

İSTANBUL TEKNİK ÜNİVERSİTESİ ★ FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ

**İKİ PARAMETRELİ ZEMİNLER ÜZERİNE OTURAN
YAPI SİSTEMLERİNİN DİNAMİK ANALİZİ**

YÜKSEK LİSANS TEZİ

Mehmet Akif HAMARAT

İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı

Yapı Mühendisliği Programı

OCAK 2012

İSTANBUL TEKNİK ÜNİVERSİTESİ ★ FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ

**İKİ PARAMETRELİ ZEMİNLER ÜZERİNE OTURAN
YAPI SİSTEMLERİNİN DİNAMİK ANALİZİ**

YÜKSEK LİSANS TEZİ

**Mehmet Akif HAMARAT
(501091119)**

İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı

Yapı Mühendisliği Programı

Tez Danışmanı: Prof. Dr. Engin ORAKDÖĞEN

Teslim Tarihi: 19 Aralık 2011

İTÜ, Fen Bilimleri Enstitüsü'nün 501091119 numaralı Yüksek Lisans Öğrencisi, Mehmet Akif HAMARAT, ilgili yönetmeliklerin belirlediği gerekli tüm şartları yerine getirdikten sonra hazırladığı “İKİ PARAMETRELİ ZEMİNLER ÜZERİNE OTURAN YAPI SİSTEMLERİNİN DİNAMİK ANALİZİ” başlıklı tezini aşağıda imzaları olan jüri önünde başarı ile sunmuştur.

Tez Danışmanı : **Prof. Dr. Engin ORAKDÖĞEN**
İstanbul Teknik Üniversitesi

Jüri Üyeleri : **Prof. Dr. Oğuz Cem ÇELİK**
İstanbul Teknik Üniversitesi

Y. Doç. Dr. Mecit ÇELİK
İstanbul Teknik Üniversitesi

Teslim Tarihi : **19 Aralık 2011**
Savunma Tarihi : **24 Ocak 2012**

ÖNSÖZ

Bu tez çalışması sırasında çok değerli bilgi ve zamanını benimle paylaşan tez hocam Prof. Dr. Engin ORAKDÖĞEN'e sonsuz teşekkürü bir borç bilirim.

Her türlü yardımını benden esirgemeyen çok değerli arkadaşım İnş. Yük .Müh. Gökhan KARABACAK'a ve tez çalışmam sırasında bana anlayış gösteren bütün ANTRA MÜHENDİSLİK çalışanlarına teşekkürlerimi sunarım. Ayrıca hayatım boyunca desteklerini esirgemeyen aileme en içten dileklerle teşekkür ederim.

Ocak 2012

Mehmet Akif HAMARAT

(İnşaat Mühendisi)

İÇİNDEKİLER

Sayfa

ÖNSÖZ.....	v
İÇİNDEKİLER	vii
ÇİZELGE LİSTESİ.....	ix
ŞEKİL LİSTESİ.....	xi
SEMBOL LİSTESİ	xv
ÖZET.....	xvii
SUMMARY	xix
1. GİRİŞ	1
1.1. Yapı Zemin İlişkisi.....	1
1.2. Yapı Zemin Etkileşim Modelleri	1
1.2.1. Bir parametrelili zemin modelleri	1
1.2.1.1. Winkler modeli.....	1
1.2.2. İki parametrelili zemin modelleri	3
1.2.2.1. Filonenko-Borodich modeli	3
1.2.2.2. Hetenyi modeli	4
1.2.2.3. Pasternak modeli	4
1.2.2.4. Vlasov modeli	5
1.3. Çalışmanın Amaç ve Kapsamı	6
2. İKİ PARAMETRELİ ZEMİN MODELİ	9
2.1. İki Parametrelili Zemin Karakteristikleri	9
2.2. İki Parametrelili Zemin Tepkilerinin Plak Sonlu Elemanlarda Göz Önüne Alınması	18
2.3. İki Parametrelili Zemin Ortamının Sonlu Elemanlarla Tanımlanması	21
2.3.1. Zemin sonlu eleman	22
2.4. γ Zemin Yüzey Parametresinin Hesabı	25
3. SAP2000 PROGRAMINDA İKİ PARAMETRELİ ZEMİN ÖZELLİKLERİNİN TANIMLANMASI	27
3.1. Sap2000 Sonlu Eleman Analiz ve Boyutlama Programı	27
3.2. Temel Plâğı-Zemin Sisteminin Birlikte Modellenmesi	27
3.3. γ Parametresinin Excel Makrosu Yardımıyla SAP2000’de İteratif Hesabı	30
4. SAYISAL ÖRNEKLER	37
4.1. İki Parametrelili Zemine Oturan Dairesel Temel	37
4.2. İki Parametrelili Zemine Oturan Rastgele Şekilli Temel	40
4.3. Tekil Yük ve Düzgün Yayılı Yükü Yüklü İki Parametrelili Zemine Oturan Plak	41
4.4. İki Parametrelili Zemine Oturan İki Bina Dinamik Yükler Altında Etkileşimi	44
5. SONUÇLAR	65
KAYNAKLAR	69
ÖZGEÇMİŞ.....	71

ÇİZELGE LİSTESİ

Sayfa

Çizelge 4.1 : Daha önceki çalışmalarda elde edilen γ parametreleri.	38
Çizelge 4.2 : Yayılı yük durumu.	43
Çizelge 4.3 : Tekil yük durumu.	43
Çizelge 4.4 : 3 ve 8 katlı binaya ait genel özellikler.	46
Çizelge 4.5 : 3 ve 8 katlı binalar için kolon boyutları.	48
Çizelge 4.6 : 3 ve 8 katlı binalar için kiriş boyutları.	49

ŞEKİL LİSTESİ

	<u>Sayfa</u>
Şekil 1.1 : Winkler zemin modeli.	2
Şekil 1.2 : Filonenko-Borodich Zemin Modeli.	4
Şekil 1.3 : Pasternak Zemin Modeli.	5
Şekil 1.4 : Vlasov Zemin Modeli.	6
Şekil 2.1 : Plak yüzeysel görünüş ve kesiti.	9
Şekil 2.2 : Zemine etkiyen iç kuvvetler.	10
Şekil 2.3 : dz kalınlığındaki zemin tabakasına etkiyen yükler.	13
Şekil 2.4 : Elastisite Modülünün Lineer Değişimi.	16
Şekil 2.5 : Elastisite modülünün karasal değişimi.	16
Şekil 2.6 : C ve C_T 'nin hesabı için ardışık yaklaşım şeması.	17
Şekil 2.7 : Dönmelere bağlı olarak zeminden temele gelen tepkiler.	18
Şekil 2.8 : Dikdörtgen elemanda yüzeydeki ve sınırdaki zemin tepkileri.	19
Şekil 2.9 : Yakın temellerin karşılıklı etkileşimi.	21
Şekil 2.10 : Zemin tabakası genişliği.	22
Şekil 2.11 : Zemin sonlu eleman.	22
Şekil 3.1 : Plak-zemin sistemi.	28
Şekil 3.2 : Zemin yatak katsayısının girilmesi.	28
Şekil 3.3 : Ortotropik malzeme özelliklerinin tanımlanması.	29
Şekil 3.4 : Layered/nonlinear shell eleman özelliklerinin tanımlanması(Zemin sonlu elemanları).	29
Şekil 3.5 : Weld constraint tanımlanması.	30
Şekil 3.6 : Excel makrosu girdiler sayfası.	31
Şekil 3.7 : Gama parametresi hesap sayfası.	32
Şekil 3.8 : Zemin sonlu eleman düğüm noktası yerdeğiştirmeleri.	33
Şekil 3.9 : Karşılaştırma için seçilen zemin sonlu elemanı.	34
Şekil 3.10 : SAP2000 programında, bir nolu düğüm noktasına yapılan bir birimlik birim deplasman yükleme sonucunda oluşan düşey kuvvetler.	35
Şekil 3.11 : Excel makrosu akış diyagramı.	36
Şekil 4.1 : Dairesel temel ve yüklemeler.	38
Şekil 4.2 : Yayılı yükleme durumu.	39
Şekil 4.3 : Çizgisel yükleme durumu.	39
Şekil 4.4 : Rastgele şekilli temel plağı.	40
Şekil 4.5 : $x=9$ m'deki deplasmanlar ve zeminin deformasyonu.	41
Şekil 4.6 : İki parametrelili zemine oturan tekil ve yayılı yükleme yüklü plak.	42
Şekil 4.7 : Hesaplarda kullanılan sonlu eleman ağı.	42
Şekil 4.8 : Zeminin deformasyon durumu.	44
Şekil 4.9 : 17 Ağustos 1999 Kocaeli Depremi doğu-batı bileşeni ivme kaydı.	45
Şekil 4.10 : 17 Ağustos 1999 Kocaeli Depremi düşey ivme kaydı.	45
Şekil 4.11 : İki parametrelili zemin üzerine oturan yapılar.	46
Şekil 4.12 : Üç katlı binanın planı.	47
Şekil 4.13 : Sekiz katlı binanın planı.	47

Şekil 4.14 : İnceleme yapılan elemanlar ve düğüm noktaları (y=20 m aksı üzerinde).	50
Şekil 4.15 : H=3,00 m için x=20 m aksı boyunca zeminde meydana gelen çökmeler.	50
Şekil 4.16 : H=6,00 m için x=20 m aksı boyunca zeminde meydana gelen çökmeler.	51
Şekil 4.17 : H=9,00 m için x=20 m aksı boyunca zeminde meydana gelen çökmeler.	51
Şekil 4.18 : H=12,0 m için x=20 m aksı boyunca zeminde meydana gelen çökmeler.	51
Şekil 4.19 : Düşey yükler altında meydana gelen çökmeler.	52
Şekil 4.20 : 3 katlı binanın serbest titreşim periyodunun sıkışabilir tabaka kalınlığı ve yapılar arası mesafe için değişimi.	53
Şekil 4.21 : 8 katlı binanın serbest titreşim periyodunun sıkışabilir tabaka kalınlığı ve yapılar arası mesafe için değişimi.	53
Şekil 4.22 : 3 katlı binanın frame 17 numaralı kolonuna ait kesme kuvvetinin zamanla değişimi.	54
Şekil 4.23 : 8 katlı binanın frame 360 numaralı kolonuna ait kesme kuvvetinin zamanla değişimi.	54
Şekil 4.24 : 8 katlı binaya ait A düğüm noktasının yatay yerdeğiştirmesinin zamanla değişimi.	55
Şekil 4.25 : 3 katlı binaya ait B düğüm noktasının yatay yerdeğiştirmesinin zamanla değişimi.	55
Şekil 4.26 : 8 katlı binaya ait C düğüm noktasının düşey yerdeğiştirmesinin zamanla değişimi.	55
Şekil 4.27: 3 katlı binaya ait D düğüm noktasının düşey yerdeğiştirmesinin zamanla değişimi.	56
Şekil 4.28 : 3 katlı binanın Frame 17 numaralı kolonuna ait mutlak değerce maksimum kolon kesme kuvveti değerleri.	56
Şekil 4.29 : 8 katlı binanın Frame 360 numaralı kolonuna ait mutlak değerce maksimum kolon kesme kuvveti değerleri.	57
Şekil 4.30 : 3 katlı binanın Frame 17 numaralı kolonuna ait, serbest titreşim periyotlarına karşı gelen zamanlardaki kolon kesme kuvveti değerleri.	58
Şekil 4.31 : 8 katlı binanın Frame 360 numaralı kolonuna ait, serbest titreşim periyotlarına karşı gelen zamanlardaki kolon kesme kuvveti değerleri.	58
Şekil 4.32 : 3 katlı binaya ait mutlak değerce maksimum taban kesme kuvveti değerleri.	59
Şekil 4.33 : 8 katlı binaya ait mutlak değerce maksimum taban kesme kuvveti değerleri.	59
Şekil 4.34 : 3 katlı binanın, serbest titreşim periyotlarına karşı gelen zamanlardaki taban kesme kuvveti değerleri.	60
Şekil 4.35 : 8 katlı binanın, serbest titreşim periyotlarına karşı gelen zamanlardaki taban kesme kuvveti değerleri.	61
Şekil 4.36 : 8 katlı binadaki A düğüm noktası için elde edilen mutlak değerce maksimum yatay yerdeğiştirme değerleri.	61
Şekil 4.37 : 3 katlı binadaki B düğüm noktası için elde edilen mutlak değerce maksimum yatay yerdeğiştirme değerleri.	62

Şekil 4.38 : 3 katlı binadaki D düğüm noktası için elde edilen mutlak değerce maksimum düşey yerdeğiştirme değeri.....	63
Şekil 4.39 : 8 katlı binadaki C düğüm noktası için elde edilen mutlak değerce maksimum düşey yerdeğiştirme değeri.....	63

SEMBOL LİSTESİ

x, y, z	: Kartezyen koordinatlar
u, v, w	: Plak yüzeyinde koordinatlar doğrultusundaki yer değiştirmeler
ϵ_x, ϵ_y	: x, y eksenine etrafındaki deformasyonlar
$\gamma_{xy}, \gamma_{xz}, \gamma_{yz}$	: Kayma deformasyonları
β_x	: Ortalama yüzeyin x eksenine etrafında dönmesi
β_y	: Ortalama yüzeyin y eksenine etrafında dönmesi
M_x, M_y	: Eğilme momentleri
T_x, T_y	: Kesme kuvvetleri
a, b	: Dikdörtgen plağın kenar uzunlukları
E, ν, G	: Elastisite modülü, Poisson oranı, Kayma modülü
h	: Plak kalınlığı
d_i	: Eğilme deformasyonlarına bağlı plak uç deplasmanları
$\bar{d}_1$	: Kayma deformasyonlarına bağlı uç deplasmanları
$[\]$	: Matris gösterimi
D	: Plak eğilme rijitliği
$\emptyset(z)$	: Zemin çökme yüzeyinin fonksiyonu
τ_{zx}, τ_{zy}	: Zemindeki kayma gerilmeleri
C	: Zemine ait elastik yataklanma katsayısı
C_T	: Zemine ait kayma parametresi
q_z	: Zemin reaksiyonları
γ	: Zemin yüzey parametresi
E_s, ν_s	: Zeminin elastisite modülü ve poisson oranı
E_p, ν_p	: Plağın elastisite modülü ve poisson oranı
$[C]$	: Zemin elastik yataklanma matrisi
$[C_T]$	: İki parametrelili zeminde kayma parametresi matrisi
$[A_d]_z$	: Zemin eleman birim durum fonksiyonları matrisi
H	: Sıkışabilen zemin tabakası kalınlığı
B	: Zemin etkilerinin yayılma bölgesinin genişliği
B	: Zemin etkilerinin yayılma bölgesinin genişliği
N_i	: i. düğüm noktasına ait şekil fonksiyonları

İKİ PARAMETRELİ ZEMİNLER ÜZERİNE OTURAN YAPI SİSTEMLERİNİN DİNAMİK ANALİZİ

ÖZET

Bu çalışmada iki parametrelî zeminler üzerine oturan yapı sistemleri, dinamik etkiler altında incelenmiştir. Yapılan analizlerde SAP2000 programından ve SAP2000 ile etkileşimli çalışan excel makrosundan yararlanılmıştır. Excel makrosu yardımıyla zemine ait zemin yüzey parametresi , γ parametresi, SAP2000 programı da kullanılarak ardışık yaklaşımla belirlenebilmektedir.

Tez beş bölümden oluşmaktadır. Birinci bölümde zemin modelleri verilip çalışmanın amaç ve kapsamı sunulmuştur.

İkinci bölümde iki parametrelî zeminde, zemin karakteristiklerinin tanımı yapılarak, iki parametrelî zemine ait formülasyonlar sunulmuştur. Zemin yüzey parametresinin nasıl elde edilebileceği gösterilmiştir.

Üçüncü bölümde iki parametrelî zeminin SAP2000 programında nasıl modellendiği gösterilmiştir. Excel makrosu yardımıyla zemin yüzey parametresinin hesabı anlatılmıştır.

Dördüncü bölümde dört adet sayısal örnek yapılmıştır. Bu örneklerden ilk ikisi, iki parametrelî zemin ortamının SAP2000’de modellenenebilirliğini göstermektedir. Üçüncü örnekte, daha önceki çalışmalarda karşılaştırma amacıyla yapılan, iki parametrelî zemine oturan tekil yük ve düzgün yayılı yükle yüklü plak, SAP2000 programı ve excel makrosu yardımıyla çözülmüş ve bulunan sonuçlar önceki çalışmalardaki sonuçlarla karşılaştırılmıştır. Dördüncü örnekte iki parametrelî zemine oturan üç ve sekiz katlı iki bina ele alınmış ve bu iki bina arasındaki mesafe değiştirilerek çeşitli sıkışabilir zemin derinliklerinde deprem yüklemesi altında dinamik analizleri gerçekleştirilmiştir. Dinamik yüklemeye önce, sisteme ait zemin yüzey parametresi, düşey yükler altında excel makrosu kullanılarak ardışık yaklaşımla belirlenmiş ve bu parametreye bağlı olarak da zemin yatak katsayısı, C ve zemin kayma parametresi, C_T elde edilmiştir. Çeşitli durumlar için elde edilen yatak katsayısı ve kayma parametresinin dinamik yükler altında değişmediği kabul edilerek her bir durum için üç ve sekiz katlı binanın bulunduğu yapı sisteminin dinamik analizleri gerçekleştirilmiştir. Deprem yüklemesi olarak Kocaeli depreminin doğu-batı ivme kaydının yanı sıra aynı anda düşey ivme kaydı da kullanılmıştır. Zeminin düşey kütlesi olarak, sıkışabilir tabaka kalınlığının üçte birinin zeminin yoğunluğu ile çarpılması sonucu elde edilen değer kullanılmıştır. Yapılan analizler sonucunda, binaların serbest titreşim periyotlarının, binalara ait çeşitli düğüm noktalarındaki deplasmanların, belirli kolonların kesme kuvvetlerinin ve binaların en alt katına ait toplam kesme kuvvetlerinin zamana bağlı olarak farklı yapılar arası mesafe ve sıkışabilir tabaka kalınlığı için değişimleri grafikler halinde sunulup yorumlanmaya çalışılmıştır.

Beşinci bölümde çalışma kapsamında elde edilen sonuçlara ve değerlendirmelere yer verilmiştir. Yapılacak başka çalışmalar için önerilerde bulunulmuştur.

DYNAMIC ANALYSIS OF STRUCTURES RESTING ON TWO PARAMETER ELASTIC FOUNDATION

SUMMARY

In modern design and analysis of structures, the superstructure-foundation-soil interaction has to be taken into account in a sophisticated way, which is sufficiently accurate but simple enough for practical purposes. The concept of a plate resting on an elastic foundation has been an important tool for the modeling and analysis of structural, highway, geotechnical and railroad engineering problems. Extensive research in this area has been reported in the literature.

In order to model soil behavior, several approaches have been developed in the past. The oldest, most famous and most frequently used soil model is the one devised by Winkler (1867), in which the beam-supporting soil is modelled as a series of closely spaced, mutually independent, linear elastic vertical springs. The Winkler model has been extensively used to solve many soil-foundation interaction problems and has given satisfactory results for many practical problems. In that method, it is assumed that deflection at each point is proportional to the pressure applied at the point and completely independent of the pressures or deflections occurring at the neighbouring points along foundation. In the Winkler model, the properties of soil are described only by the parameter k , which represents the stiffness of the vertical spring. One of the major disadvantages of this model is that a plate undergoes rigid body displacements without any bending moments and shear forces in it when subjected to uniform loads. Moreover, the use of the Winkler model involves difficulties in determining the value of k .

Discontinuous nature of Winkler's model gives rise to the development of various forms of two-parameter elastic foundation models. Some of the major two-parameter elastic foundation models are Filonenko-Borodich model (1940), Hetenyi model (1946, 1950), Pasternak model (1954), Vlasov model (1966). Filonenko-Borodich, Hetenyi, Pasternak and Vlasov have attempted to make the classical Winkler model more realistic by postulating a two-parameter model. Their model takes into account the effect of shear interaction among adjacent points in the foundation. In these models, the first parameter represents the stiffness of the vertical spring, as in the Winkler model, whereas the second parameter is introduced to account for the coupling effect of the linear elastic springs. It is worth mentioning that the interaction enabled by this second parameter also allows the consideration of influence of the soil on either side of plate. In this model, the first and second parameters have to be determined experimentally.

Vlasov and Leont'ev (1966) have introduced another arbitrary parameter, γ , dependent on soil material and thickness of the soil layer. However, they did not report the method of determining this parameter. In the work of Vallabhan and Daloglu (1999), it has been shown how the soil parameter, γ , can be estimated using an iterative computational procedure for plates. These three-parameter models constitute a generalization of two-parameter models, the third parameter being used

to make them more realistic and effective. When the γ parameter is determined, the first and second parameters of soil can be easily calculated. One of the basic features of the three-parameter models is the flexibility and convenience that they offer in the determination of the level of continuity of the vertical displacements at the boundaries between the loaded and unloaded surfaces of the soil.

In this study, dynamic analysis of structures resting on two parameter elastic foundation are examined and their interactions are observed. SAP2000 program and excel macro are used to perform analysis. A soil surface parameter γ is obtained by excel macro with iterative procedure method. Excel macro is coded with VBA language and linked to SAP2000 program with SAP2000 open application programming interface (OAPI). The SAP2000 open application programming interface is powerful tool that allows users to automate many of processes required to build, analyze and design models and to obtain customized analysis and design results.

The study is composed of five sections. In the first section, informations about one and two parameter foundation models are given. Content and aim of this study are explained at the end of the first section.

In the second section, the characteristics of two parameter foundation are explained. Then, the formulations of two parameter foundation are given. The iterative procedure method that are used to obtain soil surface parameter γ is explained in this section.

In the third section, how the two parameter foundation is modelled at SAP2000 program is shown and then the soil surface parameter calculation with excel macro is explained. The first parameter of soil, soil elastic bedding coefficient C , is represented by springs at SAP2000 model. The springs are created by area springs feature at SAP2000 program and soil elastic bedding coefficient is entered as the spring coefficient. The second parameter of soil, soil shear parameter $2C_T$, is represented by layered/nonlinear shell elements that have orthotropic material features at SAP2000 program. Soil shear coefficient $1.2 \times 2C_T$ is entered at shear modulus section of orthotropic material property form and the other sections at material property form is entered as a zero. The soil finite element nodes are restrained to make only vertical displacements at SAP2000 program. The plate finite element and soil finite element are modelled very close to each other and then vertical displacements of their nodes are equalized by weld constraint feature of SAP2000 program.

Excel macro has been developed in order to obtain soil surface parameter γ . It consists of two pages. The first value of soil surface parameter γ_i , modulus of elasticity of soil E_s , poisson ratio of soil ν_s , and compressible soil depth H , size of soil finite element $a \times b$, and number of soil finite elements are entered on the first page of excel macro. Shear modulus of soil G_s , soil elastic bedding coefficient C and soil shear parameter $2C_T$ is calculated by excel macro.

New soil surface parameter γ_{i+1} is calculated using these values on the second page of excel macro. Excel macro interacts SAP2000 program on second page. It enters soil elastic bedding coefficient C and soil shear parameter $2C_T$ which are calculated by first soil surface parameter on related places of SAP2000 program. Then, it starts SAP2000 program analysis and gets displacement results d_i of nodes of soil finite elements. New soil surface parameter γ is calculated by using displacement results d_i

of nodes of soil finite elements. $[C_T]$ stiffness matrix is calculated by unit displacement loading on nodes of soil finite element with using SAP2000 program and excel macro. When γ_i is close enough to γ_{i+1} , iteration is terminated and soil surface parameter is obtained.

In the fourth section, four numerical examples are given.

In the first two examples illustrate two parameter foundation that is correctly modelled on SAP2000. A circular foundation which is solved previous studies is solved in the first example. The results are shown graphically to compare with previous studies. An arbitrarily shaped foundation is solved in the second example and then results are compared graphically with previous studies.

In the third example a plate which is solved in previous studies is considered. This plate is subjected to uniformly distributed and concentrated loading cases. The problem is solved with SAP2000 program for different value of the thickness of the compressible soil layer. The results are compared with previous studies.

In the fourth example, three and eight storey building which are resting on two parameter elastic foundation are considered and then dynamic analysis of this structure system is performed with SAP2000 program under earthquake loading by changing the distance between buildings and compressible soil depth. Before dynamic analysis of structure system, the soil surface parameter of system is obtained under vertical static loads by using excel macro and SAP2000 program. Then, soil elastic bedding coefficient C and soil shear parameter $2C_T$ are obtained depending on soil surface parameter γ . Soil elastic bedding coefficient C and soil shear parameter $2C_T$ which are obtained depending on different distance between buildings and compressible soil depth are considered constant during dynamic analysis. East-west and vertical acceleration records of Kocaeli Earthquake are used at the same time as dynamic loading. The value which is calculated by multiplying one-third of compressible soil thickness to mass density of the soil is used as vertical mass of the soil. Dynamic analysis is performed by using linear time history direct integration method on SAP2000 program. Output time step size is selected as $\Delta_s=0,005$ seconds. Hiber-Hughes-Taylor method is used for time history direct integration. After dynamic analysis, free vibration periods of buildings, displacements of various nodes of buildings, shear forces of certain columns of buildings and base shear forces of buildings are compared depending on time with different distance between buildings and different compressible soil depth.

In the fifth section, the general results and conclusions are presented.

In this study modelling of two parameter foundation at SAP2000 program are shown. Thus more complex structural system can be examined under static and dynamic loads and their interactions can be observed.

Impact of eight storey building on three storey building are obviously seen in the fourth example. Their interactions are shown graphically with different distance between buildings and different compressible soil depth in the fourth example graphics.

Linear behavior of structure systems resting on two parameter elastic foundation are observed under earthquake load in this study. In another work, non-linear behavior of structure systems resting on two parameter elastic foundation can be observed under earthquake load.

1. GİRİŞ

1.1. Yapı Zemin İlişkisi

Yapı sistemlerinin oturduğu zemin ile ilişkileri, araştırmacıları daima cezbeden bir konu olmuştur. Çünkü, bilindiği gibi bütün yapı sistemleri, üzerlerine gelen yükleri, emniyetli bir şekilde zemin ortamına iletebilmelidir. Bu nedenle, yapı sistemi ile zeminin bir bütün olarak ele alınıp, incelenmesi zorunluluğu doğmaktadır. Bu incelemenin doğruluğu ise yapının temel sistemi ile zeminin etkileşiminin, gerçeğe en yakın biçimde modellenebilmesine bağlıdır.

1.2. Yapı Zemin Etkileşim Modelleri

Yapı sistemi ile zemin ortamı arasındaki ilişkiyi belirlemek zemin ortamının karmaşıklığından dolayı oldukça zordur. Zemin ortamının homojen ve izotrop olmaması bu karmaşıklığın en büyük nedenidir. Ayrıca zeminin mekanik ve malzeme özellikleri, zeminin nem durumuna, suya doygunluğuna ve üzerindeki basıncın değişimine bağlı olarak sürekli değişkenlik göstermektedir. Bu nedenle bu parametrelerin tam olarak belirlenmesi mümkün olamamaktadır.

Bütün bu anlatılanlar göz önünde bulundurulduğunda zemin ile ilgili bazı idealleştirmelerin yapılmasının gerekliliği ortaya çıkmaktadır. Bu gerekçeyle zeminin fiziksel ve mekanik özelliklerini değişik araştırmacılar değişik şekillerde modellemişlerdir.

Zemin modelleri genel olarak iki başlık altında incelenebilirler.

1.2.1. Bir parametrelili zemin modelleri

1.2.1.1. Winkler modeli

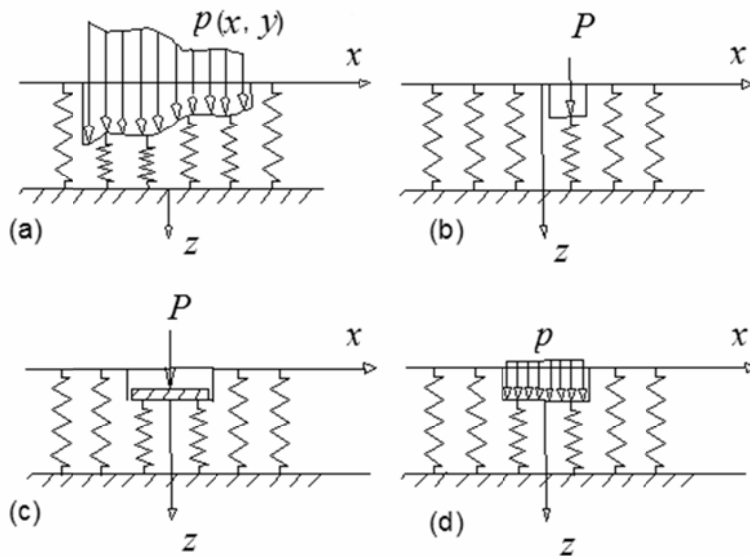
Zeminin elastik davranışı ile ilgili ilk önemli çalışma Winkler tarafından yapılmıştır. Winkler modelinde (1867), zeminin bir birine sonsuz yakın, elastik ve lineer yaylardan oluştuğunu kabul etmiştir. Buna göre $w(x, y)$ düşey doğrultuda çökme

olarak alınırsa, zemin direnci $p(x, y)=k w(x, y)$ olarak alınır. Burada k , elastik yay katsayısı olup çökme bir birim olduğunda, birim genişlikteki birim alana gelen tepki kuvvetini ifade eder. Elastik yay katsayısı, k , uygulamada yatak katsayısı veya zemin parametresi olarak da adlandırılır.

