

$$(20) \quad H_{pj} u_j = (i_{pj} q_j$$

denklem takımına ulaşılabilir. Burada u_j ve q_j sırasıyla, j .ci eleman üzerinde hız potansiyeli ve onun normal türevidir. Sınır integraleri 10 pivotlu Gauss kuadratlürleri kullanılarak hesaplanmıştır. Matrislerin elemanları

$$(21) \quad H_{pj} = \int_{\Gamma_j} \frac{\partial^2 G(p, s)}{\partial n(s)} r(s) ds$$

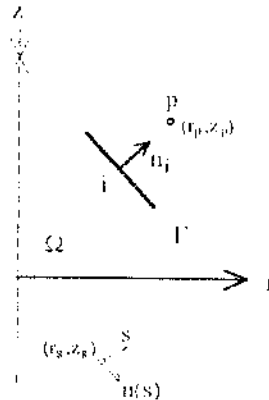
$$(22) \quad G_{pj} = \int_{\Gamma_j} G(p, s) r(s) ds$$

şeklindeir. p kaynak noktası bölgenin dışına taşınırsa, bu integraler tekillikten kurtulur ve Cauchy integral sabiti α_j yok olur. Ancak bu durumda denklem takımının stabilitesi bir miktar bozulur. Bundan dolayı p noktasının bölgeden uzaklığı seçilirken dikkatli olunmalı, hatta doğru sonuca gidebilmek için farklı uzaklıklar denenmelidir.

Asimetrik serbest uzay Green fonksiyonu

$$(23) \quad G(p, s) = \frac{4}{r_{ps}} \left\{ \left(\frac{2}{\kappa^2} - 1 \right) K(\kappa) - \frac{2}{\kappa^2} E(\kappa) \right\}$$

ve onun dışnormal doğrultusuna göre türevi



Şekil.1 Sınır üzerinde bir sabit eleman, p kaynak noktası, n ise dışnormaldir

$$(24) \quad \frac{\partial G(p,s)}{\partial n(s)} = \frac{4}{r_{ps}} \left\{ \left[r_p \left(\frac{2}{\kappa^2} - 1 \right) - r_s \right] n_r(s) + (z_p - z_s) n_z(s) \right\}$$

$$\left[\frac{\left(\frac{2}{\kappa^2} - 1 \right)}{1 - \kappa^2} E(\kappa) - \frac{2}{\kappa^2} K(\kappa^2) \right] - \frac{1}{2} G(p,s) n_r(s)$$

olur. Burada $\kappa = 4r_p r_s / r_{ps}^2$, $r_{ps}^2 = (r_p + r_s)^2 + (z_p - z_s)^2$ dir ve n_r, n_z sırasıyla dışnormalin yatay ve düşey bileşenleridir.

H_{pj} integralinin çekirdeği artık tekil değildir. Buna rağmen integralin hesaplanması için $u(r,z)=r$ gibi Laplace denkleminin basit bir çözümünden faydalanılabilir. Ancak kaynak noktası p sınırdan ne çok uzaklara ne de çok yakınlara yerleştirilememektedir. p noktasının limit olarak sonsuzda bulunması halinde, (20) denklemin takımındaki tüm denklemler birbirinin aynı olmakta, bu da hiç stabil olmayan bir sistem oluşturmaktadır. Çok yakın olması halinde ise, sayısal işlemlerden kaynaklanan hatalardan dolayı integral sabiti α_j sıfırdan farklı olmakta, bu da H_{pj} integralinin hesaplanmasında yanlışlığa sebep olmaktadır. Yönetici denklemin basit bir çözümünü bu şekilde kullanmak, sınır koşullarının sağlatılmasını kolaylaştıran Trefftz yöntemine benzemektedir.

Hız potansiyelinin dışnormal doğrultusunda türevleri

$$(25) \quad q_j = -\omega^2 u_j \quad \text{serbest yüzeyde}$$

$$(26) \quad q_j = 0 \quad \text{rijit duvarlarda}$$

şeklinde yazılabilir.

(25) ve (26) ifadeleri (20) denklem takımında yerine konur ve gerekli indirgeme işlemleri yapılırsa

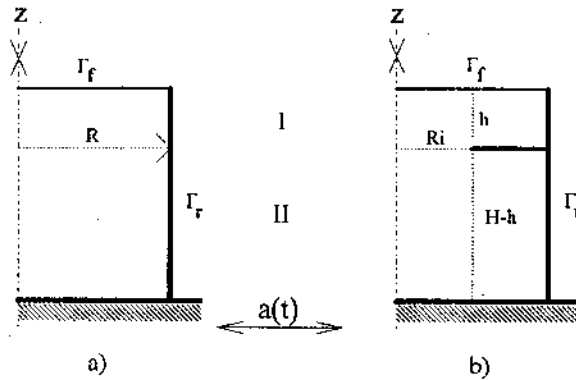
$$(27) \quad H_{pj} = -\omega^2 G_{pj} u_j$$

özdeğer problemi elde edilir. r - z düzlemindeki kesitte, halka plak gibi hız potansiyelinde süreksizlik yaratan elemanlar varsa, kesit altbölge denen parçalara ayrıklaştırılabilir. Ayrıklaştırma yapılırsa, herbir alt bölge için (20) denklem takımı elde edilir. Bu durumda sağlanması gereken, alt bölgeler arasında sürekliliğin ifadesi olan

$$(28) \quad u^+ = u^- \quad \text{uygunluk koşulu}$$

$$(29) \quad q^+ = -q^- \quad \text{süreklilik koşulu}$$

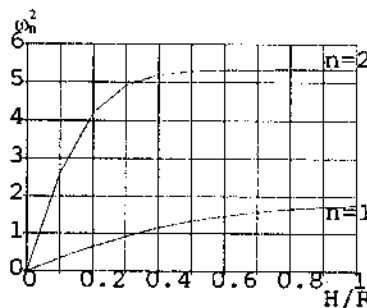
ek koşulları ortaya çıkar. Burada + ve - üst indisleri komşu iki altbölgeyi ifade etmektedir. Bu adımda da, birçok indirgeme yönteminden uygun bir tanesinin seçilmesine dikkat edilmelidir. Öyleki seçilen yöntem hem bilgisayar hafızasını ekonomik kullanmalı, hem de hesaplama zamanını mümkün olduğu kadar kısa tutmalıdır.



SAYISAL ÖRNEKLER VE SONUÇLAR

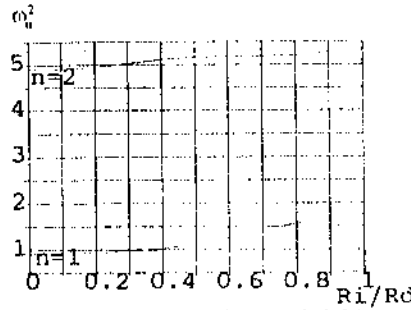
İlk birkaç özdeğer ve özfonksiyonun hesaplanmasından sonra sıvının, tanka verilen bir $a(t)$ ivesi altında, tank tabanında oluşturduğu kesme kuvveti ve devirne momenti değerleri elde edilebilir. İlk birkaç mod sıvı davranışını karakterize etmekte yeterlidir. Çünkü sıvı, küçük hızlarla hareket ederken ilk modlarına daha yakın davranır. Ancak büyük hızlarla karşılaşılan problemlerde, daha yüksek mertebeden modlarında hesaplara katılması gerekir. Burada verilen örneklerde ilk iki mod ile yetinilmiştir. (17) ifadesindeki Duhamel integrali, basit olsun diye trapez kuralı ile hesaplanacaktır.

Kesiti şekil.2.a'da verilen silindirik tank için (20) denklem takımı elde edildikten sonra (25) ve (26) ifadeleri gerekli indirme işlemelerinde kullanılırsa, (27) özdeğer probleminde ulaşılır. Kesiti şekil.2.b'de verilen halka plak elemanlı silindirik tank için, hız potansiyelinde bir süreksizlik söz konusu olduğundan, bu bölge I ve II ile işaretlenen iki altbölgeye ayrılır. Herbir altbölge için (20) ifadesi elde edilir, sonra da (25), (26), (28) ve (29) ifadeleri dikkate alınarak, bölgenin tümünü ifade eden (27) özdeğer probleminde ulaşılır.

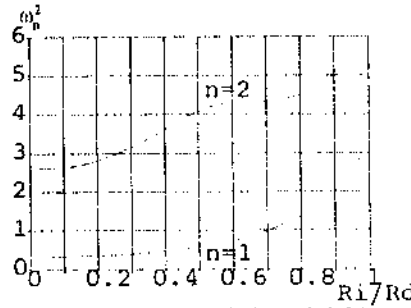


Silindirik tankdaki sıvının serbest titreşim frekansları farklı H/R oranları için şekil.3'de verilmiştir. Buna göre, ilk mod'a karşı gelen değerler $H/R=1$ civarında limit'e yaklaşırken, ikinci mod'a karşı gelen frekans değerleri $H/R=0.3$ civarında limit

değerlere ulaşmaktadır. Daha sonraki özdeğerlerin daha küçük H/R oranlarında limiti'e ulaşacakları açıktır.



Şekil.4 Halka plak elemanlı silindirik tankdaki sıvının serbest titreşim değerleri. $h/H = 0.3$ ve $H/R = 1$

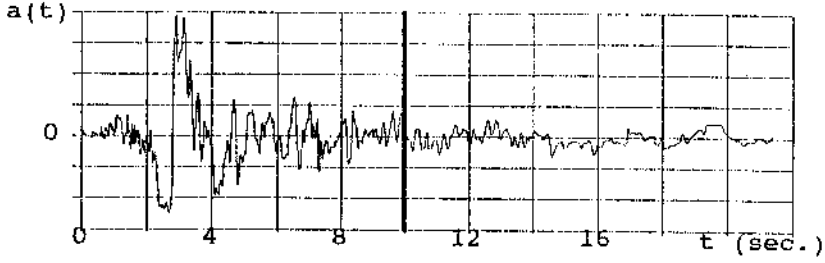


Şekil.5 Halka plak elemanlı silindirik tankdaki sıvının serbest titreşim değerleri. $h/H = 0.1$ ve $H/R = 1$

$H/R=1$ olan halka plak elemanlı silindirik tankda, sıvının serbest titreşim frekansları şekil.4'de verilmiştir. Buna göre ikinci mod'a karşı gelen eğrideki dalgalanma göze çarpmaktadır. Bu durum halka plağın yüzeye daha yakın bulunması halinde, şekil.5'de, daha da belirgenleşmektedir. Bunun nedenleri başka bir çalışmaya konu olacaktır.

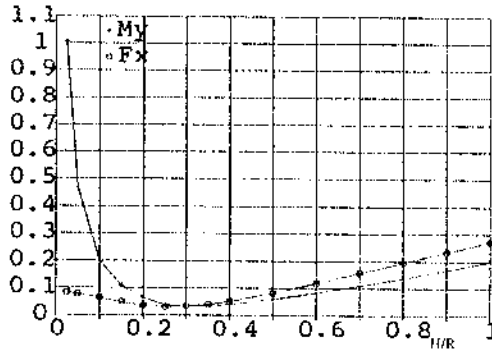
İvme kaydı olarak, 1992 yılı Erzincan depreminin Kuzey-Güney bileşeni kullanılmıştır. Kayıt, 0.01 saniye aralıklı olup, ara değerler doğrusal yaklaşımla elde edilmiştir. İlk 10 saniyede karşılaşılan en büyük kesit tesirleri araştırılmıştır.

Halka plak elemanın bulunmadığı durumda farklı H/R oranları için şekil.7'de gösterilen sonuçlar bulunmuştur. Yüksek tanklarda, silindirik tankın alt kısmında kalan sıvı, sanki katı bir cisim gibi davranmaktadır [4]. Tankın üst kısmındaki sıvı ise farklı bir davranış göstermektedir.

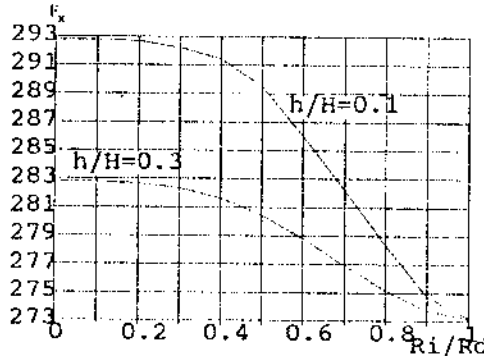


Şekil.6 İvme diyagramı. 1992 Erzincan depremi, K-G bileşeni kayıtları. İvme kayıt aralığı 0.01 saniyedir.

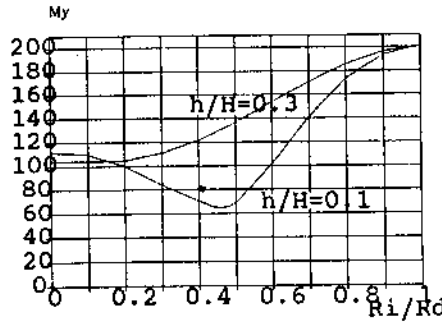
Halka plak elemanın yüzeye daha yakın olması halinde, tank tabanında oluşan en büyük kesme kuvveti daha büyük olmaktadır (Şekil.8). Bunun ucden, plak elemanın yüzeye daha yakın bulunması durumunda, bu elemanın alt kısmında, II'nolu bölgede, kalan hacmin daha büyük olmasıdır. Plak iç çapının sıfır olması halinde, alt kısım tam bir rijit cisim gibi davranacağına göre, kütlesi daha büyük olan cismin aynı ivmeye daha fazla atalet göstereceği açıktır. İşte bundan dolayı plak elemanın yüzeye daha yakın olduğu durumlarda, karşılaşılan en büyük kesme kuvveti daha büyük olmaktadır.



Şekil.7 Silindirik tank tabanında farklı h/R oranları için kesme kuvveti ve devirme momenti diyagramları



Şekil.8 Yatay yer hareketinin ilk 10 saniyesinde meydana gelen en büyük kesme kuvveti diyagramları. $h/R=1$.



Şekil.9 Yatay yer hareketinin ilk 10 saniyesinde meydana gelen en büyük devirme momenti diyagramları. $H/R=1$.

Halka plak elemanın yüzeye daha yakın olması halinde, karşılaşılan en büyük devirme momenti ise giderek azalmaktadır (Şekil.9). Halka plak, temele etkiyen kesme kuvvetinin değerini artırmasına karşılık, devirme momenti değerinin azalmasında daha etkilidir.

KAYNAKLAR

1. Yang, J.N., Danielians, A. ve Liu, S.C. (1991) "Binalar İçin Sismik Kontrol Sistemleri", part of the Journal of Engineering Mechanics, vol.117, no.4, April, paper no.25704, ASCE, (İngilizce)
2. Hanson, R.D. (1973) "1964 Alaska Depreminde Sıvı Depolama Tanklarının Davranışı", National Academy of Sciences, Washington D.C., p.331-339, (İngilizce).
3. Hunt, B. (1987) "Eksenel Simetrik Tanklarda Sismik Su Dalgaları", part of Journal of Engineering Mechanics, vol.113, No 5, ASCE, paper no.21447, p.653-670, (İngilizce).
4. Kana, D.D. (1982) "Sıvı depolarında Sismik Davranışların İncelenmesinde Gerekli Araştırmalar", Nuclear Engineering and Design 69, p.205-221, North-Holland Publishing Company, (İngilizce).
5. Housner, G.W. (1957) "İvmelenen Akışkan Tanklarında Dinamik Basınçlar", BSSA, vol.47, (İngilizce).
6. Aslam, M., Godden, W.G. ve Scalise, D.T. (1979) "Silindirik Tanklarda Deprem Salınımları", Journal of Engineering Mechanics Division, EM3, p.371-389, (İngilizce).
7. Hunt, B. ve Priestley, N. (1978) "Depolama Tanklarında Sismik Su Dalgaları", Bull. of Seis. Soc. of America, vol.68, p.487-499, (İngilizce).
8. Davidovici V. ve Haddadi, A. (1982) "Rezervuarların pratik sismik analizi", Annales de l'institut technique du batiment et des travaux publics, No.409, (Fransızca).
9. Epstein, H.J. (1979) "Sıvı Depolama Tanklarının Sismik Analizi", Journal of Structural Division, September, (İngilizce).
10. Veletsos, A.S. (1974) "Fleksibil Sıvı Depolama Tanklarında Sismik Etkiler", Proceedings of 5th WCCE, Rome, (İngilizce).
11. Crawford, C. (1965) "İnce Kemere Barajlarda Deprem Dizayn Yükleri", WCCE, New Zealand, (İngilizce).
12. Housner, G.W. (1963) "Su Tanklarının Dinamik Davranışı", BSSA, vol.55, No.2, (İngilizce).
13. Jacobsen, L.S. ve Ayre, R.S. (1950) "Geçici Harekete Maruz Bırakılmış Rijit Silindirik Tanklarla Hidrodinamik Deneyler", BSSA, (İngilizce).
14. Graham, E.W. ve Rodriguez, A.M. (1952) "Uçak Dinamiğini Etkileyen Yakıt Hareketinin Karakteristikleri", Journal of Applied Mechanics, September, (İngilizce).
15. Westergaard, (1933) "Deprem Süresince Barajlara Etkiyen Su Basınçları", Transaction of the American Society of Civil Engineers, vol.98, (İngilizce)

BETONARME KİRİŞ PLASTİK MAFSAL KESİMLERİ PLASTİK DÖNME GÜVENİLİRLİĞİNİN TAHMİN EDİLMESİ ÜZERİNE

ON THE ESTIMATION OF PLASTIC ROTATION RELIABILITY OF PLASTIC HINGE REGIONS IN REINFORCED CONCRETE BEAMS

Altay Gündüz¹

Sema Noyan²

SUMMARY

The behaviour of a structure affected by earthquake motions must be ductile. This characteristic of the structure is related to the plastic rotation capacity of potential plastic hinge regions in the structure. The potential plastic hinge regions of structural systems, therefore, must be designed by considering the required levels of the plastic rotations at these regions. The plastic rotation capacity of a plastic hinge can be determined by using an equivalent curvature distribution in place of the actual distribution. On the other hand, the necessary plastic rotation of a plastic hinge can be assessed or estimated by different ways. However, both of the plastic rotations mentioned above are random variables. Therefore, the value of the performance function which is defined by difference of these rotations can be smaller or greater than zero. The probabilities associated with these states are known as the probability of failure and reliability, respectively. In this paper, equations will be derived above mentioned rotations and an approach will be proposed concerning with the estimation of reliability of potential plastic hinge regions.

ÖZET

Deprem etkisinde kalan bir yapının davranışı düktil olmalıdır. Yapının bu özelliği, yapıdaki plastik mafsallara kesimlerinin plastik dönme kapasitesiyle ilintilidir. Bu nedenle yapısal sistemlerin plastik mafsallara kesimleri öngörülen plastik dönme kapasitesiyle plastik egriliklerin gerçek dağılımına eşdeğer bir dağılımla belirlenebilir. Gereksinim plastik dönme farklı yaklaşımlarla tahmin edilebilir. Ne var ki, anılan dönmelerin ikisi de rasgele değişkendir. Dolayısıyla, bunların farkıyla tanımlanan performans fonksiyonu sıfırdan küçük ya da büyük değerler alabilir. Bu durumlara ilişkin olasılıklar, sırayla, göçme olasılığı ve güvenilirlik olur. Bildiride, anılan dönmelere ilişkin bağıntılar türetilerek ve potansiyel plastik mafsallara kesimleri güvenilirliğinin tahmin edilmesiyle ilgili bir yaklaşım önerilecektir.

¹ Prof., YTÜ İnşaat Mühendisliği Bölümü, İstanbul

² Araş.Gör.Dr., YTÜ İnşaat Mühendisliği Bölümü, İstanbul

GİRİŞ

Deprem etkisiyle titreşim yapan bir yapıda oluşan elastikötesi deformasyonlar yapının söndürüm yeteneğini artırır, deprem enerjisinin yutulmasına katkıda bulunurlar. Sönümdeki bir artış her zaman bir yapının tepki ivmesinin azalmasına neden olur. Sönüm, yapıdaki potansiyel plastik mafsallık kesimlerinin plastik dönme yapabilme kapasitesiyle ilintilidir. Şu halde, bir yapının öngörülen düktil davranışta bulunabilmesi için potansiyel plastik mafsallık kesimleri, tasarımın gerektirdiği ölçüde plastik dönme yapabilecek biçimde tasarlanmalıdır. Gene bu bağlamda, betonarme yapısal sistemlerin yenidendağılımlı doğrusal çözümlemesinde, eğilme momentleri yenidendağılımlarının oluşabilmesi; ve limit tasarımda, kabul edilen tasarım momentleri dağılımının gerçekleşebilmesi için potansiyel plastik mafsallık kesimleri, yeterli plastik dönme kapasitesine sahip olmalıdır.

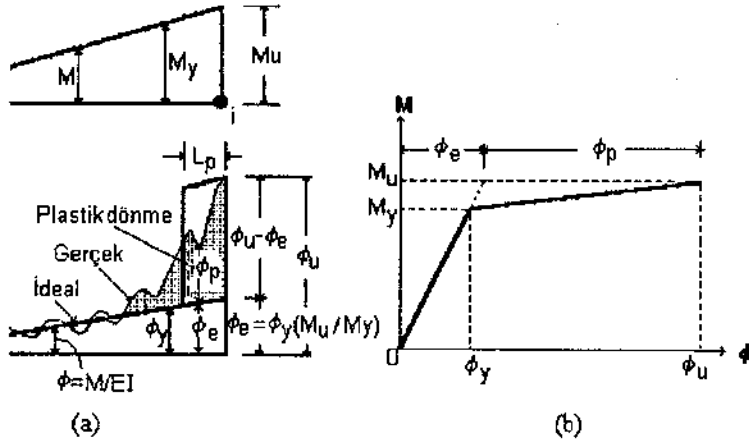
Makalede potansiyel plastik mafsallık kesimleri plastik dönme kapasitesinin, gereksenen plastik dönmenin ve plastik dönme güvenilirliğinin tahmin edilmesi bağlamında geliştirilen bir yaklaşım önerilecektir.

PLASTİK DÖNME KAPASİTESİ

Betonarme düzlem çerçeve sistemlerde deprem yüküne ve genellikle düşey yüklere ilişkin eğilme momentleri, kiriş-kolon birleşim bölgelerinde ekstrem değerlerini alır. Dolayısıyla bu bölgeler potansiyel plastik mafsallık kesimleri kabul edilebilir. Bir kolona mesnetlenen bir kirişin son limit eğilme momenti kapasitesine ulaşmış uç bölümü, ve bu bölüme ilişkin eğrilik dağılımı Şekil 1a'da gösterilmiştir. Yanal donatıyla kuşatılmış basınç donatılı bir dikdörtgen kesitte, çekme -ve kimi zaman basınç-donatısının pekleşme evresinde bulunması kesitin en genel bir durumu olur. Kesitin bu durumuna ilişkin son limit momenti ile eğriliğinin belirlenmesini sağlayan ve tüm öteki durumları (pekleşmesiz, kuşatmasız ve basınç donatısız) için de geçerli olan bir algoritma ve bilgisayar programı Kay. 1 ve 2'de verilmiştir. Makalede, bir kesitin yanal donatıyla kuşatılmamış ya da kuşatılmış olmasına ilişkin son limit momentleri ve eğrilikleri, sırayla, M_u , ϕ_u ve M_{uc} , ϕ_{uc} ile belirtilecektir.

Kiriş bölümü gerçek eğrilik dağılımlarındaki dalgalanmalar, eğilme rijitliğinin, çatlak kesimlerinde azalması; çatlak kesitleri arasında ise -betonun katkısı nedeniyle- artmasından kaynaklanır (Şekil 1a). Plastikleşme en azından akma momenti ve eğriliğinin olduğu yöreden başlar. Eğilme çatlaklarının sıklaştığı ve çatlak genişliklerinin büyüdüğü kritik kesimlerde yoğunlaşır. Bir kiriş kesitinin akma limiti, hangisine daha önce ulaşıyorsa, çekme donatısının akma birim uzaması ya da betondaki birim kısalmanın gerilme artmadan artmaya -betonun yumuşamaya- başladığı birim kısalma ile tanımlanabilir. Beton için anılan birim kısalma $\epsilon_{co} = 0.0022$ kabul edilebilir [3]. CEB Sismik Model Yönetmeliği [4] kayıtlarına uyularak boyutlandırılan kesitlerde, çekme donatısının akma limiti (f_y, ϵ_y) karşılığı en dış beton basınç lifindeki birim kısalma 0.0022'den küçük olmaktadır [5]. Bu gibi durumlarda akma momenti ve eğriliği (M_y, ϕ_y ; Şekil 1) Kay. 5'te verilen algoritmayla hesaplanabilir. Akma momenti ve eğriliği deneme-yanılma yöntemiyle de bulunabilir [5]. Kirişin plastikleşen bölümündeki plastik eğriliklerin (ϕ_p) toplamı, kritik kesitte

(i kesiti, Şekil 1a) oluştuğu kabul edilen plastik mafsalsal plastik dönme kapasitesini, θ_a , verir.



Kesit kuşatılmışsa M_u ve ϕ_u yerine M_{uc} ve ϕ_{uc} konulur.

Şekil 1 (a) Eğrilik dağılımı ve plastik mafsalsal eşdeğer boyu (L_p).

(b) Kuşatılmamış ve kuşatılmış kesitler için moment-eğrilik ilişkileri.

Plastik eğriliklerin dağılımını betimleyen, dolayısıyla anılan kapasiteyi belirleyen alan Şekil 1a'da taranarak gösterilmiştir. Bu kapasite, plastik eğriliklerin dağılımına eşdeğer bir dağılımla tahmin edilebilir. Daha açık anlatımla kapasite, Şekil 1a'daki taralı alana eşit, yüksekliği $\phi_u - \phi_y$ ve genişliği plastik mafsalsal eşdeğer boyu (L_p) terimiyle adlandırılan bir paralel kenarın ya da dikdörtgenin alanıyla belirlenebilir [6,7].

$$\theta_a = (\phi_u - \phi_e)L_p \quad (1a)$$

Kirişler için ihtiyatlı yaklaşımla $L_p = 0.50d$ kabul edilebilir; d , kuşatılmamış kesit etkili derinliği [2,6,7]. L_p , maksimum momentin oluştuğu kritik kesitin bir yanı için eşdeğer uzunluktur (Şekil 1a). Sürekli kiriş orta mesnetlerinde olduğu gibi iki yanlı plastik mafsallarda L_p boyu, mafsalsal solu ve sağı için hesaplanan eşdeğer uzunlukların toplamı olur.

Kuşatılmamış ve kuşatılmış kesitlere ilişkin moment-eğrilik ilişkileri ($M-\phi$) Şekil 1b'de gösterilmiştir. Şekilden de açıkça görüleceği gibi, (1a) bağıntısındaki ϕ_e terimi; kuşatılmamış kesitler için $\phi_y(M_u/M_y)$, kuşatılmış kesitler için $\phi_y(M_{uc}/M_y)$ olur. Bu bakımdan, potansiyel plastik mafsalsal kesitlerinde sağlanabilen plastik dönme kapasitesinin aşağıdaki bağıntıyla tahmin edilmesi önerilir (Şekil 1a ve 1b) [2,7].

$$\theta_a = [\phi_u - (M_u/M_y)\phi_y] L_p \quad (1b)$$

Kuşatılmış kesitler için (1b) bağıntısındaki ϕ_u ve M_u yerine ϕ_{uc} ve M_{uc} konulur.

GEREKSENEN PLASTİK DÖNME

Beton ve çeliğin doğrusal olmayan davranışından kaynaklanan yenidendağılım olgusu [2,8] gözönünde bulundurularak, betonarme yapısal sistemlerin doğrusal çözümlemesinden elde edilen momentler dağılımı üzerinde değişiklik yapılabilir. Yenidendağılımlı doğrusal yaklaşımların kapsamı ve kuralları yönetmeliklerde verilmiştir. Bu bağlamda, anılan ayarlama sonucu belirlenen momentler dağılımının gerçekleşmesi için gerekenen plastik dönmeler limit tasarımı olduğu gibi tahmin edilebilir ve tasarım denetlenebilir.

Limit tasarım, doğrusal olmayan çözümleme yöntemlerinin tasarım kolaylığı için değiştirilmiş, ayarlanmış biçimidir. Yaklaşımda önce, yenidendağılım olgusu mesnet alınarak, doğrusal çözümlemeden farklı ve son limit tasarım yükleriyle dengede bir eğilme momentleri kabul edilir. Yapısal sistem bu dağılıma göre boyutlandırılır ve donatılır. Sonra, tasarım momentlerinin gerçekleşmesini sağlayacak kritik kesit plastik dönmelerinin tahmin edilmesine ilişkin bir çözümleme yapılır ve bu kesitler belirlenen dönmeler gelişecek biçimde tasarlanır. Bu bağlamda, statik belirsizliği n olan bir yapısal sistemde, tasarım momentlerinin gelişmesi için potansiyel plastik mafsallarda oluşması gerekli plastik dönmeler, θ_{pi} , (2) bağıntısıyla tahmin edilebilir.

$$\delta_{i0} + \sum_{k=1}^n \delta_{ik} M_{uk} = -\theta_{pi} \quad (2)$$

$M_{uk} = k$ mafsalı için kabul edilen tasarım momenti (kuşatılmış kesit için M_{uick}). δ fleksibilite katsayıları kuvvet yönteminde olduğu gibi belirlenir; belirlenmelerde $EI = M_y/\phi_y$ kabul edilebilir [2,6,8]. Herhangi bir i mafsalı için gerekenen plastik dönme θ_{pi} ve kapasite θ_{ai} ise, şu durumlar gerçekleşmelidir: $\theta_{ai} \geq \theta_{pi}$ ve $\theta_{pi} > 0^*$. θ_{ai} kapasitesi yetersizse, basınç donatısı artırılarak ve/veya mafsal kesitlerindeki kuşatma donatısı ayarlanarak öngörülen kapasite sağlanabilir [2,7]. (2) bağıntısıyla yenidendağılımlı doğrusal çözümleme sonucu belirlenen momentler dağılımının geçerliliği de denetlenebilir. Bundan başka, öngörülen yapısal sistemin düktül davranış düzeyine göre gerekenen plastik dönmeler için deterministik götürü değerler kabul edilmesi de mümkündür.

PLASTİK DÖNMELERİN GÜVENİLİRLİĞİ

Bir yapısal sistemin ya da elemanın *güvenilirliği* onun öngörülen işlevini yapma, performansı gösterme olasılığıyla tanımlanabilir. Sistemin ya da elemanın davranışı *performans fonksiyonu* terimiyle adlandırılacak bir matematiksel modelle betimlenebilir [9,10,11].

$$Z = g(X_1, X_2, \dots, X_n) \quad (3)$$

$X_1, X_2, \dots, X_n$, sistemin ya da elemanın tasarım temel değişkenleri (yükler, malzeme mukavemetleri, boyutlar vb.).

*Limit tasarım konusunda ayrıntılı bilgi için bkz. Kay. 2,8.

Örneğe, bir yapısal elemana gelen yük etkisi S ve elemanın ilgili mukavemeti R ise performans fonksiyonu $Z=R-S$ olur. Fonksiyonun değişkenleri rasgele değişken büyüklükler olduğu için fonksiyon kimi zaman sıfırdan küçük kimi zaman da sıfırdan büyük değer alabilir. Performans istemi $Z = 0$ ile sınırlandırılabilir, ve bu durum *sistemin limit durumu* olarak tanımlanabilir. $Z > 0$ *güvenli durumu*, $Z < 0$ *göçme durumunu* belirtir. Şu halde sorun, *göçme olasılığının*, $p_F = P(Z \leq 0)$, ve *güvenilirliğin* (kalıcılık olasılığı), $p_S = P(Z > 0) = 1 - p_F$, belirlenmesidir.

Anılan olasılıkların, olasılık entegralleriyle belirlenmesi ideal çözümdür. Ne var ki böyle bir çözüm, performans fonksiyonu değişkenlerinin olasılık yoğunluk fonksiyonlarının bilinmesini gerektirir. Oysa pratikte, bu değişkenlere ilişkin istatistiksel bilgiler çoğu zaman, bunların ortalama değerleri (m_X) ve standart sapmaları (σ_X) ile sınırlı kalmaktadır. Bu gibi durumlarda sözkonusu olasılıklar doğrudan ya da iterasyonlu *ikinci-moment* (varyans) ya da *Monte Carlo benzeşimi* yaklaşımlarıyla belirlenebilir [10]. Makalede, plastik dönme güvenilirliğinin *doğrudan ikinci-moment yaklaşımı* ile nasıl tahmin edilebileceği açıklanacaktır.

Anılan yaklaşımda, değişkenlerinin m ve σ değerleri bilinen bir performans fonksiyonunun *birinci-aşama yaklaşık* ortalama değeri ve varyansı şöyle belirlenir [9,10,11].

$$m_Z \cong g(m_1, m_2, \dots, m_n) \quad (4)$$

$$\text{Var}(Z) = \sigma_Z^2 \cong \sum_{i=1}^n (\partial g / \partial X_i)^2 \text{Var}(X_i) \quad (5)$$

Kısmi türevler ortalama değerlere göre değerlendirilir.

m_Z ve σ_Z değerleri yukarıdaki bağıntılarla hesaplanan bir performans fonksiyonunun olasılık dağılımı, *merkezsiz limit teoremine* göre, normal kabul edilebilir; $N(m_Z, \sigma_Z)$ [12].

Olasılık dağılımı normal bir performans fonksiyonunda $Z=0$ göçme durumu karşılığı *standart normal dağılım*, $N(m=0, \sigma=1)$, değişkeninin değeri $s = -m_Z/\sigma_Z$ olur; dolayısıyla göçme ve kalıcılık olasılıkları şu bağıntılarla belirlenebilir [9-12].

$$p_F = P(Z \leq 0) = \Phi(-m_Z/\sigma_Z) = 1 - \Phi(m_Z/\sigma_Z) \quad (6)$$

$$p_S = 1 - p_F = \Phi(m_Z/\sigma_Z) \quad (7)$$

$\Phi(\cdot)$ = standart normal dağılım fonksiyonu.

Bu açıklamalara göre, bir potansiyel plastik mafsallın plastik dönmesine ilişkin performans fonksiyonu (8) bağıntısıyla tanımlanabilir, ve (4) ilâ (7)bağıntılarıyla p_F ve p_S olasılıkları belirlenebilir.

$$Z = \theta_a - \theta_p \quad (8)$$

θ_a ve θ_p değerlerini veren bağıntıların içerdiği rasgele değişkenlerin m ve σ değerleri (4) ve (5) bağıntılarıyla hesaplanabilir. Matematiksel işlenebilirliği artırmak için bu

belirlemelerde, yüklerin ve malzeme mukavemetlerinin dışında kalan rasgele değişkenler deterministik değişken kabul edilebilir.

UYGULAMA

Performans fonksiyonu ve içerdigi normal dağılımlı rasgele değişkenlerin m , σ ve $V(=\sigma/m=\text{varyasyon katsayısı})$ değerleri aşağıda verilen bir potansiyel plastik mafsala ilişkin p_F ve p_S olasılıklarını belirleyelim*.

$$Z = [\phi_u - (M_u/M_y)\phi_y] L_p - \theta_p$$

X_i	m_i	σ_i	V_i
ϕ_u (rad/m)	0.04	0.002	0.05
ϕ_y (rad/m)	0.002	0.0001	0.05
M_u (kNm)	300	45	0.15
M_y (kNm)	275	27.5	0.10
L_p (m)	0.35	0.035	0.10
θ_p (rad)	0.005	0.00075	0.15

$$m_Z = [0.04 - (300/275) \times 0.002] \times 0.35 - 0.005 = 0.00824 \text{ rad} \quad (4)$$

$$X_i \quad (\partial g / \partial X_i)^2 \text{ Var}(X_i), \quad (\text{rad})^2$$

ϕ_u	$(0.35)^2 \times (0.002)^2$	= 4.9 E-07
ϕ_y	$(-300 \times 0.35 / 275)^2 \times (0.0001)^2$	= 0.015 E-07
M_u	$(-0.002 \times 0.35 / 275)^2 \times (45)^2$	= 0.131 E-07
M_y	$(300 \times 0.002 \times 0.35 / 275)^2 \times (27.5)^2$	= 0.058 E-07
L_p	$(0.04 - 300 \times 0.002 / 275)^2 \times (0.035)^2$	= 17.52 E-07
θ_p	$(0.00075)^2$	= 5.625 E-07

$$\text{Var}(Z) = \sigma_Z^2 = 28.249 \text{ E-07 (rad)}^2 \quad (5)$$

$$\sigma_Z = 1.68 \text{ E-03 rad}$$

$$p_F = 1 - \Phi(0.00824 / 0.00168) = 1 - \Phi(4.90) = 0.479183 \text{ E-06} \quad (6)$$

$$p_S = 0.9999995208 \quad (7)$$

*Değişkenlerin olasılık dağılımları normal değilse bu dağılımlar eşdeğer normal dağılıma dönüştürülerek olasılıklar belirlenebilir (bkz. Kay. 9).

(5) bağıntısındaki $(\partial g / \partial X_i)^2 \text{Var}(X_i)$ terimi, X_i değişkeninin Z nin varyansına katkısını belirtir. Bu katkı öteki değişkenlerin katkısına göre küçükse X_i deterministik değişken kabul edilebilir. Bu bakımdan yukarıdaki örnekte ϕ_y , M_u ve M_y değişkenleri yalnızca ortalama değerleriyle hesaba katılabilir.

SONUÇ VE ÖNERİLER

Olasılıksal çözümleme sonuçlarının güvenilebilirliği, her şeyden önce, bu çözümlerde mesnet alınan matematiksel modellerin ilgili yapısal davranışı olabildiğince gerçeğe yakın biçimde betimlemesine bağlıdır. Bildiride, plastik dönmelere ilişkin önerilen matematiksel modeller bu önerme gözönünde bulundurularak geliştirilmiştir.

Günümüzde, betonarme yapıların limit durumlara göre tasarınında yapısal güvenlik "yarı-olasılıksal" kısmi güvenlik katsayıları yaklaşımıyla sağlanmakta; hesaplanmayan göçme riskinin, katsayıların belirlenmesinde kabul edilen düzeyde olduğu varsayılmaktadır. Plastik dönmelerin deprem enerjisinin yutulmasına önemli katkısı dolayısıyla bu "örtülü" risk düzeyinin bildiride sunulan yaklaşımla denetlenmesi önerilir.

Gerekiyorsa sözkonusu güvenilirlik, iterasyonlu ikinci-moment yaklaşımıyla daha duyarlı şekilde tahmin edilebilir. Bu bağlamda, malzeme mukavemetlerinin lognormal, zamanla-değişmeyen yüklerin normal, zamanla değişen yüklerin Tip I asimptotik, ve deprem yüklerinin Tip I ya da Tip II asimptotik dağılımı olduğu kabul edilebilir.

SEMBOLLER

L_p	plastik mafsallı eşdeğer boyu
M_u, M_{uc}	kuşatılmamış ve kuşatılmış kesit son limit momentleri
M_y	akma momenti
P, p	olasılık
V	varyasyon katsayısı
Var	varyans
X	rasgele değişken
Z	performans fonksiyonu
m	ortalama değer
p_F	göçme olasılığı/göçme riski
p_S	güvenilirlik/kalıcılık olasılığı
θ_a	plastik mafsallı plastik dönme kapasitesi
θ_p	gereksenen plastik dönme
σ	standart sapma
ϕ_e, ϕ_p	elastik ve plastik eğrilikler
ϕ_u, ϕ_{uc}	kuşatılmamış ve kuşatılmış kesit son limit eğrilikleri
ϕ_y	akma eğriligi

KAYNAKLAR

1. Gündüz, A. (1990), "Kuşatılmamış betonlu dikdörtgen kiriş kesitleriyle ilgili geliştirilmiş bir tasarım algoritması," *Teknik Dergi*, Cilt 1, Sayı 3, ss. 133-146, Ankara.
2. Noyan, S. (1994), "Çok-katlı ve çok-açıklıklı betonarme düzlem çerçeve sistemlerin limit tasarımı için geliştirilmiş bir yaklaşım," Doktora tezi, *Yıldız Teknik Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü*, 272 s, İstanbul.
3. CEB (1993), "CEB-FIP Model Yönetmeliği 1990," *Bulletin d'Information* 213-214, Published by Thomas Telford Services Ltd., 437 pp., London, (İngilizce).
4. CEB (1985), "Beton Yapıların Sismik Tasarımı için CEB Model Yönetmeliği," *Bulletin d'Information* 165, 58 pp., Lausanne.
5. Gündüz, A. (1986), "Kuşatılmamış betonlu dikdörtgen kiriş kesitlerinde moment-eğrilik ilişkilerinin belirlenmesiyle ilgili bir tasarım algoritması," *Yıldız Üniversitesi Dergisi*, Sayı 1, ss. 17-28, İstanbul.
6. Park, R., and Paulay, T. (1975), *Betonarme Yapılar*, 769 pp., Wiley, New York, (İngilizce).
7. Gündüz, A., ve Noyan, S. (1991), "Betonarme kirişlerde plastik mafsallı dönme kapasitelerinin belirlenmesiyle ilgili bir yaklaşım," *Yıldız Üniversitesi Dergisi*, Sayı 1-4, ss. 29-36, İstanbul.
8. Gündüz, A. (1993), "Betonarme kirişlerin limit tasarımı için geliştirilmiş bir yaklaşım," *Yıldız Teknik Üniversitesi Dergisi*, Sayı 1, ss. 68-75, İstanbul.
9. Ang, A. H-S., and Tang, W.H. (1984), *Mühendislik Planlamasında ve Tasarımında Olasılık Kavramları*, V.II, *Karar, Risk ve Güvenilirlik*, 562 pp., Wiley, New York, (İngilizce).
10. Gündüz, A. (1988), "Yapısal risk çözümlemesi ve betonarme yapıların güvenilirliğe dayanan tasarımı," *Bulletin of the Technical University of Istanbul*, V.41, No.3, pp. 387-399, İstanbul, (İngilizce).
11. Gündüz, A. (1991), "Yapısal güvenilirlik ve betonarme yapısal sistemlerin güvenilirliğe dayanan tasarımı," *Teknik Dergi*, Cilt 2, Sayı 3, ss. 367-383, Ankara.
12. Ang, A. H-S., and Tang, W.H. (1975), *Mühendislik Planlamasında ve Tasarımında Olasılık Kavramları*, V.I, *Temel İlkeler*, 409 pp., Wiley, New York, (İngilizce).

DEPREM MÜHENDİSLİĞİNDE "SİSTEM TANIMLAMASI" YÖNTEMLERİ VE UYGULAMALARI

SYSTEM IDENTIFICATION TECHNIQUES AND APPLICATIONS IN EARTHQUAKE ENGINEERING

Uğur Kadakal¹, Özal Yüzügüllü²

SUMMARY

In this paper, after a short theoretical introduction to the existing system identification techniques, these techniques have been applied for the analysis of the earthquake records belonging to a highrise building which enabled the determination of modal frequencies and damping values in a more refined manner. A new technique has been introduced and applied for this purpose.

ÖZET

Bu çalışmada sistem tanımlaması ile ilgili mevcut yöntemlere kısa bir teorik girişim ve ardından bu teknikler kullanılarak yüksek katlı bir binada alınan deprem kayıtları analiz edilmiş ve yapının modal frekans ve sönüm değerleri yüksek bir hassasiyetle bulunmuştur. Türkiye'deki deprem kayıt cihazlı yapı sayısı çok kısıtlı olduğundan, San Fransisco'daki Transamerica binası seçilmiş ve 1989 Loma Prieta depremi kayıtları analiz edilmiş ve hassasiyeti arttırmak için yeni bir yöntem uygulanmıştır (Kadakal, 1995).

GİRİŞ

Son yıllarda başta ABD olmak üzere birçok ülkede değişik tipte yapılara deprem ölçüm cihazları yerleştirilerek, deprem sırasındaki davranışları tespit edilmeye çalışılmaktadır. Özellikle 1989 Loma Prieta ve 1994 Northridge depremleri sırasında başta binalar olmak üzere birçok köprü ve barajlarda deprem kayıtları alınmıştır. Alınan kayıtlar farklı tipte binaların

¹ Araş. Gör. Northeastern Üniversitesi, İnşaat Mühendisliği Bölümü, Boston, A.B.D.

² Prof. Dr. B.Ü.,K.R.D.A.E. Deprem Mühendisliği Anabilim Dalı, Çengelköy, İstanbul

deprem sırasındaki performanslarını ortaya çıkarması açısından çok önemlidir. Yakın zamana kadar bu tip kayıtların işlenmesi için frekans tanım alanındaki yöntemler (Fourier ve davranış spektrumları ile transfer fonksiyonları) kullanılmakta idi. Bu yöntemlerin en önemli dezavantajı hassas sonuçlar verememeleridir. Örneğin bir binanın deprem kayıtlarının bu yöntemlerle incelenmesi sonucunda frekans değerleri ve özellikle sönümler çok kabaca ve geniş güvenilirlik aralıkları dahilinde bulunabilmektedir (Kadakal, 1994). Ancak son yıllarda özellikle elektronik mühendisliğinde çokça kullanılan zaman tanım alanındaki sistem tanımlaması tekniklerinin deprem mühendisliğinde de kullanım alanı bulması ile yapılardan elde edilen deprem kayıtlarının değerlendirilmesiyle çok daha hassas ve güvenilir sonuçlara ulaşılması mümkün olmuştur (Şafak ve Çelebi, 1991, 1992).

TEORİ

Linear dinamik bir sistemin $u(t)$ zorlaması altındaki davranışı modal analiz yöntemleri ile aşağıdaki gibi formüle edilebilir

$$\ddot{y}_n + 2\omega_i \xi_i \dot{y}_n + \omega_i^2 y_n = -\alpha_n \ddot{u} \quad (1)$$

burada ξ_i ve ω_i i'inci moda ait sönüm ve açısal frekansı, y_n n'inci serbestlik derecesindeki sistem hareketini ve α_n de yine n'inci serbestlik derecesine ait katkı faktörünü temsil etmektedir. Aynı sistemi aşağıdaki şekilde de yazmak mümkündür (Ljung, 1987)

$$y(t) + a_1 y(t-1) + \dots + a_{n_a} y(t-n_a) = b_1 u(t-1) + \dots + b_{n_b} u(t-n_b) + e(t) \quad (2)$$

burada u sistemin girdisi, y ise u nun yarattığı çıktı ve $e(t)$ ise 'gelişigüzel gürültü' olarak tanımlanmıştır. Bu şekilde tanımlanan model ARX olarak bilinir. Formül 2' deki bilinmeyenler θ vektörü olarak adlandırılır:

$$\theta = [a_1 a_2 \dots a_{n_a} b_1 b_2 \dots b_{n_b}]^T \quad (3)$$

En küçük kareler yöntemi ile θ vektörü aşağıdaki şekilde hesaplanabilir (Ljung, 1987)

$$\hat{\theta}_N^{LS} = \left[\frac{1}{N} \sum_{t=1}^N \varphi(t) \varphi^T(t) \right]^{-1} \frac{1}{N} \sum_{t=1}^N \varphi(t) y(t) \quad (4)$$

burada N , u girdisi ve y çıktısındaki veri sayısı ve $\varphi(t)$ ise regresyon vektörü olarak aşağıdaki gibi tanımlanır.

Formül 4'un kullanılması ile bulunan θ vektörü fiziksel bir anlam taşımamakla beraber,

$$\varphi(t) = [-y(t-1) \dots -y(t-n_y) u(t-1) \dots u(t-n_u)]^T \quad (5)$$

deprem mühendisliğinde önem taşıyan modal frekans ve sönüm değerlerine çevrilebilir (Şafak, 1988).

$$\xi_i = \frac{\ln(\frac{1}{r_i})}{\sqrt{\phi_i^2 + \ln^2(\frac{1}{r_i})}} \quad f_i = \frac{\ln(\frac{1}{r_i})}{2\pi \xi_i T} \quad (6)$$

Burada T , u ve y verilerine ait örnekleme aralığı, r_i ve ϕ_i değerleri de aşağıdaki gibi hesaplanabilir.

$$r_i = p_i p_i^* \quad \phi_i = \tan^{-1} \left[\frac{\text{Im}(p_i)}{\text{Re}(p_i)} \right] \quad (7)$$

Burada p_i , 0 vektöründeki parametrelerin oluşturduğu i 'inci kompleks kökü, p_i^* ise kompleks eşleniğini temsil etmektedir. Im ve Re ise kökün kompleks ve reel kısımlarını gösterir.

Sistem tanımlama analizindeki en büyük zorluklardan biri model parametreleri olan n_u ve n_y değerlerinin belirlenmesidir. Bu değerler sırasıyla girdi ve çıktı modellerinin büyüklüğünü gösterir. Analiz sonucunda $n/2$ kadar moda ait frekans ve sönüm değeri bulunacağından dolayı, n_u hesaplanması amaçlanan mod sayısının iki katından fazla olmalıdır. Bir diğer zorluk da binalarda birden fazla kat seviyesinde deprem kaydı alındığı için analizde kullanılacak y çıktısının seçilmesidir. Ancak şu da bilinmektedir ki farklı katlarda alınan kayıtlarda farklı modlara ait bilgiler daha etken olmaktadır. Örneğin, birinci moda ait değerleri bulmak için en üst kattaki kayıt kullanılırken, ikinci ve üçüncü modlar için ara katlardaki kayıtlar daha sağlıklı sonuçlar verebilmektedir.

Model parametrelerinin (n_u ve n_y) değerleri bulunduğundan ve kullanılacak y çıktısı belirlendikten sonra formül 4 ve ardından 6 kullanılarak modal frekans ve sönüm değerleri hesaplanır. Ancak bu değerlerin ne kadar gerçekçi oldukları hala bilinmemektedir. Modal frekans ve sönüm değerlerinin kontrolü için aşağıda açıklanan yöntem kullanılabilir (Kadakal, 1995). Analize başlanmadan önce Fourier veya davranış spektrumları yardımıyla yapı frekansları (f_i) kabaca bulunabilir. Bu başlangıç değerleri kullanılarak, analiz sonucunda bulunacak her moda ait f_i ile başlangıç frekans değeri arasındaki fark ile tanımlanan frekans

kriteri c_n belirlenir. Benzer şekilde kabul edilebilir en yüksek sönüm şeklinde tanımlanan sönüm kriteri c_d da belirlenir. Sönüm kriteri belirlenirken yapı tipi (betonarme veya çelik) önemli bir faktör olmaktadır. Sistem tanımlaması analizi sonucunda bulunan değerlerden sadece bu iki kriteri aynı anda sağlayanlar kabul edilir. Bu kriterlerin kullanılmasının bir diğer avantajı da analiz sonucunda sadece yapıya ait frekans ve sönüm değerlerinin seçilmesi çevresel etkenlerden ve gürültüden dolayı bulunabilecek yapı ile ilgisi olmayan frekans ve sönüm değerlerinin analiz dışı bırakılmalarını sağlamalarıdır. Bir sonraki bölümde de açıklanacağı gibi her aşamada frekans ve sönüm kriterleri daha konservatif seçilebilir.

ANALİZ YÖNTEMİ

Modal frekans ve sönüm değerleri bulunurken Şekil.1 de verilen akış diyagramı takip edilmiştir. Analize başlamadan önce Fourier veya davranış spektrumları aracılığıyla yapı frekansları kabaca bulunur. Farklı n_p (20,22,...,50,...) değerlerine sahip n_k tane model yaratılarak n 'inci serbestlik derecesine ait kayıtlar vasıtası ile sistem parametreleri olan f_{in}^k ve ξ_{in}^k (i 'inci moda ait, n 'inci serbestlik derecesindeki kayıt kullanılarak bulunan model büyüklüğü n_a olan modelden hesaplanan parametreler) değerleri frekans ve sönüm kriterleri kullanılarak belirlenir. Genellikle başlangıçta her mod için birden fazla frekans ve sönüm değeri kriterleri sağladığı için (özellikle yüksek n_a değerleri için) c_n ve c_d kriterleri daha konservatif seçilerek bir tek frekans ve sönüm bulunana kadar analiz bu şekilde tekrarlanır. Ardından n_k tane farklı model sonucunda bulunan değerlerin ortalamaları ve standart sapmaları bulunur (f_{in} , ξ_{in} ve $std(f_{in})$, $std(\xi_{in})$). Daha sonra n farklı veriden bulunan değerlerden standart sapmaları en düşük olanlar sonuç değerleri olarak belirlenir (f_i , ξ_i). Standart sapmanın en düşük olduğu serbestlik derecesindeki kayıt o moda ait sinyal-gürültü oranının en yüksek olduğu veridir. Eğer bulunan f_i , ξ_i değerleri yeterince hassas değil ise bu değerler ile akis diyagramının başına dönülerek tüm analiz tekrarlanır.

UYGULAMA

Bir önceki bölümde özetlenen yöntem San Fransisco'daki Transamerica binasının modal parametrelerini Loma Prieta depremi kayıtları ile bulunması için kullanılmıştır. Transamerica 60 katlı, piramit şekilli çelik bir yapıdır. Bu yapıya ait farklı zamanlarda yapılmış bir çok dinamik test (Stephen, 1974) sonuçları elde bulunmaktadır (Tablo.1,2,3).

Şafak ve Çelebi (1991) Loma Prieta kayıtlarını kullanarak Transamerica binasının modal frekans ve sönüm değerlerini yine ARX modeli kullanarak bulmuşlardır (Tablo.4,5). NS (Kuzey - Güney) ve EW (Doğu - Batı) doğrultularındaki modal frekans ve sönümleri bulmak için sırasıyla $n_a=30$, $n_p=10$ ve $n_s=36$, $n_b=8$ model parametrelerini kullanmışlardır.

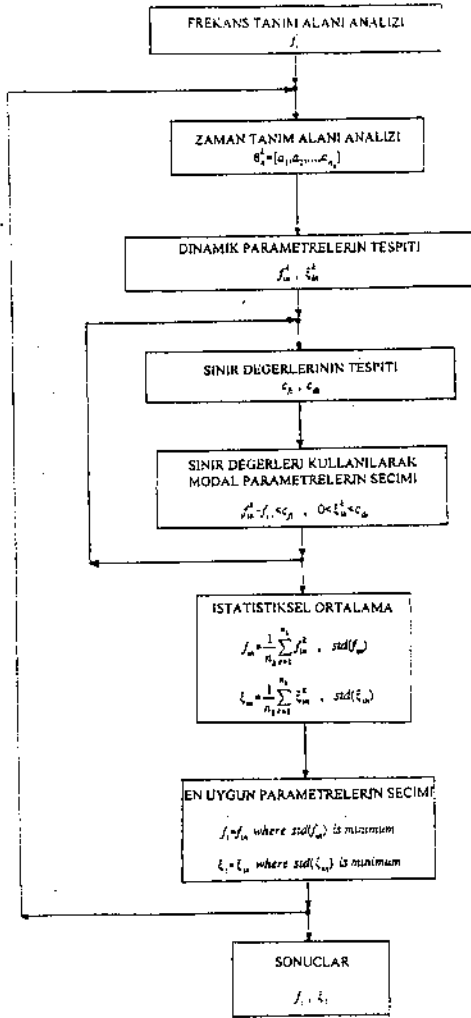
Burada Şafak ve Çelebi'nin çalışmasından farklı olarak Şekil.1 de akış diyagramı verilen ve daha önceki kısımlarda açıklanan yöntem kullanılarak farklı yönlerdeki (NS, EW, burulma) modal parametreler yüksek bir hassasiyetle hesaplanmıştır. Öncelikle her yönde tek bir model

yerine NS ve EW için 9'ar ($n_k=9$) ve burulma yönünde 15 ($n_k=15$) farklı model kullanılmıştır. Bu modellerde kullanılan n_k ve n_b değerleri 30 ila 80 arasında değişmektedir. Bu analizde kullanılan kayıtlar binanın çeşitli noktalarına yerleştirilen akselerometrelerden elde edilmiştir (Şekil.2). Tüm analizlerde u girdisi CH1 kaydı, çıktıları ise CH2,3,4,5 olarak seçilmiştir. Burulma modlarını daha hassas hesaplayabilmek için 21 kattan alınan aynı doğrultudaki iki kayıt birbirinden çıkartılarak (CH3-CH2) yatay yöndeki modun etkisi azaltılmış ve burulmalı modun etkisi (sinyal-gürültü oranı) artırılmıştır. Analiz sonucunda bulunan modal parametrelerle bunlara ait standart sapmalar Tablo.6,7,8 de verilmiştir. Özellikle ilk modlara ait standart sapmaların çok düşük olması analiz sonuçlarının hassaslığını yansıtmaları açısından önemlidir.

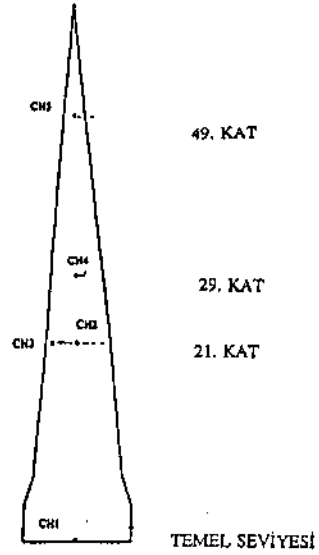
SONUÇLAR

Herhangi bir yapıdan alınan deprem kayıtları kullanılarak yapıya ait modal frekans ve sönüm değerlerinin zaman tanım alanındaki sistem tanımlaması yöntemleri kullanılarak geleneksel frekans tanım alanındaki Fourier ve davranış spektrumu gibi yöntemlere oranla çok daha hassas sonuçlar bulunabileceği gösterilmiştir. Sistem tanımlaması yöntemlerinin uygulamaları sırasında sıkça karşılaşılan modal parametreleri (n_k ve n_b) ve veri seçimi gibi zorluklar da bu çalışmada önerilen ve Şekil.1 de akis diyagramı gösterilen yöntem kullanılarak yenilmiştir. Bu yöntemin kullanılması ile hem binaya ait olan modlar kolaylıkla tespit edilmiş hem de modal frekans ve sönüm değerleri hassas bir şekilde belirlenmiştir.

Tablo.9 ve 10'da 29'uncu katta alınan kayıtlar (CH4) kullanılarak yapılan analizde bulunan modal parametreler verilmiştir. Tablo.6,7,8 ile karşılaştırıldığında aralarında çok büyük bir fark olmadığı görülmektedir. Bu da göstermektedir ki sistem tanımlaması yöntemlerinin kullanılması ile yapının burulmalı doğrultudaki modları sadece bir kayıttan faydalanılabilmektedir. Böylece yapı frekans ve sönüm değerlerini belirlemek için yapılacak cihazlandırmalarda sadece zemin kat ve bir ara kata deprem ölçüm cihazı yerleştirilmesi yeterli olacak ve bu da maliyeti çok yüksek olan cihazlandırma projelerini daha ucuz hale getirebilecektir. Tablo.6,7,8'de görüldüğü gibi hesaplanan modal parametrelerin çoğunluğu en üst seviyedeki kayıt kullanılarak değil de ara kattaki kayıt kullanılarak elde edilmiştir. Ara kattaki kayıta salınım genlikleri daha düşük olmasına rağmen özellikle ilk moddan sonraki modlara ait sinyal-gürültü oranları en üst kattaki kayda oranla yüksek olduğundan daha hassas değerler hesaplanabilmektedir. Bu da göstermektedir ki, yerleştirilecek ölçüm cihazı en üst kat seviyelerine değil de ara katlara yerleştirilmelidir.



