

Handwritten signature

**MERKEZSEL VE DIŞMERKEZSEL
ÇAPRAZ ELEMANLI ÇERÇEVE YAPILARIN
STATİK VE DEPREM YÜKÜNE GÖRE
OPTİMUM TASARIMI**

(DOKTORA TEZİ)

Yük.Müh. F.Gülten GÖLAY

Tezin Fen Bilimleri Ens. Verildiği Tarih:30 Nisan 1985

Tezin Savunulduğu Tarih :15 Temmuz 1985

Doktorayı Yöneten Öğretim Üyesi:Prof.Dr.Hasan Boduroğlu

Diğer jüri üyeleri :Prof.Dr.Nahit Kumbasar

:Doç.Dr.Zekâi Celep

İSTANBUL TEKNİK ÜNİVERSİTESİ
İNŞAAT FAKÜLTESİ MATBAASI

1985

T. C.

Yükseköğretim Kurulu

İ Ç İ N D E K İ L E R

Sayfa

- Özet	IV
- Optimum Design of Concentrically and Eccentrically Braced Frames Under Vertical and Earthquake Loading	VI
- Gösterimler ve Semboller	XI
1. GİRİŞ: KONUNUN TANITILMASI ve AMAÇ.....	1
1.1. Giriş	1
1.2. Optimizasyon Problemi	2
1.3. Yapı Optimizasyonu	3
1.4. Yapısal Optimizasyon Yöntemleri ve Konu ile İlgili Çalışma- lar	6
1.4.1. Yapı Optimizasyonunda Kullanılan Yöntemler	7
1.4.1.1. Matematik Programlama Teknikleri	7
1.4.1.1.1. Dolaysız Yöntemler	7
1.4.1.1.1.1. Doğrusal Programlama Yöntemleri.....	7
1.4.1.1.1.2. Doğrusal Olmayan Programlama Yöntemleri.....	9
1.4.1.1.2. Dolaylı Yöntemler.....	12
1.4.1.2. Optimumluk Kriteri Yöntemleri.....	12
1.4.1.3. Optimum Kontrol Teorileri Yöntemi.....	13
1.4.2. Dinamik Yüke Göre Yapı Optimizasyonu.....	14
1.4.2.1. Deprem Yüğü Etkisindeki Yapıların Optimizasyonu.....	15
1.5. Yayınlardan Elde Edilen Sonuçlar.....	18
1.5.1. Dışmerkezsel Çapraz Elemanlı Yapı Sistemleri.....	20
1.6. Çalışmanın Amacı	21
2. DEPREM YÜĞÜ ETKİSİNDEKİ ÇERÇEVE YAPILARIN OPTİMUM TASARIMI.....	22
2.1. Giriş	22
2.2. Varsayımlar ve Yaklaşımlar	23
2.3. Optimizasyon Probleminin Formülasyonu.....	24
2.3.1. Matris Yerdeğiştirme Yöntemi.....	24
2.3.2. Yükler	28
2.3.3. Deprem Yüklerinin Hesabı	29

2.3.4. Tasarım Değişkenleri	35
2.3.5. Amaç Fonksiyonu	35
2.3.6. Kısıtlamalar	36
2.3.6.1. Rijitlik Kısıtlamaları	36
2.3.6.2. Gerilme Kısıtlamaları	36
2.3.6.3. Yerdeğiştirme Kısıtlamaları	38
2.3.6.4. Değişim Sınırları ve Yan Kısıtlamalar.....	40
2.3.7. Optimizasyon Yöntemi	41
2.3.8. Doğrusal Olmayan Kısıtlamaların Doğrusallaştırılması....	43
2.3.8.1. Rijitlik Kısıtlamalarının Türevleri.....	43
2.3.8.2. Gerilme Kısıtlamalarının Türevleri.....	48
3. BÖLÜM: BİLGİSAYAR PROGRAMLARININ AÇIKLAMASI.....	52
3.1. Giriş	52
3.2. Giriş Bilgilerinin Okunması	54
3.3. Deprem Yüklerinin Hesabı	54
3.4. Statik Analiz ile Yerdeğiştirmelerin Hesabı.....	54
3.5. Optimizasyon Bağıntılarının Türetilmesi ve Doğrusallaştırıl- ması	54
3.6. Doğrusal Programlama ile Çözüm	55
4. BÖLÜM: SAYISAL UYGULAMALAR	56
4.1. Giriş	56
4.2. Tek Katlı Çerçeve Örnekleri.....	56
4.2.1. Tek Katlı Normal Çerçeve.....	56
4.2.2. Tek Katlı Köşegenli Çerçeve	60
4.2.3. Dışmerkezsel Çapraz Elemanlı Çerçeveler.....	61
4.2.3.1. Dışmerkez Uzaklığı $e=75$ cm ise ($e/\ell=0,15$)	61
4.2.3.2. Dışmerkez Uzaklığı $e=100$ cm ise ($e/\ell=0,20$)	62
4.2.3.3. Dışmerkez Uzaklığı $e=150$ cm ise ($e/\ell=0,30$).....	63
4.2.3.4. Dışmerkez Uzaklığı $e=200$ cm ise ($e/\ell=0,40$).....	63
4.2.3.5. Dışmerkez Uzaklığı $e=250$ cm ise ($e/\ell=0,50$).....	64
4.2.3.6. Hem Üstten Hem Altan Dışmerkez Uzaklığı $e=100$ cm ise ($e/\ell=0,20$)	65
4.2.4. Sonuçlar	65
4.2.5. Literatürdeki Örneklerle Karşılaştırmalar.....	68

Ö Z E T

Bu çalışmada dışmerkezzel çapraz elemanlı çerçeve yapıların deprem yüküne göre optimum tasarımı için bir çözümleme tekniğı geliştirilmiş ve bu konuda genel bir bilgisayar programı hazırlanarak çeşitli yapı tipleri üzerinde sayısal uygulama sonuçları sunulmuştur. Matris yerdeğıştirme ve modların süperpozisyonu yöntemleri kullanılarak formüle edilen tasarım problemi, doğrusal olmayan matematik programlama tekniklerinden ardısıra doğrusal programlama yöntemine uygulanarak, optimum yapı hacmi ile tasarım değışkenlerinin hesabı için sistematik bir ardışık yaklaşım yöntemi önerilmiştir.

Birinci bölümde yapı optimizasyonunda kullanılan yöntemler tanıtılarak, konu ile ilgili daha önce yapılan araştırmalar özetlenmiş ve çalışmanın amacı açıklanmıştır.

İkinci bölümde matris yerdeğıştirme ve modların süperpozisyonu yöntemlerinin temel bağıntıları verildikten sonra, optimizasyon probleminde tasarım değışkenleri, amaç fonksiyonu ve kısıtlamalar açıklanarak, ardısıra doğrusal programlama yönteminin esası; problemin bu yöntemle uygulanma düzeni ve bunun için doğrusal olmayan kısıtlamaların tasarım değışkenlerine göre türev bağıntıları sunulmuştur.

Üçüncü bölümde konu ile ilgili sayısal uygulama yapmak üzere hazırlanan bilgisayar programının genel akış diyagramı ve işleme düzeni özetlenmiştir.

Dördüncü bölümde önce tek katlı, tek açıklıklı normal, köşegenli ve dışmerkez uzaklığı değışken çapraz elemanlı çerçevelerin düşey yük ve düşey+deprem yükü altında optimum yapı hacimleri hesaplanarak, sonuçlar karşılaştırmalı olarak incelenmiştir. Daha sonra iki katlı ve üç katlı yapıların optimum tasarım problemi, yine hem düşey, hem de deprem+düşey yüklere göre, normal, köşegenli ve dışmerkezzel çapraz elemanlı çerçeveler şeklinde alınarak çözülmüş, sonuçlar karşılaştırılmıştır. Yine bu

bölümde literatürde başka yöntemlerle çözülen tek katlı, iki katlı ve sekiz katlı yapı sistemlerinin tezde önerilen yöntemle çözümleri yapılarak, sonuçlar karşılaştırılmıştır.

Beşinci ve son bölümde ise deprem yapılarının optimum tasarımı için önerilen çözümleme tekniğinin işlevliliği ve dışmerkezsel çapraz elemanlı çerçevelerin optimum tasarıma etkileri ile ilgili sonuçlar verilerek, bu konuda ileride yapılabilecek araştırmalar için öneriler sunulmuştur.



OPTIMUM DESIGN OF CONCENTRICALLY AND ECCENTRICALLY BRACED FRAMES UNDER STATIC AND EARTHQUAKE LOADING

SUMMARY

In this thesis, a solution technique is presented for the optimization of concentrically and eccentrically braced frames under static and earthquake loading and a general computer program is developed for numerical solutions of various types of steel frames. Optimum results for several example problems are also presented and compared with those available in the literature.

The optimization problem has been formulated with the matrix displacement method and the earthquake loads are calculated by modal superposition technique. For the solution of the nonlinear mathematical programming problem, the sequential linear programming technique is utilized which is based on the linearization of nonlinear constraints with Taylor series expansions. An iterative design algorithm is offered to minimize the total weight or the volume of the structure under equilibrium and behavioral constraints as well as side constraints put on the cross-sectional areas.

The structural system is assumed to behave linearly and elastically for the calculation of lateral earthquake loads that are superimposed on static loading for the optimum design at each iteration step. While the static loads of a structure is generally known before design procedure, the probabilistic and random nature of earthquake loads brings out some complexity to the design problem in addition to its stiffness and time dependent character.

VII

The actual continuous structural system is idealized as discrete mass system in which the masses are assumed to be concentrated at each story. The overall stiffness matrix of the system is reduced by static condensation, expressing the rotational displacements in terms of translations. Undamped free vibrational periods of the structure are computed with the solution of the eigenvalue problem and the mode shapes are obtained.

The Housner average acceleration spectrum curves are employed for avoiding the time dependency of the problem to get maximum values over the time interval for the calculated modal periods and the selected damping ratio. The probable maximum values of lateral seismic load are obtained by superposing the modal contributions of desired modes utilizing the root-mean-square method. Dynamic analysis is performed for the calculation of lateral earthquake load at each cycle as the stiffness distributions of the structure changes.

The design variables are taken to be the cross-sectional areas as well as free nodal displacements of the structure. The moments of inertia and section modulus of the elements are assumed to be continuously related to the cross-sectional areas. The expressions for available profile sections used in example problems are derived by least-mean-square method in power functions of area.

The design objective is to minimize the total weight or the volume of the structure which is accepted to be a good approximation in the studies of the minimum cost design of steel structures.

The displacement and side constraints as well as the objective function can be expressed linearly while the stiffness and stress constraints are nonlinear, so the design problem mathematically turns out to be a nonlinear programming problem.

The nonlinear constraints are linearized by taking the first order derivatives of their Taylor Series expansions about the initial design point so as to reduce it to a linear programming problem. Move limits

VIII

on areas are added to reduce the linearization errors. Then, the resulting linear problem is solved by the Simplex routine. The computed optimum values are used as the new initial design point and the whole process is repeated until the convergence criterion is satisfied which is chosen to be the relative change of objective function in two subsequent iterative cycles should be less than a specified tolerance ϵ .

The dynamic analysis is performed at each iteration and the new earthquake loads are computed as the stiffness distribution of the structure changes. With this approach the complex procedure of taking the derivatives of the eigenvalues and eigenvectors is avoided. It is observed that the computed earthquake loads and the natural periods of the structural system are also converged as the convergence criterion is satisfied.

The rate of convergence is quite fast compared with the other methods used in the literature. It is also noticed that the necessary numbers of iteration generally increases with the number of story, but decreases with lateral rigidity of the structural system, i.e. for the unbraced system 7-8 iterations for single, 12-13 iterations for two, 15-16 iterations for three story buildings while for the braced systems 5-6 iterations for one, 9-10 iterations for two and three story buildings.

In the first chapter of the thesis, the structural optimization problem is introduced, the optimization techniques developed by the earlier researchers are reviewed and the description of the present status of the seismic structural optimization is presented. The scope and the purpose of the presented study is also given in this chapter.

The current literature survey shows that the sequential linear programming technique is quite successful for the optimum design of framed structures under static loading but the application of this method to the optimization of dynamically analyzed seismic frames has not been searched yet. It is also observed in the literature that the optimum design of eccentrically braced frames under earthquake excitation is lacking which offers a perfect system for both being economical over traditional moment resisting frames and also satisfying ideal ductility and stiffness requirements in seismic areas.

For these reasons, the present study is focused on the development of a solution technique for the optimum design of eccentrically and concentrically braced frames under static and earthquake loading and to investigate the effect of change of e/ℓ ratio (eccentricity to span length ratio) on the optimum structural volume.

In the second chapter, the basic equations of the matrix displacement method is derived and the main theory of the modal superposition technique is outlined for the computation of earthquake loads. Then, the structural optimization problem is formulated and the objective function, stiffness, stress, displacement constraints as well as move limits are explained. The gradient expressions of nonlinear constraints are also given in this chapter.

In the third chapter, the computer program developed on IBM 4341, in Fortran language is described and the general flowchart is given. The program consists of a main program called OPTIM and a series of subprograms attached to it. In the first part of the computation, the initial data is read and stored. In the second part, the lateral earthquake loads are computed by dynamic analysis and modal superposition technique. In the third part of the program, the static analysis is carried out and the nodal displacements are calculated. In the fourth part, the objective function and the constraints are derived and after the nonlinear stiffness and stress constraints are linearized, the coefficients are arranged in a suitable format to be applicable for Simplex routine. In the fifth part of the program, the linear programming problem is solved by Simplex method.

In the fourth chapter, the results of the numerical solutions are presented in a comparative manner. One bay single-story frames of unbraced, concentrically and eccentrically braced frames with different eccentricity to span length ratio are solved for static and earthquake loads and the results are compared. 20.8% economy in material is shown to be obtained by adding the diagonal elements to the one story frame under combined earthquake loads. This economy over the normal moment resisting frame is about 19.8% for $e/\ell = 0.15$, 13.5% for $e/\ell = 0.20$, 10.5% for $e/\ell = 0.30$ and 2.83% for $e/\ell = 0.40$ which is noticed to decrease as the eccentricity length ratio (e/ℓ) increases. One bay two and three story unbraced, concentrically and eccentrically braced frames for static and seismic ex-

citation are also solved and the optimum volumes of the structures are compared in this chapter.

The example problems available in literature are also solved with the proposed algorithm and the results are compared. One story one-bay, one story three-bay structures and two story one-bay structures, designed by other methods are solved with the presented design technique. The two and eight story shear frames solved by method of feasible direction in the literature are also solved by the proposed method. All of the results obtained are found to be satisfactory (within 10%).

In the fifth and last chapter the final results of the research work and the recommendations for further studies are presented.

In conclusion:

1) The proposed methodology for the optimum design of seismic frames is proved to be an efficient and reliable technique.

2) The optimum volumes computed in this work are all very close to the ones obtained in the earlier studies and the number of iterations are in most cases lower than those which proves the efficiency of the proposed design technique. Also the results being irrespective of the choice of the initial design point displays another practical advantage over some other optimization techniques.

3) The braced frames are much more economical than the normal moment resisting frames under earthquake loading condition. This economy is being 21% for single, 52.7% for two and 51.7% for three story concentrically braced frames of the same span length.

4) The eccentrically braced frame provides an efficient structural system for seismic load with its high moment absorbing capacity and ductile behaviour in addition to the amount of economy gained in comparison with normal frames. The use of this type of frames gives the opportunity to the design engineer to select a suitable structural system which is stiff enough to carry static and dynamic loads and to minimize structural damage and also ductile enough so as not to collapse under strong ground motion.

GÖSTERİMLER ve SEMBOLLER

$-$	: İki boyutlu matris notasyonu
$\sim$	: Tek boyutlu matris (vektör)
$[\]^T$	: Matrisin transpozu
$\frac{\partial}{\partial x}$	: Kısmi türev operatörü
∇	: Gradyan operatörü
∇^2	: Laplace operatörü
Σ	: Toplama işlemi
$ \ $	: Mutlak değer
$ \ $	: determinant
$\tilde{A}$	: Çubuk enkesit alanları
C_c	: Kritik sönüm
C_j	: j.moda ait sönüm
$\tilde{C}_j$	: Genelleştirilmiş sönüm
C_{ij}	: Sönüm tesir katsayıları
$\tilde{C}$	: Sönüm matrisi
$\tilde{d}$	: Çubuk düğüm noktası yerdeğiştirmeleri
dsn	: Değişim sınırı
$\tilde{D}$	: Sistem eksen takımındaki düğüm noktası yerdeğiştirmeleri
$\tilde{D}_d$	: Dönüştürülmüş yerdeğiştirmeler
$\tilde{D}_{max}$	: Maksimum yerdeğiştirmeler
$\tilde{D}_{max}^1$	: Maksimum bağıl yerdeğiştirmeler
DKT	: Doğrusallaştırılmış kısıtlamaların katsayılar matrisi
E	: Elastisite modülü
F	: Genelleştirilmiş yük
$\tilde{F}_d$	: Deprem yükü vektörü
$\tilde{F}_y$	: Düşey yük vektörü
$\tilde{G}_j(X)$	: j. çubuğa ait gerilme kısıtlamaları
$\tilde{I}_x, \tilde{I}_y$	: Eylemsizlik momenti
$\tilde{I}$	: Birim vektör $[11....1]^T$
$\tilde{k}_j$	: j. çubuk rijitlik matrisi
$\tilde{K}$	: Sistem rijitlik matrisi
$\tilde{\bar{K}}$	: İndirgenmiş rijitlik matrisi
$\tilde{K}_j$	: Sistem eksen takımındaki çubuk rijitlik matrisi

- K'_j : $\frac{\partial K}{\partial A_j}$
 K_j : Genelleştirilmiş rijitlik
 L : Çubuk uzunluğu, çerçeve açıklığı
 $\underline{L}$: Dış yükler vektörü
 M_i : i.katın kütlesi
 $\underline{M}$: Kütle matrisi
 M : Genelleştirilmiş kütle
 M_{ij} : j.çubuğunun i ucundaki moment
 n : Serbestlik derecesi sayısı
 n_c : Çubuk sayısı
 N_{ij} : j.çubuğunun i ucundaki eksenel normal kuvvet
 $\underline{P}$: Sistemde çubuk uç kuvvetleri vektörü
 $\underline{P}_j$: j. çubuğuna ait çubuk uç kuvvetleri
 $\underline{P}_{jo}$: Çubuk eksen takımındaki ankastrelik mesnet tepkileri
 $\underline{P}_o$: Sistem eksen takımındaki ankastrelik momentler vektörü
 $\underline{R}(X)$: Rijitlik kısıtlamaları
 S_{aj} : j. moda ait spektral ivme
 S_{dj} : j. moda ait spektral yerdeğiştirme
 S_{vj} : j. moda ait spektral hız
 t : Zaman
 $\underline{t}_j$: j çubuğuna ait dönüşüm matrisi
 $\underline{T}$: $\underline{t}_j$ lerden oluşan sistem dönüşüm matrisi
 T_j : j. moda ait sönümsüz serbest titreşim periyodu
 u_j : j. çubuğuna ait eksenel yönde uzama
 $\underline{u}$: Depremden dolayı yatay yerdeğiştirme vektörü
 $\dot{\underline{u}}$: $\frac{\partial \underline{u}}{\partial t}$
 $\ddot{\underline{u}}$: $\frac{\partial^2 \underline{u}}{\partial t^2}$
 $\underline{U}$: Normal koordinat vektörü
 W' : Toplam yapı ağırlığı
 W : Toplam yapı hacmi
 W_x : Kesit mukavemet momenti
 V_{ij} : j.çubuğunun i ucundaki kesme kuvveti
 x : Yatay yönde yerdeğiştirme
 $\underline{X}$: Tasarım değişkenleri vektörü

- y : Düşey yönde yerdeğiştirme
 α_j : j. moda ait katılma çarpanı
 $\delta(X)$: Yerdeğiştirme kısıtlamaları
 δ_{jx} : j noktasının yatay yerdeğiştirmesi
 δ_i' : i.katın bağıl yerdeğiştirmesi
 Θ : Düğüm noktası dönmesi
 κ : Kayma çarpanı
 λ : Özdeğerler
 ξ : Sönüm oranı
 σ_j : j.çubuğa ait normal gerilme vektörü
 $\left. \begin{matrix} \sigma_{ij}^N \\ \sigma_{ij}^M \end{matrix} \right\}$: j.çubuğun i.ucunda M ve N denmeydana gelen normal gerilmeler
 τ_j : j.çubuğa ait ortalama kayma gerilmesi
 Φ : Şekil vektörleri
 $\underline{\Phi}$: Şekil matrisi
 ω_j : j. moda ait sönümsüz titreşim frekansı
 ω_{Dj} : j. moda ait sönümlü titreşim frekansı

BÖLÜM 1

1. GİRİŞ, KONUNUN TANITILMASI VE AMAÇ

1.1. Giriş

1950 yıllarında bilgisayarların kullanılmaya başlaması ile sayısal hesap yöntemleri ve bunların mühendislik problemlerine uygulama alanları da hızla ilerlemiştir. Bu çalışmalara paralel olarak yöneylem araştırması bilim dalı içinde geliştirilen matematik programlama yöntemleri de mühendisliğin çeşitli disiplinlerinde uygulanmaya başlamıştır. Daha sonraki yıllarda sonlu elemanlar yönteminin kullanılması ile, yapı mühendisleri uzay kafes, asma köprü, sandviç ve kabuk yapılar gibi daha karmaşık yapı tipleri ile uğraşma olanağı bulmuşlardır. Yapı sistemlerinin çeşitlenmesi ise, bu yapılar için uygun malzeme türünün, yükleri en elverişli ve ekonomik biçimde taşıyan yapı sisteminin aranmasına neden olmuştur. Böylece optimizasyon teknikleri, yapı problemlerine uygulanmaya başlamış, mühendisin deneyim ve önsezgisine dayanan geleneksel yapı tasarım yöntemi ise yerini, belirli kısıtlamaları sağlayacak şekilde yapı maliyetini minimize eden tasarım değişkenlerinin matematiksel hesabına bırakmıştır.

Yapı problemlerinde statik yükler kadar, deprem, rüzgâr, şok yükü gibi dinamik yüklerin de önemi büyüktür. Özellikle ülkemiz gibi deprem kuşağı üzerinde yer alan bölgelerde ve çok katlı yapılarda, deprem yükleri çoğu zaman, tasarım boyutlarını statik yüklerden daha çok etkiler. Yapı tasarımında kullanılan geleneksel deprem hesabında yapı, önce statik yüklere göre boyutlandırılırlar, daha sonra, bu boyutlandırmaya bağlı olarak, deprem yükleri hesabedilerek, yapının yeterliliği araştırılır. Boyutlandırılan kesitler içinde yetersiz olanlar varsa değiştirilerek, daha elverişli bir rijitlik dağılımı elde edilir. Bu yöntem; başlangıç değerlerine bağlı bir deneme-yanılma yöntemi olup, sayısız elverişli çözümler arasından seçilen bir tanesinin, işlemin ardısıra tekrar-

lanması ile, geliştirilmiş çözümünü verir. Halbuki optimizasyon problemi, yapının sadece yükleri emniyetli olarak taşıması yeterli olmayıp, aynı zamanda, en düşük maliyetli olma amacı da, tasarım problemi içine katılır. Deprem yükünün hem zamana, hem de yapı rijitliğine bağlı olarak değişken olması ise, yapısal optimizasyon probleminin çözümüne ayrı bir güçlük getirmektedir.

Çok eski yıllardan beri süregelen en ekonomik yapı sistemini arama çabası, son yıllarda enerji ve malzeme sorunları ile daha da önem kazanarak, optimum yapı tasarımını güncel bir problem haline getirmiştir.

1.2. Optimizasyon Problemi

Belirli sayıda eşitlik ve/veya eşitsizlik kısıtlamalarını sağlayacak şekilde bir (veya birden fazla) amaç fonksiyonunu ekstremize eden değişkenler dizisinin hesabı, bir optimizasyon problemi meydana getirir. Matematiksel olarak ;

$$W = f(\underline{X}) \quad (1.1)$$

amaç fonksiyonu ile,

$$\begin{aligned} g_j(\underline{X}) &= 0 & (j=1,2,\dots,r) \\ h_k(\underline{X}) &\leq 0 & (k=1,2,\dots,s) \\ p_\ell(\underline{X}) &\geq 0 & (\ell=1,2,\dots,t) \end{aligned} \quad (1.2)$$

şeklindeki kısıtlamalarla ifade edilebilir.

Burada $\underline{X} = (X_1, X_2, \dots, X_n)^T$ deki değişkenler dizisini, W amaç fonksiyonunu (kâr, zarar, maliyet gibi), $g(\underline{X})$ eşitlik kısıtlamalarını (aktif kısıtlamalar), $h(\underline{X})$ ve $p(\underline{X})$ eşitsizlik kısıtlamalarını (pasif kısıtlamalar) göstermektedir.

n boyutlu tasarım uzayı içinde, kısıtlama yüzeyleri ile sınırlanmış alana uygun bölge, bu bölge içinde alınan herhangi bir çözüme de uygun çözüm adı verilir. Optimum çözüm, aktif kısıtlamaların kesişme noktalarından birinde bulunur. Kısıtlama yüzeylerinin her yerde dışbükey (konveks) olmaması durumunda elde edilen optimum nokta, mutlak optimum yerine yerel optimum olabilir.

Amaç fonksiyonu ve kısıtlamalar, $\underline{X}$ değişkenleri cinsinden doğrusal olarak ifade edilebiliyorsa, doğrusal optimizasyon problemi, edilemiyorsa, doğrusal olmayan optimizasyon problemi meydana gelir.

1.3. Yapı Optimizasyonu

Geleneksel yapı tasarımında, önce mühendis, kendi deneyim ve ön-sezgisine dayanarak, istenen işlevlere uygun gördüğü bir taşıyıcı sistem seçer ve önboyutlandırmasını yapar. Daha sonra bu sistemin ve boyutların yönetmelik koşullarına uygunluğunu araştırır. Bunun için de yapı sabit ve hareketli yükler altında çözülerek, kritik kesitlerde meydana gelecek maksimum gerilme ve yerdeğiştirmelerin yönetmeliklerce sınırlanan değerleri aşıp aşmadığı kontrol edilir. Gereken yerlerde kesitler değiştirilerek, öntasarım düzeltilir ve bu durumda yapının, bir kere daha çözümü yapıldıktan sonra, işleme son verilir. Bu yöntem, bir deneme-yanılma yöntemi olup, ardışık işlem sayısı artırılrsa bile, her adımda daha gelişmiş bir tasarım elde edilmekle beraber, başlangıç değerlerine bağımlı, uygun çözüm bölgesindeki sonsuz tasarım olanaklarından biri ile sonuçlanır. Ayrıca yapı analizinin pahalı ve zaman alıcı bir işlem olması nedeniyle, çoğu zaman işleme 2. iterasyonda son verilir.

Optimizasyon yöntemlerinin yapı problemlerine uygulanması ile, belirli koşulları sağlayan ve aynı zamanda yapı maliyetini minimum yapan tasarım değişkenlerinin hesabı mümkündür. Yapı optimizasyonunda amaç fonksiyonu olarak, genellikle yapı maliyetinin minimum olması koşulu aranırken, bazı problemlerde yerdeğiştirmelerin minimum olması [1], yapı doğal frekansının [2] veya kritik yükün maksimum olması [3] gibi çeşitliliklere de rastlanır. Son yıllarda bazı araştırmacıların çok amaçlı yapı optimizasyonu problemleri üzerinde de çalışmaları görülmektedir [4],[5].

Yapısal optimizasyon problemi, matris yerdeğiştirme veya matris kuvvet yöntemlerinden biri ile formüle edilebilir. Bilgisayar programlamasına daha uygun olması nedeniyle, daha çok sonlu eleman ve matris yerdeğiştirme yöntemi ile yaklaşımlara rastlanmaktadır.

En ekonomik yapı sisteminin seçimi ve boyutlandırılmasını amaçlayan optimizasyon probleminde, yapı maliyeti, malzeme, kalıp, işçilik masrafları, bakım-onarım masrafları gibi çeşitli faktörleri içermesine karşın, yapı optimizasyonunda çoğu zaman maliyet fonksiyonu olarak yapı ağırlığı veya yapı hacmini almak iyi bir yaklaşım verir. Buna göre

yapısal optimizasyon problemi, minimize edilecek yapı ağırlığı fonksiyonu ile yapı sisteminin davranışı ve yönetmeliklerle ilgili kısıtlamaları sağlayan bir programlama problemi meydana getirir.

Bir yapı tasarımı için sırasıyla yapının tipi, topolojisi, malzemesi, elemanların geometrik düzeni, eleman boyutları, düğüm noktaları ve mesnet koşulları belirlenmelidir. Bu nedenle yapı optimizasyonu genel olarak üç grupta geliştirilmiştir.

1) *Eleman Optimizasyonu* : Yapı elemanlarının kesit değişimi ile ilgili çalışmalar,

2) *Boyut Optimizasyonu* : Yapı sisteminin optimum rijitlik dağılımı ile ilgili çalışmalar,

3) *Şekil Optimizasyonu* : Yapının topolojisi ve elemanların geometrik düzenleri ile ilgili çalışmalar,

Yapısal optimizasyonda tasarım değişkenleri olarak genellikle 1. ve 2. grupta enkesit alanı, yükseklik, eylemsizlik momenti, mukavemet momenti gibi kesit özellikleri, 3. grupta ise düğüm noktası koordinatları alınabildiği gibi, düğüm noktası yer değiştirmeleri, kesit momentleri gibi davranış büyüklükleri de alınabilir.

Yapısal optimizasyon problemlerinde kısıtlamalar yapının davranışı ve yönetmeliklerce sınırlanan koşullardır. Bunlar :

a) *Gerilme kısıtlamaları* : Yapının verilen yükleri emniyetli bir şekilde taşıyabilmesi için, gerilmelerin yönetmeliklerle sınırlanan maksimum değerleri aşmaması gerekir. σ gerilmeler, σ_{em} ise emniyet gerilmeleri vektörü olduğuna göre, gerilme kısıtlamaları :

$$\sigma \leq \sigma_{em} \quad (1.3)$$

şeklinde yazılabilir.

b) *Yerdeğiştirme kısıtlamaları* : Yapı sisteminin süreklilik koşullarını sağlaması, aynı zamanda belirli noktalardaki mutlak veya bağıl yerdeğiştirmelerin yönetmelikle sınırlı değerleri aşmaması istenebilir. D yerdeğiştirme vektörü ve D_{max} maksimum yerdeğiştirme değerlerini göstermek üzere, yerdeğiştirme kısıtlamaları :

$$D \leq D_{max} \quad (1.4)$$

şeklinde ifade edilebilir.

c) *Rijitlik veya denge kısıtlamaları* : Yapının verilen yükler altında dengede olma koşulundan kaynaklanan eşitlik şeklindeki kısıtlamalardır. Matris yer-değiştirme yöntemi ile formüle edilen yapı problemlerinde, serbestlik derecesi sayısı kadar rijitlik kısıtlaması sağlanmalıdır. $\underline{K}$ sistem rijitlik matrisini, $\underline{D}$ düğüm noktası yerdeğiştirmeleri ve $\underline{L}$ dış yükler vektörünü göstermek üzere, rijitlik kısıtlamaları:

$$\underline{K} \underline{D} - \underline{L} = 0 \quad (1.5)$$

şeklinde yazılabilir.

d) *Estetik veya mimari kısıtlamalar* : Mimari açıdan eleman boyutlarının bazı sınırlar içinde kalması istenebilir. Örneğin, giriş yüksekliğinin veya kolon genişliğinin belirli değerleri aşmaması gibi sınırlamalar bu kısıtlamaları meydana getirir. h_r , r . eleman yüksekliği olmak üzere bu tip kısıtlamalar :

$$h_{rmin} \leq h_r \leq h_{rmax} \quad (1.6)$$

şeklinde olur.

e) *Yapımsal Kısıtlamalar* : Eleman boyutlarının yönetmeliklerle verilen bazı değerlerden küçük olmaması istenebilir. Örneğin, A çubuk alanlarının, belirli A_{min} değerlerinden daha küçük seçilememe koşulu

$$A \geq A_{min} \quad (1.7)$$

şeklinde gösterilebilir.

f) *Stabilite kısıtlamaları* : Yapı elemanlarının burkulma yükünü sınırlayan kısıtlamalardır. P_{kr} burkulma yükünü göstermek üzere, r çubuğundaki P_r yükü :

$$P_r \leq P_{kr} \quad (1.8)$$

şeklinde kısıtlanabilir.

g) *Titreşim kısıtlamaları* : Yapı doğal frekans veya periyotlarının belirli sınırdan kalması istenirse, ω_i i. moda ait doğal frekansı göstermek üzere titreşim kısıtlamaları :

$$\omega_{imin} \leq \omega_i \leq \omega_{imax} \quad (1.9)$$

şeklinde yazılabilir.

Bu kısıtlamalardan estetik ve yapımsal kısıtlamalara yan kısıtlamalar, diğerlerine ise davranış kısıtlamaları adı verilir. Yapı optimizasyonu probleminin niteliğine göre, bu kısıtlamaların hepsi veya bir

kısının sağlanması istenebilir.

1.4. Yapısal Optimizasyon Yöntemleri ve Konu ile İlgili Çalışmalar

Yapısal optimizasyon ile ilgili çalışmalar çok eskidir. Yapı sistemlerinin kemer, kubbe, kafes, ızgara sistemler gibi çeşitlenmesi, mühendisin çeşitli mesnetler yardımıyla yükleri optimum şekilde aktarma isteğini yansıtır. Yapı sistemlerinde çeşitli malzemeler denenmesi ve kullanılması da yine optimum yapı tasarımı gereksinmesinden kaynaklanmaktadır.

Yapı optimizasyonu ile ilgili ilk bilimsel çalışmalar; 1869 da Maxwell [6]*, daha sonra Cilley [7]* ve Michell [8]*'in tamgerilmeli tasarım ve aynı anda göçme modu (*simultaneous failure mod*) kriterlerini kullanmaları ile başlamıştır.

Bilgisayarların icadı ve gelişmesine paralel olarak sonlu elemanlar yöntemleri ile optimizasyon yöntemleri de büyük bir hızla gelişme olanağı bulmuştur. 1960 da Schmidt [9] yapı optimizasyonu probleminde, sonlu eleman analizi ile matematik programlama teknikleri kavramlarını bir arada uygulamayı önermiş, böylece ilk olarak bu yaklaşımla, yapısal tasarım problemi; n boyutlu tasarım değişkenlerine bağlı bir amaç fonksiyonunun, gerilme, yerdeğiştirme, frekans gibi sınırlayıcı koşulları da içerecek şekilde, matematiksel ekstremizasyon problemi şeklinde ele alınarak, matematik programlama teknikleri çeşitli yapı sistemlerine uygulanmaya başlamıştır. Daha sonraları matematik programlama tekniklerinin yanısıra, yapı problemleri için türetilen *optimumluk kriteri* yöntemleri de yapı optimizasyonu problemlerinde yaygın olarak kullanılmaya başlamıştır [10].

