

# Yapıların Üç Boyutlu Statik ve Dinamik Analizi

Deprem Mühendisliğine Ağırlık Vererek  
Fiziki bir Yaklaşım

Edward L. Wilson

İnşaat Mühendisliğinden Emekli Prof. Dr.  
Kaliforniya Üniversitesi, Berkeley



Computers and Structures, Inc.  
Berkeley, California, USA

Üçüncü Baskı, Nisan 2000  
Türkçe Baskı 1.1.2001

## TELİF HAKKI

Copyright Computer & Structures, Computers & Engineering. Her hakkı saklıdır. SAP2000 programı ve ilgili tüm yazılı belgeler sahiplik ve çoğaltma hakları saklı ürünlerdir. Evrensel sahiplik hakları Computers & Structures Inc.'a aittir. Türkçe yazılı belgelerin sahiplik hakları Computers & Engineering kuruluşuna aittir. Computers & Structures Inc. ve Computers & Engineering kuruluşlarından yazılı izin alınmadan yazılı belgelerinin çoğaltılması tamamen yasaktır.

Daha ayrıntılı bilgi için başvuru adresi:

COMPUTERS & ENGINEERING

Holzmühlerweg 87-89

D-35457 Lollar, ALMANYA

Tel: 0049 6406 73667

Fax: 0049 6406 4745

E-Mail: Baser.Suat@nk.anzeiger.net

<http://www.csiberkeley.com>

<ftp://ftp.csiberkeley.com/webddd>

© Copyright Computers and Structures Inc., 1996-2000

© Copyright Computers & Engineering

SAP90, SAP2000, SAFE, FLOOR ve ETABS Computers & Structures Inc. kuruluşunun tescilli ticari markasıdır.

STRUCTURAL ENGINEERING IS

THE ART OF USING MATERIALS

That Have Properties Which Can Only Be Estimated

TO BUILD REAL STRUCTURES

That Can Only Be Approximately Analyzed

TO WITHSTAND FORCES

That Are Not Accurately Known

SO THAT OUR RESPONSIBILITY WITH RESPECT TO

PUBLIC SAFETY IS SATISFIED

Adapted From An Unknown Author

## Preface To Third Edition

This edition of the book contains corrections and additions to the July 1998 edition. Most of the new material that has been added is in response to questions and comments from the users of SAP2000, ETABS and SAFE.

Chapter 22 has been written on the direct use of absolute earthquake displacement loading acting at the base of the structure. Several new types of numerical errors, for absolute displacement loading, are identified. First, the fundamental nature of displacement loading is significantly different from the base acceleration loading traditionally used in earthquake engineering. Second, a smaller integration time step is required to define the earthquake displacement and to solve the dynamic equilibrium equations. Third, a large number of modes are required for absolute displacement loading in order to obtain the same accuracy as produced when base acceleration is used as the loading. Fourth, the 90 percent mass participation rule, intended to assure accuracy of the analysis, does not apply for absolute displacement loading. Finally, the effective modal damping for displacement loading is larger than when acceleration loading is used.

In order to reduce these errors associated with displacement loading a higher order integration method, based on a cubic variation of loads within a time step, is introduced in Chapter 13. In addition, static and dynamic participation factors have been defined which allow the structural engineer to minimize the errors associated with displacement type of loading. In addition, Chapter 19 on viscous damping has been expanded in order to illustrate the physical effects of modal damping on the results of a dynamic analysis.

Appendix H, on the speed of modern personal computers, has been updated. It is now possible to purchase a personal computer for approximately \$1,500 that is 25 times faster than a \$10,000,000 CRAY computer produced in 1974.

Several other additions and modifications have been made in this printing. Please send your comments and questions to [ed@csiberkeley.com](mailto:ed@csiberkeley.com).

Edward L. Wilson

April 2000

## Personal Remarks

My freshman Physics instructor dogmatically warned the class “do not use an equation you cannot derive”. The same instructor once stated that “if a person had five minutes to solve a problem, that their life depended upon, the individual should spend three minutes reading and clearly understanding the problem”. For the past forty years these simple, practical remarks have guided my work and I hope that the same philosophy has been passed along to my students. With respect to modern structural engineering, one can restate these remarks as “do not use a structural analysis program unless you fully understand the theory and approximations used within the program” and “do not create a computer model until the loading, material properties and boundary conditions are clearly defined”.

Therefore, the major purpose of this book is to present the essential theoretical background in order that the users of computer programs for structural analysis can understand the basic approximations used within the program, verify the results of all analyses and assume professional responsibility for the results. It is assumed that the reader has an understanding of statics, mechanics of solids, and elementary structural analysis. The level of knowledge expected is equal to that of an individual with an undergraduate degree in Civil or Mechanical Engineering. Elementary matrix and vector notations are defined in the Appendices and are used extensively. A background in tensor notation and complex variables is not required.

All equations are developed using a physical approach, since this book is written for the student and professional engineer and not for my academic colleagues. Three dimensional structural analysis is relatively simple due to the high speed of the modern computer. Therefore, all equations are presented in three dimensional form and anisotropic material properties are automatically included. A computer programming background is not necessary in order to use a computer program intelligently. However, detailed numerical algorithms are given in order that the readers completely understand the computational methods that are summarized in this book. The Appendices contain an elementary summary of the numerical methods used; therefore, it should not be necessary to spend additional time reading theoretical research papers in order to understand the theory presented in this book.

The author has developed and published many computational techniques for the static and dynamic analysis of structures. It has been personally satisfying that many members of the

engineering profession have found these computational methods useful. Therefore, one reason for compiling this theoretical and application book is to consolidate in one publication this research and development. In addition, the recently developed Fast Nonlinear Analysis (FNA) method and other numerical methods are presented in detail for the first time.

The fundamental physical laws that are the basis of the static and dynamic analysis of structures are over 100 years old. Therefore, anyone who believes they have discovered a new fundamental principle of mechanics is a victim of their own ignorance. This book contains computational tricks that the author has found to be effective for the development of structural analysis programs.

The static and dynamic analysis of structures has been automated to a large degree due to the existence of inexpensive personal computers. However, the field of structural engineering, in my opinion, will never be automated. The idea that an expert-system computer program, with artificial intelligence, will replace a creative human is an insult to all structural engineers.

The material in this book has evolved over the past thirty-five years with the help of my former students and professional colleagues. Their contributions are acknowledged. Ashraf Habibullah, Iqbal Suharwardy, Robert Morris, Syed Hasanain, Dolly Gurrola, Marilyn Wilkes and Randy Corson of Computers and Structures Inc. deserve special recognition. In addition, I would like to thank the large number of structural engineers who have used the TABS and SAP series of programs. They have provided the motivation for this publication.

The material presented in the first edition, Three Dimensional Dynamic Analysis of Structures, is included and updated in this book. I am looking forward to additional comments and questions from the readers in order to expand the material in future editions of the book.

Edward L. Wilson  
July 1998

© **COMPUTERS & ENGINEERING CD-ROM**'u için özel izin:

Sayın Prof. E.L. Wilson bu kitabının Winword Dosyalarını lütfedip Computers & Engineering'e göndermiş ve SAP2000/ETABS/SAFE eğitim versiyonlarının bulunduğu bu CD-ROM da basılmasına izin vermiştir. Bu dosyaların İngilizce orijinallerinin tamamı bu CD-ROM da .PDF formatında sağlanmıştır. (\SAP2000\MANUALpdf\English\Prof. Wilson)

Bu değerli kitabın 15. Bölümü Türkçe'ye çevrilmiş ve ektedir. Çevrilen **bölmeler yine bu CD-ROM larda** yayınlanacaktır. (\SAP2000\MANUALpdf\TÜRKÇE\Prof. Wilson)

Sayın Prof. Wilson'un bu jesti için teşekkür eder meslekdaşlarımıza yararlı olmasını dileriz.

Türkçe çevirilerde **ve kontrolunda** yardımcı oldukları için Sayın Prof. Dr. Muzaffer İpek ve Sayın Yrd. Doç. Dr. Zeki Ay'a ayrıca teşekkür ederiz.

