

İSTANBUL TEKNİK ÜNİVERSİTESİ ★ FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ

**DERİN ZEMİN İYİLEŞTİRME YÖNTEMLERİ
VE
UYGULAMADAN ÖRNEKLER**

**YÜKSEK LİSANS TEZİ
Emine AYAN**

Anabilim Dalı : İnşaat Mühendisliği

**Programı : Zemin Mekaniği ve
Geoteknik Mühendisliği**

Tez Danışmanı: Doç. Dr. İsmail Hakkı AKSOY

HAZİRAN 2009

İSTANBUL TEKNİK ÜNİVERSİTESİ ★ FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ

**DERİN ZEMİN İYİLEŞTİRME YÖNTEMLERİ
VE
UYGULAMADAN ÖRNEKLER**

**YÜKSEK LİSANS TEZİ
Emine AYAN
(501041305)**

**Tezin Enstitüye Verildiği Tarih : 04 Mayıs 2009
Tezin Savunulduğu Tarih : 02 Haziran 2009**

Tez Danışmanı : Doç. Dr. İsmail Hakkı AKSOY (İTÜ)

Diğer Jüri Üyeleri : Doç. Dr. Recep İYİSAN (İTÜ)

Prof. Dr. Erol GÜLER (BÜ)

HAZİRAN 2009

ÖNSÖZ

Zeminlerin iyileştirilmesi ile ilgili hazırlanmış bu tez çalışmasında zemin iyileştirmesine gerek duyulma nedenleri, yüzeysel ve derin iyileştirme yöntemleri ile derin zemin iyileştirme yöntemlerinin uygulandığı projelerden örnekler verilmektedir.

Bilimsel hazırlık ve yüksek lisans derslerimde teknik bilgilerime katkılarından dolayı İ.T.Ü. Zemin Mekaniği ve Geoteknik Mühendisliği Bölümü öğretim üyelerine, araştırma görevlilerine ve laboratuvar görevlilerine;

Yüksek lisans eğitimim ve tez çalışmam boyunca deneyimini ve desteğini benden esirgemeyen hocam Doç. Dr. İsmail Hakkı Aksoy'a;

Çalışma hayatıma başladığım yer olarak bana katmış olduğu birçok farklı alandaki bilgi birikimi ve öğrenim hayatım ile ilgili gösterdikleri anlayış nedeni ile NYS Proje Danışmanlık İnşaat San. ve Tic. Ltd. Şti. ailesine;

Tezimin hazırlık aşamasında bilgi ve deneyimlerini benimle paylaşan İnşaat Müh. Nazif Yöner, İnşaat Yük. Müh. Yavuz Seymen, ve Jeoloji Müh. Duygu Kotan'a;

Bilimsel hazırlık ve yüksek lisans derslerim süresince bana sunumlarımı hazırlamamda yardımcı olan eniştem Mak. Yük. Müh. Yusuf Ali Yaşar ve arkadaşım İnş. Müh. Bora Arslan'a;

Her ihtiyaç duyduğumda yanımda olan benden yardımlarını esirgemeyen amcam Mak. Müh. Mustafa Ayan'a;

Her zaman yanımda olan, maddi ve manevi desteklerini hep hissettiğim canım annem Ersin Ayan, babam Hasan Ayan ve kardeşim Nebi Ayan'a tez çalışmam süresince gösterdikleri sabır ve anlayış için;

Yürekten teşekkür ederim.

Mayıs, 2009

Emine Ayan
(Jeofizik Mühendisi)

İÇİNDEKİLER

Sayfa

ÖNSÖZ.....	v
İÇİNDEKİLER	vii
KISALTMALAR ve SİMGELER	ix
ÇİZELGE LİSTESİ.....	x
ŞEKİL LİSTESİ.....	xi
ÖZET.....	xiii
SUMMARY	xv
1. GİRİŞ	1
2. ZEMİN İYİLEŞTİRME YÖNTEMLERİ	5
2.1 Yüzeysel Zemin İyileştirme Yöntemleri	6
2.1.1 Drenaj.....	6
2.1.2 Kompaksiyon	9
2.1.3 Çimento ile stabilizasyon	9
2.1.4 Kireç ile stabilizasyon	11
2.1.5 Kireç – uçucu kül ile stabilizasyon	12
2.1.6 Bitüm ile stabilizasyon.....	12
2.2 Derin Zemin İyileştirme Yöntemleri.....	13
2.2.1 Önyükleme	13
2.2.2 Kum drenleri	14
2.2.3 Prefabrik drenler	18
2.2.4 Vakumla su emme metodu.....	18
2.2.5 Dinamik kompaksiyon metodu	19
2.2.6 Vibro kompaksiyon metodu.....	21
2.2.7 Kompaksiyon Kazığı.....	23
2.2.8 Patlatma metodu.....	23
2.2.9 Taş kolonlar.....	25
2.2.10 Enjeksiyon teknikleri	28
2.2.10.1 Çatlatma enjeksiyonu (hydrofracture)	30
2.2.10.2 Sıkılama enjeksiyonu (kompaksiyon)	30
2.2.10.3 Geçirimsizlik enjeksiyonu (permeasyon)	31
2.2.11 Jet grout.....	31
2.2.12 Derin karıştırma	37
2.2.13 Kireç kazıkları.....	37
2.2.14 Elektro - osmoz	38
2.2.15 Isıl İşlemler	40
2.2.15.1 Isıtma metodu	40
2.2.15.2 Dondurma metodu	42
2.3 Diğer İyileştirme Yöntemleri	44
2.3.1 Mini kazıklar	44
2.3.2 Geosentetik malzemeler	45

2.3.3 Akıllı zeminler.....	47
3. DERİN İYİLEŞTİRME UYGULAMALARINDAN ÖRNEKLER	49
3.1 İzmit Atıksu Arıtma Tesisi	49
3.1.1 Genel	49
3.1.2 Zemin özellikleri	49
3.1.3 Değerlendirme ve uygulama	50
3.1.4 Sonuç.....	52
3.2 Dinamik Kompaksiyon Uygulamasına Bir Örnek	53
3.2.1 Genel	53
3.2.2 Zemin özellikleri	53
3.2.3 Değerlendirme ve uygulama	54
3.2.4 Sonuç.....	56
3.3 Kütahya Şehir Geçişi Düşey Bant Dren Uygulaması.....	61
3.3.1 Genel	61
3.3.2 Zemin özellikleri	62
3.3.3 Değerlendirme ve uygulama	63
3.3.4 Sonuç.....	70
3.4 Mabeyinci Arif Paşa Yalısı	70
3.4.1 Genel	70
3.4.2 Zemin özellikleri	71
3.4.3 Değerlendirme ve uygulama	71
3.4.4 Sonuç.....	75
3.5 Migros / Gimat Hipermarket ve Alışveriş Merkezi.....	76
3.5.1 Genel	76
3.5.2 Zemin özellikleri	76
3.5.3 Değerlendirme ve uygulama	76
3.5.4 Sonuç.....	80
3.6 Samsun – Çarşamba Havaalanı İnşaatında Pist Temel Zeminin Yükleme Yöntemiyle İyileştirilmesi	81
3.6.1 Genel	81
3.6.2 Zemin özellikleri	82
3.6.3 Değerlendirme ve uygulama	82
3.6.4 Sonuç.....	83
3.7 Bir Önyüklem Uygulaması.....	84
3.7.1 Genel	84
3.7.2 Zemin özellikleri	85
3.7.3 Değerlendirme ve uygulama	87
3.7.4 Sonuç.....	87
3.8 Yalova İli Altınova İlçesi Tavşanlı Beldesi’nde Tersane İnşaatı	89
3.8.1 Genel	89
3.8.2 Zemin özellikleri	89
3.8.3 Değerlendirme ve uygulama	90
3.8.4 Sonuç.....	92
3.9 Borçelik Gemlik Soğuk Hadde Fabrikası.....	92
3.9.1 Genel	92
3.9.2 Zemin özellikleri	93
3.9.3 Değerlendirme ve uygulama	95
3.9.4 Sonuç.....	98
4. SONUÇLAR VE DEĞERLENDİRMELER	100
5. KAYNAKLAR.....	107

KISALTMALAR ve SİMGELER

SPT: Standart Penetrasyon Testi
CPT: Koni Penetrasyon Testi
YASS: Yeraltı Suyu Seviyesi
ABYY: Afet Bölgelerinde Yapılacak Yapılar
n: Teorik konsolidasyon oranı
 r_e : Dren yarıçapı
 r_w : Geçirgen çekirdeğin dren yarıçapı
 T_r : Zaman faktörü
 C_{vr} : Radyal doğrultuda konsolidasyon katsayısı
S: Kum dren aralıkları
t: Zaman
 $\bar{U}$: Ortalama konsolidasyon yüzdesi
 P_m : Patlatma kaynağındaki maksimum basınç
R: Patlatma kaynağından belirli uzaklıktaki mesafe
C: Patlayıcı madde miktarı
 k_1, k_3, k_4 ve μ_1 : Sabitler
h: Patlayıcı maddenin yerleştirilme derinliği
 h_c : Etkili sıkıştırma derinliği
 R_c : Sıkıştırma genişliği
D: Patlayıcı madde yerleştirme aralığı
 D_{10} : Danelerin %10'nun daha küçük olduğu çap değeri
 D_{15} : Danelerin %15'nin daha küçük olduğu çap değeri
 D_{20} : Danelerin %20'sinin daha küçük olduğu çap değeri
 D_{50} : Danelerin %50'sinin daha küçük olduğu çap değeri
 D_{85} : Danelerin %85'nin daha küçük olduğu çap değeri
 D_{95} : Danelerin %95'nin daha küçük olduğu çap değeri
k: Permeabilite sayısı
A: Akımın olduğu kesit alanı
 k_e : Elektro-ozmotik geçirgenlik katsayısı
 i_e : Elektriksel-hidrolik eğim
 Ω : Özgül elektriksel iletkenliktir.
 γ_k : Kuru birim hacim ağırlık
 C_f : Yakıtın ısıtma kapasitesi
W: Zeminin su muhtevası
T: Zemin yüzeyindeki ısı
 D_c : Deliğin beher metresinin delme maliyeti
 H_c : Litre başına yakıt maliyeti
S: Min. tüm maliyet için delik aralığı
F: Kullanılan yakıt
 η : Termal ısı verimi

