

**T.C.  
SAKARYA ÜNİVERSİTESİ  
FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ**

**ŞEV STABİLİTESİNDE KULLANILAN KAZIKLARIN  
DEPREM ETKİSİ ALTINDAKİ DAVRANIŞI**

**YÜKSEK LİSANS TEZİ**

**Bülent CANİK**

<b>Enstitü Anabilim Dalı</b>	<b>:</b>	<b>YAPI EĞİTİMİ</b>
<b>Tez Danışmanı</b>	<b>:</b>	<b>Doç. Dr. Seyhan FIRAT</b>

**Eylül 2006**

**T.C.**  
**SAKARYA ÜNİVERSİTESİ**  
**FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ**

**ŞEV STABİLİTESİNDE KULLANILAN KAZIKLARIN**  
**DEPREM ETKİSİ ALTINDAKİ DAVRANIŞI**

**YÜKSEK LİSANS TEZİ**

**Bülent CANİK**

<b>Enstitü Anabilim Dalı</b>	<b>:</b>	<b>YAPI EĞİTİMİ</b>
------------------------------	----------	---------------------

Bu tez .. / .. /2006 tarihinde aşağıdaki jüri tarafından Oybirliği ile kabul edilmiştir.

<b>Doç. Dr. Seyhan FIRAT</b>	<b>Prof. Dr. Ahmet APAY</b>	<b>Prof. Dr. Hasan ARMAN</b>
<b>Jüri Başkanı</b>	<b>Üye</b>	<b>Üye</b>

## ÖNSÖZ

Zemin mekaniğinin önemli konularından olan şev stabilitesi, inşaat mühendisliği lisans derslerinde genellikle statik durum için ele alınmaktadır. Oysa Türkiye gibi bir deprem ülkesinde şevlerin deprem etkisi altındaki stabilitesi deprensiz durumda stabilite analizi kadar önem arz etmektedir. Bu çalışma şev stabilitesi analiz metotlarının incelenmesi ve seçilen metotların bilgisayarlı analize uygulanması sonucu ortaya çıkmıştır.

Çalışmam süresince araştırmalarımın her aşamasında bana sabırla yol gösteren danışmanım Sayın Doç. Dr. Seyhan FIRAT'a, sonlu elemanlar programında bana yardımcı olan İnş. Y. Müh. Çağatay KONUK'a, beni destekleyen ve yardımlarını esirgemeyen Yeğin Mimarlık firması çalışanlarına ve benden bir an olsun maddi, manevi desteklerini esirgemeyen aileme ve sevgili eşim Fulden CANİK' e sonsuz teşekkür ederim.

Bülent CANİK

Eylül 2006

## İÇİNDEKİLER

ÖNSÖZ.....	ii
İÇİNDEKİLER.....	iii
SİMGELER VE KISALTMALAR LİSTESİ.....	vii
ŞEKİLLER LİSTESİ.....	x
TABLolar LİSTESİ.....	xviii
ÖZET.....	xix
SUMMARY.....	xx

### BÖLÜM 1

GİRİŞ.....	22
------------	----

### BÖLÜM 2

ŞEVLERİN STABİLİZASYONU .....	24
2.1. Şevlerle İlgili Önceki Çalışmalar. ....	24
2.2. Şevlerde Yüzeysel Drenaj.....	26
2.3. Hafifletme .....	27
2.3.1. Şev geometrisinin değiştirilmesi.....	27
2.3.2. Hafif dolgu kullanımı.....	28
2.4. Duvarlarla Stabilizasyon .....	28
2.4.1. İstinat duvarıyla stabilizasyon .....	28
2.4.2. Dolgulu çerçeve duvarıyla stabilizasyon.....	29
2.4.3. Sandık duvarları.....	30
2.4.4. Ankraj duvarları/perdeler .....	31
2.4.5. Pasif kazıklar .....	33
2.5. Şevin Donatılandırılması .....	33
2.5.1. Zemin çivisi .....	33
2.5.2. Çakıl dolgulu hendek yada taş kolonlar .....	35
2.5.3. Mini-kazıklar .....	37



2.5.4. Geofabrik uygulaması .....	38
2.6. Payandalama.....	39
2.6.1. Ek dolgular .....	39
2.8. Zemini Sıkılaştırma .....	40
2.8.1. Sıkıştırılmış zemin-çimento dolgusu .....	40
2.8.2. Elektro-ozmoz.....	40
2.8.3. Termal iyileştirme.....	41
2.8.4. Enjeksiyon .....	41
2.8.5. Kireç kazıkları .....	41
2.8.6. Önkonsolidasyon .....	43

### BÖLÜM 3

ŞEV STABİLİTELERİNİN İNCELENMESİ.....	44
3.1. Giriş .....	44
3.2. Şev Analizinin Amaçları.....	44
3.3. Şev Hareketi Tipleri ve Heyelanlar .....	45
3.4. Şev Kaymasının Nedenleri.....	51
3.4.1. Kayma gerilmelerinin artmasına neden olan faktörler.....	52
3.4.2. Kayma mukavemetinin azalmasına neden olan faktörler .....	53
3.5. Şev Stabilite Analizi .....	54
3.5.1. Güvenlik faktörü .....	54
3.5.2. Limit denge analizi .....	58
3.5.3. Stabilite analizi için koşullar .....	59
3.6. Toplam ve Efektif Gerilme Yaklaşımı .....	62

### BÖLÜM 4

ŞEV STABİLİTESİ ANALİZ METOTLARI.....	64
4.1. Giriş .....	64
4.2. Blok Analizi .....	64
4.3. Sonsuz Şev Analizi.....	66
4.3.1. Kuru kumda sonsuz şev analizi .....	66
4.3.2. Sızma olduğu durumda sonsuz şev analizi.....	67
4.4. Düzlemsel Yüzey Analizi .....	68

4.5. Dairesel Yüzey Analizi.....	71
4.5.1. Dairesel yay metodu ( $\phi_u = 0$ ) .....	71
4.5.2. Sürtünme dairesi metodu.....	72
4.6. Dilim Metodları.....	73
4.6.1. Fellenius metodu.....	73
4.6.2. Bishop metodu.....	75
4.6.3. Janbu metodu.....	76
4.6.4. Spencer metodu .....	78

## BÖLÜM 5

ŞEV STABİLİTESİNİN KAZIKLARLA SAĞLANMASINDA HESAP METODLARI.....	79
5.1. Giriş .....	79
5.2. Zemin İçindeki Pasif Kazıklara Gelen Yanal İtki .....	80
5.2.1. Yumuşak zeminlerde kazıkların vidalama etkisi .....	80
5.2.2. İto ve Matsui metodu .....	82
5.2.3. Plastik deformasyon teorisi .....	82
5.2.3. De Beer ve Carpentier metodu .....	87
5.2.4. Visko-Plastik akışkan teorisi .....	88
5.3. Kazıklı Hal İçin Şev Stabilitesi Analizi.....	89
5.3.1. Sürtünme dairesi metodu.....	89
5.3.2. Shakunianz denklemi .....	92
5.3.3. Basitleştirilmiş Bishop metodu.....	93
5.3.4. Sonlu elemanlar analizi .....	94
5.4. Kazıklara Gelen Kuvvetlerin Hesabı.....	95
5.4.1. Heyelan etmiş şevdeki kazıklara gelen kuvvetin hesabı.....	97
5.4.2. Kayması muhtemel yamaçlarda kazıklara gelecek kuvvetler ...	101
5.4.3. Kuru şevlerde kazıklara gelecek yüklerin hesabı .....	101
5.4.4. Kısmen su içinde kalan şevlerde kazıklara gelen kuvvetler.....	103
5.4.5. Kazıkların şev üzerine yerleşmesi halinde kazıklara gelecek yükler.....	105
5.4.6. Depremin kazık kuvvetine etkisi .....	107
5.5. Kazıkların Tasarımı ve Boyutlandırılması.....	109

5.5.1. Kazık derinliğinin hesabı.....	110
5.5.2. Kazık ara uzaklığı .....	110
5.5.2. Zemin Davranışı .....	117

## BÖLÜM 6

SONLU ELEMANLAR YÖNTEMİ İLE ŞEV ANALİZİ .....	122
6.1.Düşey Kazıklar Kullanılarak Köprü Ayağı Şevinin İyileştirilmesi.....	123
6.2 Bolu Dağı Geçişi Şev Kayması.....	151

## 7. BÖLÜM

SONUÇLAR VE ÖNERİLER .....	189
----------------------------	-----

KAYNAKLAR.....	170
----------------	-----

ÖZGEÇMİŞ.....	174
---------------	-----

## SİMGELER VE KISALTMALAR LİSTESİ

- $C_{ort}$  : İyileştirilen zemin için ortalama kohezyon
- $c_c$  : Arazideki zemin kohezyonu
- $c_s$  : Taş kolon kohezyonu
- $\tau_{ort}$  : Taş kolon etrafındaki zeminin ortalama kayma mukavemeti
- $S_r$  : Kayma yüzeyinin eğimine göre o noktadaki gerilme oranı
- $S_{rv}$  :  $\frac{\sigma_s}{\sigma_c}$ , taş kolondaki gerilmenin arazi zeminindeki oranı
- $A_r$  :  $\frac{\pi d^2}{4S^2}$ ; kare dizi için,  $\frac{\pi d^2}{4(S^2 \cos 30^\circ)}$  üçgen dizi için
- $\tau_c$  : Arazi zemininin kayma mukavemeti
- $\tau_s$  : Taş kolonun kayma mukavemeti
- $\sigma_c$  : Taş kolonun ağırlığına ( $\tau_s Z$ ) ve uygulanan yüke göre efektif normal gerilme ( $\tau_s Z + s\mu_s$ )
- $\sigma_s$  : Arazi zeminindeki normal gerilme
- $\alpha$  : Kayma yüzeyinin yatayla eğimi
- $A$  : Toplam kayma kesit alanı
- $K_A$  : Aktif toprak basıncı katsayısı
- $K_p$  : Pasif toprak basıncı katsayısı  $a^1$
- $\sigma'_v$  : Düşey efektif gerilme
- $c_m$  : Mobilize olan kohezyon değeri
- $c_u$  : Drenajsız kayma mukavemeti
- $R$  : Dairesel yüzeyin yarıçapı
- $W$  : Kayan kütle için ağırlık
- $X$  : Daire merkezi O ile kayan kütle ağırlık merkezi arasındaki yatay mesafe
- $R$  : Kayma dairesinin yarıçapı

$R_c$	:Kuvvetten merkeze dik uzaklık
$L_{arc}$	:Kayma yüzeyini tanımlayan yayın uzunluğu
$L_{chord}$	:Kayma yüzeyini tanımlayan kirişin uzunluğu
$b$	:Dilim genişliği
$W$	:Dilimin toplam ağırlığı
$c'$	:Efektif kohezyon
$\phi'$	:Efektif kayma mukavemeti açısı
$u$	:Dilim tabanına etkiyen boşluk suyu basıncı
$\alpha$	:Dilimin tabanıyla yatay arasındaki açı
$A$	:Dilim tabanının yatayla yaptığı açı
$U_a$	:Boşluk suyu itkisi
$U_\beta$	:Yüzey suyu itkisi
$k_h$	:Yatay sismik katsayı
$k_v$	:Düşey sismik katsayı
$M_K$	:Kazıklardan dolayı şeve iletilen ek moment
$n$	:Silindirik kayma yüzeyine yerleştirilmiş kazık sayısı
$R$	:Silindirik kayma yüzeyi yan çapı
$\eta_p$	: Plastik viskosite
$D_1$	:Bir sıra kazığın eksenden eksene uzaklığı
$F_k$	:Kazıklarla sağlanan kuvvet
$Q$	:İm. dilim genişliğine gelen toprak basıncı
$P_n$	:Bir heyelan bloğunun ağırlığı (kN)
$P$	:Heyelan bloğunun dilimlendiği toplam parça sayısı
$\phi_n$	:Şev topuğundaki zeminin kayma mukavemeti açısı
$\alpha_n$	:Kayan parça topuğunun yatayla yaptığı açı $Q_{\xi_n} = \mu P_n$ denkleminde belirtilen sismik etki
$\mu$	:Bölgenin depremselliğine göre belirlenen sismik katsayı
	$j_n = \alpha_n h_n \gamma_n \sin \beta_n$ denkleminde belirtilen hidrodinamik basınç
$h_n$	:Kayan blokun suya doymuş kısmının ortalama yüksekliği
$\gamma_w$	:Suyun birim hacim ağırlığı (kN/m <sup>3</sup> )
$\beta_n$	:Hidrodinamik basınç toplam itkisinin yatayla yaptığı açı

- $M_K$  : Kazıklardan şeve iletilen moment
- $F_K$  : Kazıklardan şeve iletilen kuvvet
- $D_1$  : Kazık aksenal açıklığı
- $FS$  : Şevin kazıklı güvenlik katsayısı
- $\theta$  : Kayma dairesi tabanında, kazık kayma dairesi kesişimin de yatayla kayma dairesi arasındaki açı
- $D$  :Kazık çapı veya kazık grubu genişliği (m)
- $B_m$  :Kazık arası uzunluğu (m)
- $X_m$  :Yamacın kazık tarlası ile tutulması halinde kazık perdeleri ara uzaklığı (m)
- $h$  :Kayan kütlelerin yüksekliğine (m)
- $B_m$  :E etken mesnet (kazık) aralığı (m)
- $P_D$  :Kayan kütlelerden gelmesi muhtemel kuvvet veya gelen kuvvet (t/m)
- $D$  :Mesnet genişliği (m)
- $P_k$  :Bir mesnetin gösterilmesi gereken tepki

## ŞEKİLLER LİSTESİ

Şekil 2.1. Drenaj için kanal detayları.....	6
Şekil 2.2. Toprak dolgu-duvar sürtünmesi diyagramı.....	8
Şekil 2.3. Dolgulu çerçeve duvarı.....	9
Şekil 2.4. Sandık duvarı kesiti.....	10
Şekil 2.5. Şev İyileştirmesi için Kullanılan Ankraj Duvar Kesiti .....	10
Şekil 2.6. Ankraj kesiti .....	11
Şekil 2.7. Zemin çivisinin başlıca uygulamaları.....	13
Şekil 2.8. Zemin çivisinin uygulanması.....	13
Şekil 2.9. Zemin çivisinin uygulama örneği.....	13
Şekil 2.10. Taş kolon dizayn metodolojisi.....	16
Şekil 2.11. Taş kolon kesiti .....	16
Şekil 2.12. Mini kazık kesitleri .....	17
Şekil 2.13. Geosentetikle güçlendirilmiş bir şevin şematik kesiti.....	17
Şekil 2.14. Ek dolgu .....	18
Şekil 2.15. Kireç kazığı kesit ve plan görünümü .....	21
Şekil 3.1. Şev hareket tipi örneği.....	26
Şekil 3.2. Şev hareket tipi örneği.....	27
Şekil 3.3. Şev hareket tipleri .....	27
Şekil 3.4. Çoklu ve karmaşık heyalan tipleri .....	29

Şekil 3.5. Kil şevlerin hareket tipleri .....	29
Şekil 4.1. Blok analizinde ele alınan göçme yüzeyi.....	44
Şekil 4.2. Sonsuz Şev Dilimi.....	45
Şekil 4.3. Sızma durumunda sonsuz şev ve kuvvet poligonu.....	46
Şekil 4.4. Düzlemsel kayma yüzeyi ve kuvvet poligonu .....	48
Şekil 4.5. Dairesel kayma yüzeyi.....	50
Şekil 4.6. Sürtünme dairesi şematik gösterimi .....	51
Şekil 4.7. Tek bir dilime etkiyen kuvvetler .....	53
Şekil 4.8. Dikey dilimlerin görüldüğü dairese kayma yüzeyi .....	53
Şekil 4.9 Janbu'nun basitleştirilmiş metodu için düzeltme katsayısı.....	56
Şekil 4.10. $c / FS$ , $\gamma H$ , $\beta$ , $\phi_d$ ve ru ilişkisi.....	57
Şekil 5.1. Serbest basınç deneyinde T kuvvetinin birim şekil değiştirme ile ilişkisi.....	60
Şekil 5.2. Kazıkların hemen çevresindeki zeminin plastik deformasyonu.....	62
Şekil 5.3. Küçük, plastik deforme olan zemin.....	62
Şekil 5.4. Küçük, plastik deforme olan elemanı.....	62
Şekil 5.5. Kazıkların hemen çevresindeki zeminde plastik durumu.....	64
Şekil 5.6. Düzgün tabanlı bir kanalda plastik akış durumu .....	64
Şekil 5.7. Derinlik etkisinin yanal kuvvet hesabına eklenmesi .....	68
Şekil 5.8. Kazıkla iyileştirilmiş halde şeve etkiyen kuvvetler .....	69
Şekil 5.9. Dik bir şev için kazık sırasının yerine göre güvenlik katsayısı ilişkisi.....	70
Şekil 5.10. Sığ bir şev için kazık sırasının yerine göre güvenlik katsayısı ilişkisi.....	70
Şekil 5.11. Toplanı şev mekanizması ve heyelan basınç diyagramı .....	72
Şekil 5.12. Çalışmasına göre kazık yeri-güvenlik katsayısı ilişkisi.....	74



Şekil 5.13. Heyelan etmiş yamaç.....	77
Şekil 5.14. Heyelan etmiş yamaç-2.....	77
Şekil 5.15. Yüzeysel kayma.....	79
Şekil 5.16. Kuru yamaçta kazık perdesi.....	82
Şekil 5.17. Su içinde yamaç hali.....	83
Şekil 5.18. Kazık yükleri .....	84
Şekil 5.19. Kazık yükleri .....	85
Şekil 5.20. (x-p) Eğrileri ile kazık kuvveti bulunması.....	85
Şekil 5.21. Kazıklara deprem etkisi hesabı.....	87
Şekil 5.22. Kazık yükü.....	89
Şekil 5.23. Yamacın etekten kazıklarla desteklenmesi.....	90
Şekil 5.24. Yamacın kendi içinde kazıklarla desteklenmesi.....	90
Şekil 5.25. Yamacın kazık tablası ile desteklenmesi.....	91
Şekil 5.26. Yamacın kayması.....	92
Şekil 5.27. Kazık aralığındaki yamaç.....	93
Şekil 5.28. Pasif etkiler .....	96
Şekil 5.29. Kazık önü direnci.....	96
Şekil 5.30. Direnç hacmi .....	98
Şekil 5.31. Eğimli düzlem altında kazık grubu önündeki direnç cisminin eşdeğer perde için katsayısının, geometrik bağıntılarla bulunması.....	98
Şekil 5.32. Kazık Tarlası Düzenlemesi.....	99
Şekil 5.33. Kazık Tarlası Düzenlemesi.....	99
Şekil 6.1. Köprü ayağı modeli.....	102
Şekil 6.2. Dolgu zemin katmanının programa giriş tablosu.....	102

Şekil 6.3. Silt zemin katmanının programa giriş tablosu.....	103
Şekil 6.4. Kil zemin katmanının programa giriş tablosu.....	103
Şekil 6.5. Kum zemin katmanının programa girişi.....	103
Şekil 6.6. Kazıkların özelliklerinin oluşturulması tablosu.....	104
Şekil 6.7. Modelin düğüm noktaları.....	104
Şekil 6.8. Zemin suyu basıncı .....	105
Şekil 6.9. Zemin suyu basıncı.....	105
Şekil 6.10. Zemin suyu basıncı dağılımı.....	106
Şekil 6.11. Adım 1’de veri girişi.....	107
Şekil 6.12. Adım 1’de parametre girişi.....	107
Şekil 6.13. Adım 1’de parametre girişi.....	108
Şekil 6.14. Adım 1’deki deformasyon durumu.....	108
Şekil 6.15. Adım 1’deki deformasyon dağılımı.....	109
Şekil 6.16. Adım 1’de zemin dane hareketi.....	109
Şekil 6.17. Adım 2’de veri girişi.....	110
Şekil 6.18. Adım 2’de parametre girişi.....	110
Şekil 6.19. Adım 2’de oluşan deformasyon durumu.....	111
Şekil 6.20. Adım 2’de kazıklı durumda şevde oluşan deformasyon dağılımı.....	112
Şekil 6.21. Adım 2’de zemin dane hareketleri .....	112
Şekil 6.22. Adım 2’de a-a kesiti.....	113
Şekil 6.23. Adım 2’de b-b kesiti.....	113
Şekil 6.24. Adım 2’de şevde oluşan gerilme ve kesme diyagramları.....	114
Şekil 6.25. Adım 2’de kazık 1’de oluşan kesme ve moment diyagramları.....	114
Şekil 6.26. Adım 2’de kazık 1’de oluşan deformasyon diyagramları.....	115

Şekil 6.27. Adım 2’de kazık 2’de oluşan deformasyon.....	115
Şekil 6.28. Adım 2’de kazık 2’de oluşan kesme ve moment diyagramları.....	116
Şekil 6.29. Adım 2’de kazık 3’de oluşan diyagramları .....	116
Şekil 6.30. Adım 2’de kazık 3’de oluşan kesme ve moment diyagramları.....	117
Şekil 6.31. Adım 2’de kazık 4’de oluşan deformasyon diyagramları.....	117
Şekil 6.32. Adım 2’de kazık 4’de oluşan kesme ve moment diyagramları.....	118
Şekil 6.33. Adım 3’de veri girişi.....	119
Şekil 6.34. Adım 3’de parametre girişi.....	119
Şekil 6.35. Adım 3’de parametre girişi.....	120
Şekil 6.36. Adım 3’de deprem etkisi altındaki şevde deformasyon durumu.....	121
Şekil 6.37. Adım 3’de deprem etkisi altındaki şevde deformasyon dağılımı.....	122
Şekil 6.38. Adım 3’de deprem etkisi altındaki şevde dane hareketi.....	122
Şekil 6.39. Deprem etkisi altındaki şevde a-a kesiti .....	123
Şekil 6.40. Deprem etkisi altındaki şevde b-b kesiti.....	123
Şekil 6.41. Adım 3’de şevde oluşan stres ve kesme diyagramları.....	124
Şekil 6.42. Adım 3’de kazık 1’de oluşan deformasyon diyagramları.....	125
Şekil 6.43. Adım 3’de kazık 1’de oluşan kesme ve moment diyagramları.....	125
Şekil 6.44. Adım 3’de kazık 2’de oluşan deformasyon diyagramları.....	126
Şekil 6.45. Adım 3’de kazık 2’de oluşan kesme ve moment diyagramları.....	127
Şekil 6.46. Adım 3’de kazık 3’de oluşan deformasyon diyagramları.....	127
Şekil 6.47. Adım 3’de kazık 3’de oluşan kesme ve moment diyagramları.....	128
Şekil 6.48. Adım 3’de kazık 4’de oluşan deformasyon diyagramları.....	129
Şekil 6.49. Adım 3’de kazık 4’de oluşan kesme ve moment diyagramları.....	129
Şekil 6.50. Bolu Düzce otoban yolu mevki modeli.....	131

Şekil 6.51. Sıkıştırılmış yol zemini katmanının programa giriş tablosu.....	131
Şekil 6.52. Granit zemin katmanının programa giriş tablosu.....	132
Şekil 6.53. Kazıkların özelliklerinin oluşturulması tablosu.....	132
Şekil 6.54. Modelin meshleri .....	133
Şekil 6.55. Zemin suyu basıncı .....	133
Şekil 6.56. Zemin suyu basıncı.....	134
Şekil 6.57. Zemin suyu basıncı dağılımı.....	134
Şekil 6.58. Adım 1’de veri girişi.....	135
Şekil 6.59. Adım 1’de parametre girişi.....	136
Şekil 6.60. Adım 1’de parametre girişi.....	136
Şekil 6.61. Adım 1’deki deformasyon durumu.....	137
Şekil 6.62. Adım 1’deki deformasyon dağılımı.....	138
Şekil 6.63. Adım 1’de zemin dane hareketi.....	138
Şekil 6.64. Adım 2’de veri girişi.....	139
Şekil 6.65 Adım 2’de parametre girişi.....	139
Şekil 6.66. Adım 2’de oluşan deformasyon durumu.....	140
Şekil 6.67. Adım 2’de kazıklı durumda şevde oluşan deformasyon dağılımı.....	141
Şekil 6.68. Adım 2’de zemin dane hareketleri .....	141
Şekil 6.69. Adım 2’de a-a kesiti.....	142
Şekil 6.70. Adım 2’de b-b kesiti.....	142
Şekil 6.71. Adım 2’de şevde oluşan stres ve kesme diyagramları.....	143
Şekil 6.72. Adım 2’de kazık 1’de oluşan kesme ve moment diyagramları.....	144
Şekil 6.73. Adım 2’de kazık 1’de oluşan deformasyon diyagramları.....	144
Şekil 6.74. Adım 2’de kazık 2’de oluşan deformasyon diyagramları.....	145

Şekil 6.75. Adım 2’de kazık 2’de oluşan kesme ve moment diyagramları.....	145
Şekil 6.76. Adım 2’de kazık 3’de oluşan deformasyon diyagramları.....	146
Şekil 6.77. Adım 2’de kazık 3’de oluşan kesme ve moment diyagramları.....	146
Şekil 6.78. Adım 3’de veri girişi.....	147
Şekil 6.79. Adım 3’de parametre girişi.....	148
Şekil 6.80. Adım 3’de parametre girişi.....	148
Şekil 6.81. Adım 3’de deprem etkisi altındaki şevde deformasyon durumu.....	149
Şekil 6.82. Adım 3’de deprem etkisi altındaki şevde deformasyon dağılımı.....	150
Şekil 6.83. Adım 3’de deprem etkisi altındaki şevde dane hareketi.....	150
Şekil 6.84. deprem etkisi altındaki şevde a-a kesiti .....	151
Şekil 6.85. Deprem etkisi altındaki şevde b-b kesiti.....	151
Şekil 6.86. Adım 3’de şevde oluşan stres ve kesme diyagramları.....	152
Şekil 6.87. Adım 3’de kazık 1’de oluşan deformasyon diyagramları.....	153
Şekil 6.88 Adım 3’de kazık 1’de oluşan kesme ve moment diyagramları.....	153
Şekil 6.89. Adım 3’de kazık 2’de oluşan deformasyon diyagramları.....	154
Şekil 6.90. Adım 3’de kazık 2’de oluşan kesme ve moment diyagramları.....	155
Şekil 6.91. Adım 3’de kazık 3’de oluşan deformasyon diyagramları.....	155
Şekil 6.92. Adım 3’de kazık 3’de oluşan kesme ve moment diyagramları.....	156
Şekil 6.93. Adım 2’de deformasyon durumu .....	157
Şekil 6.94. Adım 2’de kazık 1 için deformasyon durumu .....	158
Şekil 6.95. Adım 2’de kazık 2 için deformasyon durumu .....	158
Şekil 6.96. Adım 2’de kazık 3 için deformasyon durumu.....	159
Şekil 6.97. Adım 2’de kazık 4 için deformasyon durumu.....	159
Şekil 6.98. Adım 3’de deformasyon durumu.....	160

Şekil 6.99. Adım 3’de kazık 1 için deformasyon durumu.....	160
Şekil 6.100. Adım 3’de kazık 2 için deformasyon durumu.....	161
Şekil 6.101. Adım 3’de kazık 3 için deformasyon durumu.....	161
Şekil 6.102. Adım 3’de kazık 4 için deformasyon durumu.....	162
Şekil 6.103. Adım 2’de deformasyon durumu.....	163
Şekil 6.104. Adım 2’de kazık 1 için deformasyon durumu.....	163
Şekil 6.105. Adım 2’de kazık 2 için deformasyon durumu.....	164
Şekil 6.106. Adım 2’de kazık 3 için deformasyon durumu.....	164
Şekil 6.107. Adım 3’de deformasyon durumu.....	165
Şekil 6.108. Adım 3’de kazık 1 için deformasyon durumu.....	165
Şekil 6.109. Adım 3’de kazık 2 için deformasyon durumu.....	166
Şekil 6.110. Adım 3’de kazık 3 için deformasyon durumu.....	166

## TABLolar LİSTESİ

Tablo-4.1. Doğal Şev kaymaları.....	28
Tablo-5.1. Zemin değerleri.....	66
Tablo 6.1. köprü ayağı Şevi analiz sonuçları.....	130
Tablo 6.2. Bolu Dağı geçişi Şevi analiz sonuçları.....	157
Tablo 6.3. Köprü ayağı Şevi analiz sonuçları ( kazık uçları sabitlenmiş).....	162
Tablo 6.4. Bolu Dağı geçişi Şevi analiz sonuçları (kazık uçları sabitlenmiş)..	167

## ÖZET

Anahtar Kelimeler: Şevler, Deprem, Zemin, Kazık, Stabilitite.

Bu çalışmada; Zemin Mekaniği probleminden biri olan şevlerin stabilitesine depremin etkisi üzerinde bir çalışma yapılmıştır. Şevlerin stabilitesine ihtiyacının nereden kaynaklandığından, şev stabilitesinin yöntemlerinden, şev hareketlerine sebep olan faktörlerden ve kazıklarla şev stabilitesinin hesap metotları ve analiz metotları incelenmiştir.

Şevlerde deprem etkisi ile oluşan şev deformasyonlarının tamamen ortadan kaldırılması ve/veya duraylılığın sağlanabilmesi için kazıklarla iyileştirme yöntemi kullanılmıştır. Şeve gelen statik ve dinamik yüklerin farklı kazık boylarında, kazık kalınlıklarında ve kazık adetlerinde şevin davranışları incelenip değerlendirmeler yapılmıştır.

Şevlerin stabilitesinin kazıklarla sağlanması ve kazıklara etkiyen deprem kuvveti sonlu elemanlar yöntemi ile incelenmiş ve örnekleri verilmiştir. Bu örneklerden elde edilen bulgularla kazıkların deprem esnasındaki davranışları yorumlanmıştır.



# **EARTQUAKE EFFECT ON THE PILE USED FOR SLOPE STABILIZATION**

## **SUMMARY**

Key words : Slopes, Earthquake, Ground, Piles, Stability.

In this study, earthquake effect on the slope stability is investigated. Detailed research is focused especially on the need of slope stability, methods of slope stability analysis, causes of slope in stability problems and piles used for slope stability and its methods of analysis.

Piles are used to improve slope stability due to earthquake effect. Various scenarios are investigated in terms of the length of pile, diameter of pile, number of pile etc. due to dynamic and static loads.

Slope stabilization with piles is analyzed by finite element method. Earthquake effect on the pile-slope system is concluded.

# **BÖLÜM 1.**

## **GİRİŞ**

Şev stabilitesi araştırmalarının amacı zemin yapılarında, kazılarda ve dolgularda ekonomik ve güvenli çözümler elde etmektir. Bu açıdan ilk aşama geoteknik, malzeme, çevre ve ekonomik parametrelerin detaylı araştırmasını kapsar. İkinci olarak incelenen şeve en uygun stabilite analizini belirleyebilmek için şevin büyüklüğünün, doğasının ve olası göçme nedenlerinin araştırılması gerekmektedir. Konunun bu özellikleri çoğunlukla, mühendislik jeolojisinden, zemin ve kaya mekaniğine kadar değişen disiplinler arası çalışmaları zorunlu kılmaktadır. Gerçekçi bir şev analizi topografya, jeoloji, malzeme özelliklerini ve yükleme koşullarını kapsayan birçok faktörü içine almalıdır. Büyük yol inşaatları ile, baraj inşaatlarında zemin kaymalarına (heyelanlara) sık rastlanır. Yamaçlar üzerine yapılan büyük yapılar da, bazı hallerde, kaymalara neden olur. Kaymalar sonunda, bu yapılarda zarar büyük boyutlara ulaşabilir. Bu nedenle, kaymaların incelenmesi güncel bir sorundur. Her ülkede bu sorunun en güvenilir ve en ekonomik biçimde çözümlenmesi için çalışmalar yapılmaktadır.

Kara ve demiryolları standartları yükseltilmiş, güzergah seçimi için zemin özelliklerinin ayrıntılı olarak incelenmesi önem kazanmıştır. Zira dolgu ve yarmalar yapılarak heyelanların meydana getirildiği görülmüştür. Ayrıca büyük yerleşme bölgelerinde arsaların çok pahalı ve az olması nedeni ile az güvenilir yamaçların bile kullanılması zorunlu olmakta, bu gibi yamaçlarda stabilite güvenliğinin sağlanması bakımından ekonomik ve güvenilir önlemler aranmaktadır. Zemin kaymaları mekanizması birçok araştırıcı tarafından incelenmiş ve birçok kriter verilmiştir. Stabilite güvenliğinin artırılmasında alınacak önlemleri saptamak için, stabiliteyi bozan nedenleri bilmek gerekir.

Karşılaşılan heyelanların büyük bir kısmı, aşırı boşluk suyu basıncı nedeni ile meydana gelmektedir. Yeraltı suyu seviyesinin yükselmesi, boşluk suyu basıncının artması ile zeminin kayma mukavemeti azalmakta ve kaymalar meydana gelmektedir. Bu yüzden ilk önlem olarak boşluk suyu basıncının kontrol edilerek, arazinin kurutulması genel bir metot olarak geliştirilmiştir. Fakat bu muhtemel bir heyelana karşı kesin bir önlem değildir; Drenaj ile birlikte kayması muhtemel zemin kütlelerinin önüne, klasik biçimde bir istinat duvarı veya bir palplanş perdesi yapmak düşünülebilir. Kayma düzlemlerinin çok derinde olması, istinat duvarının kazı yapılarak, kayma düzlemi altında yapılmasını gerektireceğinden, her zaman istinat duvarı ile bir toprak kütlelerinin tutulması güvenli ve ekonomik olmayabilir.

Derin bir palplanş perdesinin yapımı sırasında da çakma işlemi sonucu zeminde büyük titreşimler meydana geleceğinden yamacın kaymaya karşı güvenliği azalabilir. Aynı zamanda, çakma işleminde kullanılan teknik, araç ve gereçler belli bir derinliğe kadar kullanılabilir. Bu sebepten dolayı şev stabilitesinde kullanılan kazıkların imali söz konusudur. Bu kazıkların şev üzerindeki konumu, kazık boyu ve kazık çapı kayma bölgesindeki kaymaya karşı koyan kuvvetlere ek kuvvetler sağlayarak stabiliteyi artırılmaktadır. Bu kazık perdeleri arkasındaki zemin kütleleri içinde oluşan sıkışma etkisi ile belli uzunluktaki bir bölgede zemin daneleri de kazıklarla birlikte sürekli bir perde olarak çalışarak, kayan kütlelerin desteklenmesine yardımcı olacaktırlar.

Bu çalışmada birinci bölümde şev stabilitesinin önemi açıklanmış, İkinci bölümde şevlerin stabilizasyonunda bu zamana kadar yapılan çalışmalar ve stabilizasyonun çeşitleri anlatılmıştır. Üçüncü bölümde şev stabilitesinin amaçları, neden olan faktörler ve analiz çeşitleri üzerinde durulmuştur. Dördüncü bölümde şev stabilizasyonunda kullanılan analiz metotları anlatılmıştır. Beşinci bölümde kazıklı şev stabilitesinin kazıklarla sağlanmasının hesap yöntemleri anlatılmıştır. Altıncı bölümde şevlerin stabilitesinin sonlu elemanlar yöntemi ile yapılmış örnekleri verilmiş ve bu analizler ışığında kazıklara gelen deprem etkisi kıyaslanmıştır.

## **BÖLÜM 2.**

### **ŞEVLERİN STABİLİZASYONU**

#### **2.1. Şevlerle İlgili Önceki Çalışmalar.**

Heyelan sorununu inceleme yöntemleri, zemin mekaniğindeki kuramsal çalışmalara paralel olarak gelişmiştir. Bugünkü bilgilerimizin kaynaklandığı çalışmalar ancak 18. yüzyılın sonlarından itibaren başlamıştır.

1773'te Coulomb, zemin mekaniğinin en önemli ilkelerinden birini geliştirmiştir. Coulomb'un daneli ve kohezyonlu zeminler için geliştirdiği önemli kavramlar, kohezyon ve sürtünme katsayısıdır. Bugün bile bu kavramlarda pek fazla bir değişiklik yapılmış değildir. Fakat uygulamada  $c$  ve  $\phi$  ye verilen anlamlar çok farklıdır. Coulomb'un zemin mekaniğine getirdiği yeniliklerden biri de zemin kütlesi içindeki bir noktadaki gerilme durumunu incelemeyip, doğrudan doğruya bir (kayma kamasi)'nın dengesini incelemiş olmasıdır. Buradaki denge, zemin ağırlığı, kayma yüzeyine etkiyen kuvvetler ve duvardan gelen tepki ile sağlanmaktadır. Coulomb'un kayma yüzeyi kabulü bu tip çalışmaların, uzun zaman, alt yapısını oluşturmuştur. 1856'da Rankine zemin kütlesi içinde denge sorununu ele almış, sonuçlarını pratik problemlere uygulamıştır. Ayrıca 1866'da Culmann aynı konulara ilişkin grafik bir metot geliştirmiştir.

Heyelan sorunu, büyük yol ve kanal yapımlarında, çok önem kazanmıştır. Heyelan sorununu ele alan Fransız mühendisi Collin (1846), kaymaların bir eğri yüzey boyunca oluştuğunu görmüştür. Aynı zamanda da Airy (1879), heyelan sorunu ile ilgilenmiştir. Yirminci asır başlarında, Almanya'da ve İsveç'te yol ve demiryolu

yapımında büyük kaymalar, Amerika'da baraj yıkılmaları ile panama kanalında kaymalar olmuş ve bu olaylar mühendislerin konuya dikkatlerini çekmiştir.

Maddi zararların büyük boyutlara ulaşması ile, heyelan sorununu incelemek üzere çeşitli kuruluşlar oluşturulmuştur. Bunlardan, 1913 yılında İsveç'te kurulan stetaus jamagas, geotekniska comission ile Amerika'da kurulan American Society of Civil Engineers kuruluşlarını sayabiliriz. Bu kuruluşlar, heyelan sorununu incelemişler, araştırmaları sonucu uygulamada geçerli olan yöntemler önermişlerdir.

Bu araştırmalardan, K.E. Peterson'un (1916) yılında kayma yüzeyinin dairesel silindir olduğunu bildirir raporu önemli bir çalışma olarak görülmektedir. Aynı konuda Fellenius önemli çalışmalar yapmış olup, uygulamada çok geçerli olan sonuçlara varmıştır. Fellenius, 1927 senesinde Erdstatische Berechnungen (1927) adlı eserinde, kohezyon ve içsel sürtünme açısını içeren bir "Şev Stabilite Analizi" yöntemi geliştirmiştir. Daha sonraları Terzaghi'nin zemin mekaniğine kazandırdığı geniş boyutlardan yararlanan araştırmacılar, heyelan konusunu daha ayrıntılı olarak incelemişler ve önemli sonuçlara varmışlardır. Bunlardan Krey, Gilboy, Frontard, Resal, Caquot, Jaky, heyelan sorununu grafik ve analitik olarak çözmeye girişiminde bulunmuşlardır. Ayrıca Rendulic, kayma yüzeyini logaritmik spiral olarak kabul edenlerin başında gelir. Taylor, bütün bu çalışmalarını içeren ve karşılaştıran bir makale yayınlamıştır.

Bu çalışmalardan sonra yapılan araştırmalarda, daha önceki çalışmalardaki "dilim metodunda" ihmal edilen yanal kuvvetler hesaba katılmaya başlanmıştır. Janbu, Bishop bu konuda çalışmalar yapmışlardır.

Bu konuda son gelişmeler, Bishop ve Morgenstern, Morgenstern, Morgenstern ve Price'in çalışmalarında görülmektedir. Bu çalışmalarda bir yönden stabilite analiz yöntemleri geliştirilirken diğer yönden de laboratuvar yöntemlerinin geliştirilmesi ve ortaya konan yöntemlerin uygulama sınırlarının genişletilmesi amaçlanmıştır. Bjerrum ve Skempton bu alanda oldukça başarılı sonuçlara ulaşmışlardır.

Bugünde heyelan olayları, mühendisler ve araştırmacılar için büyük problemler içermektedir. Kayma yüzeyinin belirlenmesi için, kullanılan, 0 dairesi, dilim metodu

aşağı yukarı aynı sonucu vermektedir. Bu yöntemlerden herhangi birinin uygulanması ile yapılan analizlerde güvenlik sayısının 5 ile 6 olmasına rağmen heyelanlara yine de rastlanmaktadır.

Fisürlü killerdeki kaymalar da mühendisler için önemli birer problem oluşturmaktadır. Kayma yüzeyini belirleyen geliştirilmiş yöntemler.ve problemin çözümünde kullanılacak yeni algoritmalar yerine laboratuvar deneylerinden elde edilen sonuçları ve gözlemlerden elde edilen bilgileri pratikteki problemlere daha iyi uygulama olanakları araştırılmaktadır. Yeni kayma yüzeyi denklem ve biçimleri yerine, artık araştırmacılar, laboratuvar deneyleri sonuçları ile, gözlemlerden elde edilen bilgileri pratik problemlere daha iyi uygulama olanaklarını araştırmaktadırlar.

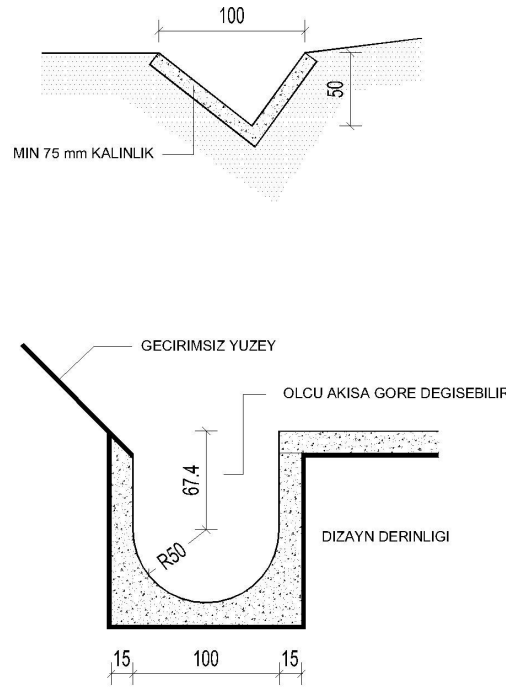
Şevin göçmeye karşı güvenliği her zaman istenen seviyede olmayabilir. Bu gibi durumlarda şev güvenliğinin artırılabilmesi için fazladan önlemler alınması, şeve dışarıdan müdahale edilmesi gerekir. Şev stabilizasyonu göçmeye karşı kuvvetleri arttırmaya ve/veya şevde kaydırıcı kuvvetleri azaltmaya yöneliktir. Bu işlem istinat yapıları, zemin özelliklerini iyileştirme, arazi koşullarını değiştirme gibi çeşitli şekillerde yapılabilir.

## **2.2. Şevlerde Yüzeysel Drenaj**

Yüzey suyunun kontrol altına alınması stabil olmayan alana gelen suyun şeve ulaşmadan uzaklaştırılması ve stabil olmayan alanda mevcut suyun tefsi edilmesi kısımlarından oluşur. Toplanan suyun tasfiyesi hiçbir alanın stabilizasyonunu bozmayacak şekilde yapılmalı ve özellikle sünmenin olduğu alanlarda drenaj ünitelerinin sürekli çalışır durumda olmasına özen gösterilmelidir [1].

Her durumda yüzey suyunun drenajı yeraltı suyunun drenaj çalışmalarıyla koordine bir şekilde yürütülmelidir. Açık, su geçirmez kanallar borulara tercih edilmelidir. Çünkü ikincisi şeve fazladan sızma sağlayabilir. Drenaj kanallarının stabilitesi tehlikede olan bölgelerden geçirilmesi veya su geçirilmesi de şevin stabilitesine zarar verebilecek etkenlerdendir [1].

Toplanan suyun miktarı küçükse Şekil 2.1'deki gibi standart bir detay önerilir. Bu tip bir drenaj detayı yerinde inşa edilmekte ve iç forma ve yüzey harcına ihtiyaç duyulmaktadır. Daha basit bir alternatif olarak v şeklinde kanallar da kullanılabilir. Ancak şevin deforme olduğu durumlarda bu tür bir yapının da çatlaması kaçınılmaz olacaktır. Bu gibi durumlarda da plastik, çelik yada prekast beton şeklinde açık borular kullanılabilir. Açık boruların ek yerlerinin su geçirmezliğine özen gösterildiği ve bakımı iyi yapıldığı sürece esnek ve uzun, süreli çalışmaya müsaittirler [1].



Şekil 2.1. Drenaj için kanal detayları

## 2.3. Hafifletme

### 2.3.1. Şev geometrisinin değiştirilmesi

Şevin stabilizasyonu için daha sağlam bir yaklaşım da şevdeki stabil olmayan malzemenin yerine daha mukavim bir malzeme yerleştirilmesi olabilir. Böyle bir yöntemin tercihi durumunda kazı sırasında şev topuğunun stabilitesinin bozulmamasına özen gösterilmelidir. Daha genel bir yaklaşım da stabil olmayan alan yakınında malzeme çıkartılması veya topuğa malzeme eklenmesidir. Genelde topuğa

malzeme eklenmesi tepeden kazı yapılmasına göre daha pratik bir yöntem olup kazı şevin yukarısında başka problemlere yol açabilmektedir. Ayrıca topuğun yüklenmesi iyileştirme çalışmalarının yürütülmesi sırasında şevde minimum güvenlik katsayısının oluşumuna yol açmaktadır. İyileştirmenin tamamlanmasıyla ve fazla boşluk suyu basıncının dağılmasıyla güvenlik katsayısı yükselmektedir. Yöntemin pratik olmadığı durumlar ise şunlardır [2]:

- Belirli bir topuk yada tepenin olmadığı uzun geçiş şevleri
- Şev geometrisinin mühendislik sınırlarıyla belirtildiği durumlar
- Stabil olmayan alanın karmaşık olduğu, dolayısıyla bir alanın stabilizasyonunun diğerininkini etkileyeceği durumlar.

### **2.3.2. Hafif dolgu kullanımı**

Uçucu kül, talaş, polistiren köpük gibi malzemeler şev malzemesi yerine kullanılarak şevi kaydıran kuvvetler azaltılabilmektedir [2].

## **2.4. Duvarlarla Stabilizasyon**

### **2.4.1. İstinat duvarıyla stabilizasyon**

İstinat duvarlarının şev stabilizasyonun da en genel kullanım alanı kazıda şev eğimini vermek için yeterli alan bulunmadığı zamandır. İstinat duvarlarının ağırlık ve konsol istinat duvarları olmak üzere iki çeşidi vardır. Ağırlık istinat duvarları harçla bağlanmış taşlar veya donatısız beton ile yapılır. Bu tür duvarlar yüklere yalnız kendi ağırlıklarıyla karşı koydukları için en fazla 4~5 metre yüksekliğe kadar kullanılırlar. Konsol istinat duvarları ise 3~8 metre yüksekliklerde kullanılırlar. Ağırlık ve konsol istinat duvarlarının dizaynı klasik zemin mekaniğine dayanır ve duvarın tabanında devrilme ve kaymaya yol açan kuvvetler göz önüne alınır. Duvarın toptan stabilitesi de hesaba katılmalıdır [1].

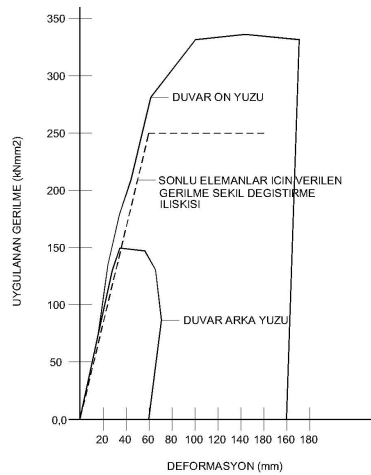


## 2.4.2. Dolgulu çerçeve duvarıyla stabilizasyon

İnşası kolay olan dolgulu çerçeve duvarlar parçalı ve esnek yapıları nedeniyle farklı oturmalara karşı koyabilmektedir. Brandl'e göre bazı durumlarda bu tür duvarlar 3~4 m. uzunluklarda 0.70 m'ye varan farklı oturmalara göçme olmadan dayanabilmişlerdir [1].

Duvar arka dolgusu drenaja uygun bir malzemeye doldurulduğu sürece duvar yüzünden drenaj mümkündür. Dolgulu çerçeve duvarlar prekast betonarme veya ahşap elemanlarla inşa edilebilir. Brandl tarafından yapılan deneyler dolgulu çerçeve duvar elemanları ara boşluklar ve arka dolgunun hemen hemen aynı zamanda yapılması durumunda duvarın sürşarjdan oluşan deformasyonunun yan yükseklikte maksimuma ulaştığı ve şişme şeklinde olacağını ortaya çıkarmıştır. Ağırılık duvarlarında olduğu gibi arka dolgunun sonradan doldurulması durumunda ise deformasyon devrilme şeklinde olacaktır. Duvar deformasyonları genelde aktif toprak basıncının oluşmasına izin verecek seviyededir. Birandl'in elde ettiği bulgulara göre masif duvarlar için genelde kullanılan  $0.67\phi'$  değerinden büyüktür. Model deneyleri, regrasyon analizi ve arazi ölçümlerinden elde edilen değerler  $0.8\phi'-1\phi'$  arasındadır [3].

Duvar arkasındaki prekast, elemanlarda toprakla doldurulmuş boşluk-duvar sürtünmesi arasındaki ilişkiyi gösteren diyagram Şekil 2.2'de gösterilmiştir [1].

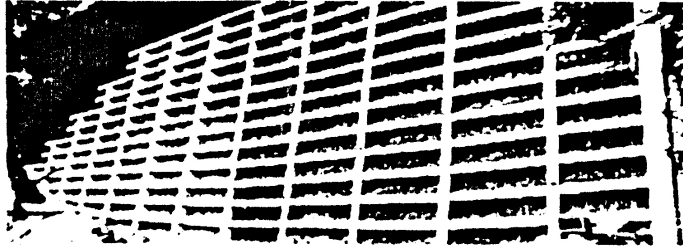


Şekil 2.2 Toprak dolgu-duvar sürtünmesi diyagramı

Brandl'ın ölçümlerinin gösterdiği üzere duvar ön birleşim noktalarında normal kuvvet etkisini en aza indirebilmek için prekast elemanlar arası ve duvar arka dolgusu aynı anda doldurulmalıdır. Ayrıca gergisi olmayan çerçeve duvarları arka gergisi olan duvarlara göre, daha fazla deformasyona uğramaktadırlar. Çerçeve duvarlar arkasındaki basınç dağılımı istinat duvarlarınıninkine benzerdir [3].

Toptan stabilite hesabında çerçeve duvarı kompozit ve masif bir yapı gibi düşünülebilir. Arttırılmış duvar sürtünmesi dışında hesaplamalar istinat duvarlarında olduğu gibidir. Brandl'la  $35^\circ$  daha büyük eğimlerde bileşke itkinin duvarın yarı yüksekliğinden daha aşağı uygulanmaması koşuluyla hesaplamalarda Coulomb teorisinin kullanılabilceğini belirtmiştir [1].

Coulomb teorisindeki aktif toprak basıncıyla oluşan azalmanın kullanılabilmesi açısından çerçeve duvarların ön eğimi  $0.25H:1V^4$ den daha büyük değerler alamaz. Toptan stabilite tüm duvar için olduğu gibi inşaat safhaları için de yapılır. Toptan göçme hesapları duvar topuğunun üstündeki kısımlar için de yapılmalıdır [1].

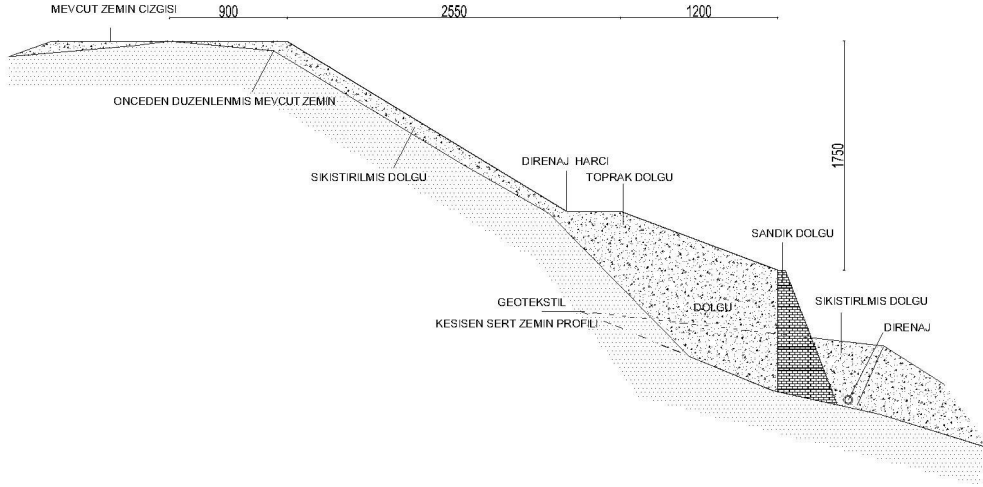


Şekil 2.3 Dolgulu çerçeve duvarı

### 2.4.3. Sandık duvarları

Sandık duvarları genelde  $1 \times 1$  metre kesit alanı ve 2.0 yada 4.0 metre uzunlukta sandıklardan oluşur. Yapımı pratik ve kolay olup zor arazi şartlarında inşa edilebilirler. Esnek bir yapıya sahip olan sandık elemanları yeterli bir yüzey altı drenajına da imkan sağlar. Duvar-zemin ya da duvar-arka dolgu drenaj koruması geotekstiller vasıtasıyla sağlanabilir. Duvarın dizayn kütlesi sandıkların içindeki kayanın kütlesiyle ilişkilidir. Genelde sandıkların içindeki kayaların boşluk oranı

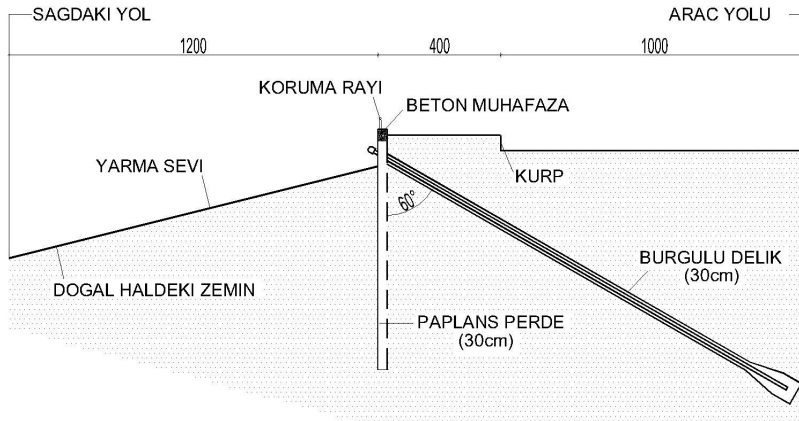
0.45'tir. Kayma, devrilme ve taban basıncı hesapları monolitik istinat duvarlarındaki gibidir [1] (Şekil 2.4).



Şekil 2.4 Sandık duvarı kesiti

#### 2.4.4. Ankraj duvarları/perdeler

Toptan göçme yüzeyinin derinlerde olduğu, ağırlık duvarlarının ekonomik olmayan boyutlara (>10m yükseklik) ulaşacağı durumlarda kullanılırlar. Genelde öngermeli olarak kullanılan ankrajlar pasif olarak da kullanılabilirler. Öngermeli olarak kullanılan ankrajları oluşan toprak hareketine karşı koymada büyük avantajları vardır. Kesiti Şekil 2.5'de gösterilen ankraj duvarları zemine çakılabilir yada arazide de imal edilebilirler.

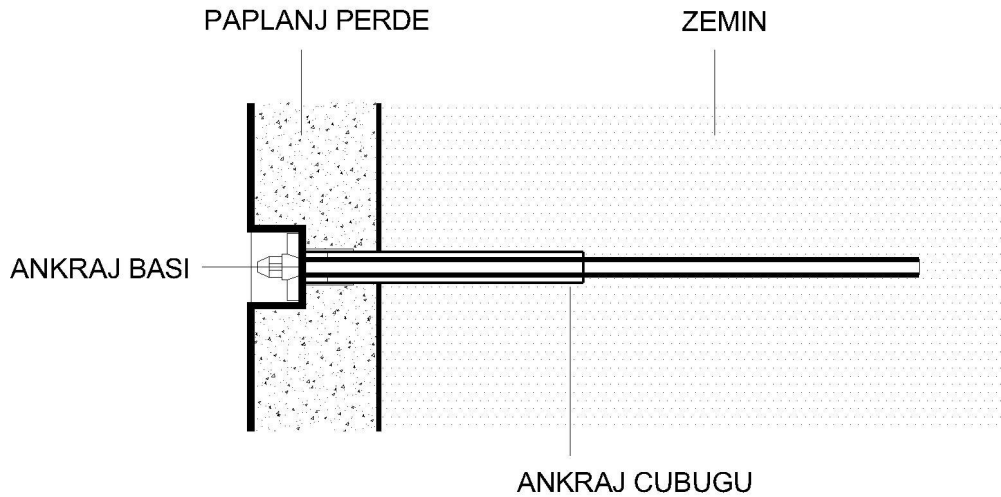


Şekil 2.5 Şev İyileştirme için Kullanılan Ankraj Duvar Kesiti

Kalıcı ankrajlar kohezyonsuz zeminlerde sıkça kullanılmalarına rağmen ortayumuşak kohezyonlu zeminlerde uzun süreli yük taşıma kapasitelerindeki sakıncalardan dolayı fazla kullanılmazlar. Ankraj duvarların çalışma prensipleri empoze edilen yükü kayma yüzeyinin gerisine ileterek taşıtmaktır. Ankraj sistemi sağlam tabakaya enjeksiyonla bağlı öngermeli çelik kablolar, demir yada şeritlerden oluşur [2].

Ankraj duvarlarının dizayn aşamaları şunlardan oluşur:

- Tasarım yükü 50-130 ton arasında değişir.
- Ankraj uzunluğu stabilite gerekliliklerine göre belirlenir. Serbest uzunluk kritik göçme yüzeyinin arkasında seçilir. Toplam ankraj uzunluğu öyle belirlenmelidir ki ankrajların hemen arkasındaki muhtemel kayma yüzeyi kritik kayma yüzeyine eşit yada daha büyük bir güvenlik olmalıdır.
- Sığ kayma yüzeyleri ve duvarın kayma yüzeyine girdiği durumlarda tek sıra ankraj duvar için yeterlidir.
- Ankrajların üstünde en az 2.5 metrelik bir jeolojik yük önerilir. Ankrajların bir çoğu yatayla  $10\sim 30^\circ$  arası yerleştirilirler. Eğim büyüdükçe ankrajın taşıdığı yatay yük azalır ve duvar elemanlarına gelen dikey yük artar. Kalıcı ankrajlar korozyona karşı korunmalıdır.



