

**YILDIZ TEKNİK ÜNİVERSİTESİ
FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ**

İSTİNAT DUVARI ANALİZLERİ

139647

İnş. Müh. Kubilay ÖZBEY

139647

**F.B.E Geoteknik Anabilim Dalında
Hazırlanan**

YÜKSEK LİSANS TEZİ

Tez Danışmanı : Yrd. Doç. Dr. Nejat Nuri ÇETİNKAYA

Prof. Dr. Cakhar LAZKAL
Doç. Dr. Kutay ÖZAYDIN



Yaklaşım ve
muayene

İSTANBUL, 2003

**YILDIZ TEKNİK ÜNİVERSİTESİ
FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ**

İÇİNDEKİLER

	Sayfa
SİMGE LİSTESİ	v
ŞEKİL LİSTESİ.....	vi
ÇİZELGE LİSTESİ	viii
ÖNSÖZ.....	ix
ÖZET	x
ABSTRACT	xi
1. GİRİŞ	1
2. İSTİNAT DUVARI TİPLERİ	3
2.1 Genel Bilgiler.....	3
2.2 Kütle Olmayan İstinat Duvarları.....	3
2.3 Kütle İstinat Duvarları	4
2.3.1 Esnek Tip Ağırlık Duvarları	5
2.3.1.1 Kaya dolgu duvarlar.....	5
2.3.1.2 Metal Sandık Tipi Duvarlar	5
2.3.1.3 Kafes Tip Duvarlar	7
2.3.1.4 Donatılı Zemin Duvarlar.....	7
2.3.2 Rijit Tip Ağırlık Duvarları	8
2.3.2.1 Ağırlık İstinat Duvarları.....	9
2.3.2.2 Konsol İstinat Duvarları.....	9
2.3.2.3 Payandalı Ağırlık İstinat Duvarları.....	10
2.4 Rijit Tip Duvarların Ön Boyutlandırması	10
2.4.1 Ağırlık İstinat Duvarlarının Ön Boyutlandırması	11
2.4.2 Konsol İstinat Duvarlarında Ön Boyutlandırma	11
2.4.3 Payandalı İstinat Duvarları	12
3. YANAL ZEMİN BASINÇLARI.....	13
3.1 Konu Hakkında Genel Bilgi	13
3.2 Zeminde Plastik Denge Durumları	13
3.3 Granüler Zeminler.....	17
3.3.1 Coulomb' un Zemin Basıncı Teorisi.....	18
3.3.2 Coulomb' a Göre Zemin Basınçlarının Hesabı.....	19
3.3.2.1 Aktif Zemin Basınçları	19
3.3.2.2 Pasif Zemin Basıncı	20
3.3.3 Rankine' e Göre Zemin Basınçlarının Hesabı	22
3.4 Kohezyonlu zeminler	23
3.4.1 Aktif zemin basıncı	23
3.4.2 Pasif zemin basıncı	26

3.4.3	Kendini tutabilen zemin yığılıları	27
3.5	Zemin yüzeyinin yüklenmesi	30
3.5.1	Yanal zemin basıncının dağılımı	32
3.5.2	Üniform olmayan yükler.....	32
3.6	Aktif sismik basınçları	33
4.	İSTİNAT DUVARINDAKİ KUVVETLER.....	36
4.1	Ağırlık istinat duvarları.....	36
4.2	Konsol istinat duvarları.....	37
4.3	Payandalı istinat duvarları	38
5.	İSTİNAT DUVARLARININ STABİLİTESİ	41
5.1	Kaymaya karşı güvenlik	41
5.2	Dönmeye karşı güvenlik	43
5.3	Tabanda zemin gerilme tahkikleri	44
5.4	İstinat duvarlarında temel zemini taşıma kapasitesi	46
5.5	Birleşimler	50
5.6	Drenaj.....	51
6.	FARKLI YÜKSEKLİK VE ZEMİN KOŞULLARINDA İSTİNAT DUVARI PARAMETRİK ANALİZLERİ.....	53
6.1	Farklı duvar yüksekliği ve konsol kalınlıkları için moment ve aktif toprak basıncı taşıma kapasiteleri.....	54
6.2	Coulomb teorisine göre aktif toprak basıncı değerleri.....	57
6.3	Aktif toprak basınçlarından dolayı konsol alt kısmında oluşan momentler	64
6.4	Yapılan analizlerin değerlendirilmesi	71
7.	BETONARME KONSOL İSTİNAT DUVARI ANALİZ PROGRAMI	72
7.1	Microsoft Visual Basic programa dili.....	72
7.2	Programın ana hatları.....	72
7.2.1	Giriş formu.....	72
7.2.2	Bilgi giriş formu.....	73
7.2.2.1	Genel bilgilerin girişi	74
7.2.2.2	Duvar önü zemin bilgilerinin girişi.....	75
7.2.2.3	Temel altı zemin bilgileri.....	76
7.2.2.4	Duvar geometrisi.....	77
7.2.2.5	Duvar arkası zemin bilgileri.....	78
7.2.3	Analiz yaptırılması.....	79
7.2.3.1	Stabilite tahkikleri özeti	82
7.2.3.2	Analiz sonuçlarının detaylı incelenmesi	82
7.2.4	Analiz çıktılarının alınması.....	87
7.3	Yapılan analizlerin çözülmüş örnekler ile karşılaştırması	88
7.3.1	Örnek-1, duvar arkasında iki zemin tabakası olması ve depremsiz durum için yanal toprak basınçlarının hesabı (KUMBASAR, V., KİP, F., 1999, sh. 520)	88
7.3.2	Örnek-2, betonarme konsol istinat duvarının depremsiz durum için stabilite tahkikleri ve statik analizi (KUMBASAR, V., KİP, F., 1999, sh. 540).....	89
7.3.3	Örnek-3, betonarme konsol istinat duvarının depremlili ve depremsiz durum için analizi (ÖZDEN, K., EREN, İ., TRUPIA, A., ÖZTÜRK, T., 1995, sh.144)	90
8.	SONUÇLAR.....	92

KAYNAKLAR	93
EKLER	94
Ek 1 Coulomb denklemine göre K_a değerleri	95
Ek 2 Coulomb denklemine göre K_p değerleri	96
Ek 3 Rankine denklemine göre K_a değerleri	97
Ek 4 Rankine denklemine göre K_p değerleri	98
Ek 5 Coulomb zemin basınc katsayıları (ön yüzün düz olması hali).....	99
Ek 6 Coulomb zemin basınc katsayıları (ön yüzün eğimli olması hali).....	100
Ek 7 İstinat duvarı analiz programı çıktıları	101
Ek 8 Örnek-1 analizi çıktıları	108
Ek 9 Örnek-2 analizi çıktıları	115
Ek 10 Örnek-3 analizi çıktıları	122
ÖZGEÇMİŞ	129



SİMGE LİSTESİ

K_a	Aktif toprak basıncı katsayısı
HH	Arka ampatman uzunluğu
R	Bir noktada oluşan toplam yatay ve düşey kuvvetlerin bileşkesi
z	Bir zemin kütesinin düşey yönde zemin yüzeyine olan mesafesi
ΔP_a	Depremden dolayı oluşan ilave aktif toprak basıncı
ΔP_p	Depremden dolayı oluşan ilave pasif toprak basıncı
P_{AE}	Depremli durumda oluşan toplam aktif toprak basıncı
SFD	Dönmeğe karşı güvenlik sayısı
c_o	Deprem yönetmeliğinden alınacak katsayı
α	Duvar arka yüzeyinin düşeyle yaptığı açı
β	Duvar arkasındaki zemin üst yüzeyinin yatayla yaptığı açı
p_o	Duvar arkasındaki zemin üzerinde bulunan üniform yükleme
δ	Duvar ile dolgu zemini arasındaki sürtünme açısı
α_v	Düşey ivme katsayısı
N	Düşey yüklerin toplamı
c'	Düzeltilmiş kohezyon
i_c, i_q, i_γ	Eğim faktörleri
e	Eksantriste
d	İstinat duvarı konsol üst başlık kalınlığı
H	İstinat duvarı yüksekliği
SFS	Kaymaya karşı güvenlik sayısı
c	Kohezyon
H_c	Kohezyonlu zeminlerde aktif toprak basıncının sıfır olduğu kritik derinlik
σ_1	Mohr dairesinde büyük asal gerilme
σ_3	Mohr dairesinde küçük asal gerilme
HT	Ön ampatman uzunluğu
K_p	Pasif toprak basıncı katsayısı
K_o	Sükunetteki toprak basıncı katsayısı
S_c, S_q, S_γ	Şekil faktörleri
N_c, N_q, N_γ	Taşıma kapasitesi faktörleri
b_c, b_q, b_γ	Temel faktörleri
D_f	Temel kalınlığı
M_o	Temel ortasına göre toplam moment
B	Temel taban genişliği
σ_{max}	Temel tabanında oluşan en büyük gerilme
σ_{min}	Temel tabanında oluşan en küçük gerilme
μ	Temel tabanı ile zemin arasındaki sürtünme katsayısı
σ_h	Yatay gerilme
α_h	Yatay ivme katsayısı
γ	Zemin birim hacim ağırlığı
σ_{em}	Zemin emniyet gerilmesi
\emptyset	Zemin içsel sürtünme açısı
W	Zemin kütesinin ağırlığı
g_c, g_q, g_γ	Zemin şev açısı faktörleri

ŞEKİL LİSTESİ

Şekil 2.1	Kütle olmayan istinat duvarlar	3
Şekil 2.2	Beton kütle duvar çeşitleri, genel boyutları ve yük diyagramları (Navfac,1982)	4
Şekil 2.3	Basit kütle duvarlar.....	5
Şekil 2.4	Kaya dolgu duvarlar (Hunt,1986).....	6
Şekil 2.5	Metal sandık tipi duvarlar (Hunt,1986)	6
Şekil 2.6	Kafes tipi duvarlar (Hunt,1986)	7
Şekil 2.7	Donatılı zemin duvarlar (Hunt,1986)	8
Şekil 2.8	Granüler ve iyi drenajlı zeminlerde aktif toprak basıncı için gerekli dolgu geometrisi (Bowles,1974).....	8
Şekil 2.9	Konsol istinat duvarı tipleri	9
Şekil 2.10	Ağırlık istinat duvarlarında ön boyutlandırma (Hool,Kine,1944).....	11
Şekil 2.11	Konsol istinat duvarlarında ön boyutlandırma (Hool,Kine,1944).....	11
Şekil 2.12	Payandalı istinat duvarlarında ön boyutlandırma (Bowles,1974)	12
Şekil 3.1	(a) Yarım uzayı dolduran kum kitlesinin aktif Rankine durumu (b) Yarım uzayı dolduran kum kitlesinin pasif Rankine durumu (Önalp ,1983)	14
Şekil 3.2	(a) Dikdörtgen kesitli kutudaki kumda meydana gelen bölgesel aktif Rankine durumu (b) Aynı kutuda bölgesel Rankine durumu (Önalp, 1983).....	15
Şekil 3.3	Aktif Rankine durumunun meydana gelmesi için gerekli yer değiştirme (deformasyon) şartının sağlanması halinde pürüzsüz düşey bir duvar gerisindeki kumun kırılması. (a) Duvat kesiti (b) Duvar sırtına etkiyen gerilme (Önalp,1983).....	15
Şekil 3.4	Pasif durumun meydana gelmesi için gerekli yer değiştirme (deformasyon) şartının sağlanması halinde pürüzsüz düşey bir duvar gerisindeki kumun kırılması. (a) Duvar kesiti, (b) duvar sırtına etkiyen gerilme (Önalp, 1983)	17
Şekil 3.5	Mohr dairesinde gerilmeler (Kumbasar,1984)	17
Şekil 3.6	Coulomb' a göre kayan üçgen kütle (Hunt,1986)	19
Şekil 3.7	Coulomb' a göre pasif zemin basıncının tanımı (Jumikis,1964)	21
Şekil 3.8	Coulomb' a göre aktif zemin basıncının tanımı (Jumikis,1964).....	21
Şekil 3.9	Rankine' e göre zemin basıncının tanımı (Jumikis,1964)	22
Şekil 3.12	Kohezyonlu zeminde aktif zemin basıncı (Bowles,1974).....	24
Şekil 3.13	Kohezyonlu zeminde zemin üzerinde yükleme olmadığı durumda aktif zemin basıncı (Jumikis,1964).....	25
Şekil 3.14	Kohezyonlu zeminlerde pasif zemin basıncında kuvvetler (Bowles, 1974)	26
Şekil 3.15	Kohezyonlu zeminde pasif zemin basıncı (Bowles, 1974)	27
Şekil 3.16	Kohezyonlu zeminlerde gerilme çatlakları (Jumikis,1964).....	28
Şekil 3.17	Aktif zemin basıncı dağılımı (Bowles,1974).....	29
Şekil 3.18	Zemin yüzeyinin yüklenmesi (Bowles,1974).....	30
Şekil 3.19	Zemin yüzeyinin yüklenmesi ($\beta=0$) (Bowles,1974).....	31
Şekil 3.20	Zemin yüzeyi yüklenmiş bir istinat duvarında yanal zemin basınç diyagramı (Bowles,1974).....	31
Şekil 3.21	Zemin üzerinde üniform olmayan yükleme (Bowles,1974).....	33
Şekil 4.1	Ağırlık istinat duvarındaki kuvvetler (a) Coulomb analizi, (b) Rankine analizi (Hool,Kinne,1944).....	36
Şekil 4.2	Konsol istinat duvarındaki kuvvetler (a) Tüm sistemde, (b) Konsolda, (c) Ön ampatmanda, (d) Arka ampatmanda (Bowles,1974).....	37
Şekil 4.3	Konsol istinat duvarında aktif zemin basıncı ve taban basıncı (Bowles,1974).....	38
Şekil 4.4	Payandalı istinat duvarının analizi (Bowles,1974).....	39
Şekil 4.5	Payandalar için yatay yönde eğilme momentleri (Bowles,1974).....	39
Şekil 4.6	Huntingtan' a göre düşey momentlerin dağılımı (Bowles,1974).....	40
Şekil 5.1	Radyede dış yapılması halinde sürtünme uzunluğunun ve pasif basıncın artışı.....	42
Şekil 5.2	En büyük ve en küçük zemin gerilmeleri dağılımı.....	44

Şekil 5.3	Eksantriste durumunda zemin gerilmeleri dağılımı	45
Şekil 5.4	Terzaghi'ye göre taşıma kapasitesi (a) Yüzeysel temellerde dc kırılma yüzeyindeki kesilme ihmal edilir. (b) Terzaghi'ye göre taşıma kapasitesinin tarifi. (c) β' sıfırdan farklı ise bunun izahı (Bowles,1974).....	46
Şekil 5.5	Eksantrik yükleme durumu.....	48
Şekil 5.6	Zemin taşıma kapasitesinin aşılması durumları	50
Şekil 5.7	İstinat duvarlarında çeşitli birleşimler (Bowles,1974)	50
Şekil 5.8	Su seviyesinin temel altında olması durumunda uygulanabilecek drenaj sistemi (Özden,Trupia,Eren,Öztürk1995).....	51
Şekil 5.9	Killi dolgularda kullanılacak drenaj sistemi (Özden,Trupia,Eren,Öztürk1995)	52
Şekil 5.10	Yer altı suyunun temel üstünde olması durumunda uygulanabilecek drenaj sistemi(Özden,Trupia,Eren,Öztürk1995).....	52
Şekil 6.1	Konsol kalınlıklarına göre moment taşıma kapasiteleri	54
Şekil 6.2	30 cm konsol kalınlığı için aktif toprak basıncı kapasitesi.....	55
Şekil 6.3	35 cm konsol kalınlığı için aktif toprak basıncı kapasitesi.....	55
Şekil 6.4	40 cm konsol kalınlığı için aktif toprak basıncı kapasitesi.....	56
Şekil 6.5	45 cm konsol kalınlığı için aktif toprak basıncı kapasitesi.....	56
Şekil 6.6	50 cm konsol kalınlığı için aktif toprak basıncı kapasitesi.....	57
Şekil 6.7	Coulomb teorisine göre istinat duvarı analizleri için tipik duvar kesiti	57
Şekil 6.8	$\beta=0$ ve $q=0$; P_a ve \emptyset için H eğrileri.....	59
Şekil 6.10	$\beta=10^\circ$ ve $q=0$; P_a ve \emptyset için H eğrileri.....	61
Şekil 6.11	$\beta=10^\circ$ ve $q=20\text{KN/m}$; P_a ve \emptyset için H eğrileri.....	61
Şekil 6.12	$\beta=20^\circ$ ve $q=0$; P_a ve \emptyset için H eğrileri.....	63
Şekil 6.13	$\beta=20^\circ$ ve $q=20\text{KN/m}$; P_a ve \emptyset için H eğrileri.....	63
Şekil 6.14	Moment hesabı için duvar kesiti.....	64
Şekil 6.15	$\beta=0$ ve $q=0$; M_{II-II} ve \emptyset için H eğrileri.....	66
Şekil 6.16	$\beta=0$ ve $q=20\text{KN/m}$; M_{II-II} ve \emptyset için H eğrileri.....	66
Şekil 6.17	$\beta=10^\circ$ ve $q=0$; M_{II-II} ve \emptyset için H eğrileri	68
Şekil 6.18	$\beta=10^\circ$ ve $q=20\text{KN/m}$; M_{II-II} ve \emptyset için H eğrileri	68
Şekil 6.19	$\beta=20^\circ$ ve $q=0$; M_{II-II} ve \emptyset için H eğrileri	70
Şekil 6.20	$\beta=20^\circ$ ve $q=20\text{KN/m}$; M_{II-II} ve \emptyset için H eğrileri	70
Şekil 7.1	İstinat duvarı analiz programı dosya açma formu	73
Şekil 7.2	Bilgi giriş formu	74
Şekil 7.3	Duvar genel bilgileri.....	75
Şekil 7.4	Duvar önü zemin bilgileri.....	76
Şekil 7.5	Temel altı zemin bilgileri	77
Şekil 7.6	Duvar geometrisi bilgileri.....	78
Şekil 7.7	Duvar arkası zemin bilgileri	79
Şekil 7.8	Kohezyonlu zeminlerde oluşan aktif toprak basınçları	80
Şekil 7.9	Stabilite Tahkikleri özeti	82
Şekil 7.10	Depremsiz durum için stabilite sonuçları	83
Şekil 7.11	Depremlı durum için stabilite sonuçları	83
Şekil 7.12	Depremsiz durum için statik sonuçların incelenmesi	85
Şekil 7.13	Depremlı durum için statik sonuçların incelenmesi	85
Şekil 7.14	Depremsiz durum için donatıların incelenmesi	86
Şekil 7.15	Depremlı durum için donatıların incelenmesi	86
Şekil 7.16	Yazdırma seçenekleri	87
Şekil 7.17	Örnek-1 için zemim profili.....	88
Şekil 7.17	Örnek-2 için zemim profili.....	89
Şekil 7.17	Örnek-3 için zemim profili.....	90

ÇİZELGE LİSTESİ

Çizelge 3.1	Sükunetteki toprak basıncı katsayıları.....	16
Çizelge 3.6	Deprem yönetmeliğine göre $\alpha_h=c_0$ ve Θ değerleri.....	34
Çizelge 5.1	Zeminlerin \emptyset içsel sürtünme açıları ve betonarme plak ile arasındaki μ sürtünme katsayıları.....	41
Çizelge 5.2	Kaymaya karşı güvenlik sayıları	42
Çizelge 5.3	Deprem durumunda kaymaya karşı güvenlik sayıları	43
Çizelge 5.4	Dönmeye karşı güvenlik sayıları	43
Çizelge 5.5	Deprem durumunda dönmeye karşı güvenlik sayıları.....	44
Çizelge 5.6	Taşıma kapasitesi faktörleri.....	47
Çizelge 5.7	Şekil fakörleri	47
Çizelge 5.8	Derinlik faktörleri	48
Çizelge 5.9	Eğim faktörleri.....	48
Çizelge 5.10	Taşıma kapasitesi için emniyet faktörleri.....	49
Çizelge 5.11	Kritik yer değiştirme miktarları	49
Çizelge 6.1	M_r (KNm/m) ve P_r (KN/m) taşıma kapasiteleri.....	54
Çizelge 6.2	$\beta=0$ ve $q=0$ için P_a (KN/m) değerleri.....	58
Çizelge 6.3	$\beta=0$ ve $q=20$ KN/m için P_a (KN/m) değerleri.....	58
Çizelge 6.4	$\beta=10^\circ$ ve $q=0$ için P_a (KN/m) değerleri	60
Çizelge 6.5	$\beta=10^\circ$ ve $q=20$ KN/m için P_a (KN/m) değerleri	60
Çizelge 6.6	$\beta=20^\circ$ ve $q=0$ için P_a (KN/m) değerleri	62
Çizelge 6.7	$\beta=20^\circ$ ve $q=20$ KN/m için P_a (KN/m) değerleri	62
Çizelge 6.8	$\beta=0$ ve $q=0$ için M_{II-II} (KNm/m) değerleri	65
Çizelge 6.9	$\beta=0$ ve $q=20$ KN/m için M_{II-II} (KNm/m) değerleri	65
Çizelge 6.10	$\beta=10^\circ$ ve $q=0$ için M_{II-II} (KNm/m) değerleri	67
Çizelge 6.11	$\beta=10^\circ$ ve $q=20$ KN/m için M_{II-II} (KNm/m) değerleri	67
Çizelge 6.12	$\beta=20^\circ$ ve $q=0$ için M_{II-II} (KNm/m) değerleri	69
Çizelge 6.13	$\beta=20^\circ$ ve $q=20$ KN/m için M_{II-II} (KNm/m) değerleri	69
Çizelge 7.1	Örnek-1 için analiz sonuçlarının karşılaştırması	88
Çizelge 7.2	Örnek-2 için stabilite sonuçlarının karşılaştırması	89
Çizelge 7.3	Örnek-2 için statik sonuçlarının karşılaştırması	90
Çizelge 7.4	Örnek-3 depremsiz durum için stabilite sonuçlarının karşılaştırması	91
Çizelge 7.5	Örnek-3 depremlili durum için stabilite sonuçlarının karşılaştırması	91

ÖNSÖZ

Bu yüksek lisans tezinde düşey kazıların güvenliği için yapılan istinat duvarları, istinat duvarlarına gelen toprak basınçlarının hesabı, yapılan istinat duvarlarının stabilitesi için gerekli tahkikler ve istinat duvarlarında drenaj sistemleri incelenmiştir. Ayrıca Visual Basic programlama dili ile betonarme konsol istinat duvarı hesabı için bir bilgisayar programı geliştirilmiştir.

Çalışmalarında benden desteğini esirgemeyen değerli hocam Yrd. Doç. Dr. Nejat Nuri Çetinkaya' ya teşekkürlerimi bir borç bilirim. Çalışmalarım boyunca bana yol gösteren Prof. Dr. İ. Kutay Özaydın ve Prof. Dr. Gökhan Baykal ile hep yanımda olup bana destek veren arkadaşlarıma sonsuz teşekkürler ederim.



ÖZET

Çeşitli amaçlarla yapılan düşey kazılarda, yapılan kazının güvenliğinin sağlanması uzun süre insanları meşgul etmiştir. Orta çağda siperlerin güvenliğini sağlamak için askeri uzmanlar büyük uğraşlar vermiştir. Yapılan bu çalışmalar bilimsel araştırmalar içinde temel oluşturmuştur. Bilimsel çalışmaların en önemlileri, günümüzde de geçerliliğini koruyan Coulomb ve Rankine tarafından yapılan çalışmalardır.

Gelişen teknoloji ile birlikte dayanma yapıları da gelişmiş ve ihtiyaçlara göre çeşitlilik kazanmıştır. Bölüm 2' de uygulanan istinat duvarı tipleri verilmiştir. Bu istinat duvarı tipleri kullanım yeri, zemin koşulları, kazı derinliği ve maliyet gibi durumlar göz önünde bulundurularak seçilir.

Yapılan dayanma yapılarının güvenliği için en önemli etken arkasındaki zeminin uyguladığı toprak basıncıdır. Bölüm 3' de aktif toprak basıncının Coulomb ve Rankine teorilerine göre hesabı anlatılmaktadır. Aynı zamanda duvar önündeki zeminden dolayı oluşan pasif toprak basıncı ve duvar arkasında ilave yük bulunması durumunda oluşacak olan şürşarj basıncından da bahsedilmektedir. Bölüm 4' te ise oluşan bu kuvvetlerin duvara etkisi ve temel tabanındaki zeminde oluşan gerilmelerden bahsedilmektedir.

Yapılan bütün dayanma yapılarında yapının stabilitesi kontrol edilmelidir. Bölüm 5' te istinat duvarlarının stabilitesi için sağlanması gereken şartlar anlatılmıştır. Yapılan hesaplar sonucu bulunan değerler güvenlik sayıları uygulanarak stabilite tahkikleri yapılmaktadır.

Bölüm 6' da ise çeşitli zemin koşulları ve farklı duvar yükseklikleri için aktif toprak basınçları hesaplanmıştır. Hesaplanan bu değerler istinat duvarları için yapılan ön projelendirmede kullanılabilir.

Günümüzde bilgisayar teknolojisi çok gelişmiş ve yaşamımızı kolaylaştırmıştır. Bölüm 7' de Visual Basic programlama dili ile istinat duvarı analizi yapan bilgisayar programı geliştirilmiştir. Yapılan bu programla betonarme konsol istinat duvarı analizi yapılabilmektedir. Programda toprak basınçları Coulomb teorisi esas alınarak hesaplanmaktadır. Oluşan deprem kuvvetleri ise Mononobe-Okabe tarafından geliştirilen eşitlikler ile yapılmaktadır.

Anahtar Kelimeler : Dayanma yapıları, yanal toprak basınçları, istinat duvarlarının stabilitesi.

ABSTRACT

Safety of deep excavations is an important problem that human beings have to deal with in many construction works. In the middle age, specialist member of the army gave a great effort to increase the safety of the shield sides. These are the building blocks of the scientific researches in this field. Most valuable ones of these researches are the Coulomb and Rankine's investigations that are still acceptable today.

With the development of the technology a great advance is observed in retaining structure types and techniques. In Section 2 most commonly used retaining structure types are given. Site conditions, soil profile, excavation depth and the economy are the most important factors that designate the retaining structure type.

The earth pressure applied by the backfill soil is the most effective factor that control the overall stability of the structure. In Section 3 determination of active earth pressures according to the Coulomb and Rankine Theories is given. Passive earth pressure which is the result of the soil present in front of the wall and the surcharge pressure which is the result of surcharge load over the backfill soil is also taken up in this section. Effects of these forces to the wall and changes in the stress distribution at the foundation soil is given in Section 4.

In the design of all the retaining structures it is necessary to check the stability of structure. In Section 5 the provisions that have to be obeyed in order to get a stable structure is presented. At the result of the stability analysis factors of safety are calculated and compared with the desired safety factors.

Active earth pressures for different soil conditions and wall heights are calculated in Section 6. These values can be used in the preliminary design of retaining structures.

Today, PC technology is improving day by day and it brings many facilities in our lives. In Section 7 a computer program is written in Visual Basic for the design of retaining structures. Analyses of reinforced concrete walls can be done with this programme. Coulomb's earth pressure theory is used in the determination of the earth pressures. Seismic forces are calculated by using the Mononobe-Okabe method.

Keywords : Retaining structures, active earth pressures, stability of retaining structure.

1. GİRİŞ

Düşey kazıların güvenliğinin sürekli veya geçici sağlanması, toprak basıncının karşılanması amacıyla oluşturulan dayanma yapıları inşaat mühendisliğinin en önemli kavramlarından birini oluşturmaktadır. Basit dayanma yapılarından çok amaçlı elemanlara geçim tarih öncesine kadar gider. Ortaçağdan başlayarak derin siperlerin dayanma yapılarıyla desteklenmesi askeri mühendislerin sürekli uğraştıkları bir konu olmuştur. Bu tür yapılardaki toprak basınçlarının hesabı, problemlerin bilimsel yöntemlerle çözülmesini kaçınılmaz hale getirdiğinden 18 inci yüzyıldan başlayarak toprak basıncı teorileri, günümüzde geniş uygulaması süren COULOMB ve RANKINE teorileri, uzun bir geçmişe dayanmaktadır.

Dayanma duvarları genel tarifıyla zemin seviye farkının korunması için kullanılan bir mühendislik yapısıdır. Zemin, cevher, su gibi malzemelerin uzun sürede doğal eğimlerini almamaları için önlerine konulan yapı elemanı olarak gösterilebilir (Önalp,1983).

Roma ve Bizans'ta yapılan dayanma yapılarının başarılı olmasının nedeni, bloklar arasının puzolan malzemelerle harçlı olarak işlenmesinden kaynaklanmaktadır. Çimentonun bulunmasıyla harçlı örme duvarlar sonrada beton ve betonarme duvar yapımına gidilmiştir.

Esnek dayanma yapıları çelik endüstrisinin gelişmesiyle yaygın olarak kullanılmaya başlanmıştır. Zemine çakılan elemanın istenen yanlarının kazılması veya doldurulması ile seviye farkı sağlanabilmiştir. Perde duvar (palplanş) olarak adlandırılan bu elemanlar çok hafif ve ekonomik olması nedeniyle sıkça kullanılmaktadır.

Dayanma yapılarında devrim 1960 yılında donatılı zemin kavramıyla gelişmiştir. Toprak basıncının önemli bir bölümünün kendisi tarafından taşınması prensibine dayanan bu yapıyla, duvarın ağırlığı büyük ölçüde azaltılarak ekonomik çözüme gidilmektedir.

Dayanma duvarlarında uygulanan ankraj sistemleri de güvenliğin sağlanması ve maliyetin düşürülmesinde bir başka aşama olmuştur.

Dayanma yapılarının projelendirilmesinde yanal zemin basınçları dikkate alınmaktadır. Günümüze kadar birçok araştırmacı yanal zemin basıncını incelemiş ve en uygun çözümü aramışlardır. Bu araştırmalar sonucunda değişik yöntemler geliştirmiş ve bu yöntemler ışığında zemin yapılarının projelendirilmesi gerçekleştirilmiştir.

Yanal zemin basıncı hesapları aktif ve pasif zemin basıncı olarak iki grupta ve zemin gruplarına göre (granüler ve kohezyonlu zemin) incelenir.

Yanal zemin basıncı üzerinde yapılan en gelişmiş çalışma COULOMB ve RANKİNE' nin geliştirdiği teorilerdir. Bunların her ikisi de zemin dolgusunun, kütle içinde kırılma yüzeyleri meydana gelinceye kadar, yatay istikamette az bir miktar genişlemesi esasına dayanmaktadır. Materyalin bu hareketi, istinat duvarının öne doğru az bir miktar hareketi veya alt kenarı etrafında bir eksen boyunca dolgudan uzaklaşır şekilde dönmesi ile oluşmaktadır. Bir istinat duvarının dolgu istikametindeki hareketiyle pasif gerilme, dolgudan uzaklaşarak yaptığı hareketten ise aktif gerilme oluşmaktadır.



2. İSTİNAT DUVARI TİPLERİ

2.1 Genel Bilgiler

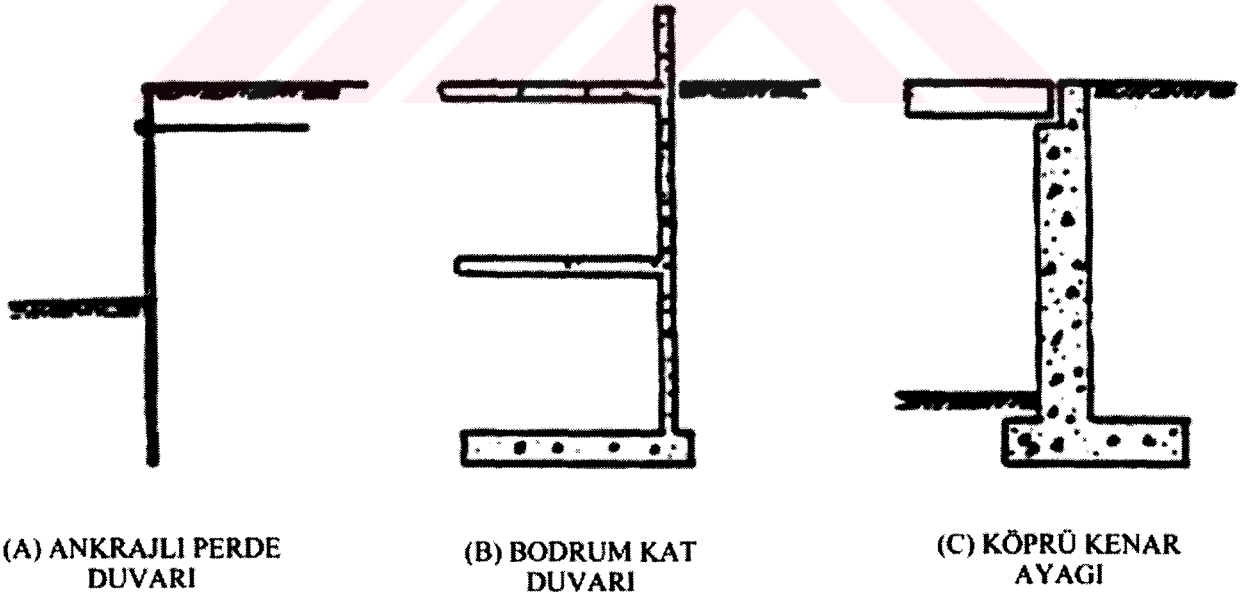
İstinat duvarları P_a gibi bir zemin basıncına sahiptir. Duvarın bu basıncı emniyetli bir şekilde zemine nakletmesi gerekir. Duvarın, bu zemin basıncını iletmesi sırasında, kendi bünyesinde meydana gelebilecek büyük çatlak ve kırılma gibi durumlarla, devrilme, kayma ve tabanda zemin göçmesi gibi durumlara karşı gereken emniyete sahip olması gerekmektedir.

Bütün bunlarla birlikte duvar seçimi, istenen yükseklik, elde bulunan malzeme, yer altı suyunun durumu, dolguda kullanılacak zemin türü ve kullanım amacına göre seçilen güvenlik sayısına bağlı olarak yapılır. İstinat duvarları;

- Kütle olmayan istinat duvarları
 - Kütle istinat duvarları
- olarak iki grupta toplanabilir.

2.2 Kütle Olmayan İstinat Duvarları

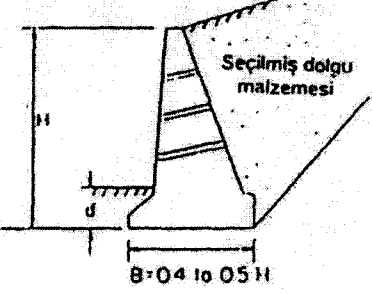
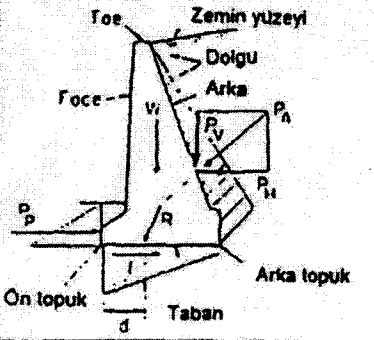

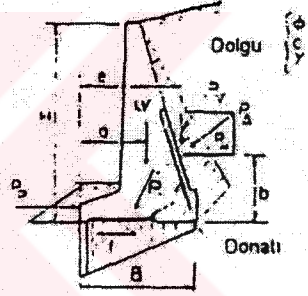
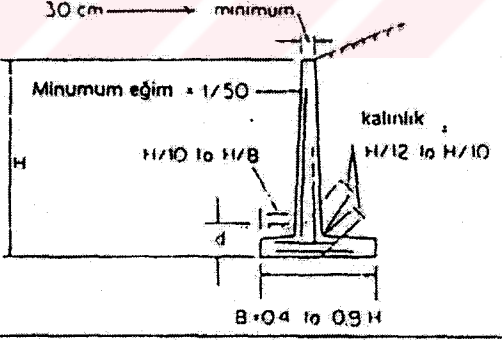
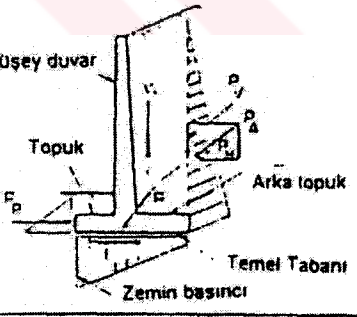
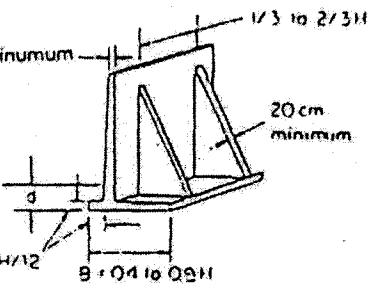
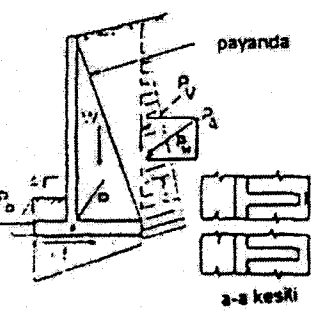
Bu tip duvarların hareketlerine izin verilmez. Bodrum duvarları, köprü giriş ayakları ve ankrajlı duvarlar bu tipi oluşturur.(Şekil 2.1)



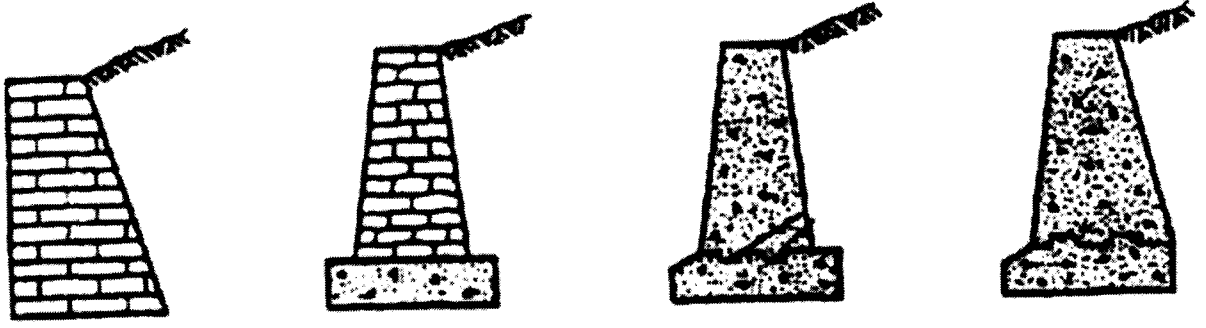
Şekil 2.1 Kütle olmayan istinat duvarlar

2.3 Kütle İstinat Duvarları

Bu duvarlar kendi ağırlıkları ile stabiliteyi sağlar. Duvar gövdesi değişik şekil ve kombinasyonlarda inşa edilebilir. Yapının gövdesi beton kütle, betonla birlikte zemin veya sadece zemin şeklinde oluşturulabilir. Bu tip duvarların hepsi üstten serbest olup deplasmana müsaittir. Bu nedenle de aktif toprak basıncı kolayca oluşur.(Navfac,1982)

Duvar Tipi	Minumum boyutlar	Yük diyagramı
Tam ağırlık duvarı	 <p>Seçilmiş dolgu malzemesi</p> <p>$B = 0.4 \text{ to } 0.5 H$</p>	 <p>Zemin yüzeyi</p> <p>Doğu</p> <p>Arka</p> <p>Arka topuk</p> <p>On topuk</p> <p>Taban</p>
Yarı ağırlık duvarı	 <p>Seçilmiş dolgu malzemesi</p> <p>$d = 60 \text{ cm minimum}$</p>	 <p>Doğu</p> <p>Arka</p> <p>Donatı</p>
Konsol Duvar	 <p>30 cm minimum</p> <p>Minimum eğim = 1/50</p> <p>$H/10 \text{ to } H/8$</p> <p>kalınlık $H/12 \text{ to } H/10$</p> <p>$B = 0.4 \text{ to } 0.9 H$</p>	 <p>düsey duvar</p> <p>Topuk</p> <p>Arka topuk</p> <p>Temel Tabanı</p> <p>Zemin basıncı</p>
Payandalı duvar	 <p>30 cm Minimum</p> <p>20 cm minimum</p> <p>$H/12$</p> <p>$B = 0.4 \text{ to } 0.9 H$</p> <p>$1/3 \text{ to } 2/3 H$</p>	 <p>payanda</p> <p>Arka topuk</p> <p>a-a kesli</p>

Şekil 2.2 Beton kütle duvar çeşitleri, genel boyutları ve yük diyagramları (Navfac,1982)



Şekil 2.3 Basit kütle duvarlar

Kütle istinat duvarları

- Esnek tip ağırlık duvarları
 - Rijit tip ağırlık duvarları
- olarak iki grupta toplanabilir.

2.3.1 Esnek Tip Ağırlık Duvarları

Bu tip duvarlar pozitif eğim drenajı sağlamada ve oturma toleransı açısından tabii avantajlara sahiptir. Bu tip duvarlar;

- Kaya dolgu duvarlar
- Metal sandık tipi duvarlar
- Kafes tipi duvarlar
- Donatılı zemin duvarlar

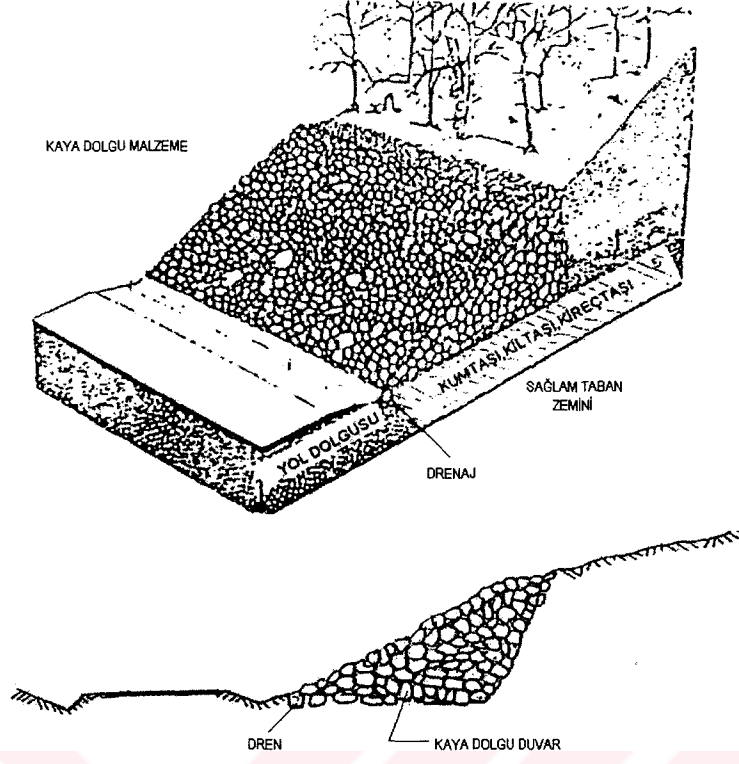
olarak dört grupta toplanabilir.

2.3.1.1 Kaya dolgu duvarlar

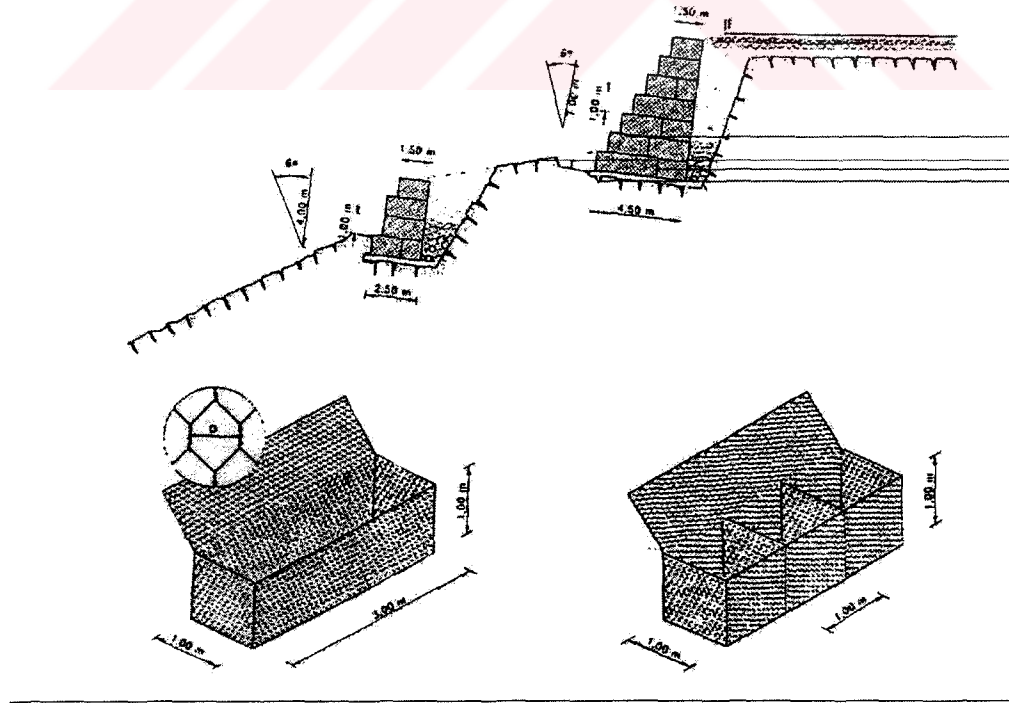
Büyük kaya parçaları ile inşa edilirler. Topuk yerinin uygunluğuna göre hareket eden şevlerin stabilitesinde kullanılırlar. (Şekil 2.4)

2.3.1.2 Metal Sandık Tipi Duvarlar

Bu tip duvarlar, içi kaya veya çakıl dolu metal blokların birbirine çatılması ile inşa edilen duvarlardır. Metal bloklar genellikle 1m x 1m boyutunda olup 2m' ye kadar varabilen uzunluklara sahiptirler. Bu duvarlarda tüm yapının stabilitesi hesaplanırken, her bir bloğun satabiliteside göz önünde bulundurulmalıdır. Duvar yüzü düşeyden 6° kadar geriye yatırılır. Maksimum yükseklik 10m civarındadır. Duvarın ön ve/veya arka yüzü basamaklı olabilmektedir (Şekil 2.5).



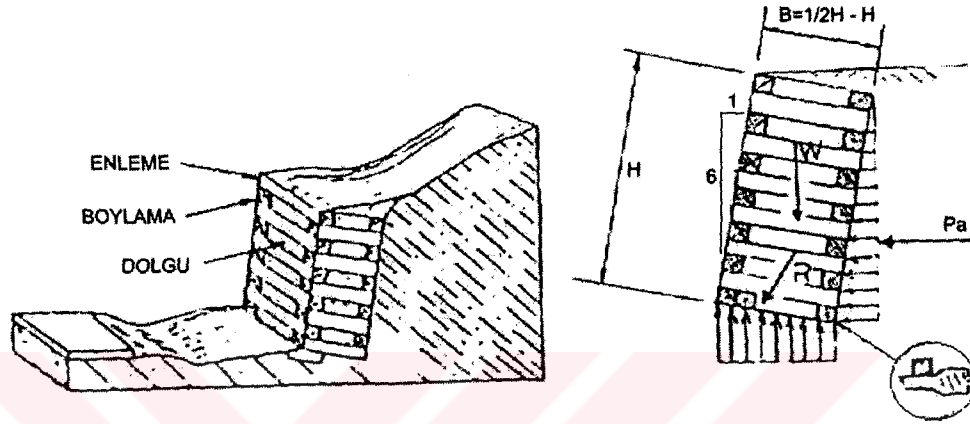
Şekil 2.4 Kaya dolgu duvarlar (Hunt,1986)



Şekil 2.5 Metal sandık tipi duvarlar (Hunt,1986)

2.3.1.3 Kafes Tip Duvarlar

Birbirine bağılı ahşap, prefabrike beton veya metal elemanlardan imal edilen ve içi kırma taş veya diğer kaba taneli malzemelerle doldurulmuş kutulardan oluşan toprak tutma yapılarıdır. Genellikle yer seviyesindeki sıkıştırılmış yol dolgularında kullanılır. Prefabrike elemanlar genelde 1.8m – 2.4m uzunluğundadır ve duvar yüksekliği de bunun iki katı ile sınırlıdır (Şekil 2.6).