ÇİZELGE LİSTESİ

Sayfa

Çizelge 2.1 : Çimento miktarları (Özaydın, 1970).	11
Çizelge 2.2 : Düşey drenlerde U-Tr bağıntısı (Önalp, 1983).....	17
Çizelge 2.3 : Dolgunun değerlendirme ölçütleri (Brown, 1977)	22
Çizelge 2.4 : Kum ve sudaki (T.N.T.) yükü için k_1 ve μ_1 değerleri (Inanov, 1972)..	24
Çizelge 2.5 : Kumdaki (T.N.T.) yükü için k_3 ve k_4 değerleri (Inanov, 1936).....	25
Çizelge 2.6 : Elektro-Osmoz geçirgenlik katsayıları (Mitchell, 1976).....	40
Çizelge 2.7 : Bio-enjeksiyon ve bio-geçirimsizlik uygulamalarının dayanım (σ), elastisite modülü (E_{50}) ve permeabilite (k) (Meurs, ve diğ., 2006).....	48
Çizelge 3.1 : Laboratuvar deney sonuçları (Tan, 1992)	50
Çizelge 3.2 : Toplam oturma (cm) (Aksoy, Kızıroğlu, Kurtulmaz, 1994)	63
Çizelge 3.3 : $H_{dolgu}=5m$ 'lik dolgu için oturma-zaman tablosu (Aksoy, Kızıroğlu, Kurtulmaz, 1994)	68
Çizelge 3.4 : CPTdeneylerinden jet grout kolon taşıma kapasitesi tablosu özeti ($\Phi=80cm$ ve $L=14m$) (Durgunoğlu, Kulaç, Oruç, Öge, Eker, 1998).....	77
Çizelge 3.5 : Karot numuneleri basınç dayanımları (Durgunoğlu, Kulaç, Oruç, Öge, Eker, 1998).	78
Çizelge 3.6 : Çekme deneyi ölçüm özeti (Durgunoğlu, Kulaç, Oruç, Öge, Eker, 1998).....	80
Çizelge 3.7 : Zemin profilinde karşılaşılan kohezyonlu zeminlerin indeks özellikleri (Sağlamer, Yılmaz, 1998)	82
Çizelge 3.8 : Sahadaki zemin modeli için geoteknik büyüklükler (Kemaloğlu, Sayraç, Özaydın, Yıldırım, 2008)	90

ŞEKİL LİSTESİ

Sayfa

Şekil 2.1 : Dane boyutuna göre zemin iyileştirme metotları (Sağlam, 1985)	5
Şekil 2.2 : Çevre drenler (Önalp, 1983).....	8
Şekil 2.3 : Serbest basınç mukavemetinin çimento muhtevasına etkisi	10
Şekil 2.4 : Kum drenajsız ve kum drenajlı ön yüklemeler altındaki oturmaların– zaman eğrisi (Özaydın, 1970).	14
Şekil 2.5 : Düşey drenlerin yerleştirilmesi	16
Şekil 2.6 : Vakum tekniği (Okada et al, 1974)	19
Şekil 2.7 : Löslerin dinamik kompaksiyonu (Abelev ve Askalonov, 1957).....	21
Şekil 2.8 : Vibroflatasyon metodu (Braja, 1984).....	21
Şekil 2.9 : Direk güç kompaksiyon metodu (Önalp, 1983)	23
Şekil 2.10 : Taş kolonlar ile zemin iyileştirme (oturma azaltma faktörü) (Priebe, 1976)	26
Şekil 2.11 : Yayılı yükler ve şerit temeller altındaki taş kolonlar (Önalp, 1983).....	27
Şekil 2.12 : Enjeksiyon türleri (Önalp, 1983).....	30
Şekil 2.13 : Çift akışkanlı jet grout uygulaması	35
Şekil 2.14 : Kireç kazıklarının düzenlenmesi (Önalp, A., 1983).....	38
Şekil 2.15 : Sıcaklığın plastisite indise üzerindeki etkisi (Chandrasekaran et al, 1969)	41
Şekil 2.16 : Termal işlemin mukavemete etkisi (Önalp, 1983)	41
Şekil 2.17 : Hareketli yeraltı suyunun donmaya etkisi (Önalp, A., 1983).....	43
Şekil 2.18 : Değişik donma metotları için süreler (Önalp, A., 1983).....	44
Şekil 2.19 : Elektron mikroskobu ile çekilmiş örgülü geotekstil örnekleri (Koerner, 1997)	46
Şekil 2.20 : Elektron mikroskobu ile çekilmiş ısı yoluyla bağlanmış örgüsüz geotekstil örnekleri (Koerner, 1997)	47
Şekil 2.21 : Bio-enjeksiyon ve bio-geçirimsizlik yöntemleri prensibi (Meurs, ve diğ., 2006)	48
Şekil 3.1 : Havalandırma havuzu orta noktasından elde edilen oturmaların zamana göre değişimi (Tan, 1992)	51
Şekil 3.2 : Çökeltme havuzu orta noktasından elde edilen oturmaların zamana göre değişimi (Tan, 1992)	51
Şekil 3.3 : Dinamik kompaksiyon düşme noktaları şablonu(Sağlam, Ansal, 1987)	56
Şekil 3.4 : Tank temel altından her bir geçiş (Sağlam, Ansal, 1987)	57
Şekil 3.5 : Dinamik kompaksiyon, düşme sayısı-oturma derinliği grafiği(Sağlam, Ansal, 1987).....	58
Şekil 3.6 : Tank 1'deki kompaksiyon öncesi, 1. ve 2. geçiş sonrası SPT değerleri (Sağlam, Ansal, 1987).....	59

Şekil 3.7 : Tank 2'deki kompaksiyon öncesi, 1. ve 2. geçiş sonrası SPT değerleri (Sağlam, Ansal, 1987).....	60
Şekil 3.8 : Kütahya şehir geçiş planı (Aksoy, Kızıroğlu, Kurtulmaz, 1994)	61
Şekil 3.9 : Kütahya çevre yolu zemin profili (Aksoy, Kızıroğlu, Kurtulmaz, 1994)	62
Şekil 3.10 : Düşey dren yerleşim planları (Aksoy, Kızıroğlu, Kurtulmaz, 1994)	65
Şekil 3.11 : Düşey sentetik dren uygulamasına ait tipik enkesit (Aksoy, Kızıroğlu, Kurtulmaz, 1994)	66
Şekil 3.12 : Dren yerleşim tiplerinin uygulanacağı kesimler *Gerekli dren adetleri (4.800 adet, 57.800m) (Aksoy, Kızıroğlu, Kurtulmaz, 1994).....	66
Şekil 3.13 : Kütahya şehir geçişi oturma gözlem noktalarına ait oturma-zaman grafikleri (OP1-OP2-OP3) (Aksoy, Kızıroğlu, Kurtulmaz, 1994).....	67
Şekil 3.14 : Kütahya şehir geçişi oturma gözlem noktalarına ait oturma-zaman grafikleri (OP4-OP5) (Aksoy, Kızıroğlu, Kurtulmaz, 1994).....	68
Şekil 3.15 : Kütahya şehir geçişi ıslah öncesi-ıslah sonrası CPT karşılaştırması (uç dreni) (Aksoy, Kızıroğlu, Kurtulmaz, 1994)	69
Şekil 3.16 : Jet grout kolonlarının yerleşim planı ve PS logging kuyularının yeri (Yıldırım, Doğu, Durgunoğlu, 2008)	72
Şekil 3.17 : Islah sonrası ölçülen kayma dalgası hızları (Yıldırım, Doğu, Durgunoğlu, 2008)	74
Şekil 3.18 : Düzeltilmiş kayma dalgası hızı ve çevrimsel gerilme oranı korelasyonu (Yıldırım, Doğu, Durgunoğlu, 2008)	75
Şekil 3.19 : Yükleme deneyi.....	79
Şekil 3.20 : Sondaj logları (Ergun, 1987).	86
Şekil 3.21 : Oturma plakaları ve sondaj yerleşim planı (Ergun, 1987).	87
Şekil 3.22 : Dolgu yükleri ve oturma plakalarında ölçülen toplam oturma miktarları (Ergun, 1987)	88
Şekil 3.23 : Yükleme deneyine ilişkin gerilme-oturma eğrisi (Kemaloğlu, Sayraç, Özyayın, Yıldırım, 2008)	91
Şekil 3.24 : Borçelik Gemlik soğuk hadde tesisleri yerleşim planı (38)	94
Şekil 3.25 : Deney kesimleri CPT konfigürasyonu (Durgunoğlu, Kılıç, İkiz, Karadayılar, 1992).....	96
Şekil 3.26 : BYD 1/B ve BYD 2/A bölge yükleme deneyleri yük-oturma-zaman grafiği (Durgunoğlu, Kılıç, İkiz, Karadayılar, 1992)	98

DERİN ZEMİN İYİLEŞTİRİLME YÖNTEMLERİ VE UYGULAMADAN ÖRNEKLER

ÖZET

Mühendis, arazideki zemin özelliklerinin getirdiği kısıtlamaları kabullenmek veya bu özellikleri “zemin iyileştirme yöntemleri” ile iyileştirmek durumundadır. Zemin iyileştirmesi dendiğinde, zeminin kayma direncinin artırılması, geçirirmliliğin azaltılması, iri daneli zeminlerde sıkılığın ve ince daneli zeminlerde kıvamın artırılmasını anlaşılr. Uygulanabilecek yöntem zeminin dane çapı ile yakından ilgilidir. Zemin iyileştirme yöntemleri, “ince daneli (kil-silt) zeminlerde” uygulanabilen yöntemler ve “iri daneli (kum-çakıl) zeminlerde” uygulanabilen yöntemler olarak iki ana gruba ayrılabilir. Ayrıca zemin iyileştirme yöntemleri “yüzeysel iyileştirme yöntemleri” ve “derin iyileştirme yöntemleri” olarakta iki grupta toplanabilir.

Bu çalışmada, yüzeysel zeminlerin iyileştirilmesi olarak drenaj, kompaksiyon, bitüm ile stabilizasyon, çimento ile stabilizasyon, kireç ile stabilizasyon, kireç-uçucu kül ile stabilizasyon ve ağırlıklı olarak derin zeminlerin iyileştirilmesinde patlatma metodu, dinamik konsolidasyon metodu, vibro kompaksiyon metodu, kompaksiyon kazıkları metodu, ön yükleme, kum drenleri, plastik drenler, vakumla su emme metodu, kireç kazıkları metodu, elektro-osmoz, taş kolonlar metodu, termal işlemler, enjeksiyon ve jet grout teknikleri incelenmiştir. Derin zemin iyileştirilmesi yöntemlerinin uygulamalarından; İzmir Atıksu Arıtma Tesisi, Su Depolama Tankı, Kütahya Şehir Geçişi Düşey Bant Dren Uygulanması, Mabeyinci Arif Paşa Yalısı, Migros/Gimat Hipermarket ve Alışveriş Merkezi, Samsun-Çarşamba Havaalanı İnşaatında Pist Temel Zeminin Yükleme Yöntemiyle İyileştirilmesi, Bir Önyükleme Uygulaması, Yalova İli Altınova İlçesi Tavşanlı Beldesi Tersane İnşaatı, Borçelik Gemlik Soğuk Hadde Fabrikası incelenerek değerlendirilmiştir.