COMPUTERS & ENGINEERING

Lollar, Almanya

1.1.2001



# SİSMİK YÜK DAVRANIŞ SPEKTRUMUNU KULLANARAK DİNAMİK ANALİZ

*Ucuz kişisel bilgisayarlar ortada yokken, davranış spektrumu yöntemi lineer sismik analizin standart yaklaşımıydı*

## 15.1 GİRİŞ

Lineer elastik analizle sınırlanmış esas mod süperpozisyonu yöntemi ile, düğüm noktası deplasmanları ve eleman kuvvetlerinin zaman tanım alanı (time history) davranışı tamamen hesaplanabilmektedir. Geçmişte, bu yaklaşımın kullanımında iki büyük sakınca olagelmıştır. Birincisi, yöntemin, zamanın bir fonksiyonu olarak bütün mümkün tasarım kontrollerini yönetebilmek için büyük ölçüde hesaplama işi gerektirebilen fazla miktarda çıktı bilgisi üretmesidir. İkincisi, belirli bir yöndeki bir deprem için davranış spektrumu düzgün bir fonksiyon olmadığından, bütün frekansların incelendiğinden emin olmak amacıyla, birkaç farklı deprem hareketi için analizin tekrarlanması zorunluluğudur.

Yapı sistemlerinde eleman kuvvetleri ve deplasmanların tahmini için sismik analizin davranış spektrumu yönteminin kullanılmasında hesaplama avantajları vardır. Bu yöntem, birkaç deprem hareketinin ortalaması olan düzgün tasarım spektrumlarını kullanarak her bir mod için, deplasmanların ve eleman kuvvetlerinin sadece maksimum değerlerini hesabını içermektedir.

Bu bölümün amacı, davranış spektrumu yönteminde kullanılan ana denklemleri özetlemek ve yöntemin birçok yaklaşık tarafına ve sınırlamalarına işaret etmektir. Örneğin, bu yöntem üç boyutlu karmaşık bir yapısal sistemin doğrusal olmayan(nonlinear) davranışını incelemekte kullanılamaz.

Bilgisayarların hızında son zamanlarda meydana gelen artış, zaman tanım alanı analizini kısa bir zamanda bölümünde çok sayıda çalıştırmayı pratikleştirmiştir. Dahası, her bir elemanın tasarımı, davranış spektrumu yönteminin gerektirdiği maksimum uç değerler kullanılarak yapılmadığından, artık tasarım kontrolleri zamanın bir fonksiyonu olarak yapılabilmekte ve daha iyi sonuçlar elde edilmektedir.

## 15.2 BİR DAVRANIŞ SPEKTRUMUNUN TANIMI

Üç boyutlu sismik hareket için tipik mod denklemi (13.6) aşağıdaki gibi yazılabilir

$$\ddot{y}(t)_n + 2\zeta_n\omega_n\dot{y}(t)_n + \omega_n^2y(t)_n = p_{nx}\ddot{u}(t)_{gx} + p_{ny}\ddot{u}(t)_{gy} + p_{nz}\ddot{u}(t)_{gz} \quad (15.1)$$

Burada Mod Katılım Faktörleri  $p_{ni} = -\phi_n^T \mathbf{M}_i$  ile tanımlanır ki i, x, y veya z ye eşittir. Bu denklemin yaklaşık davranış spektrumu çözümünü elde etmek için iki ana problem çözülmelidir. Birincisi, yer hareketinin her bir yönü için maksimum uç kuvvetleri ve deplasmanları tahmin edilmelidir. İkincisi, üç tane birbirine dik doğrultudaki davranış için çözüm yapıldıktan sonra, aynı anda etkiyen deprem hareketinin üç bileşeninden dolayı oluşan maksimum davranışın tahmin edilmesi gerekir. Bu kısım, hareketin yalnız bir bileşeninden kaynaklanan mod birleştirme problemini işaret eder. Birbirine dik üç yöndeki hareketin sonuçlarının birleştirilmesi ayrı bir problemdir ve bu bölümden sonra incelenecektir. Second, after the response for the three orthogonal directions is solved it

Yalnız bir yöndeki veri için (15.1) denklemi aşağıdaki gibi yazılabilir

$$\ddot{y}(t)_n + 2\zeta_n\omega_n\dot{y}(t)_n + \omega_n^2y(t)_n = p_{ni}\ddot{u}(t)_g \quad (15.2)$$

Verilen belirli bir yer hareketini  $\ddot{u}(t)_g$ , sönüm değerini  $p_{ni} = -1.0$  kabul ederek, (15.2) denklemini  $\omega$  nın değişik değerleri için çözmek ve maksimum uç davranışı olan  $y(\omega)_{MAX}$  eğrisini çizmek mümkündür. Bu ivme verisi için eğri, tanımdan, deprem hareketi için davranış spektrumu deplasmanıdır. Sönümün her bir farklı değeri için farklı bir eğri elde edilecektir.

Bir  $\omega y(\omega)_{MAX}$  çizimi yalancı hız spektrumu olarak ve  $\omega^2 y(\omega)_{MAX}$  çizimi yalancı ivme spektrumu olarak tanımlanır. Bu üç eğri normal olarak özel logaritmik kağıda tek eğri halinde çizilir. Ne var ki bu yalancı değerlerin asgari düzeyde fiziksel anlamı vardır ve davranış spektrumu analizinin olmazsa olmaz parçası değildirler. Maksimum hız ve ivmenin doğru değerleri (15.2) denkleminin çözümünden hesaplanmalıdır.

Ancak yalancı ivme spektrumu ile toplam ivme spektrumu arasında matematiksel bir ilişki bulunmaktadır. Tek serbestlik dereceli sistemde birim kütle için toplam ivmesi denklem (15.2) ile yönetilir ve aşağıdaki gibi verilir.

$$\ddot{u}(t)_T = \ddot{y}(t) + \ddot{u}(t)_g \quad (15.3)$$

Denklem (15.2)  $\ddot{y}(t)$  için çözülür ve (15.3) te yerine konulursa

$$\ddot{u}(t)_T = -\omega^2 y(t) - 2\xi\omega\dot{y}(t) \quad (15.4)$$

elde edilir. Böylece sıfır sönümlü özel durumda, sistemin toplam ivmesi  $\omega^2 y(t)$  ye eşittir. Bu nedenle davranış spektrumu deplasman eğrisi  $y(\omega)_{MAX}$  —  $\omega$  mod deplasmanı olarak çizilmez. Eğriyi  $S(\omega)$  — T periyoduna (saniye cinsinden) bağlı olarak çizmek standart yaklaşımdır. Burada

$$S(\omega)_a = \omega^2 y(\omega)_{MAX} \quad \text{ve} \quad T = \frac{2\pi}{\omega} \quad \text{dir.} \quad (15.5a) \text{ ve } (15.5b)$$

Yalancı ivme spektrumu  $S(\omega)_a$  kullanıldığında, eğri, ivme birimlerinin periyodla değişimi şeklindedir ki, bunun fiziksel anlamı yalnız sıfır sönüm durumunda vardır. Bütün davranış spektrumu eğrilerinin, belirli bir yerdeki depremin özelliklerini temsil ettiği ve yapısal sistemin özelliklerinin bir fonksiyonu olmadığı açıktır. Yapının doğrusal(lineer) viskoz sönüm özelliklerini için bir tahmin yapıldıktan sonra, belirli bir davranış spektrumu eğrisi seçilir.

### 15.3 MOD DAVRANIŞININ HESABI

Şimdi tipik bir  $n$  modu,  $T_n$  periyodu ve uygun bir spektrum davranış değeri  $S(\omega_n)$  için bir yapı modelinin maksimum modal deplasmanı hesaplanabilir.  $T_n$  periyoduna eşlik eden maksimum modal davranışı (15.6) denklemi ile verilir.

$$y(T_n)_{MAX} = \frac{S(\omega_n)}{\omega_n^2} \quad (15.6)$$

Yapı modelinin maksimum modal deplasman davranışı ise (15.7) denkleminde hesaplanır.