Şekil 2.6 Ankraj kesiti

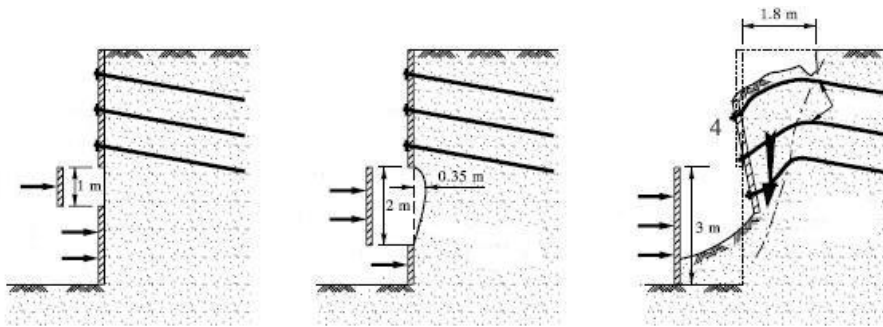
## 2.4.5. Pasif kazıklar

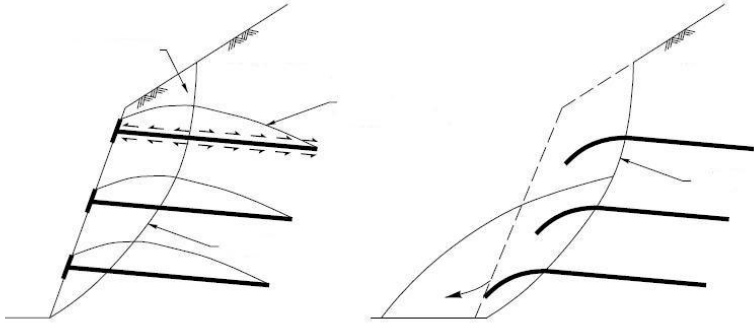
Stabilizasyon yöntemlerinden birisi de zemine kayma yüzeyinin altına yada stabil kısma kadar uzanan kazıklar yerleştirilmesidir. Bazı yöntemlerin aksine uygulama sırasında şevnin güvenlik katsayısında potansiyel olarak herhangi bir azalma görülmez. Zemine pasif kazıklar yerleştirilmesi zeminin kazıklar arasından sürüklenmeyeceği sığ şevler için uygun bir yöntemdir. Uygulama sırasında kazıklar devrilmemesi için sağlam zemine iyice yerleştirilmelidir. Bazı durumlarda kazıklar arasına sistemin etkinliğini arttırmak ve kazıklar arasına zeminin sürüklenmesini engellemek için beton bir plak yerleştirilir [2].

## 2.5. Şevnin Donatılandırılması

### 2.5.1. Zemin çivisi

Yöntem zemine şerit çubuklar yada eğik kesitlerin yerleştirilmesiyle kompozit bir yapı oluşturulmasını kapsar. Zemin içine çakılarak veya enjeksiyon yoluyla yerleştirilebilen çivilerin yansıra kazının ön yüzü bir kaplamayla örtülerek çivilerin bağlantısı sağlanır. Kaplama, hasır çelik yada ara rijit elemanlarla ile donatılandırılan püskürtmeli betondan oluşur. Zemin çivisi granüler ve kohezyonlu zeminlerde ve göreceli olarak heterojen yataklarda kullanılır. Zemin çivisi uygulamasının şematik gösterimi Şekil 2.7-9'da verilmiştir [2].





Şekil 2.7 Zemin çivisinin başlıca uygulamaları



Şekil 2.8 Zemin çivisinin uygulanması



Şekil 2.9 Zemin çivisinin uygulama örneği

## 2.5.2. Çakıl dolgulu hendek yada taş kolonlar

Çakıl dolgulu hendeği şevin topuğunda kullanarak kayma yüzeyi boyunca ortalama sürtünme arttırılabilir. Bu yöntemle aynı zamanda şev için bir drenaj ünitesi de sağlanmış olur. Şekil 2.10 ve 2.11'de planlaması ve kesiti görülen taş kolonlar zeminde açılan çukurların içine yerleştirilen sıkıştırılmış çakıllardır. Zemine göre yüksek elastisite modülleriyle zemin içinde kazık ya da kolon oluşturur ve potansiyel kayma yüzeyi boyunca zeminin ortalama kayma mukavemetini artırır [1].

Taş kolonlar aynı zamanda drenaj üniteleri olarak da işlev göerek boşluk suyu basıncını da azaltırlar. Taş kolonların inşasında öncelikle dinamik yer değiştirme ya da vibro kompaksiyonla zeminde dikey delikler açılır ve açılan delikler içine taşlar yerleştirilir. Daha sonra ise zemine yerleştirilen taşların sıkıştırması yapılır Uygulamaların değerlendirilmesi göstermektedir ki taş kolon uygulaması kayma mukavemeti 3~15 kN/m<sup>2</sup> arası değişen zeminler için uygundur. Daha düşük değerlerde taş kolonlar için yeterli yanal destek sağlanamayacağı için aşırı deformasyon ya da taş kullanımına yol açabilir [1].

Taş kolonların hesabı için iki ayrı ampirik metot mevcuttur. Hesaplardan biri Aboshi ve diğerleri tarafından Japonya'da geliştirilmiş olup kum kolonlar için kullanılır. Goughnour ve diğerleri tarafından geliştirilmiş ikinci metot ortalama mukavemet parametresi metodu olarak adlandırılır. Şekil 2.10'da bu metot için mukavemet parametrelerinin taş kolona uygulandığı durumda tanımlanması için tasarım metodolojisi gösterilmiştir. Stabilitate analizi klasik metotlarla yapılır. İki metot için denklemler aşağıdaki gibidir [2].

Japon metodu;

$$\tau_{ort} = (1 - A_r) \tau_c + A_r \times \tau_s \cos \alpha \quad (2.1)$$

Ortalama mukavemet parametreleri metodu

$$C_{ort} = C_c (1 - A_r) + c_s A_r \quad (2.2a)$$

$$C_{ort} = C_c (1 - A_r) \quad (2.2b)$$

(taş kolon için  $c_s = 0$ )

$$S_r = 1 + (S_{rv} - 1) \cos \alpha \quad (2.3)$$

$$\text{tg} \phi_{ort} = \frac{(1 - A_r) \text{tg} \phi_c + S_r A_r \text{tg} \phi_s}{1 + A_r (S_r - 1)} \quad (2.4)$$

$$\gamma_{ort} = (1 - A_r) \gamma_c + A_r \gamma_s \quad (2.5)$$

Denklemdede:

$C_{ort}$  : İyileştirilen zemin için ortalama kohezyon

$c_c$  : Arazideki zemin kohezyonu

$c_s$  : Taş kolon kohezyonu

$\tau_{ort}$  : Taş kolon etrafındaki zeminin ortalama kayma mukavemeti

$S_r$  : Kayma yüzeyinin eğimine göre o noktadaki gerilme oranı

$S_{rv}$  :  $\frac{\sigma_s}{\sigma_c}$ , taş kolondaki gerilmenin arazi zeminindeki oranı

$A_r$  :  $\frac{\pi d^2}{4S^2}$ ; kare dizi için,  $\frac{\pi d^2}{4(S^2 \cos 30^\circ)}$  üçgen dizi için

$\tau_c$  : Arazi zemininin kayma mukavemeti

$\tau_s$  : Taş kolonun kayma mukavemeti

$\sigma_c$  : Taş kolonun ağırlığına ( $\tau_s Z$ ) ve uygulanan yüke göre efektif normal gerilme ( $\tau_s Z + s \mu_s$ )

$\sigma_s$  : Arazi zeminindeki normal gerilme

$\alpha$  : Kayma yüzeyinin yatayla eğimi

$\phi_s$  : Taşın içsel sürtünme açısı

$\phi_s$  : Arazi zemininin kayma mukavemeti açısı

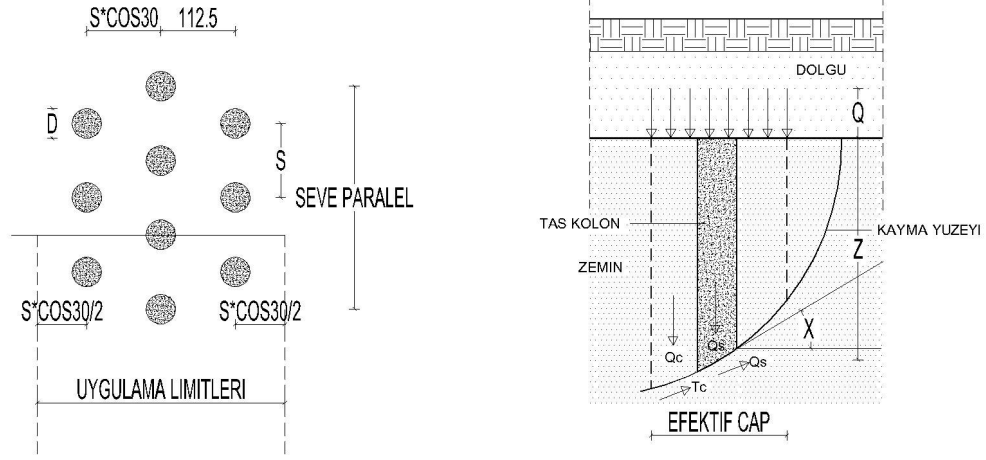
$\phi_{ort}$  : İyileştirilmiş zemininin ortalama kayma mukavemeti açısı

$\gamma_{ort}$  : İyileştirilmiş zemininin ortalama birim hacim ağırlığı

$\gamma_c$  : Arazi zemininin birim hacim ağırlığı

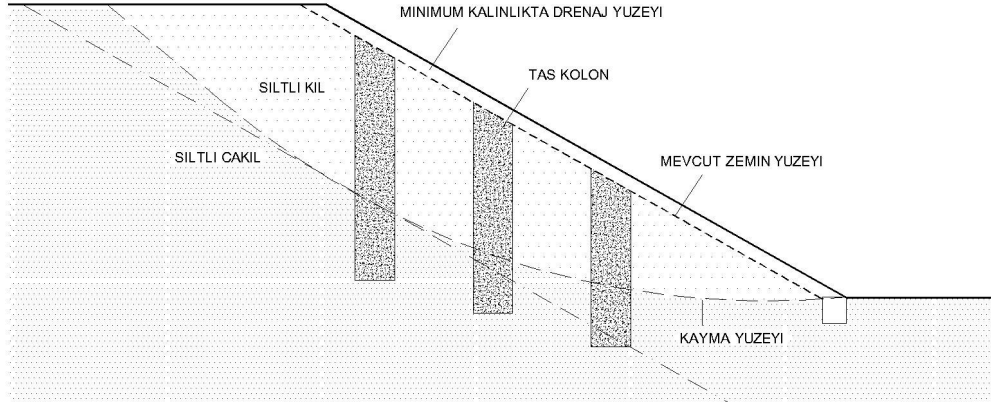
$\gamma_s$  : Taşın birim hacim ağırlığı





Şekil 2.10 Taş kolon dizayn metodolojisi

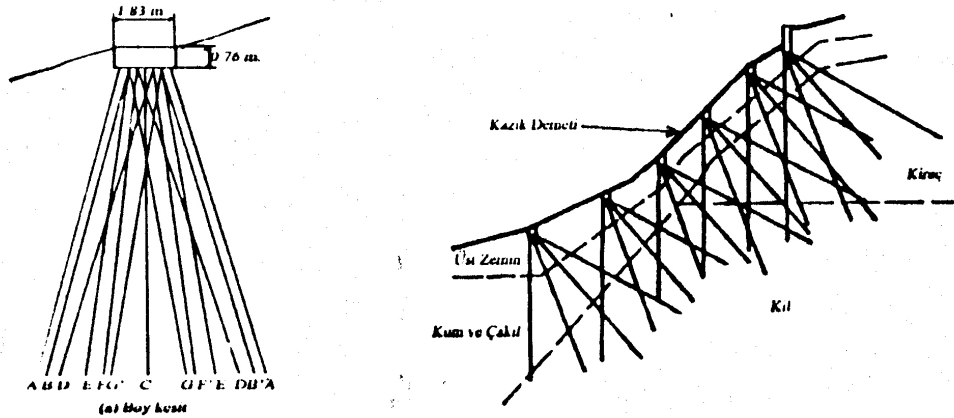
Japon metodu için şekil 2.10 taş kolon iyileştirme limitleridir [5].



Şekil 2.11 Taş kolon kesiti

### 2.5.3. Mini-kazıklar

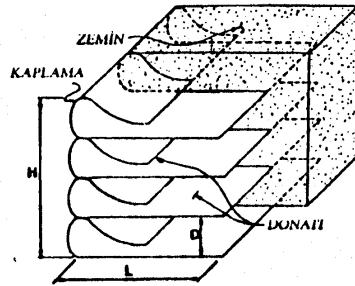
Şevde küçük kazıklar ağı oluşturulmasıyla da şev stabilitesi artırılabilir. Mini kazıkların yapımı pahalı olabilmesine rağmen dar alanlarda küçük ekipmanlarla inşa edilebilirler. Ayrıca stabilizasyonun bozulmasının fark edilmeye başlandığı andan itibaren inşa edilebilmeleri avantaj sağlar. Mini kazıkların yerleştirilmesi sırasında şevin stabilitesinde belirgin bir bozulma görülmez. Kazıktaki kayma ve çekme gerilmelerinin zamanla kazık başlığındaki betonda çatlama yaratabileceği ve bu durumun uzun süreli stabilite için sorun çıkarabileceği unutulmamalıdır. Mini kazık kesiti Şekil 2.12'de verilmiştir [1].



Şekil 2.12 Mini kazık kesitleri

#### 2.5.4. Geofabrik uygulaması

Geotekstiller Özellikle güvenli olmayan diklikte şevler istendiğinde ve göçmenin önceden yaşandığı şevlerde kullanılırlar. Geotekstillerin düşük elastisite modülleri projelendirmede %5-%10'a varan şekil değiştirme oranlarında çalışılabilmelerine olanak sağlar. Toptan stabilite analizinde geotekstil malzeme rijit bir malzeme gibi düşünülür. Geotekstil yapıların iç stabilite analizinde zemin mukavemetinin potansiyel bir göçme yüzeyi boyunca hareketlendiği ve göçmenin sıyrılmaya yada kırılma şeklinde olduğu varsayılır. Yaklaşımlar kayma kuvvetinin hareketlenme biçimi ve göçme yüzeyinin şeklinde farklılık gösterir [2].



Şekil 2.13 Geosentetiklerle güçlendirilmiş bir şevin şematik kesiti

Şekil 2.13'de kesiti verilen geotekstilli şevlerin stabilite analizleri limit denge teoremlerinin değiştirilmiş şekilleriyle yapılır. Kayma yüzeyleri yer olarak aynı olmasa da şevin donatısız durumdaki haline benzemektedir (dairesel, log-spiral,

kırıklı doğru). Taşıma kapasitesi geosentetik malzemenin mukavemeti veya sıyırılma kuvvetinden küçük olan değerdir. Tasarım için değişik araştırmacılar tarafından basitleştirilmiş diyagramlar sunulmuştur. Diyagramlar geosentetik yapıların ön stabilitesini hesaplamak için kullanılabilirler. Dizayn aşamasının sonraki kısmı için Christopher ve Lechinsky tarafından önerilen prosedür takip edilebilir [2].

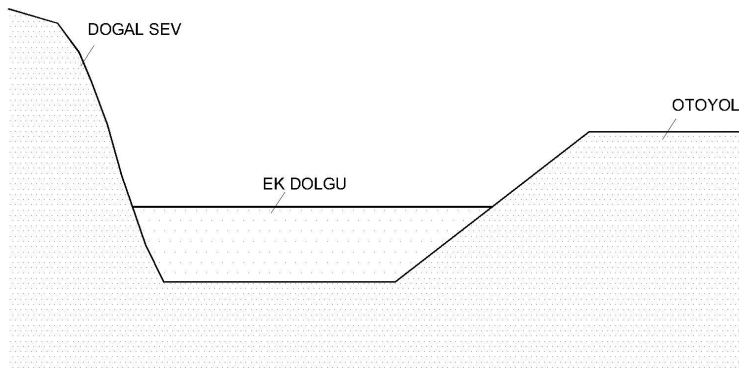
Toprakarme yapılarıdaki korozyon etkisi gibi geofabrik ve geogrid yapıları da zamanla sünmeye maruz kalabilirler.

## 2.6. Payandalama

Payandalama şevdeki kaydırma kuvvetleri ön alma ya da karşılama için dış bir sistemi devreye sokarak yapılan bir işlemdir. Payandalar ek dolgulardan, kayma dişlerinden, mekanik olarak stabilize edilen dolgulardan oluşur [2].

### 2.6.1. Ek dolgular

Ek dolgular Şekil 2.14'de şevin topuğunda kaymayı önlemeye yetecek gerekli ağırlığı sağlamak için kullanılırlar. Dolgu gerekli ağırlığı sağlamak ve kendisi herhangi bir kaymaya yol açmamak için dikkatli bir şekilde tasarlanmalıdır. Ek dolgunun en güvenli olduğu inşa şekli şekildeki gibi dolgudan doğal bir tepe yada şevde uzandığı durumdur. Dolguları stabilize etmede kullanılan ek dolgular potansiyel kayma yüzeylerinin uzunluk ve derinliklerini de artırır ve kaymaya karşı koyan momentleri artırır [2].



Şekil 2.14 Ek dolgu

## **2.8. Zemini Sıkılaştırma**

### **2.8.1. Sıkıştırılmış zemin-çimento dolgusu**

Sıkıştırılmış çimento dolgusu yerel zeminin çimentoyla karıştırılmasıyla elde edilir. İyileştirme çalışmaları için zemin-çimento dolgusu göçmüş bir zeminde bir kirış oluşturarak stabilize eden kuvvetleri arttırabilir. Karışımındaki çimento oranı arttıkça zemin kayma mukavemeti de önemli derecede artar. Karışım oranları belirli bir zemin tipi ve mukavemet değeri için laboratuarda belirlenir. Geçmiş veriler ve laboratuvar testlerinin incelenmesi şev stabilizasyonu için l'e 10 ağırlık oranında karışımın çimento ve kohesif mukavemet oluşturabilmek için kullanılabileceğini ortaya koymuştur. Çimento sahadaki kohezyonsuz zeminlerle daha iyi karışabildiği için metodun kohezyonsuz zeminlerde kullanılması daha uygundur. Çimento enjeksiyonu zeminin permeabilitesini de düşüreceği için yöntemin uygulandığı durumlarda drenaj için gerekli önlemler alınmalıdır [2].

### **2.8.2. Elektro-ozmoz**

Elektro-ozmoz stabiliteyi etkilemede drenaj gibi suyun hareketini kullanır. Drenajdan farkı suyun yer çekimi etkisi yerine empoze edilen bir elektrik alanı sayesinde hareketlendirilmesidir. Suyun hareketi potansiyel farkı tarafından sağlanır ve anoddan katoda doğrudur. Uygulamanın en uygun olduğu zeminler dane çapı 0.0002 ile 0.002 inç arasında değişen killi zeminlerdir. Su killi zeminden ayrıldıkça zeminde sertleşme görülür bu da şevde kullanma durumunda güvenlik katsayısını arttıran bir etkidir. Yüksek voltajda suda hidroliz gözlenir. Bu nedenle doğru voltaj seviyesini belirlemek için arazi deneyleri yapılmalıdır. Pahalı bir yöntem olmakla beraber elektro-ozmoz sıra dışı durumlar için uygulanabilir bir seçenektir .

Elektro ozmoz düşük reaktiviteli kil muhtevası olan siltli zeminlerde geçici, reaktif zeminlerde ise kalıcı stabilizasyon için uygundur [2].

### **2.8.3. Termal iyileştirme**

Yöntem Romanya ve A.B.D.'de şev stabilizasyonu için kullanılmıştır. Yüksek ısı uygulaması dolgu ya da şevin tüm suyunu kaybetmesini sağlar. Romanya'da uygulanan metotta iki delik açılarak birinden boşaltılan benzinin yakılmasıyla çıkan gazların diğerinden çıkması sağlanmıştır. Tekniğin uygulamaları sınırlı olup yüksek enerji ihtiyacı nedeniyle ancak özel durumlarda kullanılabilir [2].

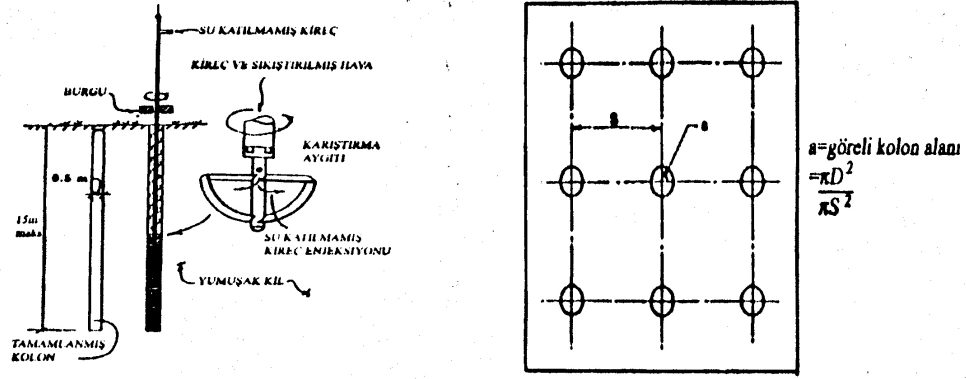
### **2.8.4. Enjeksiyon**

Enjeksiyon zemindeki çatlak veya boşluklardaki suyun yerini çimento harcının almasıyla etki eder. Harç zemindeki yerleştirildiği bölgeleri sertleştirerek stabil bir iskelet yaratır. Enjeksiyon basıncı etraftaki boşluklara enjeksiyon malzemesinin yerleşebilmesini sağlamak amacıyla çoğunlukla jeolojik basınçtan daha yüksektir [1].

Etkili bir enjeksiyon için kayma yüzeyinin derinlik ve formu bilinmelidir. Enjeksiyon deliklerinin aralıkları 2~4 m arasında değişir. Enjeksiyon başlangıçta şev topuğuna gerekli desteği sağlayabilmek amacıyla en alt sıradan başlamalıdır. Enjeksiyon başlarında boşluk suyu basıncında bir artma olabileceği unutulmamalıdır [1].

### **2.8.5. Kireç kazıkları**

Killi ve siltli zeminlerde zemine kireç kolonlarının enjekte edilmesi zemin mukavemetini artırıcı bir rol oynayabilmektedir. Kumlu zeminlerde etkili olmayan metotta diskli bir dönel burguyla kayma yüzeyinin altındaki bir derinliğe inilip yoğrulmuş zemin kolonu oluşturulur. Yöntemin bir dezavantajı yük taşıyabilir duruma gelinebilmesi için uygulamanın üstünden 80 günlük bir sürenin geçmesi gerekliliğidir. Zemin içine çakılan kazıkların aksine kireç kazıklar dikey drenaj ünitesi olarak da çalışacağından uygulamadan sonra boşluk suyunun dağılması kolay olmaktadır [1].



Şekil 2.15 Kireç kazığı kesit ve plan görünümü

Şekil 2.15'de kesit ve plan görünümü verilmiş olan kireç kazıklarından dolayı potansiyel kayma yüzeyi boyunca zeminde oluşan ortalama kayma mukavemeti artışını belirleyen denklem aşağıdaki gibidir [2]:

$$c_{ort} = c_u(1-a) + \frac{S_{kol}}{a} \quad (2.6)$$

$c_u$  : Laboratuvar veya saha testleriyle belirlenen zeminin drenajsız kayma mukavemeti

$S_{kol}$  : Kolonlar içindeki stabilize edilmiş kilin ortalama kayma mukavemeti

$A$  : Göreceli kolon alanı

Stabilize edilmiş zeminin kayma mukavemeti, jeolojik yüke ve kolonların çevredeki zemine göre göreceli sıkılığına bağlıdır. Broms kayma mukavemeti hesabında toplam jeolojik yük ve kayma mukavemeti açısı  $30^\circ$  kullanılmasını önermiştir. Zeminin hesaplanmış kayma mukavemeti, kil matrisindeki zeminin kayma mukavemeti değerini aşmamalıdır. Kireç kazıklarının aralıkları ve stabilizasyon gerektiren yumuşak kil hacmi şev stabilitesini değişik potansiyel kayma yüzeyleri boyunca analiz edilerek bulunabilir. Broms'a göre 1.3-1.5 arası bir güvenlik katsayısı yeterli olacaktır. Serbest basınç deneylerine göre zamanla artan stabilize edilmiş zeminin drenajsız kayma mukavemeti 1 yıl içinde 15~30 t/m değerlerine ulaşabilir [4].

### **2.8.6. Önkonsolidasyon**

Sürşarj dolgusuyla killi zeminlerin mukavemeti artırılabilir. Bazı durumlarda geotekstil veya kum drenajla beraber de kullanılabilen yöntem yumuşak temel zemini üzerine oturan dolgu zeminleri için kullanışlıdır. Metodun mantığı inşa aşamalarında oluşacak konsolidasyonun bir kısmının önceden gerçekleştirilmesidir. Oluşumun zaman alacağı durumlarda Önkonsolidasyon boşluk basınçlarının daha erken dağılabilmesi için drenajla beraber kullanılır [2].

## **BÖLÜM 3.**

### **ŞEV STABİLİTELERİNİN İNCELENMESİ**

#### **3.1. Giriş**

Şev stabilitesi araştırmalarının amacı zemin yapılarında kazılarda ve dolgularda, ekonomik ve güvenli çözümler elde etmektir. Bu açıdan ilk aşama geoteknik, malzeme, çevre ve ekonomik parametrelerin detaylı araştırmasını kapsar. İkinci olarak incelenen şeve en uygun stabilite analizini belirleyebilmek için şevin büyüklüğünün, doğasının ve olası göçme nedenlerinin araştırılması gerekmektedir.

Konunun bu özellikleri çoğunlukla, mühendislik jeolojisinden, zemin ve kaya mekaniğine kadar değişen disiplinler arası çalışmaları zorunlu kılmaktadır. Gerçekçi bir şev analizi topografya, jeoloji, malzeme özelliklerini ve yükleme koşullarını kapsayan birçok faktörü içine almalıdır.

#### **3.2. Şev Analizinin Amaçları**

Eski çağlardan beri insanlar çeşitli amaçlarla yaptıkları yapıların yüklerinin aktarıldığı zeminin stabilitesi ile ilgilenmişlerdir. Yeryüzü geometrisinden dolayı var olan doğal şevler ve bu şevlerin üzerinde inşa edilen yapılar, stabilitesi, tasarımı, mühendislerin güvenlik ve ekonomik açıdan en çok ilgilendikleri konulardan biri olmuştur. Artan nüfus ve teknolojik gelişmelere paralel olarak çoğalan yollar, problemlili zeminler üzerinde yüksek dolgular, barajlar, büyük ve derin kazılar beraberinde stabilite problemlerini de getirmektedir. Şev stabilite analizlerinin amaçları aşağıdaki şekillerde sıralanabilir;



- Farklı tipteki şevlerin, farklı şartlar altında stabilitelerini bulmak.
- Çoğunlukla stabiliteyi kısa dönem veya uzun dönemde değerlendirmek gerektiğinden, kazı veya dolgu şevleri oluşturulmadan önce, malzeme ve kaynakların ekonomik kullanılabilirlikleri için analitik çalışmalar gerekmektedir.
- Doğal veya insan eliyle oluşturulmuş şevlerde kayma olasılığını bulmak.
- Mevcut bir şevde, kayma ipuçlarının elde edilebilmesi için daha kapsamlı bir çalışma gerektiğinden, şevde bir takım hareket ölçerlerin yerleştirilmesi, stabiliteye etki eden arazideki ve malzemedeki değişikliklerinin bulunması gerekir.
- Hali hazırda oluşmuş bulunan kayma ve heyelanları analiz etmek, çevre faktörlerinin etkisi ve göçme mekanizmasını anlamada yardımcı olmak. Bu tür analizler doğal şev malzemelerinin ortalama kayma dirençleri hakkında güvenli bilgiler verirler. Göçmüş şevlerin yeniden tasarımını ve gerekli olduğunda önleyici, çözüm olacak ölçümlerin planlanması ve tasarımını yapmak. Bu şekilde donatılmış dolgu, toprak baraj ve şevlerden ölçülen veriler eğer uygun şev stabilite analizi kullanılıyorsa güvenle hesaba katılabilir.
- Deprem, barajların hızlı dolma ve boşalma gibi dış yüklemelerin şev ve dolgulardaki etkisini bulmak.
- Doğal şevlerin şeklinin değişmesini ve değişik profillere neden olan etkenleri anlamak, için şev stabilite analizleri yapılmaktadır.

### **3.3. Şev Hareketi Tipleri ve Heyelanlar**

Şev yatayla veya mevcut arazi yüzeyi ile açı yapan zemin kütlesi olarak tanımlanabilir. Şev kaymasını veya heyelanı başlatan etken ne olursa olsun, bu etkenler yerçekimi kuvveti etkisi altında şevi aşağı doğru harekete zorlamaktadırlar. Heyelanlar, yeryüzünün ve insan eliyle oluşturulmuş şevlerin şeklini ve yapısını değiştiren doğal olaylar olarak tanımlanabilmektedir. Zemin veya kaya şevlerin özellikleri, arazide buldukları denge durumları, etkisi altında kaldıkları yükler farklı farklı olmasına ve her şevin kendi özel koşullarında değerlendirilmesinin gerekliliğine rağmen, çoğu araştırmacının yaptığı gibi şev kaymalarını tanımlamak ve sınıflandırmak problemin çözümünü kolaylaştırıcı bir yaklaşımdır. Bu konudaki çalışmalara bakıldığında; şev hareketi sınıflama kriterlerinin de çok çeşitli olduğu

görülür. Zemin kütle hareketlerini ilk inceleyenlerden biri olan Sharpe, bu hareketlerin sınıflanabilmesi için aşağıdaki özelliklerin [5];

- Hareketin tipi, boyutu, nedenleri ve miktarı,
- Zeminin su muhtevası,
- Malzeme cinsi,
- Kayma mukavemeti özellikleri ve hareket eden kütledeki malzemelerin dizilişi,
- Hareket eden kütle ile alttaki kütleler arasındaki bağlantının, göz önüne alınması gerektiğini vurgulamaktadır.

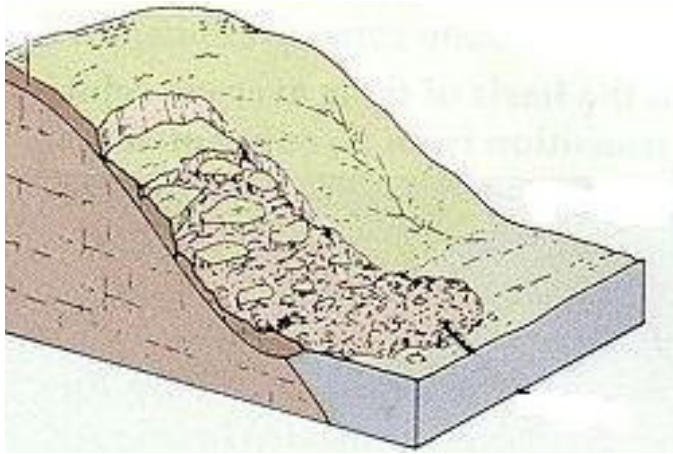
Varnes [6], yavaş sayılabilecek 6 mm/yıl hareketten, çok hızlı sayılabilecek 3 m/sn'lik harekete kadar olan bir aralıkta şevleri inceleyerek şev kayması tiplerini sınıflandırmıştır. Varnes'a göre şevde stabilite kaybı, Düşme, Devrilme, Kayma, Yanal Yayılma, Akma gibi beş ana grup da incelenebilir.

Düşme, dik bir şevde bölünmüş blok ve kütlelerin ana kayaya göre hareketleri sonucunda, yüzey bölgelerindeki formasyonun ve çatlakların neden olduğu küçük bir kesme hareketinden dolayı yerçekimi etkisiyle meydana gelir. Kaya düşmeleri, genellikle donma çözümleri, kimyasal ayrışma, ısı değişiklikleri, köklerin çatlatma etkisi ve su basınçları nedeniyle olur. Burada hareket düşeydir ve oldukça hızlı gelişir. Kayaların yuvarlanarak devrilmeleri ise yatay desteğini kaybetmiş bölünmüş blokların ağırlık merkezlerinden dönerek dışarı doğru yuvarlanmalarıdır. Blokların bir nokta etrafında öne doğru dönerek ağırlık merkezlerinin taban dışına düşmesi yatmaktadır.

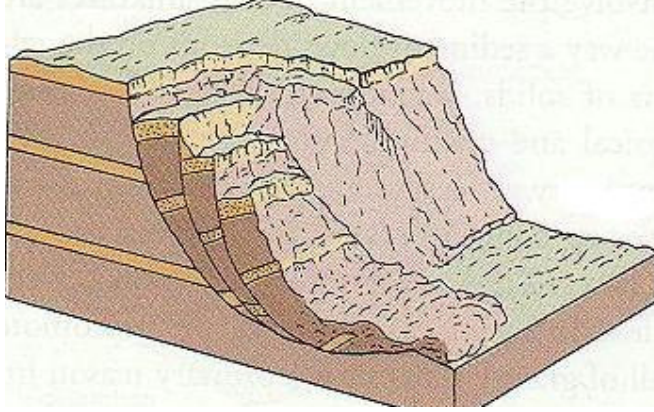
Kayma, en çok rastlanan tür stabilite kaybıdır. Kaymalar, düzlemsel ve dairesel özellikli kayma göçmeleridir. Düzlemsel kaymalar genellikle bir süreksizlik ve zayıflık düzlemleri boyunca meydana gelir. Dairesel kaymalar ise hem zemin hem de kaya ortamlarda, konkavlığı olan göçme yüzeyleri boyunca oluşurlar. Kayma hareketi kayma gerilmelerinin kayma mukavemetinden fazla olması durumunda bir kayma hareketi sonucu meydana gelir. Bu hareket tüm kütlede oluşabileceği gibi belli bir kaç yüzey boyunca da görülebilir. Hareket bu yüzeylerin tüm uzunlukları boyunca başlayabileceği gibi bazen tek bir noktadan başlar ve giderek yayılabilir.

Kayma bir düzlem boyunca olursa kayan kütlede deformasyonlar genellikle çok fazla olmamakta, yüzey eğri olduğunda kayma sonucu kütlede büyük şekil değiştirmeler görülebilmektedir[6].

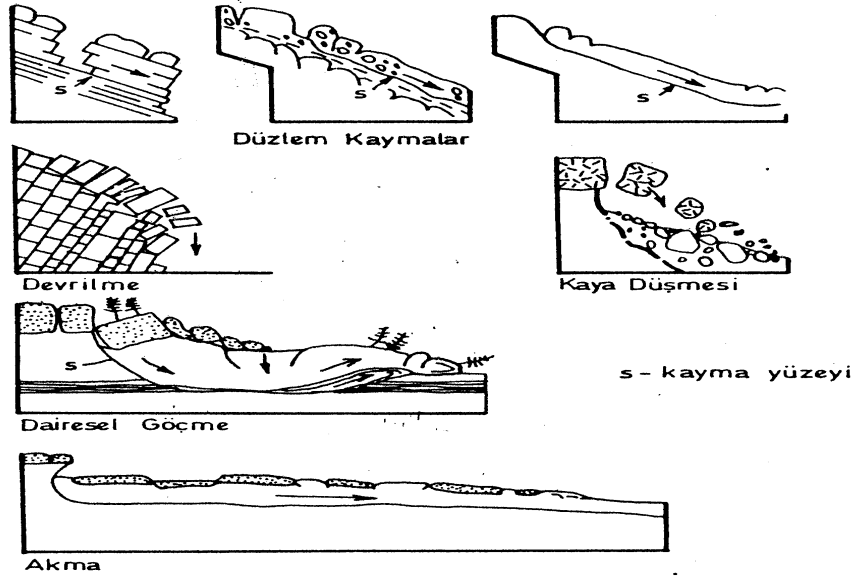
Yanal yayılma, çekme ve kayma deformasyonların birlikte izlendiği bir heyelan türüdür. Kaymadan farkı belirgin bir kayma yüzeyi ve bölgesi bulunmamasıdır. Ayrıca bu hareket sonucu ortamda sıvılaşma ve plastik akma gibi aşırı etkiler görülebilir. Zemin veya kaya şevleri her zaman sünme hareketi yaparlar, bu hareket bazen 1 mm/yıl hızda olabilir ve fark edilemez. Mevsimsel sünme hareketi ile derin ve sürekli olan sünmeyi birbirinden ayırt etmek gerekir. Sürekli sünme düşük kayma gerilmeleri altında meydana gelir ve herhangi bir göçme olmaksızın uzun süre devam eder. Bazı kaymalar ise bu şekilde uzun yıllardan beri süre gelen sünme hareketlerinin sonucunda oluşur. Sünme giderek göçmenin bir kısmını da oluşturabilir. Sürekli sünme genellikle daneli zemin ve sert kayalardan daha çok killi zeminlerde ve yumuşak kayalarda görülmektedir. Bazen arazide izlenen şev hareketi kayma yada yanal yayılma grubuna giremeyecek kadar farklı özellikler gösterir. Zeminde yavaş veya hızlı, kuru veya yaş akma olayında bir kayma yüzeyi tanımlanamamakta, malzeme çok değişik deformasyon özellikleri göstererek hareket etmektedir. Çok yavaştan çok hızlıya kadar değişen akmalar genellikle gevşek ve yumuşak zeminlerde ve çok ayrılmış kayaçlarda meydana gelir. Hareketin çok hızlıdan çok yavaşta değişebildiği, şev kaymaları, düşmeler ve akmalar arasındaki sınırları ve geçişleri tanımlamak zordur.Şev kayma tiplerini Şekil 3.1-3 görüldüğü gibi verilmiştir [7].



Şekil 3.1 Şev hareket tipi örneği



Şekil 3.2 Şev hareket tipi örneği



Şekil 3.3.Şev hareket tipleri

Akmalar;

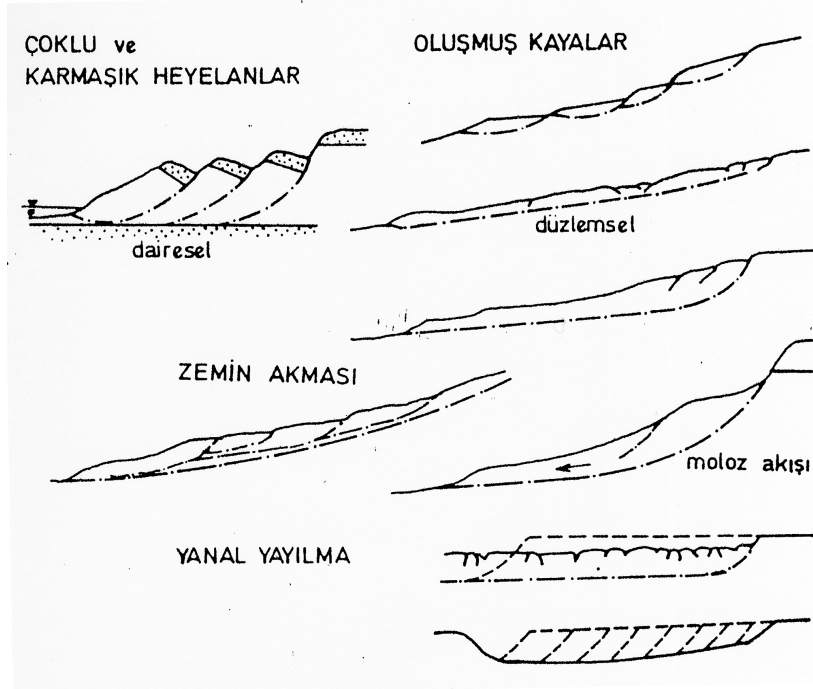
- Kaya parçaları akmaları,
- Kum akması,
- Los akması,
- Kum ve şilt akışı,
- Yavaş toprak akması
- Hızlı toprak akması
- Moloz çığı
- Moloz akışı,

şeklinde ve şev hareketlerinin çok çeşitli faktörler (hareket tipi, malzeme cinsi, hareket hızı, göçme alanının geometrisi, yaş, nedenler, zarar görme derecesi, oluşum biçimi, v.s.) bakımından sınıflandırılabilceği belirtilmiştir. Gene aynı çalışmada Varnes [6], sınıflandırma için temel kriterin öncelikle hareket tipi ve daha sonra malzeme tipi olması gerektiğini belirtmiş ve bu amaçla Tablo-3.1'de verilen tabloyu hazırlamıştır.

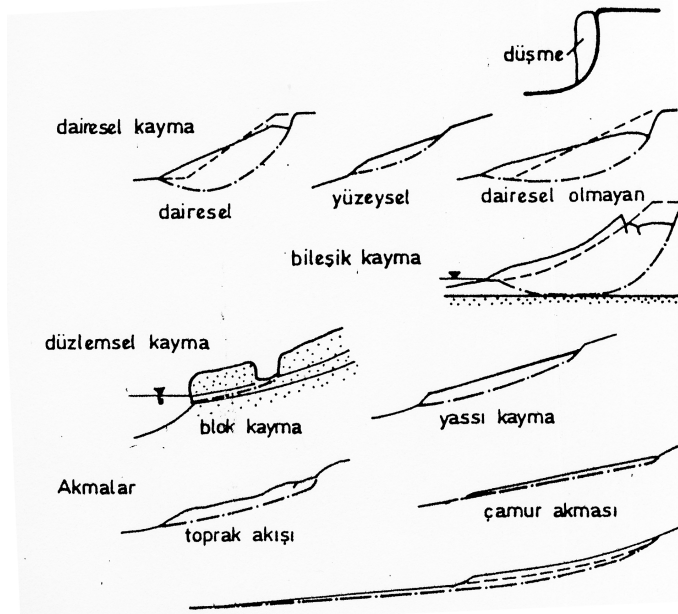
Tablo-3.1.Doğal şev kaymaları [6].

HAREKET	MALZEME	ÖZELLİĞİ	
TİPİ	ANA KAYA	İRİ	İNCE
DEVİRİLME	Kaya düşmesi	Moloz düşmesi	Zemin düşmesi
DÖNEL KAYMA	Kaya çökmesi	Moloz çökmesi	Zemin düşmesi
DÜZLEMSEL KAYMA	Blok kayma	Moloz kayması	Zemin çökmesi
YANAL YAYILMA	Kayma yayılması	Moloz yayılması	Zemin Yayılması
AKMA	Kaya akması (Derin sünme)	Moloz akması (Zemin sünmesi)	Zemin akması (Zemin sünmesi)

Tablo-3.1'de verildiği gibi zemin ve kayada şev kaymalarını hareket tiplerine göre değişik isimlerle sınıflamak, olayın doğasının anlaşılması ve stabilite analizinin ve yöntemlerin seçiminde önem taşımaktadır. Heyelan ve şev kayması olayının süregelen bir oluşum olarak anlaşılmasının ve de çoğunlukla karmaşık ve çoklu heyelanlar şeklinde oluştuklarının bilinmesi oldukça önemlidir. Arazide gözlenen kayma öncesi hareketler oldukça ilginçtir ve gelecek tehlikeyi de haber verebilirler. Hareketin büyüklüğü zemin veya kaya tabakasının kalınlığı ile doğrudan ilgilidir. Hareketler ince zemin tabakalarında az önemsendirken, daha derin kütlelerde daha önemli olabilmektedir. Skempton kil şevleri Şekil 3.5.'de görüldüğü gibi bazı temel hareket tipleri ve Şekil 3.4'de görüldüğü gibi çoklu ve karmaşık heyelanlar olarak sınıflanışlardır. Göçme sırasındaki hareketler sadece şev malzemesinin özelliklerine ve doğasına değil, aynı zamanda kayma yüzeyinin şekline de bağlıdır. Kayma mukavemetinin şekil değiştirme ve deformasyon ile değişme tarzı bu aşamada çok önemlidir [8].



Şekil 3.4. Çoklu ve karmaşık heyalan tipleri



Şekil 3.5. Kil şevlerin hareket tipleri

Örneğin, gevrek sayılabilecek zeminlerde pik mukavemete ulaşıldıktan hemen sonra mukavemette ani bir azalma olur ve bu da hareketin ivmesinde gözle görülebilir bir artış oluşturabilir. Hassas olarak adlandırılan bir tür zemin, örülenmenin etkisi ile hemen hemen mukavemetinin tümünü kaybederek büyük hızda hareket eder. Şev

kayma hareketini kontrol eden başka faktörler de bulunmaktadır, özellikle bir şevi başlangıç denge durumundan limit denge durumuna getiren büyük etkilerin harekete ivme kazandırması ilerideki bölümlerde tartışılacaktır. Dolgu şevlerinde sıkıştırma, derecesinin ve boşluk suyu basıncının hareket hızına etkisi vardır. Hong Kong'da (1976), Sau Mau Ping heyelanı araştırmaları, aşırı yağmurlardan sonra oluşan şev kaymalarının tam olarak sıkışmamış nemli zemin yüzeylerinde olduğunu göstermektedir. Deneyler ise zeminin düşük kayma mukavemetli olduğu ve kayma sırasında artan boşluk suyu basınçlarında, zeminin hemen hemen sıvılaştığını gösterir ki kaba daneli zeminlerde sıvılaşma da başlı başına bir heyelan nedenidir.

Kayma sonrası oluşan kayma yüzeyinde az veya orta seviyede bir takım hareketler devam edebilir. Bu hareketler boşluk suyu basıncının artmasına ve giderek bozulmalara yol açar. Bazı zeminler bu ilk göçme sonrası göreceli olarak stabilite kazanabilir ve herhangi bir hareket oluşmayabilir. Bunun tam ters bir örneği olarak, ilk göçmenin zeminde yumuşama, kayada parçalanma etkisi yapması ile örselenmiş zeminde çamur akması meydana gelebilmesidir [8].

### **3.4. Şev Kaymasının Nedenleri**

Çeşitli şev hareketlerinde olduğu gibi kayma da bir dizi etkenin sonucu oluşmaktadır. Bir mühendis ilk önce kaymanın zararlı etkilerini hesaplamak, engellemek ve ortadan kaldırmakla ilgilenir. Çoğu halde kaymaya neden olan ana etken ortadan kaldırılamaz, fakat bu oluşumun sürekli etkisinin hafifletilmesi bir anlamda da daha ekonomik olabilmektedir. Bazı kaymalar birkaç dakika sırasında ve tek bir yerde oluşurlar. Burada zarar belli bir oranda giderilebilir ve kayma nedeni çok fazla araştırma yapılmadan da belli kuvvetler ile bulunabilir. Fakat bundan daha çok karşılaşılan bir durum ise genellikle jeolojik, topografik, iklim faktörlerinin hep birlikte etkili olduğu ve büyük alanlarda oluşan şev kaymalarıdır. Belli başlı fiziksel özellikleri bilinen, bazı kabuk hareketleri, erozyon ve aşınmanın meydana geldiği kaya şevlerde kaymanın oluşumu ve gelişimi tek bir nedene bağlanamayabilir. Sonuçta bazı kuvvetler, önemsiz bile olsalar şevin aşağıya doğru hareketini başlatırlar. Hareketi başlatan son kuvvet yalnızca tek bir neden değildir, bir çok etkenin oluşturduğu zincirin bir halkasıdır. Sowers'in belirttiği gibi, "şevi kaydıran

etkenlerin büyük bir bölümü eşzamanlıdır ve hangisinin sonuçta etkin olduğuna karar vermek zor olduğu kadar da yanlıştır. Kaymanın sınırında olan bir zemin kütlesi için sonuç faktör bir başlatıcı olmaktan öteye gitmez. Burada sonuç faktörünü şev kaymasının bir nedeni olarak algılamak, patlayan bir dinamitin fitilini ateşleyen kibriti, her şeyin zarar gördüğü facianın tek sorumlusu olarak ilan etmeye benzer". Bütün şev kaymaları, kayma gerilmeleri etkisi altındaki zeminlerin göçmesidir. Bu oluşumun başlangıcı iki aşamada değerlendirilebilir. Birincisi, artan kayma gerilmelerinin getirdiği faktörler, ikincisi, azalan kayma mukavemetinin getirdiği faktörlerdir. Kaymayı başlatan nedenler çoğunlukla bu iki gruptan birinde yer alırlar. Bazen yüklemenin (deprem gibi), şevi oluşturma yöntemlerinin veya doğal şevlerdeki bir takım karmaşık hareketlerin sonucunda şev kayma nedeni olarak her iki grubun içinde yer alan faktörler sayılabilmektedir [9].

### **3.4.1. Kayma gerilmelerinin artmasına neden olan faktörler**

Doğal zeminlerdeki kaymalara bir şevin alt kenarındaki veya desteksiz olan kısmında kazı gibi dış etkenler neden olabilir. Şeve yatay destek veren bir kütlelenin kaldırılması stabilizesizliğe yol açan en önemli etkidir. Nehir ve su akışlarının oluşturduğu erozyon, ıslanma, kuruma ve donma etkisi doğal şevlerde kaymalara neden olur. Gene aynı şekilde dağlık bölgelerde aşırı eğimli vadilerde buzların erimesi nedeniyle geniş kaymalar ve moloz akışı görülebilir. Limanlarda dalga ve gel-git olayı şevlerin aşınmasını kolaylaştırır ve kaymayı başlatabilir. Şev topuğunda bir takım kazı, çukurlar ve kanallar açmak daha önce varolan dayanma yapılarını ve palplanjları kaldırmak, göl ve göletler oluşturmak ve bunların seviyelerinin değişmesi, yatay desteğin kaldırılması konusuna birer örnektirler. Çeşitli doğal ve insan faaliyetleri nedeniyle üst yapı yükleri artabilir. Bunlar arasında çok yoğun yağın yağmur ve kar, baharda karların erimesinden dolayı artan su hareketleri, şev kaymaları nedeniyle malzemelerin yığılması, bitki örtüsü ve toprağa karışan suyun basıncı doğal nedenlerle sürşarj yüklerinin artması sayılabılır. Dolgu yapımı, kaya veya madenlerin depolanması, bina ve diğer yapıların ağırlığı, tren ve diğer araçların ağırlığı gibi insan faaliyetleri nedeniyle sürşarj yükleri artabilir.



Depremler büyük veya küçük ölçekli heyelanları başlatırlar. Bu tür geçici gerilmelerin etkisi genellikle karmaşıktır. Çünkü etkiler hem kayma gerilmelerinde bir artma yaratırlar hem de kayma mukavemetinde bir azalma yaratırlar. Bunun yanında makine, patlama, trafik, yıldırım ve komşu şev göçmelerinin titreşimleri geçici zemin gerilmeleri oluşturabilirler.

Şevde yavaş yavaş artan bir şev açısı şev göçmelerine neden olabilir. Dalgalarla veya herhangi bir nedenle kıyılarda olan aşınma, şev eteğindeki kuruma, ıslanma, donma etkileri nedeniyle olan erozyon, yıkanan veya çözünen malzemeye sahip zeminlerde bu malzemelerin kaybolması ile oluşan boşluklar, maden çıkarma faaliyetleri, alt tabakaların mukavemet kaybı ve göçmesi, alt tabakalardaki plastik özellikli zeminin sıkışması nedeniyle kayma gerilmelerinin artışı da birer sebep olabilir. Çatlak veya mağaralardaki suyun basıncı, çatlaklardaki suyun donması, kilin hidratasyon sonucu şişmesi, kalıcı gerilmelerin oluşmaya başlaması ve volkanik faaliyetler, kayma gerilmelerini arttırarak göçmeye neden olan diğer faktörlerdir.

### **3.4.2. Kayma mukavemetinin azalmasına neden olan faktörler**

Bir zemin veya kayada kayma mukavemetinin azalmasına neden olan faktörler gerçekte iki grupta incelenebilir. İlk durum malzeme özellikleri veya başlangıçtaki gerilme koşullarıdır. Bu daha çok jeolojiye bağlıdır, bazı durumlarda şev göçme olmaksızın uzun bir süre dengede kalabilmekte, bazen de bir takım koşulların bir araya gelmesi ile heyelan başlayabilmektedir. İkinci durumda ise malzemenin kayma mukavemetini azaltmaya eğilimi olan faktörlerin değişmeleridir. İlk durumdaki faktörler, şev geometrisi, zeminin yapısı, dokusu ve bileşimidir. Zeminin içinde serpantin, talk, şist, mika gibi yumuşak mineraller ve aşınmış killi, volkanik tüfler ve organik malzeme varsa bu tür zeminler zaman zaman çok zayıf olurlar. Boşluklu organik malzeme, gevşek kum, lös, marl, ve normal konsolide kil gibi zeminler kayma mukavemeti görece olarak az olan zeminlerdir. Faylar, çatlaklar, ekler, şistlerdeki yapraklanma durumları, masif kütleler üzerindeki plastik ve zayıf malzemeler de bu faktörlerin içine girerler. Aşınmaya bağlı değişiklikler, fizikokimyasal reaksiyonlar, boşluk suyu basıncı ve su içeriğine bağlı daneler arası kuvvetlerin değişikliği, sünme, ağaç kökleri ve zararlı böceklerin etkileri, örselenme,

yanal ve düşey kazılara bağlı olarak gelişen mukavemet kayıpları bu faktörlerin içinde yer alırlar.

### **3.5. Şev Stabilite Analizi**

Şev kaymaları ve heyelanların aldıkları şekiller ve nedenler o kadar çok ve çeşitlidir ki duraysızlığın doğasını matematik olarak yorumlamak oldukça zordur. Şev stabilitesi için sadece nedenlerine ve çeşitlerine bakarak da analiz yapmak bir bakıma doğru olmaz. Çünkü şevden beklenen fonksiyonların da, analiz aşamasında önemi büyüktür. Çoğu halde şevin fonksiyonel tasarımı için şev zemininde oluşacak deformasyonların sınırlı olması gerekmektedir. Şev yakınlarında özel herhangi bir yapı yoksa deformasyonlar göçmeyi gerçekleştirecek kadar kontrolsüz olmamak koşulu ile büyük olabilir. Diğer taraftan şev yakınlarında veya altında önemli yapılar var ise küçük deformasyonlar bile kabul edilemez ve fonksiyonel bir tasarım için zemin kütlelerinde ortalama gerilme seviyesi de düşük olmalıdır. Şevin ne kadar süre kullanılacağı konusu da tasarımın önemli bir noktasıdır. Stabilite analiz yönteminin de, en az diğer bileşenler, yani yapım süreci, drenaj koşulları, malzeme özellikleri kadar önemli olduğunu vurgulamak gerekmektedir.

#### **3.5.1. Güvenlik faktörü**

İncelenen zemin yapısında, yapının göçmeye karşı yeterli güvenlikte tasarlanmış olması gerekmektedir. Zemin yapısının güvenliği çoğu kez güvenlik faktörü denilen bir parametre ile tanımlanır. Güvenlik faktörü; zeminin mevcut mukavemetinin, uygulanan yüklemeye oranı şeklinde ifade edilebilir. Stabilite analizinin sonuçları normal olarak güvenlik faktörü terimleri ile açıklanırlar. Şevlerde, dolgularda ve temellerde zemin mukavemeti ve yükler problemin geometrisine o derece bağlıdır ki bu tanım çok genel kalmaktadır. Güvenlik faktörü, incelenen yapının stabilitesini temsil eden bir matematiksel oran olduğundan, şev stabilite analizinde ele alınan kayma mukavemeti ve gerilmelere göre değişir. Çok sayıda basitleştirici varsayımın yapıldığı analiz yöntemleri yarı ampiriktir ve bu yöntemlerin hangisinin uygulanacağı kararını tasarımcı şevlerin işlevleri konusunda kendi deneyimi ile

orantılı bir şekilde verir. Böylece güvenlik faktörü gerçekte, tasarımcıya bir projeyi diğeri ile kıyaslama hakkı tanıyan bir deneyim faktörü olarak ortaya çıkar. Kezdi, Çoğunlukla tasarımcının kullandığı güvenlik faktörünün nümerik değeri, arazi verilerinin doğruluğuna ve kalitesine, zeminin kayma mukavemeti konusundaki bilgisine göre değişir. Geoteknik mühendisliğinde çok çeşitli güvenlik faktörü tanımları yapılmıştır. Buna göre güvenlik faktörünün [10];

- Potansiyel kayma yüzeyi boyunca direnen kuvvetlerin kaydırıcı kuvvetlere oranı,
  - Bir noktada direnç gösteren momentlerin, kaydırıcı momentlere oranı,
  - Potansiyel kayma yüzeyi boyunca zemindeki mevcut kayma mukavemetinin, ortalama kayma gerilmelerine oranı
- gibi tanımları olmaktadır [10].

Ayrıca, güvenlik faktörü, belli bir kayma yüzeyi boyunca sevi limit denge durumuna getirebilmek için kayma mukavemeti parametrelerinin azaldığı bir faktör olarak da tanımlanmıştır. Bu tanıma göre güvenlik faktörü, efektif normal gerilmelerin, efektif gerilme analizine bağlı olması gibi kayma mukavemetine değil kayma mukavemeti parametrelerine bağlıdır. Bu tanımlamada kayma yüzeyi boyunca güvenlik faktörü uniform kabul edilmektedir. Diğer güvenlik faktörü tanımlarına bakıldığında, örneğin; potansiyel kayma dairesi merkezine göre moment alındığında güvenlik faktörü, karşı koyucu momentlerin, kaydırıcı momentlere oranı olarak verilmiştir. Burada kayma yüzeyi dairesel olmadığında güvenlik faktörünü bu şekilde bulmak doğru olmaz. Bazen güvenlik faktörü bir noktada hesaplanan gerilmenin, müsaade edilen gerilmeye oranı olarak da ele alınır. Bu tanımlama ile verilen güvenlik faktörleri ise bir şevde gerilme dağılımı detaylı hesaplandığı zaman kullanılmalıdır. Örnek olarak eğimli düzlemde yer alan tek bir zemin veya kaya kütleleri olsun. Kayma düzlemi, kaya mekaniğinde ek veya fay, zemin mekaniğinde bir yataklanma düzlemi ve hatta göçmenin yer aldığı dairesel bir yüzey olabilir. Kayma yüzeyindeki mevcut kayma mukavemeti stabilizeyi bozan kuvvete direnç gösterir. Blok, kayma sınırına gelmedikçe, kaydırıcı kuvvet kayma mukavemeti ile aynı olmaz. Harekete direnç gösteren kuvvet, harekete geçirici kuvvete eşit olduğunda, buna mobilize kayma mukavemeti denir. Gerçek mukavemet ile mobilize olmuş mukavemet arasındaki oran Güvenlik Sayısı olarak adlandırılır. Harekete neden olan ana kuvvet, düzlemden

aşağıya hareket eden bloğun ağırlık bileşenidir. Bu kuvvet yapı, sismik atalet yükleri ve diğer kuvvetler ile artabilir. Direnç gösteren kuvvetler ağırlık bileşeninden bulunur. Bunların en önemlisi zeminin sürtünme ve kohezyon bileşenlerine bağlıdır [11].

Güvenlik faktörünün yalnızca kayma mukavemeti parametrelerine değil aynı zamanda özel göçme mekanizmalarına da bağlı olduğunu öne sürülmüştür. Suyun etkisinin olmadığı şevin, ani su çekilmesi halinin, sızma etkisinde olan şevin, topuk kayması, derin kayma, düzlemsel kayma gösteren şevlerin hepsinin değişik güvenlik faktörü tanımlarının olması gerektiğine dikkat çekmektedir [10].