Önceleri yalnız statik yük etkisinde olan yapıların optimizasyonu incelenirken, daha sonra zamana bağlı olarak değişen parametrik dinamik yük, deprem yükü, çok sayıda yükleme etkisindeki yapıların optimum tasarımı ve optimum kontrol teorileri ile ilgili çalışmalar yapılmıştır.

* ile işaretli kaynaklar ikinci elden alınmış olup, alındığı yer, kaynaklar listesinde verilmiştir.

1.4.1. Yapı Optimizasyonunda Kullanılan Yöntemler

Yöneylem araştırması içinde geliştirilen ve çok çeşitli bilim dallarında uygulama alanları olan optimizasyon yöntemlerini genel olarak sınıflandırmak oldukça güçtür. Bunun yerine, yapı problemlerinde kullanılan optimizasyon tekniklerinin özetlenmesi daha uygun bulunmuştur.

Yapısal optimizasyon yöntemleri üç ana grupta toplanabilir :

- 1) Matematik Programlama Teknikleri
- 2) Optimumluk Kriteri Yöntemleri
- 3) Optimum Kontrol Teorileri Yöntemleri

1.4.1.1. Matematik Programlama Teknikleri

Optimizasyon problemini matematiksel olarak çözümleyen, genel yöntemlerdir. Bu yöntemler de iki guruba ayrılırlar :

- a) Dolaysız yöntemler
- b) Dolaylı yöntemler

1.4.1.1.1. Dolaysız Yöntemler

Optimizasyon probleminin çözümüne dolaysız olarak yaklaşan yöntemlerdir. Problemin niteliğine göre : Doğrusal Programlama ve Doğrusal Olmayan Programlama yöntemleri olmak üzere iki sınıfa ayrılabilir :

1.4.1.1.1.1. Doğrusal Programlama Yöntemleri :

Amaç fonksiyonu ve kısıtlamalarda değişkenlerin katsayıları sabitse doğrusal programlama problemi meydana gelir.

$$\begin{aligned}
 W &= f(\underline{X}) = \sum_{i=1}^n a_i X_i & (i=1,2,\dots,n) \\
 g &= \sum_{i=1}^n b_{ji} X_i = 0 & (j=1,2,\dots,m) \\
 h &= \sum_{i=1}^n c_{ki} X_i \geq 0 & (k=1,2,\dots,p) \\
 p &= \sum_{i=1}^n d_{\ell i} X_i \leq 0 & (\ell=1,2,\dots,r)
 \end{aligned} \tag{1.10}$$

Burada W, amaç fonksiyonunu, g,h,p kısıtlamaları, $a_i, b_{ji}, c_{ki}, d_{\ell i}$, sabit katsayıları, X_i ise optimizasyon değişkenlerini göstermektedir.

Doğrusal programlama yöntemlerinin başlıcaları *Simpleks Yöntemi* ile onun özel bir şekli olan *Tamsayılı Programlama* yöntemleridir [11] .

Simplex Yöntemi :

1950 yıllarında Dantzig [12]* tarafından geliştirilen bu yöntem bilgisayara uygulanma kolaylığı ve sistematik bir şekilde çözüme ulaşması nedeniyle, diğer bilim dallarında olduğu kadar, yapı mühendisliğinde de yaygın olarak kullanılmaktadır. Bu yöntemde, belirli kurallara göre yapılan işlemlerle, her adımda amaç fonksiyonunun değerini geliştirecek şekilde, bir uygun temel çözümden diğerine geçilerek adım adım optimum çözüme yaklaşılr. Bu yöntemle ilgili olarak, *Revised Simplex* [13] ,*Charnes M. Yöntemi* [14] * ,*İki Faz Simplex Yöntemi*, *Ters Matris Yöntemi*, *Dual Simplex Yöntemi* gibi çeşitli algoritmalar geliştirilmiştir [15] , [16] , [17] , [18] .

Yapı problemlerinde amaç fonksiyonu doğrusal olarak ifade edilebildiği halde, genel olarak, kısıtlamalar yüksek dereceden doğrusal olmayan terimler içerirler. Ancak izostatik kafes, plastik limit teorisi ile formüle edilen çerçeve problemleri gibi bazı özel sistemleri doğrusal olarak ifade etmek mümkündür. Bu tip yapı problemlerinde Simpleks yöntemi ile çok iyi sonuçlar alınmıştır [18] . Örneğin çelik çerçevelerin plastik mafsallı teorisine göre optimizasyonu [19] , [20] de, betonarme yapıların limit teorisi ile optimizasyonu [21] de, öngörülmesi beton elemanların optimizasyonu [22] de incelenmiştir. [23] de Levey, [24] de Grierson ve Gladwell de çerçevelerin optimum tasarımını plastik göçme yükü teorisi ile formüle ederek Simplex yöntemi ile çözümlenen algoritmalar önermişlerdir.

Tam Sayılı Programlama Yöntemi :

Yapı sistemlerindeki çubuk kesitleri belirli ayırık değerlerde üretildiği halde, optimum yapı tasarımında kesit alanlarının sürekli olduğu varsayımı yapılmaktadır. Kesit alanlarına ait bu özelliğin, doğrusal programlama yöntemi içine alınmasıyla Tamsayılı Programlama veya Ayırık programlama yöntemleri doğmuştur. Bu yöntemde de amaç fonksiyonu ve kısıtlamalar doğrusal olmakla birlikte optimum çözümde tasarım de-

ğişkenlerinin belirli değerler veya tam sayılar içinden seçilmesi gerekir [25]. Mühendislik açısından daha gerçekçi olmakla beraber, çözüm güçlükleri nedeniyle çok pratik değildir. Bununla beraber yapı problemlerinde bazı uygulamalara rastlanmıştır [26], [27], [28].

1.4.1.1.1.2. Doğrusal Olmayan Programlama Yöntemleri :

Amaç fonksiyonu ve/veya kısıtlamalar tasarım değişkenleri cinsinden doğrusal olarak ifade edilemiyorsa, optimizasyon problemi doğrusal olmayan bir problem meydana getirir. Bazı özel durumların dışında, yapı problemleri genellikle doğrusal olmayan optimizasyon problemleridir. Bu bakımdan son yıllarda bu konuda çok sayıda optimizasyon algoritmaları geliştirilmiş ve halen de geliştirilmektedir. Bu yöntemler, bazı problemlerde başarılı oldukları halde, bazı problemlere uygun olmayabilir. Yapı problemlerinde kullanılacak optimizasyon yönteminin seçimi ile ilgili araştırma çalışmaları ise [29], [30] da yapılmıştır.

Doğrusal Olmayan Programlama Yöntemleri içinde literatürde ençok rastlanılanları şunlardır :

Ardısıra Kısıtlamasız Minimizasyon Teknikleri :

(Sequential Unconstrained Minimization Techniques)

Bu yöntemlerde, amaç fonksiyonu ve kısıtlamaların birinci mertebeden türevleri alınarak, kısıtlamalı optimizasyon problemi kısıtlamasız programlama problemine dönüştürülür. Daha sonra uygun bir iniş yönü bulunarak, adım adım optimum noktaya yaklaşılr. Kısıtlamasız optimizasyon teknikleri içerisinde en yaygını Fiacco, McCormick'in geliştirdiği SUMT [31] algoritması olup, Powell, Fletcher-Powell, Dış Ceza Fonksiyonları (*Exterior Penalty Functions*), İç Ceza Fonksiyonları (*Interior Penalty Functions*) gibi yöntemler de, yapı problemlerinde kısıtlı olarak, uygulama alanları bulmuştur [32], [33], [34], [35], [36]. Konu ile ilgili yayın taraması ise [37], [38] de bulunabilir.

Ardısıra Doğrusal Programlama Teknikleri :

(Sequential Linear Programming)

Bu yöntemde, doğrusal olmayan optimizasyon problemi Taylor serileri veya adım adım doğrusallaştırma (*piecewise linearisation*) yollarından biri ile lineerleştirilerek, doğrusal programlama tekniklerine

uygulanır. Bu metodu ilk olarak *Kesen düzlem yöntemi (Cutting Plane-Ayırıcı Çok Boyutlu Uzay Yöntemleri)* adı altında Kelley geliştirmiştir [39] . Yapı problemlerine ilk uygulayan ise Moses [40] olmuştur. Moses, optimizasyon problemini Taylor serileri yardımıyla doğrusallaştırarak Simpleks yöntemine uygulamış, elde edilen optimum çözümün başlangıç noktasında doğrusallaştırılan kısıtlamaları sağladığı halde, doğrusal olmayan gerçek kısıtlamaları sağlamadığını görerek, bulunan değişkenlere göre yapı davranışını tekrar hesabetmiş ve geliştirilmiş tasarım değişkenlerini yeni başlangıç noktasında kullanmıştır. Böylece yakınsama oluncaya kadar iterasyona devam ederek, optimum tasarım değişkenlerini elde etmiştir. Bu yöntem, bazı durumlarda salınımlar yaratarak yakınsama zorluğu meydana getirmesi ve ancak dışbükey problemlerde iyi sonuç vermesi nedeniyle, fazla uygulama alanı bulmamıştır.

[41] de Wolfe, bu yöntemde yakınsama hızının artırılması için çalışmalar yapmış, Griffith ve Stewart ise [42] kesen düzlem yöntemini *Yaklaşık Programlama Yöntemi (Approximating Programming)* adı altında geliştirerek bu sakıncaları ortadan kaldırmıştır. Yaklaşık programlama yönteminde, doğrusal olmayan ifadeler yine bir başlangıç noktasında Taylor serisine açılarak doğrusallaştırılır. Optimizasyon esnasında salınımlar olmaması için de, tasarım değişkenleri, değişim sınırları (*move limit*) denilen yapay kısıtlamalar ile sınırlanır. Daha sonra problem Simpleks yöntemi ile çözülerek, elde edilen optimum nokta, yeni başlangıç noktası olarak alınır ve yakınsama oluncaya kadar, işleme devam edilir.

1966 da, Reinschmidt ve arkadaşları [43] , [44], aynı yöntemi kullanarak ve yapı problemini matris yer değiştirme yöntemi ile formüle ederek, basit kafes ve çerçeve sistemler ile ilgili uygulamalar çözmüşlerdir. Daha sonra Pope [45] Romstad ve Wang [46] da bu yöntemi kullanarak, kafes çerçeve ve sürekli kirişlerin optimizasyonunu incelemiştir. [47] de aynı yöntem Saka tarafından, çerçevelerin boyut ve şekil optimizasyonuna uygulanmış, çözümlerde değişken değişim sınırlarından yararlanılarak, kesit boyutlarına ek olarak düğüm noktası yer değiştirmeleri de tasarım değişkeni olarak alınmıştır. Saka, daha sonra yine bu yöntemle statik yük etkisindeki uzay kafes ve ızgara sistemlerin boyut ve şe-

ki optimizasyonunu yapmıştır [48] , [49] , [50] , [51] . Yine 1981'de Stojanovski [52] sabit yatay yük etkisindeki çerçevelerin optimizasyonunu, 1984'te Pedersen ve Jorgensen [53] çok sayıda yükleme durumları için sonlu elemanlar ve yaklaşık programlama yöntemi ile çerçevelerin optimizasyonunu incelemişlerdir.

Geometrik Programlama Yöntemi :

Bu yöntemde programlama problemi; doğrusal kısıtlamalar ile doğrusal olmayan amaç fonksiyonu şeklinde dual probleme dönüştürülerek çözüme gidilir [54] . Yapı sistemleri üzerindeki uygulamaları [55] ve [56] da görülmektedir.

Dinamik Programlama Yöntemi :

İlk olarak Bellman [57]* tarafından uygulanan bu yöntemde, optimizasyon problemi ardarda belirli sayıda karar devrelerine bölünür. Her aşamada o devreye ait tasarım optimize edilerek bu değerlerle diğer devrelere geçilir. Böylece bir karar verme ağı kurularak, sistematik bir şekilde problem çözülür [11] . Yapı problemlerine uygulamaları ise [58] , [59] , [60] , [61] de görülmektedir.

Gradyan Yöntemleri :

Bu yöntemlerde amaç fonksiyonu ve kısıtlamaların 1.derece kısmi türevlerinden yararlanılarak çözüme gidilir. En yaygın olanları Rosen tarafından geliştirilen [62] ve yapı problemlerine uygulamaları [63] , [64] te görülen Gradyan İzdüşümü (*Gradient Projection Method*), Abadie, Carpenter [65] tarafından geliştirilen Azaltılmış Gradyan Yöntemi (*Reduced Gradient*), Eşlenik Gradyanlar (*Conjugate Gradient Method*) [66] , Endik İniş (*Steepest Descent*) yöntemi [67] , [68] ve Gradyan Arama Yöntemi [69] dir.

Uygun Yön Yöntemi (Method of Feasible Direction)

İlk olarak Zoutendijk [70] tarafından geliştirilen bu yöntemde bir uygun çözümden başlanır ve uygun bir gidiş yönü seçilerek, adım adım optimum noktaya yaklaşılr:

$$\tilde{x}_{i+1} = \tilde{x}_i + \alpha \tilde{s}_i \quad (1.11)$$

Burada, $\tilde{x}_i$, $\tilde{x}_{i+1}$, i . ve $i+1$ iterasyondaki tasarım değişkenleri vek-

törlerini, S_i uygun gidiş yönünü, α ise gidiş uzaklığını göstermektedir. Çözüm esnasında α ve S_i değerleri X_{i+1} uygun bölge içinde olacak şekilde seçilir.

Bu yöntem, doğrusal olmayan matematik programlama yöntemleri içinde yapı problemlerinde en çok kullanılanlardan bir tanesidir [29], [71], [72], [73], [74].

1.4.1.1.2. Dolaylı Yöntemler (Arama Yöntemleri)

Bu yöntemlerde problemin çözümü doğrudan olmayıp, bir kriterden yararlanılarak ve sayısal arama yöntemi ile optimum noktaya adım adım yaklaşılır. Newton-Raphson Yöntemi, Patern Araştırma Yöntemi [75], iterasyon yöntemleri bu grupta sayılabilir [43], [76]. Gradyan Arama Yöntemleri ve Kısıtlamasız Minimizasyon tekniklerinden Ceza Fonksiyonları Yöntemi de bu grupta sayılabilir.

1.4.1.2. Optimumluk Kriteri Yöntemleri:

Matematik Programlama teknikleri değişik yapı sistemlerine uygulandıkça, tasarım değişkenlerinin artması, optimum çözüme yaklaşımda adım boyunun ve başlangıç noktasının algoritma hassaslığını etkilemesi, bu yöntemlerin pratik uygulamalarında bazı güçlükler ortaya çıkarmıştır. Bu nedenle 1968 yılında Venkayya ve arkadaşları [10], [77], [78] optimumluk kriteri yöntemleri geliştirmişlerdir. Bu yaklaşımda yapının optimum olması için, enerji fonksiyonlarından yararlanılarak yeterli ve gerekli bir optimumluk kriteri türetilmekte ve bu kriter kullanılarak ardışık yaklaşımla optimum çözüm aranmaktadır.

Yapı problemlerinde matematik programlama yöntemlerinin genel olmasına karşın, değişken sayısı arttıkça yakınsama hızı bazen çok yavaş olmaktadır. Bu bakımdan, her problem için ayrı bir kriter türetme güçlüğüne rağmen, daha hızlı sonuç verdiği için, bazı araştırmacılar, optimumluk kriteri yöntemlerini tercih etmişlerdir. Bu yöntemler uygulanırken, yapı ile ilgili şekil değiştirme enerjisi, minimum potansiyel enerji, gerilme oranı gibi bağıntılardan yararlanılarak, Kuhn-Tucker koşulları ve Lagrange çarpanları yardımıyla [79], gerilme, yerdeğiştirme ve dinamik kısıtlamalar ile ilgili kriterler türetilmiş ve yapı problemlerinde uygulanmıştır.

Optimumluk kriteri için ilk yaklaşımlar tam gerilmeli tasarım ve aynı anda göçme modu kriterlerinin kullanılması ile başlamıştır. Bu kriterlere göre, optimum tasarımda, yapı elemanlarının aynı anda maksimum gerilmeye ulaşması veya aynı anda göçmesi varsayımı yapılmaktadır [80]. İzostatik sistemler için doğru bir yaklaşım olan bu kabulün, hiperstatik yapılarda yanıltıcı sonuç verdiği görülerek optimumluk koşulu için, daha güçlü kriterler araştırılmış, 1966 da Kicher [81], optimum tasarım ve tam gerilmeli tasarım problemlerinin ilişkisini içeren araştırmasını yayınlamıştır. [78], [82], [83], [84] de optimumluk kriteri yöntemleri ile tam gerilmeli tasarım ve matematik programlama yöntemleri karşılaştırılmıştır. [85] de Arora ise optimumluk kriteri ile matematik programlama yöntemlerinden Gradyan İzdüşümü yöntemini karşılaştırarak, her iki metodun da olumlu yönleri ile yeni bir *hybrid yöntem* önermiş ve hiperstatik kafes sistemlere uygulamıştır. Yine [86] da Sander ve Fleury optimumluk kriteri ve matematik programlama yöntemlerinin karışımı . yeni bir yöntem önererek aynı hiperstatik kafes sistemler üzerinde örnekler çözmüştür.

Optimumluk kriteri yöntemleri yapı problemlerinde çok yaygın olarak kullanılmaktadır. [87] de Lin ve arkadaşları çerçeve, kafes ve uzay kafes sistemlerin boyut ve şekil optimizasyonunu, Xia ve arkadaşları [88] de yeni bir dönüşüm (*recursion*) formülü ile üç çubuklu kafes sistemleri, Atrek [89] değişik bir yaklaşımla 10 çubuklu kafes sistemleri, Kamat [2] basık kafes sistemlerin kritik yükünün maksimizasyonunu, Khan [90] ise tek katlı ve çok katlı çerçeve sistemlerin optimizasyonunu optimumluk kriteri yöntemi ile inceleyerek diğer algoritma sonuçları ile karşılaştırmışlardır. Armond ve arkadaşı ise, üçgen plâk elemanların optimizasyonunu optimumluk kriteri ve sonlu eleman yöntemleri ile çözmüşlerdir [91].

1.4.1.3. Optimum Kontrol Teorileri Yöntemi

Yapı sistemleri ayrıık sistemler yerine sürekli sistemler olarak modelize edilirlerse bunların davranışları da diferansiyel denklemler yardımıyla ifade edilir. Bu tip sistemlere daha çok uzay, uçak, gemi ve makina mühendisliği yapılarında, titreşim, stabilite problemlerinde,

stokastik dinamik yük etkisindeki yapı problemlerinde rastlanmaktadır. Optimum Kontrol Teorileri diferansiyel ve varyasyon hesaplarından yararlanılarak türetilen bu tip sürekli yapı sistemlerinde uygulanan yöntemlerdir. Bu yöntemle ilgili diğer mühendislik dallarındaki araştırma çalışmaları çok geniş olmasına karşın, inşaat mühendisliği konularındaki uygulamalar oldukça kısıtlıdır. Optimum Kontrol Teorisi ile ilgili genel bilgiler [92] ve [93] de, yapı problemleri ile ilgili uygulamalar ise [94], [95], [96], [97] de bulunmaktadır.

Yapı sistemlerinin türüne ve yükleme durumlarına göre geliştirilen çeşitli yapısal optimizasyon yöntemleri ile ilgili genel bilgiler ve bunların uygulama alanları üzerindeki yayın tarama çalışmaları [30], [88], [74], [83], [98], [99], [100], [101], [102], [103], [104], [105] de bulunabilir.

1.4.2. Dinamik Yüke Göre Yapı Optimizasyonu

Yapı optimizasyonu problemlerinde değişken ve kısıtlama sayısının çok olması ve ifadelerin doğrusal olmaması nedeniyle çözüm sırasında karşılaşılan güçlükler, araştırmacıların çeşitli optimizasyon algoritmalarını denemelerine ve problemin niteliğine uygun yeni yeni yöntemler geliştirilmelerine neden olmuştur. Yapı problemlerinde dinamik yüklerin önemi ihmal edilemeyecek kadar büyük olmasına karşın, statik yük etkisindeki yapı problemlerinin optimizasyonunda karşılaşılan güçlükler, henüz ancak bazı yaklaşımlar ile çözümlenen belirsizlikler ve dinamik problemlerin zamana bağlı davranışının da getirdiği karmaşıklıklar nedeniyle, yapı optimizasyonuna dinamik etkilerin katılması oldukça geç başlamıştır ve henüz gelişme devresi aşamasındadır.

Bu konudaki ilk çalışmalar, yapının davranışı ile ilgili kısıtlamalara, frekans kısıtlamalarının da katılması ile başlamış olup, 1965 de Niordson [106] titreşim yapan bir kirişin, 1967 de Turner [107] değişken kesitli bir çubuğun frekans kısıtlamalarına göre optimizasyonunu incelemişlerdir. Daha sonra Taylor [108] ve Zarghamee [109] çubuk ve kafes sistemlerde en küçük frekansın maksimizasyonu ile ilgili çalışmalarını yayınlamışlardır. Brach ise [110] da şok dalgaları etkisindeki basit kirişin yerdeğiştirme kısıtlamasına göre optimum tasarımı yap-

mıştır. 1970'de McCart ve arkadaşları [111] frekans kısıtlamasına göre üç çubuklu çerçevenin optimizasyonunu endik iniş yöntemi ile incelemişlerdir. [72] de, şok spektrumu etkisindeki boru kesitli düzlem kafes sistemlerin gerilme, yerdeğiştirme ve frekans kısıtlamaları altındaki optimizasyon problemi, matematik programlama tekniklerinden uygun yön yöntemi ile çözülmüştür.

1972 de Pierson [112] dinamik kısıtlamalı optimum yapı tasarımları hakkındaki literatür araştırmasını yayınlamış, 1983 te Venkayya ve arkadaşları ise, frekans kısıtlamalı yapı optimizasyonu problemini yeniden incelemişlerdir [113] .

1.4.2.1. Deprem Yüğü Etkisindeki Yapıların Optimizasyonu

Deprem etkisindeki yapıların optimizasyonu ile ilgili ilk çalışmalar 1972 dan itibaren başlamıştır. [114] de Kato ve arkadaşları standart deprem spektrumu etkisindeki çok katlı çelik yapıları kayma çerçevesi olarak idealize ederek, gerilme ve yatay yerdeğiştirme kısıtlamalarına göre, ardısıra doğrusal programlama yöntemi yardımıyla optimizasyonunu yapmışlardır. [115] ve [116] da Solnes ve Holst ise gerilme, yerdeğiştirme ve yan kısıtlamalar ile önce yapıyı statik yüke göre boyutlandırmış, daha sonra yönetmeliklere göre hesap edilen yatay deprem yükleri altındaki çok katlı çelik çerçevelerin optimum rijitlik dağılımını incelemişlerdir. [117] de Brankov ve Paskaleva kule yapıların optimum tasarımını, [118] de Nigam ve Narayanan ise deprem yükü etkisindeki kafes sistemlerin optimizasyonunu SUMT algoritması ile yapmışlardır. [119] da Kamil ve Bertero ise deprem etkisindeki çok katlı çerçeve yapıların optimum tasarımı için, kuvvetli kolon-zayıf giriş kriterine dayalı, hem de deterministik hem stokastik bir yaklaşımla, düktilite, sönüm, plâstik şekil değiştirmeler gibi faktörleri de içerecek şekilde bir metodoloji önermişlerdir.

[120] de Ray ve arkadaşları çok katlı, deprem yapılarını kayma çerçevesi olarak idealleştirerek uygun yön yöntemi ile optimizasyonunu yapmışlardır. Bu çalışmada amaç fonksiyonu olarak kolon hacimleri toplamı, tasarım değişkenleri olarak da kolon atalet momentleri alınarak, gerilme ve yatay yerdeğiştirme kısıtlamalarını sağlayacak şekilde,

spektrum eğrileri yardımıyla hesabedilen deprem yüküne göre bir optimum tasarım algoritması önerilmiştir.

1976 yılında, Vitiello ve Pister [121] deprem yükünün stokastik özelliğini gözönüne alarak, Lagrange çarpanları ile yükseltilmiş su tankı ve kayma çerçevelerinin optimum çözümünü, olasılık hesabı ve limit analizi ile incelemiş, [35] de Cassis ve Schmit ise ortogonal çelik çerçevelerin yatay sinuzoidal hareket etkisinde gerilme, yerdeğiştirme ve frekans kısıtlamalı parametrik optimizasyonunu, kısıtlamasız minimizasyon tekniklerinden, Davidon, Fletcher-Powell algoritması yardımıyla [69] da da Cheng ve Botkin deprem yükü etkisindeki viskoz sönümlü çerçevelerin optimizasyonunu gradyan arama yöntemi ile çözerek, uygulamalarında gerilme, yerdeğiştirme ve frekans kısıtlamaları ve Δ etkilerini de gözönüne almışlardır. Yine 1976 da Rosenblueth ve Asfura [76] deprem yükü etkisindeki kayma çerçevelerin optimizasyonu için, hız spektrum eğrilerinden yararlanarak her adımda optimuma yaklaşan bir dönüşüm (*recursion*) formülü ile kurulan bir ardışık hesap algoritması önermiştir. Polak ve arkadaşları ise [122] deprem yükü etkisindeki çok serbestlik dereceli kayma çerçevelerini, zamana bağlı diferansiyel hareket denklemi yardımıyla optimum kontrol problemi şeklinde ifade etmiş ve uygun yön yöntemi ile optimizasyonunu yapmışlardır.

1977 de McConnell [123] sismik yük etkisindeki çok serbestlik dereceli sistemlerin minimum tasarımının, frekans kısıtlaması altında, Rayleigh oranı ve tam gerilmeli tasarım kriterine göre iteratif yolla yapılabileceğini önermiş, Feng ve arkadaşları ise [124] de, sonlu eleman, modal analiz ve en dik iniş yöntemlerini kullanarak, zamana bağlı genel dinamik yük altındaki [72] de verilen sistemlerin optimizasyonunu incelemişlerdir.

[125] de Cheng ve arkadaşı, statik, dinamik ve deprem yükü etkisindeki çok katlı çelik yapıların gerilme, yerdeğiştirme, frekans ve yan kısıtlamalara göre optimum tasarımı için enerji yoğunluğu ve Rayleigh oranından yararlanan bir optimumluk kriteri yöntemi önermişlerdir. Ayrıca bu çalışmada dinamik çözüm ve UBC yönetmeliğine [126] göre hesaplanan deprem yükleri etkisindeki tek ve çift çapraz elemanlı yapılar ile nor-

mal çerçevelerin optimum yapı ağırlıkları karşılaştırmalı olarak incelenmiştir.

1979 da Rangachanyulu ve arkadaşları dinamik kısıtlamalı yapı optimizasyonu problemleri ile ilgili bir yayın araştırması yapmışlar [127], aynı yıl Zagajeski ve Bertero ise, zayıf giriş, kuvvetli kolon varsayımı ile girişlerdeki eğilme donatılarının minimizasyonunu amaçlayan çok katlı betonarme çerçevelerin deprem yüküne göre optimizasyonunu plastik hesap ve doğrusal programlama yöntemi ile çözümlemişlerdir. [128], [129], [130] da stokastik deprem yükü etkisindeki sistemlerin yapı ömrü maliyetinin (*life-time cost*) minimizasyonu amaçlanarak, olasılık teorisi ile ilgili bir çözüm yöntemi önerilmiş, [131] de de elastoplastik çerçevelerin deprem yüküne göre optimizasyonu parametrik doğrusal programlama ile hesabedilmiştir.

1980 yılında [132] de deprem yükü etkisindeki baca tipi yapılar, [133] de çok katlı çelik çerçeveler kayma çerçevesi şeklinde idealize edilerek [76] da önerilen ardışık hesap yöntemi ile optimizasyonları araştırılmıştır. Aynı yıl Cheng [134], 15 katlı normal çerçeve ile tek, çift ve K tipi köşegen elemanlı çerçevelerde El-Centro deprem verileri ile statik yük etkilerini de alarak problemi incelemiş ve enerji yoğunluğu fonksiyonlarını kullanarak, optimumluk kriteri yöntemi ile optimum rijitlik dağılımını hesaplamıştır. 1981 de Lawo [135], stokastik dinamik yük etkisindeki çerçeve yapıları, optimumluk kriterine göre boyutlandırılmış, Balling ve arkadaşları ise [36] impulsif yer hareketi etkisindeki iki katlı köşegen elemanlı çelik çerçeveleri kayma çerçeveleri şeklinde idealize ederek, zamana bağlı yatay yerdeğiştirme ve kolonlardaki gerilme kısıtlamalarını sağlayacak şekilde optimum tasarımı incelemişlerdir. Yine aynı yıl Lin ve arkadaşları [87] de Kuhn-Tucker kriterlerine dayalı α - β algoritması ile statik ve dinamik kısıtlamalar altında çerçeve, kafes, uzay kafes sistemlerin boyut ve şekil optimizasyonunu incelemişlerdir. [64] de ise zamana bağlı ve yönü değişen dinamik yük etkisindeki yapılarda burkulma, gerilme ve yerdeğiştirme kısıtlamalarını içeren minimum ağırlıklı yapı tasarımı incelenmiş, çevre ve zaman parametresine bağlı tepkilerin maksimizasyonunu amaçlayan bir optimizasyon problemi olarak ele alınmıştır.

yonu analitik olarak yapılırken yapı ağırlığının minimizasyonunda grad-yan izdüşümü yöntemi kullanılmıştır.

1983 de yine Balling ve arkadaşları [71] , çelik çerçeve yapıların deprem yüküne göre optimizasyonunu, adım adım integrasyon ve uygun yön yöntemi ile incelemişlerdir. Tasarım kriteri olarak: Hafif şiddetteki depreme hasarsız, orta şiddetteki depreme az hasarlı, şiddetli depreme ise kısıtlı yapısal hasar verecek şekilde dayanması felsefesini kullanarak ve maliyet fonksiyonu olarak yapı hacmine ek olarak, yapının düktilitesini de içermesi için, elastik olmayan enerji sarfının minimum olması veya hasar ölçüsü olarak yatay yer değiştirmenin minimum olması gibi amaç fonksiyonlarını da alarak optimizasyon problemini çözmüşlerdir.

1984 yılında ise [137] de sismik bölgede üç boyutlu yapıların optimizasyonu için optimumluk kriteri yöntemi ve Lagrange çarpanları ile bir algoritma verilmiş, [138] de deprem etkisindeki çelik yapıların optimizasyonu ile ilgili California Üniversitesindeki çalışmalar özetlenmiş, [139] da ise deprem yapılarının optimum tasarımı için bir kule yapı örneği üzerinde yeni bir matematik programlama yaklaşımı önerilmiştir.

1.5. Yayınlardan Elde Edilen Sonuçlar

1.4. kısımda verilen yayın taramasından da görüldüğü gibi dinamik yük ve özellikle deprem yükü etkisindeki yapıların optimum tasarımı konusundaki çalışmalara son 10-12 yıl içerisinde başlanmış olup, yapı sistemlerindeki bilinmeyen ve kısıtlamaların çok sayıda olması yanında elde edilen optimizasyon probleminin yüksek dereceden doğrusal olmayan ifadeler içermesi, deprem yüklerinin belirsiz ve zamana bağımlı olması nedeniyle, ancak çeşitli varsayımlar yapılarak optimum çözümler elde edilebilmiştir.

Bu çalışmaların bir kısmında sadece kafes sistemler ele alınırken, bazılarında ise çerçeve sistemler, kayma çerçevesi veya zayıf giriş-kuvvetli kolon şeklinde idealize edilerek, bilinmeyen sayısı azaltılmıştır. Bazı araştırmacılar ise, yapıyı sadece plastik sınırda inceleyerek doğrusal olmayan ifadelerin sayısını azaltmaya çalışmışlar, bir

kısmı da gerilme ve yerdeğiştirme kısıtlamalarının hepsi yerine sadece bir kısmını alarak kısıtlama sayısını, ya da elemanların bazılarını eşit olarak değişken sayısını azaltma yoluna gitmişlerdir.

Optimum yapı tasarımında bazı araştırmacılar yapıya gelen deprem yüklerini, diferansiyel hareket denkleminin integrasyonu ile bulurken, bir çoğu spektrum eğrileri yardımıyla maksimum değerleri hesabetmiş, bir kısmı da yönetmeliklere göre hesaplanan eşdeğer statik deprem yüklerinden yararlanmışlardır.

Çözümlerde kullanılan optimizasyon yöntemleri ise çok çeşitli olup, her araştırmacı kendi çalışması doğrultusunda bir çözüm algoritması seçerek optimum yapı boyutlarını hesabetmiştir. Bu çalışmaların bir çoğunda matematik programlama yöntemlerinden uygun yön, simpleks, gradyan yöntemi ve kısıtlamasız minimizasyon tekniklerinden yararlanılmış olup, yine bir kısmında optimumluk kriteri yöntemi, bir kaçında da optimum kontrol yöntemi uygulanmıştır.

Doğrusal olmayan programlama yöntemlerinden biri olan ardısıra doğrusal programlama yöntemi ise, statik yük etkisindeki çerçevelerde başarıyla uygulandığı halde, dinamik yöntemle hesaplanan deprem etkisindeki yapı sistemlerine henüz uygulanmamıştır. Bu konudaki çalışma, [115] ve [116] da verilen ve yönetmeliklere göre hesaplanan statik deprem yükü etkisindeki yapıların optimizasyonu ile ilgilidir.

Yapılan çalışmaların bir çoğunda, başlangıç değerlerinin seçimi, yakınsama güçlükleri, doğrusal olmayan kısıtlamaların ve özellikle deprem yüklerinin tasarım değişkenlerine göre türevlerinin ifadesinde çeşitli sorunlar ile karşılaşılması ve her araştırıcının kendi deneyimlerine dayalı öneriler verilmiştir.

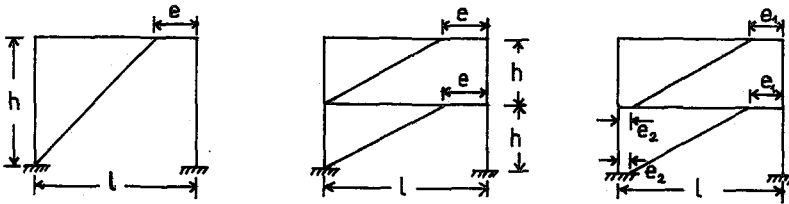
Bu uygulamaların birçoğunda yapılan varsayımlar nedeniyle, yapı sisteminin topolojisi üzerinde fazla bir çalışma yapılamamış, yalnızca [125] nolu araştırmada, yatay yük etkisindeki çerçevelere konulan köşegen elemanların, optimum tasarıma etkisi, optimumluk kriteri yöntemi ile incelenmiş, bu köşegen elemanların, deprem etkisindeki yapıları rijitleştirerek, yatay yer değiştirmeleri azalttığı ve böylece yapı ağırlığından ekonomi sağlanacağı sonucu elde edilmiştir.

1.5.1. Dışmerkezsel Çapraz Elemanlı Yapı Sistemleri

[140] , [141] , [142] deki çalışmalarda Popov, çerçevelerde yaygın olarak kullanılan köşegen elemanların yatay yük etkisindeki yapılar-
ra gerekli rijitliği sağladığı halde, bu tip çerçevelerin normal çerçe-
velere göre plastik davranışlarının yetersiz olduğunu savunarak, moment
taşıyan çerçevelerin ideal plastik davranışı ve enerji yutma özelliği
ile köşegenli çerçevelerin ideal mukavemet ve rijitlik özelliklerini
birleştiren Şek. 1.1 de görülen dışmerkezsel (*eksantrik*) çapraz ele-
manlı yapı sistemlerini önermişlerdir.

