

ELASTİK ZEMİNE OTURAN SÜREKLİ  
YÜZEYSEL TEMELLERİN OTURMA KALIBI  
YOLUYLA HESABI

Hakan DİZDAROĞLU

Anadolu Üniversitesi  
Fen Bilimleri Enstitüsü  
Lisansüstü Yönetmeliği Uyarınca  
İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalında

**YÜKSEK LİSANS TEZİ**

Olarak Hazırlanmıştır.

Danışman: Doç. RUHİ AYDIN

Şubat - 1988

Anadolu Üniversitesi  
Merkez Kütüphane

Hakan Dizdaroğlu'nun YÜKSEK LİSANS tezi olarak hazırladığı "Elastik Zemine Oturan Sürekli Yüzeysel Temellerin Oturma Kalıbı Yoluyla Hesabı" başlıklı bu çalışma, jürimizce lisansüstü yönetmeliğinin ilgili maddeleri uyarınca değerlendirilerek kabul edilmiştir.

25./03./1988

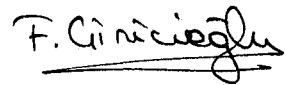
üye : Doç. Ruhi AYDIN



üye : Doç. Dr. Ahmet TOPÇU



üye : Yard. Doç. Dr. Feyza ÇİNİCİOĞLU



Fen Bilimleri Enstitüsü Yönetim Kurulu'nun 28 MART 1988  
gün ve 173./3..... sayılı kararıyla onaylanmıştır.



Prof. Dr. Rüstem KAYA

Enstitü Müdürü

## ÖZET

Giriş bölümünde yapılan çalışmaya ait bazı ön bilgilere değinilmiştir.

İkinci bölümde gerilme-deformasyon bağıntıları, deformasyon çeşitleri, zemin sıkışabilirliği, gerilme yayılışı, taban basıncı ve temellerin oturması hakkında kısa bilgiler verilmiştir.

Üçüncü bölümde sürekli temellerin çeşitli hesap yöntemlerinden bazıları ele alınmış, bunlardan yaklaşık yöntemler, Winkler hipotezine göre çözüm ve Kany metodu anlatılmıştır.

Dördüncü bölümde Kany yönteminden gidilerek yapılan bilgisayar programı hakkında açıklamalar yapıp, program akış şeması verilmiştir.

Beşinci bölümde verilen bilgisayar programının kullanımı anlatılmış ve değişik örnekler çözülmüştür.

Altıncı bölümde ise çalışmanın amacı ve varılan sonuç anlatılmıştır.

## SUMMARY

In the first part, the preliminary knowledges of study has been investigated.

In the second part, stress-strain relationship, sorts of deformation, soil compressibility, stress distribution, soil pressure and settlements of foundations has been explained.

In the third part, considering some methods of calculation continue foundation; Kany methods, Winkler methods and approach methods.

In the fourth part, retainning the Kany method has been done a computer programme and its explanation and flow chart of programme has been drawn.

In the fifth part, the usage of computer programme has been explained and various samples has been solved by it.

In the sixth part, the aim and the result of study has been explained.

## TEŐEKKÜR

Tez konumun seğiminde ve ęalıőmalarım sırasında değerli zamanlarını ayırıp yardım ve desteklerini esirgemeyen Sayın Hocam Doç.Ruhi Aydın'a saygı ve teőekkürlerimi sunarım.

Ęalıőmalarım sırasında her türlü maddi ve manevi yardımını esirgemeyen eőime içtenlikle teőekkür ederim.

Ayrıca tezimdiki őekilleri ęizebilmem için bana yardımcı olan Sayın İnő.Yük.Müh. Niyazi Ęiftęi'ye ve ęalıőmalarım esnasında yardımlarını esirgemeyen Öğr.Gör. Nevzat Kırağ ve eőine teőekkürü bir borę bilirim.

## İÇİNDEKİLER

	<u>Sayfa</u>
ÖZET .....	iv
SUMMARY .....	v
ŞEKİLLER DİZİNİ .....	ix
ÇİZELGELER DİZİNİ .....	xii
SİMGELER VE KISALTMALAR DİZİNİ .....	xiii
1. GİRİŞ .....	1
2. ZEMİNLERDE OTURMA, YÜKLER VE GERİLMELER ARASINDAKİ İLİŞKİLER .....	2
2.1. Gerilme-Deformasyon Bağlantısı .....	2
2.1.1. Elastik deformasyon .....	2
2.1.2. Plastik deformasyon .....	2
2.1.3. Kompresif deformasyon .....	2
2.2. Zemin Sıkışabilirliğinin Bulunması .....	4
2.2.1. Kompresyon deneyi .....	4
2.2.2. Üç eksenli basınç deneyi .....	7
2.2.3. Elastisite modülü (zemin rijidite katsayısı) $E_s$ nin bulunuşu .....	8
2.3. Yükün Zemin İçinde Yayılışı (Gerilme Yayılışı) .....	10
2.3.1. Nokta ve çizgi yüklere ait formüller .....	14
2.3.2. Yüklü bir dikdörtgen alanın altında düşey basınç .....	17
2.3.3. Tesir kartları .....	18
2.3.4. Basıncın derinlikle değişimi .....	19
2.4. Yükün Tabanda Dağılımı (Taban Basıncı) .....	21
2.4.1. Model deneyleri .....	22

## İÇİNDEKİLER (devam)

	<u>Sayfa</u>
2.4.2. Yapı rijiditesinin taban basıncına etkisi .....	24
2.4.2.1. Tam fleksibl temel gövdelerinde taban basıncı dağılımı .....	24
2.4.2.2. Rijit temel gövdelerinde taban basıncı dağılımı .....	25
2.4.2.3. Bükülebilir (elastik) temel gövdelerinde taban basıncı dağılımı .....	27
2.5. Temellerin Oturması .....	28
2.5.1. Oturmanın sebepleri .....	28
2.5.2. Statik yüklerin etkisi ile olan oturmalar .....	29
2.5.2.1. Ani oturmalar .....	29
2.5.2.2. Konsolidasyon oturması .....	29
2.5.2.3. Oturma hızı .....	30
2.5.3. Temel zemininin sıkışmasından meydana gelen oturmalar .....	30
2.5.3.1. Sıkışabilir tabakanın yapının hemen altında olması hali .....	31
2.5.3.2. Sıkışabilir tabakanın derinde olması hali .....	34
3. SÜREKLİ YÜZEYSEL TEMELLERİN ÇEŞİTLİ HESAP YÖNTEMLERİ .....	36
3.1. Yaklaşık Yöntemler .....	36
3.1.1. Gerilme yamuğu metodu .....	36
3.1.2. Yük etki alanları metodu .....	37
3.1.3. Geliştirilmiş yük etki alanları metodu .....	40
3.2. Winkler Hipotezine Göre Çözüm .....	42
3.2.1. Sonsuz kiriş .....	44
3.2.1.1. Tekil kuvvet durumu .....	44
3.2.1.2. Tekil eğilme momenti durumu .....	46
3.2.2. Yarı sonsuz kiriş .....	47
3.2.3. Sonlu kiriş .....	48

## İÇİNDEKİLER (devam)

	<u>Sayfa</u>
3.2.1.1. Tekil kuvvet durumu .....	48
3.2.1.2. Tekil eğilme momenti etkime durumu .....	49
3.3. Kany Yöntemine Göre Çözüm .....	50
3.3.1. Denklem takımlarının kurulması .....	53
3.3.2. Simetrik yükleme hali .....	56
3.3.3. Antimetrik yükleme hali .....	56
3.3.4. Tablo ve abakların kullanılması .....	56
3.3.5. Sistem rijiditesi $\eta$ nın etkisi .....	57
3.3.5.1. Yapı rijiditesi $\alpha$ nın etkisi	58
3.3.5.2. Zemin $c_0$ deformasyonunun etkisi .....	58
3.3.6. Şekil katsayısı $k_1$ 'in etkisi .....	58
4. YAPILAN BİLGİSAYAR PROGRAMI HAKKINDA AÇIKLAMA ....	60
4.1. Oturma Kalıbı Hesabı .....	60
4.1.1. Birden fazla tabaka hali .....	60
4.1.2. Tek tabaka hali .....	62
4.2. Gerilmelerin Hesabı .....	62
4.3. Momentlerin Hesabı .....	63
4.4. Oturmaların Hesabı .....	63
4.5. Bilgisayar Program Akış Diyagramı .....	64
4.6. Bilgisayar Programı .....	65
5. BİLGİSAYAR PROGRAMININ KULLANILIŞI VE ÖRNEKLER ...	70
5.1. Programın Girdileri .....	71
5.2. Program Çıktıları .....	71
5.3. Program Çıktılarının Kontrolü .....	71
5.4. Örnekler .....	71
6. SONUÇ .....	88
KAYNAKLAR DİZİNİ .....	89

## ŞEKİLLER DİZİNİ

<u>Şekil</u>	<u>Sayfa</u>
2.1. Yük altında deformasyon çeşitleri .....	3
2.2. Zaman/sıkışma eğrisi .....	5
2.3. Basıncın ileriki artımları altında zaman/sıkışma eğrisi .....	6
2.4. Tekrar yüklemenin etkisi .....	6
2.5. ....	8
2.6. Basınç-zemin rijidite katsayısı diyagramı .....	11
2.7. Basınç yayılışı ve dağılışına ait basit kabul ..	12
2.8. Çeşitli derinliklerdeki deney sonucu basınç dağılışı ve yayılışı .....	13
2.9. Eşit düşey basınç eğrileri, izobarlar .....	14
2.10. Tekil yükten dolayı z derinliğinde gerilme yayılışı .....	14
2.11. Şerit yük altındaki gerilme yayılışı .....	15
2.12. Tekil ve şerit temelerde eş basınç eğrileri ...	15
2.13. a. Nokta kuvvet b. Çizgi kuvvet .....	16
2.14. Dikdörtgen yük alanlarının altındaki basınçların Steinbrenner'e göre bulunması .....	18
2.15. Düşey basınca ait tesir kartı .....	19
2.16. ....	20
2.17. Üniform yüklü temelde taban basıncı dağılımı ...	22
2.18. Model deneylerinde taban basıncı dağılımı .....	23
2.19. ....	24
2.20. Sağlam zeminde, bağımsız hareket eden temellerin oturması .....	25
2.21. Yanlara kaçma imkanı mevcut sağlam olmayan bir zeminde, bağımsız hareket eden temellerin oturması .....	25
2.22. Sağlam bir zeminde üniform oturmayı sağlamak için gerekli temel üzerindeki yük dağılışı .....	26
2.23. Sağlam olmayan bir zemin üzerinde üniform oturmayı sağlamak için gerekli temel üzerindeki yük dağılışı .....	26
2.24. Rijit bir temelde taban basıncı dağılımının yükün büyüklüğü ile değişmesi .....	27
2.25. Ani oturma .....	29

## ŞEKİLLER DİZİNİ (devam)

<u>Şekil</u>	<u>Sayfa</u>
2.26. Oturma hızı .....	30
2.27. Basınç yayılışına ait basit kabul .....	31
2.28. Dikdörtgen yük alanındaki oturmaların hesaplanması	33
2.29. Basınç-oturma eğrisi .....	35
3.1. Gerilme yamuğu metodu .....	37
3.2. ....	38
3.3. ....	39
3.4. ....	41
3.5. ....	44
3.6. ....	45
3.7. ....	46
3.8. ....	47
3.9. ....	48
3.10. ....	49
3.11. ....	49
3.12. Formüllere ait şemalar .....	50
3.13. Oturma kalıbı şeklinin $k_1$ şekil sayısı ile değişmesi .....	52
4.1. $F_1$ den $F_4$ e parçaların gerilme ve oturma hesabındaki süperpozisyonu .....	61

## ÇİZELGELER DİZİNİ

<u>Çizelge</u>		<u>Sayfa</u>
1.	Tablo .....	17
2.	Tablo .....	43

## SİMGELER VE KISALTMALAR DİZİNİ

<u>Simgeler</u>	<u>Açıklamalar</u>
A	Temelin incelenen kesit düzlemindeki kenar uzunluğu
a	Bir temel parçasının kenar uzunluğu
B	Temelin incelenen kesite dik kenar uzunluğu
$B_v$	Basınç-zemin rijidite katsayısı
$C_1 - C_n$	Clapeyron denkleminin ara değerleri
$c_o$	Yüklenen temel parçası altındaki $q_o' = 1$ için oturma kalıbının en büyük değeri
$c_1 - c_n$	$q_o' = 1$ için oturma kalıbının ordinatları
d	Temelin kalınlığı
E	Yapı elastisite modülü (Beton $E = 2.1 \times 10^5$ kg/cm <sup>2</sup> )
$E_B$	Zeminin elastisite modülü (Yatay deformasyonlara mani olmadığı zamanki rijidite katsayısı)
$E_s$	Zemin rijidite katsayısı (Kompresyon deneyinden elde edilir)
F	Temel alanı
h	Tabaka kalınlığı
$k_1$	Oturma kalıbının şekil katsayısı
M	Eğilme momenti
$M_R$	Kenar momenti
m	Zeminin yatay genişleme katsayısı (Poisson sayısı)
$m_r$	Kenar momentleri tesirinde ara değerler
n	Parçalanan kirişin parça sayısı
P, Q	Kirişe tesir eden tekil kuvvet
p	Kirişe tesir eden uniform yayılı yük
q	Temel parçasındaki taban basıncı
$q_o$	Ortalama taban basıncı
R	Oturma kalıbının eğrilik yarıçapı

## SİMGELER VE KISALTMALAR DİZİNİ (devam)

<u>Simgeler</u>	<u>Açıklamalar</u>
s	Oturma
$s_0$	Alanı a.B olan $i=0$ yüklenen temel parçasının oturması
$s_1 - s_n$	1 den n kadar olan temel parçalarında oturma kalıbının oturmaları
$y_q$	q taban basıncı, M eğilme momenti ve s oturmasının tayinindeki tesir sayıları
$y_M$	
$y_s$	
Z	Temel tabanından itibaren derinlik
$z'$	Zemin yüzünden itibaren derinlik
$\alpha$	Temel kirişi rijiditesi
$\epsilon$	Boşluk oranı
$\gamma$	Zemin birim hacim ağırlığı
$\nu$	Fröhlich'e göre konsantrasyon katsayısı
$\eta$	Sistem rijiditesi
$\pi$	3.1415
$\sigma_v$	Basınç-boşluk oranı ve basınç zemin rijidite katsayısı diyagramlarındaki gerilme
$\sigma_z$	Zemindeki gerilme

## 1. GİRİŞ

Sürekli yüzeysel temellerin hesabında bir çok çözüm yöntemi vardır. Bu yöntemler, yaklaşık hesap yöntemleri ve sağlıklı hesap yöntemleri olmak üzere iki başlık altında toplanabilir. Yaklaşık hesap yöntemleri, zemin durumlarını gözönüne almadan sadece ampirik formüllerle hesap yapılan yöntemlerdir. Sağlıklı hesap yöntemlerin de ise zemin davranışları da incelenmektedir (Tabakalanma durumu, zemin rijiditesi gibi).

Sağlıklı hesap yöntemlerinden birisi de Kany tarafından verilen yöntemdir. Oturma kalıbının şekli yöntemin esasını teşkil eder. Yatak katsayısı metodundan farkı, komşu nokta oturmalarının da gözönüne alınmasıdır.

Kany, metodunda temel kirişini on eşit aralığa bölmekte, on eşit aralık için hazırladığı tablo ve abaklar yardımı ile çözüm yoluna gitmektedir.

Bu çalışmada Kany tarafından verilen denklemler düzenlenerek yapılan bilgisayar programı ile çözüm süresi kısaltılmış ve çözüm aralığı artırılarak gerçeğe yakın sonuçlar elde edilmeye çalışılmıştır.

## 2. ZEMİNLERDE OTURMA, YÜKLER VE GERİLMELER ARASINDAKİ İLİŞKİLER

### 2.1. Gerilme-Deformasyon Bağıntısı

Temel zemini yük altında kalan bölgelerde deformasyona uğramaktadır. Yükün zeminde oluşturduğu gerilmelerle deformasyonlar arasındaki bağıntı zemin türünden başka, gerilme geçmişine, gerilme düzlemine, gerilme değişimlerinin biçimine ve zamana bağlıdır.

Zemin üzerine sıkıştırıcı bir yük uygulandığı zaman üç ana tip deformasyon olayı gözlenmektedir (Şekil 2.1) (Capper and Cassie, 1973).

#### 2.1.1. Elastik deformasyon

Kuru ve özellikle sünger gibi zeminlerde görülen bu deformasyon da zemin, porozitenin küçük değişimi ile yatay genişlemeye uğramakta yükün kaldırılması sonucu eski halini almaktadır.

#### 2.1.2. Plastik deformasyon

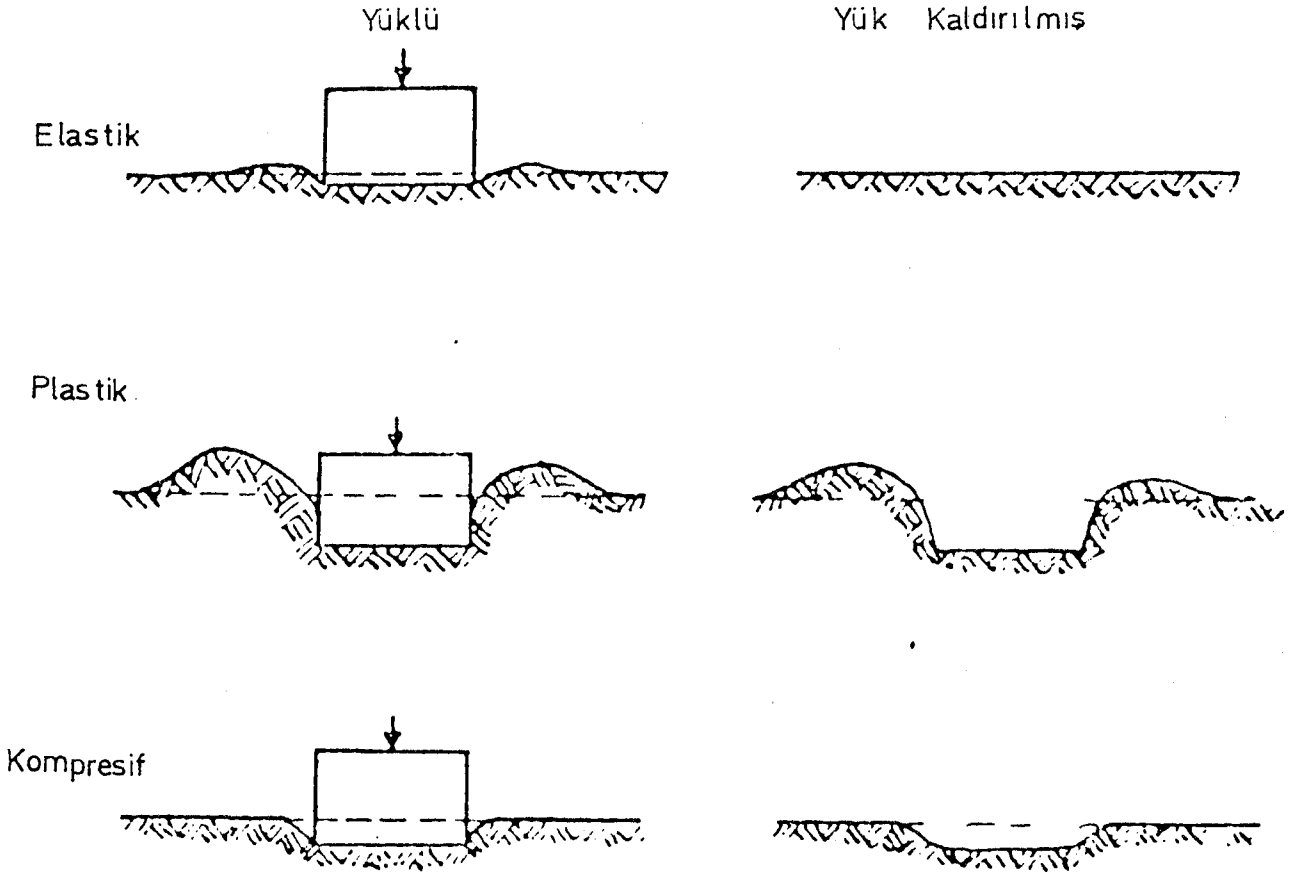
Basınç etkisi altında zeminin sıkışıp yatay yönde hareketinden dolayı yanlara kaçmasıdır. Yükün kaldırılması ile deformasyonda ihmal edilebilir bir geri dönüş görülmektedir. Temeller de zemin kırılmasına karşı yeterli güvenliğin bulunması durumunda ortaya çıkmaktadır. Plastiklik, zeminin kırılmadan ve çatlamadan oldukça fazla deformasyonlarını mümkün kılan özelliktir.

#### 2.1.3. Kompresif deformasyon

Basınç altında zemin danecikleri arasındaki su ve havanın dışarı çıkması ile boşluk hacminin azalması ve zemin daneciklerinin birbirine yaklaşması sonucu oluşan deformas-

yonlardır. (Köseoğlu, 1987). Zeminin bu özelliği kompresiyon (sıkışabilme kabiliyeti) adını almaktadır.

Bir yapı veya toprak dolgu ağırlığı gibi bir basınç altında suya doygun zeminin sıkışması olayına konsolidasyon denmektedir. Boşluklardaki suyun çıkması olarak ta bilinebilir.



Şekil 2.1. Yük altında deformasyon çeşitleri

Zemin iskeleti oluşturan danecikler ile bunların arasını dolduran sıkışmaz bir sıvıdan ibaret kabul edilecek olursa, elastik bir malzemede gerilme-deformasyon bağıntısı,  $E$  elastisite modülü ve  $\mu$  poisson oranı gibi iki elastik sabitle belirlenebilir. Fakat zemin davranışı tam olarak elastik şartlara uymamaktadır. Gerilme-deformasyon eğrisi lineer bir yapıda değildir, yükün kaldırılması ile

deformasyon kaybolmaz. Sonuç kırılma gerilmesinin epey altındaki değerler için bu eğri çoğu hallerde bir doğruya yakın olup, kaba bir yaklaşım olarak E, sekant modülü olarak alınabilir. E modülü belli bir zemin özelliğinden çok, uygun bir deformasyon parametresi olarak gözönünde tutulmalıdır (Cassie and Capper, 1984).

## 2.2. Zemin Sıkışabilirliğinin Bulunması

Bir zeminde basınç gerilmesinin zeminde oluşturduğu deformasyon oranına E sıkışma modülü denilmektedir. Ani oturmaların hesabı söz konusu olduğunda yana genişleyebilen silindir veya üç eksenli basınç deneyinden elde edilen  $E=E_a$  elastik modülü kullanılır. Konsolidasyon oturmalarında ise yana genişlemesi engel olunmuş kompresyon deneyinden elde edilen  $E=E_s$  rijitlik modülü veya ender olarak, yaklaşık bir biçimde yükleme plağı deneyinden elde edilen  $E=E_v$  deformasyon modülü kullanılmaktadır.

Zeminlerde sıkışma modülü Ohde tarafından

$$E_s = V \left( \frac{\sigma'}{P_{at}} \right)^w \quad (1)$$

olarak verilmektedir. Burada V ve w deneylerden elde edilen zemin faktörü;  $P_{at}$ , basınç birimi;  $\sigma'$ , etkili düşey basınç gerilmesidir. Deneylerde  $w=0$  alınması uygun bir yaklaşım olmakta ve sıkışma modülü;

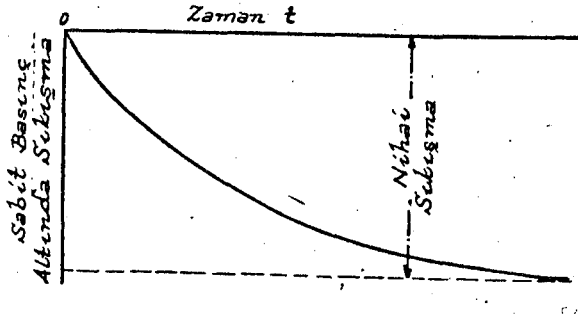
$$E = V : sbt$$

olmaktadır (Köseoğlu, 1987).

### 2.2.1. Kompresyon deneyi

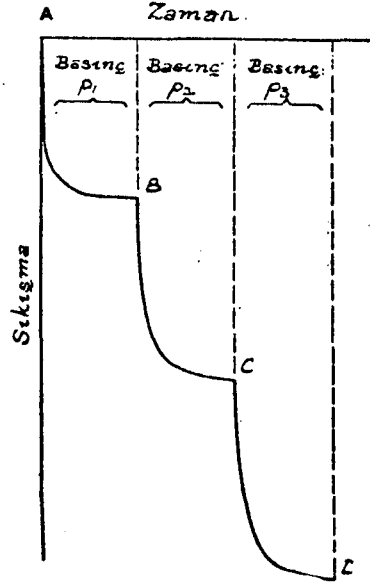
Kompresibilite, yük altında zemin deformasyon özelliğidir. Odometre adı verilen bir deney aleti ile zemin deformasyonları bulunur. Kompresibilite deneyinde numuneye

yana kaçması engellenerek düşey bir yük uygulanmakta ve sıkışma okumaları uygun aralıklarla yapılmaktadır. Sıkışma önce hızlı fakat bir süre sonra numunenin denge durumuna erişmesi ile sabitleşmektedir. Bu durum çok uzun sürmekle beraber genellikle yirmidört saat içerisinde oluşmaktadır. Kumlar gibi çok geçirgen zeminlerde sıkışma çok kısa sürede olmaktadır (Şekil 2.2).



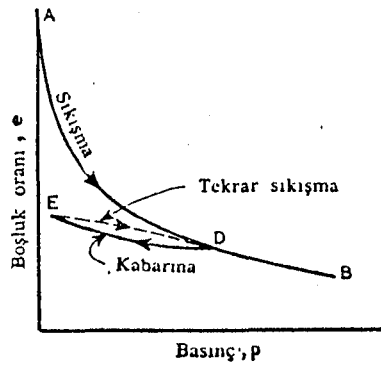
Şekil 2.2. Zaman/sıkışma eğrisi

İlk yük için zaman/sıkışma okumaları elde edildikten sonra basınç artımı yapılarak yeni okumalar elde edilebilir (Şekil 2.3). Bu işlem birkaç kez yapıldıktan sonra basınç düşürülür ve numunenin su alıp kabarmasına izin verilir. Kabarma tamamlandıktan sonra zeminin son su muhtevası belirlenir (Şekil 2.4).