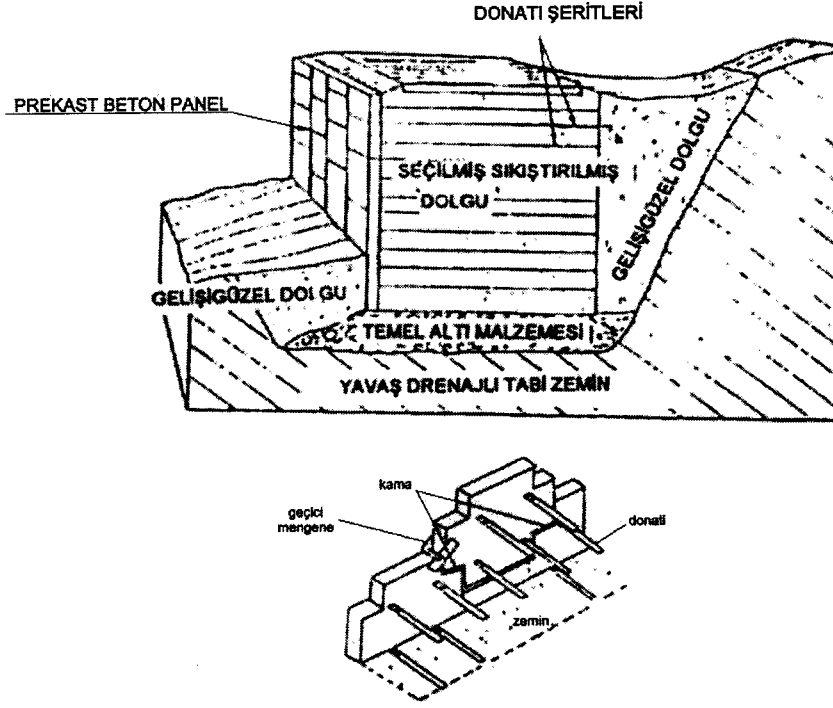


Şekil 2.6 Kafes tipi duvarlar (Hunt,1986)

2.3.1.4 Donatılı Zemin Duvarlar

Genellikle galvanizli çelikten yapılmış şerit veya çubukların çekme gerilmelerini almak üzere dolgunun içine gömülmesi ile inşa edilir. Şeritler alüminyum, plastik veya biyolojik ayrışma yapmayan örgülerde olabilir. Bu çubuk veya şeritler dış yüzeyde ince elemanlarla birleştirilirler. Bunun amacı yüzeyi tutabilmektir. Bu elemanlar dayanıklılık, estetik, yatay basınçları karşılama ve her noktadaki gerekli mukavemet açısından prefabrike betondan yapılmaktadır. (Şekil 2.7)

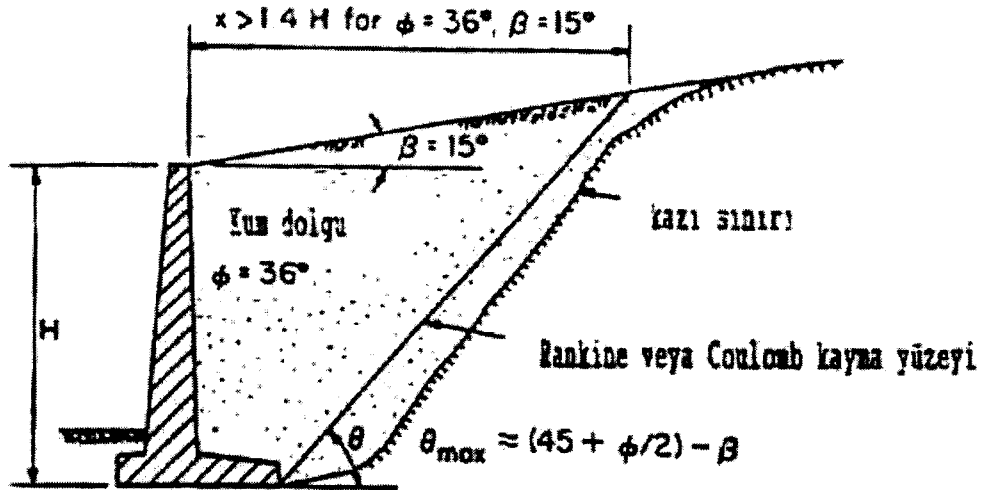
Çubuklar gerekli çubuk-zemin sürtünmesini sağlayabilmek için yeterli uzunluk ve geçişiğe sahip olmalıdır. Bu uzunluklar genellikle yapı yüksekliğinin 0.8-1.2 katı arası değişmektedir. Gerekli sürtünmenin elde edilebilmesi için dolguda $\phi_{\min}=25^\circ$ olmalıdır. Ayrıca dolgunun maksimum %25'lik kısmı No:200 eleğinden geçmelidir. Bu duvarlar 10m – 12m'lik yükseklikler için hemen hemen en ekonomik olanıdır. (Lee ve Diğerleri, 1973)



Şekil 2.7 Donatılı zemin duvarlar (Hunt,1986)

2.3.2 Rijit Tip Ağırlık Duvarları

Beton kütle duvarlar genelde iyi performans gösterirler. Fakat potansiyel kayma düzleminin iyi drenajlı granüler dolgu içinde oluşmasını sağlamak için büyük miktarda kazı ve dolgu gerekebilir. (Şekil 2.8)



Şekil 2.8 Granüler ve iyi drenajlı zeminlerde aktif toprak basıncı için gerekli dolgu geometrisi (Bowles,1974)

Herhangi bir durumda pozitif drenaj mutlaka sağlanmalıdır. Drenaj deliklerinin her an tıkanması söz konusu olduğundan bunların periyodik bakımı gerekmektedir. Rijit tip istinat duvarları aşağıdaki gibi üç grupta toplanabilir;

- Ağırlık istinat duvarları
- Konsol istinat duvarları
- Payandalı istinat duvarları

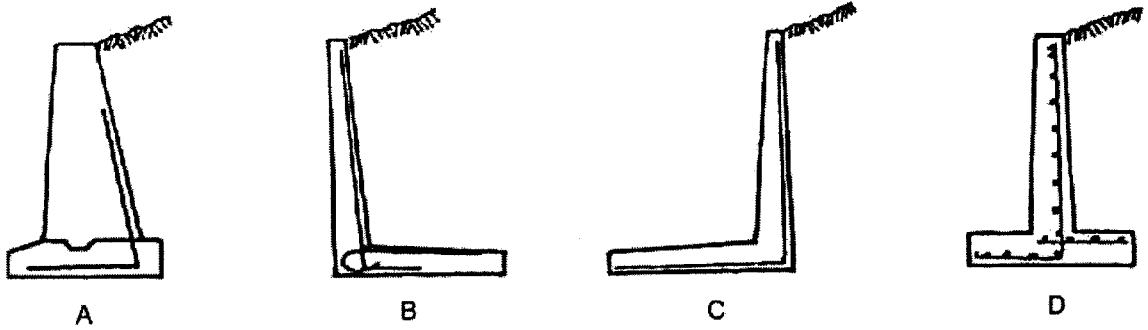
2.3.2.1 Ağırlık İstinat Duvarları

Ağırlık istinat duvarları denilen kagir veya betondan yapılmış istinat duvarlarının zemin basıncına karşı gereken emniyete sahip olması için kullanılacak tek unsur duvarın kendi ağırlığıdır. Duvar yüksekliği artınca toprak basıncı büyüyeceğinden duvar ağırlığının da ona göre artması gerekmektedir. Bu ise büyük bir malzeme sarfiyatını ve büyük bir taban genişliğini gerektirmektedir. Bu sebeplerden dolayı 4~4.5m yükseklikten fazla yapılması uygun olmamaktadır.

Ağırlık istinat duvarlarında kritik bölgelerde (gövdenin radyeye bağlandığı noktalar, v.s.) aşırı çekme kuvvetini karşılamak için bu bölgelere bir miktar donatı konulabilir. Bu tip istinat duvarlarına yarı ağırlık istinat duvarları denir (Önalp, 1983)

2.3.2.2 Konsol İstinat Duvarları

Genellikle düşey bir perde ve bir taban plağından ibarettir. Bu duvarlarda gerekli emniyet, duvara uygun bir form verilerek sağlanabilir. Bu sebeple duvar yüksekliğinin 4~4.5m' yi geçmesi halinde ekonomik olmaktadır. Düşey perdenin (konsolun) taban plağı üzerindeki yeri, ekonomik bir çözüm elde etme, düşey perdenin önünde veya arkasında taban plağı yapılıp yapılmaması (ara sınırı, nehir kenarı olması gibi nedenlerden dolayı), duvarın arkasındaki zeminin kohezyonu gibi şartlara bağlıdır.



Şekil 2.9 Konsol istinat duvarı tipleri

Şekil 2.9 da gösterilen D tipinde, temel plağı ön ve arka ampatmanlardan (tırnak ve topuk) meydana gelmiştir. Topuk üzerindeki zemin ağırlığı duvarın kayması hususunda önemli rol oynar. Yine bu ağırlık ve duvar ağırlığı bileşkesinin, taban plağı ortasına yaklaşması uygun olacaktır. Bileşke kuvvet, tam radye genişliğinin ortasında zemine tesir ettirilebilirse, gerilme yayılışının üniform olması sağlanmış olur. Bu sayede hem zemin gerilmesi küçülmüş olur, hem de oturma riski olan zeminlerde radye uçlarındaki farklı oturma ile oluşabilecek dönmeler önlenmiş olur. Buda oturma riski yüksek olan çürük zeminlerde ve killi zeminlerde en uygun çözümdür.

Şekil 2.9 da gösterilen C tipindeki duvarın ölü ağırlığı azdır. Bu nedenle de duvar yüksekliğinin büyük olması halinde duvarın kaymasını önlemek zordur. Bu tip duvarlar kohezyonu çok fazla olan zeminlerde kullanılabilir. Topuk kazısının büyük olması ve maliyetin artması durumunda bu tip duvarlar kullanılabilir.

Konsol istinat duvarlarında belirtilen özel durumların olmaması halinde yaygın olarak Şekil 2.9 da gösterilen D tipi duvar kullanılmaktadır.

Konsol istinat duvarları 8m civarındaki duvarlar için ekonomik olmaktadır. Bunun nedeni duvarın konsol radye birleşiminde yeterli mukavemetin sağlanması gereğidir (Hool, Kine, 1944).

2.3.2.3 Payandalı Ağırlık İstinat Duvarları

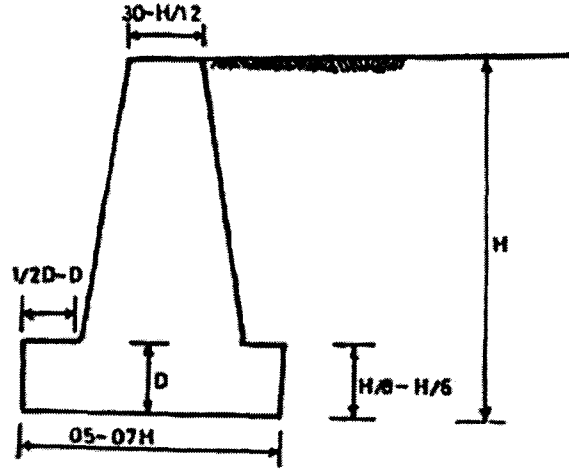
Konsol istinat duvarlarında konsolun yüksek olması veya zemin basıncının yüksek olması durumunda radye ile konsolu bağlayan betonarme payandalara ihtiyaç vardır. Payandalar eğilme momentlerinin ve kesme kuvvetlerinin azaltılmasında büyük rol oynar. Bu tip duvarlara payandalı istinat duvarları denir. Payanda, topuk veya tırnakta yapılmasına göre farklı davranış gösterir. Payandanın topukta yapılması çekme gerilmesini karşı, tırnakta yapılması ise basınca karşı çalışmasına neden olur. Bu tip duvarlar 8m – 12m arasındaki yüksekliklerde ekonomik olmaktadır (Bowles, 1974).

2.4 Rijit Tip Duvarların Ön Boyutlandırması

İstinat duvarlarının genel projelendirmesine başlamak için istenilen tipi belirleyecek ön boyutlara ihtiyaç vardır. Bu boyutlandırma tecrübelerine göre belirlenir ve yapılacak tahkikler sonucunda geliştirilerek esas boyutlara ulaşılır.

2.4.1 Ağırlık İstinat Duvarlarının Ön Boyutlandırması

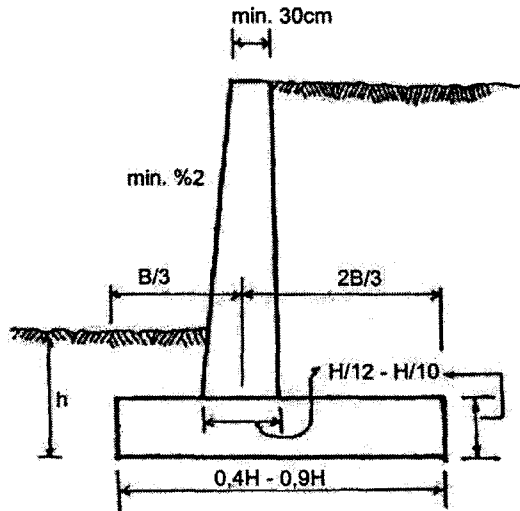
Ağırlık istinat duvarlarının ön boyutlandırması için gerekli başlangıç değerleri Şekil 2.10 da gösterilmiştir. Bu duvarlar genellikle trapez şeklinde yapılıır. Bu duvarların imalatında düşük kaliteli beton kullanılması yeterli olur (Hool, Kine, 1944)



Şekil 2.10 Ağırlık istinat duvarlarında ön boyutlandırma (Hool,Kine,1944)

2.4.2 Konsol İstinat Duvarlarında Ön Boyutlandırma

Bu tip için gerekli ön boyutlandırmalar Şekil 2.11 de gösterilmektedir. Konsol istinat duvarlarında üst başlık kısmının en küçük değeri, kütle ağırlığının ve dolayısıyla konsolun direncinin gerçek güvenlik sınırı içinde kalması için minimum 30cm alınmalıdır (Hool, Kine, 1944)



Şekil 2.11 Konsol istinat duvarlarında ön boyutlandırma (Hool,Kine,1944)

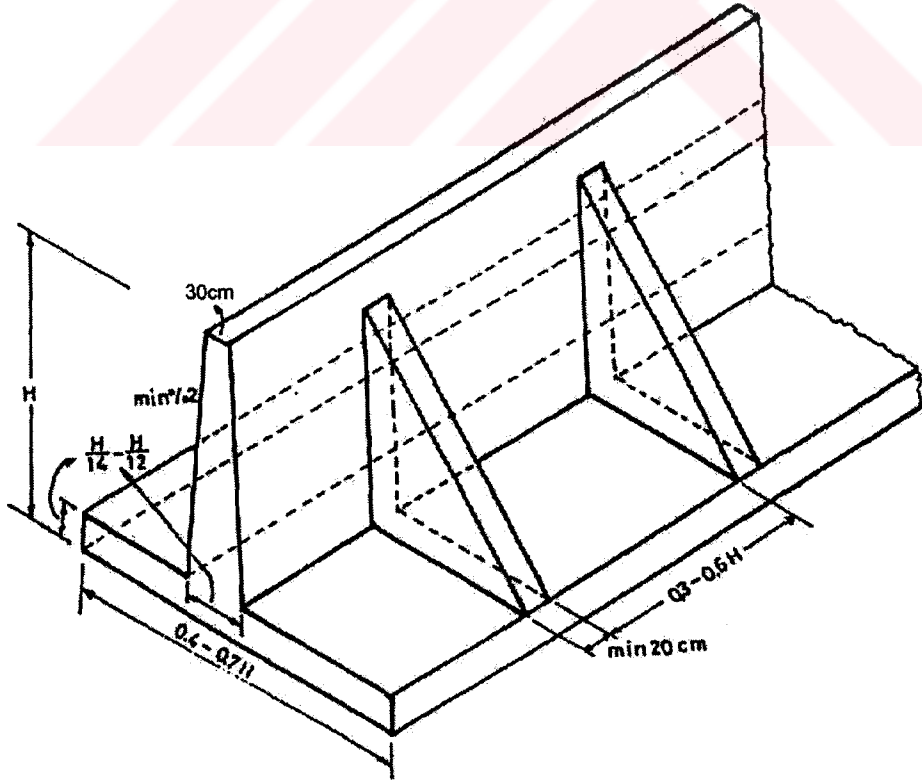
Konsol ön yüzü eğiminin en küçük değeri %2 olmalıdır. Ön ve arka yüz eğimi projeciye ve sistem stabilitesine göre belirlenir. Arka ve ön ampattan genişlikleri $2B/3$ ve $B/3$ oranında alınmalıdır. Tabii ki bu değerler tahkikler doğrultusunda stabiliteyi sağlaması amacıyla azalabilir veya artabilir. Bununla ilgili olarak Bowles aşağıdaki formülü geliştirmiştir;

$$HT = \frac{H^2 \times K_a}{4(m + HH)} + \frac{HH}{2} - \frac{3}{4} \times \frac{HH^2}{(m + HH)} \quad (2.1)$$

Burada m konsol üst başlık kalınlığını, HT ön ampattan uzunluğunu, HH ise arka ampattan uzunluğunu göstermektedir. Formüldeki HH ve HT değerleri deneme yanılma yöntemiyle bulunabilir (Bowles, 1974).

2.4.3 Payandalı İstinat Duvarları

Bu tip için gerekli ön boyutlandırmalar Şekil 2.12 de verilmiştir. Yine belirtmek gerekir ki bunlar sadece gerekli tahkikler öncesinde ön boyutlandırma değildir. Konsol üst kısmının kalınlığı minimum 30cm dir. Payandalı istinat duvarları, yüksekliğin 8m yi geçtiği durumlarda ekonomik olmaktadır. Payanda araları ise $0.30H - 0.6H$ arasında değişmektedir. Yapılan tahkikler doğrultusunda ön ampattan olmaksızın da imalat yapılabilir (Bowles, 1974).



Şekil 2.12 Payandalı istinat duvarlarında ön boyutlandırma (Bowles,1974)

3. YANAL ZEMİN BASINÇLARI

3.1 Konu Hakkında Genel Bilgi

Bir zemin kütesini tutan istinat duvarının maruz kalabileceği iki sınır değer vardır,

- Duvarın dolgudan dışarı doğru küçük bir hareketi ile oluşan zeminin aktif basıncı,
- Duvarın dolguya doğru küçük bir yer değiştirmesiyle oluşan pasif basınçtır.

Aktif basınç, minimum bir değer olup, duvarın dolgudan uzaklaşmasıyla oluşan kırılma anında meydana gelir. Pasif basınç ise en büyük basınç olup zeminin kabarmasından oluşur.

Duvara gelen kuvvetlerin hesabında iki temel teori (Coulomb, 1776 ve Rankine, 1857) kullanılır. Bu iki teoride, zemin dolgusunun, kütle içinde kırılma yüzeyi meydana gelinceye kadar yatay istikamette az bir miktar hareket etmesi esasına dayanır (Kumbasar, 1984).

3.2 Zeminde Plastik Denge Durumları

Her noktası akma haline ulaşmak üzere olan bir zemin kütesi plastik denge durumundadır. Rankine tarafından incelenen plastik denge durumlarına Rankine plastik denge durumları denir.

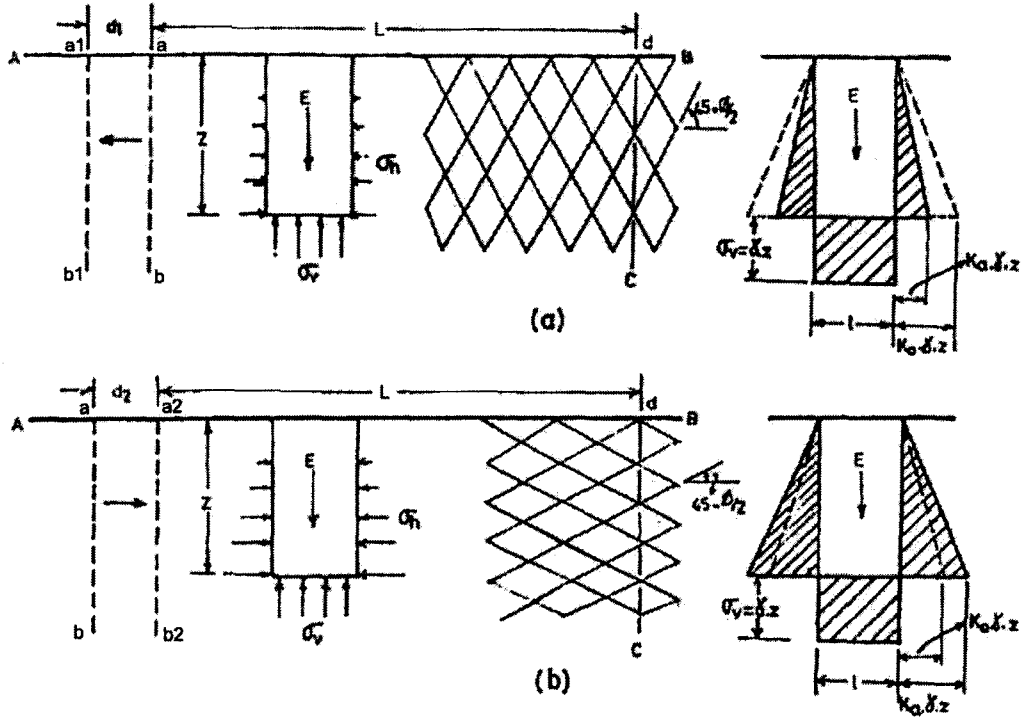
Rankine durumları Şekil 3.1 de gösterilmiştir. Bu şekilde AB, sonsuz yarım uzaydaki birim hacim ağırlığı γ olan kohezyonsuz zeminin yatay olan yüzünü, E ise birim kesit alanı, z derinliğindeki kum elemanı göstermektedir. Elemanın tabanına etkiyen normal gerilme;

$$\sigma_v = \gamma \times z \quad (3.1)$$

bir asal gerilmedir. Bunun sonucu olarak elemanın düşey kenarına etkiyen σ_h normal gerilmeleri de asal gerilmedir.

Aktif ve pasif Rankine durumları, kumun iki sınır denge durumunu gösterir. Sükunet hali de dahil olmak üzere bütün ara durumlarda kum elastik denge durumundadır.

Şekil 3.1 de gösterilen Rankine durumları yarı sonsuz uzayı dolduran kum kütesinin her noktasının üniform olarak genişlemesi veya sıkıştırılması ile elde edilir. Bunlara genel plastik denge durumları denir. Kum kütesinin sıkıştırılan veya genişletilen kısmı dışındaki bölgeleri elastik denge durumundadır (Önalp, 1983).

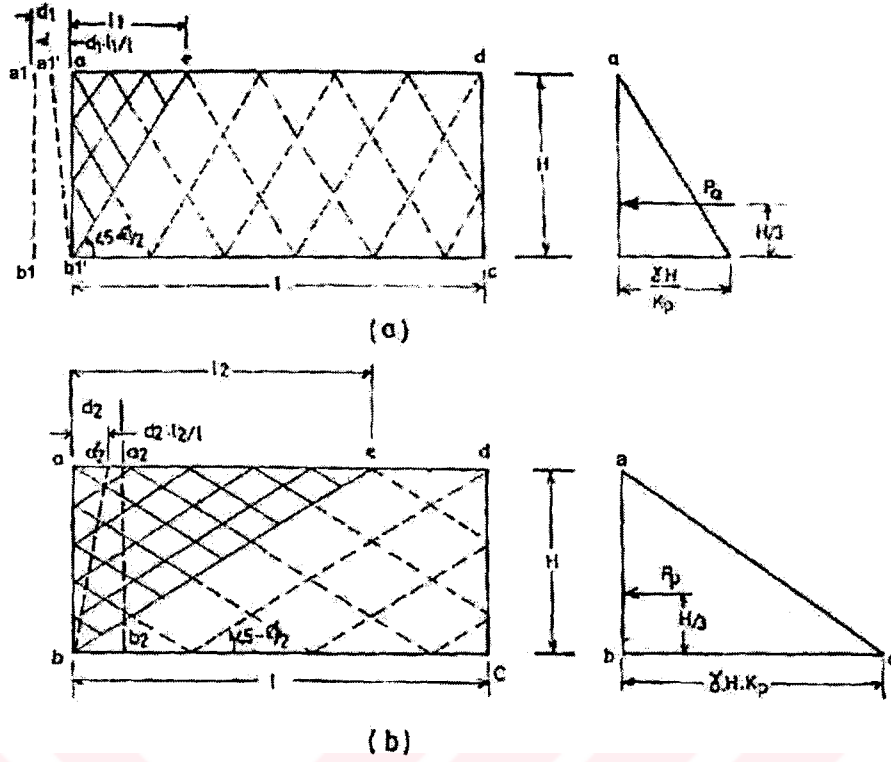


Şekil 3.1 (a) Yarım uzayı dolduran kum kitlesinin aktif Rankine durumu (b) Yarım uzayı dolduran kum kitlesinin pasif Rankine durumu (Önalp, 1983)

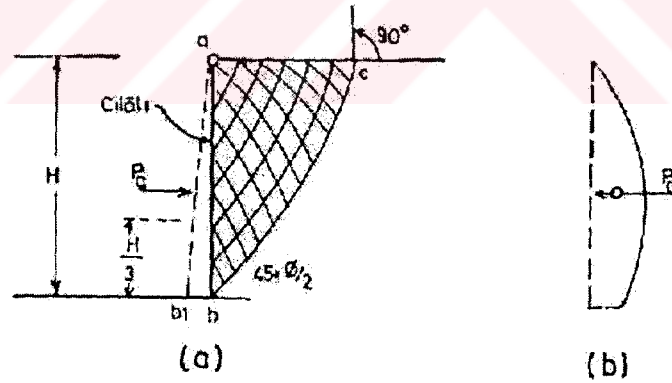
Bölgesel plastik denge durumları, çok farklı yer değiştirmeler sonucu ortaya çıkar. Plastik bölgedeki nihai gerilme durumu ve bu bölgenin şekli, büyük ölçüde yer değiştirmelerin cinsine, zemin ile zemini tutan yapı arasındaki yüzeyin pürüzlülüğüne bağlıdır. Bu faktörler, deformasyon ve sınır şartlarını teşkil eder. Bu şartların pratik sonuçları Şekil 3.2 ve Şekil 3.3 de görülmektedir.

Uzunluğu Şekil 3.1 deki ab ve cd düşey kesitleri arasındaki l uzunluğuna eşit olan bir prizmatik kutunun düşey kesiti Şekil 3.2a da görülmektedir. Kum kutuya Şekil 3.1 de gösterilen yarı sonsuz kum kütlesinin oluşumundaki gibi yerleştirilmişse her iki kütledeki gerilme durumları özdeştir. Bunlar elastik denge durumlarını temsil eder.

Şekil 3.1 de kum kütlesindeki düşey asal gerilme σ_v , en küçük ve en büyük asal gerilme olabileceği için σ_h/σ_v ' nin oranı, K_a ve K_p arasında bir değer olabilir. Burada K_a aktif basınç katsayısı, K_p ise pasif basınç katsayısıdır ve K_a değeri $1/K_p$ değerine eşittir (Önalp, 1983).



Şekil 3.2 (a) Dikdörtgen kesitli kutudaki kumda meydana gelen bölgesel aktif Rankine durumu (b) Aynı kutuda bölgesel Rankine durumu (Önalp, 1983)



Şekil 3.3 Aktif Rankine durumunun meydana gelmesi için gerekli yer değiştirme (deformasyon) şartının sağlanması halinde pürüzsüz düşey bir duvar gerisindeki kumun kırılması. (a) Duvat kesiti (b) Duvar sırtına etkiyen gerilme (Önalp, 1983)

Bir kum kütlesi tabii veya suni bir yolla çöktürülmüşse σ_h/σ_v , K_a ile K_p arasında bir K_o değerine sahip olur ve σ_h değeri de,

$$\sigma_h = K_o \times \sigma_v \quad (3.2)$$

olur. K_o amprik bir katsayıdır ve sükunetteki toprak basıncı katsayısı adını alır. Değeri ise kum kütlelerinin sıkılığına ve oluşum şekline bağlıdır (Önalp, 1983).

Çizelge 3.1 Sükunetteki toprak basıncı katsayıları

Zemin tipi	K_o
Normal konsolide kil	$1 - \sin\phi$
Elle sıkıştırılmış kil	1.0 – 2.0
Makine ile sıkıştırılmış kil	2.0 – 6.0
Aşırı konsolide kil	1.0 – 4.0
Gevşek kum	0.5
Sıkı kum	1.0 – 1.5

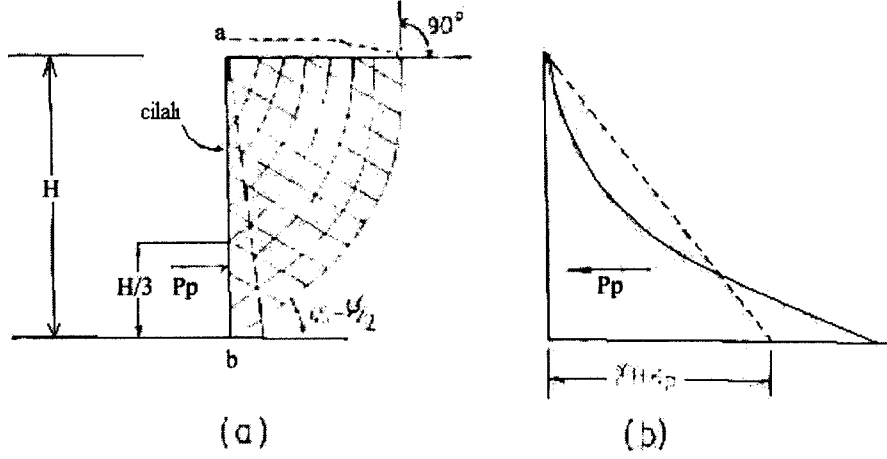
Kütle genişlerken (Şekil 3.1a) ab ve cd gibi iki düşey düzlem birbirinden ayrılır ve σ_h/σ_v değeri K_a değerine eşit oluncaya kadar küçültülür. Bundan sonra kum, artık aktif Rankine durumundadır. Bu durumda iken z derinliğindeki yatay gerilme,

$$\sigma_h = K_a \times \sigma_v = K_a \times \gamma \times z = \frac{1}{K_p} \times \gamma \times z \quad (3.3)$$

olur. Kütlenin daha fazla genişlemesi ile σ_h değeri değişmez, fakat kayma oluşur. Aktif Rankine durumunda küçük asal gerilme yatay olduğu için kayma düzleminin yatayla yaptığı açı $45 + \phi/2$ olur. Kütlenin sıkıştırılması ile (Şekil 3.1b) ab, cd' ye doğru hareket eder. Böylece σ_h/σ_v değeri büyür ve K_p ' ye ulaşıncaya pasif Rankine durumu oluşur. Herhangi bir z derinliğindeki yatay gerilme,

$$\sigma_h = K_p \times \sigma_v = K_p \times \gamma \times z \quad (3.4)$$

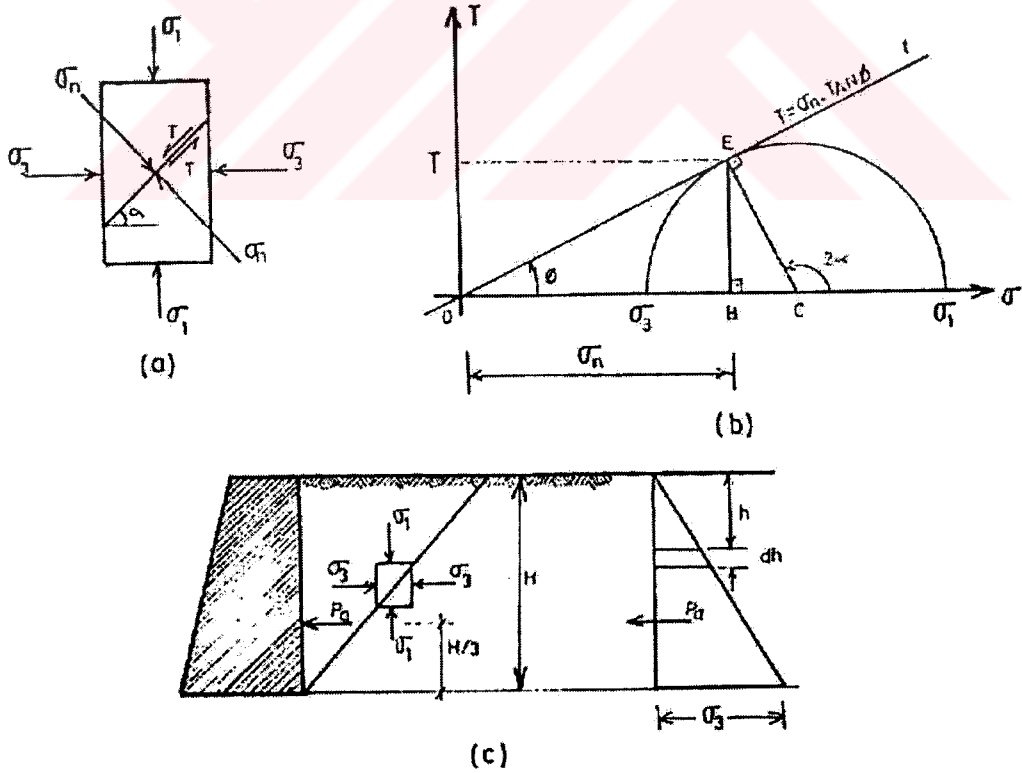
olur. Pasif Rankine durumunda küçük asal gerilme düşey olduğu için kayma düzleminin yatayla yaptığı açı $45 - \phi/2$ olur (Önalp, 1983).



Şekil 3.4 Pasif durumun meydana gelmesi için gerekli yer değiştirme (deformasyon) şartının sağlanması halinde pürüzsüz düşey bir duvar gerisindeki kumun kırılması. (a) Duvar kesiti, (b) duvar sırtına etkiyen gerilme (Önalp, 1983)

3.3 Granüler Zeminler

Duvara etkiyen yatay aktif basınç P_a , Mohr diyagramı ile ifade edilebilir. (Şekil 3.5)



Şekil 3.5 Mohr daireesinde gerilmeler (Kumbasar,1984)

Mohr dairesine göre;

$$\frac{\sigma_3}{\sigma_1} = \tan^2(45 - \phi/2) = K_a \quad (3.5)$$

ifadesi bulunur.

İstinat alt hizasındaki asal gerilme,

$$\sigma_z = \gamma \times \tan^2(45 - \phi/2) \times H \quad (3.6)$$

olur. Bu durumda istinat duvarına gelen aktif basınç,

$$P_a = \frac{1}{2} \times \gamma \times H^2 \times K_a \quad (3.7)$$

olur. Pasif durumda ise,

$$K_p = \tan^2(45 + \phi/2) \quad (3.8)$$

$$P_p = \frac{1}{2} \times \gamma \times H^2 \times \tan^2(45 + \phi/2) = \frac{1}{2} \times \gamma \times H^2 \times K_p \quad (3.9)$$

olur (Kumbasar, 1984).

3.3.1 Coulomb' un Zemin Basıncı Teorisi

Coulomb teorisinde aşağıdaki esaslar göz önüne alınmıştır;

- Her zemin kendi parametreleriyle ifade edilir.
- Coulomb, eğer istinat duvarı öne doğru deformasyon yaparsa, buna zeminde farz edilen kırılma yüzeyinin belirlediği üçgen bir kütle için neden olacağını varsaymıştır.
- Kırılma yüzeyi düzlem olarak kabul edilmiştir.
- Söz konusu kayan üçgen zemin kütlesi kendi başına rijit bir kütle olarak kabul edilmiştir.
- Kırılma yüzeyinde, zemin kütleindeki sürtünmede (duvar ile zemin arasındaki sürtünme gibi) Newton' un sürtünme kanunu geçerlidir.

$$\mu = \tan \varphi = \frac{T}{N} \quad (3.10)$$

- Basınç duvar yüksekliğinin radye altından 1/3 ü kadar mesafeden duvar iç yüzüne etkir. Ve duvar arka iç yüzü normal ile yaptığı açı δ ' dir. Bu açı zemin ile duvar arasındaki sürtünme açısıdır.
- Zemin basınçları (aktif ve pasif) düzlem içinde iki boyutlu olarak çözülmüştür. Sonsuz uzunlukta, doğrusal istinatlanmış zemin kütlelerinin ağırlığı, içindeki basınçlar ve gerilme konsolidasyonlarının duvar boyunca sabit kaldığı varsayılmıştır.
- Farz edilen üçgen zemin kütlesi tam kayma anında iken zemin basınç teorisi iki limit

Zemin parametrelerinden \emptyset içsel sürtünme açısı laboratuvar sonuçlarından öğrenilebilir. R ise tamamen kendisiyle ilgilidir. ψ ve P_a bilinmeyenleri ise hesapla bulunabilir. Aktif toprak basıncı için Coulomb aşağıdaki ifadeyi türetmiştir,

$$P_a = \frac{1}{2} \times \gamma \times H^2 \times \frac{\cos^2(\phi - \alpha)}{\cos^2 \alpha \times \cos(\alpha + \delta) \times \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \times \sin(\phi - \beta)}{\cos(\alpha + \delta) \times \cos(\alpha - \beta)}} \right]^2} \quad (3.11)$$

Dolayısıyla K_a aktif zemin basınç katsayısı da,

$$K_a = \frac{\cos^2(\phi - \alpha)}{\cos^2 \alpha \times \cos(\alpha + \delta) \times \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \times \sin(\phi - \beta)}{\cos(\alpha + \delta) \times \cos(\alpha - \beta)}} \right]^2} \quad (3.12)$$

bulunur.

Eğer $\beta=0$, $\delta=0$ ve $\alpha=0$ olursa,

$$K_a = \frac{\cos^2 \phi}{(1 + \sqrt{\sin \phi \times \sin \phi})^2} = \frac{1 - \sin^2 \phi}{(1 + \sin \phi)^2} \Rightarrow K_a = \tan^2(45 - \phi/2) \quad (3.13)$$

olarak bulunur (Hunt, 1986).

3.3.2.2 Pasif Zemin Basıncı

Pasif zemin basıncı içinde aynı kavramlar düşünülebilir ve buna göre hesap yapılabilir. Coulomb pasif toprak basıncı içinde aşağıdaki ifadeyi türetmiştir,

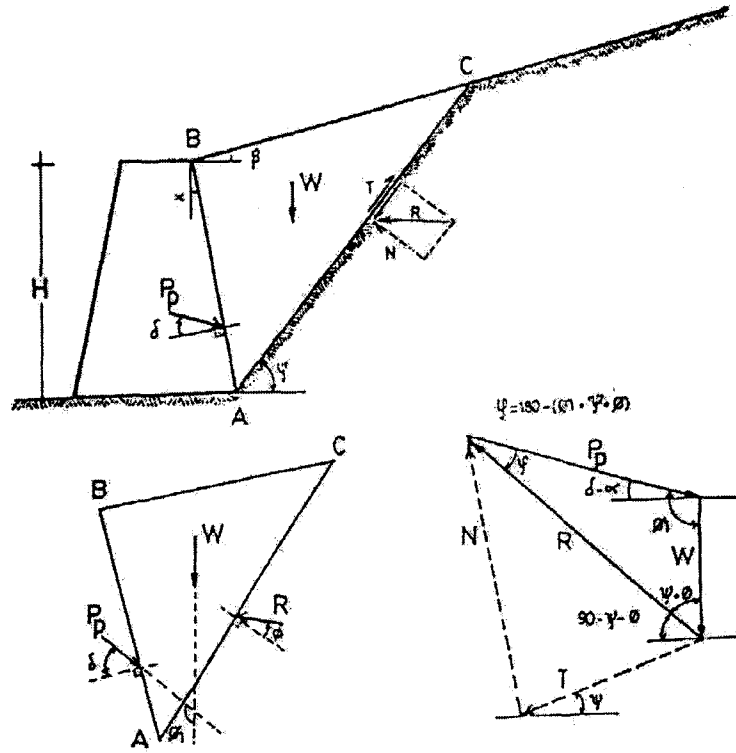
$$P_p = \frac{1}{2} \times \gamma \times H^2 \times \frac{\cos^2(\phi + \alpha)}{\cos^2 \alpha \times \cos(\alpha - \delta) \times \left[1 - \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \times \sin(\phi - \beta)}{\cos(\alpha - \delta) \times \cos(\alpha - \beta)}} \right]^2} \quad (3.14)$$

Dolayısıyla K_p pasif basınç katsayısı da,

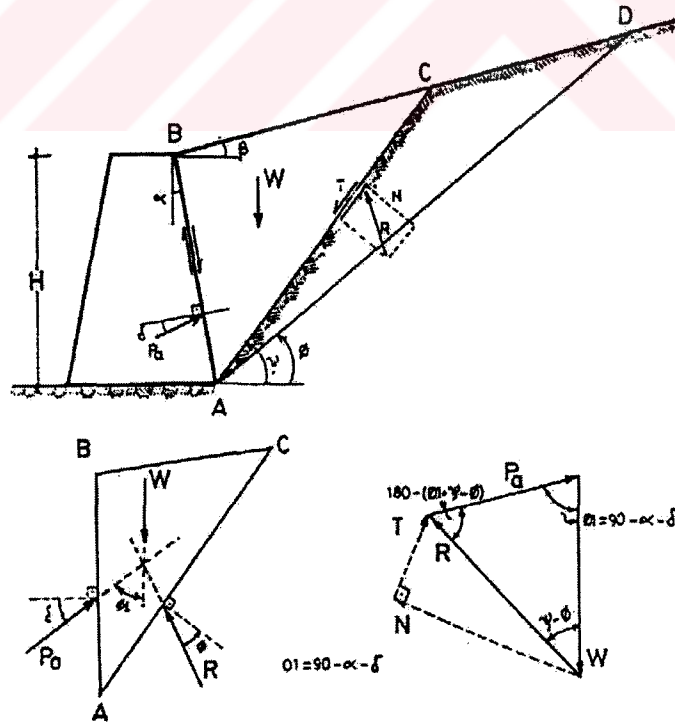
$$K_p = \frac{\cos^2(\phi + \alpha)}{\cos^2 \alpha \times \cos(\alpha - \delta) \times \left[1 - \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \times \sin(\phi - \beta)}{\cos(\alpha - \delta) \times \cos(\alpha - \beta)}} \right]^2} \quad (3.15)$$

olarak bulunur. Eğer $\beta=0$, $\delta=0$ ve $\alpha=0$ olursa K_p aşağıdaki gibi hesaplanabilir.

$$K_p = \tan^2(45 + \phi/2) \quad (3.16)$$



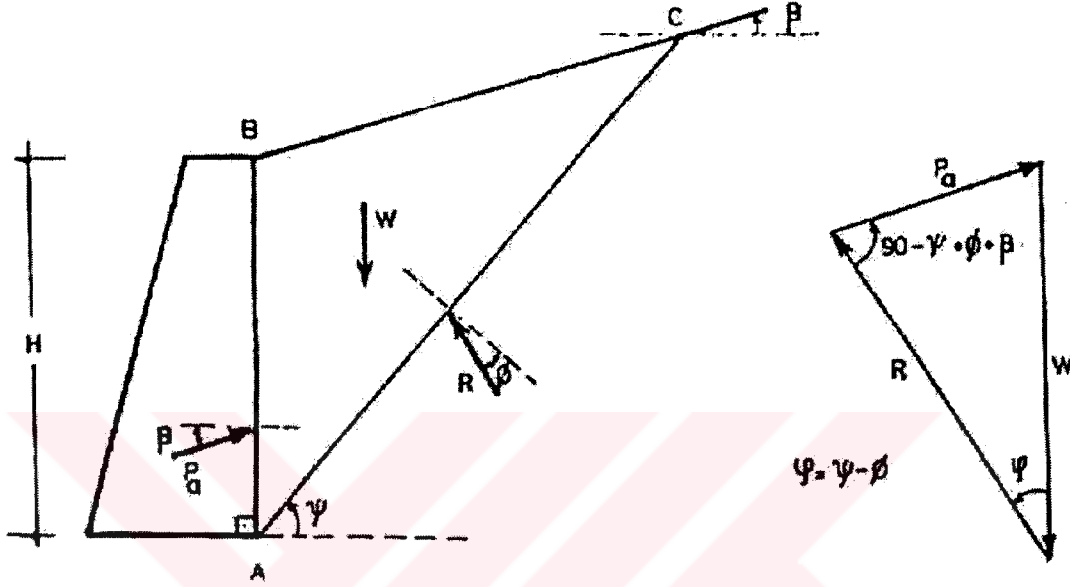
Şekil 3.7 Coulomb' a göre pasif zemin basıncının tarifi (Jumikis,1964)



Şekil 3.8 Coulomb' a göre aktif zemin basıncının tarifi (Jumikis,1964)

3.3.3 Rankine' e Göre Zemin Basıncının Hesabı

Rankine' de Coulomb' un yolunu izlemiş ve aynı kabullere göre problemlere yaklaşmıştır. Rankine zemini plastik dengede incelemiştir. Kohezyonu ve duvar sürtünmesini ihmal etmiş ve duvar arkasını dik kabul etmiştir. Böylece problemi en basite indirgemıştır (Jumikis, 1964).



Şekil 3.9 Rankine' e göre zemin basıncının tarifi (Jumikis,1964)

Rankine aktif zemin basıncını aşağıdaki gibi ifade etmiştir,

$$P_a = \frac{1}{2} \times \gamma \times H^2 \times \cos \beta \times \frac{\cos \beta - \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \phi}}{\cos \beta + \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \phi}} \quad (3.17)$$

$$K_a = \cos \beta \times \frac{\cos \beta - \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \phi}}{\cos \beta + \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \phi}} \quad (3.18)$$

Zemin yüzeyinin yatayla yaptığı açı $\beta=0$ ise P_a aşağıdaki formülle hesaplanabilir,

$$P_a = \frac{1}{2} \times \gamma \times H^2 \times \tan^2(45 - \phi/2) \quad (3.19)$$

Rankine' e göre P_a aktif zemin basıncı, zemin yüzeyinin yatayla yaptığı β açısına bağlıdır. β açısı sıfır olursa P_a aktif zemin basıncı duvara dik olarak etkiyecektir.

Rankine pasif zemin basıncında aşağıdaki gibi ifade edilebilir,

$$P_p = \frac{1}{2} \times \gamma \times H^2 \times \cos \beta \times \frac{\cos \beta + \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \phi}}{\cos \beta - \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \phi}} \quad (3.20)$$

$$K_p = \cos \beta \times \frac{\cos \beta + \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \phi}}{\cos \beta - \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \phi}} \quad (3.21)$$

3.4 Kohezyonlu zeminler

Yanal zemin basıncı daha önce üzerinde durulan K_a , K_p , α , δ , ϕ , β gibi zemin parametreleri, açı değerleri ve sabitlere bağlı olarak çözülür. Kohezyonlu zeminde bir noktadaki gerilme durumu kırılma yüzeyini etkilemez. Bu yüzden kohezyonlu zemindeki zemin basıncı, yaklaşık olarak granüler zemindeki zemin basıncının hesaplandığı yöntemle hesaplanabilir.

3.4.1 Aktif zemin basıncı

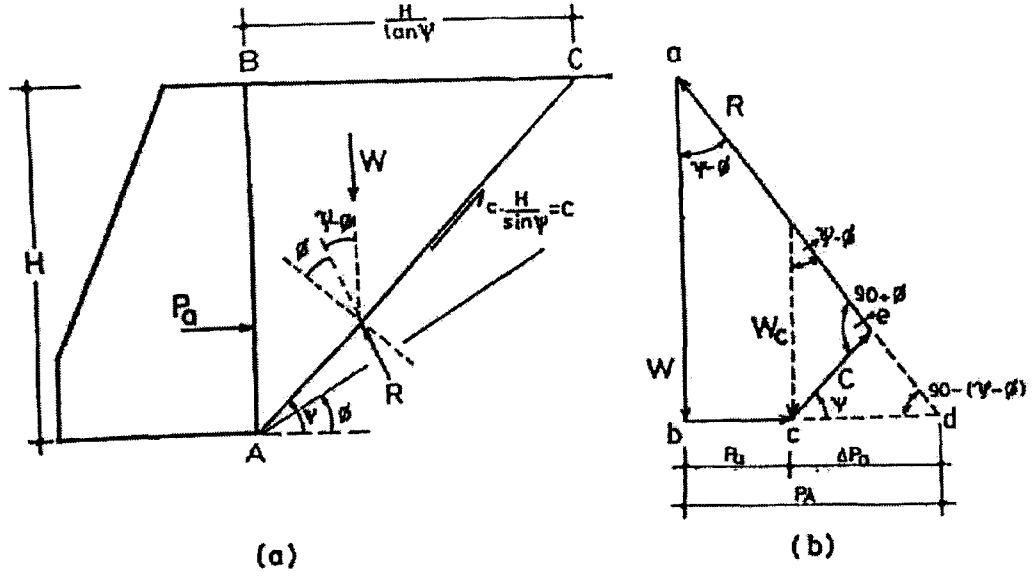
Kohezyonun kırılma yüzeyindeki etkisi üniform ve sabit olarak kabul edilmiştir. Öyleki zemindeki kohezyon, zemin basıncını azaltıcı bir rol oynamakla beraber, duvar arkası düz, zemin yüzeyi düz olduğunda aktif zemin basıncının normalle yaptığı açı sıfır olur.

Kohezyonlu zeminde üçgen zemin kütlelerinin kayma direnci, zeminin içsel sürtünme açısına kohezyonuna bağlıdır.(Şekil 3.11)

Şekil 3.11b' de kaymaya hazır üçgen zemin kütlelerinde etkili kuvvetler abcea kapalı poligonunda görülmektedir. Kohezyon olmasaydı poligon abd' den oluşacaktı. Şekil 3.11b' de görüldüğü gibi ce kohezyon etkisi, poligon alanını daraltmaktadır. Bu nedenle gerçek aktif basınç,

$$P_a = P_A - \Delta P_a \quad (3.22)$$

olacaktır. Formüldeki ΔP_a kohezyonun etkisini göstermektedir (Bowles, 1974).



Şekil 3.12 Kohezyonlu zeminde aktif zemin basıncı (Bowles,1974)

Burada ΔP_a ise aşağıdaki gibi ifade edilir.

$$\Delta P_a = 2 \times c \times H \times \tan(45 - \phi/2) = 2 \times c \times H \times \sqrt{K_a} \quad (3.23)$$

Kohezyonlu zeminde birim metreye gelen toplam toplam aktif zemin basıncı aşağıdaki gibi ifade edilir.

$$P_a = P_A - \Delta P_a = \frac{1}{2} \times \gamma \times H^2 \times K_a - 2 \times c \times H \times \sqrt{K_a} \quad (3.24)$$

Granüler zeminde bulunan aktif zemin basıncı AC kırılma yüzeyi boyunca üniform olarak dağılan çift kohezyon tarafından azaltılır.

Kohezyonlu zemin basıncı belirli bir derinlikte sıfır değerine ulaşır. Bu durumda;

$$P_a = P_A - \Delta P_a = 0$$

$$P_A = \Delta P_a$$

$$\frac{1}{2} \times \gamma \times H^2 \times K_a = 2 \times c \times H \times \sqrt{K_a}$$

$$H = H_c = \frac{4 \times c}{\gamma \times \sqrt{K_a}} \quad (3.25)$$

olur. Formüldeki H_c kritik yükseklik değerini vermektedir. H_c kritik yüksekliği zeminin birim

hacim ağırlığına, içsel sürtünme açısına, kohezyonuna ve duvarın geometrisine bağlıdır.