Bu çalışmada zeminlerin iyileştirme yöntemleri ve yeni gelişmeler ele alınarak, özellikle derin iyileştirme yöntemleri incelenmiştir. Ülkemizde yaygın şekilde uygulanan derin iyileştirme yöntemlerinin uygulanmasına ait örnekler verilmiştir.

DEEP SOIL IMPROVEMENT and EXAMPLES from STUDY CASES

SUMMARY

A geotechnical engineers, should accept the limitations caused by soil characteristics or can improve these characteristics by “soil improvement methods”. Soil improvement means increasing the shear strength, decreasing the permeability, increasing the stiffness of coarse-grained soils and consistency of fine-grained soils. A practical method mostly depends on the grain size of the soil. Soil improvement methods are divided into two basic groups, “Methods for Fine-Grained Soils” and “Methods for Coarse-Grained Soils”. Also, soil improvement methods can be studied under two groups, “Shallow Soil Improvement Methods” and “Deep Soil Improvement Methods”.

In this thesis; different methods for shallow soil improvement and deep soil improvement are studied. Drainage, compaction, stabilisation with bitumen, stabilisation with cement, stabilisation with lime and stabilisation with lime and fly ash are the examined shallow soil improvement methods and method of blasting, dynamic consolidation, vibro consolidation, compaction piles, pre-loading, sand drains, plastic drains, water absorption with vacuum, lime pile method, electro-osmosis, stone column thermal applications, injection and jet grout techniques are the examined deep soil improvement methods.

Some deep soil improvement applications are also studied in this thesis, like İzmir Waste Water Treatment Facilities, Water Storage Tank, Kütahya City Passing Vertical Drain Application, Mabeyinci Arif Paşa Mansion, Migros/Gima Shopping Center, Samsun-Çarşamba Airport/Stabilisation of the Runway with Loading Method, A Pre-loading Application, Yalova-Altınova Navy Yard Construction, Borçelik Gemlik Roller Mill Factory.

In this thesis, soil improvement methods, new developments and especially deep soil improvement methods are examined. Also, deep soil improvement applications from our country has given.

1. GİRİŞ

Geoteknik mühendisi, arazide zemin özelliklerinin getirdiği kısıtlamaları kabullenmek veya bu özellikleri “zemin iyileştirme yöntemleri “ ile ıslah etmek (iyileştirmek) durumundadır. Zemin iyileştirmesi dendiğinde çoğunlukla zeminin kayma direncinin artırılması, geçirimsizliğin azaltılması ve iri daneli zeminlerde sıklığın ve ince daneli zeminlerde kıvamın artırılmasını anlarız. (Sağlam, 1985) Zemin iyileştirilmesinde temel ilke, zeminin boşluk oranının azaltılması veya zemin boşluklarının çeşitli bileşimdeki karışımlarla doldurulmasıdır. Çok sayıda zemin iyileştirme yöntemleri mevcuttur. Uygulanabilecek yöntem zemin dane çapı ile yakından ilgilidir. Zemin iyileştirme yöntemleri, “İnce daneli (kil-silt) zeminlerde” uygulanabilen yöntemler ve “İri daneli (kum-çakıl) zeminlerde” uygulanabilen yöntemler şeklinde ikiye ayrılabilir.

Zemin iyileştirme yöntemleri “Yüzeysel iyileştirme yöntemleri” ve “Derin iyileştirme yöntemleri” olarakta iki grupta toplanabilir.

Bu tez kapsamında derin iyileştirme yöntemleri, yüzeysel iyileştirme yöntemleri ve diğer yöntemlerden bahsedilmiştir. Ağırlıklı olarak ise derin iyileştirme yöntemleri incelenerek, bu yöntemlere ait uygulanmış örneklerle yer verilmiştir.

Zemin iyileştirme yöntemine karar verilmeden önce, arazi ve çevresi hakkında bilgi alınır, daha sonrasında arazi incelenir. Arazinin incelenme yöntemleri iki adımdan oluşur. Bunlardan ilki arazi deneylerini kapsayan çalışmalar diğeri ise laboratuvar çalışmalarıdır. Arazi çalışmaları, laboratuvar çalışmalarına göre daha ucuz ve daha hızlı sonuç veren bir yöntemdir. Laboratuvar çalışmalarında ise araziden alınan numunelerde deneyler yapılarak arazi ile ilgili daha detaylı sonuçlar alınabilir. Arazi ile laboratuvarda yapılan testlerle zeminin cinsi, formasyonu ve özellikleri belirlenir. İnşaat planlaması aşamasında çok çeşitli teknik incelemeler ve ayrıntılı zemin ve yeraltı suyu araştırmaları gereklidir. İyileştirilme yöntemine karar verilmesi aşamasında inşa edilecek yapının özellikleri ve temel sistemi hakkında detaylı bilgiye sahip olmak gerekmektedir.

İyileştirme yönteminin seçiminde etkin birçok faktör vardır. Bu faktörler, sahanın etrafındaki yapıların yapısal durumları ve temellerinin durumları, izin verilebilecek yapısal hareketin tipi ve büyüklüğü, zemin ve yeraltı suyu durumları, yapılarda meydana gelebilecek ek yüklerdeki artmalar ve azalmalar, yapının genel stabilitesi (deprem bölgesi ya da heyelan olasılığı), sismik yüklenme olarak sıralanabilir.

Yapının kullanım amacı zamanla değişebilir. Bu da binada yüklerin değişmesi anlamına gelmektedir. Zemin ile ilgili iyileştirme işlemine başladıktan sonra daha önceden tespit edilemeyen durumlarda tasarım değişikliklerine gidilebilir. Ayrıca inşa süresince ve sonrasında deformasyonların izlenmesi için uygun bir ölçüm sistemi kurulmalı ve takip yöntemi belirlenmelidir. Bu işler sırasında hassas, sık ve devamlı ölçümler önem taşımaktadır. Deformasyon ölçümü bütün iyileştirme işlerinde gerekliliktir. Bu yüzden seçilecek iyileştirme yönteminin hem sonuç olarak en iyisi, hem de mali açıdan en uygun olanını seçmek gerekmektedir.

Zeminin iyileştirilmesi her ne kadar sadece geoteknik mühendislerinin sorumluluğunda gibi gözüксе de disiplinler arası bir çalışma gerektirmektedir. Projenin başarısı için proje sorumlusu, geoteknik mühendisi, yapı mühendisi arasında çok yoğun bir bilgi alışverişine ihtiyaç vardır.

Zemin iyileştirme yöntemleri, yerel zemin şartlarına bağlı olan inşaatlardır. Her proje için özel inşaat teknikleri kullanılması gerekebilir. Böylece, riskli inşaatlarda dahi ekonomik çözümler elde edilebilir.

Zemin iyileştirilmesi, zemin mekaniği ve geoteknik mühendisliği konularını içeren kapsamlı bir konudur.

Zemin profili çeşitli cins zeminlerden oluşabilir, bu formasyonların özellikleri, davranışları da birbirinden farklı olduğu için iyileştirilme şekilleri de birbirinden farklıdır.

Doygun zeminlerdeki, zemin dayanımının ve stabilitesinin, deprem titreşimleri veya hızlı yüklemeler sonucunda azalması, sıvılaşma potansiyeli bulunan zeminler üzerinde yapılan yapıların dönmesi ve zemin içine batması veya aşırı boşluk suyu basıncının oluşması ile dayanma yapılarının yatay ve düşey yönde hareketi ve eğilmesi gibi sorunlar ile karşılaşmaktadır. Bu sorunların kabul edilebilir sınırlar içinde kalması ve/veya tam anlamıyla ortadan kaldırılması için sıvılaşma potansiyelinin azaltılmasına izin verilmemesi gerekmektedir. Bu sebepten dolayı

sıvılaşma potansiyelinin varlığının tam olarak tespiti ve buna göre potansiyeli önleyecek metotun seçimine karar verilmelidir.

Su muhtevastındaki değışimler, killi zeminlerde şişme ve büzölme gibi hacimsel değışikliklerin ortaya çıkmasına sebep olmaktadır. Şişme ve büzölme miktarındaki hacim değışikliğinin büyüklüğü ortaya çıkacak probleminde büyüklüğünü belirlemektedir. Bu problemin giderilmesi için yapılan stabilizasyon yöntemleri genellikle alternatif bir uygulamadır.

Zeminlerde mukavemet artışı, kompaksiyon, önyükleme, drenaj, diğer bir zeminle karıştırma, kimyasal stabilizasyon yöntemlerini kullanarak sağlanmaktadır. Zeminin permeabilitesinin değıştirilmesinde en etkin yol kompaksiyon olmakla beraber kireç, jips, uçucu kül, puzolan, vb. maddelerin katkısı ile zemin danelerini birbirine sıkıca bağlayarak çimentolaşması sağlanabilir. Bitüm ise granüler zemin danelerinde bağlayıcılık görevi yapmakla beraber geçirimsizliği de sağlamaktadır. Ancak bu amaçla kullanılacak stabilizörler zemin cinsine bağı olarak seçilmelidir (Nonveiller, 1989).

Kompaksiyon, gevşek iri daneli zeminlerin sıkışabilirlik özelliğinin iyileştirilmesinde kullanılan etkin bir metottur. Kompaksiyon ile zeminin sıkışabilirliğinde önemli azalmalar sağlanabilir. Ancak sıkışabilirlik özelliğinin iyileştirilmesinde kompaksiyon tek başına yeterli olmayabilir. Sıkışabilen zeminlerde konsolidasyon teknikleri uygulanmalıdır (Nonveiller, 1989). İnce daneli yumuşak normal konsolide killer ön yükleme ile konsolide edilir.

Sıvılaşma, zeminin dayanımının ve stabilitesinin deprem titreşimleri veya hızlı yüklemeler sonucunda azalması ile ortaya çıkan bir olaydır. Deprem başlağığı ilk saniyelerde doygun olan zemindeki boşluk suyu basıncı düşüktür, depremin ileri safhalarında ise deprem titreşimlerinden dolayı, zemin daneleri birbirleri etrafında hareket etmeye ve boşluk suyu basıncı artmaya başlamaktadır. Sıvılaşmanın oluşması ile zeminin mukavemetinde azalma oluşmaktadır (Özaydın, 1997).