Şekil 2.3. Basıncın ileriki artımları altında zaman/sıkışma eğrisi

Eğer basınç tekrar D noktasının ötesinde artmaya devam ederse, eğri orjinal ABD eğrisinin devamı olmaktadır.



Şekil 2.4. Tekrar yüklemenin etkisi

Tek eksenli deformasyon durumlarında deformasyon modülü  $E_s$  rijitlik modülü olarak bilinmektedir.

$$E_s = d\sigma' / d\epsilon$$

$\epsilon$  : Zemin örneğinin lineer kısalması

$$d\epsilon = de / (1 + e_1)$$

olduğu göz önüne alınırrsa;

$$E_s = (1 + e_1) \frac{d\sigma'}{de} = \frac{1 + e_1}{a_v} \quad (2)$$

Burada  $a_v = de / d\sigma'$  sıkışma oranı olarak bilinirse;

$$E_s = (1 - s'_1) \frac{d\sigma'}{ds} \quad (3)$$

yazılabilir. Yana genişlemesi önlenmiş deney koşulları doğada mevcut olmayacağından gerçeğe daha yakın deformasyon modülünü veren ve yana genişlemesine izin verilmiş numunenin üç eksenli basınç deneyi veya plak yükleme deneyi yapılması daha uygun olmaktadır.

### 2.2.2. Üç eksenli basınç deneyi

Bu deneyde zemin örneğinin enine genişlemesine izin verilmektedir. Enine genişleme oranı  $\mu = \epsilon / \epsilon_d$ , eksenel deformasyon  $\epsilon = \Delta h / h_a$ , radyal deformasyon  $\epsilon_d = \Delta d / d_a$  olmaktadır.  $h_a$  ve  $d_a$  zemin örneğinin deformasyondan önceki yüksekliği ve çapı,  $\Delta h$  ve  $\Delta d$  buna uygun deformasyon miktarlarıdır.  $1/\mu = \nu$  poisson oranı olduğuna göre hacmi değişmeyen (sıkışmaz) zeminler için  $\nu = 0.5$  alınabilir.

Bu deney sonucu  $E_v$  deformasyon modülü ile  $E_s$  rijitlik modülü arasında tam elastik-izotrop malzeme varsayımı durumunda şu bağıntı yazılabilir.

$$E_v = \frac{1 - \nu - 2\nu^2}{(1 - \nu)(1 - \nu^2)} E_s \quad (4)$$

Enine genişleme yapmayan zeminler için  $\nu = 0$  olacağından  $E_v = E_s$  eşitliği söz konusu olmaktadır. Yana genişlemesine

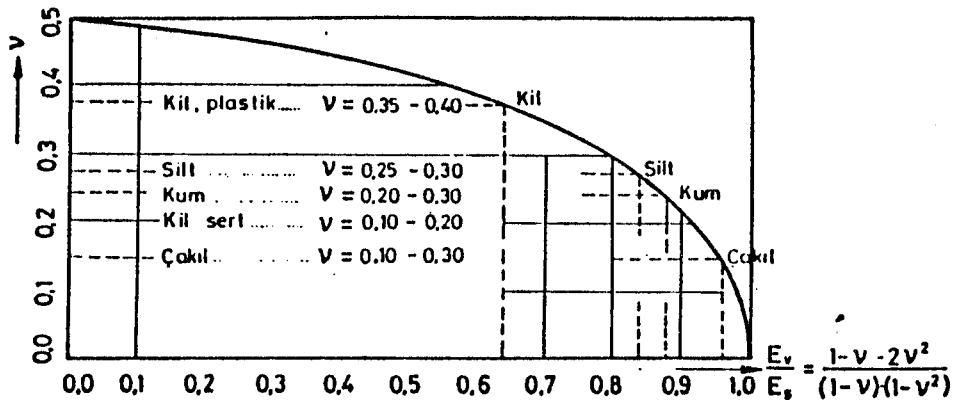
izin verilen zeminler için  $E_s$  rijitlik modülü yerine daha büyük değer veren  $E_v$  deformasyon modülü kullanılmalıdır.

Hook kanununa göre genel elastisite modülü,

$$E = (1 - \nu^2) E_v = \frac{1 - \nu - 2\nu^2}{1 - \nu} E_s \quad (5)$$

yazılabilir.

Enine genişlemesine izin verilen zeminin  $E_v$  deformasyon modülü ile enine genişlemesine engel olunmuş zeminin  $E_s$  rijitlik modülü arasındaki oranın zeminin  $\nu$  poisson oranına bağlı olduğu Şekil 2.5 teki diyagramdan anlaşılmaktadır.



Şekil 2.5.

Şekilden de görüldüğü gibi enine genişlemenin etkisi bağıntısız zeminlerde küçük, bağıntılı zeminlerde ise büyük olmaktadır (Köseoğlu, 1987).

### 2.2.3. Elastisite modülü (zemin rijidite katsayısı) $E_s$ nin bulunuşu

Oturma hesaplarının yapılabilmesi için zemin tabakalanma durumunun ve elastisite modülünün bilinmesi gereklidir. Zemin elastisite modülü tahmini hesaplarda deneyim-

lerden yararlanılarak tahmin edilir veya tablolardan alınır (Kany, 1967).

Oturmalara karşı hassas yapılarda ya da kötü zeminlerde elastisite katsayısının hatasız bulunması gereklidir.

Elastisite modülü,  $\sigma_v$  gerilmelerine bağlı olarak kompresyon deneylerinden bulunabilir. Bu deneyler basınç-boşluk oranı veya basınç-oturma oranı diyagramları şeklinde belirtilirler.

Basınç boşluk oranı Terzaghi'ye göre;

$$\epsilon = -\frac{1}{C} \ln(\sigma_v + p_c) + \epsilon_0 \quad (6)$$

denklemlerindeki  $C$ ,  $p_c$  ve  $\epsilon_0$  sabitlerini bulabilmek için Kany'nin verdiği birinci diyagramdan yararlanılmalıdır. Burada belirli  $C$ ,  $p_c$  ve  $\epsilon_0$  değerleri için 6 denkleme göre bir eğriler grubu çizilmiştir. Bu eğriler şeffaf bir kağıt üzerine çizilen deney eğrisinin altına konulup, eksenlere paralel olarak o şekilde kaydırılır ki deney eğrisi daha önceden çizilen bir şablon eğrisi ile çakışsın. Bu durumda hiçbir hesap yapılmadan  $C$  sabiti çakışan eğriden,  $p_c$  sabiti tablonun kesik çizgilerle gösterilen asimtotundan veya deney diyagramının eksenine olan mesafesinden  $\epsilon_0$  sabiti de tablonun 0 noktasından deney eğrisinin uzaklığı olarak bulunur.

Terzaghi'ye göre elastisite modülü;

$$E_s = C(1 + \epsilon) \cdot (\sigma_v + p_c) \quad (7)$$

denkleminde  $\epsilon$  yerine 6. denklemdeki değeri yazılırsa;

$$E_s = C(1 + \epsilon_0) (\sigma_v + p_c) - (\sigma_v + p_c) \ln(\sigma_v + p_c) \quad (7a)$$

Bu denklemde  $B_v = C(1 + \epsilon_0)$  olmak üzere eğimi gösterirse,

$R_s = (\sigma_v + p_c) \ln(\sigma_v + p_c)$  miktarı çıkarılır. Çıkarılan  $R_s$  değeri sabit olup tablo olarak verilebilir.

$$(C_v + p_c) = 1 \text{ kg/cm}^2 \text{ için } R_s = 0.00 \text{ kg/cm}^2$$

$$(C_v + p_c) = 2 \text{ kg/cm}^2 \text{ için } R_s = 1.38 \text{ kg/cm}^2$$

$$(C_v + p_c) = 3 \text{ kg/cm}^2 \text{ için } R_s = 3.29 \text{ kg/cm}^2$$

$$(C_v + p_c) = 4 \text{ kg/cm}^2 \text{ için } R_s = 5.54 \text{ kg/cm}^2$$

$$(C_v + p_c) = 5 \text{ kg/cm}^2 \text{ için } R_s = 8.06 \text{ kg/cm}^2$$

$$(C_v + p_c) = 6 \text{ kg/cm}^2 \text{ için } R_s = 10.76 \text{ kg/cm}^2$$

$$(C_v + p_c) = 8 \text{ kg/cm}^2 \text{ için } R_s = 16.61 \text{ kg/cm}^2$$

$$(C_v + p_c) = 10 \text{ kg/cm}^2 \text{ için } R_s = 23.03 \text{ kg/cm}^2$$

Zemin için ortalama bir değer olan  $m=3.33$  poisson katsayısı ile yan deformasyonları önlenmiş basınç deneyine karşılık gelen  $E_s$  elastisite katsayısı;

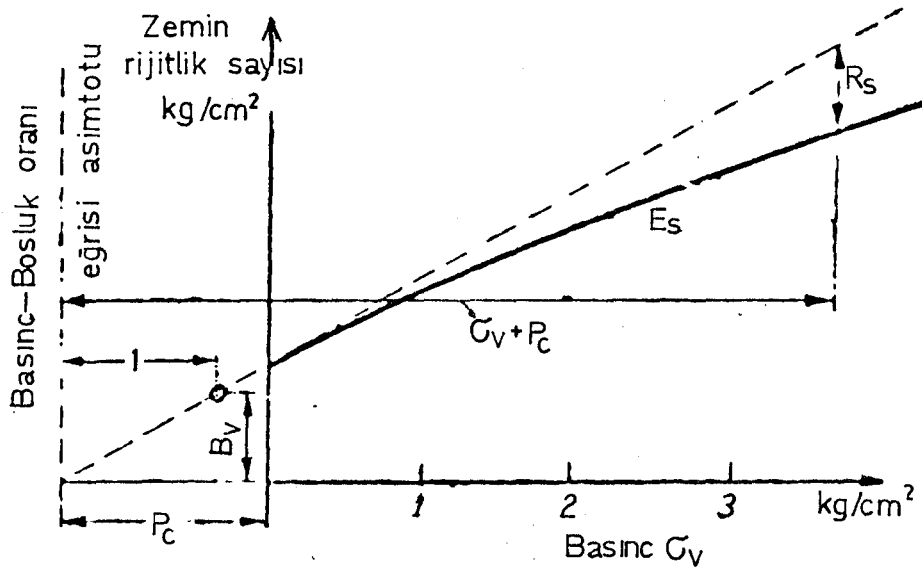
$$E_s = E_B \frac{1}{1 - \frac{2}{m(m-1)}} = E_B \times 1.34 \quad (8)$$

şeklinde de bulunabilir.  $E_B$  tek eksenli deneylerden elde edilen elastisite sabitidir.

### 2.3. Yükün Zemin İçinde Yayılışı (Gerilme yalışı)

Zemin üst yüzeyinden etki eden yüklerden dolayı zemin içindeki gerilme yayılışının hesabında; temel zeminine çoğunlukla yarım uzayda elastik homojen ve izotrop cisim gözü ile bakılmalıdır. O halde bu basitleştirme ışığı altında temel zemininin ideal elastik hacim sabitliği olan ve her tarafta aynı rijitlik modülünü gösteren ideal bir cisim olduğu söylenebilir (Köseoğlu, 1987).

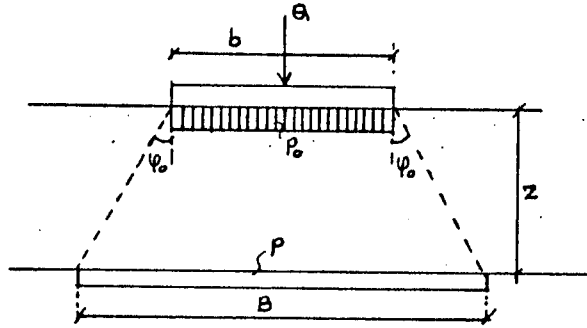
Temel zemini içindeki gerilme şiddetinin belirlenmesi hem teorik araştırma hem de deneysel yollardan yapılmışlar-



Şekil 2.6. Basınc-zemin rijidite katsayısı diyagramı

dır. Bütün temel tiplerine uygulanabilen genel bir çözüm yöntemi verilmemektedir.

Basınç yayılışı ve dağılışına ait basit kabul, basıncın her yöne doğru  $\varphi_0$  açısı altında yayıldığıdır.

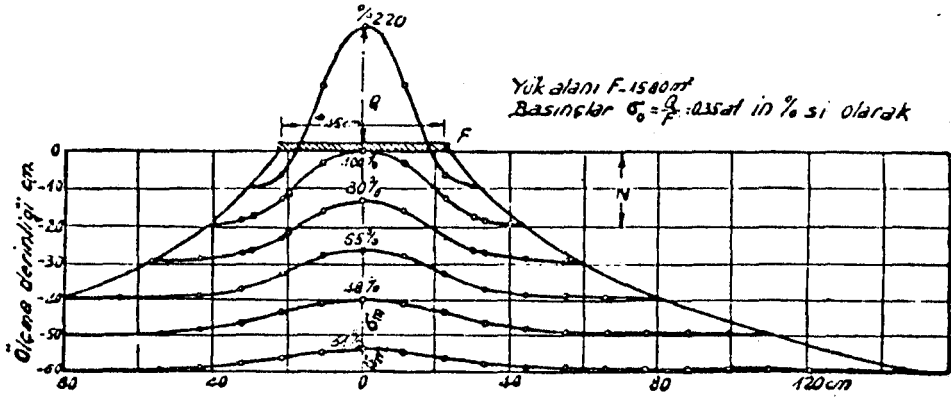


Şekil 2.7. Basınç yayılış ve dağılışına ait basit kabul

Ancak basit kabul, yayılış ve dağılış hakkında fikir vermekle birlikte bu olayı doğru ve tam olarak yansıtmamaktadır. Bu konuda yapılan deneyler basit kabulden farklı sonuçlar vermektedirler. Freiberg bir kum dolmasının yüzüne bir yük koymuş ve bu yükün çeşitli derinliklerde oluşturduğu basınçları o noktalara koyduğu ölçme aletleri ile ölçmüştür (Şekil 2.8).

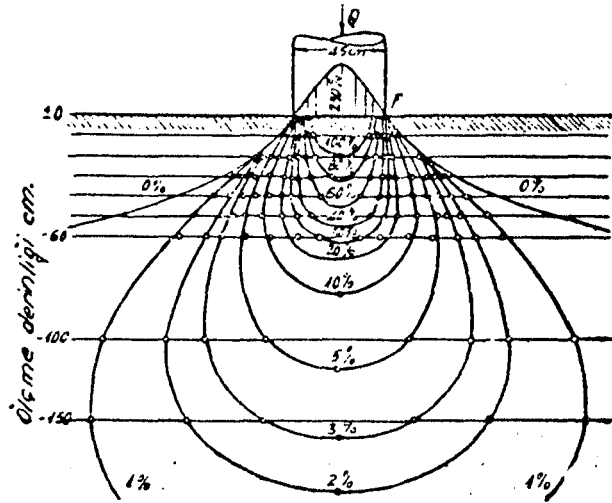
Freiberg yaptığı deney sonucunda ortalama taban basıncı  $p_0 = \frac{Q}{F}$  nin yüzdesi olmak üzere şu sonuçlara varmıştır.

- Taban alanından herhangi bir  $z$  derinliğindeki bütün yatay düzlemlerde basınç dağılımı aynı karakteristiği gösterir. Taban alanının dış bölgelerindeki gerilmeler, alanın ortalarındaki gerilmelerden oldukça küçüktür. Basit kabulde ise bu ifade üniform olarak belirtilmektedir.



Şekil 2.8. Çeşitli derinliklerdeki deney sonucu basınç dağılışı ve yayılışı

- Gerilme dağılışı özel eğrisinin şeklinden dolayı kum dolgu üzerindeki yük alanları altında çok az derinliklerdeki orta bölge basınçları, taban basıncından bir hayli büyük olmaktadır.
- Orta bölge basınçları derinlik arttıkça azalmaktadır. Tabanın hemen altında basınç ortalama basıncın 2.2 katı olmaktadır. Bu da taban basıncının hiç bir zaman üniform olmayacağını göstermektedir.
- Ölçülen basınçlar yardımı ile izobarlar dediğimiz eş basınç noktaları birleştirilecek olursa Şekil 2.9 daki eğri sistemi elde edilmiş olur.
- Dolgunun herhangi bir noktasındaki basınç, etki ettirilen yük ile orantılı olarak artmaktadır (Kögler und Scheidig, 1960).

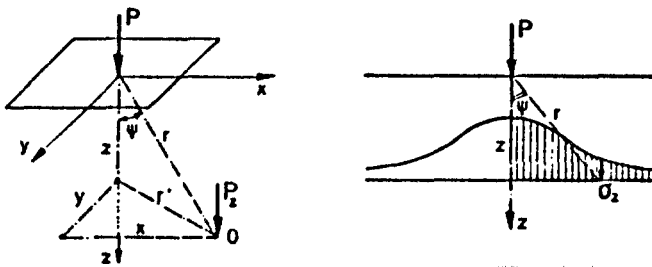


Şekil 2.9. Eşit düşey basınç eğrileri, izobarlar

### 2.3.1. Nokta ve çizgi yüklere ait formüller

Zemin yüzeyinden etki eden bir P tekil yükünden dolayı z derinliğinde oluşan düşey gerilmeler ilk kez Boussinesq tarafından hesaplanmıştır (Köseoğlu, 1987).

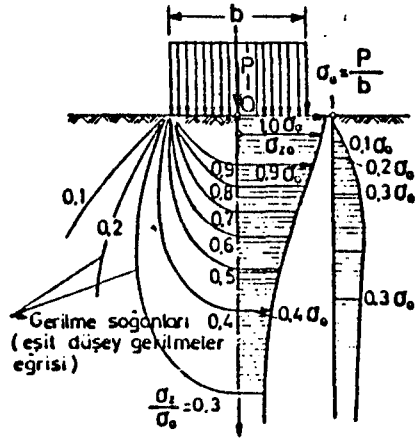
$$\sigma_z = \frac{3P}{2\pi z^2} \cos^5 \varphi = \frac{3Pz^3}{2\pi r^5} \quad (9)$$



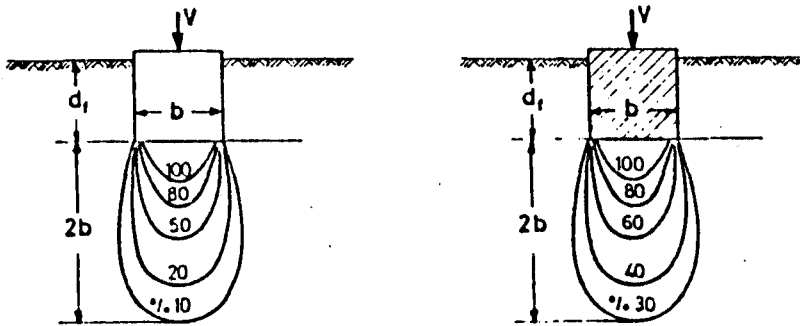
Şekil 2.10. Tekil yükten dolayı z derinliğinde gerilme yayılımı

Şerit yükler altındaki düşey gerilmelerin yayılışı da benzer biçimde hareket edilerek bulunursa Şekil 2.11'deki gibi olduğu görülebilir.

Basıncın zeminde yayılışı tekil ve şerit temeller için gerilme soğanları ile gösterilmektedir (Şekil 2.12). Buna göre temel genişliğinin iki kat derinlikteki ( $z=2b$ ) gerilme değerleri, taban basıncının yüzdesi olarak; tekil temellerde % 30 olmaktadır.



Şekil 2.11. Şerit yük altındaki gerilme yayılışı



Şekil 2.12. Tekil ve şerit temellerde eş basınç eğrileri

Çeşitli yük durumları altında, zeminde oluşan gerilmelerin bulunmasına yarayan formüller:

Nokta kuvvet

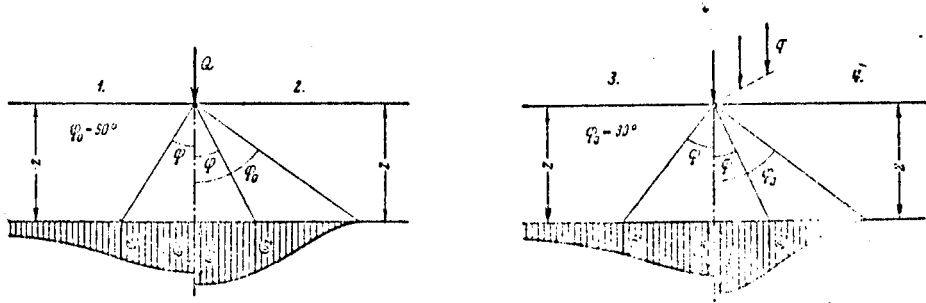
$$1. \text{ Boussinesq } \sigma_z = \frac{3P}{2\pi z^2} \cos^5 \varphi = k_{90} \frac{P}{z^2} \quad (10)$$

$$2. \text{ Strohshneider } \sigma_z = \frac{3P}{2\pi z^2} \frac{(\cos \varphi - \cot \varphi_0 \cdot \sin \varphi) \cos^4 \varphi}{1 - \cos \varphi_0} = k \frac{P}{z^2} \quad (11)$$

Çizgi kuvvet

$$3. \text{ Melan } \sigma_z = \frac{2q}{\pi z} \cos^4 \varphi = n_{90} \frac{q}{z} \quad (12)$$

$$4. \text{ Kögler } \sigma_z = \frac{q}{z \varphi_0} (\cos \varphi - \cot \varphi_0 \cdot \sin \varphi) \cos^3 \varphi = n \frac{q}{z} \quad (13)$$



Şekil 2.13 a. Nokta kuvvet b. Çizgi kuvvet

Formüllerdeki k ve n sayıları aşağıdaki tablodan alınmaktadır (Kögler und Scheidig, 1960).

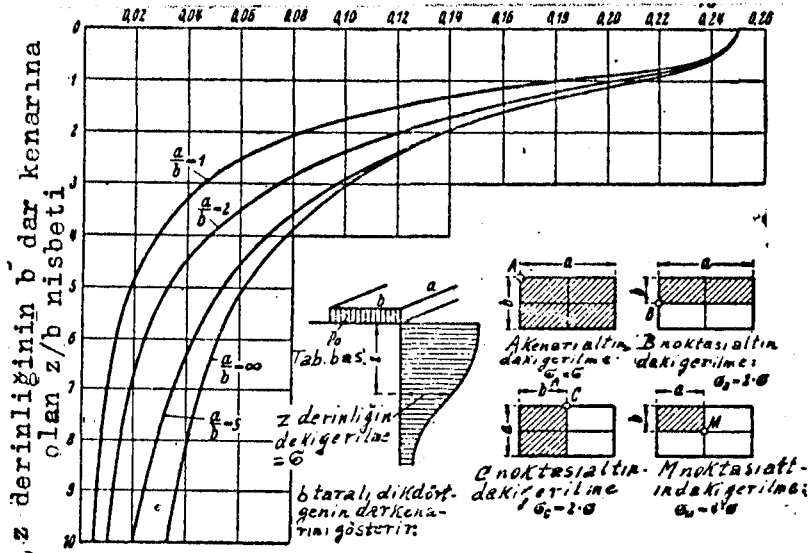
Tablo 1

$\alpha$ derece	$\varphi_0 = 40^\circ$	$45^\circ$	$50^\circ$	$55^\circ$	$60^\circ$	$65^\circ$	$70^\circ$	$75^\circ$	$80^\circ$	$85^\circ$	$90^\circ = \varphi_0$	$\varphi$
0	$k=2,042$ $n=1,433$	1,632 1,275	1,337 1,146	1,122 1,042	0,957 0,957	0,828 0,882	0,726 0,817	0,645 0,764	0,579 0,718	0,524 0,676	0,478= $k$ 0,636= $n$	0
5	$k=1,790$ $n=1,262$	1,458 1,140	1,211 1,042	1,033 0,964	0,891 0,894	0,777 0,831	0,688 0,777	0,616 0,733	0,558 0,695	0,509 0,660	0,468= $k$ 0,624= $n$	5
10	$k=1,493$ $n=1,064$	1,244 0,987	1,055 0,918	0,912 0,860	0,798 0,810	0,705 0,763	0,630 0,720	0,569 0,684	0,520 0,655	0,478 0,627	0,443= $k$ 0,598= $n$	10
15	$k=1,169$ $n=0,850$	1,002 0,311	0,871 0,772	0,767 0,738	0,679 0,703	0,608 0,671	0,552 0,643	0,504 0,618	0,463 0,594	0,430 0,575	0,403= $k$ 0,555= $n$	15
20	$k=0,847$ $n=0,633$	0,762 0,333	0,681 0,621	0,614 0,607	0,556 0,592	0,504 0,571	0,464 0,556	0,427 0,538	0,398 0,526	0,372 0,511	0,351= $k$ 0,497= $n$	20
25	$k=0,551$ $n=0,427$	0,531 0,458	0,497 0,466	0,457 0,469	0,427 0,471	0,396 0,466	0,368 0,457	0,344 0,450	0,324 0,444	0,306 0,436	0,292= $k$ 0,428= $n$	25
30	$k=0,310$ $n=0,252$	0,336 0,291	0,336 0,333	0,327 0,351	0,311 0,359	0,294 0,361	0,280 0,364	0,266 0,364	0,254 0,364	0,243 0,363	0,233= $k$ 0,358= $n$	30
35	$k=0,122$ $n=0,105$	0,180 0,172	0,203 0,212	0,211 0,239	0,210 0,256	0,206 0,267	0,199 0,273	0,193 0,280	0,187 0,283	0,181 0,286	0,176= $k$ 0,286= $n$	35
40	$k=0$ $n=0$	0,069 0,071	0,104 0,122	0,122 0,148	0,130 0,170	0,134 0,187	0,134 0,194	0,132 0,204	0,130 0,210	0,128 0,215	0,126= $k$ 0,217= $n$	40
		0	0,037	0,060	0,072	0,078	0,082	0,083	0,084	0,085	0,085= $k$	45
		0	0,045	0,079	0,102	0,117	0,130	0,139	0,147	0,156	0,160= $n$	50
			0	0,020	0,033	0,041	0,045	0,048	0,050	0,052	0,053= $k$	55
			0	0,029	0,051	0,068	0,079	0,089	0,096	0,104	0,110= $n$	60
				0	0,011	0,017	0,022	0,025	0,027	0,029	0,030= $k$	65
				0	0,019	0,031	0,044	0,052	0,059	0,065	0,070= $n$	
					0	0,005	0,009	0,011	0,013	0,014	0,015= $k$	
					0	0,010	0,020	0,026	0,032	0,036	0,040= $n$	
						0	0,002	0,004	0,005	0,006	0,007= $k$	
						0	0,005	0,011	0,014	0,019	0,020= $n$	

## 2.3.2. Yüklü bir dikdörtgen alanın altındaki düşey basınç

Genellikle gerilmelerin bulunmasına yarayan formüller en basit yük durumlarında bile integrasyonla elde edilmektedir. Bu bakımdan kullanımı kolay değildir. Steinbrenner, Boussinesq, denklemlerinden giderek Şekil 2.14 teki tabloyu oluşturmuş ve gerilmelerin bulunmasına pratiklik kazandırmıştır. Bu yolla gerilmeleri bulmak için yüklü olan küçük karelere veya dikdörtgenlere bölünür, herbirinin merkezine bu alana gelen yük nokta kuvvet olarak uygulanır. Bu nokta

kuvvetlerin düşey gerilmenin bulunması istenen noktaya olan etkileri ayrı ayrı bulunur, bunların toplanması ile de toplam düşey basınç gerilmesi bulunmuş olur (Cassie and Capper, 1984).