Bu sistemlerde köşegen eleman, kolon kiriş elemanlarının bağlantı
noktası yerine, kiriş üzerinde, düğüm noktasından bir e uzaklığına
bağlanmaktadır. Kayma bağlantısı adı verilen bu kısa kirişler sayesin-
de hem daha esnek (düktil) bir yapı elde edilmekte hem de yapının yatay
yerdeğiştirmesi kontrol altında tutulabilmektedir. [142] , [143] de bu
tip çerçeveler üzerinde yapılan deneysel çalışmalar ile yatay yük et-
kisi altındaki model yapı sistemlerinin yatay yerdeğiştirmelerine ait
histeretik eğrileri elde edilmiş, sistemin plastik davranışı incelen-
miştir. [144] de tek katlı çerçevede parametrik bir çalışma ile dış-
merkez uzunluğunun açıklığa oranı olan e/ℓ nin yapı rijitliğine, kolon
boyutlarına ve kayma deformasyonlarına etkileri araştırılmış ve çapraz
elemanın bağlantı detayları önerilmiştir. [145] de ise dışmerkezsel
çapraz elemanlı yapıların mekanizma sistemleri ve bu tip yapıların
plastik tasarımı için bir sayısal çözüm verilmiştir.

Sonuç olarak bütün bu çalışmalarda dışmerkezsel çapraz elemanlı
sistemlerin deprem yükü etkisindeki yapılar için çok uygun olduğu, bu
tip çerçevelerde, hem rijit hem esnek olma özelliklerinden dolayı ele-
man boyutlarının büyük ölçüde küçüldüğü, hatta yapı ağırlığında %30 a
varan bir oranda ekonomi sağlandığı savunulmaktadır [140] .



Şekil 1.1.

1.6. Çalışmanın Amacı

Yayın taramasından da anlaşılacağı üzere, deprem yükleri etkisindeki yapıların optimizasyonu konusundaki çalışmalar çok kısıtlıdır. Statik yük etkisindeki yapılara başarı ile uygulanan ardısıra doğrusal programlama yöntemi dinamik deprem yükleri etkisindeki sistemlerin optimizasyonuna henüz uygulanmamıştır.

Bu çalışmanın amacı, deprem yükü etkisindeki yapıların optimizasyon problemini, matris yerdeğiştirme ve modların süperpozisyonu yöntemi ile formüle ederek, ardısıra doğrusal programlama yönteminin uygulanabileceği bir çözümleme tekniği geliştirmektir. Literatürde, deprem etkisinde hem rijit hem de düktil davranışı ile ideal bir yapı sistemi oluşturan köşegenli ve dışmerkezzel çapraz elemanlı çerçevelerin optimizasyonu ile ilgili bir parametrik çalışmaya rastlanmamıştır. Bu nedenle uygulama olarak da, normal çerçevelerle birlikte, köşegenli ve dışmerkezzel çapraz elemanlı çerçevelerin optimum tasarımlarının karşılaştırmalı olarak incelenmesi amaçlanmıştır.

BÖLÜM 2

2. DEPREM YOKU ETKİSİNDEKİ ÇERÇEVE YAPILARIN OPTİMUM TASARIMI

2.1. Giriş

Yapı problemlerinde tasarım değişkenlerinin çeşitliliği ve çok sayıda olması, ayrıca eleman sayısı arttıkça kısıtlamaların çoğalması ve de optimizasyon probleminin, genellikle yüksek dereceden doğrusal olmayan ifadeler içermesi nedeniyle optimizasyon probleminin çözümünde çeşitli güçlüklerle karşılaşmaktadır. 1. Bölümde de sunulduğu gibi araştırmacılar yapı problemlerinin optimizasyonu için çeşitli yöntemler uygulamışlar ve her yöntemin bazı avantajları yanında, yapı tipleri ve yükleme durumlarına bağlı olarak, yakınsama güçlükleri, doğrusallaştırma hataları vb. gibi çeşitli sorunlar ile karşılaşmışlardır.

Sunulan çalışmada optimizasyon problemi ; matris yerdeğiştirme yöntemi ile formüle edilerek, doğrusal olmayan programlama tekniklerinden *ardısıra doğrusal programlama* yöntemi ile çözülmüştür. Literatürde ardısıra doğrusal programlama veya yaklaşık programlama adı ile geçen bu yöntemde ; doğrusal olmayan kısıtlamalar $\underline{X}_0$ gibi bir başlangıç noktasında Taylor Serisine açılarak ve serinin ilk iki terimi alınarak doğrusallaştırılır :

$$f(\underline{X}) = f(\underline{X}^0) + f'(\underline{X}^0) (\underline{X} - \underline{X}^0) \quad (2.1)$$

Böylece problem doğrusal programlama problemine dönüştürülerek, matematik programlama yöntemlerinden Simpleks ile çözülür. Elde edilen optimum nokta yeni başlangıç noktası olarak alınır ve yeterli yakınsama sağlanıncaya kadar işleme devam edilir.

2.2. Varsayımlar ve Yaklaşımlar

Çözülen yapı örneklerinde önce statik yüklere göre optimum ön boyutlandırma yapılmış, daha sonra bu yüklere deprem sonucu oluşan yatay yükler de eklenerek optimum kesitler hesaplanmıştır. Çözümde I. mertebe teorisinin geçerli olduğu varsayılmış ve stabilite kısıtlamaları gözönüne alınmamıştır.

Deprem yükü etkisi incelenirken, yapının lineer-elastik davrandığı kabul edilerek, dinamik çözüm yöntemlerinden biri olan *modların süperpozisyonu* yönteminden yararlanılmıştır. Dinamik çözümde, yapı, düğüm noktalarında toplanan ayrık kütleli sistem olarak idealleştirilmiş, yalnız yatay yönde bir zemin hareketi olduğu varsayılarak, $n \times n$ boyutlu sistem rijitlik matrisinden yatay serbestlik derecesine göre $m \times m$ boyutlu indirgenmiş rijitlik matrisi hesabedilerek, yapının sönümsüz doğal titreşim periyotları bulunmuştur. Yapıya gelecek maksimum yatay deprem kuvvetlerinin hesabında ise seçilen sönüm oranı ve yer ivmesine bağlı olarak Housner Spektrum eğrilerinden yararlanılarak bulunan modal değerlerin karelerinin toplamının kare kökü alınmıştır.

Optimizasyon işleminde tasarım değişkenleri olarak kesit alanları ile bağımsız düğüm noktası yerdeğiştirmeleri seçilmiş, kesit eylemsizlik ve mukavemet momentleri ise, en küçük kareler yönteminden yararlanılarak, kesit alanları cinsinden (2.2) ve (2.3) deki gibi yaklaşık olarak ifade edilmişlerdir:

$$I_x = \alpha' A^{\beta} \quad (2.2)$$

$$W_x = \gamma A^{\eta} \quad (2.3)$$

Burada I_x kesit eylemsizlik momentini, W_x ise kesit mukavemet momentini göstermektedir. Yine optimum çözümlerin aranmasında (2.2) ve (2.3) ifadelerinin sürekli olduğu varsayılarak, optimum kesit alanları hesaplanmıştır.

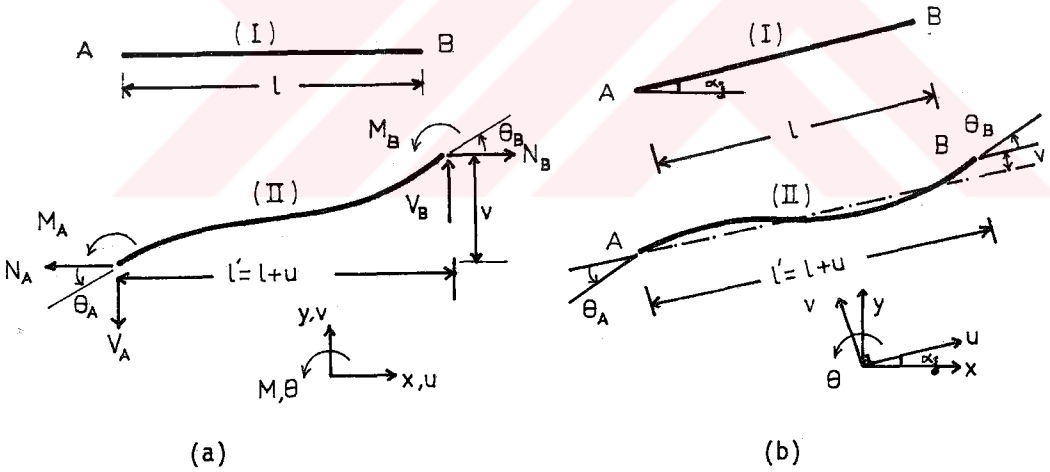
Amaç fonksiyonu olarak, yapı maliyetinin minimum olma koşulu seçilmiş ve maliyet fonksiyonu olarak da, özellikle çelik yapılarda uygun bir yaklaşım olduğu varsayılan, yapı elemanlarının toplam ağırlığı alınmıştır.

2.3. Optimizasyon Probleminin Formulasyonu

2.3.1. Matris Yerdeğiştirme Yöntemi

Sunulan çalışmada optimizasyon problemi matris yerdeğiştirme yönteminden yararlanılarak formüle edilmiştir. Yapı analizinde en çok kullanılan metodlardan biri olan bu yöntem, özellikle bilgisayar programlamasına uygun olması ve optimizasyon probleminin formulasyonu esnasında hiperstatik bilinmeyen seçimine gerek duyulmaksızın, eleman iç kuvvetlerinin, tasarım değişkeni olarak seçilen düğüm noktası yerdeğiştirmeleri cinsinden ifade edilebilmesi bakımından, matris kuvvet yöntemine tercih edilmiştir.

Yüklenmeden önce (I) konumunda olan ℓ uzunluğundaki üzeri yüklenmesiz AB düzlem çerçeve çubuğu, sistem yüklendikten sonra Şekil 2.1(a) da görüldüğü gibi (II) konumunu alır.



Şekil 2.1 [146]

(II) konumundaki AB çubuğunda; M_A , M_B uç momentlerini, E elastisite modülünü, I eylemsizlik momentini, v çubuğun bağlıl ötelenmesini, θ_A ve θ_B ise çubuk uç dönmelerini gösterdiğine ve I. mertebe teorisi geçerli olduğuna göre, çubuk uç kuvvetleri ile uç yerdeğiştirmeleri arasında eğim açısı denklemleri yazılarak,

$$\begin{aligned} M_A &= -\frac{6EI}{\ell^2} v + \frac{4EI}{\ell} \theta_A + \frac{2EI}{\ell} \theta_B \\ M_B &= -\frac{6EI}{\ell^2} v + \frac{2EI}{\ell} \theta_A + \frac{4EI}{\ell} \theta_B \end{aligned} \quad (2.4)$$

elde edilir. I.mertebe teorisi geçerli olduğuna göre şekil değiştirmemiş AB çubuğu üzerinde A ya göre moment alınırsa çubuğun B ucundaki kesme kuvveti V_B , (2.5) ile hesaplanabilir :

$$V_B = \frac{12EI}{\ell^3} v - \frac{6EI}{\ell^2} \theta_A - \frac{6EI}{\ell^2} \theta_B \quad (2.5)$$

Öte yandan (II) konumundaki çubuğun eksenel doğrultudaki uzaması u , çubuktaki eksenel kuvvet $N_A = N_B = N$, çubuk enkesit alanı A ise ;

$$u = \frac{N\ell}{AE} \quad (2.6)$$

ile hesabedilir. Bundan yararlanılarak sistemdeki j çubuğuna ait uç kuvvetleri ile çubuk yerdeğıştirmeleri arasında,

$$p_j = k_j d_j \quad (2.7)$$

bağıntısı yazılabilir. Burada k_j (2.8) ile verilen eleman rijitlik matrisini

$$k_j = \begin{bmatrix} EA/\ell & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 12EI/\ell^3 & -6EI/\ell^2 & -6EI/\ell^2 \\ 0 & -6EI/\ell^2 & 4EI/\ell & 2EI/\ell \\ 0 & -6EI/\ell^2 & 2EI/\ell & 4EI/\ell \end{bmatrix} \quad (2.8)$$

d_j (2.9) ile verilen çubuk yerdeğıştirmelerini,

$$d_j = [u_j \ v_j \ \theta_{A_j} \ \theta_{B_j}]^T \quad (2.9)$$

p_j ise (2.10) ile verilen çubuk uç kuvvetlerini

$$p_j = [N_{B_j} \ V_{B_j} \ M_{A_j} \ M_{B_j}]^T \quad (2.10)$$

göstermektedir. Çubuk üzerinde yükleme yoksa, A ve B uçlarındaki normal kuvvetler ile kesme kuvvetleri eşit olur.

Çubuk yerdeğıştirme ve uç kuvvetleri arasında yazılan (2.7) bağıntısı, sistemin tüm elemanlarına uygulanır, elde edilen matrisler birleştirilerek, j çubuğuna ait çubuk uç kuvvetleri p_j lerden oluşan vektör p , k_j rijitlik matrislerinden oluşan band matris k , d_j çubuk yer-

değiştirmelerinden oluşan vektör $\underline{d}$ ile gösterilirse ve sistemdeki toplam çubuk sayısı nc ise :

$$\begin{bmatrix} \underline{p}_1 \\ \underline{p}_2 \\ \vdots \\ \underline{p}_j \\ \underline{p}_{nc} \end{bmatrix}_{4nc} = \begin{bmatrix} \underline{k}_1 & & & & \\ & \underline{k}_2 & & & \\ & & \ddots & & \\ & & & \underline{k}_j & \\ & & & & \underline{k}_{nc} \end{bmatrix}_{(4nc \times 4nc)} \begin{bmatrix} \underline{d}_1 \\ \underline{d}_2 \\ \vdots \\ \underline{d}_j \\ \underline{d}_{nc} \end{bmatrix}_{(4nc)}$$

veya

$$\underline{p} = \underline{k} \underline{d} \quad (2.11)$$

elde edilir.

Sistemde düğüm noktalarına etkiyen dış yükler vektörü $\underline{L}$, bu yüklerin etkideği yönlerdeki düğüm noktası yerdeğiştirmeleri $\underline{D}$ ise, dış kuvvetlerin yaptığı işin, iç kuvvetlerin yaptığı şekil değiştirme işine eşit olma ilkesi uygulandığında:

$$\frac{1}{2} \underline{L}^T \underline{D} = \frac{1}{2} \underline{p}^T \underline{d} \quad (2.12)$$

elde edilir.

j çubuğu yatayla α_j açısını yapıyorsa (Şekil 2.1.b) ve A,B uçlarına ait düğüm noktası yerdeğiştirme vektörü $\underline{D}_j$, sistem eksen takımında:

$$\underline{D}_j = [x_A \ y_A \ \theta_A \ x_B \ y_B \ \theta_B]^T \quad (2.13)$$

ile gösterilirse, $\underline{D}_j$ vektöründen çubuk eksen takımında yazılan $\underline{d}_j$ yerdeğiştirmelerine geçmek için:

$$\underline{t}_j = \begin{bmatrix} -\cos\alpha_j & -\sin\alpha_j & 0 & \cos\alpha_j & \sin\alpha_j & 0 \\ \sin\alpha_j & -\cos\alpha_j & 0 & -\sin\alpha_j & \cos\alpha_j & 0 \\ 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 \end{bmatrix} \quad (2.14)$$

(2.14) ile verilen $\underline{t}_j$ dönüşüm matrisinden yararlanılır ve :

$$\underline{d}_j = \underline{t}_j \underline{D}_j \quad (2.15)$$

elde edilir. (2.15) bağıntısı sistemdeki tüm çubuk elemanlarına uygulanır ve $\underline{t}_j$ çubuk dönüşüm matrislerinden meydana gelen sistem dönüşüm

matrisi $\underline{I}$ ile gösterilirse

$$\underline{d} = \underline{I} \underline{D} \quad (2.16)$$

elde edilir.

(2.12) de $\underline{d}$ yerine (2.16) konulur ve $\frac{1}{2}$ ler sadeleştirilirse :

$$\underline{L}^T \underline{D} = \underline{P}^T \underline{I} \underline{D} \quad (2.17)$$

veya

$$\underline{L}^T = \underline{P}^T \underline{I} \quad (2.18)$$

elde edilir. Matris cebrinden yararlanılarak,

$$\underline{L} = \underline{I}^T \underline{P} \quad (2.19)$$

yazılabilir. (2.19) da $\underline{P}$ yerine (2.11) ve (2.16) konularak :

$$\underline{L} = \underline{I}^T \underline{k} \underline{I} \underline{D} \quad (2.20)$$

elde edilir. (2.20) de $\underline{I}^T \underline{k} \underline{I}$ ifadesine sistem rijitlik matrisi adı verilir ve $\underline{K}$ ile gösterilirse, (2.20) ifadesi

$$\underline{L} = \underline{K} \underline{D} \quad (2.21)$$

şeklinde yazılabilir.

Bu durumda düğüm noktası yükleri $\underline{L}$, sistem rijitlik matrisi ise $\underline{K}$ ile verilen bir sistemin düğüm noktası yerdeğiştirmeleri

$$\underline{D} = \underline{K}^{-1} \underline{L} \quad (2.22)$$

bağıntısı ile hesap edilir.

Sistemde düğüm noktası yüklerinden başka, çubuklar üzerinde de yükleme varsa, çubuk uçlarındaki ankastre mesnet tepkileri hesap edilerek sistem eksen takımına dönüştürülür ve ters işaretlisi $\underline{L}$ yük vektörü ile toplanarak :

$$\underline{L}' = \underline{L} - \sum_{i=1}^r \underline{P}_0 \quad (2.23)$$

elde edilir. Burada $\underline{L}'$ toplam dış yükler vektörünü, $\underline{P}_0$ sistem eksen takımındaki çubuk ankastre mesnet tepkilerini, r ise üzeri yüklü çubuk sayısını göstermektedir.

$\underline{D}$ düğüm noktası yerdeğiştirmelerinden (2.16) ile $\underline{d}$ çubuk yerdeğiştirmeleri hesaplanır. Çubuk uç kuvvetleri ise, çubuk üzerinde yükleme yoksa (2.7) ile, yükleme varsa

$$\underline{P} = \underline{k}_j \underline{d}_j + \underline{P}_{j_0} \quad (2.24)$$

ile hesaplanır.

Burada : p_{j0} çubuk eksen takımında yazılan ankastrelik mesnet tepkilerini göstermektedir.

j çubuğunun A ve B uçlarında meydana gelen normal gerilme vektörü σ_j çubuktaki N eksenel normal kuvvet ve M eğilme momenti etkilerinden dolayı :

$$\sigma_j = \begin{bmatrix} \sigma_{A_j} \\ \sigma_{B_j} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \sigma_{A_j}^N \pm \sigma_{A_j}^M \\ \sigma_{B_j}^N \pm \sigma_{B_j}^M \end{bmatrix} \quad (2.25)$$

şeklinde gösterilebilir. Burada, $\sigma_{A_j}^N = N_{A_j}/A_j$, $\sigma_{A_j}^M = M_{A_j}/W_{xj}$ olup, bu durumda, j çubuğunun A ucundaki gerilme σ_{A_j} ve B ucundaki gerilme σ_{B_j} ise :

$$\sigma_{A_j} = \frac{N_{A_j}}{A_j} \pm \frac{M_{A_j}}{W_{xj}}, \quad \sigma_{B_j} = \frac{N_{B_j}}{A_j} \pm \frac{M_{B_j}}{W_{xj}} \quad (2.26)$$

olur.

2.3.2. Yükler

Yapı optimizasyonu probleminde optimum rijitlik dağılımı veya minimum ağırlıklı yapı hacminin hesabı, belirli bir yüklemeye göre yapılır.

Bu çalışmada çözülen n serbestlik dereceli yapı sistemlerinde, n boyutundaki $\underline{L}$ yük vektörü; düğüm noktalarına indirgenen sabit veya hareketli yüklemelerden oluşan düşey (veya yatay) yüklemeler ile yine düğüm noktalarına etkiyen ve rijitlik dağılımına göre değişen yatay deprem yüklerinden meydana gelmiştir :

$$\underline{L} = \begin{bmatrix} F_y \\ \underline{F_d} \end{bmatrix} \quad (2.27)$$

Burada, F_y düşey yük vektörünü, $\underline{F_d}$ ise deprem yükü vektörünü göstermektedir.

Çözülen örneklerde, düşey yüklemeler tekil ve düzgün yayılı yüklemeler alınmasına karşın, bilgisayar programı her tipteki yüklemeler için geçerlidir.

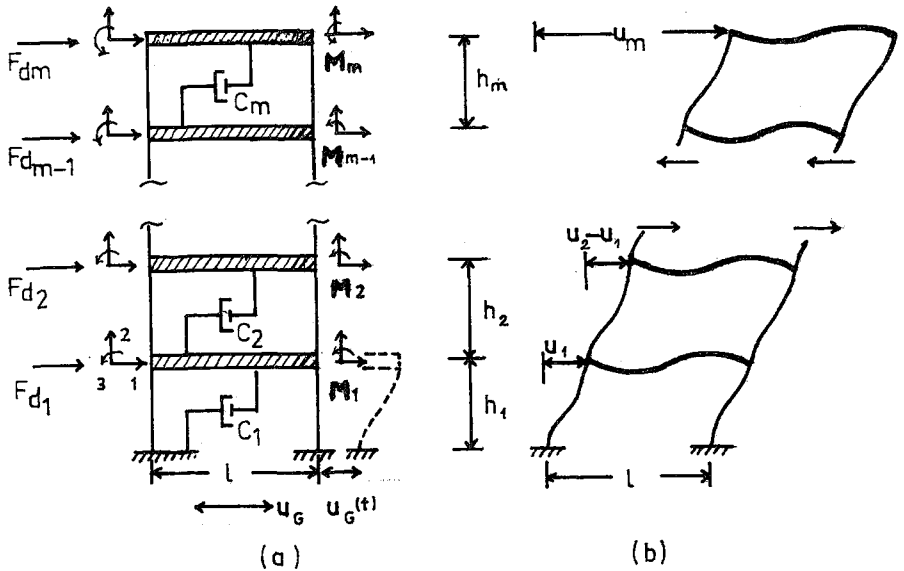
Optimizasyon işleminde önce yapının sabit düşey yükler altında optimum boyutları hesaplanmış, ikinci aşamada bulunan bu ön boyutlar kesitler için yan kısıtlamalarda alt limit olarak verilerek, bu kez

hem düşey yükleme hem de deprem yükü etkisindeki yapının optimizasyonu araştırılmıştır.

Deprem yükü hesabında dinamik çözüm yöntemlerinden modların süperpozisyonu yönteminden yararlanılmıştır. Ayrık kütleli sistem olarak idealleştirilen yapı sistemine gelen F_{dj} ($j=1,2,\dots,m$; m : kat sayısı) deprem yüklerinin, yapının kütle ve rijitlik dağılımına, dolayısı ile doğal titreşim periyotlarına ve ayrıca zamana bağımlı olması problemin çözümünde ayrı bir güçlük yaratmaktadır. Deprem yüklerinin hesabı için [147] de ayrıntıları verilen bilgisayar programından yararlanılmış olup, ana programa bazı değişikliklerle bir alt program olarak eklenmiştir.

2.3.3. Deprem Yüklerinin Hesabı

Sunulan çalışmada deprem yüklerinin hesabında dinamik analiz yöntemlerinden biri olan Modların Süperpozisyonu yöntemi kullanılmıştır. Lineer-elastik sistemler için geçerli olan bu yöntemde: dinamik serbestlik derecesi m olan bir yapı için yazılan m boyutlu diferansiyel hareket denklem takımının çözümü, normal koordinat dönüşümü yardımıyla, m adet tek serbestlik dereceli ve birbirinden bağımsız diferansiyel hareket denklem takımının çözümüne dönüştürülür. Bu tek serbestlik dereceli sistemlerin çözümü ile elde edilen modal etkiler her moda ait katılma çarpanları yardımıyla süperpoze edilerek, çok serbestlik dereceli sistemin davranış büyüklükleri hesab edilir [147], [148], [149].



Şekil 2.2

Kütleleri kat hizalarındaki düğüm noktalarında toplanan ve yalnız yatay yönde titreşim yaptığı kabul edilen m dinamik serbestlik dereceli viskoz sönümlü bir yapı sisteminde (Şekil 2.2) $\underline{M}$, diyagonal elemanları kat hizalarındaki M_i kütlelerinden meydana gelen $m \times m$ boyutlu kütle matrisini, $\underline{C}$, elemanları c_{ij} sönüm tesir katsayılarından meydana gelen $m \times m$ boyutlu sönüm matrisini, $\underline{K}$, $n \times n$ serbestlik dereceli sistemden, yalnızca dinamik serbestlik derecesini kapsayacak şekilde, $m \times m$ boyuta indirgenmiş rijitlik matrisini [149], t , zaman değişkenini, $\underline{F}_d(t)$ zamana bağlı deprem yükünü veren yük vektörünü, $\underline{u}(t)$ sistemin yatay yönde yer değiştirme vektörünü, $\dot{\underline{u}} = \frac{\partial \underline{u}}{\partial t}$ hız vektörünü, $\ddot{\underline{u}} = \frac{\partial^2 \underline{u}}{\partial t^2}$ ivme vektörünü gösterdiğine göre sistemin hareket denklemi :

$$\underline{M} \ddot{\underline{u}} + \underline{C} \dot{\underline{u}} + \underline{K} \underline{u} = \underline{F}_d(t) \quad (2.28)$$

şeklinde yazılabilir.

Sistemin sönümlü serbest titreşim periyotlarının hesabı uzun ve zor bir işlem olduğu [149], [150], ve uygulamada kullanılan sistemlerde sönüm oranının genellikle küçük olduğu (%5-10 mertebesinde) gözönünde tutularak,

$$\underline{M} \ddot{\underline{u}} + \underline{K} \underline{u} = 0 \quad (2.29)$$

ile verilen sistemin sönümsüz titreşim hareket denkleminden elde edilen :

$$\|\underline{K} - \omega^2 \underline{M}\| = 0 \quad (2.30)$$

şeklindeki özdeğer probleminin çözümüyle sistemin $\omega_j^2 = \lambda_j$ ($j=1,2,\dots,m$) özdeğerleri ve ϕ_j özvektörleri hesaplanır.

Burada m mod sayısını, $\omega_j = \frac{2\pi}{T_j}$, sistemin j . moduna ait sönümsüz serbest titreşim frekansını, T_j , sistemin j moduna ait sönümsüz serbest titreşim periyodunu, ϕ_j , j moduna ait normalleştirilmiş modal şekil vektörlerini göstermektedir.

Geometrik koordinatlardaki $\underline{u}$ yerdeğiştirme vektörü, ϕ_j modal şekil vektörleri ile U_j normal koordinatlarının doğrusal toplamı olarak yazılırsa :

$$\underline{u} = \phi_1 U_1 + \phi_2 U_2 + \phi_3 U_3 \dots + \phi_m U_m \quad \text{veya} \quad \underline{u} = \underline{\phi} \underline{U} \quad (2.31)$$

elde edilir.

Burada $\underline{\Phi}$, $\underline{\phi}_j$ şekil vektörlerinden meydana gelen modal şekil matrisi, $\underline{u}$, modal genlikleri veren normal koordinat vektörünü göstermektedir. (2.31) bağıntısında $\underline{u}(t)$ yerdeğiştirme vektörünün zamana göre türevleri alınarak,

$$\frac{\partial \underline{u}}{\partial t} = \dot{\underline{u}}(t) = \underline{\Phi} \dot{\underline{U}}(t) \quad (2.32)$$

ve

$$\frac{\partial^2 \underline{u}}{\partial t^2} = \ddot{\underline{u}}(t) = \underline{\Phi} \ddot{\underline{U}}(t) \quad (2.33)$$

elde edilir. (2.31), (2.32) ve (2.33) ifadeleri (2.28) de yerine konur ve her terim $\underline{\phi}_j^T$ ile çarpılırsa :

$$\underline{\phi}_j^T \underline{M} \underline{\Phi} \ddot{\underline{U}} + \underline{\phi}_j^T \underline{C} \underline{\Phi} \dot{\underline{U}} + \underline{\phi}_j^T \underline{K} \underline{\Phi} \underline{U} = \underline{\phi}_j^T \underline{F}_d(t) \quad (2.34)$$

elde edilir. (2.34) de $\underline{\phi}_j^T \underline{M} \underline{\Phi}$, $\underline{\phi}_j^T \underline{C} \underline{\Phi}$, $\underline{\phi}_j^T \underline{K} \underline{\Phi}$ çarpımları yapılır ve $\underline{\phi}_j$ vektörlerinin $\underline{M}$, $\underline{C}$ ve $\underline{K}$ 'ya göre ortogonalite özelliklerinden yararlanılırsa ;

$$\underline{\phi}_j^T \underline{M} \underline{\phi}_j \ddot{U}_j + \underline{\phi}_j^T \underline{C} \underline{\phi}_j \dot{U}_j + \underline{\phi}_j^T \underline{K} \underline{\phi}_j U_j = \underline{\phi}_j^T \underline{F}_d(t) \quad (2.35)$$

bulunur. (2.35) de j. moda ait genelleştirilmiş kütle:

$$\underline{\phi}_j^T \underline{M} \underline{\phi}_j = M_j \quad (2.36)$$

j. moda ait genelleştirilmiş sönüm :

$$\underline{\phi}_j^T \underline{C} \underline{\phi}_j = C_j \quad (2.37)$$

j. moda ait genelleştirilmiş rijitlik :

$$\underline{\phi}_j^T \underline{K} \underline{\phi}_j = K_j \quad (2.38)$$

j. moda ait genelleştirilmiş yük :

$$\underline{\phi}_j^T \underline{F}_d(t) = F_j(t) \quad (2.39)$$

ifadeleri konularak,

$$M_j \ddot{U}_j + C_j \dot{U}_j + K_j U_j = F_j(t) \quad (j=1,2,\dots,m) \quad (2.40)$$

şeklinde m adet birbirinden bağımsız diferansiyel hareket denklem takımı elde edilir. (2.40) ifadesinin bütün terimleri M_j ile bölünür ve

$$\frac{C_j}{M_j} = 2\xi_j \omega_j \quad (2.41)$$

$$\frac{K_j}{M_j} = \omega_j^2 \quad (2.42)$$

ifadeleri yerine konulursa

$$\ddot{U}_j + 2 \xi_j \dot{U}_j + \omega_j^2 U_j = \frac{F_j(t)}{M_j} \quad (2.43)$$

bulunur.

Burada, ξ_j , j. moda ait sönüm oranını ($\xi_j = \frac{C_j}{C_c} = \frac{j.\text{mod sönüm}}{\text{kritik sönüm}}$), ω_j , j. moda ait sönümsüz serbest titreşim frekansını göstermektedir.

Başlangıç değerleri sıfır olan bir sistem için (2.43) diferansiyel denkleminin herhangi bir t zamanındaki çözümü

$$U_j(t) = \frac{1}{M_j \omega_{Dj}} \int_0^t F_j(\tau) e^{-\xi_j \omega_j (t-\tau)} \sin \omega_{Dj} (t-\tau) d\tau \quad (2.44)$$

Duhamel integrali ile verilmiş olup [144], burada $\omega_{Dj} = \omega_j \sqrt{1-\xi_j^2}$ j. moda ait sönümlü serbest titreşim frekansını göstermektedir.

Sönümü küçük sistemlerde ($\xi_j \ll 1$) $\omega_{Dj} = \omega_j \sqrt{1-\xi_j^2}$ bağıntısı yerine $\omega_{Dj} \cong \omega_j$ alılır ve (2.39) daki deprem yükü $F_d(t)$ yerine, $\bar{U}_G$ titreşim yönündeki yer ivmesi, $\bar{I}$ birim vektör $(1 \ 1 \ 1 \ \dots \ 1)^T$ olacak şekilde,

$$\bar{F}_d(t) = -\bar{M} \bar{I} \bar{U}_G \quad (2.45)$$

veya

$$\bar{F}_j(t) = -\phi_j^T \bar{M} \bar{I} \bar{U}_G \quad (2.46)$$

konulur ve $(e^{-\xi_j \omega_j (t-\tau)})$ 1'e eşit alınırsa, (2.44) integrali

$$U_j(t) = \frac{-\phi_j^T \bar{M} \bar{I}}{M_j \omega_j} \int_0^t \bar{U}_G(\tau) \sin \omega_j (t-\tau) d\tau \quad (j=1,2,\dots,m) \quad (2.47)$$

şeklinde ifade edilebilir. Burada

$$\phi_j = [\phi_{j1} \ \phi_{j2} \ \dots \ \phi_{jm}]^T, \bar{M} = \begin{bmatrix} M_1 & 0 & \dots & \dots & \dots \\ 0 & M_2 & \dots & \dots & \dots \\ 0 & 0 & \dots & \dots & \dots \\ 0 & 0 & \dots & \dots & M_m \end{bmatrix} \quad \text{olduğuna göre,}$$

j. moda ait katılma çarpanı

$$\bar{\alpha}_j = \frac{\phi_j^T \bar{M} \bar{I}}{M_j} \quad (2.48)$$

(2.47) ye konularak ;

$$U_j(t) = -\frac{\bar{\alpha}_j}{\omega_j} \int_0^t \ddot{u}_G(\tau) \sin \omega_j(t-\tau) d\tau \quad (j=1,2,\dots,m) \quad (2.49)$$

elde edilir. (2.49) integralinin çözümü ile herhangi bir t zamanındaki $U_j(t)$ değerleri bulunarak, (2.29) a konur ve çok serbestlik dereceli sistemin $u(t)$ tepkileri hesabedilebilir.

Yapı tasarımı yapıнын bir zaman aralığındaki davranışından çok maksimum tepkilerinin hesabı önemli olduğundan, tek serbestlik dereceli sistemler için daha önceki deprem kayıtlarından yararlanılarak belirli bir sönüm oranı (ξ) ve periyoda (T) bağlı olarak çizilen spektrum eğrileri yardımıyla, depremden doğacak en büyük etkiler bulunabilmektedir. (2.49) ile verilen $U_j(t)$ nin maksimum değeri $0-t$ aralığında integral değerinin alacağı en büyük değer hesabedilerek bulunabilir. Bu değere spektral hız adı verilirse, j .moda ait spektral hız S_{vj} :

$$S_{vj}(\xi_j, T_j) = \max \left(\int_0^t \ddot{u}_G(\tau) \sin \omega_j(t-\tau) d\tau \right) \quad (2.50)$$

ve

$$U_{j\max} = \frac{\bar{\alpha}_j}{\omega_j} S_{vj} \quad (2.51)$$

olacaktır. Yapının sönüm oranı ve periyoduna bağlı olarak elde edilen spektral yerdeğiştirme değeri

$$S_{dj} \cong \frac{S_{vj}}{\omega_j} \quad (2.52)$$

ve spektral ivme ise

$$S_{aj} \cong \omega_j S_{vj} \quad (2.53)$$

ile tanımlanırsa $U_{j\max}$ değeri :

$$U_{j\max} = \bar{\alpha}_j \cdot S_{dj}$$

veya

$$U_{j\max} = \bar{\alpha}_j \frac{S_{aj}}{\omega_j^2} \quad (2.54)$$

ile hesaplanabilir.