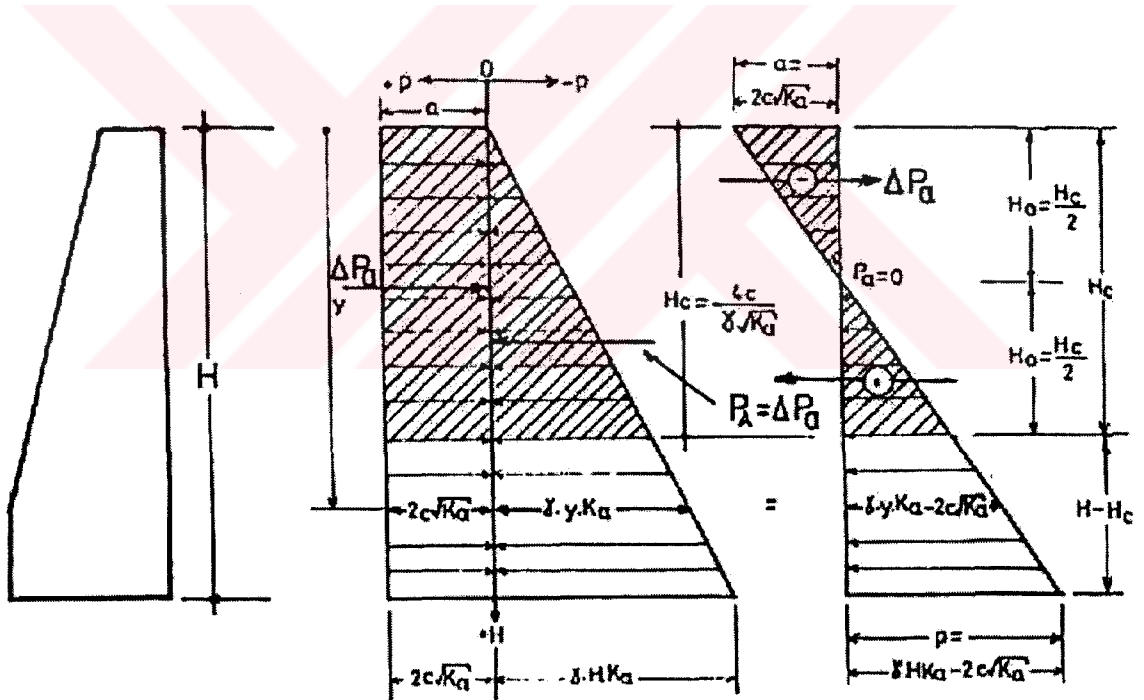
Genel olarak kohezyonlu zeminde, duvar tabanındaki kuvvet (zemin üzerinde yükleme yok iken);

$$P = \gamma \times y \times K_a - 2 \times c \times \sqrt{K_a} \quad (3.26)$$

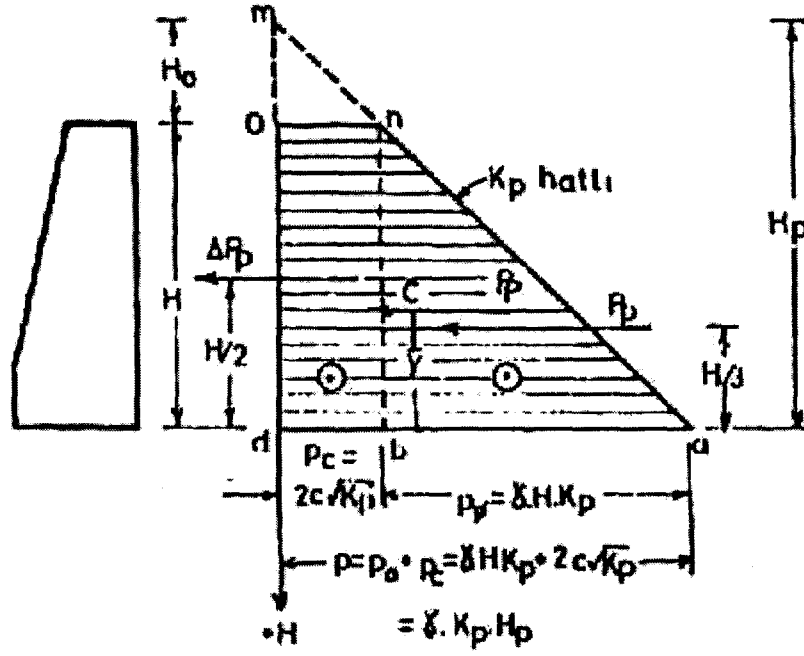
olur. Burada birinci ifade derinliğe göre değişken, ikinci ifade ise sabittir. y değeri ise sıfır ile H arasında değişmektedir.

Eğer zemin üzerinde üniform bir P_0 yüklemesi varsa, oluşacak aktif zemin basıncı aşağıdaki gibi ifade edilir (Bowles, 1974);

$$P_a = \frac{1}{2} \times \gamma \times H^2 \times K_a - 2 \times c \times \sqrt{K_a} + P_0 \times H \times K_a \quad (3.27)$$



Şekil 3.13 Kohezyonlu zeminde zemin üzerinde yükleme olmadığı durumda aktif zemin basıncı (Jumikis,1964)



Şekil 3.15 Kohezyonlu zeminde pasif zemin basıncı (Bowles, 1974)

3.4.3 Kendini tutabilen zemin yığınları

Granüler bir zemin desteklenmeden düşey olarak duramaz. Kohezyon bir zeminin desteklenmeden düşey olarak kalmasını sağlar.

Kohezyonlu bir zemin H_0 gibi bir yükseklikte desteklenmeden durabilmekte ve $H_c=2H_0$ yüksekliğinde de aktif zemin basıncı sıfır olmaktadır.(Şekil 3.16) H_c kritik yüksekliği ise formül 3.25' de belirtilmiştir.

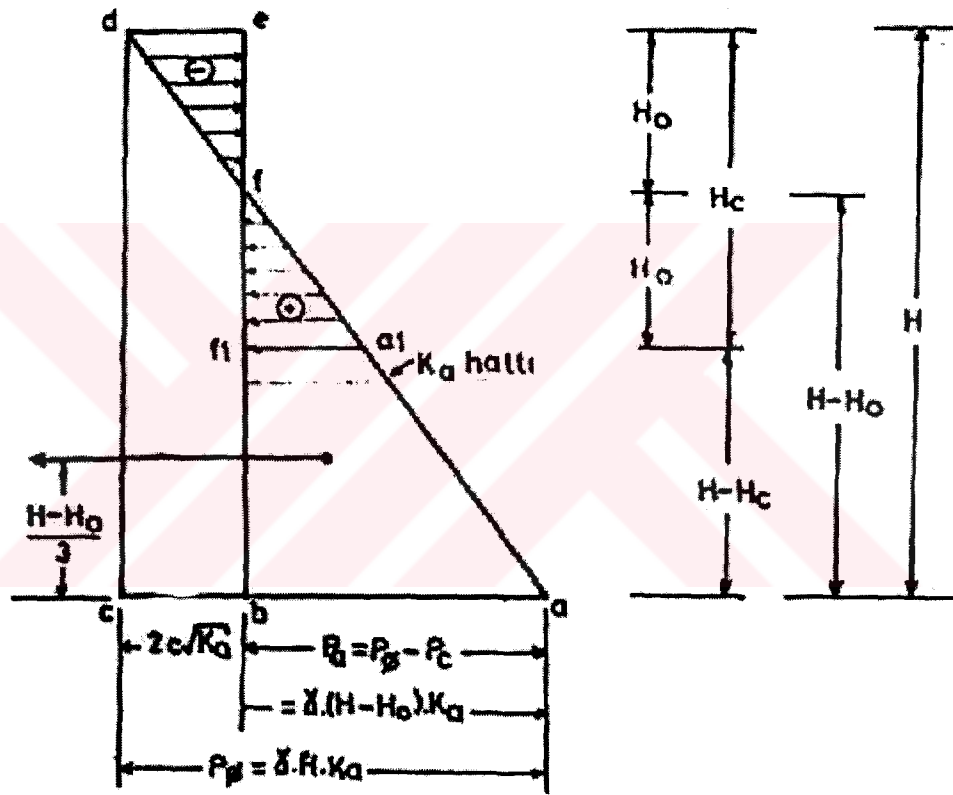
$$H = 0 \Rightarrow P_c = -2 \times c \times \sqrt{K_a} \quad (3.34)$$

$$H = H_o \Rightarrow P_c = 0 \quad (3.35)$$

$$H = H_c \Rightarrow P_c = +2 \times c \times \sqrt{K_a} \quad (3.35)$$

Şekil 3.17' ye göre toplam aktif zemin basıncı ise aşağıdaki gibidir;

$$P_a = \frac{P \times (H - H_o)}{2} = \frac{1}{2} \times \gamma \times (H - H_o)^2 \times K_a \quad (3.36)$$



Şekil 3.17 Aktif zemin basıncı dağılımı (Bowles,1974)

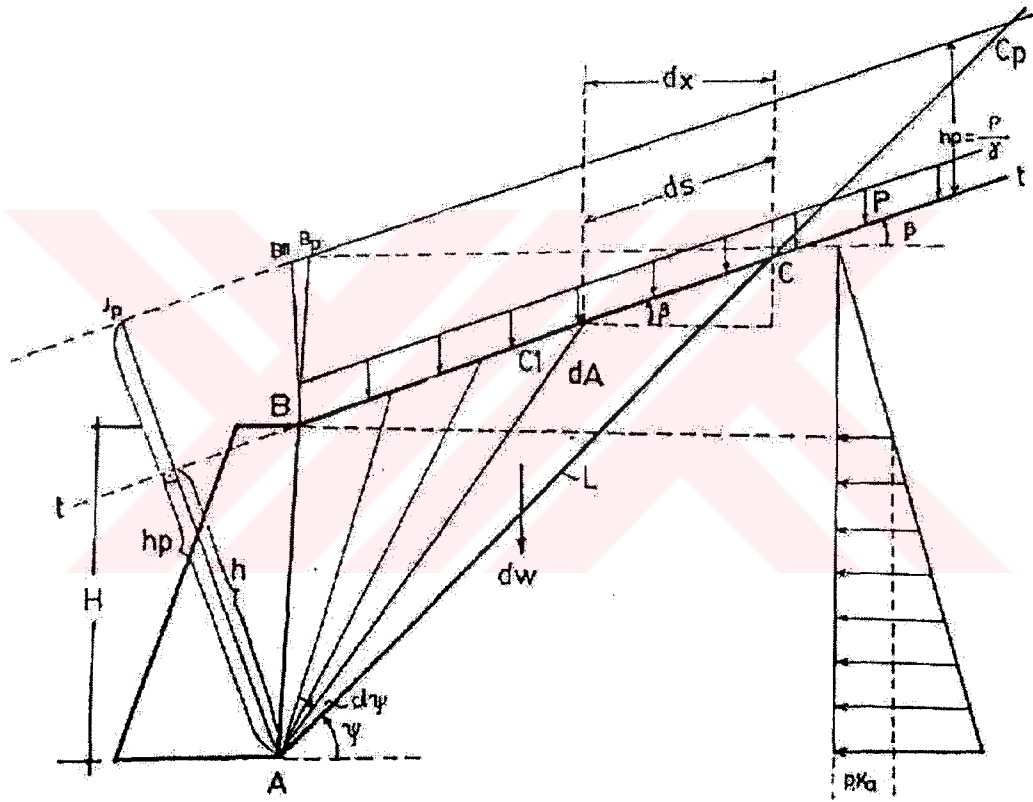
Teorik olarak toplam H yüksekliği, kritik yükseklikten az ise, bu kohezyonlu zemin, herhangi bir istinat duvarı tarafından desteklenmeden düşey olarak kalabilir.

Fakat H yüksekliğinde, zemin ile duvar arasında aderans olmayacağı düşünülürse, güvenli tarafta kalmak için bu kısımda aktif zemin basıncına dahil edilmelidir. Bu durumda toplam aktif zemin basıncı aşağıdaki gibi olur (owles, 1974);

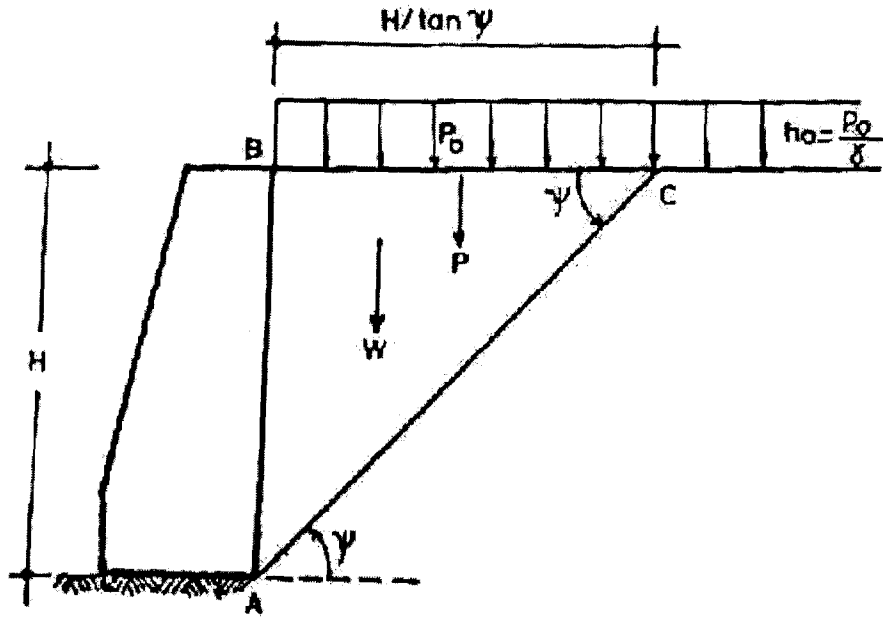
$$P_a = \frac{1}{2} \times \gamma \times H^2 \times K_a - 2 \times c \times H \times \sqrt{K_a} + \frac{2 \times c^2}{\gamma} \quad (3.37)$$

3.5 Zemin yüzeyinin yüklenmesi

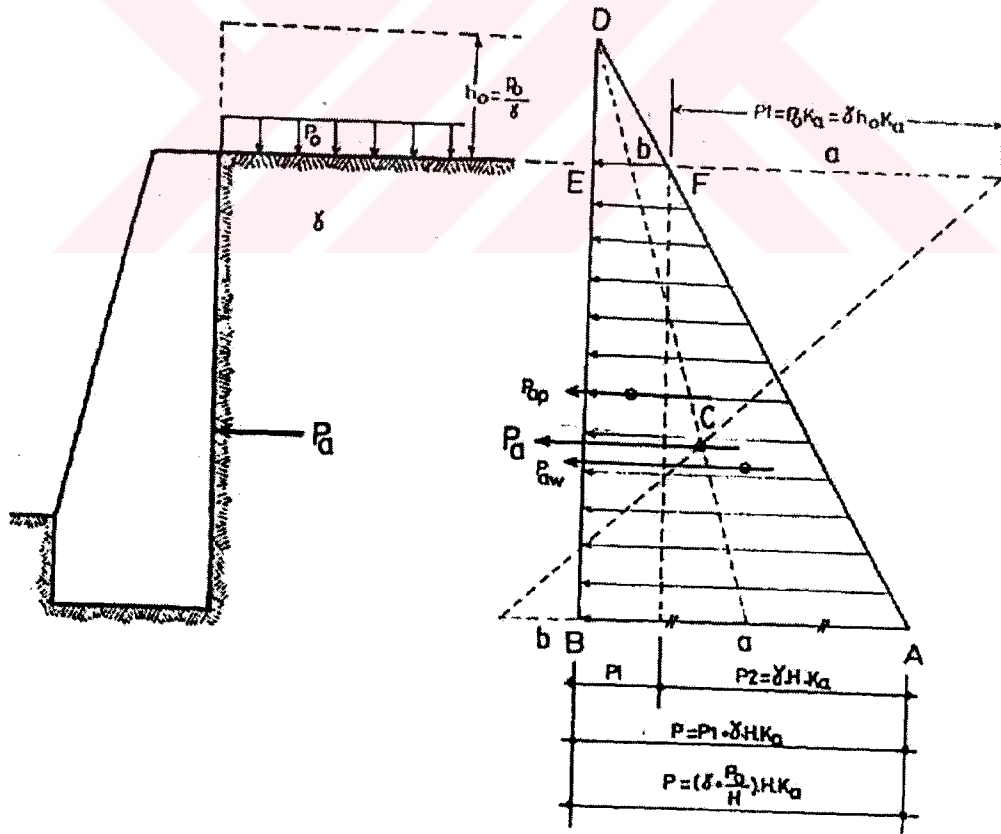
İstinat yapılarıyla istinatlanmış bir zemin kütesinin üzerine artı bir yük gelmesi (kazı yapan bir makine, yaya yolu, binalar, tren hattı, otoyol, v.b.) zemin yüzeyinin fazla yüklenmesine neden olur. Bu fazla yüklenme, ilave bir yanal basınç doğuracağından istinat duvarı stabilitesinin bozulmasına neden olacaktır. Böyle durumlarda istinat duvarı projelendirilirken fazla yüklemenin hesaba girilmesi şarttır.



Şekil 3.18 Zemin yüzeyinin yüklenmesi (Bowles,1974)



Şekil 3.19 Zemin yüzeyinin yüklenmesi ($\beta=0$) (Bowles,1974)



Şekil 3.20 Zemin yüzeyi yüklenmiş bir istinat duvarında yanal zemin basınç diyagramı (Bowles,1974)

3.5.1 Yanal zemin basıncının dağılımı

Zemin yüzeyinin yüklenmesi durumunda aktif zemin basıncının dağılımı Şekil 3.20' de gösterilmiştir. Fazla yüklemekten dolayı basınç diyagramı trapez şeklindedir. Basınç diyagramının yer seviyesindeki değeri;

$$P_1 = p_o \times \tan^2(45 - \phi/2) = p_o \times K_a \quad (3.38)$$

olarak bulunur. P_1 , yer seviyesindeki yüklemenin üniform olduğu durumdaki yanal basınçtır ve H istinat duvarı yüksekliği boyunca sabit kalmaktadır.

Yanal zemin basıncı P, taban seviyesinde P_1 ve P_2 olmak üzere iki bölümden oluşur.(Şekil 3.20) P_1 zemin yüzeyinin yüklenmesinden, P_2 ise zeminden meydana gelen basınçtır. Bu durumda aktif zemin basıncı aşağıdaki gibi olmaktadır (Bowles, 1974);

$$P = P_1 + P_2 = P_1 + \gamma \times H \times K_a = p_o \times K_a + \gamma \times H \times K_a = \left(\gamma + \frac{p_o}{H} \right) \times H \times K_a \quad (3.39)$$

Duvar üzerindeki toplam aktif ve pasif zemin basınçları da aşağıdaki gibi olur;

$$P_a = \frac{P_1 + P_2}{2} \times H = \frac{1}{2} \times \left[p_o \times K_a + \left(\gamma + \frac{p_o}{H} \right) \times H \times K_a \right] \times H = \frac{1}{2} \times \left(\gamma + \frac{2 \times p_o}{H} \right) \times H^2 \times K_a \quad (3.40)$$

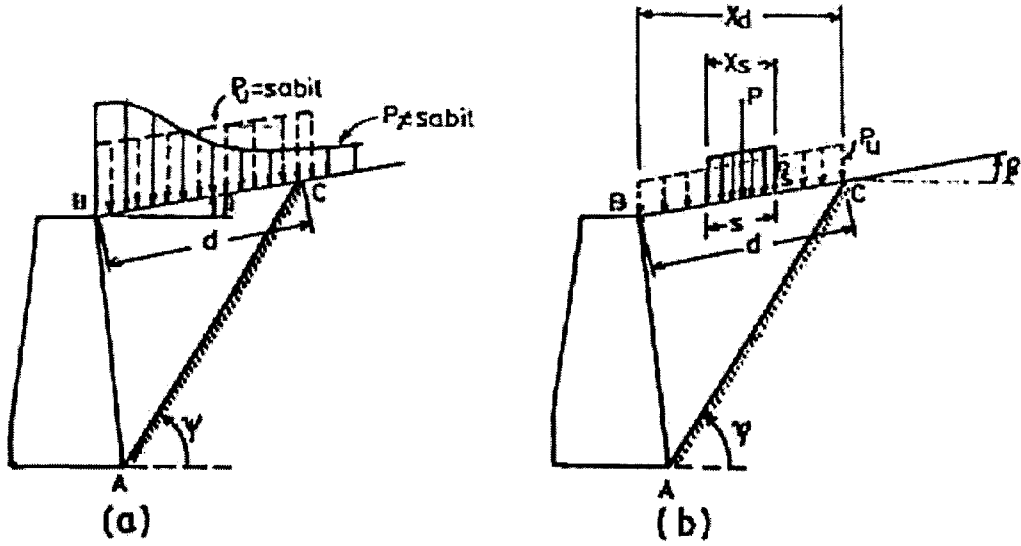
$$P_p = \frac{1}{2} \times \left(\gamma + \frac{2 \times p_o}{H} \right) \times H^2 \times K_p \quad (3.41)$$

3.5.2 Üniform olmayan yükler

Zemin üzerindeki yüklemenin üniform olmaması durumunda aktif zemin basıncının bulunması için, üniform olmayan bu yükün üniform hale getirilmesi şarttır.(Şekil 3.21)

Eğer zemin üzerindeki P yükü sabit değilse, P_u ile ifade edilen üniform bir yüke çevrilir.(Şekil 3.21a)

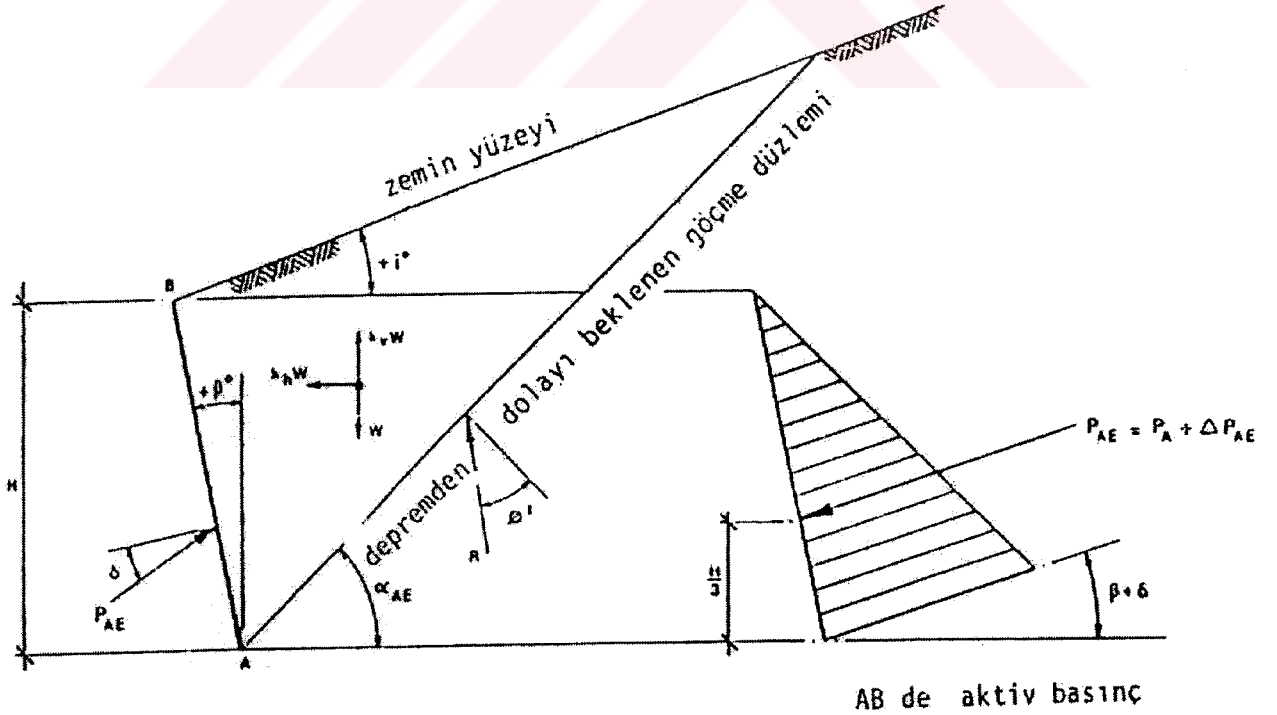
Eğer üniform fakat yalnızca zemin yüzeyinin s kadar bir uzunluğuna etkiyen bir P_s yükü varsa, önce P tekil yüküne çevrilir. Sonra bulunan bu P yükü xd boyunca üniform olarak dağılan P_u yüküne çevrilir.(Şekil 3.21b)



Şekil 3.21 Zemin üzerinde üniform olmayan yükleme (Bowles,1974)

3.6 Aktif sismik basınçları

En çok kullanılan çözüm Mononobe-Okabe tarafından çıkarılan ve Coulomb teorisine dayanan çözümdür. Bir depremin etkisi, zemin kamasına eşit statik yatay bir kuvvetin sismik bir katsayı ile çarpılması olarak tanımlanır.(Şekil 3.22)



Şekil 3.22 Bir deprem süresince esnek istinat duvarı ve doymun olmayan kohezyonsuz zemindeki aktif basınçlar (Mononobe-Okabe eşitliklerinden) (Dowrick,1987)

Bir duvara gelmesi beklenen statik ve aktif deprem basınçları;

$$P_{AE} = \frac{1}{2} \times K_{AE} \times \gamma \times H^2 \times (1 - \alpha_v) \quad (3.42)$$

olarak bulunur. K_{AE} ve $\cot(\alpha_{AE}-1)$ değerleri de aşağıdaki gibi hesaplanır;

$$K_{AE} = \frac{\cos^2(\phi - \beta - \Theta)}{\cos \Theta \times \cos^2 \beta \times \cos(\delta + \beta + \Theta) \times \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \times \sin(\phi - i - \Theta)}{\cos(\delta + \beta + \Theta) \times \cos(\beta - i)}} \right]^2} \quad (3.43)$$

$$\cot(\alpha_{AE} - i) = -\tan(\phi + \delta + \beta - i) + \sec(\phi + \delta + \beta - i) \times \sqrt{\frac{\cos(\beta + \delta + \Theta) \times \sin(\phi + \delta)}{\cos(\beta - i) \times \sin(\phi - i - \Theta)}} \quad (3.44)$$

$$\Theta = \tan^{-1} \left(\frac{\alpha_h}{1 - \alpha_v} \right) \quad (3.45)$$

Ağırlık duvarları hariç düşey ivmenin duvar üzerindeki etkisi küçük olacaktır. Bu nedenle $\alpha_v=0$ alınabilir. Bununla birlikte $\alpha_h=c_0$ olarak alınabilir. c_0 deprem yönetmeliğinden alınacak katsayıdır. Bu durumda,

$$\Theta = \tan^{-1} \alpha_h = \tan^{-1} c_0 \quad (3.46)$$

$$P_A = \frac{1}{2} \times K_{AE} \times \gamma \times H^2 \quad (3.47)$$

olarak bulunur (Dowrick, 1987).

Çizelge 3.6 Deprem yönetmeliğine göre $\alpha_h=c_0$ ve Θ değerleri

Deprem Bölgesi	1	2	3	4
$\alpha_h=c_0$	0,1	0,08	0,06	0,03
Θ (derece)	5,7	4,6	3,4	1,7

“Afet Bölgelerinde Yapılacak Yapılar Hakkında Yönetmelik” deprem bölgelerinde yapılacak yüksekliği 6m’ yi geçen istinat duvarları ve palplanş perdelerin hesabında kullanılacak toprak

basınçlarının bulunmasında \emptyset kayma mukavemeti açısının, 1. ve 2. derece deprem bölgelerinde 6° , 3. ve 4. derece deprem bölgelerinde 4° azaltılmasını ön görmektedir. Bu yönetmeliğe göre, deprem etkilerinin göz önüne alınması halinde zemin emniyet gerilmeleri, 1., 2. ve 3. sınıf zeminlerde $1/3$ kadar arttırılabilir. 4. zeminlerde (dolgular, gevşek sıkılıkta veya yumuşak kıvamda zeminler) ise, zemin emniyet gerilmeleri ile, temellerde beton ve çelik emniyet gerilmeleri arttırılmaz.

Mevcut bilgilere göre deprem yönetmeliğinde ve Mononobe-Okabe yönteminde toprak basınçlarının dağılımı, depremsiz haldeki gibi doğrusal ve toplam toprak basıncından $H/3$ yüksekliğinde etkidiği kabul edilmektedir. Yapılan araştırmalar bu bileşke basıncın daha yukarda etkidiği sonucunu vermiştir. Bu nedenle hesaplarda genelde deprem halinde doğan ΔP_{AE} toplam toprak basıncı farkının, tabanı duvar seviyesinde olan bir üçgen gibi dağıldığı kabul edilir (Kumbasar, 1984).



4. İSTİNAT DUVARINDAKİ KUVVETLER

Tüm istinat duvarlarındaki kuvvetler istinat duvarının bir metre uzunluğu esas alınarak hesaplanır. Fakat payandalı istinat duvarlarında hesap uzunluğu iki birleşim yeri veya bir payandayı içerecek şekilde hesaplanır.

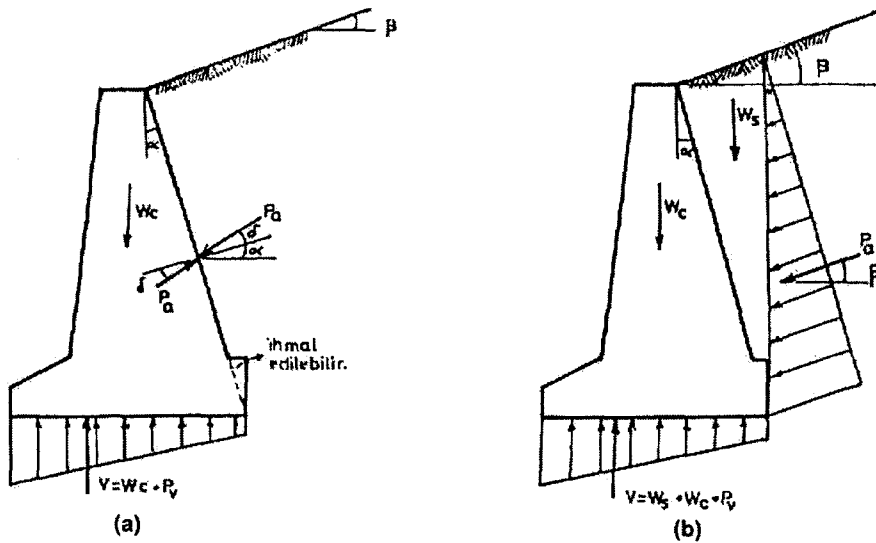
4.1 Ağırlık istinat duvarları

Şekil 4.1' de ağırlık istinat duvarına gelen yükler gösterilmiştir. Rankine ve Coulomb' a göre aktif zemin basıncı hesabı gösterilmiştir. Coulomb' a göre hesap yapılırsa kaymaya hazır bir zemin kütlelerinin varlığı kabul edilir ve duvar arkasında sürtünme açısının varlığı kabul edilir. Rankine' e göre ise aktif zemin basıncının normalle yaptığı açı, zemin yüzünün yatayla yaptığı açığa, yani β' ya eşittir. Düşey kuvvet R ise radye üzerindeki tüm düşey kuvvetlerin toplamıdır. Bu R düşey bileşke kuvvetinin uygulama noktasının sistemin ekseninden olan uzaklığına ise eksantriste denir ve,

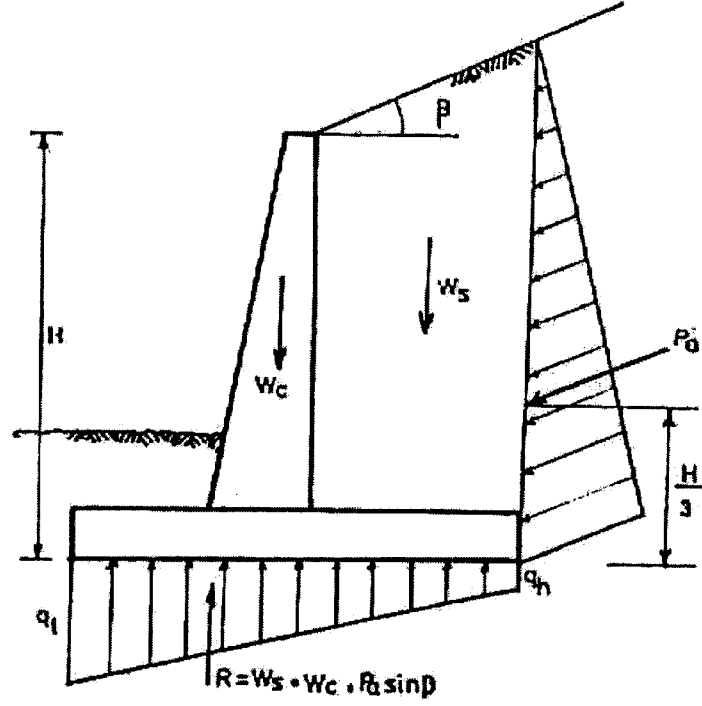
$$x = \text{Düşey Yüklerin Oluşturduğu Momentler (Net)} / R \quad (4.1)$$

$$e = \frac{B}{2} - x \quad (4.2)$$

formülleriyle ifade edilir. Burada x terimi sistemin ağırlık merkezini, e ise eksantristeyi göstermektedir. Eksantristenin B/6 değerinden, R uygulama noktası olan x' in ise B/2 değerini geçmemesi istenir (Özden, Turupia, Eren, Öztürk, 1995).



Şekil 4.1 Ağırlık istinat duvarındaki kuvvetler (a) Coulomb analizi, (b) Rankine analizi (Hool,Kinne,1944)



Şekil 4.3 Konsol istinat duvarında aktif zemin basıncı ve taban basıncı (Bowles,1974)

4.3 Payandalı istinat duvarları

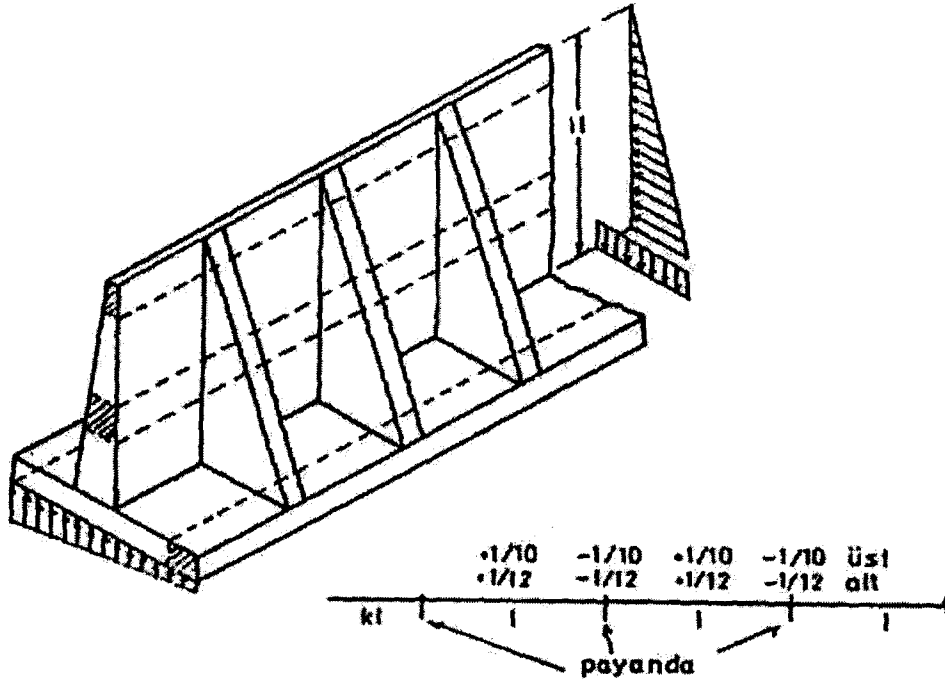
Bu tür istinat duvarları plak teorisine göre çözülebilir. Çözümde payanda ağırlığı ihmal edilebilir. Şekil 4.4' de payandalı istinat duvarı çözümü için maruz kaldığı kuvvetler gösterilmiştir. Aynı şekilde çeşitli parçaların (konsolun üstünde, ortasında ve radyede) taralı olduğu görülmektedir. Çözüm yöntemi bu parçaları kiriş olarak kabul eder. Buradaki basınç diyagramı üçgendir ve her parça eşdeğer kiriş olarak esas alınarak, elde edilen moment dağılımından, eğilme momentleri hesaplanabilir.

Kiriş kabul edilen parçacıklarda oluşan momentler aşağıdaki gibi ifade edilir,

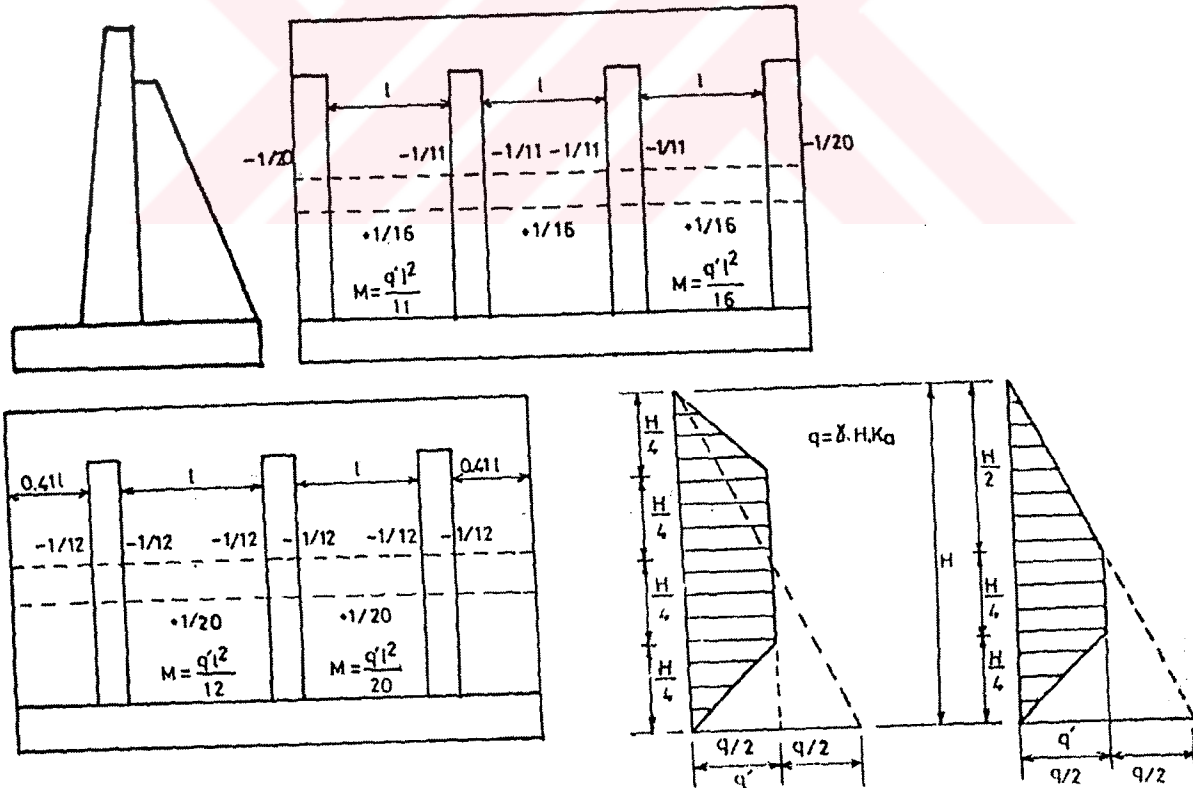
$$M = \frac{q \times l^2}{10} \quad (\text{Konsol üst kısmında}) \quad (4.3)$$

$$M = \frac{q \times l^2}{12} \quad (\text{Konsolun radyeye yakın yerinde}) \quad (4.4)$$

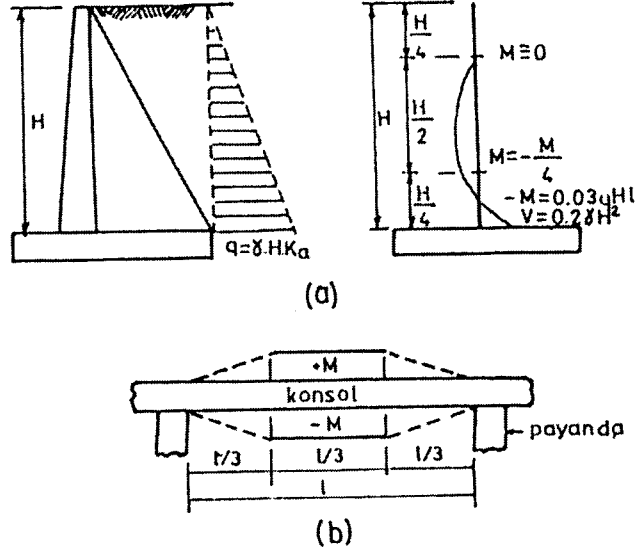
$$M = \frac{q \times l^2}{10} \quad (\text{Arka ampatmanın bütün birim parçalarında}) \quad (4.5)$$



Şekil 4.4 Payandalı istinat duvarının analizi (Bowles,1974)



Şekil 4.5 Payandalar için yatay yönde eğilme momentleri (Bowles,1974)



Şekil 4.6 Huntingtan' a göre düşey momentlerin dağılışı (Bowles,1974)

Bu tür istinat duvarlarında ön ampatman bir konsol kiriş gibi, arka ampatman ise sürekli kiriş gibi davranır. Payandalar ise bir T kiriş gibi davranırlar. Kirişlerin ağırlıkları yüksek değerlere ulaşmasına karşın oluşan gerilmeler düşüktür. Bu nedenle de analiz edilmelerine gerek duyulmaz. Payandalar momentten oluşan basınca karşı mukavemet gösterirler ve yalnızca basınçta kiriş gibi davranırlar. Gerilme donatısı da yatay olarak uzanarak konsol ile payandayı birbirine bağlar. Payandanın eğimi gerilmelerin gerektirdiği donatıya göre belirlenir.

5. İSTİNAT DUVARLARININ STABİLİTESİ

5.1 Kaymaya karşı güvenlik

Bir istinat duvarında kaymaya karşı güvenlik, duvarı kaydırmaya çalışan kuvvetlerin buna engel olan kuvvetlere oranı ile bulunur. Bu kuvvetler,

1) Kaymaya karşı koyan kuvvetler

- İstinat duvarının ağırlığı
- Topuk üzerindeki zeminin ağırlığı
- Aktif zemin basıncının düşey bileşeni
- Taban zemini ve temel arasındaki adhezyondan doğan mukavemet
- Göz önüne alınırsa ön ampatmanda oluşan pasif basınç

2) Kaydırmaya çalışan kuvvetler

- Aktif zemin basıncının yatay bileşeni

Kaydırmaya karşı koyan kuvvetlerden ilk üç kuvvetin toplamı taban zemini ile temel arasındaki sürtünme kuvvetiyle çarpılarak hesaba katılır. Sürtünme katsayısı,

$$\mu = \tan\left(\frac{2 \times \phi}{3}\right) \quad (5.1)$$

şeklinde hesaplanabilir. Ayrıca aşağıdaki çizelgeden de faydalanılabilir.

Çizelge 5.1 Zeminlerin Ø içsel sürtünme açıları ve betonarme plak ile arasındaki μ sürtünme katsayıları

Zemin cinsi	Ø	μ
İnce taneler ihtiva etmeyen çok geçirgen kum veya çakıl	33-40	0,5-0,6
Siltle karışık kum veya çakıl, Geçirgenliği düşük	25-35	0,4-0,5
Siltli kum, çok killi kum veya Killi çakıl	23-30	0,3-0,4
Orta setlikte kil	25-35	0,2-0,4

Eğer taban zemini kohezyonlu bir zemin ise temelle arasında oluşacak adhezyondan kaymaya karşı bir mukavemet oluşacaktır. Bu mukavemet temel taban uzunluğu ile zemin kohezyonunun çarpımı ile hesaplanır. Ancak temel kazısının zeminde oluşturacağı

değişikliklerden dolayı, zeminin kohezyonu azaltılmalıdır. Bu kohezyonu c' ile ifade edersek aşağıdaki gibi hesaplayabiliriz (Özden, Turupia, Eren, Öztürk, 1995).

$$c' = \frac{2 \times c}{3} \sim \frac{2 \times c}{4} \quad (5.2)$$

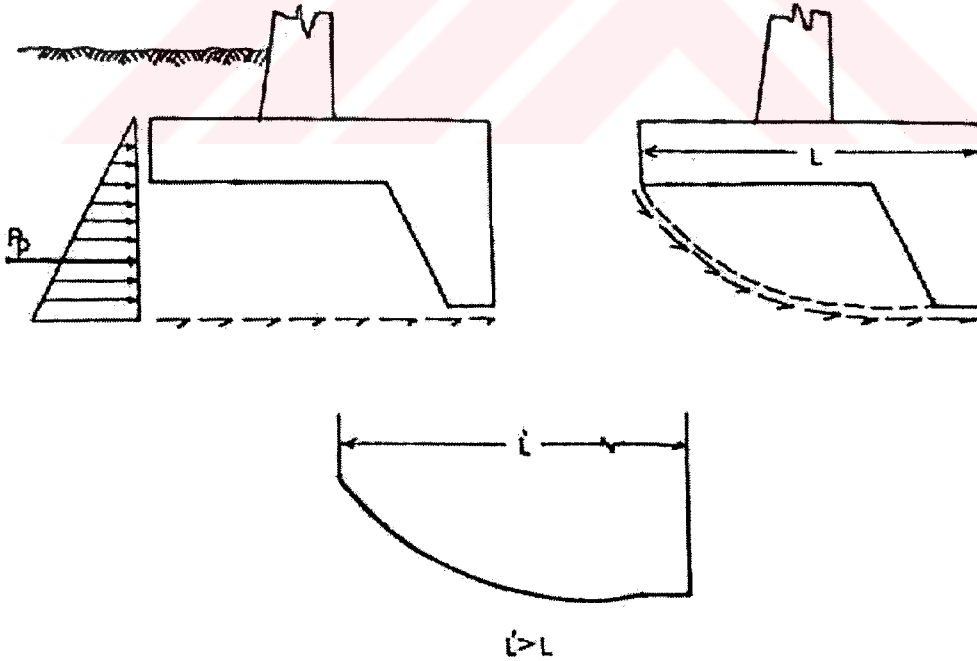
Verilen bu değerlere göre kaymaya karşı güvenlik aşağıdaki gibi hesaplanır,

$$\text{SFS} = (\text{Kaymaya engel olan kuvvetler}) / (\text{Kaydırmaya çalışan kuvvetler}) \quad (5.3)$$

Çizelge 5.2 Kaymaya karşı güvenlik sayıları

Zemin cinsi	SFS
Kohezyonlu zeminlerde	2
Granüler zeminlerde	1,5

Kaymaya karşı güvenliği artırmak için başvurulan yöntemlerden biride temel altına dış yapmaktır.(Şekil 5.1) Burada amaç sürtünme kuvvetini artırmak ve zeminin pasif basıncından faydalanmaktır. Ancak buna paralel olarak aktif toprak basıncının artması da dezavantajdır.



Şekil 5.1 Radyede dış yapılması halinde sürtünme uzunluğunun ve pasif basıncın artışı

Deprem durumunda ise kaydırmaya çalışan kuvvetlere aşağıdaki kuvvetlerin ilave edilmesi

gerekir;

- Depremden dolayı oluşan ilave aktif toprak basıncı
- Deprem etkisiyle duvar kütlelerinin oluşturduğu yanal itki

Deprem durumundaki güvenlik sayıları ise Çizelge 5.3 de verilmiştir.

Çizelge 5.3 Deprem durumunda kaymaya karşı güvenlik sayıları

Zemin cinsi	SFS
Kohezyonlu zeminlerde	1,3
Granüler zeminlerde	1,2

5.2 Dönmeye karşı güvenlik

Bir istinat duvarında dönmeye karşı güvenlik, ön ampatman alt ucuna göre alınan momentlerin güvenlik sayısına göre dengesiyle değerlendirilir. Bu momente neden olan kuvvetler aşağıdaki kuvvetlerdir (Özden, Turupia, Eren, Öztürk, 1995).

- Aktif zemin basıncının yatay bileşeni
- İstinat duvarının ağırlığı
- Topuk üzerindeki zeminin ağırlığı
- Göz önüne alınırsa ön ampatmanda oluşan pasif zemin basıncının yatay bileşeni

Dönmeye karşı güvenlik SFD Formül 5.4 ile hesaplanır ve SFD için sınır değerler de Çizelge 5.4 de verilmiştir.

$$\text{SFD} = (\text{Dönmeye engel olan momentler})/(\text{Döndürmeye çalışan momentler}) \quad (5.4)$$

Çizelge 5.4 Dönmeye karşı güvenlik sayıları

Zemin cinsi	SFD
Kohezyonlu zeminlerde	1,5
Granüler zeminlerde	1,5

Deprem durumunda ise kayma güvenliğinde bahsedilen ve depremden dolayı oluşan ilave yüklerin, oluşturduğu momentler de dikkate alınarak hesap yapılır. Deprem anındaki güvenlik sayıları ise Çizelge 5.5 de verilmiştir.