Zemin iyileştirilmesi ile mevcut zeminin, (Ergun,1996)

- Kayma mukavemeti artar,
- Deformasyon modülü artar,
- Sıkışabilirliği azalır, şişme ve büzölme potansiyeli kontrol altına alınır,
- Permeabilitesi azalır,

- Çevre koşullarına bağı olarak fiziksel ve kimyasal değişimleri engellenir,
- Sıvılaşma potansiyeli azalır.

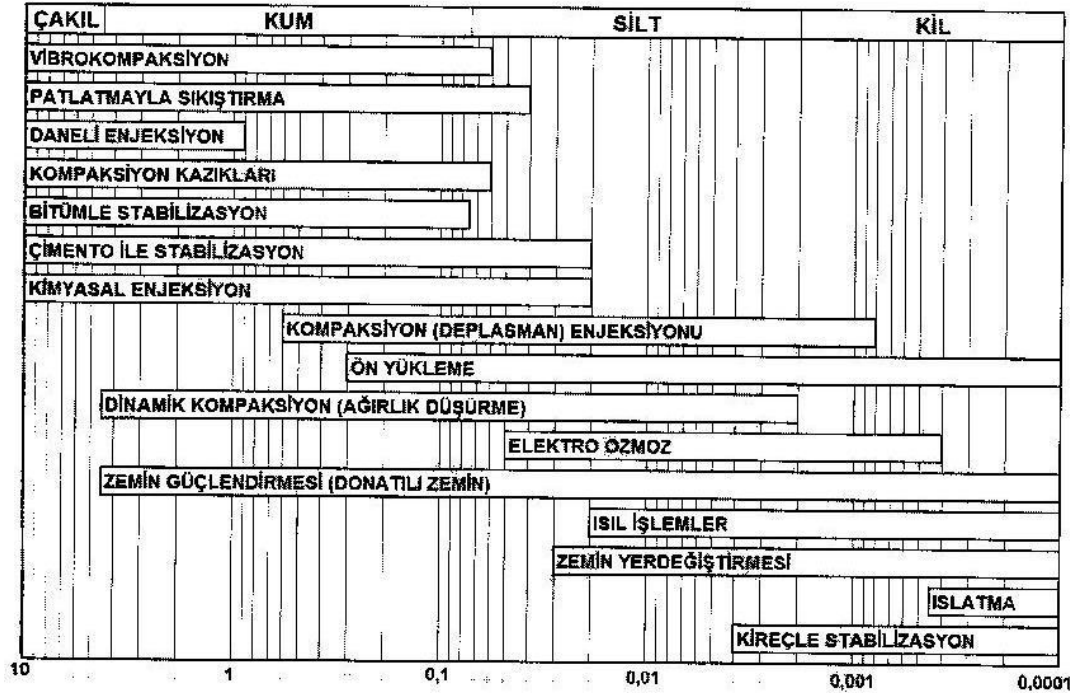
Günümüzde zeminlerin iyileştirilmesi için bir çok metot geliştirilmiştir. Bu yöntemler zemin cinsine ve iyileştirmenin amacına göre değişmektedir. Zemin iyileştirme metodlarının uygulanabilirliği zeminin dane çapı ile yakından ilişkilidir.

2. ZEMİN İYİLEŞTİRME YÖNTEMLERİ

Zeminin iyileştirilmesinde temel ilke, zemin içerisindeki mevcut boşlukların mekanik araçlarla azaltılması, zemin boşluklarının çeşitli bileşimdeki karışımlarla doldurulması, yeraltı su seviyesinin düşürülmesi veya zeminin su içeriğinin azaltılması yada çeşitli elemanların kullanılması suretiyle mevcut zeminin güçlendirilmesidir (Sağlam, 1985).

Temeller, yapılara etkileyen yükleri, zemine güvenli şekilde aktarmalıdır. Burada güvenli olma durumu, taşıma gücü koşulu ve izin verilebilir oturma değerleri sınırları içerisinde kalma koşullarıdır. Yapılan temelin güvenli olarak kabul edilebilmesi için bu iki koşul sağlanmalıdır. Zeminin cinsine, taşıma gücünü vb. özellikleri dikkate alındığında temel projesine oturma koşulu veya taşıma gücü koşulu hakim olur.

Her uygulama için farklı yöntemlerin uygulanması gerekebilir. Zemini oluşturan yapının dane büyüklüğüne göre zemin iyileştirme metotlarının uygulama aralığı Şekil 2.1’de gösterilmiştir.



Şekil 2.1 : Dane boyutuna göre zemin iyileştirme metotları (Sağlam, 1985)

Tasarlanan bir yapı mevcut zemine güvenli bir şekilde inşa edilemiyorsa zeminin iyileştirilmesi gerekmektedir. Zeminlerin iyileştirilmesi, iyileştirilme derinliğine bağlı olarak iki ana gruba ayrılırlar. Bunlar yüzeysel iyileştirme ve derin iyileştirme'dir.

İyileştirme yapılan zeminde değerlendirme yapılmazsa projenin başarısı ve iyileştirmenin istenen kriterlere uyup uymadığı belirlenemez. İyileştirilmiş zemini değerlendirmek için aşağıdaki yöntemlerden biri veya birkaçı kullanılabilir. İyileştirme öncesi ve sonrası yapılan seri deneyler karşılaştırılarak bilgi sahibi olunur.

Arazide yapılan kontrol amaçlı deneyleri şu şekilde sıralayabiliriz;

1. Laboratuvar'da, araziden alınan numunelerde Mukavemet deneyleri,
2. Standart Penetrasyon Testi
3. Koni Penetrasyon Testi
4. Presyometre Deneyi
5. Veyn Deneyi
6. Satıhta ve derinde Plaka Yükleme Deneyleri
7. Jeofizik Yöntemler (Kayma dalgası hızı)

2.1 Yüzeysel Zemin İyileştirme Yöntemleri

Yüzeysel zemin iyileştirmesinden, ince tabakalar halinde serilen katkılı veya katkısız zeminin kompaksiyon ile sıkıştırılmasını ve drenaj uygulamasını anlıyoruz. Mekanik stabilizasyon, çimento, kireç, kireç-uçucu kül ve bitüm ile karıştırılan zemin kompaksiyon ile sıkıştırılarak boşluk oranı azaltılıp özellikleri iyileştirilmektedir. Drenaj ise genel olarak zeminden suyun uzaklaştırılması işlemidir.

2.1.1 Drenaj

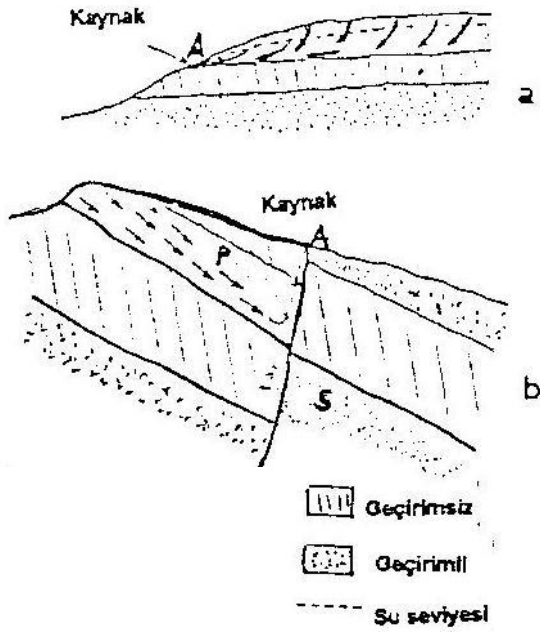
Bir zemindeki su muhtevasının azaltılması, o zeminin faydalı özelliklerinin ortaya çıkmasını ve iyileştirmesini sağlar. Su muhtevastaki artış, özellikle kohezyonlu zeminlerde mukavemete ve taşıma gücünde bir azalmaya sebep olur. Bu sebeple zeminin sağlam ve stabil olarak korunması, sahadan suyun uzaklaştırılması ve sahaya su girişinin önlenmesine bağlı olmaktadır. Bunun başarılabilmesi için gerekli drenaj

alt yapının mümkün olduğu kadar üniform bir su muhtevasında tutulmasını sağlamalıdır. (Uzuner, 1995)

Drenaj çeşitleri;

- Fransız Drenleri: Künklerle yapılan bir drenaj şeklidir. Ek yerleri açık olarak yerleştirilir. Hendeğin tabanı künk çapından en az 30cm daha geniştir. Hendeğe künk konulduktan sonra, daha kaba daneleri künke doğru ve daha inceleri ise zemine doğru olmak üzere derecelenmiş malzeme yerleştirilir. Künklerin açık ek yerleri derecelenmiş filtre malzemesinden yapılmış bir tabaka ile korunmalıdır. Filtre yapılmazsa drenler ince malzeme ile dolacaktır. Bu tip drenler açık dren ve hendeklerin trafik için tehlikeli olabileceği yerlerde faydalıdır. Fransız drenleri, zemini drene ederler ve kayma mukavemetini artırır. (Önalp, 1983)
- Çevre Drenleri: Çevre hendekleri ekseriya tesviye eğrileri boyunca giderek veya dolmanın en yüksek noktalarını izleyerek sahaya çevreler ve oldukça uzun olabilir. Bunlar suyun, kurutulacak sahaya gelmesini önler ve böylece saha drenajının masrafını azaltır. Bu drenler aynı zamanda su dolu sahalardaki su seviyesinin indirilmesini ve böylece temel inşaatlarının kuruda yapılmasını sağlar.