Şekil 1. Sistem Tanımlama Akış Diyagramı



Şekil 2. Transamerica Binası

Tablo.1. Transamerica zorlanım titreşim test sonuçları

	mod 1		mod 2		mod 3		mod 4		mod 5		mod 6	
	f	ξ	f	ξ	f	ξ	f	ξ	f	ξ	f	ξ
N-S	0.345	0.009	0.635	0.014			1.170	0.015	1.620	0.012	1.850	0.009
E-W	0.345	0.014	0.635	0.016			1.130	0.015	1.530	0.018	1.850	0.007
TOR					0.895	0.026			1.395	0.022		

Tablo.2. Transamerica serbest titreşim test sonuçları

	mod 1		mod 2		mod 3		mod 4		mod 5		mod 6	
	f	ξ	f	ξ	f	ξ	f	ξ	f	ξ	f	ξ
N-S	0.337	0.027	0.630	0.017	0.880	0.012	1.110	0.010	1.520		1.730	
E-W	0.330	0.028	0.616	0.018	0.843	0.012	1.110	0.013	1.500		1.720	
TOR	0.447	0.023	0.814	0.016	1.060	0.011	1.270	0.009				

Tablo.3. Transamerica analitik modellenme sonuçları

	mod 1		mod 2		mod 3		mod 4		mod 5		mod 6	
	f	ξ	f	ξ	f	ξ	f	ξ	f	ξ	f	ξ
N-S	0.326		0.631		0.960		1.230		1.630			
E-W	0.326		0.648		0.994		1.350		1.730			
TOR	0.350		0.191		0.657		0.996		1.380			

Tablo.4. NS yönündeki sistem tanımlaması analiz sonuçları (Şafak, Çelebi, 1991)

mod	f (Hz)	ξ
1	0.2910	0.0485
2	1.3557	0.0250
3	0.7495	0.0764
4	1.0845	0.0543
5	1.4283	0.0432
6	0.9651	0.0744
7	2.5291	0.0291
8	2.9692	0.0249
9	1.7340	0.0514
10	2.1616	0.0437
11	1.7177	0.0564
12	2.8599	0.0438
13	2.1359	0.0659
14	2.5077	0.0634
15	0.6432	0.2744

Tablo.5. EW yöntemiyle sistem tanımlaması analiz sonuçları (Şafak, Çelebi, 1991)

mod	f (Hz)	ξ
1	0.2737	0.0218
2	0.5214	0.0356
3	1.1023	0.0242
4	3.1169	0.0161
5	1.5392	0.0363
6	1.2061	0.0222
7	2.5748	0.0289
8	0.8565	0.0880
9	1.9730	0.0434
10	0.6310	0.1500
11	2.0359	0.0506
12	1.7517	0.0609
13	2.7994	0.0405
14	2.7077	0.0437
15	2.2042	0.0566
16	1.3963	0.1048
17	1.2226	0.1899
18	2.5019	0.0991

Tablo.6. Bu çalışmada bulunan NS yöntemiyle sonuçlar

mod	kayıt	f (Hz)	sid	ξ	sid
1	CH5	0.2804	0.0002	0.0195	0.0010
2	CH2	0.5419	0.0008	0.0122	0.0019
3	CH2	0.8096	0.0013	0.0138	0.0018
4	CH4	0.9774	0.0015	0.0310	0.0057
5	CH4	1.3374	0.0047	0.0358	0.0034
6	CH4	1.6816	0.0026	0.0214	0.0033

Tablo.7. Bu çalışmada bulunan EW yöntemiyle sonuçlar

mod	kayıt	f (Hz)	sid	ξ	sid
1	CH4	0.2779	0.0001	0.0129	0.0001
2	CH4	0.5153	0.0002	0.0177	0.0003
3	CH2	0.7763	0.0013	0.0247	0.0027
4	CH4	0.9647	0.0023	0.0120	0.0043
5	CH5	1.2046	0.0080	0.0381	0.0050
6	CH5	1.5389	0.0179	0.0399	0.0111

Tablo.8. Bu çalışmada bulunan burulmalı yöntemle sonuçlar

mod	kayıt	f (Hz)	sid	ξ	sid
1	CH3-CH2	0.3119	0.0080	0.0724	0.0223
2	CH3-CH2	0.6120	0.0141	0.0445	0.0285
3	CH3-CH2	0.8579	0.0078	0.0447	0.0136
4	CH3-CH2	1.1072	0.0096	0.0398	0.0090

Tablo.9. CH3:CH1 kayıtlarının analizi ile bulunan NS yönündeki sonuçlar

mod	f (Hz)	std	ξ	std
1	0.2814	0.0004	0.0216	0.0010
2	0.5300	0.0034	0.0148	0.0034
3	0.8092	0.0039	0.0183	0.0030
4	0.9774	0.0015	0.0310	0.0057
5	1.3374	0.0047	0.0358	0.0034
6	1.6816	0.0026	0.0214	0.0033

Tablo.10. CH3:CH1 kayıtlarının analizi ile bulunan EW yönündeki sonuçlar

mod	f (Hz)	std	ξ	std
1	0.2728	0.0001	0.0129	0.0001
2	0.5153	0.0002	0.0177	0.0003
3	0.7798	0.0010	0.0233	0.0053
4	0.9647	0.0023	0.0120	0.0043
5	1.2216	0.0110	0.0358	0.0033
6				

KAYNAKLAR

1. Çelebi, M., Şafak, E. (1991). Seismic response of Transamerica building. I: Data and preliminary analysis. J. of Struct. Eng., ASCE, Vol.117, 2389-2404.
2. Kadakal, U. (1994). A study on the application of system identification techniques in earthquake engineering. MS Thesis, Boğazici University, Istanbul.
3. Kadakal, U., Yüzügüllü, Ö. (1995). A comparative study on the identification methods for the autoregressive modelling from the ambient vibration records. Soil Dyn. and Earthquake Eng. (In press).
4. Ljung, L. (1987). System identification-theory for the user. Prentice-Hall, Englewood Cliffs, New Jersey.
5. Stephen, R.M., Hollings, J.P., Bouwcamp, J.G. (1974). Dynamic behavior of a multi-story pyramid shaped building. EERC Report 73-17. University of California, Berkeley.
6. Şafak, E. (1988). Analysis of recordings in structural engineering: Adaptive filtering, prediction and control. USGS Open file report 88-647.
7. Şafak, E., Çelebi, M. (1991). Seismic response of transamerica building. II: System identification. J. of Struct. Eng., ASCE, Vol.117, 2405-2425
8. Şafak, E., Çelebi, M. (1992). Seismic response of Pasific Park Plaza. II: System identification. J. of Struct. Eng., ASCE, Vol.118, 1566-1589.

RİJİT OBJELERİN DEPREM ETKİSİYLE SALLANMA HAREKETLERİ

ROCKING RESPONSE OF THE RIGID BLOCKS UNDER EARTHQUAKE EXCITATION

Uğur Kadakal¹, Mustafa Erdik²

SUMMARY

In this study rocking response of rigid blocks is studied analytically and experimentally. The governing equations of rocking motion are formulated based on three parameters: equivalent circular frequency of the block (p), its slenderness ratio (r), and the coefficient of restitution (e). Analytical solutions to rocking response problem under constant acceleration and half sine wave pulse excitations are determined. Experimental studies on the problem are fulfilled by a shaking table setup, thus providing the opportunity for comparison between experimental and analytical results. The effect of p , r and e on the overall response of a block is also studied.

ÖZET

Rijit objelerin deprem altındaki davranışları genel olarak sallanma, kayma, ya da hem sallanma hem kayma şeklinde tanımlanabilirler. Çok şiddetli depremlerde düşey ivmenin $1g$ 'yi geçtiği durumlarda zıplama hareketi de bunlara dahil edilebilir. Bu çalışmada davranışlarından en tehlikeli ve devrilme ile sonuçlanabileni olan sallanma hareketi üzerinde durulmuştur. Öncelikle sallanma hareketinin denklemleri çıkartılmış, ardından lineer olmayan bu denklemlerin çözüm yöntemleri sunulmuştur. Bu yöntemler doğrultusunda bir bilgisayar programı yazılarak sarsma masası deneyleri ile doğruluğu test edilmiştir. Bilgisayar programı sayesinde farklı depremler altında değişik objelerin sallanma hareketleri incelenmiş ve bu hareketin genliğini düşürebilmek doğrultusunda sistem parametrelerinin etkileri araştırılmıştır. Bu doğrultuda sallanma hareketinin etken parametrelerini değiştirerek devrilme riskini azaltacak yöntemler irdelenmiştir.

¹ Arş. Gör. Northeastern Üniversitesi, İnşaat Mühendisliği Bölümü, Boston, A.B.D.

² Prof. Dr. B.Ü., K.R.D.A.E., Deprem Mühendisliği Anabilim Dalı, Çengelköy, İstanbul

GİRİŞ

Son yıllarda rijit bir zemin üzerinde duran rijit objelerin deprem hareketi altındaki davranışları konusunda bir çok araştırmalar yapılmıştır. Bu konuya özel bir önem verilmesinin nedenlerinden biri kuşkusuz ABD ve Japonya'daki müzelerde korunan tarihi eserlerin deprem sırasında büyük zarar görmeleridir. Japonyada özellikle Tokachi depremi sırasında müzelerde sergilenen eserlerin büyük zarar görmesi üzerine Tokyo Milli Müzesi ve Japonya Kültür Bakanlığı tarafından bu eserlerin deprem esnasında görebilecekleri zararı minimuma indirmek doğrultusunda çalışmalar başlatılmıştır (Washizuka, 1985). Benzer çalışmalar özellikle 1989 Loma Prieta depremi sırasında müzelerdeki eserlerin 10 milyon doların üzerinde bir zarar gelmesi üzerine ABD'de başlatılmıştır (Nigbor, Masri, Agabian, 1994). Yapılan çalışmaların sonuçları doğrultusunda Los Angeles şehrindeki Paul Getty müzesindeki eserlerin korunması amacıyla bazı önlemler alınmıştır. Tokyo ve Los Angeles şehirleri ile karşılaştırıldığında deprem riski daha az olmasına rağmen İstanbul şehri barındırdığı müzeler ve sergilenen eserler açısından belkide dünyanın en zengin şehirlerinden biridir. Bu nedenle bu müzelerdeki eserlere deprem zararlarına karşı en az Los Angeles ve Tokyo'dakiler kadar hassasiyetle korunmalıdırlar.

HAREKET DENKLEMİ

Şekil.1 de görülen bloğun yanal yönde a_h ve düşey yönde a_v yer ivmesine maruz kaldığında sallanma

$$a_h > \frac{g}{r} \left(1 + \frac{a_v}{g}\right) \quad (1)$$

burada r bloğun narinlik oranı (h/b) olarak tanımlanmıştır. Sallanma hareketi başladıktan sonra blok O ve O' noktaları etrafındaki sallanmayı sırasıyla aşağıdaki denklemler doğrultusunda yapar

$$I_o \ddot{\theta} + MgR \left(1 + \frac{a_v}{g}\right) \sin(\theta_c - \theta) = -MRa_h \cos(\theta_c - \theta) \quad (2)$$

$$I_o \ddot{\theta} - MgR \left(1 + \frac{a_v}{g}\right) \sin(\theta_c + \theta) = -MRa_h \cos(\theta_c - \theta) \quad (3)$$

burada I_o bloğun kütle atalet momenti, M küdesi, θ_c ise aşağıdaki şekilde tanımlanan kritik

dönme açısıdır.

$$\theta_c = \tan^{-1}\left(\frac{1}{r}\right) \quad (4)$$

Denklem 2 ve 3 ile tanımlanan hareket sırasında dönme açısı θ' 'nin kritik açısı geçtiği durumda blok devrilmiş olarak kabul edilebilir. Denklem 2 ve 3 daha basit ve tek bir denkleme dönüştürülebilir

$$\ddot{\theta} + p^2 S(\theta) \left(1 + \frac{a_v}{g}\right) \sin(\theta_c - |\theta|) = -p^2 \frac{a_h}{g} \cos(\theta_c - |\theta|) \quad (5)$$

burada $S(\theta)$ signum fonksiyonudur ve θ' 'nin pozitif olduğu durumlarda 1 negatif olduğu durumlarda -1 değerini alır. Yine aynı denklemdeki p ise eşdeğer açısal frekans olarak adlandırılır ve aşağıdaki gibi tanımlanır.

$$p^2 = \frac{MgR}{I_o} \quad (6)$$

Sallanma hareketi esnasındaki enerji kaybı açısal dönme θ' 'nin sıfıra eşit olduğu an yani bloğun hem O hemde O' noktasının yerle temasta olduğu çarpışma esnasında anlık olarak gerçekleşir ve aşağıdaki şekilde tanımlanır

$$\dot{\theta}^+ = e\dot{\theta}^- \quad (7)$$

burada θ^+ çarpışmadan hemen sonraki, θ^- ise çarpışmadan hemen önceki açısal hızları ifade eder. Denklemdeki e ise sıçrama katsayısı olarak adlandırılır ve çarpma anındaki enerji kaybının bir göstergesidir. Şunu tekrar belirtmek gerekir ki, sallanma hareketi sırasında enerji kaybı sadece çarpışma anında oluşur, diğer anlarda enerji kaybı yoktur.

Denklem 5 lineer olmamasından dolayı 4'üncü derece Runge-Kutta integrasyon algoritması kullanılarak çözülmüştür (Kadalk, 1994). Stabilité problemleri dolayısıyla integrasyon zaman aralığı 0.001 saniye kadar küçük bir değer seçilmesi zorunda kalmıştır. Yazılan bilgisayar programı bazı basit analitik çözümler kullanılarak ve özellikle sarsma tablası testleri (Kadalk, 1994, Kadalk, Durukal, Erdik, 1994) sonuçlarına dayanılarak test edilmiş ve denklem 5 ile 7'da tanımlanan hareketi yüksek hassasiyetle tanımladığı görülmüştür. Analitik sonuçların deney sonuçları ile karşılaştırılması sırasında karşılaşılan zorluklardan birisi sıçrama katsayısı (e) değerinin doğru olarak tespit edilememesi, bir diğeri de denklem 5'in dayandığı varsayımlardan biri olan sadece salınım hareketi varsayımının deneyler sırasında her zaman sağlanamamasıdır. Özellikle yüksek frekanslı

sallanmalar sırasında sallanma hareketinin yani sıra kayma hareketi de gözlenmektedir.

PARAMETRİK ÇALIŞMA

Sallanma hareketinin parametreleri olan narinlik oranı r , eşdeğer açısal frekans p ve sıçrama katsayısı e 'nin, aynı yer hareketi altında sallanma hareketinin genlikleri üzerine etkileri bu bölümde incelenmiştir. Bu amaçla her bir parametrenin etkisi o parametreyi değiştirip diğerlerini sabit tutmak yoluyla araştırılmıştır. Sonuçları daha rahat karşılaştırabilmek için direkt açısal dönme (θ) yerine boyutsuz olan açısal dönmenin kritik açıya oranı (θ/θ_c) hesaplanmıştır. Bu oranın 1 değerine eşit olduğu anda bloğun devrildiği varsayılmıştır. Input olarak şekil.2 deki deprem hareketi kullanılmıştır.

Narinlik oranı r , direkt olarak hareket denkleminde girmemesine rağmen devrilme kriteri olan kritik açıyı (θ_c) tanımladığından dolayı önemlidir. Daha önceki araştırmacıların da gösterdiği gibi narinlik oranının artması, stabiliteyi azaltmaktadır (Aslam, 1980). Burada eşdeğer açısal frekansı ($p=4$) ve sıçrama katsayısı ($e=0.925$) değerleri sabit olup narinlik oranı değişen ($r=4, 4.5, 5, 5.5, \dots, 9, 9.5, 10$) bloklar için maksimum genlikler hesaplanmıştır (şekil.3). Sonuçlar göstermiştir ki, genel olarak narinlik oranındaki artış sallanma genliklerini arttırmaktadır.

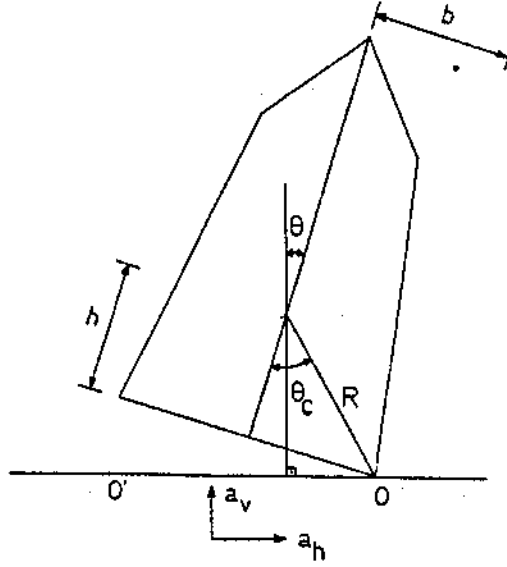
Sallanma hareketinin bir diğer önemli parametresi de eşdeğer açısal frekans (p) değeridir ve boyut parametresi olan R 'nin karekökü ile doğru, kütle atalet momentinin karekökü ile ters orantılıdır. Bu nedenle bir boyut parametresi olarak düşünülebilir. Genellikle bloğun büyüklüğü arttıkça eşdeğer açısal frekans (p) azalır. Direkt olarak formül 4'deki hareket denkleminde girdiği için sallanma genlikleri üzerine etkisi büyüktür. Birçok araştırmacı (Yim, 1980, Aslam, 1980, Tso ve Wong, 1989) göstermiştir ki eşdeğer açısal frekans arttıkça sallanma genliğide artmaktadır. Ya da bloğun büyüklüğü arttıkça (narinlik oranı sabit), stabilitesi de artmaktadır. Şekil.2'deki depremin narinlik oranı ($r=6$) ve sıçrama katsayısı ($e=0.925$) sabit olup eşdeğer açısal frekans değerleri değişen ($p=0.4, 0.8, 1.2, 1.6, \dots, 7.2, 7.6, 8.0$) bloklara uygulanması sonucu elde edilen maksimum genlikler karşılaştırılmıştır. Şekil.4'den açıkça görülmektedir ki p değerinin artması sallanma genliklerini arttırmaktadır.

Sıçrama katsayısı da enerji kaybını tanımladığı için sallanma genlikleri üzerinde önemli bir rol oynamaktadır. Daha öncede açıklandığı gibi sadece çarpışma esnasında anlık olarak enerji kaybı oluşmaktadır. Bu nedenle sallanma genlikleri üzerindeki etkisi diğer iki parametreye göre daha az olacağı varsayılabilir. Yim (1980) ve Aslam (1980) in çalışmaları da bu varsayımın doğruluğunu göstermektedir. Diğer iki parametre için olduğu gibi aynı yer hareketi altında, narinlik oranı ($r=6$) ve eşdeğer açısal frekans ($p=4$) sabit bırakılıp, sıçrama katsayısı değiştirilerek ($e=0.2, 0.3, \dots, 0.9, 0.925, 0.950, 0.975, 1.0$) maksimum sallanma genlikleri üzerindeki etkisi incelenmiştir (şekil.5). Sonuçlar göstermektedir ki enerji kaybının olmadığı durum ($e=1$) hariç, sıçrama katsayısının sallanma hareketi üzerine etkisi çok düşüktür. Şekil.3, 4, 5 için kullanılan analiz sonuçları sırasıyla (şekil.6), (şekil.7) ve (şekil.8)'den görülebilir.

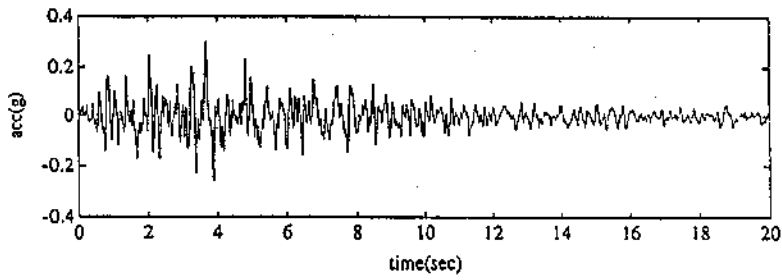
KAYNAKLAR

- 1.Agbabian, M.S., Masri, S.F., Nigbor, R.L. (1990). Evaluation of seismic mitigation measures for art objects. Getty Conservation Inst., Marina del Rey, California.
- 2.Aslam, M., Godden, W.G., Scalise, F.T. (1980). Earthquake rocking response of rigid bodies. J. of Struct. Div., ASCE, Vol.106, pp.377-392
- 3.Erdik, M., Kadakal, U. (1994). Müzelerde sergilenen eserlerin depremlerden korunması. Ara rapor, Deprem Mühendisliği Ana Bilim Dalı, Boğaziçi Üniversitesi.
- 4.Kadakal, U, Durukal, E., Erdik, M. (1994). Application of the rocking response of the Egyptian Obelisk in Istanbul to the probabilistic estimate of peak earthquake accelerations experienced in the region. Proc. of ERCAD.
- 5.Kadakal, U. (1994). Rocking response of rigid bodies. Internal report, Department of Earthquake Engineering, Boğaziçi University, Istanbul.
- 6.Nigbor, R.L., Masri, S.F., Agbabian, M.S. (1994). Seismic vulnerability of rigid objects. Proc. of 5th US Nat. Conf. on Earthquake Eng., Vol.4, pp.725-734
- 7.Tso, W.K., Wong, C.M. (1989). Steady state rocking response of rigid blocks, Part I: Analysis. J. of Earthquake Eng. & Struct. Dyn., Vol.18, pp.89-106.
- 8.Washizuka, H. (1985). Protection against earthquakes in Japan. Museum, UNESCO, Vol.146, pp.119-122.
- 9.Yim, C.S., Chopra, A.K., Penzien, J. (1980). Rocking response of rigid blocks to earthquakes. J. of Earthquake Eng. & Struct. Dyn., Vol.8, pp.565-587.

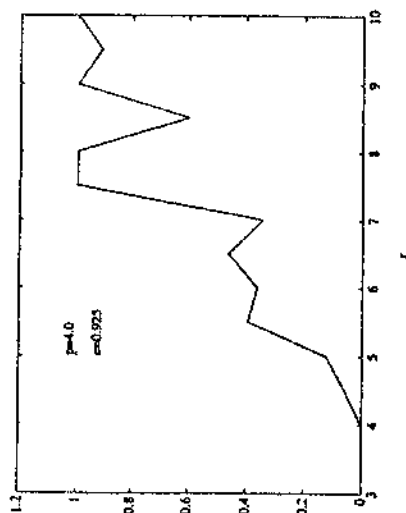
Şekil 1. Sallanan blok



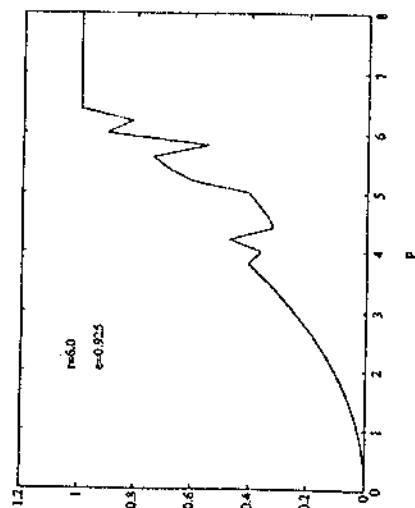
Şekil 2. Analizlerde kullanılan deprem hareketi



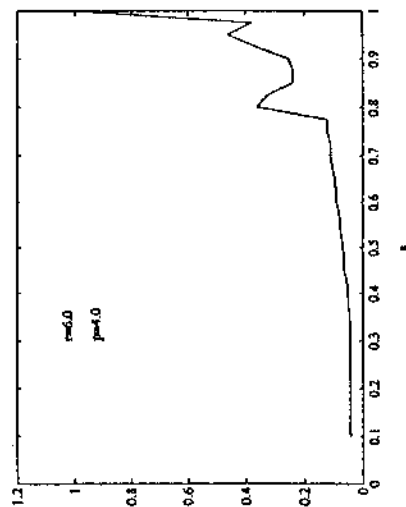
Şekil 3. Sallanma genliklerinin narinlik oranına (r) göre değişimi



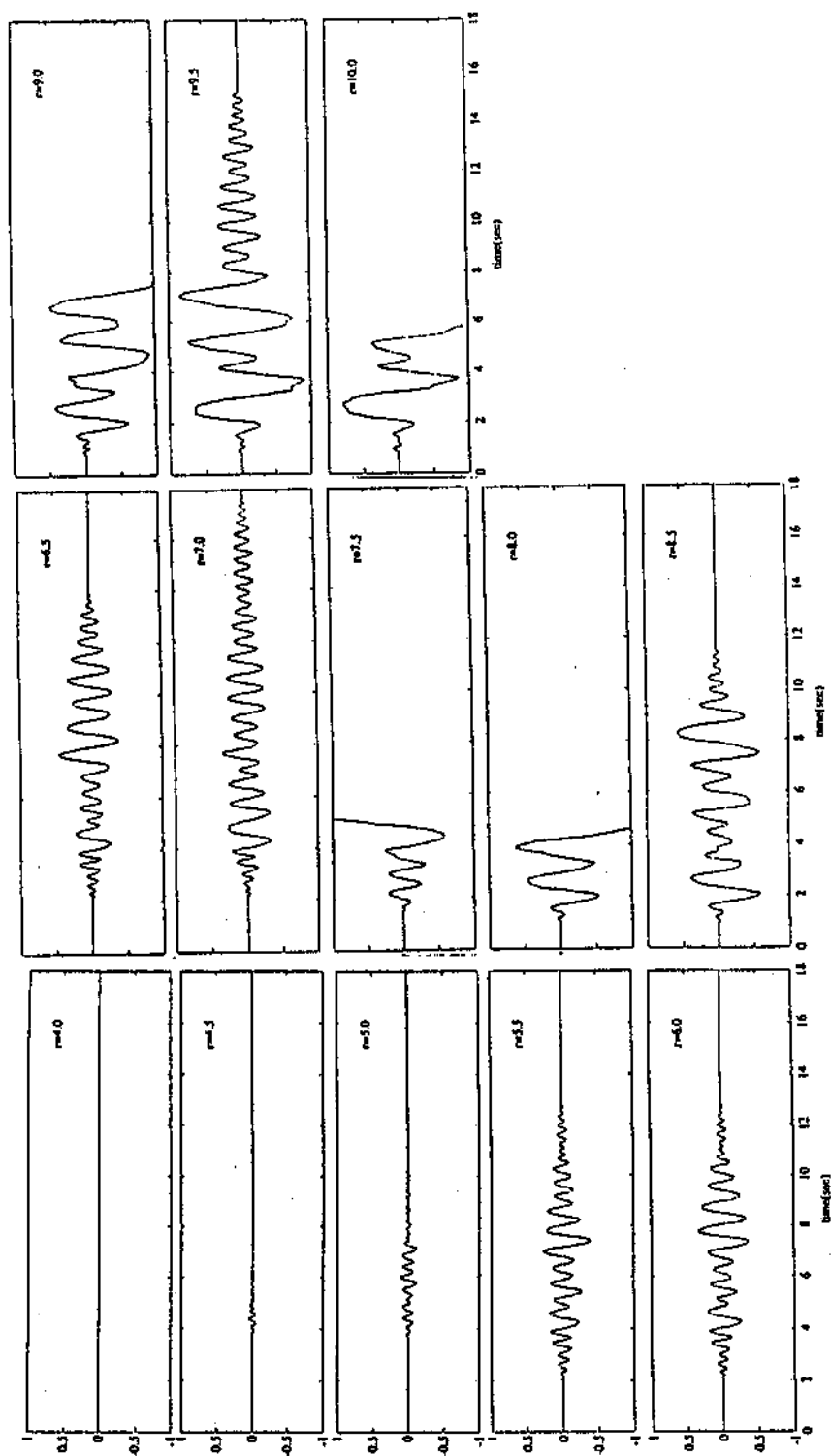
Şekil 4. Sallanma genliklerinin blok frekansı (p) ile değişimi



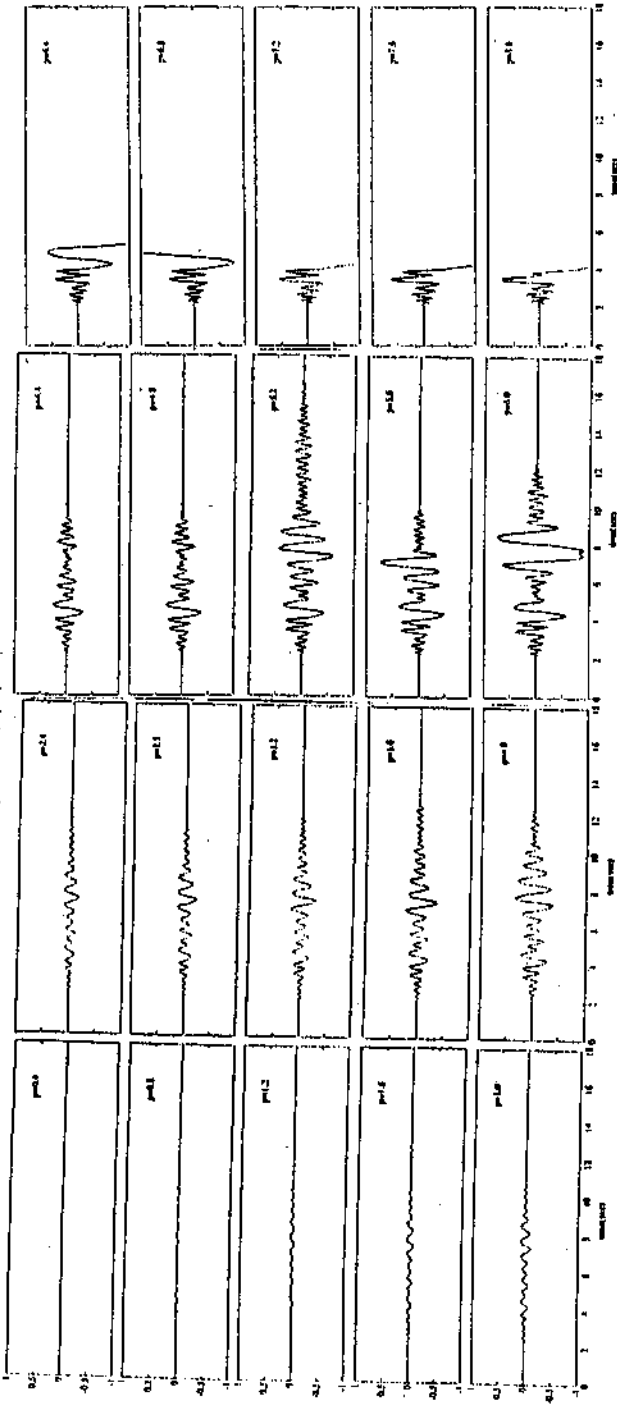
Şekil 5. Sallanma genliklerinin sıçrama katsayısı (e) ile değişimi



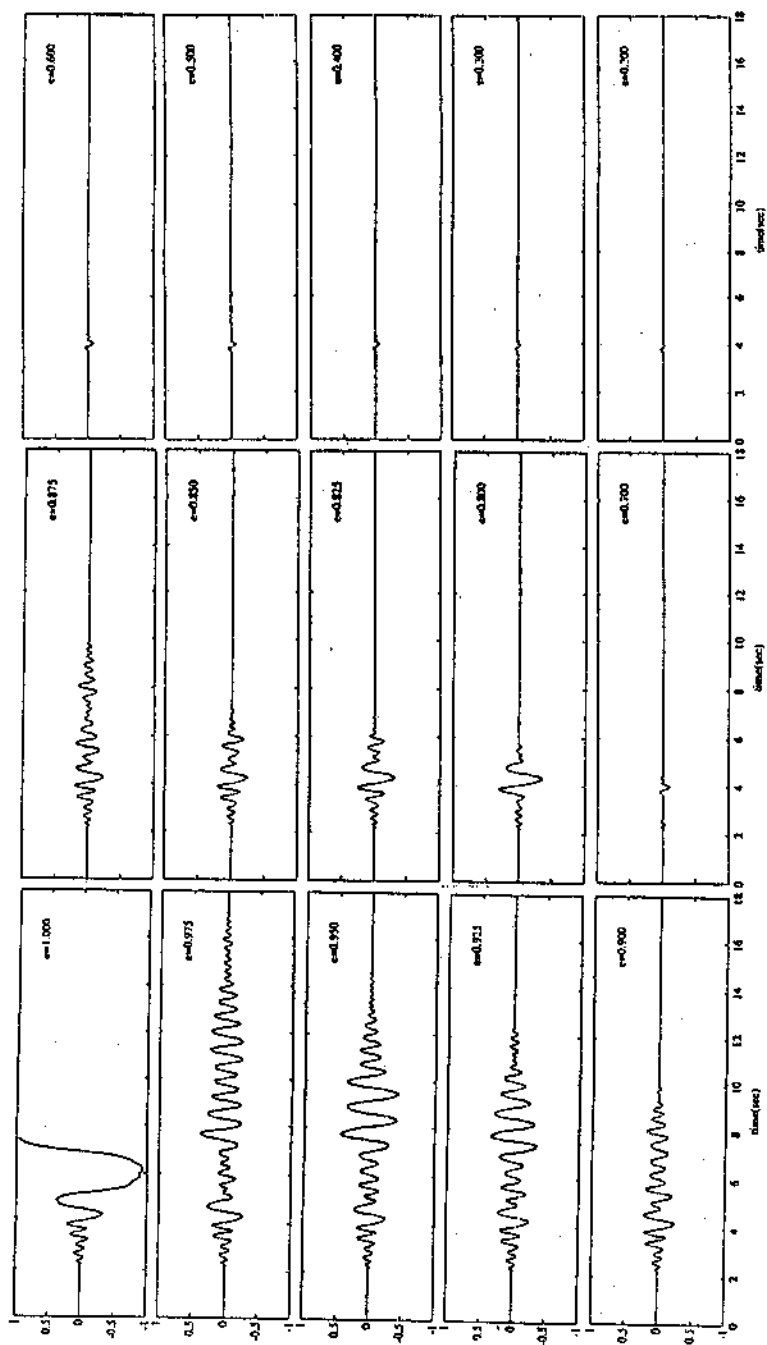
Şekil 6. Farklı narinlik oranlarındaki blokların aynı deprem (şekil.2) altındaki sallanma hareketleri



Şekil 7. Farklı frekanslara sahip blokların aynı deprem (şekil.2) altındaki sallanma hareketleri



Şekil 8. Farklı sığrama katsayılarına sahip blokların aynı deprem (şekil.2) altındaki sallanma hareketleri



COMPARISON OF DETERMINISTIC AND PROBABILISTIC RESPONSE OF CRITICAL STRUCTURES

KRITİK YAPILARDA DETERMİNİSTİK VE PROBABİLİSTİK
DAVRANIŞLARIN KARŞILAŞTIRILMASI

M. Kostov¹, H. Boncheva², D. Stefanov³, N. Koleva⁴

ABSTRACT

The seismic safety assessment of critical structures is of great importance. Reevaluation of the seismic behaviour of a nuclear power plant is performed using deterministic and probabilistic techniques for dynamic analysis. Original procedures are developed including all peculiarities of the site and structure taking into consideration the specific seismic conditions. Two kinds of acceleration response spectra at different structure levels are determined and discussed. Conclusions concerning the seismic safety of the structure are drawn.

INTRODUCTION

The seismic safety assessment of critical structures such as nuclear power plants, large dams, etc. is a very difficult and important task. It is a part of the risk analysis establishing the potential accident risk for critical structures near high population concentration. Development of safety design requirements for nuclear power plants (NPP) in the last 25 years took place in a subjective, deterministic framework. Little use was made of the quantitative probabilistic risk assessment (PRA) because the respective techniques for analyzing nuclear power plants were not fully developed. In the early 1960s the idea of reactor safety study based on the PRA techniques was proposed and introduced rapidly in the practice.

Safety-related structures and equipment in a nuclear power plant are designed to withstand the effects of a Safe Shutdown Earthquake (SSE) and an Operating Basis Earthquake (OBE). The ground response spectra for the SSE and OBE, the damping ratios for different structures, the procedures for soil-structure interaction

¹Assoc.Prof.Dr.,Central Lab.of Seismic Mechanics and Earthq.Enginnering (CLSMEE),BAS,Sofia,Bulgaria

²Assoc.Prof.Dr.,Head,Strong Motion Dept.,CLSMEE

³Res.Assoc.Dr.,CLSMEE

⁴Res.Assoc.,CLSMEE

analysis, and for structural and piping response analysis as well as the load combinations and stress allowables are specified in different codes and in the NRC standard Review Plan (1,2,3,4,5). The design practice is intended to assure that structures and equipment respond essentially within elastic range. The design of new plants is based on conservative methods. Very often the existing plants are reanalyzed for seismic margins when the definition of seismic hazard, ground motion, or other characteristics have been revised. The objective of a seismic margin assessment (SMA) is to determine whether a plant can resist with high confidence of a low probability of failure a specified earthquake level greater than the SSE. Deterministic and probabilistic methods can be applied. The SMA differs from the PRA which goal is to develop distribution of in-structure response spectra and structural forces for selected earthquake levels. In the probabilistic analysis only probabilistic methods are used. The main difference is that the SMA needs an earthquake review level and the PRA needs seismic hazard curves and uniform hazard spectra.

The analysis steps of the deterministic seismic response analysis for margin evaluation are the following: definition of seismic input as a single deterministic spectrum, definition of structural and soil models with best estimated properties and also the upper and lower bound stiffnesses of the soil, deterministic response analysis for the three soil cases and envelopes of responses. The respective steps of the probabilistic response analysis are: definition of seismic input with median values as well as COV and explicit variability, definition of structural and soil models - median, COV and explicit variability, simulation analyses and finally calculation of median, standard deviation, and COVs of responses.

Deterministic and probabilistic seismic response analyses are performed of units 5 and 6 of NPP Kozloduy. Original procedures are developed combining the techniques of the PRA and SMA analyses and the peculiarities of the VVER-1000 reactor structure. The acceleration response spectra at different levels of the reactor building applying two completely different techniques are determined. A short comparison only of the results is discussed in the paper. The philosophy of the two kinds of response analyses is outside the scope of present study.

DETERMINISTIC RESPONSE ANALYSIS

Reevaluation and upgrading of NPP Kozloduy has started after 1977 Vrancea earthquake. New SSE level was defined and all units are reanalyzed.

The seismic motion at free-field is given as an acceleration response spectrum at 5% damping shown in Fig.1 and maximum acceleration 0.20g (horizontal component) for SSE level and return period of 1000 years. The vertical acceleration is 50% of the horizontal one. The spectrum has been determined as an envelope of spectra for many earthquakes took place in the region with radius of 320 km. In addition time histories (three components) are generated on the base of the spectrum.

The soil characteristics of "free-field geological column" for the site are established experimentally. A soil model with characteristics at low strain is developed. The strain compatible properties are established also experimentally.

DESIGN RESPONSE SPECTRUM

UNIFORM HAZARD SPECTRA, 5% DAMPING,
ANNUAL PROBABILITY OF EXCEEDANCE 10^{-4}

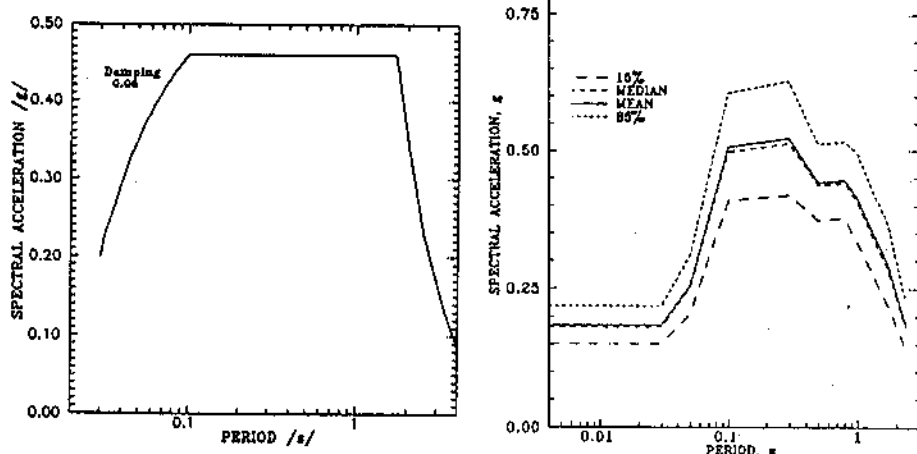


Figure 1. Acceleration response spectra at free-field - deterministic and probabilistic

Three cases of soil characteristics are studied - mean, "soft soil" with decreased G-moduli and "hard soil" with increased G-moduli. By deconvolution and convolution of the free-field time histories the respective time histories at foundation level are determined. The response spectra of horizontal components for the cases of soft and hard soil are shown in Fig.2. The free-field spectrum called design spectrum is also given.

The soil-structure-equipment model consists of: springs and dashpots representing the soil and 3D finite element model of the complicated spatial structure with a part of the main equipment (other part is included by the respective masses lumped at different points of the model).

The acceleration response spectra at different points of the model are determined. Some of those spectra for soft and hard soil are shown in Fig.3 and 4.

PROBABILISTIC RESPONSE ANALYSIS

The first step of this analysis is the seismic hazard assessment. The random and model uncertainties are taken into account. Hazard curves for the maximum acceleration at the site are derived. The equal hazard acceleration response spectra for annual probability of exceedance of 0.001, 0.0001 and 0.00001 are computed. The mean, median, standard deviation and geometric deviation (log-normal distribution) values are obtained. For the second value of hazard the spectra are shown in Fig.1.

For response analysis the seismic hazard is presented by a set of modified artificial accelerograms - 10 accelerograms (three components) for each level of hazard. The number 10 is applied as a frequency in a Latin Hypercube Experimental Design Procedure (LHCED). For the sake of the necessary statistics for generation of the accelerograms an analysis is performed over 90 pre-selected accelerogram components recorded from real earthquakes (6,7). Generation of the 10

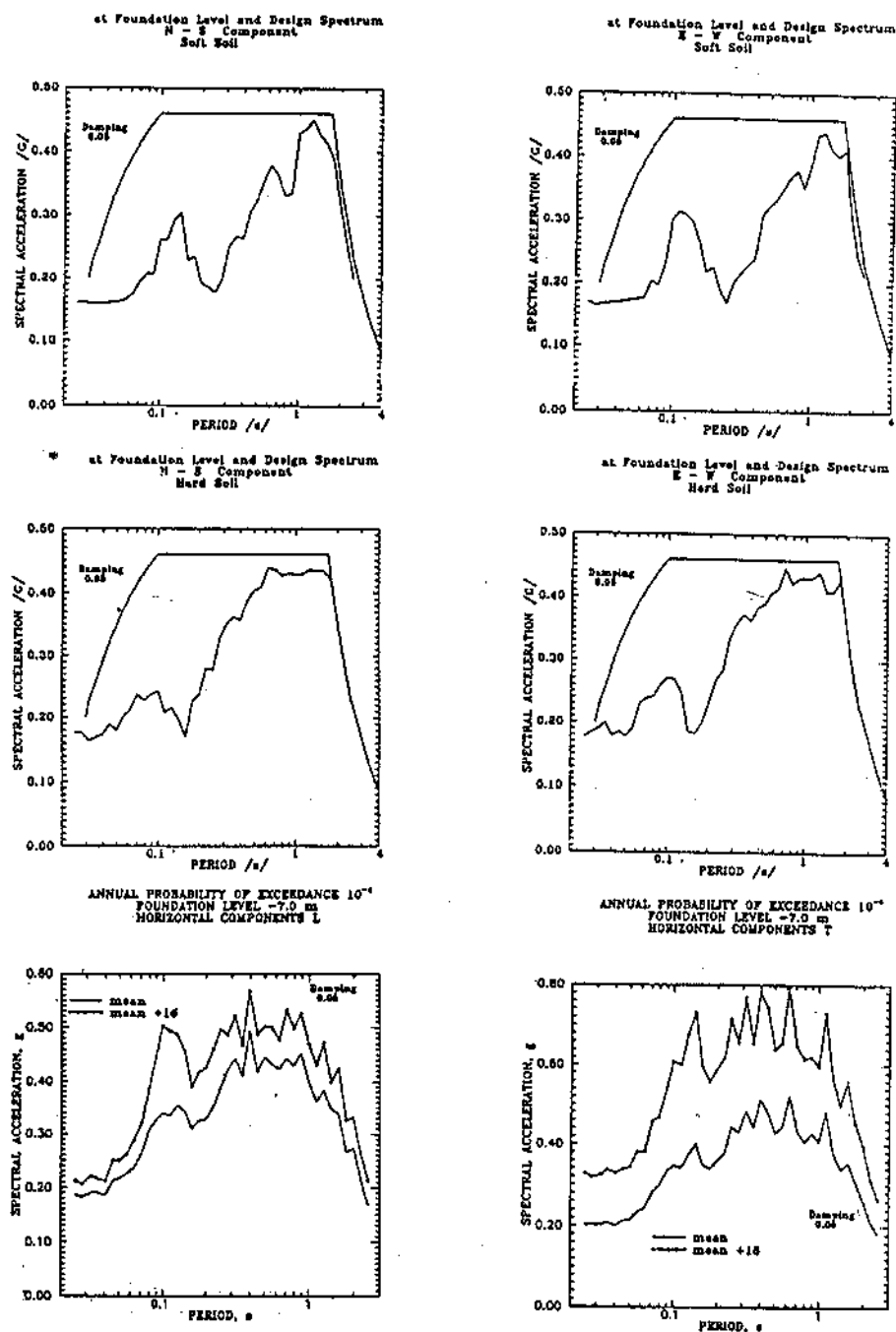


Figure 2. Acceleration response spectra at foundation level -
deterministic and probabilistic

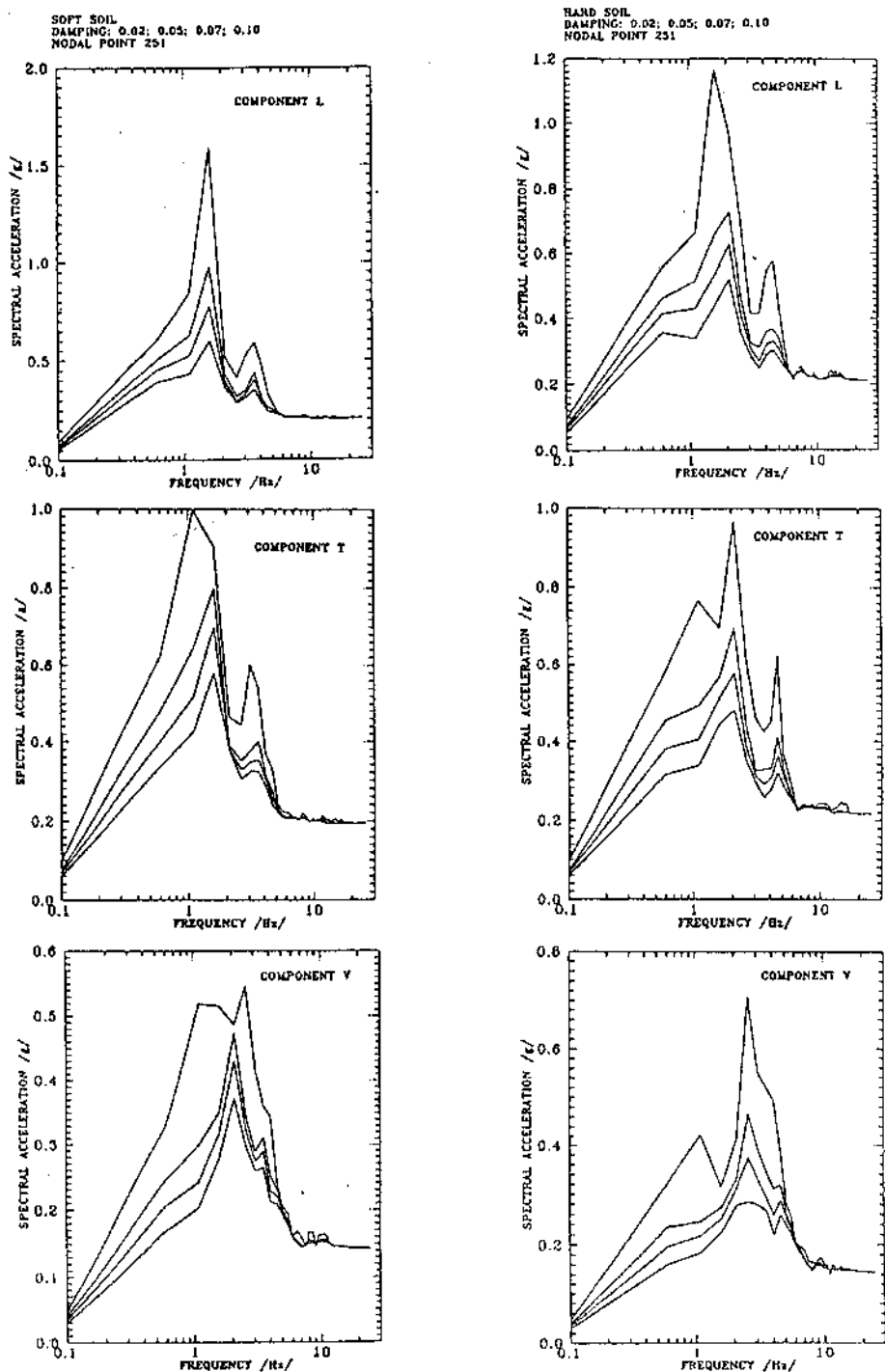


Figure 3. Deterministic acceleration response spectra

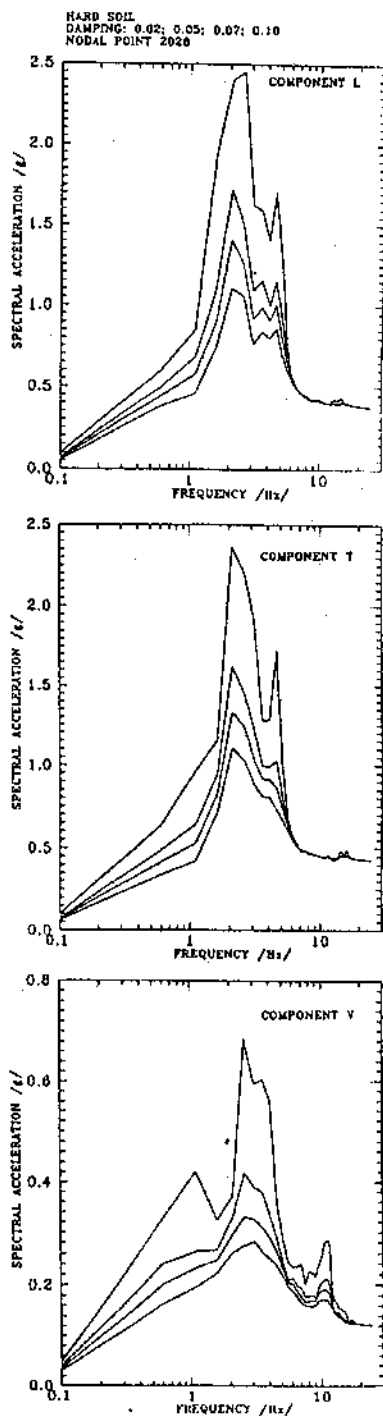
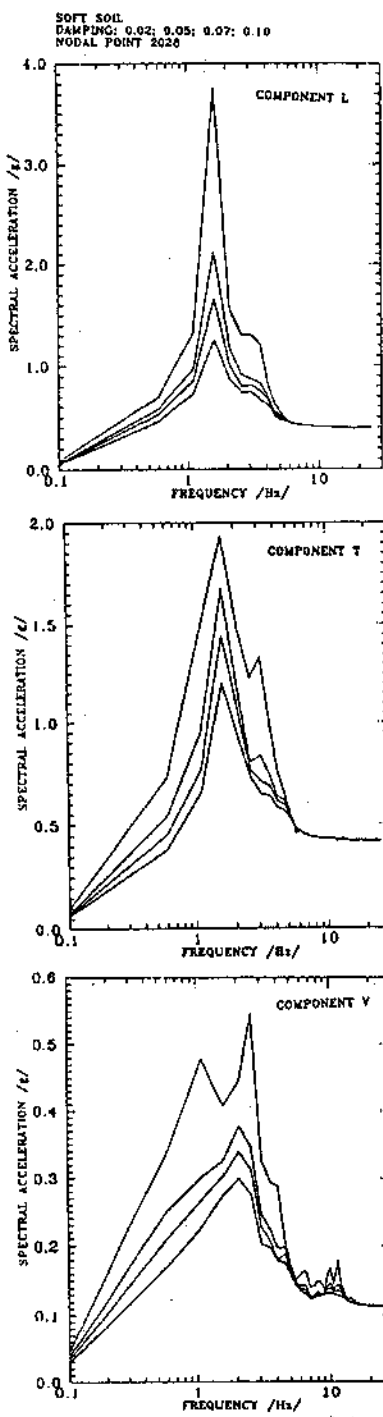


Figure 4. Deterministic acceleration response spectra

accelerograms is performed according to the LHCED procedure regarding the response spectrum, i.e. the spectra of the generated accelerograms match the mean value and the variation of the uniform hazard spectrum. Those free-field spectra should be transferred to the foundation level.

A probabilistic model of the local geology is compiled. Ten profiles are generated by LHCED procedure. By deconvolution the free-field accelerograms are transferred to the foundation level. This procedure is performed for each level of hazard. The horizontal components of the response spectra of those accelerograms are shown in Fig.2 for annual probability of excellence 0.0001.

A 3D finite element model of the structure is developed. In the soil-structure modelling the soil is represented again by springs and dashpots (6). The damping in the model is computed according to the composite damping rule. In the structure are used 4%, 5% and 7% of the critical damping respectively for the three hazard levels with 50% variation and in the soil the damping in vertical direction is assumed to be 60%, 70% and 80% (variation 50%), in horizontal direction - 60% of vertical damping, for rocking - 50% and for torsion - 30% of the vertical damping. The modal analysis is performed using 255 natural modes up to the frequency of 25 Hz. Variation of 30% of the natural frequencies is applied. The response is computed for all ten three-components accelerograms involving the above mentioned variations and for three levels of hazard. Then a statistical analysis is done for each level and mean and standard deviation values of responses are determined. Three components of floor acceleration response spectra are computed. Some of them are shown in Fig.5.

COMPARISON OF RESPONSE SPECTRA

The analysis of the floor response spectra determined by deterministic and probabilistic techniques shows many common features. There is not significant difference in the frequency content of the two kinds of spectra. The hardening of the soil does not change the shape of the first horizontal component (L component) but there is a small change in the shape of the T component - the maximum spectral values are for shorter frequency in the case of soft soil. The second spectral peak is more perceptible in probabilistic spectra.

At all levels the horizontal components at different points are identical. There is difference in the vertical components because of the rotational effects. This difference is more significant in upper levels. This peculiarity could be seen in deterministic and probabilistic spectra and is illustrated in Fig.3, 5 and 6. The nodal points 190 and 251 are at level 0.00 m. The nodal point 2028 is at the centre of the shell roof (cupola) at level 66m.

There are some differences between the two kinds of spectra (greater in the spectra at the free-field and at the foundation level and smaller in the maximum spectral values). The first horizontal component (L) has a maximum value for soft soil higher than the respective value for hard soil. The maximum spectral value of the probabilistic spectra are between those of deterministic ones, nearer to the hard soil spectra. Only at the low elevations the probabilistic maximum spectral value is smaller than those for soft and hard soils.

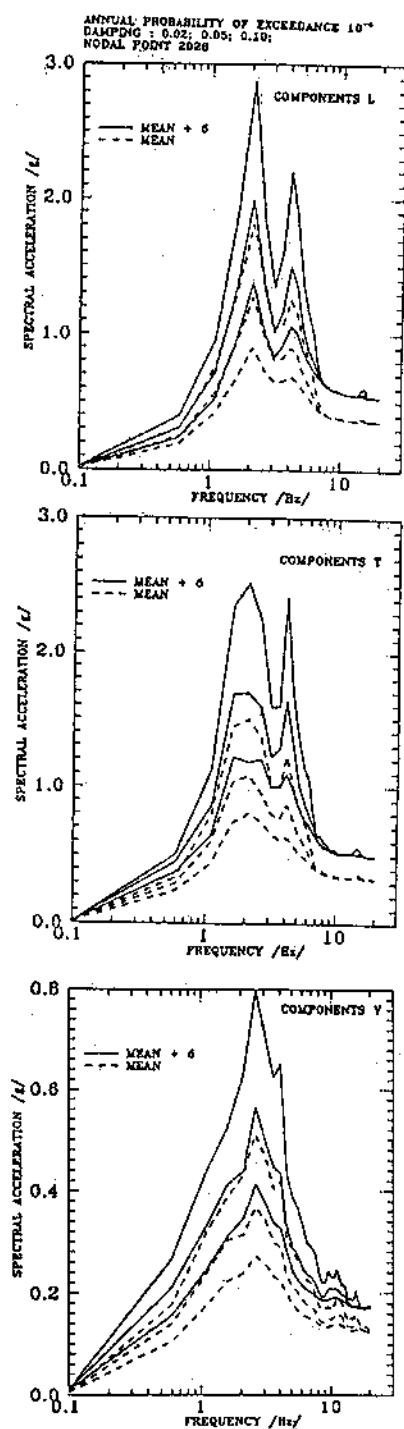
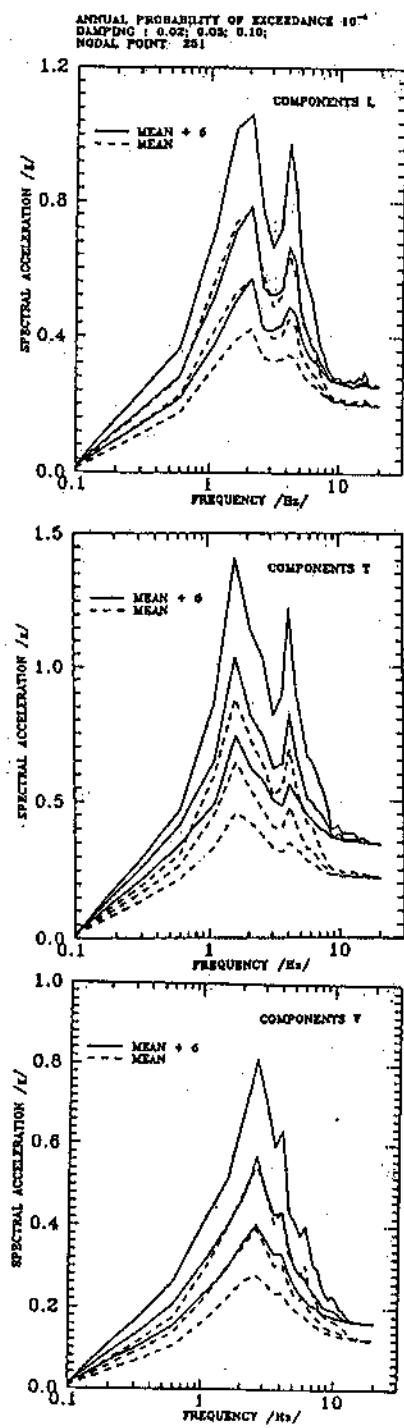
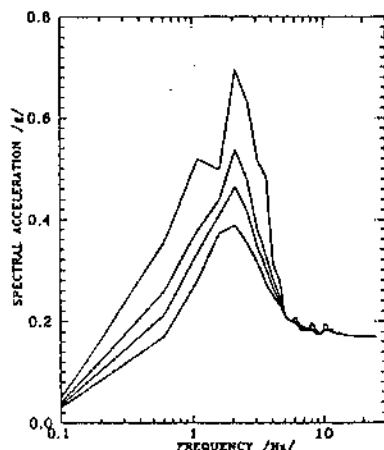


Figure 5. Probabilistic acceleration response spectra

ACCELERATION RESPONSE SPECTRA
SOFT SOIL
DAMPING: 0.02; 0.05; 0.07; 0.10
NODAL POINT 190
COMPONENT V



ACCELERATION RESPONSE SPECTRA
ANNUAL PROBABILITY OF EXCEEDANCE 10^{-4}
DAMPING: 0.02; 0.05; 0.10;
NODAL POINT 190
COMPONENTS V

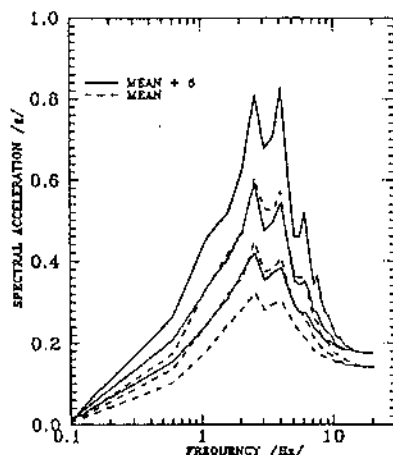


Figure 6. Vertical components of deterministic and probabilistic response spectra

The difference of the maximum spectral acceleration in the second horizontal component for two cases of deterministic spectra is very small the values for hard soil being larger than those for soft soil. The respective probabilistic values are larger than deterministic ones nearer to the values for hard soil. The exception is again in the spectra at low structure levels. The same effect can be seen in vertical components.

CONCLUSION

The analysis of the acceleration response spectra determined by deterministic and probabilistic techniques shows a good dynamic behaviour of the reactor building. The two kinds of spectra have a common characteristics. A considerable influence of the soil and foundation on the seismic behaviour of the VVER-1000 reactor building is clearly demonstrated - the first natural modes of vibrations are predetermined by the soil-structure interaction. The seismic capacity of the building could be assessed as high. This conclusion is drawn on the basis of the results obtained applying completely different procedures for response computation. For critical structures the seismic safety assessment should be performed using deterministic and probabilistic methods of investigations.