Winkler hipotezine göre zemine etkiyen kuvvetler yalnız etkiği noktada çökme meydana getirirler. Dolayısıyla her bir yay komşu yayların yükleme durumundan etkilenmez. Bu durum zeminin tamamen süreksiz bir ortam şeklinde dikkate alındığını gösterir. Oysaki, elastik tabakanın yüzeyinde herhangi bir noktada oluşan yerdeğiştirme sadece o noktaya etki eden kuvvetten değil, diğer noktalardaki kuvvetlerden de etkilenir. Bu model her ne kadar tekil yük durumunda tatminkar sonuçlar verse de düzgün yayılı yük durumunda gerçekçi olmayan sonuçlar vermektedir.

Winkler modeli ile ilgili bir diğer husus yatak katsayısı olarak tanımlanan parametrenin nasıl hesaplanacağı konusudur. Bu konu ile ilgili farklı sonuçlar veren çeşitli bağıntılar mevcuttur.

Şekil 1.1’de Winkler Zemin Modeli’ne göre çeşitli yüklemeler için yerdeğiştirme durumları gösterilmiştir. Bu şekilde (a) ile düzgün yayılı olmayan yük durumunda zeminin yerdeğiştirmesi, (b) ile tekil yük durumunda zeminin yerdeğiştirmesi, (c) ile rijit tabaka ile aktarılan yük altında zeminin yerdeğiştirmesi, (d) ile düzgün yayılı yük altında zeminin yerdeğiştirme durumu gösterilmiştir.



Şekil 1.1 : Winkler zemin modeli.

Bütün olumsuzluklarına rağmen bir çok zemin problemi için yeterli yaklaşım sağlayan bu model, sadeliği ve kullanım kolaylığından dolayı günümüzde en çok kullanılan zemin modelidir.

1.2.2. İki parametrelili zemin modelleri

Winkler modelinin zeminin sürekliliğini yansıtmaması nedeniyle bir çok araştırmacı zeminin sürekliliğini sağlama amacı güden modeller sunmuşlardır. Bunlardan bazıları aşağıda ayrı ayrı başlıklar altında incelenmiştir.

1.2.2.1. Filonenko-Borodich modeli

Filonenko-Borodich Modeli'nde (1940), ortamın sürekliliği, yüzeydeki ince elastik zar tabakası ile sağlanmıştır. Sisteme bir yük etkimesi durumunda yüzeyde gerilmeler meydana gelmekte ve yaylar bir birinden etkilenmektedir. Bu membran-yay siteminde zeminin tepki fonksiyonunu,

$$p(x, y) = kw(x, y) - T\nabla^2 w(x, y) \quad (1.1)$$

ifadesiyle verilmektedir. Bu ifadede, T membran kuvvetini, ∇^2 Laplace operatörünü göstermektedir. Laplace operatörü ise;

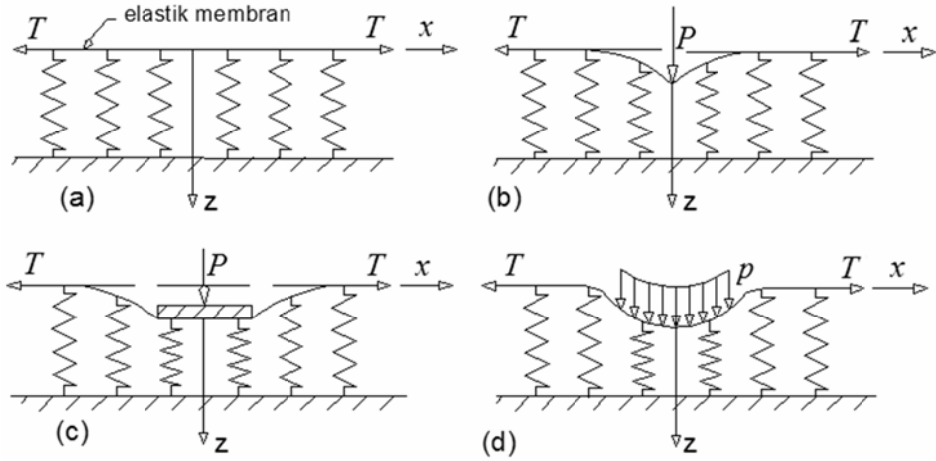
$$\nabla^2 = \frac{\partial^2}{\partial x^2} + \frac{\partial^2}{\partial y^2} \quad (1.2)$$

şeklindedir. Bir boyutlu problemler için (1.1) ifadesi;

$$p(x) = kw(x) - T \frac{d^2 w(x)}{dx^2} \quad (1.3)$$

şeklini almaktadır.

Şekil 1.2'de Filonenko-Borodich Modeli'ne göre çeşitli yükleme durumları için yerdeğiştirmeler gösterilmiştir. Bu şekilde (a) ile yüksüz durum, (b) ile tekil yük altında zeminin yerdeğiştirmesi, (c) ile rijit bir tabaka ile aktarılan yük altında zeminin yerdeğiştirmesi, (d) ile yayılı yük altında zeminin yerdeğiştirmesi gösterilmiştir.



Şekil 1.2 : Filonenko-Borodich Zemin Modeli.

1.2.2.2. Hetenyi modeli

Hetenyi Modeli'nde (1946, 1950), Winkler yayları üzerine üç boyutlu problemlerde elastik plaka, iki boyutlu problemlerde kiriş ilave ederek zemin ortamının sürekliliğini sağlamıştır. Bu modele göre zeminin tepki fonksiyonu;

$$p(x, y) = kw(x, y) - D\nabla^2 w(x, y) \quad (1.4)$$

ifadesi ile verilmektedir. Burada;

$$D = \left(\frac{E_p h^3}{12(1 - \nu_p^2)} \right) \quad (1.5)$$

olup plak eğilme rijitliğini göstermektedir.

İki boyutlu sistemlerde (1.4) ifadesi;

$$p(x) = kw(x) - D \frac{d^4 w(x, y)}{dx^4} \quad (1.6)$$

şeklini alır.

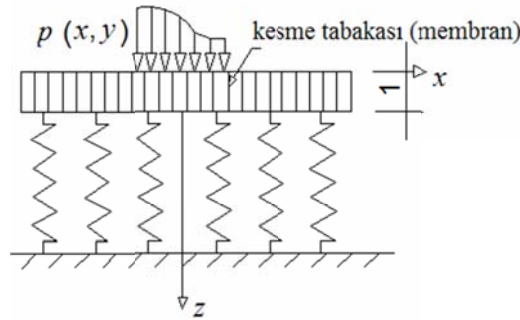
1.2.2.3. Pasternak modeli

Pasternak Modeli'nde (1954), Winkler yayları üzerinde sıkışmayan bir kesme tabakası tanımlayarak zemin ortamının sürekliliğini sağlamıştır. Bu kesme tabakası sadece düşey yönde yer değiştirme yapabilen elemanlardan oluşmaktadır (Şekil 1.3).

Bu kayma tabakasının x,y düzleminde izotropik olduğu kabul edilmiştir. Dolayısıyla zeminin kayma modülleri arasında $G_x=G_y=G_p$ ilişkisi olduğu ifade edilebilir. G_p zeminin kayma modülü olmak üzere Pasternak zemin modeli için zemin reaksiyonu;

$$p(x, y) = kw(x, y) - G_p \nabla^2 w(x, y) \quad (1.7)$$

olarak ifade edilir.



Şekil 1.3 : Pasternak Zemin Modeli.

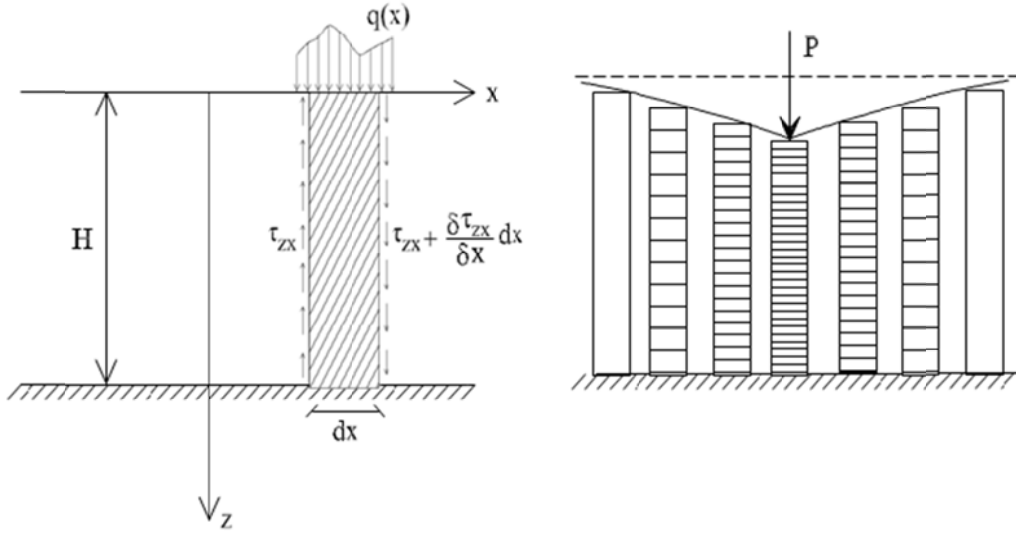
Pasternak ve Fionenko-Borodich modelleri karşılaştırıldığında aradaki tek farkın T , G_p parametre farkı olduğu görülmektedir. Bu nedenle bu iki model bir birine yakın çökme değerleri vermektedir.

1.2.2.4. Vlasov modeli

Vlasov ve Leont'ev (1966) zemin tabakasını Winkler yayları ile tanımlamak yerine $x-z$ düzleminde zemin kolonları olarak tanımlamışlardır (Şekil 1.4). Bu zemin kolonu içinde yerdeğiştirmeler; $u(x,z)$ $x-z$ düzlemindeki yatay deplasmanı, $w(x,y)$ aynı düzlemde düşey deplasmanı ve $\emptyset(z)$ fonksiyonu $w(x)$ yerdeğiştirmelerinin derinlik boyunca değişimini veren yaklaşım fonksiyonu olmak üzere;

$$u(x, z) = 0 , \quad w(x, z) = w(x)\emptyset(z) \quad (1.8)$$

ifadesi ile tanımlanmıştır.



Şekil 1.4 : Vlasov Zemin Modeli.

Bu modele göre zeminin tepki fonksiyonu, $2t$ zemin kayma parametresini göstermek üzere;

$$p(x, y) = kw(x, y) - 2t\nabla^2 w(x, y) \quad (1.9)$$

olarak verilmektedir.

Vlasov modeli üzerinde çok sayıda çalışma yapılmıştır. Vlasov ve Leont'ev (1966) zemindeki düşey deformasyon değişimini gösteren ve γ olarak tanımladıkları bir başka parametreyi ortaya atmışlardır. γ parametresinin belirlenmesiyle yatak katsayısı (k) ve kayma parametresi ($2t$) değerlerinin deneysel zorluk olmaksızın hesaplanmasının mümkün olduğunu göstermişler ancak γ parametresinin hesabı ile ilgili bir herhangi bir şey belirtmemişlerdir. Vallabhan ve Das (1988), yayılı yüklerle yüklenmiş elastik zemine oturan kirişler için zeminin yerdeğiştirme fonksiyonunu karakterize eden γ parametresinin hesabı için bir yöntem sunmuşlardır. Elastik zemini, birbiri ile bağlantılı olan k , $2t$, γ parametreleri ile tanımladıkları için kendi modellerini değiştirilmiş Vlasov modeli ya da üç parametrelili model olarak adlandırmışlardır.

1.3. Çalışmanın Amaç ve Kapsamı

Bu çalışmanın amacı iki parametrelili zeminler üzerine oturan yapı sistemlerinin dinamik etkiler altında incelenmesidir. Yapılan analizlerde SAP2000 sonlu elemanlar

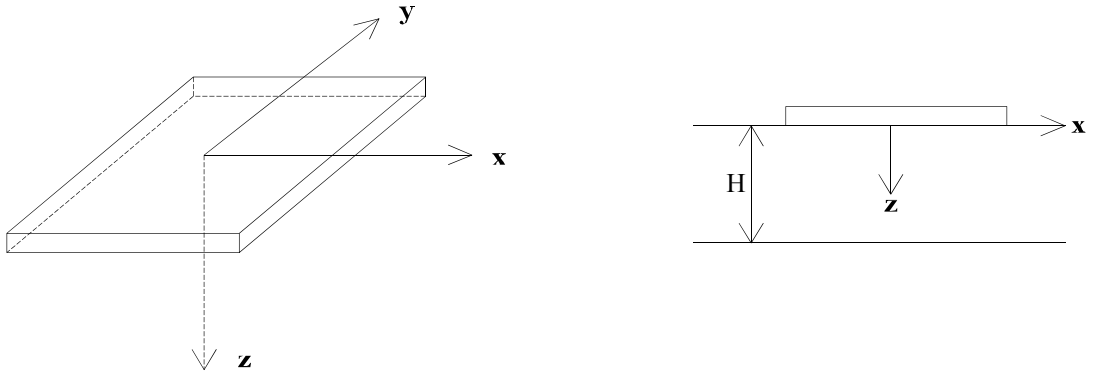
programından ve SAP2000'nin API (Application Programming Interface) kodları yardımıyla hazırlanan excel makrosundan yararlanılmıştır. Bu excel makrosu yardımıyla γ parametresinin, düşey yükler altında, SAP2000 programında, ardışık yaklaşımla elde edilmesine çalışılmıştır. Daha önceki çalışmalarda yapılan örnekler excel programında hazırlanan makro ve SAP2000 programı yardımıyla çözülmüş ve sonuçlar karşılaştırılmıştır. Daha sonra iki parametrelili zemin üzerine oturan üç ve sekiz katlı iki bina ele alınmış ve bu iki binanın arasındaki mesafe değiştirilerek çeşitli sıkışabilir zemin derinliklerine göre düşey yükler altında zeminin γ parametresi ve buna bağlı olarak da zeminin yatak katsayısı ve kayma parametresi belirlenmiştir. Çeşitli durumlar için elde edilen bu yatak katsayısı ve kayma parametresinin dinamik yükler altında değişmediği kabulü ile her bir durum için üç ve sekiz katlı binanın bulunduğu yapı sisteminin dinamik analizi yapılmıştır. Dinamik analiz, zaman tanım alanında doğrudan integrasyon hesap yöntemiyle gerçekleştirilmiştir. Kocaeli depreminin doğu-batı ivme kaydının yanı sıra aynı anda düşey ivme kaydı da kullanılmıştır. Zeminin düşey kütlesi olarak, sıkışabilir tabaka kalınlığının üçte birinin, zemin birim kütlesi ile çarpılması sonucu elde edilen değer kullanılmıştır. Dinamik analizler sonucu elde edilen sonuçlar tablolar halinde karşılaştırmalı olarak sunulmuştur.

2. İKİ PARAMETRELİ ZEMİN MODELİ

Daha önceden de bahsedildiği gibi bu çalışmada iki parametrelili zeminler üzerine oturan yapı sistemlerinin dinamik analizi yapılacaktır. Bu nedenle bu bölümde iki parametrelili zemin ile ilgili teorik bilgiler incelenmiştir (Çelik, 1996).

2.1. İki Parametrelili Zemin Karakteristikleri

İki parametrelili zemin modeli olarak Vlasov modeli kullanılacaktır.



Şekil 2.1 : Plak yüzeysel görünüş ve kesiti.

$z=0$ düzleminde zemine oturan yüzeysel temel altında zemin çökme yüzeyi $w(x, y)$ ise, alttaki sıkışabilir zemin tabakası kalınlığı H içinde kalan herhangi bir noktadaki çökme;

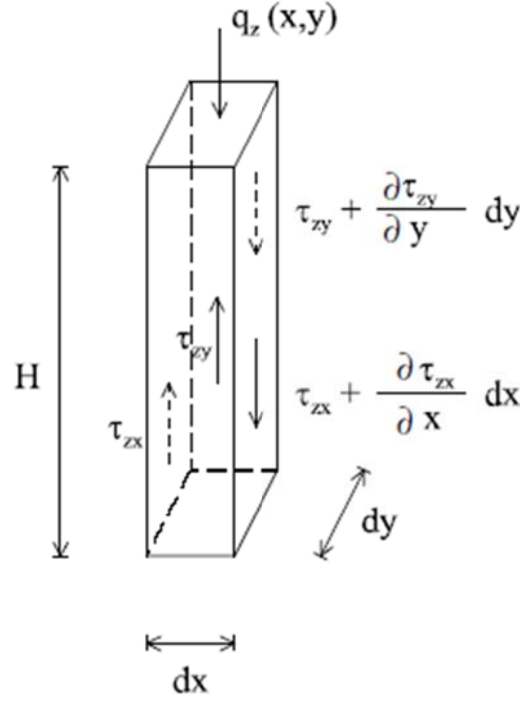
$$w_z = w(x, y)\phi(z) \quad (2.1)$$

gibi bir fonksiyonla gösterilebilir. $\phi(z)$ yaklaşım fonksiyonu için sınır şartı;

$$z = 0 \rightarrow \phi(0) = 1 \quad (2.2a)$$

$$z = H \rightarrow \phi(H) = 0 \quad (2.2b)$$

olmalıdır. Zemin yüzeyi ve zemin içinde u ve v yerdeğiştirmeleri ise sıfır kabul edilecektir. Herhangi bir x, y noktası civarında dx, dy, H boyutlu bir zemin kolonuna gelen tesirler Şekil 2.2’de gösterilmiştir.



Şekil 2.2 : Zemine etkiyen iç kuvvetler.

H derinliği boyunca homojen bir yapıya sahip olduğunu kabul ettiğimiz zeminin kayma modülü G_s olmak üzere çökme fonksiyonu cinsinden bu tesirler gösterilirse;

$$\tau_{zx} = G_s \left(\frac{\partial w_z}{\partial x} + \frac{\partial u}{\partial z} \right) = G_s \frac{\partial w(x,y)}{\partial x} \quad (2.3)$$

$$\frac{\partial \tau_{zx}}{\partial x} = G_s \frac{\partial^2 w(x,y)}{\partial x^2} \phi(z) \quad (2.4)$$

$$\tau_{zy} = G_s \left(\frac{\partial w_z}{\partial y} + \frac{\partial v}{\partial z} \right) = G_s \frac{\partial w(x,y)}{\partial y} \phi(z) \quad (2.5)$$

$$\frac{\partial \tau_{zy}}{\partial y} = G_s \frac{\partial^2 w(x,y)}{\partial y^2} \phi(z) \quad (2.6)$$

olacaktır. Bu kolonda temelden zemine aktarılan $q_z(x, y)$ yükü ve yanal kayma gerilmeleri sonucu oluşan iç kuvvetler E_s zeminin elastisite modülü ve ν_s poisson oranı olmak üzere üç boyutlu elastik ortamda;

$$\sigma_z = \frac{E_s(1 - \nu_s)}{(1 + \nu_s)(1 - 2\nu_s)} \frac{\partial w_z}{\partial z} \quad (2.7a)$$

$$\sigma_z = \frac{E_s(1 - \nu_s)}{(1 + \nu_s)(1 - 2\nu_s)} w(x, y) \frac{\partial \phi(z)}{\partial z} \quad (2.7b)$$

şeklindedir. Bu durum yükleme durumu olarak düşünülecektir. Virtüel şekil değiştirme durumu olarak ise bu kolonun üst yüzeyinin birim çökmesi alınacaktır. Bu halde z derinliğinde herhangi bir noktanın çökmesi (2.8) ve boy değişme deformasyonu (2.9)'da gösterildiği gibi olacaktır.

$$\bar{w}_z = 1. \phi(z) \quad (2.8)$$

$$\bar{\varepsilon}_z = \frac{\partial w_z}{\partial z} = \frac{\partial \bar{\phi}(z)}{\partial z} \quad (2.9)$$

Virtüel iş teoremini uygularsak;

Dış kuvvetlerin işi:

$$\begin{aligned} q_z dx dy + \int_{z=0}^H \left\{ (\tau_{zx} + \frac{\partial \tau_{zx}}{\partial x} dx - \tau_{zx}) \right\} dy \phi(z) dz \\ + \int_{z=0}^H \left\{ (\tau_{zy} + \frac{\partial \tau_{zy}}{\partial y} dy - \tau_{zy}) \right\} dx \phi(z) dz = \\ \left\{ q_z + G_s \left(\frac{\partial^2 w(x, y)}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 w(x, y)}{\partial y^2} \right) \int_{z=0}^H \phi^2(z) dz \right\} dx dy \end{aligned} \quad (2.10)$$

İç kuvvetlerin işi:

$$\int_{z=0}^H (\sigma_z \bar{\varepsilon}_z dx dy) dz = \left\{ \frac{E_s(1 - \nu_s)}{(1 + \nu_s)(1 - 2\nu_s)} w(x, y) \int_{z=0}^H \left(\frac{\partial \phi(z)}{\partial z} \right)^2 dz \right\} dx dy \quad (2.11)$$

şeklinde yazılabilir. Virtüel iş teoremi gereği iç kuvvetlerin (2.11), dış kuvvetlerin işine (2.10) eşitlenirse; denklem (2.12) ve (2.13) de belirtilen C ve C_T değerlerine ulaşılır.

$$C = \frac{E_s(1 - \nu_s)}{(1 + \nu_s)(1 - 2\nu_s)} \int_{z=0}^H \left(\frac{\partial \phi(z)}{\partial z} \right)^2 dz \quad (2.12)$$

$$2C_T = G_s \int_{z=0}^H \phi^2(z) dz \quad (2.13)$$

Gerekli kısaltmalar yapılırsa zemin tepkileri (2.14) veya kısaca (2.15)'de olduğu gibi ifade edilebilir.

$$q_z = Cw(x, y) - 2C_T \left(\frac{\partial^2 w(x, y)}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 w(x, y)}{\partial y^2} \right) \quad (2.14)$$

$$q_z = Cw - 2C_T \Delta w \quad (2.15)$$

Temelin herhangi bir noktasında üstten gelen q yükü ve temelin q_z zemin tepkisi birlikte düşünülürse iki parametrelili zemine oturan eğilme plağına ait diferansiyel denge denklemi;

$$D(\Delta \Delta w) = q - q_z \quad (2.16a)$$

yazılabilir. q_z 'in (2.15)'deki ifadesi de yerine koyularak (2.16b) elde edilir.

$$D(\Delta \Delta w) - 2C_T(\Delta w) + C(w) = q \quad (2.16b)$$

Temel plağı dışında kalan bir noktadaki diferansiyel denklem ise (2.17)'dir.

$$-2C_T(\Delta w) + Cw = 0 \quad (2.17)$$

Bu ifadelerde C Winkler tipi zemindeki bilinen zemin yatak katsayısını, C_T ise zeminde oluşabilen kayma gerilmelerinin göz önüne alınmasıyla ortaya çıkan zemin kayma parametresini göstermektedir. (2.12) ve (2.13) deki ifadelerden bu değerlerin zemin elastisite özelliklerine, H ve yalnız $z=0$, $z=H$ 'deki sınır değerleri tam olarak bilinen $\phi(z)$ fonksiyonuna bağlı olduğu görülmektedir.

$\phi(z)$ fonksiyonunun belirlenmesi için en uygun yaklaşım Vallabhan, Straughan ve Das tarafından önerilendir (Vallabhan ve diğ, 1991). Bu çalışmada plak ve zemin

ortamının toplam potansiyel enerjisi zeminde $u=v=0$, $w_z=w(x,y)$ $\emptyset(z)$ olmak üzere (2.18a) da verildiği gibidir.

$$H = U_{plak} + U_{zemin} + V_{yük} \quad (2.18a)$$

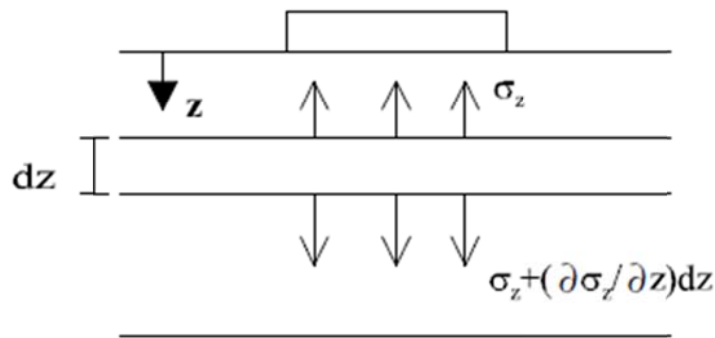
$$U_{plak} = \frac{D}{2} \iint_{\Omega} \left\{ (\nabla^2 w)^2 - 2(1-\nu) \left[\frac{\partial^2 w}{\partial x^2} \frac{\partial^2 w}{\partial y^2} - \left(\frac{\partial^2 w}{\partial x \partial y} \right)^2 \right] \right\} dx dy \quad (2.18b)$$

$$U_{zemin} = \int_0^H \int_{-\infty}^{\infty} \int_{-\infty}^{\infty} \frac{1}{2} \{ \sigma_z \varepsilon_z + \tau_{xz} \gamma_{xz} + \tau_{yz} \gamma_{yz} \} dx dy dz \quad (2.18c)$$

$$V_{yük} = - \iint_{\Omega} \bar{q} w dx dy \quad (2.18d)$$

Bu ifadenin $w(x, y)$ 'ye göre minimize edilmesinden yukarıda vîrtüel iş teoremi ile çıkarılan (2.15) ifadesi ve dolayısıyla (2.16b) ile (2.17) diferansiyel denge denklemi elde edilmiş, $\emptyset(z)$ 'e minimize edilmesiyle temel boyutlarını ve yükleme şeklinin etkisini de içerecek şekilde $\emptyset(z)$ değişimini veren sınır şartı diferansiyel denklemi elde edilmiştir.

Aynı diferansiyel denklemi z derinliğinde, dz kalınlığında kayma plağı gibi çalışan bir zemin tabakasının üst ve alt yüzeyine gelen zemin gerilmelerini dış etki, x, y 'nin farklı noktalarında bunların farklı olmasına bağlı olarak zemin tabakasında oluşacak τ_{zx} ve τ_{zy} kayma kuvvetlerini iç kuvvetler olarak düşünüp bu hali yükleme durumu olarak vîrtüel iş teoreminin uygulanmasıyla elde edebiliriz (Şekil 2.3).



Şekil 2.3 : dz kalınlığındaki zemin tabakasına etkiyen yükler.

z derinliğindeki tabakada dış yükler;

$$\sigma_z = \frac{E_s(1 - \nu_s)}{(1 + \nu_s)(1 - 2\nu_s)} w(x, y) \frac{\partial \phi(z)}{\partial z} \quad (2.19)$$

$$\frac{\partial \sigma_z}{\partial z} = \frac{E_s(1 - \nu_s)}{(1 + \nu_s)(1 - 2\nu_s)} w(x, y) \frac{\partial^2 \phi(z)}{\partial z^2} \quad (2.20)$$

iç kuvvetler ise;

$$\tau_{zx} = G_s \frac{\partial w(x, y)}{\partial x} \phi(z) \quad (2.21)$$

$$\tau_{zy} = G_s \frac{\partial w(x, y)}{\partial y} \phi(z) \quad (2.22)$$

bağıntılarından bulunabilir. Virtüel şekil değiştirme durumu olarak temel yüzeyi altından sıfırdan farklı, temelden uzaklaştıkça sönerek sıfıra gitmesi şeklindeki sınır şartlarını sağlayan herhangi bir çökme yüzeyi seçilebilir. Özel olarak dış etkiler altındaki $w(x, y)$ çökme yüzeyi bu şartları sağladığından tabakanın virtüel şekil değiştirme durumu alınır:

Dış kuvvetlerin işi;

$$\int_{-\infty}^{\infty} \int_{-\infty}^{\infty} \frac{\partial \sigma_z}{\partial z} w(x, y) dx dy \quad (2.23)$$

İç kuvvetlerin işi;

$$\int_{-\infty}^{\infty} \int_{-\infty}^{\infty} \left\{ \tau_{zx} \frac{\partial w(x, y)}{\partial x} + \tau_{zy} \frac{\partial w(x, y)}{\partial y} \right\} dx dy \quad (2.24)$$

olur.

$$m = \frac{E_s(1 - \nu_s)}{(1 + \nu_s)(1 - 2\nu_s)} \int_{-\infty}^{\infty} \int_{-\infty}^{\infty} w^2(x, y) dx dy \quad (2.25)$$

$$n = G_s \int_{-\infty}^{\infty} \int_{-\infty}^{\infty} \left\{ \left(\frac{\partial w(x,y)}{\partial x} \right)^2 + \left(\frac{\partial w(x,y)}{\partial y} \right)^2 \right\} dx dy \quad (2.26)$$

kısaltmaları yapılarak virtüel iş teoreminden

$$-m \frac{\partial^2 \emptyset(z)}{\partial z^2} + n \emptyset(z) = 0 \quad (2.27)$$

eşitliği bulunur. $\emptyset(z)$ fonksiyonunun $z=0$ ve $z=H$ 'deki sınır şartlarını ve (2.27) homojen diferansiyel denklemini sağlayan çözümü;

$$\emptyset(z) = \frac{Sh\gamma \left(1 - \frac{z}{H}\right)}{Sh\gamma} \quad (2.28)$$

olup, zemin yüzey parametresi diye adlandırılan γ boyutsuz katsayısı;

$$\gamma^2 = \frac{n}{m} \\ = H^2 \frac{G_s(1 + \nu_s)(1 - 2\nu_s)}{E_s(1 - \nu_s)} \frac{\int_{-\infty}^{\infty} \int_{-\infty}^{\infty} \left\{ \left(\frac{\partial w(x,y)}{\partial x} \right)^2 + \left(\frac{\partial w(x,y)}{\partial y} \right)^2 \right\} dx dy}{\iint w^2 dx dy} \quad (2.29a)$$

veya

$$\gamma^2 = \frac{H^2(1 - 2\nu_s)}{2(1 - \nu_s)} \frac{\int_{-\infty}^{\infty} \int_{-\infty}^{\infty} \left\{ \left(\frac{\partial w(x,y)}{\partial x} \right)^2 + \left(\frac{\partial w(x,y)}{\partial y} \right)^2 \right\} dx dy}{\iint w^2 dx dy} \quad (2.29b)$$

olur.