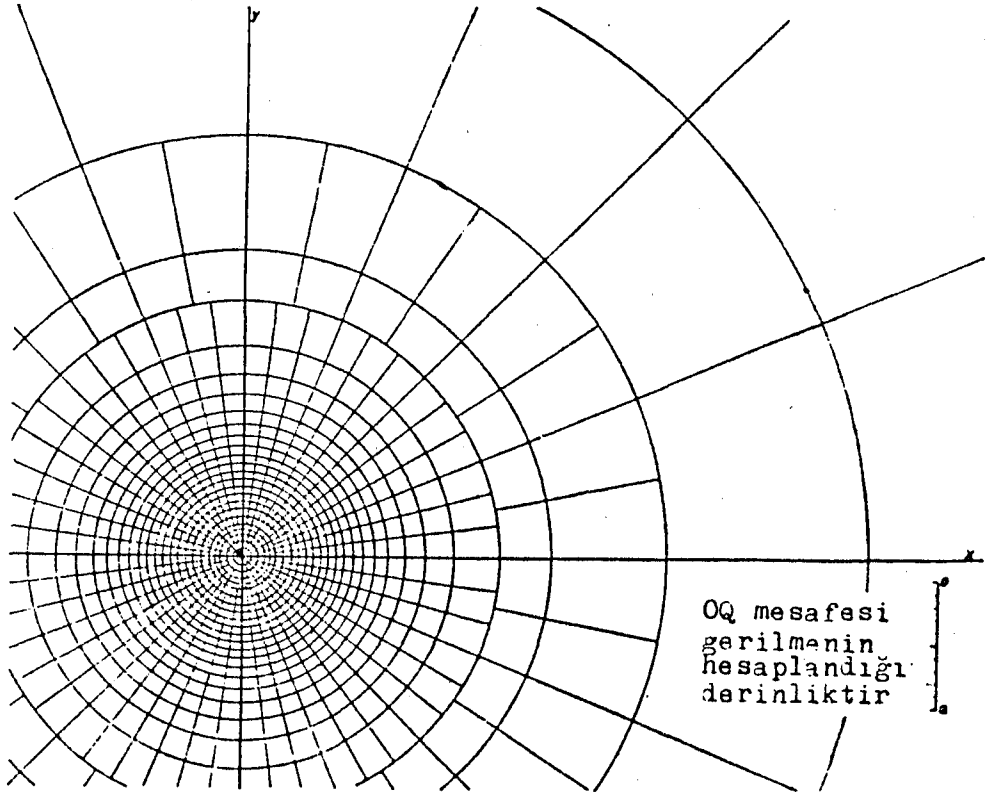
Şekil 2.14. Dikdörtgen yük alanlarının altındaki basınçların Steinbrenner'e göre bulunması (Kögler und Scheidig, 1960)

### 2.3.3. Tesir kartları

Üniform yüklü dikdörtgen alanın köşesinin düşeyinde herhangi bir derinlikteki basıncı hesaplamada diğer bir yöntem de tesir sayılarının kullanılmasıdır.

Birim bir yük bir kirişin çeşitli noktalarında dolaştırılırsa herhangi bir kesitte tesirler için, tesir çizgileri çizilebilir. Aynı şekilde temel tabanı üzerinde çeşitli durumlarda uygulanan bir yük herhangi bir derinlikteki bir noktanın gerilme şiddetine ait tesir çizgilerinin elde edilmesinde kullanılır. Yüklenen alan, tesir kartlarının üzerine konulursa, kartın çizildiği derinlikteki bir noktada oluşan basınçlar bulunabilir (Cassie and Capper, 1973).

Her derinlik için ayrı ayrı olan tesir kartları birbirine benzer, ölçekleri aynıdır. Yüklü alanların ölçeklerini değiştirerek her derinlik için tek bir tesir kartı kullanılabilir. Şekil 2.15'te Newmark tarafından çizilen ve  $z$  derinliğindeki düşey basınçlara ait tesir kartı görülmektedir.



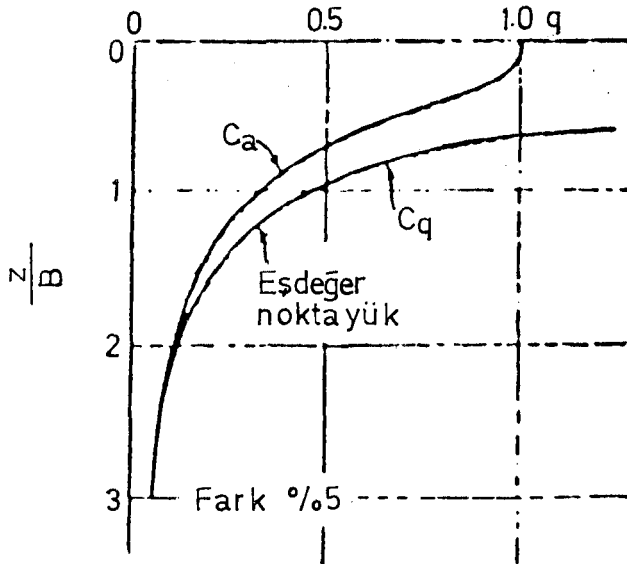
Şekil 2.15. Düşey basınca ait Tesir Kartı (Capper and Cassie, 1973)

#### 2.4.3. Basıncın derinlikle değişimi

Üniform yayılı bir yük altındaki herhangi bir düşey boyunca düşey basıncın şiddeti, zemin yüzünden  $z$  derinliği arttıkça azalır. Sıkışabilen tabakanın çok kalın olması halinde düşey basınç şiddeti önemli ölçüde azalır. Sıkışabilen tabakanın oldukça ince olması halinde ise düşey ba-

sıncın derinlikle değişimi gözönüne alınmayabilir (Terzaghi and Peck, 1972).

Şekil 2.16'daki diyagram  $C_a$  eğrisinin apsisi, birim alanda üniform yayılı  $q$  yükünü taşıyan BxB kare alanın orta noktası altında meydana gelen düşey basıncın çeşitli derinliklerdeki şiddetini göstermektedir.  $B^2q$  toplam yükü  $Q$  nokta kuvvetine eşit olarak alınırsa,  $C_a$  eğrisi yerine  $C_q$  eğrisi alınabilir. Şekil 2.16'da görüleceği gibi 3B derinlikte iki eğri de özdeştir. O halde 3B den daha derinlerdeki bir yatay kesitteki  $\sigma_v$  gerilmeleri Boussinesq denklemi ile hesaplanabilir (Terzaghi and Peck, 1972).



Şekil 2.16.

#### 2.4. Yükn Tabanda Dağılımı (Taban Basıncı)

Temel tabanı ile zeminin deyme yüzeyinde oluşan gerilmelerin değişimi taban basıncı dağılımı olarak bilinir. Bu gerilmeler doğrudan temel tabanına etkidiğinden taban basıncı dağılımı temelin boyutlandırılmasında çok etkili olmaktadır (Köseoğlu, 1987).

Zemin içindeki gerilme dağılışının matematiksel ve deneysel olarak araştırılması basit olmakla birlikte, taban basıncı dağılımı pek çok etkene bağlı olduğundan hesaplanması güçtür. Taban basıncı dağılımını hesaplayabilmek için temel sisteminin eğlime rijitliğinin, temele etkiyen yükün büyüklüğünün ve dağılımının, temel zemini özelliklerinin ve sıkışabilir tabaka kalınlığının bilinmesi gereklidir.

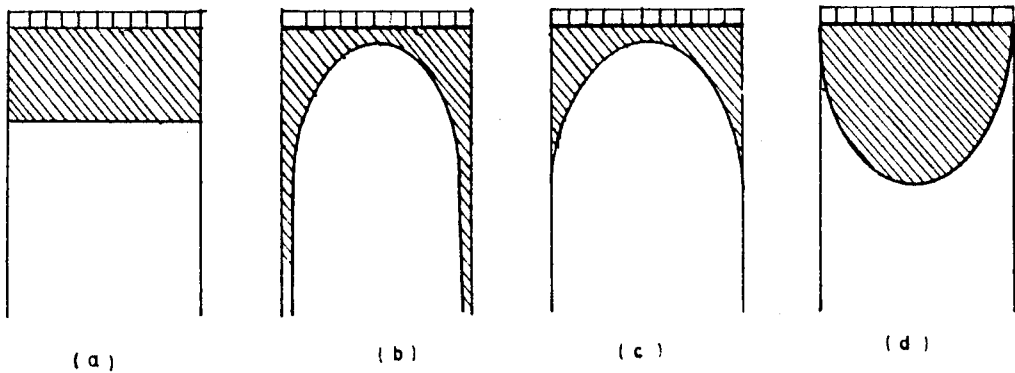
Taban basıncı nasıl elde edilirse edilsin, şu üç denge denkleminin sağlanması gerekmektedir,

1. Tüm düşey yüklerin toplamı taban basıncı blokunun hacmine eşittir.
2. Tüm yatay yükler toplamının tabanda mevcut kayma direnci ile dengelenmesi gerekir.
3. Gözönüne alınan herhangi bir nokta için yüklerden oluşan momentlerin toplamı, o noktada taban gerilmelerinden oluşan momentlerin toplamına eşit olması gerekir (Köseoğlu, 1987).

Taban basıncı dağılımının üniform yüklü bir temelde üniform olacağı kabulü hesapları kolaylaştırmaktadır. Ancak bu kabul her zaman doğru olmamaktadır. Tablo 2.2 de çeşitli zemin ve temel tiplerinde üniform yük altında taban basıncı dağılımları görülmektedir (Cassie and Capper, 1973). Tablo değerleri grafik olarak gösterilirse Şekil 2.17'den basınç dağılımı gözlenebilir.

Tablo 2.2. Taban Basıncı Dağılımı

S ö m e l	Temel Zemin	
	Kohezyonlu	Kohezyonsuz
Tam bükülebilirre yakın	Üniform dağılıma yakın	Üniform dağılıma yakın
Tam rijite yakın	Taşıma gücüne yaklaşmaya kadar kenarlarda büyük gerilme	Bütün yükler için ortada büyük gerilme



Şekil 2.17. Üniform yüklü temelde taban basıncı dağılımı

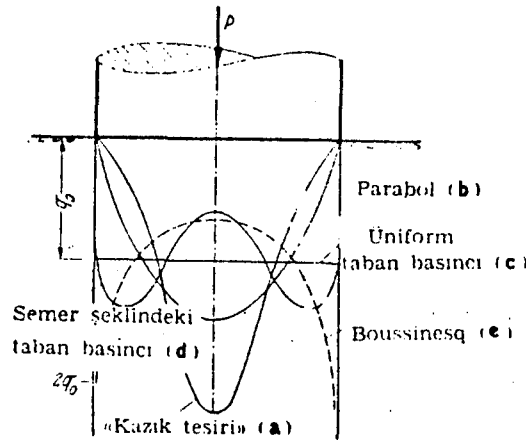
- (a) Flexible temellerde üniform yük hali
- (b) Rijit temelde, kohezyonlu zemin üzerinde (sert kil gibi) üniform yük hali
- (c) (b)'deki teorik halin pratikte olabileceği dağılım
- (d) Rijit temelde, kohezyonsuz zemin üzerinde (Kuru kum gibi) üniform yük hali

#### 2.4.1. Model deneyleri

Taban basıncı dağılımını etkileyen faktörlerin bir araya getiriliş şekillerine göre taban basıncı dağılımı da

çeşitli şekillerde oluşmuştur.

Köglar ve Press'in model deneylerinde taban basıncı dağılışıının model plağının rijitesine, yükleme durumuna ve zemin karakteristiklerine bağılı olduğu görülmüştür. Şekil 2.18'de modeller üzerinde yapılan deneyler sonunda elde edilen taban basınçları görülmektedir (Kany, 1967).



Şekil 2.18. Model deneylerinde taban basıncı dağılımı

1. Rijit, çok küçük, fazla yüklü temelerde ve merkezi yüklü kısmen fleksibl temelerdeki dağılım.
2. Rijit temel altında, kohezyonsuz zeminlerde ve yarı rijit, merkezi yüklenmiş temelerdeki dağılım.
3. Fleksibl temelerde uniform yük halindeki dağılım.
4. Rijit ve çok fazla yüklenmemiş temelerde kohezyonlu zeminlerdeki dağılım
5. Boussinesq tarafından teorik olarak ifade edilen taban basıncı dağılımı (Yarı rijit bir temelin kenarlardan yüklenmesi ile elde ediliyor).

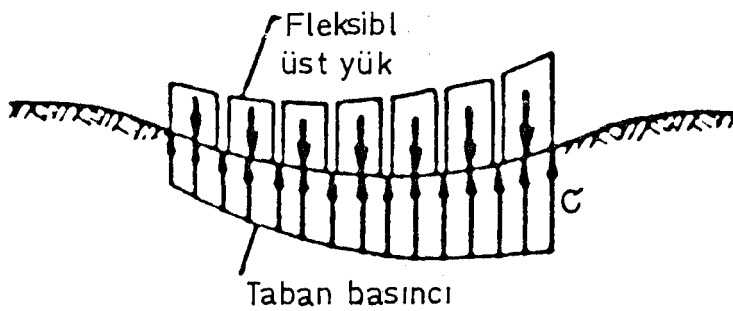
Model deneyleri gerçek yapılar altındaki taban basınçlarını tam olarak vermemekle birlikte, konuyla ilgili genel bir fikir verebilmektedir.

#### 2.4.2. Yapı rijiditesinin taban basıncına etkisi

##### 2.4.2.1. Tam fleksibl temel gövdelerinde taban basıncı dağılımı

Birçok temelden oluşup, birbirinden bağımsız hareket eden yükleme şeklini oluşturan temeller, tam fleksibl temellerdir.

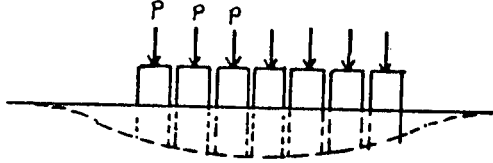
Uniform yüke sahip bu sistemde elemanların bağımsız hareketinden dolayı taban basıncı dağılımı daima ünifom olmaktadır (Kögler und Scheidig, 1960). Bir başka deyişle taban basıncı üst yüklerin dağılımına aynen uyar, temel gövdesinde hiçbir kesit kuvveti (eğilme momenti) ortaya çıkmaz (Şekil 2.19).



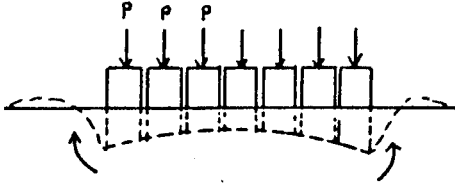
Şekil 2.19.

Zemin böyle bir sistem ile yüklendiğinde oturmalar, temel zemininin mukavemet özelliklerine bağılı olarak farklılık gösterirler. Eğer zemin sağlam (kohezyonlu ve çekme mukavemetli zemin) bu halde Şekil 2.20'de görülen kenarları

orta kısma nazaran az oturmuş bir oturma kalıbı elde edilmektedir. Zemin kohezyonsuz, kum veya yumuşak plastik kil, silt gibi bir yapıda ise oturma kalıbı kenarlarda çok, orta bölümde ise azalan bir eğridir (Şekil 2.21).



Şekil 2.20. Sağlam zeminde, bağımsız hareket eden temellerin oturması



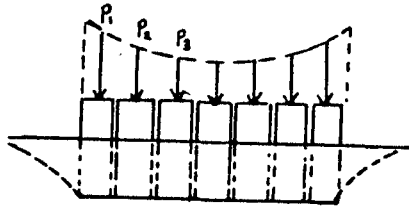
Şekil 2.21. Yanlara kaçma imkanı mevcut sağlam olmayan bir zeminde, bağımsız hareket eden temellerin oturması

#### 2.4.2.2. Rijit temel gövdelerinde taban basıncı dağılımı

Fleksibl temelerde kenarlarda az, orta bölgede çok olan oturma kalıbı rijit temelerde oluşmaz. Rijit temel merkezi yükleme durumunda taban altındaki zemini eşit oturma yapmaya zorlar, böyle olunca da kenar bölgedeki zemini sıkıştırır ve taban basıncı kenar bölgelerde artan semer şeklini alır.

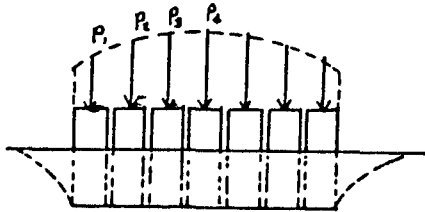
Rijit bir temele öyle bir yük tatbik edilsin ki taban basıncı üniform olsun. İşte bu nedenle Şekil 2.22'de sağlam bir zemin üzerinde oturan rijit temel ve üzerindeki yük dağılımı görülmektedir. Bu şekilde kenarlarda ortaya oranla

daha fazla yük uygulanması üniform bir taban basıncı elde edilmesini sağlamaktadır. (Kögler und Scheidig, 1960)



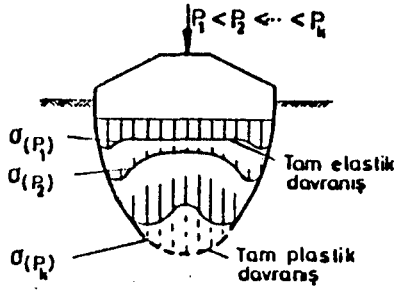
Şekil 2.22. Sağlam bir zeminde üniform oturmayı sağlamak için gerekli temel üzerindeki yük dağılışı

Yine aynı şekilde sağlam olmayan zeminler için rijit temelin orta bölümünü kenarlara göre daha çok yüklemekle üniform taban basıncı elde edilmektedir (Şekil 2.23) (Kögler und Scheidig, 1960).



Şekil 2.23. Sağlam olmayan bir zemin üzerinde üniform oturmayı sağlamak için gerekli temel üzerindeki yük dağılışı

Ayrıca rijit temellerdeki taban basıncı dağılımı yük büyüklüğüne de bağlı olmaktadır. Küçük yükler için semer biçiminde bir davranış söz konusu iken büyük yüklerin uygulanması halinde ortadaki gerilme çukuru dolarak taban basıncı parabolik bir hal almaktadır (Şekil 2.24) (Köseoğlu, 1987).



Şekil 2.24. Rijit bir temelde taban basıncı dağılımının yükün büyüklüğü ile değişmesi

#### 2.4.2.3. Bükülebilir (elastik) temel gövdelerinde taban basıncı dağılımı

Temellerin fleksibl ya da rijit olarak kabul edilmeleri pratikte de geçerlidir. Aslında temellerin teorik olarak  $0 < EJ < \infty$  arasında bir rijiditeleri vardır.

Taban basıncı dağılışıında temel rijiditesinin önemi büyüktür. Temel ne kadar fleksibl ise taban basıncı dağılışı da o kadar temel üzerindeki yük dağılışına benzer. Temel ne kadar rijit ise yük dağılışıından o kadar farklı taban basıncı dağılışı elde edilmektedir (Kögler und Scheidig, 1960).

Belirli bir rijitliğe sahip bükülebilir temel gövdeleri deformasyon yeteneği büyük zeminler üzerine oturduğunda, oldukça rijit davranmaları nedeni ile taban basıncı rijit temellerinkine benzer biçimde kenar bölgelerde yığılma eğilimi göstermektedir. Buna karşılık aynı temel gövdesi deformasyon yeteneği küçük zeminler üzerine oturduğunda, rölatif rijitlik azalacağıından taban basıncı daha yumuşak davranıp, yükler altındaki bölgelerde artan ve açıklıklarda azalan bir dağılım göstermektedir (Köseoğlu, 1987).

## 2.5. Temellerin Oturması

Oturma; bir yapının altındaki zeminin sıkışması ve şekil değiştirmesi sebebi ile batmasıdır (Terzaghi and Peck, 1972).

Oturmaların üniform veya lineer olması, istenen bir durumdur. Fakat oturmalar bazen farklı biçimde oluşabilir. Farklı oturmalar yapılar için son derece sağlıksızdır. Zeminin bu oturmasından dolayı temel ve üst yapı zorlanır. Yapı sistemi, rijiditesinden dolayı zeminin bu deformasyonuna tamamen katılamaz. Bu hal, yapı elemanları içinde gerilmeler ve iç kuvvetler doğurur (Köseoğlu, 1987).

Farklı zeminler için müsaade edilebilén oturmalar şöylece verilebilir.

Kil üzerine inşaa edilen tekil temelerde 5 cm.

Kum üzerine inşaa edilen tekil temelerde 4 cm.

Kil üzerine inşaa edilen radye temelerde 6-10 cm.

Kum üzerine inşaa edilen radye temelerde 4-6 cm.

Ancak bu oturma miktarları oturmaların hesaplarda dikkate alınmadığı ve oturmaların olmayacağı kabulü ile yapılan yapılarda, statik ilişkinin müsaade sınırlarını ifade etmektedir. Hesaplar, oturmaların dikkate alınması ile yapıldığında bu miktarlar birkaç katına kadar çıkabilir.

### 2.5.1. Oturma sebepleri

Yüzyesel temellerin oturmaları;

- a) Statik yüklerin etki etmesi ile,
- b) Dinamik etkileri ile,
- c) Su durumlarının değişmesi ile,
- d) Yapı altının oyulması ile,
- e) Yıkanmalar (erozyon) ile,

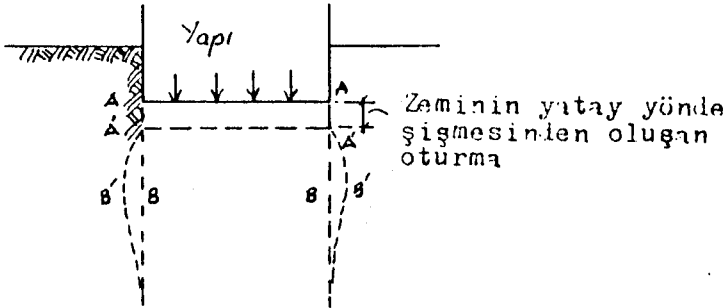
- f) Heyelanlar ile,
- g) Temel zemini kimyasal değişmeleri ile,
- h) Don tesiri ile kabarma, buzların çözümlmesi dolayısıyla olabilir.

### 2.5.2. Statik yüklerin etkisi ile olan oturmalar

Basınç altında meydana gelebilecek deformasyon, elastik sıkışma, plastik akım, konsolidasyon veya bunların bir birleşimi şeklinde olan oturmalar dır.

#### 2.5.2.1. Ani oturma

Temel zemini içindeki hava boşluklarında ve su kütlelerinde bir değişiklik olmadan elastik sıkışma ile plastik deformasyonun bir birleşimidir. İnşaat ilerledikçe bu oturma şekli görülür (Cassie and Capper, 1984) (Şekil 2.25)



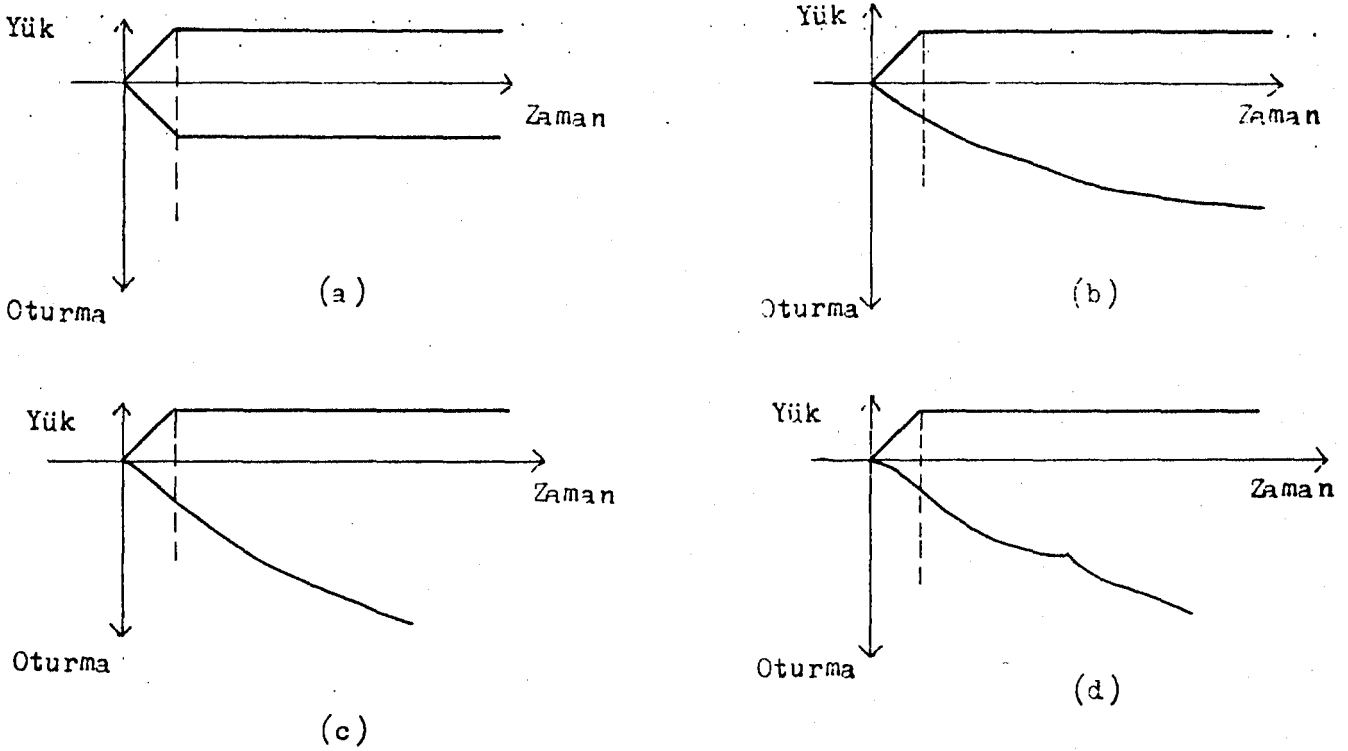
Şekil 2.25. Ani oturma

#### 2.5.2.2. Konsolidasyon oturması

Yapının altındaki zemin suyunun, zaman içerisinde dışarı atılması ile yavaş yavaş zemin hacminin azalması şeklinde olan oturmalar dır. Killi zeminlerde çok yavaş olan bu oturma türü zamanla büyük değerlere ulaşır.