Limit denge yöntemine dayanan bütün şev stabilite analizlerinde tüm kayma yüzeyi boyunca tek bir güvenlik faktörü varsayımı yapıldığını, bunun da zeminin kayma mukavemetindeki belirsizlik ve değişimleri hesaba katılmadığı belirtmektedir. Bu nedenle zeminin kayma mukavemeti özelliklerinin fonksiyonu olan bir güvenlik faktörü eşitliği önerilmektedir [12].

Güvenlik faktörünün 1.0 olmasının, şev göçmesinin çok yakında olduğunu göstermediğini, küçük jeolojik detayların, zeminin gerilme-şekil değiştirme özelliklerinin, gerçek boşluk suyu basıncının, başlangıç gerilmelerin, diğer faktörlerin güvenlik faktörünü çok etkilediği belirtilmektedir. Buna göre her değişkenin, güvenlik faktörüne etkisinin hesaba katılması gerektiği belirtilmektedir [13].

Bir şevde en kötü durum analizi ile bulunan ve sabit varsayılan güvenlik faktörünün geoteknik tasarımlar için çok fazla güvenli tarafta olacağına işaret edilmektedir. Güvenlik faktörüne bir alternatif olarak olasılık ve istatistik yöntemlerle bulunan göçme olasılığı, zemin yapılarının güvenliğinin bulunmasında daha doğru bir yaklaşım olacaktır. Kayma mukavemetinin iki bileşeni olarak tanımlanan kohezyon (c) ve sürtünme ( $\tan\phi$ ) bileşeni için iki ayrı güvenlik faktörünün kullanılması önerilmektedir. Şevin fonksiyonel tasarımında güvenlik faktörünün rolünü iyi anlamak gerekir. İyi tanımlanmış bir rolde belirsizlikler dikkate alınmalı ve analize giren birimlerin (mukavemet parametreleri, boşluk suyu basıncı dağılımı ve

tabakalaşma) güvenilirliği bir anlamda bunda etkili olmalıdır. Şev tasarımı yapanların zemin parametreleri hakkında bilgileri ve arazi çalışmaları ne kadar az ve kalitesiz ise güvenlik faktörü de o derece yüksek olur. Bir şevde herhangi bir noktada zeminin mevcut kayma mukavemeti Mohr-Coulomb kriteri,

$$\tau_f = c + \sigma \operatorname{tg} \phi \quad (3.1)$$

şeklinde ele alınmaktadır. Burada,  $c$ , kohezyon,  $\phi$ , kayma mukavemeti açısı,  $\sigma$ , göçme yüzeyine etki eden gerilme,  $\tau_f$ , göçme anındaki kayma mukavemeti olarak tanımlanır.

Bundan sonra harekete geçmek üzere mobilize olan kayma mukavemetinin güvenlik faktörüne bölünmesi ile o şevde bulunan kayma mukavemetinin fiziksel olarak ikiye ayıramayacak olması nedeniyle kayma direncinin elde edilmesinde en çok yapılan matematiksel varsayım kohezyon ve sürtünme teriminin aynı derecede mobilize olduğudur. Dolayısıyla ele alınan zemin kütesinin bütün noktalarındaki mobilize olmuş kayma mukavemeti,

$$\tau = \frac{c}{F} + \frac{(\sigma \operatorname{tg} \phi)}{F} \quad (3.2)$$

yani,

$$\tau = \frac{\tau_f}{F} \quad (3.3)$$

eşitliği ile hesaba katılır. Burada;  $\sigma$ , normal gerilme,  $\tau$ , kayma gerilmesidir. Zemin kütesinin tüm stabilitesini elde etmek için lokal güvenlik sayısının entegrasyonu tüm denge eşitliği terimleri ile yapılır. Problemin tüm stabilitesi için eşitlik, ilk defa

$$F = \frac{\text{direnen kuvvetler}}{\text{harekete geçiren kuvvetler}} \quad (3.4)$$

şeklinde tanımlanmıştır. O günden beri de mobilize olmuş kayma mukavemeti denklemi ile birlikte lokal veya tüm stabilite eşitliklerinde kullanılmaktadır. Bu denklemde seçilen bir potansiyel kayma yüzeyi boyunca yalnızca göçmede değil aynı zamanda dengede olma durumunda da güvenlik sayısı 1.0'den büyük olmalıdır.

Bu değişik stabilite analizlerinin dayandığı temel bir noktadır. Özel olarak Şev stabilite analizlerinde bu güvenlik faktörünün 1.5’den büyük olması tercih edilir [15].

### **3.5.2. Limit denge analizi**

Şev stabilite analizinde iki ana yaklaşım vardır. Bunlardan biri limit denge yaklaşımı, diğeri ise gerilme-şekil değiştirme analizidir. Verilen Şev kesiti ve malzeme özellikleri için sonlu elemanlar tekniğindeki ilerlemelerle, deformasyonları analiz etmek ve Şevdeki güvenliği gerilme ve şekil değiştirmelerle bulmak çok zor değildir. Bu tür gelişmiş yöntemler için verilerin çok doğru olması gerekir, çünkü bu yöntemler verilerin kendi hatalarını olduğu gibi sonuçlara yansıtırlar. Bu yüzden tasarımcı, çeşitli laboratuvar deneylerinden elde edilen zemin özelliklerine fazla gvenemiyorsa, bir baraj dolgu Şev kesiti vermesi için sonlu elemanlar yöntemini kullanması anlamlı olmamaktadır.

Diğer taraftan, limit denge prensiplerine dayanan basit yöntemlerle, gerilme altında yapıların deformasyonları hesaplanamasa bile yapıların güvenliği hakkında karşılaştırmalı sonuçlar bulmak mümkün olabilmektedir. Gen Şevler için geriden yapılan hesaplardan bulunan mukavemet parametreleri laboratuvar deney sonuçlarına benzemekte bu da limit denge yaklaşımına karşı güven vermektedir.

Limit denge yaklaşımının dayandığı ana fikir, göçme olasılığı bulunan bir yüzey varsaymak ve bu yüzey boyunca göçmeye yol açacak gerilme durumunu bulmaya çalışmaktır. Bu gerilme gerçek gerilme durumu değildir. Bu gerilmenin güvenlik faktörüne bağlı belli bir oranda mobilize olan gerçek gerilmedir. Burada güvenlik faktörü mobilize kayma gerilmeleri ile göçmeye yol açacak kayma gerilmelerinin bir oranı olarak tanımlanır. Tasarımda limit denge analizi güvenlik faktörünü bulmada kullanılır. Bir Şev gtğnde güvenlik sayısı 1 kabul edilir. Göçme yüzeyi boyunca ortalama kayma direncini bulmak için bu analiz kullanılır. Limit denge analizlerinin genel ortak prensipleri şunlardır:

- Bir kayma mekanizması gereklidir. Basit olarak şevler dairesel veya düzlem kayma yüzeyleri boyunca göçtüğü varsayılır. Şartlar üniform olmadığında daha karmaşık kayma yüzeyleri bulunur ve analiz geliştirilir.
- Varsayılan kayma mekanizmasına eşdeğerde istenen kayma direnci statik olarak hesaplanır.
- Denge için hesaplanmış kayma direnci mevcut kayma mukavemeti ile kıyaslanır. Bu kıyaslama güvenlik sayısı terimleri ile yapılır.
- En düşük güvenlik sayısı deneme ile bulunur. Örneğin, kayma yüzeyinin dairesel olduğu varsayılarak kritik kayma yüzeyi için bir araştırma yapılabilir [15].

### **3.5.3. Stabilite analizi için koşullar**

Bir şev kullanılma ömrü boyunca, hesaba katılması gereken değişik göçme mekanizmalarına göre yükleme hızı ve drenaj koşullarının da birlikte düşünülmesi gerektiği farklı sızma ve yükleme durumları ile karşılaşılabılır. Şevi oluşturan zeminin geçirgenliği analiz koşulları için oldukça önemlidir. Geçirgenliği yüksek zeminlerde su çabuk drene olduğundan, yükleme sırasında zemin konsolide olma olanağı bulunduğu drenajlı koşullarda bulunan parametrelerle stabilite analizi yapılır.

Geçirgenliği düşük zeminlerde ise yükleme sırasında su drene olma olanağı bulamadığından drenajsız koşullar, birçok problemde ise her iki durum da söz konusu olabilmektedir. İnşaat ve kazı sırasında yani kısa süreli stabilite problemlerinde drenajsız koşullar geçerli olurken, uzun süreli stabilite incelemesinde drenajlı durumu ele almak gerekmektedir. Uygulamada çok farklı koşullar ile karşılaşıldığı ve bunların hepsini tek bir deney yöntemi ile kontrol etmek mümkün olmadığından, bu durumları sınıflamak kayma mukavemeti parametrelerini ona göre bulmak gerekmektedir. Faktörler zeminlerin kayma mukavemetini etkilediğinden şevde potansiyel göçme ve yapım sırasında oluşabilecek kritik durumlar ve aşamalar düşünüldüğünde stabilite problemleri, drenajsız durum, drenajlı durum, ve kısmi drenajlı durum olmak üzere üç grupta incelenebilir.

- **Drenajsız Durum;** Bir zeminin kayma mukavemeti hangi drenaj koşullarında olursa olsun efektif gerilmelere bağlıdır. Boşluk suyu hareketlerine herhangi bir sınırlama getirildiğinde suyun basıncında artışlar meydana gelir. Boşluk suyu basıncındaki herhangi bir değişiklik doğrudan efektif gerilmeleri etkiler bu da kayma mukavemetini değiştirir. Yükleme ve boşaltma sırasında drenajın oluşmadığı arazi koşullarında, toplam gerilme analizi kullanıldığı zaman, stabilite analizinde drenajsız kayma mukavemeti ile hesap yapılmalıdır.

Kil şev üzerinde inşa edilen yapının yada kazı veya dolgu işleminin oluşturduğu ek gerilme gerekli süre olmadığından, zeminde konsolidasyon olayının gerçekleşmediği yani suyun drene olamadığı duruma örnektir. Killi zeminlerdeki şevler için kısa süreli olmak üzere stabilite hesaplarında ve bu gibi şevlerde oluşan kaymaların incelenmesinde drenajsız olarak yapılan deneylerden efektif veya toplam gerilmeye göre bulunmuş mukavemet parametreleri kullanılabilir. Bu tür zeminlerde yapım sırasında konsolidasyon çok önemli olmadığından su muhtevastaki değişiklik de azdır. Hem yapım hem de göçme sırasında drenaja müsaade etmeyen hızlı oluşan durumları belirlediğinden, bu durum kısa dönem yapım veya yapım sonrası durum olarak da adlandırılır.

Şevlerin stabilitesini incelerken kullanılan kayma mukavemeti parametreleri genelde çeşitli yükleme ve drenaj şartları altında laboratuarda üç eksenli deneylerden elde edilebilirler. Analizde uygun kayma mukavemeti parametrelerini seçmek için deneylerde; zeminin doğal su muhtevasına, aşırı konsolidasyon oranına, zemin cinsine, yükleme ve yeraltı suyu koşullarına, deney tekniğine dikkat etmek gerekmektedir. Zeminlerde kırılma şartı genellikle Mohr-Coulomb ifadesi daha önce (3.1) eşitliği ile verilmişti. Bu kırılma kriterinde, zeminlerin kayma mukavemetinin olası göçme yüzeyi boyunca kaymaya karşı oluşan dirençten kaynaklandığı varsayılır. Eşitliğe bakıldığında bu direnç iki terimden oluşmaktadır, burada ( $\sigma \cdot \tan \phi$ ) terimi sürtünme direncini,  $c$  ise kohezyon direncini göstermektedir.  $\phi$ , kayma mukavemeti açısı sadece dane yüzeyleri arasındaki sürtünmeden oluşan direnci değil aynı zamanda danelerin birbirine göre hareketine engel olan kilitleme etkisini de içeren toplam direnci temsil etmektedir. Kil şevlerin drenajsız kayma mukavemeti analizlerinin toplam gerilme yaklaşımı ile yapılması halinde, (3.1) bağıntısı



kullanılmaktadır. Yukarıda bahsedilen yükleme koşullarının etkileri göz önüne alınacak olursa, buradaki  $c$ , kohezyon ve  $\phi$ , kayma mukavemeti açısı yani kayma mukavemeti parametreleri çabuk ve drenajsız deneylerden yani konsolidasyonuz - drenajsız (UU) deneylerinden elde edilen parametreler olabilir.

Zeminin yük altında sıkışması, şekil değiştirmesi, gibi ölçülebilen bütün mühendislik davranışları, zemin içinde verilen bir nokta üzerinde etkiyen toplam asal gerilmeler ile hidrostatik boşluk suyu basıncı arasındaki farka eşit olan efektif gerilmeler tarafından kontrol edilmektedir. Bu kavrama göre tamamen suya doygun bir zeminde efektif gerilme veya daneler arası gerilme [16],

$$\sigma' = \sigma - u \quad (3.5)$$

eşitliği ile verilmiştir. Zeminlerin daneli yapıya sahip olmalarından dolayı uygulanan toplam yükün belli bir kısmını daneler arası değme noktalarında oluşan gerilmeler, diğer kısmını boşluklardaki basınç karşılamaktadır. Efektif gerilme toplam gerilme ve boşluk suyu basıncı arasındaki fark alınarak hesaplanmakta ve toplam gerilmenin zemin iskeleti tarafından taşınan bileşeni olduğu kabul edilmektedir. Bu durumda Mohr - Coulomb kırılma kriteri,

$$\tau_f = c' + (\sigma - u) \tan \phi' \quad (3.6)$$

şeklini almaktadır. Kilin drenajsız kayma mukavemeti laboratuvar veya arazi deneylerinden bulunabilir, pratik de ise drenajsız kayma mukavemeti deney tipine bağlı olduğundan bu deney sonuçları dikkatle kullanılmalıdır.

**- Drenajlı Durum;** Geçirgenliği yüksek kum ve çakıl gibi zeminlerde, çoğu yükleme hızları için zemin içindeki suyun, dışarı çıkma olanağı bulacağı ve konsolidasyon olayının oldukça çabuk gelişeceği varsayılır. Birçok halde de yükün uygulanması sırasında konsolidasyon sona erer. Bu dikkate alınarak bu tür zeminlerde kayma mukavemeti parametreleri arazideki koşullara karşı gelen efektif gerilmelere göre bulunan kayma mukavemeti parametreleridir. Efektif kayma mukavemeti parametreleri çok yavaş ve boşluk suyu basıncı artışlarına imkan tanımadan yani

drenajlı durumda kayma mukavemeti parametreleri konsolidasyonlu-drenajlı (CD) deneyleri ile belirlenebildiği gibi boşluk suyu basıncı ölçülen konsolidasyonlu-drenajsız (CU) deney ile de bulunabilir.

- **Kısmen Drenajlı Durum;** Bazı yükleme durumlarında zemin cinslerine göre oluşan boşluk suyu basınçlarının kısmen sönmüldüğünü kabul etmek daha gerçekçi olabilir. Bu tip problemlerde efektif kayma mukavemeti parametreleri kullanılmaktadır. Burada geçirgenliğe bağlı olarak boşluk suyu basıncının sönmülmesinin etkisi hesaba katılır. Bu tip problemlerde konsolidasyonlu drenajsız deneylerden elde edilen parametreler kullanılmaktadır. Deneyler sırasında konsolidasyon basıncı zeminin ilk gerilme durumunu verecek şekilde seçilir ve kesme sırasında ise normal basınçlar ani su çekilmesinden doğan gerilmelere karşılık gelecek değerde seçilmelidir. Yapım sırasında su muhtevası azalan ve yükleme nedeniyle pozitif boşluk suyu basınçlarının oluştuğu kademeli yükleme durumlarında bu analizi kullanmak doğru olur [17].

### **3.6. Toplam ve Efektif Gerilme Yaklaşımı**

Şev stabilite analizi yapılacağı zaman toplam gerilmeler veya efektif gerilmelerden hangisinin kullanılacağına karar verilmesi gerekmektedir. Bu seçim genellikle şev stabilite probleminin kısa dönem veya uzun dönem olarak sınıflanmasına dayanır. Şev göçmeleri genellikle yüklemedeki değişimden dolayı oluşuyorsa ve hızlı meydana gelmiş ise kısa dönemde stabilite hesabına gereksinim vardır. Bu özellikle bir zemin kütlelerinde, yüklemedeki değişime bağlı boşluk suyu basıncı değişimi zeminin konsolidasyon süresi ile kıyaslandığında daha hızlı ise önemlidir. Eğer yüklemedeki değişim zeminin konsolidasyonu ile kıyaslandığında oldukça yavaş ise (doğal şevlerde yeraltı suyu seviyesinin değişimi), problem uzun dönem stabilite problemi olarak ele alınmalıdır. Prensip olarak toplam veya efektif gerilme yaklaşımı herhangi bir şeve uygulanabilir. Uygulamada kısa dönem problemleri için toplam gerilme analizi her zaman daha basit ve uygundur. Çünkü boşluk suyu basınçlarını tahmin etmek hala zor bir yaklaşımdır. Toplam gerilme analizi için kullanılan kayma mukavemeti parametreleri toplam gerilmelere göre bulunmuştur. Boşluk suyu basıncı

oluşumunun etkisini içeren efektif gerilme analizinde ise efektif gerilme parametreleri  $c'$  ve  $\phi'$  kullanılır. Bu konuda aşağıdaki öneriler sıralanabilir:

- Uzun dönem stabilite daha kritik gibi gözükmemektedir. Yeraltı suyu koşullarını kullanarak efektif gerilme analizi ile en iyi çözümdür.
- Kısa dönem stabilite hesabında, kazı sırasındaki boşluk suyu basıncı değerlerine gerek yoktur.
- Eğer kısa dönem stabilite isteniyorsa (geçici kazılar için) kilin drenajsız kayma mukavemeti kullanarak toplam gerilme analizi uygundur. Fakat bazen boşluk suyu basınçları kazı sırasında azalır ve hemen tekrar yükselebilir. Buda fisürlü killerde bu yöntemin daha dikkatle kullanılmasını gerektirir.
- Eğer boşluk suyu basınçları kaydediliyorsa, herhangi bir zamanda stabilite hesabı efektif gerilmeler ile yapılmalıdır. Bu sonuçlara göre temellerde ve yumuşak zeminlerin üzerindeki dolgulara kısa dönem stabilite yaklaşımı oldukça kritiktir. Doğal şevlerde çoğu göçme küçük gerilme değişikliklerine bağlı meydana gelse bile problem uzun dönem olarak ele alınmalıdır. Potansiyel göçme yüzeylerindeki mevsimlere göre değişen boşluk suyu basınçlarına ve aşınmalara bağlı kayma mukavemeti değişimleri olmaktadır. Bu nedenle doğal şevlerde efektif gerilme yaklaşımı kullanılmalıdır.

## **BÖLÜM 4.**

### **ŞEV STABİLİTESİ ANALİZ METOTLARI**

#### **4.1. Giriş**

Şevler yatayla belli bir açıda duran yer yüzeyleridir. Toprak baraj, yol şevi gibi insan yapısı olabilecekleri gibi doğal olarak da oluşabilirler. Her iki durumda da şevler yer çekimi etkisine maruzdurlar. Etkisi altında olduğu yerçekimi şevin stabilitesini bozmaya yönelik etkilerin oluşmasına yol açar. Bu etkilere, şevin stabilitesinin bozulmasına karşı koyan ise şev zemininin göçme yüzeyi boyunca oluşan kayma mukavemetidir.

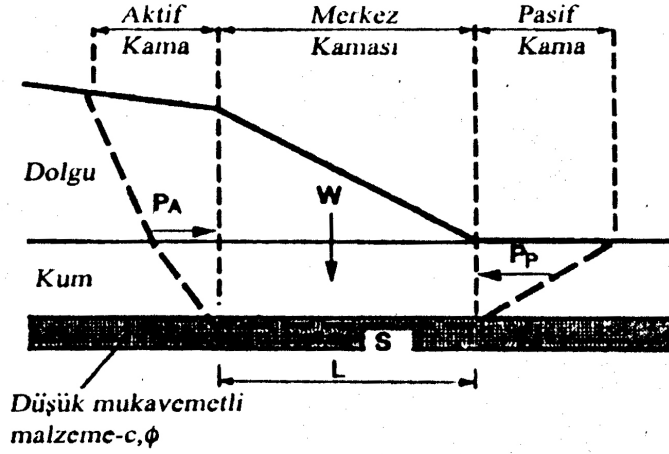
Statik halde stabilite analizi için izlenen yöntem genelde öngörülen göçme yüzeyine göre güvenlik katsayısının hesaplanmasına dayanır. Güvenlik katsayısı şevde göçmeye karşı koyan etkilerin şevi göçmeye yönelten etkilere oranıdır. Teoride şevin stabil sayılabilmesi için güvenlik katsayısı değerinin 1'den büyük olması gerekmektedir.

Statik durumda güvenlik katsayısı analizi varsayılan kayma yüzeyine göre zeminde oluşan etkilerin hesabıyla bulunan güvenlik katsayısı formülleri ile yapılabileceği gibi stabilite abakları, bilgisayarlı analiz ve deneysel modellerle de yürütülebilir.

#### **4.2. Blok Analizi**

Blok analizi dolgu zemininin taban zemininden daha mukavim olduğu durumlarda kaymaya karşı güvenlik katsayısını hesaplamak için kullanılabilir. Bu gibi hallerde dolgu zemininin kendi içinden geçen bir göçme yüzeyinden kayma durumu gibi

taban zeminin içinden geçen bir göçme yüzeyinden kayabileceği de düşünülmelidir. Zayıf zemin tabakası inceyse büyük ölçüde düzlemsel bir kayma yüzeyi oluşur. Stabilitate zayıf taban zeminine doğru kesme yapan bir kayma bloğuna göre incelenebilir [2].



Şekil 4.1 Blok analizinde ele alınan göçme yüzeyi

Kayma yüzeyine örnek Şekil 4.1' de görülebilmektedir. Analizde potansiyel kayma yüzeyi aktif, merkez ve pasif blok olmak üzere 3 kamaya bölünür. Kaymaya karşı güvenlik katsayısı yatay kuvvet dengesinden hesaplanır [2].

$$FS = \frac{P_p + c'_m L + (W - u) \operatorname{tg} \phi'_m}{P_a} \quad (4.1)$$

$P_a$  : Aktif kuvvet (kaydıran)

$P_p$  : Pasif kuvvet (kaymayı önleyici)

$L$  : Kayma yüzeyinin kil tabakası boyunca uzunluğu

$c'_m$  ve  $\phi'_m$  : Efektif ağırlığı  $(W - u)$  olan merkez bloğun tabanındaki zeminin mukavemet parametreleri.

Blok analizinde kullanılan aktif ve pasif yanal toprak basınçları aşağıdaki formülle hesaplanır [2]:

$$\sigma_{A/P} = K_{A/P} \sigma'_v \pm 2c_m \sqrt{K_{A/P}} \quad (4.2)$$

$K_A$  : Aktif toprak basıncı katsayısı

$K_P$  : Pasif toprak basıncı katsayısı

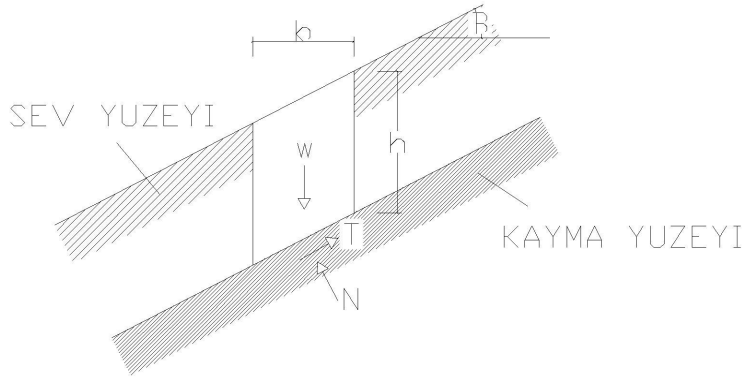
$\sigma'_v$  : Düşey efektif gerilme

$c_m$  : Mobilize olan kohezyon değeri

### 4.3. Sonsuz Şev Analizi

Analiz yöntemi göreceli olarak uzun bir yüzey boyunca devam eden ve taban zemini sürekli bir tabaka üzerinde yer alan şevler için geçerlidir [2].

#### 4.3.1. Kuru kumda sonsuz şev analizi



Şekil 4.2 Sonsuz şev dilimi

Şekil 4.2'deki dilimin ağırlığı  $W = \gamma b h$  olduğuna göre kayma yüzeyi tabanına etkileyen Normal (N) kuvvet  $W \cos \beta$ 'ya ve kaydırıcı (T) kuvveti  $W \sin \beta$ 'ya eşittir. Kayma yüzeyi boyunca mevcut sürtünme kuvvetini veren denklem ise şu şekildedir:

$$S = N \tan \phi' \quad (4.3)$$

Mevcut kuvvetin kaymaya karşı konulması için gerekli kuvvete oranı olan güvenlik

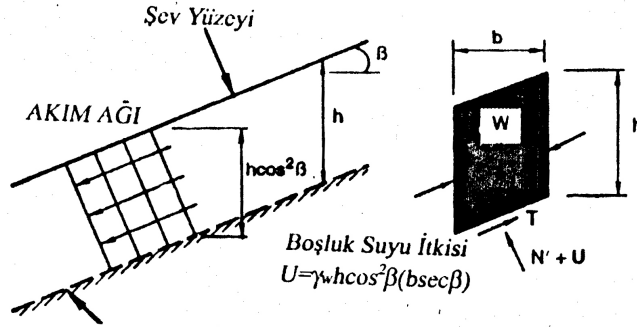
$$FS = \frac{N \operatorname{tg} \phi}{W \sin \beta} = \frac{\operatorname{tg} \phi'}{\operatorname{tg} \beta} \quad (4.4)$$

Güvenlik katsayısı şev yüksekliği ve derinliğinden bağımsız olup yalnızca zeminin kayma mukavemeti açısı  $\phi$  ve şev açısı  $\beta$ 'ya bağlıdır.  $FS = 1$  durumunda maksimum şev açısı  $\phi$  ile sınırlandırılmış olacaktır [2].

#### 4.3.2. Sızma olduğu durumda sonsuz şev analizi

Eğer sonsuz bir şevde şev yüzeyine paralel sızma varsa güvenlik katsayısı efektif normal kuvvet ( $N'$ ) ye bağlı olacaktır. Şekil 4.3'deki dilimin tabanına etkiyen boşluk suyu basıncını veren denklem aşağıdaki gibidir:

$$U = (\gamma_w h \cos^2 \beta) \frac{b}{\cos \beta} = \gamma_w b h \cos \beta \quad (4.5)$$



Şekil 4.3 Sızma durumunda sonsuz şev ve kuvvet poligonu

Kayma yüzeyi boyunca mevcut kayma gerilmeleri toplamı ( $S$ ) ye bağlı olup ifadesi aşağıdaki gibidir:

$$S = c' b \sec \beta + (N - U) \operatorname{tg} \phi' \quad (4.6)$$

Bu durumdaki güvenlik katsayısı ise:

$$FS = \frac{c' b \sec \beta + (N - U) \operatorname{tg} \phi'}{W \sin \beta} \quad (4.7)$$

Yukarıdaki denklemde

$W = \gamma_{sat} b h$  'in yerine konulmasıyla:

$$FS = \frac{c'+h(\gamma_{maks} - \gamma_u)\cos^2 \beta \operatorname{tg} \phi'}{\gamma_{sat} h \sin \beta \cos \beta} \quad (4.8a)$$

$$\gamma' = (\gamma_{sat} - \gamma_w) \quad (4.8b)$$

$c = 0$  durumunda denklem 4.8a sadeleşerek şu şekli alır:

$$FS = \frac{\gamma' \operatorname{tg} \phi'}{\gamma_{sat} \operatorname{tg} \beta} \quad (4.9)$$

Denklemden de görülebileceği gibi ayırık daneli malzeme için güvenlik katsayısı şev yüksekliği ve derinliğine bağlı değildir, ancak  $\gamma' / \gamma_{sat}$  oranından etkilenir. Bu tür bir analiz sızma çizgisinin kayma yüzeyinin m-z kadar üstünde varsayıldığı durumlar için genelleştirilebilir. Bu durumda güvenlik katsayısını veren denklem şöyledir:

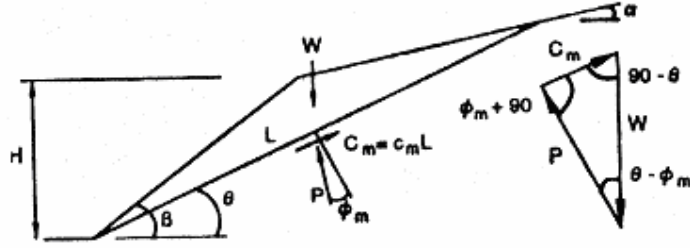
$$FS = \frac{c'+h \cos^2 \beta [(1-m)\gamma_n + m \gamma'] \operatorname{tg} \phi'}{h \sin \beta \cos \beta [(1-m)\gamma_n + m \gamma_{sat}]} \quad (4.10)$$

Denklemdaki  $\gamma_{sat}$  ve  $\gamma_n$  zeminin sızma çizgisinin üst ve altındaki suya doymun ve ıslak birim hacim ağırlıklarıdır [2].

#### 4.4. Düzlemsel Yüzey Analizi

Düzlemsel kayma yüzeyleri çoğunlukla alt zeminde üsttekine oranla daha düşük mukavemete sahip ince bir tabaka bulunduğu ortaya çıkar. Düzlemsel bir kayma yüzeyi kapalı formdaki bir denklemle incelenebilir ve çözüm kayma yüzeyi boyunca zeminin mukavemet parametreleri ve kayma yüzeyi geometrisine bağlıdır. Şekil 4.4' deki şevin güvenlik katsayısını hesaplamak için harekete geçen kayma gerilmesi  $S_m$ , ağırlık,  $W$  ve yüzeye dik reaksiyon kuvveti  $N$ 'nin hesaplanması gerekir [2].





Şekil 4.4. Düzlemsel kayma yüzeyi ve kuvvet poligonu

Geometriden faydalanarak kama ağırlığının hesabı şu şekilde yapılır:

$$L = \frac{h \sin(\beta - \alpha)}{\sin \beta \cos(\theta - \alpha)} \quad (4.11)$$

$$W = \frac{1}{2} \gamma H^2 \left[ \frac{\sin(\beta - \theta) \sin \beta - \alpha}{\sin^2 \beta \sin(\theta - \alpha)} \right] \quad (4.12)$$

$\alpha$  : şev arkasının yataya göre eğimi

Normal kuvvet ve harekete geçen kayma kuvveti denklemleri ise aşağıdaki gibidir:

$$N = \frac{1}{2} W \cos \theta \quad (4.13a)$$

$$S_m = W \sin \theta \quad (4.13b)$$

Kohezyon ve sürtünmeye göre güvenlik katsayıları  $F_c$  ve  $F_\phi$  kullanılarak harekete geçen kayma mukavemeti parametrelerini veren denklemler:

$$c_m = \frac{c}{F_c} \quad (4.14a)$$

$$tg \phi_m = \frac{tg \phi}{F_\phi} \quad (4.14b)$$

İfadeler Mohr-Coulomb kriterine göre hesaplanan harekete geçen kayma mukavemetine eşitlenirse:

$$W \sin \theta = c_m L + W \cos \theta tg \phi_m \quad (4.15a)$$

$$c_m = \frac{\gamma H^2}{2L} \left[ \frac{\sin(\beta - \theta)}{\sin \beta \sin \theta} - (\sin \theta - \cos \theta \operatorname{tg} \phi_m) \right] \quad (4.15b)$$

$$c_m = \frac{1}{2} \gamma H \left[ \frac{\sin(\beta - \theta)(\sin \theta - \cos \theta \operatorname{tg} \phi_m)}{\sin \beta} \right] \quad (4.15c)$$

$\gamma, \beta$  ve  $H$ 'in sabit olduğu varsayılarak denklemin türevi alınırsa  $\theta$ 'nın kritik değeri için şu eşitlik bulunur [2]:

$$\theta_{cru} = \frac{\beta + \phi_m}{2} \quad (4.16)$$

$c_m$ ' in kritik değeri için bulunan denklem ise:

$$c_m = \frac{1}{4} \gamma H \left[ \frac{1 - \cos(\beta - \phi_m)}{\sin \beta (\cos \phi_m)} \right] \quad (4.17)$$

Şevin kritik yüksekliği ise:

$$H_{cru} = \frac{4c}{\gamma} \left[ \frac{\sin \beta \cos \phi}{1 - \cos(\beta - \phi)} \right] \quad (4.18)$$

$c$  ve  $\phi$ 'nin aynı anda var olduğu durumlarda metot sürtünme ve koheziona göre güvenlik katsayıları eşit olacağı için aşağıdaki aşamaları takip eden bir deneme yanılma prosedürünü izler:

Sürtünme direncine karşılık gelen bir  $F_\phi$  değeri varsayılır.  $\phi_m$  değeri hesaplanır. Harekete geçen kohesif değer  $c_m$  hesaplanır.

$$F_c = \frac{c}{c_m} \quad (4.19)$$

değeri hesaplanır.

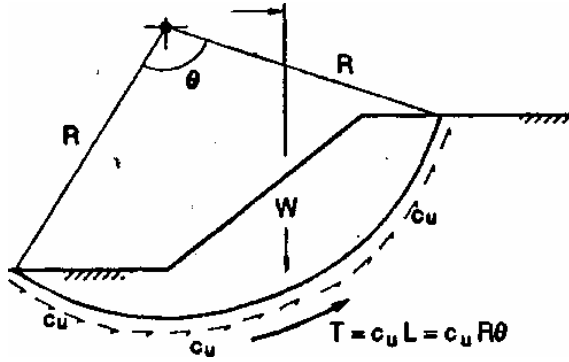
$F_c$  değeri  $F_\phi$  'ye eşit olana kadar aşamalar tekrarlanır.

#### 4.5. Dairesel Yüzey Analizi

Dairesel kayma yüzeyleri genel olarak homojen malzemeden oluşan şevlerde meydana gelir [2].

##### 4.5.1. Dairesel yay metodu ( $\phi_u = 0$ )

En basit dairesel analiz yöntemi rijit, silindirik bir bloğun merkez etrafında dönmeyle göçeceği ve kayma yüzeyi boyunca kayma mukavemetinin drenajsız mukavemetle tanımlı olduğu durumla yapılandır. Drenajsız kayma mukavemeti kullanıldığı için  $\phi$  açısının sıfır olduğu kabul edilir.



Şekil 4.5 Dairesel kayma yüzeyi

Şekil 4. 5 'deki şevin güvenlik katsayısını, yani kaydıran kuvvetlerin daire merkezine göre momentinin kaymaya karşı koyan kuvvetlerin momentine oranını veren denklem:

$$FS = \frac{c_u L R}{W_x} \quad (4.20)$$

- $c_u$  : drenajsız kayma mukavemeti
- $R$  : dairesel yüzeyin yarıçapı
- $W$  : kayan kütle ağırlığı
- $X$  : daire merkezi O ile kayan kütle ağırlık merkezi arasındaki yatay mesafe



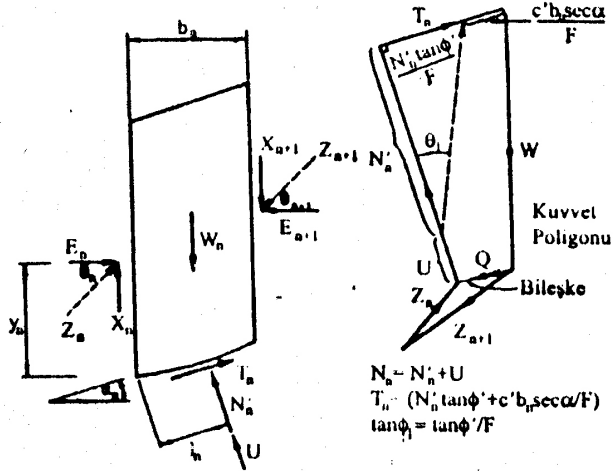
Gerçek etki noktası A, efektif ağırlık kuvvetinin kesişimi, yani ağırlık ve boşluk suyu basıncının kesişim noktasında bulunur. Normal ve sürtünme(kayma) kuvvetinin bileşkesi P sürtünme dairesi ve A noktasının teğetine paraleldir.  $C_m$  'in yönü bilindiğine göre kuvvet poligonu kapatılarak harekete geçmiş kohesif kuvvetin değeri bulunur. Nihai güvenlik katsayısı  $F; F = F_\phi = F_c$  alınarak bulunur. Çözüm aşaması genelde grafik olarak yürütülür, çözümde şu şekilde bir yol izlenir :

- Kama ağırlığı, W hesaplanır.
- Toplam boşluk suyu basıncı U nün yönü ve büyüklüğü hesaplanır.
- $C_m$ 'in etki çizgisine dik uzaklık hesaplanır.
- W ve U ' dan efektif ağırlık itkisi ve A'daki  $C_m$ 'le kesişimi hesaplanır.
- $F_\phi$  için bir değer varsayılır.
- Harekete geçen kırılma açısı değeri  $\phi_m = tg^{-1}\left(\frac{tg\phi}{F_\phi}\right)$  olarak hesaplanır.
- Yarıçapı  $R_f = R \sin \phi_m$  olan sürtünme dairesi çizilir.
- W'nin eğimi yaklaşık olarak belirtilerek ve A'dan geçirilerek kuvvet poligonu çizilir.
- Sürtünme dairesine teğet olarak P'nin yönü çizilir.
- Dairesel kayma yüzeyini birleştiren yayın eğimine göre  $C_m$ 'in yönü çizilir.
- Kapalı poligondan  $C_m$ 'in değeri bulunur.
- $C_m$ 'in değerinden  $F_c = \frac{c L_{chord}}{c_m}$  hesaplanır.
- $F_c, F_m, e$  eşit olana kadar 5. aşamadan 12.'ye kadar olan aşamalar tekrarlanır [2].

## 4.6. Dilim Metodları

### 4.6.1. Fellenius metodu

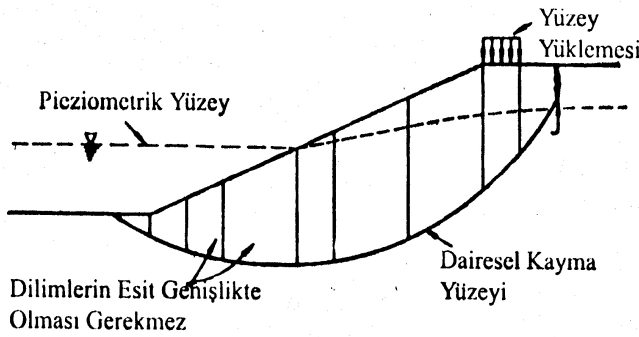
Metod da dairesel kayma yüzeyi dilimlere bölünür ve her bir dilime etkiyen kuvvetler göz önüne alınır. Herhangi bir dilimin serbest cisim diyagramı Şekil 4.7'de gösterildiği gibidir [1]:



Şekil 4.7 Tek bir dilime etkiyen kuvvetler

Dilimler arası  $X_n$ ,  $X_{n+1}$  ve  $E_n$ ,  $E_{n+1}$  kuvvetlerinin eşit ve zıt yönlerde olup birbirlerini sıfırlayacakları varsayılır. Başka bir varsayım da bir dilimin kayma yüzeyi boyunca harekete geçen kayma gerilmesi  $\tau_m$  in toplam mevcut kayma gerilmesinin aynı kesiri olacağıdır (örneğin:  $\tau_m = \frac{(c' + \phi' \operatorname{tg} \phi')}{FS}$ ). Kayma dairesinin merkezine göre moment alınarak Şekil 4.8'deki şev için güvenlik katsayısı şu şekilde bulunur:

$$FS = \frac{\sum [c' b \sec \alpha + (W \cos \alpha - u) \operatorname{tg} \phi']}{\sum W \sin \alpha} \quad (4.22)$$



Şekil 4.8 Dikey dilimlerin görüldüğü dairesel kayma yüzeyi

Denklemden  $W$  dilimin toplam ağırlığı,  $u$  dilim tabanındaki toplam boşluk suyu basıncıdır [1].

#### 4.6.2. Bishop metodu

Bishop dilimler arası kuvvetler, X ve E 'nin de hesaba katıldığı bir metod önermiştir. Matematiksel olarak doğru bir statik çözüm için kuvvet ve moment dengesi tüm dilimler için olduğu gibi her bir dilim için de sağlanmalıdır. Bazı bilinmeyen değerler olduğundan varsayımlara gidilmiş ve X kuvvetlerinin bileşke çizgisi y'nin her bir dilimin moment dengesini sağlayacak bir çizgiden geçtiği varsayılmıştır [18].

Bishop dilimler altındaki normal kuvvetin etki noktasını hesaba katmayarak başka bir bilinmeyeni elemiştir [19].

$$FS = \frac{\sum [c'b + ((W u b) + \Delta X)tg\phi'] / m_\alpha}{\sum W \sin \alpha} \quad (4.23)$$

Denklemdede:

$$\Delta X = X_n - X_{n+1}$$

$$m_\alpha = \cos \alpha \left( 1 + \frac{tg \alpha tg \phi'}{FS} \right)$$

b : Dilim genişliği

W : Dilimin toplam ağırlığı

c' : Efektif kohezyon

$\phi'$  : Efektif kayma mukavemeti açısı

u : Dilim tabanına etkileyen boşluk suyu basıncı

$\alpha$  : Dilimin tabanıyla yatay arasındaki açı

X kuvvetindeki değişim ( $\Delta X$ )'in hesaba katılması hesabı karmaşıktır ve bu yüzden birçok durumda denklemdeki  $\Delta X$  faktörü ihmal edilmektedir. Bu durumdaki analiz genelde yeterli doğruluğu sağlamaktadır [1].

**- Basitleştirilmiş Bishop Metodu;** Basitleştirilmiş Bishop metodunda dilimler arası kesme kuvvetlerinin sıfır olduğu varsayılmıştır. Bu metoda göre güvenlik katsayısı şu şekilde ortaya çıkar [20].

$$FS = \frac{\sum_{n=1}^{n=p} (c b_n + (W_n \operatorname{tg} \phi))}{\sum_{n=1}^{n=p} W_n \sin \alpha} \frac{1}{m_\alpha} \quad (4.24a)$$

$$m_{\alpha(n)} = \cos \alpha_n + \frac{\operatorname{tg} \phi \sin \alpha_n}{FS} \quad (4.24b)$$

### 4.6.3. Janbu metodu

Janbu metodunda bir etki çizgisinin olduğu varsayılır ve buna göre denge denklemleri çözülür. Sarma Janbu metodunun zahmetli bir method olmadığını çünkü son dilim için moment dengesinin sağlanmadığını belirtmiştir. Bu durum etki çizgisine tesir etmekte ancak güvenlik katsayısına önemli bir etkisi yoktur [1].

- **Basitleştirilmiş Janbu metodu;** Basitleştirilmiş Janbu metodunda dilimler arası kesme kuvvetleri sıfır kabul edilir, yatay ve dikey kuvvet eşitliği sağlanır ancak moment dengesi sağlanmaz. Denklemler şu şekilde sıralanır [21]:

Her bir dilimin tabanındaki efektif normal gerilme:

$$N' = \frac{-U_a \cos \alpha - S_m \sin \alpha + W(1 - k_v) + U_\beta \cos \beta + Q \cos \delta}{\cos \alpha} \quad (4.25)$$

Toplam yatay kuvvet denklemi:

$$\sum_{n=1}^{n=p} [F_H]_n = \sum_{n=1}^{n=p} \left[ ((N' + U_a) \sin \alpha + W k_h + U_\beta \sin \beta) + \sum_{n=1}^{n=p} Q \sin \delta - \frac{c + N' \operatorname{tg} \phi}{F} \cos \alpha \right] = 0$$

Güvenlik katsayısı:



$$FS = \frac{\sum_{N=1}^{N=P} [C + N' \operatorname{tg} \phi] \cos \alpha}{\sum_{n=1}^{n=P} A_4 + N' \sin \alpha} \quad (4.27)$$

$$A_4 = U_a \sin \alpha + Wk_h + U_\beta \sin \beta + Q \sin \delta \quad (4.28)$$

Denklemlerde:

A : Dilim tabanının yatayla yaptığı açı

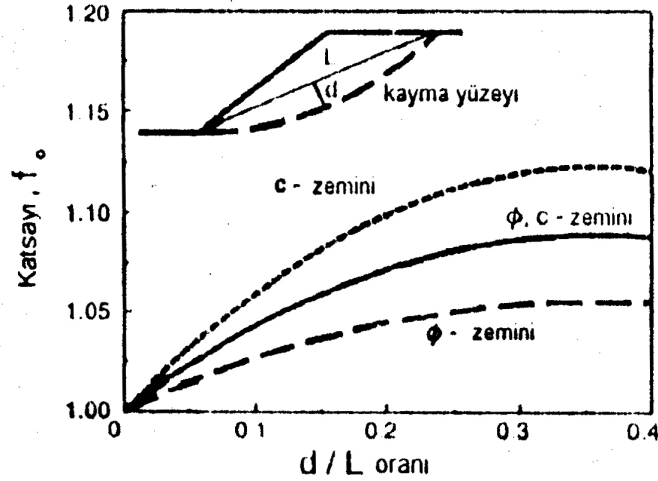
$U_\alpha$  : Boşluk suyu itkisi

$U_\beta$  : Yüzey suyu itkisi

$k_h$  : Yatay sismik katsayı

$k_v$  : Düşey sismik katsayı

Denklemlerde moment dengesi sağlanmadığı için Janbu sonradan daha karmaşık çözümler geliştirmiş ve sonradan yaptığı karşılaştırmalarla Şekil 4.9'daki abağı oluşturmuştur [21].



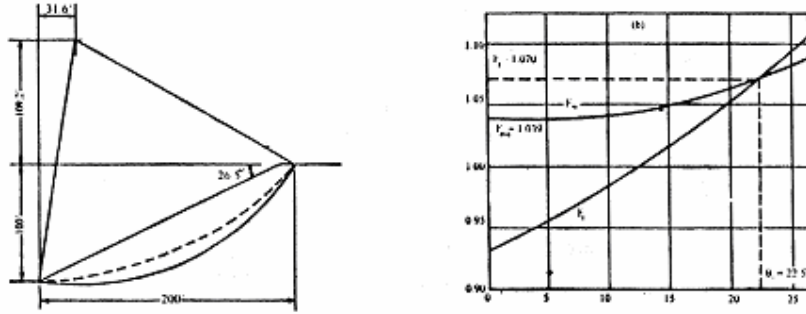
Şekil 4.9 Janbu'nun basitleştirilmiş metodu için düzeltme katsayısı

$$FS = f_o FS_{HESAPLANMIŞ}$$

#### 4.6.4. Spencer metodu

Spencer moment eşitliğinin sağlandığı, ancak kuvvet eşitliğinin sağlanmadığı bir metod geliştirmiştir. Method da dilimler arası kuvvetler  $X_n, E_n, X_{n+1}, E_{n+1}$ , göz önüne alınır. İncelenen şev H yüksekliğinde, w ortalama birim ağırlık, kohezyon ve kırılma açısı değerleri  $\gamma, c$  ve  $\phi$  değerleri olan şevdir. Şekilde  $c/FS\gamma H$  değerinin şev eğimi  $\beta, \phi_d$  ve  $r_u$  değerlerine göre değişimi görülmektedir [1].

$$\left( \phi_d = \text{tg}^{-1} \left( \frac{\text{tg} \phi}{FS} \right) \right)$$



Şekil 4. 10  $c/FS\gamma H - \beta, \phi_d$  ve  $r_u$  ilişkisi

Metotta, Spencer tarafından hazırlanan ve Şekil 4.10'da görülebilen abaklar kullanılır. Hesap aşamaları şu şekildedir:

- Verilen şev için  $c, \gamma, H, b, \phi, r_u$  değerleri belirlenir.
- Herhangi bir FS değeri varsayılır.
- $c/[F_{\text{var say.}} \gamma H]$  değeri hesaplanır.
- Hesaplanan  $c/[F_{\text{var say.}} \gamma H]$  ve şev açısı,  $\beta$  değerleriyle grafikten  $\phi_d$  değeri bulunur.
- $FS = \frac{\text{tg} \phi}{\text{tg} \phi_d}$  değerleri hesaplanır.
- Hesaplanan FS değeri varsayılanla aynı değilse yeni bir değer denenerek hesaplanan değer varsayılan değere eşit oluncaya dek hesap aşamaları tekrarlanır.

## **BÖLÜM 5.**

### **ŞEV STABİLİTESİNİN KAZIKLARLA SAĞLANMASINDA HESAP METODLARI**

#### **5.1. Giriş**

Yamaçların stabil kalmaları, stabiliteyi bozan kuvvetlere nazaran karşı koyan kuvvetlerin daha büyük olması ile mümkündür. Yapı operasyonları sonucu yamaçların stabilitesinin bozulması, genellikle bu kuvvetler dengesindeki değişikliklerden kaynaklanır. Kuvvet dengesinin bozulmasına yol açan başlıca nedenleri şöyle sayabiliriz.

- Yamaç üstünün yüklenmesi, sürşarj,
- Depremi ortaya çıkardığı yatay kuvvetler,
- Yamaçtaki çatlaklara su dolması sonucu oluşan su basınçları,
- Yamaç kütlesi içindeki suyun donması sonucu ortaya çıkan donma basınçları,
- Yeraltı suyu etkisi ile zeminin kayma mukavemeti parametrelerinde meydana gelen değişiklikler,
- Yamaç topuğunun kazılması.

Yol ve imla ve kazıları, bina temel kazıları gibi dengenin bozulması tehlikesi varsa, önlem düşünülmelidir. Bu önlemlerden birisi, yamacın, eteğine veya yamaç üstündeki belli noktalara düşey kazıkların yerleştirilmesidir. Böylece, bir yandan belirli noktalarda zemin tespit edilmekte bir yandan da kazıkların gerisinde meydana gelen kemerlenmeler nedeniyle daha geniş bir zemin kütesinin dengesi sağlanmaktadır.

Yamaç stabilitesinin iyileştirilmesinde düşey kazıkların güvenilir bir biçimde kullanılabilmesi için,

- Yamaca dik doğrultuda, kazık ara uzaklıklarının belirlenmesi,
- Kazıklara zeminden iletilen yüklerin hesaplanması,

Şev stabilitesinin kazıklarla sağlanmasında kazık-zemin sürtünmesinin şevin göçmesini önleyici kuvvetleri artırması esastır. Şevdeki kazık uygulamasında tek sıra kazık kullanılabildiği gibi özellikle geniş alana yayılan şevlerde çoklu kazık sırası da kullanılabilir.

Kazık boyunca var olan bu sürtünme kuvveti kazık aralığı, çapı gibi kazık parametrelerine bağlı olduğu gibi kayma mukavemeti açısı, kohezyon gibi zemin parametreleriyle de ilişkilidir. Genelde kazık derinliğinin lineer bir fonksiyonu olarak kabul edilen kuvvet dağılımını teorik veya deneysel metotlara dayanan formüllerle hesaplamak mümkündür.

## **5.2. Zemin İçindeki Pasif Kazıklara Gelen Yanal İtki**

### **5.2.1. Yumuşak zeminlerde kazıkların vidalama etkisi**

J. Brinch Hansen konu üzerinde tamamen teorik varsayımlara dayanan bir çalışma yapmıştır. Hansen'in önerisi kohezyonlu plastik bir kütle içine doğru hareket eden vidaya gösterilen direncin birim boy için  $P = 11.4hc$  olacaktır. Denklemde h kazık çapı, c ise kohezyon değerini temsil etmektedir. Hansen daha sonra kayma yüzeyini kesen kısa ve rijit bir vidayı analiz etmiş, vidanın dolayısıyla kazığın ileteceği kuvveti  $T = 0.414pa$  olarak hesaplamıştır. Denklemde p kazık boyunca zemin reaksiyonunu temsil eder. Vida uzunluğu olan a değerinin her bir kazık için nasıl hesaplanacağı belirtilmemiştir [23].

Tschebotarioff'un dikdörtgen kanca çubuklar üzerinde yürüttüğü model deneyine göre ise Hansen'in bulduğu

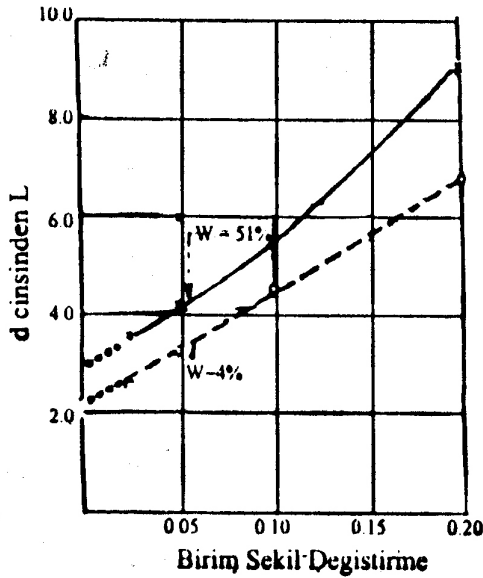
$$p = 8.4hc \quad \text{değeri,}$$

$p = 11.4hc'$  ne küçültülmelidir.

Denklemdede  $h=d$ =kanca çap veya boyudur. Daha sonra içine 153 mm uzunluğunda ve 3.2 mm çapında model ahşap kazıkların yerleştirildiği 102 mm çaplı plastik kil silindirleri üzerinde bir dizi kesme kutusu ve serbest basınç deneyi yapmıştır. Deneyde sayıları 4 ve 16 arasında değişen 4d, 6d ve 8d aralığındaki kazıklarla donatılı silindirlerin yanında kazıksız silindirler de test edilmiştir.

Deneylerde siyah, yüksek derecede sıkışabilir, tamamen yoğrulmuş ve su eklenmesiyle homojenleştirilmiş kil kullanılmıştır. Kilin likit ve plastik limitleri sırasıyla %92 ve %30 idi. Ana maddesi kireçtaşı olan kilin baz kil minerali mononorillonite idi. Kil %66 kil materyali, %22 şilt ve %12 kum ihtiva ediyordu [23].

Kazık başına gelen kayma gerilmesinin (T) birim şekil değiştirme ile ilişkisi Şekil 5.1'de gösterilmiştir.



Şekil 5.1 Serbest basınç deneyinde T kuvvetinin birim şekil değiştirme ile ilişkisi

Kesme kutusu ve serbest basınç deneylerinde değişik su muhtevalarındaki kil numunelerinde elde edilen noktalar ve Hansen'in tamamen teorik denkleminin birleştirilmesi sonucunda ise kazıktan ek olarak iletilen kayma gerilmesi;

$$T = 12.7cd^2 \quad (5.1)$$

olarak elde edilmiştir.

şeve yerleştirilen kazıklardan iletilen ek momentin formülü ise denklem ile ifade edilmektedir [23].

$$M_k = nTR \quad (5.2)$$

Denklemdede:

$M_k$  : Kazıklardan dolayı şeve iletilen ek moment

n : Silindirik kayına yüzeyine yerleştirilmiş kazık sayısı

R : Silindirik kayma yüzeyi yan çapı

### 5.2.2. İto ve Matsui metodu

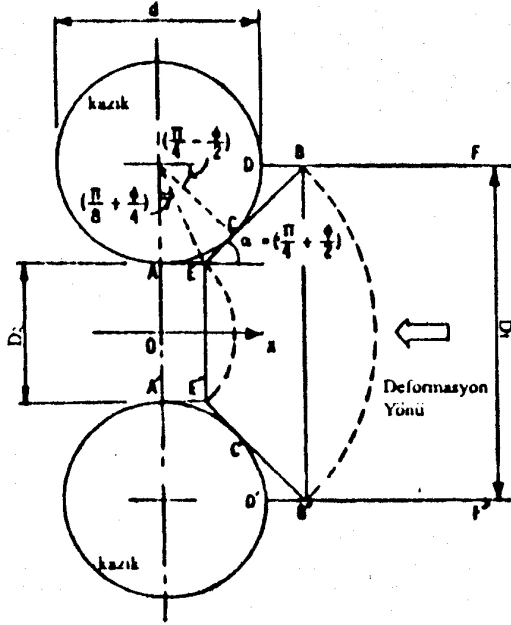
Ito ve Matsui Plastik deformasyon ve Plastik Akış teorilerine dayanarak kazıklara gelen yanal toprak basıncını hesaplamışlardır [24].

### 5.2.3. Plastik deformasyon teorisi

Plastik Deformasyon Teorisine göre yanal toprak basıncını hesaplamak için şu varsayımlar yapılmıştır. İki kazık, ACDFD'A'C'A' arasındaki şekil 5.2'deki zemin göz önüne alınmıştır [24].

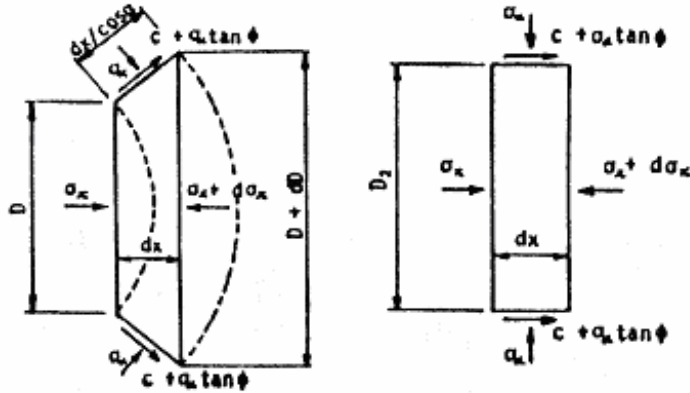
- Zemin tabakası deforme olduğunda AEB, A'E'B' çizgileri arasında 2 kayma yüzeyi oluşur. Kayma yüzeylerinde EB ve E'B' x eksenine  $(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2})$  açısını yapar.

- Zemin tabakası yalnızca kazıkların hemen etrafındaki AEBB'E'A'da plastik haldedir. Bu bölgede Mohr-Coulomb akma kriterleri uygulanır. Zemin tabakası plastik Katı olarak temsil edilir.
- Derinlik boyunca zemin tabakası düzlem şekil değiştirme konumundadır.
- AEB ve A'E'B' yüzeylerine sürtünme kuvvetleri etkisine bile AEBB'E'A'deki gerilme dağılımı yüzeylerde sürtünme kuvveti yokmuş gibidir.
- Kazıklar rijittir.



Şekil 5.2 Kazıkların hemen çevresindeki zeminin plastik deformasyonu

Deforme olan zemin elemanlarına etkiyen gerilmeler Şekil 5.3 ve Şekil 5.4'de gösterilmektedir.