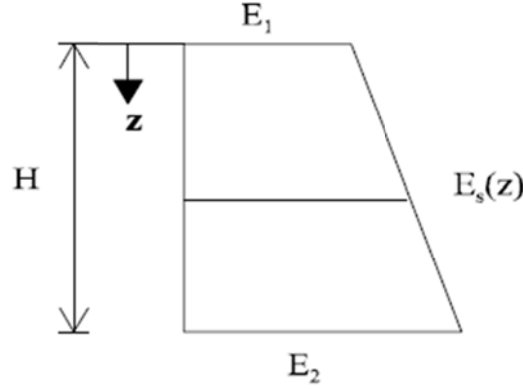
C ve C_T 'nin (2.12) ve (2.13) ifadelerinde $\emptyset(z)$ fonksiyonunun (2.28) deki değeri koyulur ve integraller alınır, elastisite modülü sabit ($E_1=E_2$) zeminlerde

$$C = \frac{E_s(1 - \nu_s)}{(1 + \nu_s)(1 - 2\nu_s)} \frac{\gamma [Sh2\gamma + 2\gamma]}{4Sh^2\gamma} \quad (2.30)$$

$$2C_T = G_s \frac{H [Sh2\gamma - 2\gamma]}{\gamma 4Sh^2\gamma} \quad (2.31)$$

Elastisite modülünün Şekil 2.4'de gösterildiği gibi lineer değişmesi halinde, ifadeler,

$$E_s(z) = E_1 + (E_2 - E_1) \frac{z}{H} \quad (2.32)$$



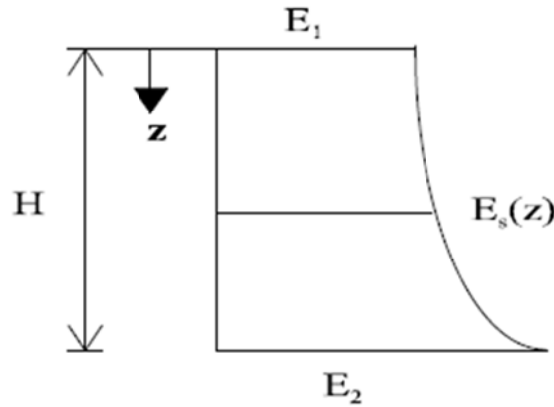
Şekil 2.4 : Elastisite Modülünün Lineer Değişimi.

$$C = \frac{(1 - \nu_s)}{(1 + \nu_s)(1 - 2\nu_s)} \frac{2E_1\gamma \sinh(2\gamma) + 2\gamma^2(E_1 + E_2) - (E_2 - E_1)[1 - \cosh(2\gamma)]}{8H \sinh^2 \gamma} \quad (2.33)$$

$$2C_T = \frac{1}{(1 + \nu_s)} \frac{H}{\gamma^2} \frac{2E_1\gamma \sinh(2\gamma) - 2\gamma^2(E_1 + E_2) - (E_2 - E_1)[1 - \cosh(2\gamma)]}{16 \sinh^2 \gamma} \quad (2.34)$$

elastisite modülünün Şekil 2.5’de görüldüğü karasal değişmesi durumunda, C ve ‘C_T’ sabitleri,

$$E_s(z) = E_1 + (E_2 - E_1) \frac{z^2}{H^2} \quad (2.35)$$



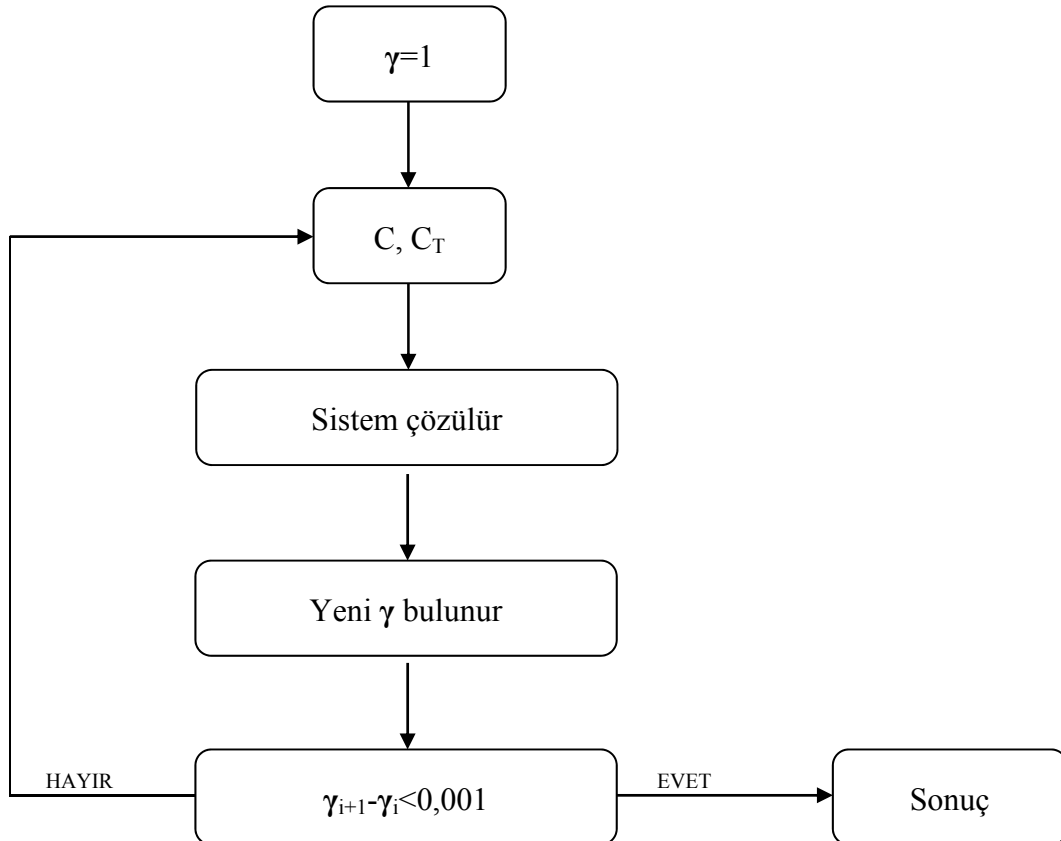
Şekil 2.5 : Elastisite modülünün karasal değişimi.

$$C = \frac{(1 - v_s)}{(1 + v_s)(1 - 2v_s)} \frac{3[E_2 + E_1(2\gamma^2 - 1)]\sinh(2\gamma) + 2\gamma[E_2(2\gamma^2 - 3) + E_1(3 + 4\gamma^2)]}{24H\gamma\sinh^2\gamma} \quad (2.36)$$

$$2C_T = \frac{H}{(1 + v_s)} \frac{3[E_2 + E_1(2\gamma^2 - 1)]\sinh(2\gamma) - [E_2(2\gamma^2 + 3) + E_1(4\gamma^2 - 3)]2\gamma}{48\gamma^3\sinh^2\gamma} \quad (2.37)$$

şeklinde elde edilir.

C ve C_T ifadelerinden görüldüğü gibi zemin yatak ve kayma katsayıları temel altı zeminin özellikleri ile sıkışabilen tabaka kalınlığının yanında γ katsayısına bağlıdır. γ katsayısı bu değerlerin yanında temel boyutları, temel rijitliği, yükleme şekline bağlı olarak temel altında (2.16b) ve temel çevresindeki zemin bölgesinde (2.17) diferansiyel denge denklemlerini sağlayan $w(x, y)$ çökme yüzeyinin fonksiyonunun belirlenip, (2.29a)'daki pay ve paydadaki integrallerin temel altı ve çevresi için alınmasıyla bulunabilir. Buradan çözüme bir ardışık yaklaşımla ulaşılabileceği anlaşılmaktadır. Şekil 2.6'da çözüm yöntemi şematik olarak verilmiştir.



Şekil 2.6 : C ve C_T 'nin hesabı için ardışık yaklaşım şeması.

Başlangıçta çok uygun bir γ değeri seçilmemiş olsa bile, ardışık yaklaşımın çok hızlı olduğu ve 5-6 adım sonra γ 'ların farkının 0,001'den küçük olduğu yapılan uygulamalarda görülmüştür.

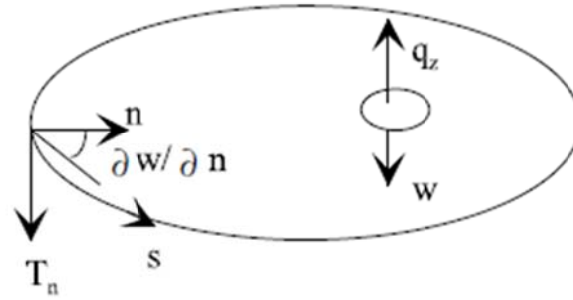
2.2. İki Parametrelili Zemin Tepkilerinin Plak Sonlu Elemanlarda Göz Önüne Alınması

İki parametrelili zemine oturan bir temel plağının w çökme yüzeyine bağlı olarak oluşan zemin tepkilerinin

$$q_z = Cw - 2C_T \left(\frac{\partial^2 w}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 w}{\partial y^2} \right) \quad (2.38)$$

yayılı yükü ile ifade edilebileceği bilinmektedir. Kapalı bir yüzeysel bölge içinde yüzeysel yayılı yük şeklindeki bu q_z tepkileri yanında bölge sınırları boyunca, zemin kayma parametresi nedeniyle sınıra dik doğrultuda dönmeye bağlı olarak Şekil 2.7'deki gibi tepki kesme kuvvetlerinin de oluşacağı dikkate alınmalıdır.

$$T_n = -2C_T \left(\frac{\partial w}{\partial n} \right) \quad (2.39)$$

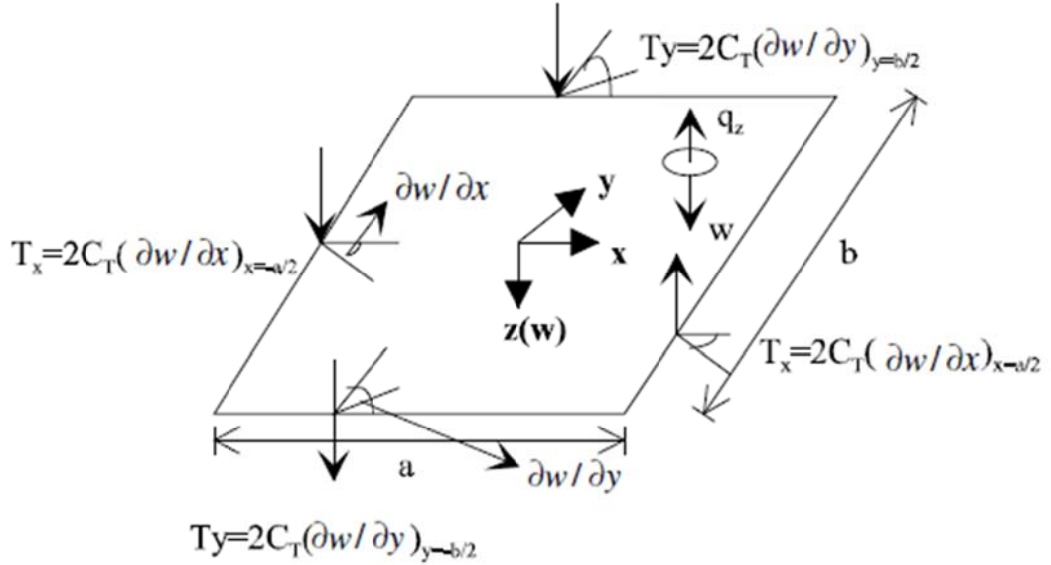


Şekil 2.7 : Dönmelere bağlı olarak zeminden temele gelen tepkiler.

Sonlu elemanların herhangi i. deplasman parametresi doğrultusunda oluşacak tesirler; dış etkiler altında oluşan w şekil değiştirmesini yükleme durumu, i. deplasmanın birim değerine karşı gelen w_i çökme yüzeyini virtüel şekil değiştirme durumu olarak alıp virtüel iş teoreminin uygulanmasıyla elde edilebilir. Elemana dış kuvvet olarak gelen zemin tepkilerinin işi;

$$- \iint q_z w_i dA \quad (2.40)$$

yüzeysel integrali yanında, eleman kenarları boyunca T_a kesme kuvvetlerinin w_i 'nin kenarlarda aldığı değerleriyle yaptığı işlerin toplamı olacaktır. Örneğin $a \times b$ boyutlarında dikdörtgen sonlu elemanda yüzeydeki ve sınırlardaki zemin tepkileri Şekil 2.8'de gösterilmiştir.



Şekil 2.8 : Dikdörtgen elemanda yüzeydeki ve sınırdaki zemin tepkileri.

Buna göre zemin tepkilerinin toplamı;

$$\begin{aligned} Id_z = & -C \iint w_i w dA + 2C_T \iint w_i \left(\frac{\partial^2 w}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 w}{\partial y^2} \right) dA \\ & - 2C_T \int w_i \left(\frac{\partial w}{\partial x} \right)_{x=\frac{a}{2}} dy + 2C_T \int w_i \left(\frac{\partial w}{\partial x} \right)_{x=-\frac{a}{2}} dy \\ & - 2C_T \int w_i \left(\frac{\partial w}{\partial y} \right)_{y=\frac{b}{2}} dx + 2C_T \int w_i \left(\frac{\partial w}{\partial y} \right)_{y=-\frac{b}{2}} dx \end{aligned} \quad (2.41)$$

olur. Bu ifadelerde;

$$2C_T \iint w_i \frac{\partial^2 w}{\partial x^2} dA = 2C_T \int \left(w_i \frac{\partial w}{\partial x} \right)_{x=\frac{a}{2}} dy - 2C_T \int \left(w_i \frac{\partial w}{\partial x} \right)_{x=-\frac{a}{2}} dy \quad (2.42a)$$

$$\begin{aligned}
& -2C_T \iint w_i \frac{\partial w_i}{\partial x} \frac{\partial w}{\partial x} dA \\
& 2C_T \iint w_i \frac{\partial^2 w}{\partial y^2} dA = 2C_T \int \left(w_i \frac{\partial w}{\partial y} \right)_{x=\frac{b}{2}} dy - 2C_T \int \left(w_i \frac{\partial w}{\partial x} \right)_{x=-\frac{b}{2}} dy \\
& -2C_T \iint w_i \frac{\partial w_i}{\partial y} \frac{\partial w}{\partial y} dA
\end{aligned} \tag{2.42b}$$

kısmi integralleri alınıp (2.41) ifadesi basitleştirilirse,

$$Id_z = -C \iint w_i w dA - 2C_T \iint \left(\frac{\partial w_i}{\partial x} \frac{\partial w}{\partial x} + \frac{\partial w_i}{\partial y} \frac{\partial w}{\partial y} \right) dA \tag{2.43}$$

şeklini alıp zemin kayma parametresi C_T 'ye bağlı integral de, elastik yataklanma parametresi C 'ye bağlı integralde olduğu gibi yalnız eleman yüzeyinde bir yüzeysel integrale dönüşmektedir.

Elemanın w şekil değiştirme yüzeyi düğüm noktası uç deplasmanlarına bağlı olarak

$$w = \sum w_i d_i \tag{2.44}$$

toplamıyla ifade edildiği göz önüne alınır, eşitliğin sağ tarafında yalnız i . Deplasman bileşenleri doğrultusundaki P uç kuvveti kalacak şekilde, zemin tepkileri işi eşitliğin sağına geçirilir ve

$$C_{ij} = C \iint w_i w_j dA \tag{2.45}$$

$$C_{Tij} = 2C_T \iint \left(\frac{\partial w_i}{\partial x} \frac{\partial w_j}{\partial x} + \frac{\partial w_i}{\partial y} \frac{\partial w_j}{\partial y} \right) dA \tag{2.46}$$

kısaltmaları yapılırsa, virtüel iş ifadesi;

$$\sum_{j=1}^n k_{ij} d_j + \sum_{j=1}^n C_{ij} d_j + \sum_{j=1}^n C_{Tij} d_j = P_i \tag{2.47}$$

olur. Elemanın her bir serbestlik derecesi için benzer iş ifadesi yazılıp, bunların hepsi matris formunda gösterilirse;

$$[K][d] + [C][d] + [C_T][d] = [P] \quad (2.48)$$

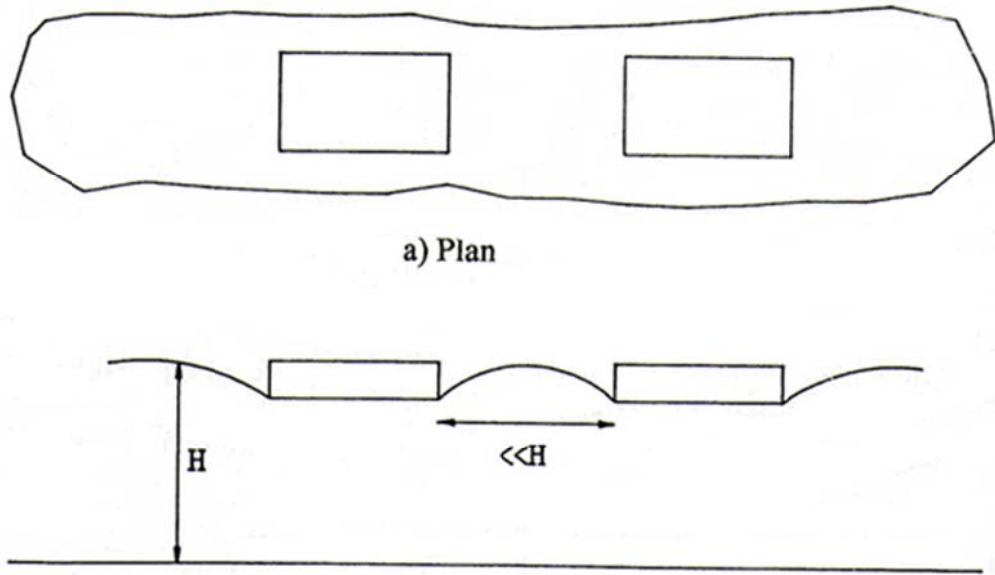
bulunur. Bu bağıntılarda;

$[C]$: C elastik zemin yataklanma katsayısına bağlı, (2.45) ifadesiyle terimleri hesaplanan eleman elastik yataklanma matrisi

$[C_T]$: C_T zemin kayma parametresine bağlı terimleri (2.46) formülü ile hesaplanan eleman zemin kayma matrisi olup, zemin etkilerinin plak rijitlik matrisine katkılarını göstermektedir.

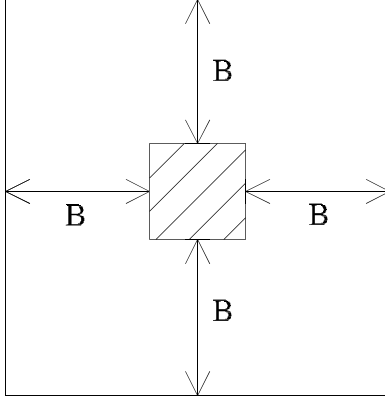
2.3. İki Parametrelili Zemin Ortamının Sonlu Elemanlarla Tanımlanması

Temel dışı ortamının zemin sonlu elemanlarla idealizasyonu, Şekil 2.9'daki gibi birbirine yakın temellerin mevcudiyeti halinde bu temellerin karşılıklı etkileşiminin göz önüne alınması olanağını sağlar.

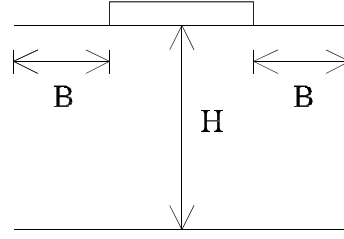


Şekil 2.9 : Yakın temellerin karşılıklı etkileşimi.

Temel altında alınacak zemin tabakasının genişliği, elastik sıkışabilir zemin tabakası sınırlarına kadar veya çok büyükse çökme yüzeyinin yeter derecede sıfıra yakın olduğu uzaklığa kadar alınabilir (Şekil 2.10).



a) Plan

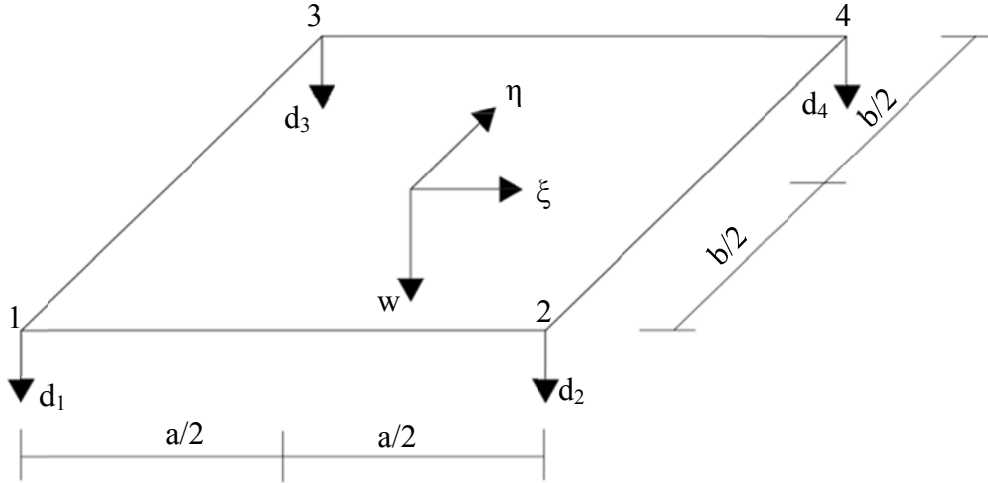


b) Kesit

Şekil 2.10 : Zemin tabakası genişliği.

Yapılan örneklerde, zemin bölgesinin temel altından sonraki genişliği, H sıkışabilir zemin tabakası mertebesinde alınmasının yeterli olduğu görülmüştür.

2.3.1. Zemin sonlu eleman



Şekil 2.11 : Zemin sonlu eleman.

İkinci parametreye ait zemin elemanın rijitlik matirisi;

$$C_{ij} = 2C_T \int_A \left(\frac{\partial N_j}{\partial x} \frac{\partial N_i}{\partial x} + \frac{\partial N_j}{\partial y} \frac{\partial N_i}{\partial y} \right) dx dy \quad (2.49)$$

olarak ifade edilir. Burada N_i i. düğüm noktasına ait şekil fonksiyonudur. Şekil fonksiyonlarının eleman lokal eksenlerindeki (ξ ve η) türev ifadeleri;

$$\frac{\partial N_i}{\partial x} = \frac{\partial N_i}{\partial \xi} \frac{\partial \xi}{\partial x} + \frac{\partial N_i}{\partial \eta} \frac{\partial \eta}{\partial x} \quad (2.50)$$

$$\frac{\partial N_i}{\partial y} = \frac{\partial N_i}{\partial \eta} \frac{\partial \eta}{\partial y} + \frac{\partial N_i}{\partial \xi} \frac{\partial \xi}{\partial y} \quad (2.51)$$

şeklindedir.

İkinci parametreye ait zemin elemanın rijitlik matrisinin, lokal eksenlerdeki şekil fonksiyonları cinsinden integral ifadesi;

$$\begin{aligned} C_{ij} = & \int_{-1}^{+1} \int_{-1}^{+1} \frac{2C_T}{\det J} \left(\frac{\partial N_j}{\partial \xi} \frac{\partial y}{\partial \eta} - \frac{\partial N_j}{\partial \eta} \frac{\partial y}{\partial \xi} \right) \left(\frac{\partial N_i}{\partial \xi} \frac{\partial y}{\partial \eta} - \frac{\partial N_i}{\partial \eta} \frac{\partial y}{\partial \xi} \right) d\xi d\eta \\ & + \int_{-1}^{+1} \int_{-1}^{+1} \frac{2C_T}{\det J} \left(-\frac{\partial N_j}{\partial \xi} \frac{\partial x}{\partial \eta} - \frac{\partial N_j}{\partial \eta} \frac{\partial x}{\partial \xi} \right) \left(-\frac{\partial N_i}{\partial \xi} \frac{\partial x}{\partial \eta} + \frac{\partial N_i}{\partial \eta} \frac{\partial x}{\partial \xi} \right) d\xi d\eta \end{aligned} \quad (2.52)$$

olarak elde edilir.

Burada J jakobiye matrisinin tersi;

$$[J]^{-1} = \begin{bmatrix} \frac{\partial \xi}{\partial x} & \frac{\partial \eta}{\partial x} \\ \frac{\partial \xi}{\partial y} & \frac{\partial \eta}{\partial y} \end{bmatrix} = \frac{1}{\det J} \begin{bmatrix} \frac{\partial y}{\partial \eta} & -\frac{\partial y}{\partial \xi} \\ -\frac{\partial x}{\partial \eta} & \frac{\partial x}{\partial \xi} \end{bmatrix} \quad (2.53)$$

şeklindedir.

Jakobiye matrisinin determinanı;

$$\det J = \frac{\partial x}{\partial \xi} \frac{\partial y}{\partial \eta} - \frac{\partial x}{\partial \eta} \frac{\partial y}{\partial \xi} \quad (2.54)$$

ifadesidir.

Zemin elemanın a×b boyutlarında dikdörtgen bir eleman olması halinde jakobiye matrisi;

$$J = \begin{bmatrix} \frac{a}{2} & 0 \\ 0 & \frac{b}{2} \end{bmatrix} \quad (2.55)$$

şeklını alır.

Kesme kuvvetlerinin kartezyen eksenlerdeki ifadesi;

$$T_x = 2C_T \int_A \int \left(\frac{\partial w}{\partial x} \right) dx dy \quad T_y = 2C_T \int_A \int \left(\frac{\partial w}{\partial y} \right) dx dy \quad (2.56)$$

şeklindedir.

Kesme kuvvetlerinin lokal eksenlerdeki (ξ ve η) ifadesi;

$$(T_x)_i = 2C_T \int_{-1}^{+1} \int_{-1}^{+1} \left(\frac{\partial N_i}{\partial \xi} \frac{\partial y}{\partial \eta} - \frac{\partial N_i}{\partial \eta} \frac{\partial y}{\partial \xi} \right) w_i d\xi d\eta \quad (2.57)$$

$$(T_y)_i = 2C_T \int_{-1}^{+1} \int_{-1}^{+1} \left(\frac{\partial N_i}{\partial \eta} \frac{\partial x}{\partial \xi} - \frac{\partial N_i}{\partial \xi} \frac{\partial x}{\partial \eta} \right) w_i d\xi d\eta \quad (2.58)$$

olarak elde edilir. Bu integraller Gauss sayısal integrasyonu ile hesaplanmaktadır.

Denklem (2.59), (2.60), (2.61) ve (2.62)'de sırasıyla 1, 2, 3 ve 4 numaralı düğüm noktalarının şekil fonksiyonları ve türevleri verilmiştir.

$$\begin{aligned} w(1) &= \frac{1}{4}(1-\xi)(1-\eta) \\ w_x(1) &= -\frac{1}{4}(1-\eta) \\ w_y(1) &= -\frac{1}{4}(1-\xi) \end{aligned} \quad (2.59)$$

$$\begin{aligned} w(2) &= \frac{1}{4}(1+\xi)(1-\eta) \\ w_x(2) &= \frac{1}{4}(1-\eta) \\ w_y(2) &= -\frac{1}{4}(1+\xi) \end{aligned} \quad (2.60)$$

$$\begin{aligned}
w(3) &= \frac{1}{4}(1 - \xi)(1 + \eta) \\
w_x(3) &= -\frac{1}{4}(1 + \eta) \\
w_y(3) &= \frac{1}{4}(1 - \xi)
\end{aligned} \tag{2.61}$$

$$\begin{aligned}
w(4) &= \frac{1}{4}(1 + \xi)(1 + \eta) \\
w_x(4) &= \frac{1}{4}(1 + \eta) \\
w_y(4) &= \frac{1}{4}(1 + \xi)
\end{aligned} \tag{2.62}$$

2.4. γ Zemin Yüzey Parametresinin Hesabı

Bilindiği gibi C ve $2C_T$ katsayılarının sıkışabilir zemin tabakasının yüksekliği ve elastik sabitlerine bağlı olarak tayini için gerekli γ zemin yüzey parametresi Şekil 2.6'da verilen ardışık yaklaşım yöntemiyle belirlenmelidir.

Zeminin hesaplanmış bir şekildeğiştirme yüzeyine karşı gelen yeni γ katsayısı (2.29a) ifadesiyle bulunabilir. Bu ifadedeki pay ve paydaya giren integrallerin zemin bölgesinin idealizasyonunda ortaya çıkan sonlu elemanların her birinde ayrı, ayrı bulunup tüm sistem için integral değerlerine bütün elemanlardan gelen katkıların toplanmasıyla geçilebilir.