Böylece deprem yükünden meydana gelen u yatay yerdeğiştirme vektörünün en büyük değeri $\phi_j U_{j\max}$ ($j=1,2,\dots,m$) modal değerlerin toplamına

eşit olur.

$$\tilde{u}_{\max} = \phi_1 U_{1\max} + \phi_2 U_{2\max} + \phi_3 U_{3\max} + \dots + \phi_m U_{m\max} \quad (2.55)$$

veya

$$\phi_j U_{j\max} = \tilde{u}_{j\max} \quad (2.56)$$

ile gösterilirse

$$\tilde{u}_{\max} = \tilde{u}_{1\max} + \tilde{u}_{2\max} + \dots + \tilde{u}_{m\max} \quad (2.57)$$

olur.

Yapıya j. modda gelecek maksimum yatay deprem kuvvet vektörü

$F_{j\max}$ ise :

$$\tilde{F}_{j\max} = M \tilde{u}_{j\max} \quad (2.58)$$

veya

$$\tilde{u}_{j\max} = \omega_j^2 U_{j\max} \quad (2.59)$$

ve (2.56) konularak

$$\tilde{F}_{j\max} = M \omega_j^2 \phi_j U_{j\max} \quad (2.60)$$

olur. (2.54) den $\omega_j^2 U_{j\max} = \bar{\alpha}_j S_{a_j}$ olduğuna göre,

$$\tilde{F}_{j\max} = M \phi_j \bar{\alpha}_j S_{a_j} \quad (2.61)$$

bulunur.

Yapıya gelebilecek en büyük yatay deprem yükü ise $\tilde{F}_{j\max}$ modal değerlerin toplamına eşit olacaktır. Fakat aslında her modda meydana gelecek maksimum değerler aynı anda ve aynı yönde olmayacağından, modal maksimumların toplamı ile bulunacak değerler gerçek değerlerden çok büyük olur. Bu nedenle sunulan çalışmada katlara gelen deprem yükleri, olasılık hesabında yaygın bir yaklaşım olan, modal maksimum yüklerin kareler toplamının karekökü ile hesap edilmiştir.

$$\tilde{F}_d = \sqrt{\sum_{j=1}^m \tilde{F}_{j\max}^2} = \sqrt{\tilde{F}_{1\max}^2 + \tilde{F}_{2\max}^2 + \dots + \tilde{F}_{m\max}^2} \quad (2.62)$$

$\tilde{F}_d$ yük vektörünün hesabında; $\tilde{F}_{j\max}$ ifadesinde geçen α_j katılma çarpanlarının değeri yüksek modlarda giderek küçüldüğü için, çok katlı yapılarda ileri modların katkısı daha az olur. Bu nedenle (2.62) deki süperpozisyon işleminde ilk 3-4 modun katkısı ile yeterli sonuç alınmaktadır [148].

Bu çalışmada çözülen yapı sistemlerinde deprem yükünün hesabı

için [151] de verilen Housner ivme spektrum eğrilerinden yararlanılmıştır. 2 ve 3 katlı örneklerde tüm modların katkısı hesabedilmiş, 8 katlı kayma çerçevesinde ise ilk 3 modun süperpozisyonu ile yeterli sonuç alınmıştır.

2.3.4. Tasarım Değişkenleri

Sunulan çalışmada $\underline{X}$ tasarım değişkenleri vektörü, $\underline{A}$ yapı sistemini meydana getiren çubuk en kesit alanları ile, $\underline{D}$ düğüm noktası yerdeğiştirme vektörlerinden meydana gelmiştir. Sistemin çubuk sayısı $j=1,2,...,nc$ ve serbestlik derecesi $i=1,2,...,n$ olduğuna göre $(nc+n)$ boyutlu $\underline{X}$ tasarım değişkenleri vektörü,

$$\underline{X}^T = [\underline{A} \quad \underline{D}]^T = [A_1 A_2 \dots A_j \dots A_{nc} \quad D_1 D_2 \dots D_i \dots D_n]^T \quad (2.63)$$

şeklinde yazılabilir. Simetrik sistemlerde simetrik elemanlar için, eşitlik kısıtlaması şeklinde yan kısıtlamalar verilerek, A_j değişkenleri birbirine bağlanmış, böylece değişken sayısı azaltılmıştır.

Aslında çubuk enkesit boyutlarına bağlı olan eylemsizlik ve mukavemet momentleri ise, profil tablolarındaki değerlerden yararlanılarak en küçük kareler yöntemi ile eğri geçirilerek kesit alanları cinsinden yaklaşık olarak ifade edilmişlerdir. Örneğin : (2.2) ve (2.3) ifadeleri, I profilleri için :

$$I_x = 1.21476 A^{2.1166}, \quad W_x = 0.90725 A^{1.54935} \quad (2.64)$$

olarak, IPBL profilleri için ;

$$I_x = 0.13688 A^{2.54478}, \quad W_x = 0.34086 A^{1.75699} \quad (2.65)$$

olarak hesaplanmıştır (Bak. Ek).

2.3.5. Amaç Fonksiyonu

Yapı optimizasyonu problemlerinde amaç fonksiyonu olarak alınan yapı malzeme hacmi, özellikle çelik gibi tek tip malzemeden yapılan sistemlerde, yapı maliyet fonksiyonu için iyi bir yaklaşım vermektedir.

Bu çalışmada amaç fonksiyonu olarak yapıyı meydana getiren taşıyıcı elemanların toplam hacimleri alınmıştır. Yapıdaki kolon, kiriş ve çapraz elemanların sayısı nc , malzeme yoğunluğu ρ ise, toplam yapı ağırlığı W' :

$$W' = \sum_{j=1}^{nc} A_j \ell_j \rho_j \quad (2.66)$$

şeklinde yazılabilir. Çalışmada yapı malzemesi olarak çelik alındığı için, ρ sabit olup, W fonksiyonu içine katılmayabilir. Bu nedenle amaç fonksiyonu olarak W toplam yapı hacmi alınmıştır.

$$W = \sum_{j=1}^{nc} A_j \ell_j \quad (2.67)$$

2.3.6. Kısıtlamalar

Bu çalışmada sunulan yapı optimizasyonu probleminin çözümünde, rijitlik, gerilme ve yerdeğiştirme kısıtlamaları gözönüne alınmış, stabilite ve periyotla ilgili kısıtlamalar problemin kapsamına alınmamıştır. Bilgisayar programına bazı eklemeler yapılarak bu kısıtlamalar da probleme katılabilir.

Optimizasyon probleminde ayrıca doğrusallaştırma hatalarının küçük tutulmasını sağlayan değişim sınırları (move limit) kısıtlamaları ile, alanlar için yönetmelikçe sınırlı alt limitleri veren, simetrik alanların eşit olmasını sağlayan kısıtlamalar da gözönüne alınmıştır.

2.3.6.1. Rijitlik Kısıtlamaları

Sunulan çalışmada optimizasyon problemi matris yerdeğiştirme yöntemi ile formüle edildiğinden, yapı sistemine etkiyen dış yükler ile yer değiştirmeler arasında yazılan denge denklemlerinin sağlanması koşulu, rijitlik kısıtlamalarını meydana getirir.

n serbestlik dereceli bir sistemde, düğüm noktası yerdeğiştirmeleri $\underline{D}$, dış yükler vektörü $\underline{L}$, sistem rijitlik matrisi $\underline{K}$ ile gösterilirse, $\underline{R}(\underline{X})$ rijitlik kısıtlamaları, $\underline{X}$ tasarım değişkenleri vektörüne bağlı olarak:

$$\underline{R}(\underline{X}) = \underline{K} \underline{D} - \underline{L} = \underline{0} \quad (2.68)$$

şeklinde n adet eşitlik kısıtlamasından meydana gelir. Düzlem çerçeve sistemlerde j çubuğuna ait rijitlik matrisinin sistem eksen takımında ki ifadesi :

$$K_j = t_j^T k_j t_j = \begin{bmatrix} A & B & -C & -A & -B & -C \\ B & F & -T & -B & -F & -T \\ -C & -T & 2E & C & T & E \\ -A & -B & C & A & B & C \\ -B & -F & T & B & F & T \\ -C & -T & E & C & T & 2E \end{bmatrix} \quad (2.69)$$

şeklindedir [146] . Burada :

$$A = \frac{EA}{\ell} \cos^2 \alpha_j + \frac{2EI}{\ell^3} \sin^2 \alpha_j, \quad B = \frac{EA}{\ell} \cos \alpha_j \sin \alpha_j - \frac{12EI}{\ell^3} \cos \alpha_j \sin \alpha_j, \quad C = \frac{6EI}{\ell^2} \sin \alpha_j$$

$$F = \frac{EA}{\ell} \sin^2 \alpha_j + \frac{12EI}{\ell^3} \cos^2 \alpha_j, \quad T = -\frac{6EI}{\ell^2} \cos \alpha_j, \quad E = \frac{2EI}{\ell}, \quad t_j \text{ dönüşüm matrisini,}$$

k_j çubuk eksen takımındaki rijitlik matrisini göstermektedir.

Optimizasyon probleminde kesit alanları ve alanlara bağlı olarak ifade edilen eylemsizlik momentleri, tasarım değişkenleri olarak alındığı için, K_j matrisinde A ve I ların katsayıları çarpan olarak bilgisayara verilmiş ve kesit alanları değiştikçe sistem rijitlik matrisi de buna göre değişik değerler almıştır. L vektörünün elemanları ise, düşey yükler etkisi altında sabit kalmasına karşın deprem yükü etkisi altında, her adımda rijitlik dağılımı değiştikçe değişik değerler alacaktır.

Çözülen örneklerde kullanılan çapraz elemanların rijitlik matrislerinde eylemsizlik momentleri sıfıra eşit alınarak, bu tip çubukların yalnız normal gerilme etkisindeki kafes sistem elemanları gibi davranıldığı varsayılmıştır.

2.3.6.2. Gerilme Kısıtlamaları

j çubuğunda aksenal kuvvet ve eğilme momentinden meydana gelen σ_j normal gerilmelerinin yönetmeliklerce belirlenen sınır değerleri ($\sigma_{\max}$) aşmaması koşulu, gerilme kısıtlamalarını meydana getirmektedir.

j çubuğundaki $G_j(X)$ gerilme kısıtlaması ifadesi X tasarım değişkenleri vektörü cinsinden

$$G_j(X) = \sigma_j(X) - \sigma_{j \max} \leq 0 \quad (2.70)$$

şeklinde yazılabilir. (2.26) da verilen j. çubuğunun σ_j gerilme ifadesi ise:

$$\underline{\sigma}_j = \begin{bmatrix} \sigma_{1j} \\ \sigma_{2j} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{N_{1j}}{A_j} \pm \frac{M_{1j}}{W_{xj}} \\ \frac{N_{2j}}{A_j} \pm \frac{M_{2j}}{W_{xj}} \end{bmatrix} \quad (2.71)$$

olur. σ_{1j} ve σ_{2j} ifadeleri ise (2.71) den de görüldüğü gibi ikişer terimli gerilme vektörleridir. Bu gerilmelerin yönetmeliklerce sınırlanan $\sigma_{\max}^c$ çekme emniyet gerilmesi ve $\sigma_{\max}^b$ basınç emniyet gerilmelerini aşmamaları gerekmektedir. Bu durumda j çubuğuna ait $\underline{\sigma}_j$ gerilme kısıtlamalarının ifadesi çubuğun 1. ucunda :

$$\sigma_{j \max}^b \leq \frac{N_{1j}}{A_j} \pm \frac{M_{1j}}{W_{xj}} \leq \sigma_{j \max}^c \quad (2.72)$$

2. ucunda ise :

$$\sigma_{j \max}^b \leq \frac{N_{2j}}{A_j} \pm \frac{M_{2j}}{W_{xj}} \leq \sigma_{j \max}^c \quad (2.73)$$

şeklinde olur. Böylece her çubuk için, her uçta 4'er tane olmak üzere 8 gerilme kısıtlamasının sağlanması gerekir.

Bu çalışmada çözölen örneklerde, yapı malzemesi olarak çelik seçildiği ve çelikte de çekme ve basınç emniyet gerilme değerlerinin (stabilite etkileri ihmal edilerek) aynı olduğu gözönüne alınırsa, çubuk uçlarında meydana gelen gerilmelerin mutlak değerlerinin $\sigma_{j \max}$ değerini aşmaması, diğer bir deyimle her uçta 2 kontrol yapılması yeterli olur. Böylece yapı sisteminde n_c sayıda çubuk varsa her çubuk için $2 \times 2 = 4$ adet olmak üzere $4 \times n_c$ tane gerilme kısıtlaması meydana gelir. $\underline{\sigma}_{1j}$ çubuğun, 1. ucundaki, $\underline{\sigma}_{2j}$, 2. ucundaki gerilme kısıtlamaları olduğuna göre,

$$\begin{aligned} \underline{\sigma}_{1j} &= \left| \frac{N_{1j}}{A_j} \pm \frac{M_{1j}}{W_{xj}} \right| \leq \sigma_{j \max} \\ \underline{\sigma}_{2j} &= \left| \frac{N_{2j}}{A_j} \pm \frac{M_{2j}}{W_{xj}} \right| \leq \sigma_{j \max} \end{aligned} \quad (2.74)$$

olur.

2.3.6.3. Yerdeğıştirme Kısıtlamaları

Yapıda dış yüklerden dolayı meydana gelecek yerdeğıştirmelerin

bir kısmı yönetmeliklerce kısıtlanmıştır. Özellikle açıklık ortalarındaki düşey yerdeğiştirmeler ile, yatay yük etkisindeki çerçevelerde düğüm noktalarının yatay yöndeki yerdeğiştirmelerinin belirli değerleri aşmaması istenir.

Bu durumda sadece yönetmeliklerin sınırladığı yer değiştirmelerin kısıtlama olarak verilmesi yeterli olmakla beraber; bu çalışmada yararlanılan yöntemde doğrusallaştırma hatalarının küçük tutulması için, alan değişkenlerine uygulanan değişim sınırlarına paralel olarak, tasarım değişkeni olarak alınan yerdeğiştirmelerin de çok büyük değerler almalarının önlenmesi bakımından, her serbestlik derecesi (düğüm noktası yer değiştirmesi) için bir kısıtlama ifadesi verilmiş, diğer bir deyimle n , serbestlik dereceli bir sistemde

$$\delta(X) = \underline{D} - \underline{D}_{\max} \leq 0 \quad (2.75)$$

şeklinde ifade edilen n adet yerdeğiştirme kısıtlaması alınmıştır. Bazı durumlarda katlar arasındaki bağıl yer değiştirmeler de yönetmeliklerce sınırlı olabilir. Bunun için gerekli yerlerde, n boyutlu $\underline{\delta}$ yerdeğiştirme kısıtlamalarına, yapıdaki toplam katsayısı m ise $(m-1)$ boyutlu $\underline{\delta}'$ kısıtlamaları da eklenir. i . katta $\underline{\delta}'_i$ bağıl yerdeğiştirme kısıtlaması

$$\delta'_{i+1} = D_{x(i+1)} - D_{x(i)} \leq D'_i \max \quad (2.76)$$

şeklinde ifade edilir. Burada $D_{x(i+1)}$ ve $D_{x(i)}$, $(i+1)$ ve (i) . katlardaki yatay yerdeğiştirmeler, $D'_{i,\max}$ ise katlar arasındaki maksimum bağıl yerdeğiştirme değeridir.

Ayrıca bilgisayar programlamasında kullanılan Simplex yönteminde tasarım değişkenlerinin yalnızca pozitif değer alma özelliğine karşılık, gerçekte yapı sisteminde meydana gelecek yerdeğiştirmeler negatif veya pozitif yönde olabilirdiği için,

$$\underline{D}_d = \underline{D} + \underline{D}_{\max} \quad (2.77)$$

şeklinde değişken dönüşümünden yararlanılmış, $\underline{D}$ gerçek yerdeğiştirme vektörü yerine, $\underline{D}_d$ dönüştürülmüş yerdeğiştirmeler ile doğrusal programlama problemi çözülmüştür. Burada $\underline{D}_{\max}$ yerdeğiştirmelerin alacağı en büyük negatif değeri göstermekte olup, gerçek yerdeğiştirmeler ($\underline{D}$) sıfıra eşit olduğunda $\underline{D}_d = \underline{D}_{\max}$, gerçek $\underline{D}$ ler en büyük negatif değeri

aldığında $D_d = 0$ olur.

Yerdeğiştirmelerin alabileceği en büyük negatif ve pozitif değerlerin birbirine eşit olması durumunda (2.75) ile verilen δ yerdeğiştirme kısıtlamaları

$$D_d \leq 2D_{\max} \quad (2.78)$$

şekline dönüşür.

2.3.6.4. Değişim Sınırları ve Yan Kısıtlamalar

Bu çalışmada uygulanan ardısıra doğrusal programlama yönteminde doğrusal olmayan ifadelerin Taylor Serileri ile doğrusallaştırılmasından meydana gelen hataların bazen çok büyük olması nedeniyle, çözümde salınımlar meydana gelmekte ve bu durum yakınsama güçlükleri yaratmaktadır. Bu durumun önlenmesi için ilk olarak [42] de Griffith ve Stewart daha sonra [43] de Reinschmidt ve arkadaşları, tasarım değişkenlerinin belirli bir aralıkta hareket etmesini sağlayan değişim sınırları (*move limit*) kısıtlamalarını kullanmışlar ve başarılı olmuşlardır.

Bu çalışmada çözülen örneklerde rijitlik dağılımına paralel olarak deprem yükünün de her adımda değişmesi, yakınsama elde edilmesini biraz daha güçleştirdiğinden, değişim sınırları, bir önceki iterasyonda elde edilen alan değişkenlerinin belirli bir yüzdesi ile verilmiş ve her iterasyonda bu yüzde giderek azaltılmıştır. i. iterasyonda j. çubuk alanı, A_j^i , belirli bir yüzde ile verilen değişim sınırı da dsn ile gösterilirse değişim sınırlaması :

$$(1-dsn)A_j^i \leq A_j^{i+1} \leq (1+dsn)A_j^i \quad (2.79)$$

şeklinde olacaktır.

Yerdeğiştirme değişkenleri için uygulanan değişken dönüşümü ve kısıtlamalar, yerdeğiştirmelerin belirli bir alanda hareketini sağladığı için yerdeğiştirmelere ayrıca değişim sınırları uygulanmasına gerek kalmaz.

Alan değişkenlerinin ayrıca yönetmelik veya mimari nedenler ile belirli alt veya üst sınırları aşmaması, sistemdeki simetriden ve yatay yükün heriki taraftan etkiye olasılığından dolayı, bazı kesitlerin eşit olma koşulları da yan kısıtlamaları meydana getirir.

k çubuğuna ait kesit alanı A_k , j çubuğuna ait kesit alanı da A_j , çubuk enkesit alanlarının alabileceği en büyük ve en küçük değerler

$A_{\max}$ ve $A_{\min}$ ise bu tipteki kısıtlamalar :

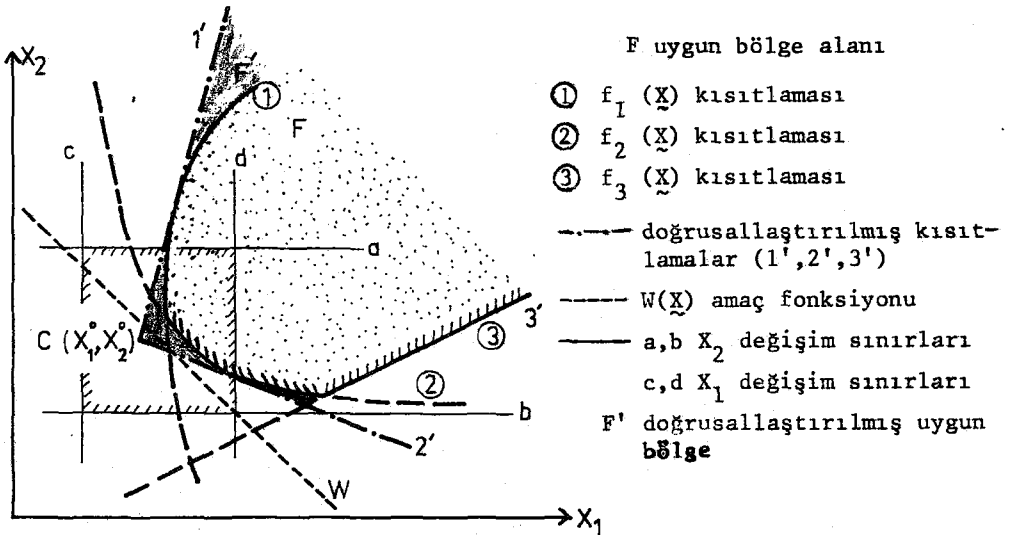
$$\begin{aligned} A_k &\geq A_{\max} \\ A_k &\leq A_{\min} \\ A_k &= A_j \end{aligned} \quad (2.80)$$

şeklinde verilir.

2.3.7. Optimizasyon Yöntemi

Sunulan çalışmada elde edilen optimizasyon probleminde amaç fonksiyonu, yerdeğiştirme kısıtlamaları ve yan kısıtlamalar, tasarım değişkenleri cinsinden (kesit alanları ve düğüm noktası yerdeğiştirmeleri) doğrusal olduğu halde, gerilme ve rijitlik kısıtlamaları yüksek dereceden doğrusal olmayan ifadeler meydana getirmektedir. Bu bakımdan yapı optimizasyonu probleminin çözümünde 1.4.1.1.1.2 de açıklanan matematik programlama tekniklerinden *ardısıra doğrusal programlama* yönteminin kullanılması uygun bulunmuştur.

Bu yöntemde doğrusal olmayan ifadeler $\underline{x}^0$ gibi bir başlangıç noktasında Taylor Serilerine açılarak doğrusallaştırıldıktan sonra, elde edilen doğrusal programlama problemi Simplex yöntemi ile çözülür. Bulunan optimum nokta, yeni başlangıç noktası olarak alınır ve yakınsama sağlanıncaya kadar işleme devam edilir.



Şekil 2.3

Şekil 2.3 de X_1 ve X_2 tasarım değişkenlerine bağlı iki boyutlu bir uzayda F uygun bölgesini sınırlayan doğrusal olmayan $f_1(\underline{x})$ aktif ve $f_2(\underline{x})$ pasif kısıtlamaları ile doğrusal $f_3(\underline{x})$ kısıtlaması ve değişim sınırları kısıtlamaları görülmektedir. Seçilen $C(X_1^0, X_2^0)$ başlangıç noktasında 1', 2', 3' şeklinde doğrusallaştırılan kısıtlamalar ve doğrusal W amaç fonksiyonu, uygun bölgesi F' olan bir doğrusal programlama problemine dönüşür.

Bilgisayar programlamasına elverişli olması, formülasyon kolaylığı ve uygun değişim sınırları seçildiği takdirde, hızlı yakınsama özelliği nedeniyle bu yöntem statik yük etkisindeki yapı problemlerinde başarılı sonuçlar vermiştir [44], [47]. Ayrıca bu yöntemde, başlangıç noktasını uygun bölge içinden seçme zorunluğu olmaması da, problemin çözümünde büyük kolaylık sağlamaktadır.

Daha önce formülasyonu verilen optimizasyon probleminde, serbestlik derecesi n olan bir sistemde, n tane (2.68) ile verilen $\underline{R}(\underline{X})$ rijitlik, (2.75) ile verilen $\underline{\delta}(\underline{X})$ yerdeğiştirme ve çubuk sayısı nc ise $4 \times nc$ tane (2.70) ile verilen $\underline{G}(\underline{X})$ gerilme kısıtlaması meydana gelir. Bu kısıtlamalardan doğrusal olmayan $\underline{R}(\underline{X})$ ve $\underline{G}(\underline{X})$ ifadeleri bir $\underline{X}^0$ başlangıç noktası civarında Taylor Serisine açılırsa :

$$\underline{R}(\underline{X}^1) = \underline{R}(\underline{X}^0) + \underline{\nabla R}(\underline{X}^0)(\underline{X}^1 - \underline{X}^0) + \frac{1}{2!} \underline{\nabla^2 R}(\underline{X}^0)(\underline{X}^1 - \underline{X}^0)^2 + \dots = 0 \quad (2.81)$$

$$\underline{G}(\underline{X}^1) = \underline{G}(\underline{X}^0) + \underline{\nabla G}(\underline{X}^0)(\underline{X}^1 - \underline{X}^0) + \frac{1}{2!} \underline{\nabla^2 G}(\underline{X}^0)(\underline{X}^1 - \underline{X}^0)^2 + \dots \leq \sigma_{\max} \quad (2.82)$$

elde edilir.

Burada $\underline{\nabla R}$ ve $\underline{\nabla G}$ rijitlik ve gerilme kısıtlamalarının tasarım değişkenlerine göre birinci türevlerini veren gradyan operatörü olup :

$$\underline{\nabla R} = \begin{bmatrix} \frac{\partial R}{\partial A} & \frac{\partial R}{\partial D} \end{bmatrix} \quad (2.83)$$

ve

$$\underline{\nabla G} = \begin{bmatrix} \frac{\partial G}{\partial A} & \frac{\partial G}{\partial D} \end{bmatrix} \quad (2.84)$$

şeklinde gösterilebilir. $\underline{\nabla^2 R}$ ve $\underline{\nabla^2 G}$ ise Laplace operatörüdür.

(2.81) ve (2.82) de iki ve daha yüksek mertebeli türevler ihmal edilirse :

$$\underline{R}(\underline{X}^1) = \underline{R}(\underline{X}^0) + \underline{\nabla R}(\underline{X}^0)(\underline{X}^1 - \underline{X}^0) = 0 \quad (2.85)$$

$$\underline{G}(\underline{X}^1) = \underline{G}(\underline{X}^0) + \underline{\nabla G}(\underline{X}^0)(\underline{X}^1 - \underline{X}^0) \leq \sigma_{\max} \quad (2.86)$$

şeklinde doğrusallaştırılmış rijitlik ve gerilme kısıtlamaları elde edilir.

$\xi(\underline{X})$ yerdeğiştirme kısıtlamaları, değişim sınırı kısıtlamaları ve (2.67) ile verilen minimize edilecek amaç fonksiyonu ise, tasarım değişkenleri cinsinden zaten doğrusal olarak ifade edildiği için, problem; $(n+nc)$ elemanlı $\underline{X}$ tasarım değişken vektörü cinsinden yazılan, sabit katsayılı n rijitlik, n yerdeğiştirme $4nc$ gerilme ve $2nc$ değişim sınırı kısıtlaması olmak üzere, $(2n+6nc)$ adet doğrusal kısıtlamalı bir doğrusal programlama problemine dönüşür. Böylece, Simplexle çözülen doğrusal programlama problemi ile, $\underline{X}^1$, $\underline{X}^1$ ile tekrarlanan işlem sonucu, $\underline{X}^2$, ve i . iterasyonda $\underline{X}^i$ optimum tasarım değişkenleri elde edilir. i . ve $i+1$. adımda hesaplanan W amaç fonksiyonu (2.87) ile verilen yakınsama kriterini sağlayınca işleme son verilir :

$$\frac{W^{i+1} - W^i}{W^i} \leq \epsilon \quad (2.87)$$

Burada ϵ yakınsama kriteri için seçilen %0,1 mertebesinde bir sayıdır.

Bu çalışmada doğrusal programlama problemi [18] de verilen yeniden düzenlenmiş IBM Simplex algoritması yardımıyla çözülmüştür.

2.3.8. Doğrusal Olmayan Kısıtlamaların Doğrusallaştırılması

Bu çalışmada kullanılan ardısıra doğrusal programlama yönteminde, doğrusal olmayan rijitlik ve gerilme kısıtlamaları 2.3.7. de açıklandığı gibi tasarım değişkenlerine göre birinci türevleri alınarak doğrusallaştırılır. Amaç fonksiyonu ile yerdeğiştirme kısıtlamaları tasarım değişkenlerine göre doğrusal olduğu için bu işleme gerek yoktur.

2.3.8.1. Rijitlik Kısıtlamalarının Türevleri

Optimizasyon işleminde (2.63) ile verilen değişkenler vektörü i . iterasyonda

$$\underline{X}^i = [\underline{A}^i \quad \underline{D}^i]^T \quad (2.88)$$

şeklinde olup, $\underline{A}^i$ i . adımdaki en kesit alanlarını, $\underline{D}^i$ ise yerdeğiştirme vektörünü göstermektedir.

$$R(\underline{X}) = \underline{K} \underline{D} - \underline{L} = 0 \quad (2.68)$$

ile verilen rijitlik kısıtlamalarının i . iterasyondaki değeri $R(\underline{X}^i)$:

$$R(\underline{X}^i) = \underline{K}(\underline{A}^i) \underline{D}^i - \underline{L}^i = 0 \quad (2.89)$$

bilindiğine göre, Taylor serileri yardımıyla $i+1$, iterasyondaki rijitlik kısıtlaması $R(X^{i+1})$:

$$R(X^{i+1}) = R(X^i) + \nabla R(X^i)(X^{i+1} - X^i) = 0 \quad (2.90)$$

veya terimlerin yerleri değiştirilerek :

$$\nabla R(X^i)(X^{i+1}) = \nabla R(X^i)X^i - R(X^i) \quad (2.91)$$

olur. $\nabla R(X^i)$, (2.83) ile verilen gradyan vektörünün X^i deki değeridir

ve açık olarak

$$\nabla R(X^i) = \begin{bmatrix} \frac{\partial R}{\partial A_1} & \frac{\partial R}{\partial A_2} & \dots & \frac{\partial R}{\partial A_{nc}} & \frac{\partial R}{\partial D_1} & \frac{\partial R}{\partial D_2} & \dots & \frac{\partial R}{\partial D_n} \end{bmatrix} \quad (2.92)$$

şeklinde yazılabilir. Burada nc sistemdeki çubuk, n ise serbestlik derecesi sayısını göstermektedir. R yerine (2.68) ifadesi yazılarak, türevler alınır,

$$\frac{\partial R}{\partial A} = \frac{\partial K}{\partial A} D - \frac{\partial L}{\partial A} \quad (2.93)$$

$$\frac{\partial R}{\partial D} = K \quad (2.94)$$

elde edilir. Burada $\frac{\partial K}{\partial A}$ sistem rijitlik matrisinin, $\frac{\partial L}{\partial A}$ dış yükler vektörünün çubuk kesit alanlarına göre türevlerini göstermektedir.

Dış yükler vektörü L

$$L = [F_y \quad F_d]^T \quad (2.27)$$

ile verilmiş olup, burada F_y düşey yük, F_d deprem yükü vektörleridir.

Buna göre :

$$\frac{\partial L}{\partial A} = \left[\frac{\partial F_y}{\partial A} \quad \frac{\partial F_d}{\partial A} \right]^T \quad (2.95)$$

ifadesinde, enkesit değişiminden dolayı kendi ağırlığındaki değişim ihmal edilerek, F_y vektörünün sabit olduğu varsayılırsa

$$\frac{\partial F_y}{\partial A} = 0 \quad \text{ve} \quad \frac{\partial F_d}{\partial A} \neq 0 \quad \text{olur.}$$

F_d deprem yüklerinin çubuk kesit alanlarına göre türevlerinin ifadesi, yapının titreşim periyotlarının, dolayısı ile özdeğerlerinin ve özvektörlerinin türevlerinin ifadesini gerektiren karmaşık bir işlemdir.

[69], [120] . Bu çalışmada değişik ve yeni bir yaklaşım olarak, dep-

rem yüklerinin türevlerini almak yerine, her adımda yeni deprem yükü hesabedilerek, bir önceki deprem yükündeki değişim gözönüne alınmış, fakat bir sonraki iterasyondaki değişim ihmal edilmiştir. Yani; her adımda yapılan optimizasyon işlemi, bir önceki adımda bulunan deprem yüklerini esas almıştır. Taylor açılımında yüksek mertebeden türevlerin ihmal edilmesi ile ortaya çıkacak doğrusallaştırma hatalarının küçük tutulması için, her iterasyondaki adım aralığı zaten küçük alındığından, bu yaklaşım problemin çözümünde herhangi bir aksama meydana getirmemiştir.

$\frac{\partial K}{\partial A}$ nın hesabı için, önce j çubuğunun sistem eksen takımındaki (2.69) ile verilen K_j rijitlik matrisinin A_j ye göre türevi hesaplanır :

$$\frac{\partial K_j}{\partial A_j} = \begin{bmatrix} A' & B' & -C' & -A' & -B' & -C' \\ B' & F' & -T' & -B' & -F' & -T' \\ -C' & -T' & 2E' & C' & T' & E' \\ -A' & -B' & C' & A' & B' & T' \\ -B' & -F' & T' & B' & F' & T' \\ -C' & -T' & E' & C' & T' & 2E' \end{bmatrix} = K_j' \quad (2.96)$$

Burada $I = \alpha' A^\beta$ olduğuna göre, $\frac{\partial A}{\partial A_j} = A' = \frac{E}{\ell} \cos^2 \alpha_j + \frac{12E}{\ell^3} \alpha' \beta A^{\beta-1} \sin^2 \alpha_j$,

$$\frac{\partial B}{\partial A_j} = B' = \frac{E}{\ell} \cos \alpha_j \sin \alpha_j - \frac{12E}{\ell^3} \alpha' \beta A^{\beta-1} \cos \alpha_j \sin \alpha_j, \quad \frac{\partial C}{\partial A_j} = C' = \frac{6E}{\ell^2} \alpha' \beta A^{\beta-1} \sin \alpha_j,$$

$$\frac{\partial F}{\partial A_j} = F' = \frac{E}{\ell} \sin^2 \alpha_j + \frac{12E}{\ell^3} \alpha' \beta A^{\beta-1} \cos^2 \alpha_j, \quad \frac{\partial T}{\partial A_j} = T' = -\frac{6E}{\ell^2} \alpha' \beta A^{\beta-1} \cos \alpha_j,$$

$$\frac{\partial E}{\partial A_j} = E' = \frac{2E}{\ell} \alpha' \beta A^{\beta-1} \quad \text{dir.}$$

K sistem rijitlik matrisinin A_j alanına göre türevi olan $\frac{\partial K}{\partial A_j}$, K matrisinin j. çubukla ilgili terimleri $\frac{\partial K_j}{\partial A_j}$ ile kurulurken, diğer terimler A_j 'ye bağlı olmadığından sıfıra eşit alınır. Benzer şekilde K matrisinin A_r ye göre türevi $\frac{\partial K}{\partial A_r}$ ise, K matrisinde r. çubukla ait terimler yerine $\frac{\partial K_r}{\partial A_r}$ alınarak teşkil edilir. Böylece hesaplanan $\frac{\partial K}{\partial A_j}$ matrislerinin ($j=1,2,\dots,nc$) D yer değiştirmeler vektörü ile çarpımı da

$$\frac{\partial K}{\partial A_j} D = K_j' D \quad (j=1,2,\dots,nc) \quad (2.97)$$

vektörlerini vermektedir. nc çubuk sayısı kadar (2.97) vektörlerinin birleşmesinden $\frac{\partial \underline{K}}{\partial \underline{A}}$.D matrisi elde edilir.