Çizelge 5.5 Deprem durumunda dönmeye karşı güvenlik sayıları

Zemin cinsi	SFD
Kohezyonlu zeminlerde	1,3
Granüler zeminlerde	1,3

5.3 Tabanda zemin gerilme tahkikleri

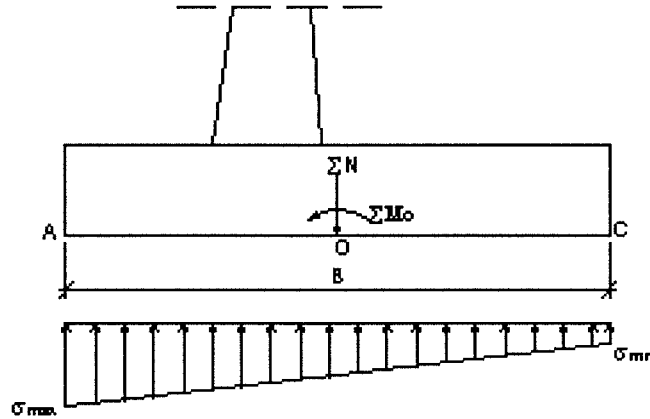
Bir istinat duvarı sisteminde oluşan kuvvetlerden dolayı, temel ön ampatman ucunda en büyük, arka ampatman ucunda ise en küçük zemin basıncı değerleri oluşur. Bu değerler Formül 5.5 ve Formül 5.6 yardımıyla hesaplanır.

$$\sigma_{\max} = \frac{\Sigma N}{B} + \frac{6 \times \Sigma M_o}{B^2} \quad (5.5)$$

$$\sigma_{\min} = \frac{\Sigma N}{B} - \frac{6 \times \Sigma M_o}{B^2} \quad (5.6)$$

Burada N düşey yüklerin toplamını, Mo ise taban plağının ortasına göre alınan toplam momenti göstermektedir. Deprem durumunda toplam moment ve kuvvet için depremden oluşan ilave yüklerin etkisi de dikkate alınacaktır.

Stabilite için σ_{\max} değerinin, zeminin emniyetli taşıyabileceği σ_{em} değerinden küçük olması gerekmektedir. σ_{em} değeri deprem durumunda %33 arttırılarak değerlendirme yapmak gerekir. Aynı zamanda zemin çekme gerilmesi almayacağı için σ_{\min} değerinin de sıfırdan büyük veya eşit olması gerekir.



Şekil 5.2 En büyük ve en küçük zemin gerilmeleri dağılımı

σ_{\min} değerinin negatif olması durumunda eksantriste kontrol edilerek $\sigma_{\min}=0$ kabul edilerek σ_{\max} değeri yeniden hesaplanarak kontrol yapılır.

$$e = \frac{\Sigma M_o}{\Sigma N} \quad (5.7)$$

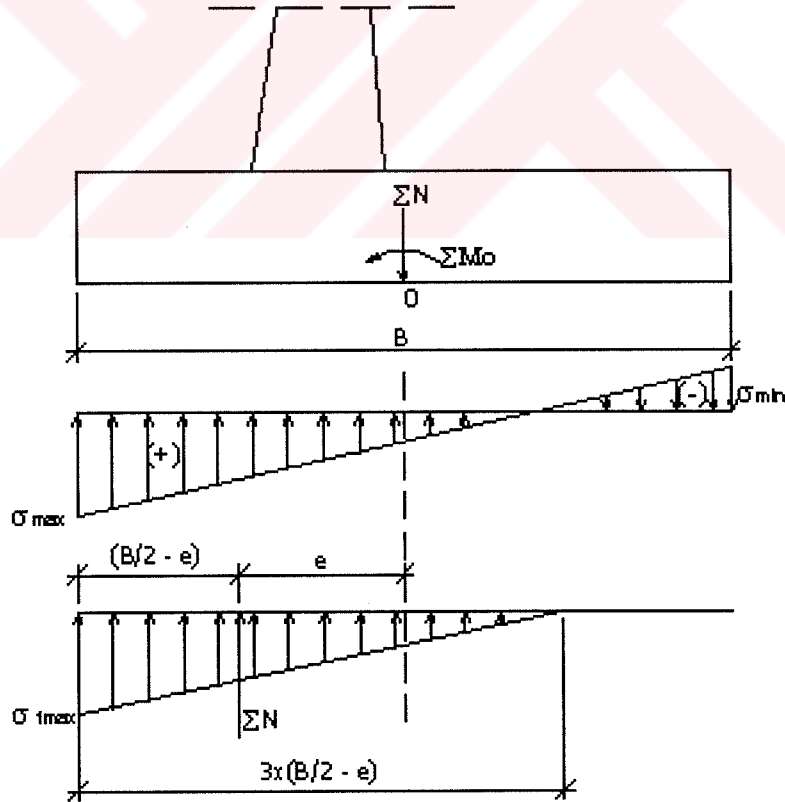
Eksantriste değerinin taban plağının 3/4 lük kısmında kalması gerekmektedir.

$$\frac{B}{2} - e > \frac{B}{4} \quad (5.8)$$

Bu şart sağlandığı takdirde σ_{\max} değeri de artacaktır ve Formül 5.9 daki gibi hesaplanır.

$$\sigma_{\max} = \frac{2 \times \Sigma N}{1,5 \times B - 3 \times e} \quad (5.9)$$

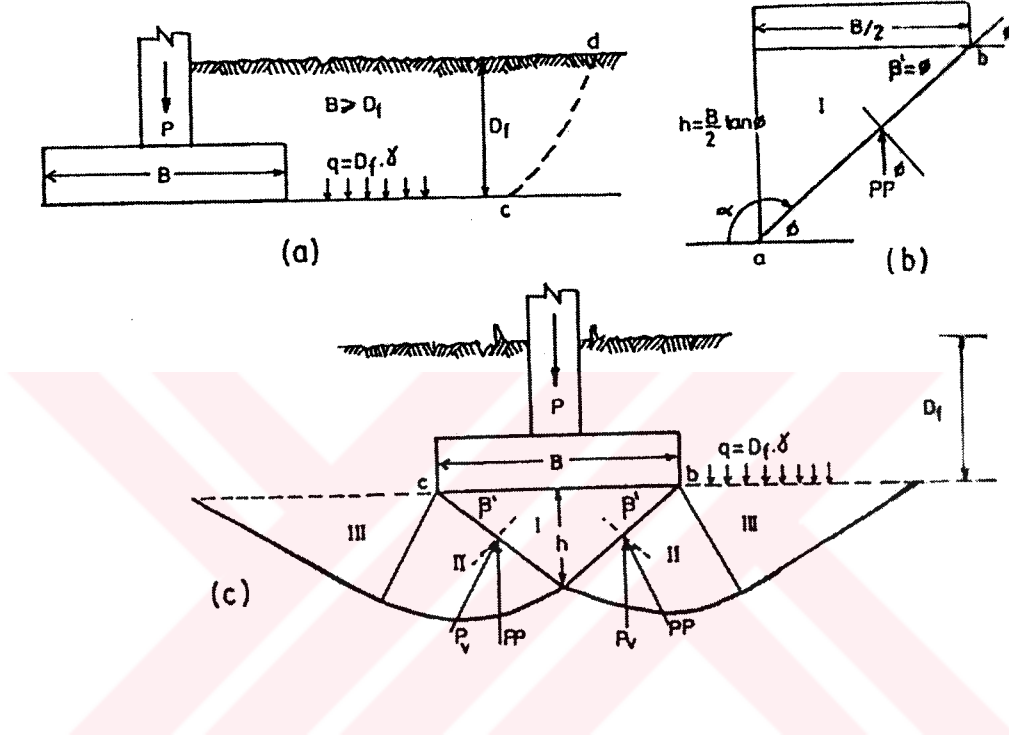
bu değerde yine depremsiz durumda σ_{em} değerinden, depremlili durumda ise $1,33 \times \sigma_{em}$ değerinden küçük olmalıdır (Özden, Turupia, Eren, Öztürk, 1995).



Şekil 5.3 Eksantriste durumunda zemin gerilmeleri dağılımı

5.4 İstinat duvarlarında temel zemini taşıma kapasitesi

İstinat duvarları, farklı oturmaların ve sıcaklık değişimlerinin duvara zarar vermemesi için belirli aralıklarla derzler bırakılarak inşa edilir. Bu derzler duvarın temellerinde de devam eder. Bu sebeple istinat duvarı temelleri mütemadi temel gibi düşünülebilir. İstinat duvarlarında temel zemini taşıma kapasitesi hesaplanırken bu düşünceden yola çıkarak ilk önce bir tekil temel esas alınarak inceleme yapılabilir (Bowles, 1974).



Şekil 5.4 Terzaghi'ye göre taşıma kapasitesi (a) Yüzeysel temellerde dc kırılma yüzeyindeki kesilme ihmal edilir. (b) Terzaghi'ye göre taşıma kapasitesinin tanımı. (c) β' sıfırdan farklı ise bunun izahı (Bowles,1974)

Terzaghi taşıma kapasitesini Şekil 5.4 de görülen kırılma yüzeyinin şekline, açısına ve radye altındaki üçgen parçasının açısını dikkate alarak geliştirmiştir. Terzaghi deney verilerini değerlendirerek ve radyenin şekline, açısına, radye derinliğine bağlı katsayılar elde etmiştir. Bu katsayılara göre zeminlerin taşıma kapasitesi Formül 5.10'daki gibi hesaplanabilir.

$$q_{tk} = c \times N_c \times S_c \times i_c \times d_c \times g_c \times b_c + q \times N_q \times S_q \times i_q \times d_q \times g_q \times b_q + \frac{1}{2} \times B \times \gamma \times N_\gamma \times S_\gamma \times i_\gamma \times d_\gamma \times g_\gamma \times b_\lambda \quad (5.10)$$

Formülde belirtilen N_c , N_q ve N_γ taşıma kapasitesi faktörleri aşağıdaki formüllerden veya Çizelge 5.5'den faydalanılarak bulunabilir.

$$N_q = \tan^2\left(45 + \frac{\phi}{2}\right) \times \exp(\pi \times \tan \phi) \quad (5.11)$$

$$N_c = (N_q - 1) \times \cot \phi \quad (5.12)$$

$$N_\gamma = 1.8 \times (N_q - 1) \times \tan \phi \quad (5.13)$$

Çizelge 5.6 Taşıma kapasitesi faktörleri

ϕ	N_c	N_q	N_γ	N_q/N_c	$\tan \phi$
0	5,14	1,00	0,00	0,20	0,00
5	6,49	1,57	0,45	0,24	0,09
10	8,35	2,47	1,22	0,30	0,18
15	10,98	3,94	2,65	0,36	0,27
20	14,83	6,40	5,39	0,43	0,36
25	20,72	10,66	10,88	0,51	0,47
30	30,14	18,40	22,40	0,61	0,58
35	46,12	33,30	48,03	0,72	0,70
40	75,31	64,20	109,41	0,85	0,84
45	133,88	134,88	271,76	1,01	1,00
50	266,89	319,07	762,89	1,20	1,19

s şekil, d derinlik ve i eğim faktörleri ise aşağıda belirtilen çizelgeler yardımıyla hesaplanabilir. g zemin şev açısı ve b temel faktörü ise bir olarak alınabilir.

Çizelge 5.7 Şekil fakörleri

	S_c	S_q	S_γ
Mütemadi Temeller	1	1	1
Dikdörtgen Temeller	$1 + 0.2 \times B \times L$	$1 + 0.2 \times B \times L$	$1 - 0.4 \times B \times L$
Kare Temeller	1,3	1,2	0,8
Dairesel Temeller	1,3	1,2	0,6

Çizelge 5.8 Derinlik faktörleri

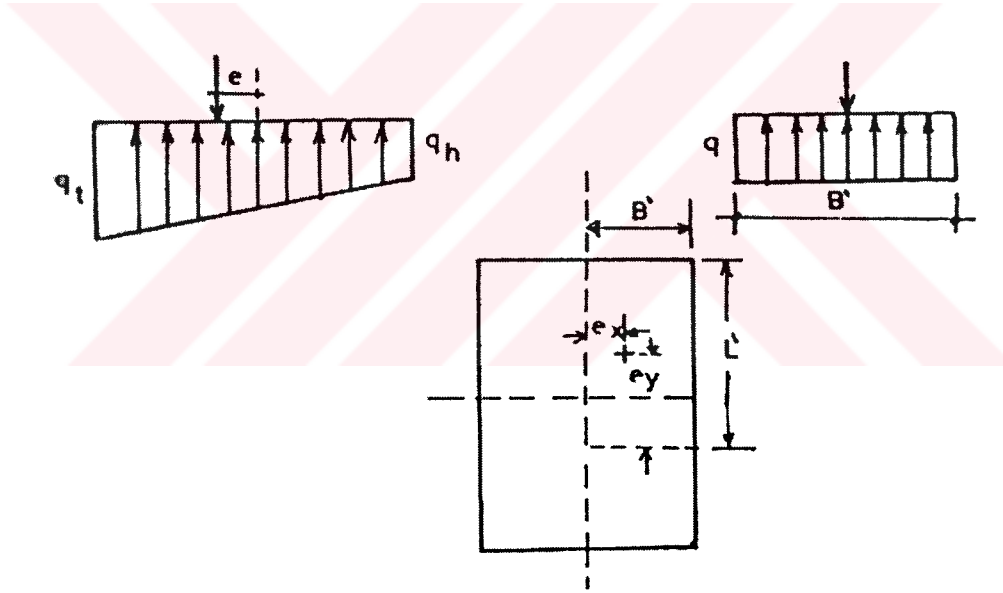
d_c	d_q	d_y
$1 + \frac{0.35 \times D_f}{B}$	$1 + \frac{0.35 \times D_f}{B}$	1,00

Ayrıca;

$\phi > 25$ ise $d_q = d_c$ ve $\phi = 0$ ise $d_q = 1$ olarak alınabilir.

Çizelge 5.9 Eğim faktörleri

i_c	i_q	i_y
$1 - \frac{P_h}{2 \times c \times B \times L}$	$1 - \frac{1.5 \times P_h}{P_v}$	$\beta \times q^2$



Şekil 5.5 Eksantrik yükleme durumu

Eksantriste durumunda B ve L ölçüleri için aşağıda belirtilen yeni değerler alınacaktır.

$$B' = B - 2 \times e_x \quad (5.14)$$

$$L' = L - 2 \times e_y \quad (5.15)$$

Bu değerler kullanılarak zemin taşıma kapasitesi hesaplanır. Bulunan bu q_{tk} değeri Çizelge 5.9 da verilen değerlere bölünerek hesaplarda kullanılacak q_{tkem} emniyetli taşıma kapasitesi

bulunur.

$$q_{ikem} = q_{ik} / SF \quad (5.16)$$

Çizelge 5.10 Taşıma kapasitesi için emniyet faktörleri

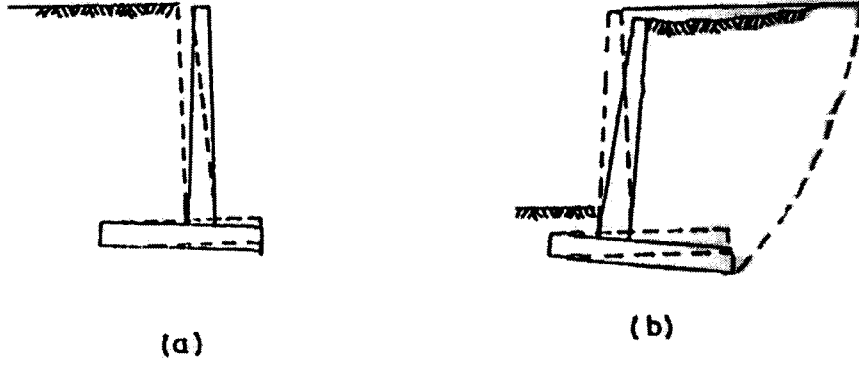
Zemin veya yük durumu	SF
Granüler zemin	2
Kohezyonlu zemin	3
Hareketli yükler, transit yükler (Rüzgar, deprem vs.)	2
Uzun süreli kalıcı ve ölü yükler	2 - 3
Oturması muhtemel zemin	1,5 - 3

Zemin taşıma kapasitesinin aşılması halinde duvarda istenmeyen eğilmeler ve zeminde göçme oluşarak stabilite bozulur. Stabilitenin bozulması için gereken kritik yer değiştirme miktarları Çizelge 5.10 da verilmiştir.

Çizelge 5.11 Kritik yer değiştirme miktarları

Zemin	Yer değiştirme miktarı
Granüler (Sıkı)	0,001 x H
Granüler (Gevşek)	0,001 x H ~ 0,002 x H
Kil (Sert)	0,001 x H ~ 0,002 x H
Kil (Yumuşak)	0,02 x H ~ 0,05 x H

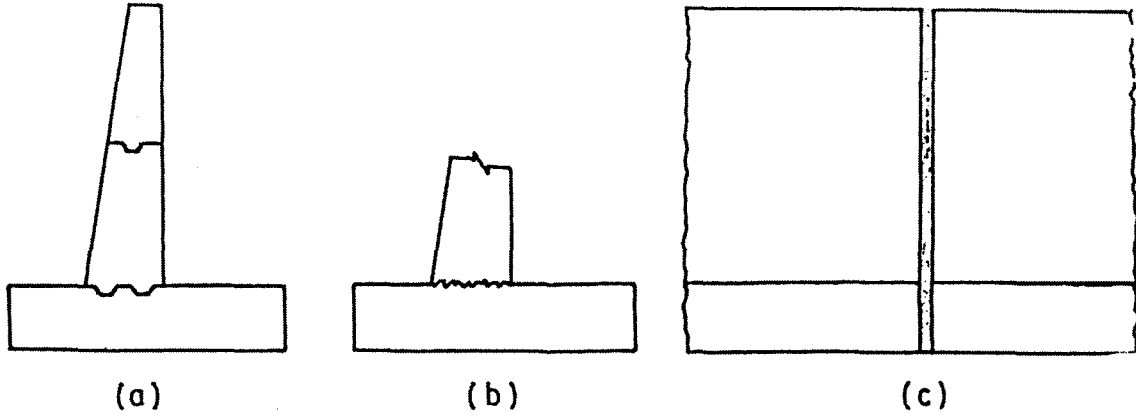
Şekil 5.6a'da ön ampatmandaki basıncın zemin taşıma kapasitesini aşmasıyla, Şekil 5.6b'de ise topuktaki basıncın zemin taşıma kapasitesini aşması ile zeminde göçme oluşmaktadır. Temel zemininin taşıma kapasitesini bulmak için incelenmesi gereken derinlik 1,5H ~ 2H kadar bir mesafedir. İncelenen zeminin taşıma kapasitesinin yeterli olmaması durumunda temel kazıklarla sağlam zemine oturtulmalıdır (Terzaghi, Peck, 1967).



Şekil 5.6 Zemin taşıma kapasitesinin aşılması durumları

5.5 Birleşimler

İstinat duvarlarının inşasında kalıp ve oluşabilecek aşırı deformasyonlar nedeni ile tüm kütle tek seferde dökülemez. Bundan dolayı soğuk derz denilen birleşim yerleri oluşturulur. Bu birleşim yerlerindeki kesme kuvvetine karşı mukavemet sağlamak ve iki ayrı zamanda dökülen betonun birbiriyle kenetlenmesi için dişler oluşturulur. (Şekil 5.7a) Yada yeni betonun geleceği yerler iyice temizlenir ve pürüzlendirilir.(Şekil 5.7b)



Şekil 5.7 İstinat duvarlarında çeşitli birleşimler (Bowles,1974)

İkinci tip derzler ise ısı değişiminden ve oluşabilecek farklı oturmalarından dolayı duvar sürekliliğini bölerek oluşturulan derzlerdir. Bu kısımlarda donatı kullanılmaz ve bu boşluklar strapor veya bitümlü sünger ile doldurulur (Bowles, 1974).

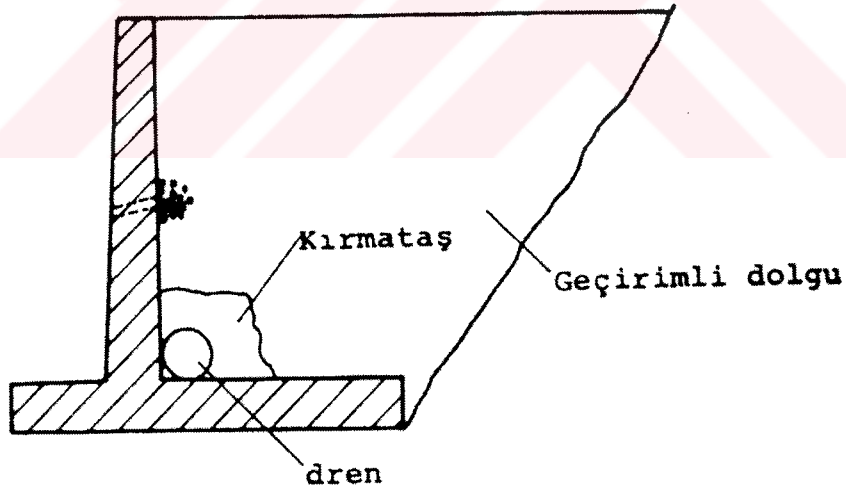
5.6 Drenaj

İstinat duvarlarında önemli bir problemde drenajdır. Duvar arkasına sızan yağmur suları buradan alınmadığı takdirde bu sudan duvara önemli bir hidrostatik basınç gelir ve duvarın stabilitesinin bozulmasına neden olabilir.

Yer altı sularının duvar temelini üstünde olması durumunda diğer bir tehlike de kapilerite ile daha yukarıya çıkan boşluk suyunun donmasıdır. Donma sonucu oluşan hacim genişlemesi de duvara önemli derecede ilave yük getirmektedir.

Yapılacak drenaj sistemi alınacak suyun miktarına, duvar arkasındaki dolgu malzemesine ve yer altı su seviyesine bağlıdır.

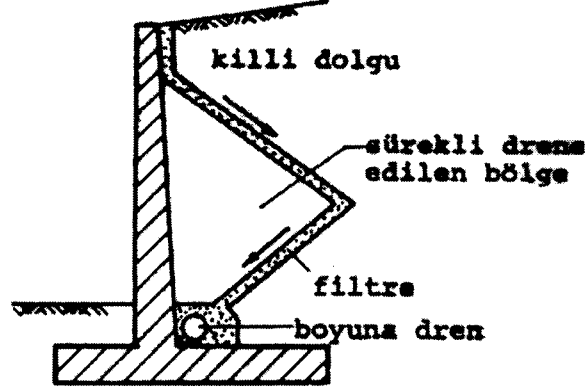
Yer altı su seviyesinin temel altında bulunduğu durumlarda, kohezyonlu dolgularda su, perde ile arka ampatmanın birleşim yerinde duruma göre 30 ~ 40 cm çapında, istinat duvarı boyunca giden ve gerekli eğimi sağlanmış drenaj boruları ile uzaklaştırılabilir. Ayrıca dren borusunun üstü de en az 30cm kalınlığında çakıl veya kırma taş tabakasıyla kapatılmalıdır.(Şekil 5.8) Nervürlü istinat duvarlarında, nervürlerde beton dökümü sırasında dren boruları kalıba konularak geçiş sağlanmalıdır.



Şekil 5.8 Su seviyesinin temel altında olması durumunda uygulanabilecek drenaj sistemi (Özden,Trupia,Eren,Öztürk1995)

Yüksek duvarlarda dren edilecek suların çok olması durumunda duvarda barbakan denilen su sızdırma delikleri ayrıca konulabilir. Bunların çapları 15cm kadardır ve yatayda aralıkları 3 ~ 5 m dir. Bu deliklerin arkasında da 0,5 ~ 3 m³ kadar bir hacimde kırmataş veya çakıl bölge teşkil edilmelidir.

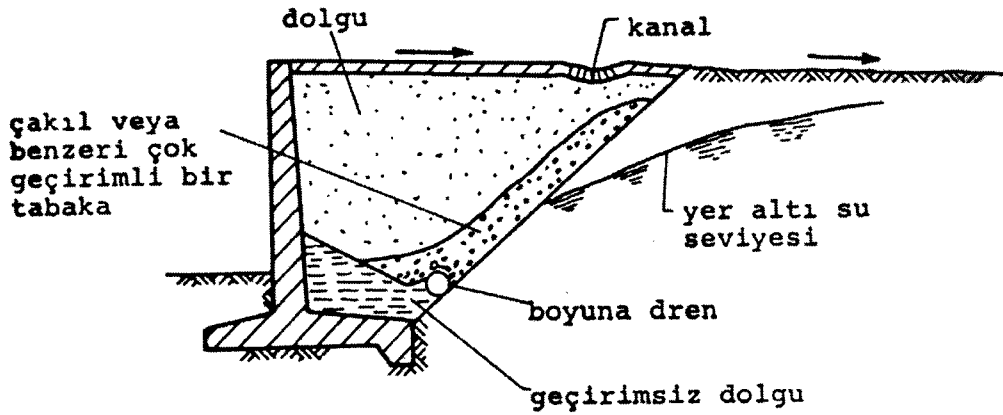
Kil dolgularda yalnız boyuna dolgu kullanılır. Burada suyu duvar üstünden alıp önce duvar arkasından uzaklaştırarak aşağı indiren ve sonra boyuna drene getiren dirsek şeklinde bir filtre tabakası zorunludur.(Şekil 5.9)



Şekil 5.9 Killi dolgularda kullanılacak drenaj sistemi (Özden,Trupia,Eren,Öztürk1995)

Mümkün olan yerlerde duvar arkasında zemin üstünü geçirimsiz, duvar arkasına doğru eğimli bir tabaka ile kaplayarak yağmur sularının duvardan uzaklaştırmak ve bir kanalda toplayarak uzaklara atmaya gayret edilmelidir.

Yer altı su seviyesinin temel seviyesi üstünde olması durumunda uygulaması başarılı sonuçlar vermiş bir drenaj tipi de şekil 5.10'da verilmiştir. Bu tarz bir drenaj buzlanmayı da önlemektedir (Özden, Turupia, Eren, Öztürk, 1995).



Şekil 5.10 Yer altı suyunun temel üstünde olması durumunda uygulanabilecek drenaj sistemi(Özden,Trupia,Eren,Öztürk1995)

6. FARKLI YÜKSEKLİK VE ZEMİN KOŞULLARINDA İSTİNAT DUVARI PARAMETRİK ANALİZLERİ

Bu kısımda değişik yükseklik, dolgu zemini ve duvar arkasındaki yayılı yük durumları için istinat duvarı analizleri yapılmıştır. Analizlerde kullanılan tipik istinat duvarı kesiti Şekil 6.1 de verilmiştir. Analizlerde dolgu birim hacim ağırlığının 17 KN/m^3 ve duvar arkasının düz olduğu kabul edilerek farklı içsel sürtünme açısı ve duvar arkası eğim açısı, farklı yayılı yük ve duvar yükseklikleri için P_a aktif toprak basıncı değerleri hesaplanmıştır. Bulunan P_a aktif toprak basınçları kullanılarak ve 0.50 cm temel kalınlığı düşünülerek konsol ve temel plağı birleşim yerindeki momentler hesaplanmıştır.

Duvar kalınlıklarına göre moment ve aktif toprak basıncı taşıma kapasiteleri ise TS500' de belirtilen ve depremlı bölgeler için verilen maksimum taşıma kapasitesi göz önüne alınarak hesaplanmıştır. Moment taşıma kapasitesi için kullanılan w değeri TS500' de depremlı bölgeler için 0.269 olarak verilmiştir. Moment ve aktif toprak basıncı taşıma kapasiteleri aşağıdaki gibi hesaplanmıştır.

$$Mr = bw \times d^2 \times fcd \times w \times (1 - 0.59 \times w) \quad (6.1)$$

$$Pr = Mr / (H - df) \quad (6.2)$$

Farklı duvar yükseklikleri ve zemin özellikleri için aktif toprak basıncı ve momentlerin hesapları ise aşağıdaki formüller yardımı ile yapılmıştır.

$$K_a = \frac{\cos^2(\phi - \alpha)}{\cos^2 \alpha \times \cos(\alpha + \delta) \times \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \times \sin(\phi - \beta)}{\cos(\alpha + \delta) \times \cos(\alpha - \beta)}} \right]^2} \quad (6.3)$$

$$P_a = \frac{1}{2} \times \left(\gamma + \frac{2 \times q}{H} \right) \times H^2 \times K_a \quad (6.4)$$

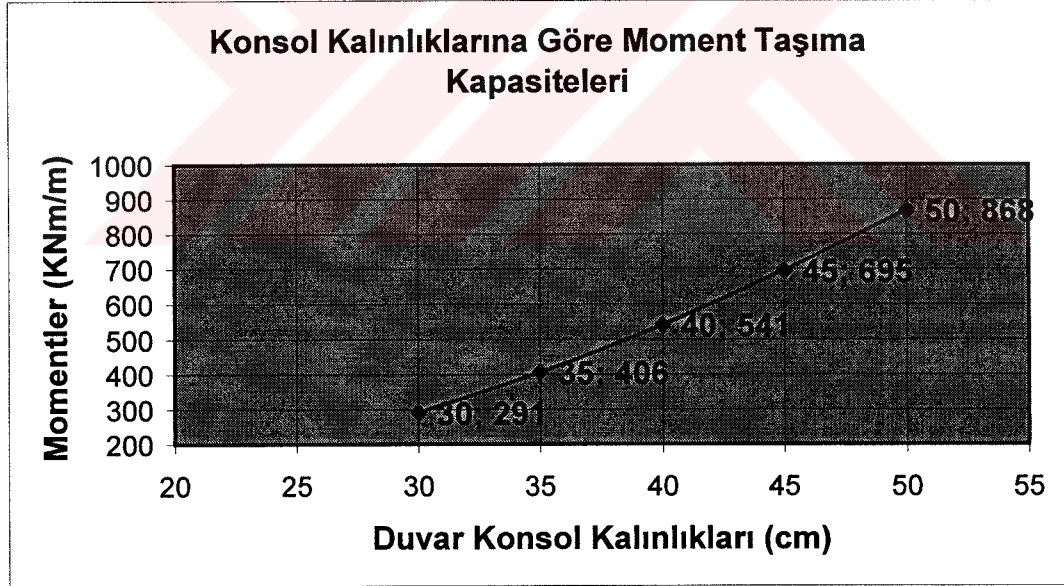
$$\delta = \frac{2 \times \phi}{3} \quad (6.5)$$

$$M_{II-II} = P_a \times \left(\frac{H}{3} - df \right) \quad (6.6)$$

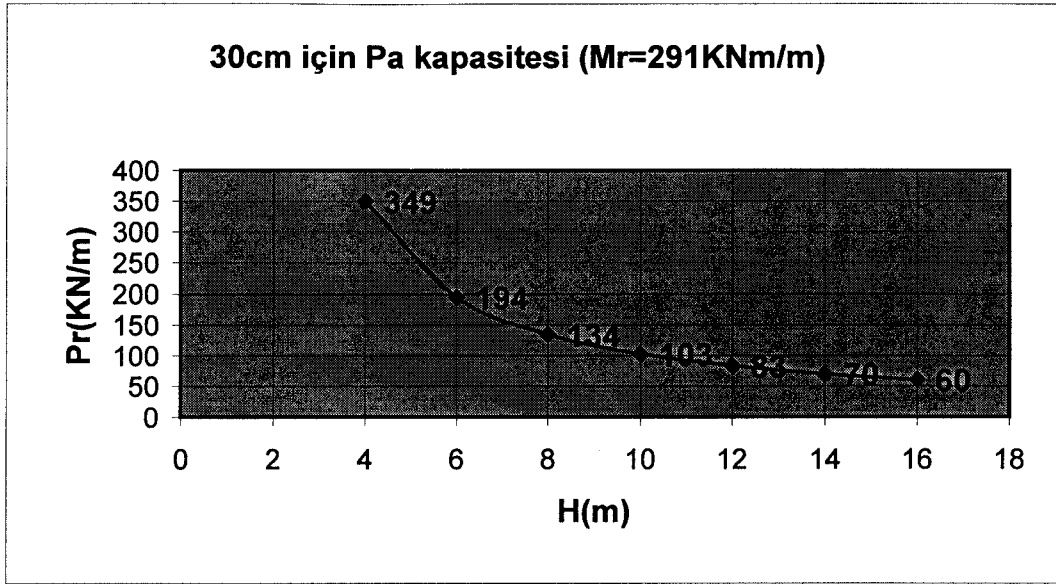
6.1 Farklı duvar yüksekliği ve konsol kalınlıkları için moment ve aktif toprak basıncı taşıma kapasiteleri

Çizelge 6.1 Mr (KNm/m) ve Pr (KN/m) taşıma kapasiteleri

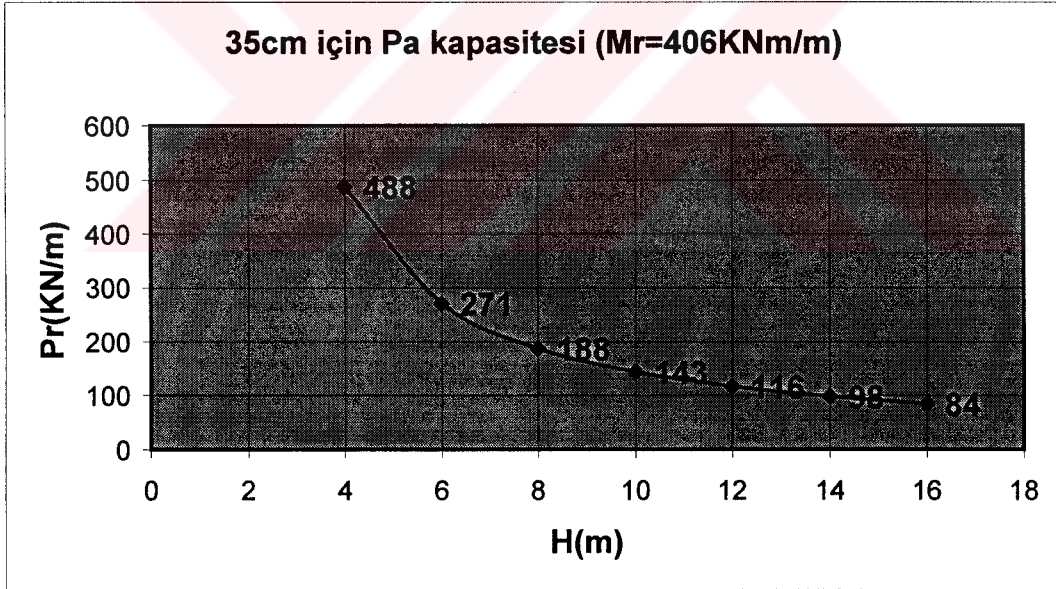
Duvar Kalınlıkları (cm)	Moment Kapasiteleri (KNm/m)	Duvar Yükseklikleri (m)						
		4	6	8	10	12	14	16
30	291	349	194	134	103	83	70	60
35	406	488	271	188	143	116	98	84
40	541	649	361	250	191	155	130	112
45	695	834	463	321	245	199	167	144
50	868	1042	579	401	306	248	208	180



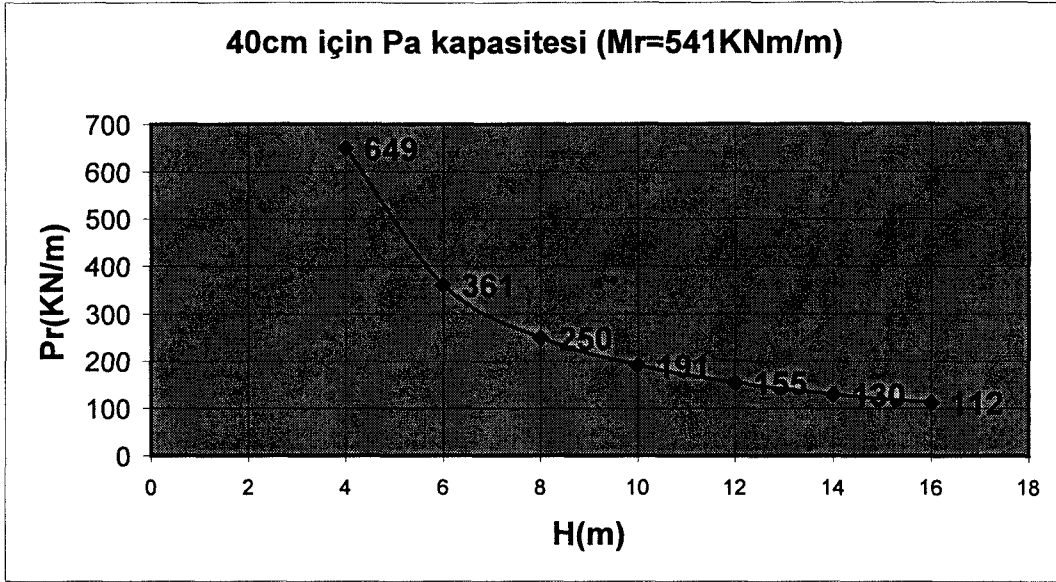
Şekil 6.1 Konsol kalınlıklarına göre moment taşıma kapasiteleri



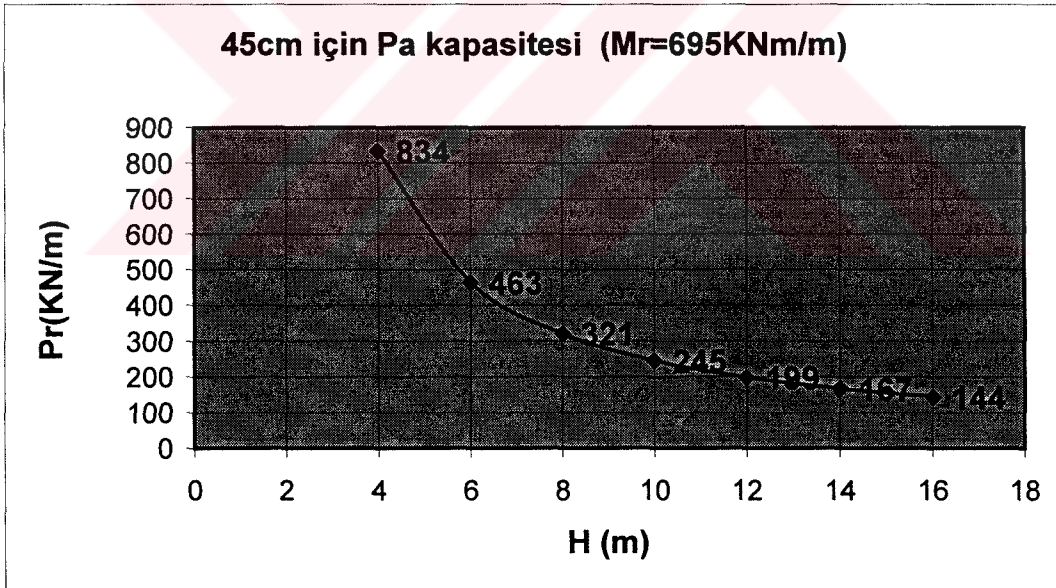
Şekil 6.2 30 cm konsol kalınlığı için aktif toprak basıncı kapasitesi



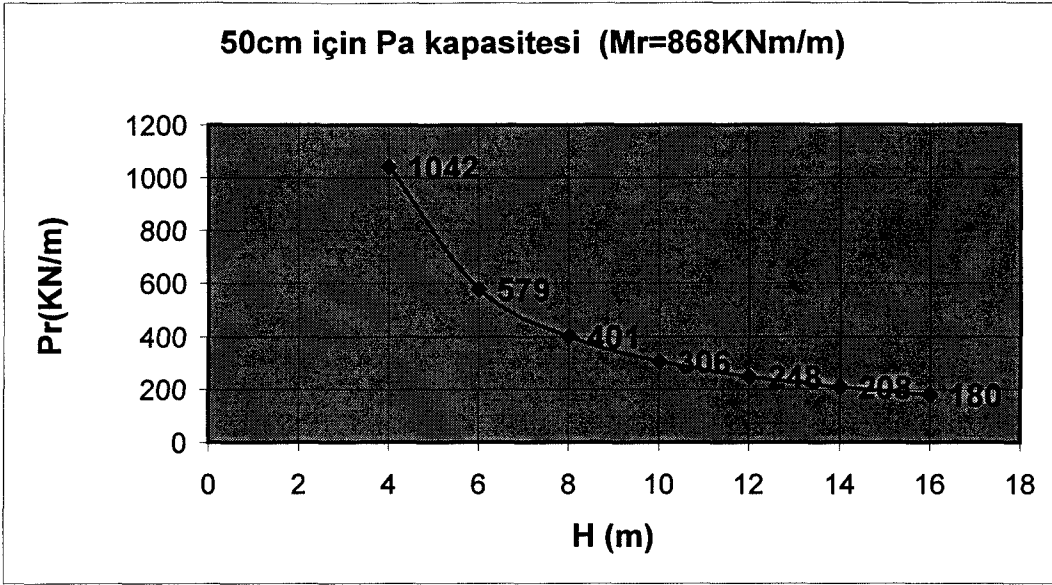
Şekil 6.3 35 cm konsol kalınlığı için aktif toprak basıncı kapasitesi



Şekil 6.4 40 cm konsol kalınlığı için aktif toprak basıncı kapasitesi

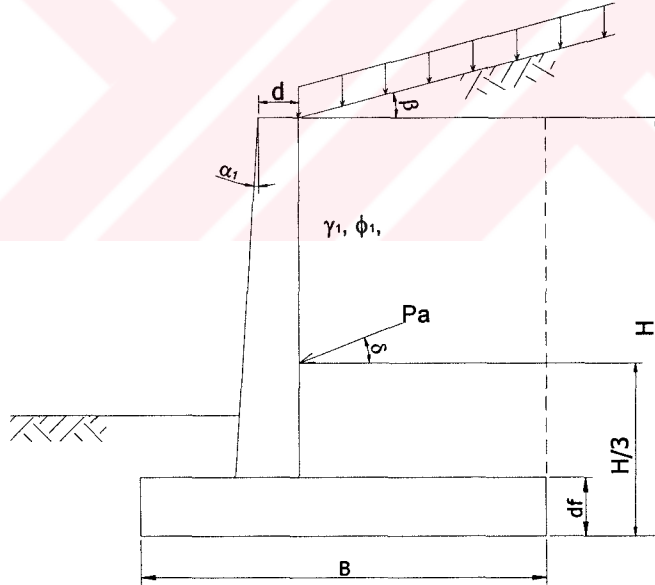


Şekil 6.5 45 cm konsol kalınlığı için aktif toprak basıncı kapasitesi



Şekil 6.6 50 cm konsol kalınlığı için aktif toprak basıncı kapasitesi

6.2 Coulomb teorisine göre aktif toprak basıncı değerleri



Şekil 6.7 Coulomb teorisine göre istinat duvarı analizleri için tipik duvar kesiti

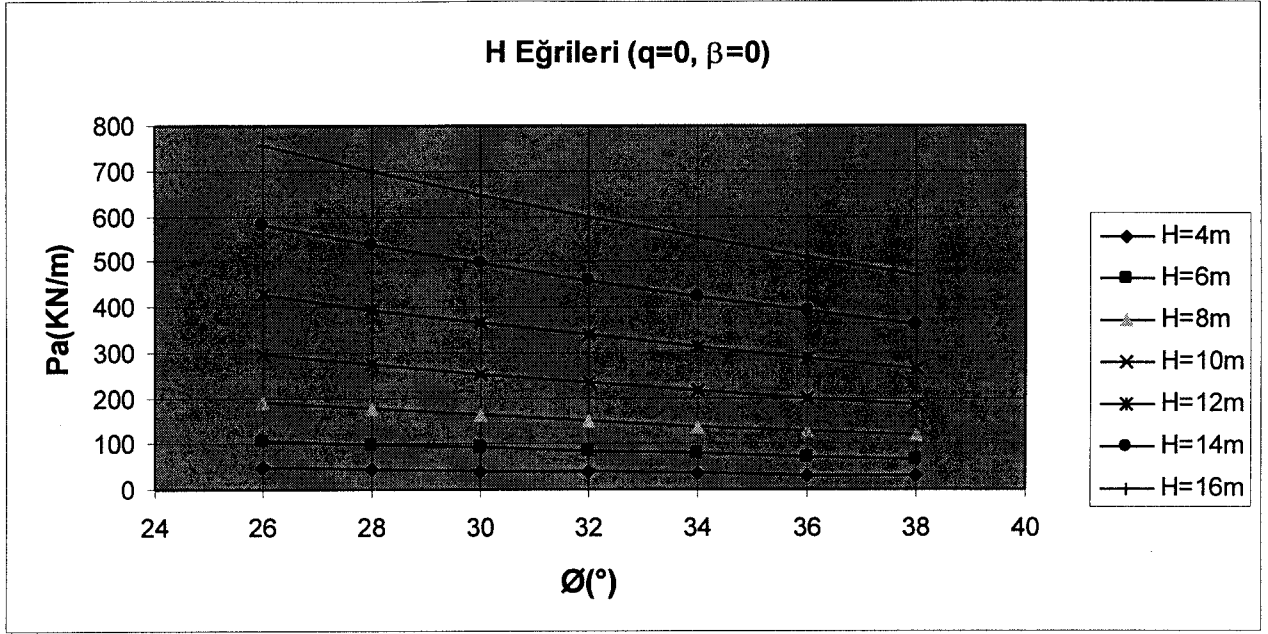
Yapılan analiz sonuçları aşağıdaki gibidir.