REFERENCES

1. IAEA, Probabilistic Safety Assessment for Seismic Events, Technical Document, Vienna, 1992
2. IAEA Safety Guide 50-SG-S1, Earthquakes and Associated Topics in Relation

- to Nuclear Power Plant Siting, Vienna, 1991
3. U. S. Nuclear Regulatory Commission, Probabilistic Risk Assessment Procedures Guide, Report NUREG/CR-2300, 1983
 4. U. S. Nuclear Regulatory Commission and Brookhaven National Laboratory, PSA Procedures Guide, Rep. NUREG/CR-2815, 1985
 5. U. S. Nuclear Regulatory Commission Review Plan, 3.7.2 - Seismic System Analysis, 1989
 6. Boncheva, H., M. Kostov, G. Varbanov, A. Kaneva, B. Tzvetkov, Probabilistic Soil-Structure Interaction Analysis, Proc. Third Turkish Earthquake Engineering Conference, Istanbul, 1995
 7. Kostov, M., D. Stefanov, H. Boncheva, G. Varbanov, N. Koleva, Probabilistic Response and Capacity Evaluation of VVER-1000 Reactor Building, Kozloduy NPP, Proc. 10ECEE, Vienna, 1994

THE NEW SHEAR WALL WITH DRY FRICTION JUNCTIONS FOR EARTHQUAKE ENGINEERING

DEPREM MÜHENDİSLİĞİNDE
KURU SÜRTÜNMELİ BİRLEŞİMLERLE YAPILAN YENİ BİR PERDE TÜRÜ

Michael Melkumian¹

ABSTRACT

Shear walls in frame buildings are used to provide horizontal stiffness and to reduce deflections under seismic actions. As opposed to solid precast shear walls connected with adjacent columns by on site welding or cast-in-place shear walls, in recent years increasingly more new designs of shear walls possessing the ability to adapt are developed. In doing so, junctions are artificially created where plastic deformations or dry friction can develop. Such designs result in intensive absorption of seismic energy. In the paper a new design of frictional shear wall patented by the author in Armenia is suggested. Investigation of the new shear wall was carried out and its performance was compared to that of a solid traditional shear wall under horizontal static loading.

STRUCTURAL CONCEPT OF THE FRICTIONAL SHEAR WALL

Frictional shear wall in the each floor consists of three parts within the limits of frames in the height of the building (Figure 1). The parts are: the basic middle precast R/C panel of trapezoid shape and two side cast-in-place panels of triangle shape, reinforced separately and concreted at the construction site. The basic middle precast R/C panel is mounted between two columns and has the slots along its inclined faces. There are slots also in the adjacent columns faces. These very slots prevent the triangular elements to come out from their plane at the horizontal loading. In the given design it is precisely these slots where dry friction occurring along them in the case of drift of the side elements, that are the junctions of seismic energy absorption. To make the downward shift of the side cast-in-place elements possible in vibrations of the building the gaps are created between their lower parts and the lower story slab.

¹Dr., Head of Earthquake Engineering Center of the National Survey of Seismic Protection, Yerevan, Armenia

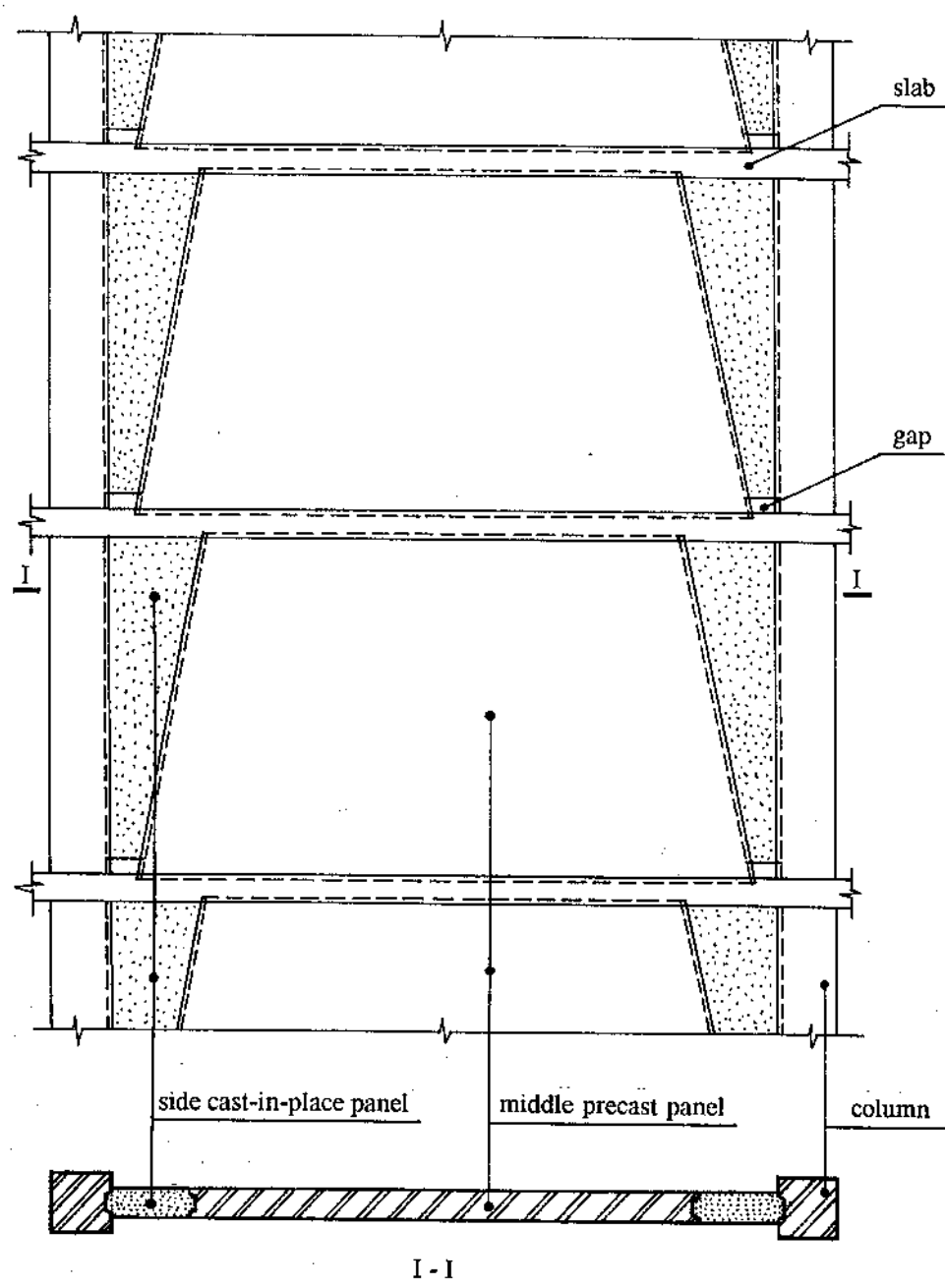


Figure 1. The design concept of the frictional shear wall

In an earthquake in the junctions between the side panels and basic panel and columns attrition of the contact surfaces will take place, thus resulting in reduction of stiffness of the shear wall. However, simultaneously with it, as there are provided inclined faces and lower gaps, triangular elements will gradually move down to take up new position. In doing so, friction forces in the junctions hinder the movement, and, therefore, absorb some part of the energy of seismic action. Besides, sealing of junctions due to the wedge action takes place, the initial stiffness of shear wall thus being restored.

COMPARATIVE STUDY OF THE BEHAVIOR OF CONVENTIONAL AND FRICTIONAL SHEAR WALLS UNDER HORIZONTAL LOADING

The suggested structural concept of frictional shear wall was studied by testing the R/C model specimens scaled 1/2. The obtained results were compared to those of tests on conventional shear wall. The experiments were carried out according to technique at parallel gradual testing of twin specimens under horizontal static loading. The specimens presented one story one span frames with shear wall panels mounted in their plane.

Static hysteresis loops were obtained and analyzed for both types of shear walls tested up to the failure stage (Figure 2). Energy absorption factors, calculated from hysteresis loops, are equaled 1.59 in average for conventional shear wall and 2.0 for the frictional one. Stiffness of the frictional shear wall in elastic stage is greater than that of the conventional one by 64%, while the loading capacity is less by 40%. In order to explain the revealed difference, hysteresis loops and the mechanism of shear wall failure under static loading should be necessarily compared.

On the one hand, in the elastic stage the frictional shear wall, due to beams and triangle elements being cast-in-place, which fact provides close contact in all height of the columns, performs as a monolithic structure. On the other hand, in the conventional shear wall panel is connected with columns by welding only in three points. These namely circumstances result in difference between stiffness characteristics. Since in the design concept accepted for the given case, the basic panel has no reinforcing or other connection to the beams, it has been not efficiently involved into performance under horizontal loading and its loading capacity was underused. The basic middle panel has been insignificantly damaged (Figure 3), while as the loading level increased, plastic deformations concentrated in the triangular elements, due to which the frictional shear wall loading capacity was low as compared to the conventional one.

DISCUSSION

By comparing the hysteresis loops one may note that for conventional shear wall the parts of the loops corresponding to the maximum displacements are extended, whereas the middle parts are thinner. It means that the maximum energy absorption in conventional shear wall takes place in the zone of amplitude values of displacement.

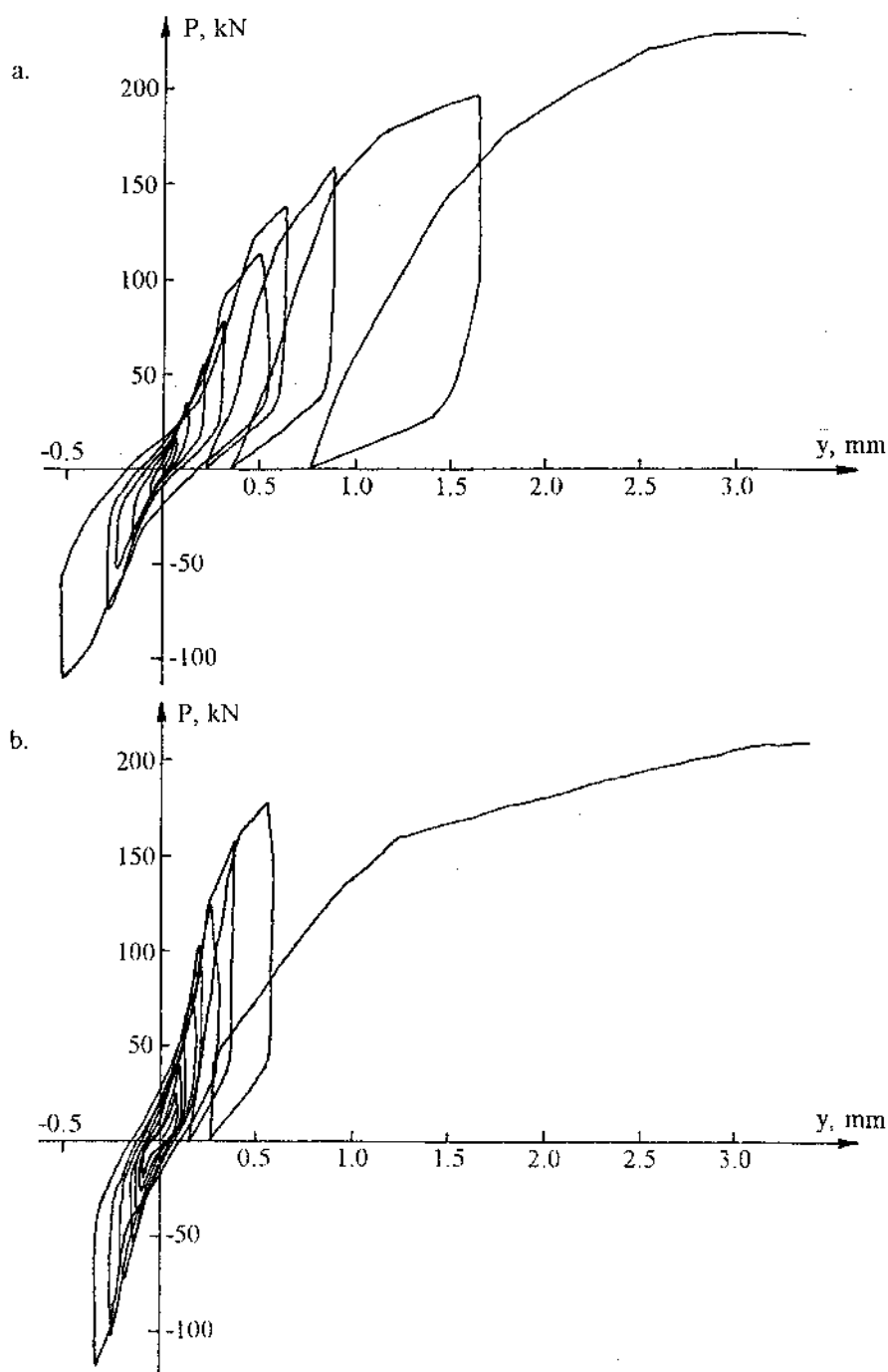


Figure 2. Restoring force characteristics of the conventional (a) and frictional (b) shear walls

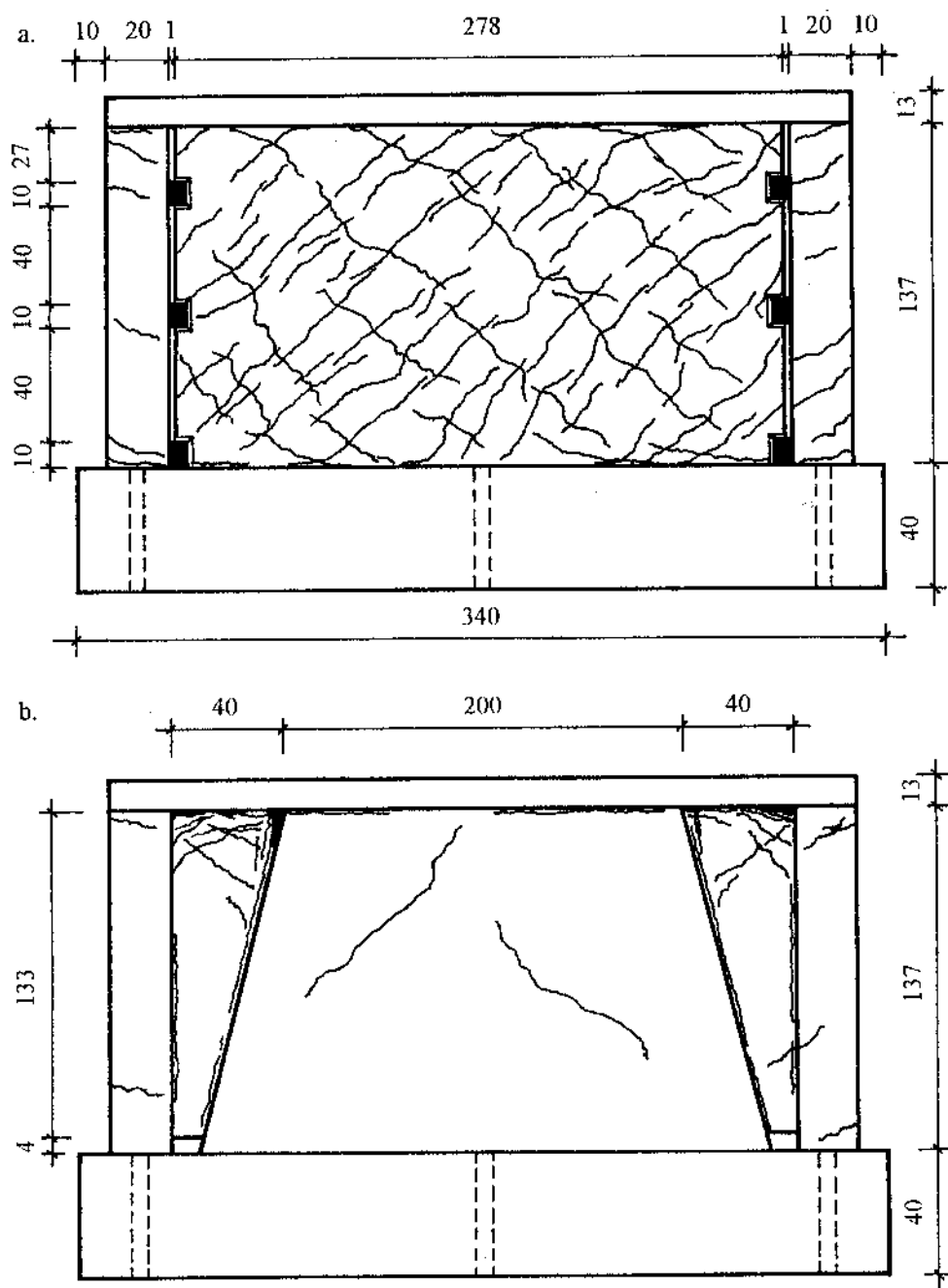


Figure 3. Distribution of damage in conventional (a) and frictional (b) shear walls after testing under horizontal static load

For frictional shear wall, vice versa, hysteresis loops are extended in the middle, in the zone of small displacements, when the structure passes through the initial equilibrium state. The matter is that at low level loading, when triangular elements (side panels) work in the elastic stage, rotation of these elements takes place alongside with horizontal displacement of the top of structure. Rotation is accompanied by non uniform opening of crack in junctions between the triangular elements and basic trapezoidal panel. Thus, a certain part of energy of external action is absorbed.

During the unloading triangular elements tend to return to the initial position, due to which not only the cracks in junctions are closed, but, what is more important, intensive friction, that prevents the elements from returning to the initial position, occurs in them. Simultaneously, in the state close to that of initial equilibrium, triangular elements are shifted down under their own weight. Additional energy is expended on these deformations, which is the obvious cause for extension of loops in the middle, as well as for the fact that energy absorption by frictional shear wall is by 26% greater.

Experiments have confirmed also the hypothesis that the frictional shear wall structure is able to restore its stiffness. It is easily seen from the plot of frictional shear wall performance, where inclination of hysteresis loops up to the plastic deformation stage remains almost the same. Contrastingly, as differentiated from conventional shear wall, the envelop curve for the frictional shear wall can be presented as a bilinear one.

At high level of horizontal loading in triangular elements along of their junctions with beam plastic deformations develop. Further, cracks occur also along the whole junction of the basic trapezoidal panel with the upper beam. This being so, in order to increase the loading capacity of the frictional shear wall in the future, structural connections of the basic trapezoidal panel to the beams should be necessarily provided. It will allow to increase the efficiency of the frictional shear wall, to transfer the most part of horizontal loading to the basic trapezoidal panel, the triangular elements functioning as zones of intensive absorption of seismic energy.

CONCLUSIONS

In R/C buildings together with conventional shear walls, as well as alone, frictional shear walls can be used, in which, due to artificially created zones, dry friction occurs in vibrations, thus bringing to increased dissipation of seismic energy.

Stiffness of the frictional shear wall in elastic stage is greater than that of the conventional one by 64%, while the loading capacity is less by 40%.

Frictional shear wall is able to restore stiffness close to initial one up to the moment when in triangular elements plastic deformations start to develop.

Loading capacity of the frictional shear wall is conditioned by strength of the side elements and horizontal junctions between the beams and the basic middle panel. Lack of reinforcement connection in these junctions results in the panel offering smaller resistance to horizontal load.

In order to increase the loading capacity of the frictional shear wall reinforcing connections between the basic trapezoidal panel and the beams should be provided.

The energy absorption coefficient of the frictional shear wall is greater than that of the conventional one by 26%.

Absorption of energy by frictional shear walls occurs not only at the expense of opening and closing of cracks in junctions between the side triangular elements and basic middle panel and columns, but essentially at the expense of dry friction occurring in these junctions when the structure passes through the initial equilibrium position.

The envelop curve of the frictional shear wall can be presented as bilinear with hardening, while of the conventional one as trilinear.

RANDOM EFFECTS IN STRUCTURES ATTACKED BY NON-STATIONARY SEISMIC EXCITATION WITH DIFFERENT DELAY IN SUPPORTS

MESNETLERİ FARKLI DEPREM TİTREŞİMLERİNE
MARUZ KALAN YAPILARDA RASTGELE ETKİLER

Jiří Náprstek ¹ Ondřej Fischer ²

ABSTRACT

The paper presents an entirely non-stationary random approach to the solution of seismic response of structures, taking into account the time-delay of the seismic attack to the supports of the structure. The solution is based on the FEM discretization, the different starts of the excitations in the supports being introduced in the corresponding system of differential equations. The idea of the solution is the integral spectral decompositions of both, the excitation and the response, into the deterministic mean value variable in time, and into spectral components of the random part of the process in the form of Stieltjes integral. The solution to the deterministic component of the response and the kernel of the spectral decomposition of the response was done using the Laplace transformation in matrix form. The random component of the response is described by the matrix of cross-correlation functions, which has been obtained as a double nonstationary convolution in time.

1. INTRODUCTION

The excitation due to the natural seismicity has the character of a strongly nonstationary random process. Such an excitation evokes a strongly nonstationary response, where the transient processes of different type are combined with the forced nonstationary vibration itself. Respecting these facts the real response will be obtained, the character of which completely differs from the results of various stationary or deterministic approximations or from the results based on current seismic Codes [9,10]. Considering extensive structures with distant supports and with the dense spectrum of natural frequencies, like bridges, pipe or high-voltage lines, this discrepancy can cause a significant underestimation of seismic effects. With these structures the time delay of the start of the excitation in individual

¹Ing.CSc, Academy of Sciences of the Czech Republic, Prague

²Prof.Ing.DrSc., ibidem

The work was supported by the grant of the Czech Republic No 103/93/0087 and by the grant of the Academy of Sciences No 271407. The numerical example was realized by C. Fischer, the paper was typeset by LaTeX

supports can increase or decrease the response, according to the character of the structure and of the excitation.

The authors get on with their previous works [7,8], in which the importance of the transient effects for the behaviour of the structures, excited by nonstationary random seismic movement, is obvious. The effect of time delay of the excitation in different parts of the structure is given in the present paper.

Performing the discretization for the use of FEM the problem leads to the solution of the system of ordinary differential equations with random nonstationary right-hand sides and with different time-delays of the beginning of the excitation. The coefficients of the equations are considered as constants, the damping as non-proportional due to the possibility of the use of materials with different dampings or of special damping devices.

From the methods for the solution to the statistical problem the integral spectral decompositions have been used; using it, the solution for most real seismic events can be expressed in the form of analytical expressions, which can be easily algorithmized, implemented into the existing FEM systems and used in practical calculations. An important advantage of this approach is, that it makes possible a detailed qualitative analysis of the influence of input parameters on the response of the structure.

2. MATHEMATICAL MEAN AND CORRELATION MATRIX OF THE NONSTATIONARY RESPONSE

Let's shortly describe a common procedure for the solution to one typical stochastic response of a discrete or discretized system. Assuming the linear system and gaussian excitation, the response is gaussian too; thus the mathematical mean value, the dispersion (variance) and mutual correlations of all components sufficiently describe the response. The equation of motion of such a system is

$$A\ddot{u}(t) + B\dot{u}(t) + Cu(t) = -F\dot{v}(t) - Gv(t) \quad (1)$$

A, B, C – square symmetrical matrices of real numbers of the dimension $(n \times n)$, n – the number of degrees of freedom of the system. They describe the inertial and damping properties of the system and the rigidities of its internal constraints. The damping is considered as nonproportional.

F, G – constant rectangular matrices of real numbers of the dimension $(n \times m)$, m – the number of degrees of freedom in the supports, where the kinematic excitation is being applied to the system. They describe the damping and rigidity properties of the constraints between the system and the moving supports.

$u(t)$ – column vector of the length n of the response of the system

$v(t)$ – column vector of the length m which describes the movements transferred to the system through the supports. The mechanism of this transfer has been described by the matrices **F, G**.

The elements of the vector $\mathbf{v}(t)$ are considered as given random, continuous, gaussian nonstationary processes. Respecting the character of the seismic events it will be supposed that this excitation can be with sufficient accuracy expressed in the form

$$\mathbf{v}(t) = \mathbf{m}(t) \cdot \mathbf{v}_s(t) \quad (2)$$

$\mathbf{v}_s(t)$ — the column vector of the length m of the gaussian processes, stationary in the sense of correlations

$\mathbf{m}(t)$ — a square diagonal matrix ($m \times m$) of deterministic modulation functions.

$$\mathbf{m}(t) = \text{diag} [m_1(t), \dots, m_m(t)] \quad (3)$$

The initial conditions are supposed to be homogeneous, viz.

$$\mathbf{u}(t) \Big|_{t=0} = 0; \quad \dot{\mathbf{u}}(t) \Big|_{t=0} = 0 \quad (4)$$

It can be proved that the processes $\mathbf{v}(t)$ and $\mathbf{u}(t)$ can be expressed in the form of integral spectral decompositions

$$\mathbf{v}(t) = \int_{-\infty}^{\infty} e^{i\omega t} \mathbf{m}(t) d\Phi(\omega) + \mathbf{m}(t)\mathbf{v}_{s0} \quad (5)$$

$$\mathbf{u}(t) = \int_{-\infty}^{\infty} \mathbf{U}(\omega, t) d\Phi(\omega) + \mathbf{u}_0(t) \quad (6)$$

$\mathbf{v}_{s0}, \mathbf{v}_{sc}$ — mean values resp. centered parts of processes $\mathbf{v}_s(t)$

$\mathbf{u}_0(t)$ — deterministic part (mathematical mean value) of the response

$\mathbf{U}(\omega, t)$ — ($n \times m$) rectangular matrix of unknown deterministic functions describing transformation of random part of the excitation in frequency domain into random part of the response in time domain

$d\Phi(\omega)$ — spectral differentials of the centered components of the processes $\mathbf{v}_s(t)$, taking in mind that, e.g. [6]:

$$\mathbf{E} \{ d\Phi(\omega_1) \cdot \overline{d\Phi^T(\omega)} \} = \delta(\omega - \omega_1) \mathbf{S}_v(\omega_1) d\omega_1 d\omega \quad (7)$$

$\mathbf{E}\{\cdot\}$ — operator of the mathematical mean

$\mathbf{S}_v(\omega)$ — square matrix ($m \times m$) of cross-spectral densities of centered parts of the stationary processes $\mathbf{v}_s(t)$

It can be also proved ([7,8]) that the unknowns $\mathbf{u}_0(t)$, $\mathbf{U}(\omega, t)$ can be expressed using equations

$$\mathbf{A}\ddot{\mathbf{u}}_0(t) + \mathbf{B}\dot{\mathbf{u}}_0(t) + \mathbf{C}\mathbf{u}_0(t) = -(\mathbf{F}\dot{\mathbf{m}}(t) + \mathbf{G}\mathbf{m}(t))\mathbf{v}_{s0}(t) \quad (8)$$

$$\mathbf{u}_0(t) \Big|_{t=0} = 0; \quad \dot{\mathbf{u}}_0(t) \Big|_{t=0} = 0 \quad (9)$$

$$A\ddot{U}_0(\omega, t) + B\dot{U}_0(\omega, t) + CU_0(\omega, t) = -(\mathbf{F}\dot{\mathbf{m}}(t) + (i\omega\mathbf{F} + \mathbf{G})\mathbf{m}(t))e^{i\omega t} \quad (10)$$

$$U_0(\omega, t)|_{t=0} = 0; \quad \dot{U}_0(\omega, t)|_{t=0} = 0 \quad (11)$$

It is evident that the deterministic part of the response is independent from the random part of excitation. For a majority of important cases of modulation functions $\mathbf{m}(t)$ the matrix $\mathbf{U}(\omega, t)$ and the vector $\mathbf{u}_0(t)$ can be expressed analytically, e.g. using Laplace transform, but the numerical or experimental procedures can be used too, if necessary. The solution of (10) and (11) can be obtained in the form of convolution:

$$\mathbf{U}(\omega, t) = - \sum_{l=1}^n \int_0^t \left(\mathbf{S}_l e^{p_l t - (p_l - i\omega)\tau} + \overline{\mathbf{S}_l} e^{\overline{p_l} t - (\overline{p_l} - i\omega)\tau} \right) \cdot (\mathbf{F}\dot{\mathbf{m}}(\tau) + (i\omega\mathbf{F} + \mathbf{G})\mathbf{m}(\tau)) d\tau \quad (12)$$

Taking into account the diagonal form of matrix $\mathbf{m}(t)$ in accordance with (3) and assuming the starting points for m excitation processes at $t_0 = \Delta t_j \geq 0$, (12) can be rewritten as

$$\mathbf{U}(\omega, t) = - \sum_{j=1}^m \sum_{l=1}^n \int_{\Delta t_j}^t \left(\mathbf{S}_l e^{p_l t - (p_l - i\omega)\tau} + \overline{\mathbf{S}_l} e^{\overline{p_l} t - (\overline{p_l} - i\omega)\tau} \right) \cdot (\mathbf{F}\dot{\mathbf{m}}_j(\tau) + (i\omega\mathbf{F} + \mathbf{G})\mathbf{m}_j(\tau)) d\tau \quad (13)$$

Correlation matrix of the response will be obtained directly from its definition based on $\mathbf{U}(\omega, t)$ - see e.g. [1]; taking into account (6) we obtain

$$\begin{aligned} \mathbf{K}_u(t_1, t_2) &= \mathbf{E} \left\{ (\mathbf{u}(t_1) - \mathbf{u}_0(t_1)) (\overline{\mathbf{u}(t_2) - \mathbf{u}_0(t_2)})^t \right\} = \\ &= \int_{-\infty}^{\infty} \mathbf{U}(\omega, t_1) \mathbf{S}_v(\omega) \overline{\mathbf{U}^t(\omega, t_2)} d\omega \end{aligned} \quad (14)$$

For applications the dispersions $\mathbf{D}_u(t)$ of the response $\mathbf{u}(t)$ (i.e. $t_1 = t_2$) are usually the most important. Putting (13) into (14) and supposing $t_1 = t_2 = t$ we have:

$$\begin{aligned} \mathbf{D}_u(t) &= \sum_{i,j=1}^m \int_{-\infty}^{\infty} \left\{ \sum_{k,l=1}^n \int_{\Delta t_i}^t \int_{\Delta t_j}^t \left(\mathbf{S}_l e^{p_l t - (p_l - i\omega)\tau_1} + \overline{\mathbf{S}_l} e^{\overline{p_l} t - (\overline{p_l} - i\omega)\tau_1} \right) \cdot \right. \\ &\quad \left. \cdot \mathbf{S}_{mij}(\omega, \tau_1, \tau_2) \cdot \left(\mathbf{S}_k^t e^{p_k t - (p_k + i\omega)\tau_2} + \overline{\mathbf{S}_k^t} e^{\overline{p_k} t - (\overline{p_k} + i\omega)\tau_2} \right) d\tau_1 d\tau_2 \right\} d\omega \end{aligned} \quad (15)$$

where it has been denoted

$$\begin{aligned} \mathbf{S}_{mij}(\omega, \tau_1, \tau_2) &= (\mathbf{F}_i \dot{\mathbf{m}}_i(\tau_1) + (i\omega\mathbf{F}_i + \mathbf{G}_i)\mathbf{m}_i(\tau_1)) \cdot \mathbf{S}_{vij}(\omega) \cdot \\ &\quad \cdot (\mathbf{F}_j^t \dot{\mathbf{m}}_j(\tau_2) + (-i\omega\mathbf{F}_j^t + \mathbf{G}_j^t)\mathbf{m}_j(\tau_2)) \end{aligned} \quad (16)$$

and $F = [F_1, \dots, F_n]$; $G = [G_1, \dots, G_n]$.

The matrices S_l and numbers p_l entirely describe the system itself, having nothing to do with the excitation. It can be shown [5] that

$$S_l = x_l \cdot x_l^t \quad (17)$$

where x_l is a column vector with n elements, namely the eigenvector of the matrix polynomial $Q(p)$, and further

$$Q(p_l) x_l = (A p_l^2 + B p_l + C) x_l = 0 \quad (18)$$

where following relations have been used

$$X \cdot \bar{X}^t = 0 ; \quad A \cdot X \cdot T \cdot \bar{X}^t = I$$

Here $X = [x_1, \dots, x_n, \bar{x}_1, \dots, \bar{x}_n]$ is the matrix of dimension $(n \times 2n)$,

$T = \text{diag}[p_1, \dots, p_n, \bar{p}_1, \dots, \bar{p}_n]$ - diagonal matrix of dimensions $(2n \times 2n)$.

3. THE EFFECTS OF EXCITATION DUE TO REAL SEISMIC EVENTS

As the analysis of the records of real seismic events reveals, the random process of the motion in foundations can be described in the form of (2.2), (2.3). In the case of large constructions like hanging bridges, the time shift, caused by finite velocity of the propagation of seismic waves, should be respected.

In most seismic events the spectral density of its stationary part has a characteristic shape: It contains one dominant frequency ω_0 , nonzero value in $\omega = 0$ and fast monotone decrease for $\omega > \omega_0$. Matrix $S_v(\omega)$ can be written in the form of (see Fig. 2)

$$S_v(\omega) = S_0 \psi(\omega) ; \quad \psi(\omega) = \frac{2\sigma_0^2}{\pi} \frac{a^2 b}{(a^2 - \omega^2)^2 + 4b^2 \omega^2} ; \quad (a^2 > 2b^2) \quad (19)$$

where

S_0 - square symmetrical matrix of nondimensional real numbers; its diagonal elements express the exposition of the corresponding support of the construction to the excitation. Nondiagonal elements express the degree of entire mutual correlation of excitations in two supports. Typical case is $S_{0ii} = 1$; $S_{0ij} < 1$ for $i \neq j$.

σ_0^2 - dispersion of stationary part of excitation; a final value of dispersion in the i -th support is given by product $\sigma_0^2 \cdot S_{0ii}$

a, b - constants, which determine the shape of the function $\psi(\omega)$.

The excitation process can be considered as a narrow-band one, the bandwidth of which being given by the ratio a/b ; the function $\psi(\omega)$ according to (19) has the maxima in $\omega = \pm \sqrt{a^2 - 2b^2}$.

The modulation of each of the components of excitation process $v(t)$ can be with acceptable accuracy formulated in the form of difference of two exponential function, see e.g. [1,4]. The fact that the excitation in individual supports starts in different moments we introduce using the Heaviside function $h(t)$, the step of which is placed in the starting moment of the excitation.

$$m_i(t) = h(t - \Delta t_i)(e^{-\alpha(t-\Delta t_i)} - e^{-\beta(t-\Delta t_i)}); \quad \alpha < \beta \quad (20)$$

$$\begin{aligned} \dot{m}_i(t) = h(t - \Delta t_i)(-\alpha e^{-\alpha(t-\Delta t_i)} + \beta e^{-\beta(t-\Delta t_i)}) + \\ + \delta(t - \Delta t_i)(e^{-\alpha(t-\Delta t_i)} - e^{-\beta(t-\Delta t_i)}); \quad \alpha < \beta. \end{aligned}$$

Supposing spectral density (19) and modulation functions (20) we can simplify the expression (15). It can be rearranged in

$$\begin{aligned} D_u(t) = \sum_{i,j=1}^m \sum_{k,l=1}^n \int_{-\infty}^t \int_{\Delta t_i}^t \int_{\Delta t_j}^t \sum_{\substack{k^*=k, k \\ l^*=l, l}} S_{l^*} \cdot e^{p_{l^*}t - (p_{l^*} - i\omega)\tau_1} \cdot \\ \cdot S_{mij}(\omega, \tau_1, \tau_2) \cdot S_{k^*}^t \cdot e^{p_{k^*}t - (p_{k^*} + i\omega)\tau_2} d\tau_1 d\tau_2 d\omega \quad (21) \end{aligned}$$

(index with bar means complex conjugate values, that is e.g. $p_{l^*} = p_l$ for $l^* = l$ and $p_{l^*} = \bar{p}_l$ for $l^* = \bar{l}$). Both integrals, in τ_1, τ_2 domains, can be simply expressed due to the form of the matrices S_{mij} (16), the integral in ω can be solved using the residual theorem. Thus we obtain

$$\begin{aligned} D_u(t) = \\ = \sum_{i,j=1}^m \sum_{k,l=1}^n \sum_{\substack{k^*=k, k \\ l^*=l, l}} A_{l^*ij k^*}^{FF} \left[\mathcal{F}_{l^*ij k^*}^{\phi\phi^0}(t) - i \mathcal{F}_{l^*ij k^*}^{\phi\chi^1}(t) + i \mathcal{F}_{l^*ij k^*}^{\chi\phi^1}(t) + \mathcal{F}_{l^*ij k^*}^{\chi\chi^2}(t) \right] + \\ + A_{l^*ij k^*}^{FG} \left[\mathcal{F}_{l^*ij k^*}^{\phi\chi^0}(t) + i \mathcal{F}_{l^*ij k^*}^{\chi\chi^1}(t) \right] + A_{l^*ij k^*}^{GF} \left[\mathcal{F}_{l^*ij k^*}^{\chi\phi^0}(t) - i \mathcal{F}_{l^*ij k^*}^{\chi\chi^1}(t) \right] + \\ + A_{l^*ij k^*}^{GG} \cdot \mathcal{F}_{l^*ij k^*}^{\chi\chi^0}(t) \quad (22) \end{aligned}$$

where

$$A_{lij k}^{XY} = s_{ij} S_l X_i Y_j^t S_k, \quad X, Y \in \{F, G\}, \quad (X, Y \text{ can be either } F \text{ or } G)$$

$$\begin{aligned} \phi_{li}(t, \omega) = \int_{\Delta t_i}^t e^{p_l t - (p_l - i\omega)\tau} \dot{m}_i(\tau) d\tau; \quad \chi_{li}(t, \omega) = \int_{\Delta t_i}^t e^{p_l t - (p_l - i\omega)\tau} m_i(\tau) d\tau \\ \mathcal{F}_{lij k}^{\xi\eta r}(t) = \int_{-\infty}^{\infty} \omega^r \xi_{li}(t, \omega) \psi(\omega) \eta_{kj}(t, -\omega) d\omega, \quad \xi, \eta \in \{\phi, \chi\}. \quad (23) \end{aligned}$$

The residual theorem is applied to integral (23).

4. NUMERICAL EXAMPLE

Let's analyse the horizontal seismic response of a bridge, which has been modelled as a symmetric simple beam with 5 lumped masses $m_1 \div m_5$, on elastic supports (high piers, spring constants $K_1 = K_2 = K_{sup}$), see Fig. 1. The elastic constants are C_{ik}^{el} , being defined as forces in the points k , which cause unitary displacement of the beam in the point $i \equiv k$ and zero displacement in other points $i \neq k$.

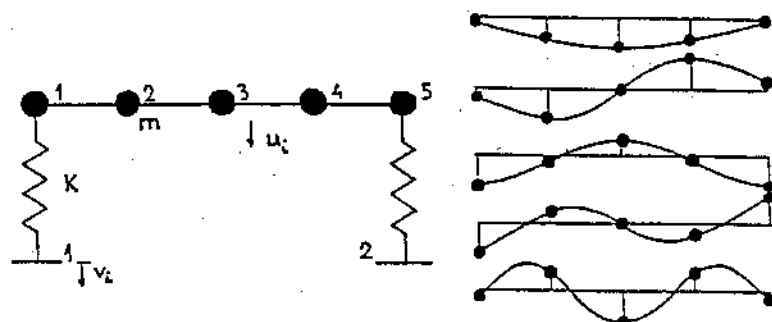


Fig. 1 Scheme of the structure, its natural modes.

$$\omega_1 \div \omega_5 = 6.508, 24.840, 37.680, 41.610, 63.515 \text{ rad/sec.}$$

The seismic excitation is being transferred into the structure by means of the rigidity and damping of the supports $K_{sup} = 1.77E9 \text{ N/m}$, $B_{sup} = 0.98E7 \text{ N.s/m}$, as defined by the matrices on the right-hand side of equ. (1)

$$G = \begin{bmatrix} 1.77E9 & 0 \\ 0 & 0 \\ 0 & 0 \\ 0 & 0 \\ 0 & 1.77E9 \end{bmatrix}; \quad F = \begin{bmatrix} 0.98E7 & 0 \\ 0 & 0 \\ 0 & 0 \\ 0 & 0 \\ 0 & 0.98E7 \end{bmatrix}$$

The matrix A in (2.1) is a diagonal one, containing the masses m_i on its diagonal. B is diagonal too, the members of the matrix C are equal to spring constants of the beam C_{ik}^{el} with the exception of the supports, where the "external" springs influence on the motion of the masses in the supports. We have therefore

$$c_{ik} = C_{ik}^{el}, \text{ with the exception of } c_{11} = c_{55} = C_{11}^{el} + K_{sup}.$$

Thus we obtain

$$A = \begin{bmatrix} 1.24E6 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 1.15E6 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 9.0E6 & 0 & 0 \\ \vdots & & & & \end{bmatrix} \text{ kg}$$

$$B = \begin{bmatrix} 1.47E7 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 2.85E6 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 5.90E5 & 0 & 0 \\ \vdots & & & & \end{bmatrix} \text{ N.s/m}$$

$$C = \begin{bmatrix} 2.00E9 & -5.20E8 & 3.67E8 & -9.17E7 & 1.53E7 \\ -5.20E8 & 1.41E9 & -1.35E9 & 5.50E8 & -9.17E7 \\ 3.67E8 & -1.35E9 & 1.95E9 & -1.35E9 & 3.67E8 \\ : & & & & \\ : & & & & \end{bmatrix} \quad \text{N/m}$$

From these given characteristics of the structure the complex eigenvalues p_i and eigenvectors x_i have to be calculated, as the roots of (18). We obtain e.g. (dimension 1/sec):

$$p_1 = -0.854 + 6.453 i; \quad p_2 = -1.788 + 24.878 i; \quad p_3 = -5.518 + 37.324 i; \quad \dots$$

The first two eigenvectors (dimensionless) are

$$x_1 = \begin{bmatrix} 1.00 & 0.00 i \\ 19.32 & 1.20 i \\ 26.89 & 1.79 i \\ 19.32 & 1.20 i \\ 1.00 & 0.00 i \end{bmatrix}; \quad x_2 = \begin{bmatrix} 1.00 & 0.00 i \\ 2.79 & 0.59 i \\ 0.00 & 0.00 i \\ -2.79 & -0.59 i \\ -1.00 & 0.00 i \end{bmatrix}$$

From these eigenvectors we obtain the matrices S_i using the relation (17). These matrices, here of the order 5×5 , are complex, symmetrical and those, corresponding to complex conjugate roots, are complex conjugate. They have the meaning of coefficients for the decomposition of the excitation (12), as explained in [7,8]; the decomposition itself reminds the decomposition of harmonic loading into natural modes.

Lets consider the input signal with the stationary random part of the type (19) with the peaks near the 1st and 2nd natural frequencies of the structure. The modulation function be of the type (3.2) with its maximum value at $t = 1.20$ sec, the excitation of the second support starts with the time delays of zero, half and total of the prevailing period of the excitation (see Fig. 2).

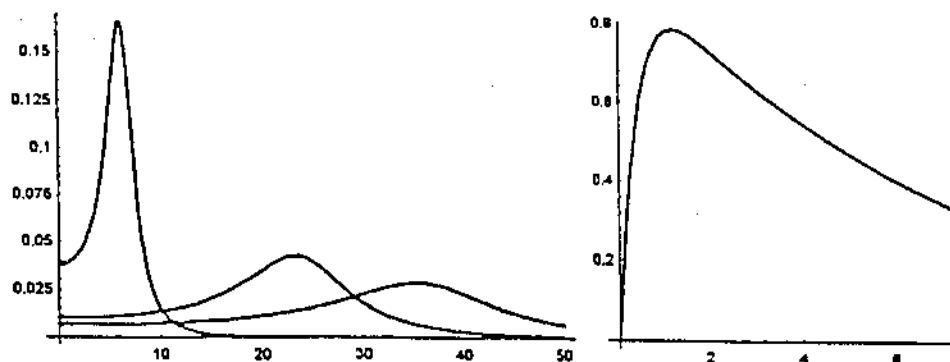


Fig. 2 The excitation (3.1): $\sigma_0 = 0.90$ m, $(a, b) = (6.5, 1.6); (24.8, 6.2)$ rad/sec. The modulation function (3.2): $\alpha = 0.15$, $\beta = 2.5$, the time-shifts $\Delta t = (0, 0.48, 0.97); (0, 0.13, 0.25)$ sec.

The dispersions of the response of the masses $m_1 \div m_5$ are time-dependent, due to the nonstationarity of the process. They were calculated from the equ. (15), which was rearranged into (22) and (23). The resulting graphs of the dispersions (i.e. the absolute values of the diagonal members of the matrix $D_u(t)$) plotted against the time are on the Fig. 3.

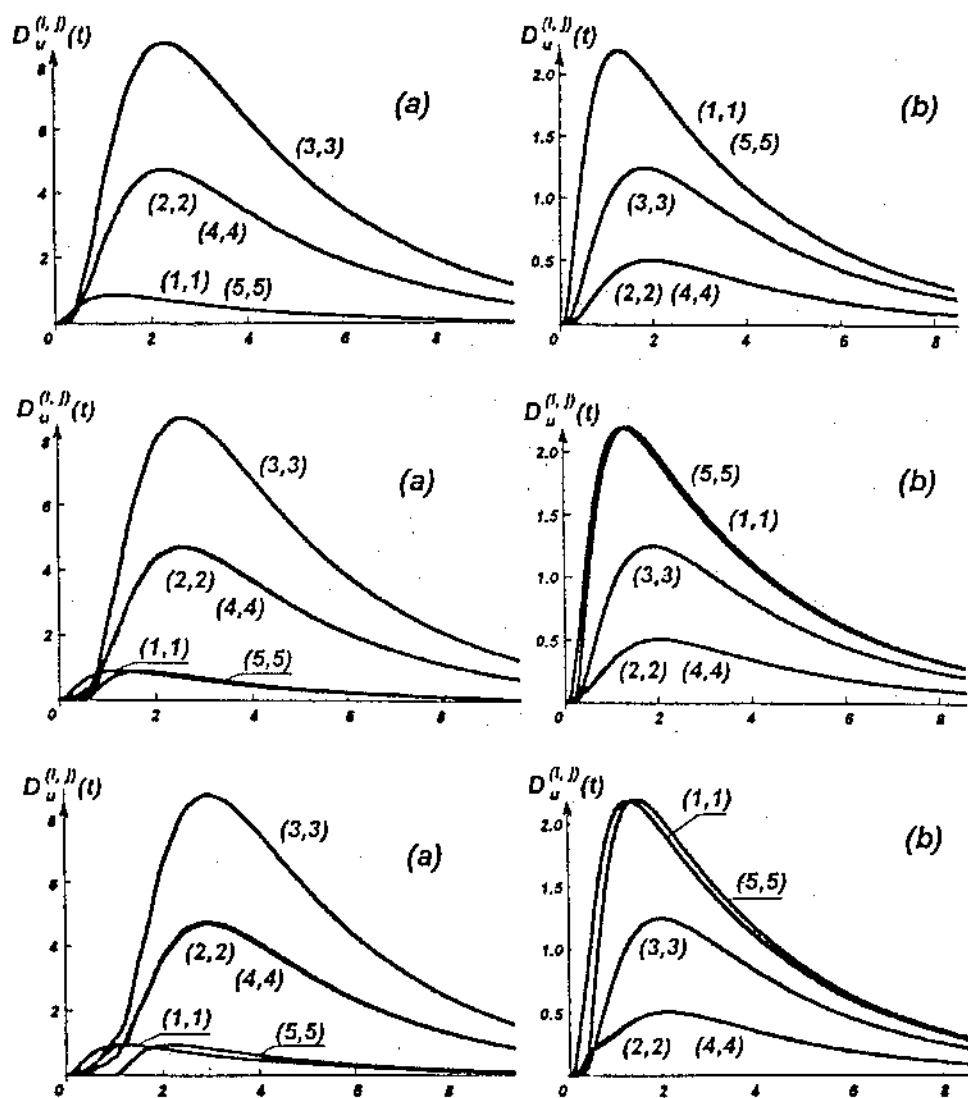


Fig. 3 Dispersions of the masses 1 $\div$ 5 as functions of time.

Case a): the excitation with the prevailing frequency $\omega_0 = 6.50$ rad/sec, $\Delta t = 0.0, 0.48, 0.97$ sec.

Case b): the excitation $\omega_0 = 24.8$ rad/sec, $\Delta t = 0.0, 0.13, 0.25$ sec.

5. CONCLUSIONS

The resulting graphs on Fig. 3 show a quite clear diversity between the responses of symmetric masses 2,4 or 1,5 for greater time-delays of the excitation in both supports. A significant difference between the magnitude of the response has not been noticed for the considered parameters of the excitation, a deeper parametric analysis being foreseen for next future.

Nevertheless the presented extension of the previously described method [7,8] has proved itself as useful, as it makes possible to respect the nonstationarity as well as the difference in the excitations in distant supports of the structure in stochastic terms, solving the problem analytically. The numerical realization of the method is in principle practicable, of course with some exigencies to the software and to the computer time (about 30 min. for one of the 6 graphs on Fig. 3, using PC 486).

REFERENCES

- [1] Bolotin V.V.(1961): Statistical methods in civil engineering mechanics (in Russian), Moscow
- [2] Bolotin V.V.(1979): Random vibrations in elastic systems (in Russian). Nauka, Moscow
- [3] Chmielewski T., Zembaty Z.(1984): "The dynamic response of discrete systems to non-stationary random excitations" (in Polish). *Archiwum inżynierii lądowej*, Vol. XXX, No 1.
- [4] Duarte R.T., Campos-Costa A.(1992): "Non-stationary models of ground motion". In: *Proc. 10th World conference on Earthquake Engineering*, Madrid, p. 3757-3762
- [5] Gohberg I. et al.(1982): *Matrix polynomials*. Academic press, New York, London
- [6] Jaglom A.M.(1962): *An introduction to the theory of stationary random functions*. Prentice-Hall, New Jersey
- [7] Náprstek J., Fischer O.(1993): "A combined analytical-numerical method of solving the nonstationary random response of large systems..." In: *Proc. 6th Intern. conf. Soil dynamics and Earthquake Engineering*, Wessex I.T., Bath
- [8] Náprstek J., Fischer O.(1994): "Transient and macroseismic effects in the response of large systems under nonstationary random excitation". In: *Proc. 10th European conference on Earthquake Engineering*, Vienna
- [9] *Seismic loads on buildings* (1973). CS Building code CSN 730036, Praha
- [10] *Structures in seismic regions* (1988). Eurocode No. 8

SOME TRENDS IN THE RESEARCH OF THE PREFABRICATED BUILDINGS IN SEISMIC REGIONS

DEPREM BÖLGELERİNDE YAPILACAK PREFABRİKE BİNALARLA İLGİLİ
ARAŞTIRMALAR KONUSUNDA BAZI EĞİLİMLER

Dimitre Nenov*

ABSTRACT

The aim of the present paper is to emphasize on some specific problems which are subject of the recent investigations of researchers and specialists in the field of the prefabricated buildings in seismic regions. These investigations have been carried out mainly in the following directions: theoretical and experimental investigations, learning from earthquakes and looking for new building structure systems.

1. GENERAL

The major difference between traditional monolithic cast in situ reinforced concrete building structures and prefabricated concrete structures is that prefabricated structures are composed of various members cast in a different place of origin than their final position in the structure. The term prefabrication is generally used to denote industrialized casting of concrete elements in a specialized plant.

The advantages of prefabricated building systems are known by the specialists of the Civil Engineering. But in the same time due care should be taken of the possible problems arising from prefabricated construction. I would like to emphasize on two of them:

1. Architects may prefer more freedom to vary the style of building than is available from most prefabricated building systems.

2. The basic problem in the design of earthquake resistant prefabricated concrete buildings is in finding an economical and practical method for connecting the prefabricated elements together which provide a satisfactory structure solution. Hence the additional factors which need to be considered in the seismic design of prefabricated concrete structure systems are:

- The best means for achieving ductility in the system is sought. The term "ductility" in earthquake resistant design is used as an abbreviation for "the ability to

*Prof.Dr. Central Laboratory of Seismic Mechanics and EE, president of the Bulgarian National Committee for EE

dissipate a significant amount of energy through inelastic behaviour under large amplitude cyclic deformations without substantial reduction of strength". A well diffused number of yield zones is normally the most satisfactory way of assuring protection against collapse.

- The joints are undoubtedly the region of greatest seismic design difficulty. In moderate earthquakes the displacement of prefabricated concrete systems may be greater than of monolithic systems with similar geometry and identical structural patterns due to the reduction in stiffness of the joints. Hence particular attention should be given to achieving adequate stiffness of the joints. In addition it is most important that the joints have the necessary strength and ductility to enable the structure to survive severe earthquakes.

- The arrangement of the horizontal load resisting elements in a building should be as symmetrical as possible in order to minimize the torsional response of the building during earthquakes. Due to numerous uncertainties, the actual behaviour of an unsymmetrical building is difficult to predict, even with elaborate computer models.

- It is undesirable for discontinuities in stiffness and/or strength of the structural system to exist up the height of the building. For example, the absence of some vertical structural elements in one storey of a building can lead to a dangerous concentration of ductility demand in the remaining elements of the storey.

The above problems and special requirements of earthquake resistant design define the trends in the research of prefabricated buildings in seismic regions.

2. SOME THEORETICAL AND EXPERIMENTAL INVESTIGATIONS

2.1. Modeling of the structure and accounting for the material properties

In most of the codes there are no special instructions on how to determine the design model of the structure which gives reasons to different designers to accept various design models and to achieve results that differ considerably.

1. In the paper "Seismic analysis of building structures with shear walls applying a direct integration method" [6] the author stated that for the up to now investigations of the structures carried out in accordance to the requirements of the code usually the earthquake is not considered as a time history process and this makes it impossible to assess different phenomena related especially to damping and nonlinear behaviour of the structure. The author proposes a method for dynamic analysis of space structure with shear walls by direct integration in the time domain. The proposed method has the following advantages:

- it is not necessary to determine the natural frequencies and corresponding mode shapes;
- easy modeling of viscous and hysteresis type of damping;
- at any time moment while the structure is subjected to the earthquake excitation the displacements and internal forces in the considered cross-sections can be determined;
- gives possibilities for modeling of the effects of physical, geometrical or coupled non linearity.

Details on the theoretical model of the structure are presented in the development.

The described theoretical model and proposed method are implemented in a software product for VAX computer which is applicable to personal computer. This product is used to analyze a 9 storey building with 10 reinforced concrete shear walls shown in fig. 1.

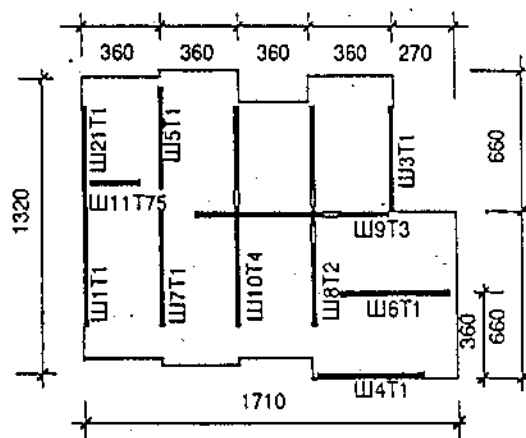


Fig. 1 Layout of the diaphragms (shear walls)

At the end the author concludes that having in mind the advantages of the proposed method it is necessary to go on with the investigations for the choice of suitable accelerogrammes and for further development of the theoretical model in order to include the nonlinear behaviour of the structure.

2. So far during the design and analysis of many structures under seismic loads, it has been considered that the structures behave in elastic range. In reality a lot of the elements under strong seismic excitations have nonlinear behaviour and this should be considered if we want to reflect more correctly and more exactly the response of the structure. An example for this is given in the doctoral dissertation of Z.Bozinovski "Nonlinear behaviour of prefabricated large panel reinforced concrete systems under dynamic-seismic loads" [1].

On the basis of the synthesis of the results from the analytical and experimental investigations of elements of large panel systems performed in the world and in Macedonia, and the investigations that are carried out for this purpose in IZIS-Skopje, a procedure is proposed for design and analysis of stable and economic prefabricated large panel reinforced concrete systems exposed to static and dynamic effects. With the proposed procedure, the vertical panels are considered to behave in the nonlinear range, but with controlled mechanism of ductile behaviour, adequate reinforcement at their ends and several times smaller amount of vertical and horizontal reinforcement than that used in practice so far.

It consists of analysis of external effects, vertical and horizontal, static and dynamic experimental investigations of constituent elements, proportioning of the constituent elements with controlled ductile behaviour in all the phases of behaviour up to the failure and structural response to actual seismic-dynamic effects. Computer programmes are developed for analysis and proportioning of large panel elements with

ductile behaviour and a programme for nonlinear behaviour of the systems as a whole and for actual seismic effects which includes the vertical wall panels as well as the vertical and the horizontal joints with their strength and deformability characteristics.

The proposed procedure enables design and analysis of stable and economic prefabricated large panel reinforced concrete structures to be built in seismically active regions, by controlling the ductile behaviour of the constituent elements and the system as a whole. The procedure requires minimal experimental investigations for verification of the strength and deformability characteristics of the principal structural elements but only for the development of a particular large panel system. For design, analysis and control of the stability and ductile behaviour, analytical methods in correlation with experimental results are used. It has to be pointed out however that the proposed procedure can be used for analysis and design of not only large panel precast systems but also other structural systems for which the strength and deformability characteristics of the bearing structural elements under static and seismic-dynamic effects can be experimentally and analytically defined.

2.2. Connections

The major object of the experimental investigations are the connections between the elements. This can be explained because for the precast buildings under seismic loads the most critical locations are the connections. The stability of the structure assembled of precast elements to a great extent depends on the safety of the connections. It is not possible to see the actual behaviour of these critical locations under earthquake loads using analytical methods.

Some details of the experimental investigations carried out in Turkey follow hereafter.

In [3] data about precast concrete beams with dry joints are given; designed for multistorey buildings located in a seismic area, tested under reversed cyclic loading. In the original design the connection was intended to transfer both shear and moment. It consisted of two steel plates, one at the top, the other at the bottom, welded to the anchored steel plates in the column bracket and the beam. The design was later revised by adding side plates. Five specimens with such connections and two monolithic reference specimens were tested under reversed cyclic loading to study their behaviour under seismic action. The main variables were the presence of side plates and the joint width.

The prototype precast concrete frame and the test specimen are given in figs. 2 and 3.

Based on the test results, the following conclusions appear valid:

a) Dry joints composed of top, side and bottom plates with adequate stiffness behaved satisfactorily under reversed cyclic loading. The strength, stiffness and energy dissipation of such members were comparable to those of a monolithic member.

b) Side plates are mandatory for dry joints which are expected to be subjected to reversed cyclic loads. In members without side plates, very large deformations took place and the load carrying capacity was reduced significantly.

c) The width of the joint is an important parameter, especially when the member is subjected to reversed cyclic bending. Therefore tolerances should be checked

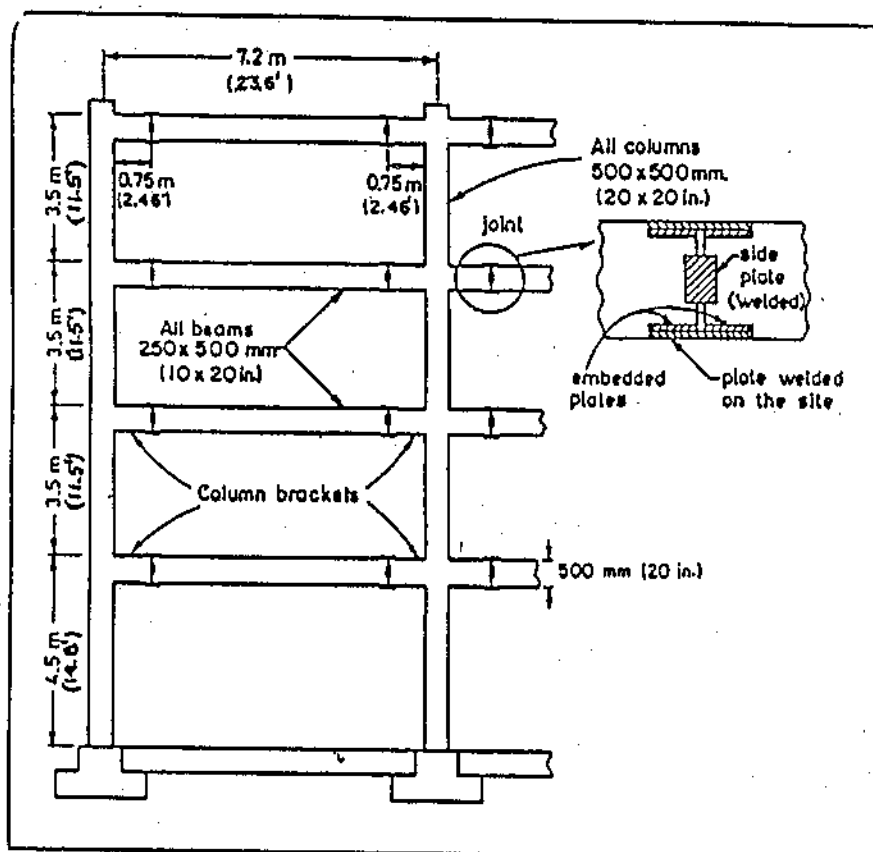


Fig. 2: Prototype precast concrete frame.