Rijitlik kısıtlamalarının yerdeğiştirme vektörüne göre türevi ise (2.94) bağıntısından görüldüğü gibi $\underline{K}$ sistem rijitilik matrisine eşittir.

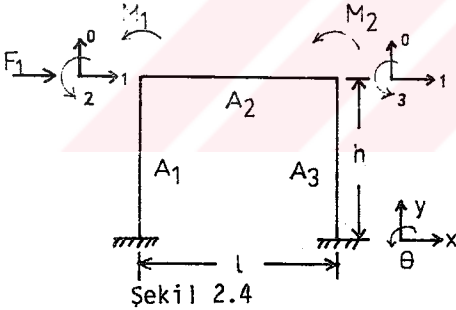
$$\frac{\partial \underline{R}}{\partial \underline{D}} = \underline{K} \quad (2.94)$$

Örneğin; $\underline{K}$ 'nın r. yerdeğiştirme D_r ye göre türevi

$$\frac{\partial \underline{K}}{\partial D_r} = [K_{r1} \ K_{r2} \dots K_{rn}] \quad (r=1,2,\dots,n) \quad (2.98)$$

şeklinde olur. (2.98) ifadesi ise $\underline{K}$ matrisinin r. satırıdır. Böylece hesaplanan $\underline{R}(\underline{X}^i)$ ifadesinin terimleri (2.91) ile verilen i+1. iterasyondaki $\underline{X}^{i+1}$ tasarım değişkenlerinin doğrusal katsayılar matrisini, $\nabla \underline{R}(\underline{X}^i) \underline{X}^i - \underline{R}(\underline{X}^i)$ ise sağtaraf vektörünü verir.

Örnek olarak Şekil (2.4) deki, eksenel yöndeki uzamaları ihmal edilen tek açıklıklı çerçeve alınır,



Şekil 2.4

i. iterasyonda :

$$\underline{D}^i = [D_1^i \ D_2^i \ D_3^i]^T = [X^i \ \theta_2^i \ \theta_3^i]^T$$

$$\underline{A}^i = [A_1^i \ A_2^i \ A_3^i]^T$$

$$\underline{X}^i = [\underline{D}^i \ \underline{A}^i]^T$$

$$\underline{L} = [F_1 \ M_1 \ M_2]^T \quad \text{olduğuna göre}$$

$$\underline{R}(\underline{X}^i) = \underline{K}(\underline{X}^i) \underline{D}^i - \underline{L} \quad \text{olur.}$$

$$\text{Burada } \underline{K} = \begin{bmatrix} K_{(11)} & K_{(12)} & K_{(13)} \\ K_{(21)} & K_{(22)} & K_{(23)} \\ K_{(31)} & K_{(32)} & K_{(33)} \end{bmatrix}$$

sistem rijitlik matrisidir.

(2.83) ile verilen $\nabla \underline{R}$ ifadesi ise :

$$\nabla \underline{R} = \left[\frac{\partial \underline{R}}{\partial \underline{A}} \quad \frac{\partial \underline{R}}{\partial \underline{D}} \right] = \left[\frac{\partial \underline{K}}{\partial \underline{A}} \underline{D} \quad \underline{K} \right] \quad \text{şeklindedir.}$$

$\nabla \underline{R}$ gradyan vektörünün açık ifadesi ise $n(nc+n)=3(3+3)=3 \times 6$ boyutunda bir matris verir (2.99):

$$\nabla R(\vec{X}^i) = \left[\frac{\partial K}{\partial \vec{A}} \quad \vec{D} \quad \vec{K} \right] \quad \text{veya}$$

$$\nabla R = \begin{bmatrix} \frac{\partial K_{(11)}}{\partial A_1} D_1 + \frac{\partial K_{(12)}}{\partial A_1} D_2 + \frac{\partial K_{(13)}}{\partial A_1} D_3 & \frac{\partial K_{(11)}}{\partial A_2} D_1 + \frac{\partial K_{(12)}}{\partial A_2} D_2 + \frac{\partial K_{(13)}}{\partial A_2} D_3 & \frac{\partial K_{(11)}}{\partial A_3} D_1 + \frac{\partial K_{(12)}}{\partial A_3} D_2 + \frac{\partial K_{(13)}}{\partial A_3} D_3 & K_{(11)} & K_{(12)} & K_{(13)} \\ \frac{\partial K_{(21)}}{\partial A_1} D_1 + \frac{\partial K_{(22)}}{\partial A_1} D_2 + \frac{\partial K_{(23)}}{\partial A_1} D_3 & \frac{\partial K_{(21)}}{\partial A_2} D_1 + \frac{\partial K_{(22)}}{\partial A_2} D_2 + \frac{\partial K_{(23)}}{\partial A_2} D_3 & \frac{\partial K_{(21)}}{\partial A_3} D_1 + \frac{\partial K_{(22)}}{\partial A_3} D_2 + \frac{\partial K_{(23)}}{\partial A_3} D_3 & K_{(21)} & K_{(22)} & K_{(23)} \\ \frac{\partial K_{(31)}}{\partial A_1} D_1 + \frac{\partial K_{(32)}}{\partial A_1} D_2 + \frac{\partial K_{(33)}}{\partial A_1} D_3 & \frac{\partial K_{(31)}}{\partial A_2} D_1 + \frac{\partial K_{(32)}}{\partial A_2} D_2 + \frac{\partial K_{(33)}}{\partial A_2} D_3 & \frac{\partial K_{(31)}}{\partial A_3} D_1 + \frac{\partial K_{(32)}}{\partial A_3} D_2 + \frac{\partial K_{(33)}}{\partial A_3} D_3 & K_{(31)} & K_{(32)} & K_{(33)} \end{bmatrix} \quad \begin{matrix} n \\ n \\ n \end{matrix} \quad (2.99)$$

Bu matrisin $\tilde{x}^i$ değeri ise $(\nabla R(\tilde{x}^i))$, $i+1$. iterasyondaki $\tilde{x}^{i+1}$ vektörünün doğrusallaştırılmış katsayılarını meydana getirir.

2.3.8.2. Gerilme Kısıtlamalarının Türevleri

$$\tilde{G}(\tilde{x}) = \sigma(\tilde{x}) - \sigma_{\max} \geq 0 \quad (2.70)$$

ile verilen gerilme kısıtlamalarının

$$\tilde{G}(\tilde{x}^{i+1}) = \tilde{G}(\tilde{x}^i) + \nabla \tilde{G}(\tilde{x}^i)(\tilde{x}^{i+1} - \tilde{x}^i) - \sigma_{\max} \leq 0 \quad (2.100)$$

şeklinde doğrusallaştırılır. Burada,

$$\nabla \tilde{G}(\tilde{x}^i) = \left[\frac{\partial \tilde{G}(\tilde{x}^i)}{\partial A} \quad \frac{\partial \tilde{G}(\tilde{x}^i)}{\partial D} \right] \quad (2.101)$$

gerilme kısıtlamalarının tasarım değişkenlerine göre türevlerinin $\tilde{x}^i$ değeridir.

j. çubuktaki çubuk uç kuvvetleri p_j ile gösterilirse

$$p_j = \begin{bmatrix} N_j \\ V_j \\ M_{1j} \\ M_{2j} \end{bmatrix} = k_j t_j D_j + p_{j0} \quad (2.102)$$

Burada k_j , çubuk eksen takımında çubuk rijitlik matrisi, t_j dönüşüm matrisi, D_j sistem eksen takımında çubuk uç yerdeğistirmeleri, p_{j0} çubuk ankastrelik tepkileridir.

σ_j , j. çubuğa ait gerilme vektörü ise

$$\sigma_j = \begin{bmatrix} \sigma_j^N \\ \tau_j \\ \sigma_{1j}^M \\ \sigma_{2j}^M \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 1/A_j & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 1/A_j \kappa_j & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 1/W_{xj} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 1/W_{xj} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} N_j \\ V_j \\ M_{1j} \\ M_{2j} \end{bmatrix} \quad (2.103)$$

veya p_j nin katsayılar matrisine f_j denilirse

$$\sigma_j = f_j p_j \quad (2.104)$$

şeklinde gösterilebilir. Burada, A_j çubuk kesit alanını, W_{xj} , γ_j^A ile ifade edilen çubuk mukavemet momentini, κ_j kayma çarpanını, σ_j^N j çubuğunda normal kuvvetten doğan gerilmeyi, σ_{1j}^M , σ_{2j}^M çubuğun 1. ve 2. ucunda eğilme momentinden doğan normal gerilmeleri, τ_j j. çubuğunda meydana gelen ortalama kayma gerilmesini göstermektedir.

Buna göre çubuğun 1. ve 2. ucunda meydana gelen toplam normal gerilme ifadeleri :

$$\begin{aligned}\sigma_{1j} &= \sigma_j^N \pm \sigma_{1j}^M \\ \sigma_{2j} &= \sigma_j^N \pm \sigma_{2j}^M\end{aligned}\quad (2.105)$$

(2.8) ile verilen j. çubuğun rijitlik matrisi k_j , iki matris çarpımı olarak yazılır ve I_j yerine (2.2) konulursa :

$$k_j = g_j \hat{k}_j \quad (2.106)$$

elde edilir. Burada :

$$g_j = \begin{bmatrix} A_j & 0 & 0 & 0 \\ 0 & \alpha A_j^\beta & 0 & 0 \\ 0 & 0 & \alpha A_j^\beta & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \alpha A_j^\beta \end{bmatrix} \quad \text{ve} \quad \hat{k}_j = \begin{bmatrix} E/l_j & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 12E/l_j^3 & -6E/l_j^2 & -6E/l_j^2 \\ 0 & -6E/l_j^2 & 4E/l_j & 2E/l_j \\ 0 & -6E/l_j^2 & 2E/l_j & 4E/l_j \end{bmatrix}$$

olup (2.104) ile verilen σ_j ifadesinde p_j yerine (2.102) ve k_j yerine (2.106) ifadeleri konularak :

$$\sigma_j = f_j(k_j t_j D_j + p_{jo}) = f_j(g_j \hat{k}_j t_j D_j + p_{jo}) \quad (2.107)$$

veya

$$\sigma_j = f_j g_j \hat{k}_j t_j D_j + f_j p_{jo} \quad (2.108)$$

bulunur. f_j de w_x yerine (2.3) ve $f_j g_j$ yerine :

$$f_j g_j = \begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & \alpha A_j^\beta / A_j^\beta & 0 & 0 \\ 0 & 0 & \alpha A_j^\beta / \gamma A_j^\eta & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \alpha A_j^\beta / \gamma A_j^\eta \end{bmatrix} = h_j \quad (2.109)$$

$\hat{k}_j t_j$ yerine de

$$\hat{k}_j t_j = \begin{bmatrix} -E/l_j \ell_p & E/l_j m_p & 0 & E/l_j \ell_p & E/l_j \ell_p & 0 \\ 12E/l_j^3 m_p & -12E/l_j^3 \ell & -6E/l_j^2 & -12E/l_j^3 m_p & 12E/l_j^3 \ell_p & -6E/l_j^2 \\ -6E/l_j^2 m_p & 6E/l_j^2 \ell_p & 4E/l_j & 6E/l_j^2 m_p & -6E/l_j^2 \ell_p & 2E/l_j \\ -6E/l_j^2 m_p & 6E/l_j^2 \ell_p & 2E/l_j & 6E/l_j^2 m_p & -6E/l_j^2 \ell_p & 4E/l_j \end{bmatrix} = b_j \quad (2.110)$$

konulursa,

$$\sigma_j = h_j b_j D_j + f_j p_{jo} \quad (2.111)$$

elde edilir. Burada $\ell_p = \cos \alpha_j$, $m_p = \sin \alpha_j$ dir.

Bu durumda gerilmelerin kesit alanlarına göre türevleri :

$$\frac{\partial \sigma_j}{\partial A_j} = \frac{\partial h_j}{\partial A_j} b_j D_j + \frac{\partial f_j}{\partial A_j} p_{j0} \quad (2.112)$$

ile bulunur. Burada :

$$\frac{\partial h_j}{\partial A_j} = h'_j = \begin{bmatrix} 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & \alpha(\beta-1) \frac{A_j^{\beta-2}}{\kappa_j} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & \alpha(\beta-\eta) A_j^{\beta-\eta-1} / \gamma & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \alpha(\beta-\eta) A_j^{\beta-\eta-1} / \gamma \end{bmatrix} \quad (2.113)$$

$$\frac{\partial f_j}{\partial A_j} = f'_j = \begin{bmatrix} -1/A_j^2 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & -1/A_j^2 \kappa_j & 0 & 0 \\ 0 & 0 & -\eta/\gamma A_j^{\eta+1} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & -\eta/\gamma A_j^{\eta+1} \end{bmatrix} \quad (2.114)$$

şeklindedir.

(2.103) den σ_{1j} , σ_{2j} gerilme vektörleri σ_j vektörlerinin 1.ve 3. ve 1. ile 4. terimleri toplanarak (veya/çıkarılarak) elde edildiği gibi, $\frac{\partial \sigma_j}{\partial A_j}$ vektörlerinin 1. ile 3. ve 1. ile 4. terimleri de toplanarak (veya/çıkarılarak) j. çubuğa ait gerilme ifadelerinin A_j kesit alanına göre türevleri hesaplanır.

σ_j nin diğer kesit alanlarına göre türevleri ise sıfır olur.

$$\frac{\partial \sigma_j}{\partial A_k} = 0 \quad j \neq k \quad (2.115)$$

i. iterasyondaki :

$$\frac{\partial G(\tilde{X}^i)}{\partial \tilde{A}} \text{ ise, } \frac{\partial \sigma_j^i}{\partial A_j} \text{ vektörlerinin } \tilde{X}^i \text{ deki değerini verir.}$$

Gerilme kısıtlamalarının yerdeğiştirmelere göre türevi ise :

$$\frac{\partial G}{\partial D} = \frac{\partial \sigma_j}{\partial D_j} \quad (2.116)$$

şeklindedir. Burada: D_j , (2.16) ile verilen j çubuğunun sistem eksen takımındaki yerdeğiştirmeleridir. Buna göre σ_j yerine (2.108) konularak:

$$\frac{\partial \sigma_j}{\partial D_j} = f_j g_j \hat{k}_j t_j \quad (2.117)$$

veya (2.117) konularak ;

$$\frac{\partial \sigma_j}{\partial D_j} = h_j b_j \quad (2.118)$$

elde edilir.

i. iterasyondaki $\frac{\partial G(\underline{x}^i)}{\partial D}$ ise, $\frac{\partial \sigma_j^i}{\partial D_j}$ vektörlerinin $\underline{x}^i$ değerleri ile bulunur. Böylece

$$\underline{\nabla G}(\underline{x}^i) = \left(\frac{\partial G(\underline{x}^i)}{\partial A} \quad \frac{\partial G(\underline{x}^i)}{\partial D} \right) \quad (2.101)$$

ile verilen gradyan matrisinin terimlerinin (2.100) ifadesi :

$$\underline{\nabla G}(\underline{x}^i)(\underline{x}^{i+1}) \leq \underline{\nabla G}(\underline{x}^i)(\underline{x}^i) - G(\underline{x}^i) + \sigma_{\max} \quad (2.119)$$

şeklinde yazılarak, i+1. iterasyondaki $\underline{x}^{i+1}$ değişkenlerinin doğrusallaştırılmış katsayılarını verdiği görülür. (2.119) ifadesinin sağ tarafı ise, doğrusallaştırılmış gerilme kısıtlamalarının sabit sağ taraf vektörünü verecektir.

BÖLÜM 3

3. BİLGİSAYAR PROGRAMLARININ AÇIKLANMASI

3.1. Giriş

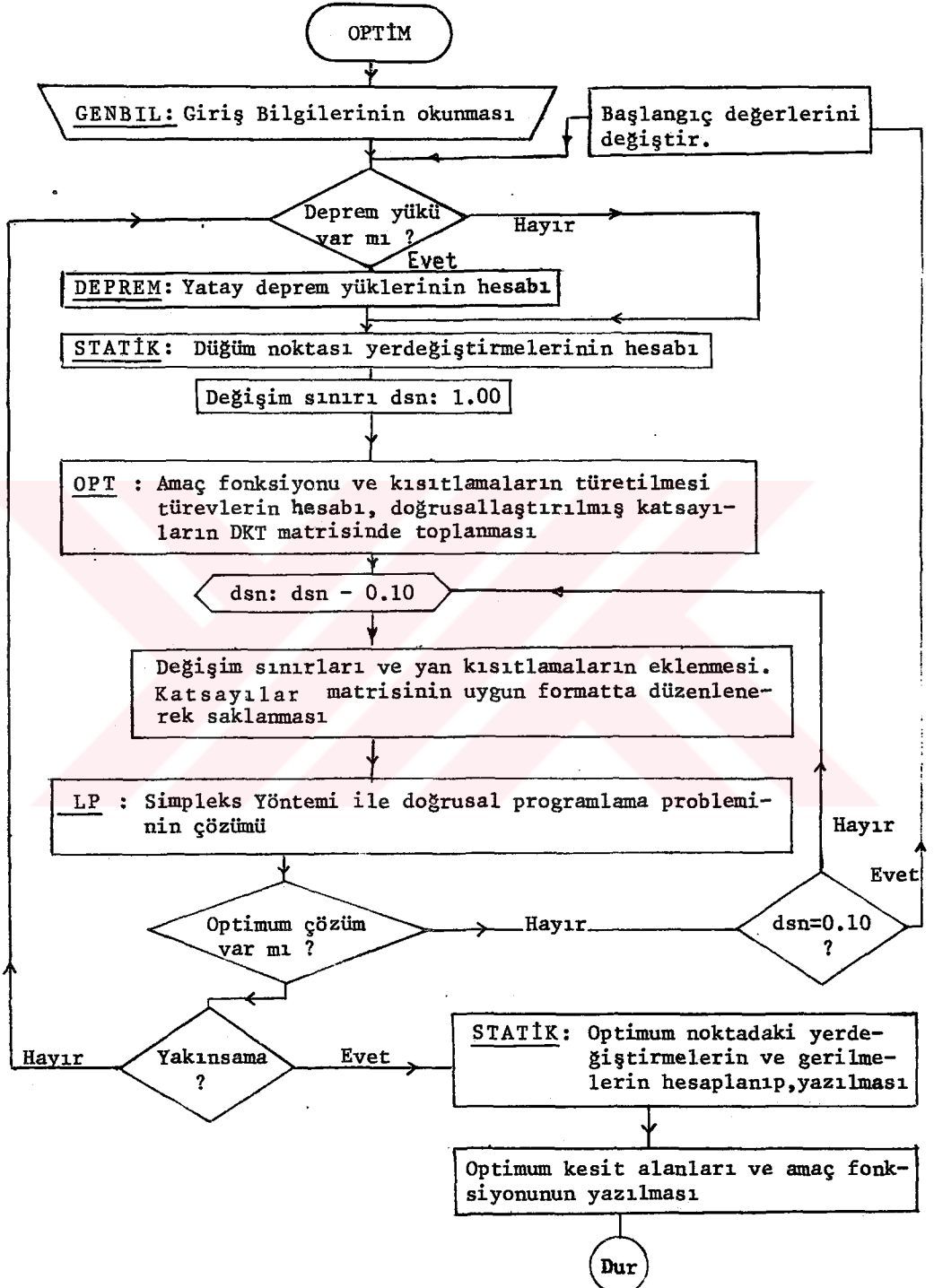
3. Bölümde formülasyonu verilen deprem yükü etkisindeki yapıların optimizasyonu algoritmasının, sayısal örnekleri uygulanması amacıyla İTÜ Bilgi İşlem Merkezinde IBM 4341 tipi makinalarda genel bir program geliştirilmiş, 4. Bölümde verilen örnek yapı sistemleri bu program yardımıyla çözülmüştür.

Çalışmanın ilk kısmında, tek katlı çerçeve örneği üzerinde (4.2.1) yöntemin çalıştığını görmek için Basic dilinde küçük çaplı bir deneme programı yazılmış ve uygun sonuç elde edilince, program genelleştirilerek daha geniş kapsamlı problemlere uygulanabilecek şekilde Fortran dilinde yeniden düzenlenmiştir. OPTIM ana programı ve bu programdan çağrılan 32 alt programdan oluşan genel program; çerçeve, kafes veya karma çelik yapıların, deprem yada sabit, yatay, düşey yüklere göre optimizasyonu problemlerine rahatlıkla uygulanabilecek düzende yazılmış olmasına karşın, tezde sunulan örnekler, zaman kısıtlaması ve bilgisayar diskinde ayrılan yerin dolu olması nedeniyle, kısıtlı tutulmuştur. Aslında programdaki dizi boyutları artırılarak ve ufak ekler yapılarak daha yüksek ve karmaşık yapıların çözümü incelenebilir.

Şekil 3.1. de genel akış diyagramı verilen bilgisayar programı yapılan işlemlere göre beş bölümden meydana gelmiştir :

- (1) Giriş Bilgilerinin Okunması
- (2) Deprem Yüklerinin Hesabı
- (3) Statik Analiz ile Yer Değiştirmelerin Hesabı
- (4) Optimizasyon Bağıntılarının Türetilmesi ve Doğrusallaştırılması
- (5) Doğrusal Programlama (*Simpleks Yöntemi*) ile çözüm

(1) de alınan başlangıç noktasına göre (2),(3),(4) ve (5). adımda devam eden hesap dizisi, ardarda iki iterasyonda hesaplanan optimum yapı hacminin belirli bir yüzde içinde kalmasını amaçlayan yakınsama



Şekil 3.1 Bilgisayar Programının Genel Akış Diyagramı

kriteri sağlanıncaya kadar, (5) den (2) ye dönülerek tekrarlanır.

3.2. Giriş Bilgilerinin Okunması

Giriş Bilgileri GENBIL adlı alt programdan üç grupta okutulur:

- 1) Yapı sistemiyle ilgili bilgiler
- 2) Çubuklarla ilgili bilgiler
- 3) Düğüm noktaları ile ilgili bilgiler

3.3. Deprem Yüklerinin Hesabı

DEPREM adlı programda 3.2 de okunan çubuk alanlarının başlangıç değerlerinde yapının indirgenmiş rijitlik matrisi, sönümsüz titreşim periyotları, katılma çarpanları hesaplanır. Yine 3.2 de verilen maksimum zemin ivmesi (a_{max}) ve sönüm oranına (ξ) ve hesaplanan yapı periyoduna bağlı olarak spektral ivme ve yerdeğiştirme değerleri hesaplanır. Daha sonra modal süperpozisyon yardımıyla yapıya gelen yatay yükler bulunarak $\tilde{L}$ dış yük matrisine eklenir.

3.4. Statik Analiz ile Yer Değiştirmelerin Hesabı

STATİK adındaki bu programda hesaplanan $\tilde{K}$ sistem rijitlik matrisinin $\tilde{L}$ dış yükler vektörü ile meydana getirdiği doğrusal denklem takımı :

$$\tilde{L} = \tilde{K} \tilde{D} \quad (3.1)$$

Gauss eliminasyonu ile çözülerek $\tilde{D}$ düğüm noktası yerdeğiştirmeleri elde edilir. Simplex Yönteminde değişkenlerin negatif olmama özelliğine uymak için:

$$\tilde{D}_d = \tilde{D} + \tilde{D}_{max} \quad (3.2)$$

şeklinde değişken dönüşümü de yapılarak, tasarım değişkenleri vektörüne yazdırılır.

3.5. Optimizasyon Bağıntılarının Türetilmesi ve Doğrusallaştırılması

OPT adlı bu programda rijitlik ve gerilme kısıtlamalarının türevleri alınarak doğrusallaştırılır. Sağ taraf vektörü de hesaplandıktan sonra, amaç fonksiyonu ve tüm kısıtlamaların katsayılar matrisi, $\tilde{DKT}$ matrisinde toplanarak, Simplex programının veri girişine uygun olacak şekilde düzenlenir. Değişim sınırları da eklendikten sonra, kesit

alanları cinsinden ifade edilen doğrusal amaç fonksiyonu ile, toplam çubuk sayısı nc , serbestlik derecesi n olan bir sistemde $nc+n$ adet tasarım değişkeni ve :

n	adet	=	tipinde rijitlik kısıtlaması,
$4xnc$	"	$\leq$	tipinde gerilme kısıtlaması,
n	"	$\leq$	tipinde yerdeğiştirme kısıtlaması,
nc	"	$\geq$	tipinde alan değişim kısıtlaması,
nc	"	$\leq$	" " " "
nc	"	$\leq$	tipinde yan kısıtlamaları olan bir

doğrusal programlama problemi elde edilir.

3.6. Doğrusal Programlama ile Çözüm

LP adlı bu programda, [18] de ayrıntıları ve listesi verilen Simplex programı çağrılarak, (3.5) de elde edilen doğrusal programlama problemi çözülür ve minimum yapı hacmi ve optimum kesit alanları hesaplanır. Yakınsama kriteri sağlanmıyorsa hesaplanan kesit alanları yeni başlangıç değeri olarak alınır ve DEPREM'e dönülerek işlem tekrarlanır. Yakınsama kriteri sağlanıyorsa optimum değerler yazdırılarak, işleme son verilir.

BÖLÜM 4

4. SAYISAL UYGULAMALAR

4.1. Giriş

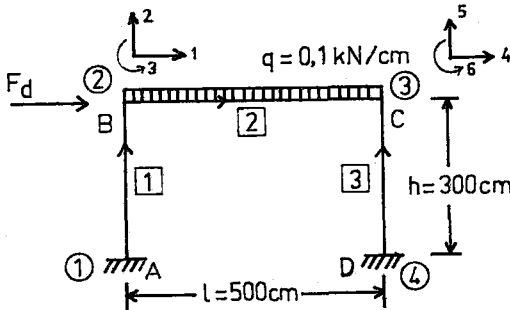
2. Bölümde formülasyonu verilen optimizasyon algoritmasının işleyişini görmek amacıyla hazırlanan bilgisayar programı çeşitli yapı sistemlerine uygulanmış ve başka yöntemlerle çözülen örneklerin sonuçları ile karşılaştırılmıştır.

Önce tek katlı çerçevelerin statik ve deprem yüküne göre optimizasyonu normal, köşegen elemanlı ve dışmerkez uzaklığı değişken çapraz elemanlı yapılarda incelenerek, sonuçlar karşılaştırılmış, daha sonra iki katlı ve üç katlı çerçevelerin yine statik düşey, yatay ve deprem yüklerine göre optimum yapı hacimleri hesaplanarak, köşegen elemanlı çerçevelerin sonuçları ve literatürdeki sonuçlarla karşılaştırma yapılmıştır. Son olarak iki katlı ve sekiz katlı kayma çerçevelerinin [120] deki verileri optimizasyonu yapılarak, [120] ve [76] daki sonuçlarla karşılaştırılmıştır.

4.2. Tek Katlı Çerçeve Örnekleri

4.2.1. Tek Katlı Normal Çerçeve

Şekil 4.1. de boyutları ve yükleme durumu verilen tek katlı çelik çerçeveye ait kısıtlama ifadeleri önce elle türetilerek, doğrusallaştırılmış ve Basic dilinde yazılan ön programa uygulanılarak çözülmüştür. Daha sonra Fortran dilinde yazılan genel programa da uygulanılarak, sonuçların kontrolü yapılmıştır.



Şekil 4.1

Önce çerçevenin $q=0,1$ kN/cm lik düzgün yayılı yüke göre optimizasyonu yapılarak, A_{opt}^{st} , optimum kolon ve kiriş ön boyutları hesaplanmıştır. Daha sonra bu optimum değerler $A=[A_1 A_2 A_3]^T$ en kesit alanları için alt limit olarak verilerek ve emniyet gerilmesi artırılarak çerçevenin düşey+deprem yükü etkisinde (A_{opt}^d) optimum boyut hesaplanmıştır.

Malzeme olarak I tipi çelik profiller kullanıldığı kabul edilerek ve (2.1) ve (2.2) ifadeleri, (Ek.1):

$$I = 1.21476 A^{2.1166} \quad (4.1)$$

$$W = 0.90725 A^{1.54935} \quad (4.2)$$

Maksimum düğüm noktası yerdeğiştirmeleri: $D_{1max}=D_{4max}=|\delta_{x_{max}}|=1$ cm.

Maksimum gerilmeler: $\sigma_{max}=14$ kN/cm² (statik yüke göre)

$\sigma_{max}=18,62$ kN/cm² (deprem+düşey yüke göre)

Maksimum yer ivmesi: $a_{max}=0,25$ G , $G=981$ cm/sn², sönüm oranı $\xi=0.05$

alınmıştır. Düğüm noktalarının düşey yerdeğiştirme ve dönmeleri için yönetmeliklerce herhangi bir kısıtlama konulmadığı halde, değişkenlerin belirli bir aralıkta değişmelerinin sağlanması ve böylece doğrusallaştırma hatalarının küçük tutulabilmesi için maksimum düğüm noktası dönmeleri [11] de lineer yapı teorisi için verilen $D_{3max}=D_{6max}=|\theta_{max}|=0.08$ rad., kolon uçlarındaki maksimum çökme ise $D_2=D_5=|\delta_{y_{max}}|=0.2$ cm. ile kısıtlanmıştır. Ayrıca açıklık ortasındaki düşey yerdeğiştirmenin de $\delta_{y_{max}} \leq l/300$ değerini aşıp aşmadığı kontrol edilmiştir.

Pratiğe yönelik olmamakla beraber, optimum yapı tasarımının bağımsız olarak gidişini gözlemek amacıyla profil kesitler için mevcut profil alanlarına bağlı herhangi bir kısıtlama konulmamış, yalnızca depremin iki yönden gelebileceği düşünülerek $A_1=A_3$ şeklinde simetri koşulu yan kısıtlama olarak verilmiştir.

Şekil 4.1. deki çerçeve :

$$A_{(1)}^0 = \begin{bmatrix} 69,00 \\ 33,40 \\ 69,00 \end{bmatrix} \quad A_{(2)}^0 = \begin{bmatrix} 33,40 \\ 33,40 \\ 33,40 \end{bmatrix} \quad A_{(3)}^0 = \begin{bmatrix} 100,00 \\ 100,00 \\ 100,00 \end{bmatrix} \text{ cm}^2$$

başlangıç noktalarında çözülerek $A_{(2)}^0$ ve $A_{(3)}^0$ başlangıç noktaları alındığı zaman 5. ve 6. adımda yakınsama elde edilmiş ve $A_{opt}^{st} = [24,09 \ 23,30 \ 24,09]^T$ cm^2 ve optimum yapı hacmi ise $W^{st} = 26104 \ cm^3$ bulunmuştur. 1. başlangıç noktasında ise, çeşitli değişim sınırları denendiği halde, 6. iterasyondan sonra uygun çözüm elde edilememiştir.

Çizelge 4.1

İtr. No.	$A_{(1)}^0 \quad (cm^2)$		$W_{(1)}^{st}$ (cm^3)	$A_{(2)}^0 \quad (cm^2)$		$W_{(2)}^{st}$ (cm^3)	$A_{(3)}^0 \quad (cm^2)$		$W_{(3)}^{st}$ (cm^3)
	A_1	A_2		A_1	A_2		A_1	A_2	
0	69,00	33,40	58100	33,40	33,40	36740	100,00	100,00	110000
1	6,9	22,11	15195	19,32	17,34	20262	10,0	10,0	11000
2	0,69	30,56	11469	22,97	21,46	24512	14,84	14,73	16271
3	1,31	18,70	14698	24,04	23,12	25984	19,93	19,58	21748
4	2,48	26,02	14498	24,09	23,30	26104	23,22	22,57	25213
5	4,71	31,56	18606	24,09	23,30	26104	24,05	23,27	26065
6	0,47	35,69	18128				24,09	23,30	26104
7	Uygun Çözüm Yok								

Optimum değerlerin analizi yapıldığı zaman çerçevenin 2. ve 3. düğüm noktalarında gerilmelerin maksimum değere ulaştığı ($14 \ kN/cm^2$), yerdeğiştirmelerin ise maksimum değerlerden küçük olduğu görülmüştür. Açıklık ortasındaki düşey yer değiştirmenin kontrolü için, problem bir kere de 2 çubuğu iki ayrı eleman gibi alınarak ve orta noktanın düşey yöndeki yer değiştirmesi $\delta_{y_{max}} \leq 1,667 \ cm \ (\ell/300)$ verilerek çözülmüş ve altıncı iterasyonda aynı optimum kesit alanları bulunmuştur. Elde edilen optimum noktanın analizinde açıklık ortasındaki düşey yer değiştirme $\delta_y = 1,54 \ cm$ olarak hesaplanmıştır.

2. aşamada probleme, $A_1, A_3 \geq 24,09 \text{ cm}^2$ ve $A_2 \geq 23,30 \text{ cm}^2$ kısıtlamaları eklenerek ve $\sigma_{\max} = 18,62 \text{ kN/cm}^2$ verilerek, $A_1^{(0)} = [24,09 \ 23,30 \ 24,09]^T \text{ cm}^2$ başlangıç noktasında, deprem+ düşey yüklere göre yapının optimum boyutları hesaplanmıştır. Çizelge 4.2 de görüldüğü gibi 0,90 la başlayan değişim sınırları her adımda daraltılarak 8. iterasyonda $A_{\text{opt}}^d = [32,92 \ 27,50 \ 32,92]^T \text{ cm}^2$ ve optimum yapı hacmi $W_{\text{opt}}^d = 33488,13 \text{ cm}^3$ bulunmuştur. Optimum noktanın analizinde en büyük yatay yerdeğiştirme $D_1 = 1.001 \text{ cm}$ en büyük gerilme ise 2 çubuğunun 2. ucunda $18,619 \text{ kN/cm}^2$ hesaplanmıştır. Problem bir kerede $[50,00 \ 50,00 \ 50,00]^T$ başlangıç noktası alınarak çözülmüş ve 9. adımda aynı sonuçlar elde edilmiştir.

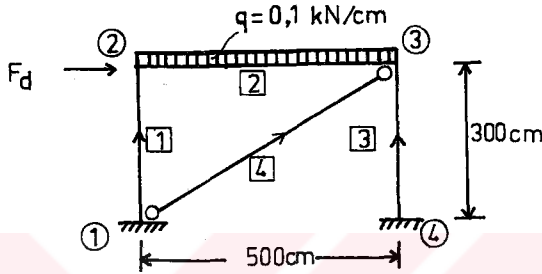
Çizelge 4.2

Itr. No.	$A_1 (\text{cm}^2)$	$A_2 (\text{cm}^2)$	$F_d (\text{kN})$	$T (\text{sn})$	d_{sn}	$W^d (\text{cm}^3)$
0	24,09	23,30	19,00	0,429	0,90	26104,0
1	29,35	26,60	19,61	0,356	0,80	30908,9
2	32,31	27,51	19,55	0,329	0,70	33137,9
3	32,79	27,51	19,53	0,327	0,60	33427,8
4	32,70	27,50	19,53	0,326	0,50	33371,6
5	32,81	27,50	19,53	0,325	0,40	33437,9
6	32,71	27,50	19,54	0,325	0,30	33376,4
7	32,90	27,50	19,54	0,325	0,20	33490,0
8	32,92	27,50	19,54	0,325	0,10	33502,0

Çizelge 4.2 de ayrıca F_d deprem yükünün ve T titreşim periyodunun da her adımdaki değişimi verilmiştir. Görüldüğü gibi, yapı hacmine paralel olarak F_d deprem yükü hızla 19,54 kN'a, T titreşim periyodu da 0,325 sn.ye yakınsamıştır.