Çizelge 6.2 $\beta=0$ ve $q=0$ için P_a (KN/m) değerleri

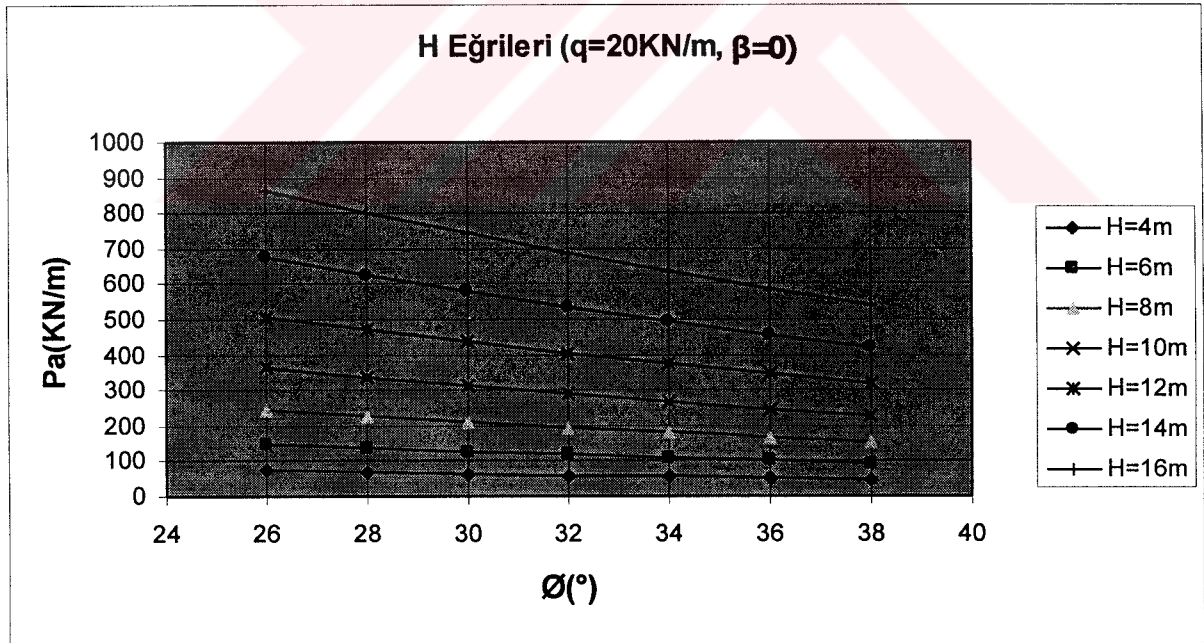
\emptyset H(m)	26	28	30	32	34	36	38
4	47,21	43,70	40,43	37,40	34,58	31,95	29,48
6	106,22	98,31	90,98	84,16	77,80	71,88	66,34
8	188,84	174,78	161,74	149,61	138,32	127,78	117,93
10	295,06	273,10	252,72	233,77	216,12	199,66	184,27
12	424,89	393,26	363,91	336,63	311,21	287,51	265,35
14	578,32	535,27	495,32	458,19	423,60	391,33	361,17
16	755,35	699,13	646,95	598,45	553,27	511,12	471,73

Çizelge 6.3 $\beta=0$ ve $q=20\text{KN/m}$ için P_a (KN/m) değerleri

\emptyset H(m)	26	28	30	32	34	36	38
4	74,98	69,40	64,22	59,40	54,92	50,74	46,83
6	147,88	136,87	126,66	117,16	108,31	100,06	92,35
8	244,38	226,19	209,31	193,62	179,00	165,36	152,62
10	364,49	337,36	312,18	288,77	266,97	246,63	227,63
12	508,20	470,37	435,27	402,63	372,24	343,88	317,38
14	675,51	625,23	578,57	535,19	494,79	457,10	421,87
16	866,43	801,94	742,10	686,46	634,63	586,29	541,11



Şekil 6.8 $\beta=0$ ve $q=0$; P_a ve \varnothing için H eğrileri



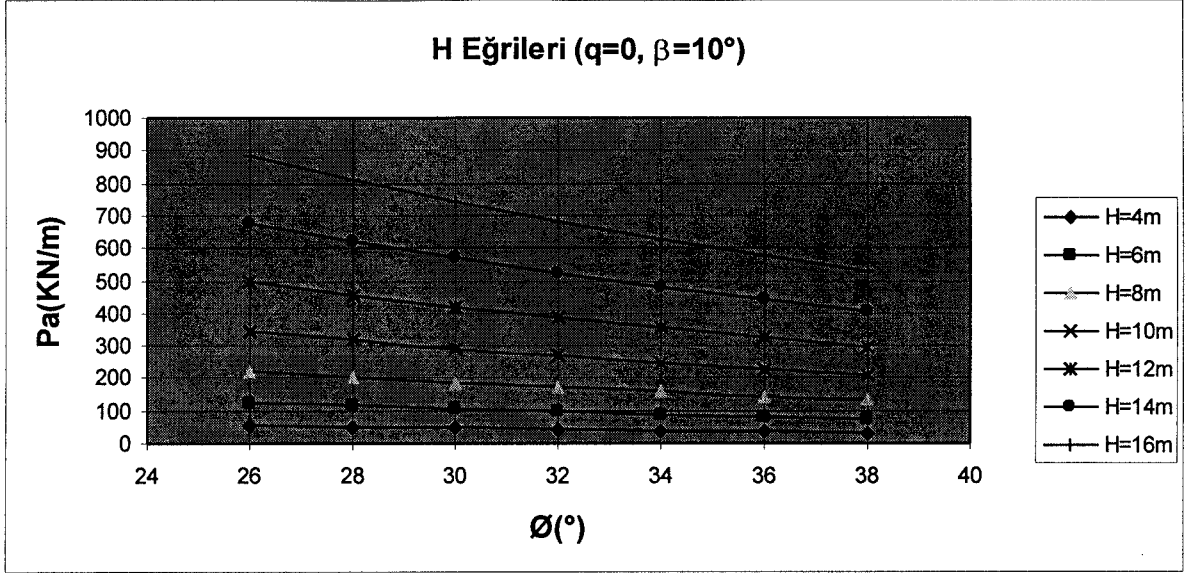
Şekil 6.9 $\beta=0$ ve $q=20\text{KN/m}$; P_a ve \varnothing için H eğrileri

Çizelge 6.4 $\beta=10^\circ$ ve $q=0$ için P_a (KN/m) değerleri

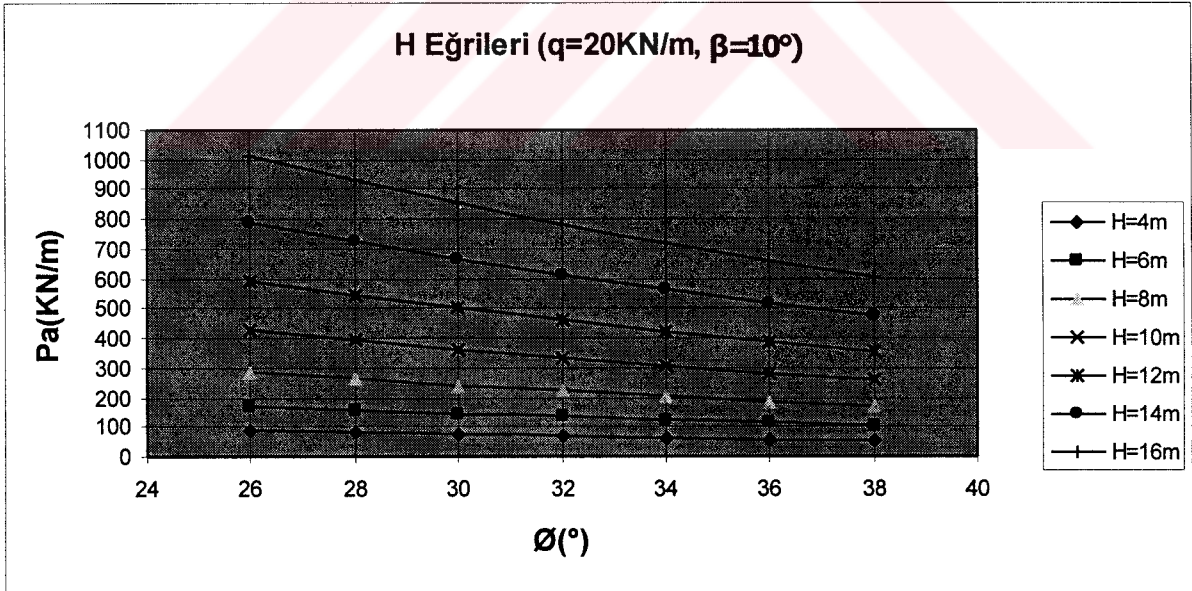
H(m) \emptyset	26	28	30	32	34	36	38
4	55.11	50.61	46.49	42.71	39.23	36.02	33.05
6	124.00	113.86	104.60	96.10	88.27	81.05	74.37
8	220.44	202.43	185.96	170.84	156.93	144.09	132.22
10	344.43	316.29	290.56	266.94	245.20	225.14	206.59
12	495.98	455.46	418.40	384.39	353.09	324.21	297.49
14	675.08	619.93	569.49	523.20	480.60	441.28	404.91
16	881.74	809.70	743.82	683.37	627.72	576.37	528.86

Çizelge 6.5 $\beta=10^\circ$ ve $q=20\text{KN/m}$ için P_a (KN/m) değerleri

H(m) \emptyset	26	28	30	32	34	36	38
4	87.53	80.37	73.84	67.83	62.31	57.21	52.50
6	172.62	158.52	145.62	133.78	122.89	112.84	103.54
8	285.27	261.96	240.65	221.09	203.09	186.47	171.10
10	425.47	390.71	358.92	329.75	302.90	278.12	255.20
12	593.23	544.76	500.44	459.77	422.33	387.78	355.82
14	788.54	724.12	665.20	611.14	561.37	515.45	472.96
16	1011.41	928.78	853.21	783.86	720.03	661.13	606.64



Şekil 6.10 $\beta=10^\circ$ ve $q=0$; P_a ve \varnothing için H eğrileri



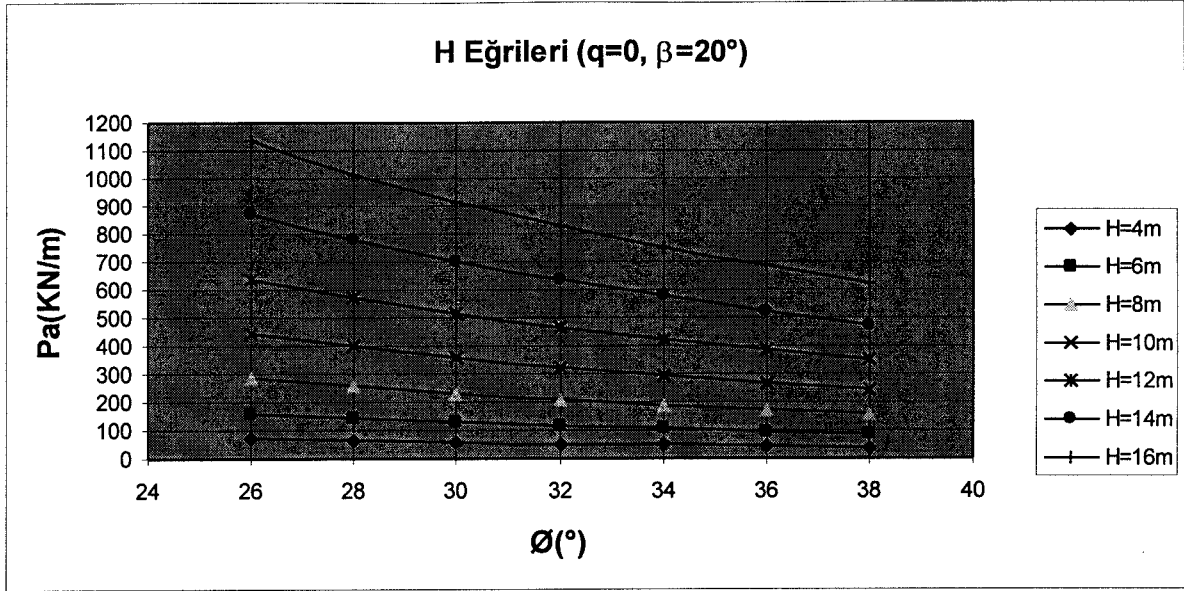
Şekil 6.11 $\beta=10^\circ$ ve $q=20KN/m$; P_a ve \varnothing için H eğrileri

Çizelge 6.6 $\beta=20^\circ$ ve $q=0$ için P_a (KN/m) değerleri

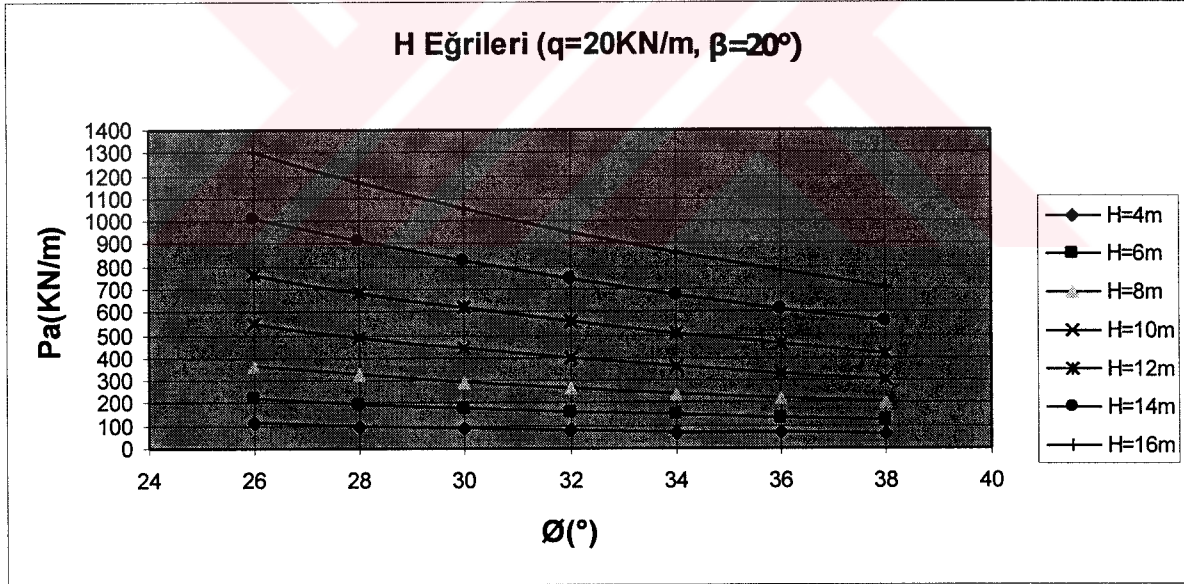
H(m) \emptyset	26	28	30	32	34	36	38
4	70.90	63.56	57.31	51.85	47.00	42.67	38.75
6	159.52	143.02	128.95	116.65	105.76	96.00	87.20
8	283.58	254.26	229.24	207.39	188.02	170.67	155.01
10	443.10	397.28	358.18	324.04	293.77	266.67	242.21
12	638.06	572.08	515.78	466.62	423.04	384.01	348.78
14	868.47	778.66	702.04	635.12	575.80	522.67	474.73
16	1134.33	1017.03	916.95	829.54	752.06	682.68	620.06

Çizelge 6.7 $\beta=20^\circ$ ve $q=20\text{KN/m}$ için P_a (KN/m) değerleri

H(m) \emptyset	26	28	30	32	34	36	38
4	112.60	100.95	91.02	82.34	74.65	67.77	61.55
6	222.07	199.11	179.51	162.40	147.23	133.65	121.39
8	366.99	329.04	296.66	268.38	243.31	220.87	200.61
10	547.36	490.75	442.46	400.28	362.90	329.42	299.20
12	763.17	684.25	616.92	558.11	505.98	459.30	417.17
14	1014.43	909.53	820.03	741.86	672.57	610.52	554.52
16	1301.14	1166.59	1051.79	951.53	862.66	783.07	711.24



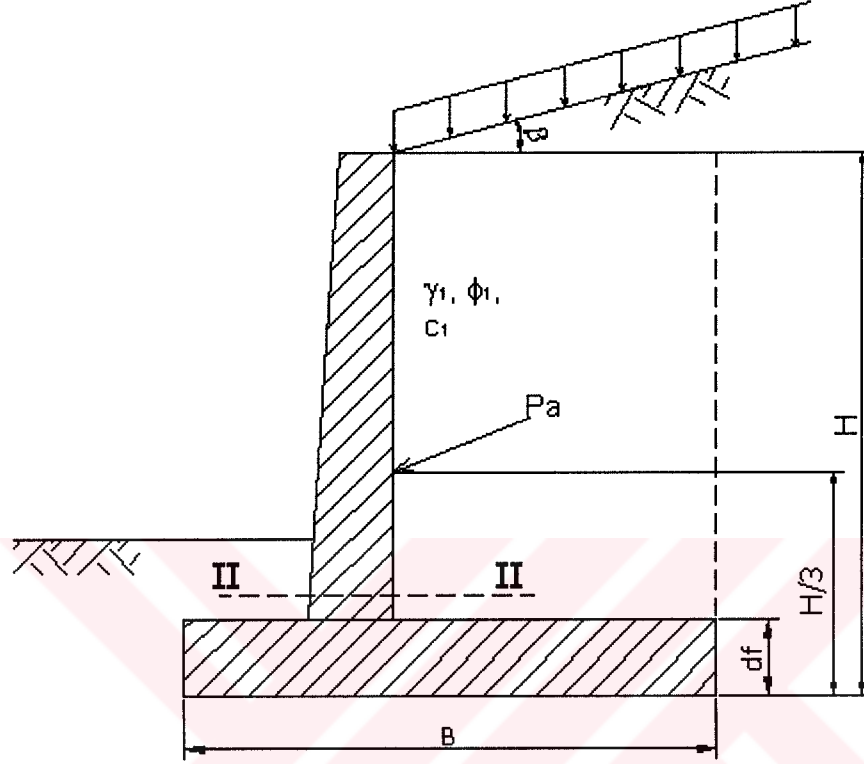
Şekil 6.12 $\beta=20^\circ$ ve $q=0$; P_a ve \emptyset için H eğrileri



Şekil 6.13 $\beta=20^\circ$ ve $q=20\text{KN/m}$; P_a ve \emptyset için H eğrileri

6.3 Aktif toprak basınçlarından dolayı konsol alt kısmında oluşan momentler

Momentler için P_a değerleri olarak bir önceki bölümdeki P_a değerleri alınmıştır. Temel kalınlığı ise $d_f = 0.50$ m olarak kabul edilmiştir.



Şekil 6.14 Moment hesabı için duvar kesiti

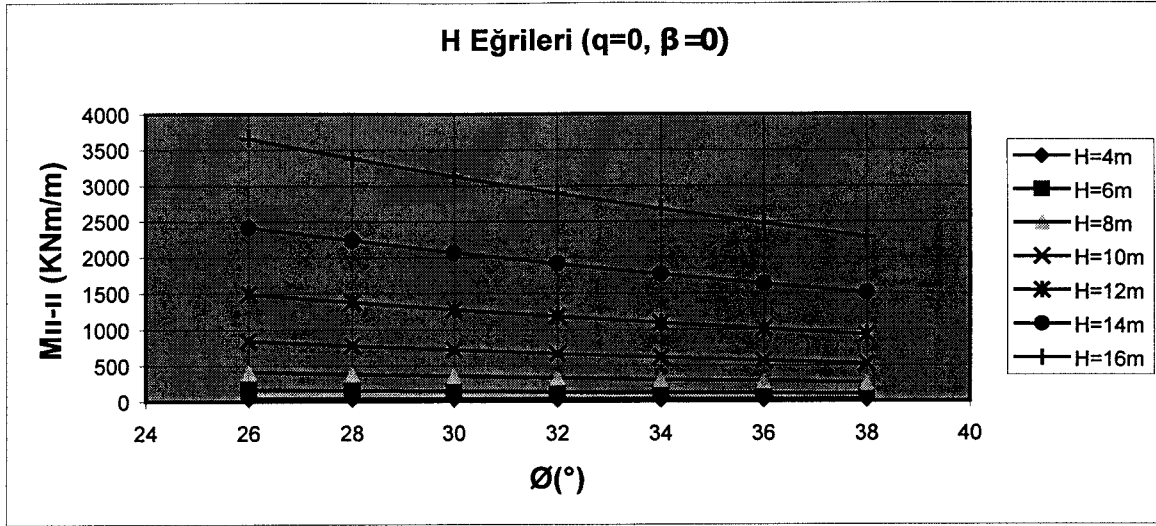
Yapılan analizler neticesinde bulunan moment değerleri tablolar ile ve grafik olarak aşağıda verilmiştir.

Çizelge 6.8 $\beta=0$ ve $q=0$ için M_{II-II} (KNm/m) değerleri

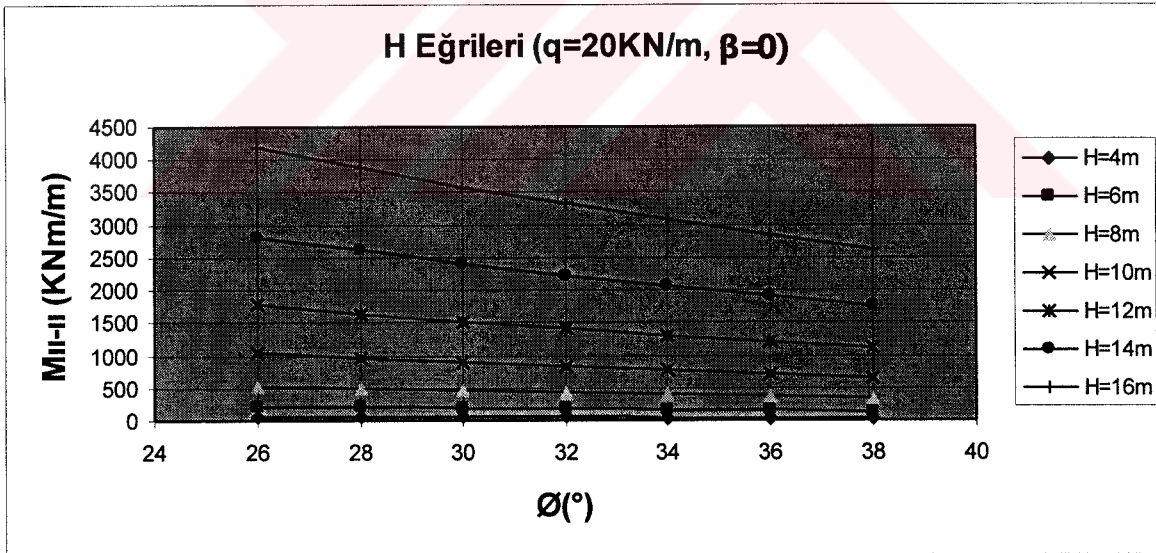
$H(m)$ \emptyset	26	28	30	32	34	36	38
4	39,3	36,4	33,7	31,2	28,8	26,6	24,6
6	159,3	147,5	136,5	126,2	116,7	107,8	99,5
8	409,1	378,7	350,4	324,2	299,7	276,9	255,5
10	836,0	773,8	716,0	662,3	612,3	565,7	522,1
12	1487,1	1376,4	1273,7	1178,2	1089,3	1006,3	928,7
14	2409,7	2230,3	2063,9	1909,1	1765,0	1630,5	1504,9
16	3650,9	3379,1	3126,9	2892,5	2674,1	2470,4	2280,0

Çizelge 6.9 $\beta=0$ ve $q=20KN/m$ için M_{II-II} (KNm/m) değerleri

$H(m)$ \emptyset	26	28	30	32	34	36	38
4	62,5	57,8	53,5	49,5	45,8	42,3	39,0
6	221,8	205,3	190,0	175,7	162,5	150,1	138,5
8	529,5	490,1	453,5	419,5	387,8	358,3	330,7
10	1032,7	955,8	884,5	818,2	756,4	698,8	644,9
12	1778,7	1646,3	1523,4	1409,2	1302,8	1203,6	1110,8
14	2814,6	2605,1	2410,7	2230,0	2061,6	1904,6	1757,8
16	4187,8	3876,1	3586,8	3317,9	3067,4	2833,7	2615,3



Şekil 6.15 $\beta=0$ ve $q=0$; M_{II-II} ve θ için H eğrileri



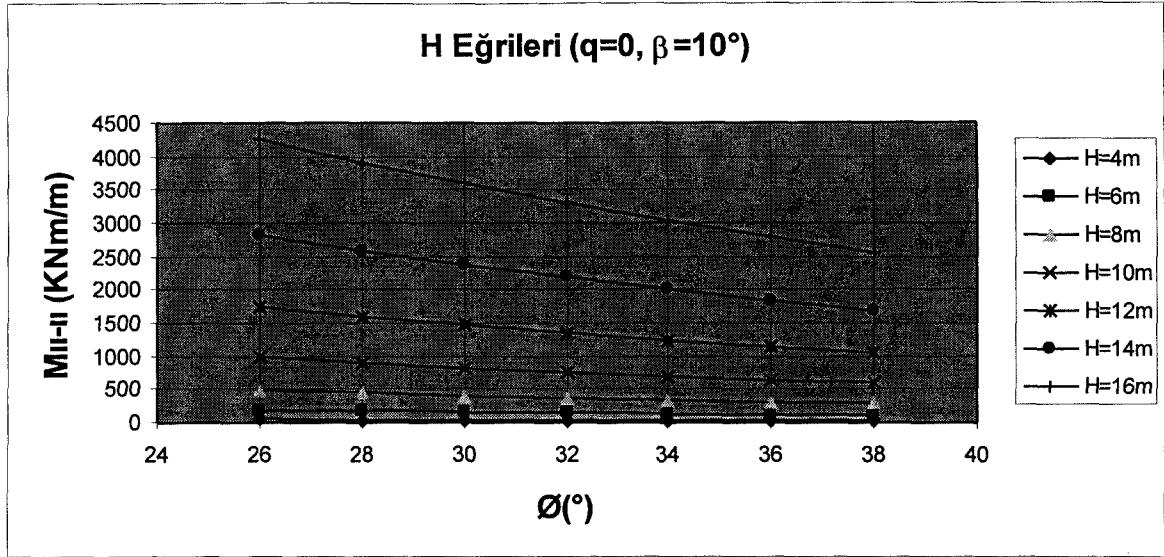
Şekil 6.16 $\beta=0$ ve $q=20\text{KN/m}$; M_{II-II} ve θ için H eğrileri

Çizelge 6.10 $\beta=10^\circ$ ve $q=0$ için M_{II-II} (KNm/m) değerleri

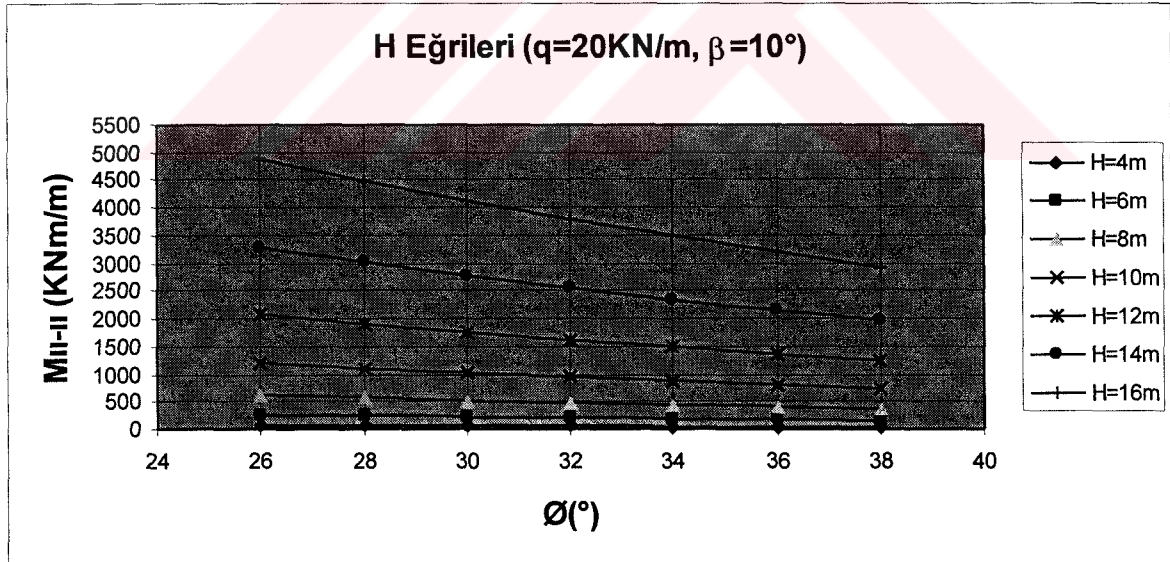
\emptyset H(m)	26	28	30	32	34	36	38
4	45,9	42,2	38,7	35,6	32,7	30,0	27,5
6	186,0	170,8	156,9	144,1	132,4	121,6	111,6
8	477,6	438,6	402,9	370,2	340,0	312,2	286,5
10	975,9	896,2	823,2	756,3	694,7	637,9	585,3
12	1735,9	1594,1	1464,4	1345,4	1235,8	1134,7	1041,2
14	2812,9	2583,0	2372,9	2180,0	2002,5	1838,7	1687,1
16	4261,8	3913,6	3595,1	3302,9	3034,0	2785,8	2556,2

Çizelge 6.11 $\beta=10^\circ$ ve $q=20\text{KN/m}$ için M_{II-II} (KNm/m) değerleri

\emptyset H(m)	26	28	30	32	34	36	38
4	72,9	67,0	61,5	56,5	51,9	47,7	43,7
6	258,9	237,8	218,4	200,7	184,3	169,3	155,3
8	618,1	567,6	521,4	479,0	440,0	404,0	370,7
10	1205,5	1107,0	1016,9	934,3	858,2	788,0	723,1
12	2076,3	1906,7	1751,5	1609,2	1478,1	1357,2	1245,4
14	3285,6	3017,2	2771,7	2546,4	2339,0	2147,7	1970,7
16	4888,5	4489,1	4123,8	3788,7	3480,2	3195,4	2932,1



Şekil 6.17 $\beta=10^\circ$ ve $q=0$; M_{II-II} ve \emptyset için H eğrileri



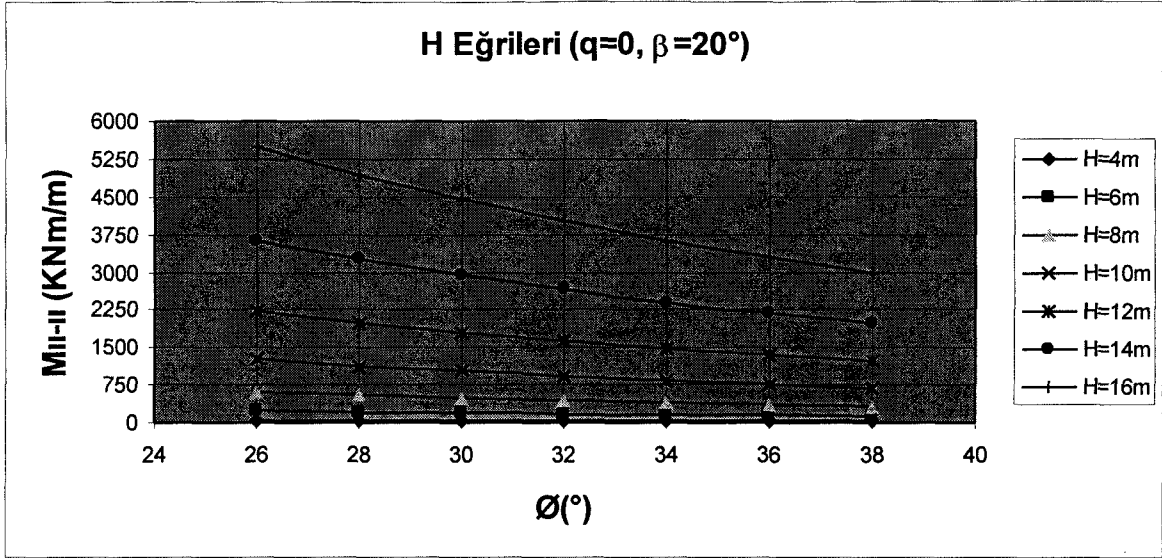
Şekil 6.18 $\beta=10^\circ$ ve $q=20KN/m$; M_{II-II} ve \emptyset için H eğrileri

Çizelge 6.12 $\beta=20^\circ$ ve $q=0$ için M_{II-II} (KNm/m) değerleri

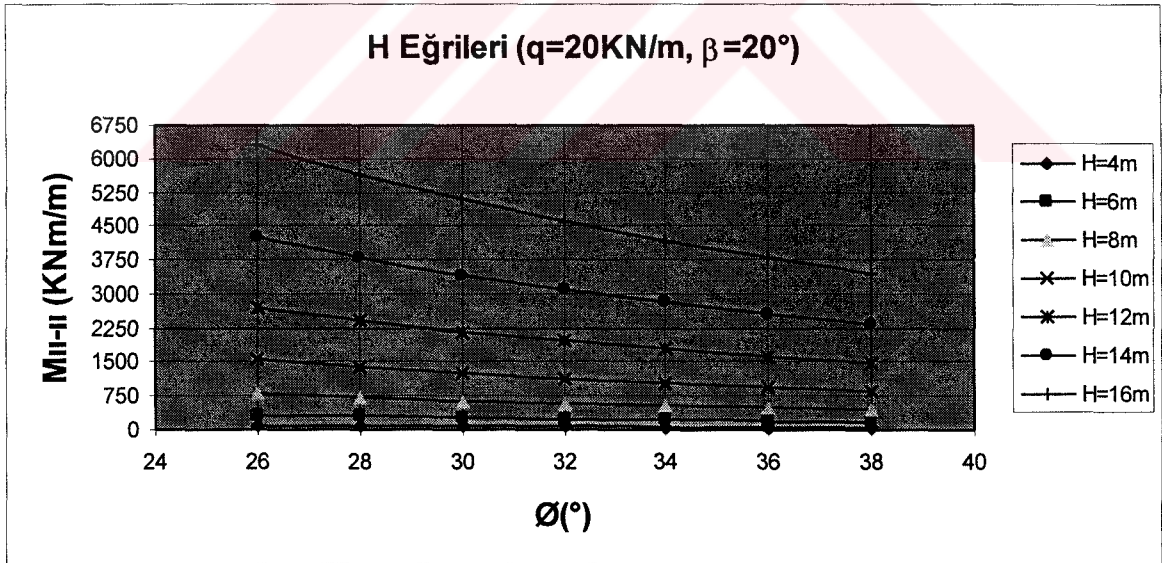
\emptyset H(m)	26	28	30	32	34	36	38
4	59,1	53,0	47,8	43,2	39,2	35,6	32,3
6	239,3	214,5	193,4	175,0	158,6	144,0	130,8
8	614,4	550,9	496,7	449,3	407,4	369,8	335,9
10	1255,4	1125,6	1014,8	918,1	832,4	755,6	686,3
12	2233,2	2002,3	1805,2	1633,2	1480,6	1344,0	1220,7
14	3618,6	3244,4	2925,2	2646,3	2399,2	2177,8	1978,1
16	5482,6	4915,6	4431,9	4009,4	3635,0	3299,6	2997,0

Çizelge 6.13 $\beta=20^\circ$ ve $q=20\text{KN/m}$ için M_{II-II} (KNm/m) değerleri

\emptyset H(m)	26	28	30	32	34	36	38
4	93,8	84,1	75,9	68,6	62,2	56,5	51,3
6	333,1	298,7	269,3	243,6	220,8	200,5	182,1
8	795,1	712,9	642,8	581,5	527,2	478,5	434,6
10	1550,8	1390,5	1253,6	1134,1	1028,2	933,3	847,7
12	2671,1	2394,9	2159,2	1953,4	1770,9	1607,6	1460,1
14	4226,8	3789,7	3416,8	3091,1	2802,4	2543,8	2310,5
16	6288,9	5638,5	5083,7	4599,1	4169,5	3784,8	3437,7



Şekil 6.19 $\beta=20^\circ$ ve $q=0$; M_{II-II} ve θ için H eğrileri



Şekil 6.20 $\beta=20^\circ$ ve $q=20\text{KN/m}$; M_{II-II} ve θ için H eğrileri

6.4 Yapılan analizlerin değerlendirilmesi

Yapılan analizlerde, konsol istinat duvarlarının farklı yükseklik ve farklı duvar arkası zemin özellikleri altında duvara etkiyen yatay toprak basınçları ve bu basınçlardan dolayı konsol temel birleşim yerindeki momentler hesaplanmıştır. Hesaplar Coulomb teorisine göre yapılmıştır. Duvar arkasında yapılacak olan çalışmalar veya yapılar içinde farklı q sürşarj yükü dikkate alınmıştır. Ayrıca duvar arkası zemin içinde farklı şev açıları dikkate alınarak hesaplar yapılmıştır.

Yapılan hesaplar sonucu bulunan değerler tablo ve grafik olarak düzenlenmiştir. Grafikler duvar yüksekliği H için oluşturulmuştur.

Ayrıca TS500' de verilen değerler ve formüller kullanılarak farklı konsol kalınlıkları için moment ve buna bağlı olarak aktif toprak basıncı değerleri bulunmuştur.

Yapılan analizler sonucu elde edinilen bilgiler betonarme istinat duvarlarının ön boyutlandırması bir ön bilgi vermektedir. Ayrıca analiz sonuçları incelendiğinde en ekonomik çözüm için konsol istinat duvarlarının 8m' ye kadar yapılması bundan yüksek olan durumlarda ise farklı çözümlere gitmenin daha uygun olduğu görülmektedir.

7. BETONARME KONSOL İSTİNAT DUVARI ANALİZ PROGRAMI

Günümüze gelişen bilgisayar teknolojisi mühendislik içinde vazgeçilmez olmuştur. Yapılan hesaplardaki işlemlerin çokluğu ve el ile yapılan hesaplardaki hata riski bunun en önemli nedenidir. Bu nedenle kullanım kolaylığı ve hata riskinin azlığı bilgisayar programlarının kullanımını sıklaştırmıştır.

İstinat duvarlarının stabilite tahkiklerinde ve kesit tesirlerinin hesabında da çok ve sıkıcı bir sürü işlem vardır. Bu işlemler sıkıcı ve oldukça yorucudur. Bu nedenlerden dolayı işlemleri azaltmak ve daha az sıkıcı yapmak için Visual Basic programlama dili ile istinat duvarı analiz programı hazırladım. Programın kullanımı ile ilgili aşağıda kısa bir açıklama yapılmıştır. Umarım istinat duvarı analizleri için faydalı olur.

7.1 Microsoft Visual Basic programa dili

Visual Basic kullanım bakımından programcı içinde, kullanıcı içinde büyük kolaylıkları olan bir programlama dilidir. Görsel bakımdan kullanıcıya sağladığı kolaylıklar ve bilgi girişleri için sağladığı kolaylıklardan dolayı kullanım alanı çok geniş olan bir programlama dilidir.

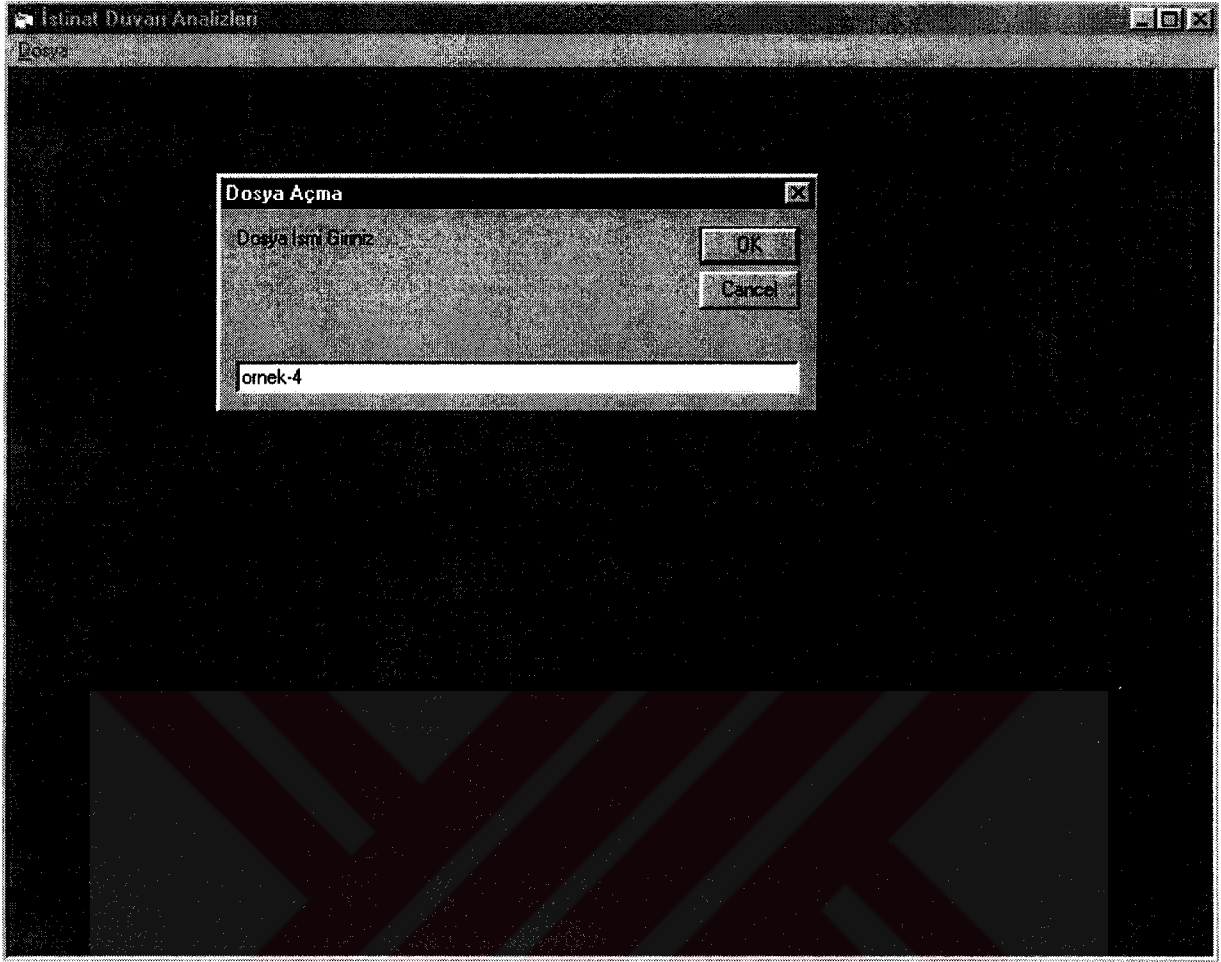
7.2 Programın ana hatları

Program ile betonarme konsol istinat duvarlarının depremli ve depremsiz durumlar için ayrı ayrı stabilite ve statik analizleri yapılabilmektedir. Stabilite tahkiklerinde duvarın, verilen güvenlik sayılarına göre, devrilme ve kayma tahkikleri ile zemin gerilmeleri kontrol edilebilmektedir. Hesaplar Coulomb veya Rankine teorilerinden istenen birine göre yapılabilmektedir. Statik tahkiklerde ise duvarın kritik kesitlerindeki moment ve kesme kuvvetleri hesaplanmaktadır. Bu kritik kesitler konsol ve temel birleşim yeri ile konsolun 1/3 ve 2/3' lik kısımlarıdır. Bulunan kesme kuvveti ve moment değerleri ile kritik kesitlerdeki kesme güvenliği ve kesit yeterliliği kontrol edilmektedir. Bulunan momentler ile gerekli donatı alanları hesaplanır. Donatı alanlarına ve seçilen donatılara göre donatı düzenlemesi yapılmaktadır. Yapılan analizlerin sonuçları depremli, depremsiz durumlar için ayrı ayrı veya her iki durum içinde çıktı olarak alınabilmektedir.

7.2.1 Giriş formu

Program ilk açıldığı zaman erkene gelen formdur. (Şekil 7.1) Bu formda dosya menüsünden yeni bir duvar analizi seçilebilmekte veya daha önceden yapılmış olan bir analiz açılarak

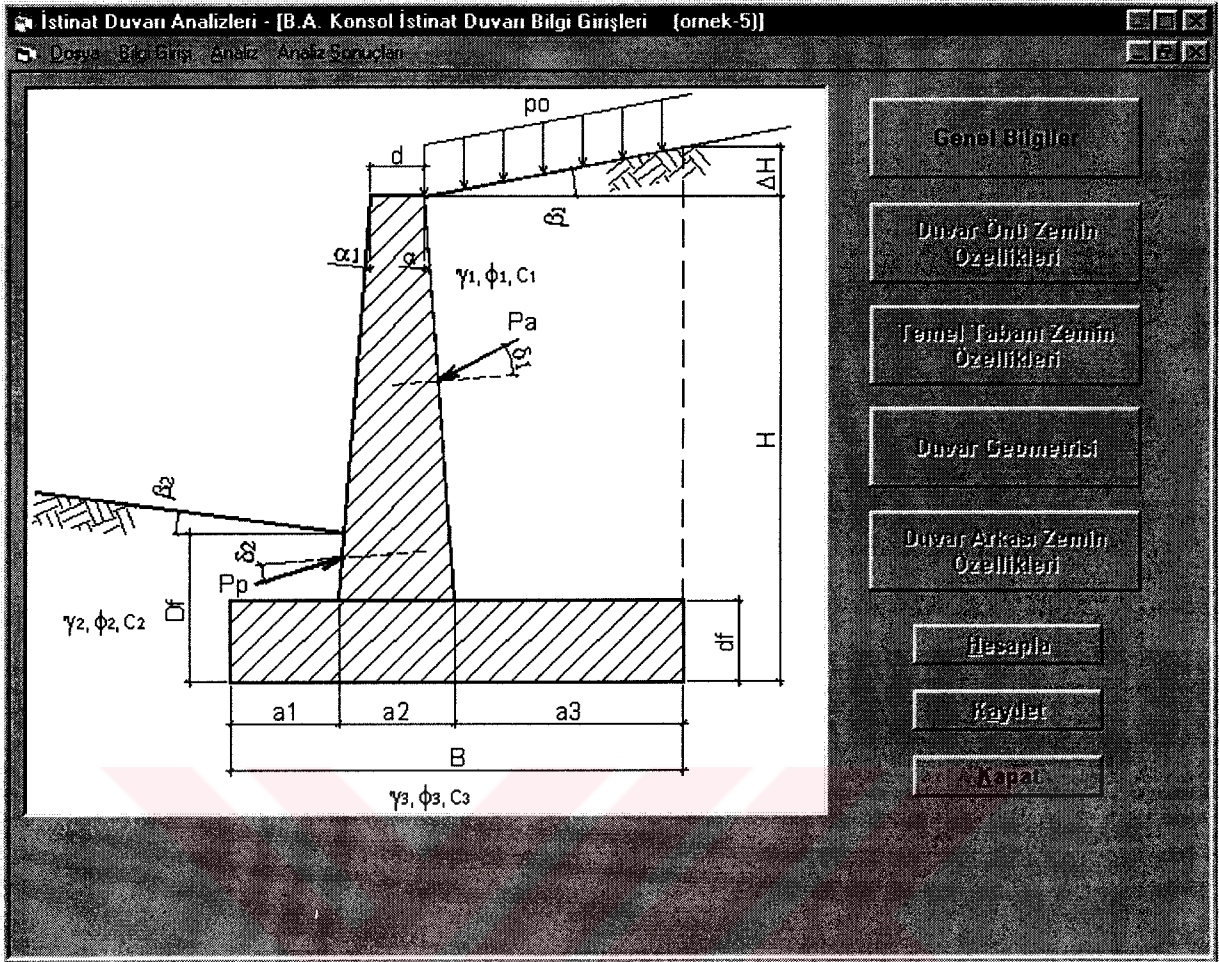
bilgilere ulaşılabilmektedir.



Şekil 7.1 İstinat duvarı analiz programı dosya açma formu

7.2.2 Bilgi giriş formu

Bu form ile duvar ve zemin ile ilgili bilgilerin girileceği alt formlara ulaşılmaktadır.(Şekil 7.2) Ekranda görölen tipik istinat duvarı kesitinde gösterilen bilgiler gerekli kısımlar seçilerek girilmektedir. Girilen tüm bilgilerde kuvvetler KN, uzunluklar ise, temel ve konsol pas payları dışında, m olarak girilmektedir. temel ve konsolda pas payları ise cm olarak girilmelidir.



Şekil 7.2 Bilgi giriş formu

7.2.2.1 Genel bilgilerin girişi

Bu kısımda yanal toprak basıncı katsayılarının hesabı için Coulomb veya Rankine teorilerinden biri seçilir. Ayrıca duvarın kayma ve devrilme için güvenlik sayıları, varsa sürşarj yükü, deprem bölgesi, beton kalitesi, kullanılması istenilen donatı çapları ve konsol ile temelde ki pas payları girilmektedir.(Şekil7.3) Program donatı seçimini, işaretlenen donatıları büyük çaptan küçük çapa göre ve donatı aralıkları en uygun olacak şekilde seçer.

Duvar Genel Bilgileri (ornek-5)

Hesap Yöntemi
 Coulomb Rankine

Depremsiz Durumda Güvenlik Sayıları
 Kaymaya Karşı =
 Dönme Karşı =

Depreml Durumda Güvenlik Sayıları
 Kaymaya Karşı =
 Dönme Karşı =

Sürüş Yüğü
 po (KN/m) =

Deprem Bölgesi
 1 2 3 4

BETONARME BİLGİLERİ

Beton Kalitesi
 BS16 BS20
 BS25 BS30

Donatı Çapları
 8 10 12 14
 16 18 20 22
 24 26 28 30

Paspayları
 Temelde (cm) =
 Konsolda (cm) =

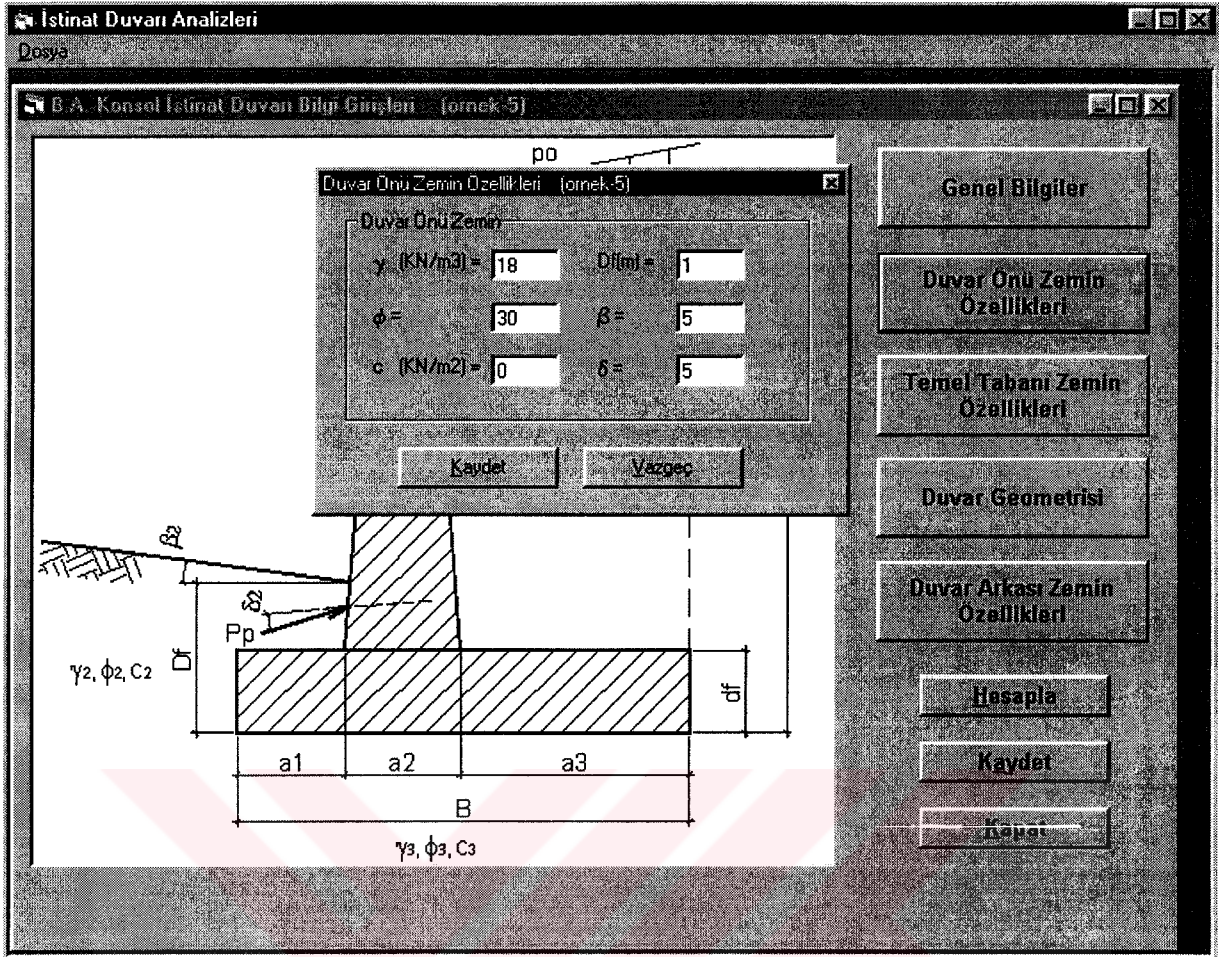
Şekil 7.3 Duvar genel bilgileri

7.2.2.2 Duvar önü zemin bilgilerinin girişi

Eğer dikkate alınacaksa duvar önünde bulunan zeminin birim hacim ağırlığı, içsel sürtünme açısı kohezyonu, yüksekliği, yatayla yaptığı açı ve zemin ile duvar arasındaki sürtünme açısı değerleri bu formda girilmektedir.(Şekil 7.4) Hesap yöntemi Coulomb seçilmiş ise δ değeri program tarafından,

$$\delta = \frac{2 \times \phi}{3} \quad (7.1)$$

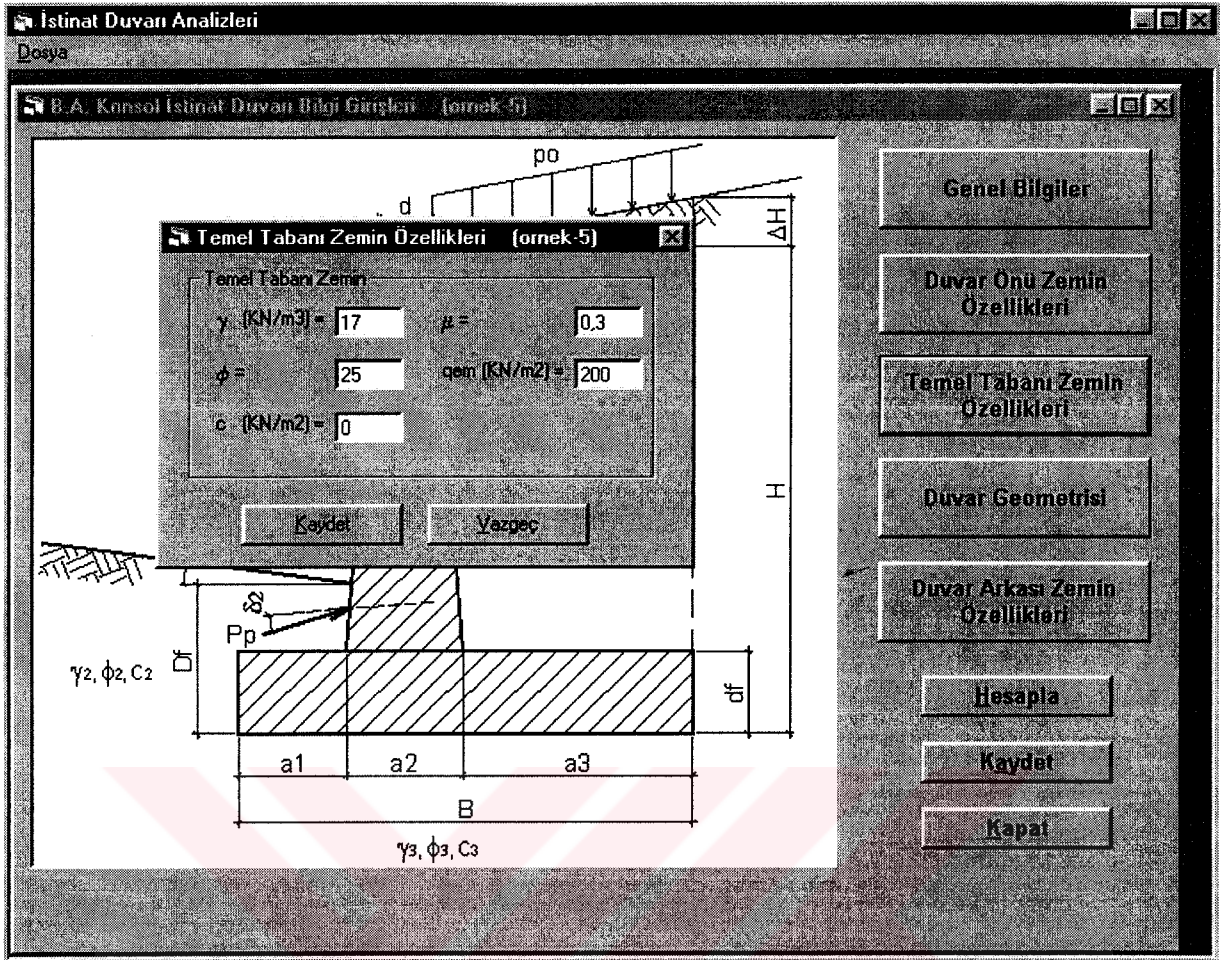
olarak hesaplanmaktadır. İstenirse bu değer kullanıcı tarafından değiştirilebilmektedir. Hesap yöntemi Rankine seçilmiş ise δ değeri aktif olmamaktadır.