### 2.5.2.3. Oturma hızı

Oturmanın zaman içerisindeki değişimi Şekil 2.26 da gözlenirse;



Şekil 2.26. Oturma hızı

- Kuma oturan yapının oturması (zamanla durur)
- Kile oturan yapının oturması (Yavaş bir hızla uzun zaman)
- Zeminin plastik oturması hali (Üniform bir hızla sürekli)
- Zemin şartları ile farklılık gösteren oturma

### 2.5.3. Temel zemininin sıkışmasından meydana gelen oturmalar

Temel zemininin sıkışmasından meydana gelen oturmalar

$$s = p \cdot \frac{h}{E} \quad (14)$$

formülü ile hesap edilirler. Burada;

s: Oturma miktarını

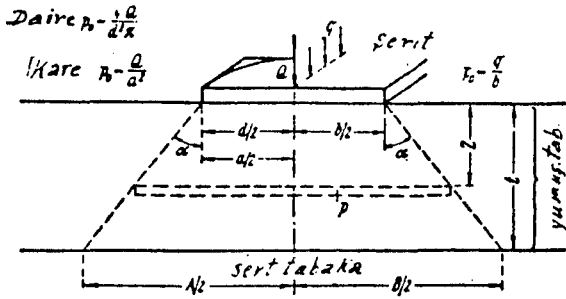
h: Temel zemini tabaka kalınlığını

p: Bu tabakaya etki eden basıncı

E: Zeminin elastisite modülünü belirlemektedir.

### 2.5.3.1. Sıkışabilir tabakanın yapının hemen altında olması hali

Basit kabul; sıkışabilir tabakaya yapının hemen altında ise ve belli bir t derinliğinde ise (Şekil 2.27) tüm temel zemini tabakasında P basınç yayılımı düşeyle  $\alpha$  açısı yaparak ve doğru şekilde kabul edilir. t derinliğe kadar olan tüm derinliklerdeki düzlemlere de üniform dağılım yaptığı kabul edilir.



Şekil 2.27. Basınç yayılımına ait basit kabul

Bu kabuller doğrultusunda a kenar uzunluğundaki dikdörtgen alan için

$$s = \frac{P_0}{E} \frac{at}{a+2t \cdot \text{tg } \alpha} = \frac{P_0 a \cdot t}{E \cdot A} \quad (15)$$

d çaplı bir daire alan için

$$s = \frac{P_o \cdot d \cdot t}{EA} \quad (16)$$

bulunur.  $t$ 'nin çok büyük olduğu değerler için

$$s = \frac{P_o}{E} \frac{a}{2tg\alpha} \quad (17)$$

bulunur.

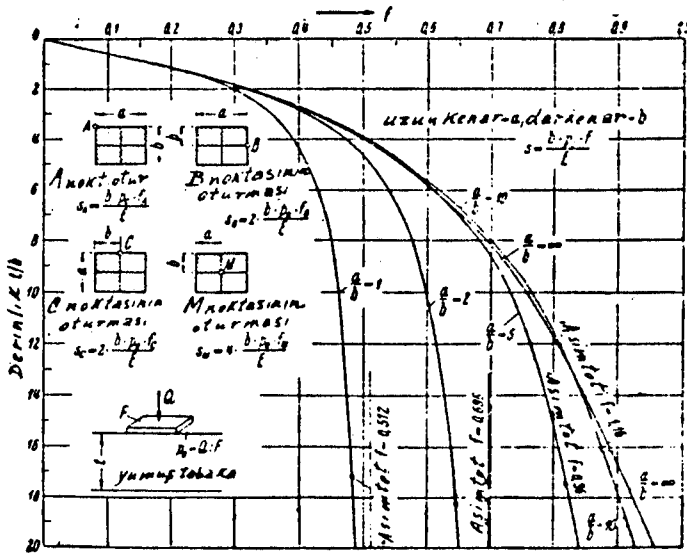
Burada anlatılmak istenenler,

- a) Sonsuz kalınlıkta sıkışabilir bir tabaka yoktur.
- b) Derinlere inildikçe basınç dağılışı nedeni ile fazla derinlerde oturma hiç olmayacaktır.
- c)  $E$ 'nin değerinin derinlik arttıkça büyüyor olması nedeni ile oturma hesaplarının tabaka tabaka yapılması gerekir.

Elastik yarım mekan; Burada yapılan kabul Boussinesq'in elastik izotrop yarım mekan için basınç yayılışı ve dağılışı denklemleridir. Basınç yan taraflarda sonsuza kadar dağılmaktadır (Kögler und Scheidig, 1960).

Dikdörtgen yük alanları için Steinbrenner oturmaları hesaplamıştır. Bu hesaplar da, zemin elastisite modülünün, tabaka boyunca aynı kabulü yapılmış, yük alanının fleksibl olduğu ve taban basıncının üniform dağıldığı kabul edilmiştir.

Steinbrenner  $t/b$  oranına göre, hazırladığı tablodan  $f$  değerleri ile dikdörtgenin büyük kenarı  $a$ , küçük kenarı  $b$  olmak üzere A, B, C ve M noktaları için şu oturma formüllerini vermektedir (Şekil 2.28).



Şekil 2.28. Dikdörtgen yük alanındaki oturmaların hesaplanması

$$s_A = \frac{P_O \cdot b \cdot f_A}{E}, \quad s_B = 2 \frac{P_O \cdot b \cdot f_B}{E}, \quad s_C = 2 \frac{P_O \cdot b \cdot f_C}{E}, \quad s_M = 4 \frac{P_O \cdot b \cdot f_M}{E} \quad (18)$$

dikdörtgen alanın içerisinde herhangi bir P noktasındaki oturmanın da hesaplanması mümkündür (Kögler und Scheidig, 1960).

Schleicher ise sıkışabilir yumuşak tabakanın sonsuz derinliğe kadar devam ettiği kabulü ile integrasyon yapmış kare ve daire yük alanları altındaki oturmaları bulmuştur.

d çaplı daire alanın oturması

$$s = \nu \frac{P_O \cdot d}{E'} \quad (19)$$

kenar uzunluğu a olan kare alanın oturması

$$s = \nu \frac{P_O \cdot a}{E'} \quad (20)$$

$\nu=1,0.85,0.64,1.12,0.95$  gibi değerler alan bir büyüklüktür.

$$E' = \frac{m^2}{m^2-1} \cdot E \quad (m: \text{poisson sayısı})$$

### 2.5.3.2. Sıkışabilir tabakanın derinde olması hali

Sıkışabilir tabaka yapının hemen altında değil de  $t$  derinliğindeki sağlam tabakadan sonraki derinlikte ise oturmalar basit kabul esasına göre şöyle bulunurlar (Kögler und Scheidig, 1960).

Daire ve kare yük alanları için

$$s = \frac{P_o}{E} \frac{a^2 h}{(a+2t \cdot \text{tg}\alpha)^2} = \frac{P_o \cdot h \cdot a^2}{E \cdot A^2} \quad (21)$$

Şerit yük alanları için;

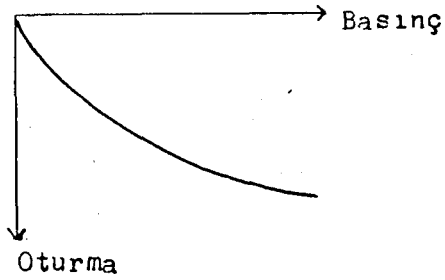
$$s = \frac{P_o}{E} \cdot \frac{b \cdot h}{b+2t \cdot \text{tg}\alpha} = \frac{P_o \cdot h \cdot b}{E \cdot B} \quad (22)$$

Bu hal için de Şekil 2.29'daki oturma diyagramı kullanılabilir. Fakat hesaplamalarda şu durumlara dikkat edilmelidir.

- Herhangi bir  $z$  derinliğindeki düzlemde basınç dağılışı üniform değildir.
- Basınç dağılışı doğrusal değildir. Aşağı doğru yatıklaşmaktadır.
- Belli bir derinlikten sonra basınç değeri, basınç yayılışından dolayı pratikte sıfır kabul edilebilir.
- Zeminin sıkışabilmesi derinliklere doğru azalır.  $E$  elastikiyeti artar.

Basınç yayılışının dikkate alınması gereken haller için aşağıdaki sonuçlar söylenebilir (Kögler und Scheidig, 1960).

- a) s oturması taban basıncı aynı olduğu halde yapının yük alanı ile artmaktadır.
- b) s oturması  $P_0$  taban basıncı ile orantılıdır (Şekil 2.29).



Şekil 2.29. Basiñ-oturma eğrisi

### 3. SÜREKLİ YÜZEYSEL TEMELLERİN ÇEŞİTLİ HESAP YÖNTEMLERİ

#### 3.1. Yaklaşık Yöntemler

Yaklaşık hesap yöntemleri sözü ile taban basıncı dağılımı, yapı sistemi ve temel zemini ortak sisteminin deformasyon şartına bağlı olmaksızın ampirik olarak alındığı yöntemler amaçlanmıştır. Basit hesap yöntemlerinde sonuçların özellikle eğilme momentinin daha büyük olduğu yani emniyetli tarafta kalındığı gösterilebilirse bu yöntem kullanılabilir. Fakat bir temelin tekil bir yükü merkezden yüklenmesi durumunda bile üniform taban basıncı dağılımına rastlanılamamaktadır.

Yaklaşık hesap yöntemleri şu üç durumda incelenirse;

##### 3.1.1. Gerilme yamuğu metodu

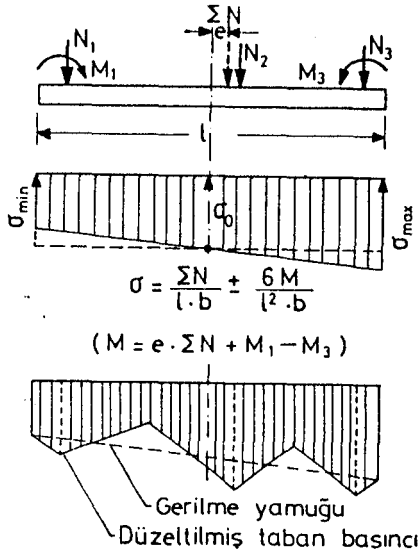
Bu metod, temel altındaki taban basıncını yapı sistemi ve temel zemininin deformasyonlarını gözönüne almaksızın, denge denklemlerinden gidilerek ortaya çıkarılan bir yöntemdir.

Metodun kullanılışı çok basit olmakla birlikte sonuçlarının pek sağlıklı olduğu söylenemez. Genellikle rijit (Güç bükülebilir) temel plaklarında iyi sonuç verir. Bükülebilir temel plaklarında temel zemininin sertleşmesi halinde taban basıncı yük etki alanları altında yığılma yapacağından iyi sonuç vermediği gözlenebilir. Bu gibi durumlarda kesme kuvveti ( $\Sigma V=0$ ) ve moment ( $\Sigma M=0$ ) denge denklemleri dikkate alınarak taban basıncının kolon altlarında bir miktar arttırılacağı, açıklıklarda ise azaltılacağı öğütlenerek gerçekteki dağılıma yaklaşılabileceği söylenebilir.

Her ne kadar bu metod sürekli temeller hesap teorilerine ters düşüyorsa da hesabın açık ve kısa olması nedeni ile yaygın kullanım alanı bulmuştur. Sonuçlar incelendiğin-

de değerlerin güvenli olmayışı çoğu kez yüksek bir güvenlikle boyutlandırma yapılmasını gerektirir. Örneğin; hem altta hem üstte aynı donatının konulması gibi.

Bazı sakıncaları olmakla birlikte gerilme yamuğu metodu tekil temeller altındaki taban basıncı için halen geçerliliğini korumaktadır (Köseoğlu, 1986).



Şekil 3.1. Gerilme yamuğu metodu

### 3.1.2. Yük etki alanları metodu (Fuchssteiner metodu)

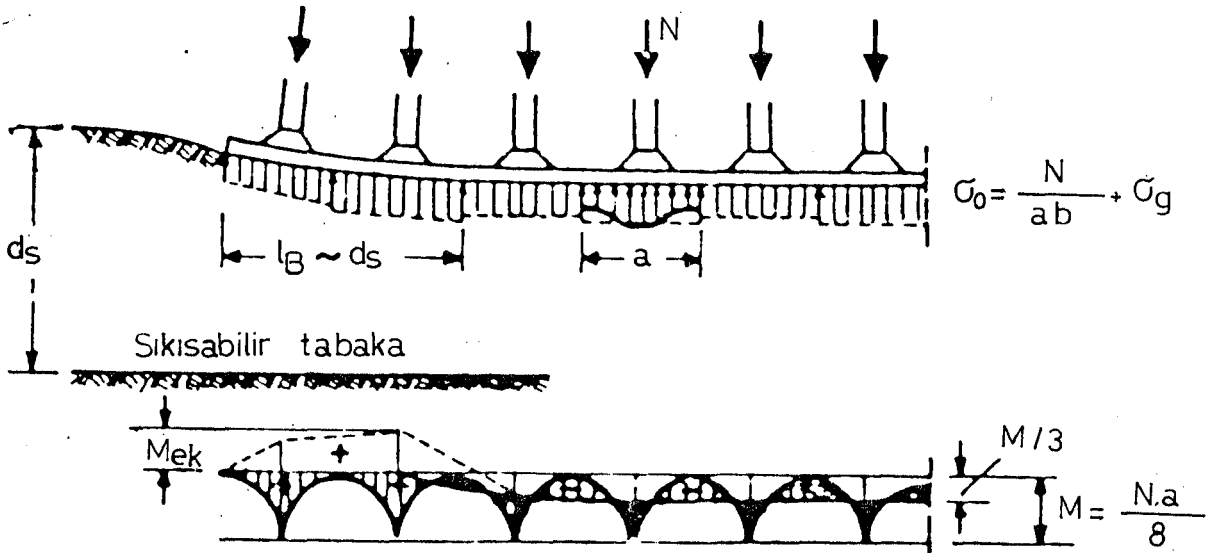
Bu metod fleksibl üst yapılar altında bulunan bükülebilir temel kirişlerinde ve temel plağı şeritlerinde normal zemin ve temel rijitliği koşullarında gerçeğe yakın sonuçlar verebilmektedir.

Bu metod ilk defa Fuchssteiner (Bautechnik, 1963) tarafından bulunmuştur. Yöntemin esası şöyledir;

Fakat bu durumda plağın tüm uzunluğunca altta çekme etkisinde bulunması ve her yerde yukarı doğru içbükey bir biçimde bükülmesi gerekir. Bu olayın uzun plak şeridinde gerçeğe aykırı olacağı açıktır.

Genellikle kolon yükleri ve açıklıkları eşit temel şeridinde Şekil 3.3 deki gibi bir bükülme ortaya çıkar. Burada orta bölümlerin hiç bükülmediği, uç bölümlerin ise yukarı doğru iç bükey olarak büküldüğü söylenebilir.

Fuchssteiner uçlarda bükülmeye uğrayan kesimlerin uzunluğunun yaklaşık sıkışabilen zemin tabakası kadar olduğunu savunmaktadır (Köseoğlu, 1986). Bu nedenle Fuchssteiner uçlarda bükülmeye uğrayan kesimler sonucu olan bozukluğu düzeltmek için zemin ve plak şeridi karakteristiklerine bağlı ampirik formülden bulunan ek moment artımını vermiştir.



Şekil 3.3.

$$M_{i \text{ ek}} = \left(1 + \frac{0.32d_s}{\alpha \cdot h}\right) \cdot \frac{N_i \alpha^2 h^2}{38b \cdot a_i}; \quad \alpha = \sqrt[4]{\frac{Ed_s}{E_s \cdot h}}$$

E : Betonarme plak şeridinin elastisite modülü

$E_s$  : Zeminin rijitlik modülü

$d_s$  : Sıkışabilen tabaka kalınlığı

h : Temel plağı kalınlığı

b : Temel genişliği

Buna göre temel plağının ucundaki bozukluğun toplam uzunluğu Fuchssteiner tarafından  $\alpha$  oranına bağlı olarak  $L_B = 2.25\alpha \cdot h$  olarak verilmiştir (Köseoğlu, 1986).

### 3.1.3. Geliştirilmiş yük etki alanları metodu

Bu yöntem etki alanları metodundaki bazı eksiklikleri gidermek ve daha sağlıklı sonuçlara ulaşmak amacı ile ortaya çıkmıştır.

Etki alanları metodunda uç kenarlardaki bükülebilirliğin yarattığı bozukluğu gidermek için bu bölgelerde mesnet momentlerinin arttırılmasından söz edildiği halde kenar bölgelerde temel ucuna doğru taban basıncının artması gerektiğinden hiç söz edilmemiştir. Geliştirilmiş yük etki alanları metodu ise bu kenar bozukluğunu içten dışa doğru değeri artan bir taban basıncı dağılımı ile açıklamaktadır.

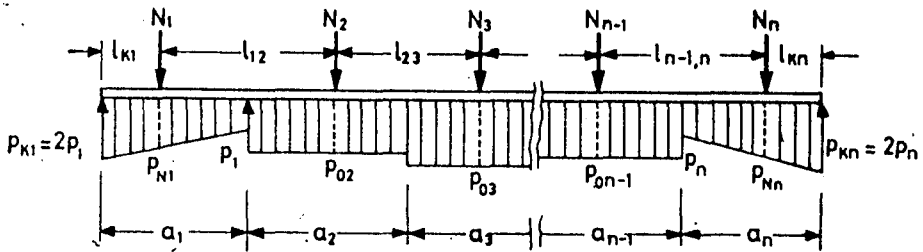
Etki alanları metodunda kolon aralıklarının eşit olması, çıkmaların uygun seçilmemesi (etki bölgelerinin farklı olması) halinde metodun nasıl uygulanacağı hakkında bir çözüm verilmemektedir.

Geliştirilmiş yük etki alanları yöntemi incelenirse;

1. Bu yöntemde kolon aralıkları eşit olsun olmasın, yük etki alanları kenar kolonlarda konsol uçtan komşu açıklık ortasına, ara kolonlarda ise açıklık ortasından açıklık ortasına kadar olan bölgeyi kapsamaktadır.

2. Yük etki alanlarından oluşan tekil temel parçaları rijit olarak kabul edilip, her kolon yükü kendi etki bölgesine doğrusal yayılı olarak etkitilir.
3. Fiktif taban basınçlarının ara kolonların etki bölgelerinde üniform, kenar bölgelerde ise konsol uzunluğu komşu açıklığın % 40'ına eşit veya % 40'ından büyükse üniform, küçükse dıştaki değeri içteki değerin iki katı olan standart yamuk alınır.
4. Kesit kuvvetleri yukarıda belirtilen fiktif taban basınçlarına dayanılarak yarı ampirik olarak bulunur. Kesme kuvvetleri ise fiktif taban basınçları alanlarından gidilerek bulunur.

Eğilme momentlerinin hesabında mesnet momentlerinin tekil temeller varsayımından gidilerek ilk yaklaşım değerleri elde edilir. Sürekli temelin kenar bozukluk sınırları da gözönüne alınarak ilk yaklaşım momentleri düzeltilir ve gerçek mesnet momentleri bulunur. Açıklık momenti ise gerçek mesnet momentleri ve fiktif taban basınçları etkisindeki basit kirişten bulunabilir.



Şekil 3.4.

Sonuç olarak, geliştirilmiş etki alanları metodunda  $N_i/a_i$  oranlarının birbirine çok yakın olması, kolon aralık-

larının birbirinden çok farklı olmaması, çıkmaların komşu açıklıkların dörtte birinden küçük seçilmemesi halinde üst yapıdan gelen kolon yükleri ile geliştirilmiş etki alanları metoduna göre bulunan mesnet reaksiyonları arasındaki  $\Delta N$  farkının daima % 5'in altında kaldığı ve böylece çözümün pratik olarak sağlıklı bir çözüm olduğu söylenebilir (Köseoğlu, 1986).

### 3.2. Winkler Hipotezine Göre Çözüm

Elastik zemine oturan kirişlerin hesabına ait ilk esaslar Winkler (1867) tarafından verilmiştir. Zimmermann ise (1888) elastik zemine oturan kirişler teorisini demiryolu üst yapılarının hesabına uygulamıştır (Keskinel ve Kumbasar, 1976).

Elastik zemine oturan kirişler teorisinde Winkler'e göre zemin tepkilerinin kiriş çökmeleri ile orantılı olduğu ileri sürülerek şu bağıntı ortaya atılmıştır.

$$p = K_0 \cdot y \quad (23)$$

Burada;

$p$ : Elastik zeminin herhangi bir noktasındaki basınç

$y$ : Aynı noktanın çökmesi

$K_0$ : Zemin cinsine bağlı bir orantı katsayısı. Genellikle yatak katsayısı olarak isimlendirilir ( $\text{kg/cm}^3$ )

Winkler hipotezi yatak ortamının elastik olduğunu, diğer bir deyişle zemin malzemesinin Hooke kanununa uyduğunu belirtir. Zemin basınç deneyleri, yük belli bir değeri aşmadıkça deformasyonların yükle orantılı olduğunu gösterir. Hipotez küçük şekil değiştirmeler durumunda uygulanabilir. Winkler hipotezinde  $K_0$  yatak katsayısının  $p$  taban basıncı değerinden bağımsız olduğu ve bütün temel yüzeyi boyunca sabit kaldığı varsayılır. Fakat zeminin homojen olmaması nedeni ile  $K_0$  noktadan noktaya değişebilir. Görülüyor ki

$K_0$  yatay düzlemin çeşitli noktalarında ve derinliğin değişmesi ile farklı değerler alabilmektedir. Winkler hesap yönteminin bir başka kabulü bir noktadaki çökmenin oluşması için o noktaya kuvvet uygulanmalıdır, aksi halde komşu noktaya uygulanan yük araştırılan noktada çökme oluşturmaz. Bunun sonucu olarak zemin tamamen süreksiz bir ortam olarak gözönüne alınmış olur. Bunlarla birlikte mühendislikte Winkler hipotezine göre çözümlerde iyi sonuçlar veren bazı önemli problemler vardır. Gemi kaburgaları, bina döşemeleri, köprü takviyelerinin karakteristik konstrüksiyonu olan ızgara sistemler, bir ve iki doğrultuda sürekli temeller, dönel kabuklar bunlara bazı örneklerdir (Keskinel ve Kumbasar, 1976).

Winkler hipotezinde  $K_0$  yatak katsayısı tamamen şartlı bir büyüklük olup, farklı değerler alarak fiziki bir anlam verememektedir.

Uygulamada yararlanılacak yatak katsayıları tablolarda verilmiş olup oradan alınır.

Tablo 2

ZEMİN YATAK KATSAYISI

Zemin Cinsi	$K_0$ (t/m <sup>3</sup> )
Balçık, turba	< 200
Kil, plastik	500 ~ 1000
Kil, yarı sert	1000 ~ 1500
Kil, sert	1500 ~ 3000
Deniz kumu	1500 ~ 2000
Dolma toprak	1000 ~ 2000
Islak kil	2000 ~ 3500
Nemli kil	3000 ~ 6000
Kuru kil	5000 ~ 9000
Kumlu kil	6000 ~ 8000
Kum, gevşek	1000 ~ 2000
Kum, orta sıkı	2000 ~ 5000

Kum sıkı	5000 ~ 10000
İnce çakıl ve kum	10000 ~ 12000
Orta çakıl ve kum	12000 ~ 15000
Sıkı çakıl ve kum	18000 ~ 24000
Çok sıkı çakıl	20000 ~ 30000
Damarlı şist	40000 ~ 60000
Sağlam şist	< 50000
Kaya	> 200000

Elastik zemine oturan kirişin elastik eğrisi araştırılırsa şu diferansiyel denklemlerle karşılaşılır.

$$EI \frac{d^4 y}{dx^4} = -K_y \quad (24)$$

$$\sqrt[4]{\frac{K}{4EI}} = \lambda \quad (25)$$

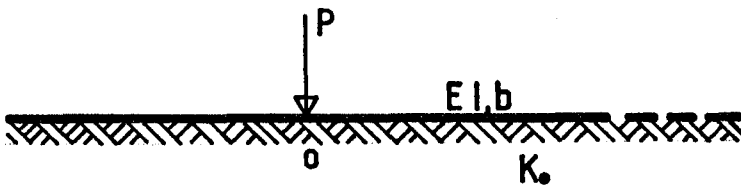
ifadesi kullanılırsa 24 denkleminin genel çözümü;

$$y = e^{\lambda x} (C_1 \cos \lambda x + C_2 \sin \lambda x) + e^{-\lambda x} (C_3 \cos \lambda x + C_4 \sin \lambda x) \quad (26)$$

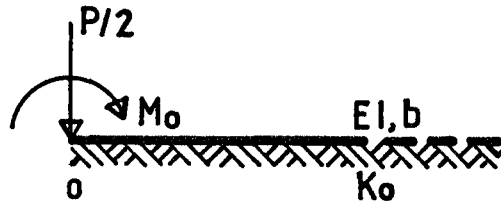
olur (Düzgün ve Bilyap, 1977).

### 3.2.1. Sonsuz kiriş

#### 3.2.1.1. Tekil kuvvet durumu



Şekil 3.5.



Şekil 3.6.