Buna göre deprem yükü etkisindeki optimum yapı hacmi, depremsiz optimum yapı hacmine göre % 28,3 daha fazladır.

4.2.2. Tek Katlı Köşegenli Çerçeve



Şekil 4.2.

Çapraz elemanların optimum yapı ağırlığına etkisini görmek üzere, Şekil 4.1'deki çerçeve, Şekil 4.2 de de görüldüğü gibi, 1 ve 3. düğüm noktalarına mafsallı olarak bağlandığı varsayılan köşegen eleman eklenecek, aynı verilerle yeniden optimize edilmiştir. 1. aşamada çerçevenin yalnız düşey yüke göre optimum boyutları hesab edilmiş, bu durumda $A_4 \approx 0.0$ bulunarak Şekil 4.1 deki normal çerçeve ile aynı optimum hacmi ($w^{st}=26104 \text{ cm}^3$) elde edilmiştir. 2. aşamada deprem+düşey yük etkisi altındaki yapı, $A \geq A^{st}_{opt}$ verilerek, $A^0 = [24,09 \ 23,30 \ 24,09 \ 5,00]^T$ başlangıç noktasında yine her adımda daraltılan değişim sınırları ile, çözülmüş ve 4. iterasyonda $A^{d}_{opt} = [24,09 \ 23,30 \ 24,09 \ 0,756]^T \text{ cm}^2$, optimum yapı hacmi ise $w^{d}_{opt} = 26543 \text{ cm}^3$ bulunmuştur (Çizelge 4.3).

Çizelge 4.3.

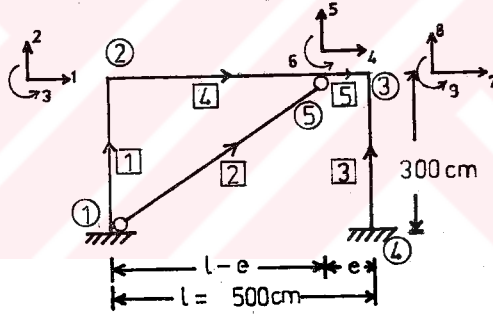
Itr.	$A_1, A_3 (\text{cm}^2)$	$A_2 (\text{cm}^2)$	$A_4 (\text{cm}^2)$	$F_d (\text{kN})$	dsn	$w^d (\text{cm}^3)$
0	24,09	23,30	5,00	16,72	0,90	26104
1	24,09	23,30	0,500	19,43	0,80	26393
2	24,09	23,30	0,712	19,18	0,70	26516
3	24,09	23,30	0,757	19,13	0,60	26544
4	24,09	23,30	0,756	19,13	0,50	26543

Optimum noktanın analizi ile maksimum yatay yerdeğiştirme $D_1=0,639\text{cm}$, maksimum gerilme ise 4 no.lu köşegen elemenda $18,62 \text{ kN/cm}^2$ hesaplanmıştır.

Buna göre optimum yapı hacmi, depremsiz yapıya oranla sadece %1,7 artmış olup, şekil 4.1 deki depremli normal çerçevenin optimum yapı hacmine göre ise %20,77 daha ekonomiktir. Depremin iki yönden geldiği düşünülerek, köşegen eleman iki taraflı konulursa, optimum yapı hacmi 26985 cm^3 'e, depremsiz yapıya göre artış ise %3,4'e çıkar.

4.2.3. Dışmerkezsel Çapraz Elemanlı Çerçeveler

Şekil 4.3 de görüldüğü gibi, 2 no.lu çapraz elemanın 3 düğüm noktasından e dışmerkez uzaklığındaki 5 noktasına bağlanması ile meydana gelen dışmerkezsel çapraz elemanlı çerçevelerde e/l oranı 0,15 , 0,20 , 0,30 , 0,40 ve 0,50 alınarak optimum yapı hacimleri hesaplanmıştır.Çözümde 2. çubuğunun bağlandığı 5 noktası ayrı bir düğüm noktası olarak ele alınmış ve $A_4=A_5$ yan kısıtlamaları eklenerek 4 ve 5 çubuklarının sabit kesitli ve sürekli olmaları sağlanmıştır.

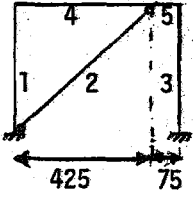


Şekil 4.3

4.2.3.1. Dışmerkez Uzaklığı $e=75 \text{ cm}$ ise ($e/l=0,15$)

Şekil 4.3.de 2.no'lu çubuğun 3 düğüm noktasından $e=75 \text{ cm}$. uzaklığa bağlanarak meydana getirdiği dışmerkezsel çapraz elemanlı çerçevenin optimizasyonu, Şekil 4.1 ve 4.2 sistemleriyle aynı veriler ve $A^0 = [25,0 \ 5,0 \ 25,0 \ 25,0 \ 25,0 \ 25,0]^T \text{ cm}^2$ başlangıç noktası ile çözülerek, deprem+düsey yüke göre 6. adımda optimum kesit alanları $A_{\text{opt}}^d = [24,55 \ 0,980 \ 24,55 \ 23,30 \ 23,30]^T \text{ cm}^2$, optimum yapı hacmi ise $W_{\text{opt}}^d = 26890 \text{ cm}^3$ bulunmuştur (Çizelge 4.4).

Çizelge 4.4

$e/l=0,15$	Itr.	A_1, A_3 (cm ²)	A_2 (cm ²)	A_4, A_5 (cm ²)	F_d (kN)	dsn	W^d (cm ³)
	0	25,00	5,00	25,00	17,20	0,90	30100
	1	24,09	1,50	23,30	18,42	0,80	26822
	2	24,47	0,60	23,30	19,24	0,70	26640
	3	24,43	1,02	23,30	18,79	0,60	26835
	4	24,87	0,47	23,30	19,38	0,50	26811
	5	24,85	0,70	23,30	19,10	0,40	26925
	6	24,55	0,98	23,30	18,82	0,20	26890

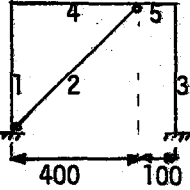
Optimum noktanın analizi ile, en büyük yatay yerdeğiştirme 2 düğüm noktasında, $D_1=0,678$ cm, en büyük gerilmeler ise 3 çubuğunun 2. ucunda $18,60$ kN/cm², 5 çubuğunun 2. ucunda ise $18,16$ kN/cm² hesaplanmıştır.

Bu durumda optimum yapı ağırlığı Şekil 4.2. deki köşegenli yapıya göre %1,31 artmış olup, Şekil 4.1 deki normal çerçeveye göre ise %19,8 daha hafiftir.

4.2.3.2. Dışmerkez Uzaklığı $e=100$ cm. ise ($e/l=0,20$)

Şekil 4.3 deki çerçevede $e=100$ cm. alınarak aynı verilerle ve 4.2.3.1. deki $A^0=[25,0 \ 5,0 \ 25,0 \ 25,0 \ 25,0]^T$ cm² başlangıç noktası ile yapının deprem+düsey yüke göre optimizasyonu yapılarak, 6. adımda $A_{opt}^d=[26,05 \ 1,28 \ 26,05 \ 25,40 \ 25,40]^T$ ve $W_{opt}^d=28971$ cm³ hesaplanmıştır. Değişim sınırlarının etkisini görmek ve daha hassas sonuç elde edebilmek için işleme 11. iterasyona kadar devam edilmiş ve 11. adımın sonunda $A_{opt}^d=[26,20 \ 0,91 \ 26,20 \ 25,59 \ 25,59]^T$ cm² ve $W_{opt}^d=28967$ cm³ bulunmuştur.

Çizelge 4.5

$e/l=0,20$	Itr.	A_1, A_3	A_2	A_4, A_5	F_d	dsn	W^d
	0	25,00	5,00	25,00	17,60	0,90	30000
	1	25,57	0,50	24,92	19,32	0,80	28050
	2	26,19	0,90	25,55	18,87	0,70	28937
	3	25,93	1,53	25,28	18,45	0,60	28963
	4	26,09	0,61	25,47	19,16	0,50	28694
	5	26,23	0,92	25,61	18,86	0,40	29002
	6	26,05	1,28	25,40	18,59	0,30	28971
	7	26,11	0,90	25,48	18,81	0,20	28855
	8	26,24	0,79	25,63	18,97	0,10	28953
	9	26,26	0,87	25,64	18,90	0,10	29010
	10	26,20	0,95	25,58	18,83	0,05	28986
	11	26,20	0,91	25,59	18,87	0,05	28967

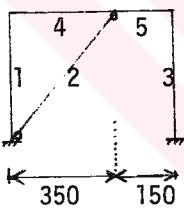
Bu noktadaki analizle maksimum yatay yerdeğiştirme $D_1=0,810\text{cm.}$, maksimum gerilme 3 çubuğunun ve 5 çubuğunun 2. uçlarında $18,62 \text{ kN/cm}^2$ hesaplanmıştır.

Bu durumda optimum yapı hacmi depremsiz yapıya oranla %10,97 artmış olup, depremli normal çerçeveye göre ise %13,54 daha ekonomiktir.

4.2.3.3. Dışmerkez Uzaklığı $e=150\text{cm.}$ ise ($e/\ell=0,30$)

Şekil.4.3 deki çerçevede $e=150\text{cm.}$ alınarak, aynı veriler ve 4.2.3.1. deki başlangıç noktası ile deprem+düsey yüke göre optimum değerler 5. adımda $A_{\text{opt}}^d = [27,19 \ 0,72 \ 27,19 \ 26,67 \ 26,67]^T \text{ cm}^2$ ve $W_{\text{opt}}^d = 29983 \text{ cm}^3$ hesaplanmıştır (Çizelge 4.6).

Çizelge 4.6

$e/\ell=0,30$	Itr	A_1A_3	A_2	A_4A_5	F_d	dsn	W^d
	0	25,00	5,00	25,00	18,38	0,90	29805
	1	26,67	0,50	26,19	19,35	0,80	29327
	2	27,25	0,68	26,73	19,17	0,70	30023
	3	27,20	0,72	26,68	19,14	0,60	29997
	4	27,19	0,72	26,67	19,14	0,50	29984
	5	27,19	0,72	26,67	19,14	0,40	29983

Bu noktanın analizi ile maksimum yatay yer değıştirme $D_1=1,000\text{cm}$, en büyük gerilmeler ise 3. ve 5. çubuğun 2. uçlarında $18,62 \text{ kN/cm}^2$ bulunmuştur.

Bu durumda optimum yapı hacmi depremsiz yapıya göre %14,86 artmış olup, depremli normal çerçeveye göre %10,5 daha ekonomiktir.

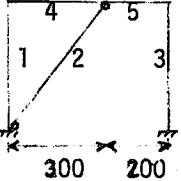
4.2.3.4. Dışmerkez Uzaklığı. $e=200\text{cm}$ ise ($e/\ell=0,40$)

Bu kez de Şekil 4.3.deki dışmerkezsel çapraz elemanlı çerçevede $e=200\text{cm.}$ alınarak,yine aynı veri ve başlangıç noktası ile çözülmüş ve 10.adımda $A_{\text{opt}}^d = [28,86 \ 0,99 \ 28,86 \ 28,43 \ 28,43]^T \text{ cm}^2$ ve $W_{\text{opt}}^d = 32554 \text{ cm}^3$ bulunmuştur (Çizelge 4.7).

Bu noktanın analizi ile ise,en büyük yatay yerdeğiştirme $D_1=0,998\text{cm}$ en büyük gerilmeler ise 3 ve 5 çubuğunun 2. ucunda $16,82 \text{ kN/cm}^2$ hesaplanmıştır.

Bu durumda optimum yapı hacmi depremsiz yapıya göre %24,71 artmış olup, depremli normal çerçeveye göre %2,83 daha hafiftir.

Çizelge 4.7

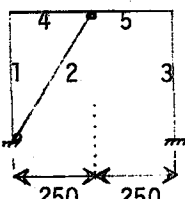
$e/\ell = 0,40$	İtr.	A_1, A_3	A_2	A_4, A_5	d_{sn}	F_d	W^d
	0	25,0	5	25,00	0,80	19,00	29616
	1	26,96	1,50	29,16	0,60	19,05	31391
	2	30,56	0,60	27,33	0,50	19,23	32257
	3	27,10	0,90	31,76	0,40	19,13	32524
	4	30,23	1,26	26,62	0,30	19,00	31981
	5	27,14	0,88	30,95	0,20	19,15	32131
	6	30,40	1,06	26,91	0,10	19,04	32163
	7	28,60	0,95	29,64	0,05	19,17	32384
	8	29,99	1,00	28,16	0,02	19,04	32496
	9	29,64	0,98	28,72	0,01	19,05	32559
	10	28,86	0,99	28,43	0,01	19,09	32554

4.2.3.5. Dışmerkez Uzaklığı $e=250\text{cm}$ ise ($e/\ell=0,50$)

Bu kez de $e=250\text{cm}$, aynı veriler ve başlangıç noktası ile çözülen dışmerkezsel çapraz elemanlı çerçeve için 6. iterasyonda $A_{opt}^d = [32,79 \ 0,004 \ 32,79 \ 27,53 \ 27,53]^T$ ve $W_{opt}^d = 33442 \text{ cm}^3$ hesaplanmıştır (Çizelge 4.8).

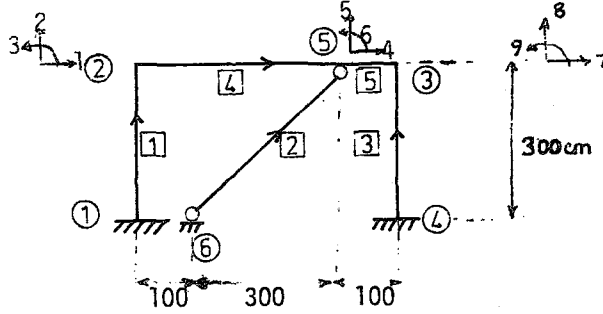
Bu noktanın analizinde en büyük yer değiştirme $D_1=1.000 \text{ cm}$., en büyük gerilmeler ise 3. çubuğun 2. ucunda $14,59 \text{ kN/cm}^2$, iken 5. çubuğunun 2. ucunda $18,62 \text{ kN/cm}^2$ bulunmuştur. Bu durumda 5 noktasının düşey yer değiştirmesi ise $D_5=-0,979\text{cm}$.dir.

Çizelge 4.8

$e/\ell=0,50$	İtr.	$A_1 A_3$	A_2	$A_4 A_5$	F_d	d_{sn}	W^d
	0	25,00	5,00	25,00	19,40	0,90	29453
	1	27,15	0,50	32,05	19,46	0,80	32509
	2	32,814	0,10	27,19	19,56	0,70	33324
	3	33,020	0,03	25,50	19,59	0,60	33574
	4	32,96	0,012	27,52	19,61	0,50	33543
	5	32,85	0,006	27,52	19,62	0,40	33476
	6	32,79	0,004	27,53	19,62	0,30	33442

Buna göre elde edilen optimum yapı hacmi, depremli normal çerçeve yapı hacmine göre %0,18 daha hafif olup çapraz elemanın katkısı iyice azalmıştır.

4.2.3.6. Hem Üstten Hem Alttan Dışmerkez Uzaklığı
 $e=100$ cm ise ($e_1/l=e_2/l=0,20$)

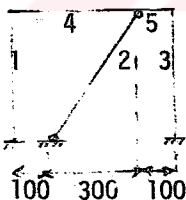


Şekil 4.4

Yapı bir kere de, Şekil 4.4 de görüldüğü gibi, 2 çubuğu hem üstten ($e_1=100$ cm) hem de alttan ($e_2=100$ cm) dışmerkezsel bağlanarak aynı başlangıç noktası ve verilerle çözülmüş, deprem-düşey yüke göre optimum değerler 5.adımda $A_{opt}^d = [27,09 \ 0,65 \ 27,09 \ 26,49 \ 26,49]^T$ cm² ve $W_{opt}^d = 29774$ cm³ bulunmuştur. (Çizelge 4.9).

Bu noktanın analiziyle en büyük yatay yer değiştirme $D_1=0,924$ cm. en büyük gerilmeler ise 3 çubuğun 2.ucunda 18,58 kN/cm², 5 çubuğunun 2. ucunda ise 18,59 kN/cm² hesaplanmıştır.

Çizelge 4.9

$e_1/l=e_2/l=0,20$	İtr	A_1A_3	A_2	A_4A_5	F_d	ds_n	W^d
	0	25,00	5,00	25,00	18,06	0,90	29622
	1	26,39	0,50	28,81	19,26	0,80	28954
	2	27,05	0,90	25,59	18,96	0,70	29410
	3	27,05	0,27	26,44	19,53	0,60	29566
	4	27,24	0,43	26,67	19,35	0,50	29861
	5	27,09	0,65	26,49	19,15	0,40	29774

Bu çerçeve için elde edilen optimum yapı hacmi, 4.2.3.2. de verilen yalnız üstten dışmerkezsel bağlı ($e=100$ cm) çerçeve için elde edilen optimum yapı hacminden (28967 cm³) %2,79 daha yüksektir. En büyük yer değiştirme ise 0,810cm den 0,924 cm'ye çıkmıştır.

4.2.4 . Sonuçlar

Çizelge 4.10 da da görüldüğü gibi e/l oranının küçük değerlerinde yapının yatay rijitliği oldukça yüksek olup, optimum tasarımda daha çok gerilmeler etkindir. e/l oranı büyüdükçe yapının esnekliği, buna paralel olarak da yatay yer değiştirmeler artarak, $e/l > 0,30$ için maksimum değere ulaşmıştır.

Çizelge 4.10

e/ℓ	1.00		0.50	0.40	0.30	0.20	0.15	0.0	$e_1/\ell=0,20$
	$F_d=0$	$F_d \neq 0$							$e_2/\ell=0,20$
$w(\text{cm}^3)$	26104	33502	33442	32554	29983	28967	26890	26543	29774
$D_{x\max}$	0,00	1,002	1,000	0,999	1,000	0,810	0,678	0,639	0,923
$\sigma_{\max}$	14,00	18,62	18,62	16,82	18,62	18,62	18,60	18,62	18,59
$F_d(\text{kN})$	-	19,54	19,62	19,09	19,14	18,87	18,82	19,13	19,15

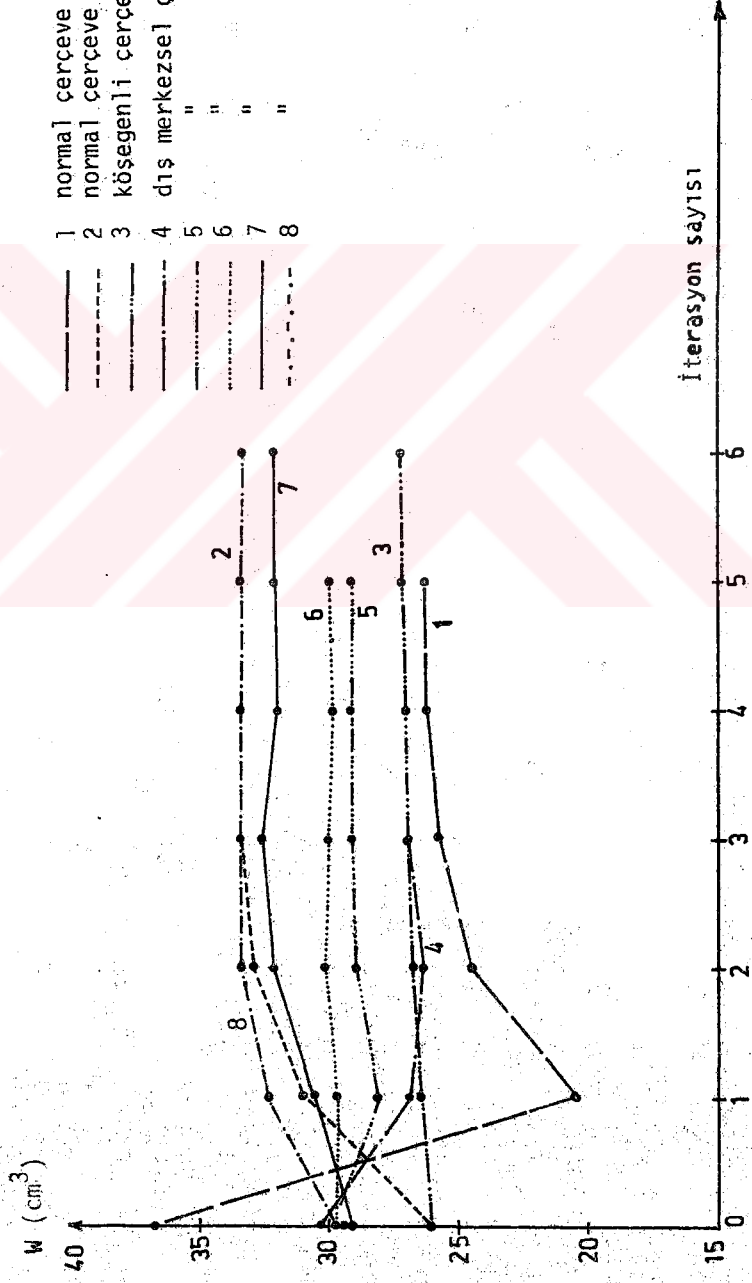
Deprem+düsey yük etkisindeki yapının optimum hacmi ise, e/ℓ nin küçük değerleri için, normal çerçeve değerine göre %20 civarında bir azalma gösterirken e/ℓ oranı büyüdükçe bu fark da azalarak, $e/\ell=0,50$ deki optimum yapı hacmi, normal çerçeve hacmi ile hemen hemen aynı değerde olup, çapraz elemanın etkinliği iyice azalmıştır (Şekil.4.5).

Elde edilen bu sonuçlar [144] de verilen çerçeve rijitliğinin e/ℓ ve h/ℓ oranlarına göre değişimini veren diyagramlarla da gayet uyumludur.

Çizelge (4.10) un son kolonunda 4.2.3.6. da verilen hem üstten hem alttan dış merkezsel bağlı çapraz elemanlı yapı ile ilgili sonuçlar verilmiştir. Görüldüğü gibi bu sistemde de yapı hacmi deprem etkisindeki köşegensiz normal yapıya göre oldukça düşüktür (%11,13). Bu çerçeve $e/\ell=0,20$ oranlı üstten dışmerkezsel yapı ile karşılaştırılırsa, üst ve alttan dışmerkezsel çapraz elemanlı çerçeve örneği, çapraz elemanın yere bağlanması ile çıkacak temel sorunu ile, üstten dışmerkezsel yapıya göre yapı hacmindeki %2,78 artıştan dolayı fazla önerilmemekle beraber, tasarım için bir seçenek olabilir.

Sonuç olarak; dışmerkezsel bağlı çapraz elemanlı çerçeveler, yatay ve deprem yükü etkisindeki çelik yapılarda, bu tip yapılar için en ekonomik çözümü veren köşegenli yapılara göre optimum yapı hacmini fazla artırmadan,

1) e/ℓ oranı ayarlanılarak, yapıya istenilen oranda esneklik (düktilite) kazandırması,



- 1 normal çerçeve (düşey)
- 2 normal çerçeve (deprem+düşey yük)
- 3 köşegenli çerçeve (deprem+düşey yük)
- 4 dış merkezsel çapraz elemanlı ($e/l = 0,15$)
- 5 " " " ($e/l = 0,20$)
- 6 " " " ($e/l = 0,30$)
- 7 " " " ($e/l = 0,40$)
- 8 " " " ($e/l = 0,50$)

Şekil 4.5

2) [140-145] de verilen kayma kirişi (Şekil.4.3 de, 5 no.lu çubuk) ile ilgili bağlantı detayı sorunları çözüldüğü takdirde çaprazlardaki normal kuvvet etkisi kayma kirişi olarak çalışan bu bağlantı yoluyla kolonlara aktarılacağı için, köşegenli yapıda genellikle karşılaşılan köşegenlerin burkulma tehlikesinin önlenmesi [144],

3) Mimari açıdan kapı, pencere gibi boşlukların konmasında rahatlık getirmesi,

4) Köşegensiz normal çerçeveye nazaran %19-20 oranında ekonomi sağlaması açısından, rahatlıkla önerilebilecek bir yapı sistemi sunmaktadır.

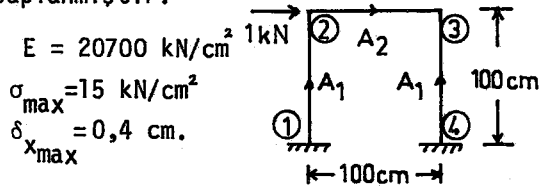
4.2.5. Literatürdeki Örneklerle Karşılaştırmalar

4.2.5.1. Yatay Yük Etkisindeki Tek Katlı Tek Açıklıklı Çerçeve.

Şekil 4.6 'da boyutları ve yükleme durumu verilmiş olan yatay yük etkisi altındaki tek katlı çerçevenin [11] deki aynı verilerle optimum tasarımı yapılmış, değişim sınırları sabit alındığında veya geniş tutulduğunda salınımlar elde edildiği için yakınsama güçlükleri ile karşılaşmıştır. Daha sonra değişim sınırları iyice daraltılarak iterasyon tekrarlandığında :

a) Çerçevede normal kuvvet etkisi alınarak ve $\bar{A} = [5,0 \ 3,0]^T \text{ cm}^2$ başlangıç noktası ile 10. iterasyonda $W=447,79 \text{ cm}^3$, $\bar{A}_{\text{opt}} = [1,608 \ 1,262]^T \text{ cm}^2$, elde edilmiş bu noktada 2 deki yatay yerdeğiştirme değeri $\delta_{2x}=0,400 \text{ cm}$ ve en büyük gerilme $10,515 \text{ kN/cm}^2$ hesaplanmıştır.

Şekil 4.6

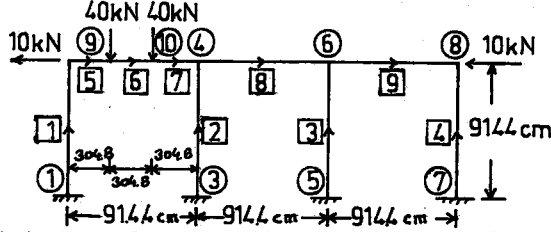


b) Çerçeve bir kere de normal kuvvet etkileri ihmal edilerek çözülmüş, bu kez 8. iterasyonda $W_{\text{opt}}=446,48 \text{ cm}^3$, ve $\bar{A}_{\text{opt}}=[1,553 \ 1,357]^T \text{ cm}^2$ bulunmuştur.

Bu sonuçlar [11] s.164 de, normal kuvvet etkisi ihmal edilerek grafik çözümünden yararlanılan ve $W_{\text{opt}}= 446,3 \text{ cm}^3$, $\bar{A}_{\text{opt}}=[1,555 \ 1,36]^T \text{ cm}^2$ olarak bulunan çözüm ile hemen hemen aynıdır.

Görüldüğü gibi, yalnız yatay yük etkisindeki çerçevelerde, yatay yerdeğiştirmeler, gerilmelerden daha etkin olmakta ve tasarımı doğrudan etkilemektedir.

4.2.5.2. Yatay ve düşey yük etkisinde üç açıklıklı çerçeve



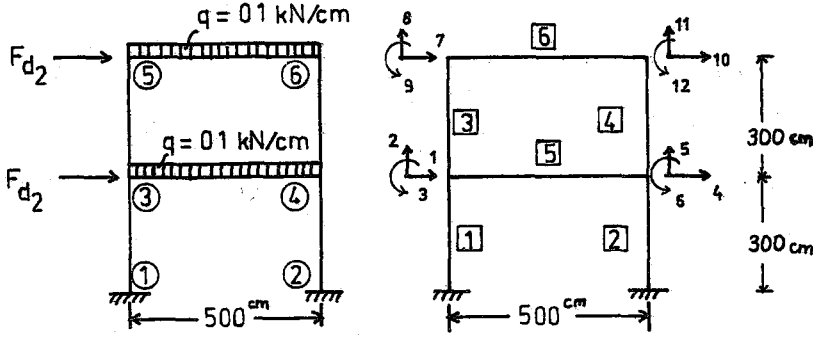
Şekil 4.7

Şekil 4.7 de boyutları ve yükleme durumu verilen çerçeve, tezde önerilen ardısıra doğrusal programlama yöntemi ile çözülerek, [29] da uygun yön yöntemi ile elde edilen çözüm sonuçları karşılaştırılmıştır. [29] daki veriler cm ve kN 'a çevrilerek $\sigma_{\max} = 21,70 \text{ kN/cm}^2$, $E=20150,04 \text{ kN/cm}^2$ $|\delta_{x\max}| = 3,81 \text{ cm}$, $I_x=3,20A^2$, $W_x=1,4516A^{1,5}$, $A_1=A_4$, $A_2=A_3$, $A_5=A_6=A_7=A_8=A_9$ ve $[I_1 \ I_2 \ I_3]^T = [150 \ 150 \ 350]^T$ 'in başlangıç noktası, kesit alanlarına çevrilerek, $A^0=[A_1 \ A_2 \ A_3]^T=[44,17 \ 44,17 \ 67,47]^T \text{ cm}^2$ alınmış ve 6. iterasyonda $W_{\text{opt}}=202879,1 \text{ cm}^3$, ve $A_{\text{opt}}=[47,406 \ 1,948 \ 41,050]^T \text{ cm}^2$ hesaplanmıştır. Optimum noktanın analizinde en büyük yatay değiştirme 8 no.lu düğümde $\delta_{8x}=3,794 \text{ cm}$, en büyük gerilmeler ise 2. çubuğun 2. ucunda $21,70 \text{ kN/cm}^2$ bulunmuştur. Aynı verilerle problem bir de $A^0=[30,0 \ 30,0 \ 30,0]^T \text{ cm}^2$ başlangıç noktasında çözülmüş ve 4. iterasyonda $W_{\text{opt}}=202882,9 \text{ cm}^3$, $A_{\text{opt}}=[47,418 \ 1,934 \ 41,057]^T \text{ cm}^2$ elde edilmiştir. Bu değerler [29] da hesaplanan optimum yapı hacmine göre ($W_{\text{opt}}=223812,22 \text{ cm}^3$) %9 daha hafif olup, [29] da ancak 12. iterasyonda optimum sonuç elde edilebildiği halde, sunulan çözüm yönteminde başlangıç noktası uygun bölgeden alındığında 6. adımda, uygun olmayan bölgeden alındığında ise 4. adımda yakınsama sağlanarak, optimum çözüm elde edilebilmiştir.

4.3. İki Katlı Çerçeve Örnekleri

4.3.1. İki Katlı Normal Çerçeve

a) Şekil 4.8 de verilen çerçevenin önce yatay $q=0,1 \text{ kN/cm}$ ye göre $\sigma_{\max}=14 \text{ kN/cm}^2$, $D_{1\max}=D_{4\max}=1,0 \text{ cm}$ ve $D_{7\max}=D_{10\max}=2,0 \text{ cm}$. ve $A_1=A_2$, $A_3=A_4$, verilerek, optimum tasarımı yapılmış ve $W_{\text{opt}}=42461 \text{ cm}^3$, $A_1=4,68 \text{ cm}^2$, $A_2=25,15 \text{ cm}^2$, $A_3=24,61 \text{ cm}^2$, $A_5=24,52 \text{ cm}^2$, bulunmuştur.



Şekil 4.8

Bu sonuca göre elde edilen optimum yapıda 1 ve 2 nolu elemanlar, daha çok normal kuvvetten gelen gerilmeleri almakta, 3,4,5,6 no.lu elemanlar ise kapalı rijit bir çerçeve şeklinde çalışarak moment etkilerini yüklenmektedir. Optimum noktanın analizinde, bütün çubuklarda gerilmelerin maksimum değere ulaştığı (14 kN/cm^2) görülmüştür.

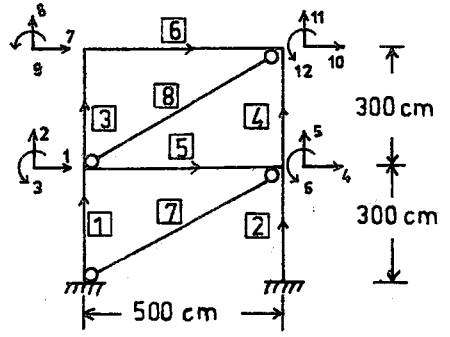
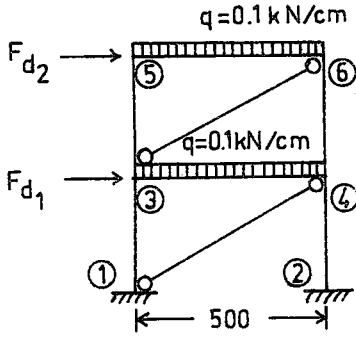
1,2 no.lu kolon alanları için $A_1, A_2 \geq 8,0 \text{ cm}^2$ yan kısıtlaması verilerek, daha gerçekçi boyutlarda olmaları istenerek çerçeve yeniden çözüldüğünde : $W_{\text{opt}} = 44434,1 \text{ cm}^3$, $A_1 = A_2 = 8,0 \text{ cm}^2$, $A_3 = A_4 = 25,094 \text{ cm}^2$, $A_5 = 24,706 \text{ cm}^2$, $A_6 = 24,450 \text{ cm}^2$, değerleri bulunmuştur.

b) ikinci olarak deprem+düşey yüke göre, a) da hesaplanan optimum değerler alt limit olarak verilmiş ve kütlelerin birinci ve ikinci kat hizalarında toplandığı kabul edilmiş, $\sigma_{\text{max}} = 16,0 \text{ kN/cm}^2$, $a_{\text{max}} = 0,25g$, $\xi = 0,05$ alınarak aynı çerçevenin optimizasyonu yapılmıştır. $A^0 = [20 \ 20 \ 20 \ 20 \ 20 \ 20] \text{ cm}^2$ başlangıç noktasında, her adımda daralan değişim sınırları ile 12. iterasyonda minimum yapı hacmi $W_{\text{opt}} = 103261,1 \text{ cm}^3$ ve $A_1 = A_3 = 48,620 \text{ cm}^2$, $A_3 = A_4 = 38,367 \text{ cm}^2$, $A_5 = 64,890 \text{ cm}^2$, $A_6 = 37,247 \text{ cm}^2$ hesaplanmıştır. Bu noktadaki analiz yapıldığı zaman $D_1 = 0,812 \text{ cm}$, $D_4 = 0,811 \text{ cm}$, $D_7 = 2,013 \text{ cm}$, $D_{10} = 1,999 \text{ cm}$ bulunmuştur. En büyük gerilmeler ise 4. çubuğun ikinci ucunda $13,89 \text{ kN/cm}^2$, 6. çubuğun 2. ucunda $14,06 \text{ kN/cm}^2$ hesaplanmıştır.

Buna göre deprem+düşey yük etkisindeki çerçeve, (a) da hesaplanan depremsiz yapıya göre %143,6 daha ağırdır.