Şekil 7.4 Duvar önü zemin bilgileri

7.2.2.3 Temel altı zemin bilgileri

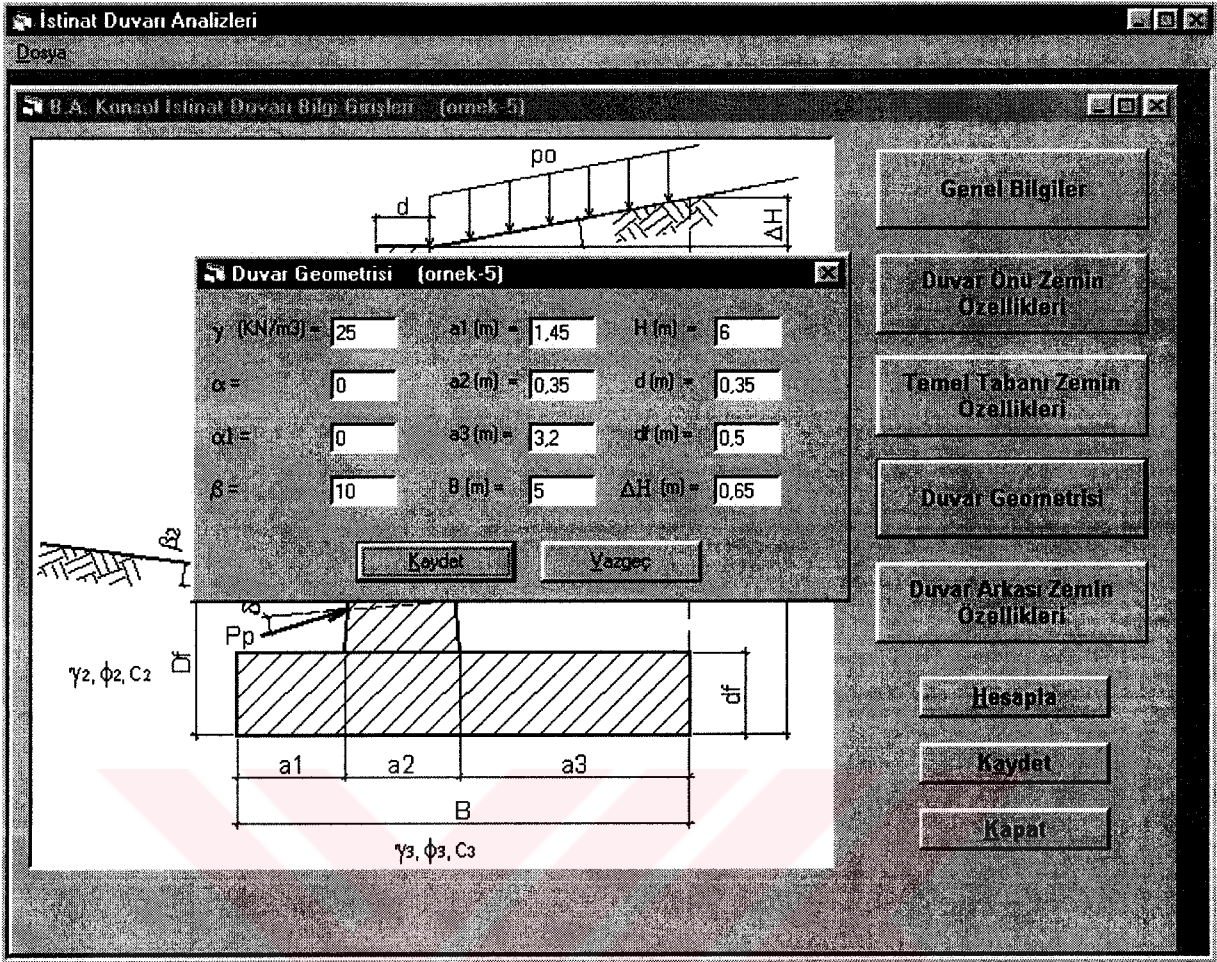
Bu formda temel zemini ile ilgili birim hacim ağırlığı, içsel sürtünme açısı, kohezyonu, zemin ile temel plağı arasındaki sürtünme katsayısı ve zeminin emniyetli taşıma gücü değerleri girilmektedir.(Şekil 7.5)



Şekil 7.5 Temel altı zemin bilgileri

7.2.2.4 Duvar geometrisi

Bu formda ise duvarın konsol ve temel plağı ile ilgili geometrik bilgiler ve duvar birim hacim ağırlığı girilmektedir. bu kısımdaki ΔH değeri program tarafından hesaplanmaktadır. Hesap yöntemi olarak Rankine seçildiği zaman duvar arkası düz kabul edilmekte ve α değeri sıfır olarak alınmaktadır. (Şekil 7.6)



Şekil 7.6 Duvar geometrisi bilgileri

7.2.2.5 Duvar arkası zemin bilgileri

Bu formda duvar arkası zemin bilgileri girilmektedir. Duvar arkası zemin üç tabakaya kadar girilebilmektedir. Zemin özellikleri olarak zeminin birim hacim ağırlığı, kohezyonu, tabaka kalınlığı ve duvar ile zemin arasındaki sürtünme açısı değerleri girilmektedir. (Şekil 7.7)

Şekil 7.7 Duvar arkası zemin bilgileri

7.2.3 Analiz yaptırılması

Bilgi girişleri tamamlandıktan sonra analiz menüsünden veya hesapla butonu ile analiz yaptırılır. Analiz duvar arkası zemin için aktif, duvar önü zemin içinse pasif durum dikkate alınarak ve belirlenen deprem bölgesine göre depremlili ve depremsiz durumlar için yapılmaktadır. Coulomb teorisinde aktif ve pasif toprak basıncı katsayıları,

$$K_a = \frac{\cos^2(\phi - \alpha)}{\cos^2 \alpha \times \cos(\alpha + \delta) \times \left[1 + \frac{\sin(\phi + \delta) \times \sin(\phi - \beta)}{\cos(\alpha + \delta) \times \cos(\alpha - \beta)} \right]^2} \quad (7.2)$$

$$K_p = \frac{\cos^2(\phi + \alpha)}{\cos^2 \alpha \times \cos(\alpha - \delta) \times \left[1 - \frac{\sin(\phi + \delta) \times \sin(\phi - \beta)}{\cos(\alpha - \delta) \times \cos(\alpha - \beta)} \right]^2} \quad (7.3)$$

formüllerini ile duvar arkasındaki her zemin tabakası için K_a değerleri ve duvar önü zemin içinde K_p değerleri bulunmaktadır. Rankine teorisine göre ise aşağıdaki formüller kullanılmaktadır.

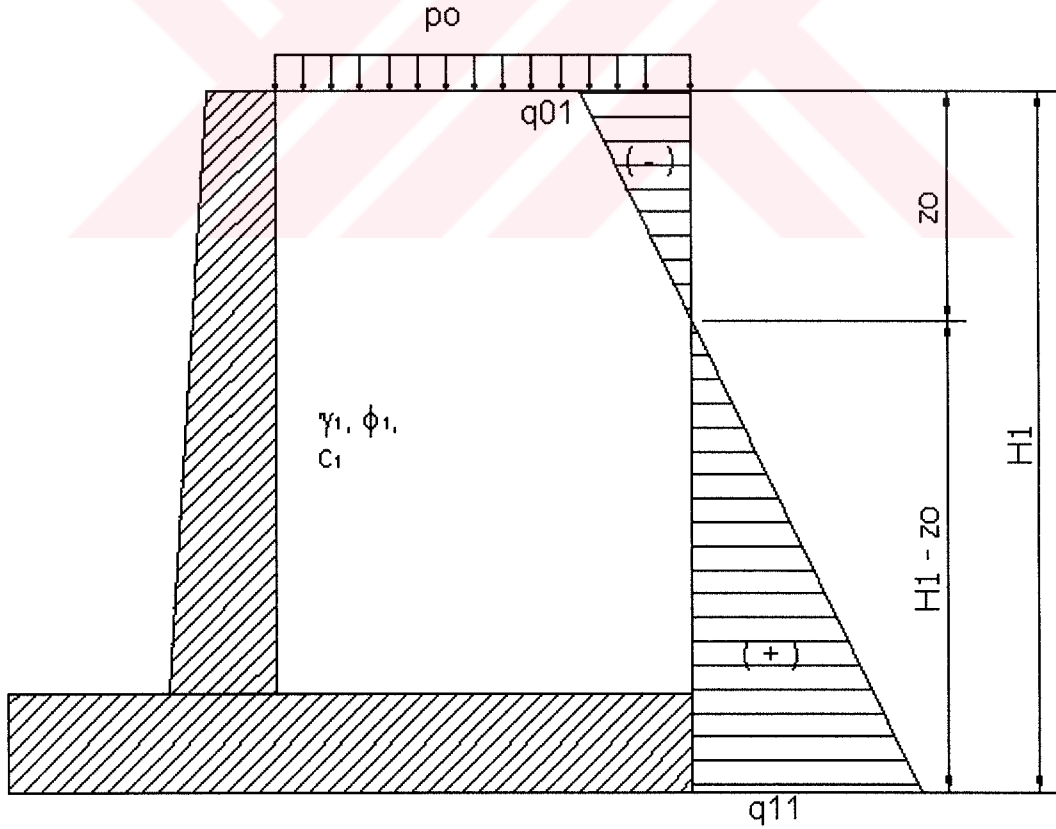
$$K_a = \cos \beta \times \frac{\cos \beta - \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \phi}}{\cos \beta + \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \phi}} \quad (7.4)$$

$$K_p = \cos \beta \times \frac{\cos \beta + \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \phi}}{\cos \beta - \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \phi}} \quad (7.5)$$

Duvar önünde oluşan pasif toprak basıncı değeri aşağıdaki gibi hesaplanmaktadır.

$$P_p = \frac{1}{2} \times \gamma \times H^2 \times K_p + 2 \times c \times H \times \sqrt{K_p} \quad (7.6)$$

Duvar arkasındaki toplam aktif toprak basınçları hesaplanırken her zemin tabakasının altında ve üstündeki toprak basınçları bulunur. Kohezyonlu zeminlerde oluşan çekme kuvvetinin olduğu bölge hesaplanır ve aktif toprak basıncı buna göre hesaplanır. (Şekil 7.8)



Şekil 7.8 Kohezyonlu zeminlerde oluşan aktif toprak basınçları

$$z_0 = \frac{2 \times c}{\gamma \times \sqrt{Ka}} \quad (7.7)$$

$$q_{01} = p_0 \times Ka - 2 \times c \times \sqrt{Ka} \quad (7.8)$$

$$q_{11} = \gamma \times H \times Ka + p_0 \times Ka - 2 \times c \times \sqrt{Ka} \quad (7.9)$$

$$Pa = \frac{1}{2} \times q_{11} \times (H_1 - z_0) \quad (7.10)$$

Zemin ve duvarın ağırlıkları ile moment kolları hesaplanarak dönme, kayma tahkikleri ile zemin gerilmesi tahkikleri yapılır. Sağlanmayan koşullar kırmızı renkte yazılarak uyarı yapılır. Zemin gerilmelerinde küçük gerilme negatif olduğu zaman program tarafından eksantriste şartı kontrol edilmektedir. Bu şarta göre büyük gerilme emniyet gerilmesinden küçük olmalı ve e eksantriste değeri B/6 değerinden küçük olmalıdır. e eksantriste değeri temel ortasına göre toplam momentlerin, toplam düşey kuvvetlere oranıdır.

$$e = \frac{\Sigma Mo}{\Sigma No} \quad (7.11)$$

e değeri şartı sağlıyorsa yeni duruma göre maksimum gerilme

$$\sigma_{\max} = \frac{2 \times \Sigma N}{1,5 \times B - 3 \times e} \quad (7.12)$$

formülü ile bulunarak zemin emniyet gerilmesi ile kıyaslanır.

Depremler için yanal toprak basıncı Mononobe – Okabe tarafından geliştirilen aşağıdaki eşitlikle hesaplanmaktadır.

$$K_{AE} = \frac{\cos^2(\phi - \beta - \Theta)}{\cos \Theta \times \cos^2 \beta \times \cos(\delta + \beta + \Theta) \times \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \times \sin(\phi - i - \Theta)}{\cos(\delta + \beta + \Theta) \times \cos(\beta - i)}} \right]^2} \quad (7.13)$$

$$P_{AE} = \frac{1}{2} \times K_{AE} \times \gamma \times H^2 \times (1 - \alpha_v) \quad (7.14)$$

Depremler durumunda verilen değerler statik ve dinamik değerlerin toplamı olarak verilmiştir. Kullanılan Θ değeri,

$$\Theta = \tan^{-1} \left(\frac{\alpha_h}{1 - \alpha_v} \right) \quad (7.15)$$

formülü ile bulunur. α_h ve α_v değerleri sırası ile yatay ve düşey ivme katsayılarıdır. α_h değeri deprem yönetmeliğinde deprem bölgelerine göre belirlenmiştir. Belirlenen deprem bölgesine göre program tarafından hesaba katılmaktadır. α_v değeri ise aşağıdaki gibi hesaplanır.

$$\alpha_v = \frac{2 \times \alpha_h}{3} \quad (7.16)$$

7.2.3.1 Stabilite tahkikleri özeti

Bu formda hesaplanan stabilite sonuçlarının güvenlik sayıları ile kıyaslaması ve zemin gerilmeleri gösterilir. (Şekil 7.9)

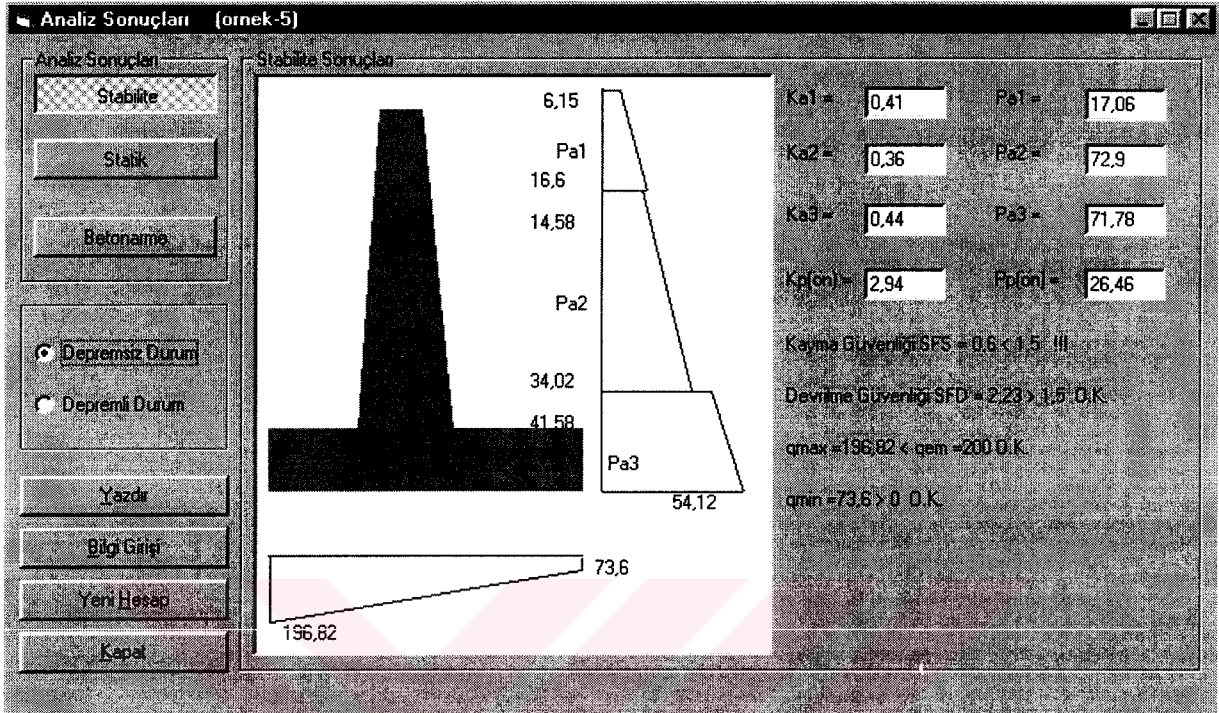
Stabilite Tahkikleri (örnek-5)		
Kaymaya Karşı Güvenlik		
Depremsiz Durumda =	0.6 < SFS = 1.5	III
Depremlı Durumda =	0.57 < SFS = 1.3	III
Dönme Karşı Güvenlik		
Depremsiz Durumda =	2.23 > SFD = 1.5	O.K.
Depremlı Durumda =	1.61 > SFD = 1.3	O.K.
Zemin Gerilmeleri		
<u>Depremsiz Durumda</u>		
q _{max} =	196.82 < q _{em} = 200	O.K.
q _{min} =	73.6 > 0	O.K.
<u>Depremlı Durumda</u>		
q _{max} =	228.56 < 1.33 x q _{em} = 266	O.K.
q _{min} =	41.86 > 0	O.K.
Tamam		

Şekil 7.9 Stabilite Tahkikleri özeti

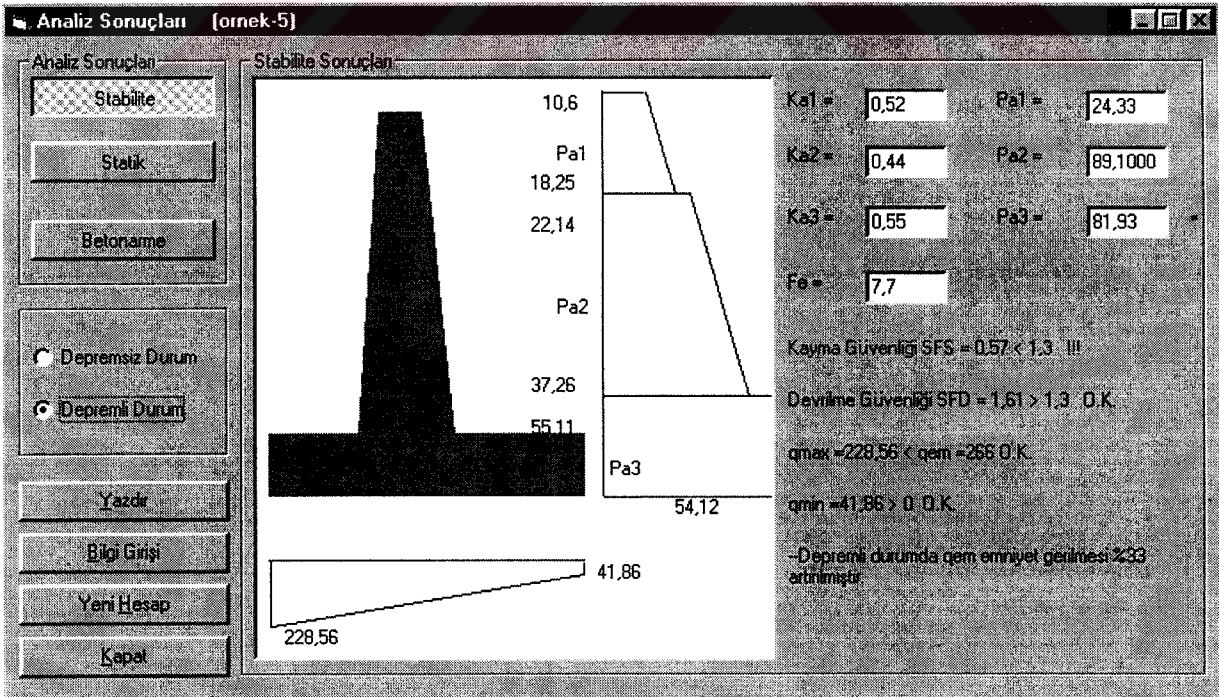
7.2.3.2 Analiz sonuçlarının detaylı incelenmesi

Bu formda yapılan analizin sonuçları dtaylı olarak görülmektedir. Her zemin tabakasının alt

ve üst hizasındaki toprak basıncı değerleri, temel zemininde oluşan maksimum ve minimum zemin gerilmesi değerleri, yanal toprak basıncı katsayıları ve toplam toprak basıncı değerleri depremli ve depremsiz durumlar için görülmektedir. (Şekil 7.10, Şekil 7.11)



Şekil 7.10 Depremsiz durum için stabilite sonuçları



Şekil 7.11 Depremlı durum için stabilite sonuçları

Statik sonuçlarda ise temel plağı ve konsol kritik kesitlerinde oluşan moment ve kesme kuvvetleri verilmektedir. Kritik kesit olarak temel ile konsol birleşim yeri ile konsolun 1/3 lük kısımları kabul edilmiştir. Oluşan kesme kuvvetlerine göre kesme güvenliği tahkiki yapılmakta ve kurtarmayan kesitlerde bu belirtilmektedir. Kesme güvenliği TS500 de belirtilen V_{max} değerine göre kontrol edilmektedir.

$$V_{max} = 0.25 \times f_{cd} \times b_w \times d \quad (7.17)$$

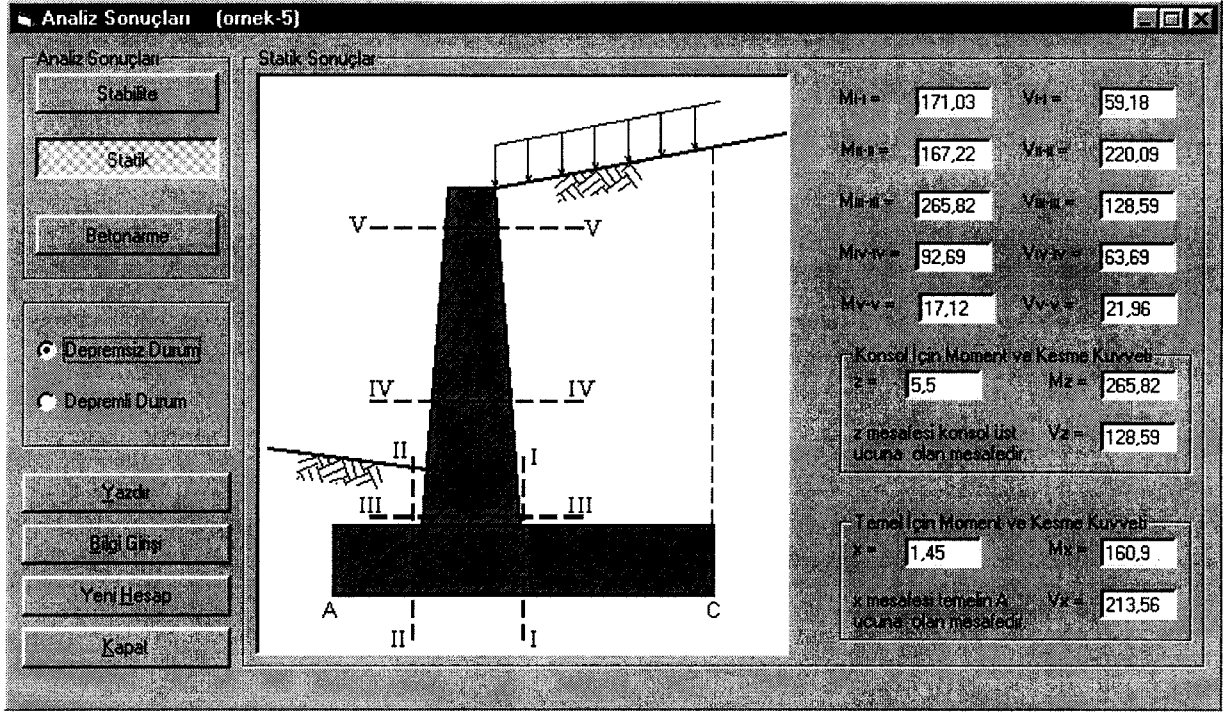
Ayrıca bu kısımda konsol veya temel plağında istenilen noktadaki kesme kuvveti ve moment değerleri de bulunabilmektedir. (Şekil 7.12, Şekil 7.13)

Bulunan momentlerden bu kesitlerdeki donatı alanları bulunmaktadır. Duvar donatılarının seçimi ise genel bilgi girişinde seçilen donatılara göre yapılmaktadır. Seçilen donatılarda büyük çaptan küçük çapa doğru demir aralıkları en uygun olan donatı çapı ve buna karşılık gelen donatı aralığı tercih edilmektedir. Donatı aralığı olarak maksimum 25cm alınmaktadır. maksimum ve minimum donatı oranları ise TS500 dikkate alınarak aşağıdaki gibi hesaplanmaktadır.(Şekil 7.14, Şekil 7.15)

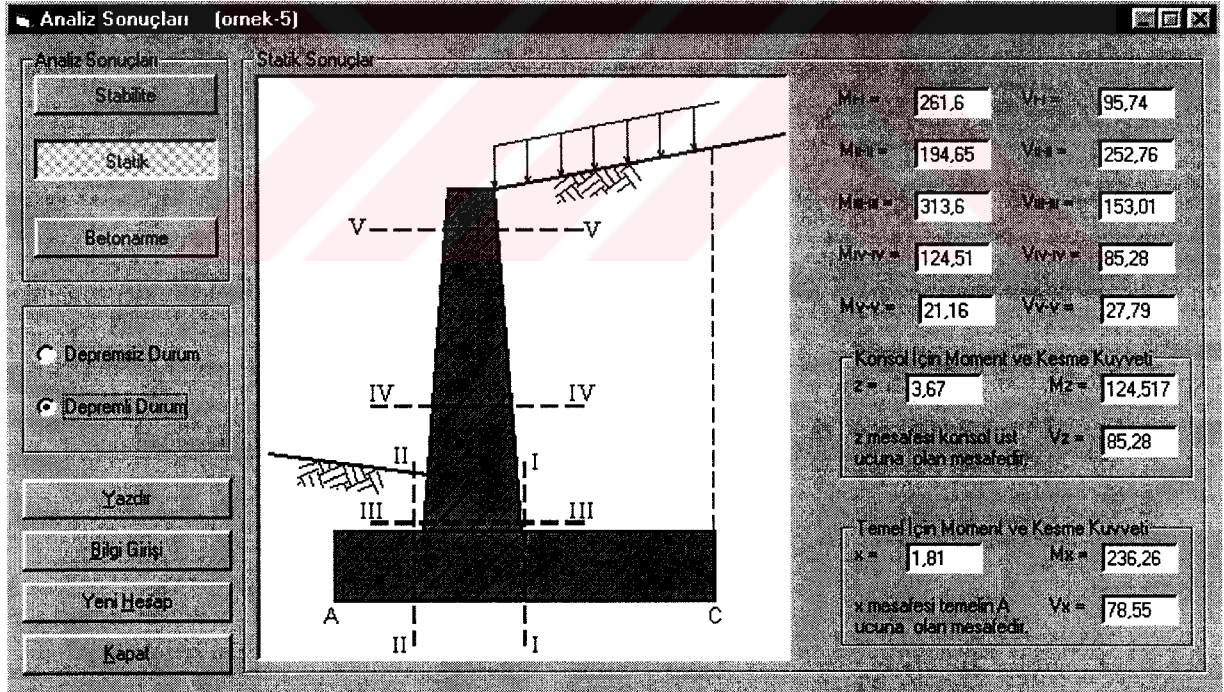
$$\delta_{min} = \frac{1,2 \times f_{cd}}{f_{yd}} \quad (7.18)$$

$$\delta_{max} = \omega \times \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \quad (7.18)$$

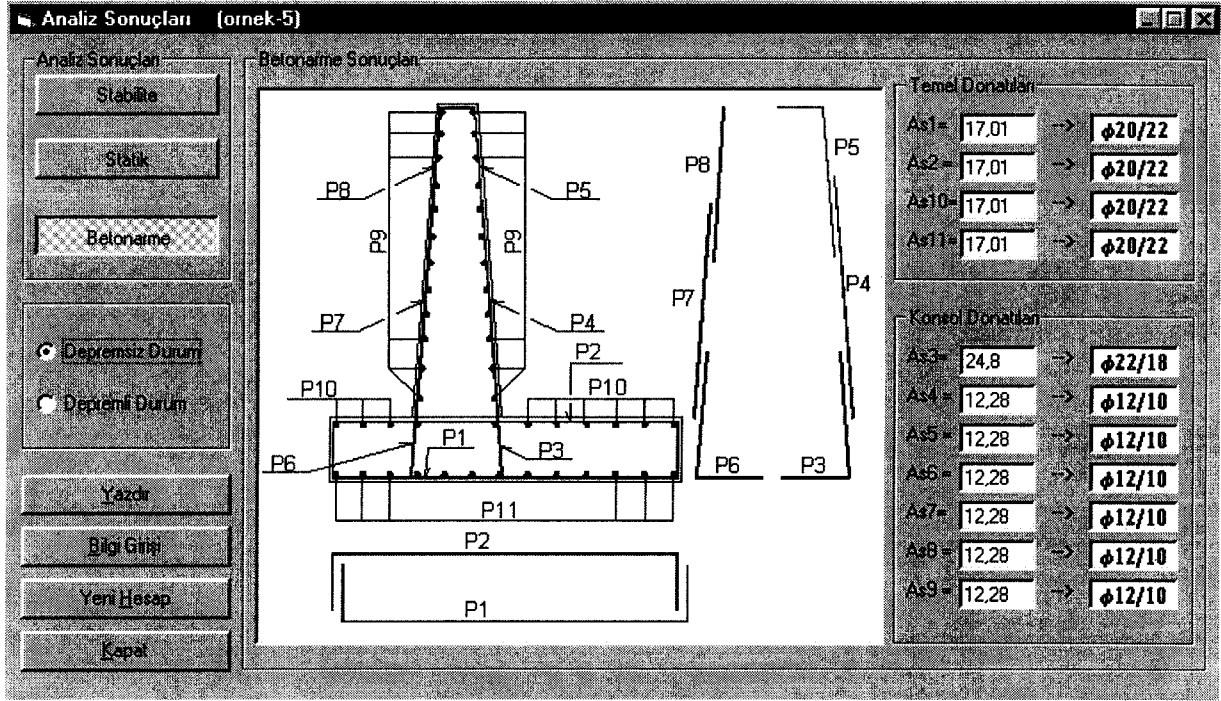
w değeri deprem bölgelerinde yapılan yapılarda BÇIII için 0,269 olarak alınmaktadır. Bulunan donatı alanları minimum donatı alanlarından küçük ise minimum donatı kullanılmaktadır. Gerekli donatı maksimum donatıdan fazla ise kesitin yetersiz olduğu uyarısı gelmektedir. Yapılan bütün analizler depremlili ve depremsiz durumlar için ayrı ayrı incelenebilmektedir.



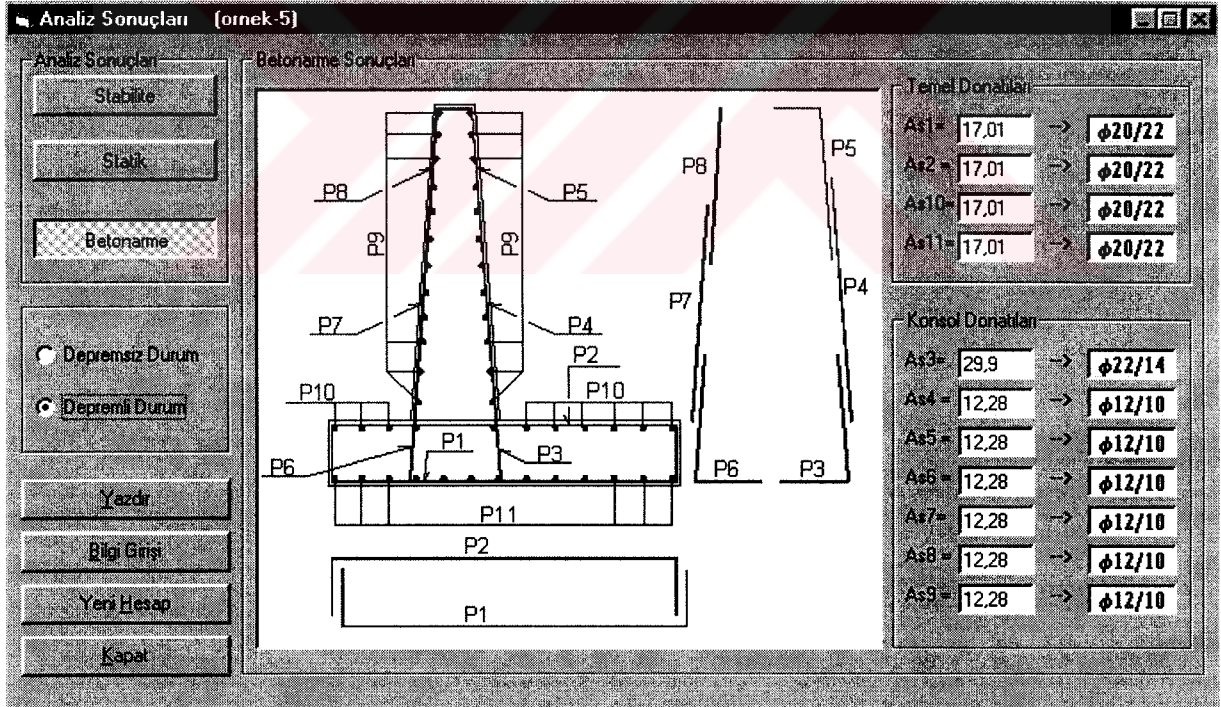
Şekil 7.12 Depremsiz durum için statik sonuçların incelenmesi



Şekil 7.13 Depremlı durum için statik sonuçların incelenmesi



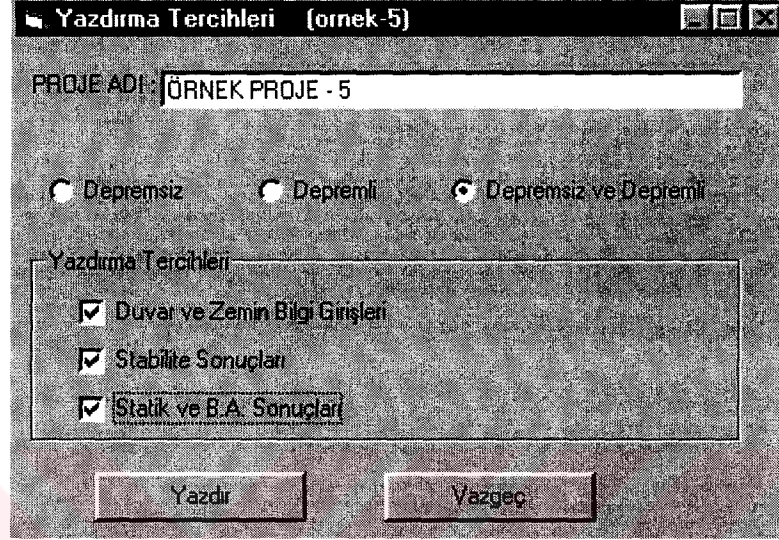
Şekil 7.14 Depremsiz durum için donatıların incelenmesi



Şekil 7.15 Depremlı durum için donatıların incelenmesi

7.2.4 Analiz çıktılarının alınması

Yapılan analizler ile ilgili tüm detayların çıktıları alınabilmektedir. Yazdırma seçenekleri formunda istenirse proje adı girilerek her sayfanın üstüne yazdırılabilmektedir. Yazdırma seçenekleri olarak duvar ve zemin bilgilerinin yazdırılması, depremli veya depremsiz durum için stabilite ve statik, betonarme sonuçları tercih edilebilmektedir. (Şekil 7.16)



Şekil 7.16 Yazdırma seçenekleri

Duvar ve zemin bilgileri sayfasının başında tipik duvar kesiti bulunmakta ve kullanıcıya girilen değerlerle ilgili bilgi vermektedir. İkinci sayfasında ise genel bilgiler ile duvar zemin özellikleri bulunmaktadır.

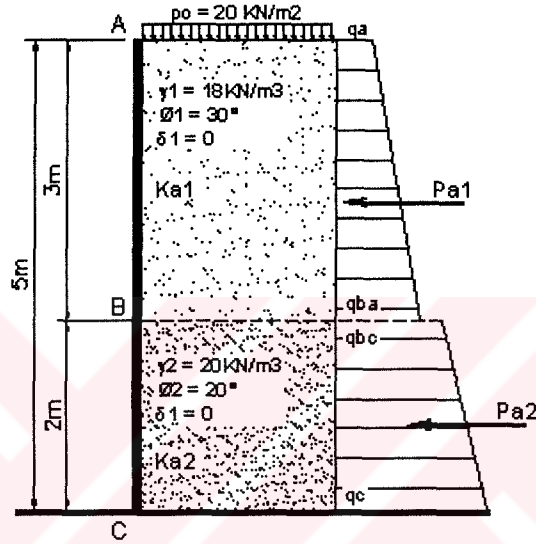
Stabilite sonuçlarının bulunduğu sayfada stabilite tahkikleri için hesaplanan zemin itki katsayıları ile oluşan toprak basınçları, duvar ve zemin ağırlıkları, bütün kuvvetler için moment kolları ve stabilite tahkiklerinin sonuçları bulunmaktadır.

Statik ve betonarme sonuçlarının bulunduğu sayfanın başında ise kritik kesitleirn gösterildiği kesit ve tipik donatı şeması bulunmaktadır. Analiz sonuçlarının bulunduğu sayfada ise konsolun yirmi, temel ön ve arka ampatmanı için ise beş nokta göz önüne alınarak bu noktalarda hesaplar yaptırılmıştır. Bu noktalardaki moment, kesme kuvveti ve donatı alanları yer almakta ve bu noktaların kesit yeterliliği ile kesme güvenliği sonuçları yine bu sayfada bulunmaktadır. Dikkate alınan kritik kesitlerdeki donatı alanları ve seçilen donatılarda yine bu sayfada yer almaktadır. Yapılan analizle ilgili çıktı örnekleri EK-6 da verilmiştir.

7.3 Yapılan analizlerin çözülmüş örnekler ile karşılaştırması

7.3.1 Örnek-1, duvar arkasında iki zemin tabakası olması ve depremsiz durum için yanal toprak basınçlarının hesabı (KUMBASAR, V., KİP, F., 1999, sh. 520)

Bu örnekte duvar arkasında iki zemin tabakası bulunmaktadır ve bu zemin tabakalarının duvara uyguladıkları toprak basıncı katsayıları ile toprak basıncı değerleri depremsiz durum için hesaplanarak karşılaştırılmıştır. (Şekil 7.17) Bulunan değerlerim karşılaştırılması Çizelge 7.1' de verilmektedir. Hesaplarla ilgili detaylı çıktılar ise Ek-8' de verilmiştir.



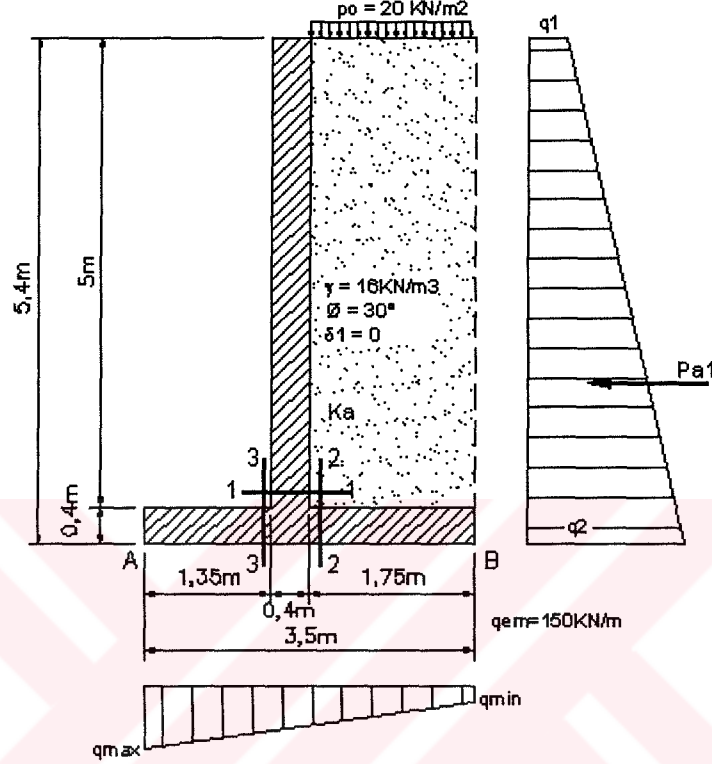
Şekil 7.17 Örnek-1 için zemin profili

Çizelge 7.1 Örnek-1 için analiz sonuçlarının karşılaştırması

	Ka1	Ka2	qa (KN/m ²)	qba (KN/m ²)	qbc (KN/m ²)	qc (KN/m ²)	Pa1 (KN/m)	Pa2 (KN/m)
Program Sonuçları	0,33	0,49	6,6	24,42	36,26	55,86	46,53	92,12
El ile Bulunan Sonuçlar	0,33	0,49	6,6	24,4	36,3	55,9	46,5	92,2

7.3.2 Örnek-2, betonarme konsol istinat duvarının deprensiz durum için stabilite tahkikleri ve statik analizi (KUMBASAR, V., KİP, F., 1999, sh. 540)

Bu örnekte ise betonarme konsol istinat duvarı için stabilite tahkikleri, zemin gerilmeleri, duvar konsol kısmı ve temel plağı için statik sonuçlar hesaplanmıştır. (7.18)



Şekil 7.17 Örnek-2 için zemin profili

Çizelge 7.2 Örnek-2 için stabilite sonuçlarının karşılaştırması

	Ka	q1 (KN/m ²)	q2 (KN/m ²)	Pa (KN/m)	qmax (KN/m ²)	qmin (KN/m ²)	Kayma G. SFS	DevrilmeG. SFD
Program Sonuçları	0,33	6,6	35,11	112,62	118,18	28,45	1,25	2,53
El ile Bulunan Sonuçlar	0,33	6,6	35,1	112,6	118	28	1,25	2,52

Çizelge 7.4 Örnek-3 depremsiz durum için stabilite sonuçlarının karşılaştırması

	Ka	q1 (KN/m ²)	q2 (KN/m ²)	Pa (KN/m)	qmax (KN/m ²)	qmin (KN/m ²)	Kayma G. SFS	Devrilme G. SFD
Program Sonuçları	0,33	3,3	44,88	168,63	157,04	91,13	1,91	8,37
Elle Bulunan Sonuçlar	0,33	0,34	45	169,3	135,3	102,3	1,81	8,35

Çizelge 7.5 Örnek-3 depremlı durum için stabilite sonuçlarının karşılaştırması

	Kae	q1 (KN/m ²)	q2 (KN/m ²)	Pa _e (KN/m)	qmax (KN/m ²)	qmin (KN/m ²)	Kayma G. SFS	Devrilme G. SFD
Program Sonuçları	0,37	8,74	45,28	190,69	172,61	75,55	1,69	6,26
Elle Bulunan Sonuçlar	0,38	9,05	46,7	194,95	162,6	80	1,58	6,2

Stabilite sonuçları incelendiğinde bazı sonuçlarda farklılıklar vardır. Bunun nedeni elle yapılmış olan hesaplarda sürşarj yükü temel arka ampatmanının dışında alınmıştır. Program bunu arka ampatman üzerinde kabul etmektedir ve farklılıklar bu nedenle oluşmaktadır.

8. SONUÇLAR

Hazırlanan tezde düşey kazılarda oluşan yanal toprak basınçları ve bu basınçlara karşı koyan istinat duvarları ile ilgili olarak, uygulamaya dönük, çalışmalar yapılmıştır. İlk olarak yanal toprak basınçları ve istinat duvarları ile ilgili olarak eşitlikler ve tanımlar verilmiştir. Böylelikle yapılanlarla ilgili olarak daha doğru yorumlar yapılarak daha iyi sonuçlara ulaşılabilir. Ayrıca istinat duvarları ile ilgili olarak daha detaylı bilgi edinilebilir. Tezde istinat duvarları ile ilgili olarak daha çok, günümüzde en yaygın olarak kullanılan, betonarme konsol istinat duvarlarına yer verilmiş ve analizler bu doğrultuda yapılmıştır.


İlk bölümde anlatılan temel bilgiler doğrultusunda farklı duvar yüksekliği ve zemin koşulları için oluşan yanal toprak basınçları hesaplanmıştır. Bu basınç değerleri kullanılarak, istinat duvarlarının en kritik kesiti olan temel konsol birleşim yerindeki momentler bulunmuştur. Son olarak farklı kesitler için moment ve yanal toprak basıncı taşıma kapasiteleri bulunmuştur. Bu sayede duvarın tasarım aşamasında bir ön fikir oluşması amaçlanmıştır. Ayrıca yapılan bu analizler sonucunda bulunan değerler incelendiğinde betonarme konsol istinat duvarlarının , mühendisliğin en önemli konularından biri olan ekonomi göz önüne alındığında, 8m yüksekliğe kadar yapılmasının uygun olduğu sonucuna varılabilir.

Son bölümde ise uygulamada rahatça kullanılacak, istinat duvarlarının statik ve dinamik analizini yapabilen bir bilgisayar programı hazırlanmıştır. Hazırlanan program sayesinde betonarme konsol istinat duvarlarının analizi yapılarak, stabilite ve statik sonuçları ile betonarme sonuçlarına ulaşabilmektedir. Yapılan diğer çalışmalarla birlikte bir bütün oluşturmaktadır ve betonarme konsol istinat duvarı tasarımında kolaylık sağlamaktadır.

KAYNAKLAR

- Önalp, A., (1983), "Geoteknik Bilgisi", T.C. Karadeniz Üniversitesi Yayını, Trabzon
- Berktaş, İ., (1995), "Betonarme I Taşıma Gücü ve Kesit Hesapları", TMMOB İnşaat Mühendisleri Odası Yayını, İstanbul.
- Bowles, J.E., (1974), "Foundation Analysis and Design", McGraw-Hill inc., USA.
- Hool, A.G., Kinne, B.S., (1944), "Reinforced Concrete and Masonry Structure", McGraw-Hill inc., USA.
- Hunt, R.E., (1986), "Geotechnical Engineering Techniques and Practices", McGraw-Hill inc., USA.
- Jumikis, A.R., (1964), "Mechanics of Soil", O. Van Nostrand com., USA.
- Kumbasar, V., Kip, F., (1984), "Zemin Mekaniği Problemleri", Çağlayan Kitabevi, İstanbul .
- Navfac., (1982), "Design Manuel DM 7.1, Soil Mechanics", Department of the Navy, Naval Facilities Eng. Com. Alexandria Va.
- Özden, K., (1982), "Betonarme İstinat Duvarları", İTÜ İnşaat Fakültesi Matbaası, İstanbul .
- Özden, K., Trupia, A., Eren, İ., Öztürk, T., (1995), "Betonarme İstinat Duvarları ve Perdeleri", İTÜ İnşaat Fakültesi Matbaası, İstanbul.
- Taşbaşı, G.M., (2000), "Visual Basic 6", Atlas Basım Yayım Dağıtım, İstanbul.
- Terzaghi, K., Peck, R.B., (1967), "Soil Mechanics in Engineering Practies", John Wiley and Sons, Newyork.
- TS 500, (1984), "Betonarme Yapıların Hesap ve Yapım Kuralları", Türk Standartları Enstitüsü, Ankara.
- Yanık, M., (2000), "Microsoft Visual Basic 6", Beta Basım Yayım Dağıtım A.Ş., İstanbul.