Sonsuz bir kirişe Şekil 3.5'deki gibi etki eden tekil  $P$  kuvveti gözönüne alıp, simetriden dolayı Şekil 3.6'da yalnız yükün sağında bulunan kiriş parçası incelenirse  $P$  kuvvetinden dolayı sonsuz uzakta olan noktalarda sehim ve eğrilik sıfır olacağından 26 denkleminde  $C_1$  ve  $C_2$  sabitlerinin sıfır olması gereklidir. Bu durumda elastik eğri denklemi şöyle olur.

$$y = e^{-\lambda x} (C_3 \cos \lambda x + C_4 \sin \lambda x) \quad (27)$$

27 denklemindeki  $C_3$  ve  $C_4$ 'ün  $(\frac{dy}{dx})_{x=0} = 0$  dan dolayı birbirine eşit oldukları görülür.

$$C_3 = C_4 = C$$

bu durumda denklem;

$$y = C \cdot e^{-\lambda x} (\cos \lambda x + \sin \lambda x) \quad (28)$$

şeklini alır. 28 denkleminde

$$-EI \left( \frac{d^3 y}{dx^3} \right)_{x=0} = -\frac{P}{2}$$

oluşturulursa buradan;

$$C = \frac{P}{8\lambda^3 EI}$$

bulunur. Bu değer 28 denkleminde yerine konulursa,

$$y = \frac{P\lambda}{2K} e^{-\lambda x} (\cos \lambda x + \sin \lambda x) \quad (29)$$

olur.

$$\xi_{yp} = e^{-\lambda x} (\cos \lambda x + \sin \lambda x)$$

$$\xi_{\theta p} = -e^{-\lambda x} (\sin \lambda x - \cos \lambda x)$$

$$\xi_{Mp} = e^{-\lambda x} \cos \lambda x \quad (30)$$

$$\xi_{Qp} = e^{-\lambda x} \sin \lambda x$$

29 denklemleri 30 denklemlerinde kullanılarak

$$Y_x = \frac{P\lambda}{2K} \xi_{yp}$$

$$\theta_x = -\frac{P\lambda^2}{K} \xi_{\theta p}$$

$$M_x = \frac{P}{4\lambda} \xi_{Mp}$$

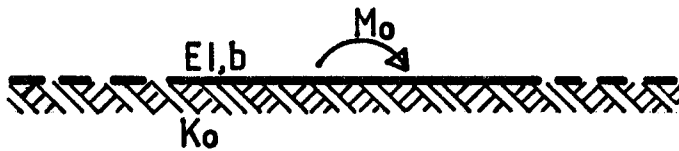
$$Q_x = -\frac{P}{2} \xi_{Qp}$$

(31)

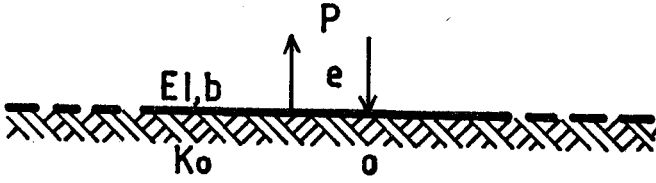
Böylece tekil kuvvet hali için sehim, eğim, eğilme momenti ve kesme kuvveti değerleri bulunmuş olur.

### 3.2.1.2. Tekil eğilme momenti durumu

Sonsuz uzun bir kirişe Şekil 3.7'deki gibi etki eden bir  $M_0$  tekil momenti Şekil 3.8'deki gibi etki eden iki  $P$  kuvvetine eşdeğerdir.



Şekil 3.7.



Şekil 3.8.

$$\xi_{YM} = e^{-\lambda x} (\cos \lambda x + \sin \lambda x)$$

$$\xi_{\theta M} = -e^{-\lambda x} (\sin \lambda x - \cos \lambda x) \quad (32)$$

$$\xi_{MM} = e^{-\lambda x} \cos \lambda x$$

$$\xi_{QM} = e^{-\lambda x} \sin \lambda x$$

$$y_x = \frac{M_0 \lambda^2}{K} \xi_{YM}$$

$$\theta_x = \frac{M_0 \lambda^2}{K} \xi_{\theta M}$$

(33)

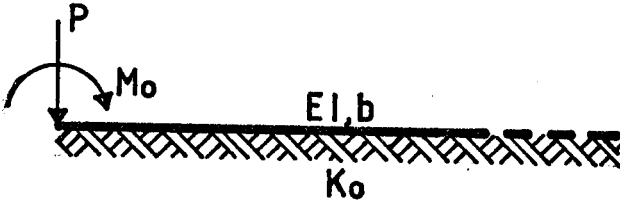
$$M_x = \frac{M_0}{2} \xi_{MM}$$

$$Q_x = -\frac{M_0 \lambda}{2} \xi_{QM}$$

Sonuçta sehim, eğim, eğilme momenti ve kesme kuvveti bulunmuştur.

### 3.2.2. Yarı sonsuz kiriş

Şekil 3.9 daki gibi bir P kuvveti ve bir  $M_0$  momenti, elastik zemine oturan yarı sonsuz kirişin bir ucuna etkirse 26 genel denklemi burada da kullanılır.



Şekil 3.9.

Buna göre

$$y = \frac{2\lambda}{K} [P\theta(\lambda x) - \lambda M_0 (\theta(\lambda x) - \xi(\lambda x))] \quad (34)$$

elde edilir.

### 3.2.3. Sonlu kiriş

Elastik zemine oturan sonlu kirişler, değişik şekillerde ele alınmış ve incelenmiştir. Genel matematik yolla problemin çözümü yapılabilmektedir.

#### 3.2.3.1. Tekil kuvvet durumu

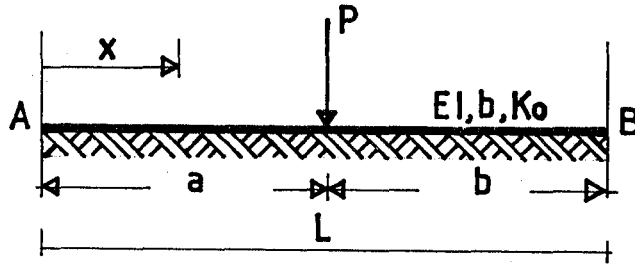
Elastik zemine oturan iki ucu serbest AB sonlu kirişine P tekil kuvvetinin etkimesi (Şekil 3.10) durumunda gerekli kısaltmalar yapıldıktan sonra sehim, eğim, eğilme momenti ve kesme kuvveti tesir çizgileri bağıntıları

$$y_x = \frac{PL^3}{4EI} \xi_{yp}$$

$$\theta_x = \frac{PL^2}{2EI} \xi_{\theta p} \quad (35)$$

$$M_x = P \cdot L \xi_{MP}$$

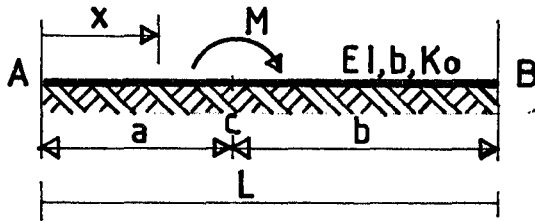
$$Q_x = P \xi_{QP}$$



Şekil 3.10.

### 3.2.3.2. Tekil eğilme momenti etkime durumu

Elastik zemine oturan iki ucu serbest AB sonlu kirişine M momentinin etkimesi durumunda (Şekil 3.11) kısaltılmış ara işlemler sonucunda tesir çizgileri bağıntıları;



Şekil 3.11.

$$y_x = -\frac{ML^2}{2EI} \xi_{YM}$$

$$\theta_x = \frac{ML}{2EI} \xi_{\theta M}$$

$$M_x = -M \xi_{MM}$$

$$Q_x = -\frac{M}{L} \xi_{QM}$$

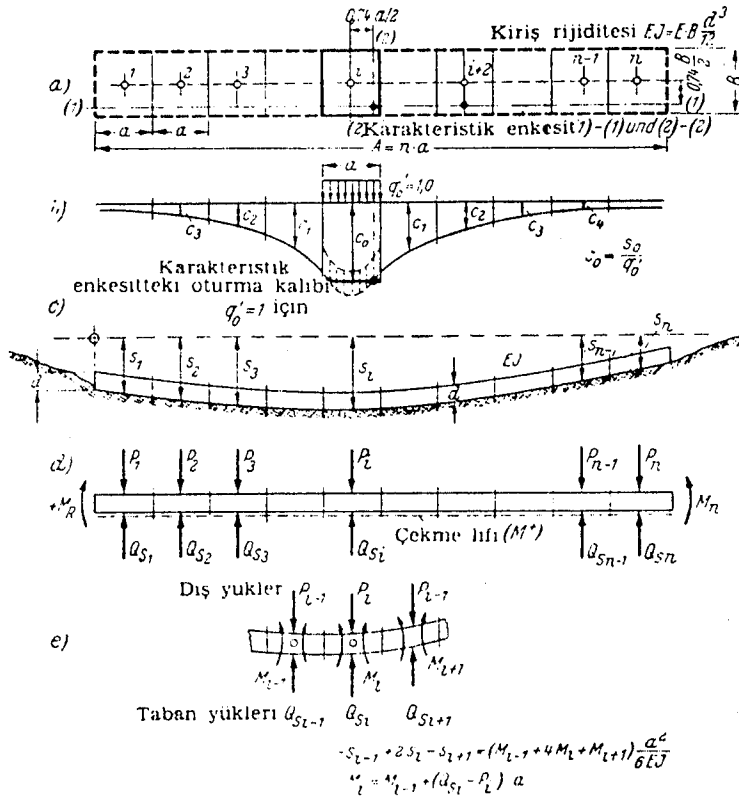
(36)

$\xi_{yp}$ ,  $\xi_{\theta p}$ ,  $\xi_{MP}$ ,  $\xi_{QP}$ ,  $\xi_{YM}$ ,  $\xi_{\theta M}$ ,  $\xi_{MM}$ ,  $\xi_{QM}$  değerleri tablodan alınan değerler olup tablolar halinde verilirler.

### 3.3. Kany Yöntemine Göre Çözüm

Kany yönteminde, Ohde metodunda olduğu gibi denklem sisteminin katsayılarının bulunmasında oturma kalıbı esas oluşturur.

Bu yöntem Ohde metodunu biraz daha genişleterek çalışanlara hesap zorluğu olmadan hatta tesir çizgilerini kullanarak verilen tablo ve abaklarla çözüme ulaştırmaktadır.



Şekil 3.12. Formüllere ait şemalar

Bu yöntemde ordinatları  $c_1$  olan oturma modülü metamatik olarak dördüncü integral değerine karşılıktır. Kirişin  $n$  adet parçaya bölünmesi ile oturma hesapları sonunda  $n$

adet  $c_i$  ordinatından meydana gelir. Şekil 3.12b'de görüldüğü gibi kirişin yatay olması ve temel zemininin yatay tabakalaşması halinde  $c_{o \max}$  değeri yüklenen parçacığın ortasında olan bir kalıptır. Oturma kalıbının  $c_i$  ordinatları  $\text{cm}^3/\text{kg}$  boyutundadır ve bir yay katsayısının ters boyutuna sahiptir (Kany, 1974).

Kany metodunda temel kirişinin  $n$  adet parçaya bölünebilmesini söylemekle birlikte hesapların daha kolay olması bakımından on eşit parçaya bölünmüştür. Abak ve tablolar da on eşit parçaya bölünmüş hal için hazırlanmıştır. Diyagramların kullanılabilmesi için önce oturma kalıbı Boussinesq tarafından verilen çekirdek fonksiyonundan

$$K|x - \xi| = \frac{c_k}{|x - \xi|} \quad (37)$$

gidilerek Şekil 3.12b'ye uygun olarak ampirik bir fonksiyonla ifade edilir.

$$c_i = \frac{c_o}{(1 + k_1 \cdot i^{1.5})} \text{ cm}^3/\text{kg} \quad (38)$$

Formülde  $c_o$  faktörü  $q_o' = 1$  birim yükü ile yüklenmiş a.B boyutundaki temelin oturmasını göstermektedir.

$$c_o = \frac{s_o}{q_o'} \text{ cm}^3/\text{kg} \quad (39)$$

ve

$$c_i = \frac{s_i}{q_o'} \text{ cm}^3/\text{kg} \quad (40)$$

Zemin gerilmesi ise;

$$q_o' = q_o - \Delta q \text{ kg/cm}^2 \quad (41)$$

$$\Delta q = \gamma \cdot t \quad (42)$$

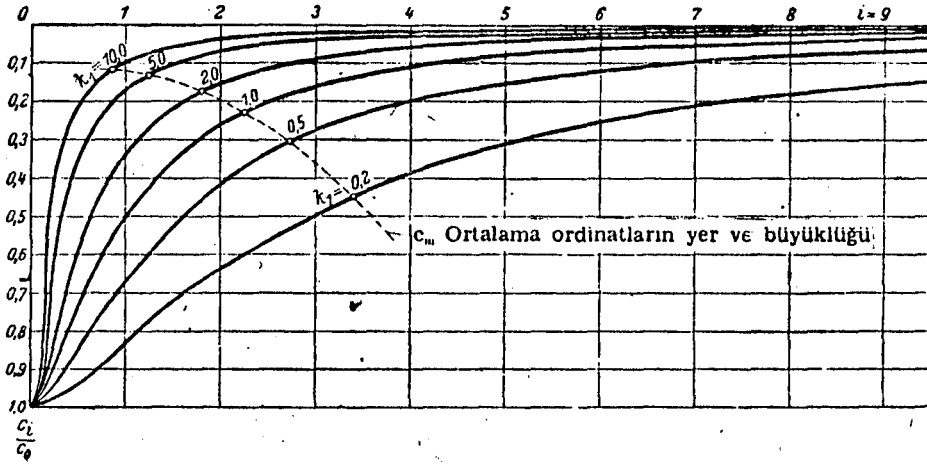
$q_0 = P/AB$  (ortalama zemin gerilmesi)

$\Delta q =$  Temel hafriyatında uzaklaştırılan jeolojik yük

$\gamma =$  Zemin birim hacim ağırlığı

$t =$  Derinlik

Oturma kalıbı denklemlerindeki  $c_0$  ve  $k_1$  sabit değerleri zemin karakteristiklerine bağlıdır.  $c_0$  faktörü  $q_0'=1$  için yüklenen parçacığın ortasındaki oturmayı gösterip, oturmanın büyüklüğü üzerinde büyük rol oynar. Bu değer Hook kanunu geçerli olduğundan zemin elastisite modülü ile ters orantılıdır. Şekil katsayısı  $k_1$  ise oturmanın iki  $c_1$  değeri ile bulunabilir. Şekil 3.13 te  $q_0'=1$  ve  $k_1$ 'in pratikte rastlanılabilecek değerleri için oturma kalıpları çizilmiştir.



Şekil 3.13. Oturma kalıbı şeklinin  $k_1$  şekil sayısı ile değişmesi

Bu diyagramdan görüldüğü gibi  $k_1$  değerinin büyümesi ile oturma kalıbının yüklenen parçacığın dışındaki  $c_1$  ordinatlarının küçüldüğü görülmektedir.  $k_1 = \infty$  değeri için yüklenen parçacığın yanındaki komşu oturmaların olmadığı gözlenir, bu da yatak katsayısına karşılık gelir.

$c_1$  değerlerini  $k_1$ 'e bağlı olarak kolayca hesaplamak için Kany tarafından 7. diyagram verilmiştir.

Hesapta hassaslık isteniyor ise  $k_1$ 'in bulunmasında  $c_0$  ve  $c_2$  değerlerinden yararlanılacaktır.  $c_0$  ordinatı en büyük değeri,  $c_2$  ordinatı ise  $c_0$  dan  $c_1$ 'a kadar olan değerler toplamının ortalamasını göstermektedir.

$k_1$  şekil katsayısını elde etmek için 38 denklemde  $i=2$  konulursa;

$$\frac{c_0}{c_2} = \frac{s_0}{s_2} \quad (43)$$

olacağından

$$k_1 = \left( \frac{c_0}{c_2} - 1 \right) \times 0.3536 = \left( \frac{s_0}{s_2} - 1 \right) \times 0.3536 \quad (44)$$

bulunur.

Bu metodun kullanılabilmesi için şu şartların sağlanması gerektiği belirtilmiştir.

Zemin yatay tabakalardan oluşmuş olmalı, elastik sabitler açısından yatay doğrultuda farklılık bulunmamalıdır. EJ rijiditesi sabit ve kiriş burulmasız kabul edilmiştir. Temel tabanındaki zemin daneciklerinin yatay hareketlerinden doğan sürtünme kuvvetleri de ihmal edilmiş olup, yaklaşık olarak buna müsaade edilebileceği belirtilmiştir (Kany, 1974).

### 3.3.1. Denklem takımlarının kurulması

Kany yönteminde bilinmeyen taban basıncı değerleri sabit varsayılarak denklem takımları oluşturulmaktadır.

Mesnetleri hareketli (çöken) sürekli kirişte clapeyron denklemleri yazılırsa;

Oturma-moment bağıntıları

$$\begin{aligned}
 -s_1 + 2s_2 - s_3 &= (M_R + 4M_2 + M_3) \cdot a^2 / 6EJ \\
 -s_2 + 2s_3 - s_4 &= (M_2 + 4M_3 + M_4) \cdot a^2 / 6EJ \\
 -s_3 + 2s_4 - s_5 &= (M_3 + 4M_4 + M_5) \cdot a^2 / 6EJ \\
 &\vdots \\
 -s_8 + 2s_9 - s_{10} &= (M_8 + 4M_9 + M_{10}) \cdot a^2 / 6EJ
 \end{aligned} \tag{45}$$

Bilinmeyen taban basınçları cinsinden oturma değerleri yazılırsa,

$$\begin{aligned}
 s_1 &= c_0 q_1 + c_1 q_2 + c_2 q_3 + \dots + c_8 q_9 + c_9 q_{10} \\
 s_2 &= c_1 q_1 + c_0 q_2 + c_1 q_3 + \dots + c_7 q_9 + c_8 q_{10} \\
 s_3 &= c_2 q_1 + c_1 q_2 + c_0 q_3 + \dots + c_6 q_9 + c_7 q_{10} \\
 &\vdots \\
 s_{10} &= c_9 q_1 + c_8 q_2 + c_7 q_3 + \dots + c_1 q_9 + c_0 q_{10}
 \end{aligned} \tag{46}$$

Eğilme momenti, dış yükler ve taban basınçları arasındaki ilişki ise,

$$M_i = M_{i-1} + (Q_{i-1} - p_{i-1}) \cdot a$$

dan,

$$M_2 = M_R + (q_1 - p_1) a^2 B \tag{47}$$

$$M_3 = M_R + (q_1 - p_1) 2a^2 B + (q_2 - p_2) a^2 B$$

$$M_4 = M_R + (q_1 - p_1) 3a^2 B + (q_2 - p_2) 2 \cdot a^2 B + (q_3 - p_3) a^2 B$$

$\vdots$

43 ve 44 denklemlerindeki değerler;

$$C_0 = 2(c_0 - c_1), \quad C_1 = c_0 - 2c_1 + c_2, \quad C_2 = c_1 - 2c_2 + c_3, \dots, \quad C_8 = c_7 - 2c_8 + c_9$$

Kirişin eğilme rijiditesi;

$$\alpha = \frac{a^4 \cdot B}{EJ} \quad \text{cm}^3 / \text{kg} \tag{48}$$

Kenar momenti;

$$m_r = - \frac{M_R}{a^2 \cdot B} \text{ kg/cm}^2 \quad (49)$$

Sistem rijiditesi;

$$\eta = \frac{C_0}{\alpha} \quad (50)$$

şeklinde tanımlanıp 45 denkleminde yerine konulursa;

$$(C_1 + \alpha)q_1 + (C_0 - \alpha/6)q_2 + C_1 q_3 + C_2 q_4 + \dots + C_8 q_{10} = \alpha(p_1 + p_2/6 + m_r)$$

$$(C_2 + 2\alpha)q_1 + (C_1 + \alpha)q_2 + (C_0 + \alpha/6)q_3 + C_1 q_4 + \dots + C_7 q_{10} = \alpha(2p_1 + p_2 + p_3/6 + m_r)$$

$$(C_3 + 3\alpha)q_1 + (C_2 + 2\alpha)q_2 + (C_1 + \alpha)q_3 + \dots + C_6 q_{10} = \alpha(3p_1 + 2p_2 + p_3 + p_4/6 + m_r)$$

⋮

$$(C_8 + 8\alpha)q_1 + (C_7 + 7\alpha)q_2 + (C_6 + 6\alpha)q_3 + \dots + C_1 q_{10} = \alpha(8p_1 + 7p_2 + \dots + 2p_7 + p_8 + p_9/6 + m_r)$$

Denklemlerden de görüldüğü gibi n adet bilinmeyen olmasına karşın n-2 adet denklem türetilmiştir. Yani iki adet denkleme daha ihtiyaç duyulmaktadır. Kany bu durumu eşitlemek için düşey izdüşüm ve moment denge denklemlerini yazarak bilinmeyen sayısı kadar denklem elde etmiştir.

$$q_1 + q_2 + q_3 + \dots + q_{10} = p_1 + p_2 + p_3 + \dots + p_{10} \quad (52)$$

$$q_1 9.5a + q_2 8.5a + \dots + q_{10} 0.5a = p_1 9.5a + p_2 8.5a + \dots + p_{10} 0.5a - (M_R - M_L) \quad (53)$$

Hesapları kolaylaştırmak için denklem sisteminin derecesini düşürmek istenirse, değişik yük gruplarının uygulanması gerekir. Bu durumda simetrik ve antimetrik yükleme hali ortaya çıkar (Kany, 1974).

### 3.3.2. Simetrik yükleme hali

$$q_1 = q_{10}, q_2 = q_9, q_3 = q_8, q_4 = q_7, q_5 = q_6$$

ve

$$p_1 = p_{10}, p_2 = p_9, p_3 = p_8, p_4 = p_7, p_5 = p_6$$

olduğundan bilinmeyen  $q_i$  taban basıncı gerilmeleri  $\frac{n}{2}$  kadar azalacaktır (Kany, 1974).

### 3.3.3. Antimetrik yükleme hali

$$q_1 = -q_{10}, q_2 = -q_9, q_3 = -q_8, q_4 = -q_7, q_5 = -q_6$$

ve

$$p_1 = -p_{10}, p_2 = -p_9, p_3 = -p_8, p_4 = -p_7, p_5 = -p_6$$

olacağından burada da bilinmeyen sayısı yarıya inecektir.

Metodun aslı bu durumda verilen denklemlerle çözülebildiği halde pratikte denklem takımını çözmek bir hayli zaman alacağından, problemi verilen tablo ve diyagramlardan yararlanarak çözmek yoluna gidilmiştir (Kany, 1974).

### 3.3.4. Tablo ve abakların kullanılması

Pratik hesablarda yüklerle giriş boyutuna karşılık gelen gerçek  $q$  ve  $M$  büyüklüklerinin elde edilmesi için,  $y$  diyagram değerlerinin çarpıldığı ölçek faktörlerinin hesap edilmesi gereklidir.

1. Tekil  $p_k$  yüklerinin hesabı için ölçek faktörü:

Eğer  $q_0 = p_k / AB$ , boyutu  $A$  ve  $B$  olan bir temelin ortalama taban basıncını gösteriyor ise  $X_k$  noktasında  $p_k$  tekil yükünün etki ettiği temelin o noktadaki  $q_{ik}$  taban basıncı

$$q_{ik} = p_k = \frac{y_{q_{ik}}}{A \cdot B} = q_0 y_{q_{ik}} \text{ kg/cm}^2 \quad (54)$$

olacaktır. Burada  $y_{q_{ik}}$  Kany'nin verdiği 8. tablodan,  $\eta$  ve  $k_1$  sabit değerlerine göre alınan değerdir. Tekil yükten dolayı  $x_i$  noktasında oluşan  $M_{ik}$  momenti ise;

$$M_{ik} = a \cdot P_k \cdot y_{M_{ik}} \quad (55)$$

olur. Buradaki  $y_{M_{ik}}$  değeri  $q_a$  ve  $q_b$  diyagramlarından alınır.

2. Kiriş üzerinde yayılı  $p$  yükünün hesabı için ölçek faktörü

Kirişin sabit  $p$  üniform yükünde ortalama zemin basıncı  $q_0 = p$  olacağından ölçek faktörü;

$$q_{ip} = p \cdot y_{q_{ip}} \text{ kg/cm}^2 \quad (56)$$

$y_{q_{ip}}$  değeri 10. diyagramdan alınacaktır.

Moment için ise;

$$M_{ip} = p \cdot a^2 \cdot B \cdot y_{M_{ip}} \text{ cmkg} \quad (57)$$

olarak elde edilir.  $y_{M_{ip}}$  değeri 11. diyagramdan alınacaktır.

3.  $M_R$  kenar momentlerinin hesabı için ölçek faktörü

$$q_{iR} = M_R \cdot \frac{1}{a^2 B} \cdot y_{q_{iR}} = -m_r \cdot y_{q_{iR}} \text{ kg/cm}^2 \quad (58)$$

şeklinde bulunan taban gerilmesi için  $y_{q_{iR}}$  değeri 12., eğilme momenti için kullanılan formüldeki  $y_{M_{iR}}$  değeri ise 13. diyagramdan alınmalıdır. Eğilme momenti;

$$M_{iR} = M_R \cdot y_{M_{iR}} \text{ cm/kg} \quad (59)$$

dır.

### 3.3.5. Sistem rijiditesi $\eta$ nın etkisi

Sistem rijiditesi  $\eta = c_0 / \alpha$  olduğundan  $q_0' = 1$  birim yükü için oturma kalıbı ordinatı ( $c_0 = s_0 / q_0'$ ) ve yapı rijiditesi  $\alpha$  dan oluşur, o halde yapı rijiditesi  $\alpha$ 'nın etkisi incelense;

### 3.3.5.1. Yapı rijiditesi $\alpha$ nın etkisi

$\alpha = a^4 B/EJ$  olduğundan hesap boyu  $a$ 'nın iki kat artırılması  $\alpha$  değerini 16 kat artıracaktır. Temel kirişi genişliğinin artması ise  $\alpha$  ya lineer bir artış sağlayacaktır.

$$\alpha = a^4 \cdot 12/Ed^3$$

den

$$\eta = \frac{c_0 Ed^3}{a^4 \cdot 12} = \frac{c_0 Ed^3 10^4}{A^4 \cdot 12}$$

olacağından,  $d$ 'nin % 10 artması  $\eta$  yı % 33 artıracaktır.

### 3.3.5.2. Zeminin $c_0$ deformasyonunun etkisi

Burada zeminin tabakalanma durumu çok önemlidir. Oturmaların gerçek oturma olarak bulunamaması halinde değişik sonuçlar bulmak mümkündür.

$q_0' = q_0 - \Delta q$  denkleminde çıkarılan  $\Delta q = \gamma t$  teriminin hesabı çok önemlidir.  $\Delta q$ ,  $q_0$  a eşit veya ondan büyük olursa mutlaka sonsuz büyük bir  $s$  kabarma katsayısı alınır ve  $c_0$  oturması sıfıra eşit olur. Aksi halde hatalı sonuçlar elde edilir.

### 3.3.6. Şekil katsayısı $k_1$ 'in etkisi

Şekil katsayısı daha önce de belirtildiği gibi oturma kalıbına bağlıdır. Oturmanın olmadığı komşu bölümlerde oturma kalıbı ani olarak azalır. Bu durumda  $k_1 = \infty$  değerindedir. Bazı durumlarda oturma kalıbı yaygın olup, yüklenmeyen bölümlerde de ani azalma göstermez, bu halde  $k_1$  değerinin küçük olduğu görülür.