4.3.2. İki Katlı Köşegenli Çerçeve

4.3.1. deki iki katlı çerçevenin optimizasyonu, bir kere de 1-4 düğüm noktaları ile 3-6 düğüm noktaları arasına köşegen elemanlar konularak aynı verilerle deprem düşey yüke göre incelenmiştir (Şekil 4.9).



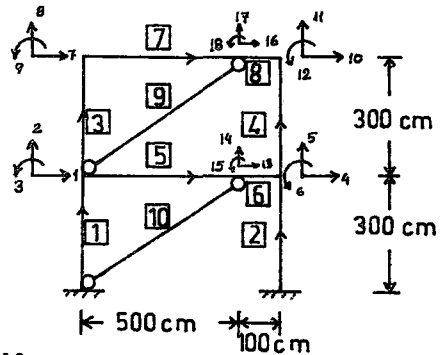
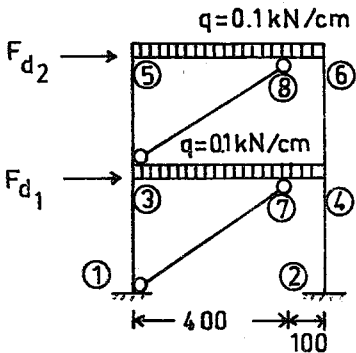
Şekil 4.9

$A^0 = [51,06 \ 40,39 \ 61,80 \ 35,45 \ 2,0 \ 2,0]^T \text{ cm}^2$ başlangıç noktaları alınarak optimum yapı hacmi 10. iterasyonda $W_{\text{opt}} = 48885 \text{ cm}^3$ ve $A_1 = A_2 = 8,99 \text{ cm}^2$, $A_3 = A_4 = 25,15 \text{ cm}^2$, $A_5 = 25,59 \text{ cm}^2$, $A_6 = 24,95 \text{ cm}^2$, $A_7 = 3,20 \text{ cm}^2$, $A_8 = 2,27 \text{ cm}^2$ hesaplanmıştır. Bu noktanın analizinde $D_1 = 0,535 \text{ cm}$, $D_4 = 0,510 \text{ cm}$, $D_7 = 0,972 \text{ cm}$, $D_{10} = 0,941 \text{ cm}$. ye düşmüş, en büyük gerilmeler ise 2., 4., 5., ve 6. çubuğun 2. uçlarında $16,00 \text{ kN/cm}^2$ olmuştur.

Buna göre optimum köşegenli yapı deprem düşey yük etkisi altında köşegensiz normal çerçeveye göre %52,7 daha hafiftir. Deprem etkisinde olmayan normal çerçeveye göre artış ise sadece %15 tir. Halbuki normal çerçeve de depremli çerçeveye göre artış oranı %143,6 idi. Böylece yapıya köşegenler eklenmesi ile yapı ağırlığında önemli ölçüde ekonomi sağlanmaktadır.

Depremin iki taraftan geldiği düşünülerek köşegen eleman çift taraflı konulursa yapı hacmi, $W_{\text{opt}} = 50000 \text{ cm}^3$ 'ye çıkar ve bu durumda normal çerçeveye göre sağlanan ekonomi %51,6 olur.

4.3.3. İki Katlı Dışmerkezsel Çapraz Elemanlı Çerçeve



Şekil 4.10

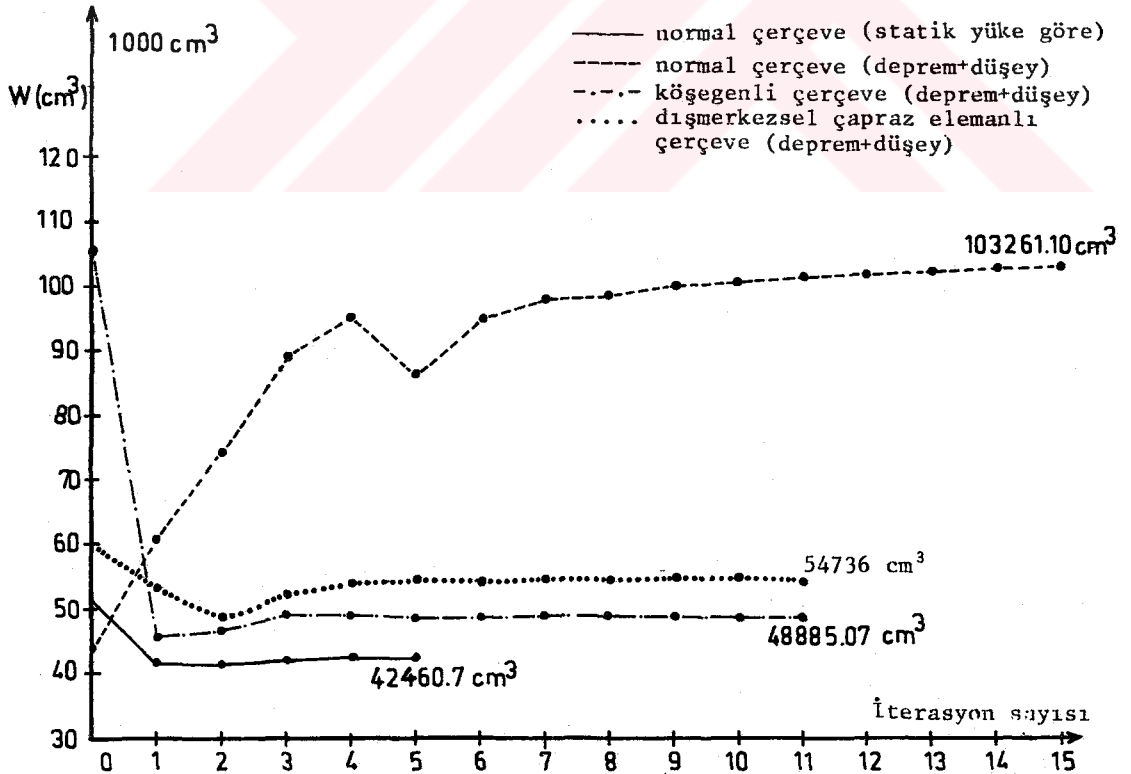
4.3.1.deki çerçeve bir kere de çapraz elemanlar 4 ve 6 no.lu düğüm noktalarından $e=100 \text{ cm}$ uzaklığı dışmerkezsel bağlanarak aynı verilerle deprem düşey yüke göre çözülmüş(Şekil 4.10), $A^{(0)} = [A_1 \ A_3 \ A_5 \ A_7 \ A_9 \ A_{10}]^T =$

[25,0 25,0 25,0 25,0 5,0 5,0] cm² başlangıç noktası alınarak 11.adımda $A_{opt}^d = [11,30 \ 29,033 \ 28,614 \ 28,112 \ 2,356 \ 2,106]$ cm² ve $W_{opt}^d = 54 \ 736$ cm³ bulunmuştur.

Bulunan optimum yapı hacmi, normal çerçeveye göre % 47 daha düşük olup, köşegenli çerçevedenise %11,97 daha yüksektir.

4.3.4. Sonuçlar

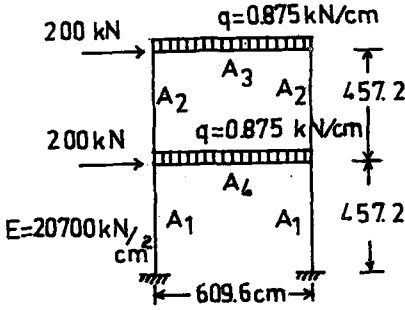
Şekil 4.11 'de de görüldüğü gibi, deprem yükü etkisindeki iki katlı köşegenli çerçevenin optimum yapı hacmi köşegensiz normal çerçeveye göre %52,7 daha azalmış olup, bu ekonomi oranı tek katlı çerçeveye göre (%20,77) daha yükselmiştir. İki katlı dışmerkezsiz çapraz elemanlı çerçevenin optimum yapı hacmi ise köşegensiz yapıya göre % 47 daha ekonomiktir. Bu ekonomi oranı köşegenli yapıya göre % 5,7 daha az olmasına karşın, bu tip yapının deprem etkisinde daha esnek davranışı ile enerji yutma özelliği gözönünde bulundurulursa ve mimari açıdan da yarar sağlıyorsa, uygun bir yapı sistemi olarak önerilebilir.



Şekil 4.11

4.3.5. Literatürde Karşılaştırma

Şekil 4.12 de boyutları ve yükleme durumu verilen ve ilk önce [43] de kesen düzlem yöntemi ile, daha sonra [97] de optimum kontrol yöntemi ile, en son olarak [52] de de mini bilgisayarlaraya uygulanmak üzere



Şekil 4.12

geliştirilen basitleştirilmiş ardışırta yaklaşık programlama yöntemleri ile çözülen iki katlı çerçeve örneği aynı verilerle : önce yalnız sabit yatay yüke göre, sonra sabit düşey+yatay yüke göre, son olarak da bu çalışmada önerildiği şekilde hesabelilen değişken deprem yükü+düşey yüke göre hesaplanarak, elde edilen optimum yapı hacimleri [43] , [97] ve [52] deki sonuçlarla karşılaştırılmıştır. Daha sonra kayma çerçevesi olarak idealleştirilen aynı yapının deprem yüküne göre optimizasyonu [120] deki sonuçlar ile karşılaştırılmıştır.

4.3.5.1. Yatay yük durumu

$\sigma_{\max} = 25,00 \text{ kN/cm}^2$, $I_x = 1,724 \text{ A}^2$, $W_x = 0,87 \text{ A}^{1,5}$ ve yalnız gerilme kısıtlamaları alınarak, $\tilde{A}^0 = [100 \ 100 \ 100 \ 100]^T \text{ cm}^2$ başlangıç noktası ile optimum yapı hacmi 6. adımda $W_{\text{opt}} = 466807,5 \text{ cm}^3$ hesaplanmıştır. Bu değer [43] de bulunan $W_{\text{opt}} = 507773 \text{ cm}^3$ 'e göre %8 azdır.

Aynı çerçeve ikinci kez gerilme ve $D_{1,\max} = D_{4,\max} = 2,54 \text{ cm}$. ve $D_{7,\max} = D_{10,\max} = 4,38 \text{ cm}$. yerdeğiştirme kısıtlamalarına göre çözülmüş ve $\tilde{A}^0 = [300 \ 300 \ 300 \ 300]^T \text{ cm}^2$ başlangıç noktası ile 12. adımda $W_{\text{opt}} = 543950 \text{ cm}^3$ hesaplanmış olup bu değer [97] de $561788,54 \text{ cm}^3$, [52] de ise 562661 cm^3 hesaplanmıştır. Buna göre elde edilen sonuç [97] den %3,17, [52] den ise %3,32 daha düşüktür.

4.3.5.2. Yatay+düşey yük durumu

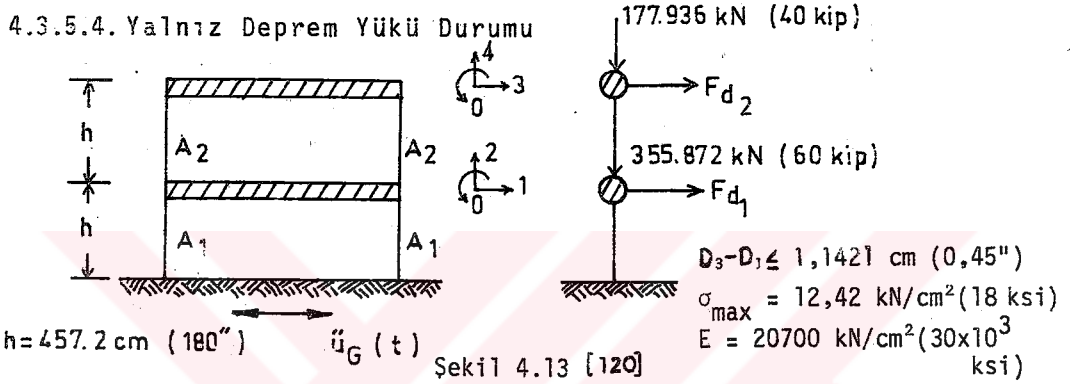
Çerçeve aynı verilerle ve yalnız gerilme kısıtlamaları alınarak düşey+yatay yüke göre çözülmüş ve $\tilde{A}^0 = [100 \ 100 \ 100 \ 100]^T \text{ cm}^2$ başlangıç noktası ile 6. iterasyonda $W_{\text{opt}} = 527304 \text{ cm}^3$ hesaplanmıştır. Bu değer [97] de bulunan $W_{\text{opt}} = 479131 \text{ cm}^3$ göre %10, [43] de bulunan $509062,18 \text{ cm}^3$ e göre %3,58 daha yüksektir.

4.3.5.3. Düşey+deprem yükü durumu

Aynı çerçeve bir kere de yatay yük kaldırılarak $0,875 \text{ kN/cm}$ sabit

düsey yük ve her adımda modların süperpozisyonu ile hesaplanan deprem yükü varken, aynı gerilme ve yer değiştirme kısıtlamaları ile çözülmüştür. $a_{\max}=0,25G$, $\xi=0,05$, $M_1G=M_2G=535$ kN alınarak, (Şek.4.12), $[100 \ 100 \ 100 \ 100] \text{ cm}^2$ başlangıç noktasında $W_{\text{opt}} = 537414 \text{ cm}^2$ bulunmuş olup, bu noktada hesaplanan yatay deprem yükleri ise $F_{d1}=125,67$ kN, $F_{d2}=192,665$ kN olup, [52], [43], [57] de verilen 200kN. luk yatay yükten %37 ve %3,7 düşüktür.

4.3.5.4. Yalnız Deprem Yükü Durumu



[120] de kayma çerçevesi varsayımı yapılarak uygun yön yöntemi ile çözülen deprem etkisindeki iki katlı çerçeve (Şekil.4.13), aynı varsayım ve verilerle tek mod ve 2 mod katkısı alınarak, sonuçlar çizelge 4.11 de karşılaştırılmıştır. [120] de tasarım değişkeni olarak eylemsizlik momentleri amaç fonksiyonu olarak ise toplam kolon hacmi

$$W = \sum_{i=1}^n I_x^{1/2}$$

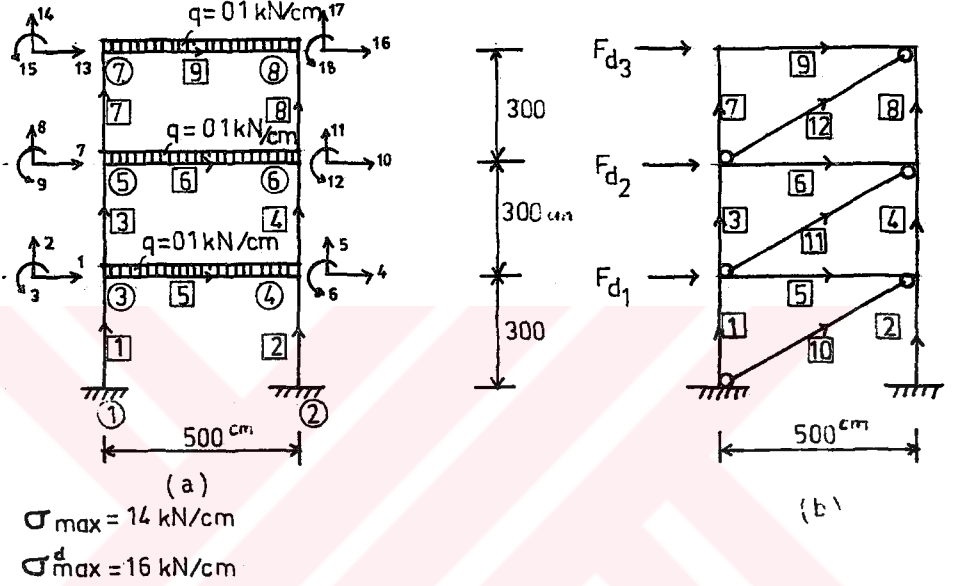
şeklinde alındığı için, sunulan sonuçlarda karşılaştırma yapabilmek amacıyla I_x 'ler A cinsinden, birimler metrik sisteme çevrilerek verilmiştir.

Çizelge 4.11

Itr.	Ref.	Kat	$A^0(\text{cm}^2)$ Başlangıç	A_{opt} Optimum	Optimumda $\max \delta'_x(\text{cm})$	Optimumda $\max \sigma(\text{kN/cm}^2)$	W_{opt} (cm^3)
15	[120] de	1	118,635	73,679	1,041	12,42	120474
		2	93,612	58,176	1,143	10,35	
7	Tezde (1 mod)	1	118,635	72,056	1,033	12,42	117396
		2	93,612	56,431	1,143	10,47	
7	Tezde (2 mod)	1	118,635	82,633	1,040	12,42	130282
		2	93,612	59,957	1,043	10,40	

4.4. Üç Katlı Çerçeve Örnekleri

4.4.1. Üç Katlı Normal Çerçeve



Şekil 4.14

Şekil 4.14.a'da boyutları ve yükleme durumu verilen üç katlı çerçeve de 4.3. deki aynı verilerle önce düşey daha sonra deprem yüküne göre çözümlenerek optimum yapı hacmi bulunmuştur. $A^0 = [A_1^0 \ A_3^0 \ A_5^0 \ A_6^0 \ A_7^0 \ A_9^0]^T = [20 \ 20 \ 20 \ 20 \ 20 \ 20]^T \text{ cm}^2$ başlangıç noktası alınarak statik yüke göre 9. iterasyonda $W_{\text{opt}}^{\text{st}} = 71782 \text{ cm}^3$ ve $A_{\text{opt}}^{\text{st}} = [10,40 \ 23,69 \ 24,76 \ 23,08 \ 26,62 \ 23,62]^T \text{ cm}^2$ hesaplanmıştır. Bu noktanın analizi, bütün çubuklardaki en büyük gerilmelerin $\sigma_{\max} = 14 \text{ kN/cm}^2$ ye ulaştığını göstermektedir.

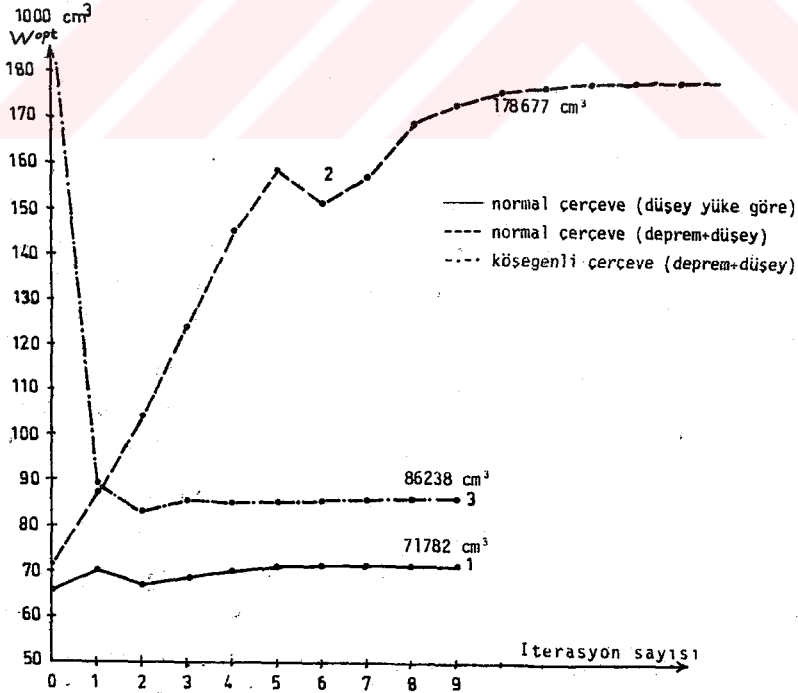
2. aşamada $\sigma_{\max} = 16,0 \text{ kN/cm}^2$ ve $A \geq A_{\text{opt}}^{\text{st}}$ verilerek ve $A^0 = A_{\text{opt}}^{\text{st}}$ alınarak yapının optimizasyonu yapılmış ve 16. iterasyonda $W_{\text{opt}}^{\text{d}} = 178677 \text{ cm}^3$ ve $A_{\text{opt}}^{\text{d}} = [55,11 \ 49,60 \ 70,13 \ 72,86 \ 42,2 \ 38,06]^T \text{ cm}^2$ bulunmuştur. Bu optimum noktanın analizi ile en büyük yatay yerdeğistirmeler $D_1 = 0,818 \text{ cm}$, $D_7 = 1,933 \text{ cm}$, $D_{13} = 2,997 \text{ cm}$ ve en büyük gerilmeler 2 ve 9. nolu çubuklarda $13,726 \text{ kN/cm}^2$ hesaplanmıştır.

4.4.2. Üç Katlı Köşegenli Çerçeve

Şekil 4.14.b'de verilen köşegenler eklenmiş üç katlı çerçeve 4.4.1. deki verilerle deprem yüküne göre $A^0 = [55,11 \ 49,60 \ 70,13 \ 72,86 \ 42,22 \ 38,06]^T$ cm^2 başlangıç noktası ve $A_{\text{opt}}^{\text{st}} \geq A^0$ verilerek yeniden çözülmüş ve 9. iterasyonda $W_{\text{opt}}^d = 86238 \text{ cm}^3$ ve $A_{\text{opt}}^d = [18,86 \ 23,69 \ 26,88 \ 28,26 \ 24,37 \ 24,11] \text{ cm}^2$ bulunmuştur. Bu noktanın analizi ise, en büyük yer değiştirmelerin $D_1=0,466 \text{ cm}$, $D_7= 1,103 \text{ cm}$, $D_{13}= 1,563 \text{ cm}$ ve en büyük gerilmelerin ise 2., 4., 5., 6., 8., 9. ve 11. çubuklarda $\sigma_{\text{max}} = 16,0 \text{ kN/cm}^2$ ye ulaştığını göstermektedir.

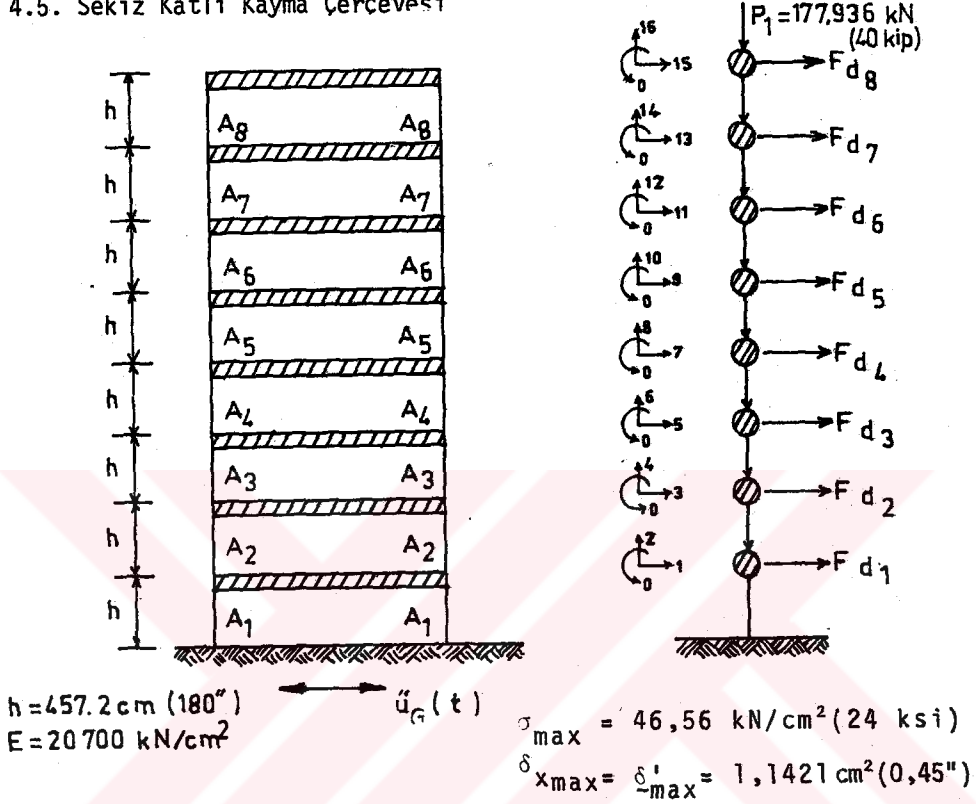
4.4.3. Sonuçlar

Deprem yükü altındaki üç katlı normal çerçevenin optimum yapı hacmı, deprensiz yapınıninkine göre %148,9 daha fazladır. Köşegenli yapıda ise bu fark %20,14 e düşmüştür. Diğer bir deyişle köşegenli optimum yapı hacmi, deprem altındaki köşegensiz normal çerçevenin optimum yapı hacmine göre %51,73 daha az olup, yapı ağırlığında sağlanan bu ekonomi oranı, deprem yükü altındaki normal çerçevelere eklenen köşegen elemanların pek küçümsemyecek boyutta olduğunu göstermektedir (Şekil 4.15).



Şekil 4.15

4.5. Sekiz Katlı Kayma Çerçevesi



Şekil 4.16 [120]

[120] ve [76] da kayma çerçevesi varsayımı yapılarak uygun yön yön-temi ile deprem yüküne göre optimizasyonu yapılan Şekil 4.16'deki yapı, önerilen yöntem kullanılarak aynı veriler ve aynı başlangıç noktası ile (birimler metrik sisteme çevrilerek) $\Delta^0 = [206.451 \ 206.451 \ 163.214 \ 163.214 \ 136.555 \ 136.555 \ 103.223 \ 103.223]^T \text{ cm}^2$, bir mod, üç mod ve sekiz mod katkısı alınarak çözülmüş ve sonuçlar Çizelge 4.13 de verilmiştir.

Çizelge 4.12 de görüldüğü gibi önerilen yöntemle elde edilen optimum yapı hacmi üç mod katkısı alındığında [120] deki yapı hacminden %0,29 daha yüksektir. [120] de 18. iterasyonda yakınsama elde edilebildiği halde, önerilen yöntemde 10. iterasyonda optimum yapı hacmi bulunmuştur. Tek mod katkısı alındığında elde edilen yapı hacmi $W_{\text{opt}} = 321 \ 924 \text{ cm}^3$ [120] ye

göre %20,10; [76] ya göre ise %5,34 daha azdır. Sekiz mod katkısı alındığında ise [120] ye göre %9,51; [76] ya göre ise %29,72 daha yüksektir.

[148] de önerildiği şekilde ilk 3-4 modun katkısı alınarak elde edilen optimum kesitler ve analiz sonuçları, [120] ile gayet uyumludur.

Çizelge 4.12

$A(\text{cm}^2)$	1 Mod	3 Mod	8 Mod	[120] de	[76] da
A_1	126.98	158.94	176.96	174.34	132.57
A_2	117,10	147,63	162,37	173,73	121,77
A_3	106,52	133,74	146,30	119,15	109,85
A_4	95,03	117,93	128,93	119,15	95,57
A_5	82,36	101,11	110,45	87,43	84,86
A_6	70,95	86,62	97,35	78,27	75,10
A_7	60,57	76,19	81,89	70,58	67,15
A_8	44,62	58,40	60,63	56,39	54,95
İterasyon	10	10	7	18	3
$W(\text{cm}^3)$	321924	403984	441137	402818	340074

BÖLÜM 5

5. SONUÇLAR

Statik ve deprem yükü etkisindeki çerçeve yapıların optimum tasarımı için ardısıra doğrusal programlama yöntemi ile bir çözümleme tekniği geliştirilerek, tek katlı, iki katlı, üç katlı ve sekiz katlı çelik çerçeveler üzerinde uygulamalar çözülmüş ve sonuçlar karşılaştırılmıştır.

Çözümlerden elde edilen genel sonuçlar aşağıdaki şekilde özetlenebilir:

1) Önerilen yöntem, literatürde Uygun Yön ve Optimum Kontrol teorileri yöntemleri ile çözülen yatay ve düşey statik yükleme ve deprem etkisindeki çeşitli yapı tiplerine uygulanmış ve elde edilen sonuçlar karşılaştırılmıştır. Tezde geliştirilen yöntem ile elde edilen sonuçlar, literatürdekilere çok uygun olup (maksimum %8-10) bazı örneklerde literatürdekilerden daha ekonomik yapı tasarımları hesaplanmıştır.

2) Çözüm sonuçlarından da görüldüğü üzere, önerilen hesap düzeni deprem yapıları için uygun bir çözüm yöntemi olup, çözüm için gerekli iterasyon sayısı kat sayısı arttıkça artmakla beraber, uygun değişim sınırları kullanıldığı takdirde, yakınsama oldukça hızlıdır. Statik yükleme için değişim sınırları sabit alınabildiği halde, yatay yüklemelerde her adımda daralan değişim sınırı alınmadığı zaman salınımlar meydana gelmekte ve yakınsama güçlükleri ile karşılaşmaktadır. Bu çalışmada çözülen örneklerde başlangıç noktasında $dsn=0,90$ alınmış ve her adımda 0,10 azaltılarak işleme gerekli yakınsama sağlanıncaya kadar devam edilmiştir. $dsn=0,10$ dan sonra 0,05, 0,03 alınmış, hatta bazı durumlarda 0,01'e kadar inilmiştir.

Böyle değişim sınırları yardımıyla elde edilen optimum sonuçlar için gerekli iterasyon sayısı literatürdekilerle karşılaştırıldığı zaman aynı örnekler için önerilen yöntemde yakınsama daha hızlı olmuştur.

3) Yapı optimizasyonunda kullanılan diğer yöntemlerden üstün olarak önerilen bu yöntemde, seçilen başlangıç noktasının çözüm üzerinde fazla etkili olmadığı, bununla beraber uygun olmayan bölgeden seçilen başlan-

gıç noktası ile daha çabuk yakınsama sağlandığı izlenmiştir. Buna neden olarak da doğrusal olmayan kısıtlamaların doğrusallaştırılması ile uygun bölge alanının daraltılmış olması gösterilebilir.

4) Czlen rnekler, çerçevelere eklenen merkezsel köşegen elemanlarla optimum yapı ağırlılığında tek katlı çerçevede %20,77, iki katlı çerçevede %52,7, üç katlı çerçevede %51,74 ekonomi sağlanacağını göstermiş olup, bu oran dışmerkezsel çapraz elemanlı, tek katlı yapılarda $e/\ell = 0,15$ için %19,8, $e/\ell = 0,20$ için %13,54, $e/\ell = 0,30$ için %10,5, $e/\ell = 0,40$ için %2,83 ve $e/\ell = 0,50$ için ise %0,18 dir. Bu tip yapılarda köşegenli yapıya göre sağlanan ekonomi oranı azalmakla beraber, e/ℓ oranı uygun şekilde seçildiği takdirde deprem yükü altında daha elastik davranışlı olmaları, yüksek enerji yutma kapasiteleri ve mimari yönden de kolaylık getirmesi bakımından, dışmerkezsel çapraz elemanlı yapı sistemleri yatay ve deprem yükleri için önerilebilecek sağlıklı bir tasarım seçeneği olabilirler.

5) Czlen yapı sistemlerinde elde edilen optimum noktanın global optimum olup olmadığı kesin olarak bilinmemekle beraber, örneklerde başlangıç noktaları değiştirilerek, problem tekrar czlmş ve aynı optimum yapı hacimleri elde edilmiştir. Elde edilen optimum değerlerde yapı analizleri yapıldığı zaman düsey yüklemelerde genellikle gerilme; deprem+düsey yüklemesi olduğu zaman ise, normal çerçevelerde yerdeğiştirme; çapraz elemanlı çerçevelerde ise hem gerilme hem yerdeğiştirme kısıtlamalarının hakim olması da bir bakıma elde edilen optimum noktanın global optimum olabileceğini göstermektedir.

Daha ilerde yapılacak çalışmalar ise, bu tezde önerilen dışmerkezsel çapraz elemanlı çerçevelerin şekil optimizasyonu ile, bu tip yapıların deprem etkisi altında elasto-plastik davranışı, birleşme detayları ve kayma bağlantısındaki yanal burkulma problemleri konularında olabilir. Ayrıca nerilen yöntemde kullanılan Taylor serileri ile doğrusallaştırma işlemi, [44] de önerildiği şekilde ikinci dereceden türevler de alınarak daha hassas czmler elde edilebilir. elik yapılara yönelik olarak geliştirilen bu czmlleme tekniği betonarme yapılar için de genelleştirilebilir.

K A Y N A K L A R

- [1] THEVENDRAN,V., "On Optimal Design of Multi purpose Tie-beams" Engineering Optimization, Vol.6, s.157-160, (1983).
- [2] KAMAT,M.P., "Optimization of Shallow Trusses Against Limit Point Instability" AIAA Journal, Vol.22, No.3, (1984).
- [3] PALA,S., "Burkulma Yüknü Enbüyük Yapan Malzeme Yayılışı" Doktora Tezi, İTÜ İnşaat Fakültesi, (1978).
- [4] ADALI,S., "Parato Optimal Design of Beams Subjected to Support Motion" Computers and Structures, Vol.16, No.1-4, s.297-303, (1983).
- [5] DLESK,D.C., LIEBMAN,J.S., "Multiple Objective Engineering Design" Engineering Optimization, Vol.6, s.161-175, (1983).
- [6] * MAXWELL,C., "Scientific Papers II, (1869), reprinted by Dover Publications, New York, (1952), [83] .
- [7] * CILLEY,F.H., "The Exact Design of Statically Indeterminate Frameworks, on Exposition of its possibility, but futility", Trans. ASCE, Vol.42, 353-407, (1900), [83] .
- [8] * MICHELL, A.G.M. "The Limits of Economy of Material in Frame Structures" Phil, Mag. Series 6, Vol.8, (1904), [33] .
- [9] SCHMIDT, L., "Structural Design by Systematic Synthesis", Proc. of ASCE, 2nd Conf. on Electronic Computation, Pittsburgh, Pa. s.105-132, (1960).
- [10] VENKAYYA,V.B., "Design of Optimum Structures" Computers and Structures, Vol.1, s.265-309, Pergamon Press, (1971).
- [11] MAJID,K.I., "Optimum Design of Structures", Newnes-Butterworths, (1974).
- [12] DANTZIG,G.B., "Linear Programming and Extensions", Princeton Univ. Press. s.625, (1963), [47] .
- [13] KUESTER,J., MIZE,J.H., "Optimizasyon Techniques with Fortran", Mc Graw Hill Company, (1973).
- [14] CHARNES,A. COOPER,W.W., HENDERSON,A., "An Introduct on to Linear Programming", John Wiley and Sons, (1953).
- [15] * LEMKE,C.E., "Dual Method of Solving Linear Programming Problem" Naval Research Logistics Quarterly 1., (1954), [47] .

* ile işaretli kaynaklar, referans sonunda [] ile verilen kaynaktan alınmıştır.