Şekil 5.3 Küçük, plastik deforme olan zemin Şekil 5.4 Küçük, plastik deforme olan elemanı

Kazıklara gelen basınç deformasyon yönü boyunca sınır koşulları göz önüne alınarak AA' ve BB' düzlemleri arasındaki basınç farkı olarak hesaplanmıştır. Kazıklara gelen yanal yük denklem (5.2)' nin derinlik boyunca entegrasyonu ile hesaplanır:

$$p = cD_1 \left( \frac{D_1}{D_2} \right)^{(N_\phi^{1/2} tg \phi + N_\phi - 1)} \quad (5.3)$$

$$\begin{aligned} & \left[ \frac{1}{N_\phi tg \phi} \left\{ \exp \left( \frac{D_1 - D_2}{D_2} N_\phi tg \phi tg \left( \frac{\pi}{8} + \frac{\phi}{4} \right) \right) - 2N_\phi^{1/2} tg \phi - 1 \right\} + \frac{2tg \phi + 2N_\phi^{1/2} + N_\phi^{-1/2}}{N_\phi^{1/2} tg \phi + N_\phi - 1} \right] \\ & - c \left\{ D_1 \frac{2tg \phi + 2N_\phi^{1/2} + N_\phi^{-1/2}}{N_\phi^{1/2} tg \phi + N_\phi - 1} - 2D_2 N_\phi^{-1/2} \right\} \\ & + \frac{\gamma}{N_\phi} \left\{ D_1 \left( \frac{D_1}{D_2} \right)^{N_\phi^{1/2} tg \phi + N_\phi - 1} \exp \left( \frac{D_1 - D_2}{D_2} N_\phi tg \phi tg \left( \frac{\pi}{8} - \frac{\phi}{4} \right) \right) - D_2 \right\} \quad (5.4) \end{aligned}$$

denkleme

$$N_\phi = tg^2 \left( \frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2} \right) \quad (5.5)$$

Kohezyonsuz zeminlerde yukarıdaki denkleme (c=0) yerleştirilerek birim boya gelen toprak basıncı denklemi şu şekilde bulunur [24].

$$p = \frac{\gamma}{N_\phi} \left\{ D_1 \left( \frac{D_1}{D_2} \right)^{N_\phi^{1/2} tg \phi + N_\phi - 1} \exp \left( \frac{D_1 - D_2}{D_2} N_\phi tg \phi tg \left( \frac{\pi}{8} - \frac{\phi}{4} \right) \right) - D_2 \right\} \quad (5.6)$$

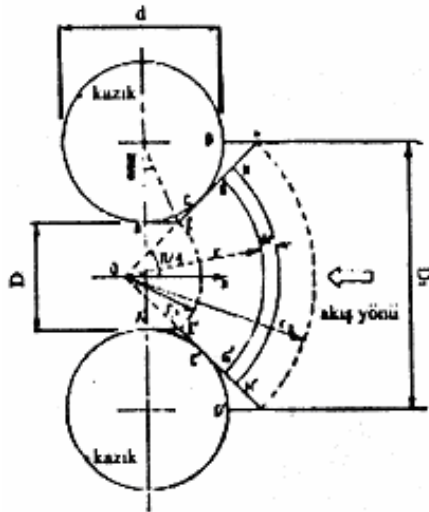
Kohezyonlu zeminlerde ise toprak basıncını veren denklem aşağıdaki gibidir ;

$$p = c \left\{ D_1 \left( 3 \log \frac{D_1}{D_2} + \frac{D_1 - D_2}{D_2} tg \frac{\pi}{8} \right) - 2(D_1 - D_2) \right\} + \gamma z(D_1 - D_2) \quad (5.7)$$

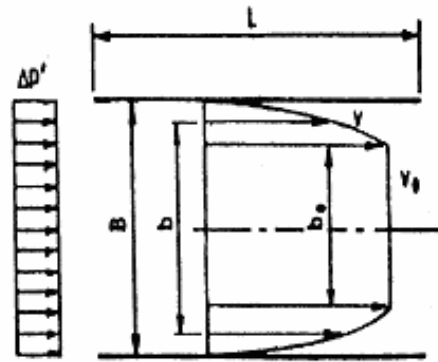


Plastik Akış Teorisi; Teoride Şekil 5.5'deki ACDFFD'C'A' kazıkları arasında akan zemin incelenmiştir. Yanal kuvveti plastik akış teorisiyle hesaplamak için yapılan varsayımlar şunlardır [24]:

- Kazıkların hemen etrafındaki AE $\overline{BB'E'A'}$  bölgesinde visko-plastik bir akış oluşur, EÜ $\overline{B'E'}$  bölgesinde akış yönü O merkezine yöneliktir. EB ve E'B' doğrulan x eksenine  $\frac{\pi}{4}$  açısı yapar.
- Zemin tabakası kararlı haldedir ve visko-plastik katı (Birgham katısı,  $\tau_y$  ve  $\eta_p$ ) olarak temsil edilir.
- Zemin tabakası derinlik doğrultusunda üniform akıştıdır.
- GH ve G''H' dilimlerine küçük kil elemanı GHH'G' tarafından belirli bir r yarıçapında iletilen kuvvet toprak basıncı ve GG' genişlikli bir kanalda oluşan visko-plastik akıştan gelen kuvvetlerin toplamı olarak bulunabilir.
- Kazıklar rijittir.



Şekil 5.5 Kazıkların hemen çevresindeki zeminde plastik akış durumu



Şekil 5.6 Düzgün tabanlı bir kanalda plastik akış durumu

Kazıklara gelen yanıl yükler kazıklar arası zemin akışının düzgün tabanlı bir boruda (Şekil 5.5 ve 5.6), üstünde bir p basıncı olan plastik akışkanın akışı gibi modellenmesiyle bulunmuştur. Visko-plastik akış teorisine göre kazığa birim boyda gelen yük [24].

$$p = \sqrt{2m\tau \left\{ \sqrt{1 + \frac{m}{2\tau_y D_2^2}} - \sqrt{1 + \frac{m}{2\tau_y D_1^2}} + \log \frac{D_1 \left( 1 + \sqrt{1 + \frac{m}{2\tau_y D_1^2}} \right)}{D_2 \left( 1 + \sqrt{1 + \frac{m}{2\tau_y D_2^2}} \right)} \right\}} + (D_1 - D_2) \left\{ \frac{(\sqrt{2} - 1)\pi^2 m}{8D_2^2} + (\sqrt{2} - 1) \sqrt{\left( \frac{\pi^2 m}{8D_2^2} \right)^2 + \frac{\pi^2 m \tau_y}{4D_2^2} + \frac{m}{D_1 D_2} + \sqrt{2}\tau_y - 2c + \gamma z} \right\} \quad (5.8)$$

Denklemdede:

$$m = \frac{16\eta_p v_1 D_1}{\pi^2} \quad (5.9)$$

$\eta_p$  : Plastik viskosite

$v_1$  : BB' yüzeyi boyunca hız

$D_1$  : Bir sıra kazığın eksenden eksene uzaklığı

İto ve Matsui metoduyla hesaplanan yanal itkinin ölçülen değerleri; iki teoriye dayanarak elde ettikleri yanal basınç formüllerinin kullanılabilirliğini Japonya'daki Katamachi, Higashitino ve Kamayama heyelan alanlarına yerleştirilen kazıklarda sensörlerle ölçülen yanal basınç değerleriyle test etmişlerdir.

Heyelan bölgelerinde çapı 300 mm ve çeper kalınlığı 60 mm olan dar çelik kazıklar kullanılmış olup bölge zemini birkaç metre kalınlığında kil tabakası ve çamur kili taşlarından oluşmaktadır. Bölge zeminiyle ilgili değerler Tablo 5.1' de verilmiştir.

Tablo-5.1.Zemin değerleri

KAZIK	KATAMACHİB	KAMIYAMA		HİGASHİTONO	
ZEMİN SABİTİ		NO.1	NO.2	NO.2	NO.3
BİRİM HACİM AĞIRILIĞI ( $t/m^3$ )	1.9	1.9	1.9	1.9	1.9
KAYMA MUK. AÇISI	2	0	0	0	0
KOHEZYON $c(t/m^2)$	0.25	0.41	0.41	0.44	0.51
AKMA GERİLMESİ $\tau_y (kg/cm^2)$	0.17-0.29	0.29-0.41	0.37-0.41	0.17-0.44	0.17-0.52
AKIŞ HIZI VE PLASTİK HIZ ÇARPIMI $v (kg/cm^2)$	$3.8*10^{-7}$ $6.1*10^1$	$3.8*10^{-7}$ $2.6*10^1$	$3.8*10^{-7}$ $2.6*10^1$	$3.8*10^{-7}$ $6*10^1$	$3.8*10^{-7}$ $5.5*10^1$

Yapılan hesaplar sonucunda elde edilen sonuçlar sensörlerle ölçülen yanal kuvvet değerleriyle uyumlu sonuçlar vermiştir. Akma gerilmesi  $\tau_y$  ve plastik viskozite  $v_p$  değerleri bölgenin zemin profili için yeterli güvenilirlikte hesaplanamadığından plastik akış teorisine göre hesaplanan değerler plastik deformasyon teorisine göre hesaplanan değerlere göre daha kaba sonuçlar vermiştir. Ancak her iki teoriyle de hesaplanan kuvvetler gerçek değerlerle uyum içindedir [24].

### 5.2.3. De Beer ve Carpentier metodu

Dee Beer ve Carpentier, Ito ve Matsui'nin ortaya attığı plastik deformasyon teorisini geliştirmişlerdir. Metoda göre kazığın birim boyuna etkiyen toprak basıncını veren denklemler şu şekildedir [25]:

$$p = \frac{\gamma z}{N_\varphi} \left( 1 + \frac{\sin \varphi}{2} N_\varphi \right) \left[ D_1 \left( \frac{D_1}{D_2} \right)^{F_1(\varphi)} e^{\frac{D_1 - D_2 F_2(\varphi)}{D_2}} - D_2 \right] \quad (5.10)$$

$$+ c \cot \varphi \left[ D_1 \frac{(D_1/D_2)^{F_1(\varphi)}}{N_\varphi} \left( 1 + \frac{\sin \varphi}{2} N_\varphi \right) e^{\frac{D_1 - D_2 F_2(\varphi)}{D_2}} - D_1 - D_2 \frac{1 + \frac{\sin \varphi}{2} N_\varphi}{N_\varphi} + D_2 \right] \quad (5.11)$$

Denkleimde:

$$F_1(\varphi) = \frac{N_\varphi}{\operatorname{tg}\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right)} (1 - \sin \varphi) \operatorname{tg} \varphi + N_\varphi (1 - \sin \varphi) - 1 \quad (5.12)$$

$$F_2(\varphi) = \frac{1 - \sin^2 \varphi}{1 + \sin^2 \varphi} \operatorname{tg} \varphi \operatorname{tg}\left(\frac{\pi}{8} + \frac{\varphi}{4}\right) \quad (5.13)$$

Kazık boyunca yanal toprak basıncı kohezyonsuz zeminler için ( $c=0$ )

$$p = \frac{\gamma z}{N_\varphi} \left(1 + \frac{\operatorname{Sin} \varphi}{2} N_\varphi\right) \left[ D_1 \left(\frac{D_1}{D_2}\right)^{F_1(\varphi)} e^{\frac{D_1 - D_2}{D_2} F_2(\varphi)} - D_2 \right] \quad (5.14)$$

kohezyonlu zeminler içinse ( $\phi = 0$ ):

$$p = c \left[ D_1 \left(2 \ln \frac{D_1}{D_2} + \frac{D_1 - D_2}{D_2} \operatorname{tg} \frac{\pi}{8}\right) - \frac{3}{2} (D_1 - D_2) \right] + (D_1 - D_2) \gamma z \quad (5.15)$$

#### 5.2.4. Visko-Plastik akışkan teorisi

Fırat tarafından önerilen teorinin kabulleri aşağıdaki gibidir [26]:

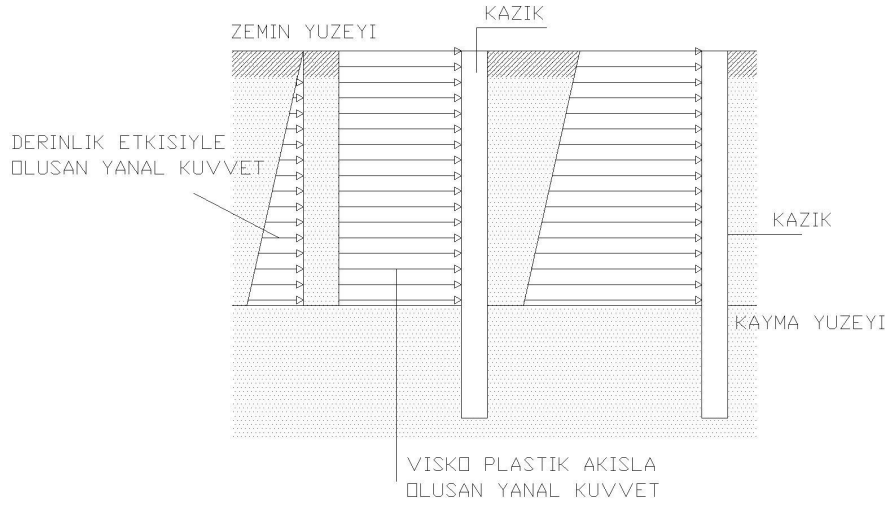
- Visko-plastik akışkan 2 boyutlu olup derinlik boyunca üniformdur.
- Kazığı geçen akışkan aynı seviyede sabit ve simetrik.
- Akışkan sıkıştırılmaz.
- Tamamen viskoz akışkan modeli kullanılmıştır.
- Zemin tabakası, akma gerilmesi  $\tau_v$  ve plastik viskozite  $\eta_p$  ile birlikte Bingham plastik model yaklaşımıyla temsil edilmiştir.
- Kazığa etkiyen kuvvet kazık gövdesine dik etkir.

Kazığın birim boyuna etkiyen toprak basıncının denklemi aşağıdaki gibidir:

$$F = \frac{2}{\text{Re}} \int \left( \eta \omega - \frac{\partial}{\partial \varepsilon} (\eta \omega) \right) \sin \theta d_\theta \quad (5.16)$$

Denklemdede:

$\omega$  : kazığın birim boyuna etkiyen yanal kuvvet d: kazığın çapıdır. Yanal kuvvetteki derinlik etkisi  $\omega = \gamma d z$  formülüyle belirtilen ek bir kuvveti visko-plastik akışkan ile oluşan yanal kuvvete eklenmesiyle hesaba katılır. Derinlikten dolayı kazığa etkiyen kuvvetin grafik olarak gösterimi Şekil 5.7'de mevcuttur [26].



Şekil 5.7 Derinlik etkisinin yanal kuvvet hesabına eklenmesi

### 5.3. Kazıklı Hal İçin Şev Stabilitesi Analizi

#### 5.3.1. Sürtünme dairesi metodu

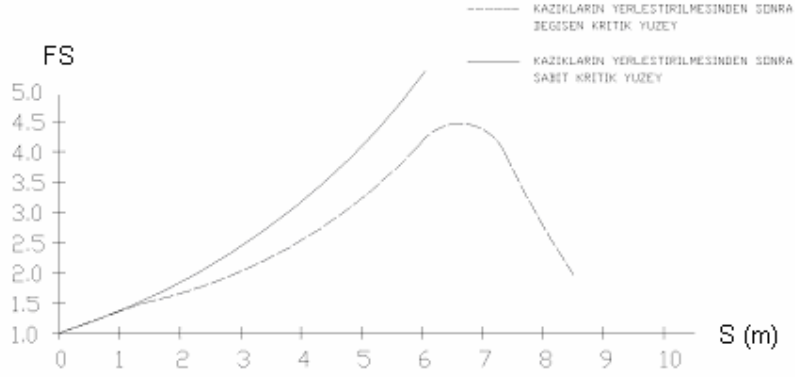
Sürtünme dairesi metoduyla yapılan analizde tepe ve topuk göçmeleri için sırasıyla şu denklemleri elde edilmiştir [27]:

$$\frac{c_a}{F_c \mathcal{H}} = \frac{E - \frac{12 F_k}{\mathcal{H}^3} \left[ \frac{\cos(CEO) H}{\sin v^2} \csc x \csc y \sin \phi + OG \right]}{6 \csc x^2 \csc y \sin \phi \left( \frac{\cos x}{\sin v} + \csc(u - v) \cos(x - v) \right)} \quad (5.17)$$



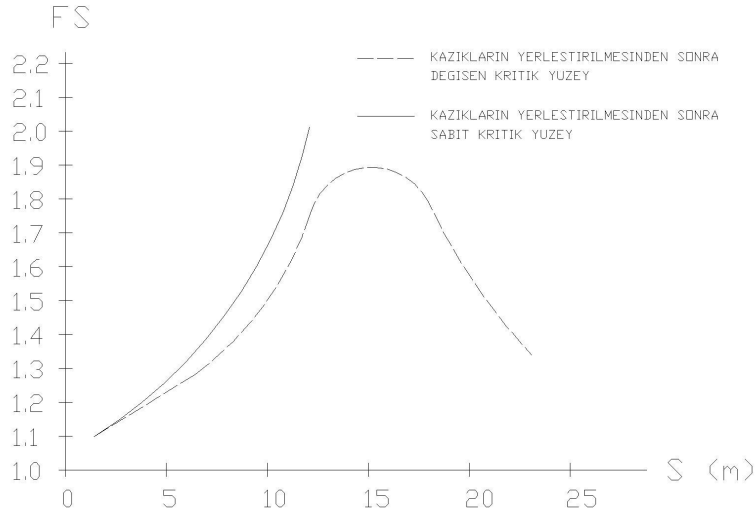
katsayısı deformasyonla ters orantılı olan şev güvenlik katsayısı  $F_c$ ' ye eşit alınmıştır [27].

Hassiotis ve diğ'nin araştırmalarında ayrıca kazık sırası yeri güvenlik katsayısı ilişkisi de elde etmişlerdir. Elde edilen kazık yeri-güvenlik katsayısı ilişkileri dik bir şev için Şekil 5.9, sığ bir şev içinse Şekil 5.10'da gösterilmiştir [27]:



Şekil 5.9 Dik bir şev için kazık sırasının yerine göre güvenlik katsayısı ilişkisi

Dik bir şev için kritik yüzey derinde kalmakta ve güvenlik katsayısı kazık sırası şev tepesine çok yakınlaşana kadar yükselmektedir. Dik bir şevde kazık sırası daha yüksek bir güvenlik katsayısının elde edilebilmesi için tepeye sığ bir şevden daha yakın konulmalıdır [27]:



Şekil 5.10 Sığ bir şev için kazık sırasının yerine göre güvenlik katsayısı ilişkisi

### 5.3.2. Shakunianz denklemi

Yapılan çalışmalarda kazıklı şev analizi metodları için yaptığı teorik ve deneysel metodların karşılaştırmasında Shakunianz denklemini güvenilirliği en yüksek metod olarak belirlenmiştir. Shakunianz denklemine göre Şekil 5.11'deki kazıklarla güçlendirilmiş bir şevin güvenlik katsayısını aşağıdaki denklem belirtmektedir [28]:

$$FS = \frac{\sum_{n=1}^p (P_n \cos \alpha_n \operatorname{tg} \phi_n + c_n l_n) \frac{\cos \phi_n}{\cos(\alpha_n - \phi_n)}}{\sum_{n=1}^p (P_n \sin \alpha_n + Q_{\zeta_n} + J_n) \frac{\cos \phi_n}{\cos(\alpha_n - \phi_n)}} \quad (5.20)$$

$$q = \sum_{n=1}^p \left[ K_z (P_n \sin \alpha_n + Q_{\zeta_n} + J_n) - (P_n \cos \alpha_n \operatorname{tg} \phi_n + c_n l_n) \right] \frac{\cos \phi_n}{\cos(\alpha_n - \phi_n)} \quad (5.20)$$

Denklemlerde:

- Q : Dilim genişliğine gelen toprak basıncı
- $P_n$  : Bir heyelan bloğunun ağırlığı(kN)
- P : Heyelan bloğunun dilimlendiği toplam parça sayısı
- $\phi_n$  : Şev topuğundaki zeminin kayma mukavemeti açısı
- $\alpha_n$  : Kayan parça topuğunun yatayla yaptığı açı  $Q_{\zeta_n} = \mu P_n$  denklemiyle belirtilen sismik etki
- $\mu$  : Bölgenin deprenselliğine göre belirlenen sismik katsayı
- $j_n = \alpha_n h_n \gamma_n \sin \beta_n$  denklemiyle belirtilen hidrodinamik basınç
- $h_n$  : Kayan bloğun suya doymun kısmının ortalama yüksekliği
- $\gamma_n$  : Suyun birim hacim ağırlığı (kN/m<sup>3</sup>)
- $\beta_n$  : Hidrodinamik basınç toplam itkisinin yatayla yaptığı açı [28].





FS : şevin kazıklı güvenlik katsayısı  
 $\theta$  : kayma dairesi tabanında, kazık kayma dairesi kesişimin de yatayla kayma dairesi arasındaki açı [29].

#### 5.3.4. Sonlu elemanlar analizi

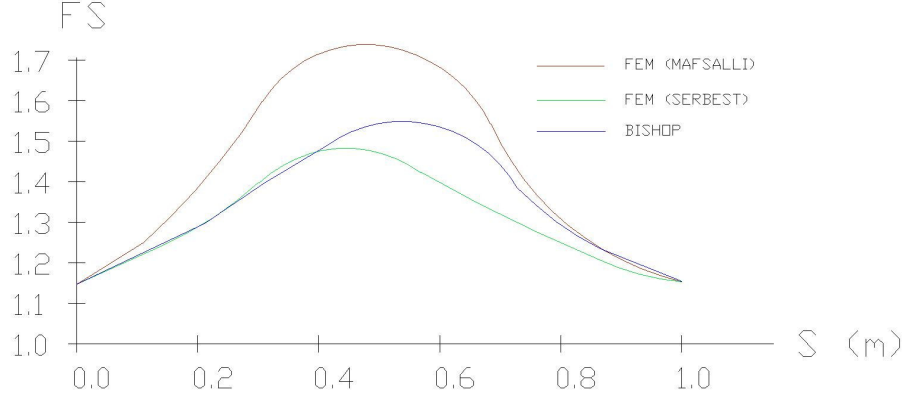
Cai ve Ugai sonlu elemanlar analizinde azaltılmış kayma mukavemeti parametrelerini esas almışlardır. Yöntemde kayma mukavemeti parametreleri azaltma katsayısı olarak F'ye bölünmektedirler [29].

$$c_f = \frac{c}{F} \quad (5.23a)$$

$$\phi_f = tg^{-1}\left(\frac{tg\phi}{F}\right) \quad (5.23b)$$

Kazıklı sonlu elemanlar analizinde kayma mukavemeti azaltma katsayısı F, 1'den küçük olduğunda şev tamamen zemin danelerinden oluşur. F, 1'e ulaşırken kazık civarındaki malzeme zeminden kazığa dönüşür. Malzeme değişirken kazık gerilmeleri sıfır kabul edilir. Daha sonra kayma mukavemeti azaltma katsayısı şev göçene kadar yükselmeye devam eder .

Cai ve Ugai'nin serbest ve mafsal h kazık başı durumunda sonlu elemanlar analiziyle ve Bishop yöntemiyle yaptığı analizde ortaya çıkan kazık yeri-güvenlik katsayısı ilişkisi Şekil 5.12'de gösterilmiştir. Bishop yönteminde ortaya çıkan kazıkların şev tepesine yaklaştıkça maksimum güvenlik katsayısı elde edilmesi durumu Ito ve diğ. (1979) ve Hassiotis ve diğ. (1997) 'nin limit denge metodlarıyla elde ettiği sonuçlarla aynıdır. Kazıklar şevin alt kısmına yerleştirildiklerinde kayan kütlelerin sığ olması sebebiyle kazıklar üstündeki basınç kazık başı mafsalı olduğunda bile pozitifdir [29].



Şekil 5.12 Çalışmasına göre kazık yeri-güvenlik katsayısı ilişkisi

#### 5.4. Kazıklara Gelen Kuvvetlerin Hesabı

Kazıklara gelen kuvvetlerin hesaplanması için, kazık ara uzaklıklarının öncelikle belirlenmesi gerekir. Kazıklarla yamaç eteğine veya yamacın uzun olması halinde, yamaç kesitine dik düzlemler içine, birbirini takip eden paralel sıralar halinde, yamaç yüzeyi üzerinde bir "kazık tarlası" meydana getirilir. Kazık tarlasının düzenlenmesinde kazık ve kazık gruplarının D genişliği öncelikle kabul edilmelidir. Yamaçta en etken kemerlenme meydana getirecek olan kazık ara uzaklıkları ( $B_m$ ) ve kazık sıraları ara uzaklıkları (X), bu değerlerin saptanabilmesi için, öncelikle muhtemel kayma yüzeyinin yeri bilinen yöntemlerle belirlenir.

Yamaçta heyelan olmuşsa, kayma yüzeyi yamaç üzerinde açılacak olan sondaj delikleri içine sarkıtılacak olan plâstik hortumların zemin hareketleri ile bükülmesi ve büküm noktalarının gözlenmesi ile bulunur.

Bu kayma yüzeyleri üzerindeki kayma güvenliği,  $G_s$  güvenlik sayısı ile önceden kabul edilir. Bu güvenliği sağlayacak olan, kazıklar ve arkalarında kemerlenmiş zemin kütlelerinin meydana getireceği perdeye kayma sonucu zeminden gelecek kuvvet hesaplanır. Kazık ve kemerlenmiş zeminin meydana getirdiği (sürekli perdenin) bu zemin kuvvetine karşı direnç göstermesi için, kazıkların kayma düzlemi altında, belli bir derinliğe kadar indirilmesi gerekir. Belli bir derinliğe kadar indirilmiş kazık perdesi belli bir kayma güvenliği sağlayacak şekilde

boyutlandırılacaktır. Bu kazık perdesinin kayma yüzeyi altındaki zeminde oluşturacağı pasif dirençle, yamacı kaydıran kuvvetler dengelenecektir. O halde kazıklara gelen  $P_k$  kuvveti:

$D$  : Kazık çapı veya kazık grubu genişliği (m)

$B_m$  : Kazık arası uzunluğu (m)

$X_m$  : Yamacın kazık tarlası ile tutulması halinde kazık perdeleri ara uzaklığı (m)

$h$  : Kayan kütlenin yüksekliğine (m)

bağlı bir değerdir.  $P_k$ 'nın hesaplanması için, bu değerlerin öncelikle belirlenmesi gerekir. Bu nedenle kazıkların, bir yamaç kesitinde ve yamaç yüzeyinde yerleri belirlendikten sonra  $P_k$  kuvveti hesaplanabilir.  $P_k$  kuvvetine karşı kazığın zeminde uyandıracığı pasif direncin, belli bir güvenlikle,  $P_k$ 'yı dengeleyebilmesi için, kayma düzlemi altındaki (L) kazık boyunun da,  $P_k$  'ya ve dolayısıyla ( $D$ ,  $B_m$ ,  $X_m$ ,  $h$ ) değerlerine bağlı olacağı anlaşılmış olur. Bu nedenle, ( $D$ ,  $B_m$ ,  $X_m$ ,  $h$ ) değerleri önceden belirlenerek,  $P_k$  değerleri hesaplanır. Burada, ( $D$ ) değeri seçilirken kazık veya kazık grubunun rijit kalması göz önünde bulundurulmalıdır. Kazık veya kazık grubunun zemin içinde eğilmesini önleyecek biçimde bir ( $D$ ) değeri seçilmelidir. Kazık ara uzunluğu,  $B_m$  olarak alınarak, zeminin en etken biçimde kemerlenmesi ve dolayısıyla perdenin sürekliliği sağlanmış olur. Bu durumda kayan zemin kütesinin birim genişliğinden perdeye gelen yükler iki boyutlu bir analizle bulunabilir. Kemerlenmiş zemin bölgesi bir sürekli kemer veya kiriş gibi çalışarak, yükleri kazıklara iletir. Kazıklara gelen yüklerin yatay bileşkesi kazık veya kazık grubunu ötelenmeye ve dönmeye zorladığından kazık önünde., bu öteleme ve dönmeye karşı koyan (pasif bir kuvvet) (direnç) meydana gelir. Bu direnci oluşturacak kazık perdesi önündeki zemin kütesinin davranışını inceleyebilmemiz için, problemi iki boyutlu bir analizle çözülebilecek bir biçime getirmemiz de pratik bir yarar vardır. Bu nedenle, kayma düzlemi altında pasif direnci uyandıracak kazık sırasının (süreklilik şartının) incelenmesi ve bu şartı sağlayacak kriterlerin belirlenmesi gerekir. Ayrıca kazık ve kazık grubu rijit bir eleman olarak kabul edildiğinden, ideal zeminler için, yanal yükler etkisindeki palplanşların davranışları ile ilgili formüller pek kullanılmamalıdır. Bu nedenle, yerinde imal edilmiş kazık grupları üzerinde yapılacak yanal yükleme deneyleri verilerinden yararlanarak, kazıkların kayma

yüzeyi altındaki (L) boyları belirlenmelidir. Yalnız, deney kazıklarının boyutlandırılması için gerekli hesap şekli, zemin mekaniğinden bilinen ilkelere uyularak belirlenmelidir. Deneysel verilere göre bulunan (L) kazık boyuna bağlı olarak önceden kabul edilen, (D, B<sub>m</sub>, X<sub>m</sub>) değerleri tekrar kontrol edilmeli, değerler arasında uyum sağlayıncaya kadar hesaplara devam edilmelidir.

Bir yamaçta heyelan olmuşsa, heyelanın önlenmesi için düzenlenecek kazık perdesine gelecek kuvvetlerin hesabı için uygulanacak yöntem ayrıdır. Bu nedenle, bir kazık perdesine gelecek kuvvetlerin bulunması iki bölümde incelenecektir;

- Heyelan etmiş yamaçlardaki kazıklara gelen kuvvetlerin hesabı.
- Kayması muhtemel yamaçlardaki kazıklara gelecek kuvvetlerin hesabı.

#### **5.4.1. Heyelan etmiş şevdeki kazıklara gelen kuvvetin hesabı**

Bir yamaçta heyelan olmuş ise, kayma yüzeyi, sondaj deliklerine yerleştirilecek plâstik hortumların, kayma yüzeyine rastlayan noktalarının kayma sonucu bükülmesi ve bu noktaların derinliğinin ölçülmesi ile saptanır (Şekil 5.13). Kayma yüzeyinin şekli belirlendikten sonra, eğrilik merkezi ile eğrilik yarıçapı geometrik olarak bulunur. Kayan kütle belli olduğundan, ve kayma yüzeyinin boyu belirlendiğine göre, kayan kütleye etkiyen kuvvetlerin limit denge; durumundan, kayma yüzeyi üzerindeki (s) kayma direnci hesaplanır. Birim genişlikteki bir zemin kütlesi için;

$$w_1e_1 - w_2e_2 = sLAB\bar{R} \quad (5.24)$$

denge denklemi yazılarak,

$$S = \frac{w_1e_1 - w_2e_2}{LAB\bar{R}} \quad (5.25)$$

hesaplanır. Düzlemsel bir kayma halinde kayan kütle için, kazık perdesinin yeri belirlendikten ve belli bir (G) güvenlik sayısı seçildikten sonra, kazık perdesinin gösterilmesi istenen direnci bulunur. Kayma düzleminin (B) ucundaki çatlak boyu ;

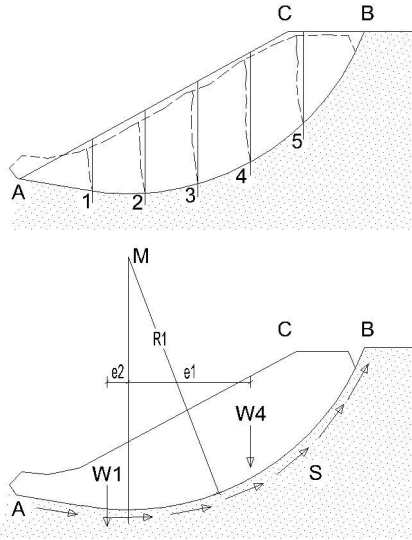
$$Z_o = \frac{2c}{\gamma} \quad (5.26)$$

formülü ile hesaplanır veya arazide gözlemlerle saptanır. Bu değer, kayma boyundan düşülerek, boyu (A', B') olarak alınır. Kayan kütle (A', B', C', D, E) dilimlere bölünerek, her bir dilime etkiyen kuvvetlerin (M) dönme merkezine göre momenti alınır (Şekil 5.14).  $G_s$  güvenlik sayısı olduğuna göre, kazık perdesinin birim boyuna gelen zemin yükü

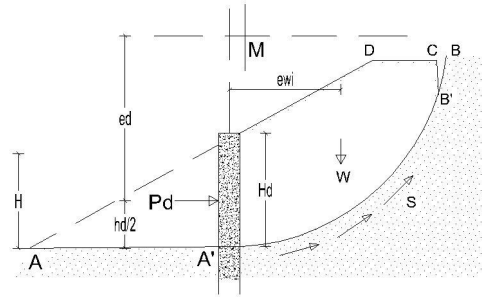
$$G_s = \left( \sum w_i e_{wi} - sLABR \right) - Ped = 0 \quad (5.27)$$

$$P_D = \frac{G_s \left( \sum w_i e_{wi} - sLABR \right)}{e_d} \quad (5.28)$$

olarak hesaplanır.



Şekil 5.13 Heyelan etmiş yamaç



Şekil 5.14 Heyelan etmiş yamaç-2

$P_D$  kuvveti :  $G_s$  güvenliğini sağlanması için kazık perdesinin göstermesi gereken direnç kuvvetidir. Kazık araları  $B_m$  ve kazık veya kazık grubu genişliği  $D$  olarak seçilerek kazıklara gelen yük;

$$p_k = p_D(B + D) \quad (5.29)$$

olarak bulunur. Yamacın muhtelif kazık perdeleri ile desteklenmesi ve kayma yüzeyinin düzlemsel olması halinde,

$$p_{Di} - S_T - T_i = 0 \text{ dan}$$

$$p_{Di} \geq S_T + T_i$$

olmalı. G güvenlik sayısı seçilirse,

$$p_{Di} = p'_{Di} \cos \beta$$

olduğundan kazık perdesi birim boyuna gelen yanal yük,

$$p_{Di} = G_S(S_{Ti} - T_i) \cos \beta \quad (5.30)$$

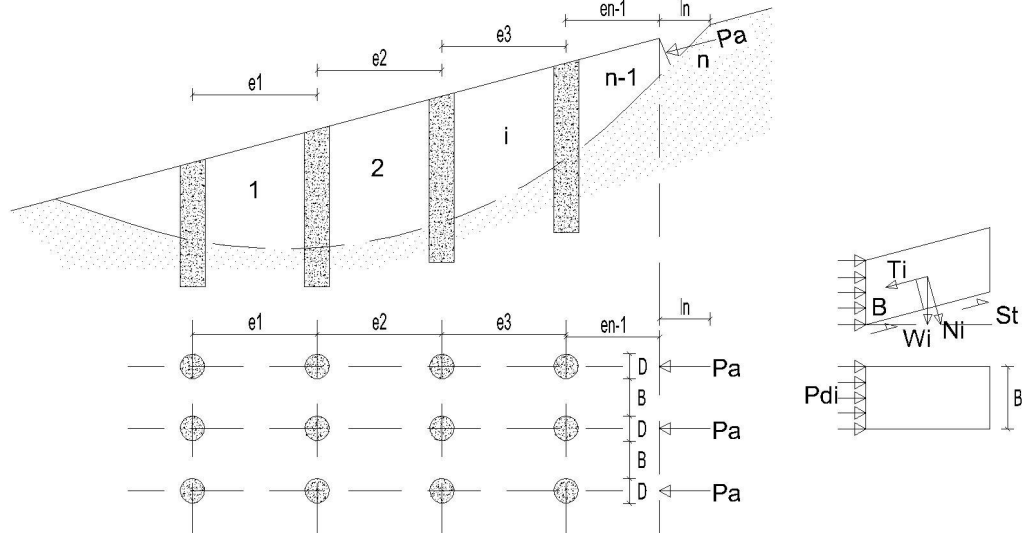
bulunur. Bir kazık yada kazık grubuna gelen yük ,

$$p_{ki} = p_{di}(B_m + D) = G_S(s_{Ti} - T_i)(B_m + D) \cos \beta \quad (5.31)$$

olarak hesaplanır. Bu yük şekilde gösterilen (1, 2, 3, n) nolu zemin kütlelerinden kazıklara gelen yükür, (n-1) nolu zemin kütlelerini destekleyecek olan kazıklara gelecek yük ise benzer biçimde ayrıca hesaplanarak,

$$p_{k_{n-1}} = G_S(S_{T_n} - T_n - P_A)(B_m + D) \cos \beta \quad (5.32)$$

olarak bulunur. Burada ( $P_A$ ), n nolu zemin kütlelerinin (n-1) nolu kütleyle etkisi olup, zemin mekaniğinden bilinen prensiplere göre hesaplanır.



Şekil 5.15 Yüzeysel kayma

Kayma yüzeyin dairesel olması halinde Şekil 5.15, kazık perdeler arasındaki, kütleler eşit aralıklı dilimlere bölünür. Dilimler arası ( $p$ ) kuvvetleri aynı doğrultuda fakat zıt yönde birbirlerine eşit kabul edildiklerinden hesaba girmezler. Burada dilimi dengede tutan kuvvetler, dilim ağırlığı ( $W$ ), zemin reaksiyonu, kohezyon, sürtünme direncinden ibarettir. Dilimlere etkiyen tüm kuvvetlerin  $M$  dönme merkezine göre momentleri alınır ve bir  $G_s$  güvenlik sayısı seçilirse,  $n$  adet dilim olduğuna göre kaymayı önleyici moment:

$$M_D = \sum_1^n RS_i a_i + p_{Di} e d_i \quad (5.33)$$

Kaydırıcı moment ise,

$$M_K = \sum_1^n e_{T_i} T_i \quad \text{olduğuna göre,}$$

Güvenlik sayısı,

$$G_s = \frac{M_D}{M_K} \quad (5.34)$$



olarak bulunur. Burada  $G_s$  seçildiğinden  $e_d$ 'de geometrik olarak bilindiğine göre, verilen ifadeden ( $P_d$ );

$$P_D = \frac{G_s \sum e_i T_i - \sum R S_i a_i}{e_{d_i}} \quad (5.35)$$

Buradan bir kazığa gelen kuvvet

$$P_K = P_D (B_m + D) \quad (5.36)$$

olarak hesaplanır.

#### 5.4.2. Kayması muhtemel yamaçlarda kazıklara gelecek kuvvetler

Bu durumda kazık perdeleri, yamaç eteğine veya yamaç kesitine dik düzlemler içinde paralel sıralar halinde yerleştirilir. Kazık perdesinin yamaç eteğine yerleştirilmesi halinde perdeye gelmesi muhtemel kuvvetler, perdenin desteklediği zemin kütlelerine etkiyen kuvvetlerin dengesi yazılarak bulunur. Bunun için, en kritik kayma yüzeyine yakın yerlerden alınacak zemin numuneleri üzerinde yapılacak deneyler yardımı ile kayma direnci parametrelerinin en düşük değerleri bulunur. Böylece bulunmuş olan  $(\gamma, c', \phi')$  değerlerine göre kayması muhtemel kütleyle etkiyecek olan kuvvetler hesaplanır. Kuvvetlerin dengesi yazılarak kazık perdesine gelmesi muhtemel ( $P_D$ ) kuvveti hesaplanır. Zeminde, yeraltı, suyunun bulunması ve yamaca dıştan gelecek etkiler de düşünülerek, ( $P_D$ ) kuvveti aşağıdaki bölümlerde anlatıldığı şekilde bulunur.

#### 5.4.3. Kuru şevlerde kazıklara gelecek yüklerin hesabı

Yamaçlarda, devamlı suyun bulunmaması ve yamaçların dış yüklerden etkilenmemesi halinde, kazık perdesinin yeri belirlendikten sonra, ( $P_D$ ) kuvvetleri aşağıda gösterildiği gibi bulunur. Bu gibi hallerde, kazık perdesinin desteklediği zemin kütlelerini dilimlere ayırılır, her bir dilimin dengesi incelenir (Şekil 5.16).

Bu yöntemde, kayma yüzeyi dairesel olarak kabul edilmiştir. Kayan kütle eşit aralıklı dilimlere bölünür. Dilimler arası (P) kuvvetleri aynı doğrultuda, fakat zıt yönde birbirleri ne eşit kabul edildiklerinden hesaba girmezler. Burada dilimi dengede tutan kuvvetler, (b) genişliğindeki dilim ağırlığı (w), zemin reaksiyonu, kohezyon, sürtünme direncinden ibarettir. Dilimlere etkiyen tüm kuvvetlerin, (M) dönme merkezine göre momentleri alınır ve  $G_s$  güvenlik sayısı seçilirse, (n) adet dilim için kaymayı önleyici moment, Şekil5.16 dan

$$M_D = \sum_1^n Rcl + \sum_1^n Rwc \cos \alpha g \phi + P_D e_d \quad (5.37)$$

kaydırıcı moment ise,

$$M_K = \sum_1^n RT = \sum_1^n Rws \sin \alpha \quad (5.38)$$

olur. Zemin reaksiyonları, (M) merkezinden geçtiğinden momentleri sıfırdır. Ayrıca dilim arası (p) kuvvetleri birbirine eşit ve zıt yönde olduklarından, (M) merkeze göre momentleri sıfırdır. Kütlelerin kaymaya karşı güvenliği;

$$G_s = \frac{M_D}{M_K} = \frac{\sum Rcl + \sum Rwc \cos \alpha g \phi + p_D e_d}{\sum Rws \sin \alpha}$$

$$G_s = \frac{\sum cl + \sum w \cos \alpha g \phi + p_D \left( \frac{e_d}{R} \right)}{\sum w \sin \alpha} \quad (5.39)$$

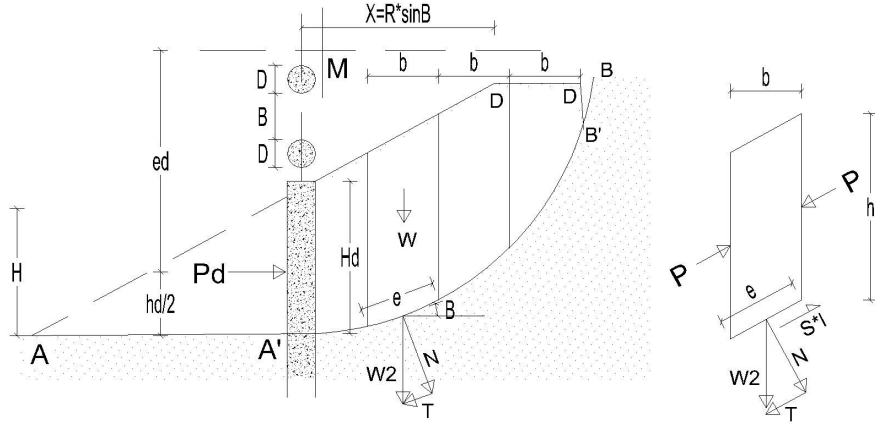
olarak yazılır. Burada,  $\left( \frac{e_d}{R} \right)$ , kayan kütlelerin geometrisinden bilindiğine göre,  $G_s$  seçilerek;

$$P_D = \frac{G_s \sum w \sin \alpha R}{e_d \left( \sum cl + tg \phi \sum \cos \phi \right)} \quad (5.40)$$

bulunur. Bir tek kazığa gelen kuvvet

$$P_K = P_D (B_m + D) \quad (5.41)$$

olarak hesaplanır.



Şekil 5.16 Kuru yamaçta kazık perdesi

#### 5.4.4. Kısmen su içinde kalan şevlerde kazıklara gelen kuvvetler

Yamaç, durgun su içine batmış bir durumda olabilir. Durgun nehir ve göl kenarındaki yamaçlar durgun su (hidrostatik su) etkisindedir. Böyle bir yamacın kaymaya karşı güvenliğinin artırılması söz konusu olabilir. Yine bilinen yöntemlerle, kritik kayma yüzeyi ile kaymaya karşı güvenliği arttıracak perdenin yeri belirlendikten sonra, perdenin destekleyeceği zemin kütesinin dengesi incelenir,. Kayması muhtemel kütle, dilimlere bölünür. Her bir dilim, su içine batmış bir bölüm ile, doygun veya kısmen doygun bir bölümden ibarettir (Şekil 5.17).

Su içindeki bir dilime etkiyen yanal hidrostatik basınçlar birbirini dengeler. Su yalnız zemini kaldıracı yönde etkir. Zemin su içindeki ağırlığı ile düşünülürse, su etkisi hesaba girmiş olur. Bu duruma göre, su içinde bulunan şevlerde



$$\sum (E_n - E_{n+1}) - \frac{1}{2} \gamma_w H^2 - P_D = 0 \quad (5.46)$$

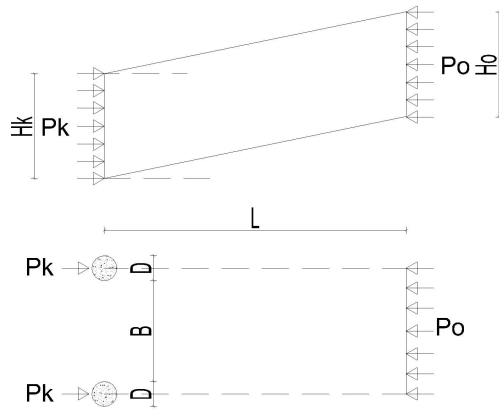
şartı sağlanmalıdır.

#### 5.4.5. Kazıkların şev üzerine yerleşmesi halinde kazıklara gelecek yükler

Yamaçların muhtelif kazık perdeleri ile desteklenmesi halinde; iki kazık sırası arasındaki zemin kütlelerinden kazık perdesine gelen yükler benzer şekilde hesaplanır, Şekil 5.18'de düzlemi kemerlenmenin başladığı düzlem olduğuna göre bu düzleme dik ortalama gerilmeler sükûnetteki zemin gerilmeleri olur.

$$p_0 = \frac{1}{2} h_o \gamma K_o \quad (5.47)$$

değerine eşittir.



Şekil 5.18 Kazık yükleri

Denge denkleminde;

$$P_K + p B h_k = p_o (B + D) h_o$$

$$h_k = \alpha h_o$$

$$P_K = \frac{1}{2} h^2 K_o \gamma D + B h_o \left( \frac{K h \gamma}{2} - \alpha p \right) \quad (5.48)$$

$B = B_m$ ,  $l = x_m$  seçilmesi halinde  $p=0$  olduğundan

$$P_{km} = \frac{1}{2} h_o^2 k_o (B + D) \gamma \quad (5.49)$$

kazıkların en etken kemerlerime doğuracak biçimde düzenlenmesi sonunda, P, kazığa gelen maksimum yüküdür. Bir yamacın muhtelif kazık sıraları ile desteklenmesi halinde yamacın kaymaya karşı ortalama güvenlik sayısı, kazık adedi (n) olduğuna göre (Şekil 5.19);

$$G_s = \frac{\sum S_i + nP_{km}}{\sum T_i} \quad (5.50)$$

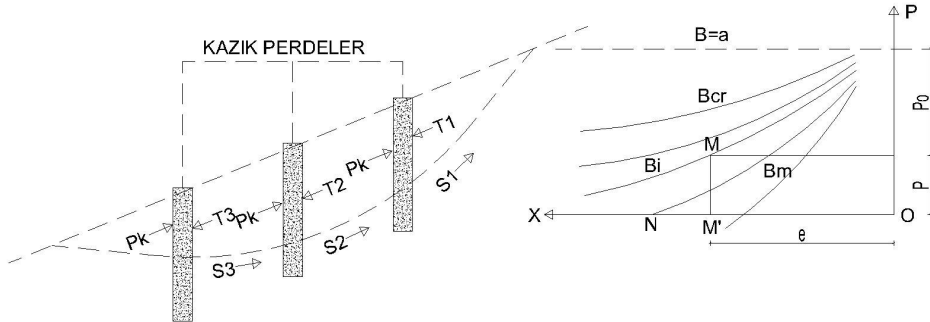
olarak bulunur. Yamacın kaymaya karşı güvenlik sayısı ile bir kazığın taşıyacağı yük P, öncelikle seçilirse, bu yamacın desteklenmesi için gerekli kazık adedi;

$$n = \frac{G_s \sum T_i - \sum S_i}{P_k} \quad (5.51)$$

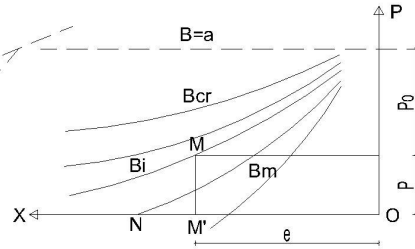
olarak hesaplanır (Şekil 5.20). Kazık adedi belirlendikten sonra;

$$P_k = \frac{1}{2} h_o^2 k_o D \gamma + Bh \left( \frac{k_o h \gamma}{2} - \alpha p \right) \quad (5.52)$$

formülünden (p) bulunur. Seçilen B genişliğine tekabül eden (p-x) eğrisi üzerinde, (p) işaretlenir. Bu noktadan (x) eksenine inilen dikmenin x eksenindeki kesim noktası M ile O arasındaki uzaklık. Kazık perdeleri ara uzaklığını verir (Şekil 5.20).



Şekil 5.19 Kazık yükleri



Şekil 5.20 x-p eğrileri ile kazık kuvveti bulunması

#### 5.4.6. Depremın kazık kuvvetine etkisi

Deprem bir yamacın ani olarak kaymasına neden olan bir etkidir. Depremın yatay ivmesi bir şevin kaymasını hızlandırır. Bir yamacın bulunduğu bölgede, yatay ivme ile yerçekimi arasındaki oran bilinmektedir. Kayan kütle, dilimlere bölündüğüne göre her bir dilime etkileyen deprem etkisi hesaplanabilir. Deprem zeminde bir titreşim meydana getirdiğinden, titreşim etkisi ile, zeminin doğal kayma direnci parametreleri de değişir. Ayrıca depremin "kemerlenmeye" etkisi de incelenerek, (B) kazık aralığı hesaplanabilir.

Deprem etkisi ile, kayan kütleın kayma hızı artacağı gibi, kayması muhtemel bir kütleın kaymaya karşı, güvenliğı de azalmış olur. Bu nedenle, bir yamacın kaymaya karşı kazık perdeleriyle, güvenliğinin artırılması söz konusu olması halinde, deprem etkilerinden kazıklara gelecek ilâve kuvvetler aşağıda belirtilen bölümlerde incelenecek ve bulunan en büyük değer kazıklara ilâve yük olarak verilecektir.

- Kayan Kütleyle Depremın Yanal Bir Kuvvet Olarak Etkimesi; Bir bölgede, bölgenin sismitesine bağlı olarak, deprem yatay ivmesi ile yerçekimi ivmesi arasındaki oranı bilinmektedir. Sismik katsayı (K) olarak tanımlanır. Bu oran bilindiğine göre kazıklarla iyileştirilmiş yamacın hesabında aşağıdaki yöntem izlenir.

Kayma yüzeyi ve kazık perdesinin yeri belirlenmiş olan yamaç şekilde görüldüğü dilimlere bölünür. Her bir dilimin ağırlığı bulunur. Her bir dilim ağırlığı (k) sismik katsayısı ile çarpılarak, her bir dilimin ağırlık merkezine etkileyen (H) deprem etkileri, (Şekil 5.21);

$$H_{Di} = kW_i \quad (5.53)$$

olarak bulunur.

Kuvvetlerin (M) merkezine göre momentleri alınarak yazılır (Şekil 5.22).

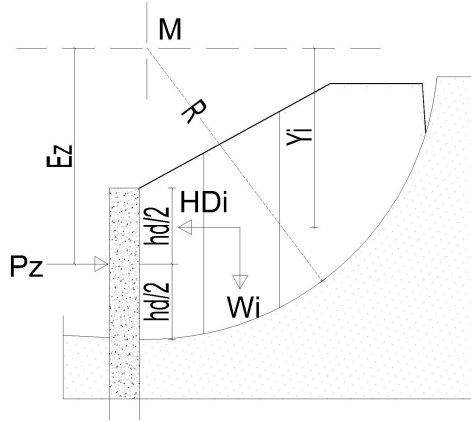
$$P_z e_z - \sum H_{Di} y_i = 0$$

$$P_z e_z - k \left( \sum w_i y_i \right) = 0$$

$$P_z = \frac{\sum w_i y_i k}{e_z} \quad (5.54)$$

kazığa gelen deprem etkisi hesaplanır.

-Deprem Etkisinin Kayma Parametrelerinde Bir Azalma Doğurması Kabulüne Göre İnceleme; Zemin numuneleri veya model deneyler üzerinde deprem etkisine benzer etkiler yaratılarak (0 , C) değerlerinin saptandığını düşünelim. Bu değerler deneylerle veya uygulamadan elde edilen tecrübelerle ilgili olarak saptanır. Bu şekilde azalmış değerlerle, hesap yapılırsa güvenlik sayısı azalacağından eski kabul edilen güvenliğin sağlanması için kazık perdesinin direncini arttırmak gerekecektir.



Şekil 5.21 Kazıklara deprem etkisi hesabı

- Deprem Etkisinin Kayma Güvenliğinin ;Arttırılarak İncelenmesi; Genel olarak deprem kaymaya karşı güvenliği azalttığına göre güvenlik sayısını öncelikle seçerken, deprem etkisini de göz önüne alarak daha büyük seçmek gerekir. Güvenlik sayısını bir miktar arttırarak hesap yapıldığı takdirde kazıkların ( $\Delta p_k$ ) kadar direncinin arttırılması zorunluluğu doğar. Güvenlik sayısının arttırılması ile ilgili bir kıstas olmadığına göre, tamamen uygulamadan gelen bir kabulle bu sayı belirlenir. Her üç inceleme sonucunda bulunacak en büyük değere göre, kazıklarda direnç artımına gidilmelidir.



## 5.5. Kazıkların Tasarımı ve Boyutlandırılması

Kazık perdelerinin, gelen kuvvetlere göre tasarımı yapılır. Kazıklar veya kazık grupları, perde düzlemi içinde kayan kütleli tutan rijit birer "Mesnet Noktası" dır. Yamaç kayması, sonsuz uzunlukta rijit bir kütleli belli bir yüzey üzerindeki kayması gibi düşünülür ve iki boyutlu bir problem olarak incelenir. Mesnet noktalarının kayan kütleli tutması için karşı bir tepki göstermesi gerekir. Kaymanın belli bir güvenlikle durması için, mesnet noktalarının "birim boydaki tepkisinin (P ) olması gerektiği gösterilmiştir.

Rijit mesnet noktalarının, zeminde en etken kemerlenmeyi uyandırabilecek biçimde düzenlendiği düşünülürse , bir mesnet noktasının göstereceği tepki (Şekil 5.22)

$$p_k = p_D(D + B_m) \quad (5.55)$$

olur.

Burada,

$B_m$  : E etken mesnet (kazık) aralığı (m)

$P_D$  : Kayan kütleli gelmesi muhtemel kuvvet veya gelen kuvvet (t/m)

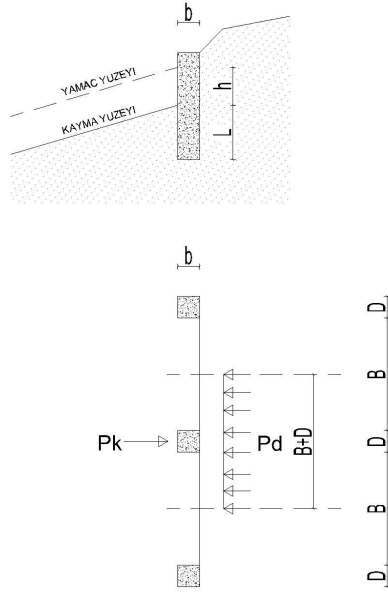
$D$  : Mesnet genişliği (m) .

$P_k$  : Bir mesnetin gösterilmesi gereken tepki

Mesnet noktaları; kayma düzlemi altında zemin kütleli içine giren düşey konsol kirişlerden meydana gelir. Bu konsol kirişler, kayan kütleli gelen yanal yüklerin etkisi ile, ötelenmeye ve dönmeye zorlanır. Bu nedenle, zeminde bu harekete karşı bir tepkinin uyanabilmesi konsol kirişin Şekil 5.22'deki kayma düzlemi altındaki (L) boyu ile, (D) ve (b) boyutlarının belli bir değerde olması gerekir. Uygulama için bu boyutların ekonomik olarak hesaplanması gerekir. En etken kemerlenmeyi oluşturacak (B) kazık ara uzaklığının bulunması için (D) genişliğinin öncelikle seçilmesi gerekir Şekil 5.22'de. D değeri seçilirken rijitliği sağlanmalıdır. Ayrıca mesnetteki kazıkların çapı ve ara uzaklıkları ile ilgili bir ön kabul yapmak gerekir. Kazık derinliği (L), (pt.) kuvvetini dengeleyecek ve kazık önünde yeterli pasif itki (direnç) uyandıracak biçimde hesaplanır. Pasif itkinin kolaylıkla ve gerçeğe yakın bir

şekilde hesaplanabilmesi için, iki boyutlu bir analiz yöntemi uygulanmalıdır. Bu nedenle kayma yüzeyi altında kazık perdenin sürekliliği sağlanmalıdır.

Kazık derinliğinin hesabından sonra, kesit etkilerine göre kazık grubunun (b) boyutu hesaplanır (Şekil 5.22). (L,b)'nin hesaplanmasında zemin mekaniğinden bilinen ilkeler uygulanır. Teorik hesaplara göre yapılan boyutlandırma, yanal yükleme deneylerine göre kontrol edilmeli ve boyutlar deney verilerine göre düzeltilmelidir.



Şekil 5.22 Kazık yükü

### 5.5.1. Kazık derinliğinin hesabı

Yanal yükler etkisindeki kazığın önündeki zeminin davranışına göre kazık derinliği hesaplanır. Bu nedenle, zemin davranışı ile ilgili genel haller öncelikle incelenecek, sonra yamaç özellikleri göz önüne alınarak, uygulanabilecek sonuçlar verilecektir. Ayrıca kazık derinliği (L) ve "pasif etkiye" bağlı olarak, kazık ara uzaklıkları ve kazık tarlasının tasarımı ile ilgili prensipler saptanacaktır.