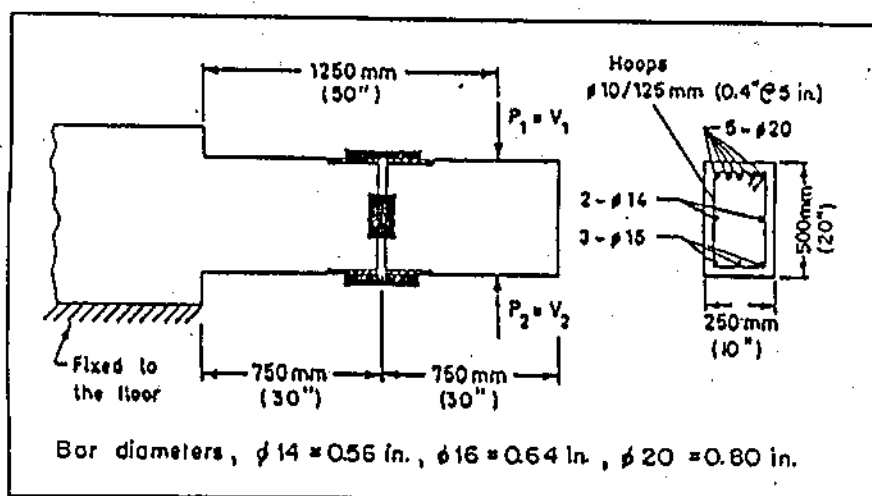


Fig. 3: Test specimen.

carefully on the project side during erection.

In the light of these conclusions the improved connection tested was used by FEAGA-GAMA Construction Company.

In [4] details for the behaviour of two full-scale exterior beam-column joints are presented, which were tested under simulated seismic loading. The first specimen was a precast one in which the column and the beam were connected by a wet joint. In connecting the beam to the column, joint reinforcement was welded to the beam reinforcement. Top of the beam and the joint were then filled by concrete in-situ. The second specimen was monolithic one which served as a reference specimen, having identical dimensions and reinforcement as the precast one.

The precast specimen exhibited quite a satisfactory behaviour as regards ductility and energy dissipation, and reached almost the capacity of the monolithic reference specimen. However while the monolithic specimen failed by hinging of the beam at the column face without any significant damage in the joint, the joint of the precast specimen suffered considerable damage. To improve the joint performance of the precast specimen some modifications in the reinforcement detail were proposed.

2.3. Seismic isolation

In [8] the four authors give data for the construction of 36 9-storey large panel residential buildings with system of seismic isolation. This made possible the buildings designed for regions with intensity of 8 to be built in regions with intensity of 9 without changes in the structure. The seismic isolation system consists of slipping supports (fig. 4).

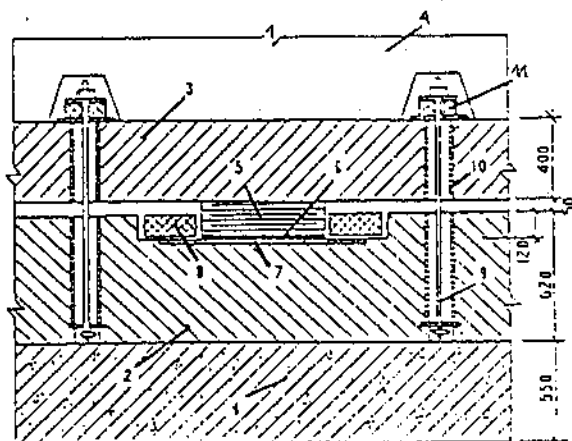


Fig. 4. A slipping support fragment

- 1 - part of the monolithical foundation; 2 - part of the prefabricated foundation;
- 3 - refabricated grid; 4 - basement panel; 5 - slipping support; 6 - special plate;
- 7 - inoxidable steel plate; 8 - damper; 9 - vertical link (anchor); 10 - steel tube;
- 11 - snubber.

The construction of these buildings had been proceeded by a number of scientific investigations and tests as well as of experimental assembling of three 9-storey residential buildings. The analysis of the parameters of the seismic response of one of the experimentally tested building shows a considerable reduction (up to 4 times) of the internal forces of the elements of the structure compared to the respective forces in the same building but without seismic isolation.

At the end the authors consider that there is a persistent practical necessity for including in the code in force requirements for the design of buildings with new systems for seismic isolations.

3. LEARNING FROM EARTHQUAKES

Recent destructive earthquakes which have occurred in the last years gave new valuable information for improving the existing design approaches and seismic building code concepts. This is mainly in force for the prefabricated structural systems which in comparison to other building systems are built and used just from very short time from historical point of view. For this the specialists working in the field of prefabricated building structures pay special attention to this problem.

One can say that the learning from earthquake is the most valuable and important part of the research for developing safe structures in earthquake prone areas. The earthquake serves as natural laboratory. Unfortunately sometimes the price of the lessons is too expensive: the losses of hundreds and thousands of human lives and severe consequences for the economics and the culture.

4. LOOKING FOR NEW BUILDING STRUCTURE SYSTEMS

The prefabricated building structures have their advantages compared to the other systems and at the same time have disadvantages. For example the large panel building construction does not satisfy either the architects because of the "stiff" structural schemes which limit the architectural variety, or the users who accommodate flats which not always comply with the up-to-date aesthetical and utilization requirements, and which do not allow changes and modernization.

That is why from a number of years on investigations are carried out to make such an universal structural system on the base of a prefabrication in which the disadvantages of the prefabricated building system at present applied to be reduced or even eliminated. Some authors even aim at development of such an universal structural system which could serve for erection of residential, public and industrial buildings, located in arbitrary natural and climatic conditions including earthquake prone zones, by using elements which can be mutually interchanged. A proposal of such an universal structural system is presented by the Russian specialist Gelfand [7].

The aim of the development of "Universal Structural System" is the creating of technical basis for the transition to one "open" architectural-building system for different types of buildings.

The achievement of the so stated aim can be done by solving a lot of problems (11 in number) which are presented in details by the author.

From technical point of view the essence of the proposed Universal Structural System consists in insuring unified way of connecting all neighbouring sides of the wall and floor elements regardless of the type and thickness of the connecting elements and their location in plan. This is achieved by giving special shape of the joining sides of the wall and panel elements as well as of the elements of the skeleton (frame) and spatial block elements.

The proposed system of connecting allows maximum unification of the elements. On this basis a unified catalogue will be published from which all types of buildings can be composed in unlimited number of variants for the spatial and the layout decisions which are inscribed in the modular reference grid (mesh) of the axes.

In the base of the modular mesh of the residential buildings an enlarged module 3M (300 mm) or 6M (600 mm) is proposed, which corresponds to the recommendations of the international system for modular coordination in the design and construction. On this basis and when accepting the storey height for the residential buildings of 28M (2800 mm), and for the maximal dimensions of 3.6/7.2 m, the result is that for the inside and outside panels and for the floor panels there are totally 170 nominal sizes, which is about 12 times less than those applied up to now.

Apart from the advantages that come from this significant reduction of the nominal sizes, the author emphasizes on other advantages which are described in details. Among them the author points out the insuring of increased resistance of the building under seismic excitations by autonomic reinforcing of the joints.

The solving of the problem for insuring the standardization (unification) of the elements of multistorey buildings in regions with high seismicity in a number of cases is complicated by the necessity to increase the strength of the bearing structure in the lower storeys by increasing the reinforcement of the elements themselves. This will lead to the appearance of additional nominal sizes.

For the realization in practice of the Universal Structural System not only detailed technical development of all the elements and corresponding joints between them are needed but also carrying out scientific investigations and experimental construction. For the latter it is necessary that specialists from research and design institutes and also from the enterprises of the building industry are included in the work.

5. APPLICATION OF THE RESEARCH FINDINGS

The best way for applying the research findings in earthquake engineering practice is to incorporate them in the codes. Some countries have special codes concerning aseismic engineering. Data about EC 8 P1.3.2 Annex "Precast" are given below*. This Annex deals with the aseismic design of concrete structures made partly or entirely from precast elements.

The contents of this Annex are as follows:

1. General

1.0. Field of application

1.1. Identification of global systems

* A draft of this Annex was kindly given by prof. Tassios, Greece.

- 1.2. Criteria for satisfaction of the fundamental requirements
 - 1.2.1. Local resistance
 - 1.2.2. Energy dissipation
 - 1.2.3. Specific additional measures
- 1.3. Behaviour factors
- 1.4. Analysis of transient situation
2. Connections of linear precast elements
 - 2.1. General provisions
 - 2.2. Resistance evaluations of connections
3. Building elements
 - 3.1. Beams
 - 3.2. Columns
 - 3.3. Beam-column joints
 - 3.4. Precast large-panel-walls
 - 3.5. Diaphragms

It is worth emphasizing on some details included in this very important Annex to the EC 8. For example the following provisions are given in terms of the connections of precast elements (fig. 5):

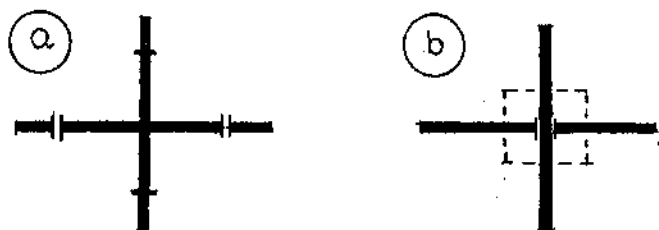


Fig.5

a) The connections outside critical regions (fig. 5a) shall observe the following design rules:

- They should be located at distances larger than " h " from the end-face of the closest critical region (" h " denoting the largest height of the connected elements).
- Their design action-effects should be further factored by 1.1 to cover uncertainties related to the analysis of precast systems.

b) The design action-effects of the connections within critical regions (fig. 5b) shall be factored by 2.0 in DC "M" or by 1.5 in DC "L". The same rule itself applies for the precast elements in an length equal to $1.5 l_p$, where " l_p " denotes the length of the critical region.

6. CONCLUSION

The applying of prefabricated building structures in seismic regions continues along with intensive theoretical and experimental investigations with the aim to increase their seismic safety during the expected earthquakes and on the other side to reduce or even to eliminate some of the shortcomings that accompany this method of construction.

Special attention is drawn to the study of the connections which is the crucial problem both in the design and the assemblage. Detailed investigations are being carried out to established more correct methods for design through better modelling as well as by taking into account the behaviour of the structure in nonelastic stage.

REFERENCES

1. Bozinovski, Z. April 1994. "Nonlinear behaviour of prefabricated large panel reinforced concrete systems under dynamic-seismic loads". Summary of the dictorial dissertation, Skopje.
2. "Design and construction of prefabricated reinforced concrete building systems". UNDP/UNIDO Project RER/79/015. Volume 2. Vienna 1985.
3. Ersoy, U. and Tankut, T. July-August 1993. "Precast concrete members with welded plate connections under reversed cyclic loading", PCI Journal.
4. Ersoy, U., Tankut, T. and Baysal, M. 1992. "Behaviour of two full scale exterior beam-column joints under simulated seismic loading", Prefabrik Birligi Dergisi Sayi: 22 pp. 5-15, Ankara.
5. EC 8 P1.3.2. Annex "Precast" (draft).
6. Ganchev, St. 1993. "Seismic analysis of building structures with shear walls applying a direct integration method". J. "Stroitelstvo", Vol. 10, Sofia (in Bulgarian).
7. Gelfand, L.I. 1994. "Universal structural system", J. "Zhilishtnoe stroitelstvo", Vol. 1 & 2 (in Russian).
8. Kilimnik, L.Sh. et al 1992. "Construction of residential buildings by the slipping support system in Bishkene", J. "Zhilishtnoe stroitelstvo", Vol. 4 (in Russian).
9. Nenov, D. 1994. "Prefabricated building structures in seismic regions". W.G.4 report to the 10th European conference on earthquake engineering.

DEPREM YÜKLERİ ALTINDA TOPRAK BARAJLARIN ELASTO-PLASTİK DAVRANIŞI

ELASTO-PLASTIC EARTHQUAKE RESPONSE OF EARTH DAMS

Zeki ÖZCAN¹ ve Zekai CELEP²

SUMMARY

In this study, elastic and elasto-plastic responses of earth and rockfill dams subjected to dynamic and repeated loading as earthquake are presented. For this purpose the dam is modelled as a one dimensional shear-wedge. To provide cyclic stress-strain response of earth dam material, elasto-plastic constitutive equations satisfying plasticity theory are employed. The relationship between shear stress and strain which represents the skeleton curve is assumed to be hyperbolic and symmetric with respect to the origin. The analysis is carried out by using the finite element method. Numerical results are obtained and presented in figures for a typical cross-section of Atatürk Dam embankment viewing upstream-downstream. The EW component of the Erzincan Earthquake of March 13, 1992 has been utilized in the numerical calculations.

ÖZET

Bu çalışmada, toprak ve kaya dolgu barajların deprem yükleri altında elastik ve elasto-plastik çevrimsel davranışı incelenmiştir. Bu amaçla baraj bir boyutlu (1B), tabakalardan oluşan kayma kaması olarak modellenmiştir. Baraj malzemesinin çevrimsel gerilme-şekil değiştirme davranışı için plastisite teorisine uygun elasto-plastik bünye denklemleri kullanılmıştır. Kayma gerilmesi ile şekil değiştirme arasındaki iskelet eğrisi, hiperbolik ve başlangıça göre simetrik kabul edilmiştir. Sayısal çözümlerde Sonlu Elemanlar Yöntemi kullanılmıştır. Örnek olarak Atatürk Barajı gövdesi menba-mansab doğrultusunda tipik bir enkesit alınarak, sayısal sonuçlar elde edilmiş ve grafiklerle sunulmuştur. Sayısal örneklere 13 Mart 1992 Erzincan depremi D-B bileşeni ivme kaydı dış yük olarak uygulanmıştır.

GİRİŞ

Barajlar yapılış amaçlarına uygun olarak arkalarında büyük su kütleleri tutan mühendislik yapılarıdır. Baraj gövdesi statik halde hidrostatik kuvvetleri karşılmasına rağmen, deprem olması durumunda ilave kuvvetlere maruz kalmaktadır. Bu yapıların yıkılması veya ağır hasar görmesi insan hayatı ve ekonomik kayıplar açısından büyük felaketlere sebep olabilirler. Bu yüzden barajların deprem güvenliklerinin sağlanması çok önemli bir mühendislik problemidir. Bununla birlikte toprak barajların modellenmesi ve dinamik analizi oldukça karmaşıktır.

¹ Araş. Gör. SA.Ü., Mühendislik Fakültesi, İnşaat Müh.Böl., Sakarya

² Prof. Dr. İ.T.Ü. İnşaat Fakültesi, Maslak, İstanbul

Çözümün zorluklarının başında baraj malzemesinin homojen olmayan bir yapıda olması, tekrarlı yükler altında farklı davranış göstermesi, çok büyük yapılar olması ve tabakalar halinde inşa edilmeleri sayılabilir. Bu nedenle problemin analitik veya sayısal çözümünü kolaylaştıracak kabullerin yapılması zorunlu hale gelmektedir.

Son yıllarda pek çok araştırmacı tarafından bir boyutlu (1B) kama biçimli kayma kirişi modeli yaygın biçimde kullanılmıştır [1,3,6,11,12]. Baraj ortalama uzunluğunun yüksekliğine oranı 4 veya daha büyük ($L/H > 4$) olduğu durumlarda 1B modelin gerçek baraj davranışına çok yakın sonuçlar verdiği yerinde yapılan deneyler ve deprem sırasında alınan kayıtlarla gösterilmiştir [1,3,4,5,6,9]. L/H oranının 4 den küçük olduğu hallerde iki boyutlu (2B) veya üç boyutlu (3B) modellerin kullanılması tavsiye edilmektedir.

Bu çalışmada, 1B kayma kirişi modelini esas alan basitleştirilmiş bir yöntem Atatürk Barajı için uygulanmıştır. Bu yöntemde baraj gövdesi, yalnız kayma şekil değiştirmelerinin hesaba katıldığı ve böylece baraj yüksekliğince kayma dalgalarının yayıldığı, tabakalardan oluşan ve rijit bir zemine oturan 1B modelle temsil edilir [3,6,10]. Zeminin (baraj malzemesi olarak) elastik ve küçük şekil değiştirmeler yaptığının kabul edilmesi ve daha sonra yazılan ifadelerle sönüm katılması yaygın bir biçimde yapılmaktadır [6,8,11]. Ancak zeminin plastik şekil değiştirmelere maruz kaldığı kuvvetli yer hareketi durumunda doğrusal olmayan davranışı yansıtan ve daha gerçekçi çözümlemelere ihtiyaç duyulmaktadır. Zemini temsil eden parametrelerin çoğaltılması ve bunlarla yaklaşımın iyileştirilmesinde dikkat edilecek husus, bunların belirlenmesinde ortaya çıkan güçlüklerdir. Parametrelerin çoğaltılması ile de çözüm zamanının uzayacağı dikkate alınması gereken diğer bir husustur.

Elasto-plastik davranışı temsil eden çevrimsel bir gerilme-şekil değiştirme bağıntısı bu güçlükleri kısmen ortadan kaldıran bir model olarak ortaya konmuştur [3,6,7,10,11,12].

Modellenen barajın deprem davranışını belirlemek için 13 Mart 1992 Erzincan Depremi D-B ivme bileşeni ile zorlandığı kabul edilmiş ve Sonlu Elemanlar Yöntemi kullanılarak çözülmüştür. Hareket denkleminin sayısal çözümü doğrusal ivme değişimi yöntemi ile yapılmıştır [2]. Bu çalışmada viskoz sönümle birlikte çevrimsel davranıştan ortaya çıkan sönümün varlığı da gözönüne alınmıştır. Lineer elastik ve elasto-plastik davranış kabulü ile bulunan sonuçların ayrı ayrı verildiği grafiklerde yerdeğiştirmelerin ve gerilmelerin zamana bağlı değişimleri karşılaştırılmıştır.

DOĞRUSAL ELASTİK DAVRANIŞ

Hareket Denklemi:

Hareket denklemi 1B kayma kaması modeli için Şekil 1 den,

$$\rho(y)\alpha_y\ddot{u}(y,t) - \frac{\partial}{\partial y} \left[\alpha_y G(y) \frac{\partial u}{\partial y}(y,t) \right] = -\rho(y)\alpha_y \ddot{u}_g(t) \quad (1)$$

olarak elde edilir.

Matris elemanlarının açık ifadeleri aşağıdaki şekilde verilebilir:

$$[M]_e = \rho \int_0^h (y_e + \bar{y}) N_i N_j d\bar{y} = \frac{\rho h}{12} \begin{bmatrix} (y_{e+1} + 3y_e) & (y_{e+1} + y_e) \\ (y_{e+1} + y_e) & (3y_{e+1} + y_e) \end{bmatrix} \quad (5.1)$$

$$[K]_e = G \int_0^h (y_e + \bar{y}) \frac{\partial N_i}{\partial \bar{y}} \frac{\partial N_j}{\partial \bar{y}} d\bar{y} = \frac{G}{2h} \begin{bmatrix} (y_{e+1} + y_e) & (y_{e+1} + y_e) \\ (y_{e+1} + y_e) & (y_{e+1} + y_e) \end{bmatrix} \quad (5.2)$$

$$\{F\}_e = -\rho \ddot{u}_g \int_0^h (y_e + \bar{y}) N_i d\bar{y} = \frac{1}{6} \rho h \ddot{u}_g \begin{Bmatrix} y_{e+1} + 2y_e \\ 2y_{e+1} + y_e \end{Bmatrix} \quad (5.3)$$

Sayısal çözümler elde etmek için FORTRAN 77 programlama dilinde bir bilgisayar programı geliştirilmiştir. Bu program yardımı ile eleman matrislerinin herbiri sonlu eleman ağındaki numaralama ve sınır şartları göz önünde bulundurularak birleştirilmiş ve sistem hareket denklemini oluşturan matrisler elde edilmiştir. Doğal frekanslar için,

$$[M] \{ \ddot{u} \} + [K] \{ u \} = \{ 0 \} \quad (6)$$

denklemlerinden faydalanılmıştır.

Kütle ve rijitlik matrisi ile orantılı bir viskoz sönüm matrisi,

$$[C] = a_1 [M] + a_2 [K] \quad (7)$$

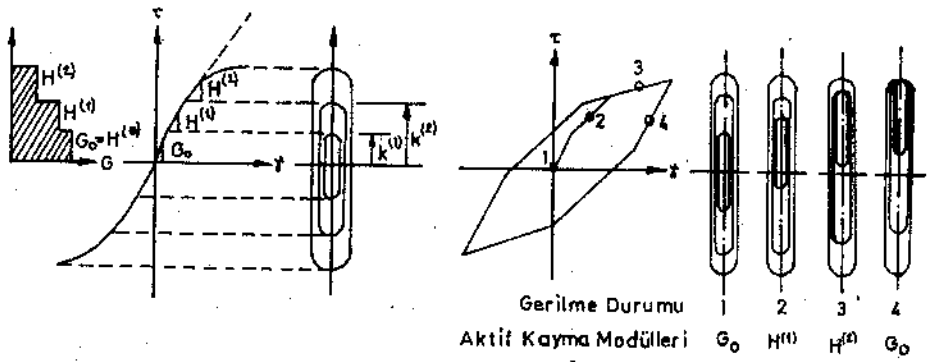
şeklinde kabul edilerek hareket denklemini (4) eklenmiştir. a_1 ve a_2 katsayıları birinci modda % 10, ikinci modda % 15 kritik sönüm kabul edilerek bulunmuştur.

ELASTO-PLASTİK DAVRANIŞ

Zeminin elasto-plastik davranışının modellenmesi için kayma gerilmesi ile kayma şekil değiştirmesi arasında doğrusal olmayan bir çevrimsel bağıntının bulunduğu kabul edilmiştir. Bu modelle ilgili temel ilkeler Şekil 3 de gösterilmiştir. Zeminin ilk yüklenme davranışını gösteren gerilme-şekil değiştirme eğrisi İskelet Eğrisi olarak verilir. Zemin temel davranış eğrisi olarak da zemin dinamiğinde yaygın bir şekilde kullanılan hiperbolik zemin modeli,

$$\tau = G_0 \gamma / (1 + \gamma / \gamma_r) \quad (8)$$

kabul edilmiştir. Burada G_0 başlangıç kayma rijitliğini ve γ_r hiperbolik davranış kontrol eden karakteristik bir zemin şekil değiştirmesini göstermektedir.



Şekil 3. Kullanılan elasto-plastik zemin modeli ve ayrıklaştırılması.

Doğrusal olmayan bu eğrinin başlangıca göre simetrik alınması uygundur. Bu şekilde clasto-plastik davranış gösteren türden tarif edilen, doğrusal olmayan davranış eğrisinde, rijitlik (kayma modülü) kayma gerilmesine bağlı olarak değişmektedir. Artan kayma gerilmelerinde zemin daha kolay şekil değiştirme yapabilir duruma gelmektedir. Sayısal hesaplarda, sürekli olan bu eğri, doğru parçaları ile temsil edilebilir. Bu doğrunun eğimi de karşı gelen seviyedeki ve bu bölgede sabit alınan rijitliği göstermektedir. Bu doğru parçalarının sayısı, sayısal çözümlemenin hassaslığı ile ilgilidir. Temel davranış eğrisinin parçalara ayrılması ve boşalmanın farklı yolla yapılması, her doğru parçasının ayrı bir akma yüzeyi tarif ettiği kabulü ile yapılabilir. Bir boyutlu gerilme durumunda akma eğrisi iki uç nokta ile temsil edileceği için, iç içe yuvalanmış akma yüzeyleri,

$$f^{(m)} = [\tau - \alpha^{(m)}]^2 - [k^{(m)}]^2 = 0 \quad (9)$$

olarak yazılabilir. Burada; $k^{(m)}$ akma yüzeyinin bir doğrultudaki genişliğini, $\alpha^{(m)}$ bunun başlangıca göre olan ötelenmesini göstermektedir. m akma yüzeyi ile ilgili elasto-plastik kayma modülü $H^{(m)}$ olarak gösterilirse gerilme-şekil değiştirme ilişkisi artımlar türünden,

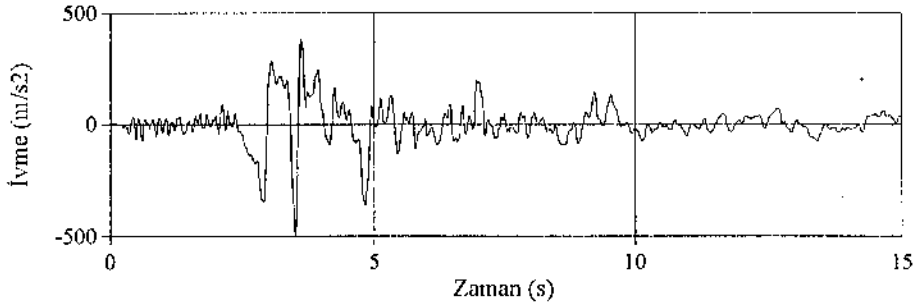
$$\dot{\tau} = H^{(m)} \dot{\gamma} \quad (10)$$

olarak yazılabilir.

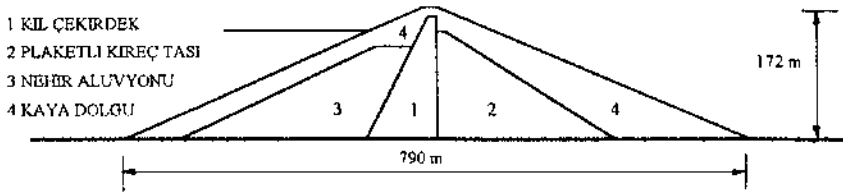
Zemin elemanının rijitlikleri, eğri ile ilişkili olarak çizilen yuvalar yoluyla da açıklanabilir. Buna göre birbiri içinde bulunan yuvaların herbirinde dışarıya doğru azalan rijitlikler tarif edilmiştir. Yükleme durumunda esas davranış eğrisi üzerinde ilerlenirken bu rijitlikler sırayla geçilir. Belirli bir gerilme seviyesinde boşalma sözkonusu olduğunda, dönüş eğrinin başlangıçtaki durumuna paralel olacaktır. Bu durum da, Şekil 3 de ayrıklaştırılmış davranış eğrisinde gösterildiği gibi 4 rijitliğinin 1 rijitliğine eşit olması ile sağlanır. Boşalmaya devam edilirse, iskelet eğrisinin simetrik olduğunda düşünülerek 1 rijitliğinden 2 rijitliğine geçilir. Böylece açıklanan davranışa uyulmuş olur [3,6,10,12]. Sayısal çözümlemede, her sonlu eleman tabakasının davranış eğrisinin üzerindeki konumu, geçirdiği konumlarda da hatırlanarak, elastik davranış için verilen sonlu eleman formülasyonu burada da kullanılabilir.

SAYISAL ÇÖZÜMLER ve SONUÇLAR

Sunulan yöntemle sayısal örnek olarak Eylül 1985 - Ağustos 1990 yılları arasında Fırat Nehri üzerine kaya dolgu olarak inşa edilen Atatürk Barajının Erzincan 1992 Depremi D-B ivme bileşeni (Şekil 4) altında lineer elastik ve elasto-plastik davranışı incelenmiştir.



Şekil 4. 13 Mart 1992 Erzincan Depremi D-B ivme bileşeni



Şekil 5. Atatürk Barajı menba-mansab doğrultusunda idealleştirilmiş enkesiti.

Çözümlerde Şekil 5 de görülen menba-mansab doğrultusunda tipik enkesit kullanılmıştır. Baraj yüksekliği $H = 172 \text{ m}$, ortalama baraj uzunluğu $L = 1100 \text{ m}$, ortalama baraj uzunluğu / yüksekliği (L/H) 6.4 dür. Kayma modülü $G_0 = 570 \text{ MPa}$, birim hacim ağırlığı $\gamma (= \rho g) = 22 \text{ kN/m}^3$ değerleri için ilk üç lineer doğal frekans Denklem-6 dan hesaplanmış ve Tablo 1 de verilmiştir.

Tablo 1. Doğal frekansların ω_1 (Hz.) sonlu eleman sayısı ile değişimi.

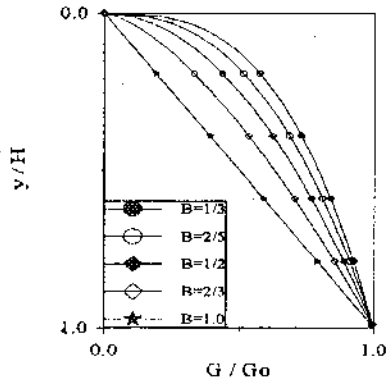
	$n = 10$	$n = 20$	$n = 30$	$n = 40$	Analitik
ω_1	1.1332	1.1328	1.1327	1.1327	1.1327
ω_2	2.6222	2.6056	2.6025	2.6014	2.6000
ω_3	4.1766	4.1014	4.0873	4.0824	4.0759

Sayısal çözümlerde, 1B kayma kaması olarak modellenen baraj enkesitinin 20 sonlu elemana ayrılması yeterli bulunmuştur.

Kayma modülünün baraj yüksekliğince değişimi için,

$$G(y) = G_0 (y / H)^B \quad (B = 0.0, 1/3, 2/5, 1/2, 2/3, 1.0) \quad (11)$$

ifadesi kullanılmış ve bu değişim Şekil 6 da, doğal frekansların buna bağlı değişimi de Tablo 2 de verilmiştir.



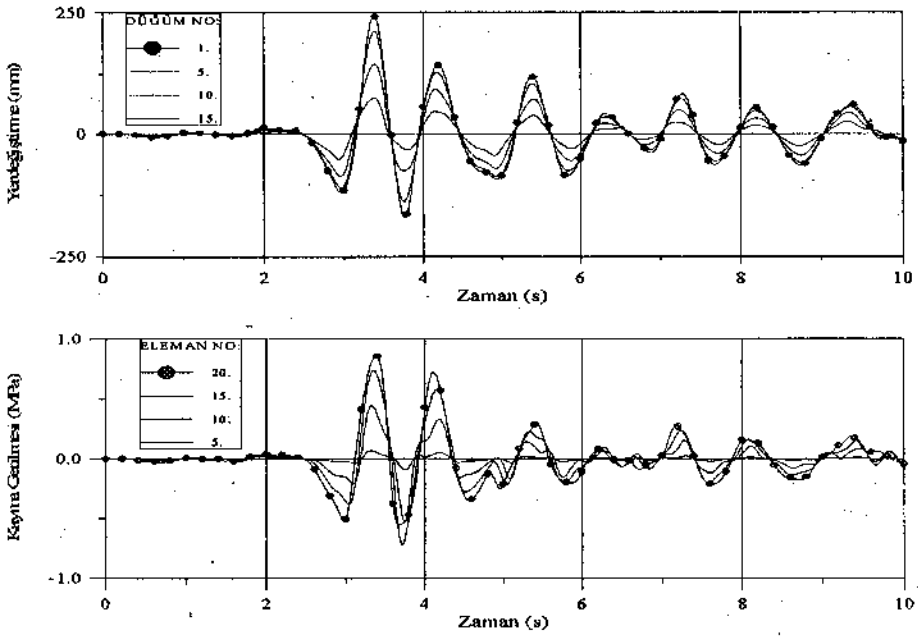
Şekil 6. Kayma modülünün B ile değişimi

Tablo 2. Kayma modülü değişimi (B) ile doğal frekansların değişimi

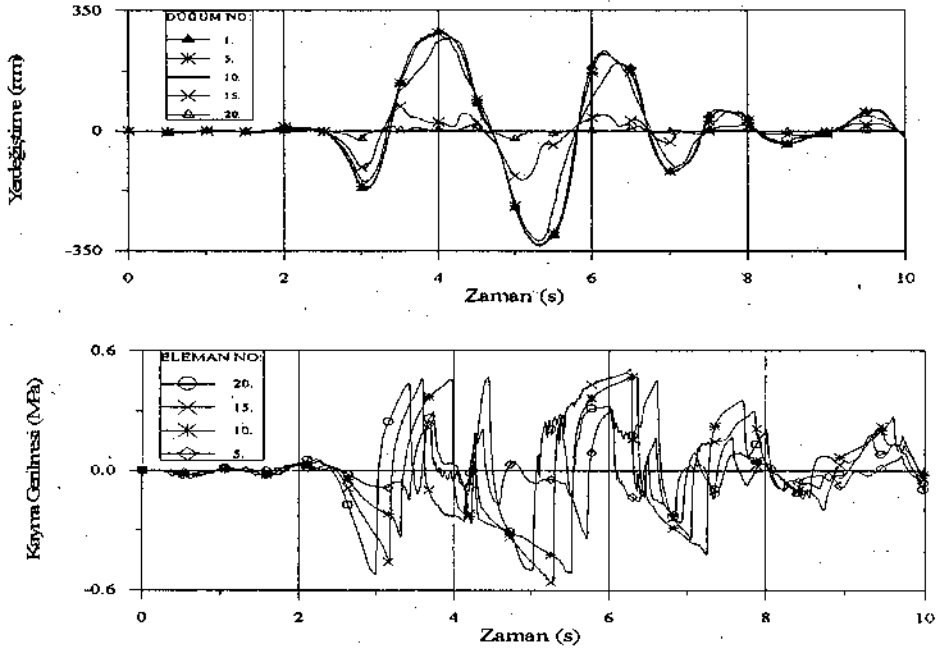
B \ ω_i	ω_1 (Hz)	ω_2 (Hz)	ω_3 (Hz)
0.0	1.133	2.606	4.101
1/3	1.063	2.292	3.538
2/5	1.048	2.229	3.425
1/2	1.025	2.134	3.255
2/3	0.986	1.975	2.970
1.0	0.902	1.649	2.387

Yapılan bu çalışmada baraj yüksekliğince sabit $\gamma_r = 0.0013$ ve kayma modülünün ($B=1/3$) şeklinde değiştiği kabul edilerek sonuçlar elde edilmiştir. Sonuçlar yerdeğiştirme ve kayma gerilmelerin zamanla değişimleri olarak verilmiştir.

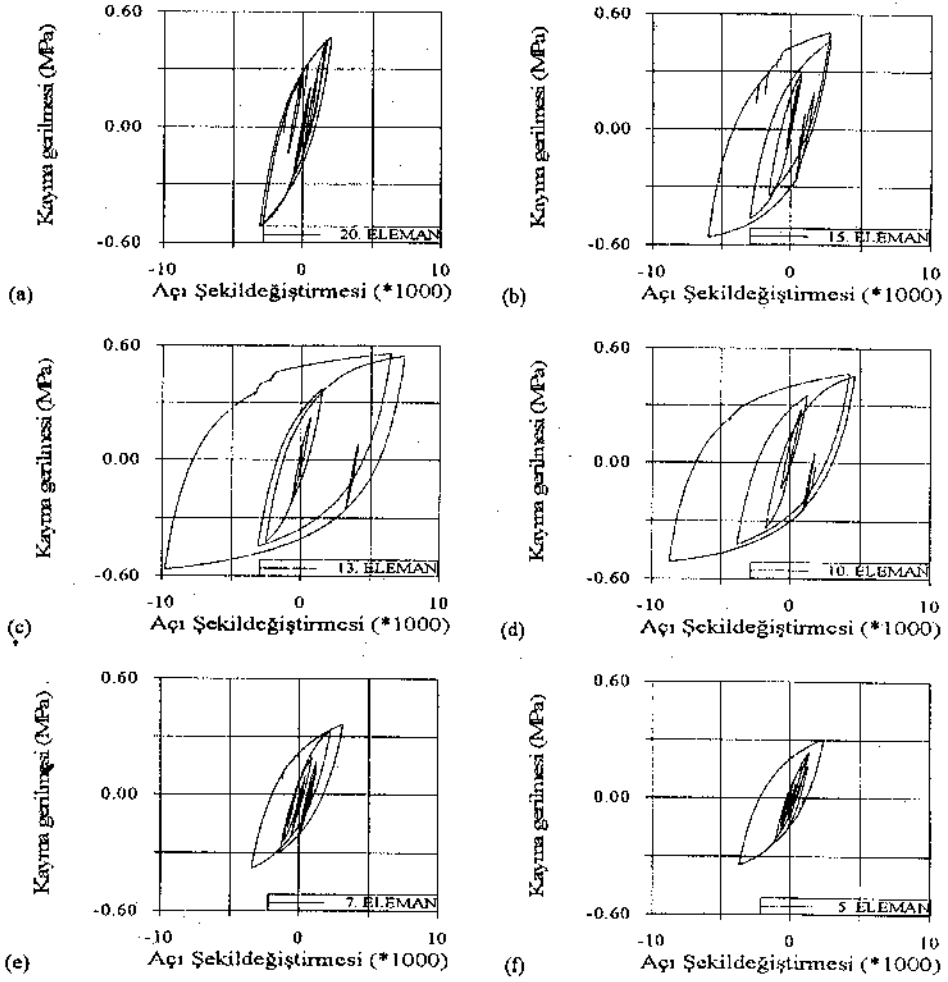
Depremi ilk 10 saniyesi için lineer elastik davranışa ait yerdeğiştirmelerin ve kayma gerilmelerin zamanla değişimi Şekil 7 de elasto-plastik davranışa ait yerdeğiştirmelerin ve gerilmelerin zamanla değişimi de Şekil 8 de eğriler yardımı ile sunulmuştur. Beklendiği gibi yerdeğiştirmeler baraj kretine doğru artarken, gerilmeler azalmaktadır. Yerdeğiştirmelerin oldukça düzgün değişimine karşılık, elastik olmayan davranıştan ortaya çıkan rijitlik azalması nedeniyle karmaşık bir gerilme değişimi gözlenmektedir. Şekil 7 ile 8 in karşılaştırılmasından elasto-plastik davranışta sistem daha yumuşadığından yerdeğiştirmelerin önemli ölçüde arttığı, gerilmelerin ise azaldığı görülmektedir. Şekil 9 da Elasto-plastik davranışa ait değişik tabakalardaki kayma gerilmeleri ile açı şekil değiştirmelerinin birbirlerine olan bağıllığının zaman içindeki izi verilmektedir. Burada çevrimsel davranış açıkça görülmektedir. Geniş ve açık beliren çevrimle de sönüm artmaktadır. Visköz sönüm, hızla orantılı olduğu halde çevrimsel davranıştan ortaya çıkan sönüm şekil değiştirme ile orantılıdır. Barajın üst tabakalarında küçük şekil değiştirmeler ve büyük hızlar ortaya çıktığından viskoz sönüm artmakta, alt tabakalarda ise tersine çevrimsel davranıştan ortaya çıkan sönüm artmaktadır. Şekil 9 da görüldüğü gibi barajın üst tabakalarında malzemede şekil değiştirmeler küçük kaldığı için, plastik davranış daha az etkili olmakta ve dinamik davranış küçük ve kapalıya yakın çevrimlerde gerçekleşmektedir. Her iki hale ait yerdeğiştirme, şekil değiştirme ve gerilmelerin baraj yüksekliğince oluşan enbüyük değerleri de karşılaştırmalı olarak Şekil 10 da sunulmuştur. Barajın en alt keşiti en çok zorlanan kesit gibi algılanabilir. Ancak, G nin yükseklik boyunca değişmesi yanında γ_r nin sabit kabul edilmesi ve taban kesitinde alanın üst kesitlere göre büyük olması, en çok zorlanan kesitin daha yukarıda meydana gelmesine sebep olmaktadır. Bu durum Şekil 10 da da görülmektedir.



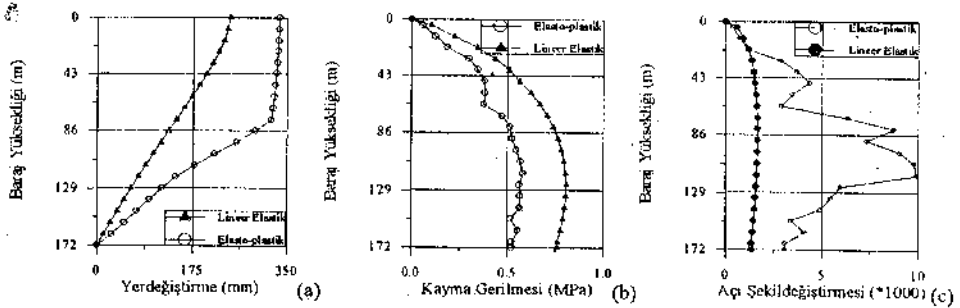
Şekil 7. Elastik davranışta çeşitli tabakalardaki, (a) yerdeğiştirme ve (b) kayma gerilmelerin zamana bağlı değişimleri.



Şekil 8. Elasto-plastik davranışta çeşitli tabakalardaki, (a) yerdeğiştirme ve (b) kayma gerilmelerin zamana bağlı değişimleri.



Şekil 9. Elasto-plastik davranışta kayma gerilmesi-açı şekil değiştirmesinin (a) 20., (b) 15., (c) 13., (d) 10., (e) 7., (f) 5. elemanlardaki zamana bağlı değişimleri.



Şekil 10. Çeşitli tabakalardaki, (a) yerdeğiştirme, (b) gerilme ve (c) şekil değişimlerinin en büyük değerlerinin baraj yüksekliğince değişimleri.

Sonuç olarak, özellikle yüksekliğine göre uzun barajların deprem davranışlarının elde edilmesi için, zaman alıcı ve yoğun üç boyutlu analizlere girmeden sunulan yöntemin kullanılması önerilir. Bu suretle ön boyutların kolayca kontrol edilmesi ve değişik seçeneklerin denenmesi mümkün olacaktır. Ayrıca, karmaşık analizlerde çok sayıdaki sonuçların değerlendirilmesi yerine, sunulan yöntemin problemin ana büyüklüklerinin değişimini vermesi bu yöntemin faydalı bir özelliğidir.

KAYNAKLAR

1. Abdel-Ghaffar A.M., Scott, R.F., (1979), "Toprak Barajlarda Kayma Modülleri ve Sönüm Faktörleri", Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol.105, Dec., pp.1405-1426, (İngilizce).
2. Celcp, Z., Kumbasar, N., (1992),Yapı Dinamiği ve Deprem Mühendisliğine Giriş, Beta Yayınları, İstanbul.
3. Elgamal, A.-W.M., Abdel-Ghaffar, A.M., Prevost, J.H., (1985), "Bir Boyutlu Toprak Baraj Modellerinin Elasto-Plastik Deprem Kayma Davranışı", Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol.13, No.5, pp.617-633, (İngilizce).
4. Elgamal, A.-W.M., Abdel-Ghaffar, A.M., Prevost, J.-H., (1987),"Toprak Barajların 2 Boyutlu Elasto-Plastik Sismik Davranışı : Teori ", Journal of Engineering Mechanics, ASCE, Vol.113, No.5, May, pp.689-701, (İngilizce).
5. Elgamal, A.-W.M., Abdel-Ghaffar, A.M., Prevost, J.-H., (1987),"Toprak Barajların 2 Boyutlu Elasto-Plastik Sismik Davranışı : Uygulama ". Journal of Engineering Mechanics, ASCE, Vol.113, No.5, May, pp.702-719, (İngilizce).
6. Elgamal, A.-W.M., (1991), "Zemin Sistemlerinin Deprem Altında Çevrimsel Elasto-Plastik Davranışı ", Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol.20, pp.371-387, (İngilizce).
7. Elgamal, A.-W.M., Gunturi, R.V., (1993), "El Infiernillo Barajı Dinamik ve Sismik Davranışı", Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol.22, pp.665-684, (İngilizce).
8. Idriss I.M., Seed, H.B., (1968), "Yatay Zemin Tabakalarının Sismik Davranışı", Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, Vol.94, No.4, Jul., pp.1003-1031, (İngilizce).
9. Makdisi, F.I., Kagawa, T., Seed, H.B., (1982), "Üçgen Biçimli Vadilerdeki Toprak Barajların Sismik Davranışı", Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol.108, No.10, Oct., pp.1328-1337, (İngilizce).
10. Özcan, Z., Celcp, Z., (1994), "Deprem Yükleri Altında Yatay Tabakalı Zeminlerin Elasto-Plastik Davranışı", İnşaat Mühendisliğinde Bilgisayar Kullanımı 4.Sempozyumu, İstanbul.
11. Prevost, J.H., Abdel-Ghaffar, A.M. Lacy, S.J., (1985), "Bir Toprak Barajın Doğrusal Olmayan Dinamik Analizi", Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol.111, No.7, Jul., pp.882-897, (İngilizce).
12. Prevost, J.H., Abdel-Ghaffar, A.M., Elgamal, A.-W.M., (1985), "Zemin Sistemlerinin Doğrusal Olmayan Çevrimsel Dinamik Davranışı", Journal of Engineering Mechanics, ASCE, Vol.111, No.5, May., pp.696-713, (İngilizce).

BAZI ÖZEL DURUMLARDA İSTİNAT DUVARLARINDA YALNIZ DEPREMDEN OLUŞAN BASINÇ VE İTKİLER

LATERAL EARTH PRESSURES AND FORCES FROM EARTHQUAKE ON RETAINING WALLS FOR SOME SPECIAL CASES

Kemal Özden¹, Turgut Öztürk²

SUMMARY

The draft of the Specifications for Structures to be built in Disasters Area-1994 requires the determination of the lateral earth pressures and forces caused by earthquake on retaining walls according to the Mononobe-Okabe relations. However to the knowledge of the authors the lateral pressures and forces on the retaining walls caused by the earthquake have not yet been considered in the literature for the following special cases: a) The stratified backfill, b) A uniform surcharge on a stratified backfill, c) The backfill whose upper face is formed by some planes with different slopes, d) A uniform or a linear surcharge in a fixed distance of the wall.

ÖZET

İstinat duvarlarında zemin kütlesi ve bunun üzerindeki üniform yayılı sürşarjın deprem esnasında verdiği dinamik aktif ve pasif basınç ve itkilerin Mononobe-Okabe bağlantılarına göre hesabı "Afet Bölgelerinde Yapılacak Yapılar Hakkında Yönetmelik" taslağında yer almış bulunmaktadır. Ancak tabakalı zeminlerde zeminden, bu zeminlerde zemin üstü üniform yayılı sürşarjdan, duvar arkası zemin üst yüzünün muhtelif eğimli düzlemlerden oluşması halinde zeminden, zemin yüzünde duvar arkasından belirli bir mesafede başlayan üniform sürşarjdan, duvar arkasına paralel çizgisel sürşarjdan meydana gelen basınç ve itkilerin basitçe nasıl elde edilebileceği, yazarların bildiği kadarı ile henüz bir yazının konusu olmamış bulunmaktadır. Bu çalışmada yukarıda sayılan özel durumlarda meydana gelen dinamik aktif ve pasif basınçlar ve itkilerin hesabının yapılışı için öneriler verilmiş bulunmaktadır.

1. GİRİŞ

1.1. Basınç ve İtkiler İçin Esas Bağlantılar

İstinat duvarlarında depremden oluşan aktif ve pasif toprak basınç ve itkilerinin hesabında Mononobe-Okabe bağlantılarının kullanılması genel bir kabul görmektedir, [1], [2], [3]. "Afet Bölgelerinde Yapılacak Yapılar Hakkında Yönetmelik" in yeni taslağında da aynı bağlantılar yer almıştır, [4].

Depremsiz durumda (statik durum) aktif ve pasif basınç katsayıları ve basınçları sırası ile

¹ Prof.Dr. İ.T.Ü. İnşaat Fakültesi, Maslak, İstanbul.

² Y.Doç.Dr. İ.T.Ü. İnşaat Fakültesi, Maslak, İstanbul.

K_{as} , K_{ps} , P_{as} , P_{ps} ; depremlı durumda toplam aktif ve toplam pasif basınç katsayıları ve basınçları sırasıyla K_{at} , K_{pt} , P_{at} , P_{pt} ve yalnız depremden oluşan dinamik aktif ve dinamik pasif basınç katsayıları ve basınçları sırası ile K_{ad} , K_{pd} , P_{ad} , P_{pd} ile gösterilsin.

Mononöbe-Okabe bağlantılarında K_{at} ve K_{pt} basınç katsayıları

$$K_{at} = (1 \pm C_v) \cdot \cos^2(\phi - \lambda - \alpha_b) / \{ \cos \lambda \cdot \cos^2 \alpha_b \cdot \cos(\delta + \alpha_b + \lambda) \cdot [1 + \sqrt{A_d/B_d}]^2 \} \quad (1)$$

$$K_{pt} = (1 \pm C_v) \cdot \cos^2(\phi - \lambda + \alpha'_b) / \{ \cos \lambda \cdot \cos^2 \alpha'_b \cdot \cos(\delta' + \alpha'_b + \lambda) \cdot [1 - \sqrt{A'_d/B'_d}]^2 \} \quad (2)$$

olarak verilmişlerdir. Burada C_h ve C_v sırasıyla yatay ve düşey eşdeğer deprem katsayıları,

$$\lambda = \arctan [C_h / (1 \pm C_v)] \quad (3)$$

$$A_d = \sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi - \beta - \lambda) \quad , \quad B_d = \cos(\alpha_b - \beta) \cdot \cos(\delta + \alpha_b + \lambda) \quad (4)$$

$$A'_d = \sin(\phi + \delta') \cdot \sin(\phi - \lambda + \beta') \quad , \quad B'_d = \cos(\delta' - \alpha'_b + \lambda) \cdot \cos(\beta' - \alpha'_b) \quad (5)$$

dırlar.

K_{at} ve K_{pt} de C_v nin işaretinin (3) deki λ ifadesi ile uyumlu olarak en olumsuz değerleri elde edecek şekilde seçilmesi gerektiği açıktır.

Yatay ve düşey eşdeğer deprem katsayıları C_h ve C_v sırasıyla

$$C_h = 0,3 \cdot (1 + I) \cdot A_0 / (R \cdot g) \quad , \quad C_v = (2/3) \cdot C_h \quad (6)$$

şeklinde verilebilir. Burada,

g yerçekimi ivmesi,

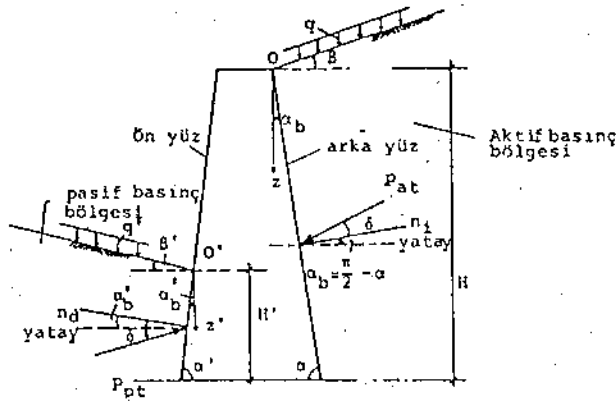
I [4] de paragraf 13.5.2 de tanımlanan yapı önem katsayısı,

A_0 [4] de paragraf 13.5.1 de tanımlanan deprem bölgesi maksimum yer ivmesi,

R düşeyde serbest konsol olarak çalışan istinat yapılarında 1,5

yatay doğrultuda mesnetlenmiş istinat yapı ve elemanlarında 1,0

dir. İfadelerdeki diğer büyüklükler Şekil 1 de pozitif kabul edilen yönleri ile gösterilmişlerdir.



Şekil 1

- β, β' arkadaki ve öndeki zeminin üst yüzünün eğimini,
 α, α' istinat elemanı arka ve ön yüzünün yatayla yaptığı açığı,
 α_b, α'_b istinat elemanı arka ve ön yüzünün düşeyle yaptığı açığı,
 n_1 istinat elemanı arka yüz dış normalini,
 δ, δ' istinat elemanı arka ve ön yüzünde sürtünme açısını,
 ϕ kayma yüzeyinin B noktasındaki ortalama sürtünme açısını yani temel zemini iç sürtünme açısını (kayma direncini)
 pozitif yönleri ile göstermektedir.

Basınçlar arasında $p_H = p_{fs} \pm p_{fd}$ bağlantısı yazılabilir. Burada f, a veya p olarak aktif veya pasif basıncı belirtmektedir. Depremi yön değiştirmesi sebebiyle dinamik basınçların, en olumsuz değeri verecek işaretleri ile hesaba katılma gerekliliği açıktır.

İtkiler, kendilerine ait basınçların bileşkeleridir. Söz konusu bileşkenin duvar yüzüne etkidiği nokta, itki tatbik noktasıdır.

1.2. Basınçların Yayılışı

Bilindiği gibi basınçların yayılışı, kendilerini meydana getiren sebebe bağlıdır. Mesela depremsiz durumda duvar arkasındaki zeminin veya bu zemin üzerindeki üniform sürşarj yükünün veya münferit bir kuvvetin doğurduğu basınçlar, depremli durumda yalnız depremden dolayı aynı sebeplerle meydana gelmiş dinamik basınçlar gibi. Bütün bu basınçların yayılışının birbirinden farklı olduğu bilinmektedir. Basınçların yayılışları üzerinde istinat elemanının yatay doğrultuda mesnetlenmiş olup olmadığının da etkisi büyük olmaktadır.

Yatay doğrultuda mesnetlenmemiş istinat duvarları gözönüne alınsın.

Bu tip duvarlarda zemin kütesinden oluşan statik basınçların, p_{fs} lerin, Şekil 1 deki notasyonlarla

$$p_{as} = z \cdot \gamma \cdot K_{as} \quad p_{ps} = z' \cdot \gamma \cdot K_{ps} \quad (7)$$

olarak ifade edilebildikleri bilinmektedir. Burada γ zeminin birim hacim ağırlığıdır.

Bu durumda yalnız depremden oluşan p_{fd} dinamik basınçları ise, [3] ve [4] de

$$p_{ad}(z) = \pm 3 \cdot \gamma \cdot z \cdot (1 - z/H) \cdot K_{ad} \quad , \quad p_{pd}(z') = \pm 3 \cdot \gamma \cdot z' \cdot (1 - z'/H') \cdot K_{pd} \quad (8)$$

$$K_{ad} = K_{at} - K_{as} \quad , \quad K_{pd} = K_{pt} - K_{ps} \quad (9)$$

olarak ifade edilmişlerdir. Bu basınçların H ve H' duvar yükseklikleri boyunca birer ikinci derece parabol şeklinde yayıldıkları açıktır.

Yatayla aktif basınç bölgesinde β ve pasif basınç bölgesinde β' eğimli zeminlerin üzerindeki q ve q' sürşarj yükünden doğan aktif ve pasif statik basınçlar (depremsiz durum) sırası ile

$$p_{as}^q = q \cdot B_a \cdot K_{as} \quad , \quad p_{ps}^{q'} = q' \cdot B_p \cdot K_{ps} \quad (10)$$

$$B_a = \cos \alpha_b / \cos(\alpha_b - \beta) \quad , \quad B_p = \cos \alpha'_b / \cos(\alpha'_b - \beta') \quad (11)$$

dır. α_b, α'_b ler Şekil 1 üzerinde gösterilmişlerdir.

Sürşarj dolayısıyla yalnız depremden doğan aktif ve pasif dinamik basınçlar

$$p_{ad}(z) = +2.q.B_a.(1-z/H).K_{ad} \quad , \quad p_{pd}(z') = +2.q'.B_p.(1-z'/H').K_{pd} \quad (12)$$

dir, [3], [4]. Burada K_{ad} ve K_{pd} , (9) bağlantısı ile tarif edilmişlerdir.

Sözkonusu itkilerin değer ve tatbik noktalarının ilgili basınçların integrasyonu ile belirlenecekleri açıktır.

Tabakalı zeminlerde zemin kütlelerinin yalnız depremden verdiği p_{ad} ve p_{pd} dinamik basınçlarının hesabı için [4] de bir öneride bulunulmuş ise de bu öneri pek de açık değildir.

İstinat duvarı arkasındaki zeminde tabandan bir H_3 yüksekliğine kadar su bulunması halinde, yalnız depremden oluşan dinamik aktif basınç gerilmelerinin belirlenmesi için bir metot [2] de verilmiştir. Bu metodun tabakalı zeminlerde zemin kütlelerinin verdiği dinamik aktif basınçların hesabında kullanılabileceği açıktır.

II. BAZI ÖZEL DURUMLARDA İSTİNAT DUVARINDA YALNIZ DEPREMDEN OLUŞAN BASINÇ VE İTKİLER

2.1. Başlangıç Düşünceleri

Önce Giriş bölümündeki (8) bağlantıları gözönüne alınsın. Bu bağlantılar

$$p_{ad} = \pm \gamma.z.E_a(z) \quad , \quad p_{pd} = \pm \gamma.z'.E_p(z') \quad (13)$$

$$E_a(z) = 3.(1-z/H).K_{ad} \quad , \quad E_p(z') = 3.(1-z'/H').K_{pd} \quad (14)$$

şeklinde yazılabilir. (13) bağlantıları, "bir istinat duvarına zeminin yalnız depremden dolayı verdiği dinamik aktif ve pasif basınçlar, o noktada zeminden doğan $\gamma.z$ ve $\gamma.z'$ düşey basınçlarının sırası ile (14) deki $E_a(z)$ ve $E_p(z')$ lineer fonksiyonları ile çarpımı olarak hesap edilebilir" şeklinde tefsir edilebilir.

Şimdi (12) bağlantıları gözönüne alınsın. Bu bağlantılar

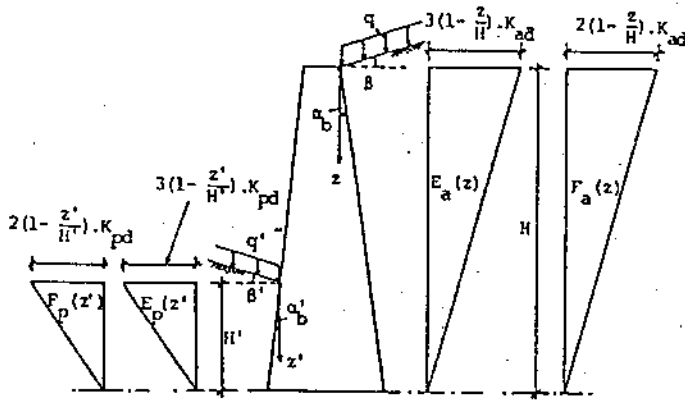
$$p_{ad} = \pm q.B_a.F_a(z) \quad , \quad p_{pd} = \pm q'.B_p.F_p(z') \quad (15)$$

$$F_a(z) = 2.(1-z/H).K_{ad} \quad , \quad F_p(z') = 2.(1-z'/H').K_{pd} \quad (16)$$

şeklinde yazılabilir. (15) bağlantıları, "bir istinat duvarının β eğimli arka ve β' eğimli ön zeminlerinin üzerindeki üniform yayılı q ve q' (kN/m^2) sürüşaj yüklerinden dolayı meydana gelen p_{ad} ve p_{pd} aktif ve pasif dinamik basınçları sırası ile düşey ve sabit $q.B_a$ ve $q'.B_p$ basınçlarının (16) daki $F_a(z)$ ve $F_p(z')$ fonksiyonları ile çarpımı olarak hesap edilebilir" şeklinde tefsir edilebilir.

E ve F fonksiyonları Şekil 1 deki notasyonlarla Şekil 2 de gösterilmişlerdir.

Sonraki paragraflarda bu düşünceler ve diğer görüşler esas alınarak bazı hallerde yalnız depremden oluşan basınçlar ifade edilmiştir.



Şekil 2

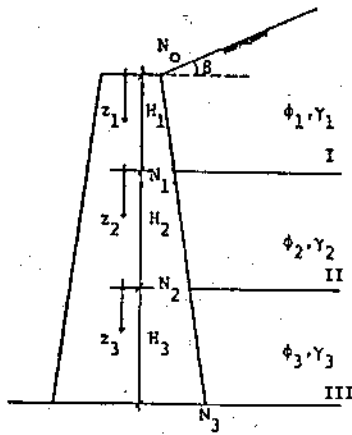
2.2. Tabakalı Bir Zeminde Depremden Oluşan Aktif p_{ad} Dinamik Basıncı

Önce yalnız aktif basınçlar bölgesi gözönüne alınsın. Zemin durumu Şekil 3 deki gibi olsun. Tabakaların kalınlıkları H_1, H_2, H_3 , içsel sürtünme açıları ϕ_1, ϕ_2, ϕ_3 ve birim hacim ağırlıkları $\gamma_1, \gamma_2, \gamma_3$ olsun. Genelliği bozmadan mesela

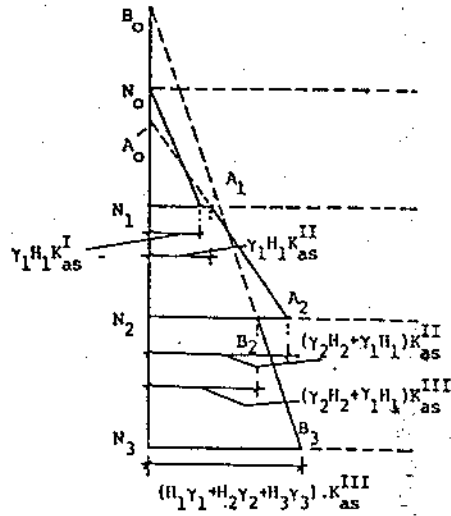
$$\gamma_2 > \gamma_3 > \gamma_1 \quad \phi_2 > \phi_3 > \phi_1 \quad (17)$$

olduğu kabul edilebilir. Her tabakanın üst yüzünden itibaren ölçülen ordinatları sırası ile z_1, z_2, z_3 olsun.

Statik aktif toprak basınçlarının Şekil 4 deki gibi olduğu bilinmektedir



Şekil 3



Şekil 4

$$\lambda_d = \arctan\left\{\left[\gamma_s / (\gamma_s - 1)\right] \cdot [C_h / (1 + C_v)]\right\} \quad (20)$$

olarak bu bölgenin ayrı bir tabaka gibi gözönüne alınması ile benzer hesap metodu uygulanabilir. Suyun ayrı bir dinamik basınç vermediği kabul edilebilir. Burada γ_s , suya doymuş zemin birim hacim ağırlığıdır.