- [16] GASS,S.I., "Linear Programming, Methods and Applications" Mc Graw Hill, (1975).
- [17] OKAN,GÜREL, "Lineer Programlama, Dinamik Programlamaya Giriş" İTÜ Kütüphanesi, Elektronik Hesap Merkezi Yayınları, Sayı.4, Ankara Üniv. Basımevi, (1966).
- [18] KESKİNEL, F., ATREK, E., "Doğrusal Programlama ve Yapı Optimizasyonuna Uygulanması", İTÜ İnş.Fak. Yayınları, Teknik Rapor, No.43, Haziran (1983).
- [19] RUBINSTEIN, M.F., "Building Design Using Linear Programming" Proc. ASCE, V.92, ST.6, s.223-245, (1966).
- [20] KUZMANOVIC, B.O., WILLEMS, N., "Optimum Plastic Design of Steel Frames" Proc. ASCE, ST.8, Vol.98., s.1697-1723, (1972).
- [21] MUNRO, J., KRISHNAMOORTHY, C.S., YU, C.W., "Optimal Design of Reinforced Concrete Frames", The Structural Engineer, V.50, No.7, s.259-264, (1972)
- [22] MORRIS, D., "Presstressed Concrete Design by Linear Programming" Proc. ASCE, ST.3, Vol.104, s.439-452, (1978).
- [23] LEVEY, G.E., "A Method in Discrete Frame Optimization and its Outlook" Computers and Structures, Vol.10, (1979).
- [24] GRIERSON, D.E., GLADWELL, G.M.L., "Collapse Load Analysis Using Linear Programming", Proc. ASCE, ST.5, s.1561, (1971).
- [25] * GOMORY, R.A., "An Algorithm for Integer Solutions to Linear Programs" Technical Report No:1, Princeton, IBM, Mathematical Research Project, (1958), [47] .
- [26] TOAKLEY, A.R., "Optimum Design Using Available Sections, Proc. ASCE, Vol.94, ST.5, (1968).
- [27] LIEBMAN, N., KHACHATURIAN, et.al. "Discrete Structural Optimization" Proc. ASCE, Vol.107, ST.11, (1981).
- [28] JOHNSON, R.C., "Rigid Plastic Minimum Weight Plane Frame Design, Using Hot Rolled Shapes" Proc. ISOSD, Part.9, s.1-6, Univ. of Arizona, Tucson, USA, (1981).
- [29] SADEK, E., "Application of Methods of Feasible Directions to Structural Optimization Problems" Computers and Structures, Vol.17, No.2, s.183-191, (1983).
- [30] Olhoff, N., Taylor, J.E., "On Structural Optimization" Trans. of ASME, J. of Applied Mechanics, Vol.50, s.1139-1151, (1983).

- [31] FIACCO, A.V., Mc Cormick, G.P., "Sequential Unconstrained Minimization Techniques for Nonlinear Programming" New York, John Wiley and Sons, Inc. (1968), [101] .
- [32] KAMAT, M.P., RUANGSILASINGHA, P., "Modified SUMT for Structural Synthesis" Proc. ISOSD, Part 8, s.13, Univ.of Arizona, Tucson, USA, (1981).
- [33] BELEGENDU, A., ARORA, J.S., "A Computational Study of Trans. Formation Methods for Optimal Design" AIAA Journal, Vol.22, No.4, (1984).
- [34] FUCHS, M.B., "Minimax in Structural Design" Proc. ASCE, J. of Str. Eng., Vol.109, No.5, s.1107-1117, (1983).
- [35] CASSIS, J.H., SCHMIDT, L.A., "Optimum Structural Design with Dynamic Constraints" Proc. ASCE, Vol.102, ST.10., s. 2053-2071, (1976).
- [36] SCHMIDT, L.A., FOX, R.L., "An Integrated Approach to Structural Synthesis and Analysis" AIAA Journal Vol.3, No.6, s. 1104-1112, (1965).
- [37] SPANG, H.A., "A Review of Minimization Techniques for Nonlinear Functions" SIAM Review, Vol.4, No.4, (1962).
- [38] VANDERPLAATS, G.N., "Structural Optimization-Post, Present and Future" AIAA Journal, Vol.20., s.992-1000, (1982).
- [39] KELLEY, J.A., "The Cutting Plane Method for Solving Convex Programs" SIAM Journal, V.8, No.4, s.703, (1960).
- [40] MOSES, F., "Optimum Structural Design Using Linear Programming", Proc. ASCE, Vol.90, ST.6, s.89-104, (1964).
- [41] WOLFE, P., "Accelerating the Cutting Plane Method for Nonlinear Programming", SIAM Journal, Vol.9, No.3, (1961).
- [42]* GRIFFITH, R.E., STEWART, R.A., "A Nonlinear Programming Technique for the Optimization of Continuous Processing Systems" Management Sci, V.7, s.379, (1961), [101] .
- [43] REINSCHMIDT, K.F., CORNELL, C.A., BROTHIE, J.F., "Iterative Design and Structural Optimization" Proc. ASCE, vol.92, ST.6, s.281-317, (1966).
- [44] CORNELL, C.A., REINSCHMIDT, R.F., BROTHIE, J.F., "A Method for the Optimum Design of Structures" Inter.Sym.on Use of Elect. Dig. Comp. Civ. Eng. Univ. of New Castle, (1966).
- [45] POPE, G.G., "The Application of Linear Programming Techniques in the Design of Optimum Structures" Symposium on Structural Optimization, Conference Proceedings, No.336, Agard-CP, 36-70, (1970).

- [46] ROMSTAD, K.K., WANG, C.K., "Optimum Design of Framed Structures" Proc. ASCE, vol.94, ST.12, s.2817, (1968).
- [47] SAKA, M.P., "Optimum Design of Structures" Ph.D.Thesis, Univ. of Aston, Birmingham, U.K.(1975).
- [48] SAKA, M.P., "Optimum Design of Rigidly Jointed Frames", Computers And Structures, Pergamon Press Ltd. England, Vol.11, No.5, s.411-419, (1980).
- [49] SAKA, M.P., "Shape Optimization of Trusses", Proc. ASCE, Vol.106, ST.5, s.1155-1173, (1980).
- [50] SAKA, M.P., "Minimum Cost Topological Design of Trusses" Proc. ISOSD, Part.10, s.41-46, Univ-of Arizona, Tucson, USA, (1981).
- [51] SAKA, M.P., "Optimum Design of Grillages Including Warping" Proc. ISOSD, Part.9, s.13-20, Univ. of Arizona, Tucson, USA, (1981).
- [52] STOJANOVSKI, P., "Sway Frames Optimization by Means of Mini Computers" Proc. ISOSD, Part.12, s.19-26, Univ. of Arizona, Tucson, USA, (1981).
- [53] PEDERSEN, P., JORGENSEN, L., "Minimum Mass Design of Elastic Frames Subjected to Multiple Load Cases" Computers and Structures, Vol.18, No.1, s.147-157, (1984).
- [54]* DUFFIN, R.J., PETERSON, E.L., ZENER, C., "Geometric Programming, Theory and Applications" J. Wiley, New York, (1967), [101].
- [55] MORRIS, A.J., "Structural Optimization by Geometric Programming" Inter. Jour. Solids and Structures, V.8., No.7., s.847, (1972).
- [56]* TEMPLEMAN, A.B., "Structural Design for Minimum Cost Design Using the Method of Geometric Programming" Proc. ICE, London, Vol.46, (1971), [47].
- [57]* BELLMAN, R.E., DREYFUS, S.E., "Applied Dynamic Programming" Bul. Amer. Math. Soc., V.60, (1954), [101].
- [58] PALMER, A.C., "Optimum Structure Design by Dynamic Programming" Proc. ASCE, J. of St. Div., V.94, (1968).
- [59] MOSES, F., GABLE, G., "Minimum Cost Structures by Dynamic Programming" AISC. Eng. J. S.97. July (1970), [101].
- [60] RAJ, P.P., DURRANT, S.O., "Optimum Structural Design by Dynamic Programming" Proc. ASCE, J. of St. Div., ST.8, S.1575, (1976).
- [61] SEGUCHI, Y., TANOKA, M., TOMITO, Y., "Optimal Finite Element Discretization: A Dynamic Programming Approach" Proc. ISOSD, Part.13, S.13, Univ. of Arizona, Tucson, USA, (1981).

- [62]* ROSEN, J.B., "The Gradient Projection Method of Nonlinear Programming, Part 1, SIAM J, Vol.8, s.181, (1966), "Part 2, Nonlinear Constraints" SIAM J, V.9, s.514, (1961), [101] .
- [63] BROWN, D.M., ANG, A.H.S., "Structural Optimization by Nonlinear Programming" Proc. ASCE, J. Of. St. Div., V.92, St.6, p.319-340, (1966).
- [64] MATSUI, K., YAMAMOTO, K., et.al. "Optimum Structural Design under Dynamic Forces with Uncertainties" Proc. ISOSD, Part 2, S.33-40, Univ. of Arizona, Tucson, USA, (1981).
- [65]* ABADIE, J., CARPENTER, J., "Generalization of the Wolfe reduced Gradient Method to the Case of Nonlinear Constraints" Academic Press, London, 1969, [47] .
- [66] FLETCHER, R., REEVES, C.M., "Function Minimization by Conjugate Gradients", Computer J., V.7, s.149, (1964).
- [67]* GELLATLY, R.A., GALLAGER, R.H., "A Procedure for Automated Minimum Weight Structural Design, Part I. Theoretical Basis, Part II. Applications" Aeronautical Quarterly, Vol.17, p.216-230 and s.332-342, (1966), [47]
- [68] ARORA, J.S., HAUG, E.J., "Efficient Optimal Design of Structures by Generalized Steepest Descent Programming" Int. J. Num. Meth. Eng., V.10, s.747-766, (1976).
- [69] CHENG, F.Y., BOTKIN, M.E., "Nonlinear Optimum Design of Dynamic Damped Frames" Proc. ASCE, J. of. St. Div. ST.3, s.609, (1976).
- [70]* ZOUTENDIJK, G., "Methods of Feasible Directions" Elsevier Publishing Co. Netherlands, Amsterdam, (1960), [101] .
- [71] BALLING, R.J., PISTER, K.S., CIAMPI, V., "Optimal Seismic-Resistant Design of a Planar Steel Frame" Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol.11, s.541-556, (1983).
- [72] FOX, R.L., KAPOOR, M.P., "Structural Optimization in the Dynamic Response Regime, A Computational Approach", AIAA Journal, Vol.8, No.10, s.1798-1804, (1970).
- [73] VANDERPLAATS, G.N., MOSES, F., "Structural Optimization by Methods of Feasible Directions" Computers and Structures, 3, s.739-755, (1973).
- [74] FOX, R.L., "Optimization Methods for Engineering Design", Addison Wesley, (1971).
- [75] AKGÜN, Ö.R., "Betonarme Yapı Sistemlerinin Optimum Boyutlandırılması" Eskişehir D.M.M.A. Doçentlik Tezi, (1979).
- [76] ROSENBLUETH, E., ASFURA, A., "Optimum Seismic Design of Linear Shear Buildings. Proc. ASCE, Vol.102, ST.5, s.1077-1085, (1976).

- [77] VENKAYYA, V.B., KHOT, N.S., BERKE, L., "Application of Optimality Criteria Approaches to Automated Design of Large Practical Structures" Second Symp. Struc. Opt. AGARD.CP.123, Milano, Italy, (1973).
- [78] KHOT, N.S., BERKE, L., VENKAYYA, V.B., "Comparison of Optimality Criteria Algorithms for Minimum Weight Design of Structures" AIAA J., V.17, No.2, s.182, (1979).
- [79]* KUHN, H.W., TUCKER, A.W., "Non-linear Programming", Proc. 2nd Berkeley Symp. Math. Statist. Prob., U. of Calif Press, (1951), [101].
- [80] SCHMIDT, L., "Structural Optimization, Some Key Ideas and Insights" Proc. ISOSD, Opening Lecture, s.1-7, Univ. of Arizona, Tucson, USA, (1981).
- [81] KICHER, T.P., "Optimum Design Minimum Weight Versus Fully Stressed" Proc. ASCE, Vol.92, ST.6, s.265-279, (1966).
- [82] FLEURY, C., GERADIN, M., "Optimality Criteria and Mathematical Programming in Structural Weight Optimization", Computers and Structures, V.8, s.7-17, (1978).
- [83] VENKAYYA, V.B., "Structural Optimization, A Review and Some Recommendation" Int. J. Num. Met. Eng. 13(2), s.203-228, (1978).
- [84] RAZANI, R., "The Behavior of the Fully-stressed Design of Structures and its Relationship to Minimum Weight Design" AIAA J. V.3, s.2262-2268, (1965).
- [85] ARORA, J.S., HAUG, E.J., "Efficient Hybrid Methods of Optimal Structural Design" Proc. ASCE, Vol.104, EM3, s.663-680, (1978).
- [86] SANDER, G., FLEURY, C., "A Mixed Method in Structural Optimization" Int. Jour. for Num. Meth. in Eng., Vol.13, s.385-404, (1978).
- [87] LIN, J.H., CHE, W.Y., YU, Y.S., "Structural Optimization on Geometrical Configuration and Element Sizing with Statical and Dynamical Constraints" Proc. ISOSD, Part.2, S.11-18, Univ. of Arizona, Tucson, USA, (1981).
- [88] XIA, R., HSU, P.T., CHEN, M.M. "A New Method for Optimal Design of Structures" Proc. ISOSD, Part.13, s.7-11, Univ. of Arizona, Tucson, USA, (1981).
- [89] ATREK, E., "A Self Contained Theory for Optimum Design of Skeletal Structures and the Global Optimum" Proc. ISOSD, Part 6, s.11-18, Univ. of Arizona, Tucson, USA, (1981).
- [90] KHAN, M.R., "Optimality Criterion Techniques Applied to Frames Having General Cross-Sectional Relationship" AIAA Journal, Vol.22, No.5, (1984).

- [91] ARMAND, J.L., LODIER, B., "Optimal Design of Bending Elements" Int. J. for Num. Met.in Eng. Vol.13, S.373-384, (1978).
- [92]* BRYSON, A.E., HO, Y.C., "Applied Control Theory" Blaisdell Publishing Co. Waltham, Mass (1969), [101] .
- [93] CANNON, M.D., CULLUM, Jr. CD., POLAT, E., "Theory of Optimal Control and Mathematical Programming" Mc Graw Hill Book Co. N.Y. (1970).
- [94] YAO, J.T.P., "Concept of Structural Control" Proc. ASCE., Vol. 98, ST. 7, s.1567-1574, (1972).
- [95] YANG, J.N., "Application of Optimal Control Theory to Civil Engineering Structures" Proc. ASCE, Vol. 101, EM 6, S. 819-838, (1975).
- [96] BRIETZKE, E., NOWOSTAD, P., "Optimal Control of Eigenvalues Optimization Techniques. Pt.1" Edited by Iracki, S. Malanowski, et.al., Springer Verlag, (1980).
- [97] ARORA, J.S., HAUG, E.J., RIM, K., "Optimal Design of Plane Frames" Proc. ASCE, Vol. 101, ST. 10, S. 2063, (1975).
- [98] GALLAGER, R.H., ZIENKIEWICZ, O.C., "Optimum Structural Design" J. Wiley, London, (1973).
- [99] SPUNT, L., "Optimum Structural Design" Prentice-Hall, Englewood Cliffs, N.J. (1971).
- [100] KIRSCH, U., "Optimum Structural Design" Mc Graw Hill, New York, (1981).
- [101] KESKINEL, F., ATREK, E., "Yapısal Optimizasyon: Yöntemler ve Uygulamalara Genel Bir Bakış" İTÜ Mimarlık Fakültesi, Baskı Atölyesi Seri D: Raporlar, Sayı: 8, (1978).
- [102] KRISHNAMOORTHY, C.S., MOSI, D.R., "A Survey on Optimal Design of Civil Engineering Structural Systems" Engineering Optimization, Vol. 4, s. 73-88., (1979).
- [103] TEMPLEMAN, A.B., "Optimization Methods in Structural Design Practice" Proc. ASCE, V. 109, ST. 10, s. 2420, (1983).
- [104] TOPPING, B.H.V., "Shape Optimization of Skeletal Structures: A Review" Proc. ASCE, V. 109, ST. 8, s. 1933, (1983).
- [105] QIAN, L., "Structural Optimization Research in China" Proc. Int. Conf. on Finite Element Methods Shanghai, China., s. 16-22, (1982).
- [106] NIORDSON, F.I., "On the Optimal Design of a Vibrating Beam", Quarterly of Applied Math., Vol. 23, s. 47-53, (1965).
- [107] TURNER, J., "Design of Minimum Mass Structures with Specified Natural Frequencies" AIAA Journal, Vol. 5, No. 3, s. 406-412, (1967).

- [108] TAYLOR, J.E., "Minimum Mass Bar for Axial Vibration at Specific Natural Frequency, AIAA J. Vol.5, No.10, s.1911-1913, (1967).
- [109] ZARGHAMEE, M.S., "Optimum Frequency of Structures" AIAA J. Vol.6, No:4, s.749-750, (1968).
- [110] BRACH, R.M., "Optimum Design of Beams for Sudden Loading" Proc. ASCE, Vol.94, EM 6, s.1395-1447, (1968).
- [111] McCART, B.R., HAUG, E.J., STREETER, J.D., "Optimal Design of Structures with Constraints on Natural Frequency" AIAA, J. Vol.8, No.6, s.1012-1019, (1970).
- [112] PIERSON, B.L., "A Survey on Optimal Structural Design Under Dynamic Constraints" Int. J. for Num. Met. in Eng., Vol.4, s.491-499, (1972).
- [113] VENKAYYA, V.B., KAMAT, M.P., KHOT, N.S., "Optimization with Frequency Constraints and Limitations" J. of Sound and Vibration, Vol.191, No:1, (1983).
- [114] KATO, B., NAKAMURA, Y., ANRAKU, H., "Optimum Earthquake Design of Shear Buildings" Proc. ASCE, Vol.98, EM 4, s.891-910, (1972).
- [115] SOLNES, J., HOLST, O., "Optimization of Framed Structures Under Earthquake Loads" Proc. 4. ECEE, Symp. on Earthq. Eng., London, s.351-362, (1972).
- [116] SOLNES, J., HOLST, O., "Weight Optimization of Framed Structures Under Earthquake Loads" Afdelinger for Baerende Konstruktioer Denmarks Tekniske Hojskile Rapport NR R33, Tech. Univ. of Denmark, (1972).
- [117] BRANKOV, G., PASKALEVA, I., "Optimal Designing of Tower Structures Under Seismic Action" Proc. 5. WCEE, Rome, s.2960-64, (1974).
- [118] NIGAM, N.C., NARAYANAN, S., "Structural Optimization in Aseismic Design, Proc. 5. WCEE, Rome, s.2956-59, (1974).
- [119] KAMIL, H., BERTERO, V.V., "A Methodology for Efficient and Reliable Design of Highrise Structures Under Dynamic Loads" Proc. 5. ECEE, Istanbul, Vol.2, paper No.162, (1975).
- [120] RAY, D., PISTER, K.S., CHOPRA, A.K., "Optimum Design of Earthquake Resistant Shear Buildings", Report No.74-3, Earthquake Eng. Research Center, Univ. of Calif. Berkeley, Co. (1974).
- [121] VITIELLO, E., PISTER, K.S., "Optimal Earthquake-Resistant Design" A Reliability-Based, Global Cost Approach" Computer Methods in Applied Mech. and Eng., V.8, s.277-299, (1976).
- [122] POLAK, E., PISTER, K.S., RAY, D., "Optimal Design of Framed Structures Subjected to Earthquakes" Engineering Optimization, Vol.2, s.65-71, (1976).

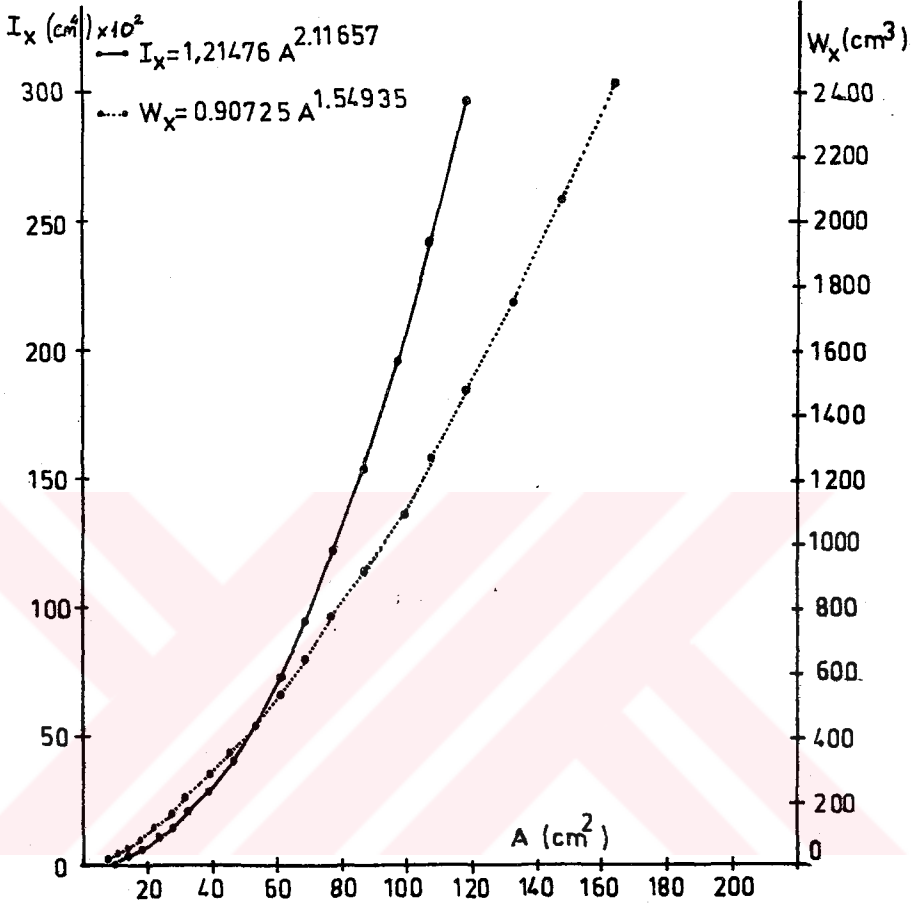
- [123] McCONNELL, R.D., "Least Weight Structures for Threshold Frequencies in a Seismic Environment" Computers and Structures, Vol.7, No:1, s.157-160, (1977).
- [124] FENG, T.T., ARORA, J.S., HAUG, J.Jr., "Optimal Structural Design under Dynamic Loads" Int.J. for Num. Met. in Engineering, Vol.11, s.39-52, (1977).
- [125] CHENG, F., SRIFUENG FONG, D., "Optimum Structural Design for Simultaneous Multicomponent Static and Dynamic Inputs", Int.J. for Num. Met. in Eng. Vol.13, s.353-371, (1978).
- [126] Uniform Building Code, USA, 1976, Edition.
- [127] RANGACHANYULU, M.A., DONE, G.T.S., "A Survey of Structural Optimization Under Dynamic Constraints", Shock and Vib. Dig., Vol.11, No:12, (1979).
- [128] ZAGAJESKI, S.W., BERTERO, V.V., "Optimum Seismic-Resistant Design of R/C Frames" Proc. ASCE, Vol.105, ST.5, s.829-845, (1979).
- [129] ROSENBLUETH, E., "Optimum Design to Resist Earthquakes" Proc. ASCE, Vol.105, EM 1, s.159-176, (1979).
- [130] ROSENBLUETH, E., "Optimum Expenditures in Seismic Design" Proc. ASCE, Vol.105, EM 1, s.177-187, (1979).
- [131] CASCIATI, F., FARAVELLI, L., GOBETTI, A., "Elasto-plastic Response Analysis of Seismic Resistant Frames via Mathematical Programming" Proc. 7.WCEE, s.521-528, Istanbul, (1980).
- [132] BODUROĞLU, H., "Optimum Design of a Chimney for Dynamic Loads", Proc. 7.WCEE, Vol.4, Part 1, s.241-244, Istanbul, (1980).
- [133] GUANG-YUAN, W., MING-YAO, D., HUA, G., "Optimum Rigidity Distribution of Aseismic Design for Multistory Shear Frames" Proc. 7.WCEE, s.25-32, Istanbul, (1980).
- [134] CHENG, F., "Energy Distribution Criteria for Braced and Unbraced Structural Design Subjected to Parametric Earthquakes" Proc. WCEE, s.665-672, Istanbul, (1980).
- [135] LAWO, M., "Automatische Bemessung für Stochastische Dynamische Belastung" Doktorarbeit, Fachbereiches Bauwesen der Universität Essen, GHS, Essen, (1981).
- [136] BALLING, R., CIAMPI, et.al, "Interactive Optimal Design of Dynamically Loaded Structures Using OPTNSR Software System., Proc. ISOSD, Part 12, s.9-15, Univ. of Arizona, Tucson, USA, (1981).
- [137] TRUMAN, K.Z., CHENG, F.Y., "Optimum Design of Steel and Reinforced Concrete 3-d Seismic Building Systems" Proc. 8.WCEE, Vol.V, s.475-482, San Francisco, Ca, USA, (1984).

- [138] AUSTIN, M.A., PISTER, K.S., "Optimization-Based Computer Aided Design of Earthquake Resistant Steel Structures" Proc.8.WCEE, Vol.V, s.451-457, San Francisco, Ca, USA, (1984).
- [139] FURUKAWA, K., FURUTA, M., "A New Formulation of Optimum Aseismic Design Using Fuzzy Mathematical Programming" Proc.8.WCEE, Vol.V, s.443-450, San Francisco, Ca, USA, (1984).
- [140] ROEDER, C.W., POPOV, E.P., "Eccentrically Braced Steel Frames for Earthquakes," Proc. ASCE, Vol.104, ST 3, s.391-412, (1978).
- [141] POPOV, E.P., "Seismic Behavior of Structural Subassemblages" Proc. ASCE, Vol.106, ST 7, s.1451-1474, (1980).
- [142] POPOV, E.P., "Eccentric Seismic Bracing of Steel Frames" Proc. 7.WCEE, Vol.7, s.127-131, Istanbul, (1980).
- [143] POPOV, E.P., "Update on Simulated Seismic Tests of Reinforced Concrete and Structural Steel Assemblages", SEAOC Conference at Monterey, Calif, (1980).
- [144] HJELMSTAD, K.D., POPOV, E.P., "Characteristics of Eccentrically Braced Frames," Proc. ASCE, J.Of.Struc., Eng.No:2, s.340-353, (1984).
- [145] KASAI, K., POPOV, E.P., "On Seismic Design of Eccentrically Braced Steel Frames", Proc.8.WCEE, Vol.v, s.387-394, San Francisco, Ca, USA. (1984).
- [146] MAJID, K.I. "Nonlinear Structures, Matrix Methods of Analysis and Design by Computers" London, Butterworths, (1972).
- [147] İPEK, M., "Ayrık Kütleli Sistemlerin Deprem Hesabında En Büyük Kesit Tesirlerinin Tayini", İTÜD, Cilt 34, Yıl 34, Sayı 5, (1976).
- [148] ÇAKIROĞLU, A., ÖZMEN, G., "Yapıların Özel Periyotlarının Tayini ve Modların Süperpozisyonu Yöntemi" Matbaa Teknisyenleri Basımevi, İst.(1977).
- [149] CLOUGH, R.W., PENZIEN, J., "Dynamics of Structures" Mc Graw Hill, Inc.USA, (1975).
- [150] TEZCAN, S., "Çubuk Sistemlerinin Elektronik Hesap Makinaları ile Çözümü", Arı Kitabevi Matbaası, İstanbul, (1970).
- [151] HOUSNER, G.W., "Design Spectrum", Earthquake Engineering, Chapter 5, s.93-106, Prentice Hall, (1970).

Not : Kaynaklar listesinde geçen kısaltmalar

ECEE : European Conference on Earthquake Engineering,
 ISOSD: International Symposium on Optimum Structural Design,
 WCEE : World Conference on Earthquake Engineering,
 ASCE : American Society of Civil Engineers,
 AIAA : American Institute for Aeronautics and Astronautics.

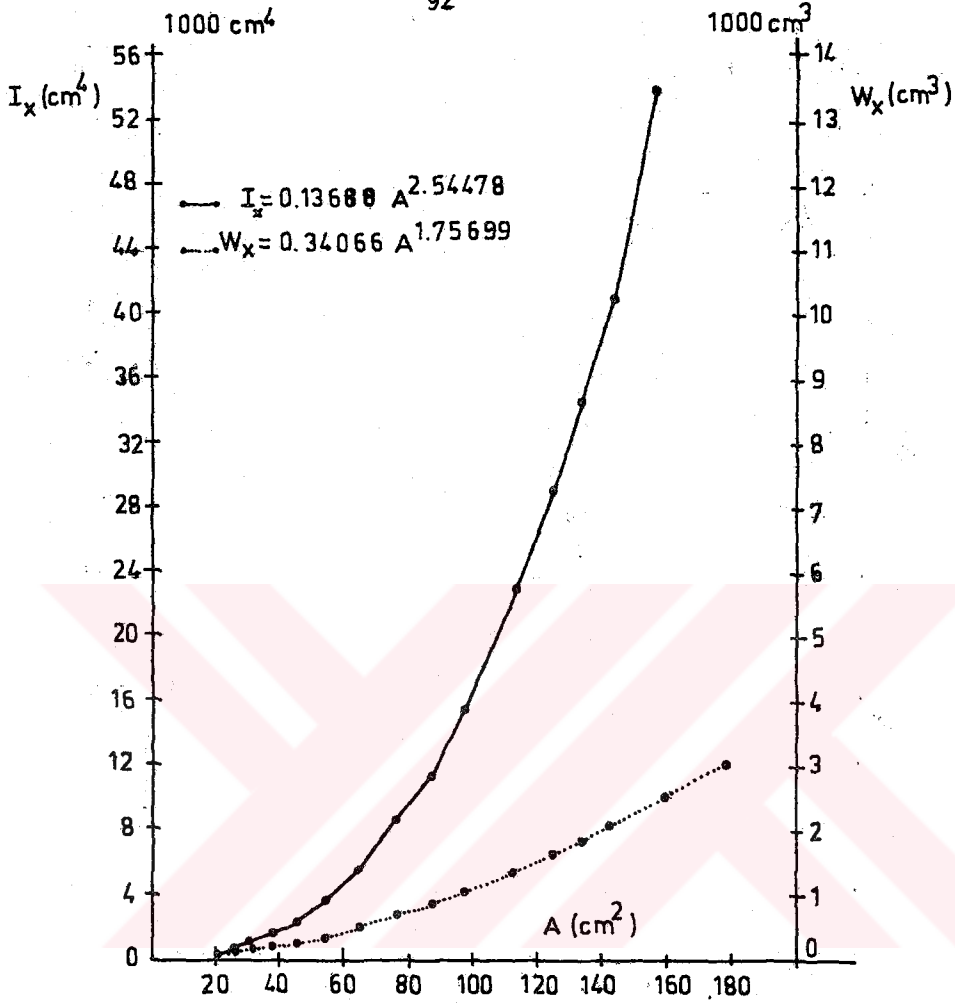
EK : I VE IPBL PROFİLLERİ İÇİN KESİT EYLEMSİZLİK VE MUKAVEMET MOMENTLERİNİN KESİT ALANLARI CİNSİNDEN YAKLAŞIK İFADELERİ:



Şekil Ek.1

I Profilleri için gerçek ve hesaplanan I_x, W_x değerleri :

$A (cm^2)$	$I_x (ger.)$	$I_x (hes.)$	$W_x (ger.)$	$W_x (hes.)$
7.57	77.8	88.138	19.5	20.881
10.6	171	179.733	34.2	35.179
14.2	328	333.730	54.7	55.338
18.2	573	564.320	81.9	81.287
22.8	935	909.203	117	115.251
27.9	1450	1393.862	161	157.571
33.4	2140	2039.922	214	208.231
39.5	3060	2909.426	278	270.033
46.1	4250	4034.945	354	343.071
53.3	5740	5485.768	442	429.570
61	7590	7299.182	542	529.456
69	9800	9474.400	653	640.840
77.7	12510	12181.69	782	770.287
86.7	15700	15362.16	923	912.849
97	19610	19482.33	1090	1086.26
107	24010	23979.08	1260	1264.60
118	29210	29497.36	1460	1471.63
132	36970	37397.56	1740	1750.81
			2040	



Şekil Ek.2

IPBL profilleri için gerçek ve hesaplanan I_x, W_x değerleri :

$A (\text{cm}^2)$	$I_x (\text{ger.})$	$I_x (\text{hes.})$	$W_x (\text{ger.})$	$W_x (\text{hes.})$
21.2	349	324.777	72.8	72.934
25.3	606	509.313	106	99.505
31.4	1030	882.487	155	145.434
38.8	1670	1512.095	220	210.930
45.3	2510	2242.629	294	276.901
53.8	3690	3473.857	389	374.580
64.3	5410	5468.281	515	512.377
76.8	7760	8593.720	675	700.065
86.8	10450	11734.32	836	868.036
97.3	13670	15691.39	1010	1060.89
113	18260	22960.67	1260	1379.80
124	22930	29083.67	1480	1624.42
133	27690	34760.55	1680	1837.23
143	33090	41803.01	1890	2086.81
159	45070	54754.88	2310	2514.27
178	63720	72975.19	2900	3065.80

T E Ş E K K Ü R

Çalışmalarımın her aşamasında değerli fikir ve yardımları ile beni yönlendiren Sayın Hocam Prof.Dr. Hasan Boduroğlu'na sonsuz minnet ve teşekkürlerimi sunarım.

Çalışmalarımı sürekli destekleyen Sayın Prof.Dr. Hüseyin S. Celâsun'a, çalışmalarım esnasında yardımlarını esirgemeyen Sayın Prof.Dr. Muzaffer İpek'e, değerli bilgilerinden yararlandığım Sayın Doç.Dr. Polat Saka'ya, Sayın Doç.Dr. Erdal Atrek'e sonsuz teşekkürü borç bilirim.

Programlama safhasında sürekli yardımlarını gördüğüm İTÜ Bilgi İşlem Merkezi Personeline, tezin şekillerini özenle çizen kardeşim Y.Doç.Dr. Fatih Pakdil'e, tezi titizlikle daktilo eden Sayın Hümeysra Polat'a ve çalışmalarım boyunca beni sürekli teşvik eden ve her türlü yardımı esirgemeyen değerli anneme, babama ve eşime sonsuz minnet ve şükranlarımı sunarım.

Ö Z G E Ç M İ Ş

F. Gülten Gülay 1949 da K.Maraş'ta doğdu. İlkokulu Erzincan Atatürk İlkokulu'nda (1955-1960), orta okulu Bakırköy Ortaokulu'nda (1960-1963) ve liseyi (1963-1966) Bakırköy Lisesi'nde bitirdi.

1966-67 ders yılında Robert Kolej Yüksek Okulu Hazırlık sınıfını bitirdikten sonra 1971 yılında aynı okulun İnşaat Mühendisliği bölümünden pekiyi derece ile mezun oldu. 1971-73 yılları arasında Fullbright bursunu kazanarak Amerika'da University of Virginia, Civil Engineering Department'-dan Master derecesini aldı. 1973-75 yılları arasında özel bir şirkette proje mühendisi olarak çalıştıktan sonra, İDMMA (Y.Ü) İnşaat Bölümü Mühendislik Mekaniği ve Uygulamaları Kürsüsüne asistan olarak girdi. 1982 yazında İngiltere'de University College, Cardiff'de doktora konusu ile ilgili araştırmalar yaptı.

Halen Yıldız Üniversitesinde Öğretim Görevlisi olarak görevine devam etmektedir. Evli ve bir çocuk sahibidir.

Y. G.
Yükseköğretim Kurulu
Dokümantasyon Merkezi