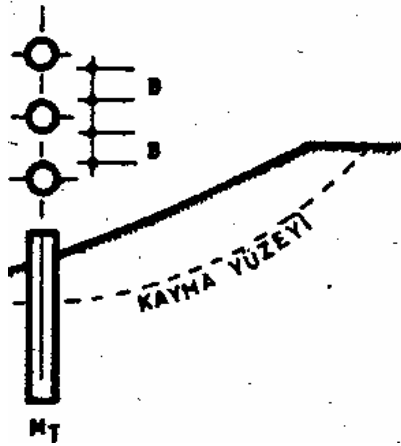
### 5.5.2. Kazık ara uzaklığı

Kayan zemin kütlelerinin desteklenmesi genellikle iki şekilde yapılır :

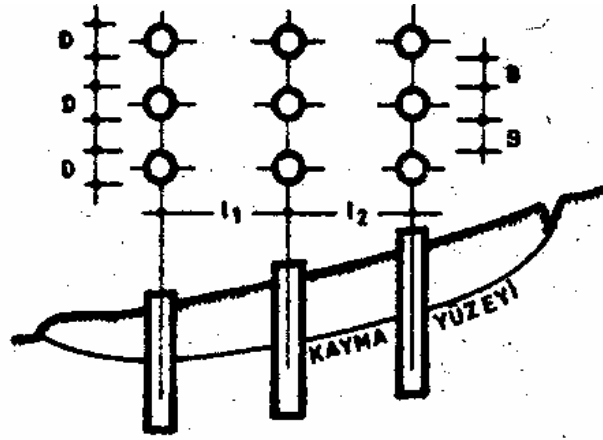
- Kayan kütle yamaç eteğinde teşkil olunarak bir sıra kazık veya kazık grupları ile desteklenir (Şekil 5.23).
- Kayan kütle yamaç yüzünde teşkil edilen kazıklar veya kazık kütleleri ile desteklenir (Şekil 5.24).

Stabilitesi bozulan zemin kütlelerinin küçük olması halinde, genellikle, yamaç eteğindeki bir sıra kazık destekleme için yeterlidir. Fakat stabilitesi bozulan kütlelerin geniş bir alana yayılması halinde, kademeli olarak bir destekleme yapılır. Yamaç yüzünde bir "kazık tarlası" oluşturulması işte bu kademeli destekleme fikrinden kaynaklanmaktadır (Şekil 5.25).

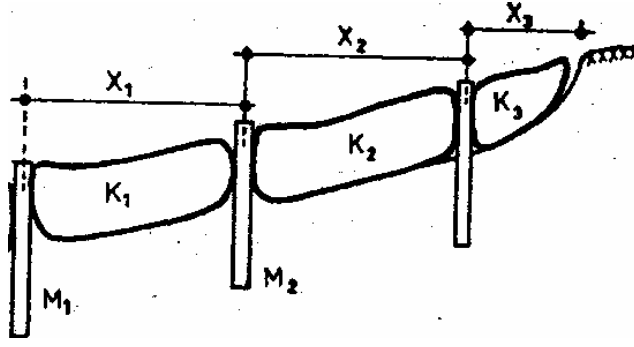
Problemi sadeleştirmek için kayma olayını, eğik bir düzlem üzerinde, rijit bir cismin kendi ağırlığı ile kayması olayına benzetebiliriz. Yamacın şev açısı küçükse kayma yüzeyi düzleme yakındır ve kayan kütle bir ötelenme hareketi yapar. Şev açısının büyük olması halinde, kayma eğrisel bir yüzey boyunca meydana gelir, hem ötelenme hem dönme olur. Kaymanın eğrisel yüzeyler boyunca meydana gelmesi hali ne de önerilen yöntem kolayca uyarlanabilir [9].



Şekil 5.23 Yamacın etekten kazıklarla desteklenmesi



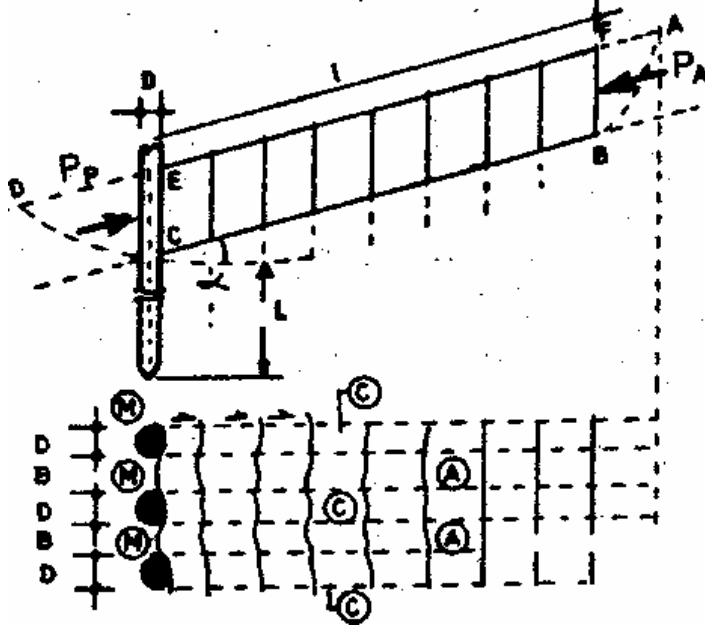
Şekil 5.24 Yamacın kendi içinde kazıklarla desteklenmesi



Şekil 5.25 Yamacın kazık tablası ile desteklenmesi

Kazıklar, planda birer rijit mesnet gibi düşünülürse mesnetler arasındaki zeminde kemerlenme hasil olacaktır. Kazık uzaklıklarının büyük olması hâlinde kemerlenme meydana gelmez. Kazıklardan en iyi bir şekilde yararlanılabilmesi için kazık ara uzaklıklarının kemerlenme meydana gelebilecek şekilde tertiplenmesi gerekir. Düzlemsel bir kayma gösteren bir yamacın, etek ve tepe kısmındaki zemin hareketleri dışında, her noktası bir ötelenme hareketi yapar. Yamaç eteğinde ve tepesindeki zemin kütlelerinin öteleme yapan kütleyle etkisi,  $P_p$ ,  $P_a$  olarak gösterilirse, bu kütle kendi ağırlığı ve bu kuvvetler etkisinde rijit bir kütle gibi kaymaya zorlanır. Bu rijit kütleleri düşey düzlemlerle dilimlere böldüğümüzü düşünelim.

Dilimleri ayıran düşey düzlemler, hareketten sonra da paralel kalır. Bu kaymayı önlemek için, kayan kütle önüne  $D$  genişliğinde ve  $B$ , aralığında  $M$  mesnetlerinin düzenlendiğini, düşünelim.  $M$  mesnetleri, kayma düzlemi altındaki zemine girmiş silindirik veya prizmatik çubuklar olsun. Bu çubukların çok rijit olduğunu ve hiç hareket etmediğini düşünürsek, hareketten sonra dilimleri ayıran düşey düzlemlerin plândaki izdüşümleri biçim değiştirerek bir kirişin elastik eğrisine benzer bir şekil alır.



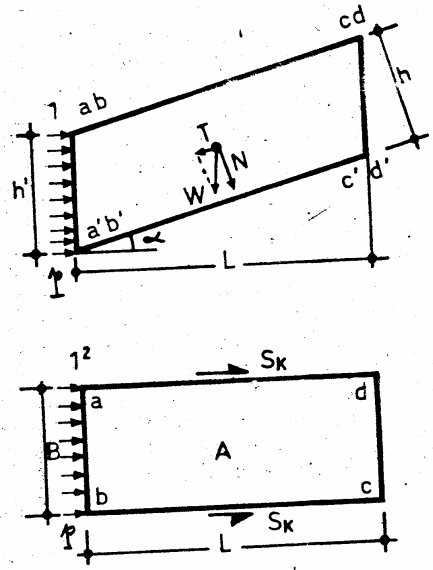
Şekil 5.26. Yamacın kayması

Şekil 5.26'da görüleceği gibi, M mesnedi arkasındaki C bölgesi içinde zemin daneleri hareketsiz kalıp, A bölgesi içindeki daneler, kayma yönünde öteleme yapar. Bu öteleme hareketine, sabit kalan C bölgesi içindeki daneler ve hareket adeti A bölgesi daneleri arasındaki sürtünme düzlemi boyunca mobilize olan kayma dirençleri karşı kopar. Bu kayma dirençleri A bölgesini ilk durumda tutmaya çalıştığı için, A bölgesi içindeki düşey düzlemlere dik olan gerilmeleri azaltır.

Buna mukabil, C bölgesi içindeki düşey düzlemlere dik gerilmeleri artırır. Başka bir deyimle, A bölgesi C bölgesine bir miktar basınç aktarır (Kemerlenme), M mesnedinin rijit olmaması halinde, eğilmesi sonucu, A bölgesindeki kemerlenmiş zemin içindeki düşey düzlemlere dik gerilmeler daha tiz olur. Burada, mesnedin D genişliğini büyük seçilerek mesnet arkasında uyanan pasif direnç etkisi ile mesnet çubuğunun eğilmeyeceği kabul edilmiştir. M mesnet çubuklarını yerinde dökme bir kazık veya kazık grubu olarak düşünelim.

Kazığın, hareketsiz kalan zemin içindeki boyunun, kazığa gelmesi muhtemel yanal kuvvetleri taşıyabilecek büyüklükte olması gerekir. Aksi takdirde, kazık rijit olsa dahi, yanal yükler etkisi ile kazığın yanal hareketi önlenemezse zeminde kemerlenmeden söz edilemez. Burada kazıklar ve kemerlenmiş zemin, C bölgesine

mesnetlenmiş hayali kemerden oluşan bir kazık-zemin dayanma yapısı olarak yamaç veya şevin stabilitesini sağlar. Şimdi konuyu daha iyi anlayabilmek için kayan kütleli sonsuz uzunlukta rijit bir cismin eğik düzlem üzerindeki kaymasına benzetelim. Bu rijit çubuğu eğik düzlem üzerindeki sürtünme kuvveti ile tutulmak istenir. Bu cismin eğik düzleme dik kesitlerindeki kayma direncini  $S_k$  ile gösterebiliriz. Sonsuz uzunluktaki bir rijit cisim o şekilde mesnetlendirilsin ki, kesidi içinde meydana gelecek kesme kuvvetleri  $S_k$  değerini geçmesin. Rijit kütleli birim hacim ağırlığı ile eğik düzlem üstündeki  $S$ , sürtünme direncin belli olduğuna göre dengeyi sağlayacak mesnet aralığını araştırabiliriz (Şekil 5.27). Genişliği  $B$  olan zemin kütlelerinin ağırlığı  $W$  olsun.  $W$ 'nin kayma düzlemine paralel ve dik bileşenleri  $T$ ,  $N$  olarak gösterilsin. Kayan kütleli  $B$  aralığına rastlayan bölümünün kayma düzlemi üzerinde doğrudan doğruya sürtünme kuvveti  $S$  olsun.



Şekil 5.27 Kazık aralığındaki yamaç

O halde kütleli hareket doğrultusunda iten kuvvet;

$$H = T - S_r \quad (5.56)$$

olur. Mesnetler zemin hareketini önleyeceği için Şekil 5.28'de gösterildiği gibi ad ve cb düzlemleri içinde kesme gerilmeleri doğacaktır. Kesme kuvvetlerinin maksimum

değerlerinin  $S_k$  olacağı düşünülerek, mesnetlerin yerleştirilmesi ile hareket önlendiğinde, kuvvet sistemleri arasında bir denge olacaktır ,

$$2S_k - H = 0 \quad (5.57)$$

H kuvveti, B ara uzaklığının bir fonksiyonu olacağından bu denklem B ye göre düzenlenir ve çözülürse, bu denklemin kökü  $B_{cr}$ , kayan kütle için desteklenmesi için düşünülen mesnetlerin en kritik aralığı olur,  $B_{cr}$  değerinden büyük B değerlerinin seçilmesi halinde, ad ve bc düzlemleri içinde (Şekil 5.27), H etkisi ile meydana gelecek kayışa gerilmeleri, kayan kütle için kayma direncini geçeceğinden ad ve bc düzlemleri içinde kırılma olup, A kütlesi B aralığında serbestçe hareket eder. O halde kaymanın önlenmesi için B değerleri daima  $B_{cr}$  değerine eşit veya küçük seçilmelidir. B değerinin küçük seçilmesi halinde ad ve bc düzlemlerinde meydana gelecek kayma gerilmeleri kayan kütle için kayma direncinden daha küçük olacağından kütle daha büyük bir güvenlikle tutulmuş olur. Görüldüğü gibi; B değerini küçültmekle, kaymaya karşı güvenlik artmakta, fakat mesnet sayısı çoğaldığından ekonomik çözüme ulaşılamamaktadır. B değerinin  $B_{cr}$  değerinden büyük seçilmesi halinde, A kütle için ad ve bc düzlemlerinde meydana gelen kırılmalardan sonra harekete devam edeceğini söyledik. Bu durumda kütle için etki eden ve hareketi doğuran kuvvet ve hareket hızı azalmış olur. A kütle için hareket ettiren kuvveti,

$$P_H = H - 2S_k \quad (5.58)$$

B değeri büyütüldükçe H büyüyeceğinden ve  $S_K$  daima sabit kalacağından  $P_H$  değeri de gittikçe büyür. Bu hareketin önlenmesi için a b a' b' düzlemine dik (Şekil 5.28) bir p basıncının etki ettiğini düşünürsek a b a' b' düzlemi içinde etki kuvveti ,

$$Q_T - B h' p \quad (5.59)$$

Hareketin  $Q_T$  gibi bir kuvvetle önlenmesi halinde,

$$Q_T = \tau S_T - 2 S_K \quad (5.60)$$

Burada p mesnet hizasında yatay gerilmeyi,  $\tau$  kayma direncini,  $Y_n$  zeminin birim hacim ağırlığını göstermek üzere,

$$Q_T = p Bh' = p Bh / \cos \alpha ,$$

$$\tau = \gamma_n BL h \sin \alpha / \cos \alpha$$

$$S_T = \tau BL / \cos \alpha$$

$$S_K = \tau Lh / \cos \alpha \text{ 'dır.}$$

Bu değerler kullanılarak yukarıdaki eşitliği yeniden düzenlenirse;

$$P = L \left( \gamma \sin \alpha - \frac{\tau}{h} \right) - \frac{2L\tau}{B} \quad (5.61)$$

elde edilir.

$$L \left( \gamma \sin \alpha - \frac{\tau}{h} \right) = m_1$$

$$2L\tau = m_2 \quad \text{konularak ifadesi}$$

$$p = m_1 - \frac{m_2}{B} \quad (5.62)$$

biçiminde yazılır ve

$$\text{limit } p_{B \rightarrow \infty} = m_1 \quad (5.63)$$

elde edilir.

Buradan görüldüğü gibi B değerinin aşırı derecede büyük olması halinde ad bc düzlemleri içinde uyanacak sürtünme kuvvetlerinin kayma hızına etkisi çok küçüktür.  $B_{cr}$  değerinden küçük bir  $B_m$  değeri için de  $p = 0$  olmaktadır. B değeri  $B_m$ ' den küçük ise p negatif çıkar, bir zemin hareketi söz konusu değildir. Böylece,

$$p = 0 \text{ için } B = B_m$$

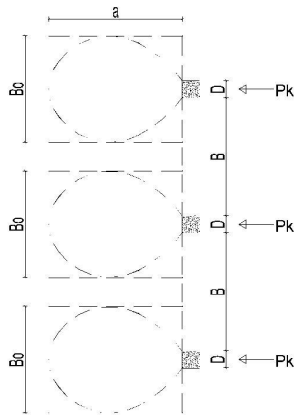
$$p > 0 \text{ için ise } B_m < B < B_{cr}$$



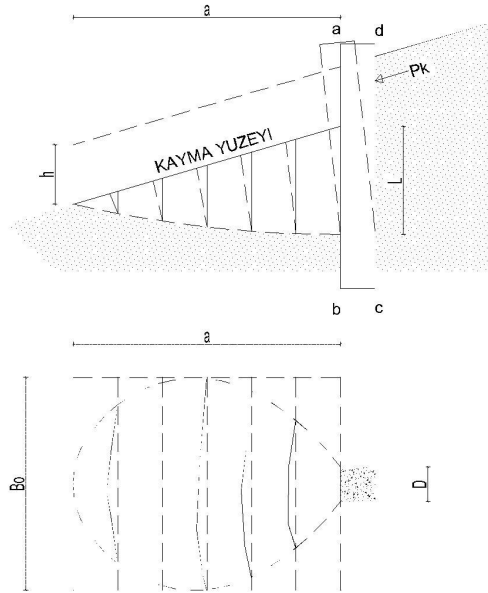
olması gerektiği görülmektedir. Sonuç olarak,  $h$  kalınlığında,  $L$  boyundaki bir kütlenin tutulması için yerleştirilecek rijit mesnetlerin en etkili aralığının  $B = B_m$  değeri olduğu görülür.

### 5.5.2. Zemin Davranışı

Kazıklardan oluşan rijit mesnet noktası önündeki zemin,  $P$ , kuvveti etkisi ile sıkışır, zemin gerilmeleri sükunetteki değerlerinden pasif değerlere doğru yükselmeye başlar. Şekil 5.28’de görülen abcd kütlesi bir miktar ötelenmiş ve bir  $M$  noktası etrafında dönmüş olacağından, zemin şekilde görüldüğü gibi deforme olur. Deformasyonun en fazla olduğu düzlem (t-t) düzlemdir. Bu düzlemden uzaklaştıkça deformasyon gittikçe azalır ve bir (S) düzleminde sıfır olur. abcd kütlesi önündeki düzlemlerde deformasyonların sıfır olduğu noktaları birleştirirsek, Şekil 5.29’da görüldüğü gibi, ( $P_k$ ) kuvvetlerine karşı direnen ( $L$ ,  $a_o$ ,  $B_a$ ) boyutlarındaki bir hacim içine giren eğrisel yüzeyli bir kütle elde edilir. Teorik olarak, ( $P_k$ ) kuvvetine karşı zeminin direncini bulabilmemiz için, bu kütlelenin biçimini bilmemiz gerekir. Bugüne kadar bu cismin geometrik biçimi teorik olarak hesaplanamamıştır. Ancak pratik çözümler için deneysel bazı sonuçlara dayanan kabuller yapılabilir.



Şekil 5.28 Pasif etkiler



Şekil 5.29 Kazık önü direnci

P, kuvveti etkisi ile, bu cisminin yüzeyi üzerinde sürtünme kuvvetleri uyanır. Uyanan bu kuvvetler, bu kütleyi eğrisel yüzeyi üzerine kaydırarak, koparmaya çalışır. Kaymaya zorlanan bu cismin biçimi bilinmiş olsa idi, kayma yüzeyi üzerinde uyanan kayma kuvvetleri, cismin kütle ağırlığı, ve P, kuvveti arasında bir denge denklemi yazmak mümkün olabilirdi. Ancak kaydırılmaya zorlanan cismin direncinin kütle ağırlığı ile, orantılı olacağı söylenebilir. Bu cismin hacmine yakın geometrik olarak tarif edebileceğimiz bir cisim, eşdeğer bir direnç gösterilebilir. Bu cismin Şekil 5.30'da ( $\alpha$ ) açısı ile kapanan düzgün bir kayma düzlemi olduğu kabul edilir. Bu cisim (aa', bb', MN) prizması ile (M, a', b', A') ve (N, a, b, A) piramitlerinden meydana gelir. O halde, bu .durumda (abcd) kütlesi önünde uyanan direnç, bu prizmanın ve iki adet piramidin uyandıracığı dirençlerin toplamı olur. Prizmanın göstereceği direnç, (D) genişliğindeki bir zemin kütlelerinin (b, b1, M, N) kayma düzlemi üzerindeki kaymaya zorlanması sonucu meydana gelen dirençtir. Bu da (D) genişliğinde ve (L) yüksekliğindeki bir alana rastlayan zemin kütlelerinin pasif etkisidir. Bu direnç bilinen yöntemlerle hesaplanır. Bulunan bu değer ( $V_1$ ) hacmindeki zemin prizmasının direnci olacağına göre, bir prizma ve iki piramitten oluşan ( $V_1+2V_2$ ) hacmindeki zemin kütlelerinin direnci

$$P_p = \bar{P}_p \frac{v_1 + 2v_2}{v_1} = \bar{P}_p n \quad (5.64)$$

olarak yazılabilir. Burada ( $\bar{p}_p$ ), D genişliğindeki prizmanın göstereceği pasif direnç,

$$\bar{p}_p = p_{p1} D \quad (5.65)$$

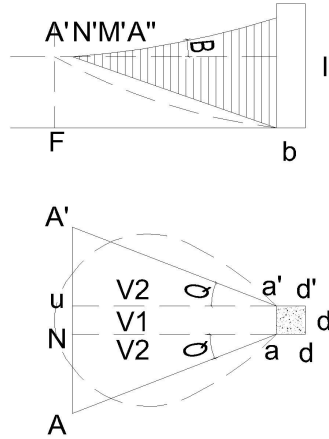
olarak yazılır. Formüldeki ( $\bar{p}_p$ ), birim genişlikteki ve (L) yükseklikteki zemin kütlelerinin pasif etkisidir. Zemin özellikleri ( $\gamma, \phi, c$ ) olduğuna göre zemin mekaniğinden bilinen yöntemlerle ( $\bar{p}_p$ ) hesaplanabilir. A b c d mesnet kütlelerinin önünde uyanan toplam direnci hesaplamak için (n) değerini bulmamız gerekir. Bu değer yamaç düzlemi açısının ( $\beta = 0$ ) olması halinde ( $V_1, V_2$ ) hacimleri arasındaki ilişki yazılarak;

$$n = 1 + \frac{2L}{3D} \quad (5.66)$$

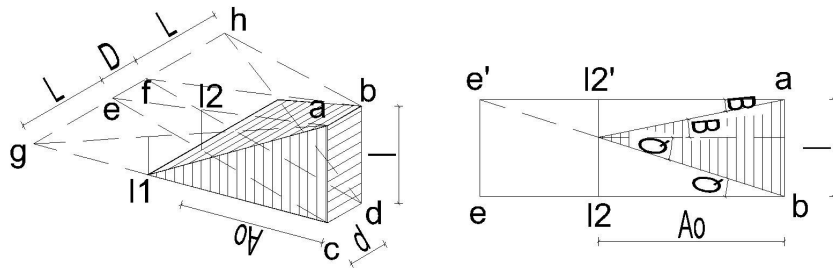
olarak bulunur (Şekil 5.30). Yamacın veya şevin yatayla  $\beta$  açısı yapması halinde de, pasif itki aynı düşünce ile bulunur, ve (n) yamacın ( $\beta$ ) beta açısına bağlı olarak hesaplanır. Bu durumda (n) değeri yine Şekil 5.31’de gösterildiği gibi (a b c d j K) ile (a b j L) ve (M K c d) kütlelerinin ( $V_1, 2V_2$ ) hacimleri arasındaki bağıntılar bulunur.

Geometrik bağıntısı yazılarak,

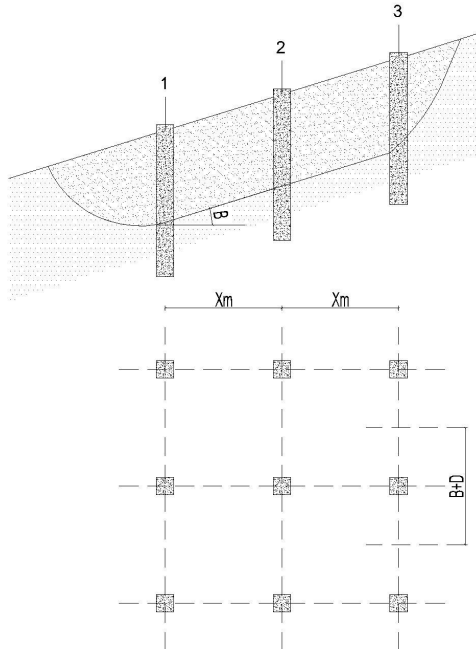
$$n = 1 + \frac{2L \tan \theta}{3D \tan \theta + \tan \beta} \quad (5.67)$$



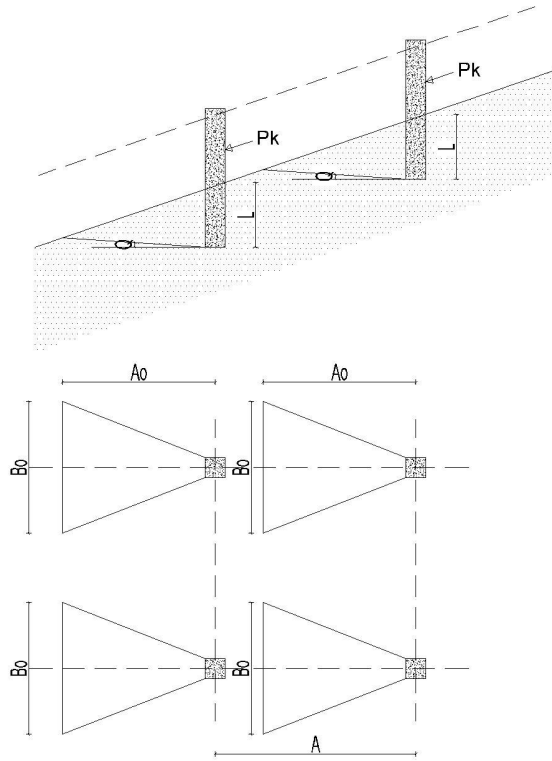
Şekil 5.30 Direnç hacmi



Şekil 5.31 Eğimli düzlem altında kazık grubu önündeki direnç cisminin eşdeğer perde için katsayısının, geometrik bağıntılarla bulunması



Şekil 5.32 Kazık Tarlası Düzenlemesi



Şekil 5.33 Kazık Tarlası Düzenlemesi

değeri elde edilir. Burada zemin mekaniği ilkelerine göre

$$\theta = 45 + \frac{\phi}{2} \text{ 'dir.}$$

Kabul edilen bir (L) kazık derinliğine tekabül eden pasif itkinin hesabı üç boyutlu bir problemden, iki boyutlu bir probleme indirgenmiş olur. Kazık perdesinin sürekliliğinin sağlanması koşulu ile  $n = 1$  alınarak hesaplar yapılabileceğinden,  $P_K$  kuvvetini dengeleyen ( $P_P$ ) direncini doğuracak bir (L) kazık derinliği bulmak mümkündür (Şekil 5.32).

Pasif itkinin uyandığı zemin kütlesi içinde, gerilme durumu, "kazık tarlası biçimindeki" düzenlemelerde, diğer kazık sıraları tarafından bozulmamalıdır. Teorik hesaplarda kabul edilen şartlar uygulamada aynen gerçekleştirilmelidir. Bu nedenle kazıkların yamaç üzerine dağılımları yapılırken pasif etkinin uyandığı zemin hacminin boyutları göz önüne alınarak, öncelikle belirlenmiş olan ara uzaklıkları ( $B_m, X_m$ ) değiştirilmelidir. Öncelikle seçilen ( $B_m, X_m$ ) in değiştirilmeleri istenmez ise, kazık derinliği ve pasif itki bu düzenlemeye göre tekrar hesaplanmalıdır. O halde ( $P_K$ ) kuvvetine göre yaklaşık bir (L) derinliğinin bulunması, kazıkların yamaç üzerine dağılımlarının belirlenmesinde bir ön şart olarak kabul edilmelidir (Şekil 5.33).

## **BÖLÜM 6.**

### **SONLU ELEMANLAR YÖNTEMİ İLE ŞEV ANALİZİ**

Şevlerin stabilitesini de kullanılan kazıklara deprem etkisini incelemek amacıyla plaxis programı kullanılmıştır. Bu program zemin mekaniği problemleri ve çözümlerini sonlu elemanlar metodu kullanarak çözümlenmektedir. Program kullanılarak şevlerin stabilitesinin kazıklarla iyileştirilmesi ve bu kazıklara etkileyen deprem etkisi incelenmiştir. Plaxis programı kısaca üç ana başlık altında toplanmaktadır.

Birinci olarak “Input” bu programın giriş kısmı yani tüm verilerin oluşturulduğu zemin özelliklerinin, değerlerinin girildiği ve modellenmenin oluşturulduğu kısımdır.

İkinci “Calculations” kısmında hesap çözümlerinin yapıldığı kısımdır. Burada girilen tüm zemin özellikleri ve kazık özelliklerinin değerlendirilmesi ve oluşturulan modelin tüm yer değiştirme değerlerinin elde edildiği ve çözümün doğruluğunun oluşturulduğu kısımdır.

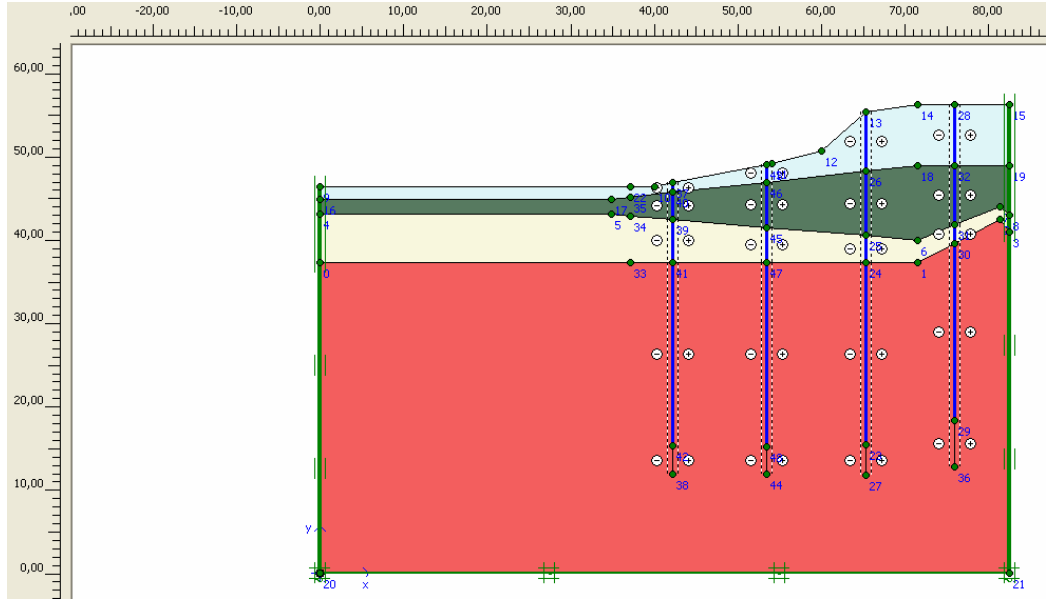
Üçüncü kısım olan “Output” bölümünde tüm verilerin diyagramlarının çıkarıldığı kısımdır. Burada elde edilen tüm veriler tablolar ve diyagramlar şeklinde verilir.

Bu program yardımı ile iki farklı yerde bulunan şevlerin vaka analizi yapılmıştır. Birincisi Reese ve arkadaşlarının bir nehir kenarında yapılan köprü ayağı şevinin analizidir. Bu şevin kazıklarla iyileştirilmesi yapılarak yıkıcı bir depremde yer değiştirme analizi yapılmıştır.

İkinci olarak da Bolu Dağı geçiş yolu üzerinde 11 Kasım 1999 Düzce depreminde kayan yol şevidir.

## 6.1. Düşey Kazıklar Kullanılarak Köprü Ayağı Şevinin İyileştirilmesi

Şevin dolgu kısmı yaklaşık 8m yüksekliğinde bir katmandır. Onun altında silt esaslı zemin bulunmaktadır. Bu zemin yaklaşık 5m yüksekliğinde bir katmandır. Bir alttaki katman kil zemindir. Bu katmanın yüksekliği yaklaşık 2m'dir. En alt katman ise kum zemindir. Bu zemin parametreleri kullanılarak sonlu elemanlar yöntemi ile çalışan programda oluşturulan model şekil 6.1'de verilmiştir. Şekilde de görüldüğü gibi dört farklı zemin katmanının durumu modellenmiştir. Bu zemin katmanlarının E, c,  $\gamma$ ,  $k_x$ ,  $k_y$  değerleri programda işlenmiştir.



Şekil 6.1 Köprü ayağı şevi modeli

Mohr-Coulomb - Fill		Mohr-Coulomb - Fill	
General Parameters Interfaces		General Parameters Interfaces	
Stiffness		Material Set	
$E_{ref}$ : 8000,000 kN/m <sup>2</sup>	Strength	Identification: Fill	General properties
$\nu$ (nu): 0,300	$c_{ref}$ : 47,900 kN/m <sup>2</sup>	Material model: Mohr-Coulomb	$\gamma_{unsat}$ : 19,600 kN/m <sup>3</sup>
Alternatives		Material type: Undrained	$\gamma_{sat}$ : 21,000 kN/m <sup>3</sup>
$G_{ref}$ : 3076,923 kN/m <sup>2</sup>	Velocities	Comments	Permeability
$E_{oed}$ : 1,077E+04 kN/m <sup>2</sup>	$V_s$ : 39,220 m/s		$k_x$ : 1,000E-03 m/day
	$V_p$ : 73,380 m/s		$k_y$ : 1,000E-03 m/day
Advanced...		Advanced...	
Next	Ok	Cancel	Help

Şekil 6.2 Dolgu zemin katmanının programa giriş tablosu

Şekil 6.2-5’de modeli oluşturan katmanların zemin özellikleri daha önce yapılan analiz sonuçlarından elde edilen verilerin girişi ile katman özellikleri oluşturulmuştur.

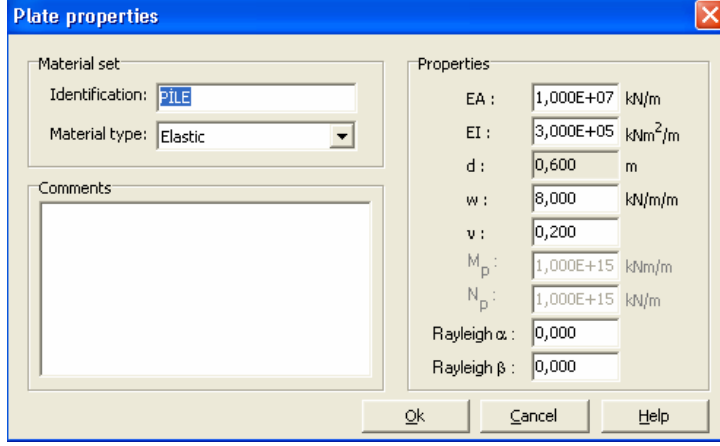
Şekil 6.3 Silt zemin katmanının programa giriş tablosu

Şekil 6.4 Kil zemin katmanının programa giriş tablosu

Şekil 6.5 Kum zemin katmanının programa giriş tablosu

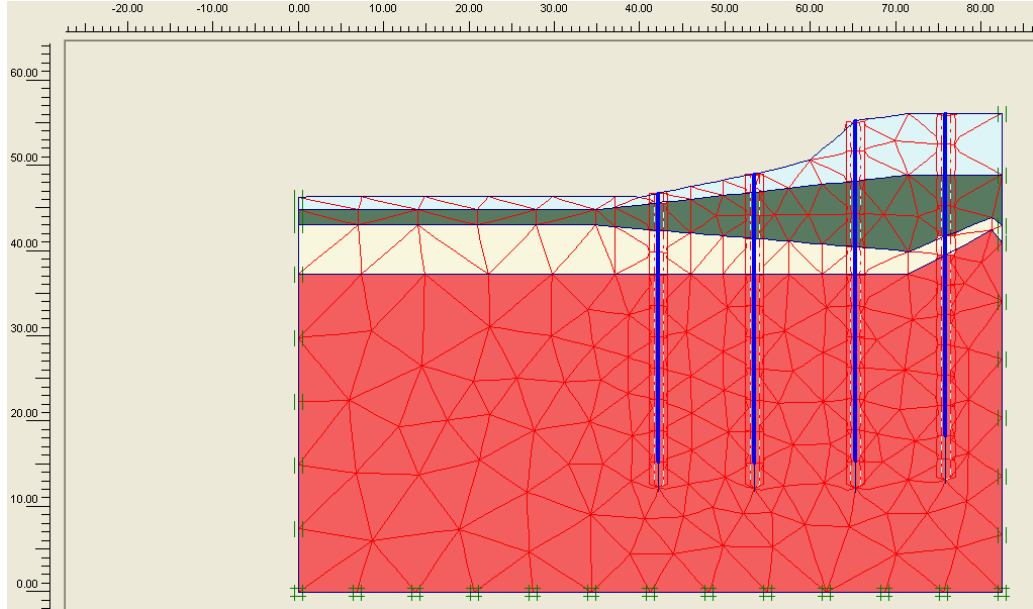


Şevin üzerine belirli aralıkta ve boylarda kazıklar modellenerek bu kazıkların özellikleri şekil 6.6’da verilmiştir. Tüm kazıklar aynı özelliklere sahiptirler.



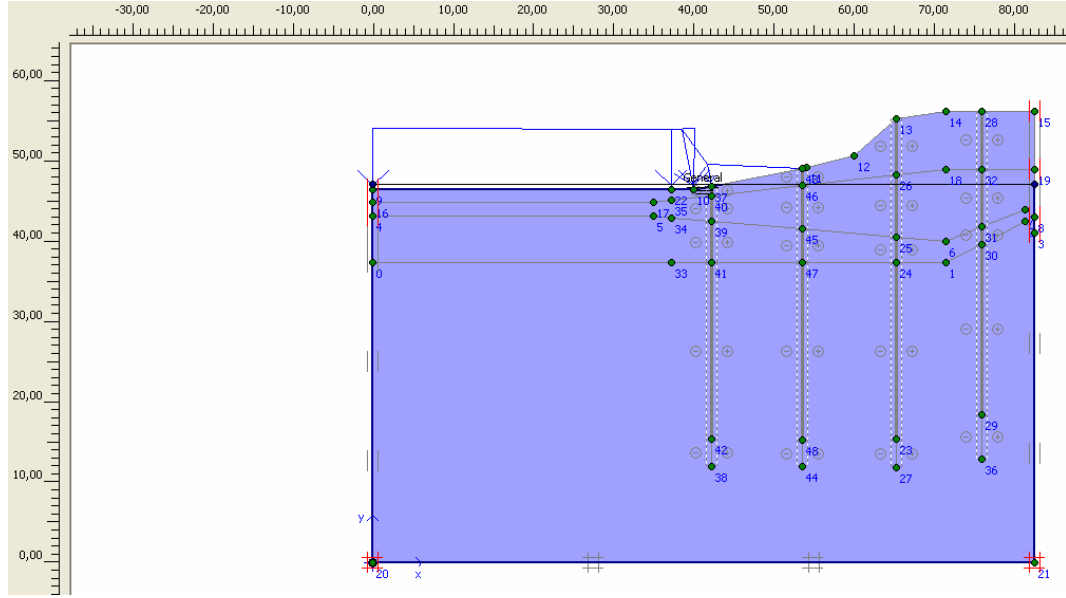
Şekil 6.6 Kazıkların özelliklerinin oluşturulması tablosu

Kazıkların yerleştirilmesinden sonra kazık ve zemin arasındaki ara yüzleri “interface” oluşturulmuş olup bu ara yüzler pozitif ve negatif olarak şekil 6.7’de verilmiştir. Bu modelmeden sonra sonlu elemanlar yönteminde kullanılacak olan düğüm noktaları oluşturulmuştur. Bu düğüm noktaları da şekil 6.7’de görülmektedir.

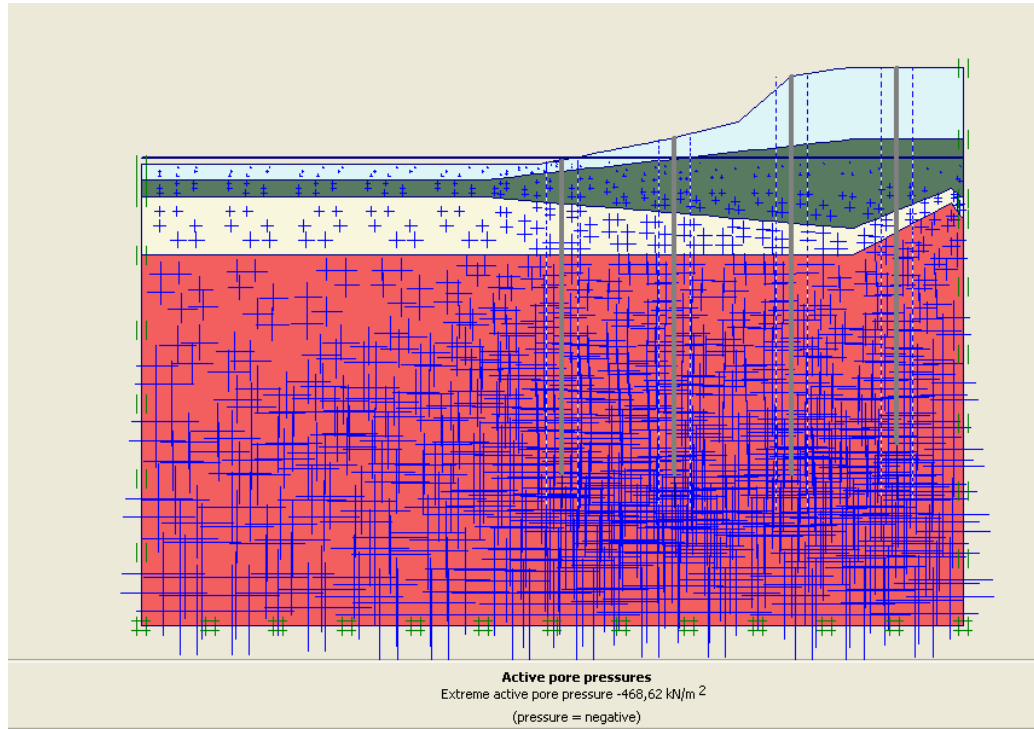


Şekil 6.7 Modelin düğüm noktaları

Bu düğüm noktaları oluşturulduktan sonra yer altı su seviyesinin yeri ve bu suyun zemine etkisi programa girilmiştir. Zemin suyu basıncı değerleri ve bunun zemine etkileri incelenmiştir (Şekil 6.8).

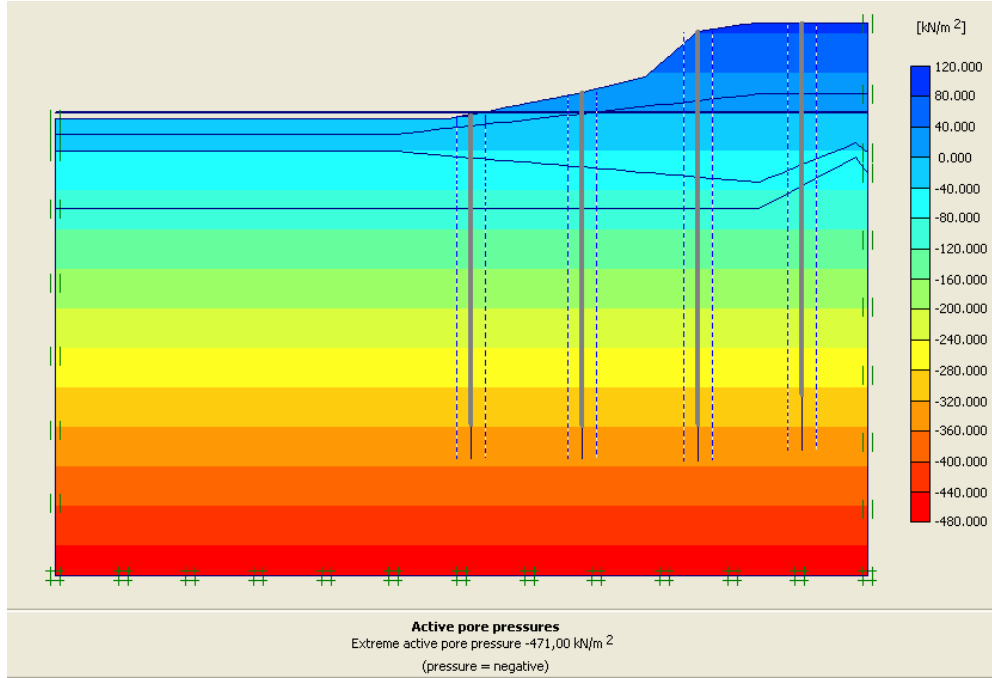


Şekil 6.8 Zemin suyu basıncı



Şekil 6.9 Zemin suyu basıncı

Şekil 6.9’da görüldüğü gibi zemin suyu basıncı maksimum değeri görülmektedir. Bu değerın zemin içindeki dağılımı Şekil 6.10’da açıkça görülmektedir.



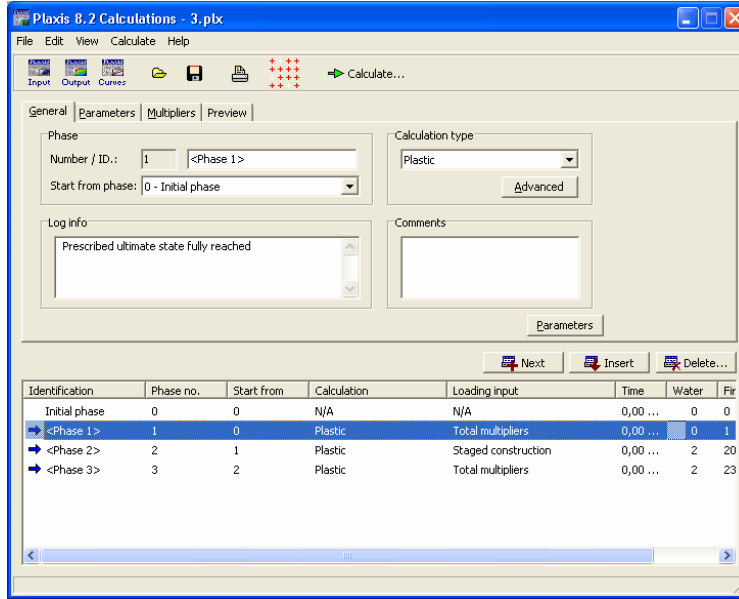
Şekil 6.10 Zemin suyu basıncı dağılımı

Buraya kadar programın ilk bölümü olan “Input” veri değerlerinin girişi ve modelleme oluşturulmuştur.

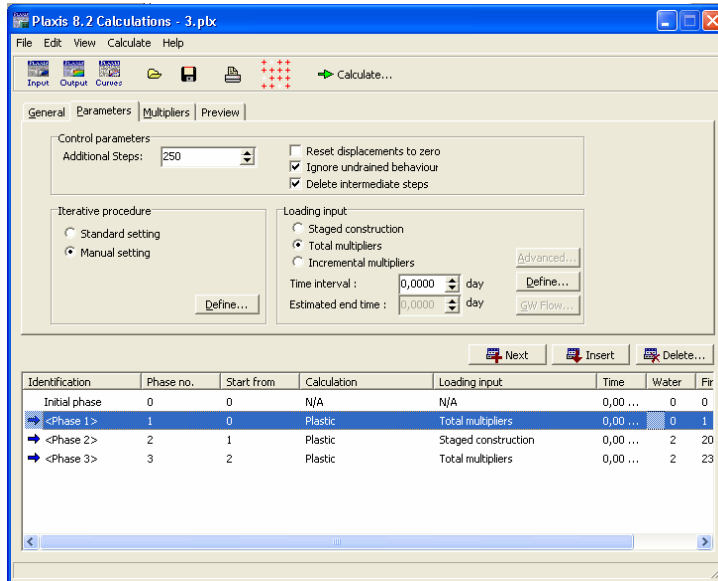
Yapılan modelin verileri ikinci aşama olan hesaplama kısmına uygulanmıştır. Burada model üç farklı durumda ele alınmıştır. Adım 1 “phase1” modellenen doğal şevin nasıl davrandığı ve deformasyon durumu, Adım 2 “phase2” kazıklı durumda oluşturulan şev modelinin davranışı ve deformasyon durumu, Adım 3 “phase3” ise modellenen şevin kazıklı durumda deprem etkisi sonucunda şeve ve kazıklara etkiyen kuvvetle oluşan deformasyon durumudur.

Adım 1 durumu incelendiğinde, oluşturulan şev modelinin gerçek ortamında kaymadığı kabulü nedeniyle programda girilen veriler doğrultusunda duraylı olması gerektiğidir. Bir deformasyon oluşmasına rağmen bu deformasyon zeminin uzun bir zaman dilimi içindeki davranışı kabul edilir. Lakin zemin deformasyonları kabul edilebilir deformasyon üzerinde olduğu takdirde program zeminin göçtüğünü göstermektedir. Diğer adımların izlenebilmesi mümkün olmamaktadır. Program

çözümleri birbiri ile ilişkilendirdiği için adımların çözümü diğer adımın çözümüne ulaşmaya müsade etmektedir. Birinci durumda ki hesaplamada zeminin kendi ağırlığı ve yer altı su seviyesinden oluşan boşluk suyu basıncı etkisiyle hareketini incelemek için veri parametreleri şekil 6.11 ve 6.12’de verilmiştir.

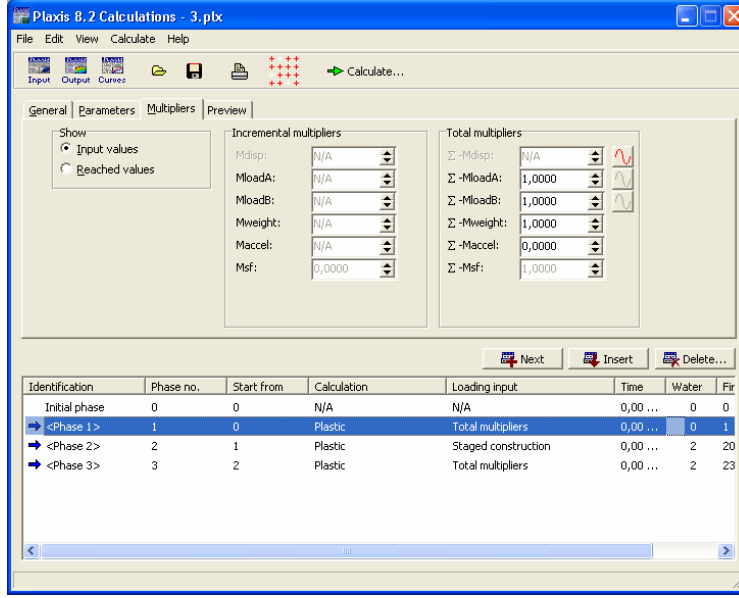


Şekil 6.11 Adım 1’de veri girişi



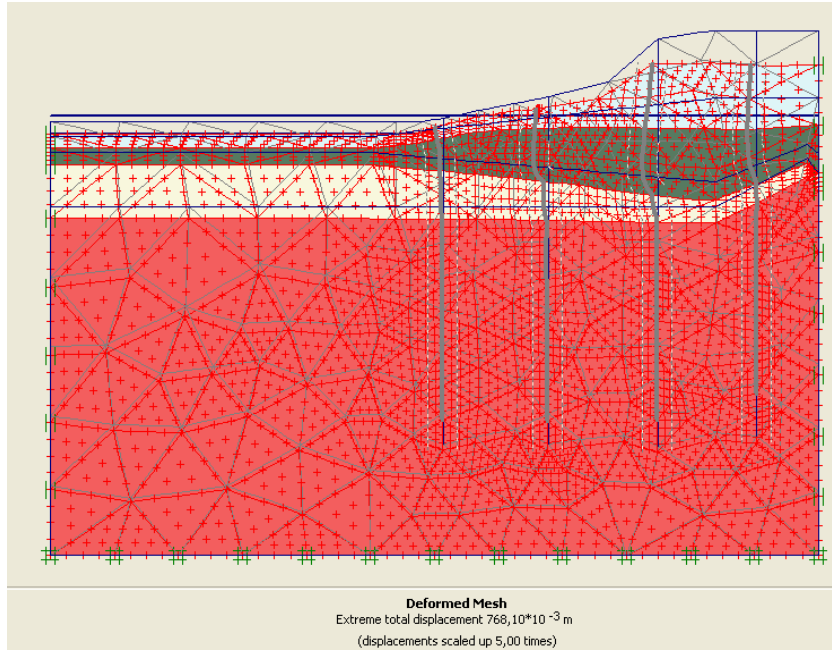
Şekil 6.12 Adım 1’de parametre girişi

Adım 1’de yapılandırılmış ayarlar kullanılarak 250 adımda ileri adımları kullanma ve geçirimsiz davranışları ele şeklinde hazırlanmıştır.



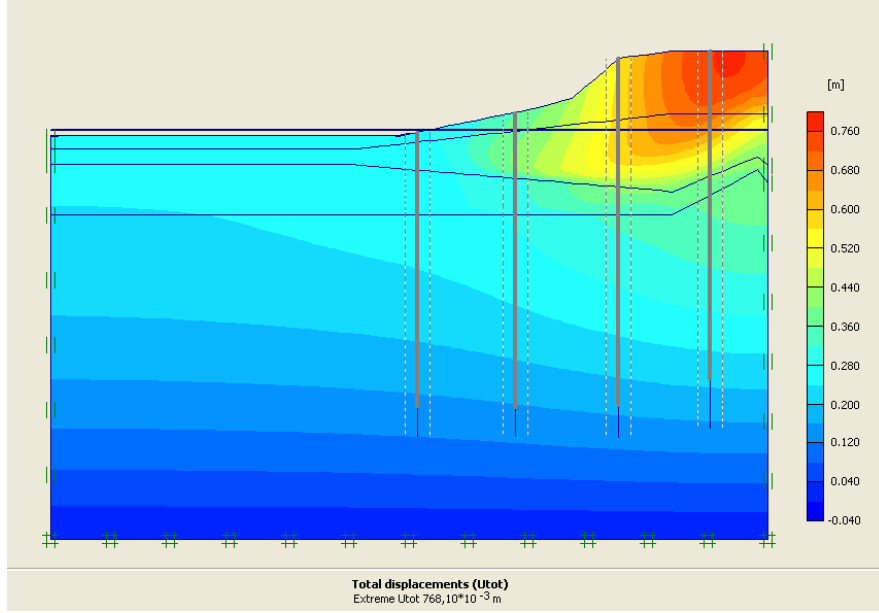
Şekil 6.13 Adım 1’de parametre girişi

Burada zeminin ağırlığı ile oluşacak deformasyonları görebilmek için  $m_{weight}=1.000$  yazılarak sisteme etki ettirilir. İlk aşama hesaplamaları için veri girişi tamamlanmış olmaktadır. Kurulu sistem kaydedilip hesaplama yapılır. Hesap sonucunda şekil 6.14’deki deformasyon durumu oluşmuştur.



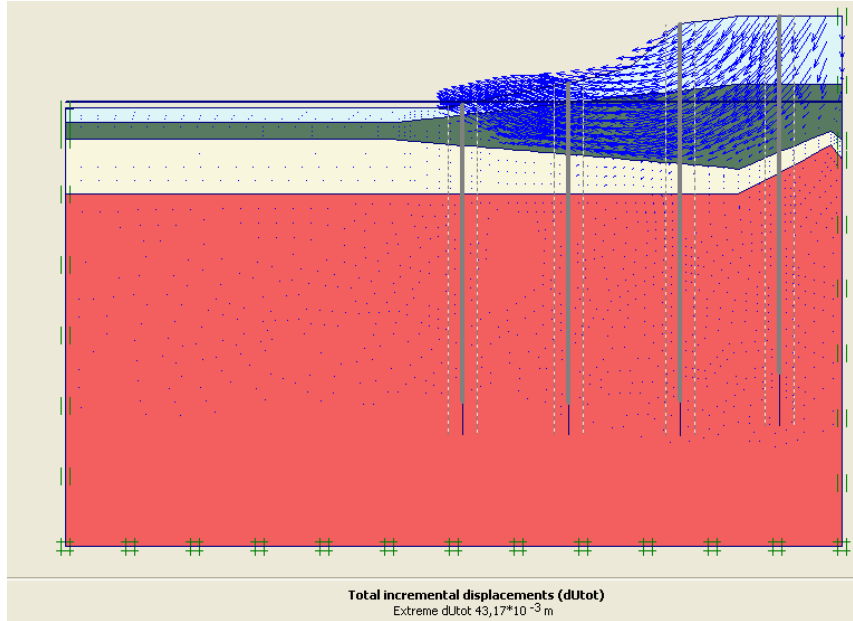
Şekil 6.14 Adım 1’deki deformasyon durumu

Şekil 6.14’de görüldüğü üzere hazırlanan şevin bu parametreler olduğu takdirde 76 cm’lik bir şev deformasyonuna maruz kalmıştır. Burada görünen kazıkların hesapta hiçbir etkisi yoktur. Yani hesapta kazıklar aktif değildir.



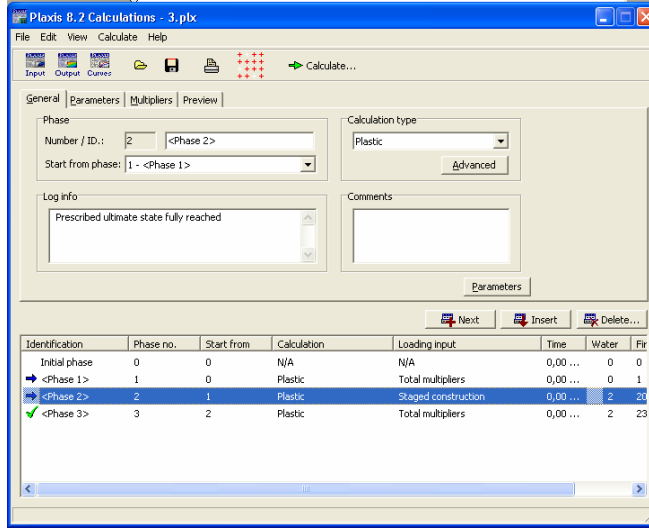
Şekil 6.15 Adım 1’deki deformasyon dağılımı

Şekil 6.15’de şevi oluşturan zemindeki toplam deformasyon dağılımı görülmektedir. Bu bize şevin en üst bölgesindeki yer değiştirmenin maksimum olduğu ve daha aşağılardaki yer değiştirmelerin gittikçe küçüldüğünü şematik olarak anlatmaktadır.

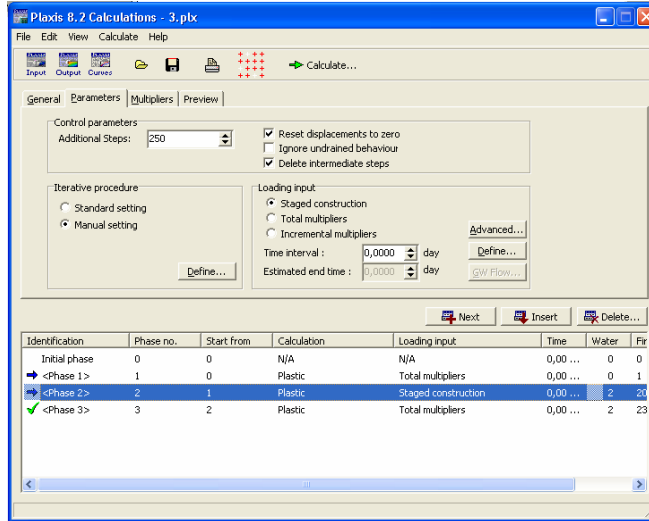


Şekil 6.16 Adım 1’de zemin dane hareketi

Şekil 6.16'da şevin zemin hareketinin şekli görülmektedir. Zemin daneleri şevin dışındaki bir O merkezli çemberin saat yönünde şevde belirli bir yayın taradığı bölgede nasıl hareket ettiği görülmektedir. Bu O merkezli yayın şevde taradığı bölgeye kayma bölgesi denir. Bu kayma yayı şevi ayakta tutmak için çakacağımız kazıkların yerini ve boylarını göstermektedir. Şev deformasyon dairesi yayı içinde yapılan kazıklar tüm şekillerde görülmektedir. Bu durumda istenilen sonuçları elde ettikten sonra, II aşama olan adım 2'ye "phase2" geçilir. Bu adımda şevin iyileştirilmesi için şeve uygulanan kazıkların durumu ve zeminin bu kazıklarla deformasyon değişimi elde edilecektir. İlk olarak veri parametreleri oluşturulur. Bu parametre değerleri Şekil 6.17 ve 6.18'de verilmiştir.