Bir eleman yüzeyinde çökmenin ve x, y değişkenlerine göre türevlerin değişimi;

$$w = \sum_{i=1}^n w_i d_i \tag{2.63}$$

$$\frac{\partial w}{\partial x} + \frac{\partial w}{\partial y} = \sum_{i=1}^n \left(\frac{\partial w_i}{\partial x} + \frac{\partial w_i}{\partial y} \right) d_i \tag{2.64}$$

şeklinde elemanın düğüm noktaları serbestlikleri cinsinden bilindiğine göre;

$$\iint w^2 dA = \iint \left(\sum_{i=1}^n w_i d_i \right) \left(\sum_{j=1}^n w_j d_j \right) dA = \sum_{i=1}^n \sum_{j=1}^n \left(\iint w_i w_j dA \right) d_i d_j \quad (2.65)$$

$$\begin{aligned} & \iint \left[\left(\frac{\partial w}{\partial x} \right)^2 + \left(\frac{\partial w}{\partial y} \right)^2 \right] dA \\ &= \iint \left[\left(\sum_{i=1}^n \frac{\partial w_i}{\partial x} d_i \right) \left(\sum_{j=1}^n \frac{\partial w_j}{\partial x} d_j \right) + \left(\sum_{i=1}^n \frac{\partial w_i}{\partial y} d_i \right) \left(\sum_{j=1}^n \frac{\partial w_j}{\partial y} d_j \right) \right] dA \end{aligned} \quad (2.66)$$

olur. Bu ifadelerdeki düğüm noktaları serbestliklerinin birim değerlerine karşı gelen çökme ve türevleri fonksiyonlarının karşılıklı çarpımlarının eleman yüzeyinde integralleri, $[C]$ ve $[C_T]$ matrisleri terimleri (2.45) ve (2.46)'daki ifadelerinin C ve $2C_T$ sabitleri ile çarpılmamış değerlerinden farklı değildir.

Buna göre bir eleman için sözkonusu integraller elemanın esasen hesaplanmış $[C]$ ve $[C_T]$ matrisleri yardımı ile;

$$\iint w^2 dA = \frac{1}{C} [d]^T [C] [d] \quad (2.67)$$

$$\iint \left[\left(\frac{\partial w}{\partial x} \right)^2 + \left(\frac{\partial w}{\partial y} \right)^2 \right] dA = \frac{1}{2C_T} [d]^T [C_T] [d] \quad (2.68)$$

şeklinde bulunabilir. Tüm sistem için bütün sonlu elemanlardan gelen katkıların cebrik toplamı alınarak;

$$\int_{-\infty}^{\infty} \int_{-\infty}^{\infty} w^2 dx dy = \sum_{el} \frac{1}{C} [d]^T [C] [d] \quad (2.69)$$

$$\int_{-\infty}^{\infty} \int_{-\infty}^{\infty} \left[\left(\frac{\partial w}{\partial x} \right)^2 + \left(\frac{\partial w}{\partial y} \right)^2 \right] dx dy = \sum_{el} \frac{1}{2C_T} [d]^T [C_T] [d] \quad (2.70)$$

elde edilir.

3. SAP2000 PROGRAMINDA İKİ PARAMETRELİ ZEMİN ÖZELLİKLERİNİN TANIMLANMASI

3.1. Sap2000 Sonlu Eleman Analiz ve Boyutlama Programı

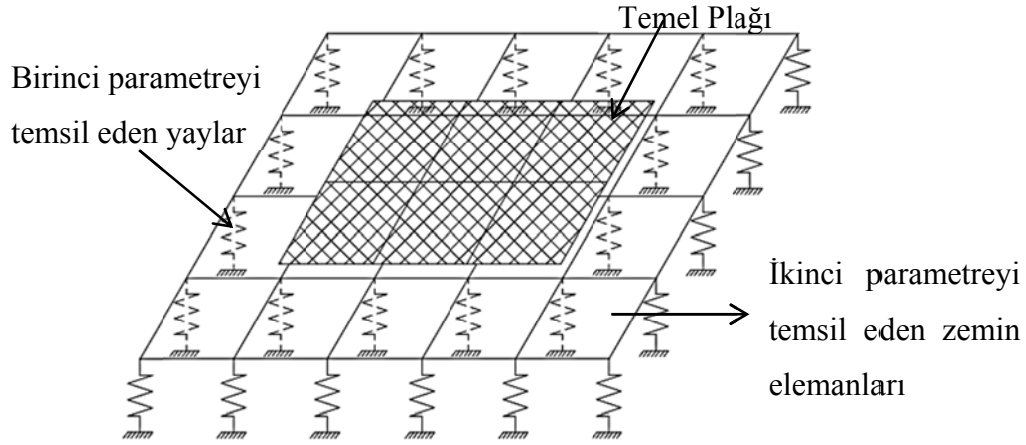
Bilgisayar teknolojisinde yirminci yüzyılın ikinci yarısında meydana gelen hızlı gelişmeler, sayısal bir yöntem olan sonlu elemanlar yönteminin, yaygın bir şekilde kullanılır hale gelmesine neden olmuştur. Bu süreçte geliştirilen sonlu elemanlar programlarından birisi de SAP2000 programıdır.

1975 yılında Computers and Structures firmasının kurulması ile ticarileşen SAP2000 programı, her türden yapının sonlu elemanlar yöntemiyle lineer ve nonlineer üç boyutlu statik-dinamik çözümünü ve boyutlamasını yapabilmektedir.

SAP2000 V12 versiyonundan itibaren programa dahil edilen OAPI (Open Application Programing Interface) özelliği sayesinde geliştirici ara programlarla SAP2000 programı ile iki yönlü model ve data alışverişi yapılabilmektedir. Geliştirici ikincil programlar, programdan çıkmadan, SAP2000 programına model bilgilerini gönderip SAP2000'den dizayn bilgilerini alabilmektedir. Bu özellik kullanıcılara sonsuz uygulama olanakları sağlamaktadır. Nitekim bu tezde de bu özellikten yararlanılarak iki parametrelili zemine ait γ parametresinin ardışık yaklaşım yoluyla bulunabilmesi için bir excel makrosu geliştirilmiştir.

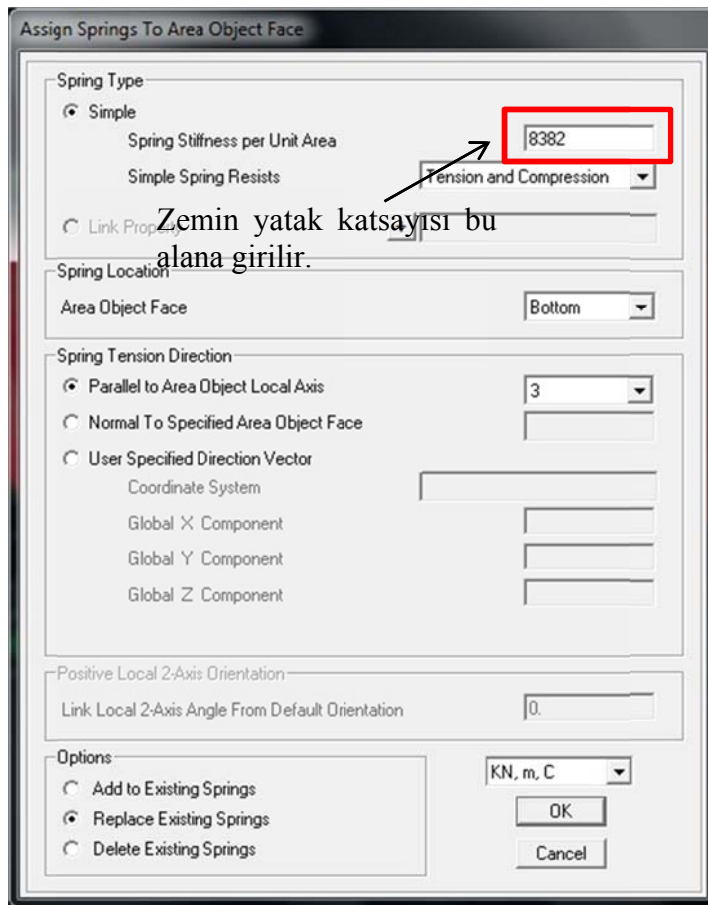
3.2. Temel Plak-Zemin Sisteminin Birlikte Modellenmesi

Şekil 3.1'de SAP2000 programında tanımlanan plak-iki parametrelili zemin sistemine ait model görülmektedir.



Şekil 3.1 : Plak-zemin sistemi.

Burada zeminin birinci parametresini (yatak katsayısını) ifade etmek amacıyla yaylar tanımlanmıştır. Yaylar SAP2000 programında yer alan area springs özelliğinden yararlanılarak oluşturulmuştur ve yay katsayısı olarak zemin yatak katsayısı girilmiştir (Şekil 3.2).



Şekil 3.2 : Zemin yatak katsayısının girilmesi.

SAP2000 programında, zeminin ikinci parametresini (kayma parametresini) temsil edebilmek amacıyla da malzeme özelliği ortotropik olan layered/nonlinear shell elemanlar tanımlanmıştır (Şekil 3.3, Şekil 3.4).

Material Property Data

Material Name: Soil

Material Type: Concrete

Symmetry Type: Orthotropic

Modulus of Elasticity:

E1: 0, E2: 0, E3: 0

Poisson's Ratio:

U12: 0, U13: 0, U23: 0

Coeff of Thermal Expansion:

A1: 0, A2: 0, A3: 0

Shear Modulus:

G12: 35682.07, G13: 35682.07, G23: 35682.07

Weight and Mass:

Weight per Unit Volume: 0, Mass per Unit Volume: 0

Units: KN, m, C

Other Properties for Concrete Materials:

Specified Concrete Compressive Strength, f'c: 27579.032

Lightweight Concrete: ☐

Shear Strength Reduction Factor: 0

Advanced Material Property Data:

Nonlinear Material Data..., Material Damping Properties..., Time Dependent Properties..., Thermal Properties...

OK, Cancel

Zeminin kayma parametresi bu alana girilir.

Şekil 3.3 : Ortotropik malzeme özelliklerinin tanımlanması.

Zeminin ortotropik malzeme özellikleri tanımlanırken, kayma modülü yazan bölüme zemine ait kayma parametresi değeri ($2C_1$) 1,2 değeri ile çarpılarak girilir (Şekil 3.3). Buradaki 1,2 katsayısı, zemin elemanın, SAP2000 programının eleman kütüphanesindeki kalın plak elemandan benzeştirilerek üretilmesinden gelmektedir.

Shell Section Layer Definition

Layer Definition Data:

Layer Name	Distance	Thickness	Type	Num Int. Points	Material	Material Angle	Material Component S11	S22	S12
1	0	1	Shell	2	Soil	0	Linear	Linear	Linear

Section Name: SOIL

Order Layers By Distance:

Order Ascending, Order Descending

Calculated Layer Information:

Number of Layers: 1, Total Section Thickness: 1, Sum of Layer Overlaps: 0, Sum of Gaps Between Layers: 0

Quick Start, Add, Inset, Modify, Delete

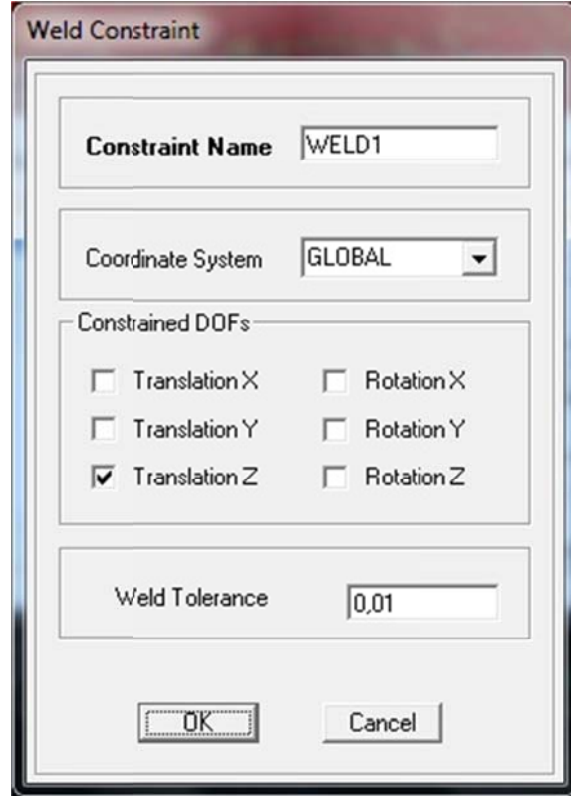
OK, Cancel

Zemin elemanlarının kalınlığı 1 birim girilir.

Malzeme olarak daha önce tanımlanan ortotropik zemin malzemesi seçildi.

Şekil 3.4 : Layered/nonlinear shell eleman özelliklerinin tanımlanması(Zemin sonlu elemanları).

Zemine ait bütün elemanların sadece düşeyde deplasman yapmasına izin verilmiştir. Temel plağı , zemin elemana çok yakın olacak şekilde (örneğin 5 mm gibi) ince veya kalın plak olarak tanımlanmıştır. Temel plağı ile zemin elemanların bağlantısını sağlayabilmek için SAP2000 programındaki weld constraint özelliğinden yararlanılmıştır(Şekil 3.5). Bu sayede temel plağındaki elemanların düğüm noktalarına karşı gelen, zemin elemanlarının düğüm noktaları, düşeyde birlikte eşit deplasman yapabilmektedir.



Şekil 3.5 : Weld constraint tanımlanması.

3.3. γ Parametresinin Excel Makrosu Yardımıyla SAP2000’de İteratif Hesabı

Bilindiği üzere Vlasov ve Leont’ev (1966) zemindeki düşey deformasyon değişimini gösteren ve γ olarak tanımladıkları bir başka parametreyi ortaya atmışlardır. γ parametresinin belirlenmesiyle yatak katsayısı (C_z) ve kayma parametresi ($2C_t$) değerlerinin deneysel zorluk olmaksızın hesaplanmasının mümkün olduğunu göstermişler ancak γ parametresinin hesabı ile ilgili herhangi bir şey belirtmemişlerdir. Vallabhan ve Das (1988), yayılı yükü yüklenmiş elastik zemine oturan kirişler için zeminin yerdeğiştirme fonksiyonunu karakterize eden γ parametresinin hesabı için bir yöntem sunmuşlardır. Bu tezde de yatak katsayısı ve

kayma parametresi değerlerinin γ parametresine bağlı olarak hesaplanabilmesi için bir ardışık yaklaşım yapılmıştır.

Ardışık yaklaşımla γ parametresinin hesaplanabilmesi için SAP2000 programıyla etkileşimli çalışan bir excel makrosu hazırlanmıştır. Excel makrosu iki sayfadan oluşmaktadır. Bu sayfalardan ilki girdiler sayfasıdır. (Şekil 3.6).

	A	B	C	D	E	F	G	H	I
1									
2		Zemin Özellikleri							
3					SADECE SARİ HÜCRELERE VERİ GİRİŞİ YAPINIZ!				
4		$\gamma=$	8,000						
5		$E_s=$	68950						
6		$v_s=$	0,25						
7		$G_s=$	27580						
8		$H=$	15,240 m						
9									
10		$C=$	21716,619						
11		$2C_T=$	26269,861						
12		$1.2 \times 2C_T=$	31523,834						
13		Zemin sonlu eleman boyutları							
14		$a=$	0,9144 m						
15		$b=$	1,0160 m						
16									
17		$S.E.S=$	900	(Zemin sonlu elemanlarının sayısı)					
18									
19		İLK DEĞERLER İÇİN HESAP							
20									
21									
22									
23									
24									
25									
26									

Şekil 3.6 : Excel makrosu girdiler sayfası.

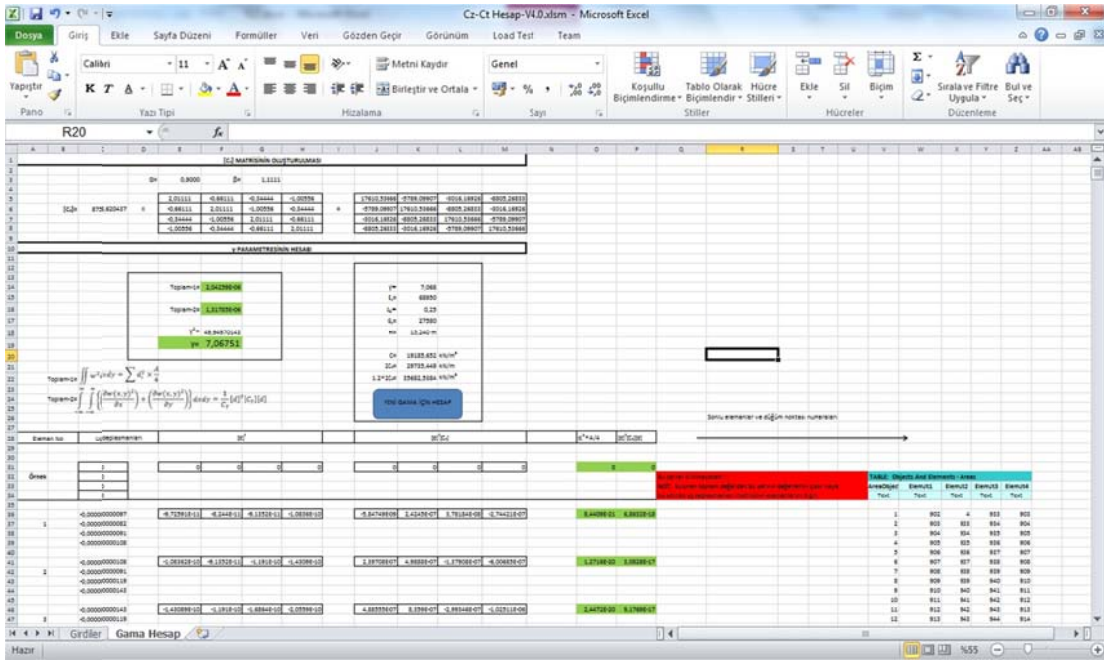
Bu sayfada γ parametresinin ilk değeri, zeminin elastisite modülü E_s , zeminin poisson oranı v_s , sıkışabilir zemin derinliği H , zemin sonlu elemanlarının boyutları a - b , ve zemin sonlu elemanlarının sayısı $S.E.S$ değerleri girildikten sonra;

$$G_s = \frac{E_s}{2(1 + \nu_s)} \quad (3.1)$$

$$C = E_s \frac{(1 - \nu_s)}{(1 + \nu_s)(1 - 2\nu_s)} \frac{\gamma (\sinh(2\gamma) + 2\gamma)}{4\sinh^2(\gamma)} \quad (3.2)$$

$$2C_t = G_s \frac{H (\sinh 2\gamma - 2\gamma)}{\gamma 4\sinh^2(\gamma)} \quad (3.3)$$

değerleri hesaplanır. Bu değerler kullanılarak yeni γ parametresinin hesabı excel makrosunun ikinci sayfasında yapılır(Şekil 3.7).



Şekil 3.7 : Gama parametresi hesap sayfası.

Excel makrosu, ilk γ değeri ile hesaplanan yatak katsayısı ve kayma parametresini, SAP2000 programı ile etkileşime geçerek gerekli alanlara girer ve SAP2000'deki modeli çalıştırarak her bir zemin elemanının uç deplasmanlarını excel-gama hesap sayfasına taşır. Bu uç deplasmanları kullanılarak yeni gama parametresi aşağıdaki gibi hesaplanır:

$$\gamma^2 = \frac{H^2(1 - 2\nu_s)}{2(1 - \nu_s)} \frac{\int_{-\infty}^{\infty} \int_{-\infty}^{\infty} \left\{ \left(\frac{\partial w(x, y)}{\partial x} \right)^2 + \left(\frac{\partial w(x, y)}{\partial y} \right)^2 \right\} dx dy}{\iint w^2 dx dy} \quad (3.4)$$

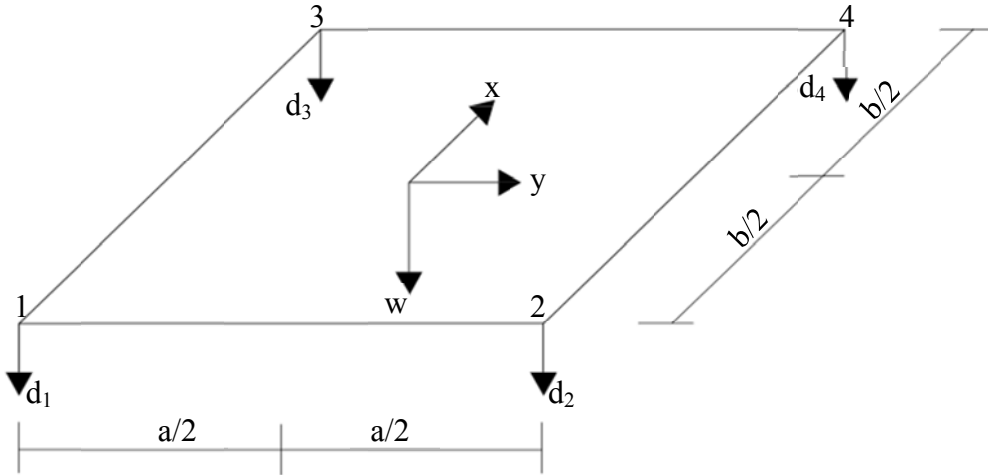
Burada;

$$\int_{-\infty}^{\infty} \int_{-\infty}^{\infty} \left\{ \left(\frac{\partial w(x, y)}{\partial x} \right)^2 + \left(\frac{\partial w(x, y)}{\partial y} \right)^2 \right\} dx dy = \sum_{el} \frac{1}{2C_T} [d]^T [C_T] [d] \quad (3.5)$$

$$\iint w^2 dx dy \approx \sum_{el} d_i^2 \frac{A}{4} \quad (3.6)$$

(3.6) ifadesi incelenecek olursa, SAP2000 programında yataklanma parametresi yaylar ile temsil edildiğinden, Winkler yaklaşımı ile elde edilen (2.67) ifadesi yerine, (3.6)'da eşitliğin sağında $\sum d_i^2 (A/4)$ ifadesi kullanılmıştır.

(3.5)'deki $[C_T]$ matrisi SAP2000'de zemin elemanlara birim yüklemeler yapılarak ve excel makrosu kullanılarak hesaplanmaktadır. Her bir zemin elemanda $[C_T]$ matrisinin değerleri, eleman düğüm noktaları sırasıyla tutulduktan sonra sırasıyla düğüm noktası düşey yerdeğiştirme doğrultusunda, birim deplasman yüklemesi yapıp, bu duruma karşı gelen düşey düğüm noktası kuvvetleri alınarak elde edilmektedir.



Şekil 3.8 : Zemin sonlu eleman düğüm noktası yerdeğiştirmeleri.

$[C_T]$ matrisinin ilk kolunu, Şekil 3.8'deki 1 nolu düğüm noktasında d_1 yerdeğiştirmesi doğrultusunda bir birimlik deplasman yüklemesi yapıp, 2, 3, ve 4 nolu düğüm noktalarında d_2 , d_3 ve d_4 yerdeğiştirmeleri sabit tutulduktan sonra bu duruma karşı gelen düşey kuvvetlerin hesaplanmasıyla elde edilir.

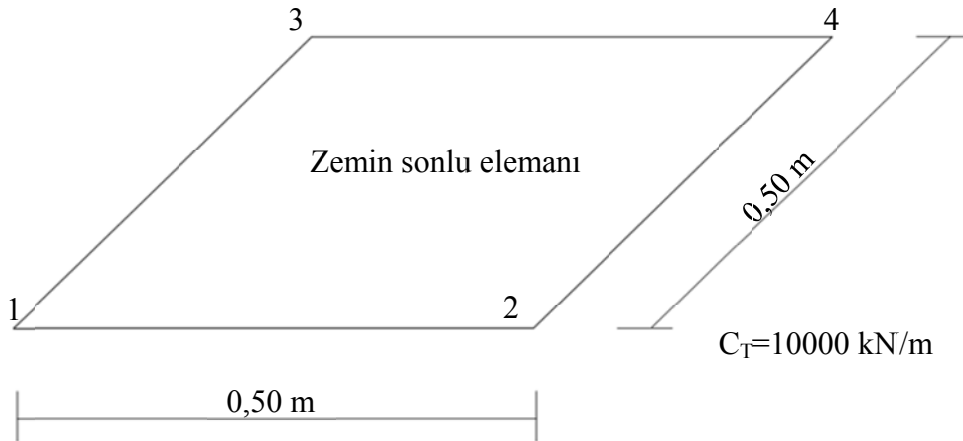
Örneğin SAP2000 programı yardımıyla elde edilen $[C_T]$ matrisi ile Bölüm 2.3.1'deki integrasyonların alınmasıyla elde edilen $[C_T]$ matrisi karşılaştırıldığında, bire bir aynı sonuçların bulunduğu görülmektedir.

Bölüm 2.3.1'deki integrasyonların dört serbestlik dereceli dikdörtgen zemin sonlu eleman için alınmasıyla bulunan $[C_T]$ matrisi;

$$[C_T] = \frac{2C_T}{3} \begin{bmatrix} \alpha + \beta & \frac{\alpha}{2} - \beta & \frac{\beta}{2} - \alpha & -\frac{(\alpha - \beta)}{2} \\ & \alpha + \beta & -\frac{(\alpha - \beta)}{2} & \frac{\beta}{2} - \alpha \\ & & \alpha + \beta & \frac{\alpha}{2} - \beta \\ sim & & & \alpha + \beta \end{bmatrix} \quad (3.7)$$

Burada elemanın boyutları a ve b olmak üzere; $\alpha=a/b$, $\beta=b/a$ 'dır.

SAP2000 programı yardımıyla bulunan $[C_T]$ matrisi ile (3.7) ile bulunan $[C_T]$ matrisini karşılaştırmak amacıyla Şekil 3.9'da tanımlanan sonlu elemanın $[C_T]$ matrisi, her iki şekilde de hesaplanmıştır.



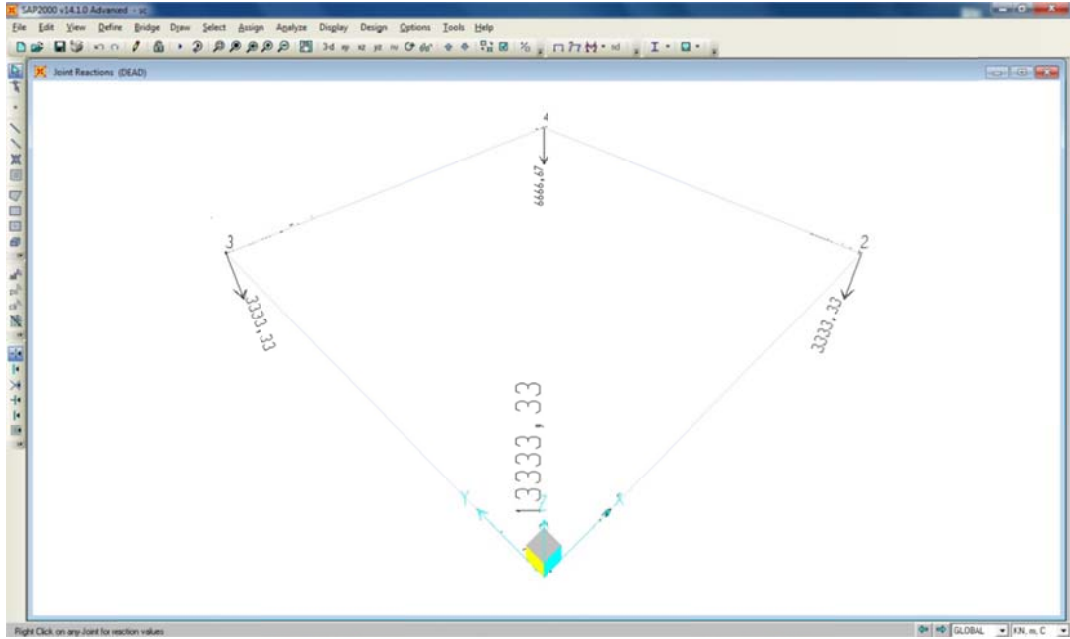
Şekil 3.9 : Karşılaştırma için seçilen zemin sonlu elemanı.