Zemin karakteristiklerinin değişmesi de  $k_1$  değerine etki eder. Kany'deki 6 nolu diyagramdan da görüldüğü gibi  $k_1$  değeri tabakalanma durumuna göre oldukça değişmektedir. Başlangıçta yapıdan  $z$  derinliğinde ince fakat fazla sıkışan

bir tabaka göz önüne alınırsa diyagram 6 dan derinliğin artması ile  $k_1$  değerinin azaldığı görülür. Kenar uzunluklarının oranı  $a'/b'$  değeri ise  $k_1$  üzerinde hiç bir rol oynamaz.

Eğer bu tabaka temel altından  $z$  derinliğine kadar olursa sadece  $z'/b'$  derinliği değil  $a'/b'$  oranı da  $k_1$  büyüklüğüne etki eder.

Bu arada taban basıncının etkisinin de unutulmaması gerekir.  $k_1$  değeri büyüdükçe taban basıncı  $q$  temelin ortasında artmakta kenarlarda azalmaktadır.  $k_1 = \infty$  değeri için taban basıncı dağılışı yamuk veya dikdörtgen,  $k_1$  in küçük değerleri için ise semer eğrisi şeklinde olur.

Eğilme momentleri bakımından  $k_1$  değeri büyürse kirişin orta bölümlerinde ve yükün altında eğilme momentleri küçülürler, kenarlarda ise durum tersinedir.

$k_1$  değerinin oturmalara etkisi ise,  $k_1$  değeri küçüldükçe oturmalar büyür,  $k_1$  değeri büyürse gerilme süperpozisyonu küçülür.  $k_1 = \infty$  değeri için oturmanın tamamen ortadan kalktığı söylenebilir (Kany, 1958; Alpman, 1967).

#### 4. YAPILAN BİLGİSAYAR PROGRAMI HAKKINDA AÇIKLAMA

Kany metodunda verilen denklem takımları elle çözümü güçleştirecek sayıda bilinmeyen içermektedir. Bu sebeple Kany, problemin çözümünde tablo ve abaklar kullanarak hesaba pratiklik getirmiştir.

Bu çalışmada elle çözülmesi hayli vakit alan denklem takımlarının bilgisayar yardımı ile çözülmesi yoluna gidilmiştir.

##### 4.1. Oturma Kalıbı Hesabı

Oturma kalıbı Kany metodunun esasını oluşturmaktadır. Oturma kalıbının bulunması için Kany'nin verdiği formül;

$$c_i = \frac{c_0}{(1+k_1 \cdot i^{1.5})}$$

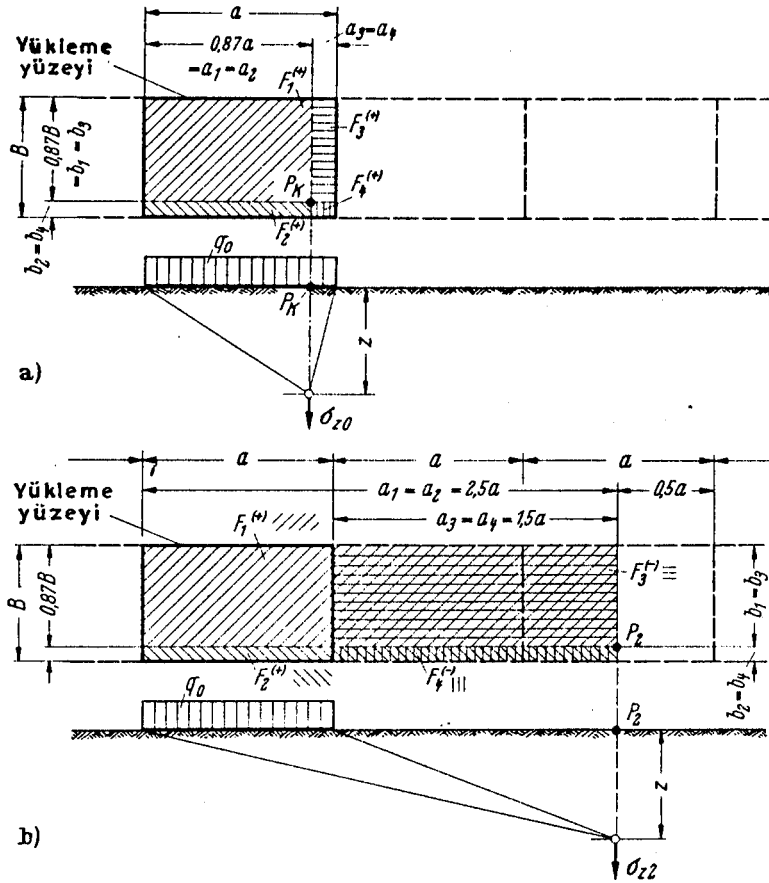
şeklindedir. Fakat bu yaklaşık formül yerine bir veya birden fazla tabaka hali için kullanılan formüllerden yararlanılmıştır.

##### 4.1.1. Birden fazla tabaka hali

Eşit yük yüzeyli fleksibl ve rijit temellerde oturmaların eşit olduğu noktalar karakteristik nokta olarak tanımlanırlar. İşte böyle bir karakteristik nokta için (Şekil 4.1) Steinbrenner zemin gerilmelerini şu formül ile vermektedir.

$$\sigma_{z,0} = \frac{q_0}{2\pi} \sum_{v=1}^4 \left[ \arctg \frac{a_v b_v}{z \cdot c_v} + a_v b_v \left( \frac{1}{a_v^2} + \frac{1}{b_v^2} \right) \frac{z}{c_v} \right]$$

$$\bar{a}_v^2 = a_v^2 + z^2, \quad \bar{b}_v^2 = b_v^2 + z^2, \quad \bar{c}_v^2 = c_v^2 + b_v^2 + z^2$$



Şekil 4.1.  $F_1$  den  $F_4$  e parçaların gerilme ve oturma hesabındaki süperpozisyonu

Gerilmeler bu şekilde bulunduktan sonra tabakaların oturmaları Hook kanununa göre;

$$s_o = \frac{\sigma_{z0} \cdot h}{E_s}$$

olarak verilmişti. Formülde  $h$  ve  $E_s$  değerleri her tabaka için değişkendir. Oturma kalıbı ise;

$$c_o = \frac{s_o}{q_o}$$

olduğundan, oturma kalıbı ordinatı elde edilmiş olur. Şekil 4.1b'de ikinci aralık için aynı işlemlerin yapılması sonucu oturma kalıbının  $c_2$  indisi bulunur. Diğer parçalar içinde çözüm yolu aynıdır.

#### 4.1.2. Tek tabaka hali

Temel altı zemini her tarafta aynı karakteristiği gösteriyor ve, çok derin bir tabakadan oluşmuyor ise tek tabaka hali söz konusudur.

Bu durumda Steinbrenner'in gerilme denklemi Hook kanununa göre integre edilerek;

$$s = \frac{1}{E_s} \int_0^z \sigma_z dz$$

ve oturma kalıbı;

$$c_o = \frac{1}{2\pi E_s} \sum_{v=1}^4 \left[ z \cdot \arctg \frac{a_v b_v}{z \cdot \bar{c}_v} + a_v \ln \frac{\bar{c}_v - b_v}{\bar{c}_v + b_v} \frac{\sqrt{a_v^2 + b_v^2 + b_v}}{\sqrt{a_v^2 + b_v^2 - b_v}} \right. \\ \left. + b_v \ln \frac{\bar{c}_v - a_v}{\bar{c}_v + a_v} \frac{\sqrt{a_v^2 + b_v^2 + a_v}}{\sqrt{a_v^2 + b_v^2 - a_v}} \right]$$

olarak hesap edilmektedir. Diğer parçalar için de aynı denklem uygulanarak oturma kalıbı ordinatları elde edilebilir.

#### 4.2. Gerilmelerin Hesabı

Oturma kalıbında bulunan  $c_i$  ordinatları yardımı ile kurulan katsayılar ve matrisi ve bunlara karşı gelen denklem sabitleri yardımı ile gauss eliminasyon yöntemi kullanılarak her aralığın orta noktasındaki gerilmeler elde edilmiştir. Hesaplarda 51 nolu denklemlerden yararlanılmıştır.

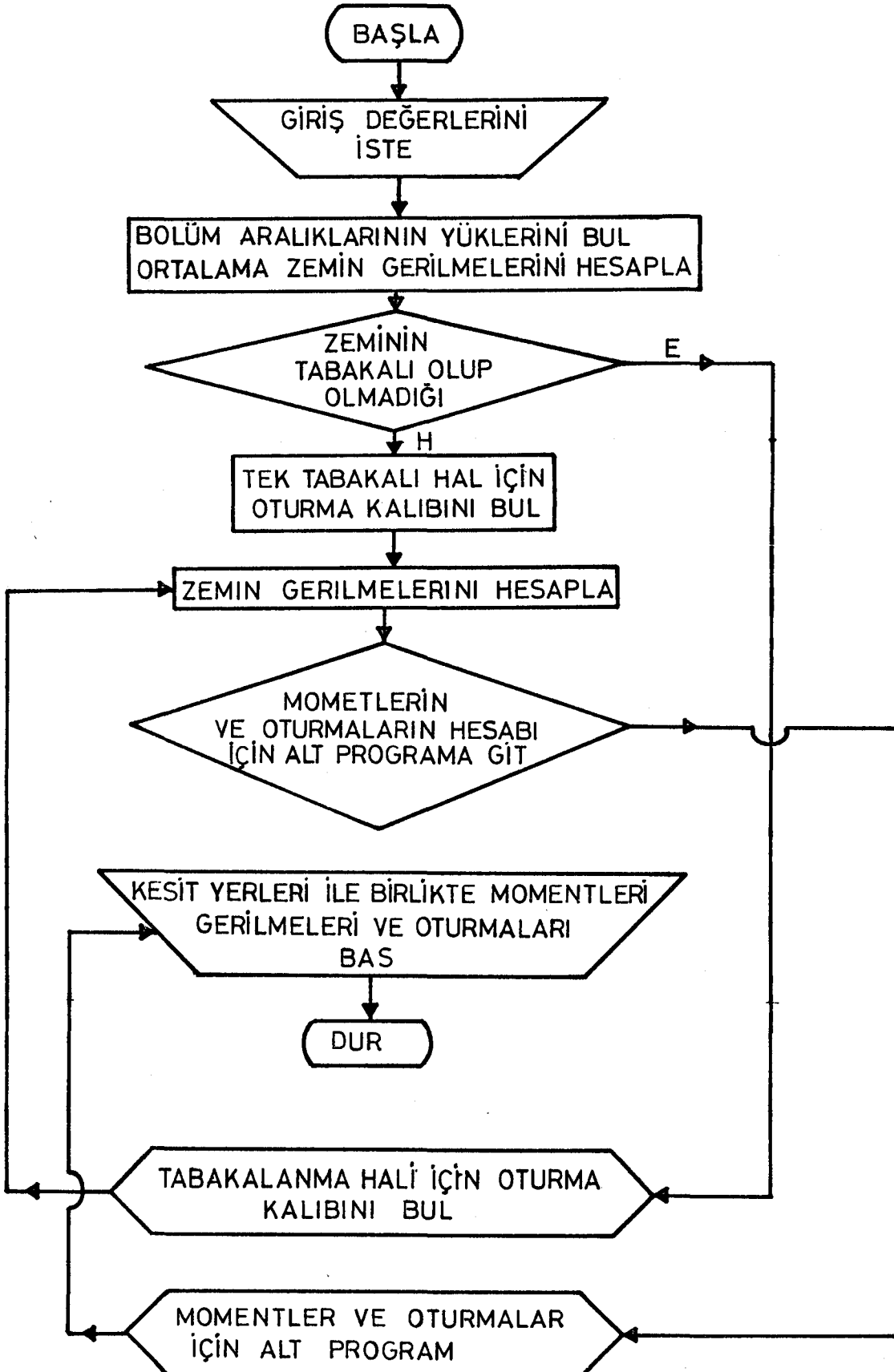
#### 4.3. Momentlerin Hesabı

Taban basıncı gerilmeleri elde edildikten sonra, soldansağa olmak üzere her aralık için moment değerleri, taban basınçları pozitif, temel dış yükleri negatif alınarak sonuç momentler bulunmuştur. Tekil yük altındaki moment değerleri için işlemler benzer şekilde yapılır.

#### 4.4. Oturmaların Hesabı

Oturma kalıbı ve taban basıncı gerilmelerinin elde edilmesinden sonra 46 denklemine göre her parçacığın ortasındaki oturmalar bulunmuştur.

## 4.5. Bilgisayar Programı Akış Diyagramı



## 4.6. Bilgisayar Programı

```

10 INPUT"EKRAN O YAZICI B";W
20 INPUT"TEMEL BOYUNU KAC PARCAYA BOLMEK ISTER SINIZ=";N
30 INPUT"TEMEL UZERINDEKI YUK SAYISI=";YS
40 DIM A(N,N),R(N),X(N),M(N),p1(N),P(N),C2(N+1),c1(N+1),a1(4),y(N),S(N),V1(YS),V2(YS),
V3(YS),YU(YS),S1(N),D1(N+1),L1(N+1),h(20),E(20),Z(20)
50 FOR I=1 TO YS
60 PRINT I;"YUKUN SIDDETI(t) ve BASLANGICA UZAKLIGI(m)=";:INPUT YU(I),V1(I)
70 NEXT I
80 INPUT"TEMEL KESIT BOYUTU(m)<soldan saga,yukaridan asagi>";U1,U2,U3,U4,U5,U6
90 INPUT"TEMEL DERINLIGI(m)";tt
100 INPUT"ZEMIN BIRIM HACIM AGIRLIGI(yogunlugu)(t/m3)";g
110 INPUT"TEMEL HESAP BOYU(m)";Au
120 INPUT"BETON ELASTISITE MODULU(t/m2)";E
130 a5=Au/N
140 FOR I=1 TO YS
150 V3(I)=V1(I)/a5
160 V2(I)=INT(V1(I)/a5)
170 IF V2(I)=0 THEN GOTO 230
180 IF V2(I)=N THEN GOTO 240
190 IF V2(I)-V3(I)=0 THEN GOTO 220
200 P(V2(I)+1)=P(V2(I)+1)+YU(I)
210 GOTO 250
220 P(V3(I))=P(V3(I))+YU(I)/2:P(V3(I)+1)=P(V3(I)+1)+YU(I)/2:GOTO 250
230 P(1)=P(1)+YU(I):GOTO 250
240 P(N)=P(N)+YU(I)
250 NEXT I
260 Bu=U1+U2+U3
270 REM TEMEL qo YUKUNUN HESABI
280 q1=(U4+U5)*U2*2.4;q2=U6*Bu*2.4;q3=U1*U5*1.2;q4=U3*U5*1.2
290 Q5=q1+q2+q3+q4
300 FOR I=1 TO N
310 P=P+P(I)
320 NEXT I
330 q=P/Au/Bu+q1/Bu+q2/Bu+q3/Bu+q4/Bu
340 dq=tt*g
350 qo=q-dq
360 b1(1)=0.87*Bu;b1(2)=0.13*Bu;b1(3)=b1(1):b1(4)=b1(2)
370 a1(1)=0.87*a5;a1(2)=a1(1):a1(3)=0.13*a5;a1(4)=a1(3)
380 INPUT"TABAKALANMA VAR MI?(E/H)";I$
390 IF I$="E" THEN GOTO 1610
400 INPUT"ZEMIN TABAKA KALINLIGI(m) ve ELASTISITE MODULU(t/m2)";Zd,Es
410 FOR I=0 TO N-1
420 FOR J=1 TO 4
430 IF I=0 THEN GOTO 450
440 a1(1)=(I+0.5)*a5;a1(2)=a1(1):a1(3)=((I-1)+0.5)*a5;a1(4)=a1(3)
450 c1(J)=(a1(J)*a1(J)+b1(J)*b1(J)+Zd*Zd)^0.5
460 T5=Zd*ATN(a1(J)*b1(J)/Zd/c1(J))+a1(J)*LOG((c1(J)-b1(J))/(c1(J)+b1(J)))*
(SQR(a1(J)^2+b1(J)^2)+b1(J))/(SQR(a1(J)^2+b1(J)^2)-b1(J))
470 T5=T5+b1(J)*LOG((c1(J)-a1(J))/(c1(J)+a1(J)))*(SQR(a1(J)^2+b1(J)^2)+a1(J))/(SQR(a1(J)^2+b1(J)^2)-a1(J))
480 IF I=0 THEN GOTO 500
490 IF J=3 OR J=4 THEN T5=-T5
500 S(I)=S(I)+T5

```

```

510 NEXT J
520 S(I)=S(I)/2/PI/Es
530 NEXT I
540 REM BUYUK C'LER
550 FOR I=1 TO N-2
560 C2(I)=S(I-1)-2*S(I)+S(I+1)
570 NEXT I
580 C2(0)=2*(S(1)-S(0))
590 REM p'LERIN HESABI
600 qa=85/Bu
610 FOR I=1 TO N
620 p1(I)=P(I)/a5/Bu+qa
630 NEXT I
640 REM ATALET MOMENTININ HESABI
650 U7=U4+U5+U6
660 Y1=U2*U7*U7/2+U1*U5*U6/2+U3*U6*U6/2+U1*U5/2*(U5/3+U6)+U3*U5/2*(U5/3+U6)
670 Y2=U2*U7+U1*U6+U3*U6+U1*U5/2+U3*U5/2
680 Y=Y1/Y2
690 I1=U2*U7^3/12+U2*U7*(Y-U7/2)^2+U1*U6^3/12+U1*U6*(Y-U6/2)^2+U3*U6^3/12+U3*U6*(Y-U6/2)^2
700 I2=U1*U5^3/36+U1*U5/2*(Y-(U5/3+U6))^2+U3*U5^3/36+U3*U5/2*(Y-(U5/3+U6))^2
710 I5=I1+I2
720 AB=a5^4*Bu/E/I5
730 REM KATSAYILAR MATRISININ TESKILI
740 FOR I=1 TO N:FOR J=1 TO N
750 FOR K=0 TO N-3
760 IF I=J+K THEN A(I,J)=C2(K+1)+AB*(K+1)
770 IF J=I+K+2 THEN A(I,J)=C2(K+1)
780 NEXT K
790 IF J=I+1 THEN A(I,J)=C2(0)+AB/6
800 IF I=N-1 THEN A(I,J)=1
810 IF I=N THEN A(I,J)=(N+0.5-J)*a5*a5*Bu
820 NEXT J:NEXT I
830 T=0
840 REM SABITLER
850 FOR I=N-2 TO 1 STEP -1
860 FOR J=I-1 TO 1 STEP -1
870 T=T+(J+1)*p1(I-J)
880 NEXT J
890 R(I)=AB*(p1(I)+p1(I+1))/6+mr+T)
900 T=0
910 NEXT I
920 FOR J=1 TO N
930 R(N-1)=R(N-1)+p1(J)
940 R(N)=R(N)+qa*(N+0.5-J)*a5*a5*Bu
950 NEXT J
960 FOR I=1 TO N
970 R(N)=P(N)+YU(I)*(Au-V1(I))
980 NEXT I
990 REM DENKLEM COZUMU
1000 FOR K=1 TO N
1010 R=1/A(K,K)
1020 A(K,K)=1

```

```

1030 FOR J=1 TO N
1040 A(K,J)=R*A(K,J)
1050 NEXT J
1060 FOR I=1 TO N
1070 IF (I-K)<>0 GOTO 1090
1080 IF (I-K)=0 GOTO 1140
1090 S=A(I,K)
1100 A(I,K)=0
1110 FOR J=1 TO N
1120 A(I,J)=A(I,J)-S*A(K,J)
1130 NEXT J
1140 NEXT I
1150 NEXT K
1160 FOR I=1 TO N:FOR J=1 TO N
1170 X(I)=X(I)+A(I,J)*R(J)
1180 NEXT J
1190 NEXT I
1200 PRINT#W,
1210 FOR I=1 TO N
1220 X(I)=X(I)*Bu
1230 NEXT I
1240 GOSUB 1910
1250 PRINT#W, "I=I;K=K;R=R;S=S;A=A;X=X;YU=Yu;V1=V1;g=g;Es=Es;Zd=Zd;h=h;E=E;tm=tm;cm=cm;"
1260 PRINT#W, "PROBLEMIN COZUMU"
1270 PRINT#W, "=====
1280 PRINT#W, "TEMEL BOYUTLARI Boyu / Eni";Au;"(m)";"/";Bu;"(m)"
1290 FOR I=1 TO YS
1300 PRINT#W, I; ".KUVVET(t)=";Yu(I);"          KUVVETIN BASLANGICA UZAKLIGI(m)=";V1(I)
1310 NEXT I
1320 PRINT#W, "TEMEL DERINLIGI=";tt;"(m)"
1330 PRINT#W, "ZEMIN BIRIM HACIM AGIRLIGI(yogunluk)=";g;"(t/m3)"
1340 PRINT#W, "HESAP GERILMESI=";:PRINT#W, USING"##.##";qo;:PRINT#W, "(t/m2)"
1350 IF TS=0 THEN PRINT#W, "ZEMIN ELASTISITE MODULU=";Es;"(t/m2)"
1360 IF TS=0 THEN PRINT#W, "TABAKA KALINLIGI=";Zd;"(m)"
1370 IF TS=0 THEN GOTO 1410
1380 FOR I=1 TO TS
1390 PRINT#W, I; ".TABAKA KALINLIGI=";h(I);"          ";I; ".TABAKA ELAST MODULU=";E(I)
1400 NEXT I
1410 PRINT#W, "BETON ELASTISITE KATSAYISI=";E;"(t/m2)"
1420 PRINT#W, "I=I;K=K;R=R;S=S;A=A;X=X;YU=Yu;V1=V1;g=g;Es=Es;Zd=Zd;h=h;E=E;tm=tm;cm=cm;"
1430 PRINT#W, :PRINT#W,
1440 PRINT#W, "UZUNLUK(m)   MOMENTLER(tm)   GERILMELER(t/m2)   OTURMALAR(cm)"
1450 PRINT#W, "=====   =====   =====   ====="
1460 FOR I=1 TO N
1470 PRINT#W, USING"##.##";a5*I;
1480 PRINT#W, "          ";
1490 PRINT#W, USING"###.##";M(I);
1500 PRINT#W, "          ";
1510 PRINT#W, USING"###.##";X(I)/Bu;
1520 PRINT#W, "          ";
1530 PRINT#W, USING"##.##";S1(I)
1540 NEXT I

```

```

1550 PRINT#W, "-----"
1560 PRINT#W, " YUK ALTINDAKI MOMENTLER"
1570 FOR I=1 TO YS
1580 PRINT#W, "P(";I;")";:PRINT#W, " ";:PRINT#W, USING"####.##";MT(I)
1590 NEXT I
1600 END
1610 INPUT"TABAKA SAYISINI VERINIZ";TS
1620 FOR I=1 TO TS:PRINT I;"TABAKA KALINLIĞI(m) ve Z.ELASTISITE KATSAYISI(t/m2)";:INPUT:h(I),E(I):PRINT:NEXT I
1630 FOR I=TS TO 1 STEP -1
1640 FOR J=I-1 TO 1 STEP -1
1650 TOP=TOP+h(J)
1660 NEXT J
1670 Z(I)=TOP+h(I)/2
1680 TOP=0
1690 NEXT I
1700 FOR I=0 TO N-1
1710 IF I=0 THEN GOTO 1740
1720 a1(3)=(I-0.5)*a5:a1(4)=a1(3)
1730 a1(1)=(I+0.5)*a5:a1(2)=a1(1)
1740 FOR J=1 TO TS
1750 TP=0:GT=0
1760 FOR K=1 TO 4
1770 a2(K)=a1(K)^2+Z(J)^2
1780 b2(K)=b1(K)^2+Z(J)^2
1790 c3(K)=(a1(K)^2+b1(K)^2+Z(J)^2)^0.5
1800 T=ATN(a1(K)*b1(K)/Z(J)/c3(K))+a1(K)*b1(K)*(1/a2(K)+1/b2(K))*Z(J)/c3(K)
1810 IF I=0 THEN TP=TP+T
1820 IF I<>0 AND K<3 THEN TP=TP+T
1830 IF I<>0 AND K>2 THEN TP=TP-T
1840 NEXT K
1850 TH=TP/2/PI
1860 GT=TH*h(J)/E(J)
1870 S(I)=S(I)+GT
1880 NEXT J:NEXT I
1890 T=0
1900 GOTO 540
1910 REM KUVVET ALTINDAKI MOMENTLER ICIN ALT PROGRAM
1920 FOR I=YS TO 1 STEP -1
1930 FOR J=V2(I) TO 1 STEP -1
1940 MT(I)=MT(I)+X(J)*a5*(V1(I)-(J*a5-0.5*a5))
1950 NEXT J
1960 MT(I)=MT(I)-qa*Bu*V1(I)*V1(I)/2
1970 FOR K=I-1 TO 1 STEP -1
1980 MT(I)=MT(I)-YU(K)*(V1(I)-V1(K))
1990 NEXT K
2000 IF V3(I)-V2(I)<>0 THEN MT(I)=MT(I)+X(V2(I)+1)*(V3(I)*a5-V2(I)*a5)^2/2
2010 NEXT I
2020 REM MOMENTLER ICIN ALT PROGRAM
2030 FOR I=1 TO YS
2040 O1(INT(V1(I)/a5)+1)=YU(I):L1(INT(V1(I)/a5)+1)=V1(I)
2050 NEXT I
2060 FOR I=N TO 1 STEP -1

```

```
2070 D=0
2080 FOR J=I-1 TO 0 STEP -1
2090 D=D+X(I-J)*a5*(J*a5+a5/2)-01(J+1)*(I*a5-L1(J+1))
2100 NEXT J
2110 M(I)=D-05*a5*a5*I*I/2
2120 NEXT I
2130 REM OTURMALAR ICIN ALT PROGRAM
2140 FOR I=1 TO N:FOR J=I TO N
2150 S1(I)=S1(I)+S(J-I)*X(J)/Bu*100
2160 NEXT J:NEXT I
2170 FOR I=2 TO N:FOR J=I-1 TO 1 STEP -1
2180 S1(I)=S1(I)+S(J)*X(I-J)/Bu*100
2190 NEXT J:NEXT I
2200 RETURN
```

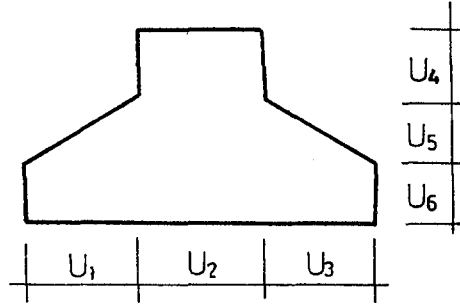
## 5. BİLGİSAYAR PROGRAMININ KULLANILIŞI VE ÖRNEKLER

Program seçilen  $n$  aralıkta çözüm yapabilmekle beraber, Kany tarafından önerilen otuz aralıkta çözümün yeter hassaslıkta olmasından hareketle örnekler de  $n=30$  alınarak çözüm yoluna gidilmiştir.