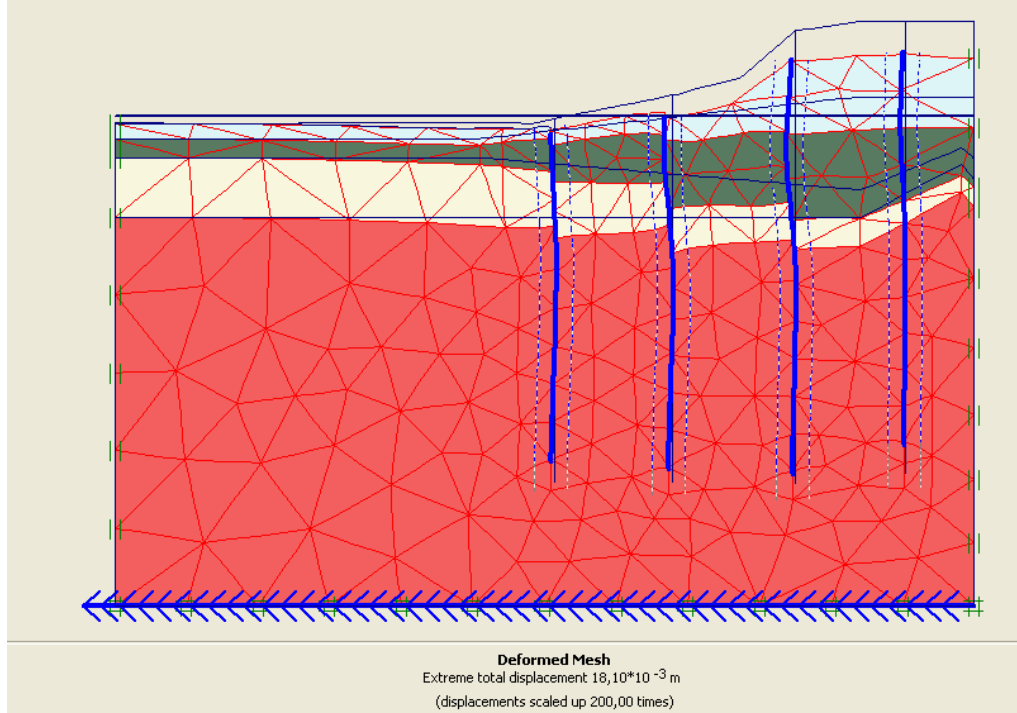


Şekil 6.17 Adım 2'de veri girişi



Şekil 6.18 Adım 2'de parametre girişi

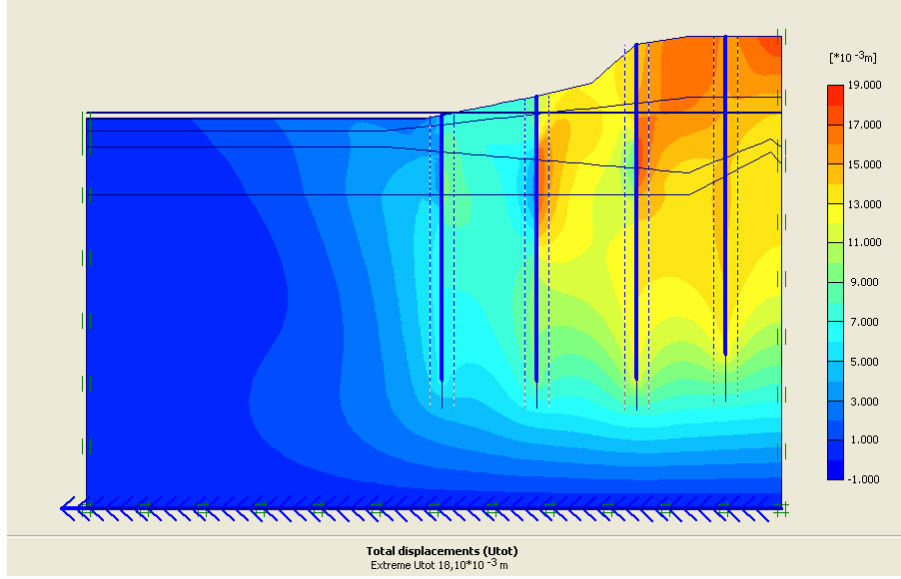
Şekil 6.18 de görüldüğü gibi oluşturulan kazıkların özellikleri parametrelere eklenerek aktif hale getirilir. Bu durumda kazıklar daha önceden oluşturulan özellikleri kazanarak zemin içinde davranışları incelenir. Adım 2 parametreleri hazırlanıp hesaplatılır. Bu hesap sonucunda şevde meydana gelen deformasyon durumu elde edilir.



Şekil 6.19 Adım 2’de oluşan deformasyon durumu

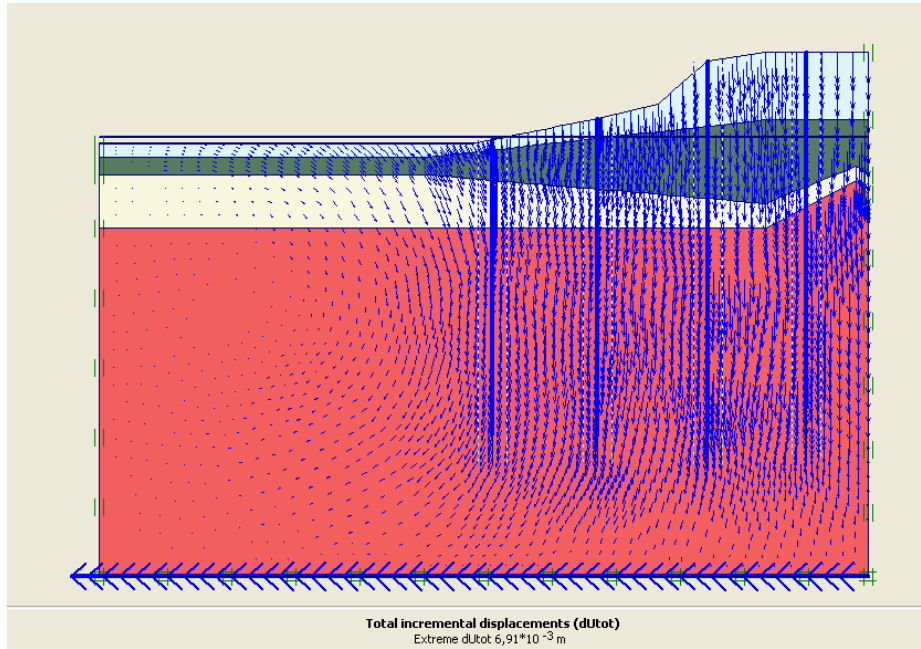
Şekil 6.19’da görüldüğü üzere şevdeki toplam deformasyon  $18,10 \cdot 10^{-3}$  m olmuştur. Bu durumda bize şev çökülen kazıkların şevin kazıksız haldeki deformasyonu olan  $768,10 \cdot 10^{-3}$  m’lik deformasyonu  $18,10 \cdot 10^{-3}$  m’e çektiğini göstermektedir. Yaklaşık  $75,00 \cdot 10^{-3}$  m’lik deformasyon farkı kazıklarla karşılanmıştır. Bu kazıkların özellikleri ve sayısı değiştirilerek deformasyon daha da aşağı çekilebilir. Burada deprem durumu göz önüne alındığından 4’lü kazık sistemi incelenmiştir.





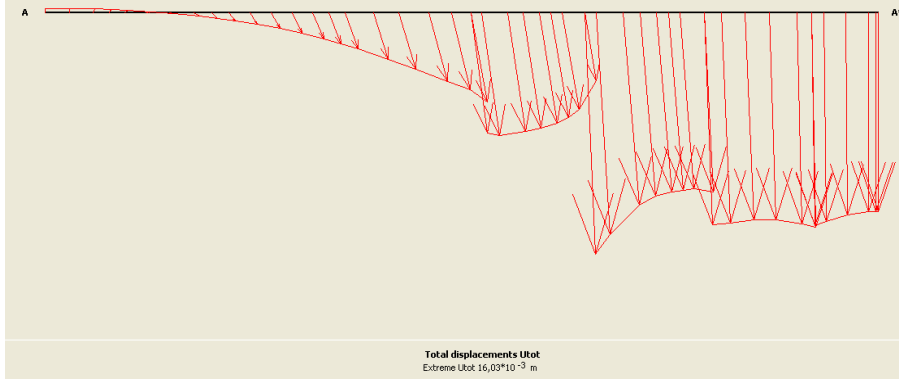
Şekil 6.20 Adım 2’de kazıklı durumda şevde oluşan deformasyon dağılımı

Şekil 6.20’de görülen kazıklı durumda oluşan yükler karşısında deformasyon dağılımının şemasıdır. Burada zemindeki kazıksız durum gibi şevin üst tarafındaki kazıklar en büyük deformasyonun olduğu bölgedir. Çünkü bu bölge muhtemel kaymanın oluşabileceği alandır.



Şekil 6.21 Adım 2’de zemin dane hareketleri

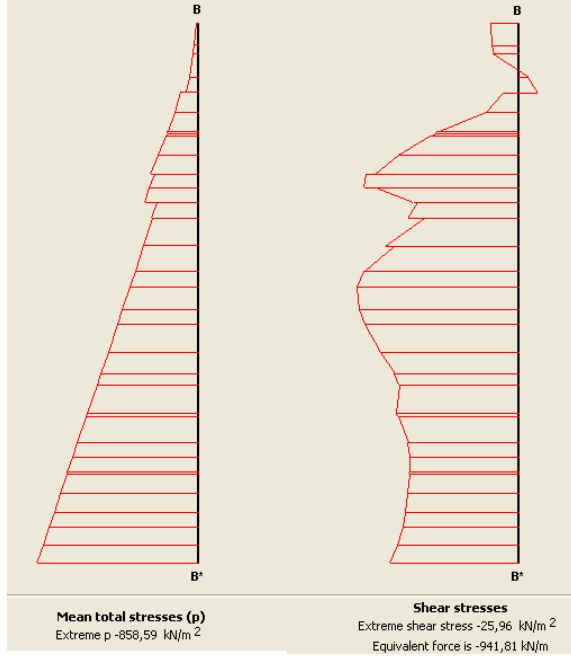
Şekil 6.21’de kazıkların zemin içindeki dane hareketlerine nasıl etki ettiği görülmektedir. Bu etkiler kazık yüzeyinde yoğunlaşmaktadır. Görüldüğü üzere şevlerde kullanılan kazıkların serbest haldeki deformasyonun minimize edilmesine veya tamamen ortadan kaldırılmasına büyük katkı sağlamaktadır. Bu durum da şev üzerinde oluşan deformasyon diyagramları a-a kesiti ve b-b kesitinde verilmiştir. (Şekil 6.22-23)



Şekil 6.22 Adım 2’de a-a kesiti



Şekil 6.23 Adım 2’de b-b kesiti



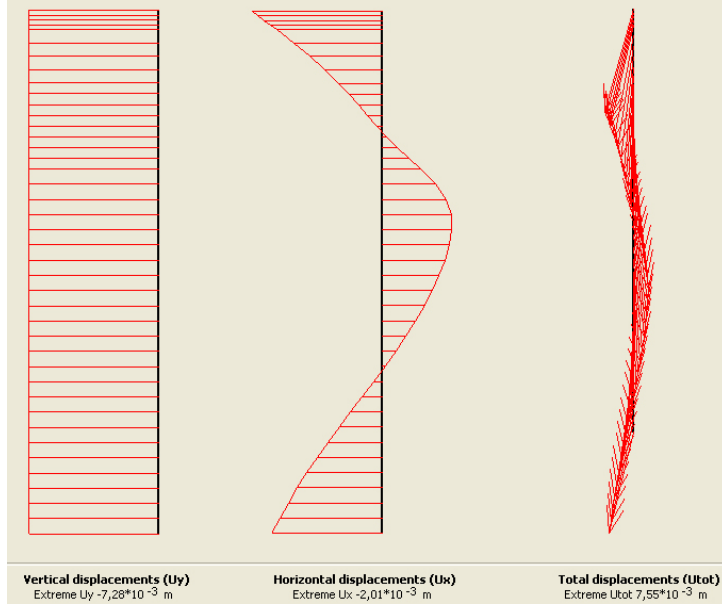
Şekil 6.24 Adım 2’de şevde oluşan gerilme ve kesme diyagramları

Şekil 6.24’de şevde oluşan kesme ve gerilme diyagramları verilmiştir. Adım 2’de deprem etkisi olmadan kazıklarında oluşan deformasyon, kesme ve moment diyagramları aşağıdaki gibidir. Soldan sağa doğru kazıkların kesme ve moment diyagramları ve her birinde oluşan deformasyon diyagramları verilmiştir.

Kazık 1’de,



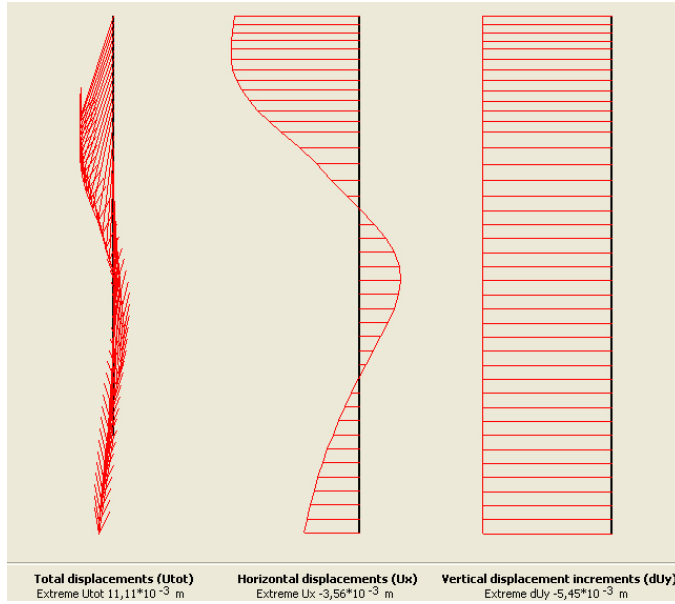
Şekil 6.25 Adım 2’de kazık 1’de oluşan kesme ve moment diyagramları



Şekil 6.26 Adım 2’de kazık 1’de oluşan deformasyon diyagramları

Grafiklerde de görüldüğü gibi kazık 1 de toplam deformasyon  $7,55 \cdot 10^{-3}$  m olmuş buna karşılık kazık içindeki kesme ve moment değerleri sırası ile 13,73 kN/m ve 11,01 kNm/m olmaktadır.

Kazık 2’de,



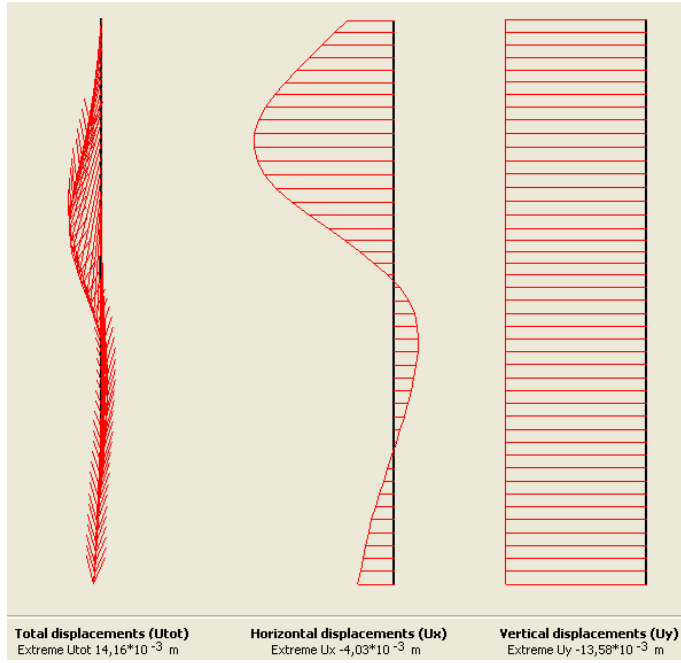
Şekil 6.27 Adım 2’de kazık 2’de oluşan deformasyon diyagramları



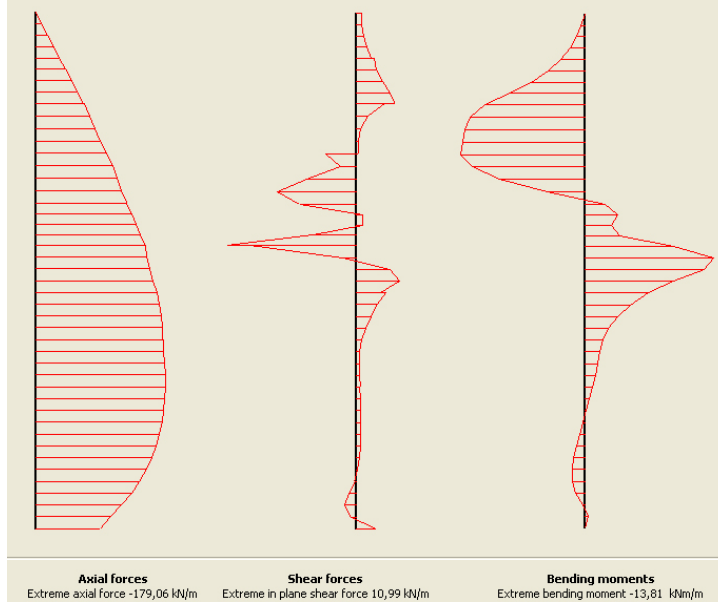
Şekil 6.28 Adım 2’de kazık 2’de oluşan kesme ve moment diyagramları

Kazık 2’de oluşan deformasyon  $11,11 \cdot 10^{-3}$  m olurken kazık için kesme ve moment değerleri 11,81 kN/m ve 12,75 kNm/m olmaktadır.

Kazık 3’de,



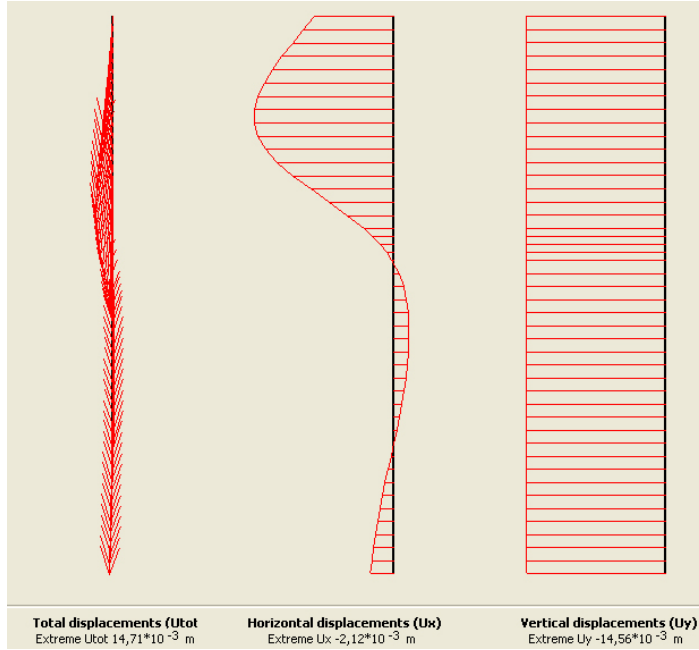
Şekil 6.29 Adım 2’de kazık 3’de oluşan deformasyon diyagramları



Şekil 6.30 Adım 2'de kazık 3'de oluşan kesme ve moment diyagramları

Şekilde de görüldüğü gibi kazık 3 de toplam deformasyon  $14,16 \cdot 10^{-3}$  m olmuş buna karşılık kazık içindeki kesme ve moment değerleri sırası ile 10,99 kN/m ve 13,81 kNm/m olmaktadır.

Kazık 4'de,



Şekil 6.31 Adım 2'de kazık 4'de oluşan deformasyon diyagramları

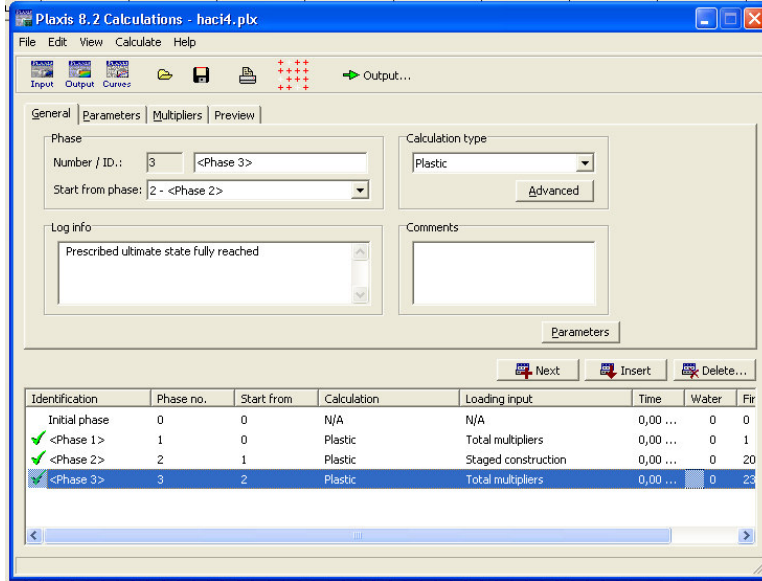


Şekil 6.32 Adım 2’de kazık 4’de oluşan kesme ve moment diyagramları

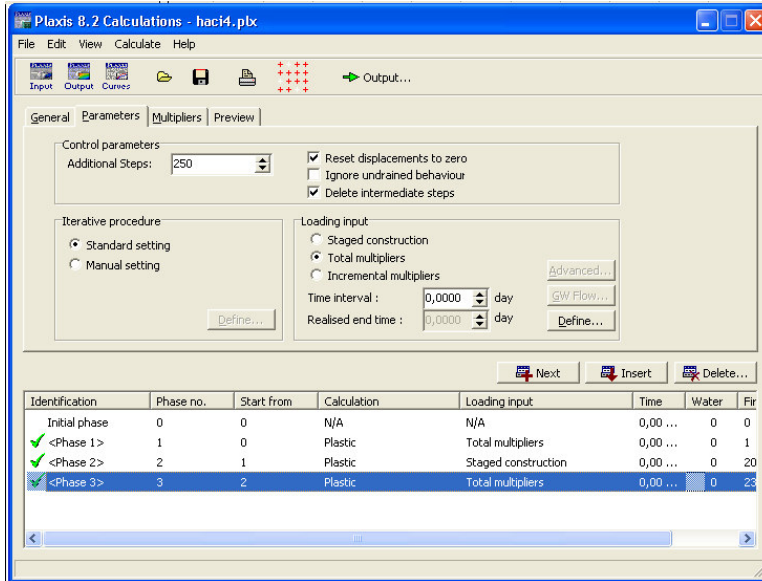
Kazık 4’de ise toplam deformasyon  $14,71 \cdot 10^{-3}$  m olurken, kesme ve moment diyagramı değerleri ise 3,82 kN/m ve 8,50 kNm/m olmaktadır.

Bu durumlar göz önüne alındığında kazıkların yerleri ve boyları deprem etkisi olmadan yeterli görülmektedir. Deformasyonun en etkin olduğu kazık ise kazık 4 tür. Burada çıkan sonuç zemindeki deformasyonun olduğu yerdeki kazıklarda da en büyük deformasyon oluşmaktadır.

Adım 3’de “Phase3” şeve uygulanan kazıklarla birlikte deprem etkisi de eklenince oluşacak deformasyonu ve kazıkların durumu incelenecektir.

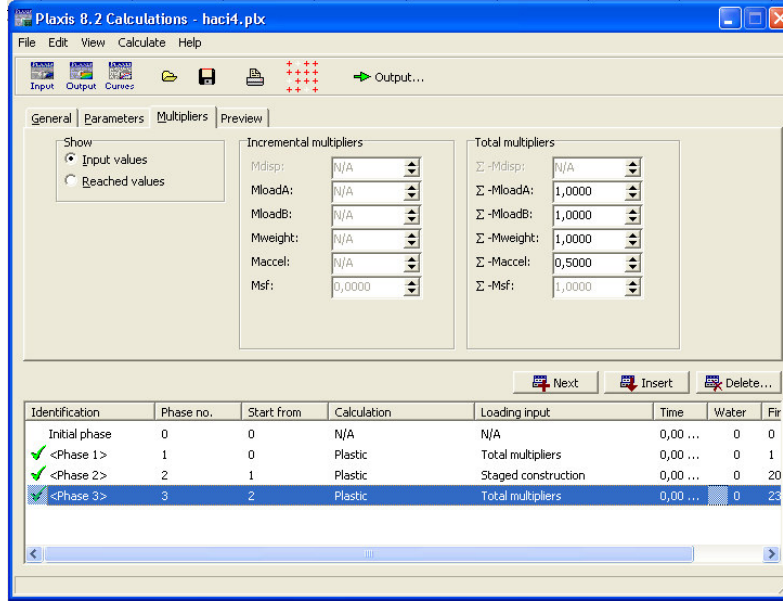


Şekil 6.33 Adım 3'de veri girişi



Şekil 6.34 Adım 3'de parametre girişi





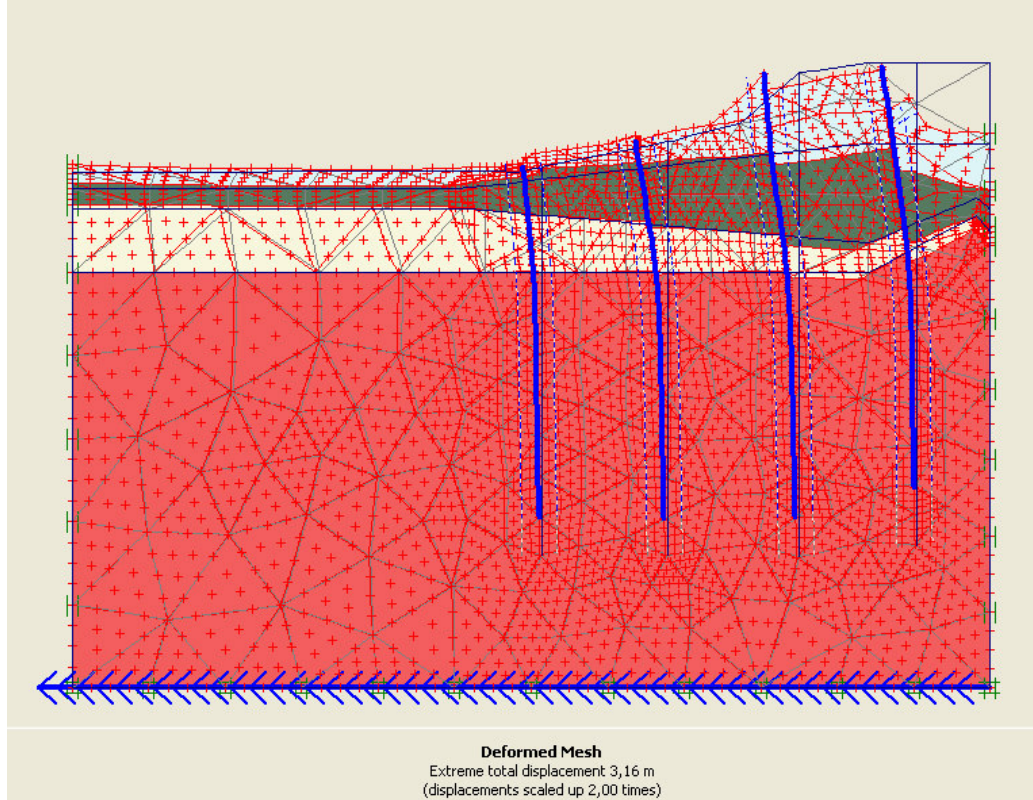
Şekil 6.35 Adım 3'de parametre girişi

Şekiller 6.33-35'de görüldüğü üzere diğer iki adımdan farklı  $M_{accel}:0,5$  olarak verilmiştir. Bu değer 0,1 ile 1 arasında alınmaktadır. Bu deprem etkisinin değeridir. Bu programda deprem etkisi yarı statik analiz olarak çözülmektedir.

Yatay yarı statik katsayının seçimi yarı statik analizin sonucuna doğrudan etkileyen faktör olduğu için seçilen metodun yarı statik analiz olması halindeki en önemli aşamadır. Katsayı kütleyle etkileyen atalet kuvvetine direk olarak etkiyecektir. Şev malzemesinin rijit olması durumunda kütleyle etkileyen deprem kuvveti o anki deprem ivmesinin kütleyle çarpımına eşit olacaktır. Oysa, şev malzemesi rijit değildir ve maksimum ivme yalnızca kısa bir zaman dilimi için oluşmaktadır. Bu sebepten dolayı yarı statik katsayının bulunmasında kullanılan ivme değeri deprem ivmesinin maksimum değerinin oldukça altında alınabilir. Terzaghi(1950) bu katsayıların şu şekilde alınabileceğini önermiştir:

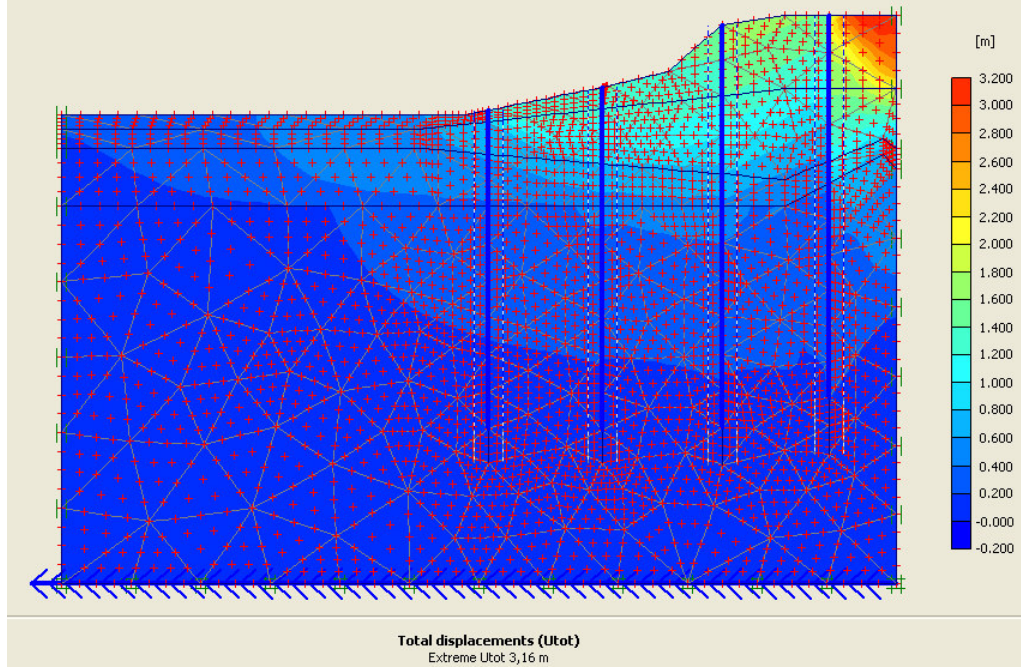
Şiddetli depremlerde (Rossi-Forrel IX)	$k_h = 0.10$
Yıkıcı depremlerde (Rossi-Forrel IX)	$k_h = 0.20$
Katastrofik depremlerde	$k_h = 0.50$

Deprem etkisi 0,5 olarak alınmış ve bu durumda şeve etkiyen kuvvetler karşısında şevin deformasyon durumu incelenmiştir. Bu durum bilindiği gibi depremin tamamen yıkıcı bir deprem olarak modellenmesidir. Yapılan hesaplama sonucunda şekil 6.36 da görünen deformasyon durumu oluşmuştur. Burada da görüldüğü gibi şevin normal hali şeve çakılan kazıklı hali ve deprem etkisi sonraki hali arasında büyük farklar oluşmuştur.



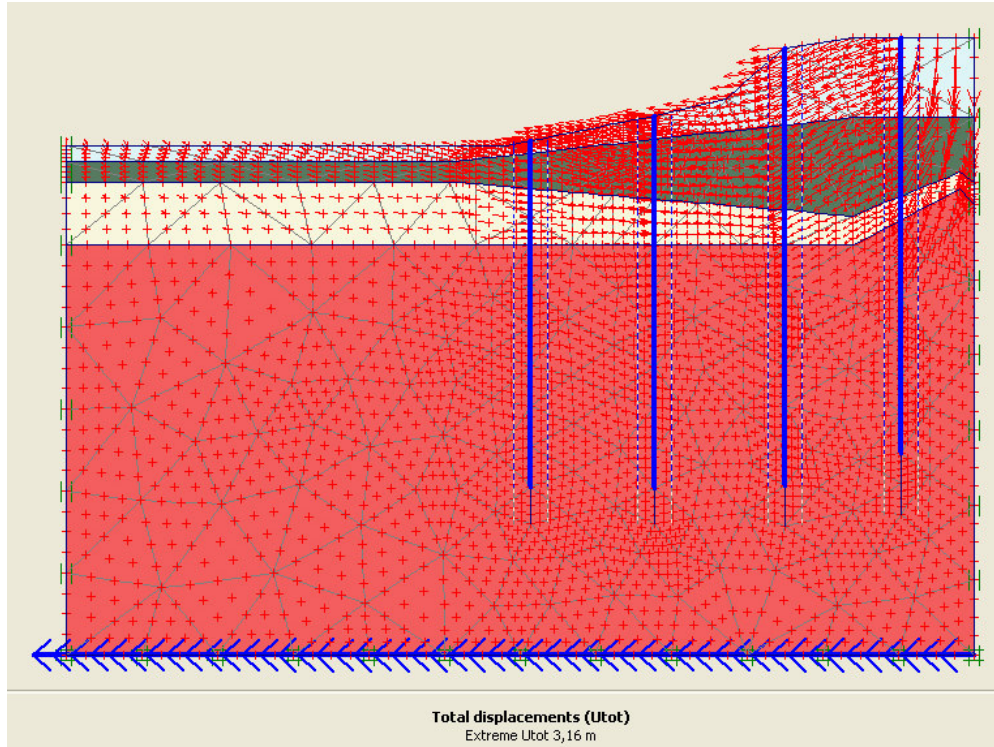
Şekil 6.36 Adım 3'de deprem etkisi altındaki şevde deformasyon durumu

Şekil 6.36'da görüldüğü gibi deprem etkisiyle oluşan deformasyon 3,16 m olmuştur. Adım 1'de şev modelinde oluşan deformasyon  $768,10 \cdot 10^{-3}$  m, adım 2'de şevde oluşan deformasyon  $18,10 \cdot 10^{-3}$  m, adım 3'de ise 3,16 m olmuştur. Burada görüldüğü gibi deprem etkisi göz önüne alındığında deformasyonlar çok büyük değerlere ulaşmaktadır.



Şekil 6.37 Adım 3’de deprem etkisi altındaki şevde deformasyon dağılımı

Şekil 6.37’de görüldüğü gibi şevde oluşan en büyük deformasyon kayma yayının üst noktasındadır. Bu deformasyon daha aşağılara inildikçe azalmaktadır.



Şekil 6.38 Adım 3’de deprem etkisi altındaki şevde dane hareketi

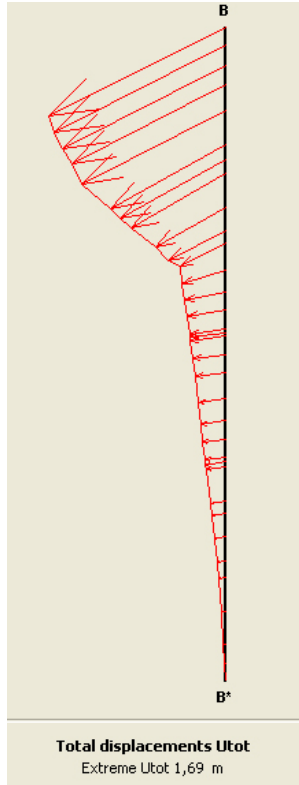


Şekil 6.38’de zemin danelerinin kayma yayı üzerinde hareket yönü görülmektedir. Bu durumda a-a kesiti ve b-b kesitlerine bakılarak zemin içinde kesit noktalarındaki deformasyon durumlarını görülebilir (Şekiller 6.39-40).



Şekil 6.39 deprem etkisi altındaki şevde a-a kesiti

Şekil 6.39’da görüldüğü gibi a-a kesiti deformasyon 1,22 m iken, adım 2’de elde edilen a-a kesitinde deformasyon  $16,03 \cdot 10^{-3}$  m’dir. İki durum arasındaki deformasyon farkı çok büyük olmuştur. Aynı zamanda deprem etkisi yüzünden kesit doğrultusu yönündeki diyagram çok karmaşık bir hal almıştır. Yani düzensiz bir davranış söz konusudur.



Şekil 6.40 Deprem etkisi altındaki şevde b-b kesiti

Şekil 6.40'da verilen b-b kesitinde oluşan deformasyon 1,69 m'ye çıkmıştır. Adım 2'deki b-b kesitindeki bu deformasyon  $16,19 \cdot 10^{-3}$  m'dir. Bu durumda a-a kesitleri yani düşey deprem yükü altındaki deformasyon b-b kesitleri yani düşey deprem yükleri altındaki deformasyon farkı çok büyüktür. Şevin akma yönündeki yatay deprem yükünden oluşan deformasyon daha fazladır.

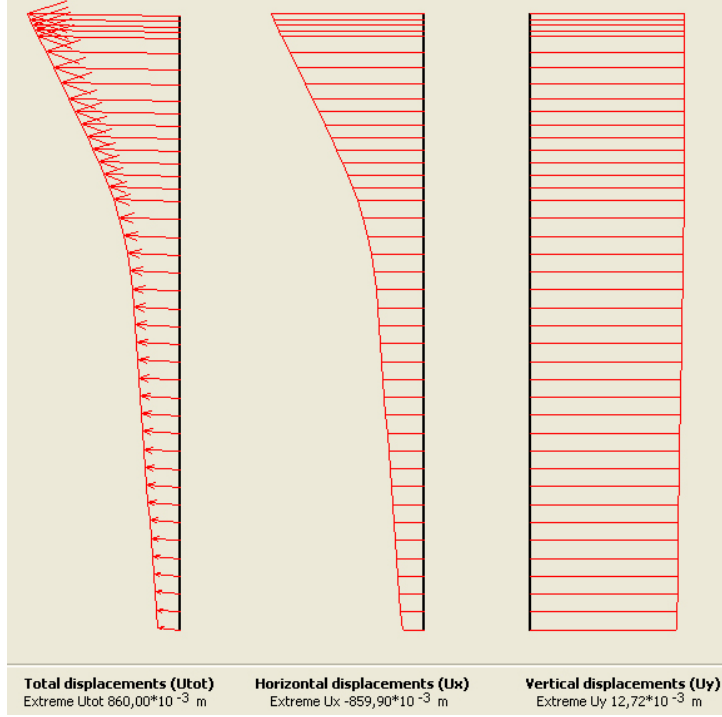


Şekil 6.41 Adım 3'de şevde oluşan gerilme ve kesme diyagramları

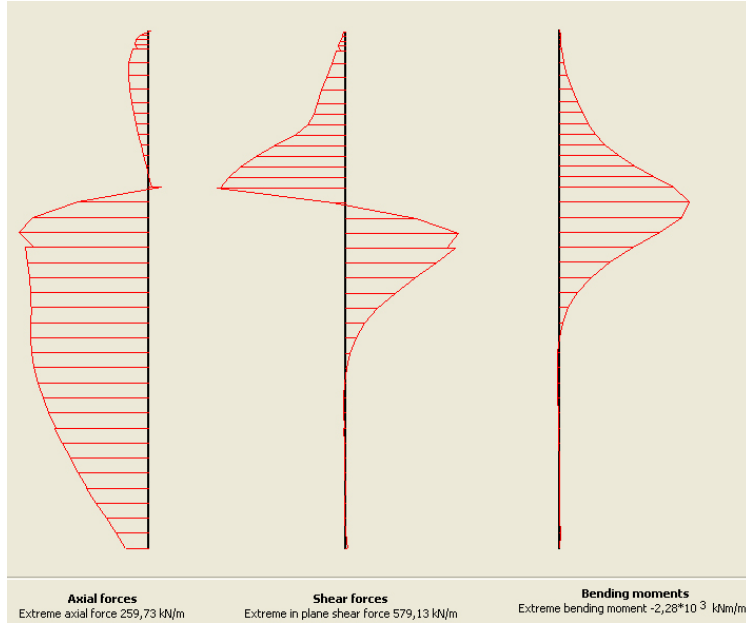
Şekil 6.41 ve adım 2'deki durum kıyaslandığında gerilme değerinin aynı kalmasına rağmen kesme kuvveti yine büyük oranda artmıştır. Burada görüldüğü gibi deprem sadece yapay olarak oluşturulmuş şevlerde değil doğal şevlerde de çok büyük hasarlar verirler. Bu kuvvetin en az zararla atlatılabilmesi için yapılan her yapı oluşturulurken deprem etkisi mutlaka hesaba katılmalıdır.

Bu oluşan koşullarda adım 3'de, kazıklar üzerindeki deformasyon ve yapısal kesme ve moment diyagramlarını, adım 2'de olduğu gibi soldan sağa doğru tek tek incelendiğinde iki adım arasındaki her bir kazık için değişim değerlerini elde edilebilir. Buna göre;

Kazık 1 için,



Şekil 6.42 Adım 3'de kazık 1'de oluşan deformasyon diyagramları



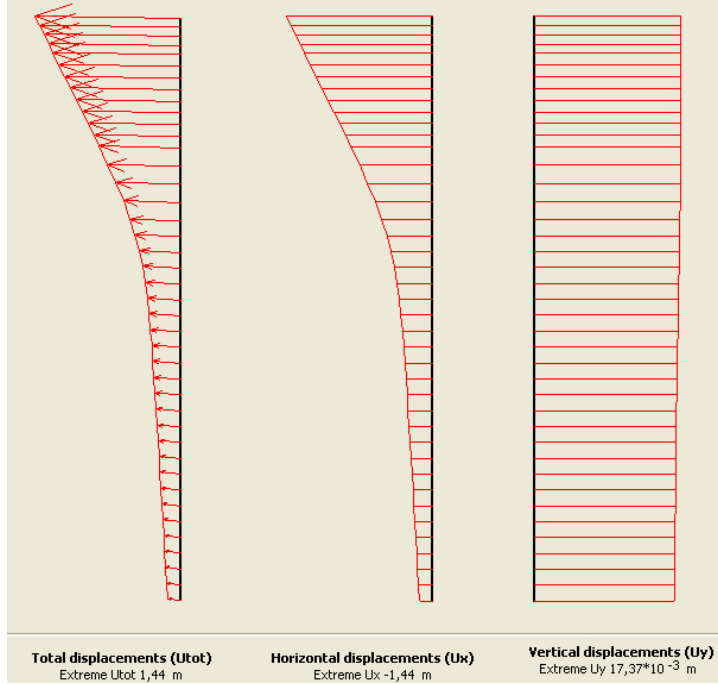
Şekil 6.43 Adım 3'de kazık 1'de oluşan kesme ve moment diyagramları

Şekil 6.42,43'de görüldüğü gibi kazık özellikleri aynı olmasına karşın deprem etkisi sayesinde deformasyon, kesme ve moment diyagramları maksimum değerlerinde çok büyük bir artış oluşmuştur. Kazık 1 için bu karşılaştırmayı yaparsak toplam

deformasyon  $7,28 \cdot 10^{-3}$  m'den,  $860,00 \cdot 10^{-3}$  m'ye çıkmıştır. Aynı şekilde kesme üst değeri  $13,73$  kN/m'den,  $579,13$  kN/m'ye, moment üst değeri de  $-11,01$  kNm/m'den  $-2,28 \cdot 10^3$  kNm/m'ye çıkmıştır. Kazık 1 de oluşan bu fark bize deprem etkisinin zemin de büyük bir yatay kuvvet oluşturduğunu göstermektedir.

Kazık 2 için,

Kazık 2'nin diyagramlarına bakıldığında Şekil 6.44 ve Şekil 45'de deprem etkisi olmadan deformasyon durumu  $11,11 \cdot 10^{-3}$  m iken deprem etkisi sayesinde bu  $1,44$  m olmaktadır. Kesme değeri  $11,81$  kN/m iken deprem etkisi sonucu bu değer  $602,55$  kN/m olmaktadır. Moment değeri ise  $12,75$  kNm/m iken  $-3,06 \cdot 10^3$  kNm/m olmaktadır.

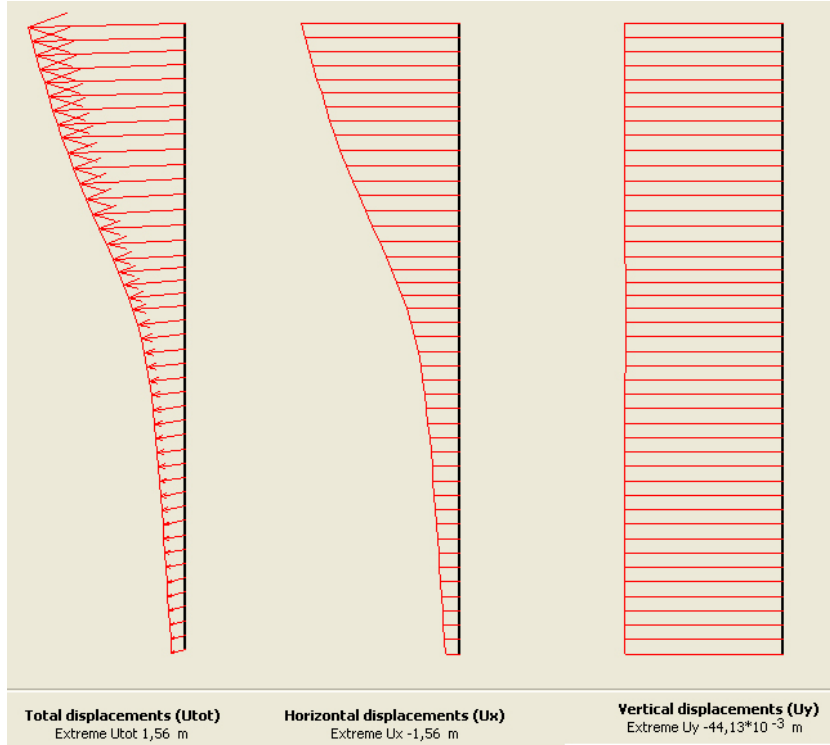


Şekil 6.44 Adım 3'de kazık 2'de oluşan deformasyon diyagramları



Şekil 6.45 Adım 3'de kazık 2'de oluşan kesme ve moment diyagramları

Kazık 3 için,



Şekil 6.46 Adım 3'de kazık 3'de oluşan deformasyon diyagramları



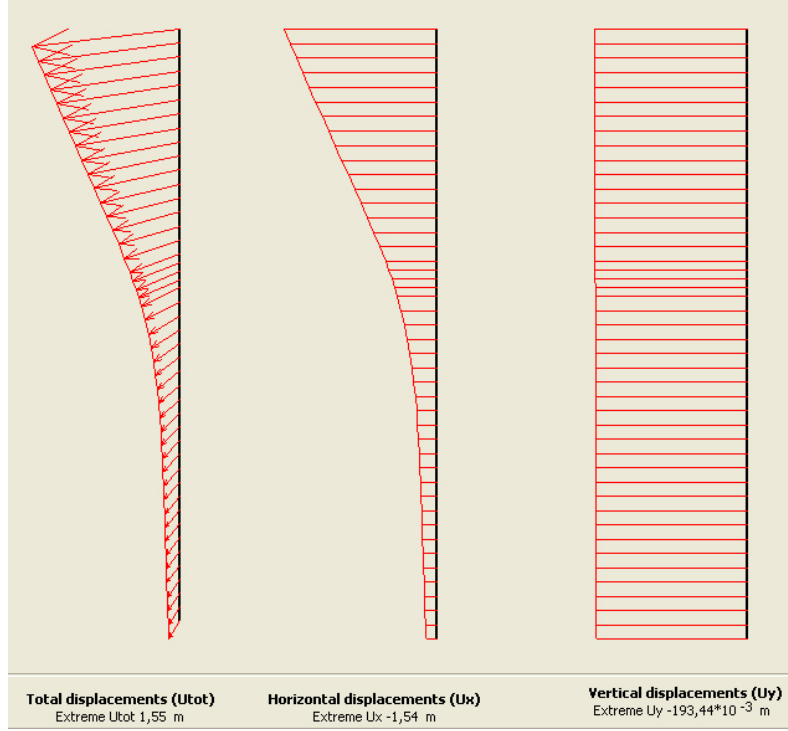


Şekil 6.47 Adım 3’de kazık 3’de oluşan kesme ve moment diyagramları

Şekil 6.46 ve Şekil 6.47’de görüldüğü gibi Kazık 3 için değerlendirmeler yapıldığında toplam deformasyon  $14,16 \cdot 10^{-3}$  m’den, 1,56 m’ye çıkmıştır. Aynı şekilde kesme üst değeri 10,99 kN/m’den, 581,60 kN/m’ye, moment üst değeri de -13,81 kNm/m’den  $-2,47 \cdot 10^3$  kNm/m’ye çıkmıştır.

Kazık 4 için,

Kazık 4’ün diyagramları göz önüne alındığında Şekil 6.48 ve Şekil 6.49’da deprem etkisi olmadan deformasyon durumu  $14,71 \cdot 10^{-3}$  m iken deprem etkisi sayesinde bu 1,55 m olmaktadır. Kesme değeri 3,82 kN/m iken deprem etkisi sonucu bu değer 343,70 kN/m olmaktadır. Moment değeri ise 8,50 kNm/m iken  $-2,22 \cdot 10^3$  kNm/m olmaktadır.



Şekil 6.48 Adım 3’de kazık 4’de oluşan deformasyon diyagramları



Şekil 6.49. Adım 3’de kazık 4’de oluşan kesme ve moment diyagramları

Tablo 6.1. köprü ayağı şevi analiz sonuçları

<b>KÖPRÜ AYAĞI ŞEV ANALİZİ</b>					
<b>AD NO</b>	<b>ZEMİN DEFORMASYONU (m)</b>	<b>KAZIK NO</b>	<b>KAZIK DEFORMASYON (m)</b>	<b>KESME MOMENTİ (kN/m)</b>	<b>EĞİLME MOMENTİ (kNm/m)</b>
1	$768,10^{-3}$	-	-	-	-
2	$18,10.10^{-3}$	1	$7,28.10^{-3}$	13,73	-11,01
		2	$11,11.10^{-3}$	11,81	12,75
		3	$14,16.10^{-3}$	10,99	13,81
		4	$14,71.10^{-3}$	3,82	8,50
3	3,16	1	$860,00.10^{-3}$	579,13	$-2,28.10^3$
		2	1,44	602,55	$-3,06.10^3$
		3	1,56	581,60	$-2,47.10^3$
		4	1,55	345,70	$-2,22.10^3$

## 6.2 Bolu Dağı Geçiş Şev Kayması

Ankara-İstanbul'u birbirine bağlayan Anadolu Otoyolunun Bolu-Düzce arasında, Kaynaşlı ilçesine 20 km kala Bolu Dağı tırmanma şeridinde 12 Kasım 1999 Düzce depreminde yol şevinde kayma oluşmuştur. Bu yapay şev deprem öncesi kendini tutarken deprem kuvveti ile 30m'lik bir kayma oluşmuştur. Bu çalışmada bu yapay yol şevi verileri kullanılarak sonlu elemanlar yöntemi ile şevin vaka analizi yapılmıştır.

Bolu Dağı yamaçlarında olan bu şev, yapay bir şevdir. Yol yapılırken zemin yüzeyi doldurularak yolun kırmızı kotu oluşturulmuştur. Burada kullanılan şev zeminini ve dağ yamacını iki farklı zemin katmanı olarak tanımlanmıştır. Bu şeve belirli aralıklarla kazıklar çakılarak deprem etkisi uygulayarak da deformasyon durumu incelenmiştir.



Şekiller 6.51-52’de modeli oluşturan katmanların zemin özellikleri daha önce yapılan analiz sonuçlarından elde edilen verilerin girişi ile katman özellikleri oluşturulmuştur.

The image shows two side-by-side screenshots of the 'Mohr-Coulomb - GRANIT' dialog box. The left screenshot shows the 'General' tab with the following settings: Material Set Identification: GRANIT, Material model: Mohr-Coulomb, Material type: Drained, General properties:  $\gamma_{unsat}$ : 19,000 kN/m<sup>3</sup>,  $\gamma_{sat}$ : 20,000 kN/m<sup>3</sup>, Permeability:  $k_x$ : 1,000 m/day,  $k_y$ : 1,000 m/day. The right screenshot shows the 'Parameters' tab with the following settings: Stiffness:  $E_{ref}$ : 6,500E+04 kN/m<sup>2</sup>,  $\nu$  (nu): 0,300, Strength:  $C_{ref}$ : 1,000 kN/m<sup>2</sup>,  $\phi$  (phi): 40,000 °,  $\psi$  (psi): 0,000 °, Alternatives:  $G_{ref}$ : 1,346E+04 kN/m<sup>2</sup>,  $E_{sed}$ : 4,712E+04 kN/m<sup>2</sup>, Velocities:  $V_s$ : 83,330 m/s,  $V_p$ : 155,900 m/s.

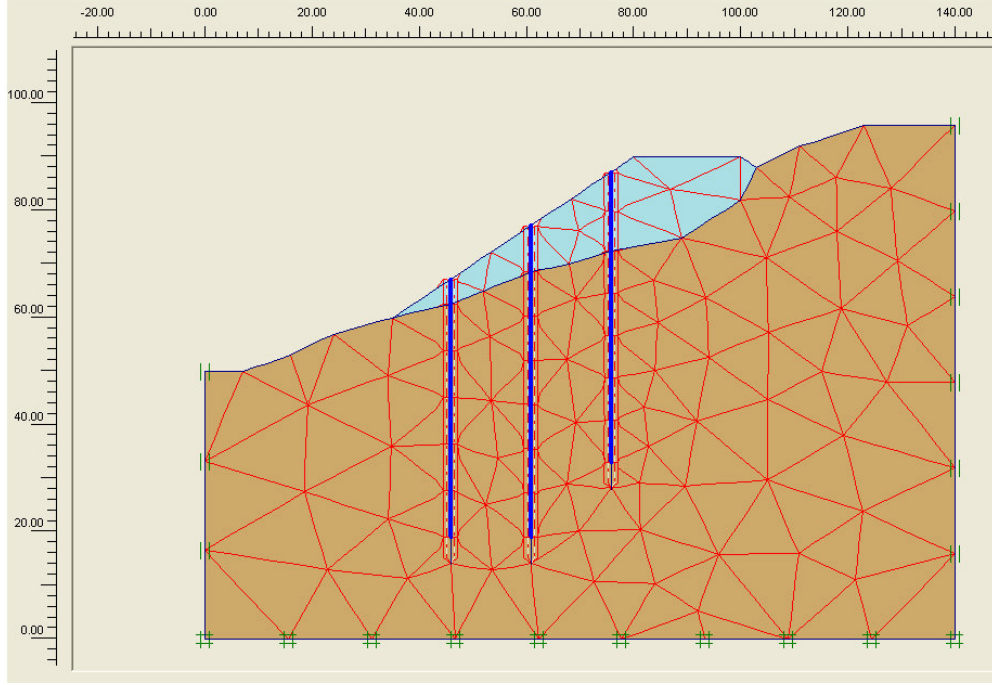
Şekil 6.52 Granit zemin katmanının programa giriş tablosu

Şevin üzerine belirli aralıkta ve boylarda kazıklar işlenerek bu kazıkların özellikleri şekil 6.53’de verilmiştir.

The image shows the 'Plate properties' dialog box with the following settings: Material set Identification: KAZIK, Material type: Elastic, Properties: EA: 1,000E+06 kN/m, EI: 3,000E+04 kNm<sup>2</sup>/m, d: 0,600 m, w: 2,000 kN/m/m, v: 0,200,  $M_p$ : 1,000E+15 kNm/m,  $N_p$ : 1,000E+15 kN/m, Rayleigh  $\alpha$ : 0,000, Rayleigh  $\beta$ : 0,000.

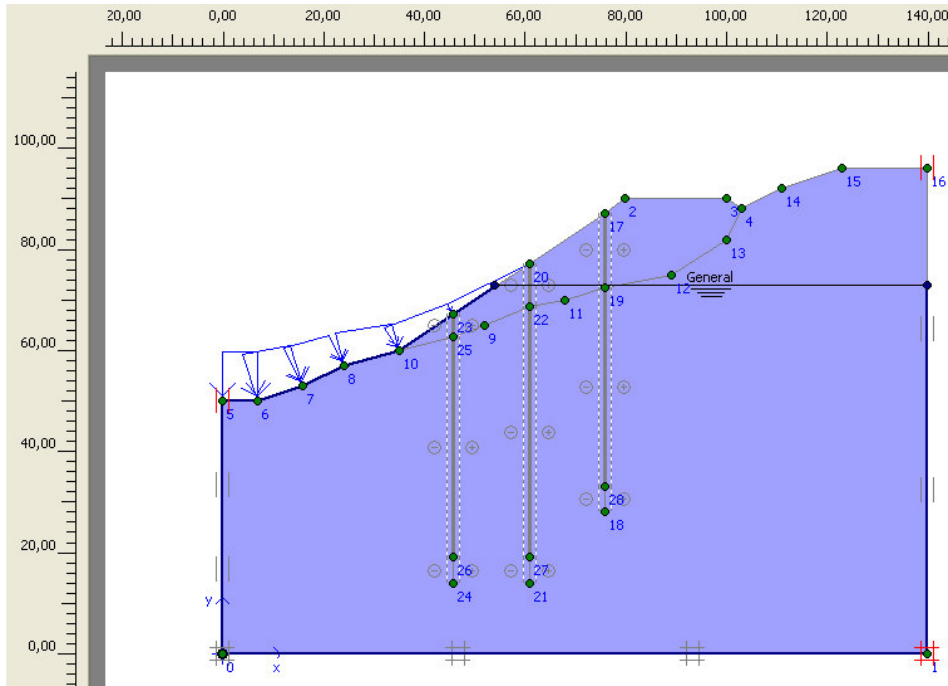
Şekil 6.53 Kazıkların özelliklerinin oluşturulması tablosu

Kazıkların yerleştirilmesinden sonra kazık ve zemin arasındaki ara yüzleri “interface” oluşturulmuş olup bu ara yüzler pozitif ve negatif olarak şekil 6.54’de verilmiştir. Bu modelmeden sonra sonlu elemanlar yönteminde kullanılacak olan düğüm noktaları oluşturulmuştur. Bu düğüm noktaları da şekil 6.54’de görülmektedir.