(3.7) yardımıyla hesaplanan $[C_T]$ matrisi;

$$[C_T] = \begin{bmatrix} 13333,33 & -3333,33 & -3333,33 & -6666,67 \\ -3333,33 & 13333,33 & -6666,67 & -3333,33 \\ -3333,33 & -6666,67 & 13333,33 & -3333,33 \\ -6666,67 & -3333,33 & -3333,33 & 13333,33 \end{bmatrix} \quad (3.8)$$

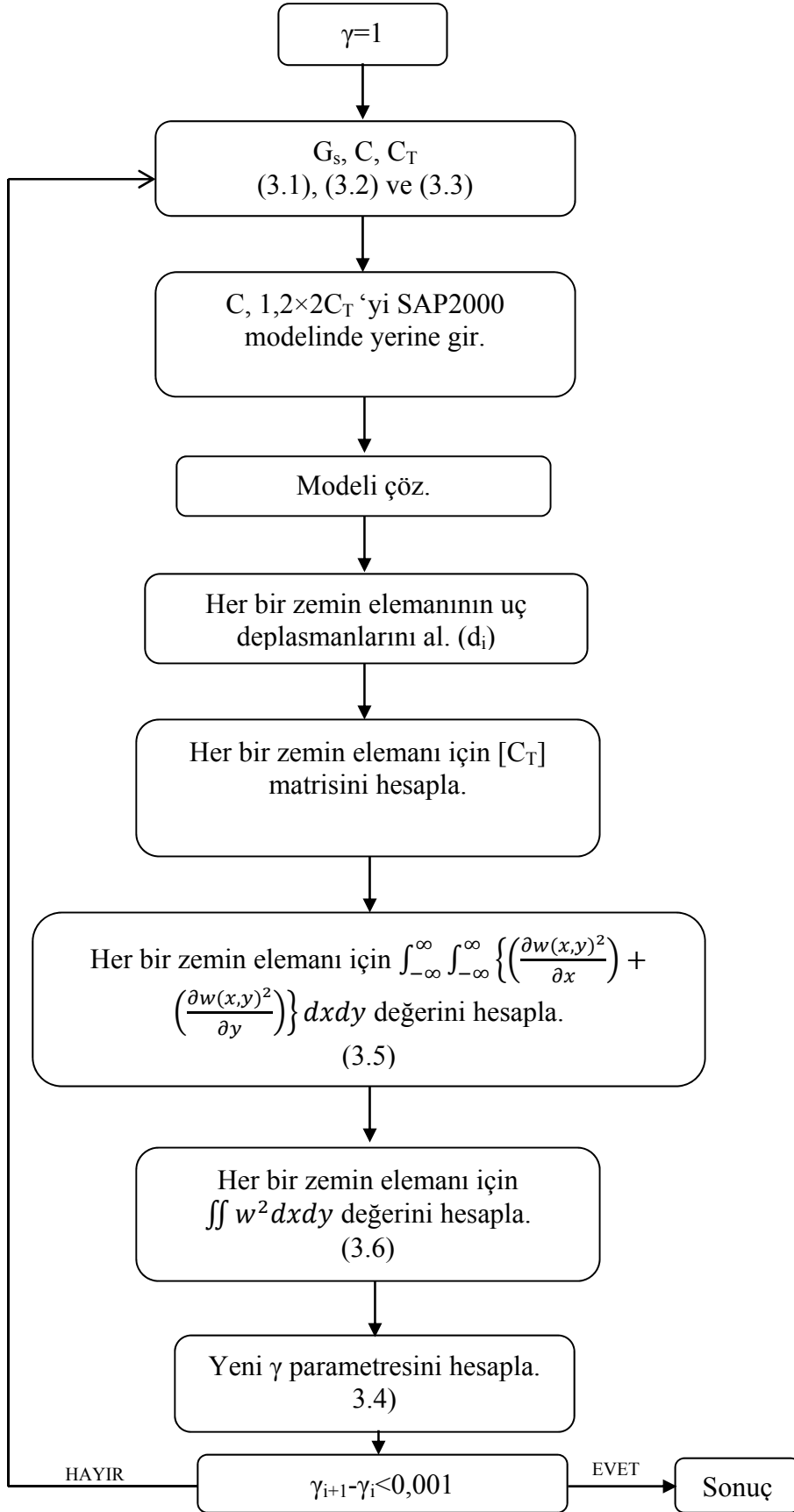
SAP2000 programında 1 nolu düğüm noktasına bir birimlik deplasman yüklemesi yapıp diğer düğüm noktaları sabit tutularak elde edilen düşey kuvvetler Şekil 3.10'da gösterilmiştir. Bu değerler $[C_T]$ matrisinin ilk kolonunu oluşturacaktır. Diğer

düğüm noktaları içinde aynı işlemin tekrarlanmasıyla elde edilen $[C_T]$ matrisi (3.8) ile aynıdır.



Şekil 3.10 : SAP2000 programında, bir nolu düğüm noktasına yapılan bir birimlik birim deplasman yükleme sonucu oluşan düşey kuvvetler.

γ parametresi hesabının sonraki adımlarında gama hesap sayfasındaki Yeni Gama İçin Hesap butonundan yararlanılır. Yeni bulunan γ parametresi değeri ile bir önceki adımda bulunan γ parametresi arasındaki fark 0,001 değerine eşit veya küçük olduğu zaman ardışık yaklaşıma son verilir. Excel makrosunun akış diyagramı Şekil 3.11’de verilmiştir.



Şekil 3.11 : Excel makrosu akış diyagramı.

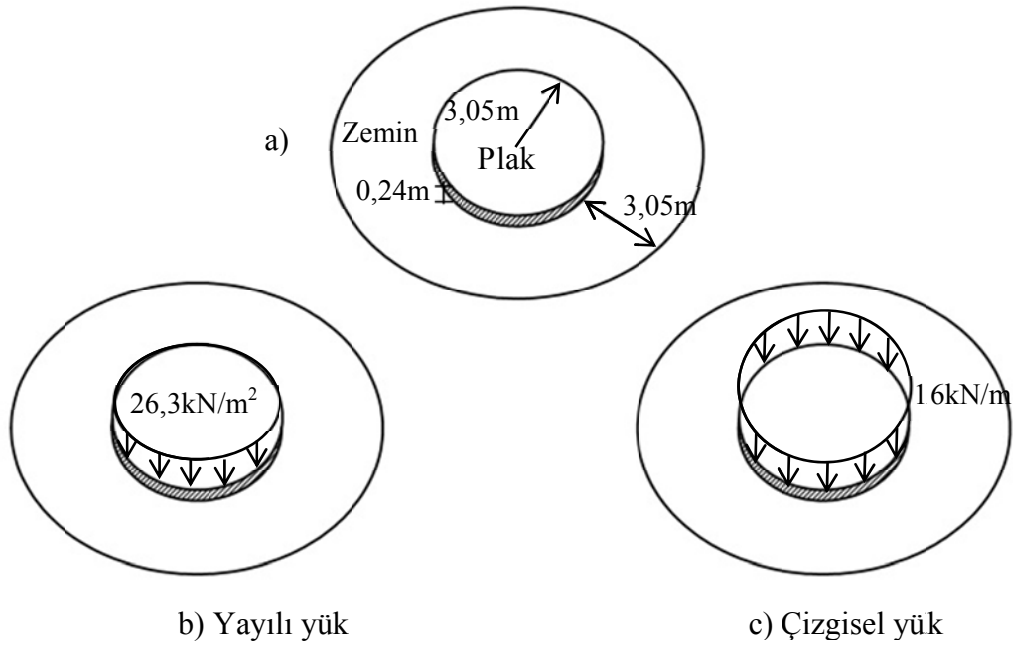
4. SAYISAL ÖRNEKLER

İlk iki örnekte iki parametrelili zeminin SAP2000’de modellenenebilirliğini gösterebilmek için daha önce yapılmış çalışmalarda elde edilen zemin parametreleri aynen kullanılmış ve elde edilen yerdeğıştirmeler karşılaştırılmıştır. Üçüncü örnekte hazırlanan excel makrosu yardımıyla, zemin parametreleri ardışık yaklaşım yapılarak belirlenmiş ve sonuçlar daha önce yapılmış çalışmalarla karşılaştırılmıştır. Dördüncü örnekte, iki parametrelili zemin üzerine oturan biri üç katlı diğeri sekiz katlı iki binanın dinamik analizi yapılarak elde edilen sonuçlar irdelenmiştir.

4.1. İki Parametrelili Zemine Oturan Dairesel Temel

Daha önce Vallabhan, Straughan ve Das (1991), Saygun ve Çelik (2003), Darılmaz (2009) tarafından iki parametrelili zemine oturan dairesele temel çizgisel ve düzgün yayılı yük altında çözülmüştür. Bu örnekte de Darılmaz (2009) tarafından elde edilen zemin parametreleri aynen kullanılarak SAP2000’de elde edilen yerdeğıştirmeler karşılaştırılmış ve SAP2000’de iki parametrelili zeminin modellenenebilirliği doğrulanmaya çalışılmıştır.

Çözülen örnekte zeminin elastisite modülü $E_s=22700 \text{ kN/m}^2$, poisson oranı $\nu_s=0,20$, sıkışabilir zemin kalınlığı $H=3,05 \text{ m}$; plağın elastisite modülü $E_p=22700000 \text{ kN/m}^2$, poisson oranı $\nu_p=0,2$, kalınlığı ise $0,24 \text{ m}$ ’dir. Temel ve zeminin boyutları Şekil 4.1a’da verilmiştir. Temel Şekil 4.1b ve Şekil 4.1c’de görüldüğü gibi yüklenmiştir.

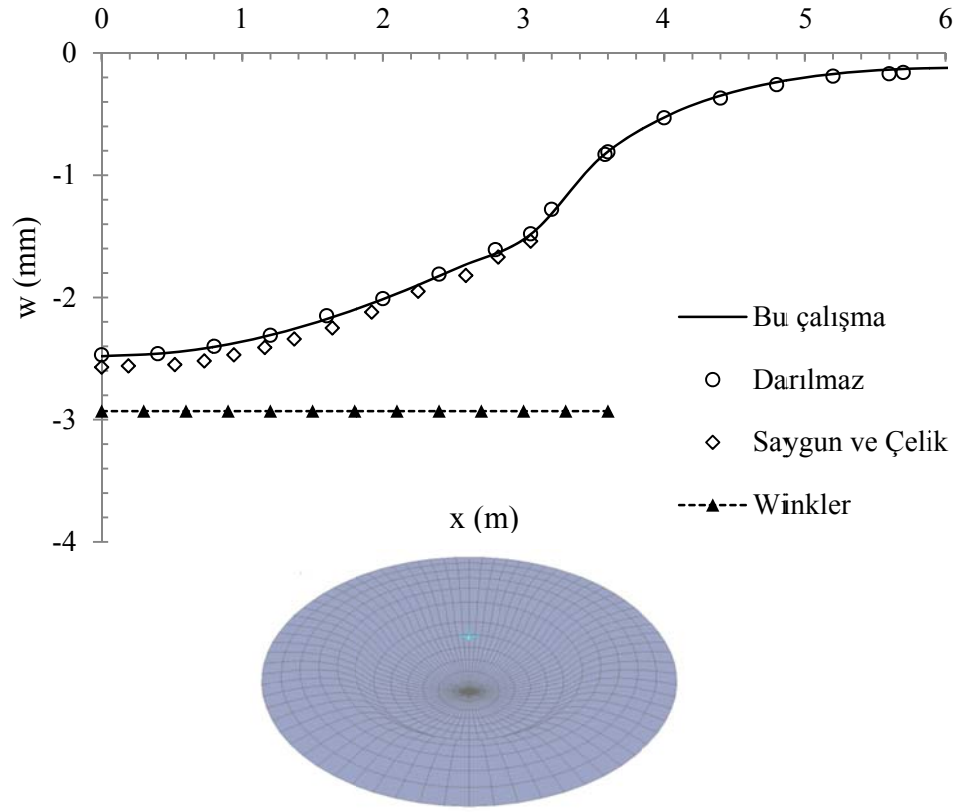


Şekil 4.1 : Dairesel temel ve yüklemeler.

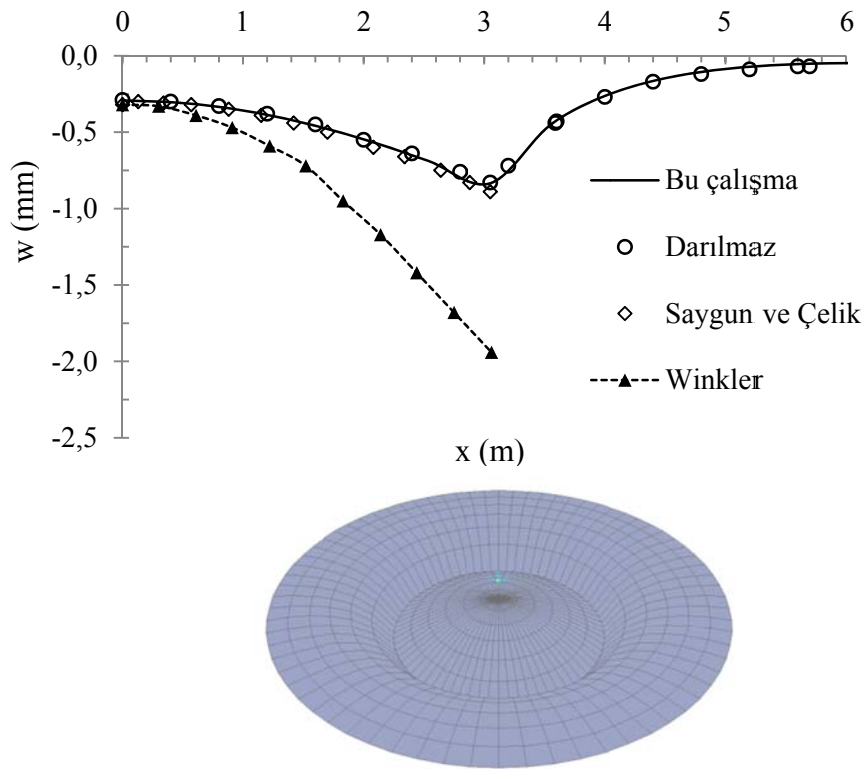
Çizelge 4.1 : Daha önceki çalışmalarda elde edilen γ parametreleri.

	γ Yayılı Yük	γ Çizgisel Yük
Vallabhan and Das (1991)	0,915	1,49
Saygun and Çelik (2003)	0,915	1,52
Darılmaz (2009)	0,918	1,55

Darılmaz (2009) tarafından yayılı yük için belirlenen $C=8382 \text{ kN/m}^3$, $C_t=4326 \text{ kN/m}$, $\gamma=0,918$; çizgisel yük için belirlenen $C=8977 \text{ kN/m}^3$, $C_t=3666 \text{ kN/m}$, $\gamma=1,55$ zemin parametreleri kullanılarak SAP2000 elde edilen düşey yerdeğiştirmeler ve zeminin deformasyon durumu Şekil 4.2 ve Şekil 4.3’de verilmiştir.



Şekil 4.2 : Yayıllı yükleme durumu.



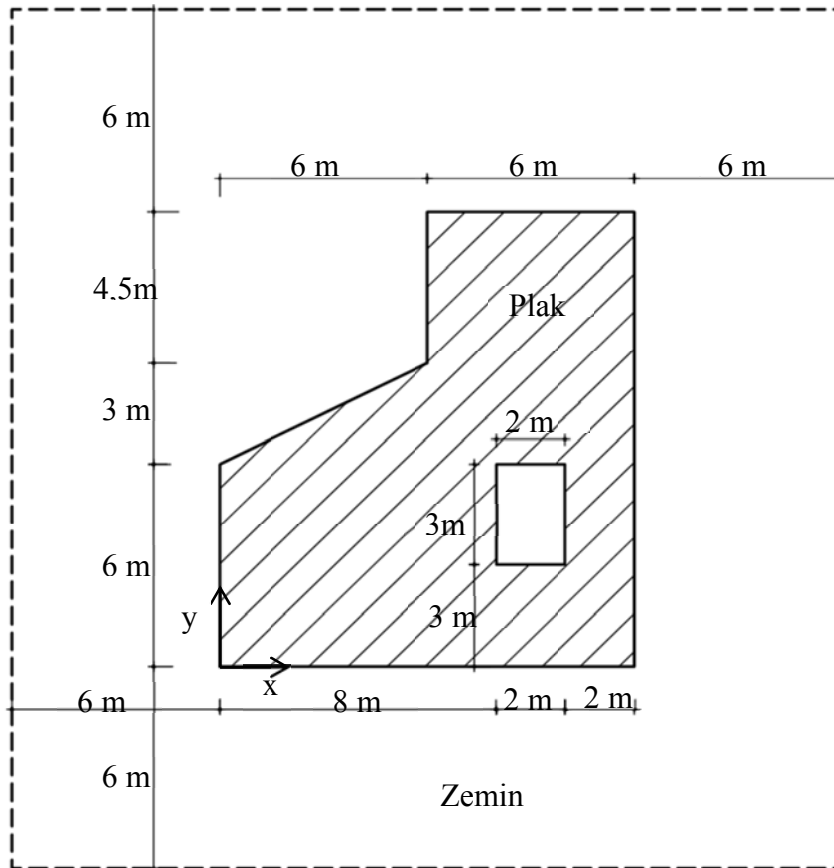
Şekil 4.3 : Çizgisel yükleme durumu.

Şekil 4.2 ve Şekil 4.3’den de görüldüğü gibi sonuçlar Darılmaz (2009)’un sonuçları ile büyük ölçüde tutmaktadır.

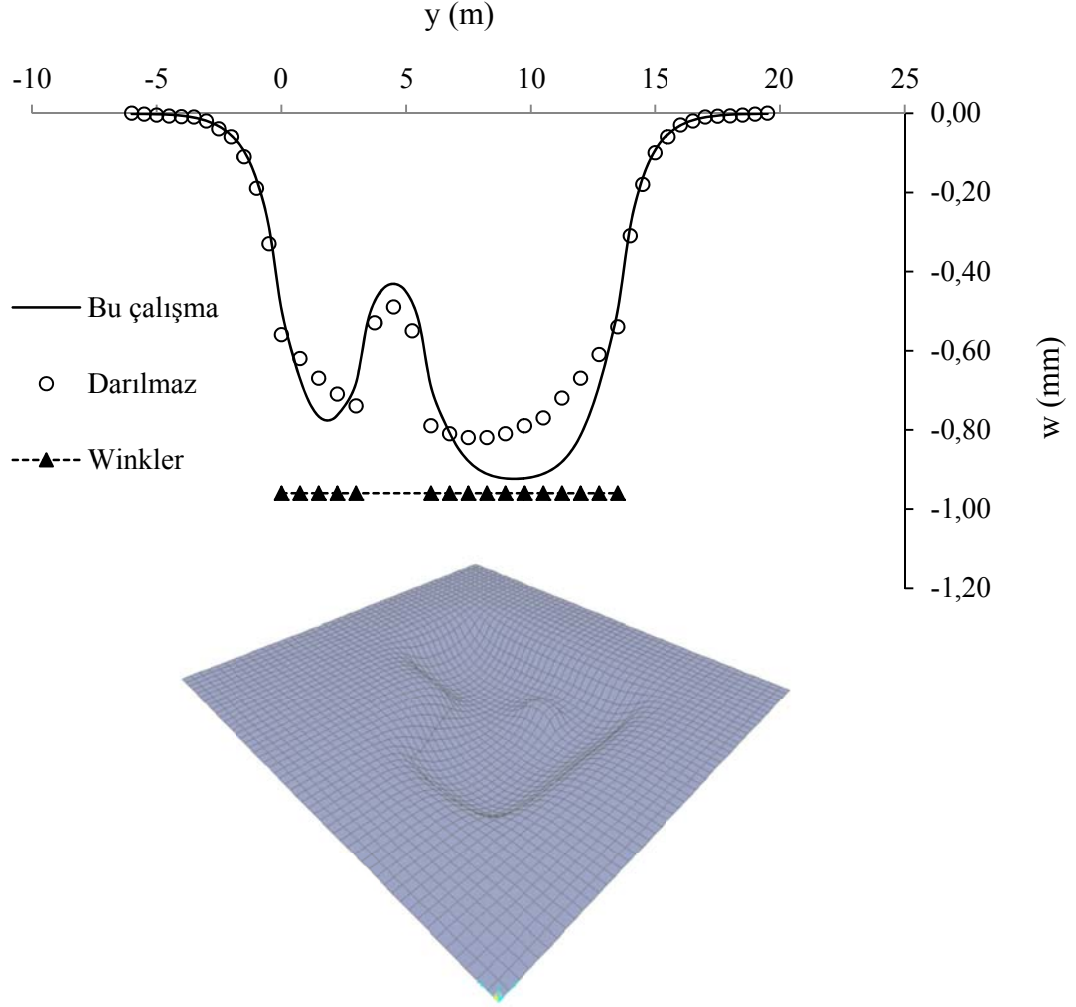
4.2. İki Parametrelili Zemine Oturan Rastgele Şekli Temel

Daha önce Darılmaz (2009) tarafından iki parametrelili zemine oturan rastgele şekilli temel düzgün yayılı yük altında çözülmüştür. Bu örnekte de Darılmaz (2009) tarafından elde edilen zemin parametreleri aynen kullanılarak SAP2000’de elde edilen yerdeğiştirmeler karşılaştırılmış ve SAP2000’de iki parametrelili zeminin modellenebilirliği doğrulanmaya çalışılmıştır.

Çözülen örnekte zeminin elastisite modülü $E_s=70000 \text{ kN/m}^2$, poisson oranı $\nu_s=0,25$, sıkışabilir zemin kalınlığı $H=10,00 \text{ m}$; plağın elastisite modülü $E_p=20000000 \text{ kN/m}^2$, poisson oranı $\nu_p=0,2$, kalınlığı ise $0,20 \text{ m}$ ’dir. Temel plağı 25 kN/m^2 ’lik yayılı yük ile yüklenmiştir. Temel ve zeminin boyutları Şekil 4.4’de verilmiştir. Zeminde meydana gelen düşey yerdeğiştirmeler ve zeminin deformasyonu Şekil 4.5’de görülmektedir.



Şekil 4.4 : Rastgele şekilli temel plağı.



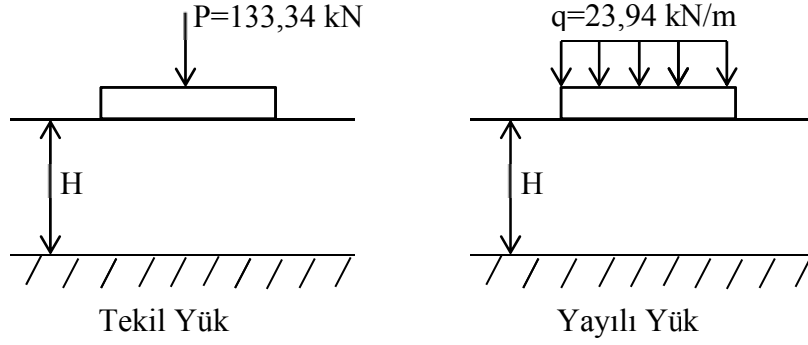
Şekil 4.5 : $x=9$ m'deki deplasmanlar ve zeminin deformasyonu.

Şekil 4.5'in incelenmesinden, Darılmaz (2009)'da maksimum çökmenin 0,82 mm ölçüldüğü, bu çalışmada ise 0,85 mm çıktığı görülmektedir. Maksimum çökemeler arasındaki fark %3.5'tur. Verilen sonuçların büyük ölçüde tuttuğu görülmektedir.

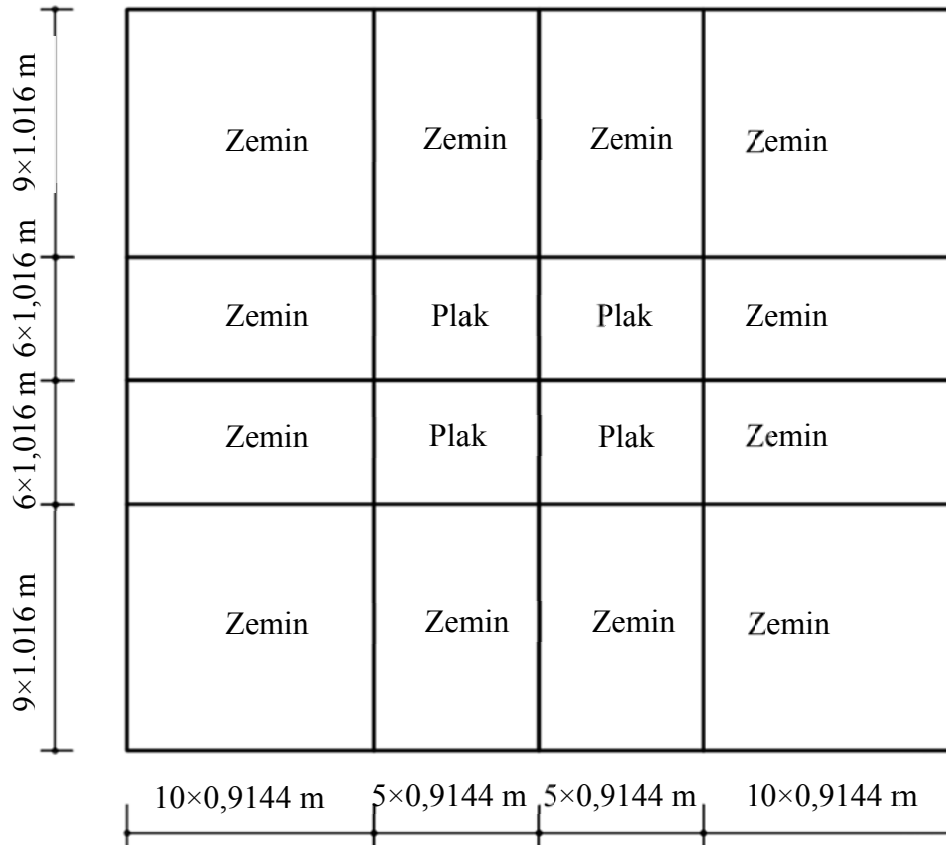
4.3. Tekil Yük ve Düzgün Yayılı Yükü Yüklü İki Parametrelili Zemine Oturan Plak

Daha önce Vallabhan, Straughan ve Das (1991), Çelik ve Saygun (1999), Ozgan ve Daloğlu (2008), Darılmaz (2009) tarafından çeşitli H sıkışabilir zemin tabakası kalınlıkları için iki parametrelili zemine oturan plak tekil ve düzgün yayılı yük altında çözülmüştür. Bu çalışmada da Bölüm 3'de anlatıldığı gibi ardışık yaklaşım yoluyla tekrar çözümlenerek elde edilen zemine ait parametreler, γ zemin yüzey parametresi ve deplasmanlar karşılaştırılmıştır.

Çözülen örnekte zeminin elastisite modülü $E_s=68950 \text{ kN/m}^2$, poisson oranı $\nu_s=0,25$, plağın elastisite modülü $E_p=20685000 \text{ kN/m}^2$, poisson oranı $\nu_p=0,2$, kalınlığı ise $0,1524 \text{ m}$ 'dir. Plak boyutları $9,144\text{m}\times 12,192\text{m}$ ve simetri merkezinden $133,34 \text{ kN}$ 'luk tekil yük ve $23,94 \text{ kN/m}^2$ şiddetinde düzgün yayılı yükle Şekil 4.6'daki gibi yüklenmiştir.



Şekil 4.6 : İki parametrelili zemine oturan tekil ve yayılı yükli plak.



Şekil 4.7 : Hesaplarda kullanılan sonlu eleman ağı.

Elde edilen sonuçlar Çizelge 4.2ve Çizelge 4.3'de verilmiştir.

Çizelge 4.2 : Yayılı yük durumu.

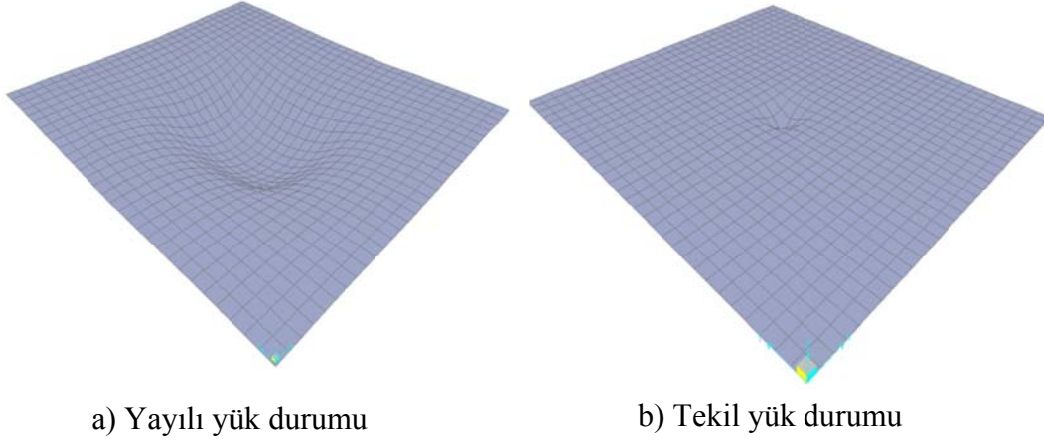
H (m)		3,048	6,096	9,144	15,240
γ	Çelik, Saygun	0,5766	0,9194	1,2064	1,6193
	Vallabhan	0,5724	0,9297	1,2644	1,9419
	Ozgan, Daloğlu	0,5750	0,9010	1,1640	1,5850
	Kutlu Darılmaz	0,5740	0,9113	1,2382	1,6923
	Bu çalışma	0,4916	0,7995	1,0458	1,3757
C_z (kN/m ³)	Çelik, Saygun	27192	13757	9377	5954
	Vallabhan	27206	13757	9430	6366
	Ozgan, Daloğlu	27208	13744	9339	5928
	Kutlu Darılmaz	27207	13751	9409	6045
	Bu çalışma	27179	13682	9246	5740
C_T (kN/m)	Çelik, Saygun	13413	25205	35293	52332
	Vallabhan	13452	25141	34753	47366
	Ozgan, Daloğlu	13421	25307	35681	51374
	Kutlu Darılmaz	13423	25249	34999	51187
	Bu çalışma	13574	25834	36737	56183
v (cm)	Çelik, Saygun	0,0853	0,1526	0,1893	0,2212
	Vallabhan	0,0872	0,1524	0,1890	0,2070
	Ozgan, Daloğlu	0,0876	0,1541	0,1917	0,2247
	Kutlu Darılmaz	0,0865	0,1522	0,1883	0,2176
	Bu çalışma	0,0872	0,1526	0,1891	0,2190

Çizelge 4.3 : Tekil yük durumu.