EKLER

- Ek 1 Coulom denklemine göre K_a değerleri
 - Ek 2 Coulom denklemine göre K_p değerleri
 - Ek 3 Rankine denklemine göre K_a değerleri
 - Ek 4 Rankine denklemine göre K_p değerleri
 - Ek 5 Coulomb zemin basınç katsayıları (ön yüzün düz olması durumu)
 - Ek 6 Coulomb zemin basınç katsayıları (ön yüzün eğimli olması durumu)
 - Ek 7 İstinat duvarı analiz programı çıktıları
 - Ek 8 Örnek-1 için hesap çıktıları
 - Ek 9 Örnek-2 için hesap çıktıları
 - Ek 10 Örnek-3 için hesap çıktıları
- 

Ek 1 Coulomb denklemine göre Ka değerleri

α	β											
0	0											
δ/\emptyset	16	18	20	22	24	26	28	30	32	34	36	38
0	0,568	0,528	0,490	0,455	0,422	0,391	0,361	0,334	0,307	0,283	0,260	0,238
5	0,537	0,500	0,465	0,432	0,401	0,372	0,345	0,319	0,295	0,272	0,250	0,229
10	0,515	0,480	0,447	0,416	0,387	0,359	0,333	0,309	0,285	0,263	0,243	0,223
15	0,500	0,466	0,435	0,405	0,377	0,350	0,325	0,302	0,279	0,258	0,238	0,219
20	0,491	0,458	0,427	0,398	0,371	0,345	0,321	0,297	0,276	0,255	0,236	0,217
25	0,487	0,454	0,424	0,395	0,368	0,343	0,319	0,296	0,275	0,254	0,235	0,217
30	0,488	0,455	0,425	0,396	0,369	0,344	0,320	0,297	0,276	0,256	0,237	0,219

α	β											
0	5											
δ/\emptyset	16	18	20	22	24	26	28	30	32	34	36	38
0	0,611	0,566	0,524	0,485	0,448	0,414	0,382	0,352	0,324	0,297	0,272	0,249
5	0,582	0,539	0,500	0,463	0,428	0,396	0,366	0,337	0,311	0,286	0,262	0,240
10	0,562	0,521	0,483	0,447	0,414	0,383	0,354	0,327	0,302	0,278	0,255	0,234
15	0,550	0,509	0,471	0,437	0,405	0,375	0,347	0,320	0,296	0,272	0,251	0,230
20	0,543	0,502	0,465	0,431	0,399	0,370	0,342	0,317	0,292	0,270	0,248	0,228
25	0,541	0,501	0,463	0,429	0,398	0,369	0,341	0,316	0,292	0,269	0,248	0,228
30	0,545	0,504	0,466	0,432	0,400	0,371	0,343	0,318	0,294	0,271	0,250	0,230

α	β											
0	10											
δ/\emptyset	16	18	20	22	24	26	28	30	32	34	36	38
0	0,674	0,619	0,569	0,524	0,482	0,443	0,407	0,374	0,343	0,314	0,287	0,261
5	0,649	0,595	0,547	0,503	0,463	0,426	0,392	0,360	0,330	0,302	0,277	0,253
10	0,633	0,579	0,531	0,488	0,449	0,414	0,380	0,350	0,321	0,295	0,270	0,247
15	0,624	0,570	0,522	0,479	0,441	0,406	0,373	0,343	0,316	0,290	0,265	0,243
20	0,622	0,566	0,518	0,475	0,437	0,402	0,370	0,340	0,313	0,287	0,263	0,241
25	0,625	0,568	0,519	0,475	0,437	0,402	0,370	0,340	0,313	0,287	0,264	0,242
30	0,634	0,575	0,524	0,480	0,441	0,405	0,373	0,343	0,316	0,290	0,266	0,244

Ek 2 Coulomb denklemine göre K_p değerleri

α	β											
0	0											
δ/\emptyset	16	18	20	22	24	26	28	30	32	34	36	38
0	1,761	1,894	2,039	2,197	2,370	2,560	2,768	2,998	3,252	3,535	3,849	4,200
5	1,975	2,136	2,312	2,505	2,717	2,952	3,213	3,503	3,826	4,189	4,598	5,061
10	2,222	2,418	2,634	2,873	3,139	3,435	3,767	4,140	4,561	5,039	5,585	6,212
15	2,514	2,757	3,027	3,329	3,667	4,048	4,479	4,971	5,534	6,183	6,937	7,818
20	2,874	3,179	3,522	3,909	4,349	4,852	5,429	6,097	6,876	7,791	8,876	10,175
25	3,327	3,719	4,165	4,675	5,263	5,947	6,746	7,691	8,817	10,173	11,825	13,867
30	3,919	4,434	5,030	5,723	6,539	7,507	8,668	10,074	11,801	13,953	16,677	20,195

α	β											
0	5											
δ/\emptyset	16	18	20	22	24	26	28	30	32	34	36	38
0	1,968	2,128	2,303	2,495	2,707	2,941	3,201	3,489	3,812	4,173	4,580	5,041
5	2,262	2,457	2,672	2,911	3,177	3,473	3,806	4,179	4,602	5,082	5,629	6,258
10	2,606	2,849	3,120	3,423	3,763	4,148	4,583	5,080	5,649	6,306	7,068	7,959
15	3,026	3,334	3,682	4,075	4,521	5,033	5,621	6,302	7,096	8,030	9,137	10,462
20	3,556	3,955	4,411	4,934	5,538	6,241	7,063	8,036	9,195	10,591	12,294	14,397
25	4,247	4,779	5,395	6,115	6,962	7,968	9,175	10,638	12,435	14,674	17,510	21,171
30	5,184	5,916	6,782	7,816	9,064	10,588	12,474	14,845	17,879	21,842	27,153	34,486

A	β											
0	10											
δ/\emptyset	16	18	20	22	24	26	28	30	32	34	36	38
0	2,188	2,381	2,594	2,830	3,091	3,383	3,709	4,077	4,492	4,963	5,500	6,118
5	2,576	2,817	3,084	3,384	3,720	4,100	4,531	5,022	5,585	6,234	6,987	7,868
10	3,045	3,352	3,697	4,088	4,532	5,041	5,627	6,306	7,097	8,027	9,130	10,451
15	3,634	4,034	4,491	5,016	5,622	6,327	7,154	8,131	9,296	10,700	12,411	14,526
20	4,403	4,940	5,564	6,293	7,152	8,172	9,396	10,880	12,704	14,975	17,852	21,566
25	5,447	6,195	7,082	8,140	9,419	10,980	12,913	15,343	18,452	22,513	27,954	35,466
30	6,934	8,026	9,352	10,985	13,022	15,609	18,955	23,383	29,408	37,884	50,321	69,591

Ek 3 Rankine denklemine göre Ka değerleri

β/\emptyset	16	18	20	22	24	26	28	30	32	34	36	38
0	0,568	0,528	0,490	0,455	0,422	0,391	0,361	0,334	0,307	0,283	0,260	0,238
5	0,582	0,539	0,500	0,463	0,428	0,396	0,366	0,337	0,311	0,286	0,262	0,240
10	0,633	0,579	0,531	0,488	0,449	0,414	0,380	0,350	0,321	0,295	0,270	0,247
15	0,793	0,679	0,603	0,543	0,492	0,448	0,409	0,373	0,341	0,311	0,284	0,258
20	0,000	0,000	0,940	0,677	0,583	0,515	0,461	0,414	0,374	0,338	0,306	0,277
25	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,700	0,573	0,494	0,434	0,385	0,343	0,307
30	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,866	0,574	0,478	0,411	0,358

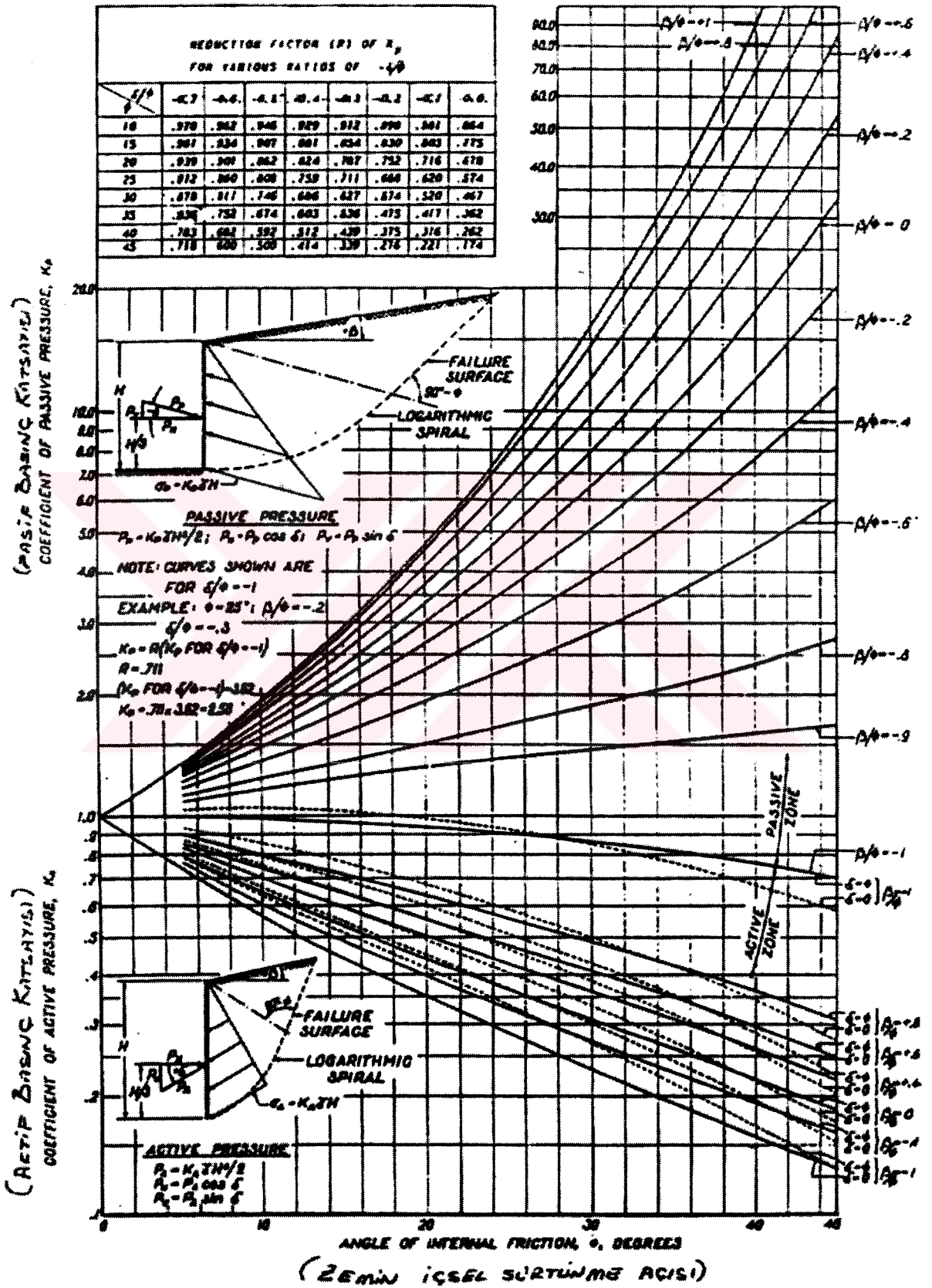


Ek 4 Rankine denklemine göre Kp değerleri

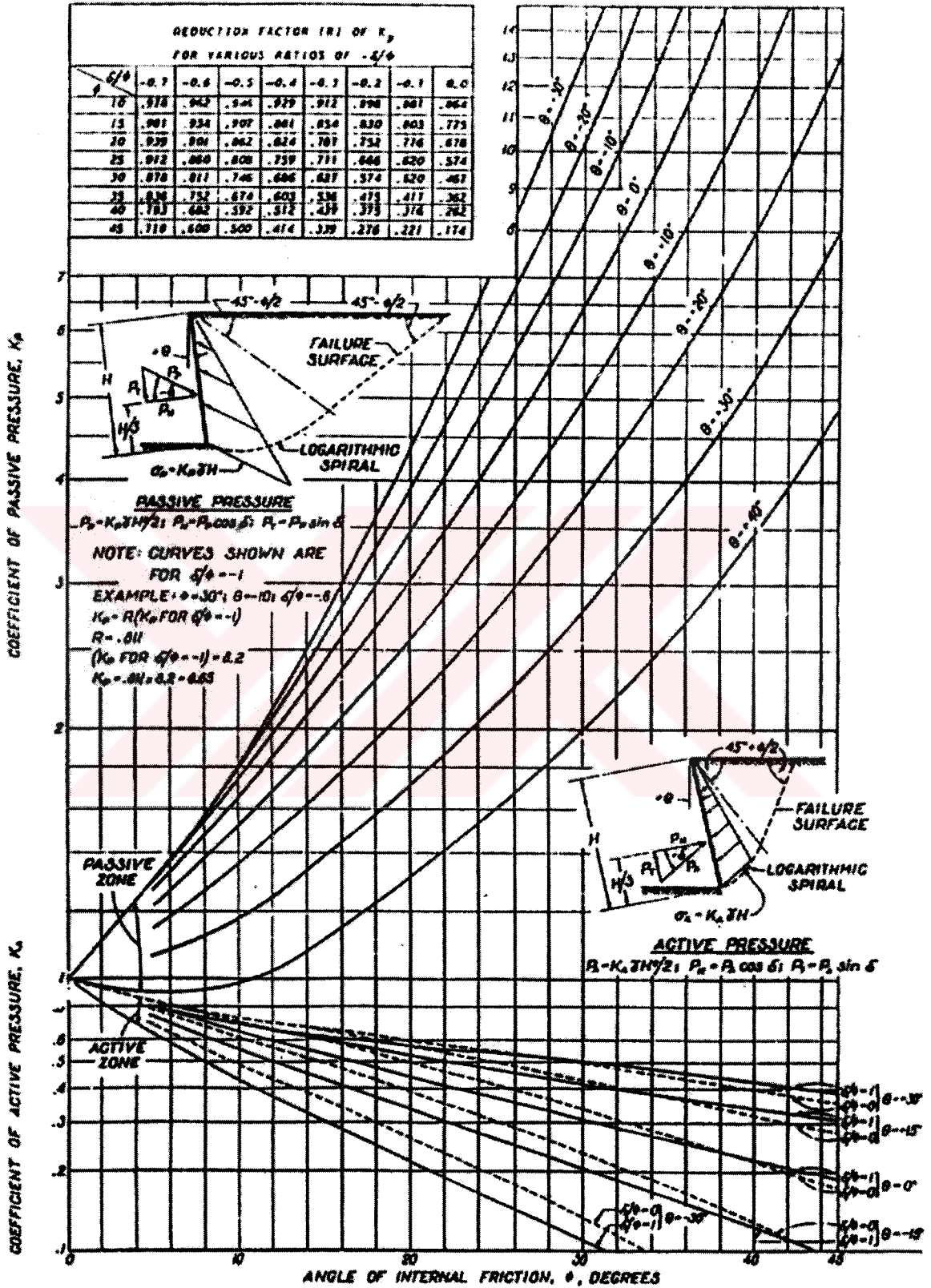
β/\emptyset	16	18	20	22	24	26	28	30	32	34	36	38
0	1,761	1,894	2,039	2,197	2,370	2,560	2,768	2,998	3,252	3,535	3,849	4,200
5	1,705	1,840	1,986	2,144	2,317	2,506	2,713	2,941	3,194	3,473	3,785	4,133
10	1,532	1,675	1,825	1,985	2,158	2,345	2,549	2,773	3,020	3,292	3,595	3,933
15	1,176	1,375	1,547	1,718	1,895	2,082	2,283	2,500	2,739	3,001	3,290	3,613
20	0,000	0,000	0,940	1,305	1,514	1,714	1,917	2,131	2,361	2,610	2,884	3,187
25	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	1,174	1,434	1,664	1,894	2,134	2,393	2,674
30	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,866	1,306	1,570	1,826	2,093



Ek 5 Coulomb zemin basınç katsayıları (ön yüzün düz olması hali)



Ek 6 Coulomb zemin basınç katsayıları (ön yüzün eğimli olması hali)



PROJE ADI : DENEME-1, B.A KONSOL İSTİNAT DUVARI ANALİZİ

İSTİNAT DUVARI BİLGİLERİ :

GENEL BİLGİLER :

Kuvvetler : KN Uzunluklar : m Hesap Yöntemi Coulomb Donatı : BÇIII Beton : BS25

Deprem Bölgesi = 1 $A_o = 0.4$ $ch = 0.16$ $cv = 0.107$ $\ominus = 8.22$

Depremsiz Durum İçin Güvenlik Sayıları

Kaymaya Karşı 1,5

Dönmeye Karşı = 1,5

Depremlili Durum İçin Güvenlik Sayıları

Kaymaya Karşı 1,3

Dönmeye Karşı = 1,3

Sürşarj Yüğü p_o 15 KN/m² Konsolda Pas Payı = 2,5 cm Temelde Pas Payı = 5 cm

DUVAR ÖNÜ ZEMİN BİLGİLERİ :

$\gamma = 18$ KN/m³ $\phi = 30$ $c = 0$ KN/m² $D_f = 1$ m $\beta = 5$ $\delta = 5$

TEMEL TABANI ZEMİN BİLGİLERİ :

$\gamma = 17$ KN/m³ $\phi = 25$ $c = 0$ KN/m² $\mu = 0,3$ $q_{em} = 200$ KN/m²

DUVAR GEOMETRİSİ BİLGİLERİ :

$\gamma = 25$ KN/m³ $\alpha = 0$ $\alpha = 0$ $\beta = 10$

$a_1 = 1,45$ m $a_2 = 0,35$ m $a_3 = 3,2$ m $B = 5$ m

$H = 6$ m $d = 0,35$ m $df = 0,5$ m $\Delta H = 0,65$

DUVAR ARKASI ZEMİN BİLGİLERİ :

Birinci Tabaka : $\gamma = 17$ KN/m³ $\phi = 26$ $c = 0$ KN/m² $H = 1,5$ m $\delta = 10$

İkinci Tabaka : $\gamma = 18$ KN/m³ $\phi = 30$ $c = 0$ KN/m² $H = 3$ m $\delta = 5$

Üçüncü Tabaka : $\gamma = 19$ KN/m³ $\phi = 25$ $c = 0$ KN/m² $H = 1,5$ m $\delta = 5$

PROJE ADI : DENEME-1, B.A KONSOL İSTİNAT DUVARI ANALİZİ

TABİLİTE SONUÇLARI :

PREMSİZ DURUM :

$$K_a = \frac{\cos^2(\phi - \alpha)}{\cos^2 \alpha \times \cos(\alpha + \delta) \times \left[1 + \frac{\sin(\phi + \delta) \times \sin(\phi - \beta)}{\cos(\alpha + \delta) \times \cos(\alpha - \beta)} \right]^2} \quad P_a = \frac{1}{2} \times \gamma \times H^2 \times K_a - 2 \times c \times \sqrt{K_a} + P_o \times H \times K_a$$

$$K_p = \frac{\cos^2(\phi + \alpha)}{\cos^2 \alpha \times \cos(\alpha - \delta) \times \left[1 - \frac{\sin(\phi + \delta) \times \sin(\phi - \beta)}{\cos(\alpha - \delta) \times \cos(\alpha - \beta)} \right]^2} \quad P_p = \frac{1}{2} \times \gamma \times H^2 \times K_p + 2 \times c \times H \times \sqrt{K_p}$$

ka1 = 0,41 ka2 = 0,36 ka3 = 0,44 kp(ön) = 2,94

Devrilme Güvenliği ve Zemin Gerilmeler İçin Moment Kolları

	<u>Yatay Kuvvetler</u>	<u>Düsey Kuvvetler</u>	<u>Devrilme Güvenliği</u>	<u>Zemin Gerilmeleri</u>
pa1 = 17,06 KN/m	Pah1 = 16,8 KN/m	Pav1 = 2,96 KN/m	ha1 = 5,14 m	hz1 = 5,14 m
pa2 = 72,9 KN/m	Pah2 = 72,62 KN/m	Pav2 = 6,35 KN/m	ha2 = 2,8 m	hz2 = 2,8 m
pa3 = 71,78 KN/m	Pah3 = 71,51 KN/m	Pav3 = 6,25 KN/m	ha3 = 0,72 m	hz3 = 0,72 m
pp(ön) = 26,46 KN/m	Pph(ön) = 26,36 KN/m	Ppv(ön) = 2,3 KN/m	hp(ön) = 0,33 m	hpz(ön) = 0,33 m
		W1 = 99,28 KN/m	hw1 = 3,49 m	hwz1 = 0,99 m
		W2 = 0 KN/m	hw2 = 3,4 m	hwz2 = 0,9 m
		W3 = 0 KN/m	hw3 = 3,4 m	hwz3 = 0,9 m
		W(ön) = 13,05 KN/m	hw(ön) = 0,71 m	hwz(ön) = -1,79 m
	(Konsol Ağırlığı)	Wk = 48,12 KN/m	hwk = 1,62 m	hwzk = -0,88 m
	(Temel Ağırlığı)	Wt = 62,5 KN/m	hwt = 2,5 m	

Kayma Güvenliği SFS = 0,6 < 1,5 !!!

Devrilme Güvenliği SFD = 2,23 > 1,5 O.K.

qmax = 196,82 < qem = 200 O.K.

qmin = 73,6 > 0 O.K.

PROJE ADI : DENEME-1, B.A KONSOL İSTİNAT DUVARI ANALİZİ

STABİLİTE SONUÇLARI :**DEPREMLİ DURUM :**

$$K_{AE} = \frac{\cos^2(\phi - \alpha - \Theta)}{\cos \Theta \times \cos^2 \alpha \times \cos(\delta + \alpha + \Theta) \times \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \times \sin(\phi - \beta - \Theta)}{\cos(\delta + \alpha + \Theta) \times \cos(\alpha - \beta)}} \right]^2}$$

$$P_{AE} = \frac{1}{2} \times K_{AE} \times \gamma \times H^2 \times (1 - c,)$$

$$K_{AE1} = 0,52$$

$$K_{AE2} = 0,44$$

$$K_{AE3} = 0,55$$

	Yatay Kuvvetler	Düsey Kuvvetler	Devrilme Güvenliği ve Zemin Gerilmeler İçin Moment Kolları	
			Devrilme Güvenliği İçin	Zemin Gerilmeleri İçin
Pae1 = 7,27 KN/m	Paeh1 = 7,16 KN/m	Paev1 = 1,26 KN/m	ha1 = 5,36 m	hz1 = 5,36 m
Pae2 = 16,2 KN/m	Paeh2 = 16,14 KN/m	Paev2 = 1,41 KN/m	ha2 = 3,2 m	hz2 = 3,2 m
Pae3 = 10,15 KN/m	Paeh3 = 10,11 KN/m	Paev3 = 0,88 KN/m	ha3 = 1 m	hz3 = 1 m
	Fe(duv) = 7,7 KN/m		hfe = 4,17 m	hfez = 4,17 m
		W1 = 99,28 KN/m	hw1 = 3,49 m	hwz1 = 0,99 m
		W2 = 0 KN/m	hw2 = 3,4 m	hwz2 = 0,9 m
		W3 = 0 KN/m	hw3 = 3,4 m	hwz3 = 0,9 m
		W(ön) = 13,05 KN/m	hw(ön) = 4,71 m	hwz(ön) = -1,79 m
	(Konsol Ağırlığı)	Wk = 48,12 KN/m	hwk = 1,62 m	hwzk = -0,88 m
	(Temel Ağırlığı)	Wt = 62,5 KN/m	hwt = 2,5 m	

Kayma Güvenliği SFS = 0,57 < 1,3 !!!

Devrilme Güvenliği SFD = 1,61 > 1,3 O.K.

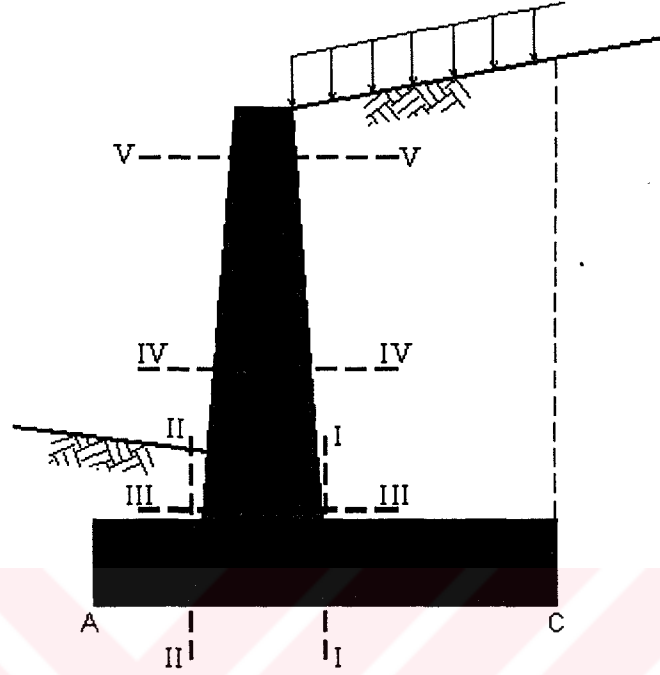
qmax = 228,56 < qem = 266 O.K.

qmin = 41,86 > 0 O.K.

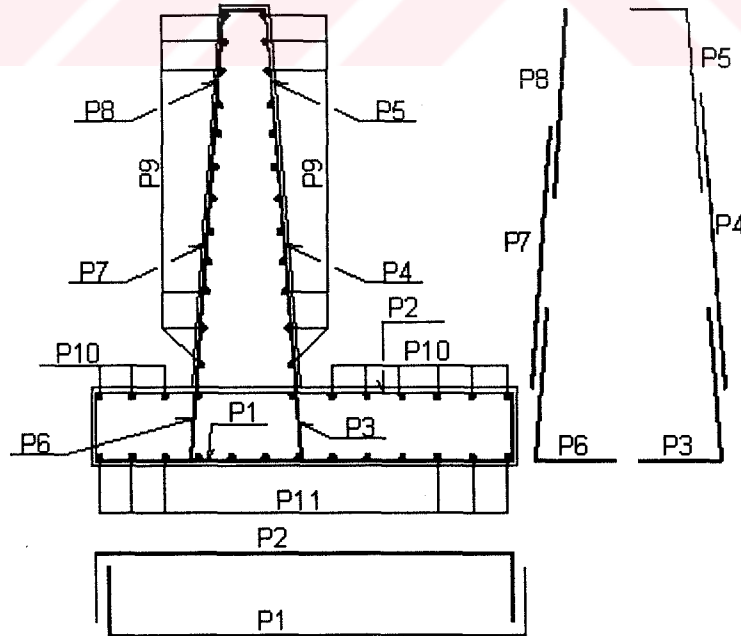
--Depremlı durumda qem emniyet gerilmesi %33 artırılmıştır.

PROJE ADI : DENEME-1, B.A KONSOL İSTİNAT DUVARI ANALİZİ

DUVAR STATİK VE BETONARME SONUÇLARI :



DUVAR KRİTİK KESİTLERİ



DUVAR DONATI SEMASI

PROJE ADI : DENEME-1, B.A KONSOL İSTİNAT DUVARI ANALİZİ

STATİK VE BETONARME SONUÇLAR :**DEPREMSİZ DURUM :****KONSOLDA KESİT HESAPLARI :**

Donatı : BÇIII $f_{yd} = 365 \text{ N/mm}^2$ $P_{\min} = 0.00378$ $P_{\max} = 0.0125$
 Beton : BS25 $f_{cd} = 17 \text{ N/mm}^2$ $f_{ctd} = 1.15 \text{ N/mm}^2$

Konsol Üstünden Mesafe	Momentler (KNm/m)	Kesme Kuvvetleri (KN/m)	Donatı Alanları (cm ²)	Kesme Tahkiki	Kesit Tahkiki
0,275	0,25	1,96	0,03	O.K.	O.K.
0,55	1,11	4,44	0,1	O.K.	O.K.
0,825	2,76	7,45	0,23	O.K.	O.K.
1,1	5,27	10,98	0,45	O.K.	O.K.
1,375	8,87	15,04	0,75	O.K.	O.K.
1,65	13,43	19,06	1,14	O.K.	O.K.
1,925	19,23	23,58	1,62	O.K.	O.K.
2,2	26,41	28,6	2,24	O.K.	O.K.
2,475	35,17	34,1	2,99	O.K.	O.K.
2,75	45,26	40,09	3,87	O.K.	O.K.
3,025	57,29	46,57	4,91	O.K.	O.K.
3,3	70,75	53,54	6,11	O.K.	O.K.
3,575001	86,81	61,01	7,54	O.K.	O.K.
3,850001	104,48	68,96	9,13	O.K.	O.K.
4,125	124,63	77,39999	10,98	O.K.	O.K.
4,400001	147,08	86,33	13,06	O.K.	O.K.
4,675001	172,32	96,82	15,47	O.K.	O.K.
4,950001	200,1	108,98	18,13	O.K.	O.K.
5,225001	232,05	120,43	21,32	O.K.	O.K.

POZ 3

As = 24,8cm²
 $\phi 22/18$

POZ 4

As = 12,28cm²
 $\phi 12/10$

POZ 5

As = 12,28cm²
 $\phi 12/10$

POZ 6

As = 12,28cm²
 $\phi 12/10$

POZ 7

As = 12,28cm²
 $\phi 12/10$

POZ 8

As = 12,28cm²
 $\phi 12/10$

POZ 9

As = 12,28cm²
 $\phi 12/10$

TEMEL ÖN AMPATMAN KESİT HESAPLARI :

Ön Ampaman Ucuna Mesafe	Momentler (KNm/m)	Kesme Kuvvetleri (KN/m)	Donatı Alanları (cm ²)	Kesme Tahkiki	Kesit Tahkiki
0,29	7,01	46,59	0,4	O.K.	O.K.
0,58	26,34	91,24	1,62	O.K.	O.K.
0,87	58,82	133,95	3,6	O.K.	O.K.
1,16	105,12	174,72	6,52	O.K.	O.K.
1,45	160,9	213,56	10,08	O.K.	O.K.

TEMEL ARKA AMPATMAN KESİT HESAPLARI :

Ön Ampaman Ucuna Mesafe	Momentler (KNm/m)	Kesme Kuvvetleri (KN/m)	Donatı Alanları (cm ²)	Kesme Tahkiki	Kesit Tahkiki
1,8	171,03	59,18	10,75	O.K.	O.K.
2,44	131,2	70,36	8,19	O.K.	O.K.
3,08	84,5	70,03	5,22	O.K.	O.K.
3,72	41,83	58,21	2,56	O.K.	O.K.
4,36	11,67	34,85	0,72	O.K.	O.K.

POZ 1

As = 17,01cm²
 $\phi 20/22$

POZ 2

As = 17,01cm²
 $\phi 20/22$

POZ 10

As = 17,01cm²
 $\phi 20/22$

POZ 11

As = 17,01cm²
 $\phi 20/22$

PROJE ADI : DENEME-1, B.A KONSOL İSTİNAT DUVARI ANALİZİ

STATİK VE BETONARME SONUÇLAR :**DEPREMLİ DURUM :****KONSOLDA KESİT HESAPLARI :**

Donatı : BÇIII	$f_{yd} = 365 \text{ N/mm}^2$	$P_{min} = 0.00378$	$P_{max} = 0.0125$
Beton : BS25	$f_{cd} = 17 \text{ N/mm}^2$	$f_{ctd} = 1.15 \text{ N/mm}^2$	

Konsol Üstünden Mesafe	Momentler (KNm/m)	Kesme Kuvvetleri (KN/m)	Donatı Alanları (cm ²)	Kesme Tahkiki	Kesit Tahkiki
0,275	0,48	3,51	0,03	O.K.	O.K.
0,55	2,01	7,45	0,16	O.K.	O.K.
0,825	4,77	11,81	0,39	O.K.	O.K.
1,1	8,76	16,6	0,75	O.K.	O.K.
1,375	14,19	21,8	1,2	O.K.	O.K.
1,65	16,42	23,18	1,4	O.K.	O.K.
1,925	23,96	30,3	2,05	O.K.	O.K.
2,2	33,63	37,84	2,86	O.K.	O.K.
2,475	45,46	45,8	3,9	O.K.	O.K.
2,75	59,56	54,19	5,13	O.K.	O.K.
3,025	75,88	62,99	6,56	O.K.	O.K.
3,3	95,04	72,21	8,29	O.K.	O.K.
3,575001	116,56	81,85	10,24	O.K.	O.K.
3,850001	140,79	91,9	12,48	O.K.	O.K.
4,125	168,1	102,39	15,05	O.K.	O.K.
4,400001	198,35	113,3	17,97	O.K.	O.K.
4,675001	201,58	111,16	18,3	O.K.	O.K.
4,950001	234,67	127,32	21,58	O.K.	O.K.
5,225001	272,55	142,13	25,51	O.K.	O.K.

POZ 3As = 29,9cm²
φ22/14**POZ 4**As = 12,28cm²
φ12/10**POZ 5**As = 12,28cm²
φ12/10**POZ 6**As = 12,28cm²
φ12/10**POZ 7**As = 12,28cm²
φ12/10**POZ 8**As = 12,28cm²
φ12/10**POZ 9**As = 12,28cm²
φ12/10**TEMEL ÖN AMPATMAN KESİT HESAPLARI :**

Ön Ampaman Ucuna Mesafe	Momentler (KNm/m)	Kesme Kuvvetleri (KN/m)	Donatı Alanları (cm ²)	Kesme Tahkiki	Kesit Tahkiki
0,29	8,31	55,26	0,49	O.K.	O.K.
0,58	31,06	107,51	1,89	O.K.	O.K.
0,87	70,7	156,75	4,36	O.K.	O.K.
1,16	122,09	203	7,6	O.K.	O.K.
1,45	188,33	246,24	11,88	O.K.	O.K.

TEMEL ARKA AMPATMAN KESİT HESAPLARI :

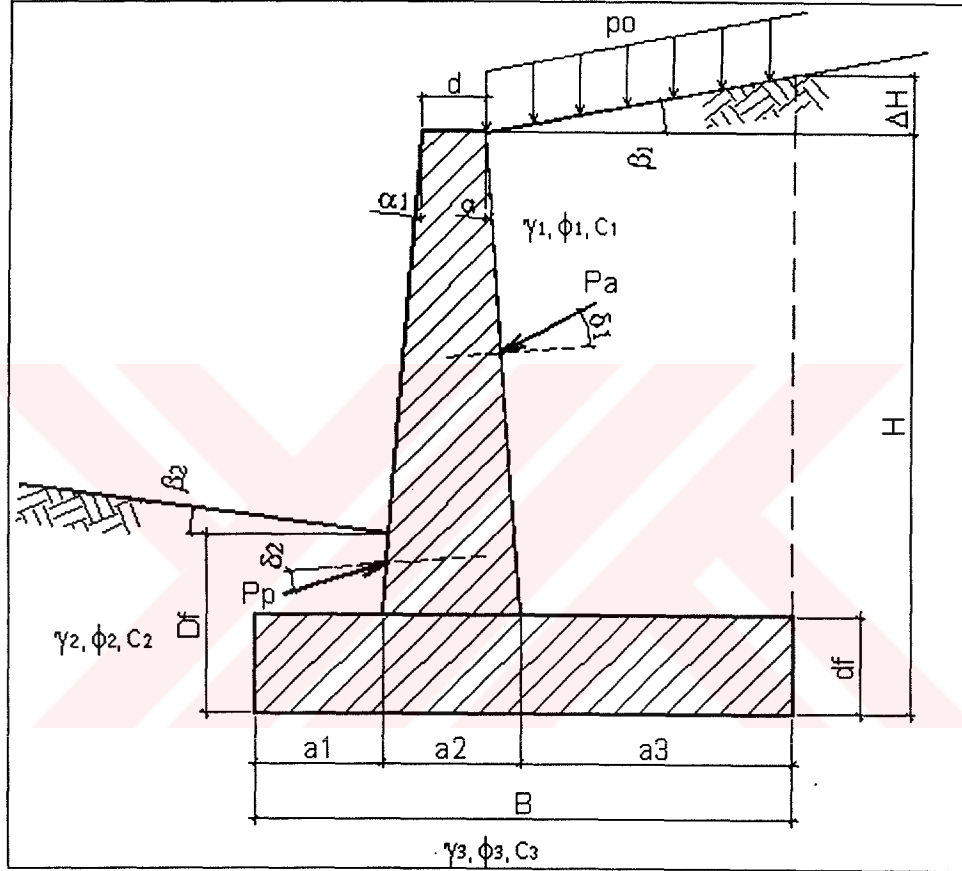
Ön Ampaman Ucuna Mesafe	Momentler (KNm/m)	Kesme Kuvvetleri (KN/m)	Donatı Alanları (cm ²)	Kesme Tahkiki	Kesit Tahkiki
1,8	261,6	95,74	16,69	O.K.	O.K.
2,44	199,75	110,01	12,6	O.K.	O.K.
3,08	127,98	107,58	7,96	O.K.	O.K.
3,72	63,33	88,43	3,91	O.K.	O.K.
4,36	17,51	52,56	1,08	O.K.	O.K.

POZ 1As = 17,01cm²
φ20/22**POZ 2**As = 17,01cm²
φ20/22**POZ 10**As = 17,01cm²
φ20/22**POZ 11**As = 17,01cm²
φ20/22

Ek 8 Örnek-1 analizi çıktıları

PROJE ADI : Örnek-1, DUVAR ARKASINDA İKİ ZEMİN TABAKASI BULUNMASI DURUMU (KUMBASAR, V., KİP, F., 1999)

DUVAR GEOMETRİSİ VE ZEMİN BİLGİLERİ :



TİPİK DUVAR KESİTİ

PROJE ADI : Örnek-1, DUVAR ARKASINDA İKİ ZEMİN TABAKASI BULUNMASI DURUMU (KUMBASAR, V., KİP, F., 1999)

İSTİNAT DUVARI BİLGİLERİ :

GENEL BİLGİLER :

Kuvvetler : KN Uzunluklar : m Hesap Yöntemi Rankine Donatı : BÇIII Beton : BS25

Deprem Bölgesi = 1 $A_0 = 0.4$ $ch = 0.16$ $cv = 0.107$ $\Theta = 8.22$

Depremsiz Durum İçin Güvenlik Sayıları

Kaymaya Karşı 1,5

Dönmeye Karşı = 1,5

Depremlili Durum İçin Güvenlik Sayıları

Kaymaya Karşı 1,3

Dönmeye Karşı = 1,3

Sürşarj Yükü p_0 20 KN/m² Konsolda Pas Payı = 2,5 cm Temelde Pas Payı = 5 cm

DUVAR ÖNÜ ZEMİN BİLGİLERİ :

$\gamma = 0$ KN/m³ $\phi = 0$ $c = 0$ KN/m² $D_f = 0$ m $\beta = 0$ $\delta = 0$

TEMEL TABANI ZEMİN BİLGİLERİ :

$\gamma = 18$ KN/m³ $\phi = 20$ $c = 0$ KN/m² $\mu = 0,24$ $q_{em} = 150$ KN/m²

DUVAR GEOMETRİSİ BİLGİLERİ :

$\gamma = 25$ KN/m³ $\alpha = 0$ $\alpha = 0$ $\beta = 0$

$a_1 = 1,5$ m $a_2 = 0,3$ m $a_3 = 3,2$ m $B = 5$ m

$H = 5$ m $d = 0,3$ m $df = 0,5$ m $\Delta H = 0$ m

DUVAR ARKASI ZEMİN BİLGİLERİ :

Birinci Tabaka : $\gamma = 18$ KN/m³ $\phi = 30$ $c = 0$ KN/m² $H = 3$ m $\delta = 0$

İkinci Tabaka : $\gamma = 20$ KN/m³ $\phi = 20$ $c = 0$ KN/m² $H = 2$ m $\delta = 0$

Üçüncü Tabaka : $\gamma = 0$ KN/m³ $\phi = 0$ $c = 0$ KN/m² $H = 0$ m $\delta = 0$

PROJE ADI : Örnek-1, DUVAR ARKASINDA İKİ ZEMİN TABAKASI BULUNMASI DURUMU (KUMBASAR, V., KİP, F., 1999)

STABİLİTE SONUÇLARI :

DEPREMSİZ DURUM :

$$K_a = \cos \beta \times \frac{\cos \beta - \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \phi}}{\cos \beta + \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \phi}}$$

$$P_a = \frac{1}{2} \times \gamma \times H^2 \times K_a - 2 \times c \times \sqrt{K_a} + P_o \times H \times K_a$$

$$K_p = \cos \beta \times \frac{\cos \beta + \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \phi}}{\cos \beta - \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \phi}}$$

$$P_p = \frac{1}{2} \times \gamma \times H^2 \times K_p + 2 \times c \times H \times \sqrt{K_p}$$

Ka1 = 0,33 Ka2 = 0,49 Ka3 = 0 Kp(ön) = 0

Devrilme Güvenliği ve Zemin Gerilmeler İçin Moment Kolları

<u>Yatay Kuvvetler</u>		<u>Düsey Kuvvetler</u>		<u>Devrilme Güvenliği</u>	<u>Zemin Gerilmeleri</u>
Pa1 = 46,53 KN/m	Pah1 = 46,53 KN/m	Pav1 = 0 KN/m	ha1 = 3,21 m	hz1 = 3,21 m	
Pa2 = 92,12 KN/m	Pah2 = 92,12 KN/m	Pav2 = 0 KN/m	ha2 = 0,93 m	hz2 = 0,93 m	
Pa3 = 0 KN/m	Pah3 = 0 KN/m	Pav3 = 0 KN/m	ha3 = 0 m	hz3 = 0 m	
Pp(ön) = 0 KN/m	Pph(ön) = 0 KN/m	Ppv(ön) = 0 KN/m	hp(ön) = 0 m	hpz(ön) = 0 m	
		W1 = 172,8 KN/m	hw1 = 3,4 m	hwz1 = 0,9 m	
		W2 = 0 KN/m	hw2 = 3,4 m	hwz2 = 0,9 m	
		W3 = 0 KN/m	hw3 = 0 m	hwz3 = 0 m	
		W(ön) = 0 KN/m	hw(ön) = 0 m	hwz(ön) = 0 m	
	(Konsol Ağırlığı)	Wk = 33,75 KN/m	hwk = 1,65 m	hwzk = -0,85 m	
	(Temel Ağırlığı)	Wt = 62,5 KN/m	hwt = 2,5 m		

Kayma Güvenliği SFS = 0,58 < 1,5 !!!

Devrilme Güvenliği SFD = 4,33 > 1,5 O.K.

qmax = 117,15 < qem = 150 O.K.

qmin = 92,87 > 0 O.K.

PROJE ADI : Örnek-1, DUVAR ARKASINDA İKİ ZEMİN TABAKASI BULUNMASI DURUMU (KUMBASAR, V., KİP, F., 1999)

STABİLİTE SONUÇLARI :

DEPREMLİ DURUM :

$$K_{AE} = \frac{\cos^2(\phi - \alpha - \Theta)}{\cos \Theta \times \cos^2 \alpha \times \cos(\delta + \alpha + \Theta) \times \left[1 + \frac{\sin(\phi + \delta) \times \sin(\phi - \beta - \Theta)}{\cos(\delta + \alpha + \Theta) \times \cos(\alpha - \beta)} \right]^2}$$

$$P_{AE} = \frac{1}{2} \times K_{AE} \times \gamma \times H^2 \times (1 - c)$$

$$K_{AE1} = 0,38$$

$$K_{AE2} = 0,53$$

$$K_{AE3} = 0$$

	Yatay Kuvvetler	Düsey Kuvvetler	Devrilme Güvenliği ve Zemin Gerilmeler İçin Moment Kolları	
			Devrilme Güvenliği İçin	Zemin Gerilmeleri İçin
Pae1 = 9,66 KN/m	Paeh1 = 9,66 KN/m	Paev1 = 0 KN/m	ha1 = 3,79 m	hz1 = 3,79 m
Pae2 = 7,52 KN/m	Paeh2 = 7,52 KN/m	Paev2 = 0 KN/m	ha2 = 1,07 m	hz2 = 1,07 m
Pae3 = 0 KN/m	Paeh3 = 0 KN/m	Paev3 = 0 KN/m	ha3 = 0 m	hz3 = 0 m
	Fe(duv) = 5,4 KN/m		hfe = 3,5 m	hfez = 3,5 m
		W1 = 172,8 KN/m	hw1 = 3,4 m	hwz1 = 0,9 m
		W2 = 0 KN/m	hw2 = 3,4 m	hwz2 = 0,9 m
		W3 = 0 KN/m	hw3 = 0 m	hwz3 = 0 m
		W(ön) = 0 KN/m	hw(ön) = 0 m	hwz(ön) = 0 m
	(Konsol Ağırlığı)	Wk = 33,75 KN/m	hwk = 1,65 m	hwzk = -0,85 m
	(Temel Ağırlığı)	Wt = 62,5 KN/m	hwt = 2,5 m	

Kayma Güvenliği SFS = 0,54 < 1,3 !!!

Devrilme Güvenliği SFD = 3,41 > 1,3 O.K.

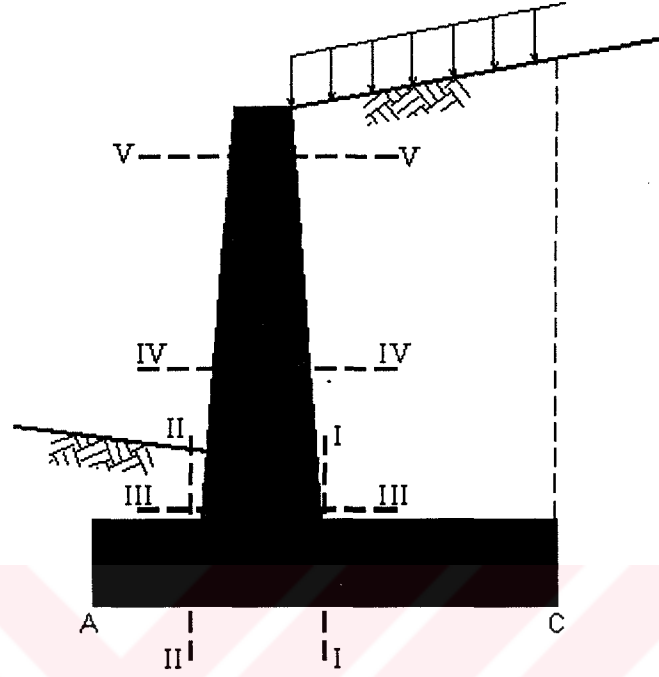
qmax = 132,41 < qem = 199,5 O.K.

qmin = 77,61 > 0 O.K.

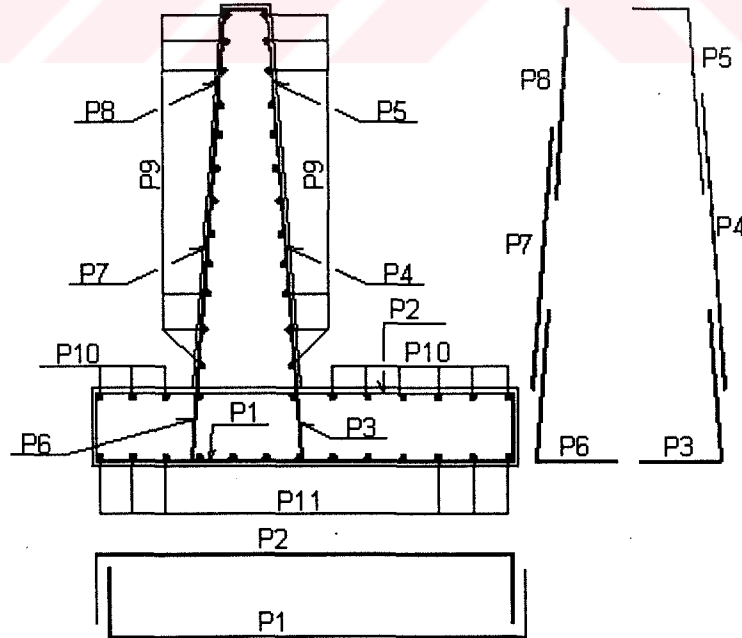
--Depremlili durumda qem emniyet gerilmesi %33 artırılmıştır.

PROJE ADI : Örnek-1, DUVAR ARKASINDA İKİ ZEMİN TABAKASI BULUNMASI DURUMU (KUMBASAR, V., KİP, F., 1999)

DUVAR STATİK VE BETONARME SONUÇLARI :



DUVAR KRİTİK KESİTLERİ



DUVAR DONATI SEMASI

PROJE ADI : Örnek-1, DUVAR ARKASINDA İKİ ZEMİN TABAKASI BULUNMASI DURUMU (KUMBASAR, V., KİP, F., 1999)

STATİK VE BETONARME SONUÇLAR :

DEPREMSİZ DURUM :

KONSOLDA KESİT HESAPLARI :

Donatı : BÇIII $f_{yd} = 365 \text{ N/mm}^2$ $\rho_{\min} = 0.00378$ $\rho_{\max} = 0.0125$

Beton : BS25 $f_{cd} = 17 \text{ N/mm}^2$ $f_{ctd} = 1.15 \text{ N/mm}^2$

<u>Konsol Üstünden Mesafe</u>	<u>Momentler (KNm/m)</u>	<u>Kesme Kuvvetleri (KN/m)</u>	<u>Donatı Alanları (cm²)</u>	<u>Kesme Tahkiki</u>	<u>Kesit Tahkiki</u>
0,225	0,18	1,64	0,03	O.K.	O.K.
0,45	0,75	3,57	0,08	O.K.	O.K.
0,675	1,8	5,81	0,19	O.K.	O.K.
0,9	3,42	8,35	0,33	O.K.	O.K.
1,125	5,59	11,18	0,55	O.K.	O.K.
1,35	8,45	14,32	0,85	O.K.	O.K.
1,575	12,08	17,77	1,21	O.K.	O.K.
1,8	16,56	21,5	1,65	O.K.	O.K.
2,025	21,72	25,55	2,17	O.K.	O.K.
2,25	28,1	29,89	2,83	O.K.	O.K.
2,475	35,22	34,53	3,58	O.K.	O.K.
2,7	43,42	39,47	4,43	O.K.	O.K.
2,925	53,2	44,71	5,45	O.K.	O.K.
3,15	63,67	52,08	6,55	O.K.	O.K.
3,375	76,09	60,82	7,87	O.K.	O.K.
3,599999	91,04	70,05	9,49	O.K.	O.K.
3,824999	107,76	79,78	11,33	O.K.	O.K.
4,049999	126,9	90,00999	13,48	O.K.	O.K.
4,274999	148,45	100,72	15,95	O.K.	O.K.
4,499999	172,54	111,94	18,81	O.K.	O.K.