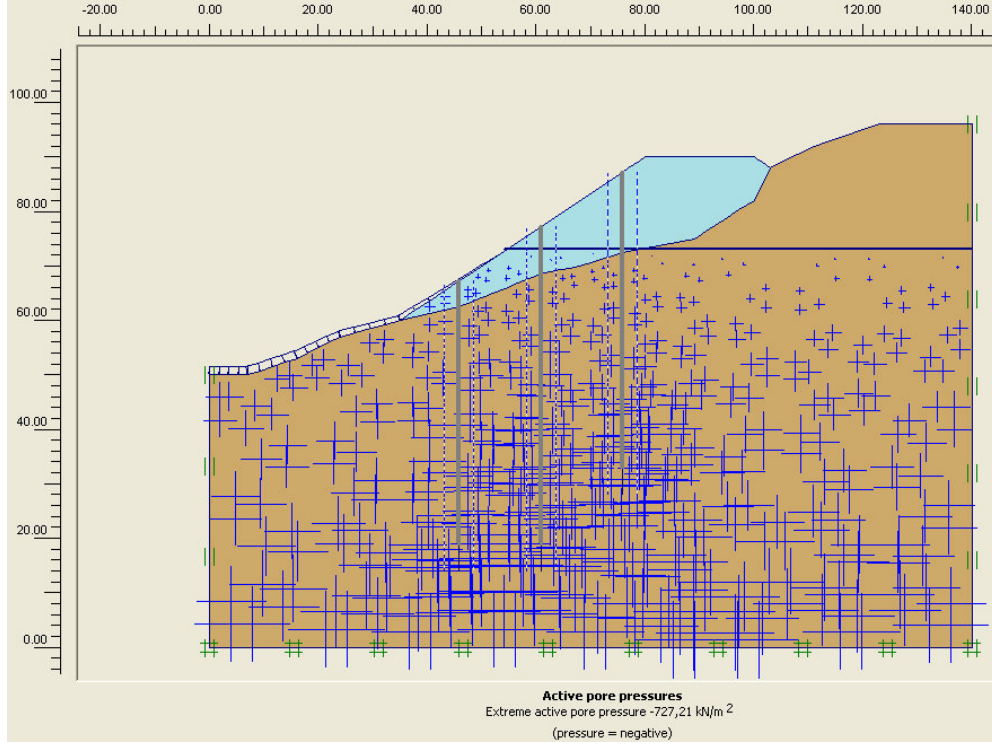


Şekil 6.54 Modelin meshleri

Bu düğüm noktaları oluşturulduktan sonra yer altı su seviyesinin yeri ve bu suyun zemine etkisi programa girilmiştir. Zemin suyu basıncı değerleri ve bunun zemine etkileri incelenmiştir (Şekil 6.55).

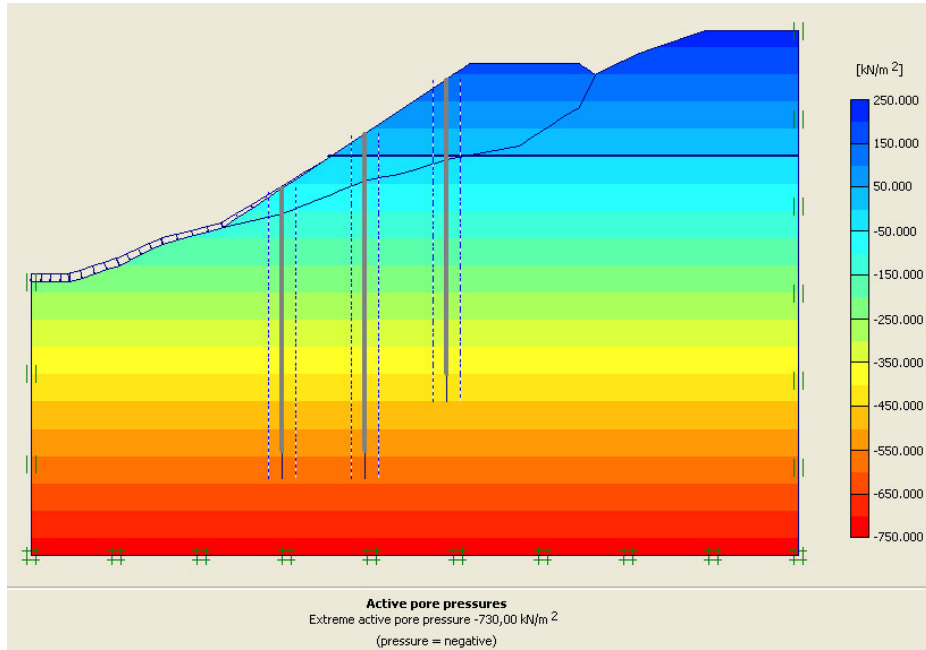


Şekil 6.55 Zemin suyu basıncı



Şekil 6.56 Zemin suyu basıncı

Şekil 6.56'de modellenen şevin zemin suyu basıncı maksimum değeri  $-727,21 \text{ kN/m}^2$  çıkmıştır. Bu değerın zemin içindeki dağılımı Şekil 6.57'de görülmektedir.

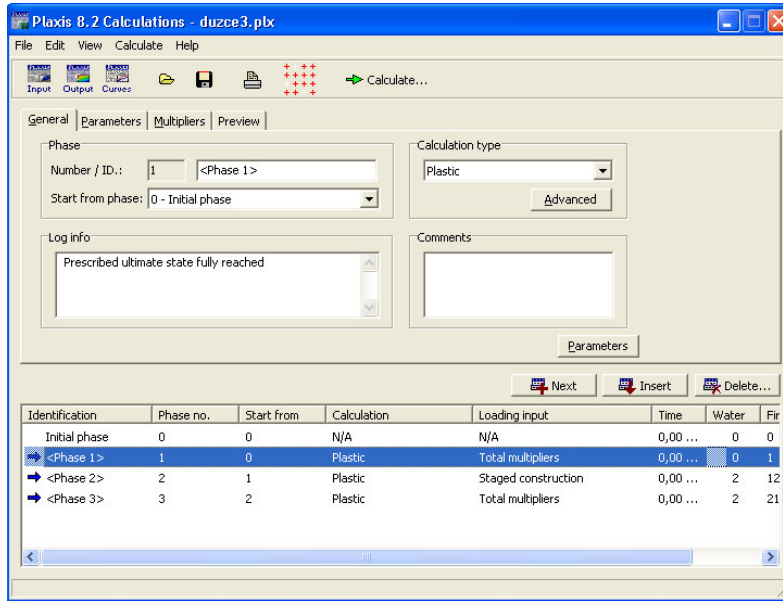


Şekil 6.57 Zemin suyu basıncı dağılımı

Buraya kadar programın ilk bölümü olan “Input” veri değerlerinin girişi ve modelleme oluşturulmuştur.

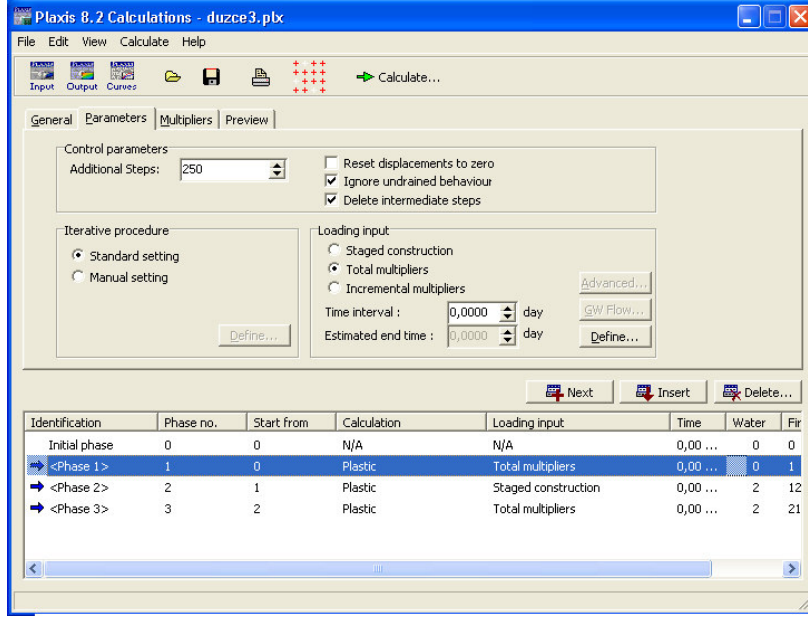
Yapılan modelin verileri ikinci aşama olan hesaplama kısmına uygulanmıştır. Burada model üç farklı durumda ele alınmıştır. Adım 1 “phase1” modellenen yapay şevin nasıl davrandığı ve deformasyon durumu, Adım 2 “phase2” kazıklı durumda oluşturulan şev modelinin davranışı ve deformasyon durumu, Adım 3 “phase3” ise modellenen şevin kazıklı durumda deprem etkisi sonucunda şeve ve kazıklara etkileyen kuvvetle oluşan deformasyon durumudur.

Adım 1 durumu incelendiğinde, oluşturulan şev modelinin gerçek ortamında kaymadığı kabulü nedeniyle programda girilen veriler doğrultusunda duraylı olması gerektirir. Birinci durumda ki hesaplamada zeminin kendi ağırlığı ve yer altı su seviyesinden oluşan boşluk suyu basıncı etkisiyle hareketini incelemek için veri parametreleri şekil 6.58 ve 6.59’da verilmiştir.

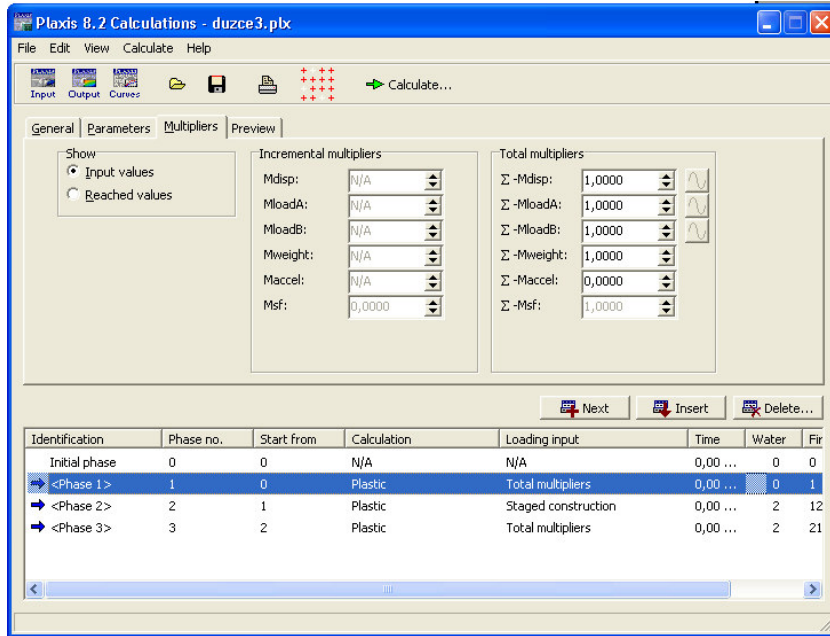


Şekil 6.58 Adım 1’de veri girişi



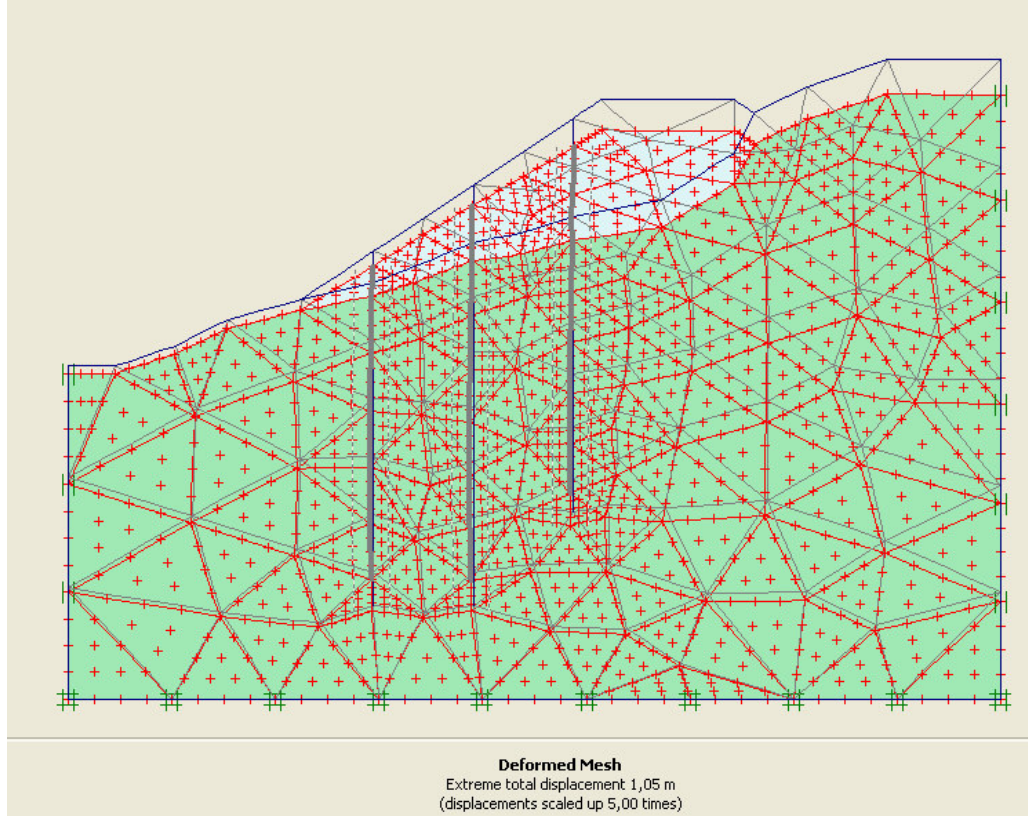


Şekil 6.59 Adım 1'de parametre girişi



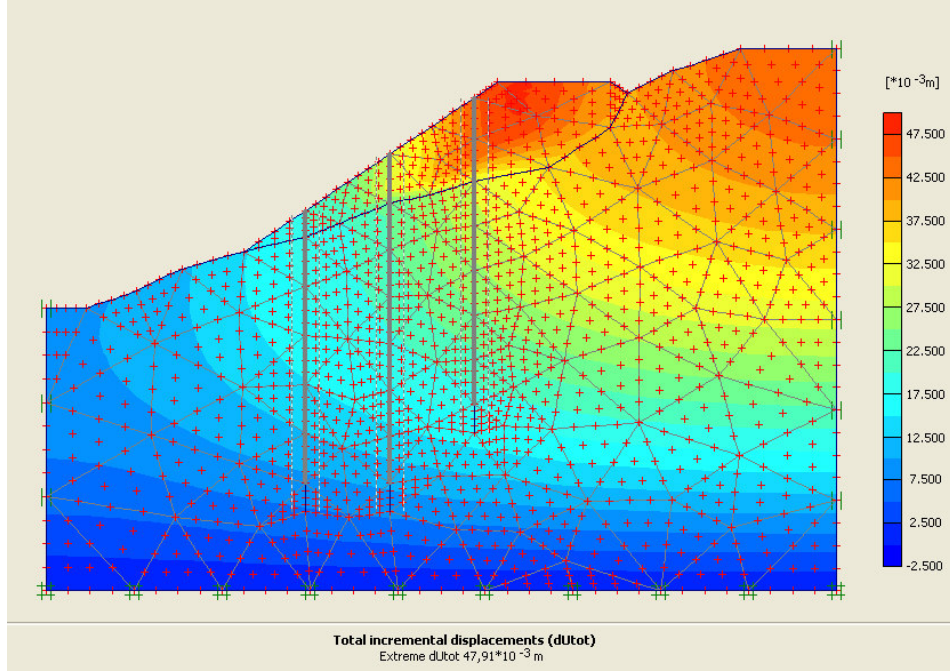
Şekil 6.60 Adım 1'de parametre girişi

Burada zeminin ağırlığı ile oluşacak deformasyonları görebilmek için  $m_{weight}=1.000$  yazılarak sisteme etki ettirilir. İlk aşama hesaplamaları için veri girişi tamamlanmış olmaktadır. Kurulu sistem kaydedilip hesaplama yapılır. Hesap sonucunda şekil 6.61'deki deformasyon durumu oluşmuştur.



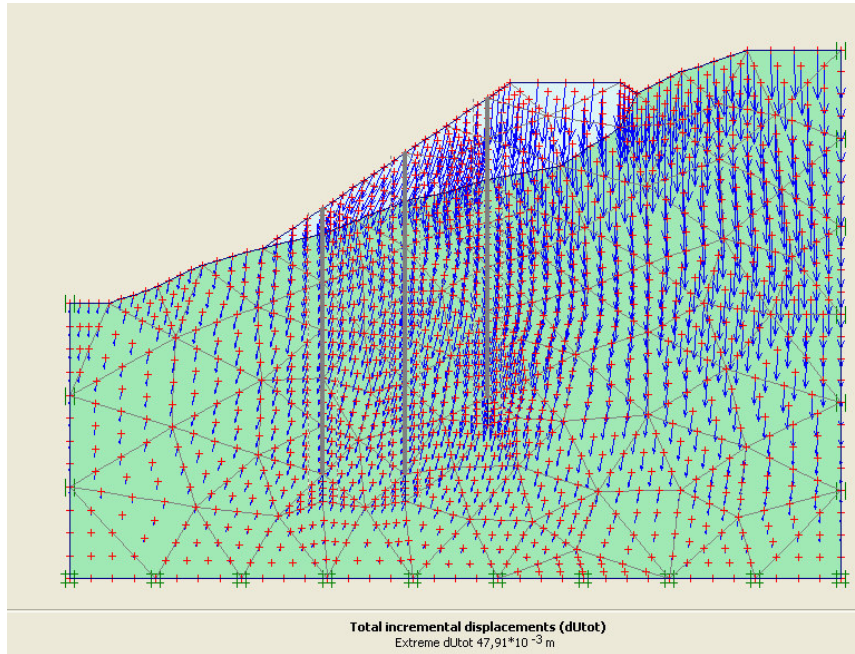
Şekil 6.61 Adım 1'deki deformasyon durumu

Şekil 6.61'de görüldüğü üzere hazırlanan şevin bu parametreler olduğu takdirde 105 cm'lik bir şev deformasyonuna maruz kalmıştır. Burada görünen kazıkların hesapta hiçbir etkisi yoktur. Yani hesapta kazıklar aktif değildir. Maksimum parametrelerin bir arada oluşmasıyla oluşacak maksimum deformasyon değeridir.



Şekil 6.62 Adım 1'deki deformasyon dağılımı

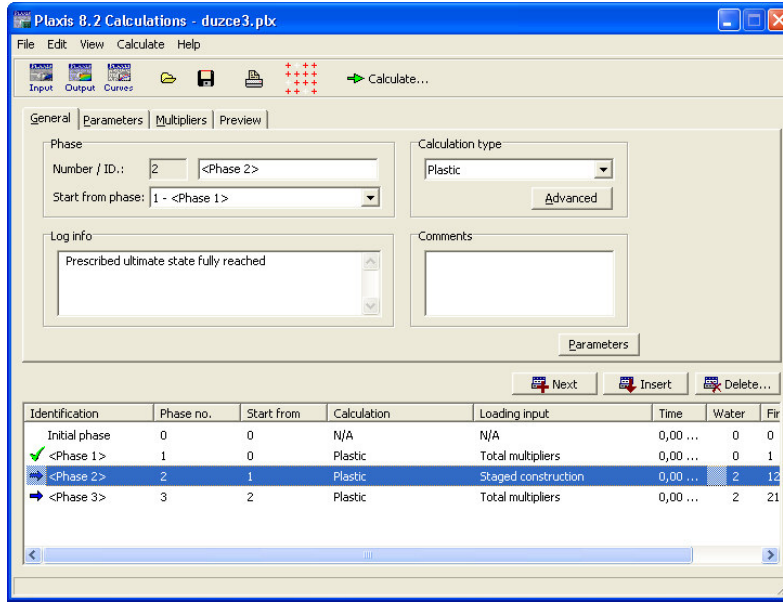
Şekil 6.62'de şevi oluşturan zemindeki toplam deformasyon dağılımı görülmektedir. Bu bize şevin en üst bölgesindeki yer değiştirmenin maksimum olduğu ve daha aşağılardaki yer değiştirmelerin gittikçe küçüldüğünü şematik olarak anlatmaktadır.



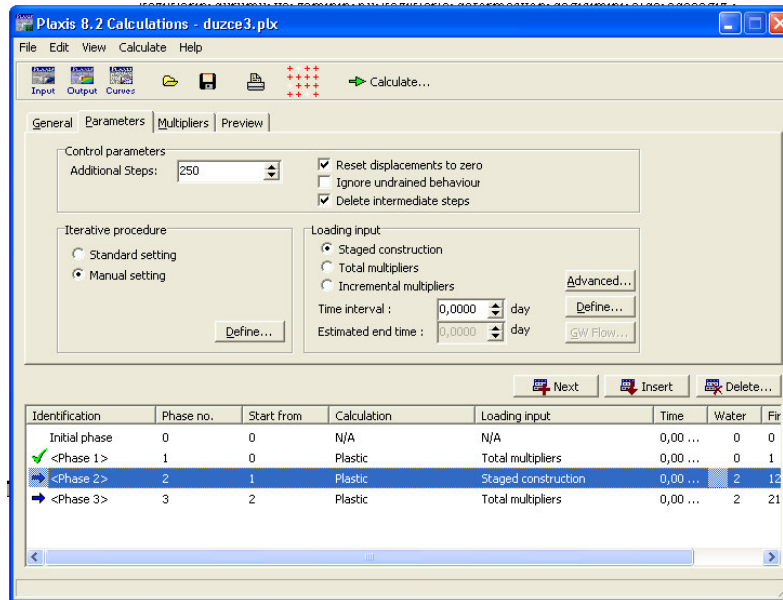
Şekil 6.63 Adım 1'de zemin dane hareketi

Şekil 6.63’de aşevin zemin hareketinin şekli görülmektedir.

Bu durumda istenilen sonuçları elde ettikten sonra, II aşama olan adım 2’ye “phase2” geçilir. Bu adımda aşevin iyileştirilmesi için aşeve uygulanan kazıkların durumu ve zeminin bu kazıklarla deformasyon değişimi elde edilecektir. İlk olarak veri parametreleri oluşturulur. Bu parametre değerleri Şekil 6.64 ve 6.65’de verilmiştir.



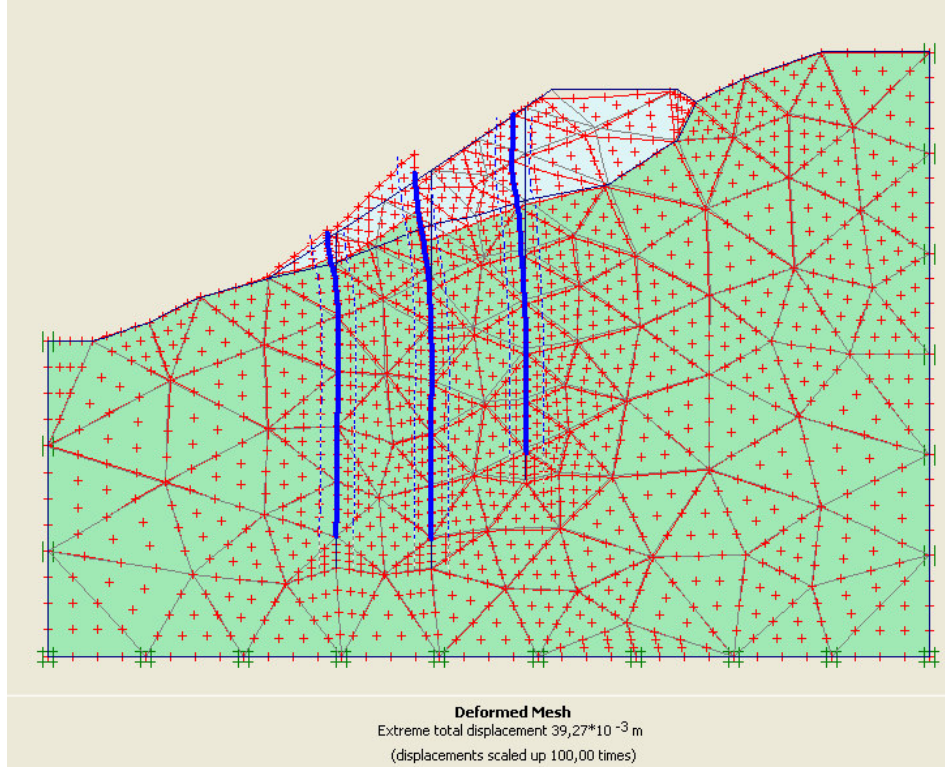
Şekil 6.64 Adım 2’de veri girişi



Şekil 6.65 Adım 2’de parametre girişi

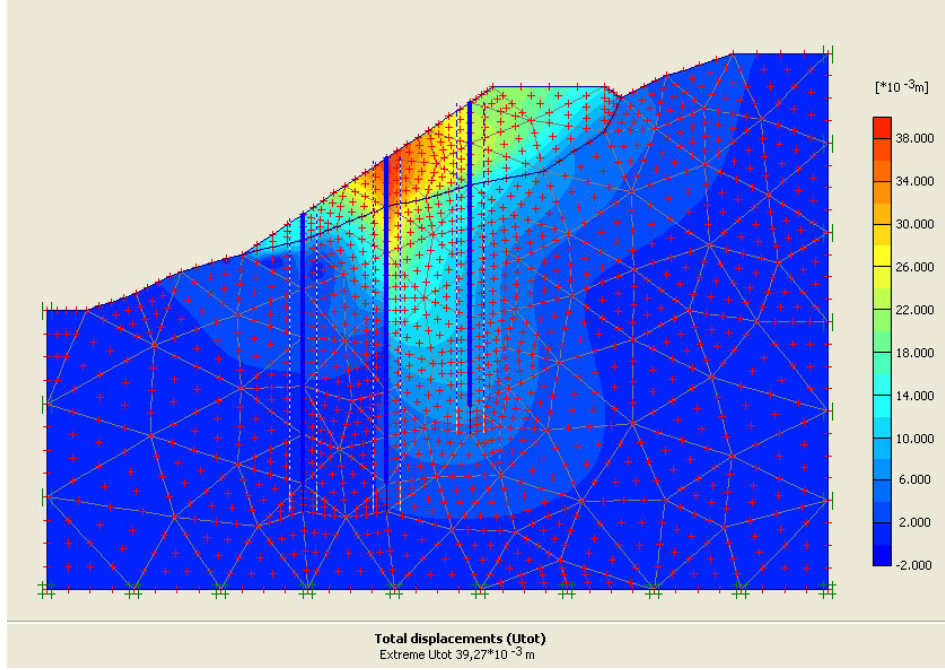


Şekil 6.66’da görüldüğü gibi oluşturulan kazıkların özellikleri parametrelere eklenerek aktif hale getirilir. Bu durumda kazıklar daha önceden oluşturulan özellikleri kazanarak zemin içinde davranışları incelenir. Adım 2 parametreleri hazırlanıp hesaplatılır. Bu hesap sonucunda şevde meydana gelen deformasyon durumu elde edilir.



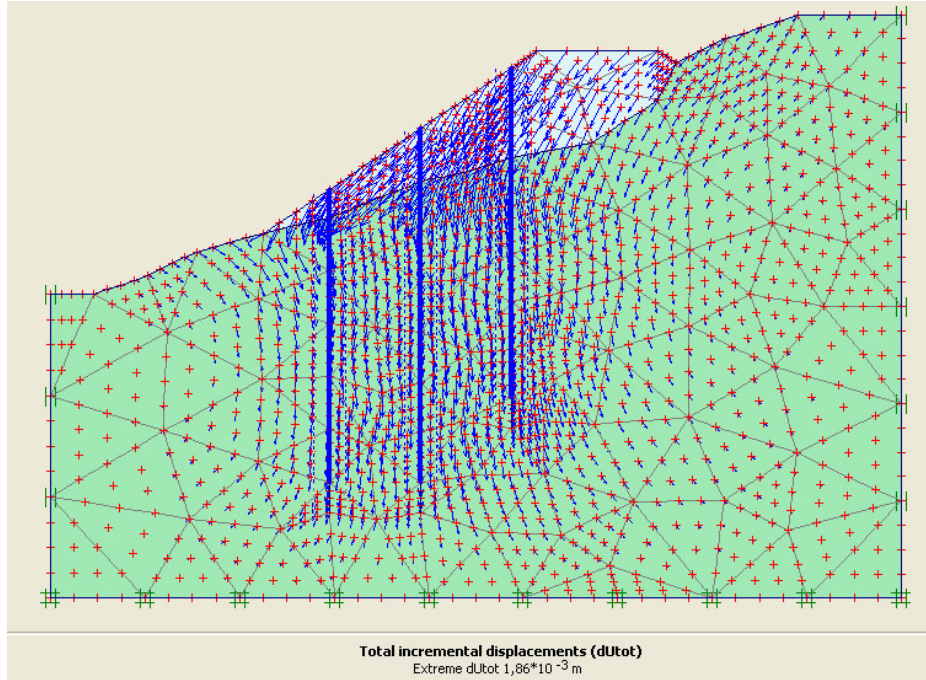
Şekil 6.66 Adım 2’de oluşan deformasyon durumu

Şekil 6.66’da görüldüğü üzere şevdeki toplam deformasyon 39 cm olmuştur. Bu durumda bize şeve çakılan kazıkların şevin kazıksız haldeki deformasyonu olan 105 cm’lik deformasyonu 39 cm’e çektiğini göstermektedir. Yaklaşık 66 cm’lik deformasyon farkı kazıklarla karşılanmıştır. Bu kazıkların özellikleri ve sayısı değiştirilerek deformasyon daha da aşağı çekilebilir.



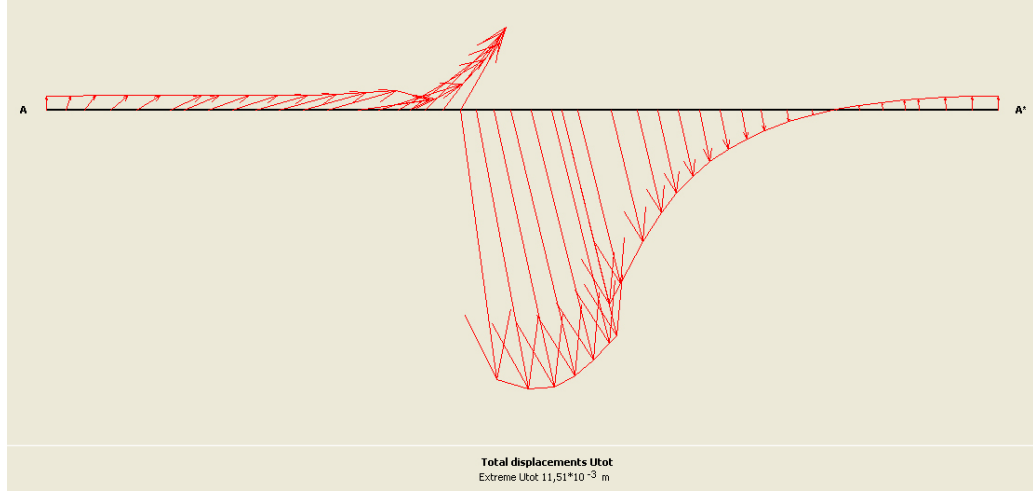
Şekil 6.67 Adım 2’de kazıklı durumda şevde oluşan deformasyon dağılımı

Şekil 6.67’de görülen kazıklı durumda oluşan yükler karşısında deformasyon dağılımının şemasıdır. Burada zemindeki kazıksız durum gibi şevin üst tarafındaki kazıklar en büyük deformasyonun olduğu bölgedir. Çünkü bu bölge muhtemel kaymanın oluşabileceği alandır.

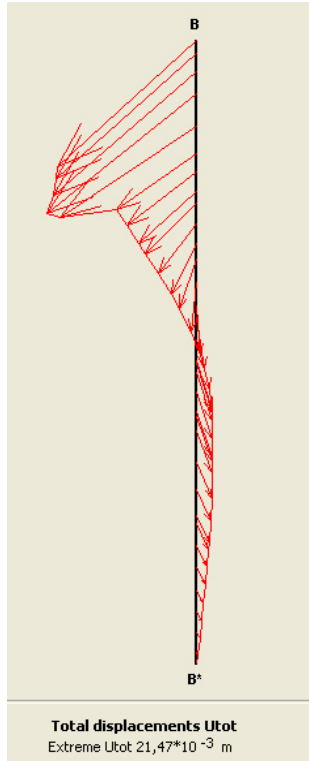


Şekil 6.68 Adım 2’de zemin dane hareketleri

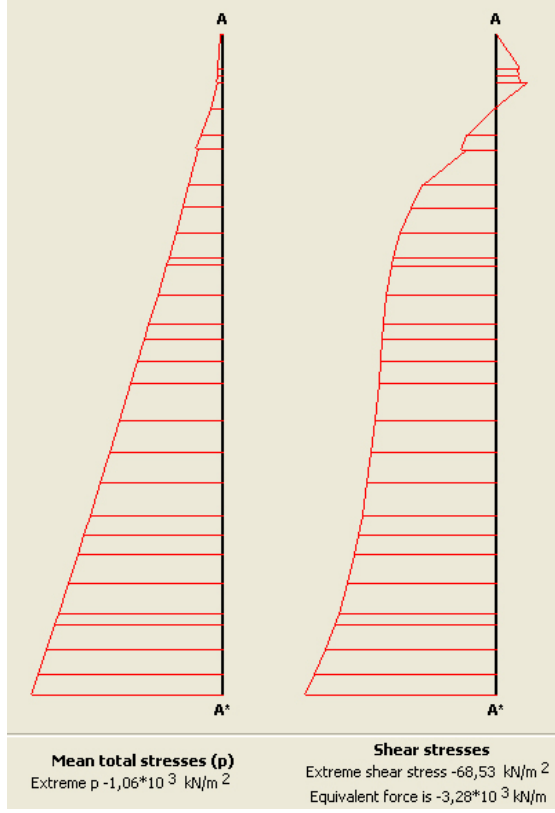
Şekil 6.68’de kazıkların zemin içindeki dane hareketlerine nasıl etki ettiği görülmektedir. Bu etkiler kazık yüzeyinde yoğunlaşmaktadır. Görüldüğü üzere şevlerde kullanılan kazıkların serbest haldeki deformasyonun minimize edilmesine veya tamamen ortadan kaldırılmasına büyük katkı sağlamaktadır. Bu durum da şev üzerinde oluşan deformasyon diyagramları a-a kesiti ve b-b kesitinde verilmiştir. (Şekil 6.69-70)



Şekil 6.69 Adım 2’de a-a kesiti



Şekil 6.70 Adım 2’de b-b kesiti

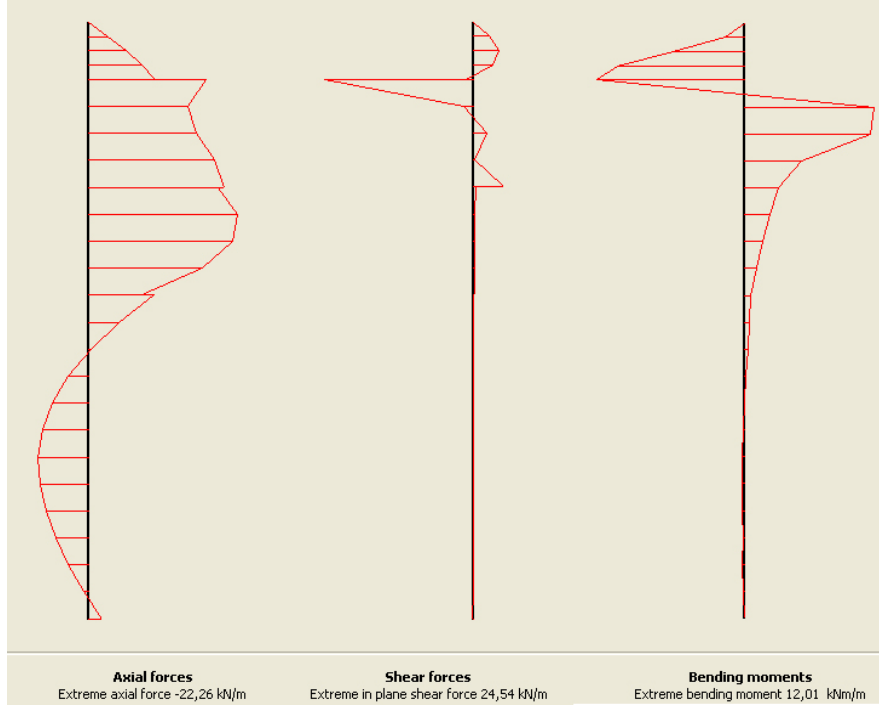


Şekil 6.71 Adım 2’de şevde oluşan gerilme ve kesme diyagramları

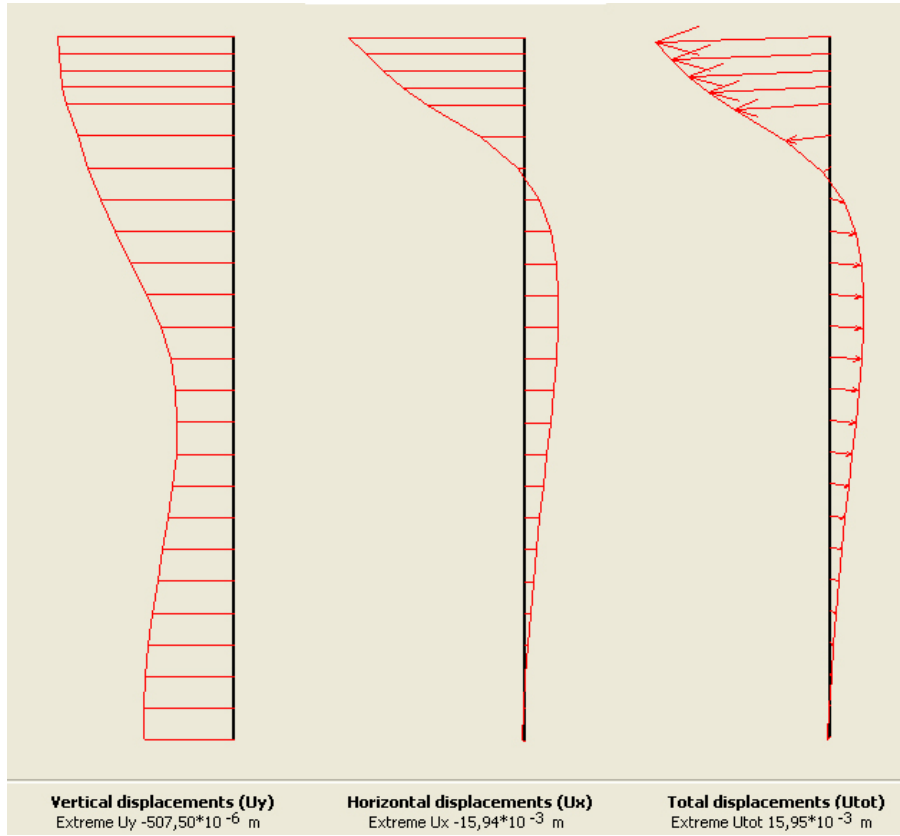
Şekil 6.71’de şevde oluşan kesme ve gerilme diyagramları verilmiştir. Adım 2’de deprem etkisi olmadan kazıklarında oluşan deformasyon, kesme ve moment diyagramları aşağıdaki gibidir. Soldan sağa doğru kazıkların kesme ve moment diyagramları ve her birinde oluşan deformasyon diyagramları verilmiştir.

Kazık 1’de,





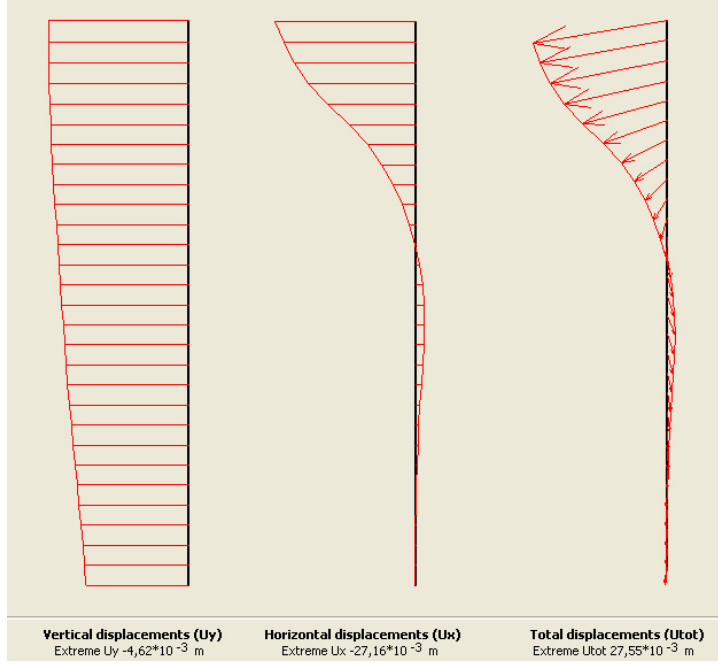
Şekil 6.72 Adım 2’de kazık 1’de oluşan kesme ve moment diyagramları



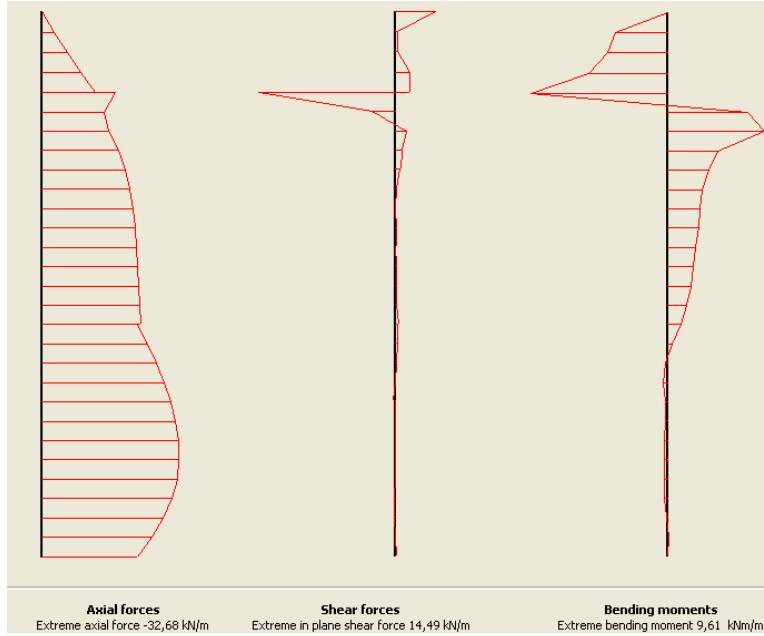
Şekil 6.73 Adım 2’de kazık 1’de oluşan deformasyon diyagramları

Grafiklerde de görüldüğü gibi kazık 1 de toplam deformasyon 15,95 cm olmuş buna karşılık kazık içindeki kesme ve moment değerleri sırası ile 24,54 kN/m ve 12,01 kNm/m olmaktadır.

Kazık 2’de,



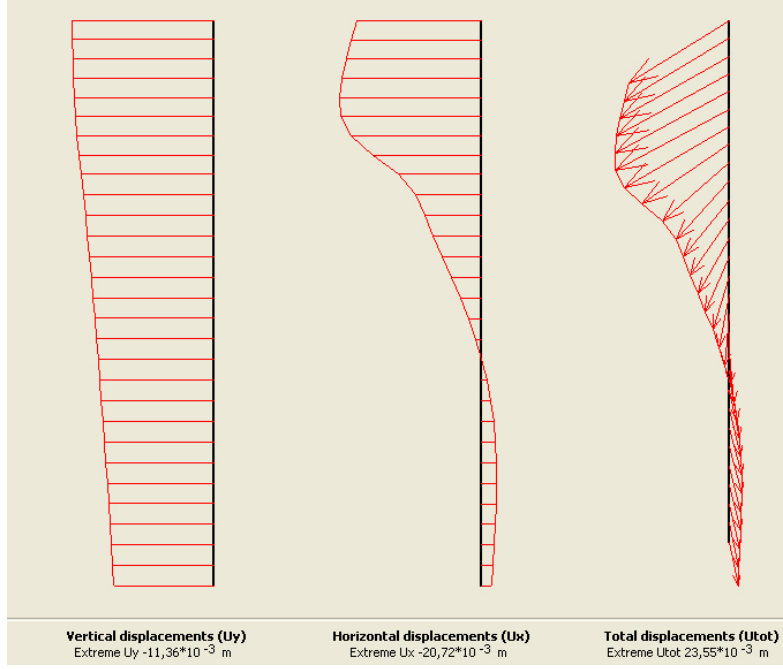
Şekil 6.74 Adım 2’de kazık 2’de oluşan deformasyon diyagramları



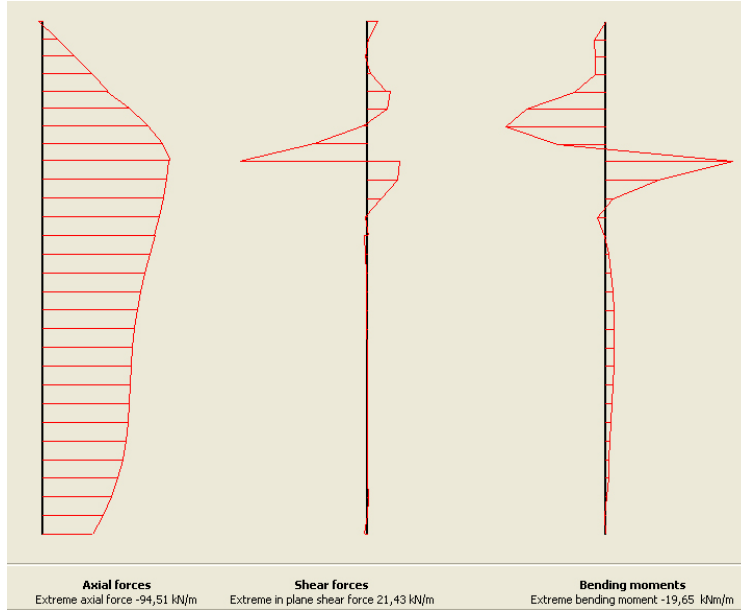
Şekil 6.75 Adım 2’de kazık 2’de oluşan kesme ve moment diyagramları

Şekil 6.74 ve Şekil 6.75’de kazık 2’de oluşan deformasyon 27,55 cm olurken kazık için kesme ve moment değerleri 14,49 kN/m ve 9,61 kNm/m olmaktadır.

Kazık 3’de,



Şekil 6.76 Adım 2’de kazık 3’de oluşan deformasyon diyagramları

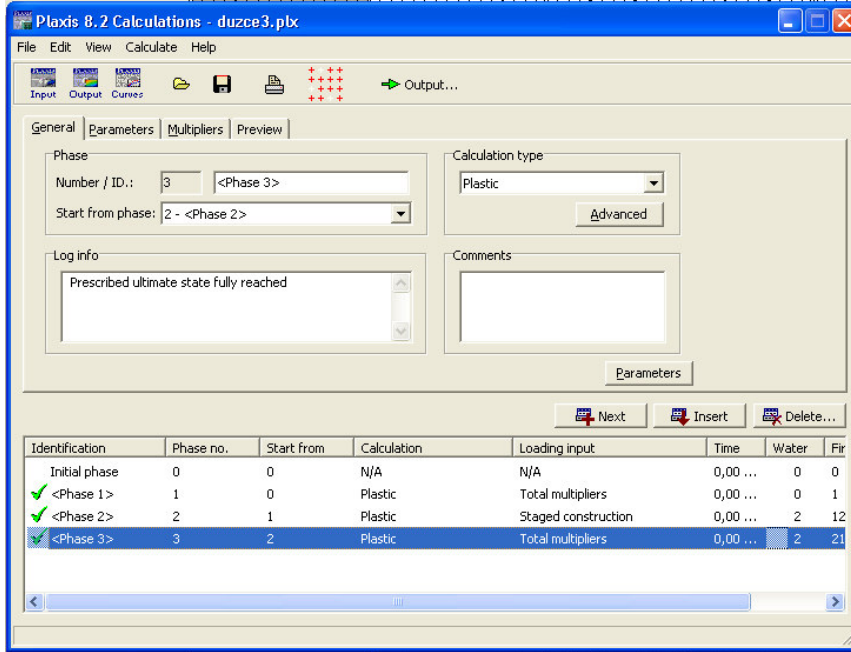


Şekil 6.77 Adım 2’de kazık 3’de oluşan kesme ve moment diyagramları

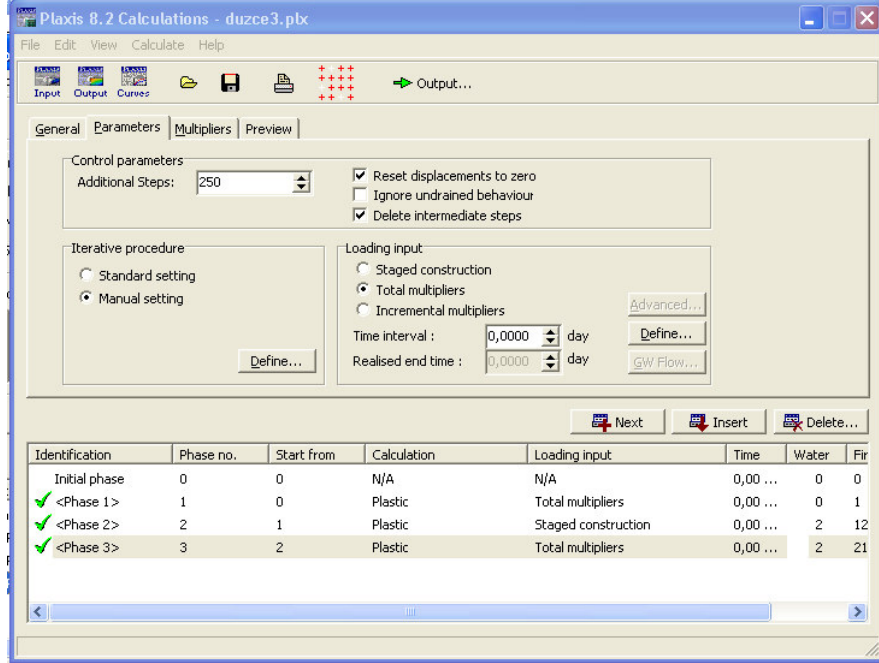
Kazık 3’de ise toplam deformasyon 23,55 cm olurken, kesme ve moment diyagramı değerleri ise 21,43 kN/m ve 19,65 kNm/m olmaktadır.

Bu durumlar göz önüne alındığında kazıkların yerleri ve boyları deprem etkisi olmadan yeterli görülmektedir. Deformasyonun en etkin olduğu kazık ise kazık 2 dir. Burada çıkan sonuç zemindeki deformasyonun olduğu yerdeki kazıklarda da en büyük deformasyon oluşmaktadır.

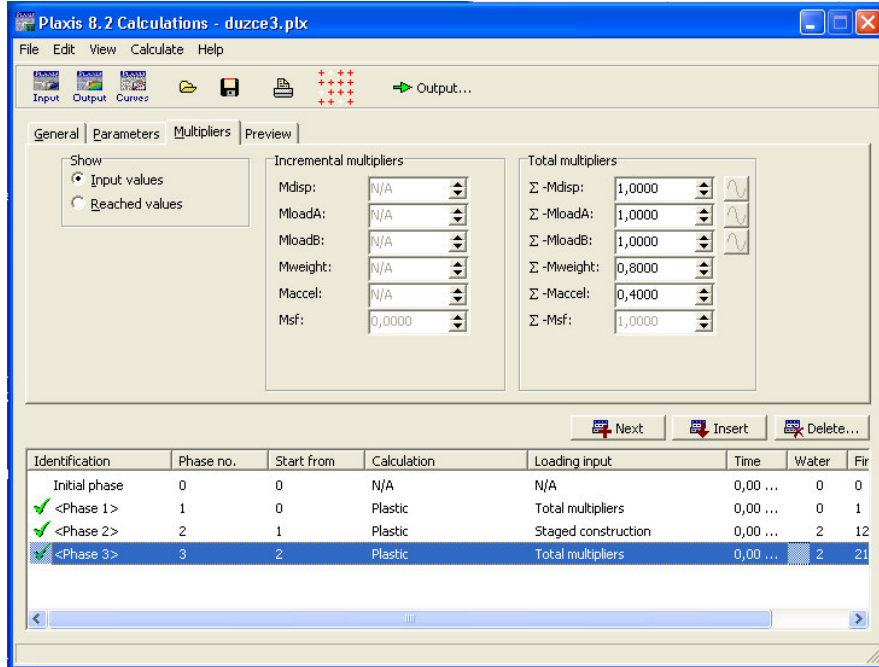
Adım 3’de “Phase3” şeve uygulanan kazıklarla birlikte deprem etkisi de eklenince oluşacak deformasyonu ve kazıkların durumu incelenecektir.



Şekil 6.78 Adım 3’de veri girişi



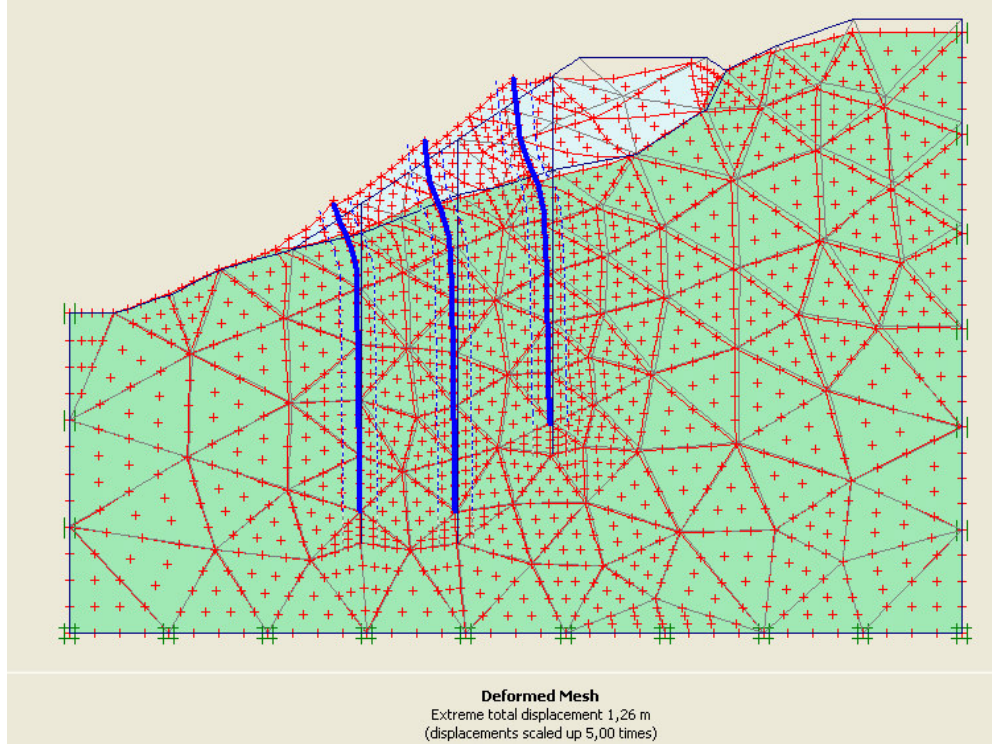
Şekil 6.79 Adım 3'de parametre girişi



Şekil 6.80 Adım 3'de parametre girişi

Şekiller 6.78-80'de görüldüğü üzere diğer iki adımdan farklı  $M_{accel}:0,5$  olarak verilmiştir.

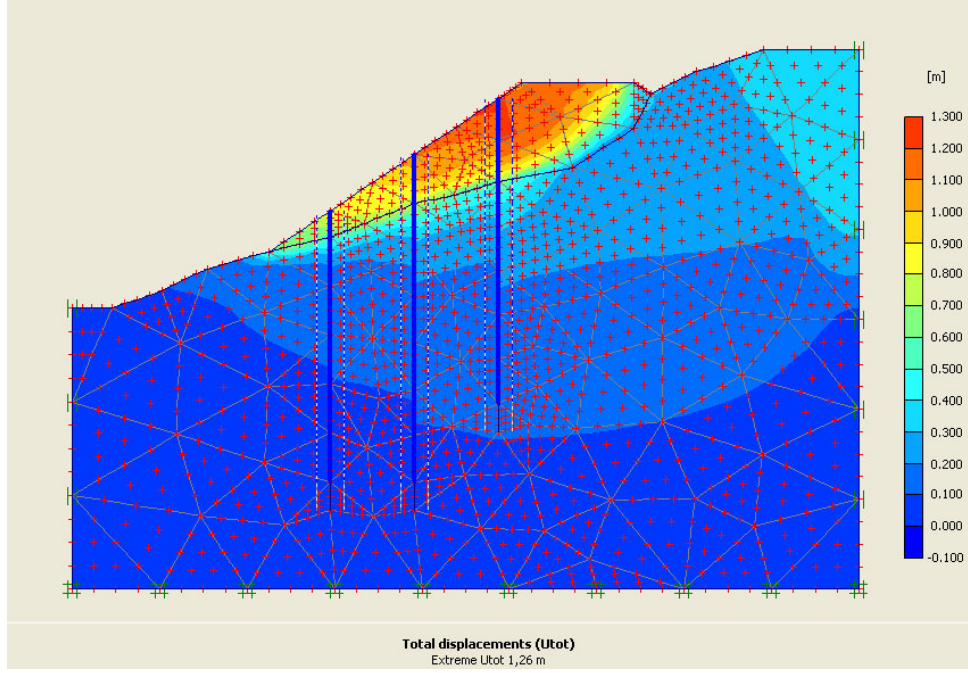
Deprem etkisi 0,2 olarak alınmış ve bu durumda şeve etkileyen kuvvetler karşısında şevin deformasyon durumu incelenmiştir. Bu durum bilindiği gibi depremin yıkıcı bir deprem olarak modellenmesidir. Yapılan hesaplama sonucunda Şekil 6.81’de görünen deformasyon durumu oluşmuştur. Burada da görüldüğü gibi şevin normal hali şeve çakılan kazıklı hali ve deprem etkisi sonraki hali arasında büyük farklar oluşmuştur.