### 5.1. Program Girdileri

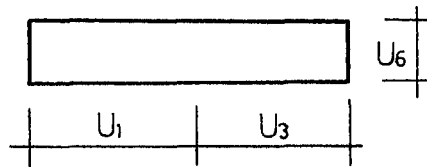
- Kiriş değerlerini bulmak istediğimiz aralık sayısı (30 seçmek yeterli)
- Kiriş üzerindeki yük sayısı
- Yüklerin değeri (ton), başlangıca olan uzaklıkları (metre)
- Temel kesitinin boyutları (metre) (soldan sağa, yukarıdan aşağıya)

#### Örnek 1



Input?  $U_1, U_2, U_3, U_4, U_5, U_6$

#### Örnek 2



Input?  $U_1, 0, U_3, 0, 0, U_6$

Burada  $U_2, U_4$  ve  $U_5$  değerleri sıfır alınmalıdır.

- e) Temel derinliği (metre)
- f) Zemin yoğunluğu (t/m<sup>3</sup>)
- g) Temel hesap boyu (metre)
- h) Beton elastisite katsayısı (t/m<sup>2</sup>)
- ı) Zeminin tabakalı olup olmaması (E veya H)
- j) Tabakaların kalınlıkları (metre), tabakaların elastisite modülleri (t/m<sup>2</sup>)

## 5.2. Program Çıktıları

Program, kesit değerlerinin yerini ve her kesitteki momentleri (tm) üstte çekme negatif olarak, zemin gerilmelerini (t/m<sup>2</sup>) aşağıdan yukarıya pozitif, oturmaları cm olarak verip, ayrıca tekil yük altındaki momentleri de bulmaktadır.

## 5.3. Program Çıktılarının Kontrolü

Bilgisayar programı, değerlerin doğru verilmesi halinde doğru sonuçlar verir. Fakat programdan alınan sonuçların doğru olup olmadığının kontrolü gereklidir. Bu amaçla şu kontroller yapılmalıdır.

- a) Verilen girdiler kontrol edilmelidir.
- b) Kirişin başlangıç ve bitişindeki moment değerleri, eğer diş moment yoksa sıfır, varsa verilen diş momente eşit olmalıdır.
- c) Zemin reaksiyonlarının toplamı kiriş üzerindeki kuvvetlerin toplamına eşit olmalıdır.

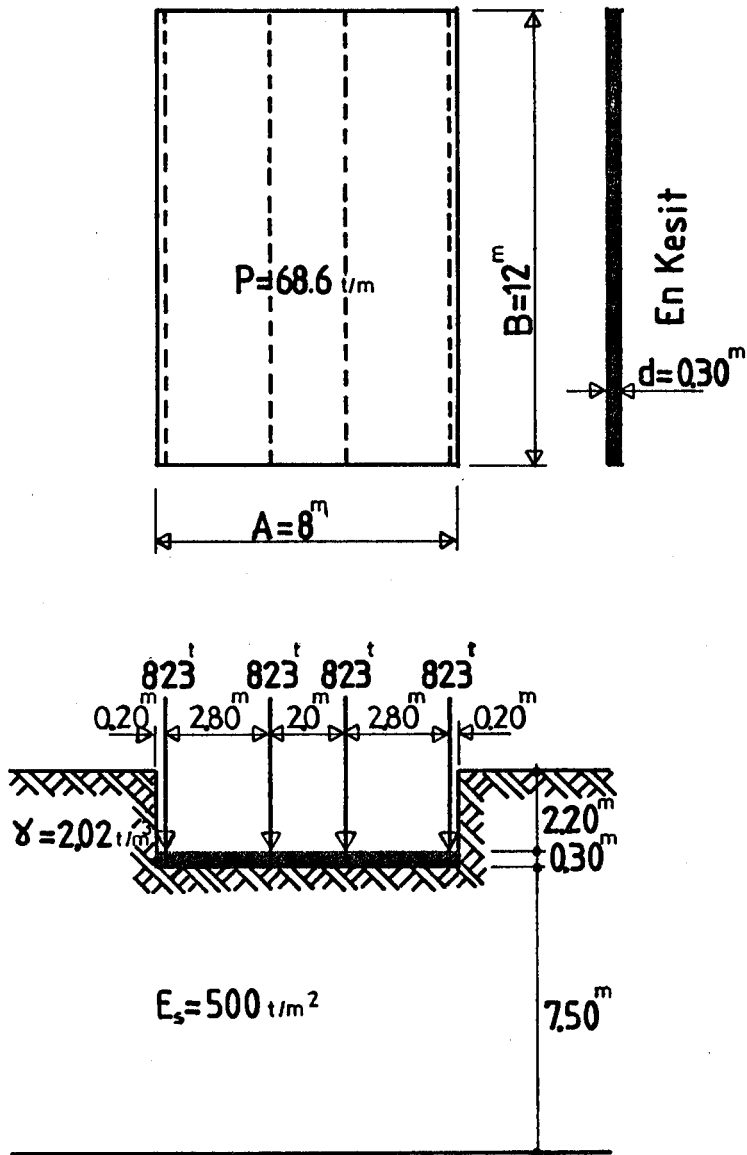
## 5.4. Örnekler

Bu metodla çözülen örneklerde eğer zemin birden fazla tabakadan oluşuyorsa tabaka sayısı özenle seçilmeli, hatta

aynı özellikteki bir tabaka bile çok kalın ise kendi arasında tabakalara ayrılmalıdır.

Aşağıda verilen örneklerden ilk ikisi radye temel olup diğer üç örnek sürekli temeldir. Radye temel olarak çözülen örnekler Kany'den 1974 alınmış otuz parçaya bölünerek çözülmüş ve Kany'nin on parçaya bölerek çözdüğü sonuçlarla karşılaştırılmıştır. Kesik çizgiler Kany'nin, düz çizgiler ise otuz parçaya bölünmüş halin sonuçlarıdır.

## ÖRNEK 1



=====

PROBLEMIN COZUMU

=====

TEMEL BOYUTLARI Boyu / Eni B (m) / 12 (m)

1 .KUVVET(t)= 823 KUVVETIN BASLANGICA UZAKLIGI(m)= 0.2  
 2 .KUVVET(t)= 823 KUVVETIN BASLANGICA UZAKLIGI(m)= 3  
 3 .KUVVET(t)= 823 KUVVETIN BASLANGICA UZAKLIGI(m)= 5  
 4 .KUVVET(t)= 823 KUVVETIN BASLANGICA UZAKLIGI(m)= 7.8

TEMEL DERINLIGI= 2.5 (m)

ZEMIN BIRIM HACIM AGIRLIGI(yogunluk)= 2.02 (t/m<sup>3</sup>)

HESAP GERILMESI=29.96(t/m<sup>2</sup>)

1 .TABAKA KALINLIGI= 0.5 1 .TABAKA ELAST MODULU= 480  
 2 .TABAKA KALINLIGI= 1 2 .TABAKA ELAST MODULU= 480  
 3 .TABAKA KALINLIGI= 1 3 .TABAKA ELAST MODULU= 440  
 4 .TABAKA KALINLIGI= 1.5 4 .TABAKA ELAST MODULU= 440  
 5 .TABAKA KALINLIGI= 1.5 5 .TABAKA ELAST MODULU= 420  
 6 .TABAKA KALINLIGI= 2 6 .TABAKA ELAST MODULU= 420

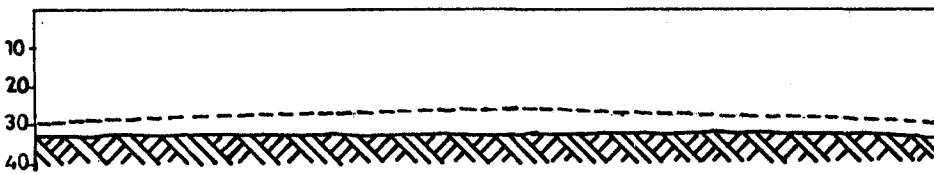
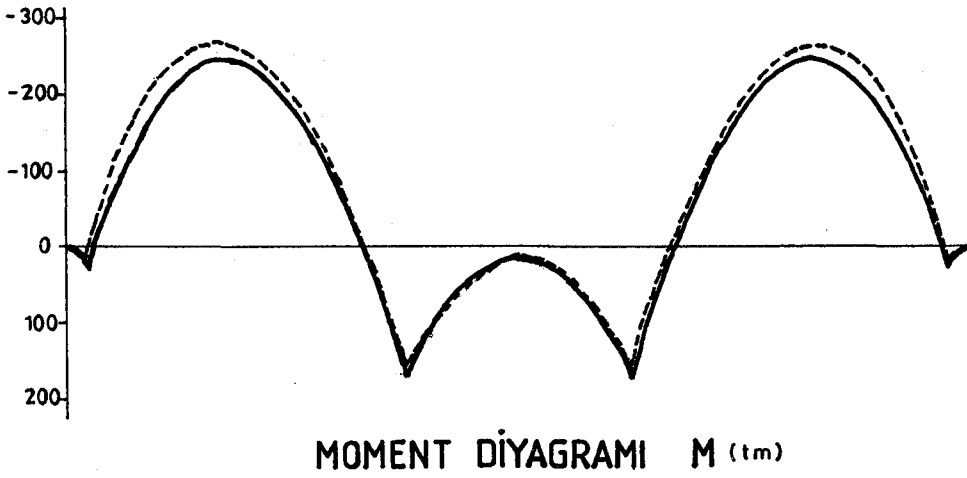
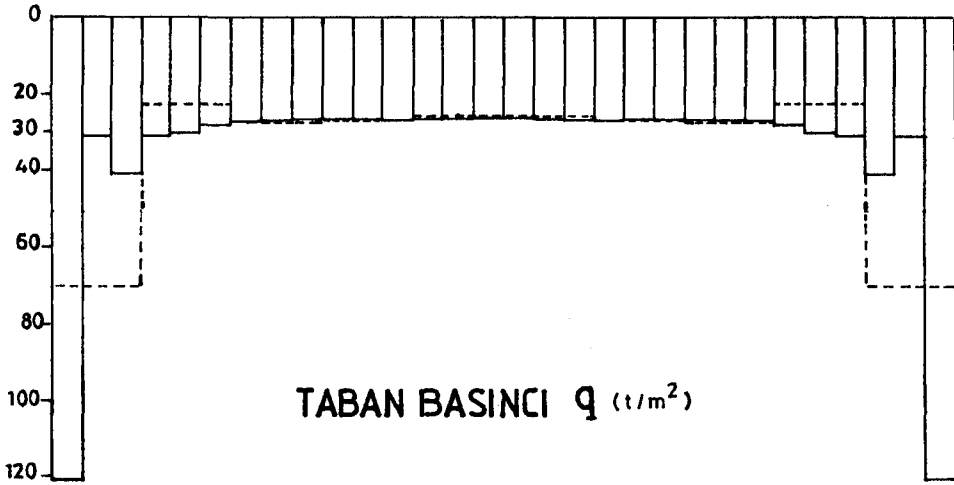
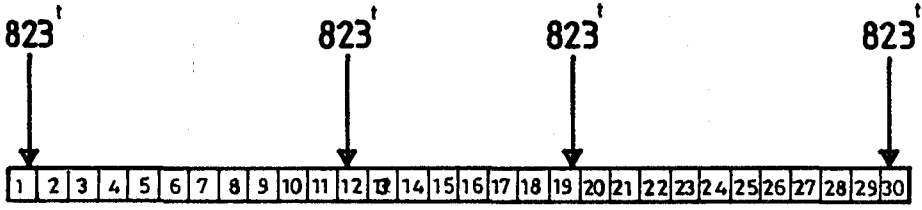
BETON ELASTISITE KATSAYISI= 2100000 (t/m<sup>2</sup>)

=====

UZUNLUK(m)	MOMENTLER(t.m)	GERILMELER(t/m <sup>2</sup> )	OTURMALAR(cm)
0.27	-3.64	120.77	33.03
0.53	-107.79	30.91	32.82
0.80	-181.94	40.81	32.63
1.07	-226.04	31.08	32.46
1.33	-244.44	30.57	32.32
1.60	-238.19	28.68	32.22
1.87	-208.41	27.89	32.16
2.13	-155.72	27.26	32.13
2.40	-80.52	26.94	32.13
2.67	16.99	26.80	32.15
2.93	136.75	26.79	32.19
3.20	114.17	26.82	32.22
3.47	58.95	26.71	32.24
3.73	25.86	26.61	32.25
4.00	14.85	26.55	32.25
4.27	25.86	26.55	32.25
4.53	58.95	26.61	32.25
4.80	114.17	26.71	32.24
5.07	136.75	26.82	32.22
5.33	16.99	26.79	32.19
5.60	-80.52	26.80	32.15
5.87	-155.72	26.94	32.13
6.13	-208.41	27.26	32.13
6.40	-238.19	27.89	32.16
6.67	-244.44	28.68	32.22
6.93	-226.04	30.57	32.32
7.20	-181.94	31.08	32.46
7.47	-107.79	40.81	32.63
7.73	-3.64	30.91	32.82
8.00	0.00	120.77	33.03

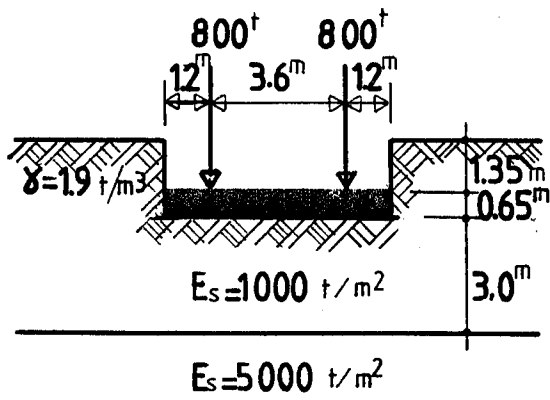
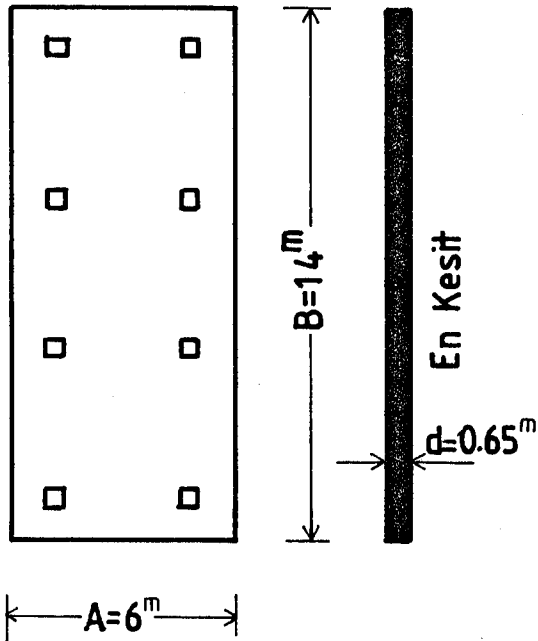
YUK ALTINDAKI MOMENTLER

P( 1 ) 28.81  
 P( 2 ) 170.17  
 P( 3 ) 170.17  
 P( 4 ) 28.81



OTURMALAR  $s$  (cm)

## ÖRNEK 2



```

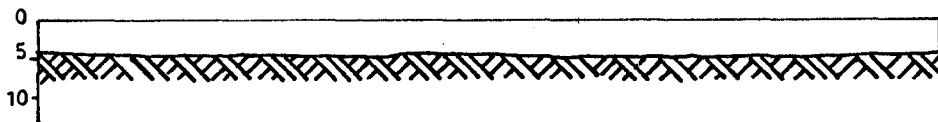
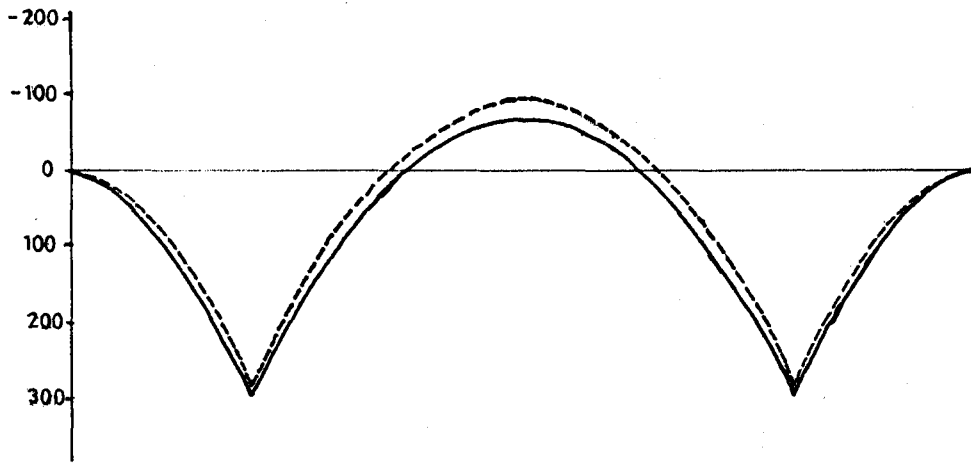
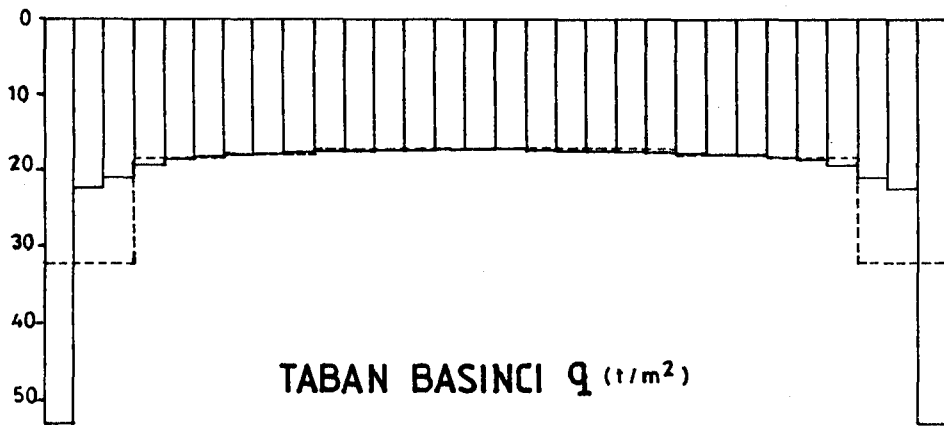
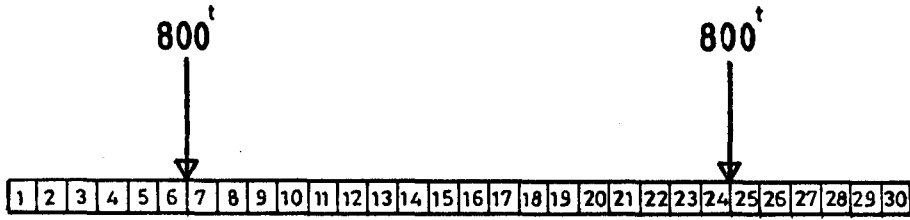
=====
PROBLEMİN COZUMU
=====
TEMEL BOYUTLARI Boyu / Eni 6 (m) / 14 (m)
1 .KUVVET(t)= 800          KUVVETİN BASLANGICA UZAKLIĞI(m)= 1.2
2 .KUVVET(t)= 800          KUVVETİN BASLANGICA UZAKLIĞI(m)= 4.8
TEMEL DERİNLİĞİ= 2 (m)
ZEMİN BİRİM HACİM AĞIRLIĞI(yogunluk)= 1.9 (t/m3)
HESAP GERİLMESİ=16.81(t/m2)
ZEMİN ELASTİSİTE MODULU= 1000 (t/m2)
TABAKA KALINLIĞI= 3 (m)
BETON ELASTİSİTE KATSAYISI= 2100000 (t/m2)
=====

```

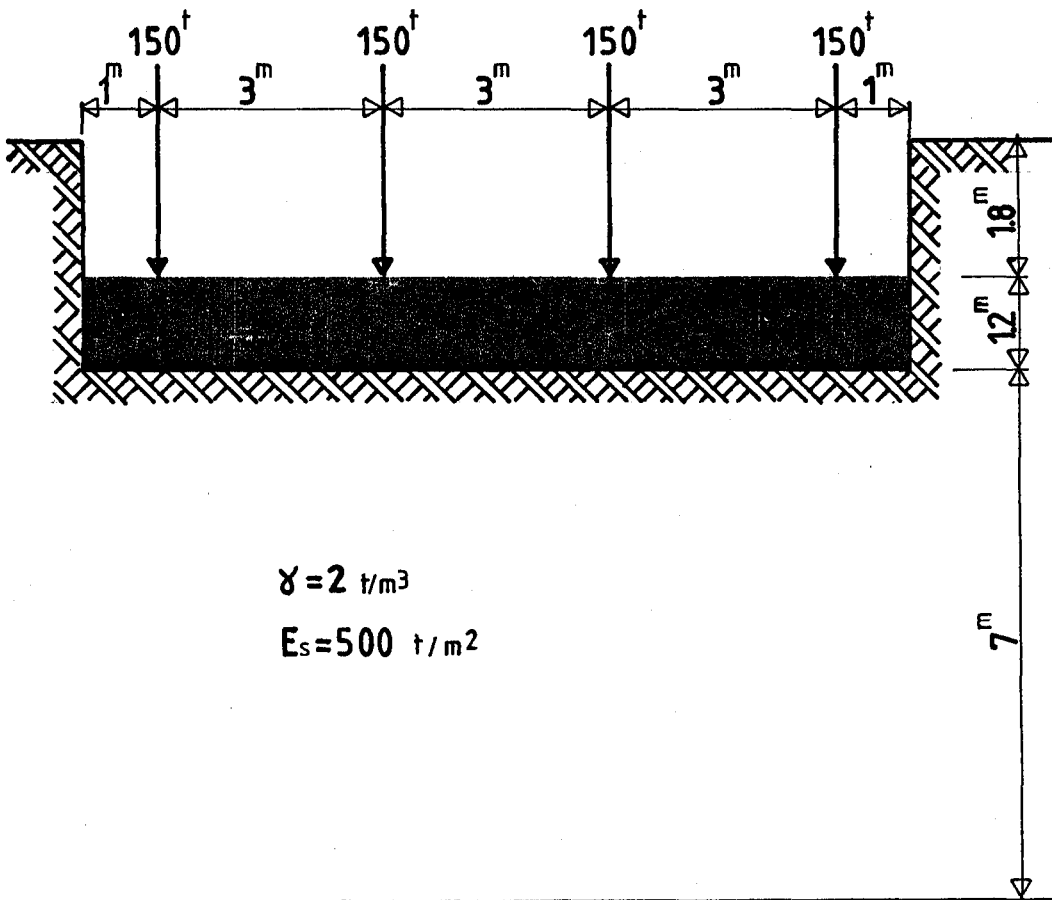
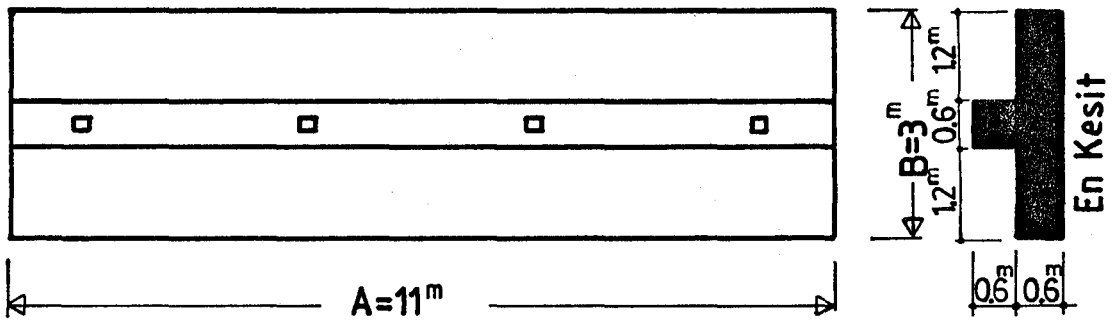
UZUNLUK(m)	MOMENTLER(t <sub>m</sub> )	GERİLMELER(t/m <sup>2</sup> )	OTURMALAR(cm)
0.20	14.43	53.10	4.61
0.40	49.09	22.25	4.62
0.60	94.98	20.99	4.63
0.80	151.27	19.28	4.63
1.00	217.28	18.53	4.64
1.20	292.67	18.10	4.64
1.40	217.25	17.83	4.65
1.60	150.88	17.65	4.65
1.80	93.49	17.52	4.65
2.00	45.01	17.43	4.65
2.20	5.40	17.36	4.65
2.40	-25.38	17.31	4.65
2.60	-47.35	17.27	4.64
2.80	-60.52	17.25	4.64
3.00	-64.91	17.24	4.64
3.20	-60.52	17.24	4.64
3.40	-47.35	17.25	4.64
3.60	-25.38	17.27	4.64
3.80	5.40	17.31	4.65
4.00	45.01	17.36	4.65
4.20	93.49	17.43	4.65
4.40	150.88	17.52	4.65
4.60	217.25	17.65	4.65
4.80	292.67	17.83	4.65
5.00	217.28	18.10	4.64
5.20	151.27	18.53	4.64
5.40	94.98	19.28	4.63
5.60	49.09	20.99	4.63
5.80	14.43	22.25	4.62
6.00	0.00	53.10	4.61

YUK ALTINDAKİ MOMENTLER

P ( 1 )	292.67
P ( 2 )	292.67



# ÖRNEK 3



=====

PROBLEMIN COZUMU

=====

TEMEL BOYUTLARI Boyu / Eni 11 (m) / 3 (m)

1 .KUVVET(t)= 150 KUVVETIN BASLANGICA UZAKLIGI(m)= 1  
 2 .KUVVET(t)= 150 KUVVETIN BASLANGICA UZAKLIGI(m)= 4  
 3 .KUVVET(t)= 150 KUVVETIN BASLANGICA UZAKLIGI(m)= 7  
 4 .KUVVET(t)= 150 KUVVETIN BASLANGICA UZAKLIGI(m)= 10

TEMEL DERINLIGI= 3 (m)