POZ 3

As = 18,81cm²
φ22/25

POZ 4

As = 10,39cm²
φ16/23

POZ 5

As = 10,39cm²
φ16/23

POZ 6

As = 10,4cm²
φ16/23

POZ 7

As = 10,39cm²
φ16/23

POZ 8

As = 10,39cm²
φ16/23

POZ 9

As = 10,4cm²
φ16/23

TEMEL ÖN AMPATMAN KESİT HESAPLARI :

<u>Ön Ampaman Ucuna Mesafe</u>	<u>Momentler (KNm/m)</u>	<u>Kesme Kuvvetleri (KN/m)</u>	<u>Donatı Alanları (cm²)</u>	<u>Kesme Tahkiki</u>	<u>Kesit Tahkiki</u>
0,3	4,68	31,18	0,27	O.K.	O.K.
0,6	18,58	61,92	1,12	O.K.	O.K.
0,9	41,5	92,22	2,56	O.K.	O.K.
1,2	74,62	122,08	4,59	O.K.	O.K.
1,5	115,34	151,51	7,15	O.K.	O.K.

TEMEL ARKA AMPATMAN KESİT HESAPLARI :

<u>Ön Ampaman Ucuna Mesafe</u>	<u>Momentler (KNm/m)</u>	<u>Kesme Kuvvetleri (KN/m)</u>	<u>Donatı Alanları (cm²)</u>	<u>Kesme Tahkiki</u>	<u>Kesit Tahkiki</u>
1,8	94,08	50,75	5,8	O.K.	O.K.
2,44	64,67	44,58	3,96	O.K.	O.K.
3,08	38,71	36,42	2,38	O.K.	O.K.
3,72	18,04	26,27	1,08	O.K.	O.K.
4,36	4,52	14,13	0,27	O.K.	O.K.

POZ 1

As = 17,01cm²
φ20/22

POZ 2

As = 17,01cm²
φ20/22

POZ 10

As = 17,01cm²
φ20/22

POZ 11

As = 17,01cm²
φ20/22

PROJE ADI : Örnek-1, DUVAR ARKASINDA İKİ ZEMİN TABAKASI BULUNMASI DURUMU (KUMBASAR, V., KİP, F., 1999)

STATİK VE BETONARME SONUÇLAR :

DEPREMLİ DURUM :

KONSOLDA KESİT HESAPLARI :

Donatı : BÇIII $f_{yd} = 365 \text{ N/mm}^2$ $P_{min} = 0.00378$ $P_{max} = 0.0125$
 Beton : BS25 $f_{cd} = 17 \text{ N/mm}^2$ $f_{ctd} = 1.15 \text{ N/mm}^2$

Konsol Üstünden Mesafe	Momentler (KNm/m)	Kesme Kuvvetleri (KN/m)	Donatı Alanları (cm ²)	Kesme Tahkiki	Kesit Tahkiki
0,225	0,31	2,72	0,03	O.K.	O.K.
0,45	1,3	5,74	0,14	O.K.	O.K.
0,675	2,98	9,030001	0,3	O.K.	O.K.
0,9	5,47	12,61	0,55	O.K.	O.K.
1,125	8,83	16,47	0,88	O.K.	O.K.
1,35	13,16	20,61	1,32	O.K.	O.K.
1,575	18,28	25,03	1,84	O.K.	O.K.
1,8	24,74	29,72	2,5	O.K.	O.K.
2,025	32,09	34,72	3,25	O.K.	O.K.
2,25	40,63	39,98	4,13	O.K.	O.K.
2,475	50,45	45,52	5,14	O.K.	O.K.
2,7	61,59	51,36	6,33	O.K.	O.K.
2,925	74,21	57,47	7,67	O.K.	O.K.
3,15	74,45	59,18	7,7	O.K.	O.K.
3,375	89,1	69,56	9,27	O.K.	O.K.
3,599999	106,34	80,42	11,17	O.K.	O.K.
3,824999	125,79	91,76	13,34	O.K.	O.K.
4,049999	148,56	103,58	15,98	O.K.	O.K.
4,274999	173,2	115,89	18,89	O.K.	O.K.
4,499999	201,05	128,68	22,33	O.K.	O.K.

POZ 3

As = 22,33cm²
 $\phi 22/20$

POZ 4

As = 10,39cm²
 $\phi 16/23$

POZ 5

As = 10,39cm²
 $\phi 16/23$

POZ 6

As = 10,4cm²
 $\phi 16/23$

POZ 7

As = 10,39cm²
 $\phi 16/23$

POZ 8

As = 10,39cm²
 $\phi 16/23$

POZ 9

As = 10,4cm²
 $\phi 16/23$

TEMEL ÖN AMPATMAN KESİT HESAPLARI :

Ön Ampaman Ucuna Mesafe	Momentler (KNm/m)	Kesme Kuvvetleri (KN/m)	Donatı Alanları (cm ²)	Kesme Tahkiki	Kesit Tahkiki
0,3	5,32	35,48	0,31	O.K.	O.K.
0,6	20,99	69,97	1,3	O.K.	O.K.
0,9	47,71	103,48	2,92	O.K.	O.K.
1,2	83,11	136	5,13	O.K.	O.K.
1,5	129,38	167,54	8,05	O.K.	O.K.

TEMEL ARKA AMPATMAN KESİT HESAPLARI :

Ön Ampaman Ucuna Mesafe	Momentler (KNm/m)	Kesme Kuvvetleri (KN/m)	Donatı Alanları (cm ²)	Kesme Tahkiki	Kesit Tahkiki
1,8	139,79	68,34	8,73	O.K.	O.K.
2,44	97,88	63,64	6,07	O.K.	O.K.
3,08	59,06	54,47	3,64	O.K.	O.K.
3,72	28,28	40,8	1,71	O.K.	O.K.
4,36	7,25	22,65	0,45	O.K.	O.K.

POZ 1

As = 17,01cm²
 $\phi 20/22$

POZ 2

As = 17,01cm²
 $\phi 20/22$

POZ 10

As = 17,01cm²
 $\phi 20/22$

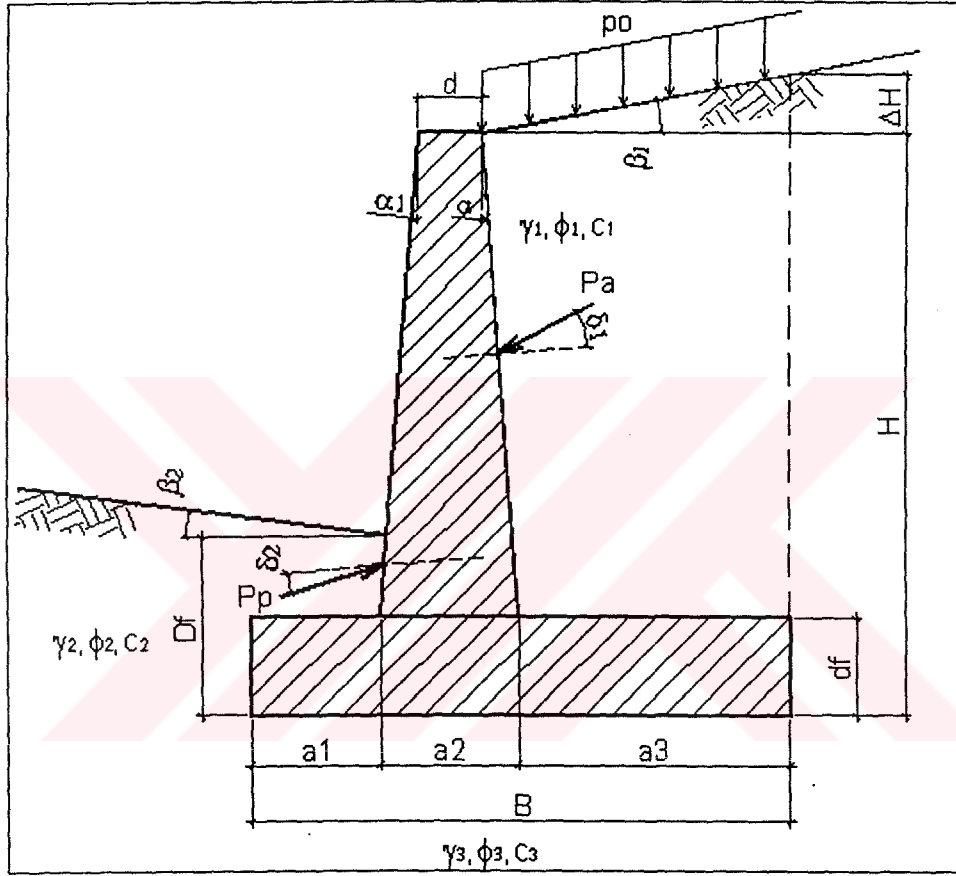
POZ 11

As = 17,01cm²
 $\phi 20/22$

Ek 9 Örnek-2 analizi çıktıları

PROJE ADI : Örnek-2, B.A. KONSOL İSTİNAT DUVARININ DEPREMSİZ DURUM İÇİN ANALİZİ (KUMBASAR, V., KİP, F., 1999

DUVAR GEOMETRİSİ VE ZEMİN BİLGİLERİ :



TİPİK DUVAR KESİTİ

ROJE ADI : Örnek-2, B.A. KONSOL İSTİNAT DUVARININ DEPREMSİZ DURUM İÇİN ANALİZİ (KUMBASAR, V., KİP, F., 199

İSTİNAT DUVARI BİLGİLERİ :

EMEL BİLGİLER :

İvvetler : KN Uzunluklar : m Hesap Yöntemi Rankine Donatı : BÇIII Beton : BS25

Deprem Bölgesi = 1 $A_0 = 0.4$ $ch = 0.16$ $cv = 0.107$ $\Theta = 8.22$

Depremsiz Durum İçin Güvenlik Sayıları

Kaymaya Karşı 1,5

Dönmeye Karşı = 2

Depremlili Durum İçin Güvenlik Sayıları

Kaymaya Karşı 1,3

Dönmeye Karşı = 1,3

İrşarj Yüğü po 20 KN/m2 Konsolda Pas Payı = 2,5 cm Temelde Pas Payı = 5 cm

DUVAR ÖNÜ ZEMİN BİLGİLERİ :

$\gamma = 0$ KN/m3 $\phi = 0$ $c = 0$ KN/m2 $D_f = 0$ m $\beta = 0$ $\delta = 0$

EMEL TABANI ZEMİN BİLGİLERİ :

$\gamma = 0$ KN/m3 $\phi = 0$ $c = 0$ KN/m2 $\mu = 0,55$ $q_{em} = 150$ KN/m2

DUVAR GEOMETRİSİ BİLGİLERİ :

$\gamma = 24$ KN/m3 $\alpha = 0$ $\alpha = 0$ $\beta = 0$

$l_1 = 1,35$ m $a_2 = 0,4$ m $a_3 = 1,75$ m $B = 3,5$ m

$l = 5,4$ m $d = 0,4$ m $d_f = 0,4$ m $\Delta H = 0$ m

DUVAR ARKASI ZEMİN BİLGİLERİ :

İbirinci Tabaka : $\gamma = 16$ KN/m3 $\phi = 30$ $c = 0$ KN/m2 $H = 5,4$ m $\delta = 0$

İkinci Tabaka : $\gamma = 0$ KN/m3 $\phi = 0$ $c = 0$ KN/m2 $H = 0$ m $\delta = 0$

İçüncü Tabaka : $\gamma = 0$ KN/m3 $\phi = 0$ $c = 0$ KN/m2 $H = 0$ m $\delta = 0$

PROJE ADI : Örnek-2, B.A. KONSOL İSTİNAT DUVARININ DEPREMSİZ DURUM İÇİN ANALİZİ (KUMBASAR, V., KİP, F., 1999)

TABİLİTE SONUÇLARI :

EPREMSİZ DURUM :

$$K_a = \cos \beta \times \frac{\cos \beta - \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \phi}}{\cos \beta + \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \phi}}$$

$$P_a = \frac{1}{2} \times \gamma \times H^2 \times K_a - 2 \times c \times \sqrt{K_a} + P_o \times H \times K_a$$

$$K_p = \cos \beta \times \frac{\cos \beta + \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \phi}}{\cos \beta - \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \phi}}$$

$$P_p = \frac{1}{2} \times \gamma \times H^2 \times K_p + 2 \times c \times H \times \sqrt{K_p}$$

Ka1 = 0,33 Ka2 = 0 Ka3 = 0 Kp(ön) = 0

		<u>Devrilme Güvenliği ve Zemin Gerilmeler</u> <u>İçin Moment Kolları</u>			
		<u>Yatay Kuvvetler</u>	<u>Düsey Kuvvetler</u>	<u>Devrilme Güvenliği</u>	<u>Zemin Gerilmeleri</u>
Pa1 = 112,62 KN/m	Pah1 = 112,62 KN/m	Pav1 = 0 KN/m	ha1 = 2,08 m	hz1 = 2,08 m	
Pa2 = 0 KN/m	Pah2 = 0 KN/m	Pav2 = 0 KN/m	ha2 = 0 m	hz2 = 0 m	
Pa3 = 0 KN/m	Pah3 = 0 KN/m	Pav3 = 0 KN/m	ha3 = 0 m	hz3 = 0 m	
Pp(ön) = 0 KN/m	Pph(ön) = 0 KN/m	Ppv(ön) = 0 KN/m	hp(ön) = 0 m	hpz(ön) = 0 m	
		W1 = 140 KN/m	hw1 = 2,62 m	hwz1 = 0,87 m	
		W2 = 0 KN/m	hw2 = 0 m	hwz2 = 0 m	
		W3 = 0 KN/m	hw3 = 0 m	hwz3 = 0 m	
		W(ön) = 0 KN/m	hw(ön) = 0 m	hwz(ön) = 0 m	
	(Konsol Ağırlığı)	Wk = 48 KN/m	hwk = 1,55 m	hwzk = -0,2 m	
	(Temel Ağırlığı)	Wt = 33,6 KN/m	hwt = 1,75 m		

Kayma Güvenliği SFS = 1,25 < 1,5 !!!

Devrilme Güvenliği SFD = 2,53 > 2 O.K.

qmax = 118,18 < qem = 150 O.K.

qmin = 28,45 > 0 O.K.

STABİLİTE SONUÇLARI :**DEPREMLİ DURUM :**

$$K_{AE} = \frac{\cos^2(\phi - \alpha - \Theta)}{\cos \Theta \times \cos^2 \alpha \times \cos(\delta + \alpha + \Theta) \times \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \times \sin(\phi - \beta - \Theta)}{\cos(\delta + \alpha + \Theta) \times \cos(\alpha - \beta)}} \right]^2}$$

$$P_{AE} = \frac{1}{2} \times K_{AE} \times \gamma \times H^2 \times (1 - c,)$$

$$K_{ae1} = 0,38$$

$$K_{ae2} = 0$$

$$K_{ae3} = 0$$

		<u>Devrilme Güvenliği ve Zemin Gerilmeler</u> <u>İçin Moment Kolları</u>			
		<u>Yatay Kuvvetler</u>	<u>Düsey Kuvvetler</u>	<u>Devrilme Güvenliği İçin</u>	<u>Zemin Gerilmeleri İçin</u>
Pae1 = 21,01 KN/m	Paeh1 = 21,01 KN/m	Paev1 = 0 KN/m	ha1 = 3,32 m	hz1 = 3,32 m	
Pae2 = 0 KN/m	Paeh2 = 0 KN/m	Paev2 = 0 KN/m	ha2 = 0 m	hz2 = 0 m	
Pae3 = 0 KN/m	Paeh3 = 0 KN/m	Paev3 = 0 KN/m	ha3 = 0 m	hz3 = 0 m	
	Fe(duv) = 7,68 KN/m		hfe = 3,73 m	hfez = 3,73 m	
		W1 = 140 KN/m	hw1 = 2,62 m	hwz1 = 0,87 m	
		W2 = 0 KN/m	hw2 = 0 m	hwz2 = 0 m	
		W3 = 0 KN/m	hw3 = 0 m	hwz3 = 0 m	
		W(ön) = 0 KN/m	hw(ön) = 0 m	hwz(ön) = 0 m	
	(Konsol Ağırlığı)	Wk = 48 KN/m	hwk = 1,55 m	hwzk = -0,2 m	
	(Temel Ağırlığı)	Wt = 33,6 KN/m	hwt = 1,75 m		

Kayma Güvenliği SFS = 1,06 < 1,3 !!!

Devrilme Güvenliği SFD = 1,78 > 1,3 O.K.

qmax = 169,37 < qem = 199,5 O.K. (Eksantriste Şartı)

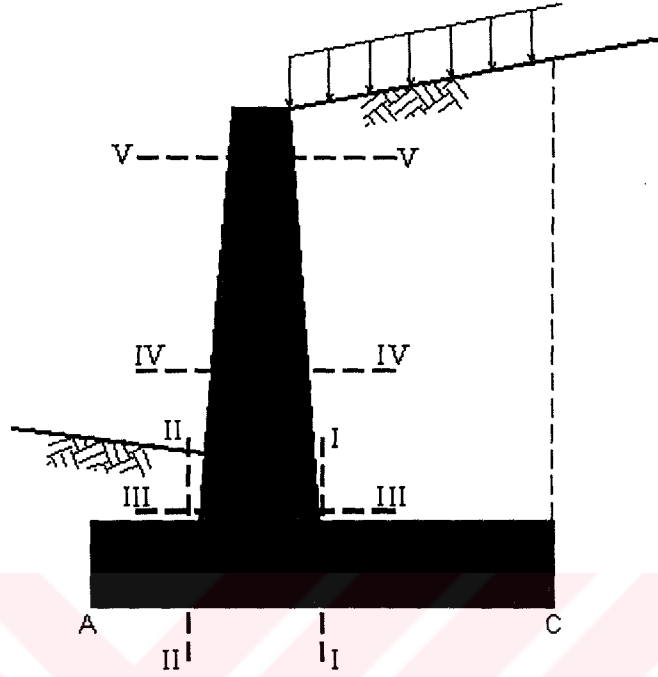
qmin = 0 O.K. (Eksantriste Şartı)

--Depremlı durumda qem emniyet gerilmesi %33 artırılmıştır.

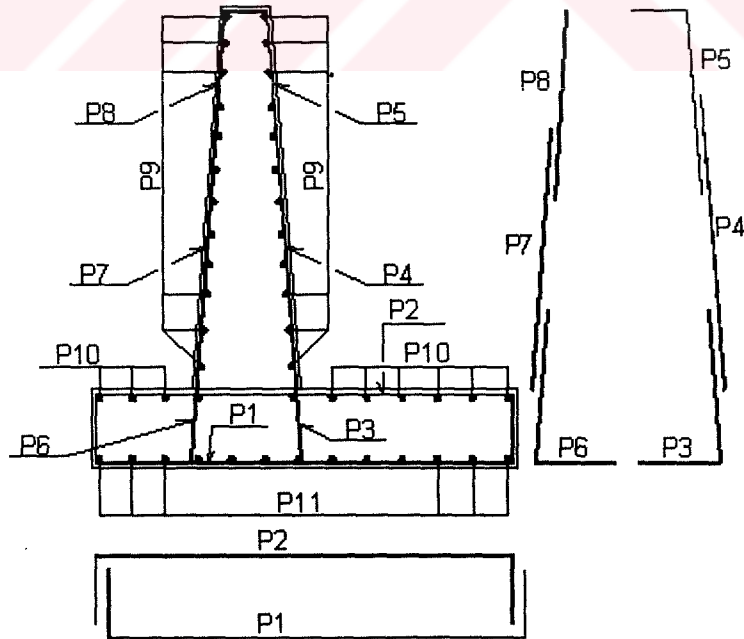
--Eksantriste şartı, e < B/6 ve qmax < qem olması durumunda sağlanır.qmin = 0 olarak kabul edilir.

PROJE ADI : Örnek-2, B.A. KONSOL İSTİNAT DUVARININ DEPREMSİZ DURUM İÇİN ANALİZİ (KUMBASAR, V., KİP, F., 1999)

DUVAR STATİK VE BETONARME SONUÇLARI :



DUVAR KRİTİK KESİTLERİ



DUVAR DONATI SEMASI

PROJE ADI : Örnek-2, B.A. KONSOL İSTİNAT DUVARININ DEPREMSİZ DURUM İÇİN ANALİZİ (KUMBASAR, V., KİP, F., 199

STATİK VE BETONARME SONUÇLAR :

DEPREMSİZ DURUM :

KONSOLDA KESİT HESAPLARI :

Donatı : BÇIII $f_{yd} = 365 \text{ N/mm}^2$ $\rho_{\min} = 0.00378$ $\rho_{\max} = 0.0125$

Beton : BS25 $f_{cd} = 17 \text{ N/mm}^2$ $f_{ctd} = 1.15 \text{ N/mm}^2$

<u>Konsol Üstünden Mesafe</u>	<u>Momentler (KNm/m)</u>	<u>Kesme Kuvvetleri (KN/m)</u>	<u>Donatı Alanları (cm²)</u>	<u>Kesme Tahkiki</u>	<u>Kesit Tahkiki</u>
0,25	0,22	1,82	0	O.K.	O.K.
0,5	0,95	3,96	0,08	O.K.	O.K.
0,75	2,25	6,43	0,15	O.K.	O.K.
1	4,16	9,24	0,3	O.K.	O.K.
1,25	6,93	12,38	0,52	O.K.	O.K.
1,5	10,45	15,84	0,75	O.K.	O.K.
1,75	14,73	19,64	1,09	O.K.	O.K.
2	20,2	23,76	1,5	O.K.	O.K.
2,25	26,81	28,22	1,99	O.K.	O.K.
2,5	34,32	33	2,51	O.K.	O.K.
2,75	43,08	38,12	3,19	O.K.	O.K.
3	53,58	43,56	3,97	O.K.	O.K.
3,25	65,12	49,33	4,84	O.K.	O.K.
3,5	78,17	55,44	5,81	O.K.	O.K.
3,75	92,82	61,88	6,94	O.K.	O.K.
4	109,14	68,64	8,21	O.K.	O.K.
4,25	127,24	75,74	9,6	O.K.	O.K.
4,5	147,19	83,16	11,18	O.K.	O.K.
4,75	169,11	90,92	12,9	O.K.	O.K.
5	192,06	99	14,78	O.K.	O.K.

POZ 3

As = 14,78cm²
φ18/20

POZ 4

As = 14,17cm²
φ18/21

POZ 5

As = 14,17cm²
φ18/21

POZ 6

As = 14,17cm²
φ18/21

POZ 7

As = 14,17cm²
φ18/21

POZ 8

As = 14,17cm²
φ18/21

POZ 9

As = 14,17cm²
φ18/21

TEMEL ÖN AMPATMAN KESİT HESAPLARI :

<u>Ön Ampaman Ucuna Mesafe</u>	<u>Momentler (KNm/m)</u>	<u>Kesme Kuvvetleri (KN/m)</u>	<u>Donatı Alanları (cm²)</u>	<u>Kesme Tahkiki</u>	<u>Kesit Tahkiki</u>
0,27	3,99	28,38	0,31	O.K.	O.K.
0,54	15,42	54,9	1,22	O.K.	O.K.
0,8100001	33,52	79,53	2,66	O.K.	O.K.
1,08	57,5	102,31	4,58	O.K.	O.K.
1,35	87,94	123,22	7,07	O.K.	O.K.

TEMEL ARKA AMPATMAN KESİT HESAPLARI :

<u>Ön Ampaman Ucuna Mesafe</u>	<u>Momentler (KNm/m)</u>	<u>Kesme Kuvvetleri (KN/m)</u>	<u>Donatı Alanları (cm²)</u>	<u>Kesme Tahkiki</u>	<u>Kesit Tahkiki</u>
1,75	101,91	102,75	8,22	O.K.	O.K.
2,1	67,79	88,49	5,42	O.K.	O.K.
2,45	40,26	71,07	3,18	O.K.	O.K.
2,8	18,47	50,52	1,47	O.K.	O.K.
3,15	4,93	26,83	0,38	O.K.	O.K.

POZ 1

As = 13,23cm²
φ18/23

POZ 2

As = 13,23cm²
φ18/23

POZ 10

As = 13,23cm²
φ18/23

POZ 11

As = 13,23cm²
φ18/23

STATİK VE BETONARME SONUÇLAR :**DEPREMLİ DURUM :****KONSOLDA KESİT HESAPLARI :**Donatı : BÇIII $f_{yd} = 365 \text{ N/mm}^2$ $\rho_{\min} = 0.00378$ $\rho_{\max} = 0.0125$ Beton : BS25 $f_{cd} = 17 \text{ N/mm}^2$ $f_{ctd} = 1.15 \text{ N/mm}^2$

Konsol Üstünden Mesafe	Momentler (KNm/m)	Kesme Kuvvetleri (KN/m)	Donatı Alanları (cm ²)	Kesme Tahkiki	Kesit Tahkiki
0,25	0,44	3,52	0,04	O.K.	O.K.
0,5	1,83	7,36	0,15	O.K.	O.K.
0,75	4,29	11,52	0,3	O.K.	O.K.
1	7,78	16	0,56	O.K.	O.K.
1,25	12,66	20,8	0,94	O.K.	O.K.
1,5	18,68	25,91	1,39	O.K.	O.K.
1,75	25,87	31,34	1,91	O.K.	O.K.
2	34,75	37,1	2,55	O.K.	O.K.
2,25	44,9	43,17	3,3	O.K.	O.K.
2,5	57,05	49,55	4,24	O.K.	O.K.
2,75	70,55	56,27	5,25	O.K.	O.K.
3	85,81	63,28	6,41	O.K.	O.K.
3,25	102,95	70,64	7,72	O.K.	O.K.
3,5	122,03	78,3	9,19	O.K.	O.K.
3,75	143,18	86,27	10,88	O.K.	O.K.
4	165,71	94,57999	12,64	O.K.	O.K.
4,25	191,24	103,19	14,7	O.K.	O.K.
4,5	219,13	112,12	16,99	O.K.	O.K.
4,75	248,33	121,39	19,42	O.K.	O.K.
5	281,13	130,95	22,2	O.K.	O.K.

POZ 3As = 22,2cm²
φ22/20**POZ 4**As = 14,17cm²
φ18/21**POZ 5**As = 14,17cm²
φ18/21**POZ 6**As = 14,17cm²
φ18/21**POZ 7**As = 14,17cm²
φ18/21**POZ 8**As = 14,17cm²
φ18/21**POZ 9**As = 14,17cm²
φ18/21**TEMEL ÖN AMPATMAN KESİT HESAPLARI :**

Ön Ampaman Ucuna Mesafe	Momentler (KNm/m)	Kesme Kuvvetleri (KN/m)	Donatı Alanları (cm ²)	Kesme Tahkiki	Kesit Tahkiki
0,27	0,35	40,4	0,03	O.K.	O.K.
0,54	1,4	76,92	0,1	O.K.	O.K.
0,8100001	3,15	109,55	0,24	O.K.	O.K.
1,08	143,09	138,32	11,69	O.K.	O.K.
1,35	167,43	163,22	13,79	O.K.	O.K.

TEMEL ARKA AMPATMAN KESİT HESAPLARI :

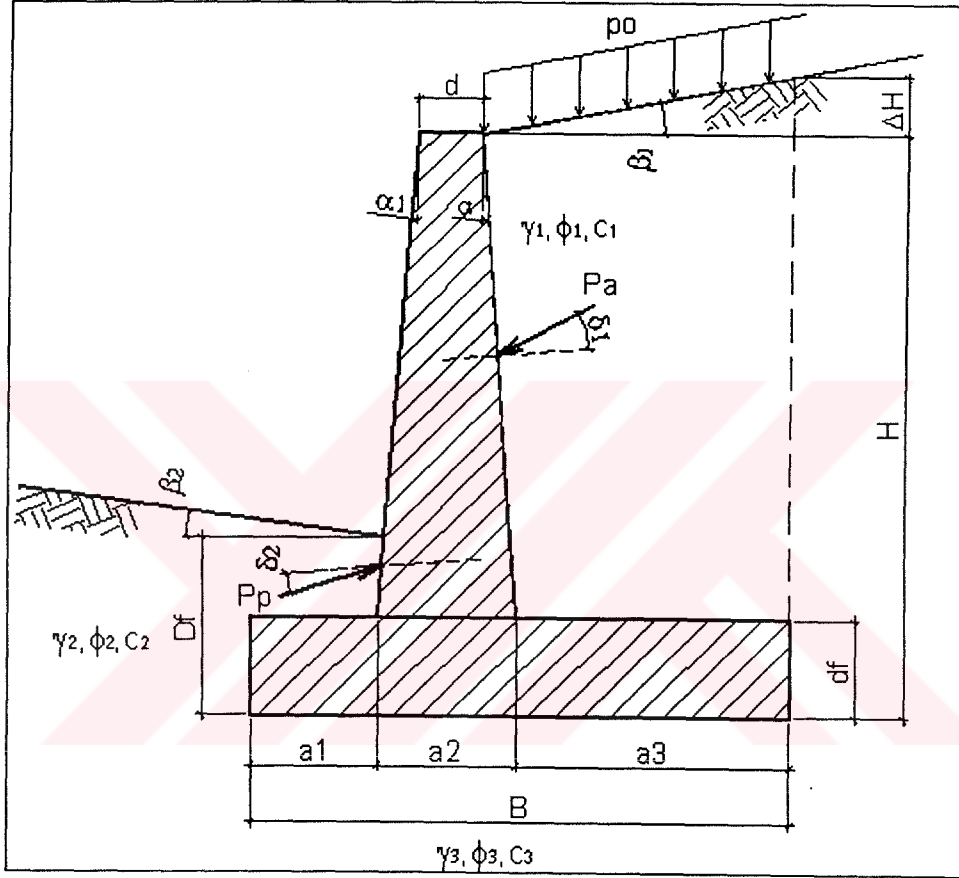
Ön Ampaman Ucuna Mesafe	Momentler (KNm/m)	Kesme Kuvvetleri (KN/m)	Donatı Alanları (cm ²)	Kesme Tahkiki	Kesit Tahkiki
1,75	136,44	121,66	11,13	O.K.	O.K.
2,1	97,49	124,28	7,84	O.K.	O.K.
2,45	59,01	106,69	4,69	O.K.	O.K.
2,8	26,75	75,76	2,1	O.K.	O.K.
3,15	6,89	38,36	0,52	O.K.	O.K.

POZ 1As = 13,79cm²
φ18/22**POZ 2**As = 13,23cm²
φ18/23**POZ 10**As = 13,23cm²
φ18/23**POZ 11**As = 13,23cm²
φ18/23

Ek 10 Örnek-3 analizi çıktıları

PROJE ADI : ÖRNEK-3, B.A. KONSOL İSTİNAT DUVARI ANALİZİ

UVAR GEOMETRİSİ VE ZEMİN BİLGİLERİ :



TİPİK DUVAR KESİTİ

PROJE ADI : ÖRNEK-3, B.A. KONSOL İSTİNAT DUVARI ANALİZİ**İSTİNAT DUVARI BİLGİLERİ :****GENEL BİLGİLER :**

Yükvetler : KN Uzunluklar : m Hesap Yöntemi Rankine Donatı : BÇIII Beton : BS20

Deprem Bölgesi = 2 $A_0 = 0.3$ $ch = 0.12$ $cv = 0.08$ $\Theta = 6.34$

Depremsiz Durum İçin Güvenlik Sayıları

Kaymaya Karşı 1,5

Dönme Karşı = 1,5

Depremlili Durum İçin Güvenlik Sayıları

Kaymaya Karşı 1,2

Dönme Karşı = 1,3

Düşürgeç Yükü p_0 10 KN/m²

Konsolda Pas Payı = 5 cm

Temelde Pas Payı = 5 cm

DUVAR ÖNÜ ZEMİN BİLGİLERİ :

$\gamma = 0$ KN/m³ $\phi = 0$ $c = 0$ KN/m² $D_f = 0$ m $\beta = 0$ $\delta = 0$

TEMEL TABANI ZEMİN BİLGİLERİ :

$\gamma = 18$ KN/m³ $\phi = 30$ $c = 0$ KN/m² $\mu = 0,35$ $q_{em} = 150$ KN/m²

DUVAR GEOMETRİSİ BİLGİLERİ :

$\gamma = 24$ KN/m³ $\alpha = 0$ $\alpha = 0$ $\beta = 0$

$a_1 = 0,85$ m $a_2 = 0,65$ m $a_3 = 5,9$ m $B = 7,4$ m

$H = 7$ m $d = 0,3$ m $d_f = 0,6$ m $\Delta H = 0$ m

DUVAR ARKASI ZEMİN BİLGİLERİ :

Birinci Tabaka : $\gamma = 18$ KN/m³ $\phi = 30$ $c = 0$ KN/m² $H = 7$ m $\delta = 0$

İkinci Tabaka : $\gamma = 0$ KN/m³ $\phi = 0$ $c = 0$ KN/m² $H = 0$ m $\delta = 0$

Üçüncü Tabaka : $\gamma = 0$ KN/m³ $\phi = 0$ $c = 0$ KN/m² $H = 0$ m $\delta = 0$

PROJE ADI : ÖRNEK-3, B.A. KONSOL İSTİNAT DUVARI ANALİZİ

TABİLİTE SONUÇLARI :**DEPREMSİZ DURUM :**

$$K_a = \cos \beta \times \frac{\cos \beta - \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \phi}}{\cos \beta + \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \phi}}$$

$$P_a = \frac{1}{2} \times \gamma \times H^2 \times K_a - 2 \times c \times \sqrt{K_a} + P_o \times H \times K_a$$

$$K_p = \cos \beta \times \frac{\cos \beta + \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \phi}}{\cos \beta - \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \phi}}$$

$$P_p = \frac{1}{2} \times \gamma \times H^2 \times K_p + 2 \times c \times H \times \sqrt{K_p}$$

Ka1 = 0,33

Ka2 = 0

Ka3 = 0

Kp(ön) = 0

Devrilme Güvenliği ve Zemin Gerilmeler
İçin Moment Kolları

	<u>Yatay Kuvvetler</u>	<u>Düsey Kuvvetler</u>	<u>Devrilme Güvenliği</u>	<u>Zemin Gerilmeleri</u>
Pa1 = 168,63 KN/m	Pah1 = 168,63 KN/m	Pav1 = 0 KN/m	ha1 = 2,49 m	hz1 = 2,49 m
Pa2 = 0 KN/m	Pah2 = 0 KN/m	Pav2 = 0 KN/m	ha2 = 0 m	hz2 = 0 m
Pa3 = 0 KN/m	Pah3 = 0 KN/m	Pav3 = 0 KN/m	ha3 = 0 m	hz3 = 0 m
Pp(ön) = 0 KN/m	Pph(ön) = 0 KN/m	Ppv(ön) = 0 KN/m	hp(ön) = 0 m	hpz(ön) = 0 m
		W1 = 679,68 KN/m	hw1 = 4,1 m	hwz1 = 0,4 m
		W2 = 0 KN/m	hw2 = 0 m	hwz2 = 0 m
		W3 = 0 KN/m	hw3 = 0 m	hwz3 = 0 m
		W(ön) = 0 KN/m	hw(ön) = 0 m	hwz(ön) = 0 m
	(Konsol Ağırlığı)	Wk = 72,96 KN/m	hwk = 1 m	hwzk = -2,7 m
	(Temel Ağırlığı)	Wt = 106,56 KN/m	hwt = 3,7 m	

Kayma Güvenliği SFS = 1,91 > 1,5 O.K.**Devrilme Güvenliği SFD = 8,37 > 1,5 O.K.****qmax = 157,04 > qem = 150 !!!****qmin = 91,13 > 0 O.K.**

PROJE ADI : ÖRNEK-3, B.A. KONSOL İSTİNAT DUVARI ANALİZİ

STABİLİTE SONUÇLARI :

DEPREMLİ DURUM :

$$K_{AB} = \frac{\cos^2(\phi - \alpha - \Theta)}{\cos \Theta \times \cos^2 \alpha \times \cos(\delta + \alpha + \Theta) \times \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \times \sin(\phi - \beta - \Theta)}{\cos(\delta + \alpha + \Theta) \times \cos(\alpha - \beta)}} \right]^2}$$

$$P_{AE} = \frac{1}{2} \times K_{AE} \times \gamma \times H^2 \times (1 - c_1)$$

$$K_{ae1} = 0,37$$

$$K_{ae2} = 0$$

$$K_{ae3} = 0$$

<u>Devrilme Güvenliği ve Zemin Gerilmeler</u>				
<u>İçin Moment Kolları</u>				
	<u>Yatay Kuvvetler</u>	<u>Düsey Kuvvetler</u>	<u>Devrilme Güvenliği İçin</u>	<u>Zemin Gerilmeleri İçin</u>
Pae1 = 22,06 KN/m	Paeh1 = 22,06 KN/m	Paev1 = 0 KN/m	ha1 = 4,51 m	hz1 = 4,51 m
Pae2 = 0 KN/m	Paeh2 = 0 KN/m	Paev2 = 0 KN/m	ha2 = 0 m	hz2 = 0 m
Pae3 = 0 KN/m	Paeh3 = 0 KN/m	Paev3 = 0 KN/m	ha3 = 0 m	hz3 = 0 m
	Fe(duv) = 8,76 KN/m		hfe = 4,87 m	hfez = 4,87 m
		W1 = 679,68 KN/m	hw1 = 4,1 m	hwz1 = 0,4 m
		W2 = 0 KN/m	hw2 = 0 m	hwz2 = 0 m
		W3 = 0 KN/m	hw3 = 0 m	hwz3 = 0 m
		W(ön) = 0 KN/m	hw(ön) = 0 m	hwz(ön) = 0 m
	(Konsol Ağırlığı)	Wk = 72,96 KN/m	hwk = 1 m	hwzk = -2,7 m
	(Temel Ağırlığı)	Wt = 106,56 KN/m	hwt = 3,7 m	

Kayma Güvenliği SFS = 1,69 > 1,2 O.K.

Devrilme Güvenliği SFD = 6,26 > 1,3 O.K.

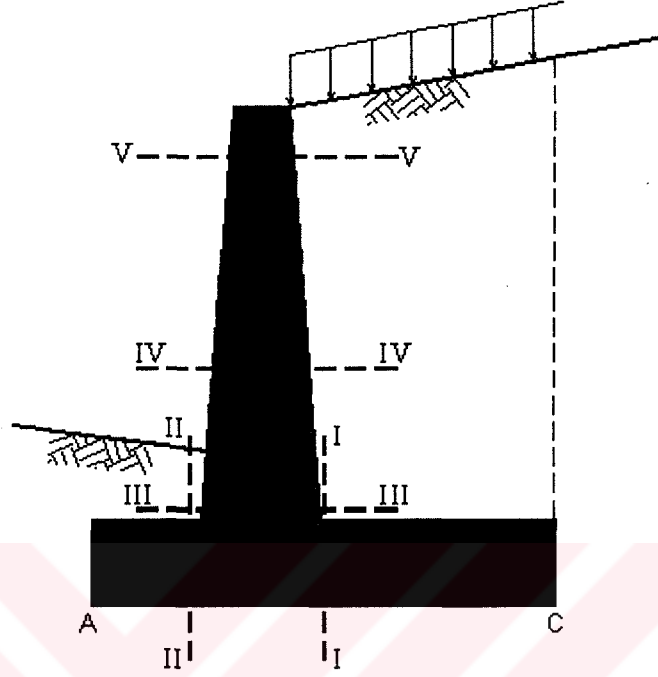
qmax = 172,61 < qem = 199,5 O.K.

qmin = 75,55 > 0 O.K.

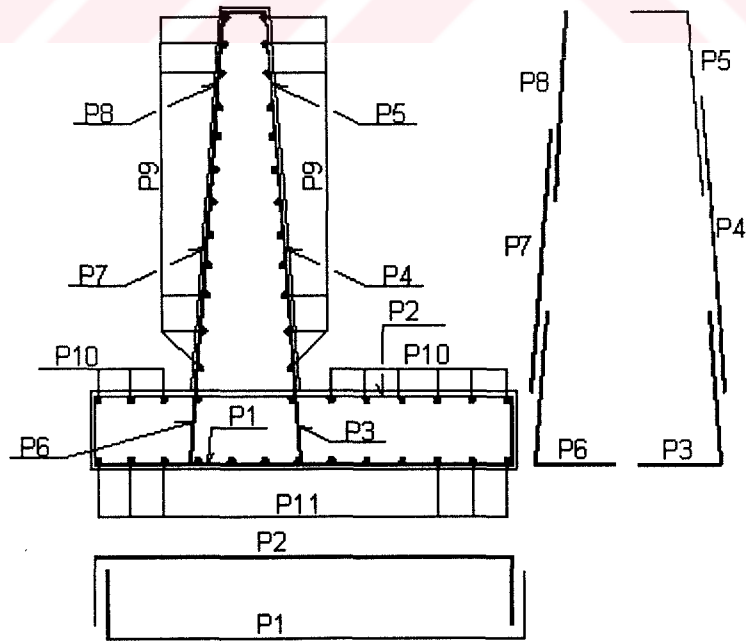
--Depremlı durumda qem emniyet gerilmesi %33 artırmıştır.

PROJE ADI : ÖRNEK-3, B.A. KONSOL İSTİNAT DUVARI ANALİZİ

DUVAR STATİK VE BETONARME SONUÇLARI :



DUVAR KRİTİK KESİTLERİ



DUVAR DONATI ŞEMASI

PROJE ADI : ÖRNEK-3, B.A. KONSOL İSTİNAT DUVARI ANALİZİ

STATİK VE BETONARME SONUÇLAR :**DEPREMSİZ DURUM :****KONSOLDA KESİT HESAPLARI :**

Donatı : BÇIII $f_{yd} = 365 \text{ N/mm}^2$ $\rho_{\min} = 0.00329$ $\rho_{\max} = 0.0096$
 Beton : BS20 $f_{cd} = 13 \text{ N/mm}^2$ $f_{ctd} = 1.0 \text{ N/mm}^2$

Konsol Üstünden Mesafe	Momentler (KNm/m)	Kesme Kuvvetleri (KN/m)	Donatı Alanları (cm ²)	Kesme Tahkiki	Kesit Tahkiki
0,32	0,2	1,36	0	O.K.	O.K.
0,64	0,93	3,33	0,06	O.K.	O.K.
0,96	2,42	5,9	0,12	O.K.	O.K.
1,28	4,82	9,09	0,24	O.K.	O.K.
1,6	8,24	12,88	0,36	O.K.	O.K.
1,92	13,13	17,28	0,6	O.K.	O.K.
2,24	19,4	22,3	0,9	O.K.	O.K.
2,56	27,36	27,92	1,26	O.K.	O.K.
2,88	37,21	34,14	1,68	O.K.	O.K.
3,2	49,18	40,98	2,28	O.K.	O.K.
3,52	63,43	48,42	2,94	O.K.	O.K.
3,839999	80,19	56,47	3,72	O.K.	O.K.
4,159999	99,63	65,12	4,62	O.K.	O.K.
4,48	122	74,39	5,64	O.K.	O.K.
4,8	147,46	84,26	6,84	O.K.	O.K.
5,12	176,24	94,75	8,22	O.K.	O.K.
5,44	208,5	105,84	9,78	O.K.	O.K.
5,76	244,46	117,53	11,52	O.K.	O.K.
6,08	283,12	129,87	13,44	O.K.	O.K.

POZ 3

As = 19,74cm²
 $\phi 22/23$

POZ 4

As = 15,9cm²
 $\phi 20/24$

POZ 5

As = 12,06cm²
 $\phi 16/19$

POZ 6

As = 19,74cm²
 $\phi 22/23$

POZ 7

As = 15,9cm²
 $\phi 20/24$

POZ 8

As = 12,06cm²
 $\phi 16/19$

POZ 9

As = 19,74cm²
 $\phi 22/23$

TEMEL ÖN AMPATMAN KESİT HESAPLARI :

Ön Ampaman Ucuna Mesafe	Momentler (KNm/m)	Kesme Kuvvetleri (KN/m)	Donatı Alanları (cm ²)	Kesme Tahkiki	Kesit Tahkiki
0,17	2,18	24,12	0,11	O.K.	O.K.
0,34	8,16	47,98	0,39	O.K.	O.K.
0,51	18,65	71,59	0,94	O.K.	O.K.
0,68	32,28	94,94	1,6	O.K.	O.K.
0,85	50,81	118,03	2,53	O.K.	O.K.

TEMEL ARKA AMPATMAN KESİT HESAPLARI :

Ön Ampaman Ucuna Mesafe	Momentler (KNm/m)	Kesme Kuvvetleri (KN/m)	Donatı Alanları (cm ²)	Kesme Tahkiki	Kesit Tahkiki
1,5	538,69	130,95	29,43	O.K.	O.K.
2,68	385,16	129,56	20,46	O.K.	O.K.
3,86	238,98	115,78	12,38	O.K.	O.K.
5,039999	115,3	89,58	5,83	O.K.	O.K.
6,219999	31,23	51	1,54	O.K.	O.K.

POZ 1

As = 18,1cm²
 $\phi 20/20$

POZ 2

As = 29,43cm²
 $\phi 24/18$

POZ 10

As = 18,1cm²
 $\phi 20/20$

POZ 11

As = 18,1cm²
 $\phi 20/20$

PROJE ADI : ÖRNEK-3, B.A. KONSOL İSTİNAT DUVARI ANALİZİ

STATİK VE BETONARME SONUÇLAR :**DEPREMLİ DURUM :****CONSOLDA KESİT HESAPLARI :**

Donatı : BÇIII $f_{yd} = 365 \text{ N/mm}^2$ $\rho_{min} = 0.00329$ $\rho_{max} = 0.0096$
 Beton : BS20 $f_{cd} = 13 \text{ N/mm}^2$ $f_{ctd} = 1.0 \text{ N/mm}^2$

<u>Consol Üstünden Mesafe</u>	<u>Momentler (KNm/m)</u>	<u>Kesme Kuvvetleri (KN/m)</u>	<u>Donatı Alanları (cm²)</u>	<u>Kesme Tahkiki</u>	<u>Kesit Tahkiki</u>
0,32	0,59	3,52	0	O.K.	O.K.
0,64	2,39	7,62	0,12	O.K.	O.K.
0,96	5,66	12,31	0,24	O.K.	O.K.
1,28	10,61	17,57	0,48	O.K.	O.K.
1,6	17,3	23,4	0,78	O.K.	O.K.
1,92	26,04	29,82	1,2	O.K.	O.K.
2,24	37,07	36,81	1,68	O.K.	O.K.
2,56	50,61	44,4	2,34	O.K.	O.K.
2,88	66,37	52,53	3,06	O.K.	O.K.
3,2	85	61,27	3,9	O.K.	O.K.
3,52	106,56	70,58	4,92	O.K.	O.K.
3,839999	131,32	80,45	6,12	O.K.	O.K.
4,159999	159,58	90,94	7,44	O.K.	O.K.
4,48	190,45	101,99	8,94	O.K.	O.K.
4,8	226,03	113,6	10,62	O.K.	O.K.
5,12	264,46	125,8	12,48	O.K.	O.K.
5,44	308,02	138,58	14,64	O.K.	O.K.
5,76	354,8	151,94	16,98	O.K.	O.K.
6,08	407,44	165,86	19,68	O.K.	O.K.

POZ 3

As = 22,56cm²
 $\phi 22/20$

POZ 4

As = 15,9cm²
 $\phi 20/24$

POZ 5

As = 12,06cm²
 $\phi 16/19$

POZ 6

As = 19,74cm²
 $\phi 22/23$

POZ 7

As = 15,9cm²
 $\phi 20/24$

POZ 8

As = 12,06cm²
 $\phi 16/19$

POZ 9

As = 19,74cm²
 $\phi 22/23$

TEMEL ÖN AMPATMAN KESİT HESAPLARI :

<u>Ön Ampaman Ucuna Mesafe</u>	<u>Momentler (KNm/m)</u>	<u>Kesme Kuvvetleri (KN/m)</u>	<u>Donatı Alanları (cm²)</u>	<u>Kesme Tahkiki</u>	<u>Kesit Tahkiki</u>
0,17	2,42	26,7	0,11	O.K.	O.K.
0,34	9,02	53,03	0,44	O.K.	O.K.
0,51	20,57	78,99	1,05	O.K.	O.K.
0,68	35,55	104,55	1,76	O.K.	O.K.
0,85	55,85	129,74	2,81	O.K.	O.K.

TEMEL ARKA AMPATMAN KESİT HESAPLARI :

<u>Ön Ampaman Ucuna Mesafe</u>	<u>Momentler (KNm/m)</u>	<u>Kesme Kuvvetleri (KN/m)</u>	<u>Donatı Alanları (cm²)</u>	<u>Kesme Tahkiki</u>	<u>Kesit Tahkiki</u>
1,5	663,73	149,59	37,24	O.K.	O.K.
2,68	484,27	156,21	26,18	O.K.	O.K.
3,86	304,81	144,56	15,95	O.K.	O.K.
5,039999	150,31	114,63	7,65	O.K.	O.K.
6,219999	41,17	66,45	2,09	O.K.	O.K.

POZ 1

As = 18,1cm²
 $\phi 20/20$

POZ 2

As = 37,24cm²
 $\phi 26/16$

POZ 10

As = 18,1cm²
 $\phi 20/20$

POZ 11

As = 18,1cm²
 $\phi 20/20$

ÖZGEÇMİŞ

Doğum tarihi 19.01.1976

Doğum yeri Malatya

Lise 1989-1992 Kayseri Fevzi Çakmak Lisesi

Lisans 1993-1997 Yıldız Teknik Üniversitesi İnşaat Fak.
İnşaat Mühendisliği Bölümü

Çalıştığı kurumlar

1997-1998 Sanem Mim. Müh. Ltd. Şti.

1998-Devam ediyor İz İnşaat Madencilik San. Ve Tic. A.Ş.