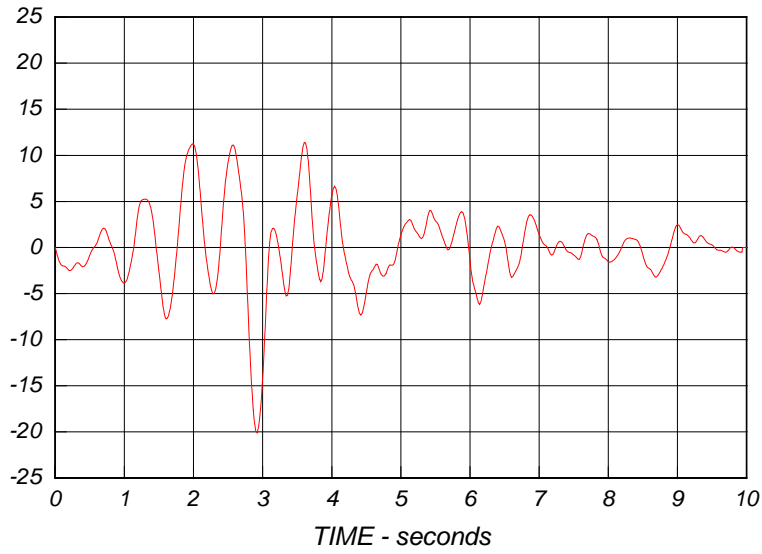
$$\mathbf{u}_n = y(T_n)_{MAX} \phi_n \quad (15.7)$$

İlgili iç modal kuvvetler  $f_{kn}$  ler, statik analizdekilerle aynı denklemleri kullanan standart matris yöntemi ile hesaplanır.

## 15.4 TİPİK DAVRANIŞ SPEKTRUMU EĞRİLERİ

Loma Prieta deprem hareketlerinin San Francisco körfez alanındaki yumuşak bir yerde kaydedilmiş bir on saniyelik kısmı şekil 15.1 de görülmektedir. On saniyelik kaydın başındaki ve sonundaki sıfır deplasman, hız ve ivme için iteratif bir algoritma kullanılarak kayıt düzeltilmiştir. Şekil 15.1a da verilen deprem hareketleri için, deplasman ve yalancı ivme davranış spektrum eğrileri şekil 15.2a and 15.2b de özetlenmiştir.

Hız eğrileri, davranış spektrumu yönteminin gerekli parçaları olmadığından, bilerek verilmemiştir. Dahası, uç hız ivmesi, yalancı hız spektrumu, bağıl hız spektrumu ve mutlak hız spektrumu gibi terimleri açık bir biçimde tanımlamaya kalkışsak oldukça fazla bir yer kaplardı.



Resim 15.1a. Tipik deprem yer ivmesi – Yer ivmesi (g) nin Yüzdesi Olarak

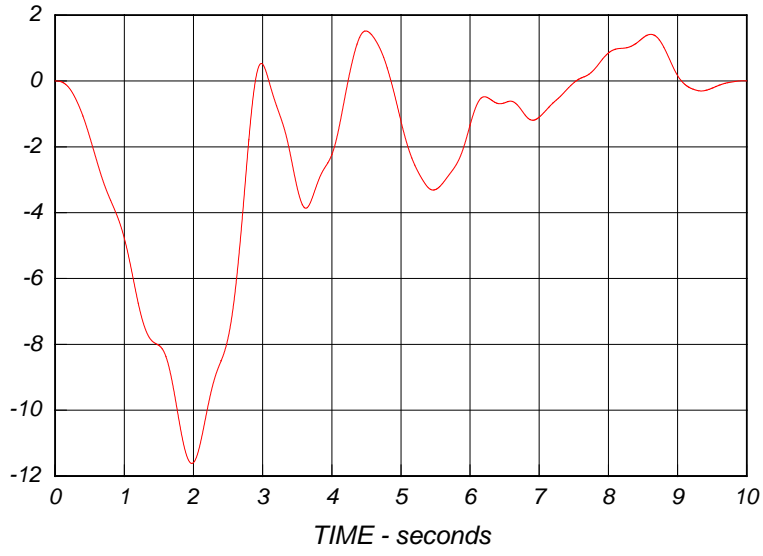
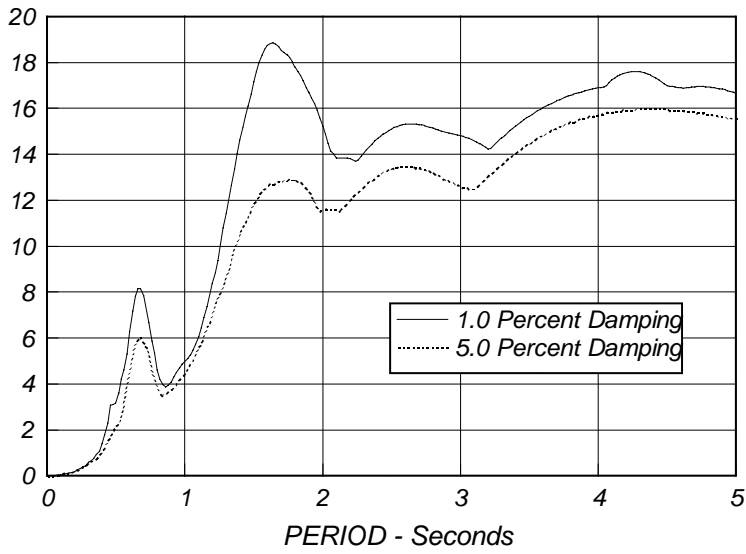
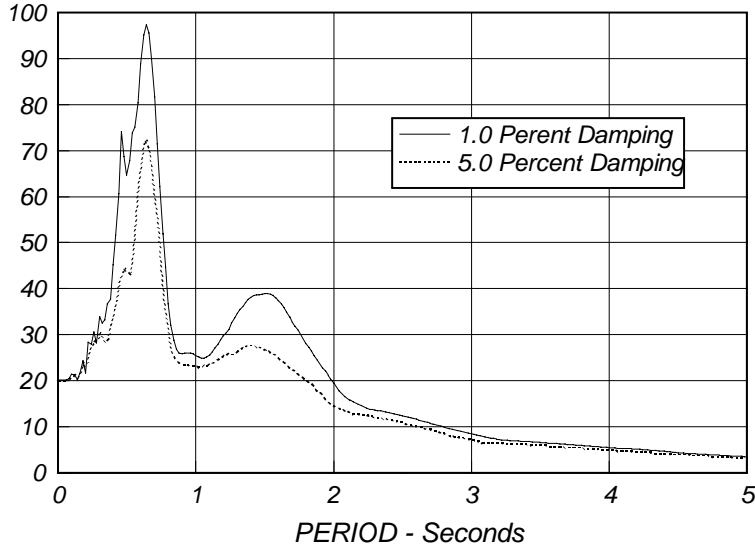


Figure 15.1b. Tipik deprem yer deplasmanları- inch



Şekil 15.2a. Bağlı deplasman spektrumu  $y(\omega)_{MAX}$  - inch



Şekil 15.2b.

Yalancı ivme spektrumu  $S_a = \omega^2 y(\omega)_{MAX}$  -  
Yer ivmesi (g) nin Yüzdesi Olarak

Şekil 15.1a da tanımlanan deprem için maksimum yer ivmesi, 2.92 nci saniyede yerçekiminin yüzde 20.01 idir. Şekil 15.2b de görülen yalancı ivme spektrumunun çok kısa bir periyod sistemi için aynı değerde olduğuna önemle dikkat etmelidir. Bunun nedeni, çok rijit bir yapının bir rijit cisim gibi hareket etmesi ve yapının içindeki bağıl deplasmanların, şekil 15.2a da gösterildiği gibi sıfıra eşit olduğu fiziksel gerçeğidir. Aynı zamanda, bir rijit yapının davranışı, viskoz sönüm değerinin bir fonksiyonu değildir.

Şekil 15.1b de görülen maksimum zemin deplasmanı, 1.97 nci saniyede 11.62 inch değerindedir. Uzun periyodlu sistemlerde, tek serbestlik dereceli yapının kütlesi dikkate değer bir hareket göstermez ve mutlak deplasmanı yaklaşık sıfırdır. Böylece, şekil 15.2a da görülen bağıl deplasman spektrumu eğrileri bütün sönüm değerleri ve uzun periyodlar için 11.62 inch değerine ulaşır. Gerçek fiziksel davranışın bu tipi, tabanda yaylar üzerine oturan yapıların (base isolated structure) tasarımının esasıdır.