Şekil 6.81 Adım 3’de deprem etkisi altındaki şevde deformasyon durumu

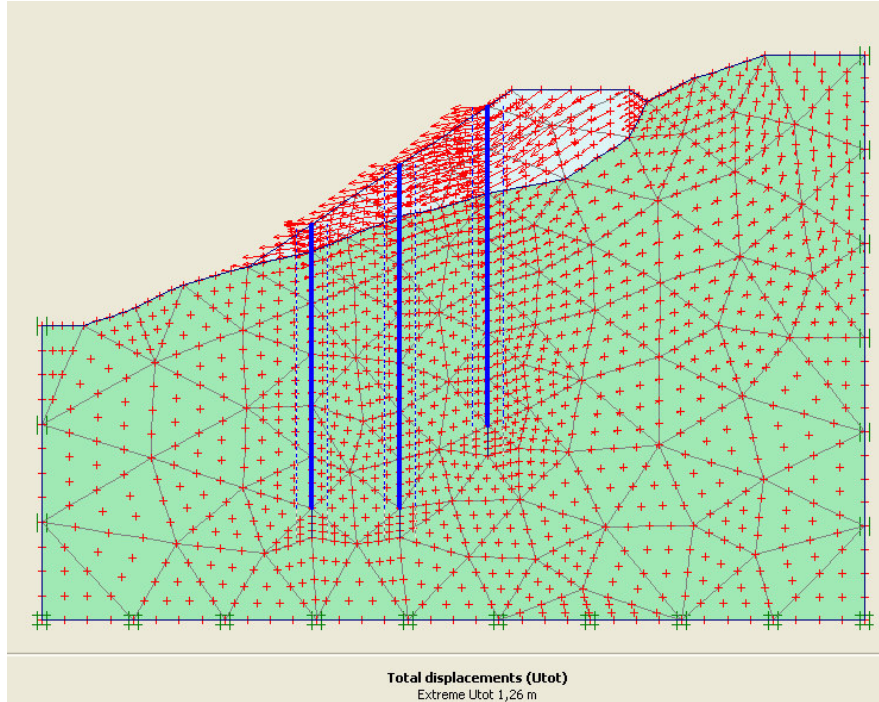
Şekil 6.81’de görüldüğü gibi deprem etkisiyle oluşan deformasyon 126 cm olmuştur. Adım 1’de oluşan deformasyon 105 cm, adım 2’de şevde oluşan deformasyon 39 cm, adım 3’de ise 126 cm olmuştur.





Şekil 6.82 Adım 3’de deprem etkisi altındaki şevde deformasyon dağılımı

Şekil 6.82’de görülmektedir ki şevde oluşan en büyük deformasyon yapay şev üzerinde oluşan kayma yayı üzerindedir. Bu deformasyon daha aşağılara inildikçe azalmaktadır.

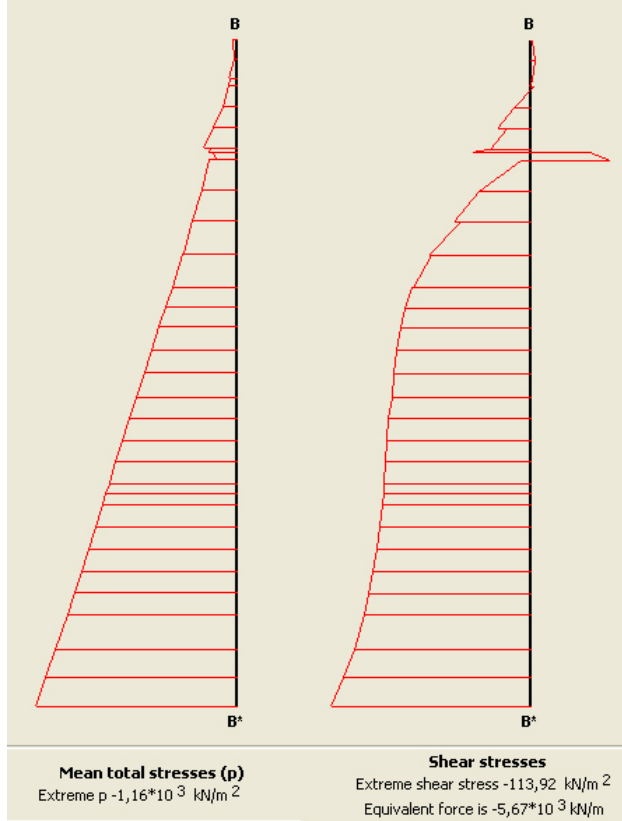


Şekil 6.83 Adım 3’de deprem etkisi altındaki şevde dane hareketi





Şekil 6.85’de verilen b-b kesitinde oluşan deformasyon 113 cm’ye çıkmıştır. Adım 2’deki b-b kesitindeki bu deformasyon 22 cm’dir. Bu durumda a-a kesitleri yani yatay deprem yükü altındaki deformasyon b-b kesitleri yani düşey deprem yükleri altındaki deformasyon farkı çok büyüktür.



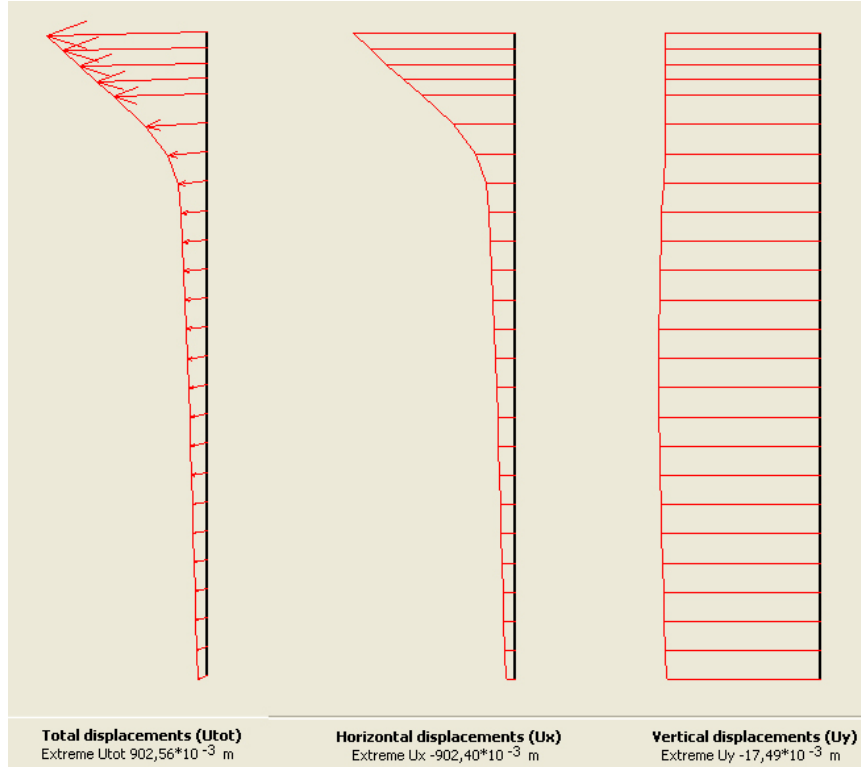
Şekil 6.86 Adım 3’de şevde oluşan stres ve kesme diyagramları

Şekil 6.41 ve adım 2’deki durum kıyaslandığında gerilme değerinin aynı kalmasına rağmen kesme kuvveti yine büyük oranda artmıştır.

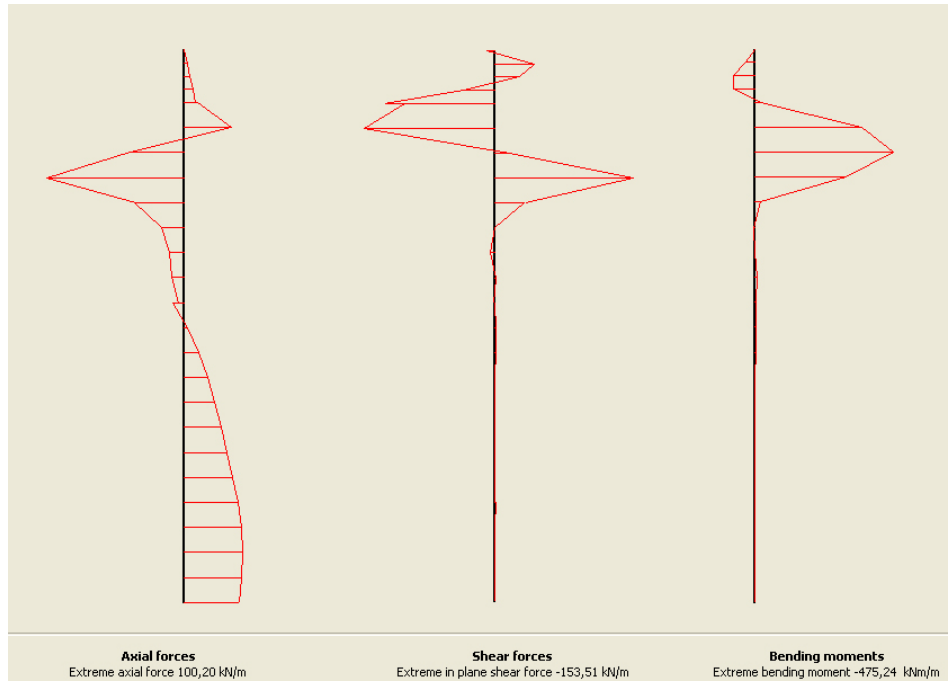
Bu oluşan koşullarda adım 3’de, kazıklar üzerindeki deformasyon ve yapısal kesme ve moment diyagramlarını, adım 2’de olduğu gibi soldan sağa doğru tek tek incelendiğinde iki adım arasındaki her bir kazık için değişim değerlerini elde edilebilir.

Buna göre,

Kazık 1 için,



Şekil 6.87 Adım 3’de kazık 1’de oluşan deformasyon diyagramları

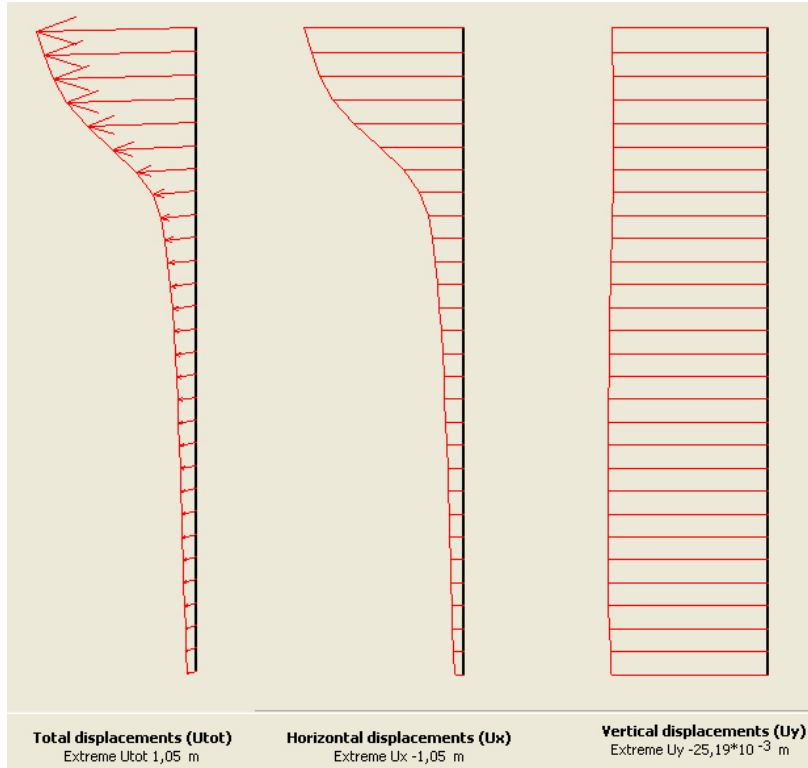


Şekil 6.88 Adım 3’de kazık 1’de oluşan kesme ve moment diyagramları

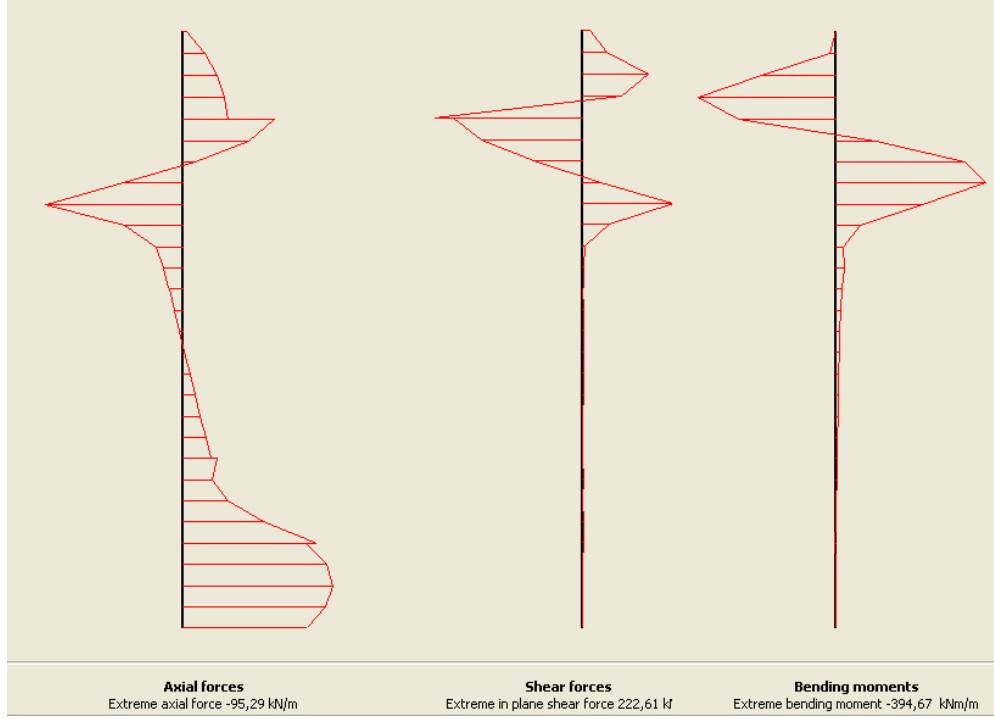
Şekiller 6.87-88'de görüldüğü gibi kazık özellikleri aynı olmasına karşın deprem etkisi sayesinde deformasyon, kesme ve moment diyagramları maksimum değerlerinde çok büyük bir artış oluşmuştur. Kazık 1 için bu karşılaştırmayı yaparsak toplam deformasyon 15,95 cm'den, 90.20 cm'ye çıkmıştır. Aynı şekilde kesme üst değeri 24,54 kN/m'den, 100,20 kN/m'ye, moment üst değeri de -22,26 kNm/m'den -475,24 kNm/m'ye çıkmıştır. Kazık 1 de oluşan bu fark bize deprem etkisinin zeminde büyük bir yatay kuvvet oluşturduğunu göstermektedir.

Kazık 2 için,

Kazık 2'nin diyagramlarına bakıldığında Şekil 6.89 ve Şekil 6.90'da deprem etkisi olmadan deformasyon durumu 27,55 cm iken deprem etkisi sayesinde bu 105 cm olmaktadır. Kesme değeri -32,68 kN/m iken deprem etkisi sonucu bu değer 222,61 kN/m olmaktadır. Moment değeri ise 9,61 kNm/m iken 394,67 kNm/m olmaktadır.

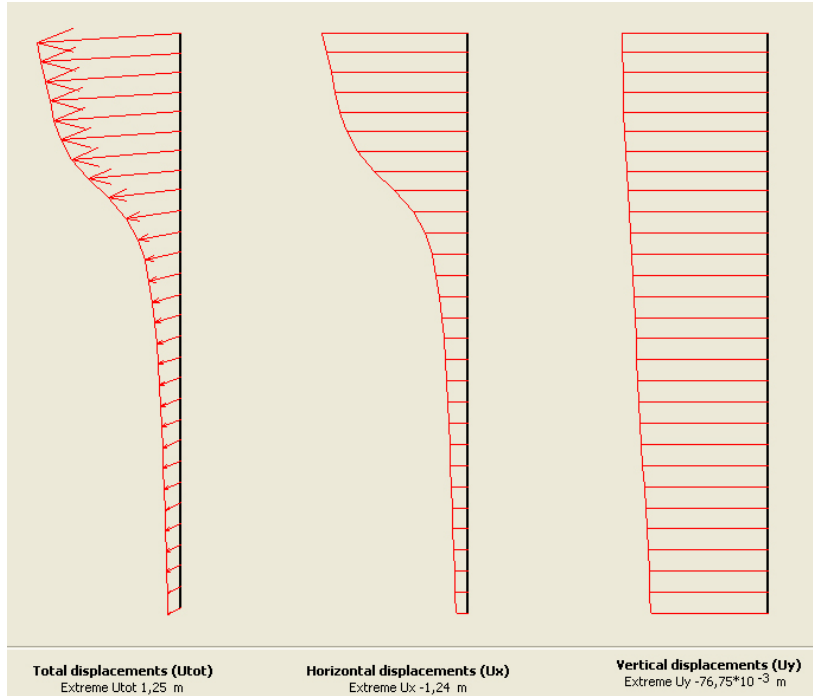


Şekil 6.89 Adım 3'de kazık 2'de oluşan deformasyon diyagramları



Şekil 6.90 Adım 3'de kazık 2'de oluşan kesme ve moment diyagramları

Kazık 3 için,



Şekil 6.91 Adım 3'de kazık 3'de oluşan deformasyon diyagramları



Şekil 6.92 Adım 3'de kazık 3'de oluşan kesme ve moment diyagramları

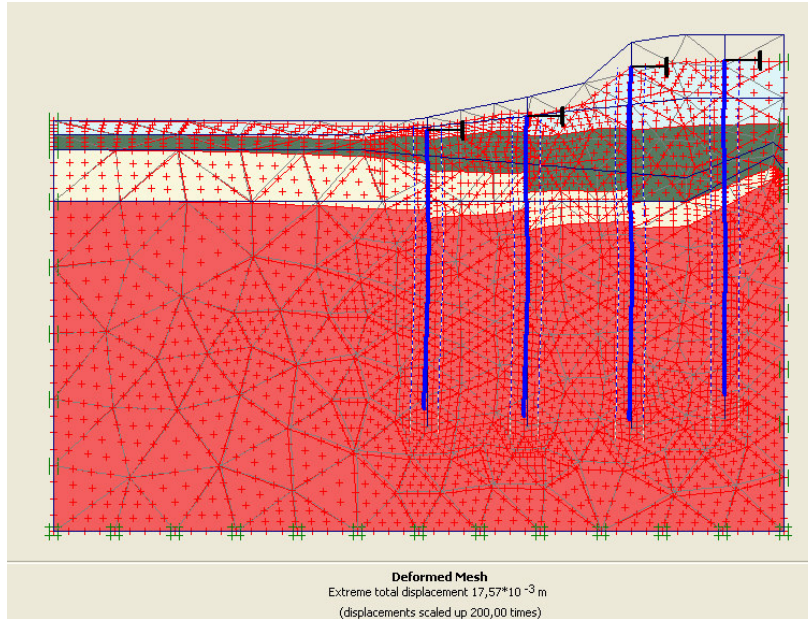
Kazık 3'ün diyagramları göz önüne alındığında Şekil 6.91 ve Şekil 6.92'de deprem etkisi olmadan deformasyon durumu 23,55 cm iken deprem etkisi sayesinde bu 125 cm olmaktadır. Kesme değeri -153,51 kN/m iken deprem etkisi sonucu bu değer 408,67 kN/m olmaktadır. Moment değeri ise 19,65 kNm/m iken 468,68 kNm/m olmaktadır.

Tablo 6.2. Bolu Dağı geçişi Şev analiz sonuçları

<b>BOLU DAĞI GEÇİŐI ŞEV ANALİZİ</b>					
<b>AD NO</b>	<b>ZEMİN DEFORMASYONU (m)</b>	<b>KAZIK NO</b>	<b>KAZIK DEFORMASYON (m)</b>	<b>KESME MOMENTİ (kN/m)</b>	<b>EĞİLME MOMENTİ (kNm/m)</b>
1	1,05	-	-	-	-
2	$39,27 \cdot 10^{-3}$	1	$15,95 \cdot 10^{-3}$	14,54	12,01
		2	$27,55 \cdot 10^{-3}$	14,49	9,61
		3	$23,55 \cdot 10^{-3}$	21,43	-19,65
3	1,26	1	$902,50 \cdot 10^{-3}$	-153,51	-475,24
		2	1,05	222,61	394,67
		3	1,25	408,67	468,68

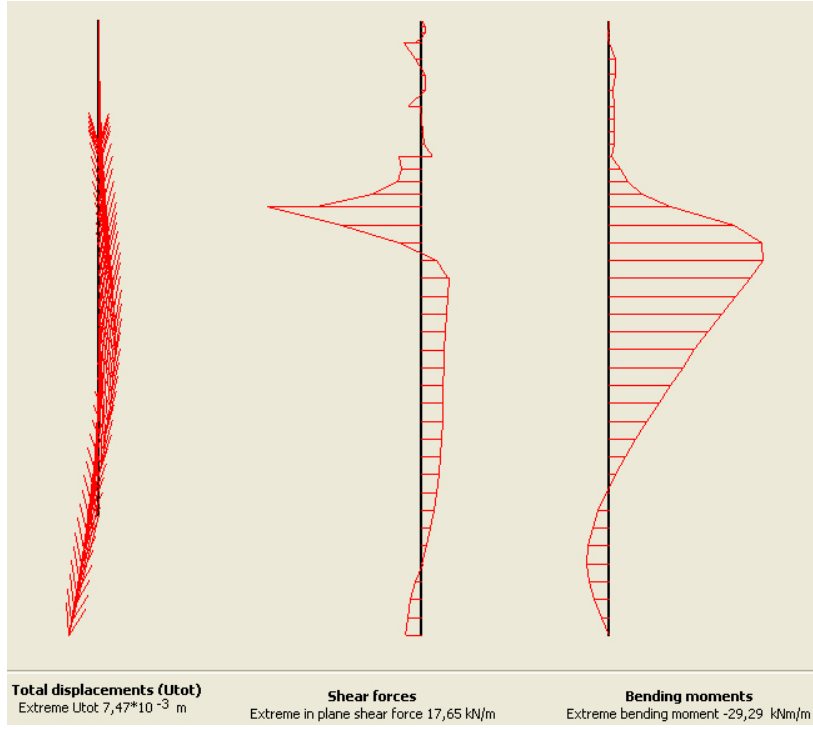
Yukarıda yapılan örneklerde kazık başları serbest haldedir. Aynı örneklerin kazık başları sabitlenmiş ve diğer tüm özellikleri aynı olmak Şartı ile incelenirse;

Köprü ayağı örneği için kazık başları sabitlenmiş durum;



Şekil 6.93 Adım 2'de deformasyon durumu

Kazık 1 için;



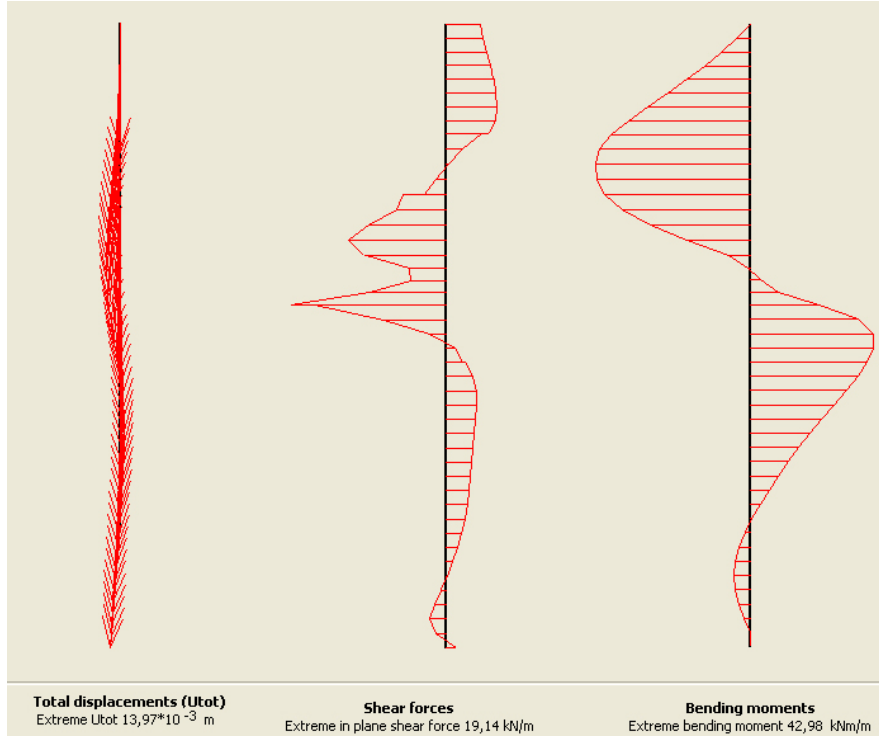
Şekil 6.94 Adım 2’de kazık 1 için deformasyon durumu

Kazık 2 için;



Şekil 6.95 Adım 2’de kazık 2 için deformasyon durumu

Kazık 3 için;



Şekil 6.96 Adım 2'de kazık 3 için deformasyon durumu

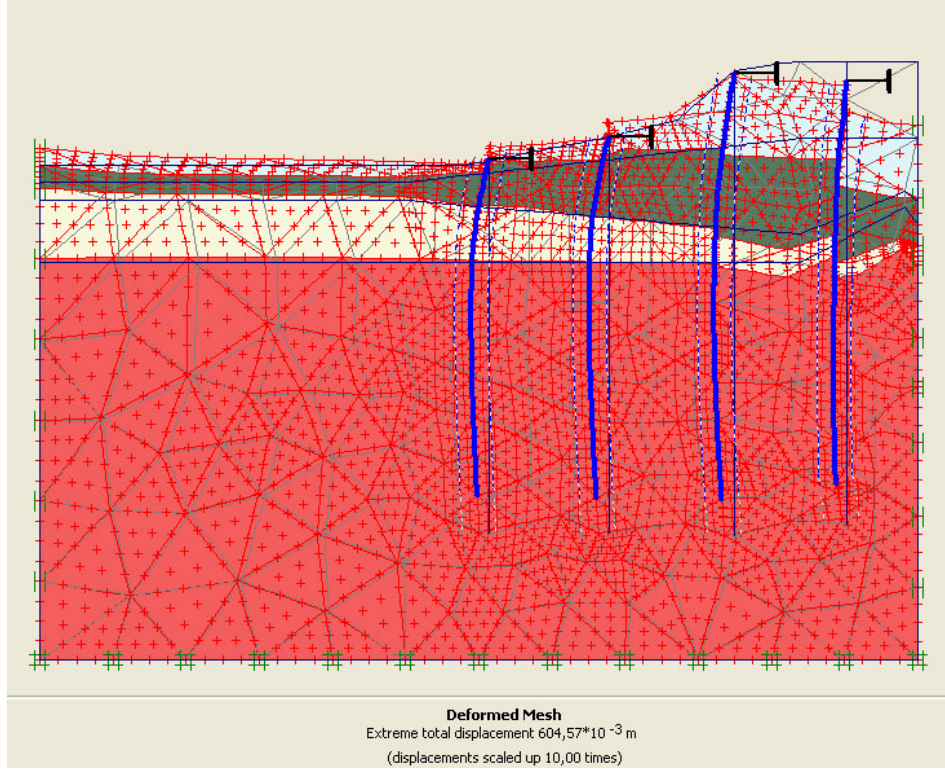
Kazık 4 için;



Şekil 6.97 Adım 2'de kazık 4 için deformasyon durumu



Köprü ayağı örneği için kazık başları sabitlenmiş durumda deprem etkisi;



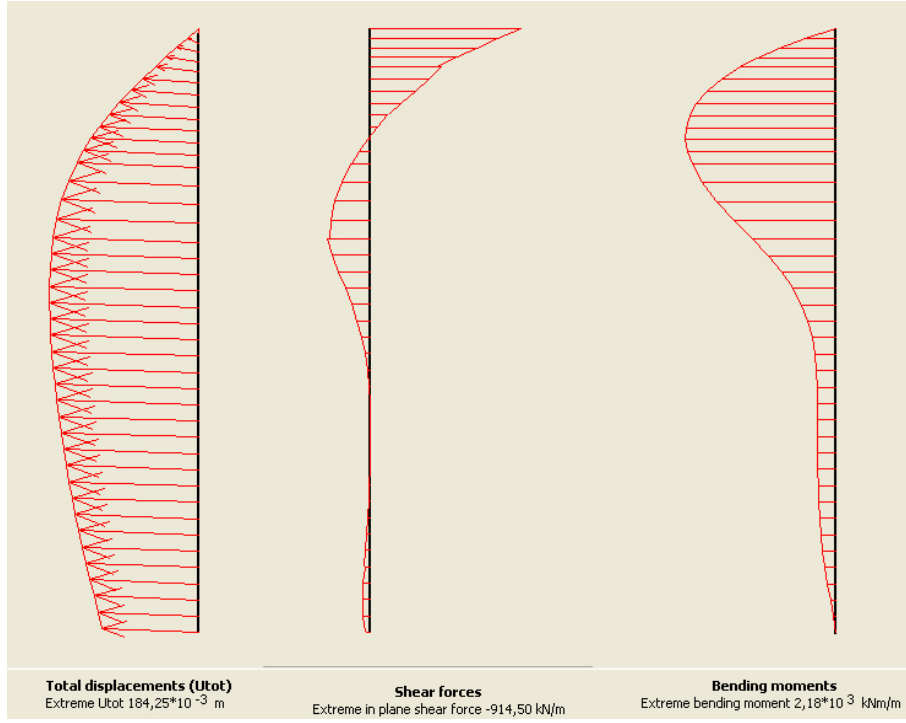
Şekil 6.98 Adım 3'de deformasyon durumu

Kazık 1 için;



Şekil 6.99 Adım 3'de kazık 1 için deformasyon durumu

Kazık 2 için;



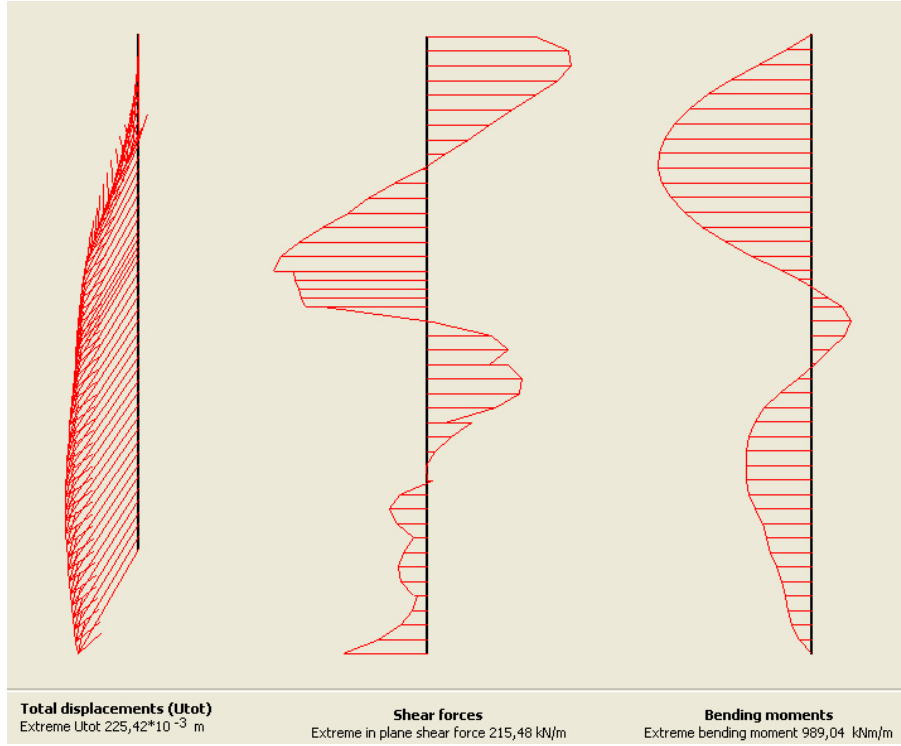
Şekil 6.100 Adım 3’de kazık 2 için deformasyon durumu

Kazık 3 için;



Şekil 6.101 Adım 3’de kazık 3 için deformasyon durumu

Kazık 4 için;

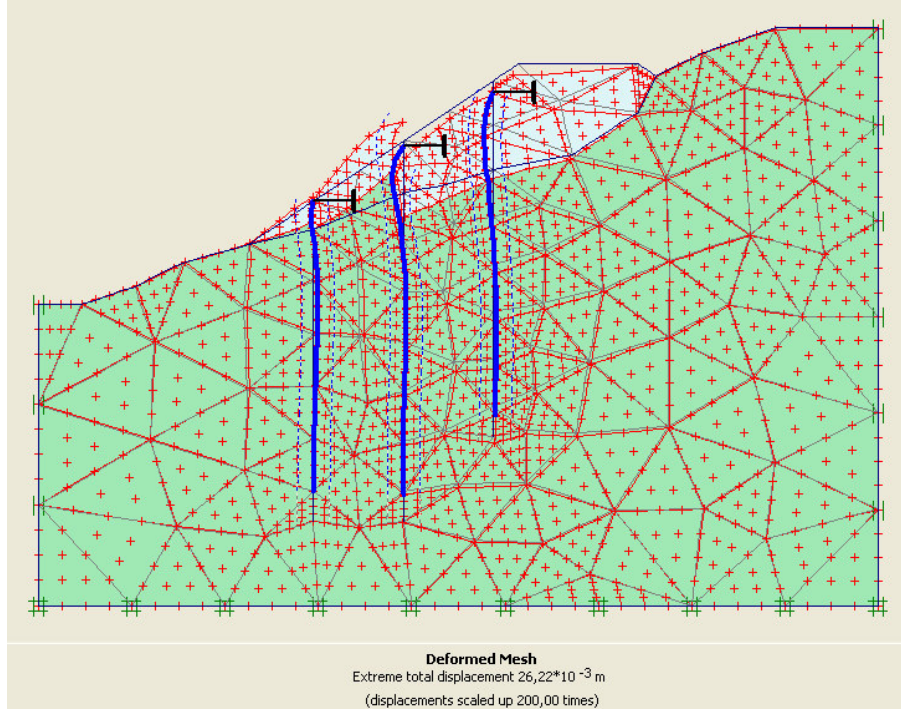


Şekil 6.102 Adım 3'de kazık 4 için deformasyon durumu

Tablo 6.3. Köprü ayağı şev analiz sonuçları ( kazık başları sabitlenmiş)

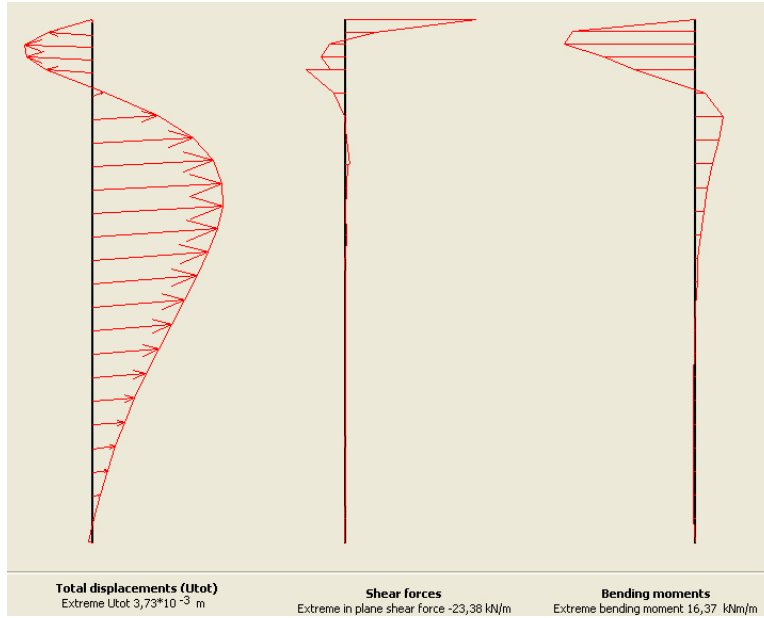
<b>KÖPRÜ AYAĞI ŞEV ANALİZİ</b>					
<b>AD NO</b>	<b>ZEMİN DEFORMASYONU (m)</b>	<b>KAZIK NO</b>	<b>KAZIK DEFORMASYON (m)</b>	<b>KESME MOMENTİ (kN/m)</b>	<b>EĞİLME MOMENTİ (kNm/m)</b>
2	17,57.10 <sup>-3</sup>	1	7,47.10 <sup>-3</sup>	17,65	-29,29
		2	10,79.10 <sup>-3</sup>	16,99	-46,36
		3	13,97.10 <sup>-3</sup>	19,14	42,98
		4	14,88.10 <sup>-3</sup>	6,41	22,61
3	604,57.10 <sup>-3</sup>	1	167,50.10 <sup>-3</sup>	-828,29	2,23.10 <sup>3</sup>
		2	184,25.10 <sup>-3</sup>	-914,50	2,18.10 <sup>3</sup>
		3	192,45.10 <sup>-3</sup>	-309,23	1,14.10 <sup>3</sup>
		4	225,42.10 <sup>-3</sup>	215,48	989,04

Bolu Dağı geçişi rneği için kazık başları sabitlenmiş durum;



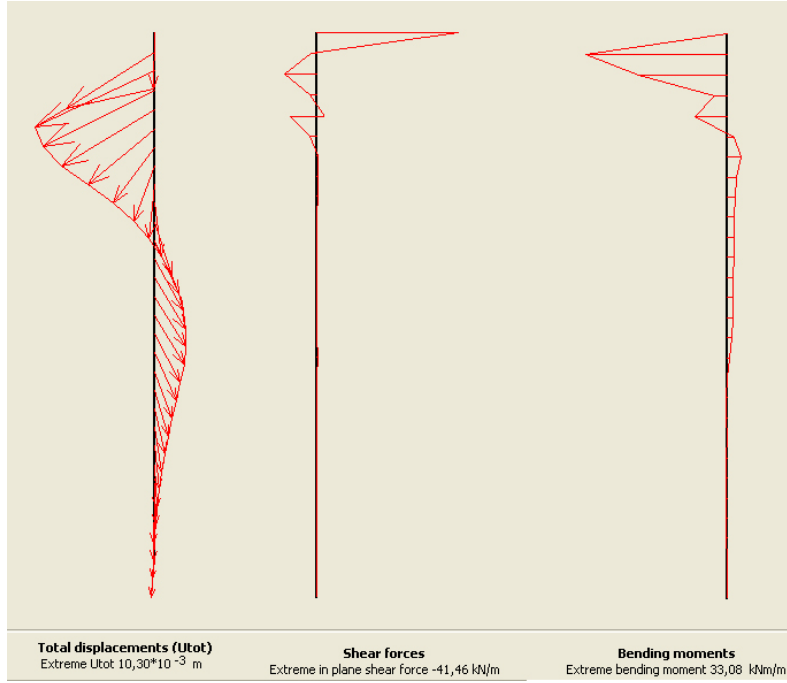
şekil 6.103 Adım 2'de deformasyon durumu

Kazık 1 için;



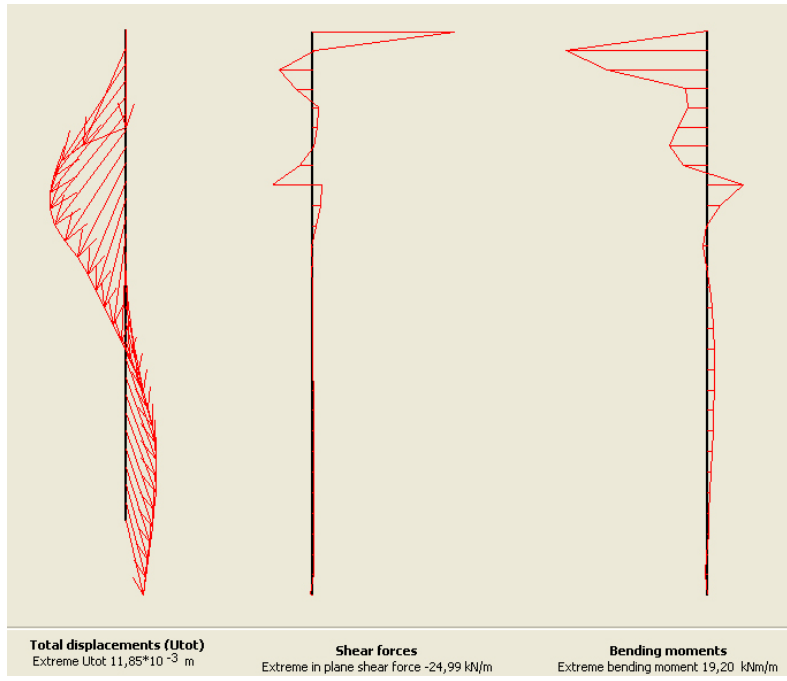
şekil 6.104 Adım 2'de kazık 1 için deformasyon durumu

Kazık 2 için;



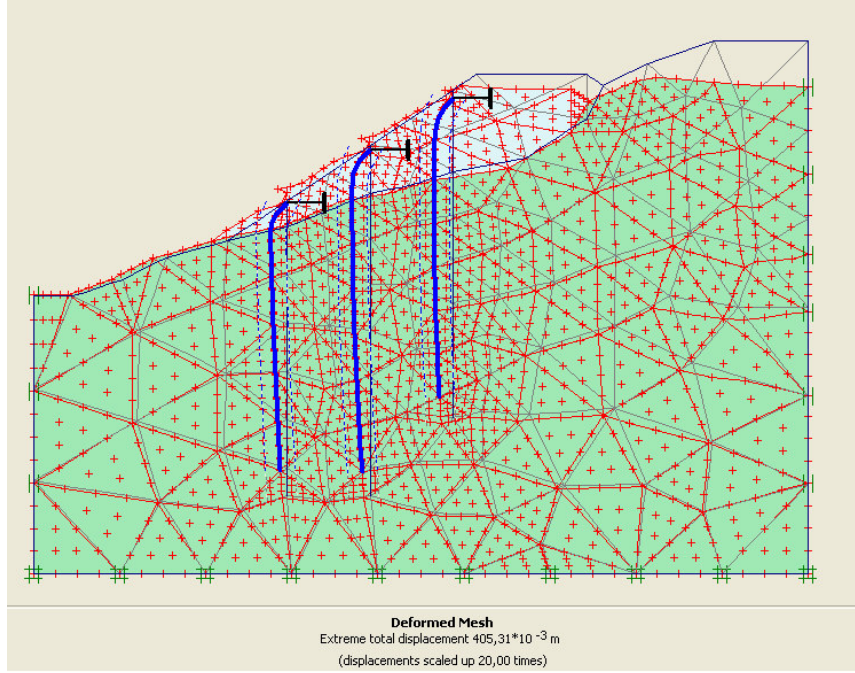
Şekil 6.105 Adım 2'de kazık 2 için deformasyon durumu

Kazık 3 için;



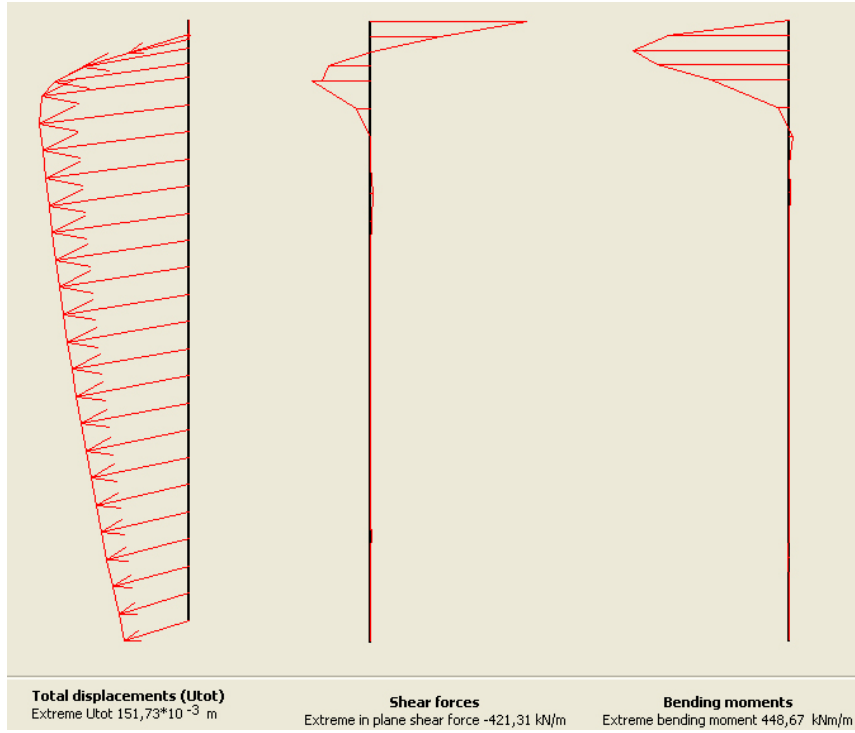
Şekil 6.106 Adım 2'de kazık 3 için deformasyon durumu

Bolu Dağı geçişi rneği için kazık başları sabitlenmiş durumda deprem etkisi;



şekil 6.107 Adım 3'de deformatsyon durumu

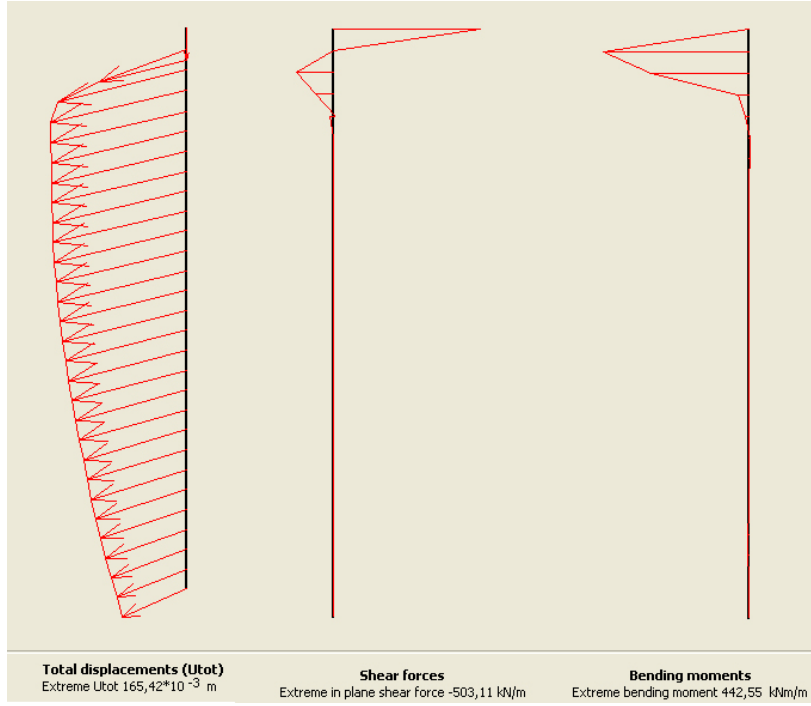
Kazık 1 için;



şekil 6.108 Adım 3'de kazık 1 için deformatsyon durumu

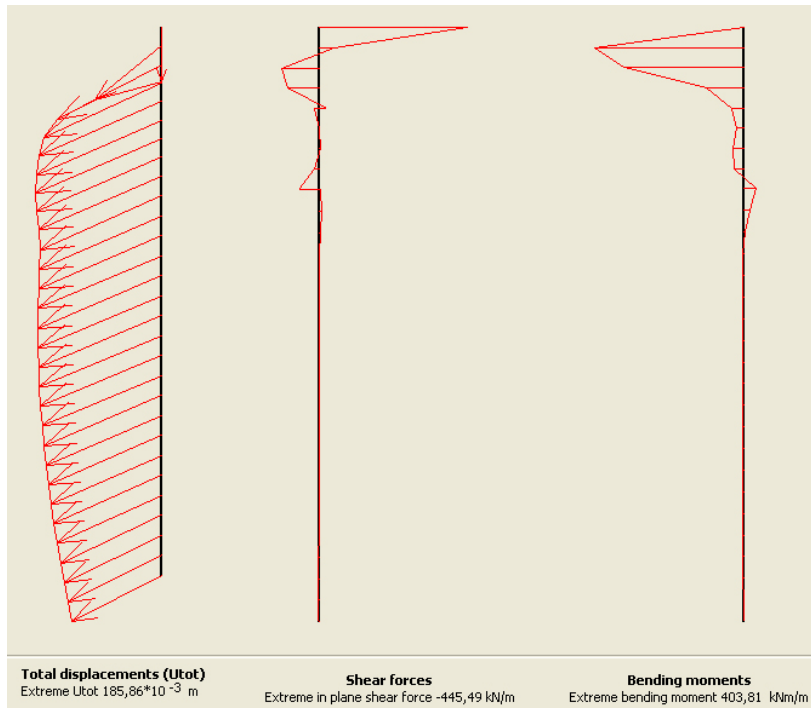


Kazık 2 için;



Şekil 6.109 Adım 3'de kazık 2 için deformasyon durumu

Kazık 3 için;



Şekil 6.110 Adım 3'de kazık 3 için deformasyon durumu

Tablo 6.4. Bolu Dağı geçişi Şevi analiz sonuçları (kazık başları sabitlenmiş)

<b>BOLU DAĞI GEIŐI ŞEV ANALİZİ</b>					
<b>AD NO</b>	<b>ZEMİN DEFORMASYONU (m)</b>	<b>KAZIK NO</b>	<b>KAZIK DEFORMASYON (m)</b>	<b>KESME MOMENTİ (kN/m)</b>	<b>EĞİLME MOMENTİ (kNm/m)</b>
2	$26,22 \cdot 10^{-3}$	1	$3,73 \cdot 10^{-3}$	-23,38	16,37
		2	$10,30 \cdot 10^{-3}$	-41,46	33,08
		3	$11,85 \cdot 10^{-3}$	-24,19	19,20
3	$405,00 \cdot 10^{-3}$	1	$151,73 \cdot 10^{-3}$	-421,31	448,67
		2	$165,42 \cdot 10^{-3}$	-503,11	442,55
		3	$185,86 \cdot 10^{-3}$	-445,49	403,81



## 7. BÖLÜM

### SONUÇLAR VE ÖNERİLER

Yapılan bu çalışma sonucunda deprem etkisi altındaki şevlerin güvenliğini sağlamada kazıklı ve kazıksız durumlar ile kazık başların serbest ve ankastre olması önemli faktörlerdendir. Kazıksız etkiye bakıldığında, köprü ayağı şevi ve Bolu Dağı geçişi vaka analizlerinde kazıksız durumda deprem etkisi altındaki şevlerin tamamen yıkılmasına sebep olurken kazıklı durumda, kazık başları serbest durum için, köprü ayağı şevinde 3.16 m'lik, Bolu Dağı geçişi şevinde 1.26 m'lik çok büyük deformasyonlara maruz kalmaktadırlar. Kazık başları sabitlendiğinde ise, köprü ayağı şevinde  $604,10^{-3}$  m'lik, Bolu Dağı geçişinde ise  $405,10^{-3}$  m'lik bir deformasyonlar oluşmaktadır. Kazık başlarının serbest durumu ile kazık başlarının sabitlenmesi durumunda oluşan deformasyonlar arasındaki fark, şev deformasyonunun engellenmesi için çakılan kazıkların başlarının sabitlenmesi gerektiğini göstermektedir. Sabitlenen kazık başları kazıkları şev önünde tekil bir kazık etkisinin dışında bir duvar halini almasını sağlamaktadır. Bu durumda da kazık tarlasının şevin duraylılığına etkisi en üst düzeyde olmaktadır.

Kazıklı durumdaki şevde deprem etkisi yokken yani şevin kendi dinamik ve statik yükleri altındaki davranış hali durumu için kazık başları sabitlenmesi ile serbest bırakılması durumunda, köprü ayağı şevinde  $18,10,10^{-3}$  m'lik, Bolu Dağı geçişi şevinde  $39,27,10^{-3}$  m'lik büyük bir deformasyonlara maruz kalmaktadırlar. Buna karşın kazık başları sabitlendiğinde ise, köprü ayağı şevinde  $17,57,10^{-3}$  m'lik, Bolu Dağı geçişinde  $26,22,10^{-3}$  m'lik bir deformasyon oluşmaktadır. Bu durum, kazık başlarının sabitlenmesi veya serbest olması deprensiz durum için çok küçük bir etki sağlarken, geçici bir yük olan deprem etkisi halinde şeve çok büyük bir duraylılık kazandırmaktadır.

Doğal Şev üzerinde meydana gelen maksimum deformasyonların olduğu yerdeki kazıklarda da deformasyonların en fazla olduğu tespit edilmiştir. Bu durum göz önünde tutularak yapılan teorik hesaplarda Şevdeki deformasyonun maksimum olduğu yerde yapılan kazık veya kazıkların çapları, boyları ve malzeme cinsi diğer kazıklara göre farklılık gösterebilir. Bu durumda deformasyon daha küçük bir değerde tutulabilir. Yapılan analizlerde, Bolu Dağı geçişi Şevinde kazıklardaki deformasyonlara bakıldığında başları serbest ve sabitlenmiş her iki durumda da 3 nolu kazık maksimum deformasyona uğramaktadır. Köprü ayağı Şevinde ise kazıklardaki deformasyonlara bakıldığında başları serbest ve sabitlenmiş her iki durumda da 4 nolu kazık maksimum deformasyona uğramaktadır. Bu durumda bize en büyük Şev deformasyonlarının bu kazıkların olduğu bölgede olduğunu göstermektedir. Bu kazıklar Şevin tepe noktasına yakın yerlerdir. Deformasyonun maksimum olduğu bu noktalarda yapılan kazıklar diğer kazıklara göre daha fazla dinamik ve statik yüklerin etkisi altındadır. Bu kazıkların veya kazık gruplarının Şev üzerindeki diğer kazık veya kazık gruplarına göre daha farklı ele alınmaları gereklidir. Bunu sağlamak için kazık çapı, kazık aralığı, kazığın malzeme özellikleri deđiŐtirilebilir.

Deprem geçici bir yüküdür. Fakat Şeve çok büyük bir kalıcı deformasyon getirmektedir. Kazıklar, Şev stabilitesine etkileyen veya etkileyebilecek tüm kuvvetlerin uygulamada oluşmasa da teorikte oluşuyormuŐ gibi kabul edip boyutlandırılarak olumsuz durumlar ortadan kaldırılabilir. Kazıklara en büyük dinamik yükü oluşturan deprem etkisinin öncelikle I. Deprem bölgelerinde hesaba katılmaları gerekmektedir.

## KAYNAKLAR

- [1] "BROMHEAD, E. N. (1986) The Stability of Slope. Surrey University press, A.B.D
- [2] "ABRAMSON, L., W. (1996) Slope Stability and Stabilization Methods Wiley & Song, Inc., New York
- [3] BRANDL H. (1985) Stabilization and Support by Crib Walls. International Seminar. Soil Improvement Methods. A.B.D
- [4] BROMS B.B. (1991) Stabilization of Soil with Lime Columns Foundation Engineering Hand Book. N.Y.
- [5] SHARPE.C.F.S, (1938), Landslides and Related Phenomena: A study of Mass movements of Soil and Rock. Columbia Un. Press, New York,
- [6] VARNES, D.J., (1958) Landslides Types and Processes, Landslides, and Engineering Practice, Ed. by E.B.Eckel, Highway Research Board, Special Report 29, NAS-NRC Publ.
- [7] BLYTH, F.G.H., DE FREITAS, M.H., (1974), A Geology for Engineers, 6th Edition, Edwin Arnold, London, 557 pp.
- [8] SKEMPTON.A.W., HUTCHINSON.J.N., (1969), Stability of Natural Slopes and Embankment Foundations, Proc., 7th International Conf. on Soil Mech. and Foundation Engng., Mexico City, State-of -the art Vol. pp.291-340.
- [9] SOWERS, G. B., SOWERS, G. F., (1970) Introductory Soil Mechanics and Foundations, Me Millan, New York,
- [10] KEZDI, A., (1979), Safety Factors for Different Types of Failure, Proc. of Design Parameters in Geotechnical Engineering, Vol.1, pp. 195-198.
- [11] MORGENSTERN, N.R., SANGREY, D.A., (1978), Methods of Stability Analysis, Ed. by Schuster, R.L. & Krizek, R.J., Transportation Research Board, Special Report 176,
- [12] CHUNG C. F. (1986) Probabilistik Prediction Models for Land Slide Hazard Mapping. Netherlands.

- [13] DE MELLO, V.B.F., (1977), Reflections on Design Decisions of Practical, Significance to Embankment Dams, Rankine Lecture, Geotechnique, 27, No.3, 279-355.
- [14] PECK, R.B., (1977), The Pitfalls of Over conservatism in Civil Engng. Practice, Civil Engng. ASCE,
- [15] TERZAGHI, K, (1942) Theoretical Soil Mechanics. Wiley. N.Y.
- [16] TERZAGHI, K, (1936) Stability of Slopes of Natural Clay, Proc. 1st Int. Conf. Soil Mech. Found. Engng.. Harvard, 1, pp. 161-165.
- [17] AITCHISON, G.D., DONALD,I.B., (1956), Effective Stresses in Unsaturated Soils, Proc.2nd Aust.N.Z. Conf. Soil Mech.,
- [18] BISHOP, A.W., (1955), The use of the Slip Circle in the Stability Analysis of Earth Slopes, Geotechnique, Vol.5, No.1, pp.7-17.
- [19] SARMA, S.K., (1979), Stability Analysis of Embankments and Slopes, Journal of the Geotechnical Engng. Div., ASCE, Vol.105, No. GT12.
- [20] DAS, B.M., (1998). Principles of Geotechnical Engineering. PWS, Boston.
- [21] YAEGER, S., (2002). Sokocalo.Engr.ucdavis.edu, jerernic, ECT281a, Term Projects, Steve Yaeger .pdf
- [22] TSCHEBOTARIOFF,G. P. (1973). Foundations, Retaining and Earth Structures. McGraw-Hill Kogakusha Ltd., Tokyo.
- [23] ITO, T. ve MATSUI, T., (1975). Methods to Estimate Lateral Force Acting on Stabilizing Piles, *Soils and foundations*,
- [24] DE BEER, E., ve CARPENTIER, R. (1977). "Discussion: Methods to Estimate Lateral Force Acting on Stabilising Piles," Soil and Foundations, vol. 17, no. 1, pp. 68-82
- [25] FIRAT S. Ve KUTANİS M. (2000) Şev Duraylılığında Kullanılan Kazıkların Yanal Yüklerinin Hesaplanması Metodları, *Zemin Mekaniği ve Temel Mühendisliği VIII. Ulusal Kongresi*, ITU, İstanbul, 26-27 Ekim,
- [26] HASSIOTIS, S. (1997) Desing Method for Stabilization of Slopes with Pipe Journal of Geotechnical Engineering 123,314-323
- [27] CAI, F. And UGAI, K. (2000) Numerical Analysis of Stability of a Slopes Reinforced with Pipes. Soil and Foundation 40,73-84
- [28] ÇAMLİBEL N.,A. (1980) Yamaç Stabilitesinin Düşey Kazıklarla İyileştirilmesi Doktora Tezi İTÜ

- [29] REESE L. C. , WANG S. T. And FOUSE, J. L. (1992). "Use of Drilled Shafts in Stabilizing a Slope" Stability and Performance of Slope and Embankment-II, Edited by R.B. SEED and R. W. BOULANGER, Geotechnical Special Publication. No : 31, ASCE, vol 2, Berkeley.

## **ÖZGEÇMİŞ**

Bülent CANİK, 05 Aralık 1975 yılında İstanbul' da doğdu. İlk öğretimini Ordu'da , orta öğretimini İstanbul'da tamamladı. 1996 yılında Sakarya Üniversitesi Meslek Yüksek Okulu İnşaat bölümünü bitirdikten sonra, 1998 yılında Sakarya Üniversitesi Teknik Eğitim Fakültesi Yapı Öğretmenliği bölümünü kazandı. 2002 yılında mezun olduktan sonra, Sakarya Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü Yapı Anabilim Dalında Yüksek Lisans öğrenimine başladı ve halen öğrenimini sürdürmektedir.