Şekil 2.2a ve b’de görüldüğü gibi A ile gösterilen yerlerde yapılan çevre drenleri, kaynak sularının alacak ve daha alçak yamaçtaki drenaj sistemi sadece çevre sahaların yer üstü ve yeraltı sularını toplayacaktır. (Önalp, 1983)



Şekil 2.2 : Çevre drenler (Önalp, 1983)

- Köstebek Drenler: Killerde suyun büyük bir kısmı kapiler kuvvetlerle tutulduğundan su hareket edemez. Kil drenaja uygun değildir. Köstebek drenleriyle, kil içindeki su seviyesinin indirilmesi patentli yöntemler kullanılmaktadır. Köstebek sapanı mermi şekilli olup bir yatay kol üzerine monte edilmiştir. Bu kol vasıtasıyla sapan, zemin seviyesinin bir miktar altında tutulur. Traktör sapanı çektiği zaman, zemin seviyesi altında silindirik şeklinde bir kanal oluşur. Ağır yüklere maruz kalmazsa bu kanal şeklini senelerce muhafaza eder ve kilde fazla suları drene eder. Köstebek drenler, zemin eğimi yönünde olmak üzere 3-5m ara ile konulmalı ve bir ana dren veya kanala bağlanmalıdır. (Önalp, 1983)
- Kuyu Drenler: Şekil 2.2b’de geçirimli P tabakasından geçerek S geçirimli tabakasına kadar devam edecek şekilde açılan bir düşey sondaj kuyu sistemi fay hattının getirdiği memba sularının S tabakası içine drene eder. Kuyu ve sondaj kuyularının diğer bir kullanışı, bir temel yapısının tabii su seviyesi altında inşası için su seviyesinin geçici ve çabuk olarak indirilmesi içindir. İnşaat sahasının etrafında geniş çaplı kuyular veya ufak çaplı kuyular teşkil olunarak su çekilmeye başlanır. Su çekilmesi işi ya her kuyu için ayrı pompalarla veya bütün kuyulara ait müşterek bir pompa sistemi ile yapılır. Pompalar çalıştığı müddetçe su seviyesini indirmek mümkündür. Daha büyük

derinliklere kadar su seviyesi indirmek için kademeli pompa sistemi kullanılır. (Önalp, 1983)

2.1.2 Kompaksiyon

Kompaksiyon (sıkıştırma) zemin daneciklerinin birbirine yaklaştırılması ve aralarındaki hava boşluklarının azaltılması sonucu daha sıkı bir yerleşime sahip olmalarını sağlayacak şekilde mekanik araçlar kullanarak zeminin sıkıştırılmasıdır (Özaydın, 1970).

Zeminlerin sıkıştırılması sonucu birim hacim ağırlığı artmakta ve buna bağlı olarak mühendislik özellikleri iyileşmektedir. Danelerin birbirine yaklaşabilmesi ve sıkışmanın sağlanabilmesi ancak, uygulanan statik veya dinamik yükler altında daneler birbirlerine göre hareket ettirilir. Hareket yetenekleri ise, kompaksiyon enerjisine, zemin içindeki su miktarına bağlı olarak değişir (Özaydın, 1970).

Zeminin kompaksiyon (sıkışma) durumunun ölçüsü olarak kuru birim hacim ağırlığı esas alınır. Kuru zemine bir miktar su ilave edildiğinde daneler arası sürtünme azalarak yağlanma etkisi ile daneler daha kolay yerleşir ve sıkışırlar. Kuru birim hacim ağırlığıda artar. Zemine su ilavesine devam edildiğinde zemin boşluklarındaki su artışı kuru birim hacim ağırlığında artış yerine azalmaya yol açar zemin tamamen suya doymuş ise kompaksiyon mümkün değildir. Bir zemin cinsi için sabit sıkıştırma enerjisinde maksimum kuru birim hacim ağırlığının elde edildiği bir su muhtevası vardır. Bu su muhtevasına optimum su muhtevası denir. Zeminin en iyi ve en kolay sıkışabileceği su muhtevasıdır. Optimum su muhtevası değişik zeminler için farklı olduğu gibi aynı zemin içinde kompaksiyon enerjisine bağlı olarak değişiklik göstermektedir.

2.1.3 Çimento ile stabilizasyon

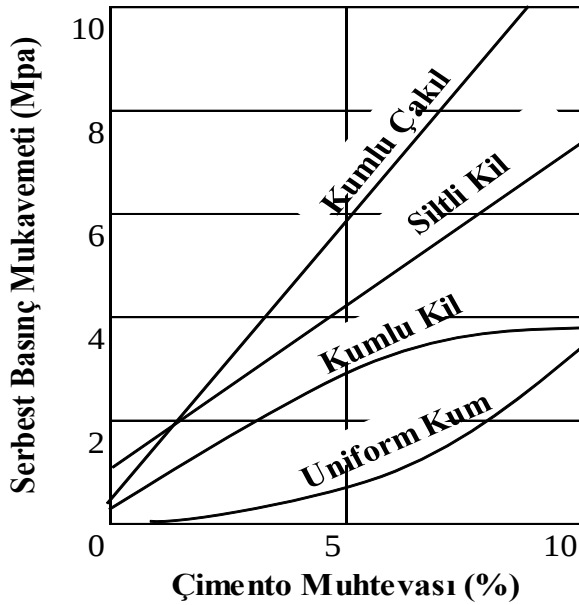
Çimento kullanımı ile zemin iyileştirilmesi Amerika'da eyalet karayollarının 1920'deki uygulamalarına kadar gitmektedir. Endüstrinin gelişmesiyle Türkiye şartlarında uygun bir metot haline gelmiştir. Artan trafik yükleri başta hava meydanları olmak üzere tüm ulaşım yollarında çimento ile stabilize edilmiş ters yönde kireç reaksiyonu gösterir.

Çimento, birincil reaksiyonlar sonucu zeminde güçlü bağlar oluşturur. Bu reaksiyonun etkinliğini azaltmak için laboratuvar ve arazide altı saatten geç

sıkıştırma işlemlerinden kaçınılmalıdır. Reaksiyonda çimentonun bilinen hidroliz ve hidratlanması önemli rol oynar.

İkincil reaksiyonlar, kil minerali yapısı ve ortamda mevcut amorf malzemedeki değişikliklerle yeni bir bağlayıcının oluşmasını sağlamaktadır.

Çimento stabilizasyonu yüksek organik zeminler dışında, değişik zeminlerin özelliklerini iyileştirmek üzere kullanılır. Esas problem yeterli karışım elde edebilmektir. Çimento muhtevaları, arazideki veriminde azalma göz önüne alınarak laboratuvar testleriyle dikkatlice kontrol edilerek belirtilen minimum değerin üstüne çıkar. Karıştırma verimi; arazide karıştırılan verim oranları %60-80 arasında değişir. Serbest basınç mukavemeti, çimento muhtevasıyla yaklaşık olarak lineer artar (Şekil: 2.3)



Şekil 2.3 : Serbest basınç mukavemetinin çimento muhtevasına etkisi

Çimentonun eklenmesiyle kumların ve çakılların permeabiliteleri büyük ölçüde azalırken, siltlerde, siltli killerde ve killerde permeabilite artış gösterir. Çizelge 2.1.'de çimento ile stabilize edilmiş zeminlerin özellikleri verilmektedir.

Arazide istenen mukavemeti ve dayanıklılığı sağlamak için %1,50'ye varan bir oranda çimento muhtevasını arttırmak gerekir (Uzuner, 1995).

Çizelge 2.1 : Çimento miktarları (Özaydın, 1970).

ZEMİN TİPİ	AĞIRLIK OLARAK ÇİMENTO YÜZDESİ
İnce Kırılmış Kaya	0,50-1
İyi Derecelenmiş Kumlu Kil Çakılları	2,00-4,00
İyi Derecelenmiş Kum	2,00-4,00
Kötü Derecelenmiş Kum	4,00-6,00
Kumlu Kil	4,00-6,00
Siltli Kil	6,00-8,00
Ağır Kil	8,00-12,00
Organik Zeminler	10,00-15,00

2.1.4 Kireç ile stabilizasyon

Kireç bilinen en eski stabilizasyon malzemesidir. Çin'deki uygulamaları yanında, Romalılar tarafından da yol yapımında kullanılmıştır. Roma yakınındaki Pozzuoli'de çıkarılan volkanik külün, kireçle karıştırıldığında reaksiyona girerek büyük dayanım kazanmıştır.

Kil mineralleri içeren zeminlerin önemli bir bölümü %3-8 sönmüş kireç eklenmesine olumlu cevap verir. Hidratlı silis içeren kil mineralleri ve diğer ince daneli malzemeler, sert ve suda erimez bir kalsiyum silikat jeli oluşturur. Kireç kil mineralinin kristal kafesinden silisi sökerek reaksiyona girer. Silikat Jel'i kil tabakalarını çevreleyip zemin boşluklarını doldurur, zaman geçtikçe oluşan kristalleşme tobermorit ve hillebrandit olarak adlandırılan hidratlı silise dönüşür (Özaydın, 1970).

Zemindeki mukavemet artışı bir yıl kadar sürer. Zeminin serbest basınç mukavemeti kireç muhtevasıyla artar.

İnce kumlarda ve löslü zeminlerde sönmemiş kireç hidrate edilmiş (CaOH_2) kireçten daha iyi sonuç vermektedir. Çünkü hidratasyon sırasında suyu emer. Hidratasyonla belirli miktarda ısı açığa çıkar, bu aynı zamanda zeminin kurumasına sebep olur. Kireçle birlikte yüksek fırında toz haline getirilmiş curuf, uçucu kül, şist gibi jips'li malzemeler kullanılabilir. Kireç katkısı kil içeriği yüksek zeminler için en uygun malzemedir. Ayrıca reaksiyon hızının yüksek olmaması sebebiyle iyileştirme sırasında sorun çıkarmaması bir avantajdır. Her %10 kil içeriği için %1 kireç ilave etmek gerekmektedir (Özaydın, 1970).

2.1.5 Kireç – uçucu kül ile stabilizasyon

Kömürle çalışan termik santrallerin bacalarından toplanan silt boyutundaki malzemeye uçucu kül denir. Kireç ve uçucu külü birlikte, zemin karıştırıldıkları zaman iri daneler arasındaki boşlukları doldurur. Bu sebeple kireç stabilizasyonu yalnız ince daneli zeminlerde etkili olurken, kireç-uçucu kül stabilizasyonu iri daneli zeminlerin iyileştirilmesinde kullanılmaktadır. Zeminin basınç mukavemetinin ve dayanıklılığının artmasını sağlamaktadır. Karayolu mühendisliğinde daha uygun kullanılma alanı bulmaktadır (Özaydın, 1970).

2.1.6 Bitüm ile stabilizasyon

Yolların yapımında, temel malzemesine uygulanan bitümlü madde iri daneli malzemeye kohezyon verir. İnce dane zeminle karıştırılan bitüm ise zemine geçirimsizlik kazandırır. Kireç, çimento ve reçine'ye göre pahalı olduğu için çok az uygulanır.

Normal şartlarda 76 mikrondan geçeni 10-15 arasında, plastisite indisi 18'den düşük olan zeminler bu metoda en iyi cevap verirler. Bu şekilde daneler asfaltla kaplanacağı gibi daneleri birleştirici yönde bir rol oynamaktadır. Danelerin yüzeyini kaplayan asfalt ince daneli zeminlerin sudan yumuşamasını önleyici bir etki gösterir. Ayrıca danelerin birbirine yapışmasını sağlayıcı etkisi sonucu su ve rüzgar erezionuna karşı mukavemet artmaktadır (Uzuner, 1995).