Şekil 15.2a daki bağıl deplasman spektrumu ve şekil 15.2b deki mutlak ivme spektrumunun fiziksel önemi vardır. Ne var ki, maksimum bağıl deplasman, yapıda oluşan maksimum kuvvetlerle doğru orantılıdır. Bu deprem için, 1.6 saniyelik bir periyod ve yüzde bir oranındaki sönüme karşılık gelen maksimum bağıl deplasman 18.9 inch ve dört saniyelik bir periyod ve

yüzde beş oranında bir sönüm oranı için maksimum bağıl deplasman 16.0 inch tir. Bu tipik yumuşak bölge kaydı için yüzde bir ve yüzde beş oranındaki sönüm değerleri arasındaki kayda değer farka dikkat edilmelidir.

Mutlak ivme spektrumu diyagramı olan şekil 15.2b, sönümün her iki değeri için 0.64 saniyelik bir periyotta maksimum değerleri göstermektedir. Aynı zamanda,  $\omega^2$  ile çarpımı, uzun periyod aralığının kapsadığı bilgiyi devre dışı bırakma eğilimindedir. Yakın zamanda olan depremler sırasında yapı geçmesi olaylarının büyük bir kısmının yumuşak alanlarda meydana gelmesi, belki de bir deprem tasarımı seçiminde, bağıl deplasman spektrumunu kullanmayı temel form olarak düşünmemizi zorunlu kılacaktır. Eğrinin yüksek frekanslı ve kısa periyodlu kısmı her zaman (15.8) bağıntısı ile tanımlanmalıdır.

$$y(\omega)_{MAX} = \ddot{u}_{g MAX} / \omega^2 \quad \text{veya} \quad y(T)_{MAX} = \ddot{u}_{g MAX} \frac{T^2}{4\pi^2} \quad (15.8)$$

burada  $\ddot{u}_{g MAX}$  yer ivmesinin pik değeridir.

## 15.5 MODAL BİRLEŞTİRME İÇİN CQC YÖNTEMİ

Bir yapıdaki kuvvet veya deplasmanın pik değerini tahmin etmek için kullanılan en korunumlu (güvenli tarafta kalan) yöntem, modal davranış büyüklüklerinin mutlak değerlerinin toplamını kullanmaktır. Bu yaklaşım, bütün modlar için maksimum mod değerlerinin aynı anda oluştuğunu kabul eder. Bir diğer çok yaygın yaklaşım ise (SRSS), deplasman veya kuvvetlerin değerlerini tahmin etmek için, maksimum mod değerlerinin karelerinin toplamının karekökünü kullanmaktır. SRSS yöntemi, bütün maksimum mod değerlerinin istatistiksel olarak bağımsız olduklarını kabul eder. Çok sayıda frekansın hemen hemen özdeş olduğu üç boyutlu yapılarda bu kabul doğrulanmaz.

Nisbeten yeni mod birleştirme yöntemi, Tam Kare Birleştirme (CQC) olup, bu yöntem [2] ilk defa 1981 de yayınlanmıştır. Rastgele titreşim teorilerine dayanan ve mühendislerin çoğu tarafından geniş kabule mazhar olan bu yöntem, sismik analiz yapan modern bilgisayar programlarının çoğuna bir seçenek olarak girmiştir. Birçok mühendis ve bina yönetmeliklerinin CQC yönteminin kullanımını talep etmemesinden dolayı, bu bölümün bir amacı, CQC yönteminin kullanımının avantajlarını örnek üzerinde açıklamak ve mod birleştirmede SRSS yöntemi kullanımının potansiyel sorunlarını göstermek olacaktır.

Şimdi maksimum mod değerlerinden tipik bir kuvvetin pik değeri aşağıdaki çift toplam denklemini uygulayarak, CQC yöntemi ile tahmin edilebilir.

$$F = \sqrt{\sum_n \sum_m f_n \rho_{nm} f_m} \quad (15.9)$$

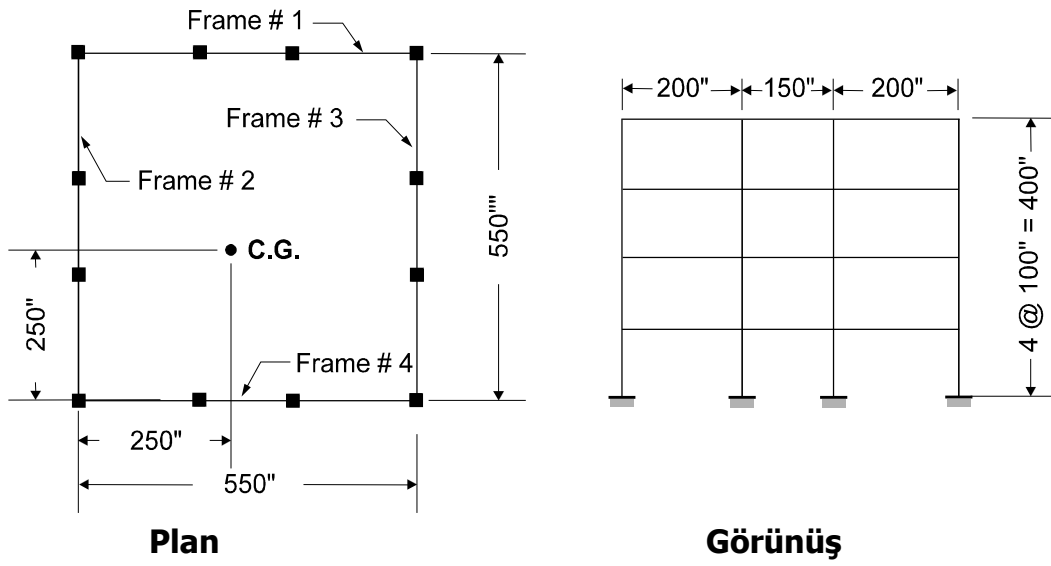
burada  $f_n$ , n moduna karşı gelen modal kuvvettir. Çift toplam işlemi bütün modlar için yapılır. Benzer denklemler, düğüm noktası deplasmanları, bağlı deplasmanlar, taban kesme kuvvetleri ve devrilme momentleri için de uygulanabilir. Sabit sönüm durumunda çapraz mod katsayıları olan  $\rho_{nm}$  ler (15.10) ile verilir.

$$\rho_{nm} = \frac{8\zeta^2 (1+r) r^{3/2}}{(1-r^2)^2 + 4\zeta^2 r(1+r)^2} \quad (15.10)$$

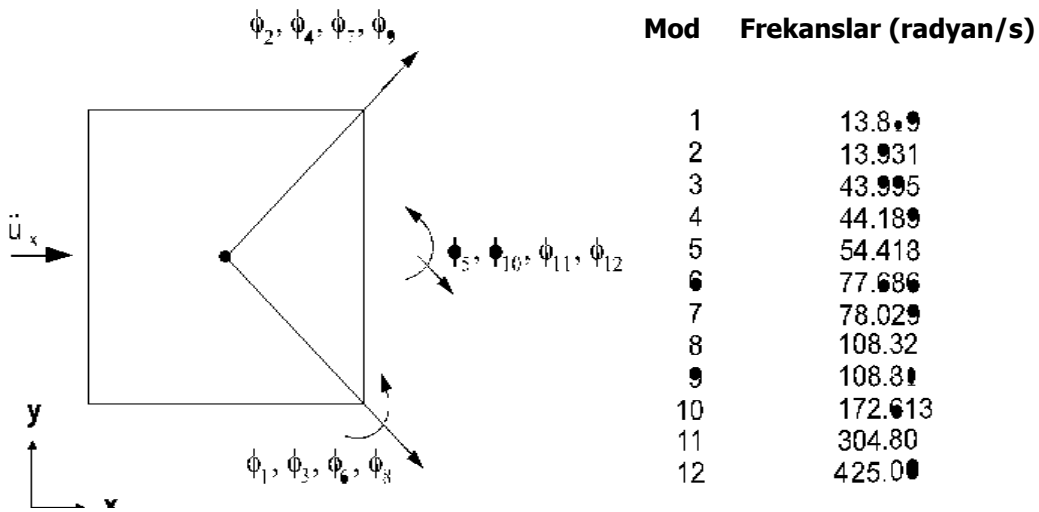
burada  $r = \omega_n / \omega_m$  olup, bu değer 1.0 e eşit veya kök olmalıdır. Çapraz mod katsayısı dizisinin simetrik ve bütün terimlerinin pozitif olduğu önemle not edilmelidir.