H (m)		3,048	6,096	9,144	15,240
γ	Çelik, Saygun	1,9478	3,5249	5,2434	8,7369
	Vallabhan	1,9018	3,4737	5,1669	8,6079
	Kutlu Darılmaz	1,9217	3,5039	5,1973	8,6627
	Bu çalışma	1,6332	2,8912	4,2497	7,0675
C_z (kN/m ³)	Çelik, Saygun	31898	24256	23737	23710
	Vallabhan	31610	23918	23376	23350
	Kutlu Darılmaz	31709	24124	23531	23516
	Bu çalışma	29896	20445	19301	19186
C_T (kN/m)	Çelik, Saygun	9456	11798	12017	12030
	Vallabhan	9565	11959	12193	12205
	Kutlu Darılmaz	9534	11865	12124	12130
	Bu çalışma	10423	14107	14791	14868
v (cm)	Çelik, Saygun	0,0818	0,0845	0,0846	0,0846
	Vallabhan	0,0480	0,0975	0,0975	0,0975
	Kutlu Darılmaz	0,0866	0,0907	0,0909	0,0909
	Bu çalışma	0,0882	0,0917	0,0919	0,0919

Çizelge 4.2 ve Çizelge 4.3 incelendiğinde her ne kadar zemin parametrelerinin bir biri ile birebir uyuşmadığı gözlenirse de temel plağı ortasındaki yer değiştirmelerin

gerek yayılı yük durumu gerekse tekil yük durumu için büyük ölçüde tuttuğu görülmektedir. Şekil 4.8’de tekil ve yayılı yük durumu için SAP2000 programında elde edilen zemin deformasyonları gösterilmiştir.



Şekil 4.8 : Zeminin deformasyon durumu.

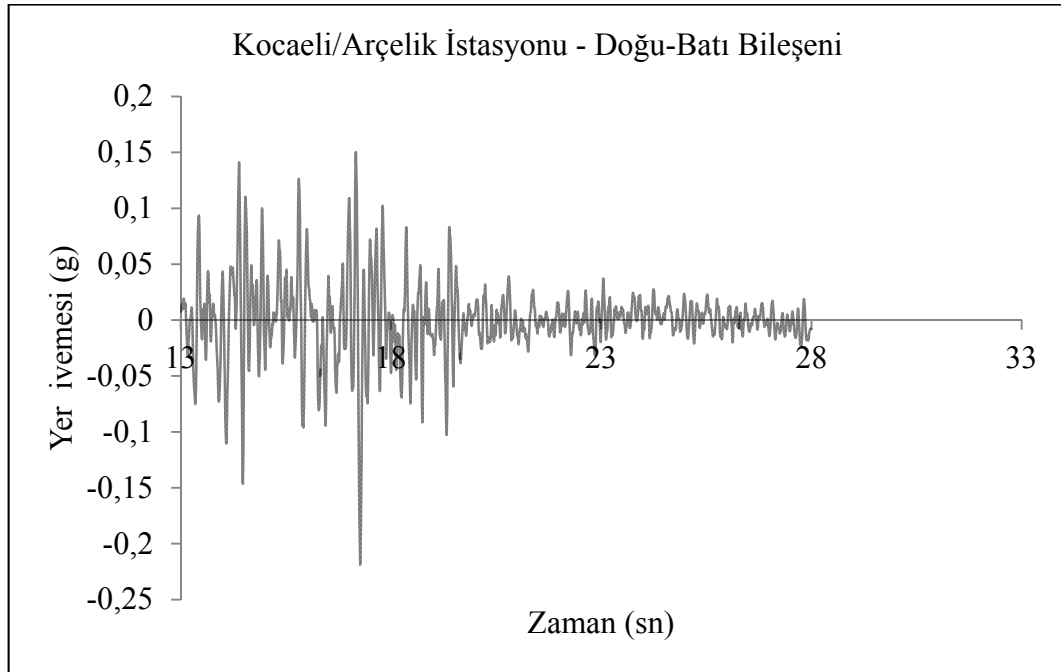
4.4. İki Parametrelili Zemine Oturan İki Binanın Dinamik Yükler Altında Etkileşimi

Bu örnekte Şekil 4.11’de görülen iki farklı yapının dinamik yükler altında birbiriyle etkileşimi incelenecektir. Zemine ait parametreler düşey yükler altında Bölüm 3’de açıklanan ardışık yaklaşım yoluyla belirlenmiştir. Dinamik yükleme sırasında zemine ait parametrelerin çok değişmeyip sabit kaldığı kabul edilmiştir.

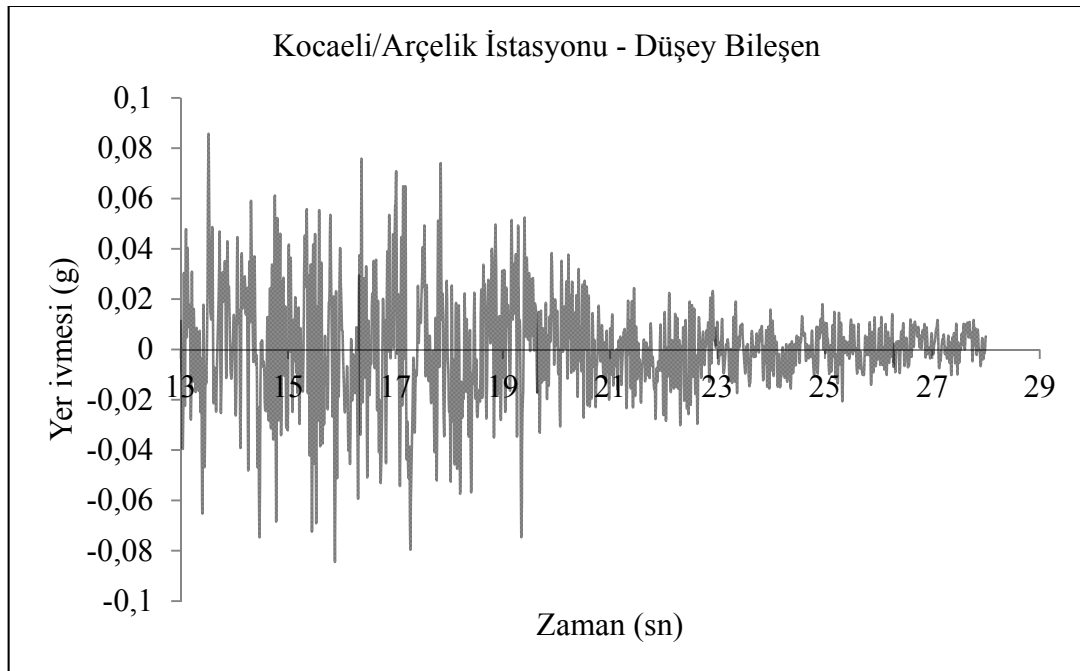
Sıkışabilir zemin kalınlığı ve binalar arasındaki mesafe değiştirilerek çözümler tekrarlanmış ve sonuçlar tablolar ve grafikler halinde sunulmuştur.

Dinamik yükleme olarak Kocaeli depremi kullanılmıştır. Kocaeli depreminin doğu-batı yönündeki ivme kayıtları ile düşey yöndeki ivme kayıtlarının 13-27 saniyeler arasındaki 15 saniyelik bölümü göz önünde bulundurulmuştur (Şekil 4.9 ve Şekil 4.10). Yatay doğrultudaki deprem etkisi, binaların etkileşimini görmek için bitişik oldukları doğrultuda verilmiştir. Sistemin düşey davranışını da gözlemlemek için yatay ve düşey ivme kayıtları birlikte uygulanmıştır. Zeminin düşey kütlesi olarak, sıkışabilir tabaka kalınlığının üçte birinin ($H/3$), zemin birim kütlesi (ρ_s) ile çarpılması sonucu elde edilen değer kullanılmıştır. Dinamik etkiler SAP2000 programında zaman tanım alanında doğrudan integrasyon yöntemiyle uygulanmıştır.

Zaman artımı olarak $\Delta s=0,005$ s'lik adımlar kullanılmıştır. Zamana göre integrasyon için Hiber-Hughes-Taylor yöntemi kullanılmıştır.



Şekil 4.9 : 17 Ağustos 1999 Kocaeli Depremi doğu-batı bileşeni ivme kaydı.



Şekil 4.10 : 17 Ağustos 1999 Kocaeli Depremi düşey ivme kaydı.

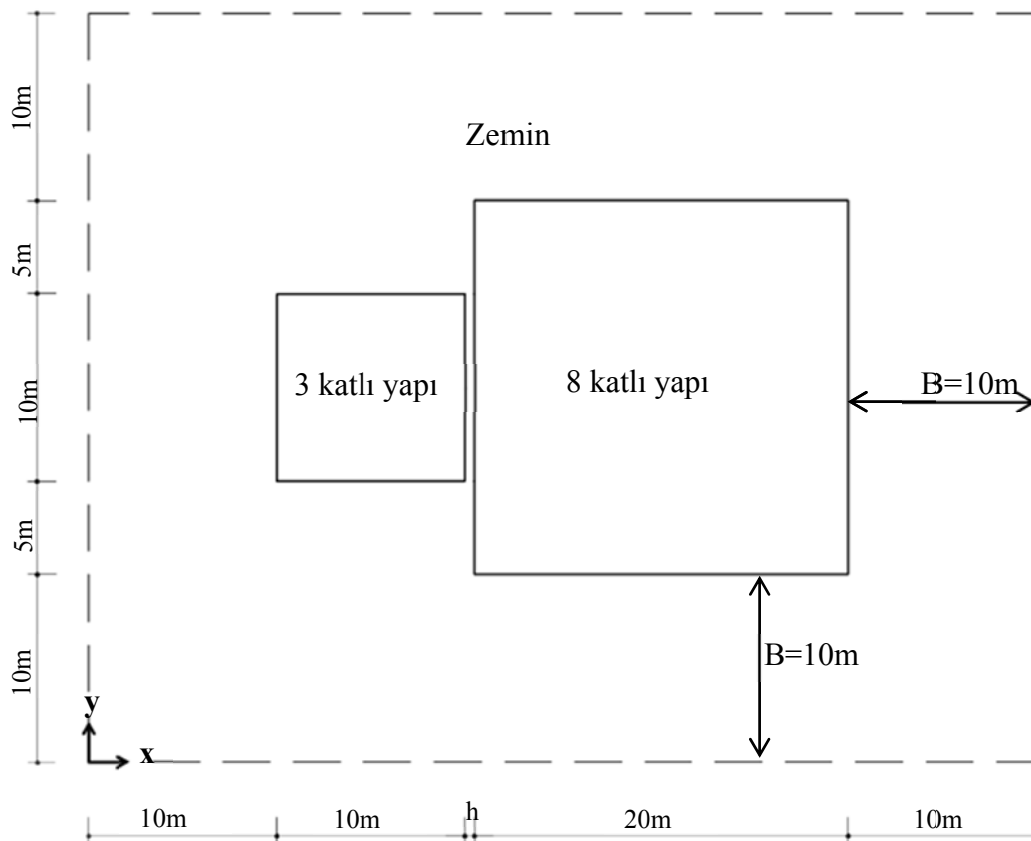
Çözülen örnekte zeminin elastisite modülü $E_s=68950$ kN/m², poisson oranı $\nu_s=0,25$ 'dir. Binalara ait genel özellikler Çizelge 4.4'de verilmiştir. 3 ve 8 katlı binaların geometrisi Hasgöl (2011)'ün çalışmasından alınmıştır.

Çizelge 4.4 : 3 ve 8 katlı binaya ait genel özellikler.

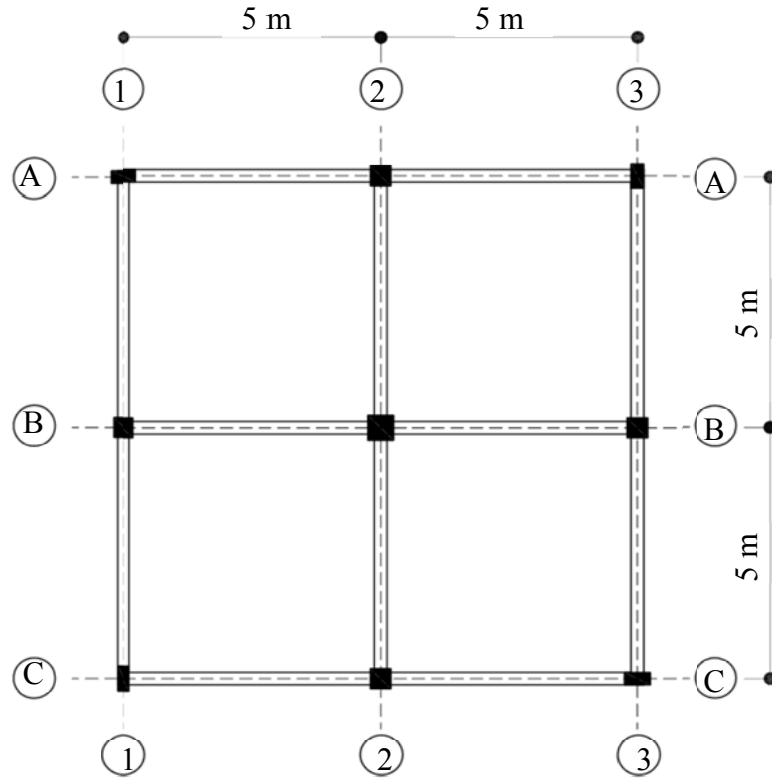
		3 Katlı Bina	8 Katlı Bina
Betonun karakteristik dayanımı	(Mpa)	$f_{ck}=20$	$f_{ck}=25$
Elastisite modülü	(Mpa)	28000	30000
Poisson Oranı		0,20	
Döşeme Yükleri	Sabit yükler (G)	(kN/m ²)	Öz ağırlık : 3,00
			Kaplama vb. : 1,50
	Hareketli yükler (Q)	(kN/m ²)	2,00*
Duvar yükü	(kN/m)	6,00**	
Kat yüksekliği	(m)	3,00	
Döşeme kalınlığı	(m)	0,12	
Temel kalınlığı	(m)	0,50	0,75

* En üst katta 1 kN/m² olarak alınmıştır.

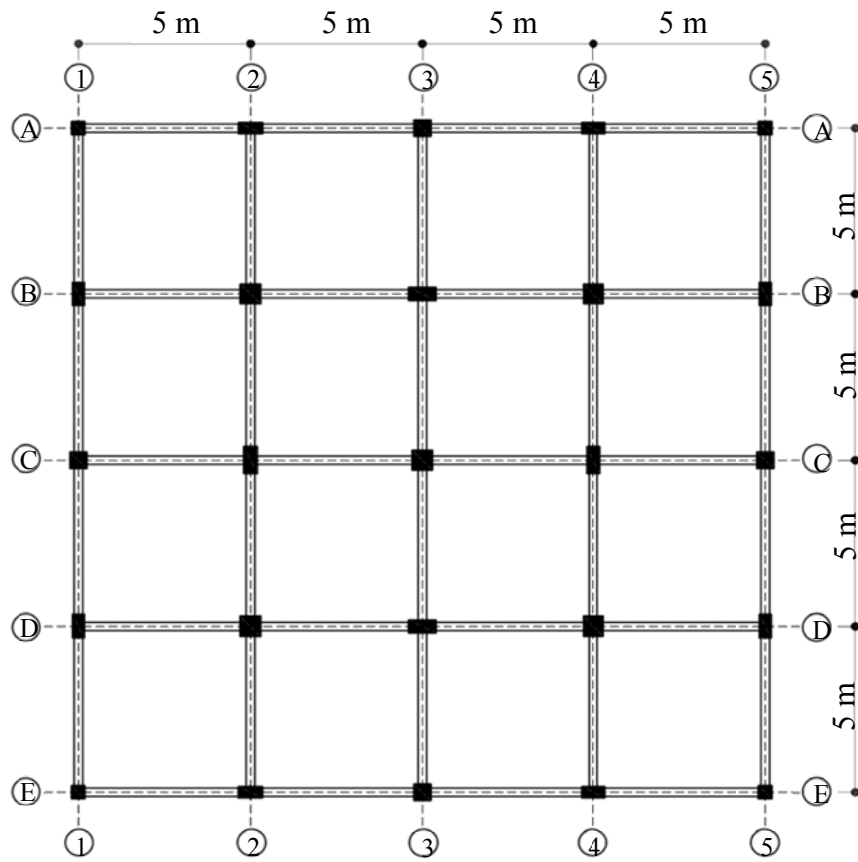
**** Kenar kirişler üzerine uygulanmıştır. En üst katta alınmamıştır.**



Şekil 4.11 : İki parametrelili zemin üzerine oturan yapılar.



Şekil 4.12 : Üç katlı binanın planı.



Şekil 4.13 : Sekiz katlı binanın planı.

3 ve 8 katlı binaların kolon ve kiriş boyutları Çizelge 4.5’de ve Çizelge 4.6’da verilmiştir.

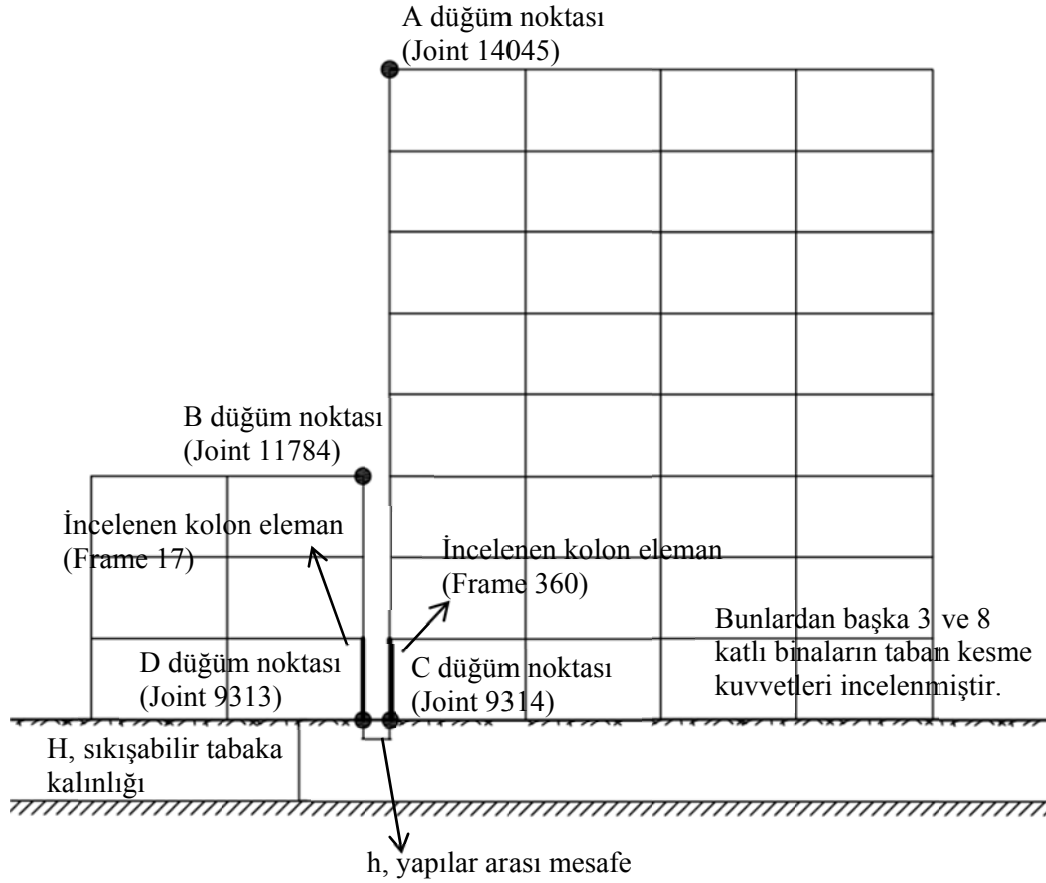
Çizelge 4.5 : 3 ve 8 katlı binalar için kolon boyutları.

Bina	Aksı	Kat	Enkesit Boyutları (m×m)
3 Katlı Bina	A1, C3	1-3	0,25×0,50
	A3, C1		0,50×0,25
	A2, B1 B3, C2	3	0,35×0,35
		1-2	0,40×0,40
	B2	2-3	0,40×0,40
		1	0,50×0,50
8 Katlı Bina	A1, E1 A5, E5	7-8	0,35×0,35
		4-6	0,40×0,40
		1-3	0,40×0,40
	A2, A4 E2, E4	7-8	0,25×0,50
		4-6	0,30×0,60
		1-3	0,35×0,70
	C1, C5 A3, E3	7-8	0,40×0,40
		4-6	0,45×0,45
		1-3	0,50×0,50
	B1, B5 D1, D5	7-8	0,50×0,25
		4-6	0,60×0,30
		1-3	0,70×0,35
	B2, D2 B4, D4 C3	7-8	0,50×0,50
		4-6	0,55×0,55
		1-3	0,60×0,60
	B3, D3	7-8	0,30×0,60
		4-6	0,35×0,70
		1-3	0,40×0,80
	C2, C4	7-8	0,60×0,30
		4-6	0,70×0,35
		1-3	0,80×0,40

Çizelge 4.6 : 3 ve 8 katlı binalar için kiriş boyutları.

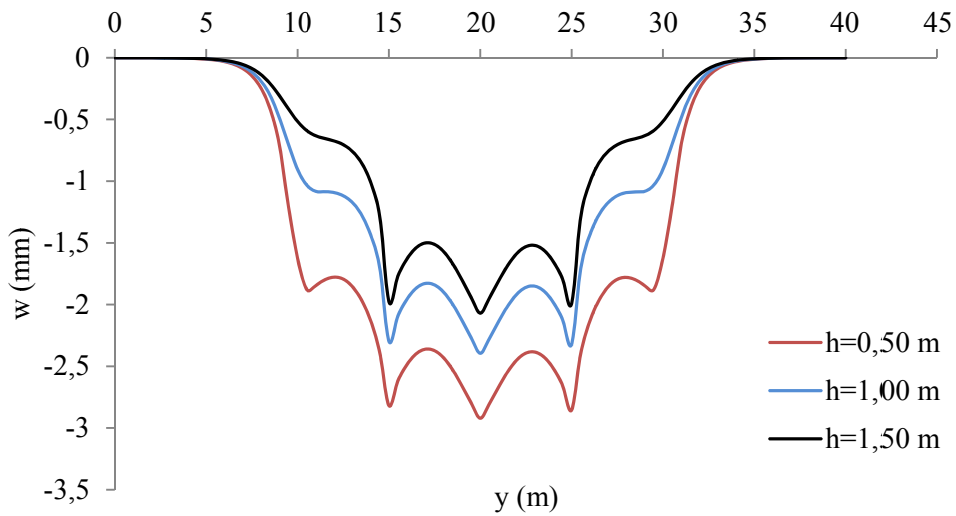
Bina	Aksı	Kat	Enkesit Boyutları (m×m)
3 Katlı Bina	A aksı 1-3 3 aksı A-C	3	0,25×0,50
		2	
		1	
	C aksı 1-3 1 aksı A-C	3	0,25×0,50
		2	
		1	
	B aksı 1-3 2 aksı A-C	3	0,25×0,60
		2	
		1	
8 Katlı Bina	A-A E-E ve 1-1 5-5	8	0,25×0,50
		7	
		6	
		5	
		4	0,25×0,60
		3	
		2	
		1	
	B-B D-D ve 2-2 4-4	8	0,30×0,60
		7	
		6	
		5	0,30×0,70
		4	
		3	
		2	
		1	
	C-C ve 3-3	8	0,25×0,50
		7	
		6	
		5	
		4	
		3	0,25×0,60
		2	
		1	

Binaların birbiri ile olan etkileşimini değerlendirmek amacıyla incelenen elemanlar ve düğüm noktaları Şekil 4.14’de gösterilmiştir. Bu elemanlar ve düğüm noktaları y=20 m aksında seçilmiştir.

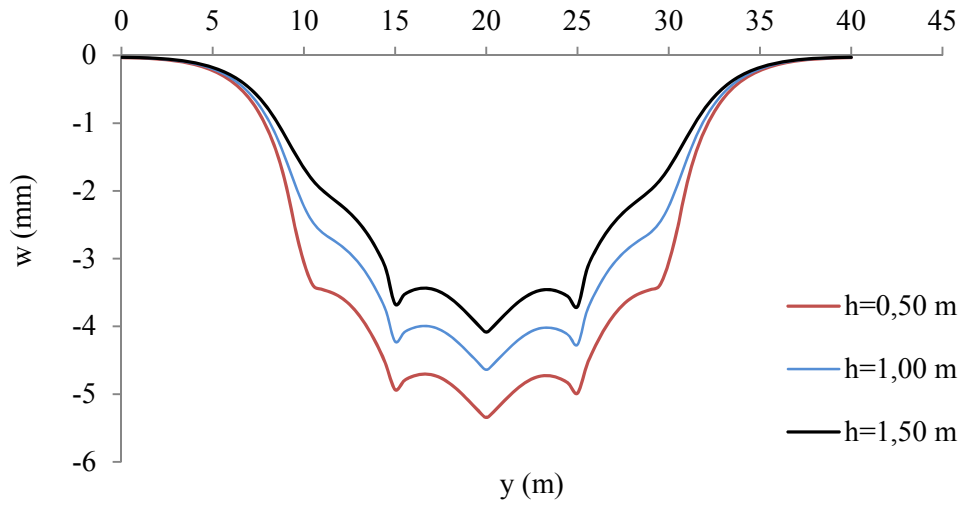


Şekil 4.14 : İnceleme yapılan elemanlar ve düğüm noktaları ($y=20$ m aksı üzerinde).

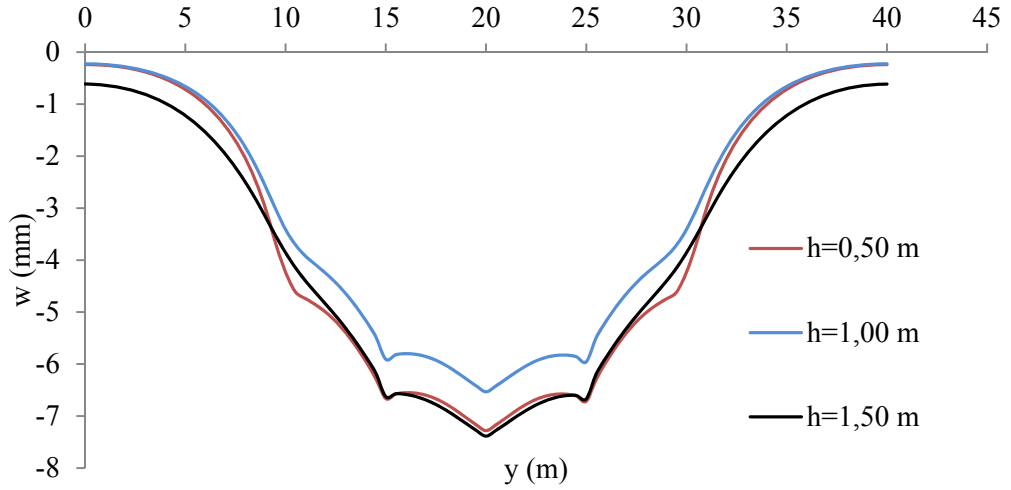
Düşey yükler altında yapıların bir biri ile olan etkileşimini göstermek amacıyla $x=20$ m aksı boyunca zeminde meydana gelen çökmeler farklı sıkışabilir tabaka kalınlığı ve yapılar arası mesafe için Şekil 4.15, Şekil 4.16, Şekil 4.17 ve Şekil 4.18’de gösterilmiştir.



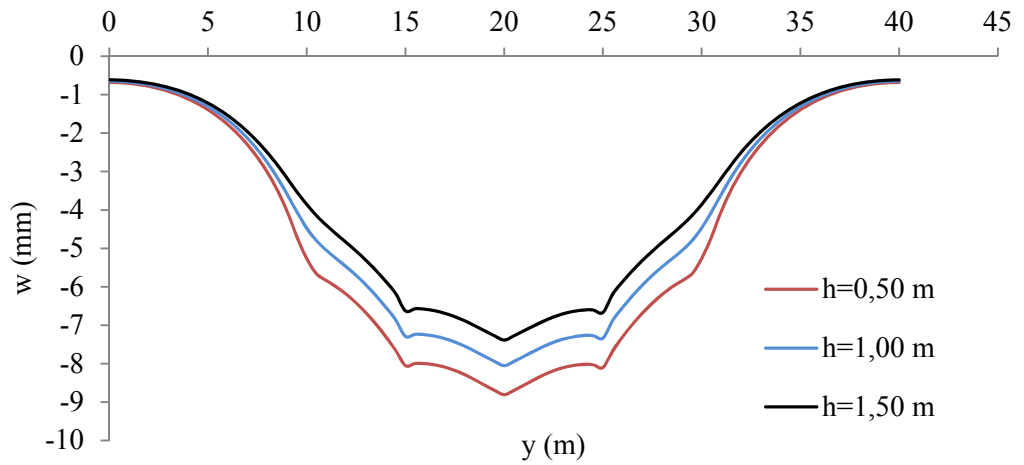
Şekil 4.15 : $H=3,00$ m için $x=20$ m aksı boyunca zeminde meydana gelen çökmeler.



Şekil 4.16 : $H=6,00$ m için $x=20$ m aksı boyunca zeminde meydana gelen çökmeler.