ZEMIN BIRIM HACIM AGIRLIGI(yogunluk)= 2 (t/m3)

HESAP GERILMESI=13.91(t/m2)

ZEMIN ELASTISITE MODULU= 500 (t/m2)

TABAKA KALINLIGI= 7 (m)

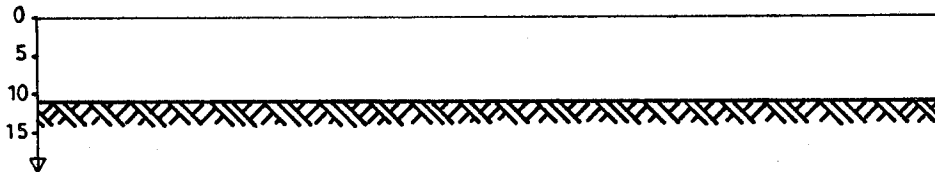
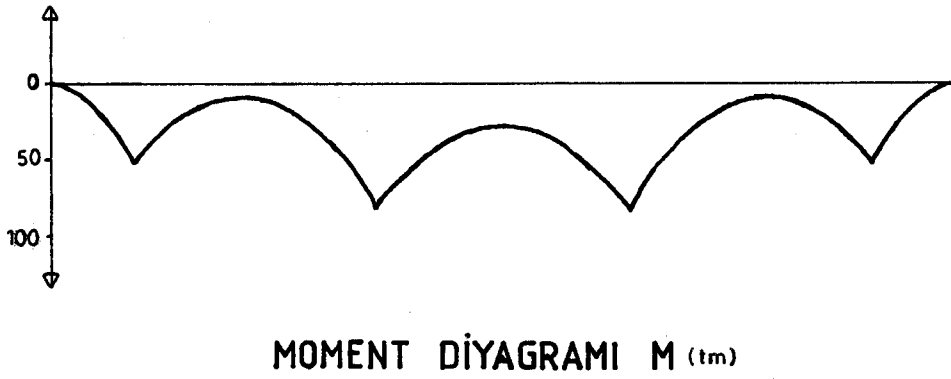
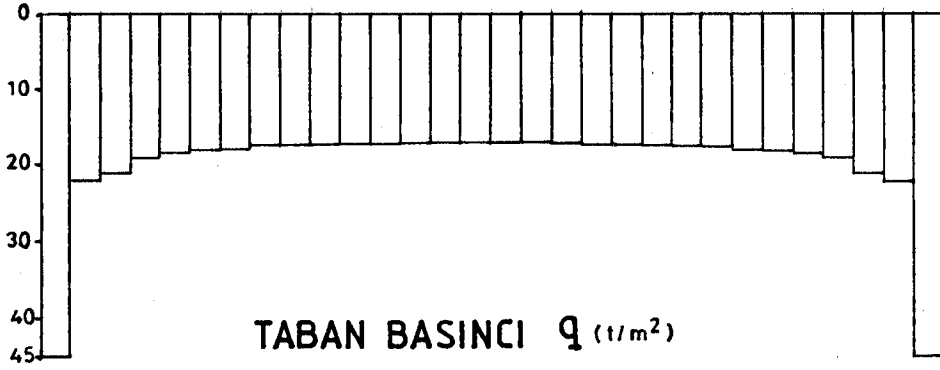
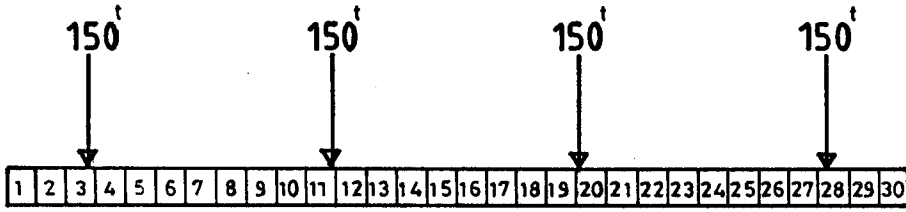
BETON ELASTISITE KATSAYISI= 2100000 (t/m2)

=====

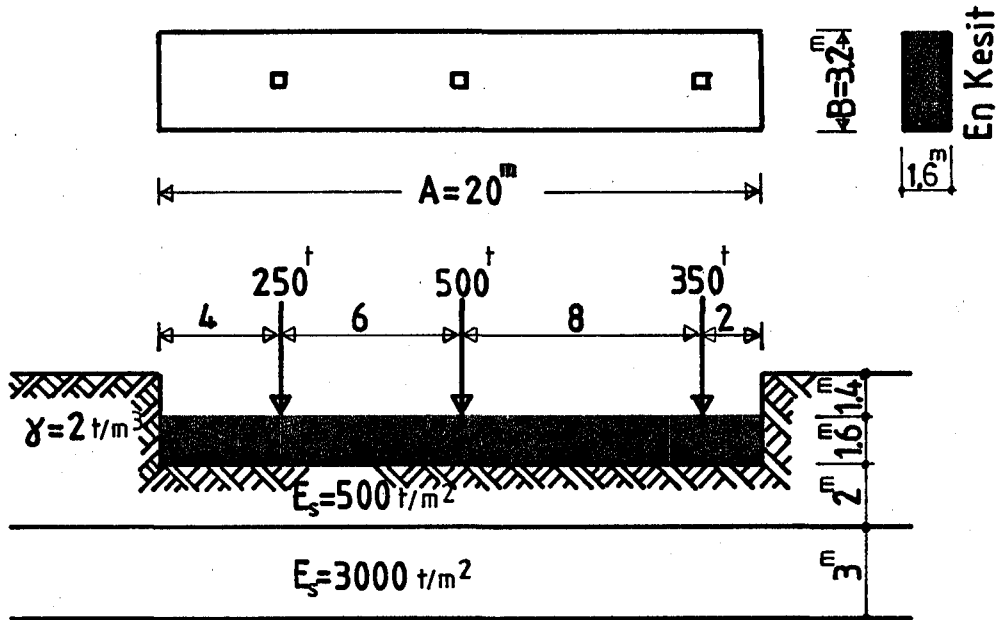
UZUNLUK(m)	MOMENTLER(tm)	GERILMELER(t/m2)	OTURMALAR(cm)
0.37	8.71	44.91	11.05
0.73	30.23	22.07	11.06
1.10	44.69	20.77	11.07
1.47	26.52	19.23	11.07
1.83	15.25	18.46	11.08
2.20	10.64	17.98	11.08
2.57	12.52	17.67	11.09
2.93	20.79	17.47	11.09
3.30	35.38	17.33	11.10
3.67	56.25	17.24	11.10
4.03	78.36	17.18	11.11
4.40	56.70	17.13	11.11
4.77	41.23	17.09	11.11
5.13	31.96	17.06	11.11
5.50	28.87	17.05	11.11
5.87	31.96	17.05	11.11
6.23	41.23	17.06	11.11
6.60	56.70	17.09	11.11
6.97	78.36	17.13	11.11
7.33	56.25	17.18	11.11
7.70	35.38	17.24	11.10
8.07	20.79	17.33	11.10
8.43	12.52	17.47	11.09
8.80	10.64	17.67	11.09
9.17	15.25	17.98	11.08
9.53	26.52	18.46	11.08
9.90	44.69	19.23	11.07
10.27	30.23	20.77	11.07
10.63	8.71	22.07	11.06
11.00	0.00	44.91	11.05

YUK ALTINDAKI MOMENTLER

P( 1 )	50.89
P( 2 )	80.64
P( 3 )	80.64
P( 4 )	50.89



## ÖRNEK 4



=====

PROBLEMIN COZUMU

=====

TEMEL BOYUTLARI Boyu / Eni 20 (m) / 3.2 (m)

- 1 .KUVVET(t)= 250                      KUVVETIN BASLANGICA UZAKLIGI(m)= 4  
 2 .KUVVET(t)= 500                      KUVVETIN BASLANGICA UZAKLIGI(m)= 10  
 3 .KUVVET(t)= 350                      KUVVETIN BASLANGICA UZAKLIGI(m)= 18

TEMEL DERINLIGI= 3 (m)

ZEMIN BIRIM HACIM AGIRLIGI(yogunluk)= 2 (t/m<sup>3</sup>)

HESAP GERILMESI=15.03(t/m<sup>2</sup>)

- 1 .TABAKA KALINLIGI= 2                      1 .TABAKA ELAST MODULU= 500  
 2 .TABAKA KALINLIGI= 3                      2 .TABAKA ELAST MODULU= 3000

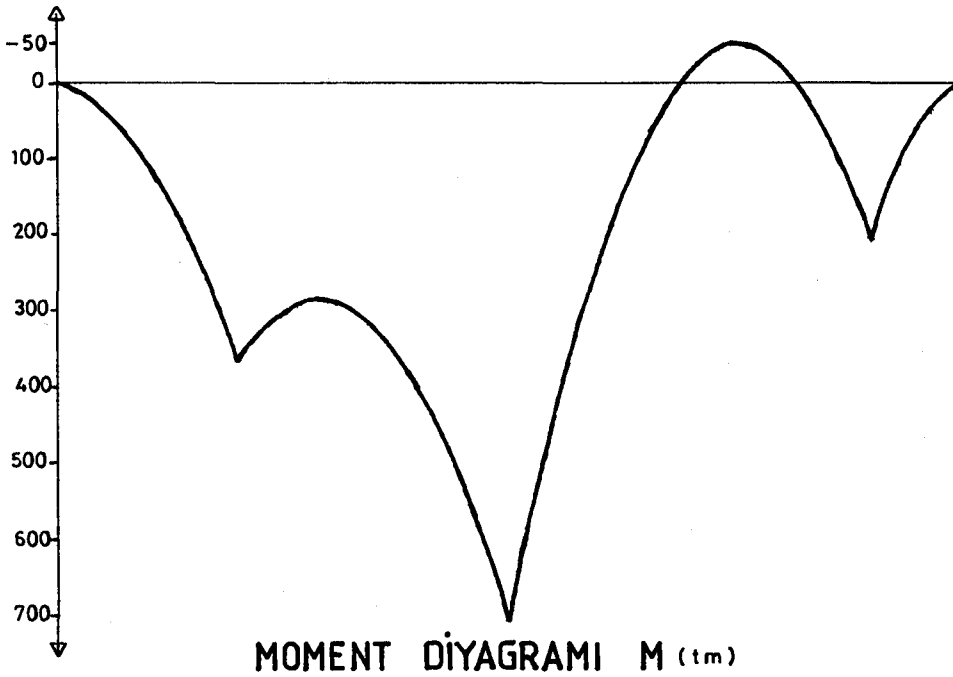
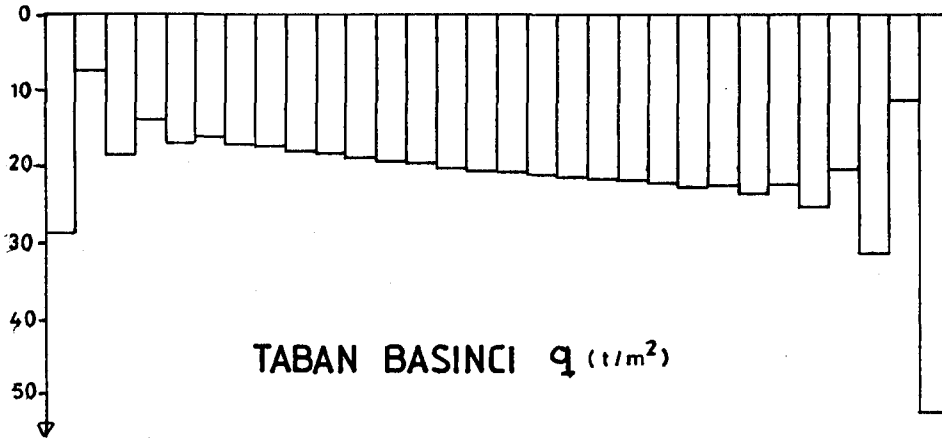
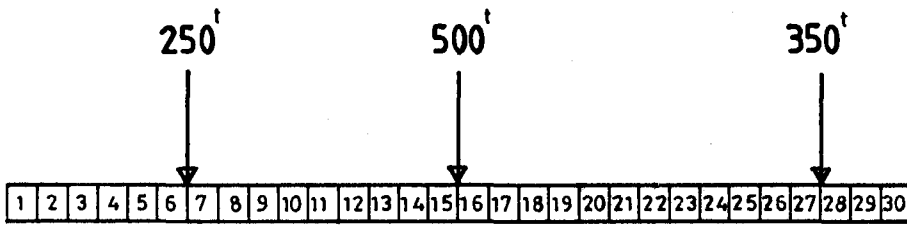
BETON ELASTISITE KATSAYISI= 2100000 (t/m<sup>2</sup>)

=====

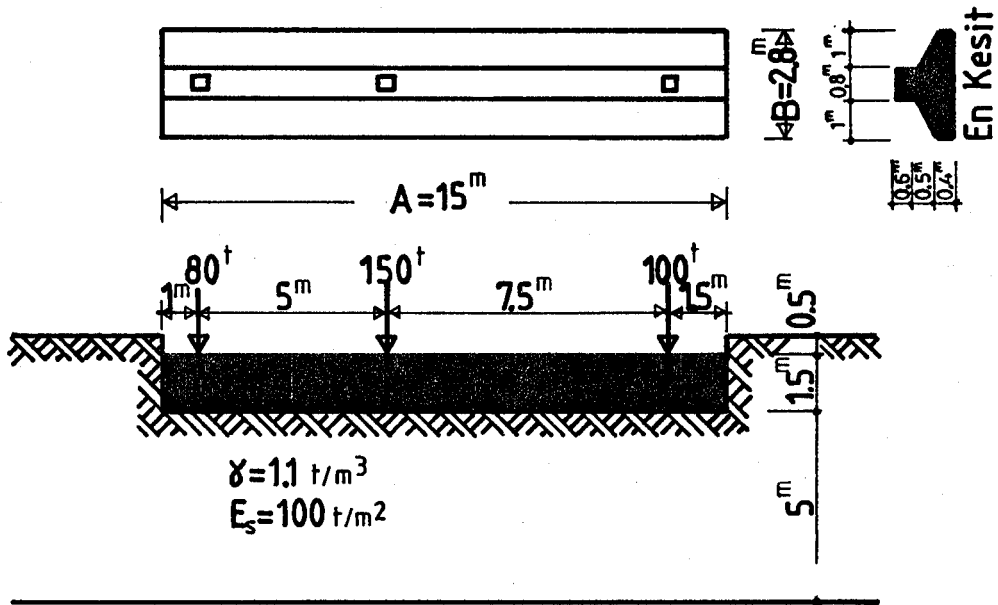
UZUNLUK(m)	MOMENTLER(tm)	GERILMELER(t/m <sup>2</sup> )	OTURMALAR(cm)
0.67	17.62	28.61	4.47
1.33	55.50	7.56	4.65
2.00	106.67	18.81	4.83
2.67	175.55	13.78	5.01
3.33	260.88	17.02	5.19
4.00	364.34	16.16	5.37
4.67	319.50	17.35	5.54
5.33	293.98	17.49	5.70
6.00	288.33	18.14	5.86
6.67	303.29	18.51	6.01
7.33	339.46	19.00	6.15
8.00	397.49	19.41	6.29
8.67	477.96	19.83	6.42
9.33	581.46	20.21	6.55
10.00	708.49	20.57	6.66
10.67	526.21	20.88	6.76
11.33	368.35	21.14	6.85
12.00	235.28	21.40	6.93
12.67	127.33	21.60	7.01
13.33	44.82	21.86	7.08
14.00	-11.95	22.00	7.15
14.67	-42.63	22.38	7.22
15.33	-47.00	22.29	7.29
16.00	-24.49	23.19	7.36
16.67	24.80	22.16	7.43
17.33	102.19	25.04	7.51
18.00	206.32	20.23	7.58
18.67	108.07	30.99	7.65
19.33	34.30	11.11	7.71
20.00	0.00	52.08	7.78

YUK ALTINDAKI MOMENTLER

P( 1 )	364.34
P( 2 )	708.49
P( 3 )	206.32



## ÖRNEK 5



=====

PROBLEMIN COZUMU

=====

TEMEL BOYUTLARI Boyu / Eni 15 (m) / 2.8 (m)

- 1 .KUVVET(t)= 80                    KUVVETIN BASLANGICA UZAKLIGI(m)= 1  
 2 .KUVVET(t)= 150                  KUVVETIN BASLANGICA UZAKLIGI(m)= 6  
 3 .KUVVET(t)= 100                  KUVVETIN BASLANGICA UZAKLIGI(m)= 13.5

TEMEL DERINLIGI= 2 (m)

ZEMIN BIRIM HACIM AGIRLIGI(yogunluk)= 1.1 (t/m<sup>3</sup>)

HESAP GERILMESI= 7.80(t/m<sup>2</sup>)

ZEMIN ELASTISITE MODULU= 100 (t/m<sup>2</sup>)

TABAKA KALINLIGI= 5 (m)

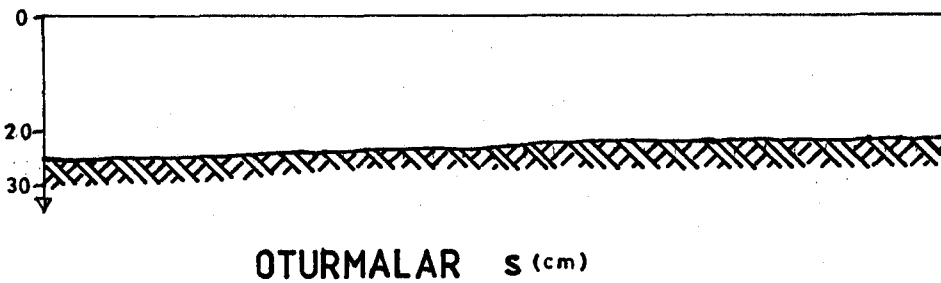
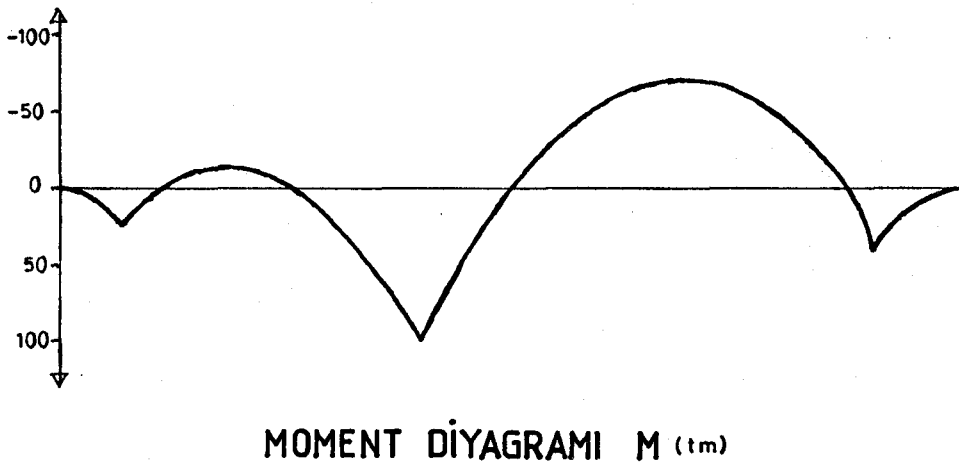
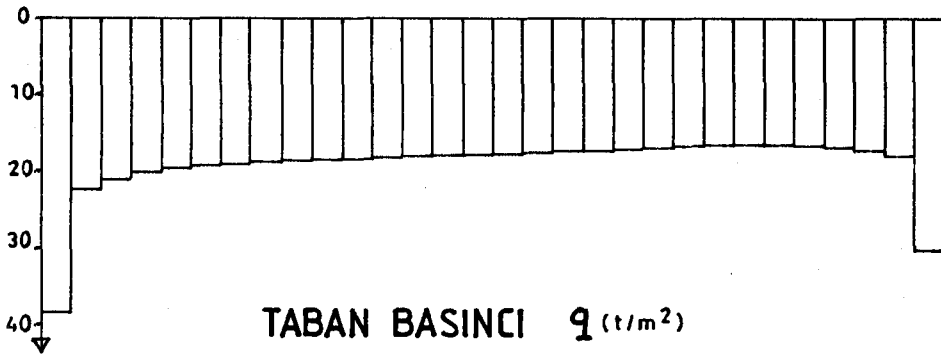
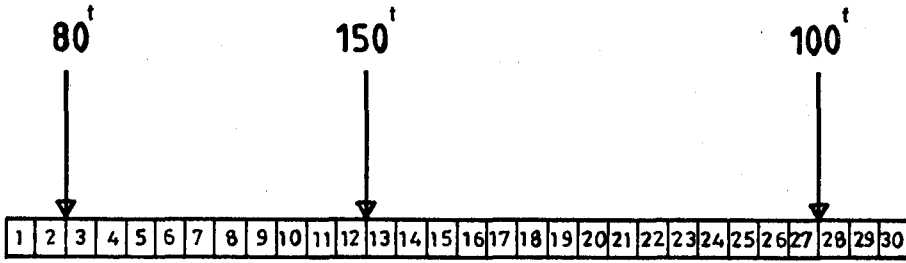
BETON ELASTISITE KATSAYISI= 2100000 (t/m<sup>2</sup>)

=====

UZUNLUK(m)	MOMENTLER(tm)	GERILMELER(t/m <sup>2</sup> )	OTURMALAR(cm)
0.50	6.85	21.72	26.47
1.00	23.86	11.59	26.29
1.50	7.27	11.00	26.11
2.00	-3.32	10.40	25.94
2.50	-8.23	10.11	25.76
3.00	-7.63	9.93	25.58
3.50	-1.62	9.79	25.40
4.00	9.70	9.68	25.22
4.50	26.27	9.59	25.05
5.00	48.02	9.51	24.87
5.50	74.90	9.43	24.69
6.00	106.85	9.35	24.51
6.50	68.82	9.28	24.32
7.00	35.76	9.20	24.14
7.50	7.61	9.12	23.95
8.00	-15.68	9.05	23.76
8.50	-34.16	8.98	23.57
9.00	-47.87	8.91	23.39
9.50	-56.88	8.84	23.20
10.00	-61.22	8.77	23.01
10.50	-60.94	8.71	22.83
11.00	-56.09	8.66	22.65
11.50	-46.68	8.61	22.47
12.00	-32.77	8.57	22.29
12.50	-14.36	8.56	22.12
13.00	8.55	8.58	21.94
13.50	36.00	8.68	21.77
14.00	18.14	9.02	21.59
14.50	5.21	9.34	21.41
15.00	0.00	17.02	21.24

YUK ALTINDAKI MOMENTLER

P( 1 )	23.86
P( 2 )	106.85
P( 3 )	36.00



## 6. SONUÇ

Yapı oldukça ağır, zemin de sıkışabilir özellikte ise yapı temelinin hesabı hayli karmaşık bir hal almaktadır. Bu metod içerdiği şartların sağlanması halinde gerçeğe yakın sonuçlar vermektedir. Bu metodla yapılan çözümlerde çok iyi bir zemin araştırması yapmak gerekir. Rijit temeller altında oturmaların az olduğu, gerilmelerin ise kenarlarda artan bir hal aldığı görülmüştür. Fleksibl temellerde ise oturmaların yük altlarında arttığı, gerilmelerin ise üst yapı yükünün şekline uyduğu fakat genellikle üniforma yakın, kenarlarda biraz artan bir yapı gösterdiği gözlenmiştir. Sonuçların sağlıklı ve doğru olabilmesi oturma kalıbının doğru bulunması ile mümkün olabilmektedir.

Bu çalışma gerçeğe yakın hesap metodlarından Kany metodunu bilgisayarla daha kısa sürede çözmek amacı ile yapılmıştır.

Ele alınan temel boyu otuz eşit aralığa bölünerek her aralıktaki eğilme momentleri, zemin gerilmeleri ve oturmalar bulunmuştur. Çok sayıda örnek çözülmüş, sonuçlar Kany metodunun tablo ve abaklarla olan çözüm sonuçları ile karşılaştırılarak uygun sonuçlar elde edilmiştir.

Yapılan bilgisayar programı ile problemin çözümünde zamandan önemli ölçüde tasarruf sağlanmıştır.

## KAYNAKLAR DİZİNİ

- Capper, P.L. and Cassie, W.F., 1973, İnşaat mühendisliğinde zemin mekaniği, (Çev. V. Kumbasar ve F. Kip), Çağlayan Kitapevi, 359 s.
- Capper, P.L. and Cassie, W.F., 1984, İnşaat mühendisliğinde zemin mekaniği, (Çev. V. Kumbasar ve F. Kip), Çağlayan Kitapevi, 350 s.
- Doğan, S. ve Aydın, R., Üst yapı rijitliği gözönüne alınarak sürekli yüzeysel temellerin hesabı, Lisansüstü tezi, Anadolu Üniversitesi, Fen Bilimleri Enstitüsü, Eskişehir, 100 s.
- Dönmezler, H. ve Yüngül, N., 1956, Teorik ve pratik zemin mekaniği, İstanbul Teknik Okulu yayını, 68, 512 s.
- Düzgün, M. ve Bilyap, S., 1977, Elastik zemine oturan sonlu kirişlerin Winkler ve enerji metotları ile incelenmesi, Lisansüstü tezi, Ege Üniversitesi Mühendislik Bilimleri Fakültesi, İzmir, 109 s.
- Kany, M., 1967, Yüzeysel temellerin hesap metotları (Çev. B. Alpman), İstanbul Teknik Üniversitesi Kütüphanesi, 681, 241 s.
- Kany, M., 1974, Berechnung von Flachengründungen, Verlag von Wilhem Einst und Sohn, Berlin München, Düsseldorf, 336 p.
- Keskinel, F. ve Kumbasar, N., 1976, Sürekli temeller ve dönel kabuklar, İstanbul Teknik Üniversitesi Mühendislik Mimarlık Fakültesi yayınları, 112, 260 s.
- Köseoğlu, S., 1986, Temeller statığı ve konstruksiyonu yüzeysel temeller, Matbaa Teknisyenleri basımevi, 407 s.
- Köseoğlu, S., 1987 Temeller statığı ve konstruksiyonu temel bilgiler, Matbaa Teknisyenleri basımevi, 264 s.

Kögler, F. und Scheidig, A., 1960, Temel zemini ve yapı  
(Çev. N. Acun), İstanbul Teknik Üniversitesi Kütüphanesi, 438, 460 s.

Terzaghi, K. and Peck, R.B., 1972, Mühendislik tatbikatında  
zemin mekaniği, (Çev. E. Toğrol ve F. Kip), İstanbul  
Teknik Üniversitesi Kütüphanesi, 890, 266 s.