## 15.6 MOD BİRLEŞTİRMENİN SAYISAL ÖRNEĞİ

Mod birleştirmede SRSS ve mutlak toplam kullanılması ile ilgili sorunlar, bunların, şekil (15.3) te görülen dört katlı binaya uygulanmasında gösterilebilir. Bina simetrik olmasına rağmen, bütün döşemelerin kütle merkezleri binanın geometrik merkezinden 25 inch uzakta yer almaktadır.



Şekil 15.3. Basit bir üç boyutlu bina örneği

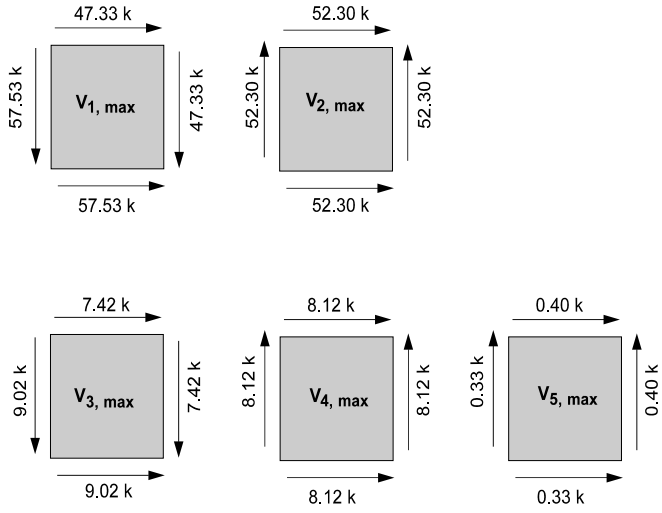


Şekil 15.4 Mod şekillerinin frekansları ve yaklaşık yönleri

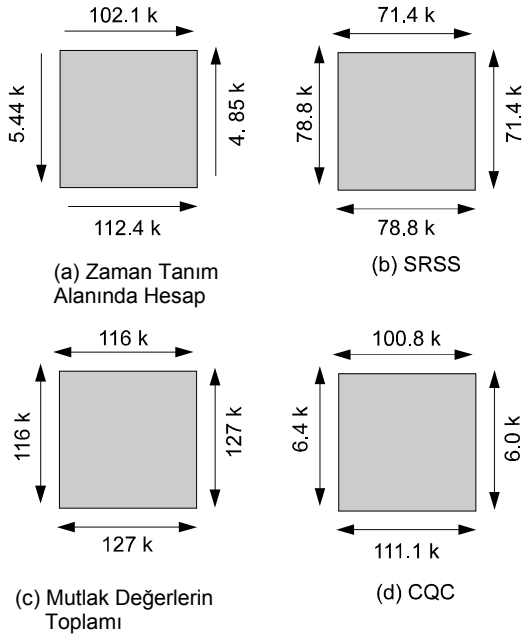
Uygulanan deprem hareketinin yönü, doğal frekanslar tablosu ve mod şekillerinin asal yönleri şekil (15.4) te özetlenmiştir. Her iki yöndeki deprem etkilerine eşit direnç gösterecek şekilde tasarılanmış üç boyutlu bina yapılarının çoğu için tipik olan frekansların birbirine yakın olduğu kolayca görülebilir. Gerçek yapılarda normal olan küçük kütle dışmerkezliği nedeniyle esas mod şekillerinin hem x, y, hem de burulma bileşenleri vardır. Bu nedenle model, çok yaygın olan bir üç boyutlu bina sistemini temsil eder. Aynı zamanda, elemanter dinamiğin bazı ders kitaplarında pek çok bina yönetmeliğinde ima edildiği gibi, verilen özel bir yönde bir mod şekli bulunmadığına dikkat edilmelidir.

Bina, 1952 deki Taft Depreminin bir bileşenine maruz kalmıştır. Oniki modun hepsini kullanarak, zaman tanım alanında kesin analiz ve davranış spektrumu analizi yapılmıştır. İlk beş mod için, dört çerçevedeki maksimum taban kesme kuvvetleri Şekil 15.5 te görülmektedir.

Değişik yöntemler kullanarak dört çerçevenin herbirinde bulunan maksimum taban kesme kuvvetleri Şekil 15.6 da özetlenmiştir. Şekil 15.6a da zaman tanım alanı hesabı taban kesme kuvvetleri kesin değerlerini göstermektedir. Şekil 15.6b de görüldüğü gibi SRSS yöntemi, yükler doğrultusunda olan taban kesme kuvvetlerini, gerçek değere göre yaklaşık olarak yüzde 30 a kadar eksik ve yüklere dik doğrultudaki taban kesme kuvvetlerini ise on misli kadar fazla hesaplamaktadır. Şekil 15.6c te görüldüğü gibi, mutlak değerlerin toplamı, çok kaba bir şekilde, bütün sonuçları gerçek değerinden fazla vermektedir. Buna karşılık CQC yöntemi, Şekil 15.6d den görüleceği gibi, zaman tanım alanında kesin hesaba yakın ve çok gerçekçi değerler vermektedir.



Şekil 15.5. İlk beş mod için her bir çerçevenin taban kesme kuvvetleri



Şekil 15.6. Mod birleştirme yöntemlerinin mukayesesi

Bu bina için modların çapraz bağıntı katsayıları tablo 15.1 de özetlenmiştir. Burada, diyagonal dışı büyük terimlerin bulunmasının, hangi modların birbiriyle bağlantılı olduğunu gösterdiğini de önemle not etmek gerekir.

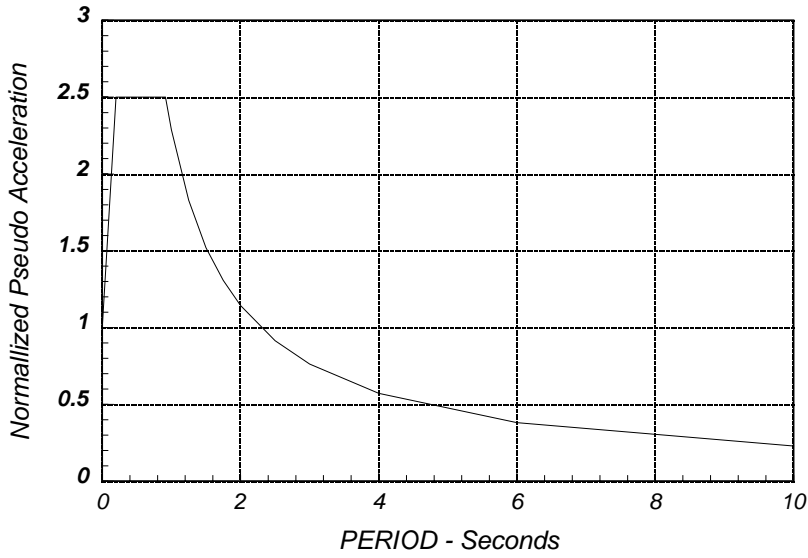
Tablo 15.1. Mod çapraz korelasyon katsayıları - ( $\zeta = 0.05$ )

Mod	1	2	3	4	5	$\omega_n$ rad/s
1	1.000	0.998	0.006	0.006	0.004	13.87
2	0.998	1.000	0.006	0.006	0.004	13.93
3	0.006	0.006	1.000	0.998	0.180	43.99
4	0.006	0.006	0.998	1.000	0.186	44.19
5	0.004	0.004	0.180	0.186	1.000	54.42

Şekil 15.3 te görüldüğü gibi modlara ait taban kesme kuvvetlerinin işaretleri belirtilirse, CQC yönteminin uygulanmasının, taban kesme kuvvetleri toplamının dış hareket yönünde doğrudan eklenmesine nasıl izin verdiği açıkça görülmektedir. Ayrıca, dış harekete dik doğrultudaki taban kesme kuvvetlerinin toplamı birbirini götürme eğilimindedir. CQC yönteminin, davranış spektrumunda terimlerin birbirine göre olan(bağıl) işaretlerini gözönüne alma yeteneği, SRSS yöntemindeki hataların giderilmesinin anahtarıdır.

## 15.7 TASARIM SPEKTRUMLARI

Tasarım spektrumları, birçok deprem için kullanılmak niyetiyle yapıldıklarından, şekil 15.2 dekiler gibi düzensiz eğriler değildirler. Günümüzde, birçok bina yönetmeliği tasarım spektrumlarını şekil 15.7 deki biçimde belirtmektedir.