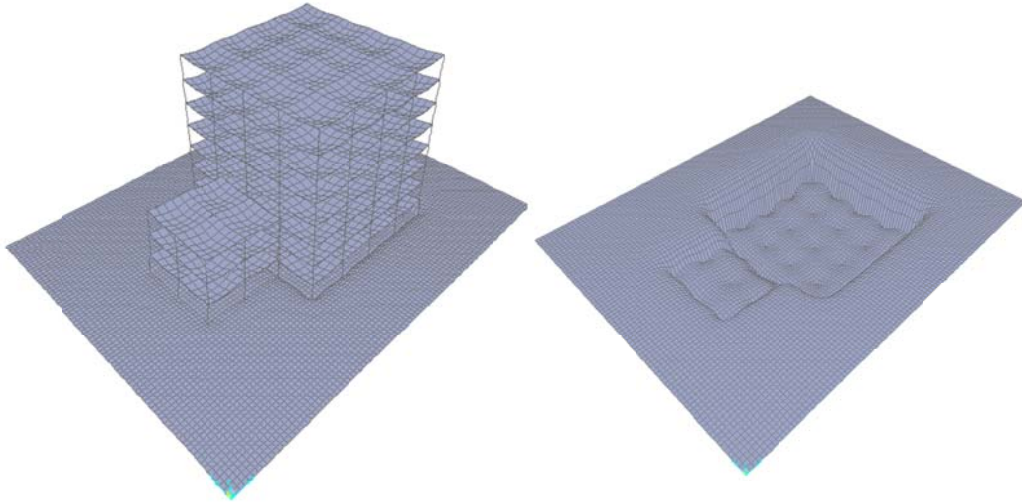


Şekil 4.17 : $H=9,00$ m için $x=20$ m aksı boyunca zeminde meydana gelen çökmeler.



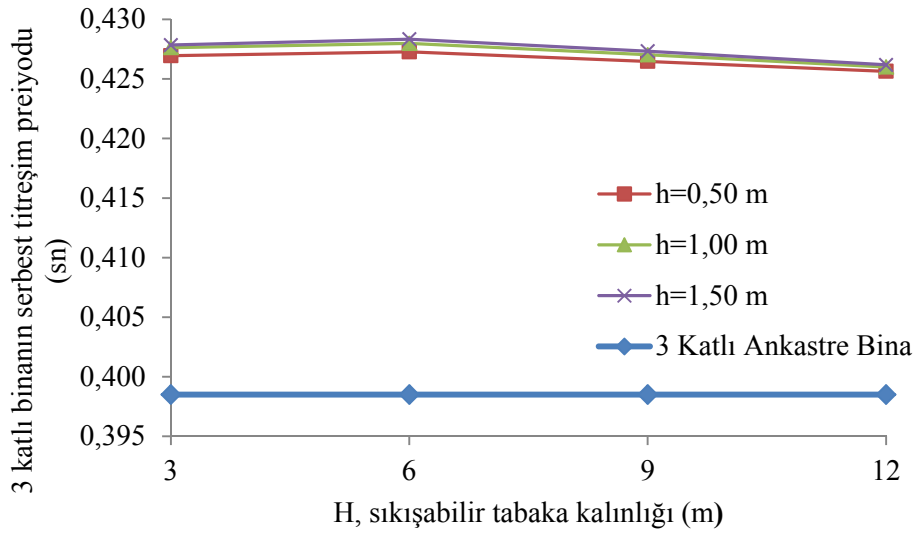
Şekil 4.18 : $H=12,0$ m için $x=20$ m aksı boyunca zeminde meydana gelen çökmeler.

Şekil 4.15, Şekil 4.16, Şekil 4.17 ve Şekil 4.18'den görüldüğü gibi yapılar arası mesafe arttıkça çökme değerleri azalmaktadır. Yine grafiklerden görüldüğü gibi H sıkışabilir tabaka kalınlığı arttıkça çökme değerleri de artmaktadır. Şekil 4.17 ve Şekil 4.18 incelendiğinde $y=0$ m ve $y=40$ m değerine yaklaşıldığı zaman çökme değerlerinin sıfırlanmadığı görülmektedir. Bu durum zemin ortamı için seçilen B genişliğinin H sıkışabilir tabaka kalınlığının artmasıyla yetersiz kalmaya başladığını göstermektedir. Şekil 4.11 incelenirse B genişliğinin 10 m seçildiği görülmektedir. Sıkışabilir tabaka kalınlığı 10 m değerine yaklaştığında ($H=9$ m ve $H=12$ m) B genişliği yetersiz kalmaktadır. Anlaşılacağı üzere B genişliğinin yaklaşık olarak sıkışabilir tabaka kalınlığı kadar seçilmesi yeterli olacaktır. Şekil 4.19'da $h=0,50$ m ve $H=3,00$ m. için SAP2000 programında düşey yükler altında elde edilen zemin çökmeleri görülmektedir.

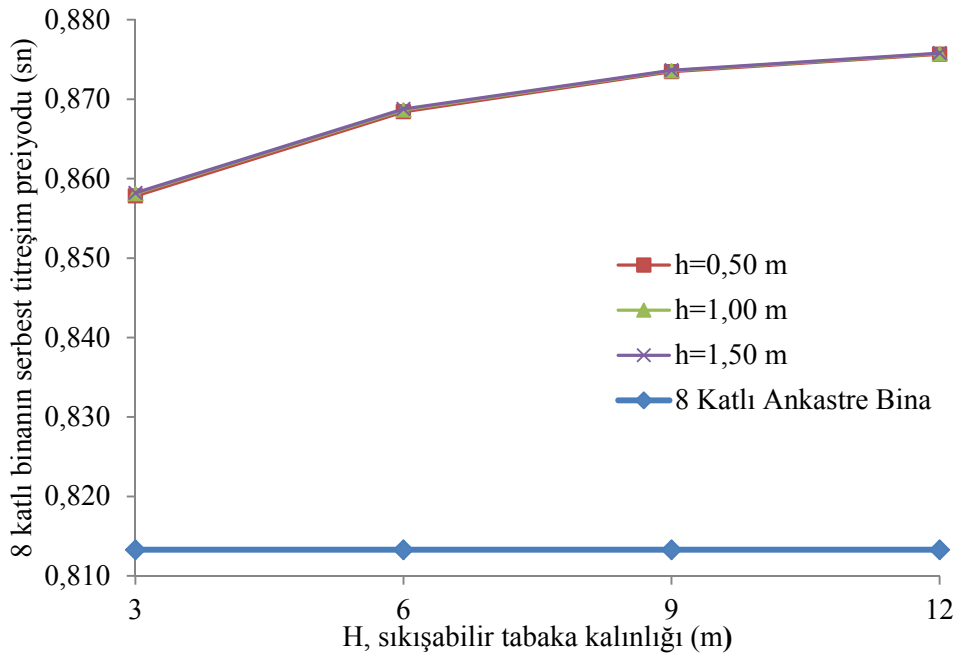


Şekil 4.19 : Düşey yükler altında meydana gelen çökmeler.

Şekil 4.20 ve Şekil 4.21'de, sırasıyla 3 ve 8 katlı binalara ait serbest titreşim periyotlarının farklı sıkışabilir tabaka kalınlığı ve yapılar arası mesafe için değişimi gösterilmiştir. Karşılaştırmak amacıyla 3 ve 8 katlı binalar ankastre olarak mesnetlenmiş ve bu durumda elde edilen serbest titreşim periyotları bu şekillere eklenmiştir.



Şekil 4.20 : 3 katlı binanın serbest titreşim periyodunun sıkışabilir tabaka kalınlığı ve yapılar arası mesafe için değişimi.

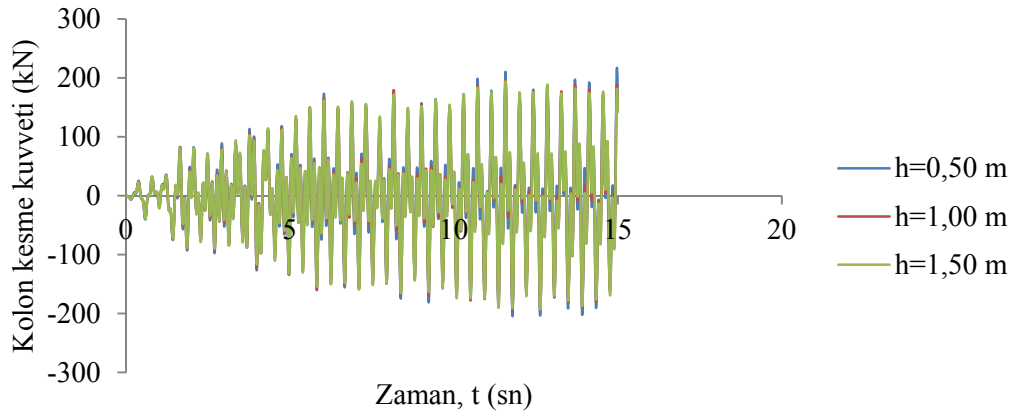


Şekil 4.21 : 8 katlı binanın serbest titreşim periyodunun sıkışabilir tabaka kalınlığı ve yapılar arası mesafe için değişimi.

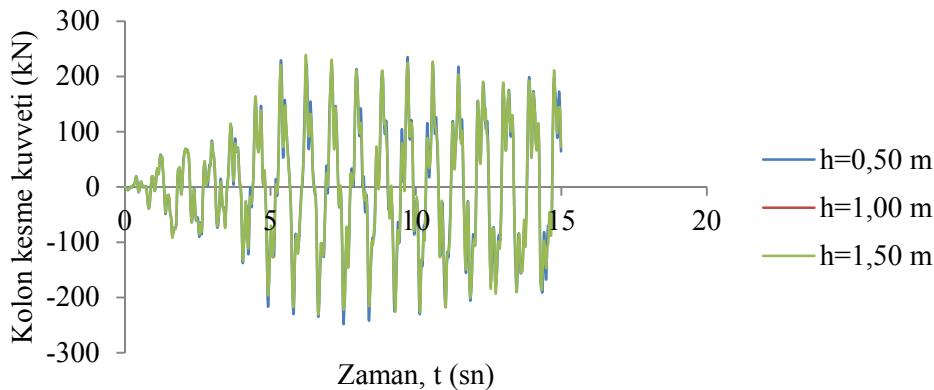
Şekil 4.20 ve Şekil 4.21 incelendiğinde farklı sıkışabilir tabaka kalınlığı ve yapılar arası mesafe için, binaların serbest titreşim periyotlarında çok küçük değişimlerin meydana geldiği görülmektedir. Her iki bina için, farklı sıkışabilir tabaka kalınlığı ve yapılar arası mesafeye göre elde edilen serbest titreşim periyotlarının, binaların

ankastre mesnetlenmesi durumunda elde edilen serbest titreşim periyotlarından, büyük olduğu görülmektedir.

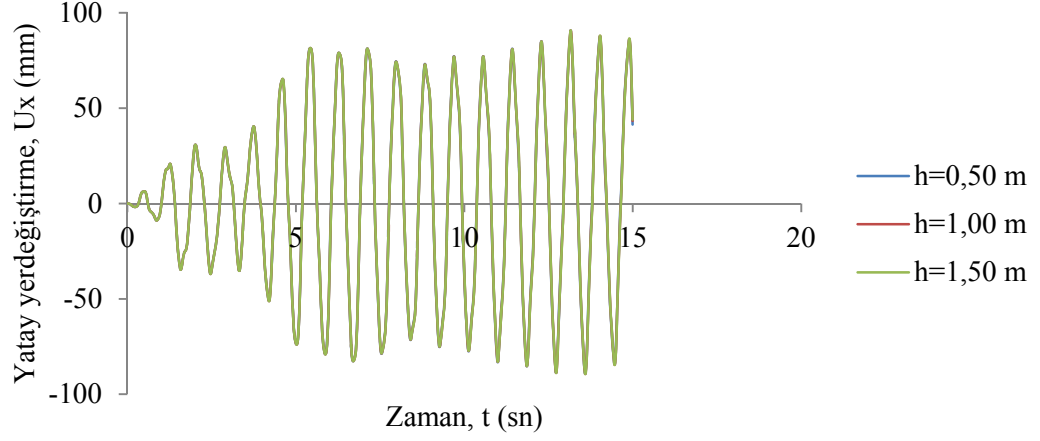
Şekil 4.22, Şekil 4.23, Şekil 4.24, Şekil 4.25, Şekil 4.26 ve Şekil 4.27’de sırasıyla sıkışabilir tabaka kalınlığı $H=3,00$ m için farklı yapılar arası mesafe ($h=0,50$ m, $h=1,00$ m, $h=1,50$ m) değerlerine göre Şekil 4.14’de verilen 3 katlı binanın frame 17 numaralı kolonuna ait kesme kuvvetinin zamanla değişimi, 8 katlı binanın frame 360 numaralı kolonuna ait kesme kuvvetinin zamanla değişimi, 8 katlı binanın A düğüm noktasının yatay yerdeğiştirmesinin zamanla değişimi, 3 katlı binanın B düğüm noktasının yatay yerdeğiştirmesinin zamanla değişimi, 8 katlı binanın C düğüm noktasının düşey yerdeğiştirmesinin zamanla değişimi, 3 katlı binanın D düğüm noktasının düşey yerdeğiştirmesinin zamanla değişimi verilmiştir.



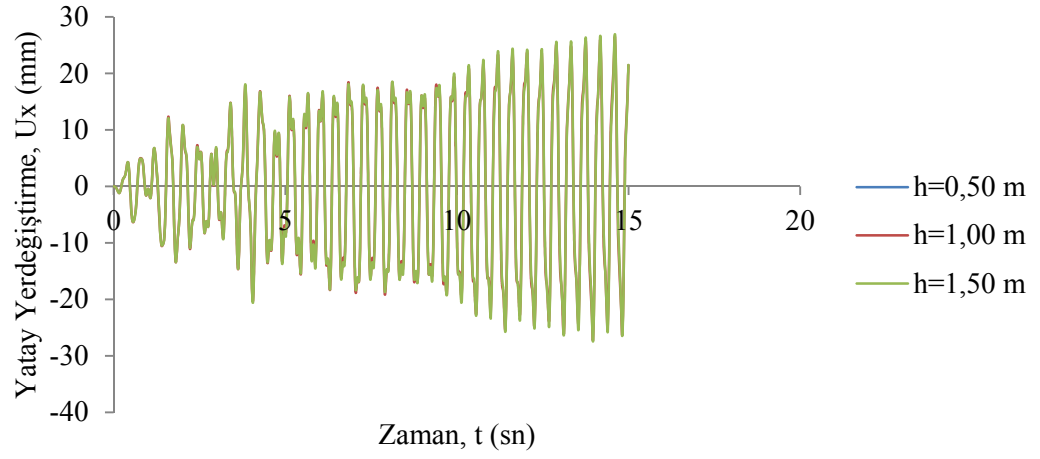
Şekil 4.22 : 3 katlı binanın frame 17 numaralı kolonuna ait kesme kuvvetinin zamanla değişimi.



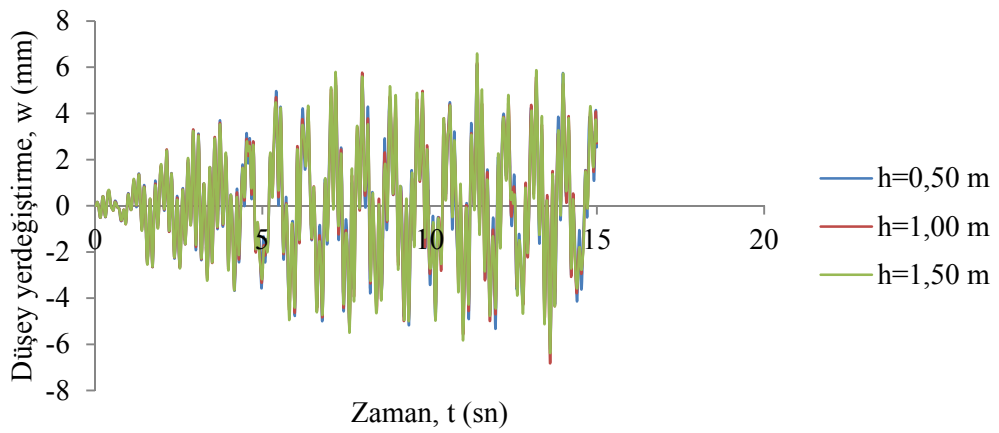
Şekil 4.23 : 8 katlı binanın frame 360 numaralı kolonuna ait kesme kuvvetinin zamanla değişimi.



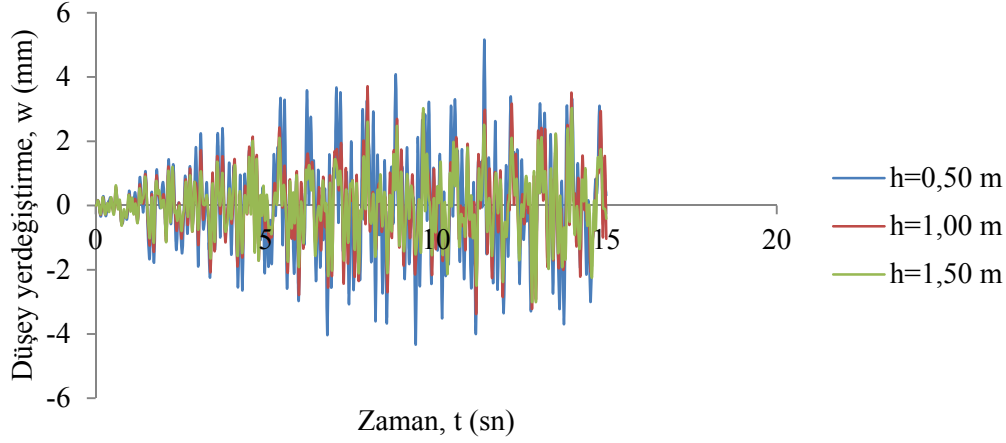
Şekil 4.24 : 8 katlı binaya ait A düğüm noktasının yatay yerdeğiştirmesinin zamanla değişimi.



Şekil 4.25 : 3 katlı binaya ait B düğüm noktasının yatay yerdeğiştirmesinin zamanla değişimi.



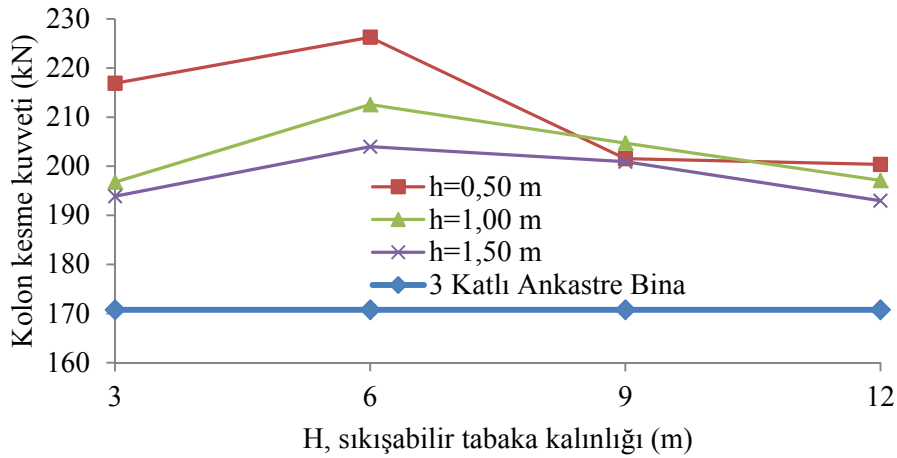
Şekil 4.26 : 8 katlı binaya ait C düğüm noktasının düşey yerdeğiştirmesinin zamanla değişimi.



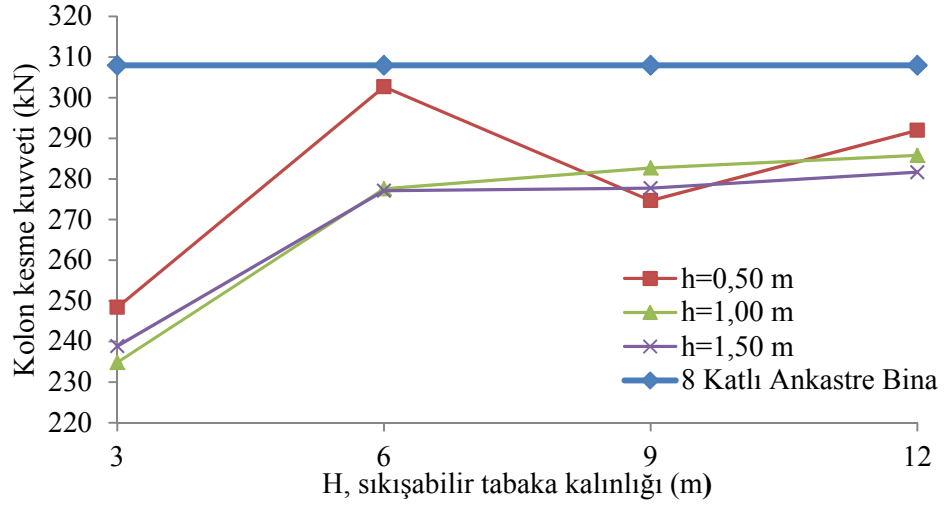
Şekil 4.27: 3 katlı binaya ait D düğüm noktasının düşey yerdeğiştirmesinin zamanla değişimi.

Şekil 4.22, Şekil 4.23, Şekil 4.24, Şekil 4.25, Şekil 4.26 ve Şekil 4.27 incelendiğinde farklı sıkışabilir tabaka kalınlığı ve yapılar arası mesafeler için zamana bağlı olarak elde edilen değerlerin yorumlanmasının güç olduğu anlaşılmaktadır. Bu nedenle verilen zaman aralığında elde edilen mutlak değerce maksimum değerlere göre karşılaştırma yoluna gidilmiştir.

Şekil 4.28 ve Şekil 4.29'de 3 ve 8 katlı binaların Şekil 4.14'de verilen kolonlarına ait dinamik çözümleme sonucunda bulunan mutlak değerce maksimum kolon kesme kuvveti değerleri görülmektedir. Bu değerler farklı sıkışabilir tabaka kalınlığı ve yapılar arası mesafe için elde edilmiştir. Karşılaştırmak amacıyla 3 ve 8 katlı binalar ankastre olarak mesnetlenmiş ve dinamik çözümü yapılarak elde edilen mutlak değerce maksimum kesme kuvveti değerleri bu şekillere eklenmiştir.



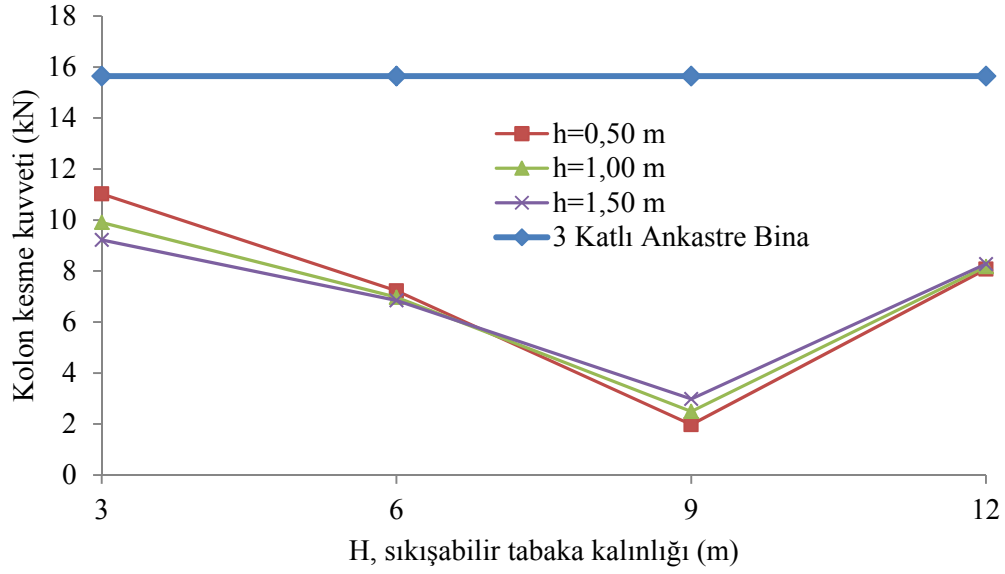
Şekil 4.28 : 3 katlı binanın Frame 17 numaralı kolonuna ait mutlak değerce maksimum kolon kesme kuvveti değerleri.



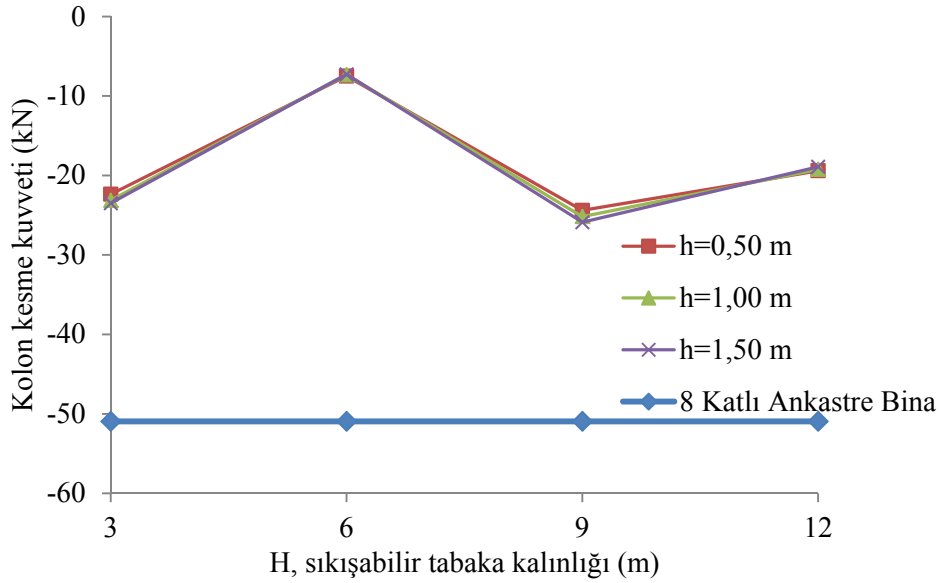
Şekil 4.29 : 8 katlı binanın Frame 360 numaralı kolonuna ait mutlak değerce maksimum kolon kesme kuvveti değerleri.

Şekil 4.28 incelendiğinde iki parametrelili zemine oturan 3 katlı binanın farklı sıkışabilir tabaka kalınlığı ve yapılar arası mesafe için dinamik analizi sonucu elde edilen mutlak değerce maksimum kolon kesme kuvvetlerinin aynı binanın ankastre mesnetli çözümlemesinden elde edilen kolon kesme kuvvetlerinden daha büyük çıktığı görülmektedir. Şekil 4.29 incelendiğinde ise 8 katlı bina için bu durumun tam tersi çıktığı görülmektedir. Buradan 8 katlı binanın 3 katlı bina üzerindeki etkisi açıkça görülmektedir. 8 katlı bina boyutları itibari ile daha ağır bir yapı olduğu için 3 katlı binayı daha çok etkilemekte ve sözü geçen kolonun kesme kuvvetini arttırmaktadır. Yapılar arası mesafe arttıkça bu etkileşim azalmaktadır.

Şekil 4.30 ve Şekil 4.31’de, sırasıyla 3 ve 8 katlı binaların Şekil 4.14’de verilen kolonlarına ait dinamik çözümleme sonucunda bulunan kolon kesme kuvvetlerini karşılaştırmak için bir başka yol olarak, Şekil 4.20 ve Şekil 4.21’de gösterilen binaların serbest titreşim periyotlarına karşı gelen zamanlarda görülen kesme kuvvetleri verilmiştir.



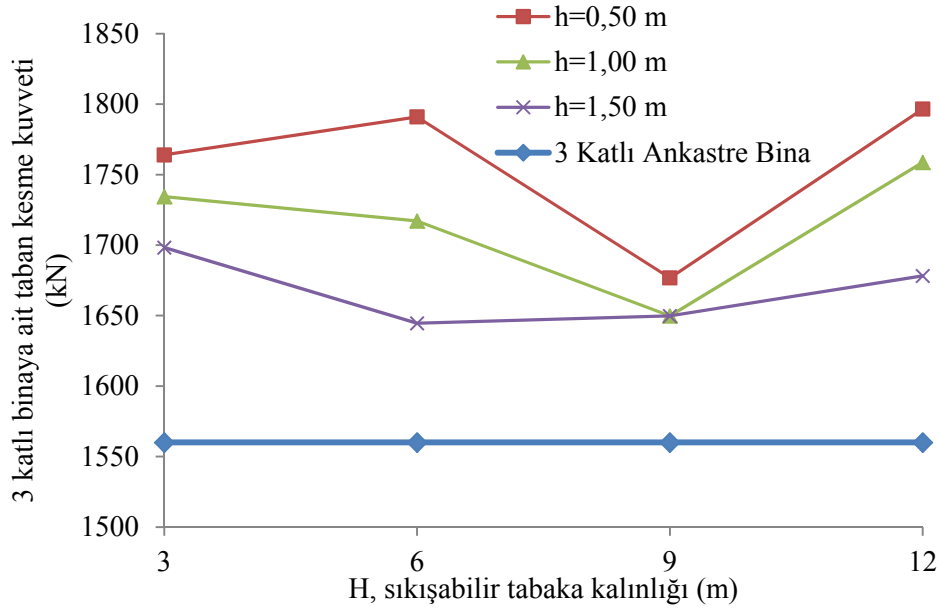
Şekil 4.30 : 3 katlı binanın Frame 17 numaralı kolonuna ait, serbest titreşim periyotlarına karşı gelen zamanlardaki kolon kesme kuvveti değerleri.