Orta Doğu ve Amerika'nın orta batı eyaletleri gibi dünyadaki bazı bölgelerde, silt ve siltli kil, kil ihtiva eden zeminlerin, su muhtevaları, sıcak mevsimlerde düşük olduğundan kaplamasız olarak trafik yüklerini taşımaya müsait değildirler (25). Bu gibi yol güzergahlarına, çok kolay tozuması ve yağmurlu mevsimlerde yumuşamaması için ucuz yağ veya viskozitesi 25°C ile 3-5sn olan orta kürlü katbek bitümü püskürtülür. Bitümlü madde 2-4 yayılım halinde zemine 1,25-2,50cm girecek şekilde 5,40lt/m² olarak tatbik edilir.

Bitümlü emülsiyonların kullanılması, genel olarak madde kuru iklimlerde uygundur. Böyle zeminler su ile bitümlü bağlayıcı karıştırılır. İngiltere'de bitüm emülsiyonunun çimento ile karıştırılması için bir metot geliştirilmiştir. Bu metota hazırlanmış emülsiyon ince daneli zeminlerle karıştırıldığında, kısa bir süre stabil olarak kalarak zeminin her tarafa bitümün yayılmasını sağlar. Emülsiyona ilave edilen çimentonun etkisi,

- Emülsiyonu parçalar,
- Hidratasyonla zemin içindeki suyu emer,
- Zemine mukavemet

kazandırır. Genellikle pratikte %5-8 oranında emülsiyon, %3-5 arasında çimento ile karıştırılır. Malzemenin özelliği zemin-çimento ile zemin-bitümün özellikleri arasındadır. Sert olmasına rağmen, su geçirmezlik özelliğine sahiptir. (Özaydın, 1970).

2.2 Derin Zemin İyileştirme Yöntemleri

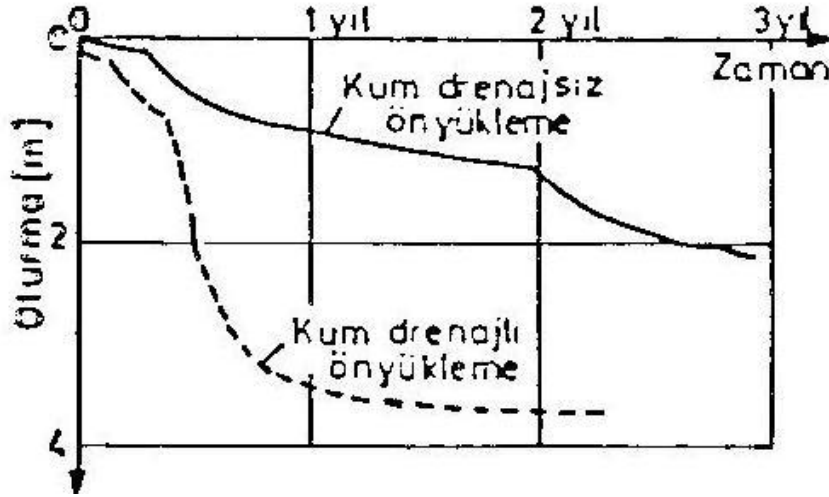
Çok sayıda zemin iyileştirme yöntemleri mevcuttur. Uygulanabilecek yöntem zeminin dane çapı ile yakından ilgilidir. Başlıca derin iyileştirme yöntemlerini ön yükleme, kum dren, plastik (kağıt) dren, vakumla su emme metodu, dinamik kompaksiyon, vibro kompaksiyon, kompaksiyon kazıkları, patlatma metodu, taş kolonlar, enjeksiyon teknikleri, jet grout, derin karıştırma, kireç kazıkları, elektro-osmoz ve ısıtma işlemleri olarak sıralayabiliriz.

2.2.1 Önyükleme

Yumuşak kil tabakalarının mukavemetini arttırmak ve inşa olunacak yapı altında meydana gelecek oturmaları azaltmak için en yaygın olarak kullanılan metottur. Bu metod esas yapının inşasından önce inşaat sahası geçici olarak kum ve çakıl dolgu ile yüklenmekte ve temel zeminini oluşturan tabakaların bu dolgu ağırlığı altında konsolide olması sağlanmaktadır. Uygulanan konsolidasyon basıncınca bağlı olarak zeminin mukavemeti artmaktadır. Dolgu kaldırılarak yerine yapı inşa edilmekte, bu arada zemin ön konsolidasyona uğradığı için yapıdan aktarılan yükler altında meydana gelecek oturmalar tamamlanmış veya çok azalmış olmaktadır.

Genellikle yumuşak ve permeabilitesi düşük kil tabakaları üzerinde uygulandığı için, ön yükleme sırasında temel zemininde kayma göçmeleri önlemek ve konsolidasyonun tamamlanabilmesi içinde uzun bir süre beklenir. Bekleme süresini azaltmak için zemin içine düşey kum drenler veya yapay drenaj şeritleri yerleştirmek iyi sonuçlar vermektedir. Bu durumda zemin içindeki su yalnız düşey yönde değil, yatay yönde de hareket edebildiği ve drenaj kanalları vasıtası ile zeminden dışarı çıkar. Böylece zemin tabakasının konsolidasyonu çok daha hızlı gerçekleşir.

Konsolidasyon süresi kısaldır. Kum drenajsız ve kum drenajlı ön yüklemeler altındaki oturmaların zamanla değişimi şekil 2.4’de gösterilmektedir.



Şekil 2.4 : Kum drenajsız ve kum drenajlı ön yüklemeler altındaki oturmaların-zaman eğrisi (Özaydın, 1970).

2.2.2 Kum drenleri

Kum dreni, zemine bir kazık çakarak ve delerek delme veya burgu ile zemini çıkararak oluşturan temiz kum filtresi kolonudur. Düşük permeabilite katsayısına haiz killerde konsolidasyon hızı, kum drenleri kullanılarak, kil içindeki drenaj yolunu kısaltmak suretiyle arttırılabilir. Konsolidasyon, fazla boşluk suyu basıncının hızla dağılması sonucu yatay radyal drenajla sağlanır. Düşey drenajın etkisi önemsizdir. Yüksek sıkışabilirme özelliğine sahip kil tabakası üzerine dolgu yapılması halinde, kum drenleri yapının inşa süresini kısaltarak kayma mukavemetini arttırarak yapılan ek harcamaların karşılığını fazlasıyla verirler. Kum drenleri ile konsolidasyonun hızlandırmak için gerekli durumlarda ek dolgu yapılabilir. Oturmalar arzu edilen değere ulaşıldığında ek dolgu kaldırılır (Menard and Boise, 1975).

Kum drenleri ilk olarak 1925’de ABD’de Oakland kentinde kullanılmıştır. Bu metot, kazık uzunluğu boyunca tam çapı muhafaza etmek gerekli bir teknik olduğundan kazık çakarak ve delerek kum drenleri teşkil etmek gerekir.

Barron (1948) zeminin teorik konsolidasyon oranını,

$$n = \frac{r_e}{r_w} \quad (2.1)$$

n: teorik konsolidasyon oranı

r_e : Dren yarıçapı,

r_w : Geçirgen çekirdeğin çevre yarıçapı,

şeklinde göstermiştir. Dış sınır geçirgen değildir. Drenleri üçgen şeklinde yerleştirilmesi durumunda bir drenin ıslah ettiği zemin alanı altıgendir. Hesap kolaylığı açısından bu tesir alanını, aynı alana sahip daire alanı şeklinde göstermek uygundur.

Yapının inşası başlamadan, belirli bir süre içinde belirli bir oturma elde edebilmek için üçgen veya kare düzende kum drenleri arasındaki aralıklar hesap etmek gerekmektedir.

Barron (1948) zaman faktörü dren aralığının (r_e) fonksiyonu olarak

$$T_r = \frac{C_{vr}t}{4r_e^2} \quad (2.2)$$

T_r : Zaman faktörü

C_{vr} : Radyal doğrultuda konsolidasyon katsayısı

göstermiştir. Şekil 2.5.b'deki r_e ifadesi üçgen şekil için

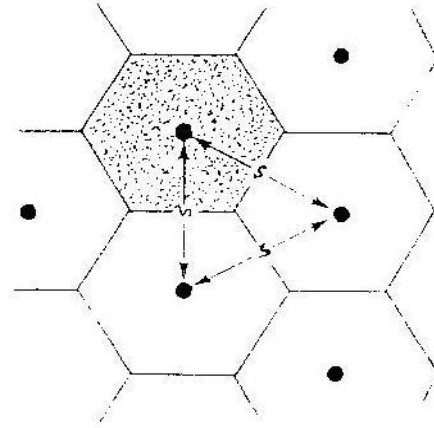
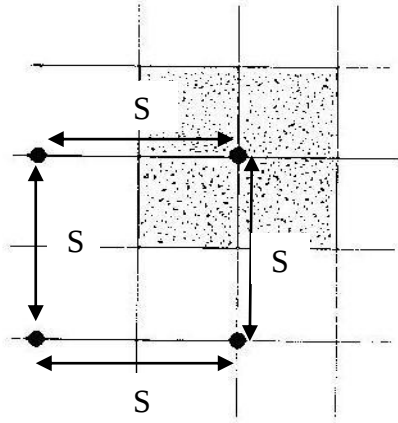
$$r_e = \sqrt[3]{\frac{\sqrt{S}}{2\Pi}} = 0,525S \quad (2.3)$$

S : Kum dren aralıkları

Şekil 2.7.a'daki kare düzen için

$$r_e = \frac{S}{\sqrt{2\Pi}} = 0,564S \quad (2.4)$$

olarak verilmiştir.



□ Dren tarafından hizmet edilen alan

● Düşey dren

a. kare diziliş

b. üçgen diziliş

Şekil 2.5 : Düşey drenlerin yerleştirilmesi

Konsolidasyon yüzdesi zaman faktörünün fonksiyonu olarak Çizelge 2.2'den doğrudan okunabilir (Önalp, 1983).

Yapay drenler için;

$$t = \frac{r_e^2 \mu}{4C_{vr}} \ln \frac{1}{1-\bar{U}} \quad (2.5)$$

denkleminde hesaplanır.

$\bar{U}$: Ortalama Konsolidasyon Yüzdesi

$$\mu = \ln(n) - 0,75 \quad (2.6)$$

ile verilmektedir.