Şekil 15.7 Tipik tasarım spektrumu

Üniform Bina Yönetmeliği, dört farklı zemin tipine göre spektrum eğrisinin her bir aralığı için özel denklemler tanımlamıştır. Büyük yapılarda, en yakın faya uzaklık ve yerel zemin koşullarının etkilerini içeren, bölgeye bağlı tasarım spektrumu geliştirme uygulaması şimdilerde yaygın olarak kullanılmaktadır.

## 15.8 SPEKTRAL ANALİZDEKİ DİKEY ETKİLER

İyi tasarlanmış bir yapı, mümkün bütün yönlerdeki deprem hareketlerine eşit direnç gösterme yeteneğinde olmalıdır. Bina ve köprülerin mevcut tasarım yönetmeliklerinden bir seçenek, elemanların, bir yöndeki öngörülen sismik kuvvetlerin %100 ü artı buna dik doğrultudaki öngörülen kuvvetlerin %30 u alınarak dizayn edilmesini şart koşturmaktadır. Diğer yönetmelik ve teşkilatlar, %30 yerine %40 oranının kullanılmasını istemektedirler. Ancak bu yönetmelikler, karmaşık yapılarda bu yönlerin nasıl bulunacağını göstermemektedir. Dikdörtgen şekle sahip ve açıkça tanımlanmış asal doğrultulara sahip yapılarda bu “yüzde” kuralları, SRSS yöntemi ile yaklaşık olarak aynı sonuçları vermektedir.

Dikdörtgen olmayan binalar, eğri köprüler, kemer barajlar veya boru sistemleri gibi karmaşık üç boyutlu sistemler için, özel bir elemanda veya belirli bir noktada maksimum gerilmeleri oluşturan deprem yönü belli değildir. Zaman tanım alanı verileri için, kritik deprem yönlerinde bütün noktaları kontrol etmek için, değişik açı değerleri girerek çok sayıda dinamik analiz yapmak mümkündür. Böyle detaylı bir çalışma, her bir hesaplanacak gerilme için farklı kritik bir veri yönünü anlaşılır bir biçimde ortaya koyabilirdi. Ancak böyle bir çalışmanın maliyeti çok büyük olurdu.

Bir deprem sırasında meydana gelen hareketlerin bir tane asal doğrultuya sahip olduğunu kabul etmek makuldür [1]. Veya sonlu bir zaman periyodunda, maksimum yer ivmesi oluştuğunda bir asal doğrultu vardır. Yapıların çoğunda bu doğrultu belli değildir. Coğrafik yerlerin çoğunda ise bunu tahmin etmek bile mümkün değildir.

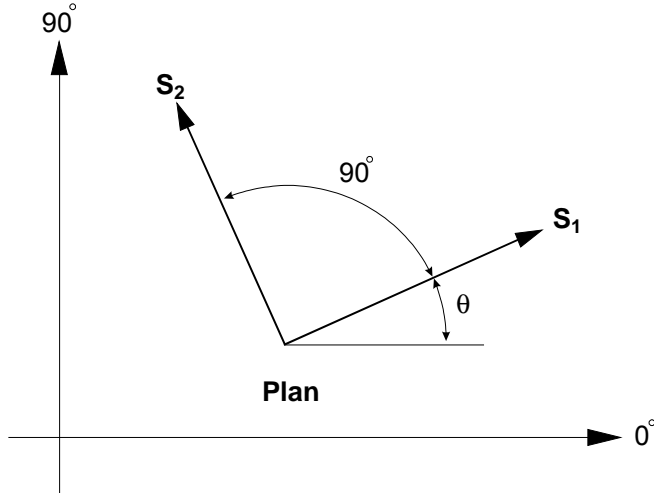
Böylece, yegane akla uygun deprem tasarım kistası şudur ki, bir yapı, mümkün olan herhangi bir doğrultuda verilen büyüklükte bir depreme dayanmak zorundadır. Asal doğrultudaki harekete ek olarak, bu doğrultu ya dik doğrultuda ve eş zamanlı olarak bir hareket oluşma ihtimali vardır. Aynı zamanda, üç boyutlu dalga yayılımının karmaşık yapısından dolayı, bu dik hareketlerin istatistiksel olarak bağımsız olduğunu kabul etmek uygundur. Bu kabullere dayanarak, tasarım kriterinin bir ifadesi olarak şu söylenebilir :

Bir yapı, bütün mümkün  $\theta$  açıları için  $S_1$  büyüklüğündeki esas deprem hareketine ve aynı nokta için aynı zaman noktasında  $\theta$  ile  $90^\circ$  açı yapan doğrultudaki  $S_2$  büyüklüğündeki deprem hareketine direnmelidir.

Bu hareketler şematik olarak şekil 15.7 de görülmektedir.

### 15.8.1 Spektral Kuvvetlerin Hesabında Kullanılan Esas Denklemler

İfade edilen tasarım kriteri, maksimum tasarım kuvvetleri ve gerilmelerinin tayin edilebilmesi için, çok sayıda farklı analizin yapılması gerektiğini belirtmektedir. Bu bölümde, bütün elemanlar için bu maksimum değerlerin, iki global dinamik hareket uygulanması esasına göre çalışan bilgisayar programı ile bir defada tam olarak bulunacağı gösterilecektir. Hatta hesaplanan maksimum eleman kuvvetleri, seçim sisteminden bağımsızdır..



Şekil 15.7. Deprem spektrum verilerinin tanımı

Şekil 15.7 de  $S_1$  ve  $S_2$  ana spektrum verilerinin rastgele bir  $\theta$  açısı ile uygulandıkları görülmektedir. Yapının içindeki bazı tipik noktalarda bu veri kullanılarak bir  $F$  kuvveti, gerilmesi veya deplasmanı oluşur. Analizi basitleştirmek için, küçük spektrum verisi, büyük spektrum verisinin belli bir katı olarak kabul edilecektir. Yani

$$S_2 = a S_1 \quad (15.11)$$

burada a 0 ve 1.0 arasında bir sayıdır.

Kısa bir süre önce, Menun ve Der Kiureghian [3] dikey spektrum etkisinin birleştirilmesi için CQC3 yöntemini teklif ettiler.

Bir pik değerin tahmini için esas CQC3 denklemi

$$F = [F_0^2 + a^2 F_{90}^2 - (1-a^2)(F_0^2 - F_{90}^2) \sin^2 \theta + 2(1-a^2)F_{0-90} \sin \theta \cos \theta + F_z^2]^{\frac{1}{2}} \quad (15.12)$$

burada

$$F_0^2 = \sum_n \sum_m f_{0n} \rho_{nm} f_{0m} \quad (15.13)$$

$$F_{90}^2 = \sum_n \sum_m f_{90n} \rho_{nm} f_{90m} \quad (15.14)$$

$$F_{0-90} = \sum_n \sum_m f_{0n} \rho_{nm} f_{90m} \quad (15.15)$$

$$F_z^2 = \sum_n \sum_m f_{zn} \rho_{nm} f_{zm} \quad (15.16)$$

burada  $f_{0n}$  and  $f_{90n}$  sırasıyla 0 ve 90 derece açı ile uygulanan yanal spektrumun mod değerlerinin yüzde 100 ü, ve  $f_{zn}$  ise, yanal spektrumdan farklı olabilen düşey spektrumun mod davranışıdır. Şunu da önemle kaydetmek gerekir ki,  $a=1$  eşit spektrumları için F değeri  $\theta$  nın bir fonksiyonu değildir ve analiz için referans eksen sisteminin seçimi keyfidir. Yani

$$F_{MAX} = \sqrt{F_0^2 + F_{90}^2 + F_z^2} \quad (15.17)$$

Bu şunu gösterir ki, mümkün olan bütün doğrultulardaki deprem hareketlerine her elemanı eşit direnç gösterecek biçimde dizayn edilmiş bir yapının, herhangi bir referans sisteme göre analizini yalnız bir defada yapmak mümkündür. Bu yöntem bina yönetmeliklerinin pek çoğu tarafından kabul edilebilir bulunmaktadır.