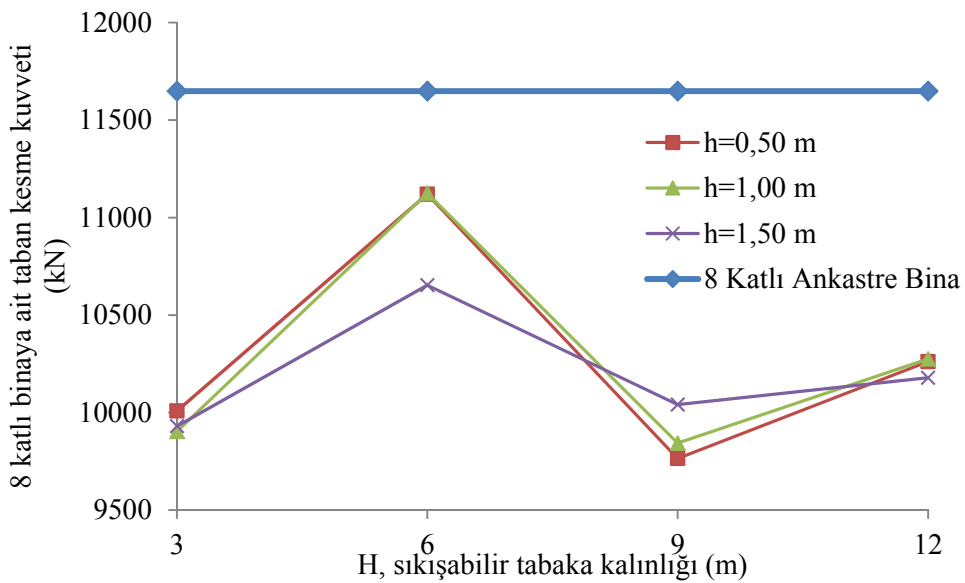
Şekil 4.31 : 8 katlı binanın Frame 360 numaralı kolonuna ait, serbest titreşim periyotlarına karşı gelen zamanlardaki kolon kesme kuvveti değerleri.

Şekil 4.30 ve Şekil 4.31 incelenecek olursa H sıkışabilir tabaka kalınlığı değiştikçe ilgili kolonların, binaların serbest titreşim periyotlarına karşılık gelen zamanlardaki kesme kuvvetlerinin önemli ölçüde ve düzgün olmayan bir şekilde değiştiği görülmektedir. Yapılar arası mesafenin değişmesi ise binaların serbest titreşim periyotlarına karşılık gelen zamanlardaki kolon kesme kuvvetleri üzerinde çok küçük bir değişime neden olmaktadır.

Binaların bir biriyle etkileşimini incelemek için, Şekil 4.32 ve Şekil 4.33’de dinamik çözümleme sonucunda bulunan mutlak değerce maksimum taban kesme kuvveti değerleri de karşılaştırılmıştır. Bu değerler farklı sıkışabilir tabaka kalınlığı ve yapılar arası mesafe için elde edilmiştir. Karşılaştırmak amacıyla 3 ve 8 katlı binalar ankastre olarak mesnetlenmiş ve dinamik çözümlemesi yapılarak elde edilen mutlak değerce maksimum taban kesme kuvveti değerleri bu şekillere eklenmiştir.



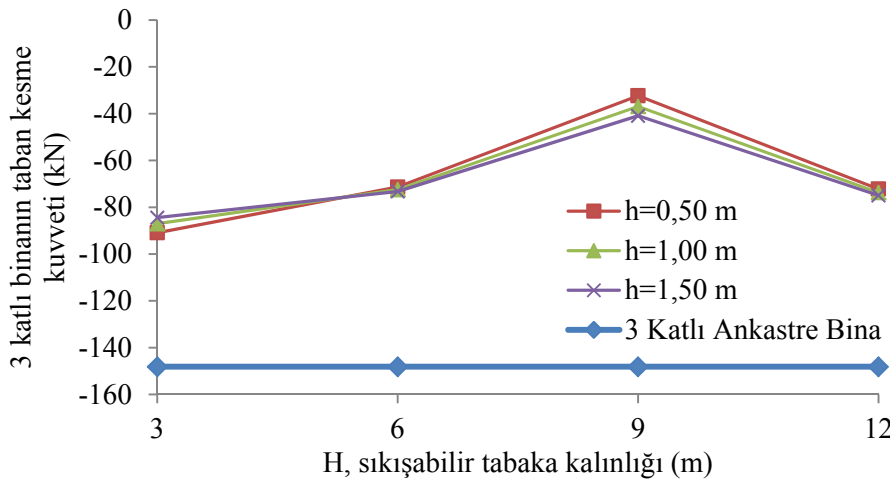
Şekil 4.32 : 3 katlı binaya ait mutlak değerce maksimum taban kesme kuvveti değerleri.



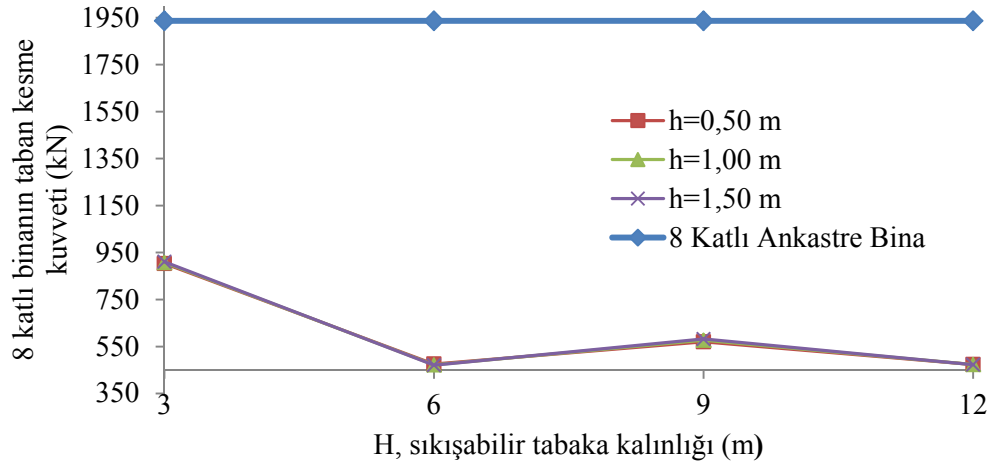
Şekil 4.33 : 8 katlı binaya ait mutlak değerce maksimum taban kesme kuvveti değerleri.

Şekil 4.32 incelendiğinde iki parametrelili zemine oturan 3 katlı binanın farklı sıkışabilir tabaka kalınlığı ve yapılar arası mesafe için dinamik analizi sonucu elde edilen mutlak değerce maksimum taban kesme kuvveti değerlerinin aynı binanın ankastre mesnetli çözümlemesinden elde edilen mutlak değerce maksimum taban kesme kuvveti değerlerinden büyük çıktığı görülmektedir. Oysa 3 katlı binanın yanında, 8 katlı binanın bulunmaması durumunda bu değerlerin ankastre durumlu çözümleme sonucu bulunan değerlerden daha küçük olacağı açıktır. Anlaşılabacağı üzere 8 katlı binanın 3 katlı bina üzerindeki etkisi burada da açıkça görülmektedir. Şekil 4.33 incelendiğinde 8 katlı binanın farklı sıkışabilir tabaka kalınlığı ve yapılar arası mesafe için dinamik analizi sonucu elde edilen mutlak değerce maksimum taban kesme kuvveti değerlerinin beklendiği gibi aynı binanın ankastre mesnetli çözümlemesinden elde edilen mutlak değerce maksimum taban kesme kuvveti değerlerinden küçük çıktığı görülmektedir. Bu durum 3 katlı binanın 8 katlı bina üzerinde gözle görülür bir etki oluşturmamasından kaynaklanmaktadır. Her iki şekilde de maksimum taban kesme kuvvetlerinin sıkışabilir tabaka kalınlığı ile değişimi gözlemlendiğinde, değişim hakkında bir genelleme yapılamadığı görülecektir.

Şekil 4.34 ve Şekil 4.35’de, sırasıyla 3 ve 8 katlı binaların dinamik çözümleme sonucunda bulunan mutlak değerce maksimum taban kesme kuvvetlerini karşılaştırmak için bir başka yol olarak, Şekil 4.20 ve Şekil 4.21’de gösterilen binaların serbest titreşim periyotlarına karşı gelen zamanlarda görülen taban kesme kuvvetleri verilmiştir.



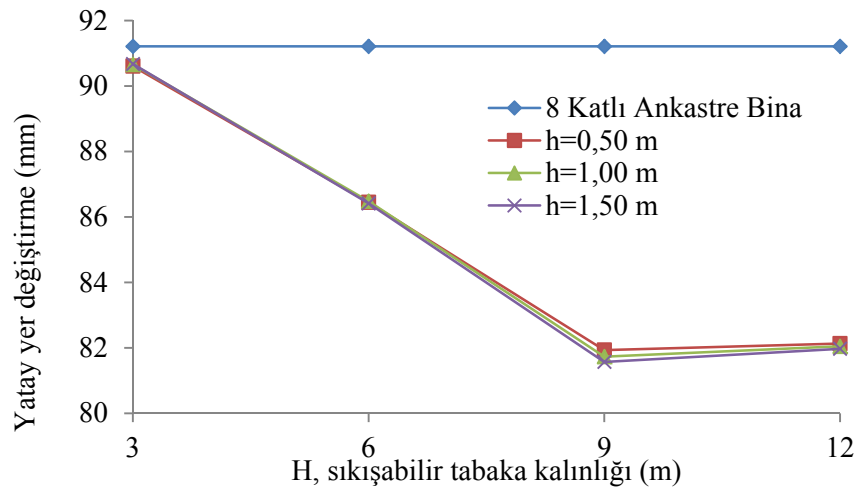
Şekil 4.34 : 3 katlı binanın, serbest titreşim periyotlarına karşı gelen zamanlardaki taban kesme kuvveti değerleri.



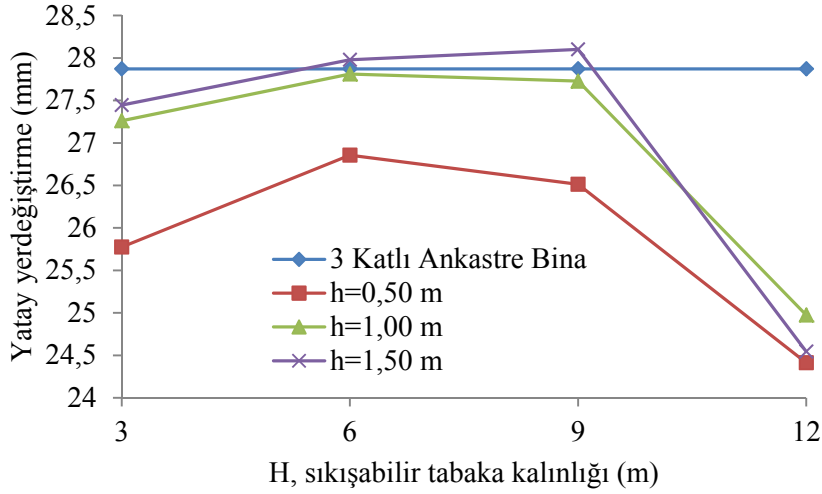
Şekil 4.35 : 8 katlı binanın, serbest titreşim periyotlarına karşı gelen zamanlardaki taban kesme kuvveti değerleri.

Şekil 4.34 ve Şekil 4.35 incelendiğinde, Şekil 4.32 ve Şekil 4.33 için yapılan benzer yorumların burada da yapılabileceği görülmektedir.

Şekil 4.36 ve Şekil 4.37’de 3 ve 8 katlı binaların Şekil 4.14’de verilen en üst kat düğüm noktalarının, farklı sıkışabilir tabaka kalınlığı ve yapılar arası mesafe için dinamik çözümleme sonucunda bulunan mutlak değerce maksimum yatay yerdeğiştirme (x eksenı doğrultusunda) değerleri verilmiştir. Karşılaştırmak amacıyla 3 ve 8 katlı binalar ankastre olarak mesnetlenmiş ve dinamik çözümlemesi yapılarak en üst kat düğüm noktaları için elde edilen mutlak değerce maksimum yatay yerdeğiştirme değerleri bu şekillere eklenmiştir.



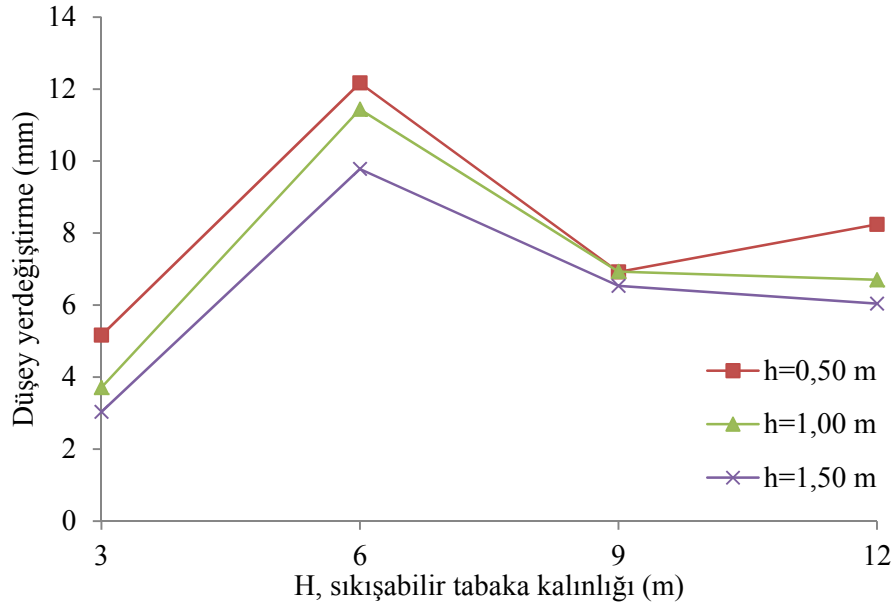
Şekil 4.36 : 8 katlı binadaki A düğüm noktası için elde edilen mutlak değerce maksimum yatay yerdeğiştirme değerleri.



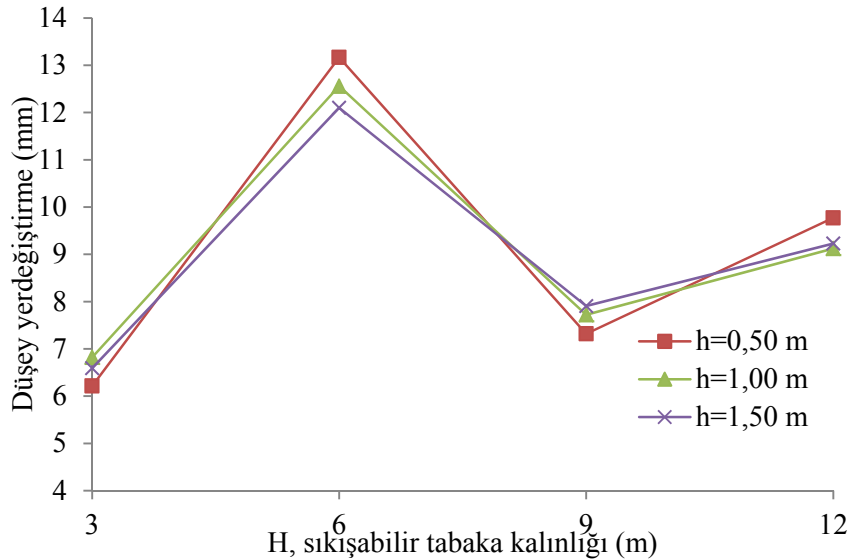
Şekil 4.37 : 3 katlı binadaki B düğüm noktası için elde edilen mutlak değerce maksimum yatay yerdeğiştirme değerleri.

Şekil 4.36 incelendiğinde iki parametrelili zemine oturan 8 katlı binanın farklı sıkışabilir tabaka kalınlığı ve yapılar arası mesafe için dinamik analizi sonucu elde edilen A düğüm noktası mutlak değerce maksimum yatay yerdeğiştirme değerlerinin aynı binanın ankastre mesnetli çözümlemesinden elde edilen mutlak değerce maksimum yatay yerdeğiştirme değerlerinden küçük çıktığı görülmektedir. Sıkışabilir tabaka kalınlığı arttıkça bu mutlak değerce maksimum yatay yerdeğiştirme değerleri daha da küçülmektedir. Yapılar arası mesafe, 8 katlı binanın mutlak değerce maksimum en üst kat yatay yerdeğiştirmesini çok etkilememekle birlikte h mesafesi arttıkça mutlak değerce maksimum yatay yerdeğiştirme değeri azalmaktadır. Şekil 4.37 incelendiğinde iki parametrelili zemine oturan 3 katlı binanın farklı sıkışabilir tabaka kalınlığı ve yapılar arası mesafe için dinamik analizi sonucu elde edilen B düğüm noktası mutlak değerce maksimum yatay yerdeğiştirme değerlerinin yapılar arası mesafeden nispeten daha çok etkilendiği açıktır. Bu durum 8 katlı binanın 3 katlı bina üzerindeki etkisine işaret etmektedir. Yine Şekil 4.37’den görüleceği üzere sıkışabilir tabaka kalınlığı arttıkça mutlak değerce maksimum yatay yerdeğiştirmeler önce artmakta sonra azalmaktadır. Bu şekilde yapılar arası mesafenin etkisi incelenecek olursa, yapılar arası mesafenin artması mutlak değerce maksimum yatay yerdeğiştirmelerin artmasına neden olmaktadır. Buradan anlaşılabileceği üzere 8 katlı bina 3 katlı binanın en üst kat yatay yerdeğiştirme değerini yapılar arası mesafeyle doğru orantılı olarak etkilemektedir.

Şekil 4.38 ve Şekil 4.39’da 3 ve 8 katlı binaların Şekil 4.14’de kolon altlarında verilen temel düğüm noktalarının, farklı sıkışabilir tabaka kalınlığı ve yapılar arası mesafe için dinamik çözümleme sonucunda bulunan mutlak değerce maksimum düşey yerdeğiştirme değerleri verilmiştir.



Şekil 4.38 : 3 katlı binadaki D düğüm noktası için elde edilen mutlak değerce maksimum düşey yerdeğiştirme değerleri.



Şekil 4.39 : 8 katlı binadaki C düğüm noktası için elde edilen mutlak değerce maksimum düşey yerdeğiştirme değerleri.

Şekil 4.38 incelendiğinde h yapılar arası mesafe arttıkça 3 katlı binanın D düğüm noktası mutlak değerce maksimum düşey yerdeğiştirmesi azalmaktadır. Buradan 8

katlı binanın 3 katlı bina üzerindeki etkisi açıkça görülmektedir. H sıkışabilir tabaka kalınlığının düşey yerdeğiştirme üzerindeki etkisinin oldukça karmaşık olduğu görülmektedir. şekil 4.39 incelendiğinde gerek yapılar arası mesafenin gerekse sıkışabilir tabaka kalınlığının 8 katlı binanın C düğüm noktası mutlak değerce maksimum düşey yerdeğiştirmesi üzerindeki etkisinin daha da karmaşıklaştığı görülmektedir. Bununla birlikte yapılar arası mesafenin değışmesinin C düğüm noktası mutlak değerce maksimum düşey yerdeğiştirmesi üzerinde çok etkili olmadığı görülmektedir. Bu da 3 katlı binanın 8 katlı bina yanında boyutları itibari ile küçük olmasından dolayı 8 katlı binaya pek etki yapamamasından kaynaklanmaktadır.

5. SONUÇLAR

Bu çalışmada iki parametrelili zeminler üzerine oturan yapı sistemlerinin dinamik yükler altında incelenmesine çalışılmıştır. Bu amaçla SAP2000 programı ve SAP2000 programı ile etkileşimli çalışan excel makrosundan yararlanılmıştır. Excel makrosu, zeminin kayma parametresi ve yatak katsayısının hesaplanabilmesi için gerekli olan gama parametresinin, ardışık yaklaşım yoluyla belirlenebilmesi amacıyla yazılmıştır. Sayısal örnekler bölümünde yapılan alıştırmalar yardımıyla aşağıda özetlenen sonuç ve önerilere ulaşılmıştır.

Bu çalışmada, sayısal örnekler kısmında yapılan ilk iki örnekle iki parametrelili zeminin SAP2000 programında modellenilebileceği gösterilmiştir. Yapılan üçüncü sayısal örnekte, yazılan excel makrosu sayesinde, zemine ait parametreler ardışık yaklaşımla belirlenebilmiştir. Bu örnekte, ardışık yaklaşım ile elde edilen zemine ait parametrelerin, daha önceki çalışmalarda elde edilen zemin parametreleri ile birebir tutmadığı görülmekle birlikte, zeminde meydana gelen çökmelerin birbirine çok yakın olduğu görülmüştür. Buradan zeminde meydana gelen çökmelerin zemin parametrelerinin değişimine çok hassas olmadığı anlaşılmaktadır. Elde edilen zemin parametrelerinin daha önceki çalışmalarda bulunan zemin parametrelerinden farklı olmasının sebebi, SAP2000 modelinde zeminin yataklanma parametresini temsil etmek amacıyla Winkler yaklaşımı yerine yaylar tanımlanmasıdır. Bu durumda (2.67) ifadesi yerine (3.6) ifadesi yaklaşık olarak tanımlanmıştır.

İki parametrelili zeminin SAP2000 programında modellenilebilmesi karmaşık yapı sistemlerinin bir birlerine olan etkilerinin göz önüne alınarak çözülebilmesine olanak sağlamaktadır. Bu sayede yapıların, oturduğu zemin, temel ve üst yapısı ile birlikte bir bütün olarak ele alınıp, gerek statik analizi gerekse dinamik analizi gerçeğe daha yakın bir şekilde yapılabilir.

Bu çalışmada iki parametrelili zemine oturan deprem etkisindeki yapı sistemlerinin lineer davranışları incelenmiştir. Benzer bir çalışmada iki parametrelili zemine oturan deprem etkisindeki yapı sistemlerinin lineer olmayan davranışları incelenebilir.

Sayısal örnekler kısmında yapılan dördüncü örnekte, biri üç katlı diğeri sekiz katlı iki bina farklı sıkışabilir tabaka kalınlığı ve yapılar arası mesafe için dinamik analize tabi tutulmuştur. Düşey yükler altında yapılan incelemeler sonucunda zemin ile yapı sistemi birlikte modellenirken zemin sınırlarının (B), sıkışabilir tabaka kalınlığı kadar (H) alınmasının yeterli olduğu görülmüştür. Düşey yükler altında yapılar arası mesafe azaldıkça yapıların birbiri ile daha çok etkileşime girdiği açıkça görülmüştür. Dinamik analizler sonucunda yapılan incelemelerde, birlikte modellenen iki binadan birinin diğere göre nispeten daha ağır olması durumunda küçük binanın büyük binadan daha çok etkilendiği, küçük binanın ise büyük bina üzerinde önemli bir etki yapmadığı sonucuna ulaşılmıştır. Nitekim yapılan incelemelerde yapılar arası mesafe azaldıkça üç katlı yapıya ait kolonun kesme kuvveti önemli ölçüde artış göstermektedir. Aynı şekilde yapılar arası mesafe azaldıkça üç katlı binaya ait zemin kat toplam kesme kuvveti önemli ölçüde artış göstermektedir. Bu iki bina için en üst katlarının yatay yerdeğiştirmeleri karşılaştırıldığında, yapılar arası mesafenin değişmesi durumunda üç katlı binanın en üst kat yatay yerdeğiştirmesi bu değişimden daha çok etkilenirken, sekiz katlı binanın en üst kat yatay yerdeğiştirmesi ise neredeyse etkilenmemektedir. Temel çökmeleri açısından incelenecek olursa, iki binanın temellerinde birbirine yakın olacak şekilde seçilen iki noktadan üç katlı bina altındaki noktada, yapılar arası mesafe azaldıkça çökmenin önemli miktarda arttığı oysa sekiz katlı bina altındaki noktada böyle bir genelleme yapılamadığı görülmüştür. Yani üç katlı binanın sekiz katlı bina üzerinde oluşturduğu etki oldukça az ve karmaşıktır. Bütün bu incelemelerde sıkışabilir tabaka kalınlığı ile karşılaştırma yapılan değerlerin ilişkisine bakıldığında kesin bir yargıya varılamamaktadır.

Yine dördüncü örnekte farklı sıkışabilir tabaka kalınlığı ve yapılar arası mesafe için, yapıların serbest titreşim periyotlarında meydana gelen değişimler gözlemlenmiş ve bu değişimlerin çok küçük olduğu görülmüştür.

Sonuç olarak bilindiği gibi dinamik etkiler altında yapı sisteminden alınan tepkiler, yapı sisteminin periyoduna bağlı olarak değişiklik göstermektedir. Sıkışabilir tabaka kalınlığı (H) ve yapılar arası mesafenin (h) değişimi sisteme ait özel periyotlarda küçük değişimler meydana getirmesine rağmen bu değişimler yapı sisteminden alınan tepkilerde ani değişikliklere neden olmakta ve alınan tepkiler her zaman düzgünlük arz etmemektedir.

Başka bir çalışmada, küçük binanın yerleşimi ve binaların kat sayıları da parametre olarak alınıp hesaplar yapılarak sonuçlar değerlendirilebilir.

KAYNAKLAR

Ayvaz, Y., Daloğlu, A. and Doğangün, A. (1998). Application of a Modified Vlasov Model to earthquake analysis of plates resting on elastic foundations. *Journal Of Sound and Vibration* (1998) 213(3), 499-509.

Buczkowski, R. and Torbacki, W. (2001). Finite Element Modelling of Thick Plates on Two Parameter Elastic Foundation. *International Journal for Numerical and Analytical Methods In Geomechanics*, (2001); 25:1409-1427 (DOI: 10.1002/nag.187).

Çelik, M. (1996). Plak sonlu elemanlarda kayma şekil değiştirmelerinin gözönüne alınması ve iki parametrelili zemine oturan plakların hesabı için bir yöntem, *Doktora Tezi*, İ.T.Ü. Fen Bilimleri Enstitüsü, İstanbul

Çelik, M. and Saygun A. (1999). A method for the analysis of plates on a two parameter foundation. *Int. J. Solids Struct.*, 36, 2891-915.

Darılmaz, K. (2009). An assumed-stress hybrid element for modelling of plates with shear deformations on elastic foundation. *Structural Engineering and Mechanics*, Vol. 33, No. 5 (2009) 573-588.

Filonenko-Borodich, M.M. (1940). Some approximate theories of the elastic foundation, (in Russian), *Uchenyie Zapiski Moscovskogo Gosudarstvennogo Universiteta Mekhanika*, 46, 3-18.

Hasgül, U. (2011). Binaların şekildeğiştirme bazlı doğrusal olmayan analizinde deprem doğrultusu etkisinin incelenmesi, *Doktora Tezi*, Balıkesir Üniversitesi, Balıkesir.

Hetenyi, M. (1946). Beams on elastic foundation, The University of Michigan Press, Ann Arbor, Michigan.

Hetenyi, M. (1950). A general solution for the bending on an elastic foundation of arbitrary continuity, *Journal of Applied Physics*, 21, 55-58.

Kocaeli Depremi İvme Kayıtları. (t.y.). *Peer strong motion database*. Alındığı tarih: 20.10.2011, adres: <http://peer.berkeley.edu/smcat>

Ozgan, K. and Daloğlu, A.T. (2008). Effect of transverse shear strains on plates resting on elastic foundation using modified Vlasov model. *Thin Wall. Struct.*, 46, 1236-1250.

Pasternak, P.L. (1954). On a new method of analysis of an elastic foundation by means of two foundation constants, (in Russian), *Gosudarstvennoe IzdatelstvoLiteraturi po Stroitelstvu i Arkhitecture Moscow*, Russia.

Reissner, E. (1945). The effect of transverse shear deformation on the bending of elastic plates, *Journal of Applied Mechanics*, 12, 69-77.

SAP2000, (2010). Structural Analysis Program Computers and Structures Inc., Berkeley, California.

- Saygun, A. and Çelik, M.** (2003) Analysis of circular plates on two parameter elastic foundation. *Struct. Eng. Mech.*, 15(2), 249-267.
- Vallabhan, C.V.G., Das Y.C.** (1988) Parametric study of beams on elastic foundations, *Journal of Engineering Mechanics*, Vol 114, No. 14, pp.2072-2082.
- Vallabhan, C.V.G., Straughan, W.T. and Das.Y.C.** (1991). Refined model for analysis of plates on elastic foundations, *Journal of Engineering Mechanics*, Vol.117, No 12, pp.2830-2844.
- Vallabhan, C.V.G., Daloglu, A.** (1999) Consistent FEM-Vlasov model for plates on layered soil, *Journal of Structural Engineering*, ASCE, 125(1):108-113.
- Vlasov, V.Z., and Lepnt'ev, U.N.** (1966). Beams plates and shells on elastic foundations Israel Programme for Scientific Translations, Tel.Aviv.
- Winkler, E.** (1867). Die Lehre von der Elastizitat und Festiget, Prague Czechaslovakia.

ÖZGEÇMİŞ



Ad Soyad: Mehmet Akif HAMARAT

Doğum Yeri ve Tarihi: Trabzon, 1987

E-Posta: mahamarat@antra.com.tr

Lisans: Karadeniz Teknik Üniversitesi (2005-2009)

Mesleki Deneyim ve Ödüller:

Antra Mühendislik ve Müşavirlik Ltd. Şti, 2010

Design&Construct 2009 Çelik Köprü Yarışması Birinciliği