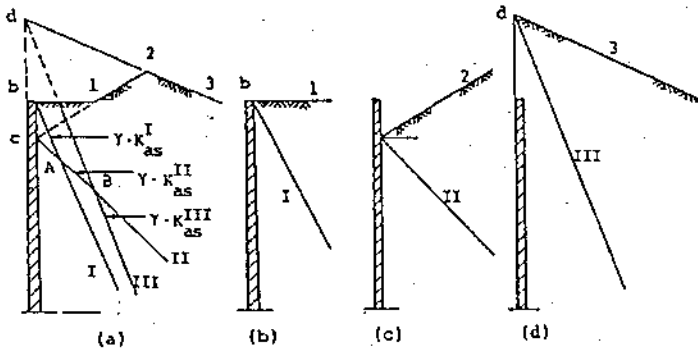
2.3. Arka Zemin Yüzünün Birkaç Düzlemden Oluşması Durumu

Arka zemin yüzü Şekil 6 da olduğu gibi birkaç düzlemden oluşsun. Bu düzlemlerin herbiri ayrı ayrı varmış gibi kabul edilsin ve herbirine ait statik yanal basınç diyagramı bilinen tarzda çizilsin, (Şekil 6 a,b,c,d).

Bu diyagramlar Şekil 6a ya taşınırsın. I,II ve III doğrularından oluşan bu üç diyagramın Şekil 6a da dıştan çevreleyerek oluşturduğu b-A-B-III çizgilerinin, (b-1-2-3-4) kırık çizgi yüzeyli zeminin verdiği yanal basınç diyagramı olduğu bilinmektedir.

Yalnız depremden oluşan aktif dinamik basınç ve itkilerin hesabı aşağıdaki tarzda yapılabilir: Şekil 6a daki statik aktif basınç diyagramına dikkat edilirse bu diyagramın, K_{as} leri aynı K_{as}^I fakat γ yoğunlukları farklı 3 tabakadan oluşan bir zeminin aktif basınç diyagramının aynı olduğu söylenebilir. Zemin tabakaları, Şekil 6a daki A ve B noktalarından çizilen yatay düzlemlerle ayrılmışlardır, (Şekil 7).

Bilindiği gibi, K_{as} ler eşit olduğuna göre



Şekil 6

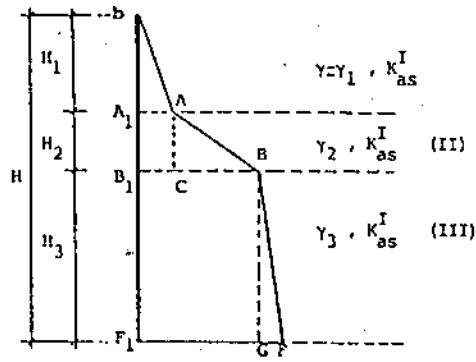
$$\begin{aligned} \overline{A_1A} &= \gamma_1 H_1 K_a^I, & \overline{B_1B} &= \gamma_1 H_1 K_a^I + \gamma_2 H_2 K_a^I \\ \overline{F_1F} &= \gamma_1 (H_1 + H_2) K_a^I + \gamma_2 H_2 K_a^I + \gamma_3 H_3 K_a^I \end{aligned} \quad (21)$$

eşitlikleri, Şekil 7 den yazılabilir. $\overline{A_1A}$, $\overline{B_1B}$ ve $\overline{F_1F}$ basınç değerleri Şekil 6a dan bilinmektedir. (21) eşitlikleri kullanılarak, sırası ile aranan γ_2 , γ_3 ler

$$\gamma_2 = (\overline{B_1B} / K_a^I) / H_2 - \gamma_1 \cdot (H_1 / H_2) \quad (22)$$

$$\gamma_3 = (\overline{F_1F} / K_a^I) / H_3 - \gamma_1 \cdot (H_1 + H_2) / H_3 - \gamma_2 (H_2 / H_3)$$

olarak hesap edilebilir.



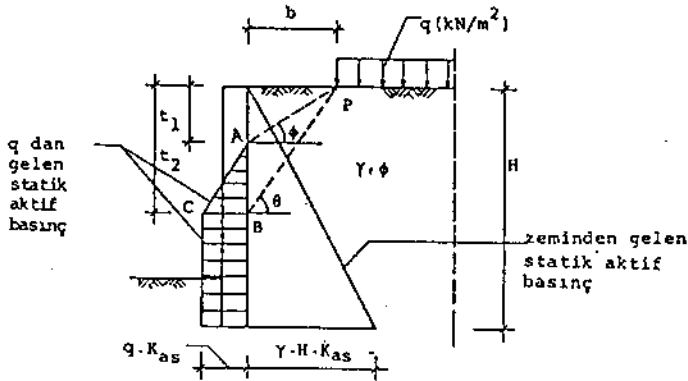
Şekil 7

Artık dinamik basınçlar, tabakalı zeminler için paragraf 2.2 de verilen metotla hesap edilebilir. Basınçların bileşkesi olarak dinamik itkiler bulunabilir. Bu metotla pasif dinamik basınçlar da benzer tarzda hesaplanabilir.

Bu paragrafta verilen metot kullanılarak zemin üst yüzünün çeşitli durumları için aktif ve pasif dinamik basınç diyagramları çizilebilir.

2.4. Şekil 8 de Gösterilen Durumda ($\beta=0, \alpha_b=0, \delta=0$), İstinat Elemanından b Kadar Geriden Başlayan Üniform Faydalı Yükün Aktif Dinamik Basıncı ve İtkisi

Sözkonusu sürşarjdan meydana gelen statik aktif basınçların aşağıda açıklanan tarzda hesaplanabildiği bilinmektedir.



Şekil 8

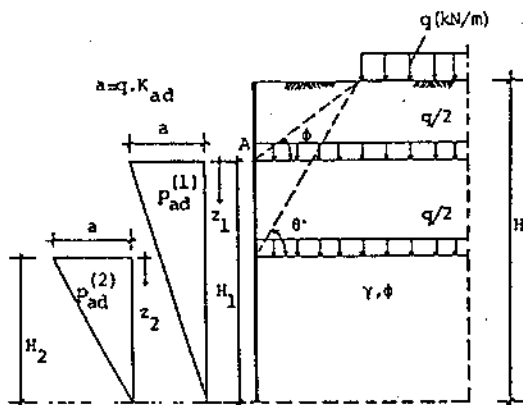
θ , P_{as} yi maksimum yapan açı olmak üzere $t_2 = b \cdot \tan \theta$ ile B noktası bulunur. Bu derinlikte q-yükünün statik aktif basıncı, q istinat elemanına kadar uzanmış haldeki gibi kabul edilebilir. Buna göre B den aşağıda, q nun statik aktif basıncı üniform ve değeri $q \cdot K_{as}$ dir. ϕ içsel sürtünme açısı olmak üzere $t_1 = b \cdot \tan \phi$ ile bulunan A noktasında q nun statik aktif basıncı sıfırdır. A ile B arasında statik aktif basınç lineer değişiyor kabul edilerek basınç diyagramı Şekil 8 deki gibi elde edilebilir.

Yalnız depremden, q sürşarjı dolayısıyla oluşan p_{ad}^q aktif dinamik basınçların hesabı burada önerildiği gibi basitçe Şekil 8 deki statik aktif basınç diyagramı gözönüne alınarak

- a) Şekil 8 deki A noktasındaki yatay düzlem üzerinde $q/2$ (kN/m),
b) aynı şekildeki B noktasındaki yatay düzlem üzerinde $q/2$ (kN/m)

sürşarj yükleri ayrı ayrı varmış gibi hesaplanan $p_{ad}^{(1)}$ ve $p_{ad}^{(2)}$ basınçlarının süperpozisyonu olarak elde edilebilir. (Şekil 9).

Bu basınçlar, paragraf 2.1 de öeritildiği gibi ve orada (23) ifadesi ile verilmiş olan $F_a(z)$ fonksiyonları kullanılarak ve $B_a=7$ olduğu dikkate alınarak hesaplanabilir. Buna göre $p_{ad}^{(1)}$ ve $p_{ad}^{(2)}$ basınçları şekil 8 ve 9 daki notasyonlarla



Sekil 9

$$p_{ad}^{(1)} = \pm q \cdot (1 - z_1/H_1) \cdot K_{ad} \quad p_{ad}^{(2)} = \pm q \cdot (1 - z_2/H_2) \cdot K_{ad} \quad (23)$$

olarak ifade edilebilirler. Basınçların diyagramı Şekil 9 da verilmiştir.

2.5. İstinat Elemanına Paralel Çizgisel Sürsarjın Verdiği Dinamik Aktif Basıncı ve İtki

Çizgisel Q (kN/m) yükünden meydana gelen statik aktif yanal basınçların, $\beta = 0$, $\alpha_b = 0$, $\delta = 0$ özel hali için aşağıdaki tarzda hesaplanabildiği bilinmektedir. (Şekil 10).

Şekil 10 daki notasyonlarla Q nun A tatbik noktasından ϕ içsel sürtünme açısı ile çizilen AB doğrusu ile B noktası bulunur. $UB = t = a \cdot \tan \phi$ dir. Bu derinlikte, Q, üçgen şeklinde bir fiktif zemin tabakası ile temsil edilebilir. Üçgenin tabanı $2a$, alanı Q ya eşittir. Buna göre h_p üçgen yüksekliği $h_p = Q / a \cdot \gamma$ dir. Bu halde B derinliğinde üst yüzü kırık çizgi şeklinde bir zemin var gibidir. Bu zemin yüzleri paragraf 2.1 de olduğu gibi üç ayrı zemin yüzünden oluşuyor gibi alınabilir.

1 zemin yüzünde $\beta = +\beta_1$, 2 zemin yüzünde $\beta = -\beta_1$, 3 zemin yüzünde $\beta = 0$

Bu üç zemin yüzü Şekil 10 da sırasıyla I, II ve III rakamları ile gösterilmiştir. Bunlara ait $\gamma_{Kas}(\beta)$ larla hesaplanmış basınç çizgileri de yine I, II ve III ile gösterilmiştir. Bu çizgilerin arasında kalan BFE üçgen alanının statik aktif basınç diyagramı olduğu bilinmektedir.

Şimdi yalnız depremde oluşan p_{ad} dinamik aktif basınçları hesaplanmak istensin; BEF üçgeninin içinde kalan yatay doğru parçaları p_{as} statik aktif basınçları B den aşağı doğru

BOŞLUKLU PERDE BAĞLANTI KİRİŞLERİNDE EFEKTİF RİJİTLİKLERİN HESABI

EFFECTIVE STIFFNESS OF COUPLING BEAMS IN STRUCTURAL WALLS

Sumru Pala¹, Günay Özmen²

SUMMARY

Structural walls are widely used as lateral load bearing elements in designing earthquake resistant multi-storey buildings. It is well known that these elements have sufficient strength and rigidity to resist small and moderate earthquakes but lack the necessary energy absorbing capacity required for exceptional severe ground shaking. However, it has been shown that, when walls are coupled with either each other or frames by means of ductile beams, the necessary ductility may be procured in most cases. Walls with openings as comprising of wall parts connected with coupling beams. The two type of idealizations are used for the lateral load analysis of coupled shear walls. 1-finite element idealization, 2-frame idealization. When the finite element idealization is considered the wall parts are idealized by using finite elements wherein the coupling beams are either idealized similarly or considered as flexural one dimensional elements, depending on their depth/span ratios. When the coupling beams are slender, standard types of elements are not suitable since they can not be connected with line elements in bending. For that reason, different types of finite elements and techniques have been used for the analysis.[1-8]. In this work, the finite element approach is adopted for the basic analysis of structural walls with openings, wherein a specially developed rectangular plane stress element is utilized,[9]. Frame idealization is considered to be both practical and accurate. This model consists of the vertical wall parts and horizontal coupling beams. Certain portions of the coupling beams within the walls are assumed to be infinitely rigid. Fig. 3. One of the problems encountered in this idealization is the determination of the length of rigid portions of the beams for computing their effective stiffnesses. In the present study, this aspect of the idealization procedure is investigated and the results of a parametric study are presented.

ÖZET

Boşluklu perdeler, çok katlı yapıların depreme dayanıklı olarak tasarımı sırasında çok kullanılan yatay yük taşıyıcı elemanlardır. Bu tip yapıların çözümünde sonlu elemanlar veya çerçeve idealleştirilmesi kullanılabilir. Boşluklu perdeler çerçeve olarak idealleştirilirken, birbirlerine bağlantı kirişleri ile bağlanan dolu perdeler olarak gözönüne

¹Doç.Dr. İ.T.Ü., İnşaat Fakültesi, Maslak, İstanbul.

²Prof.Dr. İ.T.Ü., İnşaat Fakültesi, Maslak, İstanbul

alınırlar. Yapının dolu perde kısımları kolon gibi hesaba katılırken, bağlantı kirişleri, perdelerle bağlanan uçlarında sonsuz atalet momentli parçalar olan bir kiriş gibi gözönüne alınırlar. Bu çözümdeki önemli sorunlardan biri, sonsuz atalet momentli parçaların uzunluklarının ne olması gerektiğidir. Bu çalışmada boşluklu perdelerin sonlu eleman ve çerçeve çözümleri birlikte gözönüne alınarak söz konusu probleme bir çözüm getirilmeye çalışılmış ve yapılan bir parametrik incelemenin sonuçları verilmiştir.

GİRİŞ

Perdeler, çok katlı yapıların depreme dayanıklı olarak tasarımı sırasında en çok kullanılan yatay yük taşıyıcı elemanlardır. Bilindiği gibi perdeler küçük ve orta şiddetteki depremlerde iyi dayanım ve yeterli rijitlik gösterdikleri halde büyük şiddetteki depremlerde enerji yutma kapasitesi açısından davranışları iyi olmamaktadır. Ancak, perdelerin kat hizalarında birbirleri ile veya başka çerçevelerle uygun bağlantı kirişleri ile bağlanmaları halinde yeterli düktilite elde etmek mümkün olmaktadır. Ayrıca perdelerde kapı pencere boşlukları gibi konstrüktif nedenlerle büyük boşluklar yapmak gerekmektedir. Bu boşluklu perdeler de kat hizalarında birbirlerine bağlantı kirişleri ile bağlanmış dolu perdeler olarak gözönüne alınabilirler. Bu tip büyük boşluklu perdeler yüksek mukavemet ve rijitlikleri ile dolu perdelerin pozitif özelliklerini taşıırken aynı zamanda dolu perdelerle göre daha sünek olmaları nedeniyle yatay yük taşıyıcı eleman olarak daha iyi davranış göstermektedirler. Bağlantı kirişlerindeki şekil değiştirmeler bu yapı elemanlarının sünekliklerini arttırmaktadır.

Büyük boşluklu perdelerin çözümünde sonlu elemanlar yöntemi kesin sonuç veren bir yöntem olarak kullanılabilir. Bağlantı kirişleri ince olduğu zaman standart sonlu elemanlar uç deplasmanlarının uyumsuz olması nedeniyle perde kiriş bağlantılarında sorun çıkartmaktadır. Bu yüzden boşluklu perdelerin çözümünde çeşitli sonlu elemanlar ve teknikler denenmektedir [1-8]. Bu çalışmada uç deplasmanları çubuk elemanla iyi uyum gösteren bir dikdörtgen levha sonlu eleman kullanılmıştır [9].

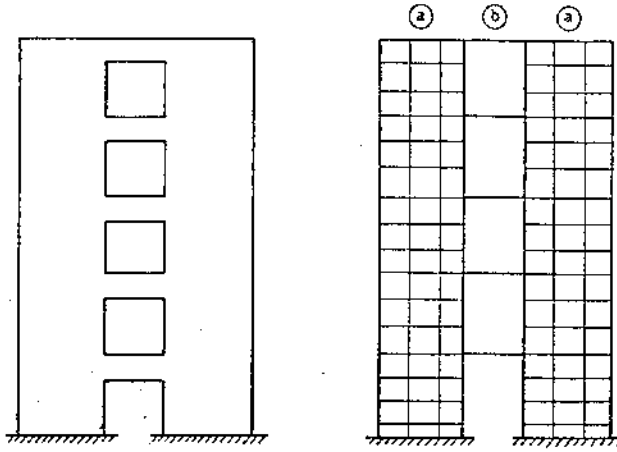
Boşluklu perdelerin çerçeve idealleştirilmesi ile çözümü ise hem kolay hem de pratik açıdan yeter yaklaşıklıkla sonuç vermektedir. Burada dolu perdeler kolon olarak gözönüne alınırken bağlantı kirişleri, perdelerle bağlanan uçlarında sonsuz atalet momentli parçalar olan bir kiriş gibi göz önüne alınırlar. Bu çözümdeki problemlerden biri bu sonsuz atalet momentli parçaların uzunluklarının ne olması gerektiğidir. Bu çalışmada sonlu elemanlar ve çerçeve çözümü birlikte incelenerek bağlantı kirişlerinin efektif rijitliklerinin hesabı için bir öneri verilmeye çalışılmıştır.

BÜYÜK BOŞLUKLU PERDELER

Sonlu Elemanlar İdealizasyonu

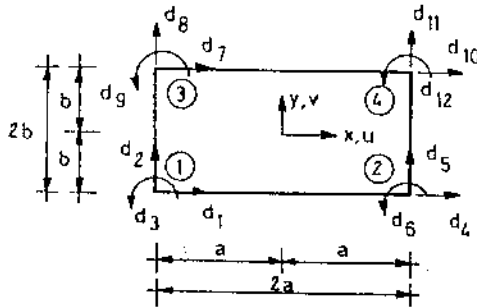
Boşluklu perde birbirleri ile kirişlerle bağlanmış iki dolu perde gibi düşünülmektedir. Şekil.1 de (a) ile gösterilen elemanlar dolu perdeler (b) ile gösterilen elemanlar bağlantı kirişleridir. Dolu perde kısımları levha sonlu elemanla bağlantı kirişleri ise yükseklik/açıklık oranına bağlı olarak levha sonlu eleman veya

kiriş olarak idealleştirilmektedir. Sonlu eleman olarak , uç yerdeğiştirmeleri Şekil.2 de gösterilen levha eleman kullanılmıştır [8].



Şekil 1 - Boşluklu perde ve sonlu eleman idealizasyonu

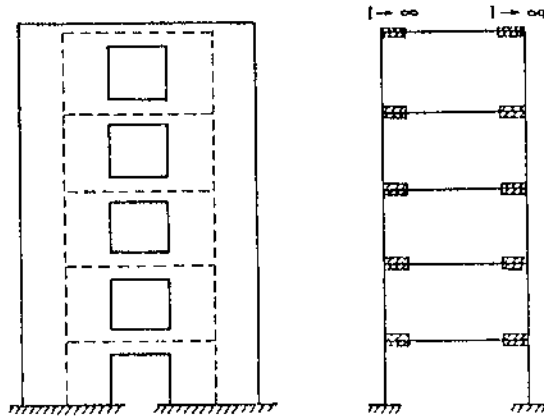
Bu elemanın düğüm noktalarında biri açısıl ikisi lineer yerdeğiştirme olmak üzere üç yerdeğiştirme bileşeni bilinmeyen olarak alınmaktadır. Bu tip yerdeğiştirme bileşenleri, özellikle bağlantı kirişlerinin tek boyutlu eleman olarak alınması durumunda iyi uyum gösterdiği için büyük kullanım kolaylığı getirmektedir



Şekil 2 - Levha sonlu eleman ve uç yerdeğiştirmeler

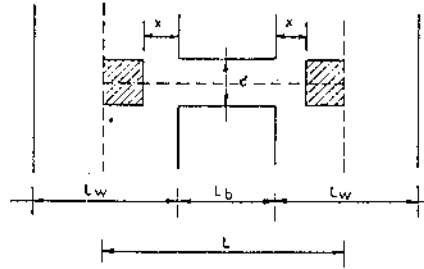
Çerçeve İdealizasyonu

Boşluklu perdelerin yatay yük analizinde çerçeve idealizasyonu kullanmak hem çok kolay olmakta hem de pratik açıdan yeterli bir yaklaşıklıkla sonuç elde edilmektedir. Bunlardan başka üç boyutlu çözümlerde yapıdaki diğer taşıyıcılarla birlikte ele alınabilme kolaylığı açısından da uygun olmaktadır. Burada perdeler kolon olarak gözönüne alınırken ,kirişler perde içinde kalan bölgelerinin bir kısmı sonsuz atalet momentli olan doğru eksenli çubuklar olarak düşünülürler ,Şekil 3.



Şekil 3 - Boşluklu perde ve çerçeve idealizasyonu

Ancak bu rijit bölgelerin gerçek uzunluğunu belirlemek zordur. bu uzunluğun kiriş yüksekliği d , serbest kiriş açıklığı L_b , perde genişliği L_w gibi çeşitli büyüklüklere bağlı olduğu söylenebilir, Şekil 4. Bazı çalışmalarda Şekil 4 de gösterilen x mesafesinin $0 \sim d/4$ olarak alınması önerilmektedir.



Şekil 4 - Bağlantı kirişi

Boşluklu perde, çerçeve olarak ele alınırken gözönüne alınan idealleştirme parametreleri, sonuçlar sonlu elemanlar çözümüne yakın olacak şekilde düzenlenirse, hem ekonomik hem de daha doğru çözüm elde edilebilir. Bu çalışmada bu konu ele alınmış ve parametrik bir çalışma yapılmıştır.

İDEALİZASYON PARAMETRELERİ

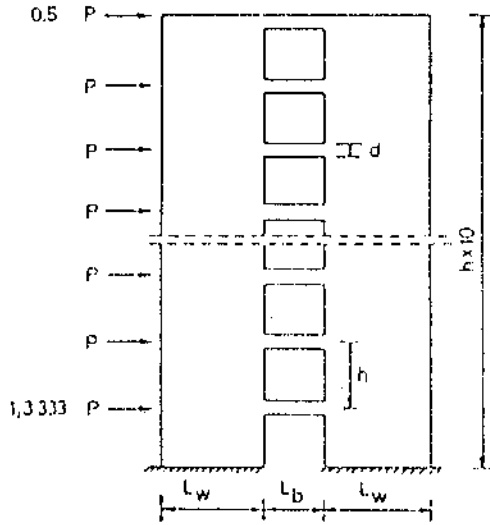
Bir boşluklu perdenin önemli boyutları Şekil 4 de verilmiştir. Burada gözönüne alınan inceleme parametreleri kiriş yüksekliği d , kiriş serbest açıklığı L_b , perde genişliği L_w dir. Bu büyüklükler için seçile sayısal değerler aşağıda verilmiştir.

$$d = 0.30, 0.40, 0.50, 0.60 \quad (\text{m})$$

$$L_b = 1.20, 1.80, 2.40, 3.60 \quad (\text{m})$$

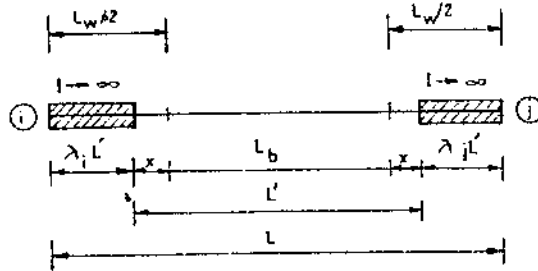
$$L_w = 1.20, 2.40, 3.60, 4.80, 6.00, 7.20, 8.40, 9.60 \quad (\text{m})$$

Örnek olarak ele alınan 10 katlı bir boşluklu perde Şekil 5 de verilmiştir. Kat yükseklikleri birbirine eşit ve 3.00 (m) olarak alınmıştır. Yapı , önce parametrelerin yukarıda verilen değerleri için sonlu eleman yöntemi ile çözülmüş ,yerdeştirmeleri ve kesit zorları hesaplanmıştır.Daha sonra aynı sayısal örneklere çerçeve idealizasyonu uygulanmıştır.



Şekil 5 - Örnek yapı

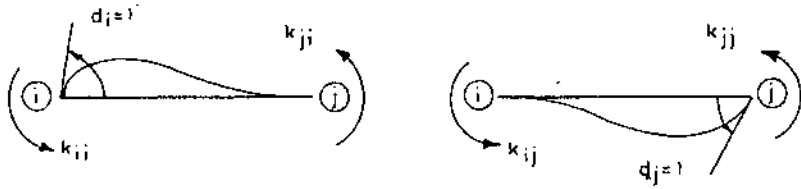
Bu çözümler sırasında bağlantı kirişleri , iki ucunda değişken uzunlukta sonsuz atalet momentli parçalar bulunan doğru eksenli çubuklar olarak gözönüne alınmışlardır. Şekil 6.



Şekil 6 - İdealize edilmiş bağlantı kirişi

Kirişlerin uç yerdeğişirmelerinin ve bunlara karşı gelen birim yerdeğişirme sabitlerinin pozitif yönleri Şekil 7 de verilmiştir.Kirişlerin k_{ij} , k_{ji} , ve k_{ji} birim yerdeğişirme sabitleri (1) ifadelerinde verildiği gibi hesaplanabilir. Burada EI fiktif kirişin eğilme rijitliği, L' serbest açıklığıdır. λ kirişin iki ucundaki sonsuz

atalet momentli parçaların boylarını ifade eden değişkendir. $\beta = 3EI/L'GF'$ şeklinde verilen β katsayısı kirişteki kayma deformasyonlarının etkisini ifade etmektedir. Burada GF' kirişin kayma rijitliğini göstermektedir.



Şekil 7 - Uç yerdeğiştirmeleri ve birim yerdeğiştirme sabitleri

$$k_{ii} = k_{jj} = \frac{4EI}{L'(1+4\beta)} [1 + \beta + 3\lambda + 3\lambda^2] \quad (1)$$

$$k_{ij} = k_{ji} = \frac{2EI}{L'(1+4\beta)} [1 - 2\beta + 6\lambda + 6\lambda^2]$$

Bu parametrik çalışmanın asıl amacı bağlantı kirişlerinin sonsuz atalet momentli parçalarının uzunluklarını belirleyebilmektir. Diğer bir deyişle sonsuz rijit parçaların başlangıç noktası ile boşluk kenarı arasında kalan x mesafesinin hesabıdır. Şekil 6. Her bir parametrenin sayısal değeri için çerçeve çözümü yapılırken x in değeri değiştirilerek sonuçların sonlu eleman çözümü sonuçlarına yaklaştırılmasına çalışılmıştır.

Sayısal sonuçlar üzerinde yapılan incelemede, d/L_b oranının 0.15 ~ 0.50 arasında kalması koşulu ile x/d oranının d bağlantı kirişi yüksekliğine ve L_w perde genişliğine bağlı olarak değiştiği görülmüştür. Kiriş yüksekliği ile kiriş açıklığı arasındaki d/L_b oranının 0.15 ~ 0.50 olarak verilen değişim aralığı mühendislik açısından da uygun bir sınırlamadır.

x/d oranının perde genişliğine göre değişimi incelendiğinde aynı d yüksekliğinde fakat farklı L_b açıklıklı kirişlerde bu oranın önemli miktarda değişmediği ve yaklaşık olarak bir fonksiyonla ifade edilebileceği görülmektedir. Şekil 8. Eğrilerin çiziminde yatay eksen L_w/h boyutsuzlaştırılması yapılmıştır. h kat yüksekliğini göstermektedir. $L_w/h \leq 1.00$ boyutlarına karşı gelen bölgede eğrilerde bir miktar dağılma gözlenmektedir. Ancak bu bölgenin x uzunluğunun hesabı açısından önemi yoktur. Bu bölgede perde genişliği küçülme x mesafesi büyümektedir. Yani perde kolon özelliği göstermeğe başlamaktadır. Bu durumda perde kiriş bağlantısı normal bir düğüm noktasına dönüşmekte ve sonsuz atalet momentli bölge yok olmaktadır.

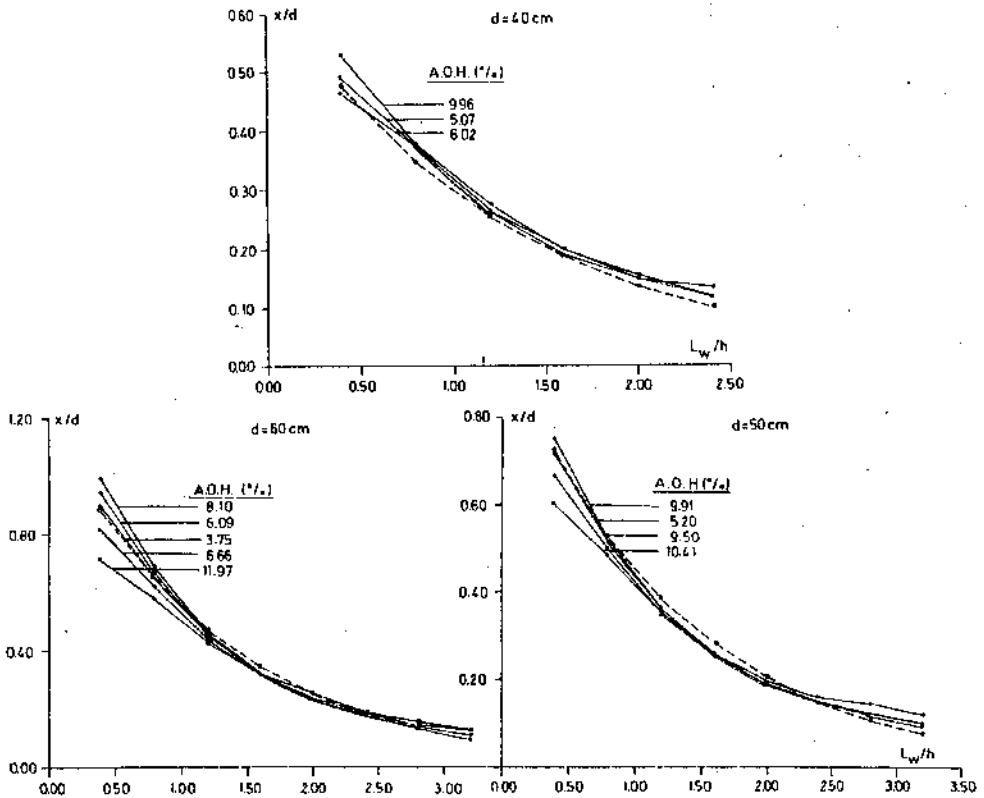
Şekil 8 de verilen eğrileri temsil etmek üzere değişik tipde fonksiyonlar denenmiş (2) denklemi ile verilen fonksiyonun en iyi uyum gösterdiği gözlenmiştir.

$$\frac{x}{d} = (A + B \gamma) e^{C \alpha} \quad (2)$$

Burada $\gamma = L_w / h$ ve $\alpha = h / d$ olmak üzere boyutsuz parametreleri , A , B , C ise sabit katsayıları göstermektedir.Sabitler , fonksiyondan elde edilen değerlerle parametrik çözümden elde edilen değerler arasındaki ağırlıklı ortalama hata minimum olacak şekilde hesaplanmış ve (3) denklemini ile verilen fonksiyon elde edilmiştir.Bu fonksiyon , parametrik çalışmadan elde edilen grafiklerin üzerine noktali çizgilerle çizilmiştir, Şekil 8.

$$\frac{x}{d} = (2.3 - 0.22 \gamma) e^{-0.78 \alpha}, \quad (\alpha = \frac{L_w}{h}, \quad \gamma = \frac{h}{d}) \quad (3)$$

Fonksiyondan ve çözümden elde edilen x / d değerleri arasındaki ağırlıklı ortalama hatalar da (A.O.H.) ilgili eğrilerin üzerine yazılmıştır.Eğrilerin tümünde yapılan toplam ağırlıklı ortalama hata %7.86 olarak hesaplanmaktadır. x uzunluğunun hesabında yapılan bu hata nedeniyle birim yerdeğiştirme sabitlerinde meydana gelen toplam ağırlıklı ortalama hata %2.58 olmaktadır. Birim yerdeğiştirme sabitlerindeki bu hatanın kesit zorlarına etkisi daha da küçültmekte % 1 mertebesine inmektedir. Mühendislik uygulamalarında kesit zorlarının daha önemli olduğu düşünülürse söz konusu olan %1 lik bir hatanın pratik olarak ihmal edilebileceği söylenebilir



Şekil 8 - x / d oranının perde genişliğine göre değişimi ve seçilen fonksiyon

ÖRNEK I

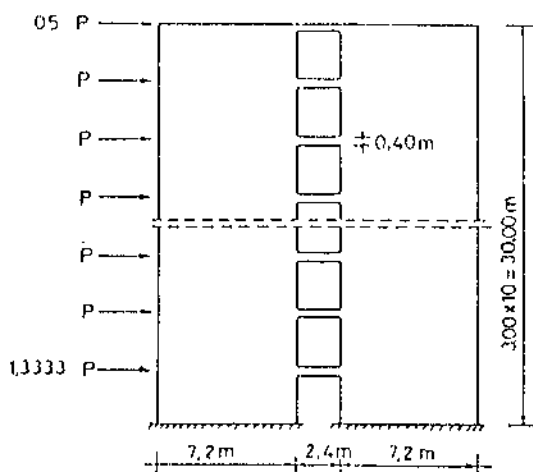
Önerilen (3) numaralı denklem kullanılarak yapılan çerçeve idealizasyonunda yapılan hatanın çeşitli büyüklüklere etkisini incelemek amacı ile Şekil 9 da boyutları gösterilen boşluklu perdenin çözümü yapılmıştır. Bu örnekte sonlu eleman çözümünden hesaplanan $x = 0.054$ m ile (3) numaralı denklemden hesaplanan $x = 0.040$ m arasında % 29.8 gibi büyük bir ortalama hata vardır.

Antimetrik deformasyon yapan kirişin birim yerdeğiştirme sabitleri (1) numaralı denklemlerden yararlanarak aşağıdaki gibi hesaplanabilir.

$$x = 0.054 \text{ m için } \bar{k}_{ii} = (k_{ii} + k_{ij}) = 0.0523739$$

$$x = 0.040 \text{ m için } \bar{k}_{ii} = (k_{ii} + k_{ij}) = 0.0540879$$

Burada hesaplanan rölatif hata x de hesaplanan değerden oldukça küçük olarak %3.22 hesaplanmıştır. Çerçeve analizi, birim yerdeğiştirme sabitinin 0.0540879 değeri kullanılarak yapılmış ve elde edilen bazı büyüklüklerin değerleri sonlu eleman çözümünden elde edilenlerle karşılaştırılmıştır. Çeşitli büyüklükler için hesaplanan ortalama rölatif hatalar Tablo 1 de verilmiştir.



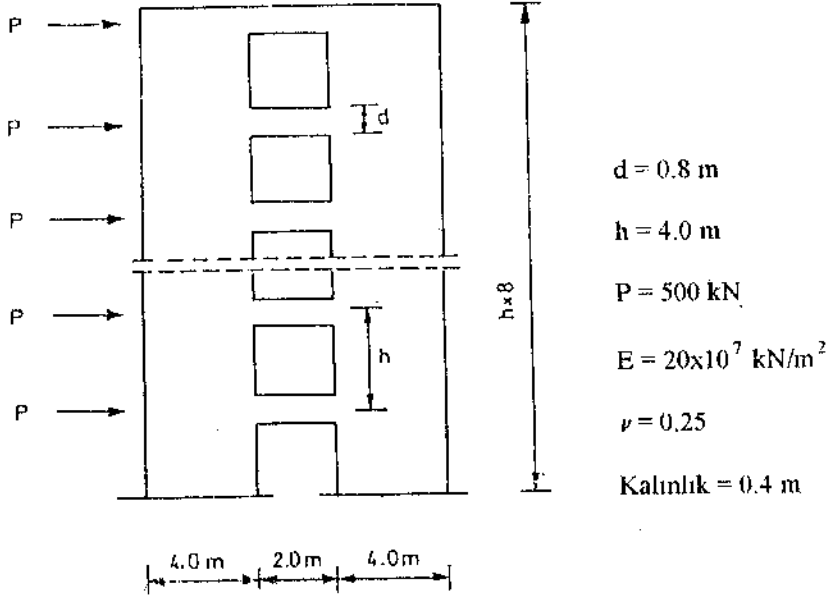
Şekil 9 - Örnek boşluklu perde

Tablo 1 - Çeşitli büyüklüklerde hesaplanan ortalama rölatif hatalar

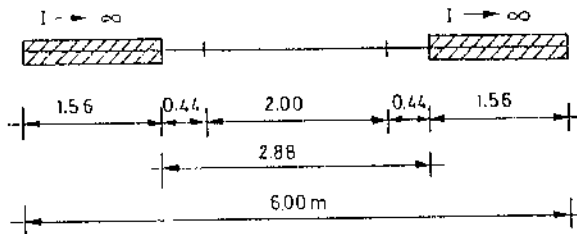
İncelenen Büyüklük	Sonlu Eleman İdealizasyonu	Çerçeve İdealizasyonu (Denk. 3 ile)	Hata (%)
En büyük kat yerdeğiştirmesi (mm)	0.586	0.583	-0.51
En büyük rölatif yerdeğiştirme (mm)	0.0702	0.0699	-0.43
En büyük moment (kNm)	559.7	569.2	+1.70
En büyük normal kuvvet (kN)	40.68	41.27	+1.45

ÖRNEK II

Sekiz katlı bir boşluklu perde Şekil 10 da gösterilmiştir. Perdenin karakteristikleri [6] da verilen sayısal örnekten alınmış ve sonuçlar karşılaştırılmıştır. Yapı önce sonlu elemanlar yöntemi ile analiz edilmiş ve kesin kabul edilebilecek sonuçlar bulunmuştur. Daha sonra (3) numaralı denklemden yararlanılarak $x = 0.44$ m hesaplanmıştır. Bu değerden yararlanarak elde edilen bağlantı kirişinin boyutları Şekil 11 de verilmiştir. Elde edilen bağlantı kirişi yapının çerçeve idealizasyonunda kullanılmıştır. Her iki idealizasyon sonunda elde edilen yatay yerdeğiştirmeler, [6] da verilen diyagramdan alınan sonuçlarla birlikte Tablo 2 de verilmiştir.



Şekil 10 - Sekiz katlı boşluklu perde



Şekil 11 - Çerçeve kirişi boyutları

Bu örnekte (3) numaralı denklem kullanılarak yapılan çerçeve çözümündeki toplam ağırlıklı hata % 0.9 olarak hesaplanmıştır. En büyük yerdeğiştirmedeki hata ise

% 0.8 dir. [6] da verilen sonuçlara göre hesaplanan hatalar ise sırası ile % 3.4 ve % 3.9 dur

Tablo 2 - Yatay yerdeğiştirmelerin katlara göre değişimi

Kat No.	Yatay Yerdeğiştirme (mm)		
	Sonlu Eleman İdealizasyonu	Çerçeve İdealizasyonu (Denk. 3 ile)	Ref.[6] (~)
2	9.60	9.87	9.90
4	26.80	27.20	25.60
6	44.60	44.70	43.60
8	60.60	60.00	58.20

SONUÇLAR

Boşluklu perdeler çerçeve olarak idealleştirilirken, bağlantı kirişlerinin perde içinde kalan parçalarının belli bir kısmı sonsuz atalet momentli olarak alınırlar. Bu sonsuz atalet momentli parçanın uzunluğunu belirleyebilmek için kiriş yüksekline (d) ve perde genişliğine (L_w) bağlı olan basit bir exponansiyel fonksiyon verilmiştir. Bu fonksiyon kiriş yüksekliği / kiriş ağıklyęı oranının (d / L_p) 0.15 ile 0.50 arasında kalması koşulu ile kullanılmaktadır. Önerilen yaklaşık fonksiyon kullanılarak yapılan çerçeve çözümleri , sonlu eleman çözümlerine oldukça yakın sonuç vermektedir.

KAYNAKLAR

1. Coull, A., Choudhury, R. C. (1967) "Analysis of Coupled Shear Walls" , ACI Jnl., Vol. 64 , pp. 587-593, (İngilizce).
2. MacLeod, I.A. (1969) "New Rectangular Finite Element For Shear Wall Analysis", ASCE, ST3, pp. 399-409, (İngilizce).
3. Pauley, T. (1970) " An Elasto- Plastic Analysis of Coupled Shear Walls", ACI Jnl., Vol.67 , pp.915-922,(İngilizce).
4. Al-Mahadi, R. S. , Nilson,A. H. (1975) " Coupled Shear Wall Analysis by Lagrange Multipliers",ASCE, ST11, pp. 2359-2366, (İngilizce).
5. Agrawal, A. B.,Mufti, A. A. (1976) Discussion for " Coupled Shear Wall Analysis by Lagrange Multipliers" , ASCE, ST7, pp.1527-1528.(İngilizce).
6. Kwan,A.K.H. (1992) "Rotational DOF in the Frame Method Analysis of Coupled Shear/Core Wall Structures", Comp.&Struc., Vol.44, No.5, pp.989-1005,(İngilizce).
7. Kwan,A.H. (1993) "Mixed Finite Element For Shear Wall Analysis ", Journal of Structural Engineering, Vol.119, No.5, pp.1388-1401, (İngilizce).
8. Syngellakis,S.,Chan,A.K.L. (1992)"Free Vibrations of Coupled Walls by Transfer Matrices and Finite Element Modelling of Joints", Comp.&Struc., Vol.44, No.5, pp.1239-1247, (İngilizce).
9. Pala,S.,Saygun,A.(1992) "A Rectangular Plane Stress Element With 12 Degrees of Freedom",Bull.Tech. Univ. İstanbul, Vol.45, pp.383-400,(İngilizce).

**SEISMOMECHANICAL BEHAVIOUR OF
THE MIROVO SALT DIAPIR (Bulgaria)**

MIROVO TUZ OCAĞININ DEPREM DAVRANIŞI

I.Paskaleva¹, G.Manev² and M.Kouteva³

ABSTRACT

An estimation of the degree of influence of the salt mine dynamic behaviour on its safety exploitation is made. Three types of models: (1) a virgin massif - stage 1958, (2) a model - stage 1993 and (3) a model - expected stage the year of 2000 are analyzed. The acceleration distribution in depth is performed. Safety coefficients for all chambers of the chamber-pillars system are calculated. The presented results and conclusions can be used for some technological recommendations.

1. INTRODUCTION

In the recent years the world public has become increasingly alarmed by disasters as earthquakes - natural (tectonic) as well as man-made ones. The man-made (induced) earthquakes are primarily caused, or at least triggered, by the changes in the natural mechanical equilibrium in the region of intensive human activities such as mining. Unfortunately at the present stage of knowledge and technology it is not feasible yet to prevent the earthquakes and their disastrous consequences. But in the case of induced earthquakes man can exercise control in avoiding the damages by a proper planning of his activities and management of his environment. It is of great practical importance to have in mind this at the earliest stage of design. Risk assessment as well as all spectra of earthquakes engineering analysis are definitely important, i.e. predisaster activities intended to prevent catastrophes or at least to mitigate their disastrous ecological effects. In the context of this paper the general philosophy of investigations for analysis of the seismomechanical behaviour of the salt diapir is:

¹Prof.Dr. Head of Centr. Lab. for Seismic Mechanics and EE (CLSMEE), Bulgarian Academy of Sciences (BAS), 1113 Sofia, "Acad.G.Bonchev"str., Bl.3, P.O.B.206, tel/fax (+3592) 703107

²Prof. Dr. CLSMEE, BAS, Sofia

³Dipl.Eng. Jun. research worker, CLSMEE, BAS, Sofia

- evaluation of tectonic, hydrological and macroseismic data;
- global analysis of the subsidence experience;
- study of factors influencing the global stability of the salt diapir.

The first and second investigations are discussed in other papers [5,6]. The main purpose of the present investigations is to estimate the degree of influence of the dynamic behaviour on the safety exploitation. The authors emphasize on the fact that the induced seismic activity is a dilemma to the engineers responsible for every project, because the vague uncertainty of induced earthquake risks contrasts with truly catastrophic consequences.

The discussed MIROVO salt deposit is the only terrestrial salt source in Bulgaria up to now. It is situated in an industrial area, 50km inland westwards of the town of Varna.

2. GEOLOGICAL DATA

The geological structures, tectonic situation and hydrological conditions of the region have been studied by many Bulgarian specialists [3,5,6]. The salt deposit itself is a diapir structure, extending and broadening to depths of perhaps 3 500m and a volume about 6 km³. A horizontally deep seated salt layer is formed in the range at depths of 3 500 - 4 500 m. The deposit is imbedded in cretaceous limestones and dolomites and paleogene marlstones. It is covered by aluvial quaternary sediments. In the process of the salt-mass intrusion in the salt system a covering breccia has been formed. Hallite is predominant in this composition. About 1/3 of this rock mass is an insoluble component (marlstones, argellits, aleurolites, limestones and dolomites) irregularly situated. The investigations of the diapir are made in a set of 200x200m by boreholes.

The salt is being extracted from 1958 on three levels - 1000, 1200 and 1700m by leaching (330 gr/lit concentration of the solution) using a telescopic borehole system circulating water with a well head pressure of 50 bars. The chambers diameters vary in the range of 100-140 m and height up to 400 m. On the bottom 30 % of the well's volume is filled with marlstones. The physical and mechanical properties of the salt rock and the surrounding rocks are determined by core specimens from more than 30 boreholes. Two general types of geological mediums are distinguished - the first type is insoluble components IC < 20% and the second one has IC > 20%. The average density is as follows: salt - 2.17 g/cm³, insoluble components - 2.54g/cm³, salt-marl rock - 2.23g/cm³ and salt solution 1.23 g/cm³.

The design procedure is performed by the "GALURGIA" Institute St. Petersburg taking into account the mean strength $R_c=20\text{MPa}$ and the coefficient of

longterm strength $K=0.6$ which should ensure a safety coefficient $n=2.8-2.5$ for the preventing pillars. The significant change of the compressive strength in depth is obvious. It varies from 23 to 9 MPa. The zones of the minimum R_c are at depths of 1600-1800m. For the dynamic analysis some regression relations among salt rock mechanical properties are used:

$$E_{dyn} = 3.5 \cdot E_s \quad (1)$$

$$E_s = 2.74 \cdot R_c - 0.766, r_{xy} = 0.916 \quad (2)$$

$$G_{dyn} = 3.52 \cdot R_c \quad (3)$$

where E_{dyn} , E_s - are modulus of elasticity, dynamic and static in $\text{MPa} \cdot 10^2$.

3. SEISMOMECHANICAL DATA

There is information about the strong earthquakes in the region of Provadia since the beginning of this century. In the period 1900-1903 four earthquakes with intensities five and assessed magnitude 2.6-3.8 are registered. In the period 1905-1975 there is no information on susceptible earthquakes [3]. The data of 1976-1993 show 14-15 earthquakes with a magnitude $M \geq 3.0$ [2].

About 81 components of accelerograms [5,6,7] registered by the local network of accelerographs SMA-1 for the period 1981-1993 are analyzed. The dynamic effect of the different records varies from 1.2-6.7. The ratio between the maximum horizontal acceleration and the vertical one is 0.17 - 2.26 for the local earthquakes. The predominance of the vertical components is evident for the 60% of the records. In 80% of the records the amplitudes of the horizontal components are between 20-160 cm/s^2 . The analysis of the frequencies content for the horizontal components is within the range 0.08-0.23 s and in the range 0.05-0.23 for the vertical components.

4. SITE RESPONSE ANALYSIS

The work presented here takes into consideration the potentially dangerous modifying effect that the salt extraction can have on earthquake motions as they propagate from the bedrock level to the ground surface. This fact has to be incorporated in the seismic analysis of pillars and the building of a new salt-factory. In model 3 it is assumed that the yearly extraction up to the year of 2000 will be 600 000 tons (as 1993). Another assumption concerning model 3 is that all the extraction will be concentrated at the level 1 700 m.

For the dynamic response two types of material behaviour have been accepted - linear and nonlinear hysteretic. To assess the fact that under cyclic loading (seismic excitation) the stress-strain behaviour of the salt is hysteretic, a

Ramberg-Osgood model has been developed. For this purpose experimental investigations [1] have been used.

The hysteretic model calculates strains or deformations as an explicit function of stress or forces. The relationship is defined by two functions - one for loading (4) and one for unloading (4a) in the following form [1,4] :

$$D / D_c = F / F_c [1 + \alpha I F / F_c I (\beta - 1)] \quad (4)$$

$$(D - D_o) / 2D_c = (F - F_o) / 2F_c [1 + \alpha I (F - F_o) / 2F_c I (\beta - 1)] \quad (4a)$$

where

F and D - current force and deformation,

F_c and D_c - control force and deformation,

F_o and D_o - force and deformation at current unloading point,

α and β - control parameters.

The shear modulus G_{max} at low strains is calculated from relationship [3] and the trend analysis. The basic approach to determine the parameters α and β requires knowledge of the force-deformation relationship of the salt under cyclic loading. Because of lack of experimental data about the cyclic test of the salt in the condition of extracted massif only the virgin model analysis was carried out.

5. DISCUSSION OF THE RESULTS

In the present investigation a trend analysis for the compressive strength in two directions - horizontal and vertical is used fig.1. On fig.2 the eigenproblem solution is shown. The inverse iteration with Gram-Schmidt orthogonalization is implemented. The execution using three possible situations shows that the extraction does not influence the modes shape, i.e. the shear behaviour is kept. The visible changes depending on the extraction show mainly the second mode. The difference between the virgin model and stage 1993 in depth is about 16%. There are no considerable changes in the mode shapes between stage 1993 and 2000.

On fig.3 the distribution of the accelerations and displacements in depth normalized to the virgin model for the elastic behaviour of the materials is shown. The extraction has increased accelerations 60% and displacements 20% mainly in the depths of the highest chambers.

The trend analysis of the peak ground accelerations (PGA) and peak ground displacements in depth using the linear model versus accelerations and displacements for the hysteretic model only for the virgin massif is given on fig.4. An increasing of the amplitudes for the accelerations more than two times comparing the linear and nonlinear virgin model is observed. The correlation obtained by the nonlinear analysis is quite similar to the one obtained using the linear model. This is because the nonlinear properties were selected to reflect nearly linear response. In the case of sufficiently experimental data the

Ramberg-Osgood parameters have to be obtained to fit better the measured data. However, this adjustment was not pursued.

A spectral analysis for the surface and on level 1200m is carried out. The comparison between the response spectrum for the model 1993 versus the virgin model on the surface (fig.5) shows an increasing of the spectral amplitude in the range of periods 0.30-0.40 sec more than 70%. It is very dangerous for the structures with dynamic characteristics in this range. This situation is different at depth 1200m (fig.6). The increasing is less than 40% in the range of 0.1-0.2sec and 1.0-1.50sec. The safety coefficients (fig.7) determined through the static analysis for all chambers are assessed. Some pillars at the depths lower than 1200m are close to the critical state. These results might be used for some recommendations concerning the exploitation process.

6. CONCLUSIONS

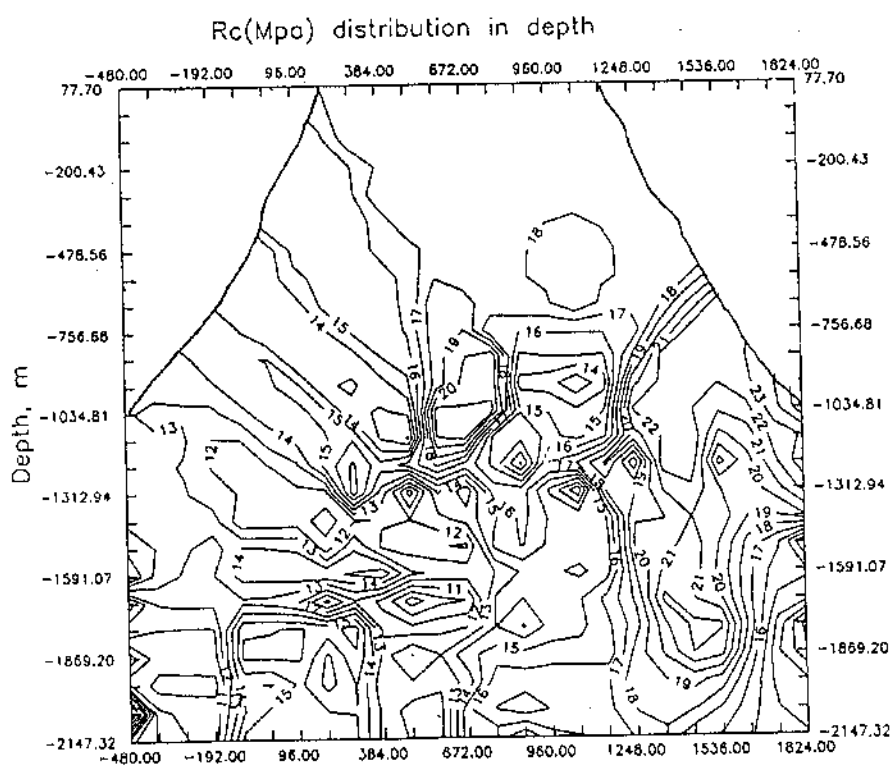
Three types of models for Mirovo deposit have been used: 1) a virgin massif (stage 1958 before starting the salt extraction); 2) a model with the size of chambers corresponding to 1993, and 3) a model with an expected size of chambers corresponding to the year of 2000.

The site response analysis is performed. The influence of the dynamic properties of the salt extraction on the dynamic behaviour is carried out.

Using the results of the present investigations and static analysis the safety coefficients are assessed for all chambers.

REFERENCES

1. Angelov K., Konstantinov B., et al., (1993) Report on Contract N72/101, 1993, "Investigation and Forecasting of the Seismic Conditions for Mineral Resources Exploration in the Region of the Town of Pernik, Sofia, (in Bulgarian).
2. CATALOGUE of Earthquakes 1981-1990 Bulgaria, Sofia, BAS, 1993.
3. Grigorova E., Grigorov B., (1964) The Epicenters and Seismic Lines in Bulgaria, BAN, (in Bulgarian).
4. Idriss I.M., Dobry R. and Singh R.D., (1978) "Nonlinear Behaviour of the Soft Clays During Cyclic Lading", Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE; N GT12.
5. Konstantinov, B., (1989) "Natural Stress State Analysis of the Salt Rock Deposit in Mirovo", University of Mining and Geology, Dept. of Eng. Geology and Hydrology, Sof., (in Bulgarian).
6. Paskaleva, I., Manev, G., Kouteva, M. (1992) "Induced Seismicity at Mirovo Salt Deposit, Bulgaria", Acta Montana 1992, Ser. A, No 2(888), pp.193-200.
7. Rangelov B., Paskaleva I., Kouteva M., (1994) "First Results of Tectonic - Induced Seismicity Interaction", Dokladi BAN, (in the press).



Rc (MPa) distribution at level -1000m

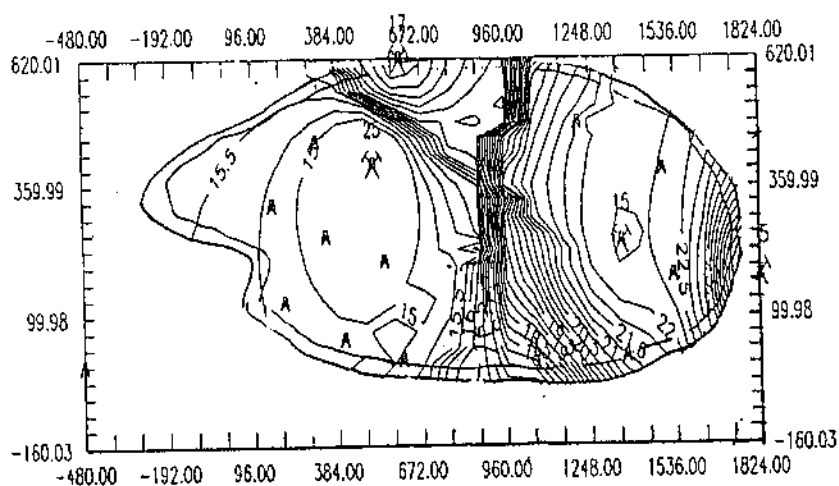


Fig. 1

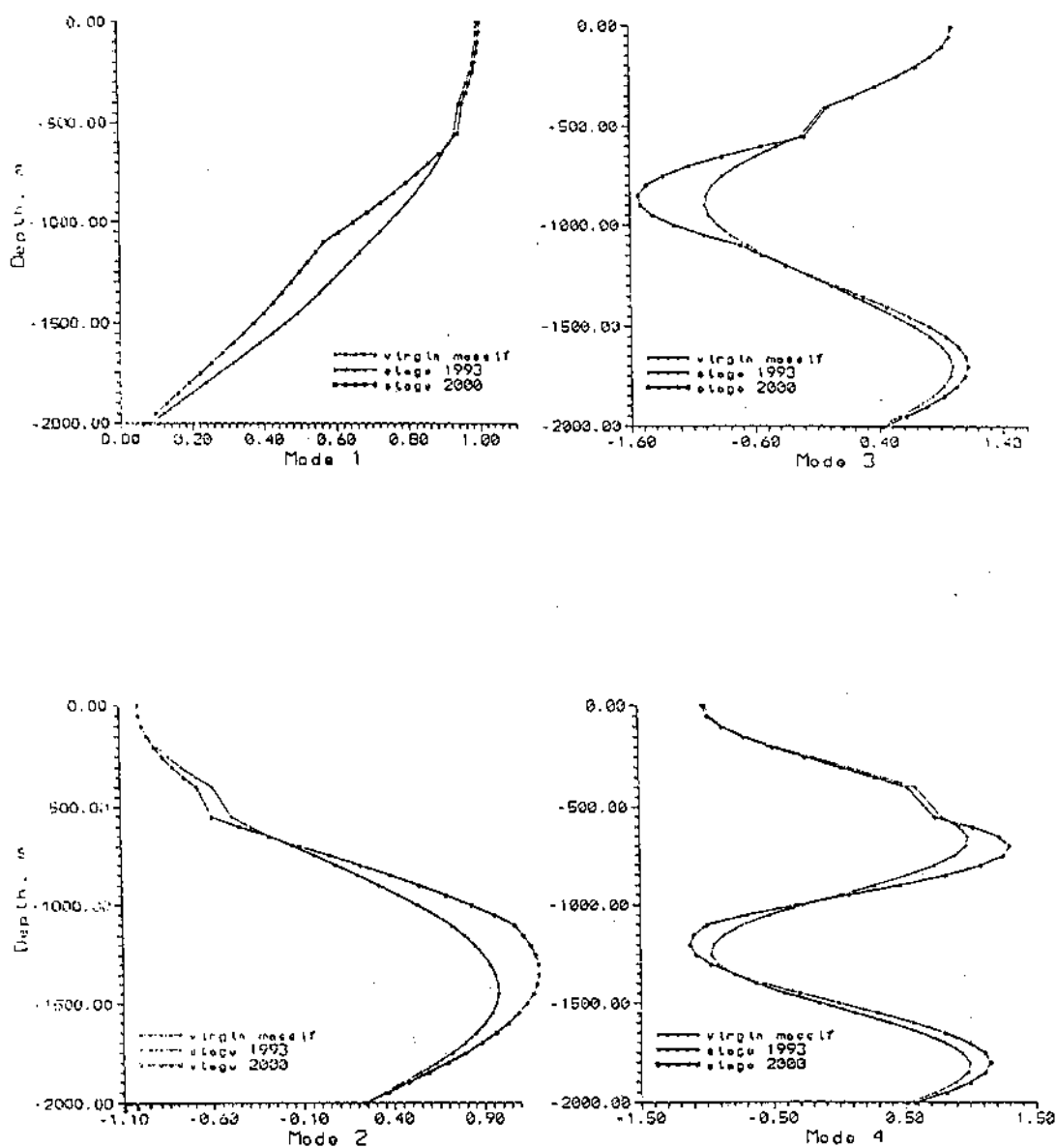


Fig. 2

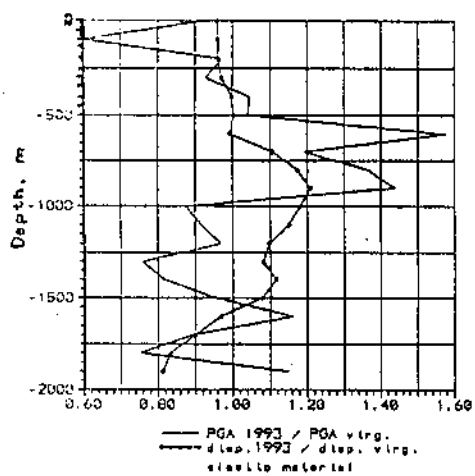


Fig. 3

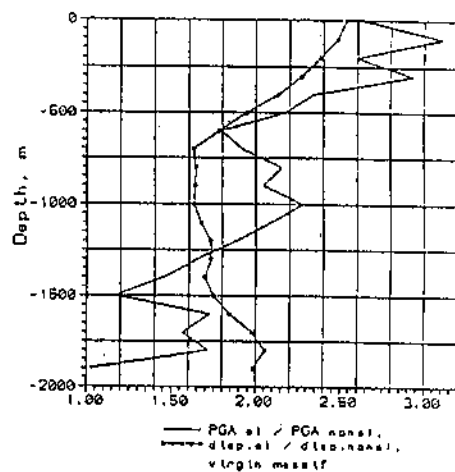


Fig. 4

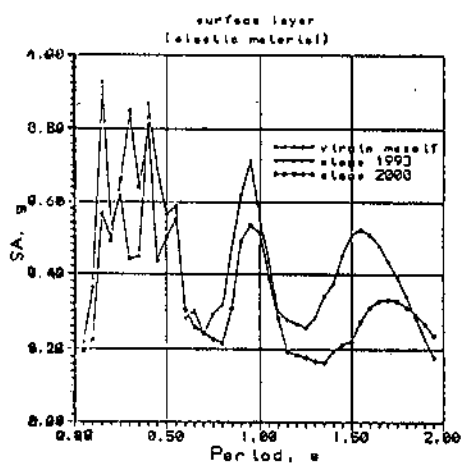


Fig. 5

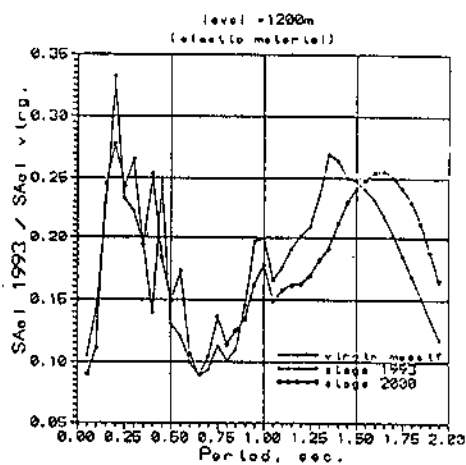


Fig. 6

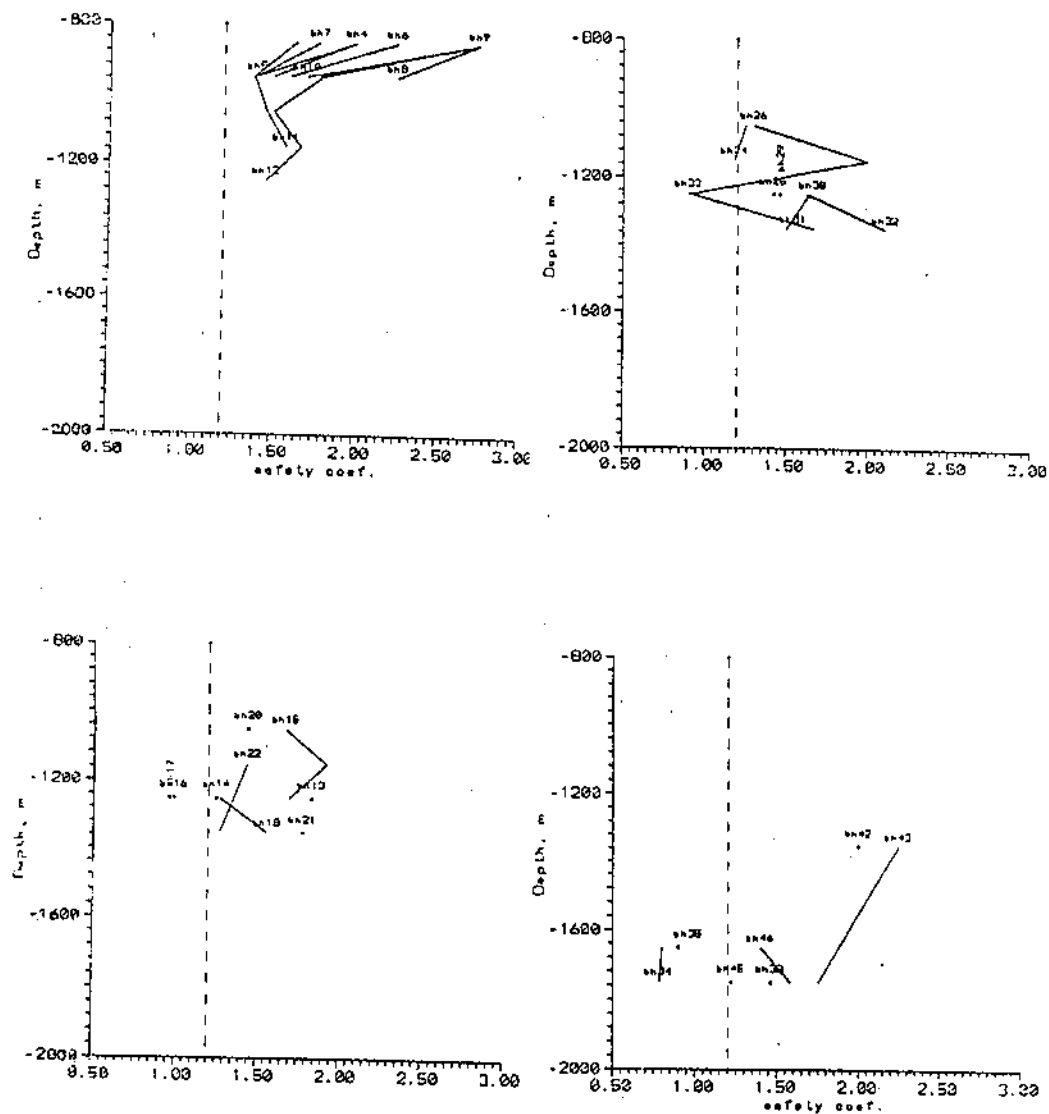


Fig. 7

SÜLEYMANİYE CAMİİ'NİN DİNAMİK ÖZELLİKLERİNİN DENEYSEL VE ANALİTİK YÖNTEMLERLE BELİRLENMESİ

DETERMINATION OF DYNAMIC CHARACTERISTICS OF SÜLEYMANİYE MOSQUE BY ANALITICAL AND EXPERIMENTAL METHODS

Ahmet Selahiye¹, M. Nuray Aydınoğlu², Mustafa Erdik²,

SUMMARY

In the first stage of a research project on the identification of the structural configuration, earthquake response and performance of the historic Süleymaniye Mosque, natural frequencies and mode shapes of the structure are determined by both ambient vibration tests and finite element analysis. The same dynamic characteristics are further obtained by processing a small intensity earthquake data recorded in 1994 by nine strong motion accelerographs installed in the mosque. A satisfactory correlation is observed between experimental and analytical results.