### 15.8.2 Genel CQC3 Yöntemi

CQC3 yöntemi  $a=1$  için SRSS yöntemine indirgenir. Ancak, şimdiye kadar bütün doğrultularda eşit değerli olan gerçek yer hareketi kaydedilmemiş olduğundan, bu durumda gereğinden fazla güvenli tarafta kalınmış olabilir. Normal olarak  $\theta_{cr}$ 'nin değeri denklem(15.12) de bilinmemektedir ; bu yüzden, maksimum davranışı (tepkiyi) oluşturan kritik açığı hesaplamak gerekmektedir. Denklem (15.12) nin türevini alıp sonucu sıfıra eşitleyerek (15.17) eşitliği elde edilir.

$$\theta_{cr} = \frac{1}{2} \tan^{-1} \left[ \frac{2F_{0-90}}{F_0^2 - F_{90}^2} \right] \quad (15.17)$$

Aşağıdaki denklemin maksimum olması için (15.17) denkleminin kontrol edilmesi gereken iki kökü vardır.

$$F_{MAX} = [F_0^2 + a^2 F_{90}^2 - (1 - a^2)(F_0^2 - F_{90}^2) \sin^2 \theta_{cr} - 2(1 - a^2)F_{0-90} \sin \theta_{cr} \cos \theta_{cr} + F_z^2]^{\frac{1}{2}} \quad (15.18)$$

Halihazırda,  $a$  değerinin tayini için önerilmiş özel bir yöntem yoktur. Referans [3] te  $a$  nın 0.50 ve 0.85 arasındaki değerleri için bir örnek verilmiştir.



Tablo 15.2. Periyodlar ve normalize edilmiş taban kesme kuvvetleri

Mod	Peryot Saniye	X- Kuvveti	Y- Kuvveti	Taban Kesme Kuvveti Doğrultusu (Derece)
1	1.047	.383	-.924	-67.5
2	0.777	-.382	.924	112.5
3	0.769	.924	.383	22.5

Spektrum analizlerinde kullanılan ortalama deplasman davranış spektrumunun tanımı tablo 15.3 te verilmiştir.

Tablo 15.3. Katılan Kütleler ve kullanılan davranış spektrumu

Mod	Peryot Saniye	X- Yönünde Kütle	Y- Yönünde Kütle	Analizde Kullanılan Spektral Değer
1	1.047	12.02	70.05	1.00
2	0.777	2.62	15.31	1.00
3	0.769	85.36	14.64	1.00

0.0 ve 90 derece için ayrı ayrı uygulanan spektrumlarda dört kolonun herbirinin tabanında 2 ve 3 lokal eksenleri etrafında oluşan momentler, tablo 15.4 ve 15.5 te özetlenmiş ve 100/30 kuralı ile karşılaştırılmıştır.

Tablo 15.4. 2 Eksenleri etrafındaki momentler- 100/30 kuralı

Eleman	$M_0$	$M_{90}$	$M_{SRSS} = \sqrt{M_0^2 + M_{90}^2}$	$M_{100/30}$	Hata%
1	0.742	1.750	1.901	1.973	3.8
2	1.113	2.463	2.703	2.797	3.5
3	0.940	1.652	1.901	1.934	1.8
4	1.131	2.455	2.703	2.794	3.4

Tablo 15.5. 3 Eksenleri etrafındaki momentler- 100/30 kuralı

Eleman	$M_0$	$M_{90}$	$M_{SRSS} = \sqrt{M_0^2 + M_{90}^2}$	$M_{100/30}$	Hata%
1	2.702	0.137	2.705	2.743	1.4
2	2.702	0.137	2.705	2.743	1.4
3	1.904	1.922	2.705	2.493	-7.8
4	1.904	1.922	2.705	2.493	-7.8

Bu örnekte, maksimum kuvvetler iki yöntem arasında kayda değer ölçüde değişmemektedir. Ancak, 100/30 birleştirme yöntemi ile simetrik olmayan momentler çıkarken, SRSS birleştirme yöntemiyle makul ve simetrik momentler bulunmaktadır.

Örneğin, 100/30 birleştirme kuralı kullanılsaydı, 4 nolu eleman 2 lokal eksen etrafında gereğinden %3.4 büyük ve 3 lokal eksen etrafında ise gereğinden %7.8 küçük olarak dizayn edilecekti. SRSS ve 100/40 yöntemlerine göre, dört kolonun herbirinin tabanında 2 ve 3 lokal eksenleri etrafındaki dizayn(tasarım) momentleri tablo 15.6 ve 15.7 de özetlenmiştir.

Tablo 15.6. 2 Eksenleri etrafındaki momentler- 100/40 kuralı

Eleman	$M_0$	$M_{90}$	$M_{SRSS} = \sqrt{M_0^2 + M_{90}^2}$	$M_{100/40}$	Hata%
1	0.742	1.750	1.901	2.047	7.7
2	1.113	2.463	2.703	2.908	7.6
3	0.940	1.652	1.901	2.028	1.2
4	1.131	2.455	2.703	2.907	7.5

Tablo 15.7. 3 Eksenleri etrafındaki momentler- 100/40 kuralı

Eleman	$M_0$	$M_{90}$	$M_{SRSS} = \sqrt{M_0^2 + M_{90}^2}$	$M_{100/40}$	Hata%
1	2.702	0.137	2.705	2.757	1.9
2	2.702	0.137	2.705	2.757	1.9
3	1.904	1.922	2.705	2.684	-0.8
4	1.904	1.922	2.705	2.684	-0.8

Tablo 15.6 ve 15.7 de sunulan sonuçlar aynı zamanda 100/40 birleştirme yönteminin makul olmayan sonuçlar verdiğini göstermektedir. Simetriden dolayı, 1 ile 3 ve 2 ile 4 elemanlarının aynı momentlere göre boyutlandırılmaları gerekir. Bu basit testte hem 100/30 hem de 100/40 kuralları hatalı sonuç vermektedir.

Eğer bir yapı mühendisi güvenli tarafta kalmak istiyorsa, SRSS yönlü birleştirme kuralının sonuçlarını veya spektrum verilerini birden büyük olan bir ek faktörle çarpabilir. 100/40 yüzde kuralının doğruluğunu göstermeye çalışmak beyhudedir ; çünkü bu kural birçok durumda güvenli tarafta kalmaktadır. Karmaşık üç boyutlu yapılarda 100/40 veya 100/30 yüzde kurallarının kullanımı, bütün mümkün doğrultulardaki deprem hareketlerine eşit dirençte olmayan eleman tasarımları ortaya çıkarmaktadır.

#### 15.8.4 Dikey etkiler konusundaki tavsiyeler

Üç boyutlu davranış spektrumları analizlerinde görülmüştür ki, “elemanların tasarımının bir doğrultuda öngörülen sismik kuvvetlerin %100 ü artı buna dik doğrultuda öngörülen kuvvetlerin %30 veya 40 ı alınarak yapılması” referans sisteminin kullanıcı tarafından seçimine bağlıdır. Bu yaygın olarak kullanılan “yüzde birleştirme kuralları” ampiriktir ve belli elemanların tasarım kuvvetlerinin olduğundan daha küçük olarak tahmin edilmesine ve bir elemanın tasarımının bir doğrultuda nisbeten zayıf olmasına yol açabilir. Kullanıcı tarafından tanımlanan dik eksenlere göre iki tane %100 spektrum analizlerinin bulunduğu SRSS birleştirme kullanan ve bina Yönetmeliği tasdikli olan diğer yöntemin, referans sisteminin bir fonksiyonu olmayan tasarım kuvvetleri bulunduğu gösterilmiştir. Böylece ortaya çıkan yapı tasarımı bütün doğrultulardaki sismik hareketlere eşit dirençli olacaktır.

CQC3 yönteminin yalnızca a nın 1.0 den küçük değerleri için kullanılması gerektiği doğrulanabilir. Bu yöntem, kullanıcı tarafından seçilen referans sistemin bir fonksiyonu olmayan gerçekçi sonuçlar vermektedir.