Çizelge 2.2 : Düşey drenlerde U-Tr bağıntısı (Önalp, 1983)

Ort. Konsolidasy on Yüzdesi	$D_e/D_w=5$	10	15	20	25	30	40	50	60	80	100
0	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
5	0,005	0,010	0,012	0,015	0,017	0,018	0,019	0,020	0,021	0,023	0,025
10	0,012	0,021	0,026	0,030	0,032	0,035	0,039	0,042	0,044	0,048	0,051
15	0,019	0,032	0,040	0,046	0,050	0,054	0,060	0,064	0,068	0,074	0,079
20	0,026	0,044	0,055	0,063	0,069	0,074	0,082	0,088	0,092	0,101	0,107
25	0,034	0,057	0,071	0,081	0,089	0,096	0,106	0,114	0,120	0,131	0,139
30	0,042	0,070	0,088	0,101	0,110	0,118	0,131	0,141	0,149	0,162	0,172
35	0,050	0,085	0,106	0,121	0,133	0,143	0,158	0,170	0,180	0,196	0,208
40	0,060	0,101	0,125	0,144	0,158	0,170	0,188	0,202	0,214	0,232	0,246
45	0,070	0,118	0,147	0,169	0,185	0,198	0,220	0,236	0,250	0,291	0,288
50	0,081	0,137	0,170	0,195	0,214	0,230	0,255	0,274	0,290	0,315	0,334
55	0,094	0,157	0,197	0,225	0,247	0,265	0,294	0,316	0,334	0,363	0,385
60	0,107	0,180	0,226	0,258	0,283	0,304	0,337	0,362	0,383	0,416	0,441
65	0,123	0,207	0,259	0,296	0,325	0,348	0,386	0,415	0,439	0,477	0,506
70	0,137	0,231	0,289	0,330	0,362	0,389	0,431	0,463	0,490	0,532	0,564
75	0,162	0,273	0,342	0,391	0,429	0,460	0,510	0,548	0,579	0,629	0,668
80	0,188	0,317	0,397	0,453	0,498	0,534	0,592	0,636	0,673	0,730	0,775
85	0,222	0,373	0,467	0,534	0,587	0,629	0,697	0,750	0,793	0,861	0,914
90	0,270	0,455	0,567	0,649	0,712	0,764	0,847	0,911	0,963	1,046	1,110
95	0,351	0,590	0,738	0,844	0,926	0,994	1,102	1,185	1,253	1,360	1,444
99	0,539	0,907	1,114	1,298	1,423	1,528	1,693	1,821	1,925	2,091	2,219
100	∞	∞	∞	∞	∞	∞	∞	∞	∞	∞	∞

2.2.3 Prefabrik drenler

Kum drenler gibi aynı amaca hizmet eden, birbirine yakın aralıklarla yerleştirilen düşey şeritler halindeki, geçirgenliği yüksek oluklu kağıt veya plastiğin kullanılması ilk olarak İskandinavya’da ortaya çıkmıştır. Bu metot, daha sonraları Japon mühendisleri tarafından daha yüksek oranda kullanılabilir hale getirilmiştir. Düşey şeridin yuvarlak ucu, çelik bir çubuk ile gönderilen Mandrel’e bağlanmıştır. Çubuğun kendi ağırlığı altında ve bir vibratör yardımıyla çubuk ucuna tutturulan mandrel hızlı bir şekilde istenen derinliğe sokulur. Daha sonra mandrel geri çekilir. Tüm ünite; mandrel çubuğunu yönlendirecek yükseklikte direğe sahip bir çekici araç üzerine monte edilmiştir.

Plastik drenlerin kum drenlere göre avantajları;

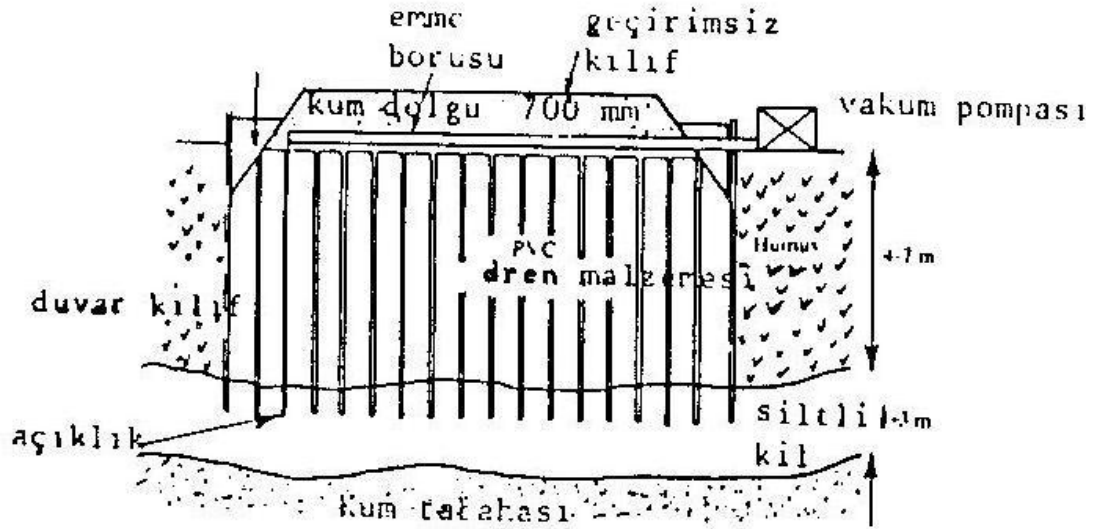
- Drenin içeriye sokulma hızı yüksektir. 20m’lik derinlik için süre 3 dakikadır.
- Gözenekli plastik tüplerle çevrelenmiş kum drenlerin kullanılması süreksizlik problemini ortadan kaldırmasına rağmen, plastik drenin sağlamlığı oturmaya bakılmaksızın drenajın sürekliliğini sağlar.
- Hızlı konsolidasyonu sağlayabilmek için drenler birbirine yakın yerleştirilir.

Plastik drenler 20 ile 25m derinliğe kadar 1-2m aralıklarla yerleştirilir. Bu aralıklar genellikle zemine yapı yapılmadan önceki zemin iyileştirme süresini 2-3ay’a indirir, ama aralıklar istenen konsolidasyon oranını ede edebilmek için değiştirilebilir.

2.2.4 Vakumla su emme metodu

Dolgunun uygulayacağı yerlerde, dolgunun ekonomik olmadığı ve de yumuşak zeminin kayma mukavemetinin sürşarj yüksekliğine sınırlamalar getirdiği yerlerde yüzeye vakum uygulanması metodu kullanılır.

Şekil 2.6’da görüldüğü gibi bir kum tabakası üzerine geçirimsiz bir yapı yerleştirilir ve işlenecek araziye sınırlayacak şekilde çevresi kapatılmıştır. Plastik drenler şebekesi kum tabakası içinde de devam eder. Yüzey tabakasına yapılan vakum plastik dren sistemi içindedir. Bu sayede yaratılan farklı boşluk suyu basıncı konsolidasyona sebep olur.



Şekil 2.6 : Vakum tekniği (Okada et al, 1974)

2.2.5 Dinamik kompaksiyon metodu

Dinamik kompaksiyon metodu 1930 yıllarında Almanya’da otoyolların inşaatı sırasında kullanılmaya başlamıştır. Aynı yöntem 1950’li yıllardan itibaren İngiltere’de uygulanma alanı bulmuştur (Loos, 1936). Dinamik konsolidasyon, kohezyonsuz veya kohezyonlu zemin tabakalarının yüzeyine ağır kütleler düşürülerek şok dalgaları, sıvılaşma, yüzey çatlaması ve yoğunluğunun artırılmasını amaçlar. Bu yöntemle kalınlığı 20m’ye varan gevşek iri daneli zeminler %70-80 relatif sıkılığa kadar sıkıştırılabilmektedir. Bu yöntem yerleşme bölgelerinde kullanılmaktadır. Dinamik kompaksiyon yöntemi moloz dolgularda ve iri daneli zeminlerde başarılı olmuştur.

Dinamik kompaksiyon metotunda 10-40 tonluk ağırlıklar 10-40m yükseklikten düşürülmektedir. Ağırlığın zemine çarpmasıyla ortaya çıkan şok dalgaları, düşme noktası etrafındaki zemini sıkıştırmaktadır. Temel zemininde istenilen iyileştirmenin sağlanması için, dinamik kompaksiyon işlemi sırasında enerji seviyesi, bir noktadaki düşme sayısı ve sıkıştırma derinliğini kontrol edilmesi gerekmektedir.

Menard ve Broise (1975), düşme ile elde edilen çarpma enerjisi ve sıkıştırma derinliği arasında

$$D = \sqrt{Mh} \quad (2.7)$$

M: Düşürülecek ağırlığın (ton)

h: düşme yüksekliğinin (m)

D: Sıkıştırılacak tabaka kalınlığı (m)

bağıntısını vermişlerdir.

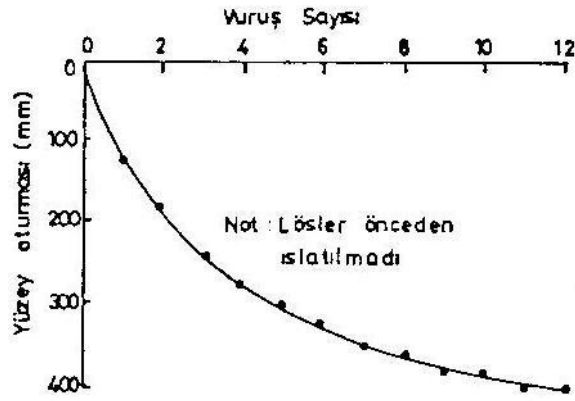
(2.7) eşitliğinin granüler zeminlerde, sıkıştırılacak tabaka kalınlığı olduğundan fazla hesapladığı tespit edilerek (2.8) eşitliğini önermiştir. (Leonards, et, al. 1980)

$$D = \frac{1}{2} \sqrt{Mh} \quad (2.8)$$

Lukas (1980) tarafından verilen bir uygulamada 4m kalınlıktaki bir gevşek kum tabakası dinamik kompaksiyon metoduyla sıkıştırılmıştır. Bu uygulamada 48 ton'luk bir ağırlık 3,70m yükseklikten düşürülerek sıkıştırılmıştır. Düşme noktaları arası uzaklığı 3,10m, bir noktadaki düşme sayısı ise 7-9 aralıkları arasında seçilmiştir. Dinamik kompaksiyon öncesinde ve sonrasında SPT deneylerinde, zemin yüzeyinde 2,0m'lik derinlik boyunca darbe sayılarında $N_{30}=20$ dolayında artış sağlanmıştır. Gevşek kum tabakasında 4,5m'lik derinlik boyunca etkili olduğu ve etkinin derinlikle azaldığı görülmüştür. Dinamik kompaksiyon metodu, gevşek iri danelerin zemin tabakalarının geoteknik özelliklerinin iyileştirilmesinde pratik bir metot olarak kabul edilmektedir.