ÖZET

Tarihi Süleymaniye Camii'nin yapısal sisteminin tanımlanması, deprem davranışı ve performansının belirlenmesine yönelik araştırma projesinin ilk adımı olarak, hem çevrel titreşim deneyleri ile ve hem de üç boyutlu sonlu elemanlar analizi ile yapının doğal titreşim frekansları ve modları elde edilmiştir. Aynı dinamik özellikler, camiye yerleştirilen dokuz adet kuvvetli yer hareketi kaydedicisi tarafından 1994 yılında kaydedilen küçük şiddetli bir depremin kayıtlarından yararlanılarak tekrar bulunmuştur. Deneysel ve analitik olarak elde edilen sonuçlar arasında oldukça iyi bir uyum olduğu görülmektedir.

GİRİŞ

Süleymaniye Camii, 1549 - 1557 yılları arasında, devrin büyük Türk mimar - mühendisi Mimar Sinan tarafından ünlü Osmanlı padişahı Kanuni Sultan Süleyman adına inşa edilmiştir. Osmanlı mimarisinin baş eserlerinden biri olarak kabul edilen Süleymaniye Camii, tarih boyunca depreme karşı dayanımı bakımından üstün bir performans göstermiş ve günümüze kadar pek çok şiddetli depremi herhangi önemli bir hasar görmeksizin başarı ile atlattır.

¹ Deprem Yük. Müh., Aslan Çimento, Beşiktaş, İstanbul

² Prof Dr., Boğaziçi Üniversitesi, Kandilli Rasathanesi ve Deprem Araştırma Enstitüsü, İstanbul

Osmanlı-Türk mühendisliğinin bu büyük eserinin dinamik davranışının belirlenmesi doğrultusunda yapılan çalışmaların çok sınırlı olduğunu (Arioğlu ve Anadol, 1973) ve bu alanda araştırmacıların Süleymaniye'ye hakettiği ilgiyi göstermediğini belirtmek gerekir. Kandilli Rasathanesi ve Deprem Araştırma Enstitüsü'nce önemli tarihsel eserler için Ayasofya projesi ile başlatılan araştırma etkinlikleri çerçevesinde, bu çalışmada Süleymaniye Camii'nin yapısal sisteminin tanımlanması, deprem davranışının ve performansının belirlenmesine yönelik ilk adım olarak, yapının dinamik karakteristiklerinin deneysel ve analitik olarak saptanması amaçlanmaktadır. Bu amaç doğrultusunda, caminin taşıyıcı sisteminin tanımlanmasına ilişkin geometrik çalışmalardan sonra, doğal titreşim frekansları üç ayrı aşamada değişik yöntemlerle elde edilmiştir. Birinci aşamada "çevrel titreşim deneyleri"nden yararlanılmış, ikinci aşamada üç boyutlu sonlu elemanlar modeli ile yapının serbest titreşim analizi yapılmış, üçüncü aşamada ise 28 Mayıs 1994'te meydana gelen küçük şiddetli bir depremin kayıtları analiz edilmiştir. (Selahiye, 1994)

SÜLEYMANİYE CAMİİ'NİN YAPISAL SİSTEMİ

Çok amaçlı Süleymaniye Külliyesi'nin ana yapısı olan Süleymaniye Camii'nin planı dikdörtgen şeklinde olup kenar boyutları Kabe eksenini doğrultusunda 61 m, buna dik doğrultuda ise 73 m'dir (Bkz. Şekil 1,2). Cami, Kabe doğrultusunu tanımlayan kuzey-güney eksenine göre tam simetrik olup bu eksene dik doğu-batı eksenine göre de simetriğe yakındır. Caminin tam ortasındaki ana kubbenin çapı 26.2 m ve tabandan yüksekliği 49.5 m'dir.

Ana kubbe, plandaki izdüşümleri bir dikdörtgen oluşturan dört ana kemer aracılığı ile düşey yükleri dört adet fil ayağına aktarmaktadır. Kemerlerin ayaklara bağlantı noktalarının tabandan yüksekliği 32 m'dir.

Minber-giriş kapısı doğrultusunda, güney ve kuzey kemerlerinin dışında kalan hacım, iki adet yarım kubbe ile örtülmekte, yarım kubbeler de her iki yanlarından ikişer adet daha küçük boyutlu yarım kubbeler (exedra domes) tarafından mesnetlenmekte ve hep birlikte yüklerini dış duvara bağlı cephe ayaklarına aktarmaktadır. Bu yarım kubbeler ek olarak, minber üzerinde daha da küçük boyutlu dekoratif bir yarım kubbe yer almaktadır. Bu yarım kubbeler sistemi, ana eksen doğrultusunda caminin derinliğini ve iç hacmini arttırdığı gibi, aynı zamanda ana kubbeyi taşıyan güney ve kuzey kemerlerine yatay doğrultuda mesnet oluşturma işlevini görmektedir.

Minber-giriş kapısı doğrultusuna dik doğrultudaki doğu ve batı kemerleri ise yatay doğrultuda mesnetlenmediklerinden, yatay rijitliklerini arttırmak amacı ile bu kemerlerin genişlikleri, kuzey ve güney kemerlerine göre daha büyük tutulmuş ve bu nedenle kemerler cephe dışına taşınmışlardır. Bu genişlik artışının yarattığı mimari etki, dışta düzenlenen basamaklı form ile dengelenmiştir.

Doğu ve batıda, doğu ve batı kemerlerinin dışında kalan cami hacmi, üçer adet küçük çaplı kubbe ile örtülmüştür. Bu kubbeler, doğu-batı doğrultusunda düzenlenen küçük kemerlere oturmakta, bu kemerler içte tabandan yüksekliği 10 m olan dairesel mermer kolonlara, dışta ise cephe duvarının parçalarını oluşturan ayakçıklara mesnetlenmektedir.

Köşegen doğrultularda, fil ayaklarının dışında kalan hacımların örtülmesi için de yine küçük çaplı kubbeler kullanılmıştır. Bu kubbelerin içten mesnetlendiği kemerler, her iki

doğrultuda aynı zamanda fil ayaklarının alt seviyede yatay mesnetleri olarak kullanıldığından, çift kemer olarak düzenlenmişlerdir.

DOĞAL TİTREŞİM FREKANSLARININ ÇEVREL TİTREŞİM DENEYLERİ İLE BELİRLENMESİ

Süleymaniye Camii'nde Ağustos 1993'te yapılan çevrel titreşim deneylerinin amacı, hassas sismometreler ile alınan çevrel titreşim kayıtlarından yararlanılarak, cami yapısal sisteminin temel dinamik karakteristiklerinden birini oluşturan doğal titreşim frekanslarının saptanmasıdır.

Çalışmada toplam sekiz sismometre (Kinematics SS-1 Ranger), iki sinyal koşullandırıcı (SC -1 Kinematics), bir analog-sayısal dönüştürücü (Metabyte DAS-16) ve bir diz-üstü bilgisayar kullanılmıştır.

Yerinde yapılan deneme kaydı ve kalibrasyon kayıtlarını takiben, deneylerde kullanılacak sekiz sismometrenin dördü kemerlerin fil ayaklarına mesnetlendiği noktalara, diğer dördü ise kemerlerin tepe noktalarına yerleştirilmiştir. (Bkz. Şekil 1.)

Yapı taşıyıcı sisteminin, mümkün olabilecek bütün temel titreşim modlarına karşı gelen doğal titreşim frekanslarının saptanması amaçlandığından, sismometrelerin doğrultuları bakımından, Şekil 2,3,4,5,6'da gösterilen beş ayrı deney düzeneği planlanmış ve uygulanmıştır.

Çevrel titreşim deneylerinde elde edilen titreşim kayıtlarından (tipik kayıt için bkz. Şekil 7) yararlanılarak yapının doğal titreşim frekanslarının saptanması için Spektral Analiz Yöntemleri kullanılmıştır. Doğal titreşim frekanslarının elde edilmesi için kullanılan bu çalışmada başlıca spektral fonksiyonlar, Spektral Güç Yoğunluğu Fonksiyonu, Çapraz Korelasyon (Cross-Correlation) Fonksiyonu ve Uyuşum (Coherence) Fonksiyonu'dur. (Bendat & Piersol, 1980). Bu fonksiyonların, yukarıda tanımlanan deney düzeneklerinde elde edilen kayıtlar için uygun şekilde hesaplanması ile yapının çeşitli titreşim modlarına karşı gelen doğal titreşim frekansları elde edilmiştir. Örnek olarak, ikinci titreşim modunu tanımlayan spektral güç yoğunluğu fonksiyonlarının grafik olarak değişimini Şekil 8'de verilmiştir. Analizler sonucunda elde edilen doğal titreşim frekansları aşağıda özetlenmiştir:

1. Titreşim Modu (kuzey-güney doğrultusunda yatay öteleme modu)	: $f_1 = 3.38$ Hz
2. Titreşim Modu (doğu-batı doğrultusunda yatay öteleme modu)	: $f_2 = 3.44$ Hz
3. Titreşim Modu (burulma modu)	: $f_3 = 4.26$ Hz
4. Titreşim Modu (köşegen doğrultularda açılma-kapanma modu)	: $f_4 = 4.71$ Hz
5. Titreşim Modu (doğu-batı ve kuzey-güney doğrultularında açılma-kapanma modu)	: $f_5 = 5.85$ Hz
6. Düşey titreşim modu	: $f_6 = 9.60$ Hz

DOĞAL TİTREŞİM MOD VE FREKANSLARININ SONLU ELEMANLAR YÖNTEMİ İLE HESAPLANMASI

Süleymaniye Camii'nin doğal titreşim frekanslarının analitik olarak hesaplanabilmesi için, caminin taşıyıcı sistemi tümü ile üç boyutlu sonlu elemanlar kullanılarak idealleştirilmiş ve serbest titreşim (özdeğer) analizi yapılarak doğal titreşim modları ile

bunlara karşı gelen doğal titreşim frekansları sayısal olarak elde edilmiştir. Üç boyutlu sistem idealleştirmesinde ve serbest titreşim analizinin yapılmasında LUSAS (FEA, 1994) adlı bilgisayar yazılımından yararlanılmıştır. Süleymaniye Camii'nin üç boyutlu sonlu elemanlar modeli üç boyutlu "solid" ve kabuk (shell) sonlu elemanlarından oluşmaktadır. Toplam sonlu eleman sayısı 2625'tir.

Yapılan serbest titreşim (özdeğer) analizi sonucunda elde edilen yanal ötelenme ve burulma modlarına ait grafik sonuçlar ile bunlara karşı gelen doğal titreşim frekansları Şekil 9,10,11'de verilmiştir. Hesaplanan frekanslar, düşey titreşim modu hariç aşağıda özetlenmiştir.

- | | |
|---|-------------------|
| 1. Titreşim Modu (kuzey-güney doğrultusunda yatay öteleme modu) | : $f_1 = 3.26$ Hz |
| 2. Titreşim Modu (doğu-batı doğrultusunda yatay öteleme modu) | : $f_2 = 3.65$ Hz |
| 3. Titreşim Modu (burulma modu) | : $f_3 = 4.58$ Hz |
| 4. Titreşim Modu (köşegen doğrultularda açılma-kapanma modu) | : $f_4 = 5.21$ Hz |
| 5. Titreşim Modu (doğu-batı ve kuzey-güney doğrultularında açılma-kapanma modu) | : $f_5 = 5.35$ Hz |

Bu frekansların, çevrel titreşim deneylerinden bulunan frekanslara çok yakın olduğu görülmektedir. Aradaki küçük farkların, bu denli büyük ve karmaşık bir taşıyıcı sistem ve bu sisteme ait sonlu elemanlar modelinin karmaşıklığı gözönüne alındığında, kabul edilebilir mertebede olduğu söylenebilir.

DOĞAL TİTREŞİM FREKANSLARININ GERÇEK DEPREM KAYITLARINDAN YARARLANILARAK BELİRLENİLMESİ

Süleymaniye Camii'nin gerçek depremler altında performansının sürekli olarak gözlenmesi ve izlenmesi amacı ile, 1994 yılı başında camiye dokuz adet kuvvetli yer hareketi kaydedicisi yerleştirilmiştir. İki yatay ve düşey olmak üzere üç deprem bileşeni için aynı anda kayıt alabilen kaydedicilerin biri cami dışında bahçe zeminine, diğer sekiz kaydedicinin dördü fil ayaklarının tepelerine ve diğer dördü ise ana kemerlerin tepe noktalarına konulmuştur (Bkz. Şekil 12).

İstanbul'da 28 Mayıs 1994 tarihinde meydana gelen çok düşük şiddetli depremi, bu cihazların caminin içine yerleştirilen sekizi tarafından kaydedilmiş, ancak bahçe zeminine yerleştirilen cihaz, tetiklenemediği için kayıt alamamıştır. Örnek olarak güney kemerinin tepesine konulan cihazın kuzey-güney doğrultusunda kaydettiği deprem kaydı Şekil 13'te verilmiştir.

Çalışmanın bu bölümünde, Süleymaniye Camii'nin doğal titreşim frekansları bu kez de kaydedilmiş gerçek deprem kayıtlarından yararlanılarak elde edilmeye çalışılmıştır. Ancak çok düşük sinyal/gürültü oranları nedeni ile ilk üç doğal titreşim modu (iki yatay öteleme modu ve burulma modu) ile düşey titreşim moduna ait frekanslar elde edilebilmiştir. Spektral analiz sonucunda (örnek olarak birinci titreşim modu için bkz. Şekil 14) doğal titreşim frekansları aşağıdaki şekilde elde edilmiştir.

- | | |
|---|-------------------|
| 1. Titreşim Modu (kuzey-güney doğrultusunda yatay öteleme modu) | : $f_1 = 3.38$ Hz |
| 2. Titreşim Modu (doğu-batı doğrultusunda yatay öteleme modu) | : $f_2 = 3.42$ Hz |
| 3. Titreşim Modu (burulma modu) | : $f_3 = 4.30$ Hz |
| 4. Düşey titreşim modu | : $f_0 = 9.60$ Hz |

Görüldüğü gibi, elde edilen doğal titreşim frekansları, bazı küçük farklar dışında, çevrel titreşim deneylerinden elde edilen frekanslarla aynıdır. Bu sonuç, gerek yapılan çevrel titreşim deneylerinin ve gerekse uygulanan analiz yönteminin sağlığı hakkında iyi bir fikir vermektedir.

SONUÇLAR

Süleymaniye Camii'nin yapısal sisteminin tanımlanması, deprem davranışı ve performansının belirlenmesine yönelik ilk adım olarak, yapının temel dinamik karakteristikleri olan doğal titreşim frekansları, hem deneysel hem de analitik olarak elde edilmiştir.

Çalışmanın ilk aşamasında doğal frekanslar, camide yapılan çevrel titreşim deneylerinden elde edilen kayıtların işlenmesi sonucunda bulunmuştur. İkinci aşamada ise, Süleymaniye Camii'nin üç boyutlu sonlu elemanlar modeli kurulmuş ve bu model üzerinde yapılan serbest titreşim analizleri ile doğal titreşim modları ve bu modlara karşı gelen doğal titreşim frekansları analitik olarak hesaplanmıştır. İki seri sonuç arasındaki farklar kabul edilebilir mertebede olmuştur.

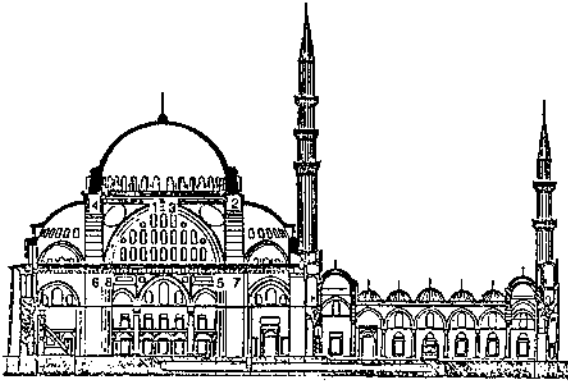
Nihayet, Süleymaniye Camii'ne 1994 yılı başlarında yerleştirilmiş bulunan dokuz adet kuvvetli yer hareketi kaydedicisi ile 28 Mayıs 1992'de meydana gelen küçük şiddetli bir depremin üç bileşeni de kaydedilmiş ve bu deprem kayıtlarından yararlanılarak hesaplanan doğal titreşim frekansları ile, daha önce gerek deneysel ve gerekse analitik olarak elde edilmiş bulunan frekans değerleri bir kez daha doğrulanmıştır.

TEŞEKKÜR

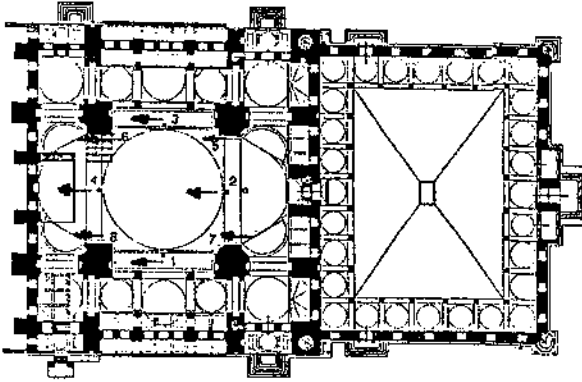
Bu çalışma, Devlet Planlama Teşkilatı tarafından desteklenen "Süleymaniye Camii'nin Yapısal Sisteminin Tanımlanması, Deprem Davranışı ve Performansının Belirlenmesi" başlıklı araştırma projesi kapsamında gerçekleştirilmiştir. Çalışmalar sırasında yardımlarını esirgemeyen İstanbul Vakıflar Bölge Müdürlüğü'ne ve cami görevlilerine teşekkür ederiz.

KAYNAKLAR

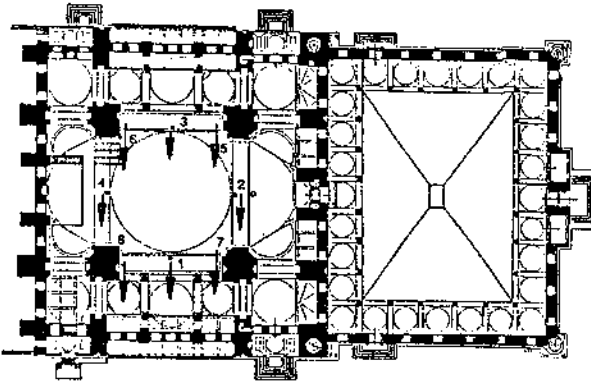
1. Arnoğlu, E. ve K. Anadol (1973), "On the Earthquake Resistance of the Süleymaniye Mosque (İstanbul) in the Historical Perspective. (1557-1973)", Fifth World Conference on Earthquake Engineering, Roma, 1973. Paper no 289, Session 6C
2. Bendat J.S. and A.G. Piersol (1980), "Engineering Applications of Correlation and Spectral Analysis", John Wiley & Sons.
3. FEA Ltd. (1994), "LUSAS Finite Element System" User Manual, Version 11.
4. Selahiye, A. (1994), "A Study on the Identification of Natural Vibration Frequencies of the Süleymaniye Mosque", Yüksek Lisans Tezi, Boğaziçi Üniversitesi, Kandilli Rasathanesi ve Deprem Araştırma Enstitüsü, Deprem Mühendisliği Anabilim Dalı.



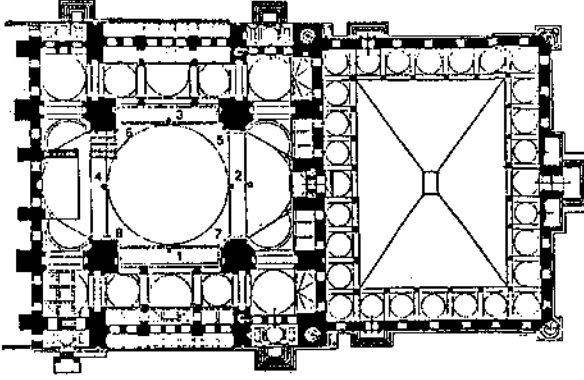
Şekil 1. Çevrel titreşim deneylerinde sismometrelerin konumları



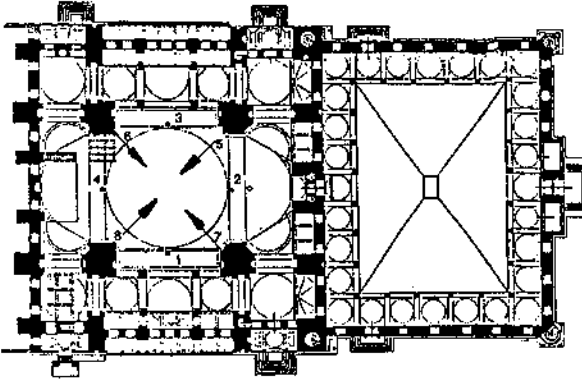
Şekil 2. Çevrel titreşim deney düzeneği 1: Sismometre konumları ve yönleri



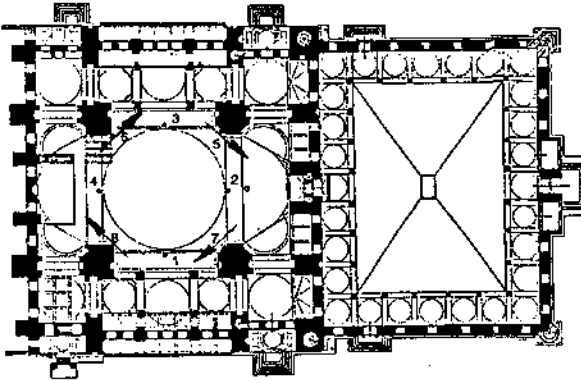
Şekil 3. Çevrel titreşim deney düzeneği 2: Sismometre konumları ve yönleri



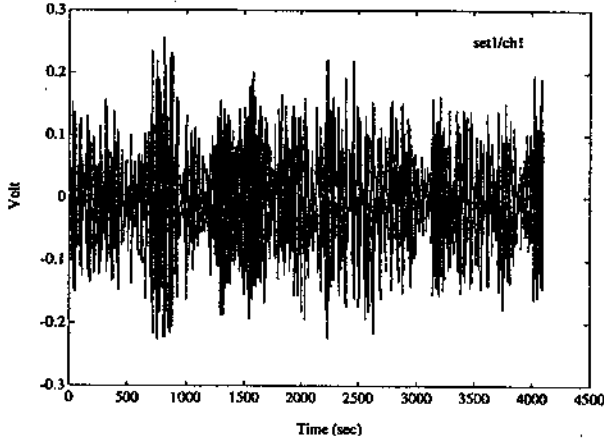
Şekil 4. Çevrel titreşim deney düzeneği 3: Sismometre konumları ve yönleri



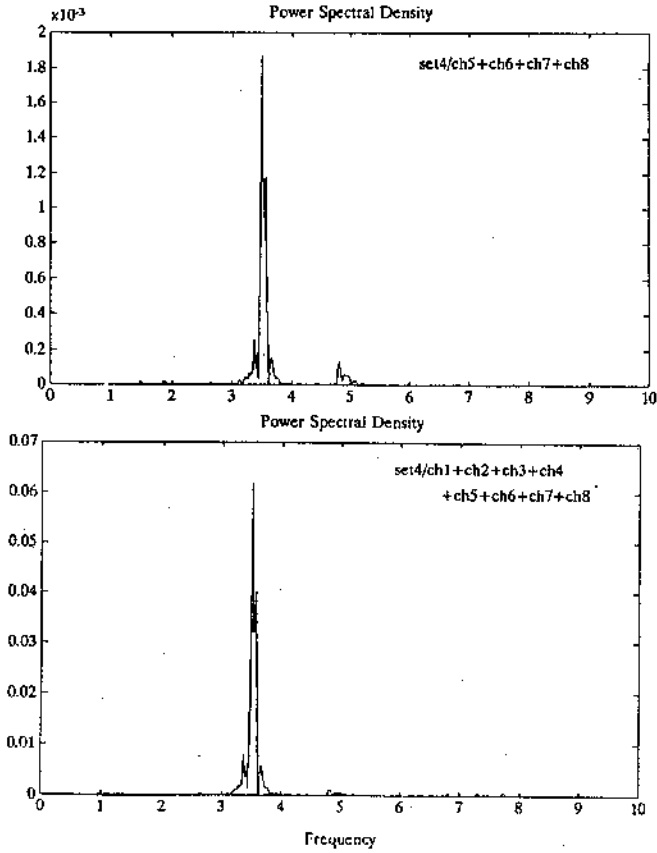
Şekil 5. Çevrel titreşim deney düzeneği 4: Sismometre konumları ve yönleri



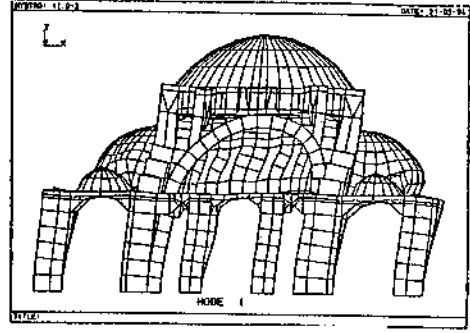
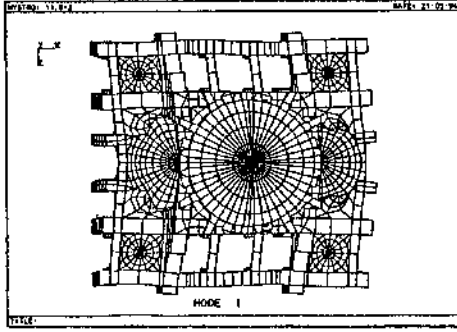
Şekil 6. Çevrel titreşim deney düzeneği 5: Sismometre konumları ve yönleri



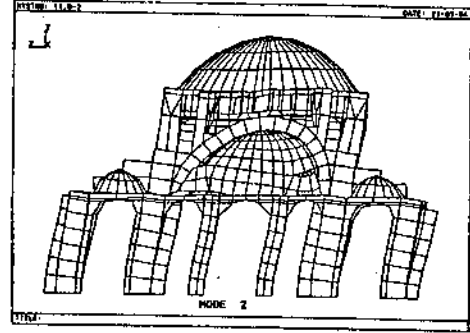
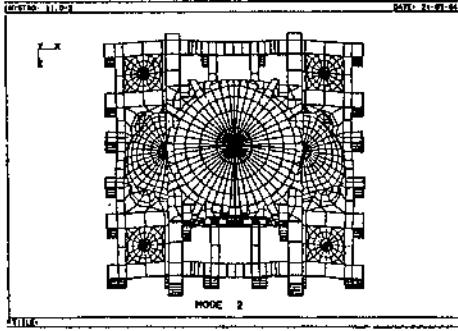
Şekil 7. Çevrel titreşim deneylerinde elde edilen tipik ham kayıt



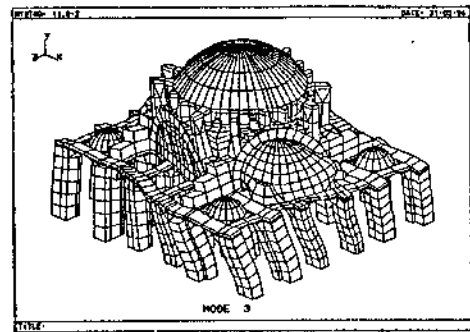
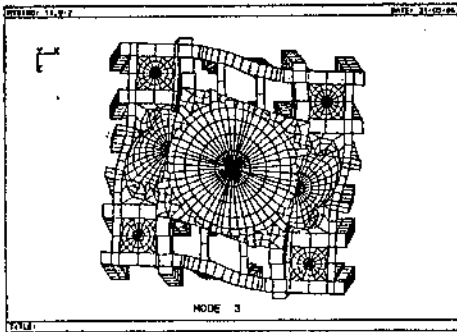
Şekil 8. İkinci titreşim modu için spektral güç yoğunluk fonksiyonu



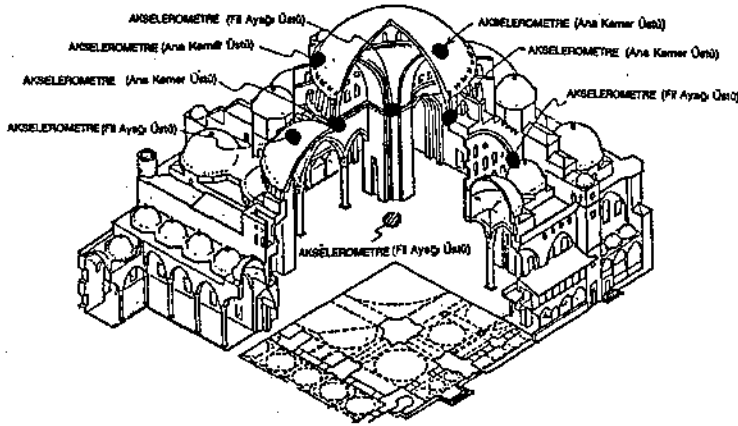
Şekil 9. Özdeğer analizi, 1. mod şekli (3.26 Hz), kuzey-güney doğrultusunda yukarıdan ve yandan görünüş



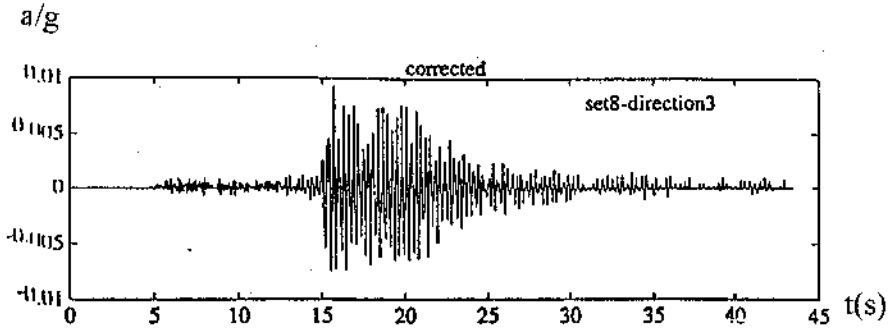
Şekil 10. Özdeğer analizi, 2. mod şekli (3.65 Hz), doğu-batı doğrultusunda yukarıdan ve yandan Görünüş



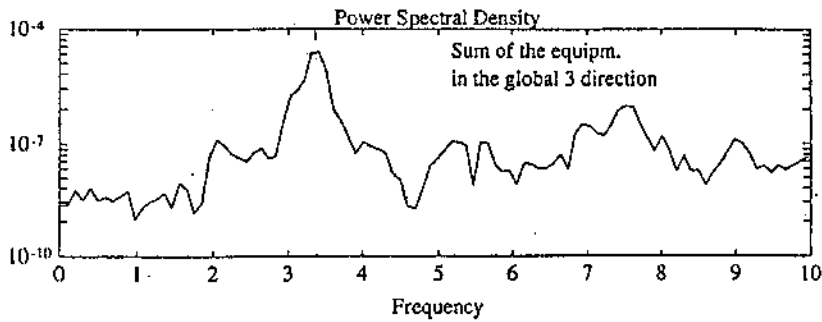
Şekil 11. Özdeğer analizi, 3. mod şekli (4.58 Hz), burulma modu yukarıdan ve perspektif Görünüş



Şekil 12. Süleymaniye Camii'ne yerleştirilen kuvvetli yer hareketi kaydedicileri



Şekil 13. Güney kemeri tepesinde 28 Mayıs 1994 tarihinde kaydedilen depremin kuzey-güney bileşenine ait kayıt.



Şekil 14. 28 Mayıs 1994 tarihli kaydın 1. titreşim modu için spektral güç yoğunluk fonksiyonu.

DAMAGE CONTROL INDICES FOR REINFORCED CONCRETE BUILDINGS

BETONARME BİNALARDA HASAR KONTROL ENDEKSLERİ

Semih S. Tezcan ⁽¹⁾, Ragıp Akbaş ⁽²⁾

ABSTRACT

The interstorey drift limitations in earthquake codes of various countries around the world, have been reviewed. It is emphasized that, the aseismic safety of a reinforced concrete building as well as its susceptibility to nonstructural damages are primarily indexed to its ability of restricting the relative storey displacements, in addition to its adequate strength, ductility, and toughness.

A moment resisting frame building satisfying all requirements of strength and ductility may still be vulnerable to severe nonstructural damages, if the interstorey drifts are not restricted properly by means of shear walls.

The use of shear walls in buildings of any height is a very effective method of restricting the interstorey drifts thereby providing safety against excessive damages to nonstructural elements. A damage control index is introduced to be conscientiously determined and checked during the design calculations for the purpose of controlling damages to nonstructural elements.

Three real example buildings have been discussed to illustrate the use and importance of the damage control index values.

Ö Z E T

Çeşitli ülkelerin deprem yönetmeliklerindeki relatif kat ötelenmesi oranlarına ait sınırlamalar gözden geçirilmiştir. Betonarme binalarda deprem güvencesi ve özellikle ikinci derece elemanların hasar görme ihtimali, mukavemet, düktilite ve enerji yutabilme gibi yeteneklerin yanı sıra, relatif kat ötelenmelerindeki sınırlama ile çok yakından ilişkilidir.

Mukavemet ve düktilitesi çok yüksek bir betonarme çerçeve sistemde, eğer relatif kat ötelenmeleri perdelerle yeterince sınırlandırılmamışsa, depremde ikinci derece elemanlar çok ağır hasar görebilir.

Deprem perdelerinin kullanılması, relatif kat ötelenmelerini sınırlayan dolayısı ile, taşıyıcı olmayan yapı elemanlarına gelebilecek ağır hasarı önleyen en etkili bir methodur. Bu çalışmada, yapısal olmayan hasarları kontrol altında tutabilecek ve tasarım sırasında bilinçli bir şekilde hesaplanacak olan bir hasar kontrol endeksi tarif edilmiştir.

Hasar kontrol endeksinin etkinliğini ve kullanılma tekniğini açıklamak üzere, deprem tecrübesi geçirmiş üç ayrı betonarme bina örnek olarak incelenmiştir.

⁽¹⁾ Professor of Civil Engineering, Boğaziçi University, Bebek, Istanbul, Turkey

⁽²⁾ Department of Civil Engineering, Boğaziçi University, Bebek, Istanbul, Turkey

1. INTRODUCTION

1.1 Design Philosophy

Unless a building is equipped with a passive and/or active control system, the universal philosophy of aseismic design is based on assuring that the building will not fail or collapse structurally during the most severe earthquake likely to occur within the economic life span of the structure.

This universal philosophy however, inadvertently allows for major nonstructural damages. Sometimes the buildings have to be demolished after the earthquake, on account of the excessive damages to nonstructural elements.

Although, the lateral load carrying system itself is not expected to collapse as a whole, the structural elements, especially the beam-column joints are permitted to undergo minor damages to the extent of developing plastic hinges. But, what happens to the nonstructural elements, such as infill walls, false ceilings, partition walls, plasters, finishing materials, facade elements, elevators, etc. is not much of a concern of the designer.

1.2 Damage Control in Shear Buildings

There are no specific restrictions or governing constraints in the earthquake code provisions ensuring that the damages to nonstructural elements will not be extensive. It is only by experience gained from the past earthquakes that engineers have significant confidence in shear walls to avoid excessive damages to nonstructural elements. Various publications exist strongly advocating the use of shear walls and/or box systems for the purpose of controlling the secondary damages [1], [2], [3], [4]. In fact, based on his conscientious observations on a multitude of reinforced concrete buildings in the past earthquakes, Fintel [3] concludes one of his articles by saying that:

"...Safety against collapse has been the major preoccupation of earthquake engineering. In addition to safety, damage control should be our major goal.

Judging from the behaviour of multistorey concrete buildings in earthquakes, it seems that to achieve damage control the ductile shear wall may be the most logical solution.

Actually, from observations in earthquakes, it seems that we can no longer afford to build our multistorey buildings without shear walls."

1.3 Interstorey Drift Limitations

It is true that there are some limiting requirements for the interstorey deflections of buildings in the earthquake regulations of almost all countries in the world. But, these requirements are not sufficient to control the extent of damages to nonstructural elements, neither these limitations are intended to divert the structural system from moment resisting frames to shear walls.

A moment resisting reinforced concrete frame structure may very well satisfy all strength and ductility requirements as well as the interstorey drift limitations, but the extent of secondary damages during a strong earthquake may be so high that the structure may have to be demolished on account of the high costs of repair and rehabilitation.

If however, the same building is designed to carry the lateral loads largely by means of a shear wall system, the structural and nonstructural damages may be so minor that the building may be readily put into service immediately after the earthquake.

1.4 Managua, Nicaragua Earthquake

The Bank of America, an 18-storey reinforced concrete building, consisting a rigid core of shear walls, was put into service, immediately after the December 23, 1972 Managua, Nicaragua earthquake ($M = 6.5$). There were no structural or nonstructural damages, except the cracking of a few coupling beams between the elevator shafts and spalling of the marble covers at a few places. This shear building was designed for a base shear of about 7 percent gravity.

Contrary to such a good performance, the 15-storey Banco Central de Nicaragua building, consisting of ductile moment resisting space frames was located diagonally across the corner of the same street and the top 12-storeys had to be demolished, because the nonstructural damages were too extensive [1], [3]. The frame building was designed for a base shear coefficient of 10 percent gravity.

1.5 Erzincan Earthquake

Similarly, the Yayla Apartment Block, a 5-storey high residential building composed of moment resisting frames suffered minor structural, but major nonstructural damages during the March 13, 1992 Erzincan, Turkey earthquake. The building was originally designed to meet fully the strength and interstorey drift requirements of the current Turkish Earthquake Code (1975 TDY) [5]. In order to strengthen this particular building, along with 350 other apartment blocks, in addition to repairing the plastic hinges at beam-column connections of the first floor, new shear walls have been added in two principal directions. The details of this strengthening are presented in a paper by Ulker, et, al [6].

Based on various analytical investigations about the influence of lateral storey displacements on the extent of damages on real example buildings, some specific recommendations have been made in this paper, concerning the upper limits of interstorey drifts.

2. EARTHQUAKE CODE REQUIREMENTS FOR DEFLECTIONS

2.1 Base Shear Coefficient

The total lateral roof displacement, as well as the relative storey displacements of reinforced concrete buildings are restricted in the earthquake codes normally not to exceed certain upper limits. The limiting interstorey drift values recommended by the earthquake codes of various countries around the world [7] are summarised in Table 1.

For the purpose of comparing the recommended level of lateral loads, the base shear coefficient, C , in percent of gravity, is also included in this table, for a typical reinforced concrete building. The C -values correspond to the highest earthquake hazard zone, hard soil, rigid low-rise building with $T \leq 0.2$ seconds and ductile moment resisting frame conditions.

2.2 Storey Drift Limitations

The *storey drift*, is defined as the difference of maximum elastic lateral displacements of any two adjacent floors, divided by the respective storey height. If there are any torsional action in the building, the influence of torsion should be taken into account in calculating the largest lateral deflections.

TABLE 1. - DEFLECTION RESTRICTIONS IN EARTHQUAKE CODES

Country	Year	Ref.	Base Shear Coef. C	$s_{max} = \frac{\delta_c}{h}$		R $\delta_{ep} = R \cdot \delta_o$			δ_{ep} cm	d_N	Damage Index $i_{max} = \frac{s}{C} \cdot 10^4$
				Walls Integral	Walls Isolated	M	D	S			
Cuba	1964	[7]	0.040	0.0020	0.0040	-	-	-	-	-	500
El Salvador	1966	[7]	0.072	0.0020	0.0040	-	-	-	-	-	278
Chile	1972	[7]	0.080	0.0020	0.0040	-	-	-	-	-	250
Turkey	1975	[7]	0.080	0.0025	-	-	-	-	-	-	313
Israel	1975	[7]	0.200	-	-	-	-	-	-	0.001H	-
Australia	1979	[7]	0.034	0.0050/R	-	1.5	1.3	1.0	-	-	986
Japan	1981	[7]	0.200	0.0050	0.0083	-	-	-	-	-	250
Colombia	1981	[7]	0.178	0.0150/R	-	11.2	6.5	5.0	-	-	76
Yugoslavia	1982	[7]	0.100	0.0029	-	-	-	-	-	0.0017H	290
Peru	1982	[7]	0.067	0.0100/R	0.0150/R	4.5	3.8	2.3	-	-	333
Venezuela	1982	[7]	0.089	0.0180/R	0.0240/R	6.0	5.0	4.0	-	-	337
Indonesia	1983	[7]	0.090	0.0050/R	-	1.0	1.0	0.8	2	-	556
Ethiopia	1983	[7]	0.075	0.0050/R	-	3.0	3.0	3.0	-	-	222
New Zealand	1984	[7]	0.096	0.0060/R	0.0100/R	3.1	2.5	2.5	-	-	200
India	1984	[7]	0.080	0.0040	-	-	-	-	-	-	500
UBC H<20m	1988	[7]	0.092	0.0400/R	-	12.0	12.0	8.0	-	-	362
			0.092	0.0050	-	12.0	12.0	8.0	-	-	543
UBC H>20m	1988	[7]	0.092	0.0300/R	-	-	-	-	-	-	271
			0.092	0.0040	-	12.0	12.0	8.0	-	-	435
Iran	1988	[7]	0.140	0.0050	-	-	-	-	-	-	357
Egypt	1988	[7]	0.054	0.0050/R	-	3.0	3.0	3.0	2	-	311
EUROCODE	1988		-	0.0020	0.0060	1.0	1.0	1.0	-	-	-
ATC/NEHRP	1991	[9]	0.180	0.0150/R	-	5.5	6.5	5.0	-	-	151
Romania	1992	[10]	0.160	0.0035/R	0.0070/R	5.0	4.0	4.0	-	-	44
Turkey	1995	[11]	0.125	0.0200/R	-	8.0	7.0	6.0	-	-	200
			0.125	0.0035	-	-	-	-	-	-	280

M = Moment Resisting Frame ; D = Dual System ; S = Shear Wall System

In terms of elastic deflections, the storey drift, s , is given by

$$s = \delta_e / h \quad (1)$$

$$\delta_e = d_{n+1} - d_n \quad (2)$$

in which, d_n = maximum elastic deflection of the n 'th floor, δ_e = the difference of the elastic deflections between the two neighbouring floors, h = storey height.

Based on the type of connection of the nonstructural elements, such as infill walls, partition walls, etc. to the main structural system, the storey drift, s_m , has two different upper limitations as follows:

a) Integral Connections

A relatively lower limit of storey drift is defined for the case when the nonstructural elements are integrally attached to the structure, in which the nonstructural elements are susceptible to severe damages on account of the deformations of the structure. For this type of connection, the storey drift limitation, s_m , varies between 0.002 and 0.005.

b) Isolated Connections

When the nonstructural elements are isolated from and not integrally connected to the main structure, however, they are not affected by the lateral vibrations of the building, and as such are not susceptible to severe damages. Then relatively higher values of storey drift limitations, s_m , are used to vary between 0.004 and 0.008.

2.3 Elasto-Plastic Deflections

In some earthquake codes, very high values of storey drift limitations are specified corresponding to the elasto-plastic action of the structure. For the purpose of uniformity and normalisation in comparison, these elasto-plastic storey drift limitations have been divided by the respective structural factor, R , which represents in a way, the ratio of the elasto-plastic deflections to the elastic deflections.

Therefore, the upper limits of storey drift, s_m , separately listed in *Table 1*, for a) the integrally connected, and b) the isolated cases, are to be tested only against the elastic deflections. The structural factor, R , is also listed in *Table 1* for a) ductile moment resisting frames (M), b) dual system of frames and shear walls (D), in which the frame alone is capable of resisting 25 percent of the lateral shears, and c) shear wall systems (S).

2.4 Maximum Interstorey Deflection

In the earthquake codes of Indonesia and Egypt, the upper limit of the maximum relative elasto-plastic deflection, δ_{ep} , between any two adjacent floors, is restricted to be less than 2 centimeters. That is,

$$\delta_{ep} = R \delta_e \leq 0.02 \text{ m} \quad (3)$$

in which, δ_e = the difference of elastic displacements between any two adjacent floors. The structural coefficient, R , is given as $R = 1$ in Indonesia, but $R = 3$ in Egypt. In numerical calculations of the example structures in this paper $R = 5$ has been proposed, which means

$$\delta_e \leq 0.0040 \text{ m} \quad (4)$$

2.5 Maximum Roof Deflection

The maximum elastic deflection at the top of a building is restricted not to exceed a certain percentage of the building height as follows:

$$\begin{array}{lll} d_N \leq 0.0010 H & \text{Israel, 1975} & [7] \\ d_N \leq 0.0017 H & \text{Yugoslavia, 1982} & [7] \\ d_N \leq 0.0007 H & \text{M. Fintel, 1973} & [1] \end{array}$$

in which, d_N = the top floor elastic deflection of a building, N = total number of storeys, H = total height of the building.

It is seen that the limitation on the roof deflection is specified only in the earthquake codes of Israel and former Yugoslavia. Based on his conscientious observations, in the past earthquakes of the Central America, *Fintel* [1] recommended rather a very low limit for the maximum roof deflection. As will be illustrated in the three example buildings, the writer is in full agreement with *Fintel's* recommendation. Unfortunately, this important deflection control index is not yet included in the earthquake provisions of the majority of countries around the world.

3. DAMAGE CONTROL INDEX

The storey drift limitation, s_m , specified almost in all earthquake codes, appears to be the only parameter intended to control directly the degree of damages to occur to nonstructural elements. In practice however, this parameter seldom becomes a governing criterium in affecting the design.

Further, the storey drift limit, s_m , is introduced for testing only against the elastic deflections. If the elastic design loads are relatively small, then the storey drifts of the building are calculated also to be relatively small. Therefore, it would be logically advisable to divide the upper limits of the storey drift, s_m , by the level of the elastic design loads, so as to obtain a normalisation among the earthquake regulations of various countries.

For this purpose, the maximum storey drift values, s_m , for each country have been divided by the respective maximum base shear coefficient, C_m , calculated as described in *Paragraph 2.1* above, and the resulting parameter,

$$i_m = 10^4 (s_m / C_m) \quad (5)$$

is defined as the *damage control index*, and listed in the last column of *Table 1*. It is not a surprise that, similar to storey drift limitations, the damage control index, i_m , also varies within a very wide range. The lowest value is $i_m = 44$ in Romania, and the highest value is $i_m = 986$ in Australia, as illustrated in *Fig. 1*.

The damage control index values in most countries, however, range within a relatively narrower band between 200 and 500. It is seen that, the earthquake codes around the world are not in an easy agreement with each other in respect to the storey drift or damage control index limitations, despite the fact that the elastic deflections are normalised.

In the current Turkish Earthquake Code [5], the storey drift is limited to $s_m = 0.0025$ and the resulting damage control index is

$$i_m = 10^4 s_m / C_m = 10^4 (0.0025) / 0.08 = 312 \quad (6)$$

In the proposed draft code [11] however, the storey drift limitation, for a moment resisting frame ($R = 8$), is $s_m = 0.02/R = 0.0025$ and the damage control index is

$$i_m = 10^4 s_m / C_m = 10^4 (0.0025) / 0.125 = 200 \quad (7)$$

Based on the numerical computations on various real example buildings, an effective range of damage control index, i_m , is recommended for use in practical design, in subsequent parts of this paper.

4. BURDUR HIGH SCHOOL BUILDING

4.1 Earthquake Damages

The high school building shown in *Fig. 2*, was under construction at the time of the May 12, 1971 Burdur earthquake ($M = 6.2$). Due to heavy structural damages, which occurred at the basement and ground floor, this four storey frame building had to be demolished after the earthquake [12].

The floor plan is given in *Fig. 3*. The high school was one of the typical schools constructed elsewhere in Turkey and was designed and constructed under the strict supervision of the Ministry of Public Works. The typical structural system has been drastically revised, and extensive shear walls have been added in both directions, after this particular building was damaged during the Burdur earthquake.

4.2 Addition of Shear Walls

The lateral deflections, storey drifts as well as the damage control index values of the building frame along the axis No. 15, before and after the addition of shear walls are all listed in *Table 2*. The base shear coefficient is assumed to be $C = 0.06$, as recommended by the Turkish Earthquake Code, valid at that time. The influence of infill walls are neglected in calculating the lateral rigidities. The modulus of elasticity of the concrete is assumed as $E = 21\,000\text{ MPa}$.

The floor area ratios of the columns were 1.6 percent and 1.2 percent in the basement and ground floors, respectively. The areas of shear walls added to the structure have been 1.2 percent and 1.6 percent in the X, and Y-directions, respectively.

5. YAYLA APARTMENT BLOCK IN ERZINCAN

5.1 Earthquake Damages

It is reported that about 3 290 residential units have been moderately damaged during the March 13, 1992 Erzincan earthquake [13]. The Ministry of Public Works, in collaboration with the Technical University of Istanbul, repaired and strengthened about 2 000 such residential units, through some disaster contingency funds and long term credit arrangements to the owners [6].

The Yayla Apartment Block, shown in *Fig. 4*, was one of the several hundred other buildings, which experienced mild structural damages [14]. The building is five storey high and consists of moment resisting frames in both transversal and longitudinal directions as outlined in the typical floor plan shown in *Fig. 5*. No shear walls are included in the system.