## 15.9 DAVRANIŞ SPEKTRUMU YÖNTEMİNİN SINIRLAMALARI

Davranış spektrumu yönteminin, bazıları yapılacak olan ek iyileştirmelerle kaldırılabilir sınırlamaları olduğu açıktır. Buna karşılık, bu yöntem hiçbir zaman çok serbestlik dereceli yapıların doğrusal olmayan(nonlinear) analizinde doğru sonuç vermez. Yazar şuna inanmaktadır ki ; gelecekte, daha fazla zaman tanım alanı dinamik davranış analizi yapılacak ve davranış spektrumu yönteminin kullanımındaki yaklaşık hesaplamaların çoğundan kaçınılacaktır. Bu ek sınırlamaların bazıları bu bölümde tartışılacaktır

### 15.9.1 Kat ötelenmesi (Drift) hesapları

Davranış spektrumu yöntemi kullanılarak bulunan bütün deplasman değerleri pozitif sayılardır. Bundan dolayı, dinamik yerdeğiştirmeleri gösteren bir şeklin çok fazla bir anlamı yoktur. Çünkü burada her bir deplasman değeri, maksimum değerin bir tahmininden ibarettir. Katlar arası deplasmanlar, taşıyıcı olmayan elemanlara gelecek tahribatı tahmin etmekte kullanılmakta ve deplasmanın muhtemel pik değerlerini kullanarak doğrudan hesaplanamamaktadır. Kayma şekil değıştirmesinin muhtemel bir pik değerini elde etmenin basit bir yöntemi, şekil değıştirmesi hesaplanacak alana, kayma modülü 1 olan çok ince bir panel eleman yerleştirmektir. Kayma gerilmesinin pik değeri tahribatın mertebesi hakkında iyi bir fikir verecektir. Yürürlükte olan yönetmelik, düşey deplasmanlar ihmal edildiği takdirde panel kayma şekil değıştirmesinin aynısı olan maksimum 0.005 yatay ötelenme oranı değerini öngörmektedir.

### 15.9.2 Kirişlerde Spektrum Gerilmelerinin Tahmin Edilmesi

Bir kirişin enkesitindeki gerilmelerin hesabı için ana denklem :

$$\sigma = \frac{P}{A} + \frac{M_y x}{I_y} + \frac{M_x y}{I_x} \quad (15.19)$$

Bu denklem, hesaplanan ve hepsi de pozitif değerler olan maksimum spektral aksel kuvvet ve momentler ve kesitte verilen  $x$  ve  $y$  değerleri için kullanılabilir. Bütün kuvvetlerin pik değerlerine aynı anda ulaşma ihtimali az olduğundan, bulunan gerilme değerinin güvenli tarafta kaldığı açıktır.

Davranış spektrumu analizinde, (15.19) denkleminin kullanılmasında doğru ve hassas yaklaşım, titreşimin her modu için denklemini ayrı ayrı hesaplamaktır. Bu, her bir mod için, aksel kuvvet ve momentlerin bağlı işaretlerini hesaba katmayı sağlayacaktır. Böylece, CQC çift toplam yöntemini kullanarak mod gerilmelerinden, maksimum gerilmenin doğru bir değeri hesaplanabilecektir. Yazarın deneyimi şunu göstermiştir ki, boyutları büyük olan üç boyutlu yapılarda, mod gerilmelerinden hesaplanan gerilmeler, aksel kuvvet ve momentlerin maksimum pik değerleri kullanılarak hesaplanan değerlerden % 50 daha az olabilmektedir.

### 15.9.3 Çelik ve beton kirişlerde tasarım kontrolleri

Çelik yapılar için tasarım kontrol denklemlerinin çoğu, elemandaki aksel kuvvetin doğrusal olmayan(nonlinear) bir fonksiyonu olan “tasarım dayanım oranları”cinsinden yazıldığından, oranların her bir mod için hesaplanması, maalesef, mümkün olmamaktadır. Yazar tarafından teklif edilen yeni bir yaklaşık yöntem, halihazırda yapılmakta olanın yerine, eleman kuvvetlerinin maksimum pik değerlerini esas alan dayanım oranlarının hesaplanması yaklaşımını benimsemektedir. Buna göre önce maksimum aksel kuvvet hesaplanır. Daha sonra, modlar için maksimum aksel kuvvet azaltma faktörünün sabit kaldığı kabul edilerek, tasarım oranları bütün modlar için tek tek hesaplanır. Elemanın tasarım oranı, CQC3 yönteminde olduğu gibi, çift toplamlı mod birleştirme ile tahmin edilebilir. Bu yaklaşım doğruluk derecesini arttırdığı gibi, yine güvenli tarafta kalmaktadır.

Beton yapılar için, beton elemanların doğrusal olmayan davranışından ötürü, tasarım kontrol denklemindeki maksimum spektrum kuvvetlerinin kullanımında tamamen akılcı bir yöntem geliştirebilmek için, ek geliştirme çalışması yapılmasına ihtiyaç vardır. Bir zaman tanım alanı (time history) analizi, mantıklı tasarım kuvvetleri elde etmenin yegane yoludur.

### 15.9.4 Cıvatalardaki kesme kuvvetinin hesaplanması

Bir cıvataadaki maksimum kesme kuvvetinin hesaplanması şeklindeki ilginç bir problemde,  $x$  ve  $y$  doğrultularındaki kesme kuvvetleri pik değerlerine aynı anda ulaşmadıklarından dolayı,

vektörel toplamla maksimum kesme kuvvetinin tahmin edilmesi doğru değildir Bir civatadaki maksimum kesme kuvvetini tahmin etmenin doğru olan yöntemi, cıvata eksenine göre birkaç değişik açıdaki maksimum civata kesme kuvvetini kontrol etmektir. Elle yapılan hesaplamalarda işlem sıkıcı olsa da, bu yaklaşım bir bilgisayar programına arderleyici olarak eklenirse , maksimum cıvata kuvvetinin hesabı için harcanan zamanın önemi olmayacaktır.

Aynı problem, davranış spektrumu analizinden asal gerilmeler hesaplanacağında ortaya çıkmaktadır. Yapının her bir noktasındaki gerilmelerin maksimum ve minimum değerlerinin tahmin edilmesi için, birkaç değişik açıda kontrol yapılmalıdır.

## 15.10 ÖZET

Bu bölümde gösterilmiştir ki, dinamik analizde davranış spektrumu yöntemi dikkatli kullanılmalıdır. Kaçınılabılır hataların ortaya çıkmasını en aza indirmek için modların maksimum değerlerinin birleştirilmesinde CQC yöntemi kullanılmalıdır. Bir sismik analizde hesaplama işindeki artış, SRSS yöntemi ile mukayese edildiğinde, toplam bilgisayar zamanı açısından fazla değildir. CQC yönteminin sağlam bir kavramsal temeli olup, deprem mühendisliğinde uzmanların çoğu tarafından kabul edilmiştir. Mod birleştirmede SRSS yöntemi veya mutlak değerler toplamı kullanılması doğru sonuç vermemektedir.

Bir yapının bütün yönlerdeki deprem hareketlerine eşit direnç gösterebilmesi için, üç boyutta uygulanan deprem spektrumlarının etkilerini kombine etmekte CQC3 yönteminin kullanılması zorunludur. Yüzde kuralı yöntemlerinin kavramsal temeli yoktur ve bunlar referans sisteminden bağımsız değildir.

Mühendisler açıkça anlamalıdır ki, davranış spektrumu yöntemi, kuvvet ve deplasmanların maksimum pik değerlerinin tahmin edilmesinde kullanılan yaklaşık bir yöntemdir ve oldukça önemli sınırlamaları vardır. Bu yöntem, güvenilirlik derecesi düşük bir tarzda sadece tahmin edilebilen sönüm özelliklerine sahip lineer elastik analizle sınırlandırılmıştır. Yaygın olarak kullanılan doğrusal olmayan(nonlinear) spektrumların çok küçük bir teorik arkaplanı vardır ve karmaşık üç boyutlu yapıların analizinde kullanılmamalıdır. Bu gibi yapılarda, 19. bölümde anlatıldığı gibi, gerçek doğrusal olmayan(nonlinear) zaman tanım alanı (time history) davranışının kullanılması zorunludur.

## 15.11 REFERANSLAR

1. J. Penzien and M. Watabe, "Characteristics of 3-D Earthquake Ground Motions," Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 3, pp. 365-373, 1975.
2. E. L. Wilson, A. Der Kiureghian and E. R. Bayo, "A Replacement for the SRSS Method in Seismic Analysis," Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 9, pp. 187-192, 1981.
3. C. Menun and A. Der Kiureghian, "A Replacement for the 30 % Rule for Muticomponent Excitation", Earthquake Spectra, Vol. 13, Number 1, February 1998. discussed in this section.