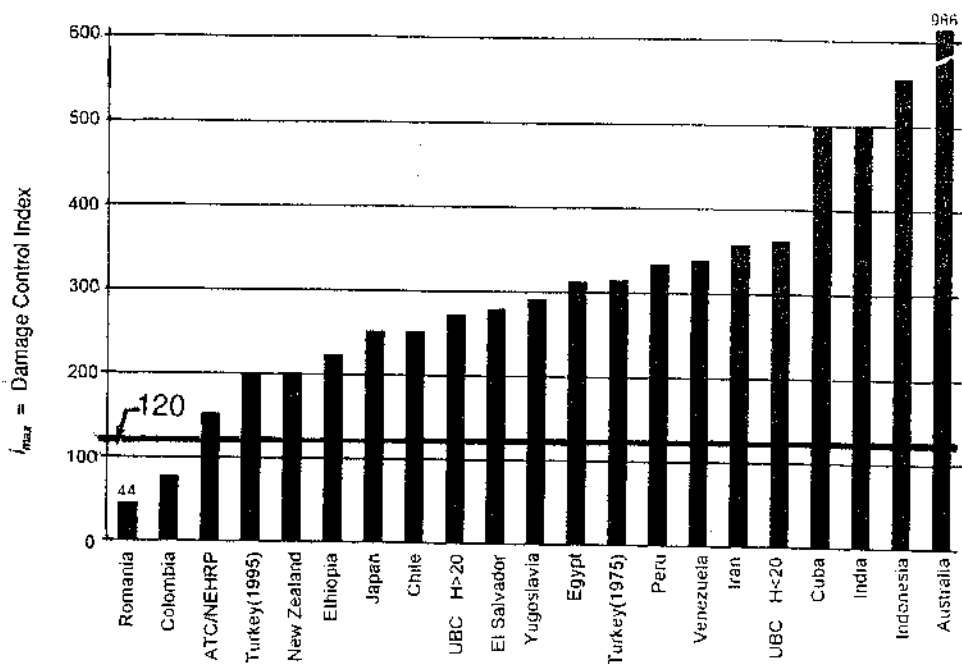


FIGURE 1. - DAMAGE CONTROL INDEX BASED ON EARTHQUAKE CODES

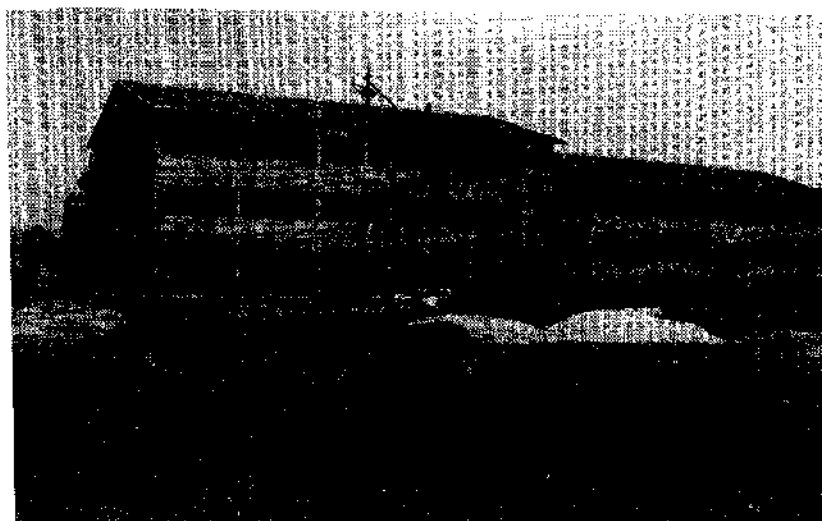


FIGURE 2. - HIGH SCHOOL BUILDING
(May 12, 1971 Burdur, Turkey)

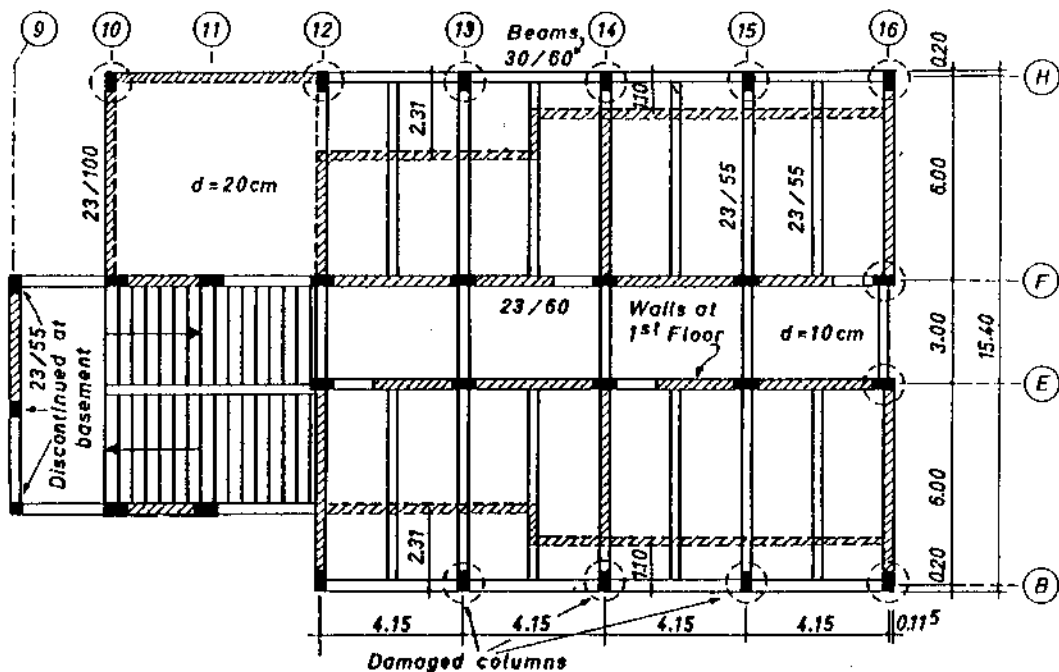


FIGURE 3. - FLOOR PLAN - HIGH SCHOOL BUILDING

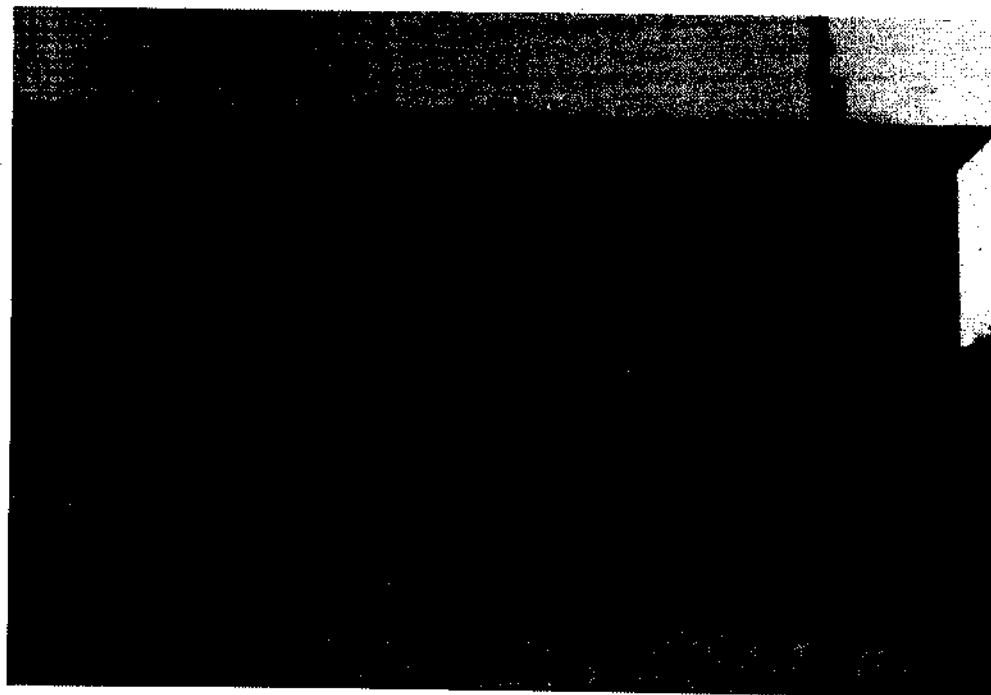
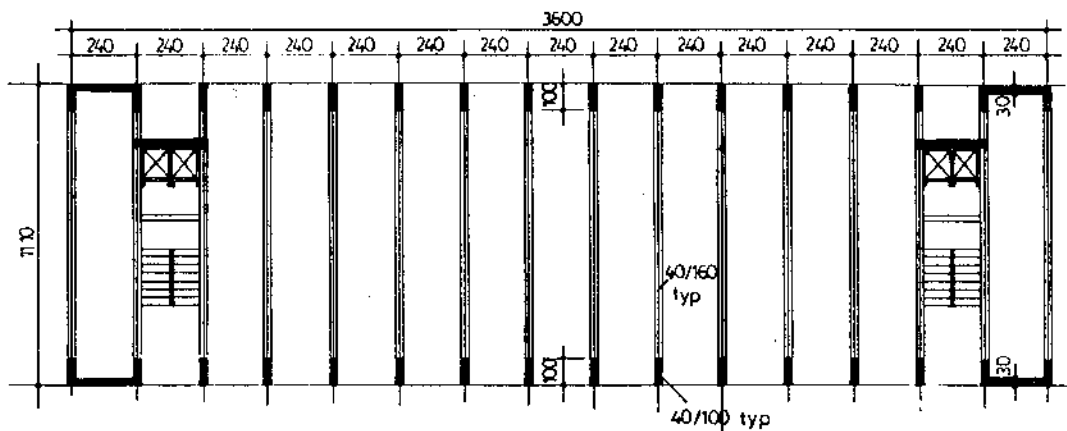
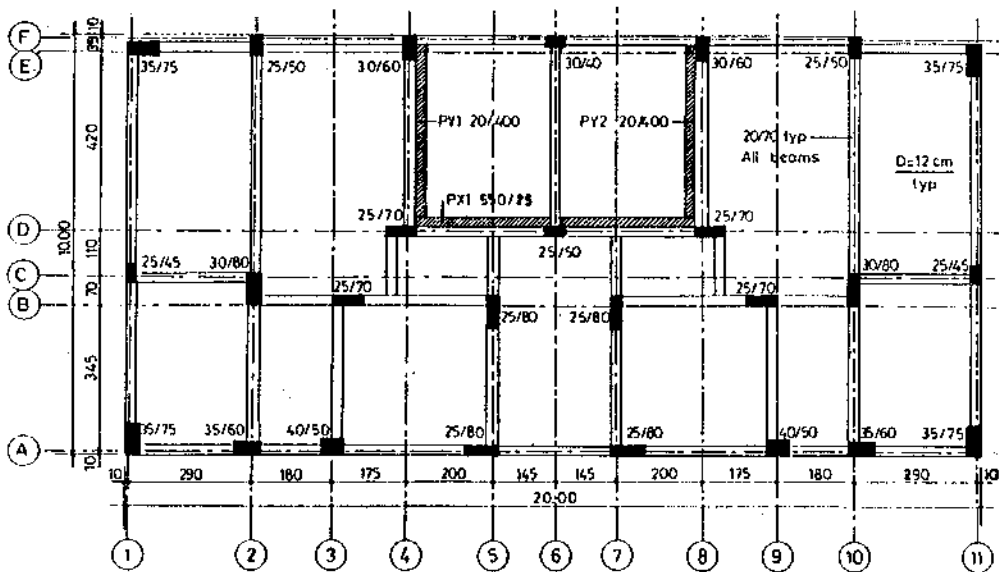
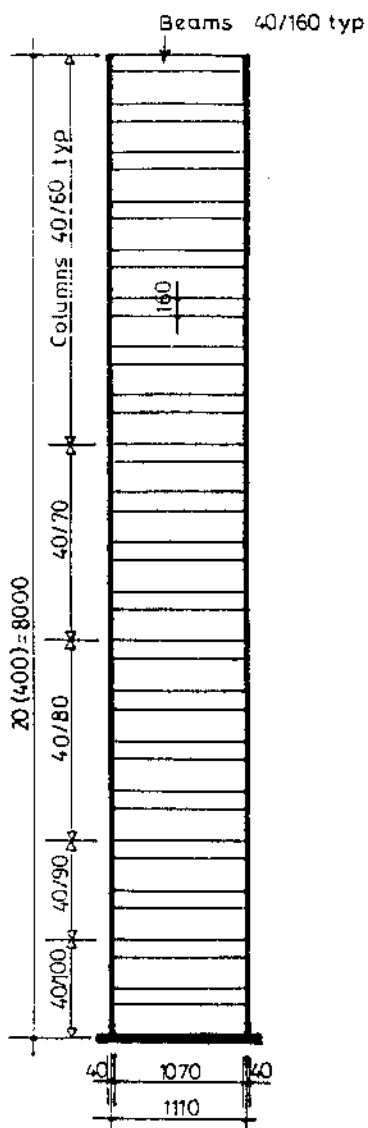
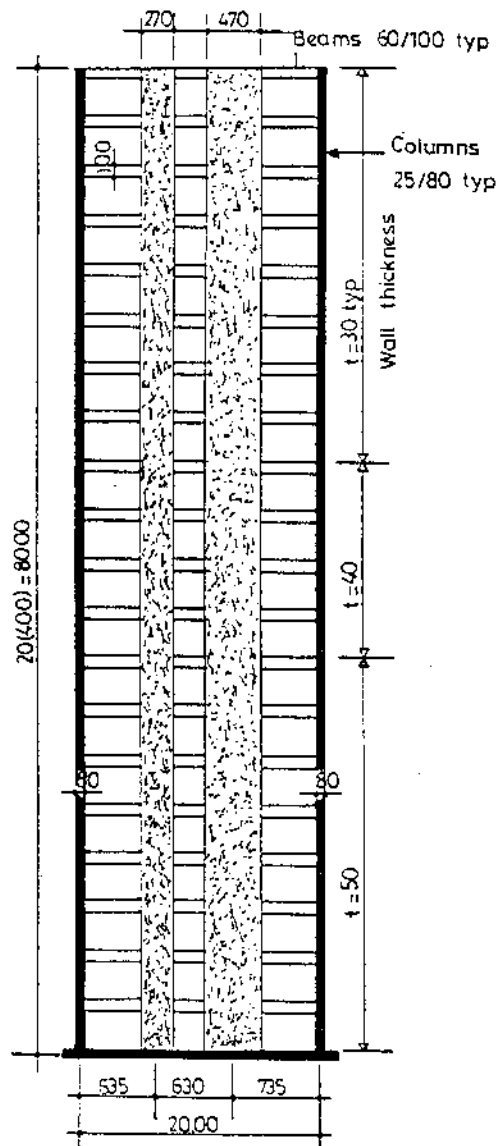


FIGURE 4. - YAYLA APARTMENT BLOCK
(March 13, 1992 Erzincan, Turkey)





a) Moment Resisting Frame



b) Shear Wall System

FIGURE 7. - FLOOR PLAN - SHEAR BUILDING (20-Storey)

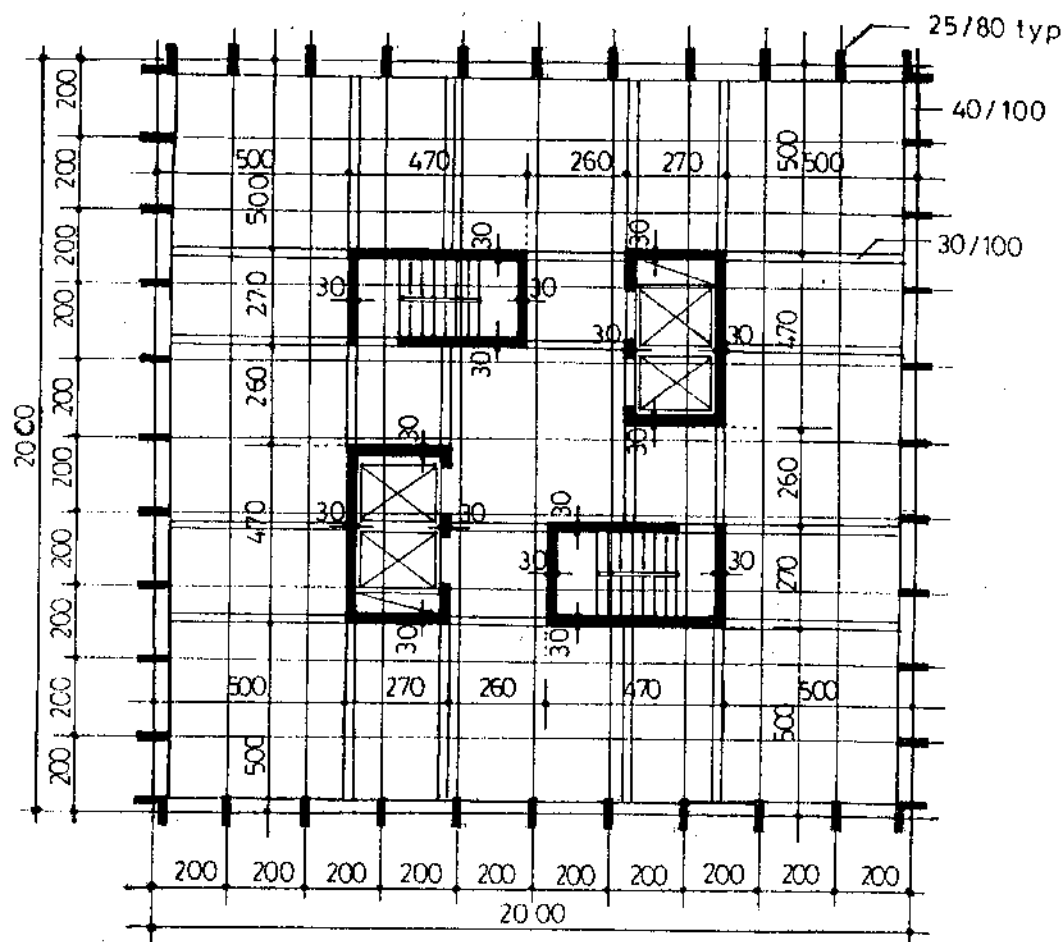


FIGURE 8. – ELEVATIONS (20-Storey Building)

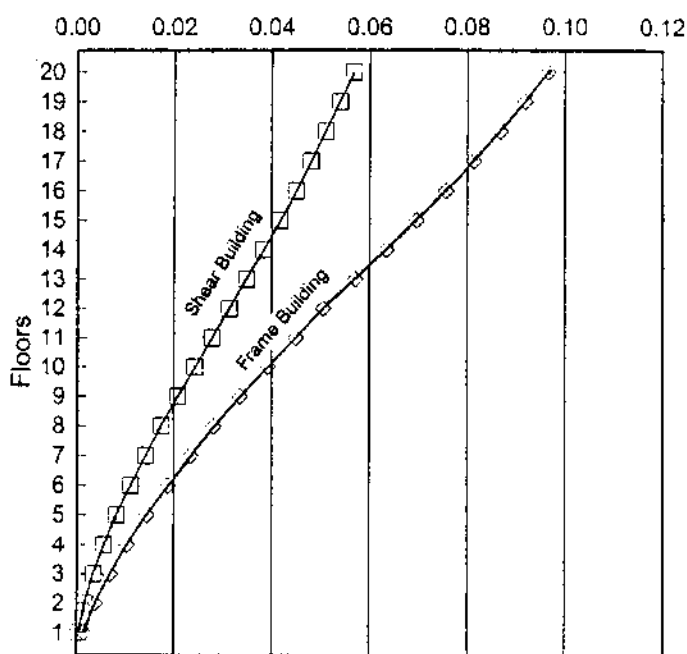


FIGURE 9. - LATERAL DISPLACEMENTS (Meter)

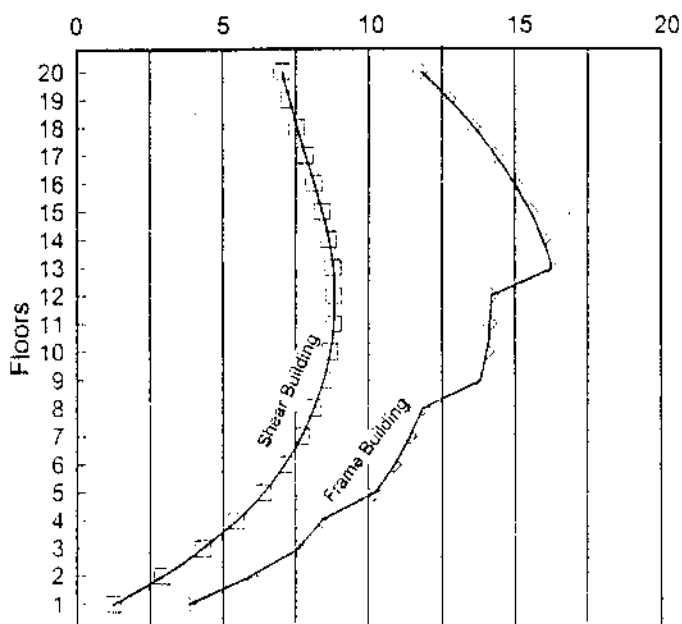


FIGURE 10. - STOREY DRIFTS (10^{-4})

5.2 Strengthening by Shear Walls

Immediately after the earthquake, the structural damages have been fully repaired. The cracks have been filled in with pressurised epoxy injections. The beam-column connections have been repaired first by using a special repair mortar, then galvanised steel laminates have been wrapped around the joints. In order to strengthen the building against future earthquakes however, shear walls have been added in both directions from the foundation level to the roof. The base shear coefficient was $C = 0.08$ for the frame structure, and $C = 0.15$ for the frame and shear wall structure [15]. However, for the purpose of uniformity in comparisons, the lateral deflections, storey drifts and the damage control index values have been calculated for both frame and shear building conditions, assuming $C = 0.08$, and the results have been summarised in *Table 3*.

It is seen that the deflections are reduced significantly when the building is strengthened by means of shear walls. The deflections in the transversal direction (*Y-axis*) are relatively larger than the deflections in the longitudinal direction (*X-axis*). Therefore, the results pertaining only the *Y-direction* are listed. The maximum values of deflections have been indicated in bold characters in *Table 3*. The ratio of cross-sectional areas of columns at ground floor level, to the total area of floor plan was $(4.93/200) = 2.46$ percent. The floor area ratios of shear walls have been 0.7 percent and 0.8 percent in the *X* and *Y-directions*, respectively. The modulus of elasticity is assumed to be $E = 32\,500\text{ MPa}$.

6. A 20-STOREY BUILDING EXAMPLE

6.1 Structural Data

In order to simulate the performances of the Banco de Central Nicaragua and the Banco de America buildings, during the December 23, 1972 Managua earthquake, a 20-storey building example has been selected. Keeping the floor area to be the same as $A = 400$ square meters, two different structural systems have been envisaged, a) frame building, and b) shear building as shown in *Fig. 6* and *Fig. 7*, respectively.

A typical moment resisting plane frame and also one half of the shear building elevations are illustrated in *Fig. 8*. The weights of each floor are given in *Table 4*.

The floor area ratios of columns in frame building are 3.2 percent and 2.5 percent in the basement and first floors, respectively. In shear building however, the shear wall ratio is 5.6 percent in ground floor and it gradually reduces to 4.1 percent in the upper floors.

6.2 Storey Drift Calculations

Assuming the building is located in the highest earthquake hazard zone, and following the methodology as contained in the new draft Earthquake Code of Turkey [11], the lateral deflections as well as the storey drifts have been calculated and listed in *Table 5*. The same values are also diagrammatically illustrated in *Fig. 9* and *Fig. 10*.

In frame building, only one typical interior frame is analysed. In shear building however, one half of the building is analysed as a plane frame, due to symmetry. The peripheral columns have been considered also as a plane frame and attached to the shear walls by hinges at floor levels.

7. COMPARATIVE EVALUATIONS

7.1 Upper Limits of Deflections

There are basically three types of restrictions in the earthquake code regulations, involving lateral elastic deflections, as follows:

a) Maximum Deflection at Top Floor ?

There is no provision in the current Turkish Earthquake Code [5] about the top floor deflection. The most stringent requirement however, exists in the Israel Code to be $d_n \leq 0.0010 H$. In order to encourage the use of shear walls, the maximum deflection, d_n , at top floors is recommended not to exceed

$$d_n \leq 0.0007 H \quad (8)$$

b) Maximum Interstorey Deflections ?

The difference of maximum elasto-plastic deflections between any two neighbouring floors is limited to 2 centimeters only in the earthquake codes of Indonesia and Egypt. No such provision exists in other codes. The structural factor is given as $R = 3$. But, for reasons of damage control $R = 5$ is recommended for the calculation of elasto-plastic deflections as

$$\delta_{ep} = R \delta_e \leq 0.02 m \quad (9)$$

$$\delta_e \leq 0.004 m \quad (10)$$

c) Maximum Storey Drift ?

In the current Earthquake Code of Turkey [5], the maximum storey drift at any floor, calculated on the basis of elastic deflections, is not allowed to exceed $s \leq 0.0025$. In the proposed new code [11], this upper limit is revised to be smaller of $s_m = 0.0035$ and $s_m = 0.02/R$. For reasons of effective damage control, however, it is recommended that the upper limit of the storey drift is to be taken as

$$s \leq s_m = 0.0014 \quad (11)$$

7.2 Effective Damage Control

Maximum storey drift limitation, s_m , is very much dependent on the level of base shear coefficient and the magnitude of elastic lateral loads. If however, the maximum storey drift limitation, s_m , is divided by the maximum effective base shear coefficient, C_m , the recommendation of various earthquake codes may be normalised as already discussed above in *Paragraph 3*. The damage control index is calculated to be $i_{max} = 250$ in the current Turkish Earthquake Code, and it is $i_{max} = 200$ in its draft new version.

None of the earthquake codes, except those of Colombia and Romania, provide sufficiently stringent requirements for damage control. For the purpose of encouraging the use of shear walls in practice, and also disqualifying the moment resisting frames in most cases, the effective value of the damage control index is recommended, in this presentation, not to exceed $i_{max} = 120$. That is,

$$i = 10^4 s / C_m \leq (i_{max} = 120) \quad (12)$$

7.3 Correlation of the Example Buildings

The lateral elastic deflections of the above mentioned example buildings, with frame and shear type structures, have been correlated against the upper limits of the recommended requirements. The results of this correlation, are summarised in *Tables 6, 7, 8 and 9*.

It is seen that in most cases, the moment resisting frame building is disqualified because the recommended upper limits of deflections, storey drifts and/or damage control index are exceeded. In shear wall buildings however, all of the deflection requirements are properly satisfied.

8. COST-BENEFIT CONSIDERATIONS

It is vividly demonstrated in the three example buildings discussed above that the lateral deflections are reduced significantly if the structural system is composed of shear walls. The use of shear walls however, may increase the amount of concrete consumption per unit floor area. The shear wall floor area percentages in the typical first floors of the three example buildings are as follows:

Building	Shear Columns %	Walls %	Total %
High School	1.20	1.6	2.80
Yayla Apt.	2.46	0.8	3.26
20-Storey Building	2.50	5.6	8.10

Supposing the shear wall areas in a particular floor is about 3 percent more than the corresponding column areas of a frame system, the additional cost due to increase in the volume of vertical elements is on the order of about 1 percent of the total cost of the building.

Some basic advantages of shear walls may be summarised as follows:

- Shear walls substantially increase the lateral stiffness of buildings and thereby reduce the deflections,
- Shear walls effectively support the gravity loads,
- Shear walls act as partition walls at the same time,
- Shear walls meet the twin requirements of safety and damage control, and thus prevent excessive damages to nonstructural elements,
- Shear walls reduce the need for ductile moment resisting frames,
- Buildings with shear wall structural systems may be put into service immediately after a severe earthquake.

9. CONCLUSIONS

Based on the observations of damages occurred to the example buildings in the past earthquakes, and also considering the methods of rehabilitation applied thereon, various concluding remarks may be stated as follows:

- a) Ductile moment resisting frames, although satisfying the necessary requirements of strength and ductility, may not escape experiencing major nonstructural damages. Collapse may be prevented but the cost of repair and rehabilitation after the earthquake may be prohibitive to the extent of demolishing and total reconstruction. Therefore, the use of ductile shear walls, almost in all reinforced concrete buildings, will help to reduce the nonstructural damages.
- b) Paradoxical to the above comment, there are no specific requirements or provisions in the earthquake codes discouraging or discarding the use of moment resisting frames in favour of shear wall systems. On the contrary, the shear wall systems are penalised with respect to their base shear coefficients. By making special arrangements however, in the limiting values of the lateral deflections and the storey drifts, the use of shear walls may be encouraged and preferred.
- c) None of the lateral deflection restrictions of the current earthquake codes would provide a clear prediction for the excessive nonstructural damage patterns of the three real example buildings treated in this paper. In order to overcome this loop hole, some new and stringent requirements have been recommended for the upper values of the lateral deflections.
- d) The top floor elastic deflection is recommended not to exceed 0.0007 times the building height, the relative interstorey elastic deflections should not possibly exceed 0.0040 meters, and the upper value of the storey drift should be limited preferably to 0.0014.
- e) In addition to the above recommendations, a damage control index is introduced for the intention of controlling the extent of damages to nonstructural elements.

10. REFERENCES

1. Fintel, M., (1973), "Quake Lesson from Managua: Revise Concrete Building Design?," Civil Engineering, ASCE, August, pp. 60-63.
2. Salse, E. A. B., and Fintel, M., (1973), "Strength, Stiffness and Ductility Properties of Slender Shear Walls," Proceedings, 5th WCEE, Rome, No. 109.
3. Fintel, M., (1974), "Ductile Shear Walls in Earthquake Resistant Multistorey Buildings," ACI Journal, June, pp. 296-305.
4. Tezcan, S. S., (1971), "Perde Duvarlı Kirişsiz Sistemlerin Sağladığı Ekonomi," Teknik Bülten, Yıl 2/8, TMMOB, İnşaat Mühendisleri Odası Ankara Şubesi, Yenışehir, Ankara, s. 81-96, (in Turkish).
5. Anonim, (1975), "Âfet Bölgelerinde Yapılacak Yapılar Hakkında Yönetmelik," İmar ve İskân Bakanlığı, Deprem Araştırma Enstitüsü, 9 .6.1975 tarih ve 15 260 sayılı Resmî Gazete, (in Turkish).

6. Ülker, R., Tezcan, S. S., Köylüoğlu, A. ve Yuva, Y., (1993), "Erzincan Depreminde Hasar Gören 2 000 Konutun Onarım ve Takviyesi," İkinci Ulusal Deprem Mühendisliği Sempozyumu Tebliğleri, TMMOB, İnşaat Mühendisleri Odası İstanbul Şubesi, 13 Mart, İ.T.Ü., İstanbul, s. 499-524, (in Turkish).
7. Anonymous, (1988), "Earthquake Resistant Regulations, A World List, 1988," IAEE, Kenchiku Kaikan 3rd Floor, 5-26-20, Shiba, Minato-ku, Tokyo 108, Japan.
8. Anonymous, (1978), "Tentative Provisions for the Development of Seismic Regulations for Buildings," ATC 3-06, NSF 78-8, National Science Foundation, U.S. Government Printing Office, Washington, D.C., USA.
9. Anonymous, (1991), "NEHRP Recommended Provisions for the Development of Seismic Regulations for New Buildings," Building Seismic Safety Council, Washington, D.C., USA.
10. Anonymous, (1992), "Code for Aseismic Design of Residential Buildings," Ministry of Public Works and Territory Planning, Romania.
11. Anonim, (1994), "Deprem Bölgelerinde Yapılacak Yapılar Hakkında Yönetmelik," Bayındırlık ve İskân Bakanlığı, Âfet İşleri Genel Müdürlüğü, Ankara, Taslak Yönetmelik, Temmuz, (in Turkish).
12. Tezcan, S. S., İpek, M., and Acar, S., (1973), "Reasons for the Earthquake Damage to the New High School Building in May 12, 1971 Burdur, Turkey Earthquake," Proceedings, 5th WCEE, Rome, Italy, June.
13. Ersoy, U., Gülkan, P., Karaesmen, E., Özkan, Y., Sucuoğlu, H., Tokyay, M. ve Çobanoğlu, M., (1992), "13 Mart 1992 Erzincan Depremi Mühendislik Raporu," TMMOB, İnşaat Mühendisleri Odası Ankara Şubesi, Yenışehir, Ankara, Haziran, (in Turkish).
14. Altan, M., Gençoğlu, M., Doğaner, S., (1992), "13 Mart 1992 Erzincan Depreminde Hasar Gören S.S. Yayla Yapı Kooperatifi Binalarının Deprem Güvenliğinin Artırılması İçin Yapılan İnceleme Raporu," İ.T.Ü. Yapı ve Deprem Uygulama ve Araştırma Merkezi, Maslak, İstanbul, Ağustos, (in Turkish).
15. Tezcan, S. S., Köylüoğlu, A., İpek, M. ve Yuva, Y., (1992), "Yayla Yapı Kooperatifi Hesap Raporu - 64 YNS," Bayındırlık ve İskân Bakanlığı, Âfet İşleri Genel Müdürlüğü, 13 Mart 1992 Erzincan Depremi Onarım ve Takviye İşleri, Teknik Rapor, Tezokan Ltd., Kasım, (in Turkish).

TABLE 2. - DEFLECTIONS OF THE BURDUR HIGH SCHOOL ($C_m = 0.06$)

a) Frame Building							
Floor	h	W	F	d	δ_o	$s = \delta_o / h$	$i = 10^4 s / C_m$
—	m	ton	ton	m	m	—	—
4	3	43	4.54	0.0153	0.0024	0.0008	133
3	3	50	3.33	0.0129	0.0033	0.0011	183
2	3	50	2.48	0.0096	0.0043	0.0015	250
1	4	51	1.27	0.0053	0.0053	0.0013	217
b) Shear Building							
4	3	43	4.54	0.0085	0.0024	0.0008	132
3	3	50	3.33	0.0061	0.0024	0.0008	133
2	3	50	2.48	0.0037	0.0018	0.0006	100
1	4	51	1.27	0.0019	0.0019	0.0005	83

TABLE 3. - DEFLECTIONS OF THE YAYLA APARTMENT BLOCK ($C_m = 0.08$)

a) Frame Building in Y-direction							
Floor	h	W	F	d	δ_o	$s = \delta_o / h$	$i = 10^4 s / C_m$
—	m	ton	ton	m	m	—	—
5	2.8	200	27.8	0.0098	0.0011	0.00040	50
4	2.8	240	26.5	0.0087	0.0019	0.00066	83
3	2.8	240	19.7	0.0068	0.0024	0.00087	109
3	2.8	240	12.8	0.0044	0.0027	0.00094	118
3	2.4	240	6.0	0.0017	0.0017	0.00071	88
b) Shear Building in Y-direction							
5	2.8	200	27.8	0.0073	0.0012	0.00045	56
4	2.8	240	26.5	0.0061	0.0016	0.00059	74
3	2.8	240	19.7	0.0044	0.0017	0.00062	90
3	2.8	240	12.8	0.0027	0.0016	0.00056	70
3	2.4	240	6.0	0.0011	0.0011	0.00046	57

TABLE 4. - FLOOR WEIGHTS (20-Storey Building)

Floor	h	Frame Building	Shear Building
	m	ton	ton
20	4	32.7	245.3
.....			
1	4	32.7	245.3
Σ	80	654.0	4 905.6

TABLE 5. - LATERAL LOADS AND STOREY DRIFT
(20-Storey Building, $C_m = 0.125$)

Floor	Frame Building			Shear Building		
	Forces F	Deflection d	Drift s	Forces F	Deflection d	Drift s
	ton	10^{-4} m	10^{-2}	ton	10^{-4} m	10^{-4}
20	5.40	966	12	40.51	567	7
19	2.27	919	13	17.04	539	7
18	2.15	868	14	16.15	510	8
17	2.03	813	14	15.25	480	8
16	1.91	756	15	14.35	488	8
15	1.79	696	15	13.46	416	8
14	1.67	634	16	12.56	382	9
13	1.55	570	16	11.66	848	9
12	1.44	505	14	10.76	812	9
11	1.32	448	14	9.87	277	9
10	1.20	391	14	8.97	242	9
9	1.08	335	14	8.07	207	8
8	0.96	280	12	7.18	173	8
7	0.84	233	11	6.28	141	8
6	0.72	187	11	5.38	110	7
5	0.60	144	10	4.49	82	6
4	0.48	103	8	3.59	56	6
3	0.36	69	8	2.69	34	4
2	0.24	39	6	1.79	17	3
1	0.12	15	4	0.90	5	1
Σ	28.12	-	-	210.94	-	-

TABLE 6. - TOP FLOOR DEFLECTION CRITERIUM (NO. 1)

BUILDING	Top Floor	Israel, 1975		Tezcan Proposal	
	d_N	0.0010 H	Safe	0.007 H	Safe
High School (13 m)					
Frame	0.0153	0.0130	<i>U</i>	0.0091	<i>U</i>
Shear	0.0085		1.53		1.07
Yayla Apt. (13.65 m)					
Frame	0.0098	0.0136	1.39	0.0102	1.04
Shear	0.0073		1.86		1.40
20-Storey (80 m)					
Frame	0.0966	0.0800	<i>U</i>	0.0560	<i>U</i>
Shear	0.0567		1.41		1.00

TABLE 7. - INTERSTOREY DEFLECTION CRITERIUM (NO. 2)

BUILDING	Interstorey Deflection	Egypt, 1988 $R = 3$		Tezcan Proposal $R = 5$	
	δ_s meter	0.02/ R	Safe	0.02/ R	Safe
High School					
Frame	0.0053	0.0067	1.26	0.0040	<i>U</i>
Shear	0.0024		2.79		1.67
Yayla Apartment					
Frame	0.0027	0.0067	2.48	0.0040	1.48
Shear	0.0017		3.94		2.35
20-Storey Building					
Frame	0.0065	0.0067	1.03	0.0040	<i>U</i>
Shear	0.0035		1.91		1.14

U = Unsafe

TABLE 6. - TOP FLOOR DEFLECTION CRITERIUM (NO. 1)

BUILDING	Top Floor	Israel, 1975		Tezcan Proposal	
	d_N	0.0010 H	Safe	0.007 H	Safe
High School (13 m)					
Frame	0.0153	0.0130	U	0.0091	U
Shear	0.0085		1.53		1.07
Yayla Apt. (13.65 m)					
Frame	0.0098	0.0136	1.39	0.0102	1.04
Shear	0.0073		1.86		1.40
20-Storey Bldg. (80 m)					
Frame	0.0966	0.0800	U	0.0560	U
Shear	0.0567		1.41		1.00

TABLE 7. - INTERSTOREY DEFLECTION CRITERIUM (NO. 2)

BUILDING	Interstorey Deflection	Egypt, 1988 $R = 3$		Tezcan Proposal $R = 5$	
	δ_o meter	0.02/ R	Safe	0.02/ R	Safe
High School					
Frame	0.0053	0.0067	1.26	0.0040	U
Shear	0.0024		2.79		1.67
Yayla Apartment					
Frame	0.0027	0.0067	2.48	0.0040	1.48
Shear	0.0017		3.94		2.35
20-Storey Building					
Frame	0.0065	0.0067	1.03	0.0040	U
Shear	0.0035		1.91		1.14

U = Unsafe

TABLE 8. - STOREY DRIFT CRITERIUM (NO. 3)

BUILDING	Storey Drift	Turkey, 1975 (Turkey, 1995)		Tezcan Proposal	
	$s = \delta_o / h$ meter	0.0025 (0.0200/R) ¹	Safe	0.0014	Safe
High School					
Frame	0.0015	0.0025	1.67	0.0014	U
Shear	0.0008		3.12		1.75
Yayla Apartment					
Frame	0.0009	0.0025	2.78	0.0014	1.55
Shear	0.0006		4.17		2.33
20-Storey Building					
Frame (R = 8)	0.0016	0.0025	1.56	0.0014	U
Shear	0.0009		2.78		1.55

- (1) The twin requirement of $s_m = 0.0035$ of the draft new Turkish Code does not govern, since $R = 8$ for frame buildings, $s_m = 0.02/R = 0.0025 \leq 0.0035$.

TABLE 9. - DAMAGE CONTROL CRITERIUM (NO. 4)

BUILDING	Damage Control Index	Turkey, 1975 (Turkey, 1995)		Tezcan Proposal	
	$i = 10^4 s / C_m$	312 (200)	Safe	120	Safe
High School ($C_m = 0.06$)					
Frame	250	312	1.25	120	U
Shear	133		2.35		U
Yayla Apt. ($C_m = 0.08$)					
Frame	118	312	2.65	120	1.02
Shear	90		3.46		1.33
20-Storey ($C_m = 0.12^6$)					
Frame	128	200	1.56	120	U
Shear	72		2.78		1.67

U = Unsafe

SARSMA MASASI DENEYLERİ ve YAPI ZEMİN ETKİLEŞİMİ

IMPACT TABLE MODELLING OF SOIL STRUCTURE INTERACTION

Eren Uçkan¹ ve Mustafa Erdik²

SUMMARY

The aim of this study is to investigate the nonlinear behaviour of single phase noncohesive soils and rigid rocking structural systems by utilizing experimental and numerical approaches. The experimental setup consists of a soil tank filled with dry sand on which a rigid body is partially embedded. Input seismic motion is generated by manually controlled impacts with average pulse widths ranging from 0.1 ms to 1 ms. The one dimensional analysis is studied by Ramberg Osgood type of constitutive relationship and the two dimensional analysis is based on the extension of the frequency independent Iwan model developed by Joyner (1975). Kinematic hardening rules are applied and the computations are carried out in the time domain. Comparisons are given for rigid and silent boundaries.

ÖZET

Bu çalışmanın amacı, tek fazlı kohezyonsuz tabaka ve rijit bir yapıdan oluşan yapı-zemin ortamında, doğrusal olmayan zemin davranışları göz önüne alınarak, deneysel ve sayısal yöntemlerin karşılaştırılmalarının yapılmasıdır. Deneysel düzenek, silindirik bir tankın içerisine doldurulan kuru kum yüzeyine, kısmen gömülmüş silindirik bir yapıdan oluşmaktadır. Sisteme etki eden yer hareketi ortalama etkileşim süresi 0.1 ms ile 1 ms arasında olan darbelerle oluşturulmuştur. Sistemin tek boyutlu analizi için Ramberg-Osgood, iki boyutlu analizi de Joyner'in (1975) geliştirdiği Iwan modeli kullanılarak benzeştirilmiştir. Çözümler kinematik pekleşme kurallarına uyan ve açık integrasyon yöntemi kullanılarak zaman tanım alanında yapılmıştır. Rijit ve elastik sınır şartlarının etkileri araştırılmıştır.

SARSMA TABLASI DENEYSEL DÜZENEGİ

Deneysel düzenek sallanan bir platformun üzerine yerleştirilen içi elenmiş kum ile doldurulmuş silindirik bir tanktan oluşmaktadır. Çapı 1000 mm, yüksekliği 500 mm ve kalınlığı 1 mm den oluşan tank (Şekil.1), askıdaki platformun üst yüzeyine tutturulmuş ve sisteme etki eden yer hareketi bir

¹ Yrd. Doç. Dr., Gebze Yüksek Teknoloji Enstitüsü, Yapı Bilgisi A.B.D, Gebze

² Prof. Dr., Kandilli Rasathanesi ve Deprem Araştırma Enstitüsü, İstanbul

sarkacın ucuna yerleştirilmiş çekiç ile sağlanmıştır. Tank yüzeyi esnek olduğu için metal-kum etkileşiminin olmadığı kabul edilmiştir. İvme ölçerlerin konumları ve kesit şekli Şekil.1 de gösterilmektedir. Şekil.2 de görülen ve kütleli yoğunluğu 5.6 gr/cm³, yüksekliği 18 cm ve çapı 2 cm olan silindirik rijit bir yapının kum yüzeyine gömülmesiyle yapı-zemin etkileşim düzeneği elde edilmiştir.

Veri toplama işlemi 2 kHz'e kadar düz spektrumu olan 5 adet minyatür ivme ölçer kullanılarak yapılmıştır. Kumlu tabakanın en alt ve en üst seviyelerinde elde edilen kayıtlardaki zaman farkı 1.5 ms olarak ölçülmüş ve kayma dalgası yayılma hızı 250 m/saniye olarak hesaplanmıştır. Referans birim yer değiştirme 1.2×10^{-6} , zemin kütle yoğunluğu 1.5 t/m³ ve kayma modülü $10 \times 10^{+05}$ kN / m² olarak hesaplanmıştır. Darbe sırasında sıkışan kumun hakim frekansı 90 Hz ten 125 Hz e kadar yükseldiği görülmüştür. Elde edilen verilerin sayısallaştırılması yüksek örnekleme hızlarında kullanılabilecek özel bir yazılımın geliştirilmesiyle sağlanmış ve bu işlem için çok hızlı iletişim sağlayabilen 8037 çipi üzerinden hexadecimal adresler kullanılmıştır. Böylelikle 100 kHz örnekleme hızlarına kadar elde edilen veriler bloklar halinde saklanarak bilgisayar hafızasında saklanabilmektedir. Çalışmada SH türü sismik dalgalar göz önüne alınmış ve sarsma etkisinin beton platformdan kuma ve kumdan yapıya doğru yayılacağı varsayılmıştır. Sismik dalga boylarının fiziksel düzenek boyutlarına oranla küçük olmasından dolayı dalga saçılma problemleri göz önüne alınmamıştır

ANALİTİK ARAŞTIRMALAR

Tek Boyutlu Toplanmış Kütle Modelleri

Serbest yüzey sisteminin tek boyutlu sayısal benzeşimi için düşey yönde yayılan kayma dalgaları göz önüne alınmıştır. Toplanmış kütle modelinin (Şekil.3) çözümü için sırasıyla, hızla bağımlı, hızdan bağımsız ve viskoplastik olmak üzere başlıca üç ayrı bünye denklemi kullanılmıştır. Yapı-zemin etkileşim sisteminin bir boyutlu basitleştirilmiş parametrik modelinin (Şekil.4) sayısal çözümü için gerekli olan parametreler ise baskın frekansı 1 kHz olan sistemin rijit dönme moduna uyumlu olacak şekilde hesaplanmıştır. Yapının rijit dönme periodundan elde edilen eşdeğer kayma rijitliği 150 000 kN/m², sönüm eğrisinden elde edilen eşdeğer viskos sabit ise 10 KN Sec/m² olarak hesaplanmıştır. Tek boyutlu indirgenmiş modeldeki eşdeğer kütle, toplanmış kütlelerin 1/100'ü, referans birim yer değiştirme ise 1.0×10^{-6} olarak kullanılmış ve çözümler zaman tanım alanında adım integrasyon yöntemi kullanılmış yapılmıştır. %5 ve %10'luk sönüm oranları için hesaplanan teorik transfer fonksiyonları Şekil.5 te görülmektedir. Şekil.6 da aynı zemin ortamı için elde edilen deneysel ve sayısal transfer fonksiyonları, Şekil.7 de ise deneysel olarak elde edilen doğrusal olmayan transfer fonksiyon eğrisi görülmektedir.

Sayısal çözüm için sırasıyla, hızdan bağımsız, hızla bağımlı ve visko-plastik olmak üzere başlıca üç değişik bünye denklemi kullanılmıştır. Hızla bağımlı modellemelerde visco-elastik Voight modeli kullanılmıştır. Hızdan bağımsız modelin çözümünde ise Pyke (1979)'nin önerdiği hiperbolik model kullanılmıştır. Üçüncü bünye denklemi ise Joyner (1975)'nin önerdiği basitleştirilmiş Visko-Plastik model kullanılarak çözülmüştür. Diğer iki modelin karışımı olan ve Gyeong (1987)'nin de kullandığı

bu model zamana bağımlı olarak değişen gecikmiş plastisiteyi tanımlamakta da kullanılmaktadır. Bahsi geçen üç bünyc denklemleri kullanılarak yapılan çözümlerin frekans tanım alanındaki karşılaştırmaları Şekil.8 de gösterilmektedir. Doğrusal olmayan yöntemlerle hesaplanan serbest yüzey hareketinin doğrusal olan yöntemle hesaplanana oranı (Şekil 9), Ju (1992) nun çok daha derin bir zemin ortamı için elde ettiği sonuçlarla (Şekil.10) karşılaştırıldığı zaman farklı zeminlerin değişik frekans aralıklarında benzer özellikler gösterebileceği görülmektedir.

İki Boyutlu Serbest Alan Sonlu Eleman Modeli

İki boyutlu çözüm yöntemi Joyner (1975) ın geliştirdiği, Drucker Prager tipi akma şartlarının kabul edildiği frekansa bağılı olmayan bünyc denklemlerinin kullanımı ile sağlanmıştır. Yazılım yatay ve düşey hareketlerin etkileşimini hesaba katabilmesine rağmen çalışmanın özel durumu gereği düşey hareketler hesaba katılmamıştır. Dalga boyları sonlu eleman sistemin boyutlarına göre küçük olduğu için dalga yansıma problemleri ihmal edilmiş ve rijit-elastik sınır şartları araştırılmıştır.

İki boyutlu sonlu eleman model, dörtgen ve üçgen elemanlar olmak üzere toplam 55 elemandan oluşmuştur. Ortalama integrasyon zaman aralığı 0.5×10^{-04} saniye ve ortalama eleman kenar uzunluğu 100 mm'dir. Sismik hareket yarı sonsuz elastik ortamın serbest yüzeyinde tanımlanmış ve modelin yan yüzeyleri yatay yöndeki sonsuz genişliği tanımlamak üzere mümkün olduğu kadar genişletilmiştir. Aşağıdaki kabuller geçerlidir.

1. Sonlu ve prizmatik eleman şekilleri
2. Kare ya da dik üçgen biçimli elemanlar
3. Sabit referansa göre küçük deformasyonlar
4. Doğrusal olan hız deformasyon bağıntısı
5. Yarı sonsuz elastik kaya yatağı

Hesaplama Yöntemi

İki ve üç boyutlu sonlu eleman modellerin çözümünde kullanılan ve birçok akma yüzeyinden oluşan bünyc denklemlerinin tek boyutlu sistemlere benzerliği Iwan (1967) tarafından bildirilmiştir. İki boyutlu modelin çözümünde kullanılan hesaplama sıralama aşağıda verilmiştir.

1. "t" zamanında bilindiği varsayılan veriler
2. Integrasyon zaman aralığı içerisinde ortalama ve deviatorik deplasmanların hesaplanması
3. İlgili bünyc denkleminin uygulanması
4. Düğüm noktalarına etki eden kuvvetlerin hesaplanması
5. Kuvvet hız bağıntısından düğüm noktası hızlarının hesaplanması.

Sayısal Stabilit 

İlgili hareket denklemlerinin c z m  stabilit  kriterlerinin sağlanabilmesi ile gerçekleşebilmektedir. Doğrusal olan c z m yöntemleri kullanıldığında integrasyon zaman aralığı genellikle baskın periyotun 1/10 'u olarak kabul edilmesine rağmen özellikle yüksek frekansları içeren doğrusal olmayan c z mlerde bu oran daha da küçülebilir.

Sınır  artlarının Tayini

Elastik sınır şartları genellikle Lysmer (1969) 'in tanımladığı viskos benze imler ile yapılmaktadır. Yer hareketinin tanımlandığı düzlem seviyesine eri en ve yansıyan sismik dalgaların toplamından oluşan toplam hareket viskos sabitler kullanılarak yapılmakta ve programın başlangıcında yer hareketinden bağmsız olarak hesaplanarak bir matriste saklanmaktadır. Daha sonra bu matris sınır seviyesindeki yeni hızların yeni zaman aralıklarında hesaplanmasında kullanılmaktadır.

Sayısal Uygulama

Serbest yüzey zemin tepkisinin ölçülmesi için, etkileşim aralığı 3 ms olan, 1 g lik sarsma etkisi oluşturulmuştur. Örneklemme hızı kanal başına 1000 Hz ve integrasyon zaman aralığı 1.0×10^{-3} saniye olarak hesaplanmu tur. Şekil 11 ve 12 de görülen ölçülmüş ve hesaplanmış bir ve iki boyutlu yüzey ivmeleri karşılaştırıldığında doğrusal olmayan zemin davranışları gözlenebilmektedir. Rijit ve elastik sınır şartlarının yüzey hareketlerine etkileri ise  ekil.13 te gösterilmiştir. Rijit sınır şartlarının elastik sınır şartlarına göre özellikle 300 Hz den büyük frekanslarda genlikleri arttırdığı gözlenmektedir.

İki Boyutlu Sonlu Eleman Yapı Zemin Etkileşim Modeli

Toplam 35 elemandan oluşan yapı zemin etkileşim sisteminin iki boyutlu sonlu eleman modeli  ekil.14' te görülmektedir. 1 kHz lik frekans c z n rl ğ ne karşı gelen en büyük eleman boyutu 4 cm, stabilit  kriterini sağlayan zaman aralığı da 1.0×10^{-5} saniye olarak hesaplanmu tur. Yapı ve zemin rijitlik farkının yüksek olmasından dolayı sayısal stabilit  problemlerinden sakınabilmek için bu seviyedeki P ve S dalga hızları üzerinde suni değişiklikler yapılarak impedans oranı d   r lm  tur. Yer hareketi 2. ivme  l erini yerleştirildiği tank orta derinliğine yakın bir seviyede tanımlanmu tur.

Sayısal Uygulama

Yapı zemin etkileşimi sisteminin sayısal analizi için gerekli olan yer hareketi sarsma sonucu oluşan    en y kl me ile oluşturulmuş ve bu işlemlerde  rneklemme zaman aralığı 1.0×10^{-5} (0.01ms) saniye olarak hesaplanmu tur. Deneysel ve sayısal benze imler sonucu elde edilen sonuçlar, kar ıla tırılmalı olarak  ekil.16 dan  ekil.19 a kadar gösterilmektedir.

SONUÇ

Sarsma tablası çalışması sonucunda serbest yüzey ve yapı zemin etkileşim ortamında elde edilen deneysel ve sayısal sonuçların frekans ve genlik içerikleri bakımından birbirlerine yaklaştıkları ve literatürde belirtilen genel sonuçlarla uyumlu oldukları görülmüştür. Doğrusal olmayan davranışın, yükleme genliğine, yükleme genliği, süresi ve frekans içeriğine bağlı olarak 1×10^{-4} birim yer değiştirme değerlerine kadar eriştiği gözlenmiştir. Sarsma süresinin kısalığına bağlı olarak çok büyük plastik deformasyonlar gözlenmemiştir. Serbest yüzey çalışmaları sırasında doğrusal olmayan davranışın zemin yüzeyine yaklaştıkça azaldığı görülmüştür. Sayısal benzeşim sırasında visco-plastik bünye denkleminin hızdan bağımsız ve hızla bağımlı modellere oranla daha çok gerçeğe yakın olduğu gözlenmiş ve bu modelde kullanılan ek viskosönümün yuvarlak kenarlı histeretik davranışlar oluşturduğu gözlenmiştir.

Serbest alan çalışmaları sonucunda sismik dalgaların yükleme karakterine ve doğrusal olmayan zemin parametrelerine bağlı olarak değiştiği gözlenmiştir. Genellikle 100-1000 Hz sınırı içerisindeki düşük frekans alanlarında genliklerin yer hareketine oranla arttığı gözlenmiştir. Aynı sınır içerisinde yer alan yüksek frekans alanlarında ise doğrusal olmayan çözümlerle elde edilen genliklerin doğrusal olan çözümlerle elde edilenlere oranla daha yüksek olduğu saptanmıştır.

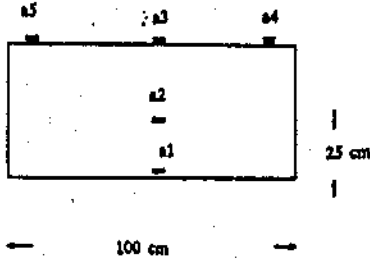
Yapı zemin etkileşim deneyleri sonucunda ise iki boyutlu model kullanılarak elde edilen sonuçların sınır şartlarının etkisinden dolayı periodik olarak tekrar ettiği görülmüştür. Darbe genlikleri yüksek olmamasına rağmen çok kısa aralıklı ve kısa süreli oldukları için yapıda çok büyük kalıcı deformasyonlar olmadığı gözlenmiştir.

Yapıdaki dönme hareketinin merkezinin kütle merkezine yakın olmasından dolayı yapının en üst ve en alt noktalarına yerleştirilen ivme ölçerlerde elde edilen kayıtların ters fazda olduğu gözlenmiştir.

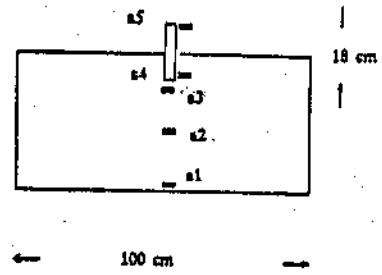
Deneysel çalışmalar sonucunda genelde hakim periodlarının doğrusal olmayan ortamlarda düştüğü ve doğrusal olmayan çözümlerin elastik çözümlere oranla yüksek frekans bölgelerinde daha yüksek genlikler verdiği gözlenmiştir.

KAYNAKLAR

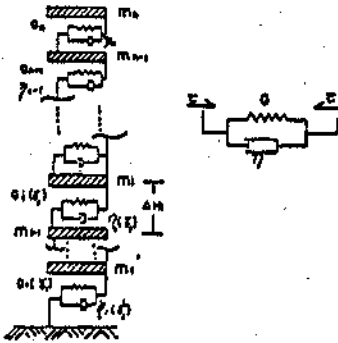
1. Gyebe ve Dasgupta (1987), " Doğrusal Olmayan Visko-Plastik Malzelerin Q Model ile Tanımlanması", Teknik Rapor, NCEER-87-0005, İngilizce
2. Hardin ,O. ve Drenevich P.(1972), "Zeminlerde Kayma Modülü ve Sönüm", ASCE Vol 98, No.SM7, July, İngilizce
3. Iwan, W. D. (1967), "Sürekli ve Kompozit Sistemler Üzerine Bir Çeşit Akma Modellemeleri " ASME, September,pp 612, İngilizce
4. Joyner, W.(1978) , " İki Boyutlu Doğrusal Olmayan Zemin Davranışları, FORTRAN Yazılımı" , U.S. Geological Survey, Open File Report, 78-287 , İngilizce
5. Joyner, W. (1975)," Zeminlerin Doğrusal Olmayan İki Boyutlu Sismik Davranışı", BSSA, Vol 65, No 5, pp. 1315-1336, October, İngilizce
6. Ju, G. ve Diğerleri,(1993), " Doğrusal Olmayan Zemin Davranışlarının Karakteristik Özellikleri", BSSA, Vol. 83, No.1, pp. 218-244, February, İngilizce
7. Lysmer, J. ve Kuhlemayer R.L.(1969), " Sonsuz Ortamların Sonlu Elemanlar Kullanılarak Tanımlanması" , ASCE, J.Engr. Mech. Div.95,859-877, İngilizce
8. Ohtsuki, A., et al.(1992), " Zemin Tabakaların İki Boyutlu Doğrusal Olmayan Davranışlarının Sarsma Masası Deneyleri ile Sağlanması", Str.Dyn., Vol.21, 591-506, İngilizce
9. Pyke ,R (1979), " Düzensiz Tekrarlı Yüklemeler Altındaki Zeminlerin Doğrusal Olmayan Davranışları", A.S.C.E., Vol.105, No. GT6, June , İngilizce
10. Rosenblueth, E. ve Herrera (1977), " Bir Çeşit Histeretik Sönüm ", A.S.C.E., Vol.104, No. GT3, March , İngilizce
11. Thyagrajan, R. S. (1990)," Yapısal Histeretik Davranışının Modellenmesi" , Thesis in Partial Fulfillment of the requirements for the Degree of Doctor of Philosophy, California Institute of Technology , Pasadena, California, October, İngilizce
12. Uçkan, E.(1987), " Yatay Katmanlardan Oluşan Zeminlerin Bir Boyutlu Doğrusal Olmayan Sismik Davranışı", Thesis in Partial Fulfillment of the Requirements for the Master's Degree, METU, İngilizce
13. Yamahara, H.(1965), " Elastik Yarı Sonsuz Ortamların Dinamik Davranışı", J.Struc.Const.Eng.(Trans.AIJ)115,6-14 , İngilizce



Şekil.1 Serbest alan deneysel düzeneği



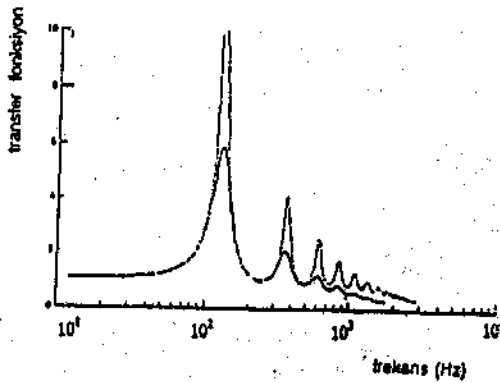
Şekil.2 Yapı zemin etkileşim düzeneği



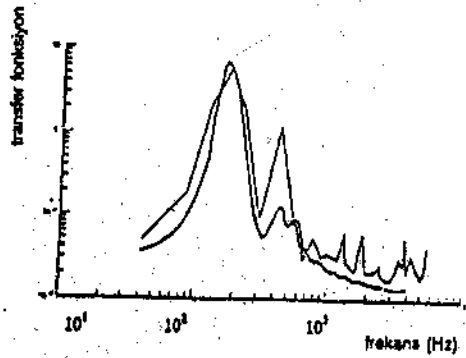
Şekil.3 Toplanmış kütle modeli



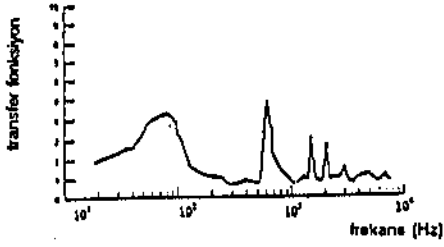
Şekil.4 İndirgenmiş yapı zemin etkileşim modeli ve eşdeğer k_c/rms katmanları



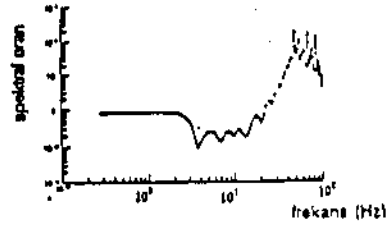
Şekil.5 %5 ve %10 sönüme karşılık gelen teorik transfer fonksiyonlar



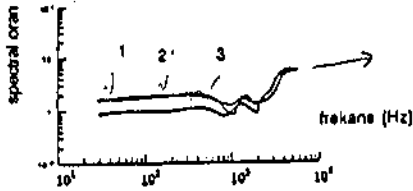
Şekil.6 Deneysel (kırık eğri) ve hesaplanmış (sürekli eğri) doğrusal transfer fonksiyonları



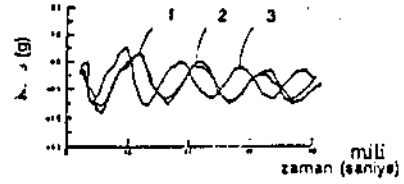
Şekil. 7 Doğrusal olmayan deneysel transfer fonksiyon



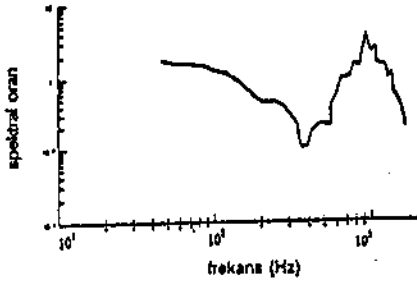
Şekil.10 Hesaplanmış serbest alan Doğrusal olmayan / Doğrusal olan yüzey spektral oranları (Ju ve diğerler,1993)



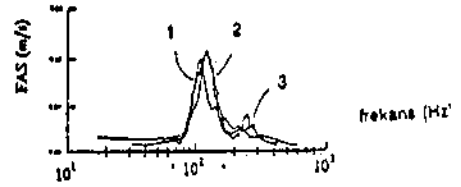
Şekil.8 Hızdan bağımsız (1), hız bağımlı (2) ve viskoelastik (3), modeller için Deneysel/Hesaplanmış spektral tepki oranları



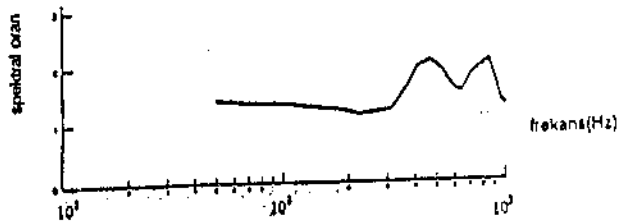
Şekil.11 Deneysel(1), bir (2) ve iki (3) boyutlu serbest alan yüzey ivmesi



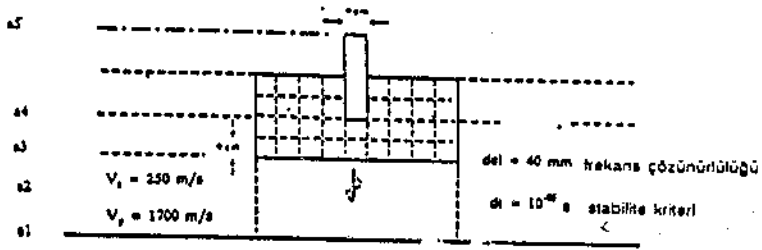
Şekil.9 Hesaplanmış serbest alan Doğrusal olmayan / Doğrusal olan yüzey spektral oranları



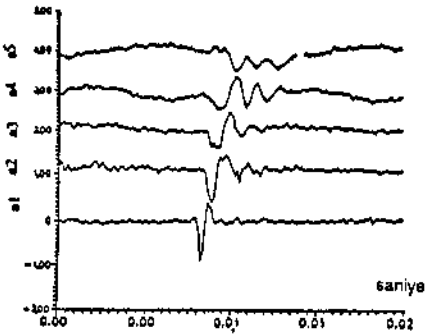
Şekil.12 Deneysel(1), bir(2) ve iki(3) boyutlu yüzey ivmesi Fourier spektrumu



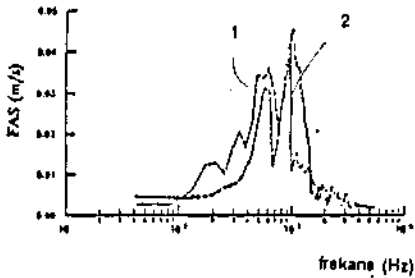
Şekil. 13 Serbest yüzey ivme rijit-elastik spektral oranı



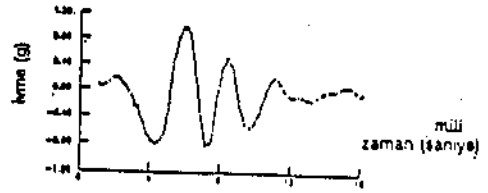
Şekil.14 Yapı-zemin etkileşim ortamının iki boyutlu sonlu eleman modeli



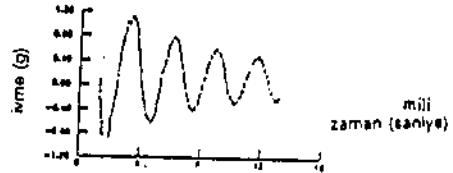
Şekil.15 Zemin tabanından yapı üst noktasına kadar elde edilen ivme kayıtları (Yapı-zemin etkileşimi)



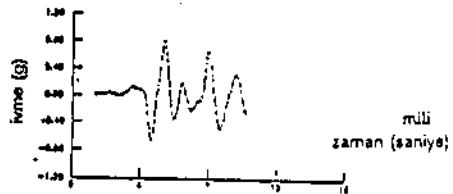
Şekil.19 Yapı alt noktasında ölçülmüş (1) ve hesaplanan (2) ivme Fourier spektrumları



Şekil.16 Yapı üst noktasında ölçülen ivme



Şekil.17 Yapı üst noktasında hesaplanan ivme (1 boyutlu)



Şekil.18 Yapı üst noktasında hesaplanan ivme (2 boyutlu)

KÜÇÜK TİTREŞİM ÖLÇÜMLERİ VE YAPILARIN OLASI DEPREM DAVRANIŞLARI

MICROTREMOR MEASUREMENTS AND POSSIBLE EARTHQUAKE RESPONSE OF EXISTING STRUCTURES

Ercan YÜKSEL¹, Alper İLKİ¹, Shin KOYAMA² ve Faruk KARADOĞAN¹

SUMMARY

There are too many weakly reinforced and poorly constructed residential buildings with relatively low safety margins against earthquakes in and around big cities. They are mostly skeletal structures at the very beginning of their lives. However gradually they start to become more integrated with their non-structural elements like partitioning walls. They start to have some structural alterations in time as well, and start to accumulate plastic deformations due to several reasons such as earthquakes etc. Safety factors against earthquake of those structures are unknown. Measuring microtremors, an attempt has been presented in this study to identify the lateral load resisting structural system which consists of the skeletal frame and load bearing partitioning walls. After having defined the mechanical model by means of microtremor measurements this will be used later on to predict the possible load carrying capacities and the collapse mechanism of the complex structures.

ÖZET

Çevremizde, depreme karşı göstereceği davranışı belirsiz olan pek çok yapı bulunmaktadır. Bu yapıların mevcut deprem güvenliklerinin tanımında güçlükler vardır. Bu çalışmada, betonarme-yığma arası karma bir davranışta bulunması beklenen az katlı yapıların gerçeğe yakın mekanik modellerinin kurulabilmesi amacıyla, küçük titreşim ölçümlerine dayalı bir yol üzerinde durulmakta, uygulamada karşı karşıya kalınan bazı yapısal hataların depremdeki yapı davranışına etkileri irdelenmekte ve 1995 Deprem Yönetmeliği Taslağı açısından bazı karşılaştırmalara yer verilmektedir.

GİRİŞ

Başlangıçta belirlenmiş işlevleri üstlenmek üzere, bazı yapısal özelliklerle tasarlanan herhangi bir yapı, öngörülen ömrü içerisinde tasarım aşamasındaki özelliklerinden giderek uzaklaşır. Bu olgunun başlangıcı inşaat aşamasına kadar iner. Ulaşılmayı düşünen beton basınç dayanımı ile elastisite modülüne yapının her köşesinde ulaşabilmenin güçlüğü, beton üzerinde sonradan ortaya çıkan etkiler, zaman içerisinde zemin koşullarının değişebilmesi, yer sarsıntılarının yapıda bıraktığı

¹ İ.T.Ü. İnşaat Fakültesi, Maslak, İstanbul

² Dr., Building Research Institute, Tsukuba, Japonya

simetrik olmayan kalıcı şekildeğişiklikler, işlev değişikliklerinin yapısal etkileri, hep bu anlamda değerlendirilebilecek etkenlerdir. Bunlara bağlı olarak da yapının depreme karşı davranışını belirleyen kütle ve rijitlik özellikleri başlangıçtakilerden uzaklaşabilir. Bu açıdan yapı sistemlerinin bütününe yönelik önemli elastik karakteristiklerden, serbest titreşim mod ve periyodları ile sönüm oranlarının yapının ömrü içinde, ölçümlerle saptanması önemli olmaktadır. Kurulacak teorik modellerin, deneysel sonuçlara ulaşılabilecek biçimdeki değişikliklerle, yapının mevcut özelliklerini yansıtır duruma getirilmesi ve bu yolla yapının olası göçme yükleri ile göçme modları ve göçme güvenliklerine varılması mümkün görülmektedir.

Çok karşılaşılan bina türü yapılar üzerinde gerçekleştirilen küçük titreşim ölçümlerine dayanarak yapılan bu yöndeki bir denemeye aşağıda yer verilmektedir.

DENEY DÜZENİ VE KAYITLARIN DEĞERLENDİRİLMESİ

Yapıda çeşitli nedenlerden kaynaklanabilen yatay yada düşey yöndeki çok küçük titreşimler - microtremor - özel titreşim ölçerler -seismometer- yardımıyla , ivme, hız ya da yerdeğiştirme türünden olmak üzere kaydedilebilmektedir. Kullanılan titreşim ölçerlerin genlik sınırları 0.005-3000 mikrondur. Daha güvenilir sonuç verdikleri periyod sınırları 0.01 sn ve 5 sn. ile belirlenmektedir. Titreşim ölçerden gelen analog hız sinyalleri, gerilim düşürücüden - attenuater - geçirilirken istenirse yerdeğiştirme ve ivmeye dönüştürülebilmektedir. Bu analog sinyallerin sayısal büyüklüklere çevrilip saklanması ya da ekrandan izlenmesi olanağı vardır. Disket aracılığı ile kişisel bilgisayara taşınan kayıtlar özel bir bilgisayar programıyla ikili sayı düzeninden onlu sayı düzenine aktarılıp ASCII modunda saklanır, gerilimden gerçek büyüklüğe çevrilir ve aşağıda özetlenen algoritma esas alınarak işlenir.

Titreşim ölçerlerden gelip her kanalda tutulmuş olan kayıtların dalga formu çizilir ve hepsi için en uygun olan bir çalışma aralığı belirlenir. Bu zaman aralığındaki veri sayısı, uygulanacak Hızlı Fourier Dönüşümü gereği ikinin kuvveti olmalıdır. Eğer göreceli değerlerle çalışılacaksa, ilgili titreşim ölçerlere karşı gelen kayıtların farkları alınır. Tüm kanallar için Hızlı Fourier Dönüşümü uygulanır. Daha sonra birinci aşamada, kritik bir kayıt için Güç Spektrumuna geçilir ve bu spektrum bir pencere yardımıyla yumuşatılır [1] . Yumuşatılmış Güç Spektrumunun tepe noktasına karşı gelen periyod değeri, yapının en büyük serbest titreşim periyoduna karşılık gelmektedir. Tepe noktası ve yakın civarındaki noktalar dikkate alınarak geçirilen ikinci derece eğrisinin katsayıları arasındaki ilişkiden de sönüm oranına geçilebilmektedir. İkinci aşamanın ilk adımı, seçilen iki kritik kanala ait Fourier Spektrumlarının oranlanması , oranın tepe noktasının belirlenmesi ve bu noktayı esas alan bir pencerenin hesaplanmasıdır. İkinci adımda, hesaplanan pencere tüm kanallara uygulanıp oluşan dalgalar Ters Hızlı Fourier Dönüşümüne tabi tutulur. Bulunan dalgalarındaki tepe noktalarından hareketle aranan titreşim mod şekli belirlenir.

ÖLÇÜMLERİN DOĞRULANMASI

Yapısal olmayan bölme duvarı gibi elemanları bulundurmayan binaların mekanik modelleri diğerlerine oranla daha kolay kurulabilmektedir. Böylelikle deneysel ve teorik çalışma sonuçlarının birbirleriyle karşılaştırılabilme şansları artmaktadır. Bu

amaçla İTÜ Yapı ve Deprem Mühendisliği Laboratuvarının, bağımsız bir bölümü olan Yükleme Tüneli, örnek olarak alınmış ve kısa doğrultusundaki yatay titreşim periyodunun ölçülmesi ve hesaplanması için çalışılmıştır, (Şekil 1). Kalın yükleme döşemesi ve üzerindeki ağırlıklar kütleyle katılarak toplam kütlelerin yığılı olduğu varsayımıyla hesap yapılmıştır. Hesaplanan ve ölçülen birinci titreşim moduna ait periyodlar sırasıyla 0.077 sn. ve 0.072 sn. dir.

Basit giriş biçiminde mesnetlendirilmiş boşluklu döşeme elemanların düzlemlerine dik doğrultudaki birinci moda ait serbest titreşim periyodları da aynı amaçla teorik ve deneysel olarak sırasıyla 0.096 sn.ve 0.086 sn. olarak bulunmuşlardır. Bu deneyler sırasında küçük titreşimlerin genliklerini ölçüm aletlerinin sınırlarına yaklaşan küçük zorlar verilmesi ve verilmemesi durumları da birbirleriyle karşılaştırılmış, önemli bir fark gözlenmemiştir.

KONUT TİPİ BİR BİNADA UYGULAMA

Çevremizde çok karşılaşılan tipteki, simetrik olmayan, altı katlı, yaklaşık 12 yıllık betonarme bir yapı, (Şekil 2) depreme karşı göstereceği olası davranış özelliklerinin kestirilmesi amacıyla incelemeye alınmıştır. Bu incelemenin başında, yapısal olmayan elemanların rijitlik katkılarıyla etkilenen mekanik modelin oluşturulabilmesi için küçük titreşim ölçümlerine başvurulmuştur.

Yapının Genel Durumu ve Malzeme Karakteristikleri

II. Derece deprem bölgesinde yer alan örnek binayı tanımak amacıyla çeşitli yerlerden beton karot numuneleri alınmış ve Schmidt çekici okumaları yapılmıştır. Numunelerin alınmasından hemen önce aynı yerde yapılan Schmidt çekici okumaları, numunelerden alınan basınç dayanımı sonuçlarıyla birlikte değerlendirilip doğrusal regresyon analizinden sonra tüm yapı için %95 olasılıkla $101.8 \pm 41.6 \text{ kg/cm}^2$ beton basınç dayanımına ulaşılmıştır. Benzer çalışmalar elastisite modülü için yürütülmüştür. Mevcut betonun elastisite modülü olarak 160000 kg/cm^2 değerinin kullanılabileceği kanaatine varılmıştır. Buna karşılık bina projesinde öngörölmüş olan değerler sırasıyla B160 (BS14) ve 265000 kg/cm^2 dir. Kullanılan beton çeliği ise STI (BCI) dir. Çelik üzerinde deney yapılmamıştır.

Bodrum kat kolon kesitlerinde önemli ölçüde donatı eksikliği ve projeye göre olması gerekenden büyük pas payları ile karşılaşmıştır. Kolonlarda sünekliği artırıcı önlem alındığı görölmektedir.

Yapısal olarak binada önemli bir hasar bulunmadığı söylenebilir. Ancak bazı konsolların zaman içinde artan sehimlerine uyamayan gevrek tuğla duvarlarda çatlaklar gözlenmektedir.

Yapılan Küçük Titreşim Ölçümleri

İncelenen bina birbirine dik doğrultularda yatay yük taşıyıcı çerçeveler ve deprem yönetmeliğine göre perde tanımına giren küçük perdelerle, asansör kovası civarındaki küçük bir perde grubunu içermektedir. Binanın kat geometrisi ana çizgileriyle (Şekil 2) de yer almaktadır. Yapı yüksekliğince devam eden, yatay yük taşıyıcı düşey elemanlar ölçekli olarak aynı şekilde verilmişlerdir. Bina içine ve dışına yerleştirilen titreşim ölçerlerin konumları da aynı şekil üzerinde işaretlenmiştir. Bina dışına yerleştirilen yatay titreşim ölçer göreceli büyüklüklere ulaşmak amacıyla

kullanılmaktadır. Aletler, simetrik olmayan bu yapının genel olarak burulmalı eğilme titreşimlerini yakalayabilecek biçimde yerleştirilmiştir. Birbirine dik iki yönde titreşim kayıtları alınmış ve ayrı ayrı değerlendirilerek ; i-burulmalı eğilme, ii-iki yöndeki burulmasız eğilme, iii-burulma titreşimlerine ait birinci modların periyodlarına ulaşılmıştır. Bunlara ek olarak iki doğrultudaki birinci titreşim mod biçimlerine, sönüm oranları ile altıncı ve dördüncü katlardaki dönme merkezlerinin koordinatlarına ulaşılmıştır.

Mekanik Modelin Oluşturulması

Kurulan mekanik modelde, yapı üç boyutlu olarak gözönüne alınmış ve mevcut bölme duvarları bir çift sanal çapraz çubukla idealleştirilmiştir. Döşemelerinin düzlemleri içinde sonsuz rijit alındığı bu model kurulurken çeşitli yaklaşımlar yapıldığı ve yapının da bilinmeyen bazı özellikler taşıyabileceği açıktır.

Küçük titreşim ölçümlerinden üretilen bilginin güvenilirliği ölçüsünde, duvarları temsil eden sanal çubukların sistemin yatay rijitliklerine katkıları değiştirilmek suretiyle, kurulan mekanik modelin ölçümlerle aynı titreşim karakteristiklerini, özellikle periyodlarını vermesi sağlanabilmektedir. Böyle bir işlem diğer bilinmeyen bazı etkenleri de dolaylı yolla gözönüne alabilme özelliği taşımaktadır. Ayrıca bir doğrultuda yapılan titreşim ölçümleriyle mekanik model sonuçlarını bağdaştıran sanal eleman rijitliklerinin , diğer yönde kullanılması ve ölçüm sonuçlarıyla teorik sonuçların karşılaştırılması doğrulayıcı olabilmektedir. Bu işlemler sırasında, yapısal olmayan bölme duvarlarının yatay rijitliklerinin sistem yatay rijitliklerine katkıları tüm katlarda aynı sayılmış ve karşılaştırmada periyodların benzerliği esas alınarak, mod şekillerinin benzeme zorunluğu üzerinde durulmamıştır. Deneysel ve teorik periyod çeşitliğini sağlayan sanal çapraz kesit yüksekliği yaklaşık olarak kat yüksekliğinin yarısı kadar çıkmıştır. Duvarlar için kullanılan elastisite modülü ise 60000 kg/cm² dir [2]. Kullanılan mekanik modelde, boşluklu bölme duvarları yarı rijitlikle temsil edilmiş, büyük boşluklu bölme duvarları yok sayılmıştır.

Teorik hesaplarda SAP90 programı kullanılmıştır,[3].

Yatay Yük Taşıyabilme Sınırı ve Olası Göçme Biçimi

Gözönüne alınmış bulunan bina hernekadar bir betonarme karkas bina ise de mevcut ve beklenen davranışı buna uygun görünmemektedir. Bu konuda bir sonuca varabilmek üzere, önce binanın betonarme karkas bir yapı olarak yatay yük taşıyabilme sınırı ve olası göçme biçimi üzerinde, sonra da bölme duvarlarıyla birlikte nasıl bir davranış göstereceği üzerinde durulacaktır.

Betonarme Karkas Bir Yapı olarak Bina

Proje ve mevcut durum esas alındığında, betonarme karkas bir sistem olarak binanın X ve Y yönlerindeki kesme kuvveti taşıma kapasiteleri, betonun karşılayacağı kesme kuvvetinin gözönüne alınıp alınmaması hallerine göre Tablo 1 de topluca verilmektedir. 1975 Deprem Yönetmeliğinde verilen ve 1995 Deprem Yönetmelik Taslağında öngörülen katsayılarla hesaplanan deprem yükleri ve karşılıklı oranları Tablo 2 de yer almaktadır. Bunlar binanın depreme karşı güvenliği ve yeni öngörülen yük artırımları konusunda fikir veren yaklaşık değerlerdir. Gerçek güvenlik katsayıları için yük ve zaman artırımları ile özellikle malzeme yönünden doğrusal olmayan bir

hesaplamanın gerekli olduğu bilinmektedir. Böyle bir çalışma bu yazının kapsamı dışında tutulmakla birlikte, böyle bir çalışmaya esas olacak mekanik model ve göçme modları üzerinde durulmaktadır.

Ayrıntılı olarak incelenen kolonlara örnek olmak üzere seçilen S23 kolonunun, moment taşıma kapasitesine ulaşmadan kesme kuvveti kapasitesinin aşılabacağı Tablo 3 deki sayılardan izlenebilmektedir. Bu sonuç diğer elemanlar için de böyledir. Dolayısıyla bu örnekte göçmenin büyük olasılıkla kolonların kesilmesi biçiminde gerçekleşeceği beklenmektedir. Aynı tabloda bu elemanın, duvarların dikkate alınması ve alınmaması hallerinde alacağı kesme kuvvetleri de gösterilmiştir.

Betonarme-Yığma Karışımı Karma Bir Yapı Olarak Bina

Tek yönlü yükler etkisindeki çimento ve melez harçlı tuğla duvarların iki eksenli yükleme altındaki davranışlarının deneysel olarak incelenmesinden ortaya çıkan bazı sonuçlar (Şekil 3) deki diyagramda özetlenmektedir, [2].

Betonarme karkas bir binada; başlangıçta hiç düşey yük almayan bölme duvarlarının, girişlerin sehimi artıp sarktıkça yük almaya başlayacağı ancak özel durumlar dışında bu yükten doğan normal gerilmelerin çok artmayacağı düşünülebilir. Bu gerilmelerin bir yere kadar artışlarının, duvarların kayma mukavemetini artıracığına dikkat edilmelidir, (Şekil 3). Ayrıca geçmiş deprem hasarları incelendiğinde, gevrek olan bu duvarların kayma kırılmasına uğradığı, çapraz çatlıkların ortaya çıkmasından anlaşılmaktadır.

İncelenmekte olan bina betonarme-yığma karışımı karma bir yapı olarak değerlendirilmek istendiğinde, sünek olmamaları nedeniyle önce duvarların çalışmaya başlayacağı, çerçevelerin kütle olarak devrede olduğu ancak yatay rijitlik katkısı açısından devrede olmayacağı düşünülebilir. Dolayısıyla ilk andaki yatay yük çekme ve taşıma özellikleri daha çok bölme duvarlarıyla ilgili olacaktır. Normal gerilmelerin sıfır kabul edildiği bir durumdaki kayma gerilmeleri sınır değeriyle çalışarak ve mevcut çift taraflı sıvanın etkisini, bir anlamda, yaklaşık olarak gözönünde tutmak üzere çimento harçlı duvar için önerilen σ - τ bağıntısı esas alındığında, yani $\tau_{\max}=5.14$ kg/cm² değeri kullanıldığında, X ve Y yönlerindeki kesme kuvveti taşıyabilme sınırları Tablo 1 de verilen mertebelere gelmektedir. Bu değerler 1975 Deprem Yönetmeliğinde tanımlanan deprem yükleri ile karşılaştırıldıklarında sırasıyla 3.4 ve 3.3 değerlerine ulaşılmaktadır. Bunlar, karma davranış gösteren bir yapının ilk anda sahip olabileceği güvenlik konusunda fikir verecek yaklaşık sayılardır. Bu duvarlar devreden çıktıktan sonra yapı, daha uzun periyodlu, muhtemelen daha az deprem yükü çeken, Tablo 5, çıplak betonarme bölümün deprem güvenliğine sahip olacaktır. Bölme duvarları ve betonarme bölümün görelî kat yerdeğiştirmeleri esas alınarak tanımlanacak süneklik oranları eşit olmadıkça, bölme duvarlarının kesme kuvveti kapasiteleri ile yatay yük taşıyıcı betonarme elemanların kesme kuvveti kapasitelerinden toplayarak yararlanmak mümkün olmayacaktır. Yatay rijitliklerinin fazla sünekliklerinin de az olması nedeniyle, bölme duvarları depremin ilk aşamasında devreye girecek betonarme bölümler yedek eleman olarak sonradan çalışmaya başlayacaklardır. Dolayısıyla karma bir yapıda göçme modu, birinci aşamada duvarların ikinci aşamada ise betonarme bölümün göçme modu olacaktır. Betonarme bölümlerin yatay rijitlik olarak gözönüne alınmadığı duruma ait titreşim karakteristikleri de aynı mekanik modelden bulunarak karşılaştırmalara katılmıştır.

İRDELEME VE KARŞILAŞTIRMALAR

Gerek eski deprem yönetmeliklerinin öngördüğü düşük deprem kuvvetlerine göre boyutlandırılmış binalar, gerekse beton basınç dayanımları ve elastisite modülleri düşük, elemanlarının boyuna ve enine donatıları az, temel boyutları küçük tutulmuş binalar, hep depreme karşı davranışları belirsizleşmiş yapılardır. Ancak bu olumsuzlukların hoş görülmesi mümkün olmamakla birlikte, yapı davranışına olan etkilerinin yönleri ve mertebeleri üzerinde düşünmenin, onarım ve güçlendirmenin ilk adımı olarak belli bir önemi bulunmaktadır.

Beton Basınç Dayanımlarının Bir Ölçüde Düşük Olması

Beton basınç dayanımında öngörülen düzeye ulaşılammış olmanın kesit taşıma kapasitelerine aynı ölçekte yansımadağı bilinmekte ve (Şekil 4) deki 1 ve 4 nolu eğrilerin, özellikle dengeli donatı altındaki bölümlerinin karşılaştırılmasından da bu durum bir kez daha gözlenmektedir. Bu eğriler, örnek yapının donatı oranı öngörülenden %50 az ve beton basınç dayanımı %27 düşük S23 kolonu için çizilmiştir.

Kolonlardaki Boyuna ve Enine Donatıların Düşük Olması

Kolonlardaki boyuna donatı miktarının taşıma kapasiteleri üzerindeki etkisi seçilen örnek için hazırlanan (Şekil 4) deki 1 ve 2 nolu eğrilerin karşılaştırılmasından da görüleceğı gibi önemlidir. Ancak %50 kadar az boyuna donatı kullanılmış ve %33 oranında minimum kolon donatısının altına inilmiş olmasına karşın, karşılıklı etki diyagramındaki A noktası 1975 Deprem Yönetmeliğı esas alındığında 1E yüklemesindeki iç kuvvet durumuna, B1,B2,B3 noktaları da 1995 Deprem Yönetmeliğı Taslağındaki davranış katsayısının 8,6,4 değerleri için hesaplanan deprem yüklemesi durumuna karşılık gelmektedir.

Kalıp işçiliğı, beton kalitesi ve miktarı değişmeden, boyuna donatı oranının 1975 Deprem Yönetmeliğinin öngördüğü en yüksek düzeye , 0,03, çıkarılması halindeki karşılıklı etki diyagramı (Şekil 4) deki 3 nolu eğri ile verilmektedir. S23 kolonu için gerekli olmamakla birlikte, elde edilen bu eğri ile B noktaları karşılaştırıldığında deprem güvenliğinin önemli ölçüde artırılmasına karşın maliyetteki artış küçük bir miktar donatı artışı ile sınırlı kalmaktadır. Bunun kaba inşaatın küçük bir oranı olacağını kestirmek güç değildir. Boyuna donatının azalmış olması elemanlardaki kesit yada açısıl sünekliğı azaltacaktır. Enine donatının da azalması aynı olumsuz sonucu artırıcı bir özelliktir. Ayrıca bunun kolon kesme kuvveti taşıma kapasitesine etkisi büyük olmaktadır. İzlenen kolonda enine donatının azalması, kesme kuvveti taşıma kapasitesini %20 oranında azaltmıştır. Benzer durum zayıf eksen etrafındaki taşıma kapasitelerini ifade eden ince çizgilerle çizilmiş karşılıklı etki diyagramlarının karşılaştırılmasından da gözlenmektedir, (Şekil 4).

Beton Elastisite Modülünün Düşük Çıkması

Beton basınç dayanımının düşük olması ile bağlantılı olan bu sonuç kolon boy kısaltmalarının artması, kiriş sehimlerinin yükselmesi, betonarme bölümde yatay rijitliklerin azalması serbest titreşim periyodlarının uzaması ve yönetmeliklere göre de

deprem yüklerinin azalması sonucunu doğurmakta, mod şekilleri üzerinde etkili olmamaktadır, Tablo 4.

Temel Boyutlarının Küçük Seçilmiş Olması

Bu durum zemin gerilmelerinde , temel dönmelerinde ve dolayısıyla periyodlarda artışa neden olurken, temelin kendi güvenliğinde düşme nedenidir. Ancak yine çoğu kez deprem yüklerinin azalması anlamı taşır.

1995 Deprem Yönetmeliği Taslağı Açısından Bazı Karşılaştırmalar

Zemin koşullarına bağlı olarak, birinci titreşim moduna ait periyodları 0.3-0.9 sn. arasında olan yapıların deprem hesabına esas olacak yatay yüklerini, yeni deprem yönetmeliği taslağı eskisine oranla artırmaktadır. Bu yük artışının iç kuvvet ve maliyete etkisi ne mertebededir ? Aynı taslakta öngörülen yaklaşık periyod ve mod şekilleri, incelenen yapı örnekleriyle ne ölçüde uyumludur ? Aşağıdaki karşılaştırmalar bu sorulara basit birer örnek yanıt getirmektedir, genelleştirilmeden incelenmelidir.

Geliştirilen mekanik modelden yararlanarak, kütle sabit tutulmak koşulu ile, betonarme bölümün (BB), betonarme bölüm ve bölme duvarlarından oluşan karma yapının (KY) ve sadece bölme duvarlarının oluşturduğu sanal yapının (BD) normalize edilmiş birinci titreşim modları, küçük titreşim ölçümleriyle (KTÖ) elde edilen modla birlikte X ve Y yönleri için (Şekil 5) de verilmektedir. Ölçümle elde edilenlerde bazı aykırılıklar olmakla beraber, genel olarak bir uyum olduğu gözlenmektedir. Bu durumlara karşılık gelen periyodlar da aynı şekilde yer almaktadır.

1975 Deprem Yönetmelik Taslağının öngördüğü, yığma yapıları içeren yaklaşık $T_a=0.035H^{3/4}$ periyodu bu yapı için 0.3 sn.dir. Ölçülenle uyumlu olan öneri budur. Tk köşe periyoduna bağlı olarak tanımlanan Spektrum katsayıları , $2.5(T_k/T)^{0.8}$, Tablo 5 de görülmektedir. Tablonun son satırı bölme duvarları kalkmış yapının, betonarme bölümüne sağlam zeminlerde gelecek deprem yükünün, sadece davranış değişikliği nedeniyle, %46 oranında azalabileceğine işaret etmektedir.

SONUÇLAR

- 1.Küçük titreşim ölçümleri ile mevcut binaların; periyod, mod şekli, sönüm oranı gibi serbest titreşim karakteristikleri ve dönme merkezleri için yeter doğrulukla bilgi toplamak mümkündür. Ancak bunlar değerlendirilirken dikkatli olmak gerekmektedir. Çünkü bunlar depremin ilk anında geçerli değerler olabileceklerdir.
- 2.Küçük titreşim ölçümleri genellikle burulmalı eğilme titreşimlerine karşılık gelen karakteristikleri yakalamakla birlikte, aynı kayıtlardan yönlendirilmiş eğilme yada sadece burulma titreşim karakteristikleri de elde edilebilmektedir.
- 3.Beton kalitesinin öngörülenden düşük gerçekleşmesinin, özellikle normal kuvvetin küçük olduğu durumlarda, moment taşıma kapasiteleri üzerinde beklenildiği gibi çok önemli olumsuz etkileri yoktur.
- 4.Ölçümler ve hesaplar başka binalar ve özellikle yığma binalar için de yinelenmelidir.
- 5.İncelenen türdeki yapıların çoğunda deprem güvenliği azdır ve güçlendirilmeleri gerekir.
- 6.Yönetmeliklere uygun inşa edilmemiş betonarme karkas binalarda, bölme duvarlarının yatay ve düşey etkiler söz konusu olduğunda taşıyıcı sistemle birlikte

çalışacağını varsaymak özellikle ekonomik açıdan gerçekçi bir kabuldür. Zaman içerisinde taşıyıcılık işlevi üstlenmek durumuna giren bölme duvarlarının kaldırılması sakıncalar gösterir. Bu tür binaların güçlendirilmesinde bölme duvarlarını yok saymak yerine, bu duvarlardan yararlanarak hareket etmek uygun görünmektedir. Duvarların komşu mevcut taşıyıcılarla birleşik hareket edecek biçimde, donatı ve püskürtme betonla takviye edilmesi ve bunun temele kadar indirilmesi üzerinde; iki yönlü yükler etkisindeki davranışını tanımlama, sünekliğini belirleme, göçme biçimlerini saptama ve ayrıntıları geliştirme açısından durulmalıdır.

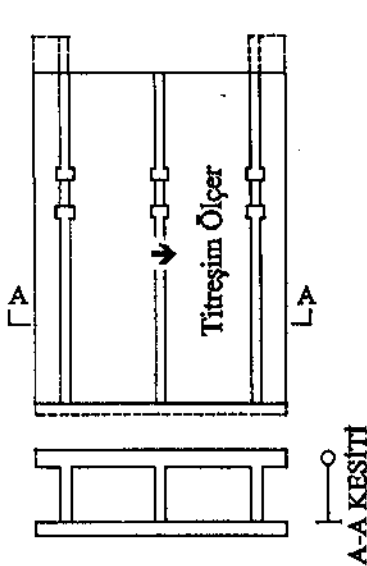
7. İncelenen türdeki yapıları, yaklaşık periyod hesapları için, yığma yapı gibi düşünmek ölçümlerle uyum içinde olacağı gibi yapıyı güçlendirme açısından da güvenli yönde olacaktır.

TEŞEKKÜR

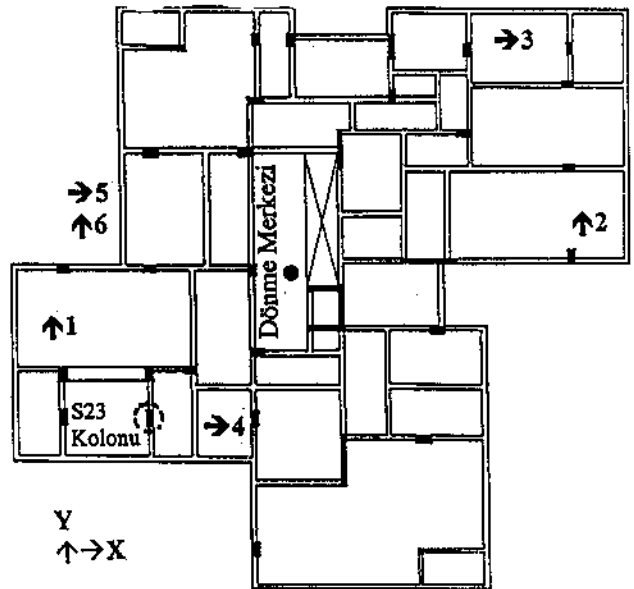
Serbest titreşim ölçümleri, Japan International Cooperation Agency (JICA) tarafından sağlanan aletler yardımıyla yapılmıştır. Araştırmacılar JICA'ya ve sağladığı program desteği için de Devlet Planlama Teşkilatına teşekkürü bir borç bilirler.

KAYNAKLAR

1. Ohsaki Yorihiro, Türkçe'ye çeviren Muzaffer İpek, Deprem Dalgasının Spektral Analizine Giriş, TMMOB İnşaat Mühendisleri Odası İstanbul Şubesi, Ekim 1991 İstanbul,
2. Yorulmaz Müfit, Atan Yaşar, Tuğla Duvarların İki Eksenli Yükleme Altında Davranışları, İTÜ Mimarlık Fakültesi Baskı Atölyesi, 1969.
3. SAP90, Wilson E., Habibullah A., Sonlu Elemanlar Yöntemiyle Yapıların Statik ve Dinamik Analizini Yapan Bir Bilgisayar Programı



Şekil 1



Şekil 2

TABLO 1: Kesme Kuvveti Taşıma Sınırları

	X		Y	
	Vs	Vs+Vc	Vs	Vs+Vc
P	259.20	573.70	200.20	511.30
U	208.30	471.70	159.10	423.10
O	1.14	2.61	0.88	2.34
O	0.95	2.17	0.73	1.95
O	0.71	1.83	0.55	1.47
O	0.48	1.09	0.37	0.98
BD	616.80		586.0	

P: Proje

U: Uygulama

O: Oranlar

BD: Bölme Duvarları

Vs/Vc: Tüm sistemde donatı/beton kaynaklı kesme kuvveti taşıma sınırları

TABLO 2 : II. Derece Deprem Bölgesi İçin Hesap Yükleri

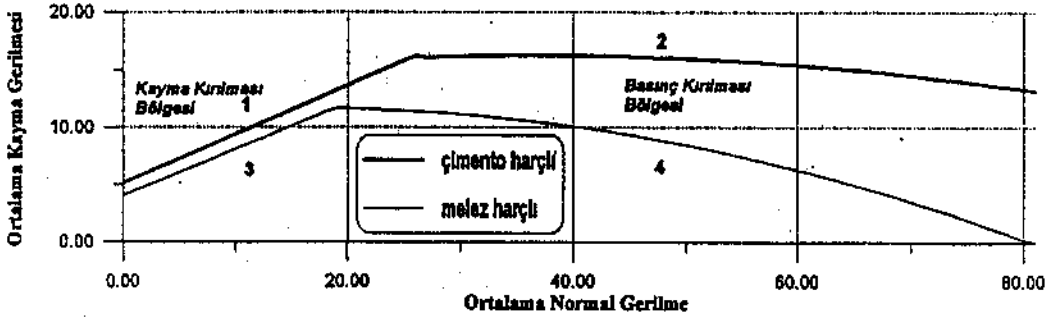
1975	1995			
C=0.064	R=8	R=6	R=4	
180.50	216.60	288.80	433.20	
1.00	1.20	1.60	2.40	
0.83	1.00	1.30	2.00	
0.63	0.75	1.00	1.50	
0.42	0.50	0.67	1.00	

TABLO 3 : Bodrum Kat S23 Kolunu Kesme Kuvvetleri

	T1 Kesme Kuvveti Kapasitesi (TS500)				Tm= 2 Mp/h	
	Y		X		Y	X
	Vs	Vs+Vc	Vs	Vs+Vc		
P	7.50	18.10	2.70	13.00	40.10	13.50
U	5.60	14.00	1.80	8.80	22.80	9.60
BB	6.45		2.72			
KY	1.70		0.67			

BB : Betonarme Bölüm, KY : Betonarme Bölüm ve Bölme Duvarlardan Oluşan Karma Yapı

P: Proje U: Uygulama E1/E2 = 1800000/2615000 t/m2 (Beton Elastisite Modülleri)

b*d = Yatayda duvar kesit alanı, Q = Yatay kesme kuvveti, N = Düşey kuvvet, $\tau = Q/bd$, $\sigma = N/bd$ [kg/cm²]

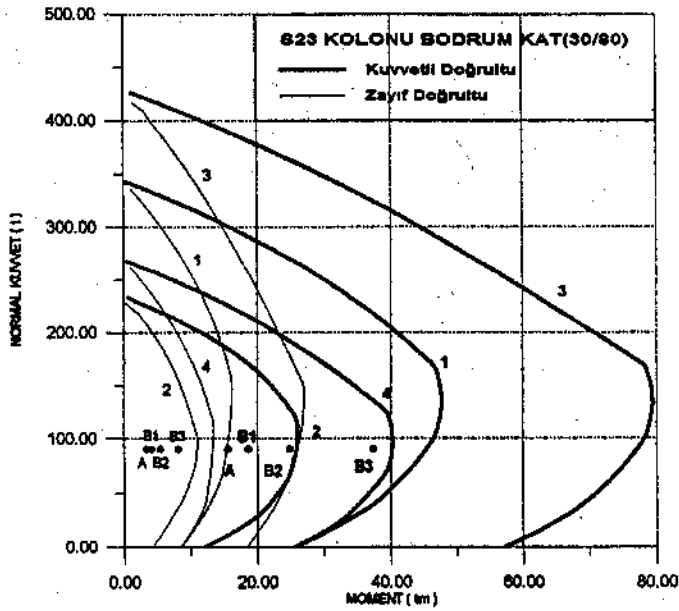
1. $\tau = 5.14 + 0.425\sigma$

2. $\tau = 14.01 + 0.119\sigma - 0.0016\sigma^2$

3. $\tau = 4.02 + 0.407\sigma$

4. $\tau = 10.94 + 0.090\sigma - 0.0028\sigma^2$

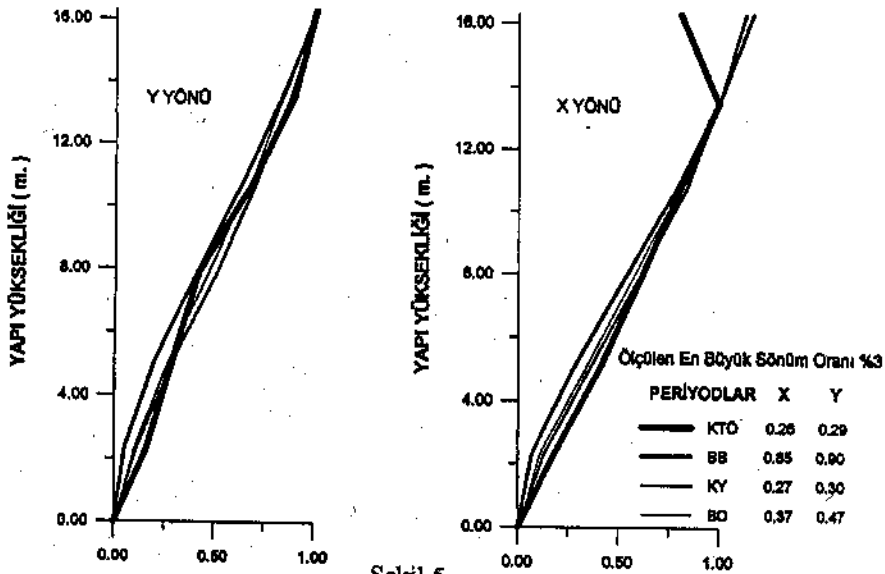
Şekil 3



- 1 Projedeki kesit, beton dayanımı ve donatı oranı kullanılarak
- 2 Uygulamadaki durum
- 3 Projedeki kesit ve beton dayanımı ile %3 donatı oranı kullanılarak
- 4 Kesit ve donatı oranı için projedeki değerler, beton için ise yapılan deneylerle bulunan dayanım kullanılarak

S23 KOLONU
M-N
KARŞILIKLI ETKİLEŞİMİ

Şekil 4



Şekil 5

TABLO 4 : Elastisite Modülü ve En Büyük Periyodlar

	Y	X
	E1/E2	E1/E2
BB	0.90/0.71	0.85/0.88
KY	0.30/0.28	0.27/0.25

TABLO 5 : Periyodlar ve Spektrum Katsayıları

Yapı	T (sn.)	S			
		Tk (sn.)			
		0.9	0.7	0.5	0.3
BB	0.79	2.50	2.28	1.73	1.15
KY	0.30	2.50			
Oran		1.00	0.90	0.89	0.46

ANALYTICAL MODELING OF SEISMIC STABILITY OF PALASPORT- BOLOGNA USING EXPERIMENTAL DATA

DENEYSSEL VERİLER KULLANILARAK
BOLOGNA SPOR SARAYININ DEPREM ANALİZ MODELİ

F. Zarri¹, Lj. Tashkov², D. Jurukovski³, M. Bojadziev⁴, Z. Rakicevic⁵

ABSTRACT

The seismic stability of the Sport Hall (Palasport) in Bologna is investigated by analytical modeling based on experimental data. The mathematical model is considered as a 3D model with 203 nodes and 564 elements and concentrated masses at each node. SAP90 computer program has been used to perform the linear dynamic analysis. In the first part of the paper, some design aspects of the structural system are presented. In the second part, summary of the experimental results related to the dynamic properties of the structure and the tested model, is presented. Comparison between the experimental and analytical results has been performed, first for the physical model and then for the actual structure. The conclusions on the seismic behavior of the structure subjected to the considered ground motion are given at the end of the paper.

1. DESCRIPTION OF STRUCTURAL SYSTEM

The Palasport in Bologna - Italy, is a special structure, almost elliptical in plan, with dimensions of the median axes of 80/120 m. The roof structure has been constructed of lamellar wooden beams linked by steel joints, forming one cylindrical and two half spherical parts. The lower part of this structure consists of 52 reinforced concrete columns, out of which 26 are supported by two steel braces from the external side of the structure. The connections between the wooden beams are made of steel rings (internal joints), while the external, joints between the columns and beams, of vertical steel plates and half rings. The plan of the Bologna Palasport is shown in Fig 1.

¹ Prof. Univers. di Bologna, Istituto di Tecnica delle Costruzioni, Bologna, Italy.

² Prof. Dr., Univers. St. Cyril and Methodius, IZIIS, Skopje, Macedonia

³ Prof. Dr., Director, Univers. St. Cyril and Methodius, IZIIS, Skopje, Macedonia

⁴ Asist. Prof. Mr., Univers. St. Cyril and Methodius, IZIIS, Skopje, Macedonia

⁵ Junior Research. Eng., Univers. St. Cyril and Methodius, IZIIS, Skopje, Macedonia

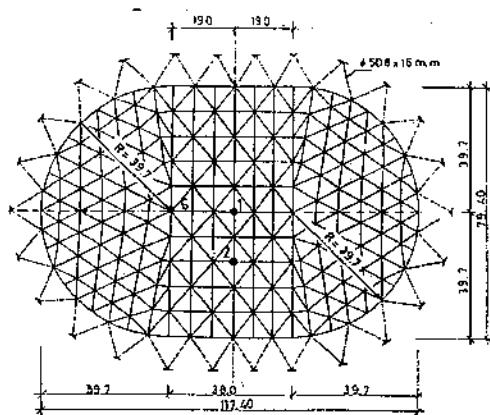


Fig 1 Disposition of plan of the Bologna Palasport

2. SYNTHESIS OF THE EXPERIMENTAL RESULTS

2.1. Experimental results from full scale testing

In order to define the dynamic properties of the structure, two different testing methods have been applied: forced and ambient vibration methods.

The ambient vibration test was performed for preliminary checking of the resonant frequencies of the structural system in two orthogonal horizontal directions and vertical direction, respectively, within the frequency range of 0-30 Hz. The equipment consisted of two Ranger seismometers, model SS-1, Kinemetrics production - USA, Signal conditioner, type SC-1, Frequency analyzer, model 3582A, Hewlett Packard production - USA. The seismometers were placed on the top of the cover structure at points 1, 2 and 6, as shown in Fig. 1. The time history records have been transformed in frequency domain using a two-channel frequency analyzer for obtaining Fourier amplitude spectra. The peak values of the spectra correspond to the resonant frequencies of the tested structure.

The forced vibration test was performed for more precise definition of the resonant frequencies (preliminary defined by ambient vibration method) as well as for definition of horizontal and vertical mode shapes. In this case, a small electrodynamic actuator, type 113 electro-seis shaker- USA, placed on the top of the structure, was used for the excitation of a harmonic force of 150 N within the frequency range of 0-30 Hz. After definition of the resonant frequencies, the mode shapes were defined by recording the response at several points along the longitudinal and transversal profiles, as shown in Fig. 1. The Fourier amplitude spectra obtained from the ambient vibration test as well as the resonant frequency curves obtained from the forced vibration test are presented in Fig. 2.

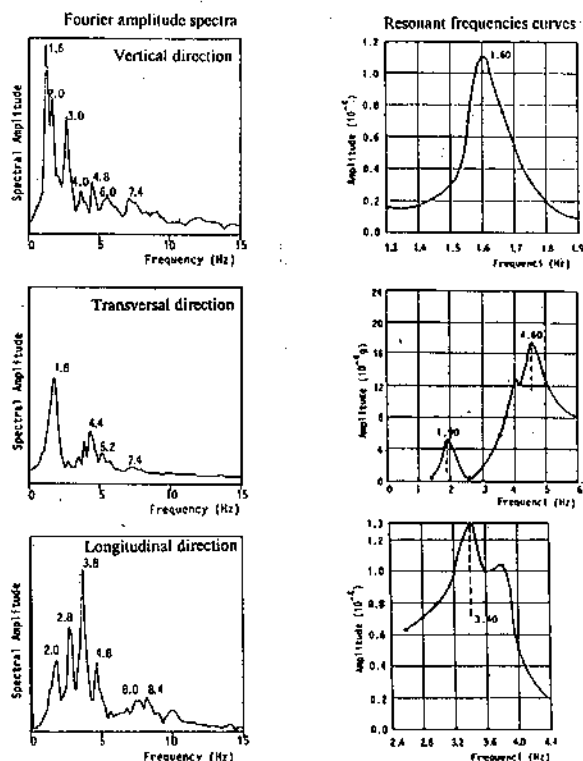


Fig 2 Fourier amplitude spectra and frequency response curves obtained for full-scale testing of the Palasport

2.2. Experimental results from shaking table testing

For shaking table testing, the choice of the linear scale, l_r , is limited by the size of the table. Considering the geometry of the structure and the dimensions of the shaking table at the IZIS Dynamic Testing Laboratory (5/5 m), a model in scale of 1/30 was adopted as the most convenient one. Taking into account the linear scale, a model with so-called artificial mass simulation was used.

The dynamic characteristics of the model have been obtained by exciting the model with the same small shaker, used for testing the actual structure (Table 1). The results show satisfactory agreement with those obtained from the full scale test of the actual structure, considering the scaling factors. The mode shapes of the model in vertical direction, in comparison with the prototype, are presented in Fig. 3.

In order to estimate the most unfavorable earthquake, several earthquakes have been simulated: Ancona, Breginj, Ulcinj, Petrovac and El Centro. Comparing the response data, the most unfavorable time history is Ancona in vertical, and Petrovac in horizontal direction.

Table 1 Tabular presentation of the fundamental frequencies of the prototype and model

Direction	Prototype Frequency (Hz)	Model Frequency (Hz)		
		Required Model Frequency (Hz)	Obtained Model Frequency (Hz)	Difference (%)
Vertical	1.9	10.4	11.2	7.7
Transversal	1.6	8.8	9.6	9.1
Longitudin.	3.4	18.6	18.0	3.2

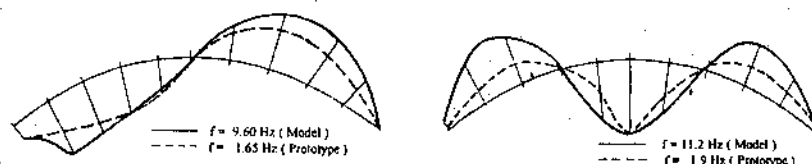


Fig 3 Comparative presentation of prototype and model shapes of vibration

3. FORMULATION OF MATHEMATICAL MODEL

3.1. Modeling conditions

The mathematical model is considered as a 3D model with 203 nodes and 564 elements- rectangular beams as shown in Fig. 4. The model is simplified considering the following assumptions:

- Only the primary truss system is considered. The secondary and tertiary systems are neglected
- The supporting part of the structure is not included in the model. It is assumed as ideally stiff, with fixed end boundary conditions
- Each node has six degree of freedom
- The masses are concentrated at the nodes

3.2. Analytical results

The mathematical model is based on SAP90 computer program. Actually, two mathematical model have been developed:

- Mathematical model simulating the behavior of the reduced scale physical model
- Mathematical model simulating the behavior of the existing structure

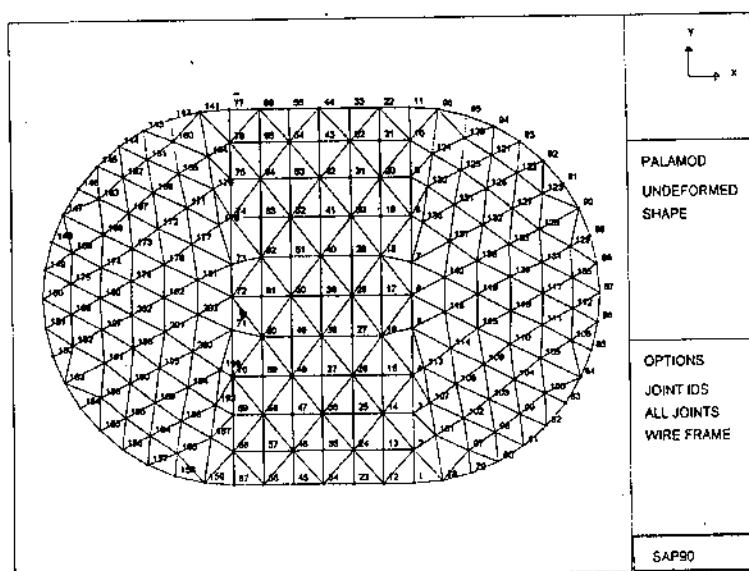


Fig 4 Mathematical model of the structure

Table 2 Tabular presentation of the fundamental frequencies of the prototype and the model

		Fundamental frequencies (Hz)	
		Asymmetrical mode shape	Symmetrical mode shape
Prototype	experimental	1.65	1.90
	analytical	1.75	1.94
Model	experimental	9.60	11.20
	analytical	9.68	10.74

The mathematical model was estimated in respect to the available experimental data. Namely, the mathematical model related to the existing structure, was verified by comparison of the first two resonant frequencies and mode shapes (Table 2). Spatial presentation of the characteristic mode shapes of the prototype structure is given in Fig. 5. Mathematical model related to the reduced scale physical model, was verified not only by comparison of the resonant frequencies and mode shapes (Fig. 6), but also by comparison of the seismic response of the models at characteristic points, for the same earthquake record. For example, the time history response at node 41, was compared with the shaking table response of the reduced scale model at the corresponding point 4 (Fig. 7). The agreement of the time histories and the Fourier amplitude spectra is considered as satisfactory.

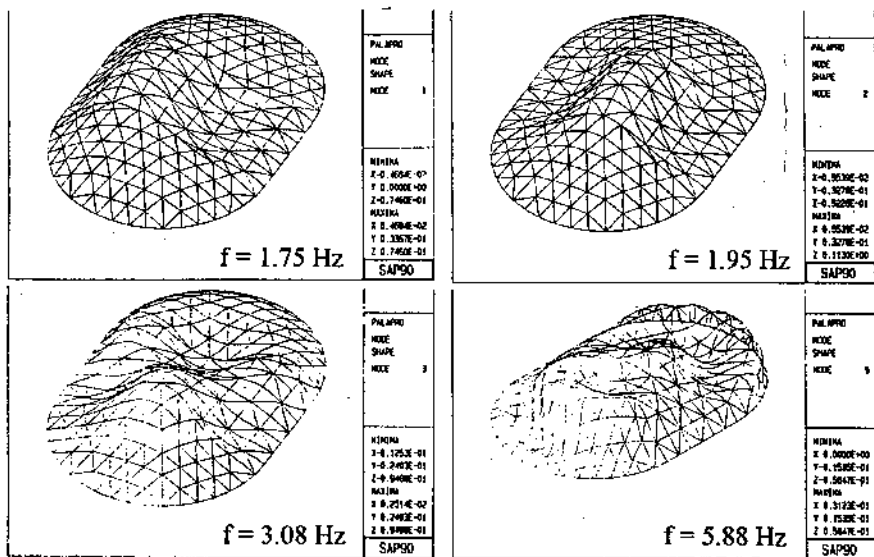


Fig 5 Spatial presentation of characteristic mode shapes of the prototype structure



Fig 6 Mode shapes of the model determined analytically, i.e. experimentally

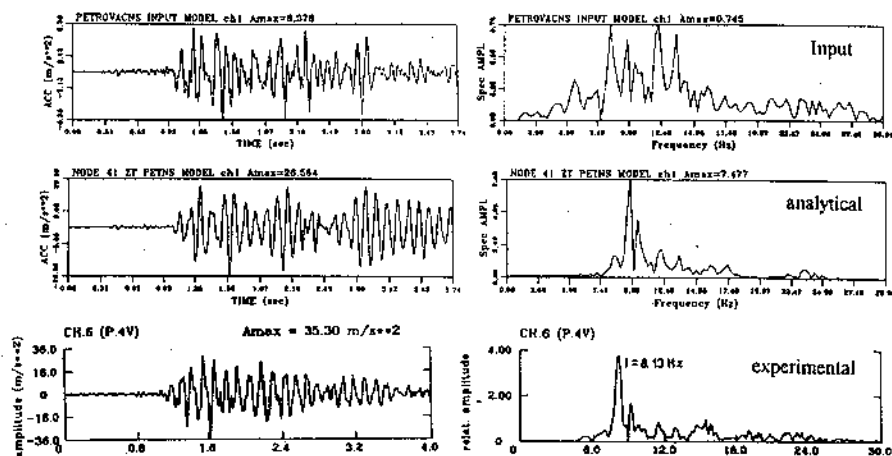


Fig 7 Time histories and corresponding Fourier amplitude spectra of acceleration of the model under Petrovac earthquake in transversal direction

4. SEISMIC RESPONSE OF THE EXISTING STRUCTURE UNDER EXPECTED GROUND MOTION AT THE SITE

The verification of the reliability of the considered simple mathematical model has been discussed in the previous chapter. It was concluded that this model could satisfactorily represent the actual behavior of the existing structure.

Based on the previous experimental and analytical results, it was found out that the cylindrical part of the roof structure is more flexible than the spherical ones.. Consequently, considering the frequency content of the earthquakes as well as the resonant frequencies of the structure, it is expected that the structure will be excited in the first several modes, which correspond to the vibration modes of the cylinder.

The seismicity of the site, at which the existing structure is located, is not a subject of the investigation in this paper. As an example, it is considered that the expected peak ground acceleration is 0.15g . Considering the Ancona record as representative for the site (Fig. 8), the seismic response of the Sports Palace, in vertical direction, was predicted.. It was found out that the most intensive response is recorded at nodes 17,39,41 and 50, which are located on the cylindrical part of the roof (Fig. 4). The acceleration time history and the Fourier amplitude spectrum at node 39 are presented in Fig. 9. The amplification factors of the response, at the specified points ranges between 1 and 3.3 in respect to the peak ground motion. The tabular presentation of the points in which the acceleration response is most intensive, is given in Table 3.

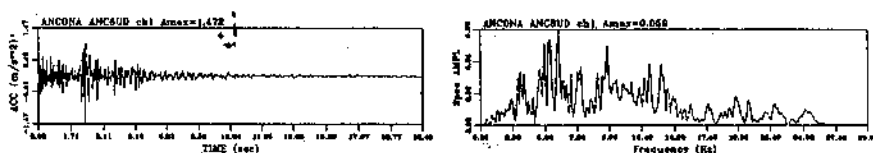


Fig 8 Time history of acceleration and Fourier amplitude spectra for Ancona earthquake

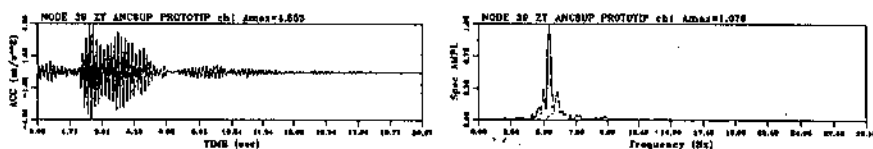


Fig 9 Dynamic response of the structure - acceleration, under Ancona earthquake

Table 3 Acceleration response of the structure in vertical direction obtained by Ancona earthquake (0.15g)

Node	Acceleration (m / sec ²)		Amplification factor
	Input	Response	
17	1.5	4.76	3.24
39	1.5	4.58	3.30
40	1.5	1.22	0.83
41	1.5	1.57	1.07
42	1.5	3.19	2.17
43	1.5	4.02	2.73
50	1.5	4.49	3.05
61	1.5	4.76	3.24
72	1.5	3.62	2.46
182	1.5	3.53	2.40

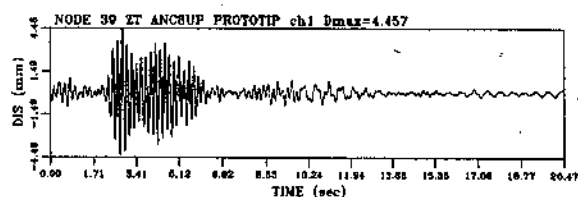


Fig 10 Dynamic response of the structure - displacement, under Ancona earthquake

Table 4 Comparison between static and dynamic displacement of the structure

Node	Vertical displacement (mm)		Dyn / Stat (%)
	Static (self weight)	Dynamic Ancona - 015g	
29	21.2	1.5	7.1
39	25.2	4.5	17.9
40	21.1	1.3	16.2
41	13.5	1.9	14.1
42	3.6	2.8	77.8
43	0.01	3.6	-
50	23.2	4.1	17.7
61	21.0	4.4	21.0
72	15.3	3.3	21.6
182	10.4	3.1	29.8

In order to investigate the distribution of the vertical displacements, produced by the expected earthquake, the displacement time histories have been analyzed at different nodes of the cylinder and the spherical parts. The dynamic displacement time history at node 39 is presented in Fig. 10. The peak values have been compared with

the static displacements (Table 4). It was found out that the cylindrical part is deflecting more than the spherical parts (both in static and dynamic case). The maximum displacement is obtained in the central part of the cylinder (node 39). The ratio between the dynamic and the static displacement ranges between 7 and 78 %.

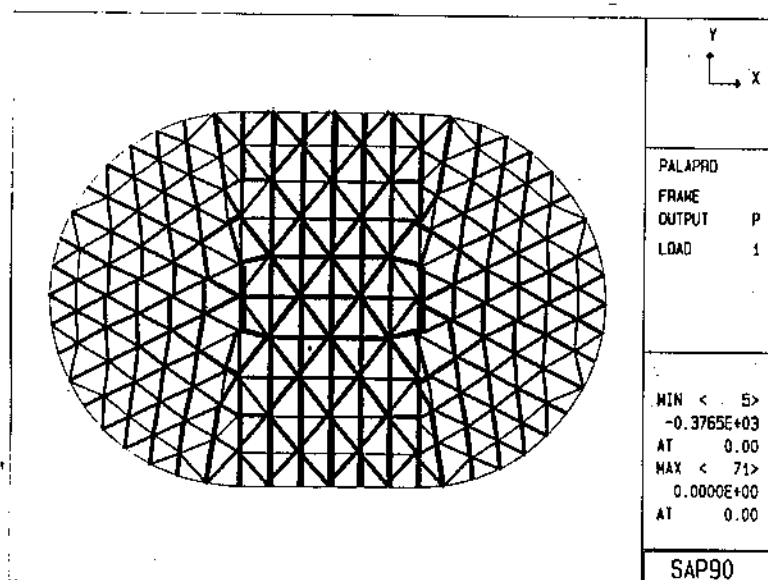


Fig 11 Static force distribution

Table 5 Comparison between static and dynamic forces of the structure

Element	Axial forces (kN)		Dyn / Stat (%)
	Static (self weight)	Dynamic Ancona - 015g	
31	329.3	65.0	19.7
32	304.7	68.1	22.4
33	268.5	48.6	18.1
34	256.1	48.5	18.9
35	250.4	43.8	17.4
65	376.5	86.0	22.8
101	194.6	69.9	35.9
102	194.6	71.96	37.0
103	223.6	70.5	31.5
107	256.0	78.3	30.6
108	222.2	65.2	29.3
109	222.2	66.1	29.9

Finally, the force distribution has been investigated in the similar manner. It was found out that larger forces are distributed to the cylinder (Fig. 11). The comparison between the static and the dynamic forces in the most loaded elements is given on Table 5. The dynamic force time history at element 65 is presented in Fig. 12. The highest forces are produced at the contact between the cylinder and the spherical parts (elements 65,66 and 101,102) and at the central arch of the cylinder (elements 38,39). The dynamic/static force ratios ranges between 17 and 37 %.

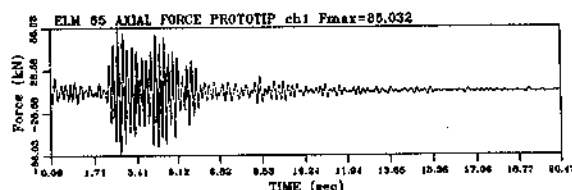


Fig 12 Dynamic force time history at element 65 under Ancona earthquake

5. CONCLUSIONS

The analytical modeling of the structural systems is very important and useful approach for the investigation of the structural behavior under static and dynamic conditions. SAP90 computer programme offers a variety of possibilities for 3D linear analysis, considering different loading and boundary conditions. The graphic options make the analysis very illustrative and easy understandable. However, the lack of experimental data makes the physical interpretation of the analysis difficult, especially in case when some input data errors have been introduced. In this paper, the correlation between the analytical and the physical model in respect to dynamic characteristics and seismic response is satisfactory. The same conclusion could be drawn about the correlation between the analytical model and the existing structure.

REFERENCES

1. Zarri, Lj. Taskov, D. Jurukovski, M. Bojadziev, "Full scale test of the Palasport in Bologna by ambient and forced vibration method", IASS Symposium, Istanbul, March 1993
2. Zarri, Lj. Taskov, D. Jurukovski, M. Bojadziev, "Design and construction of 1/30 scale model of Pala Sport in Bologna", Conference of space structures, Guildorf-England, September 1993
3. Zarri, Lj. Taskov, D. Jurukovski, M. Bojadziev, "Shaking table test of 1/30 scale model of sports palace- Bologna with wooden covering shell structure- Model 1", 10th European Conference on Earthquake Engineering, Vienna, Austria, August 1994