Dinamik kompaksiyon metotunun diğer metotlar ile rekabet edebilmesi için, iyileştirilecek zemin alanının $5.000m^2$ 'den fazla olması gerekir. İnce daneli zeminler de bu alan $15.000m^2$ olmalıdır (Leonards, Gutter and Holts, 1980).

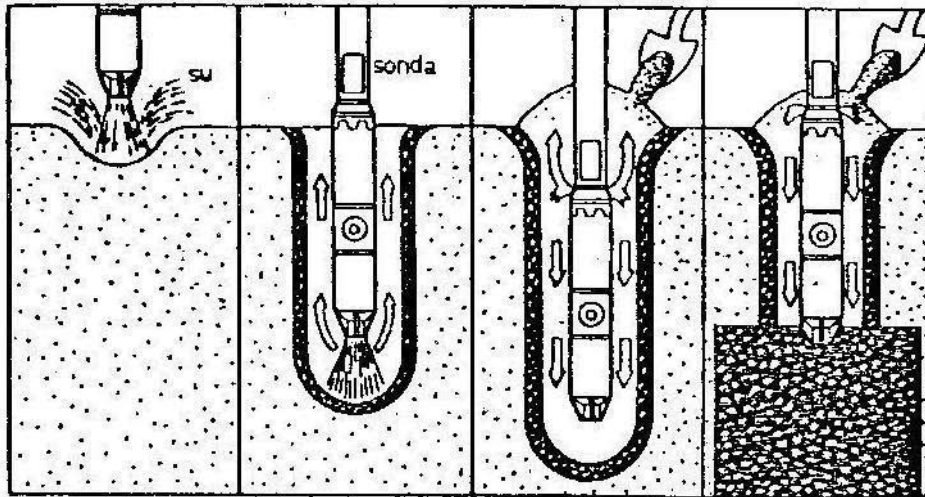
Abelev ve Askalonov'un 1957 yılında lölser üzerinde yaptıkları dinamik kompaksiyon deneyi sonucunda oluşan vuruş sayısına göre yüzeyde meydana gelen oturmanın grafiksel gösterimi şekil 2.7'de verilmiştir. Grafikte 3,5-4m yükseklikten düşürülen kütlelerin lölser zeminin kompaksiyonuna etkileri görülmektedir. Az miktarda zemin yüzeyinde sıkışma meydana gelmiştir. Yaklaşık olarak 10-12 düşüşten sonra zemin sıkışması 10mm iken, başlangıç düşüşlerinde sıkışma miktarı 100mm'dir.



Şekil 2.7 : Lösslerin dinamik kompaksiyonu (Abelev ve Askalonov, 1957)

2.2.6 Vibro kompaksiyon metodu

Derin, gevşek ve iri daneli kohezyonsuz zeminler, zemine yerleştirilen bir sondanın yüksek enerji titreşimleriyle sıkıştırılır. Vibroflotasyon tekniğinde 40cm çapında silindirik bir sonda vibrasyonla beraber titreşimle ve sondanın dibindeki deliklerden yüksek basınçlı su fişkırtarak zemine indirilir. İstenen derinlikte suyun akışı azaltılır ve bir kısım fişkırtmanın yönü sonda yukarısına doğru çevrilir. Suyun yukarı akışı dolgu malzemesi zeminin en uç noktasına inmesine sebep olur. Doldurma işlemi devam ettikçe zamanla sonda çevresinde 2,5~3m çapında bir bölge sıkıştırılmaktadır. Bu metotla 10-15m derinliğe kadar zemin sıkıştırılır (Şekil: 2.8) (Braja, 1984).



Şekil 2.8 : Vibroflotasyon metodu (Braja, 1984).

Gevşek kum tabakaları ve yeraltı su seviyesinin yüksek olduğu kohezyonsuz zemin tabakalarında vibroflotasyon metodu ile zemin iyileştirilmesi daha etkili olmaktadır. Silt boyutlu danelerin miktarları arttıkça, kompaksiyonun etkisi azalır. Büyük

miktarda çakıllı kum veya çimentolanmış kum varsa verim oranı büyük ölçüde azalır ve bu metot ekonomik olmaktan çıkar.

Brown 1977’de suyla sürüklenip sonda ucunda biriken duvar arkası dolgusunun oranına dayanan dolgu malzemesi uygunluk sayısı;

$$N_D = 1,70 \sqrt{\frac{3}{(D_{50})^2} + \frac{1}{(D_{20})^2} + \frac{1}{(D_{10})^2}} \quad (2.9)$$

D_{50} : Danelerin %50’nun daha küçük olduğu çap değeri (mm)

D_{20} : Danelerin %20’nun daha küçük olduğu çap değeri (mm)

D_{10} : Danelerin %10’nun daha küçük olduğu çap değeri (mm)

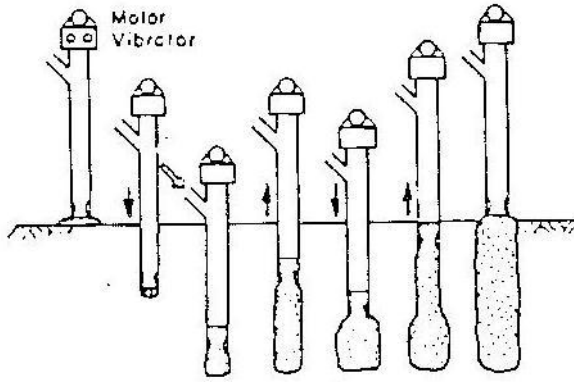
Brown’ın deneyinin sonuçlarına göre 0-20 iyi, 20-30 orta, 30-50 katsayısı malzeme ise düşük uygunluk durumunu gösterir. Çizelge 2.3’de Brown’ın deneyinin sonuçları gösterilmektedir.

Çizelge 2.3 : Dolgunun değerlendirme ölçütleri (Brown, 1977)

N_D , Uygunluk Sayısı	0-10	10-20	20-30	30-50	>50
Sınırlama	Çok İyi	İyi	Orta	Kötü	Uygun Değil

Terra-probe olarak bilinen ikinci tip sonda 14m boyunda olup bir vibratörle zemine sokulmaktadır. Muntazam olarak zemine sokup çıkarma sırasında sürekli vibrasyonla sıkışma sağlanır. Çapı 76cm olan içi boş çelik sonda istenilen sıkıştırma derinliğinden 3-5m daha derine titreşimli çakıcı ile itilir. Birimin frekansı 15Hz’dir. Saatte 1-3m aralıklı 15 sondalama yapılabilir (Braja, 1984).

Sıkıştırma tekniğinin bir başka şekli ise direkt güç kompaksiyonudur. İstenen derinliğe bir ucu açık bir kaplama borusu vibratör yardımıyla indirilirken sonra dibine bir miktar kum yerleştirilmekte ve içeriye basınçlı hava verilirken kaplama borusu yukarı çekilmektedir. Sonra boru titreşimle tekrar geri itilip kum malzemesi sıkıştırılarak geniş bir ampüle dönüşmektedir. Bu işlemler tekrarlanarak yüzeye varıldığında 60-80cm çaplı bir kum kazığı elde edilmektedir (Önalp, 1983). (Şekil 2.9)



Şekil 2.9 : Direk güç kompaksiyon metodu (Önalp, 1983)

2.2.7 Kompaksiyon Kazığı

Kompaksiyon kazığı, zemini sıkıştırmak için gevşek kum tabakasına çakılan yerdeğiştirme kazığıdır. Kumun sıvılaşma potansiyelini azaltmada ve çökeltilerin, siltlerin vs. taşıma gücünü arttırmakta kullanılır.

Bu yöntemde, zemine ucu bir plaka ile kapatılan kaplama borusu çakılmakta, taban plakası zemin içerisinde bırakılmakta, kaplama borusu içerisinde bırakılmakta, kaplama borusu içerisine konan iri daneli dolgu malzemesi sıkıştırılırken kaplama borusu yukarı çekilmektedir.

Franki kazığı özellikle etkili bir metottur. Franki tipi kazıklar çok büyük basınç ve çekme kuvvetlerini güvenle taşıyabilirler.

Zeminin sıkıştırılması hem borunun çakılması sırasında, hem de dinamik etki yardımıyla olur. Böylece kum zeminlerde bu etki, kum tam suya doymun veya kuru olduğunda en fazla olur. Kum kazıkların aralarındaki uzaklık genellikle 1,0-1.5m arası değişir. Kompaksiyon kazıkları, maliyet ve uygunluk açısından daha iyi bir çözümdür, vibroflot ve terraprobe sondalarından daha uygundur. Kompaksiyon kazıkları suya doymun zeminlerde etkili metottur.

2.2.8 Patlatma metodu

Eskiden beri uygulanan bu metotta, iyileştirilecek zemin tabakaları içerisine yerleştirilen sınırlı miktarda patlayıcılar ardışık ateşlemelerde patlatılmakta ve bu şekilde hızlı basınç dalgaları oluşturulmaktadır. Bu metodun en önemli avantajı etkili, kolay ve diğerlerine nazaran ucuz olması en büyük özelliği her zaman kullanılabilmesidir. Derin tabakada sıkıştırma elde edebilmek için patlayıcı maddeler, bu tabakaya yerleştirilebilir ve yüzeysel sıkıştırma, enerjinin tekrar zemine

dönmesini sağlayacak biçimde yüzey patlamalarıyla elde edilebilir. Bu metot zemin yüzeyinin biraz üzerinde olacak şekilde yerleştirilen patlayıcı maddeleri kullanarak su altındaki zemin tabakalarında da uygulanabilir.

Patlama sonucu, zemin içinde, yüksek hızda basınç dalgaları meydana gelir. Şok dalgaları, gevşek zeminin sıkışmasına sebep olur.

Patlama kaynağından belirli uzaklıktaki mesafe şu formülle hesaplanır.

$$P_m = k_1 \left(\frac{\sqrt[3]{C}}{R} \right)^{\mu_1} \quad (2.10)$$

P_m : Max. Basınç (kpa)

R : Belirli uzaklıktaki mesafe (m)

C : Patlayıcı madde miktarı (kg)

$k_1 - \mu_1$ Sabitler.

Şok dalgasının hızı, ses hızından yüksektir ve uzaklık arttıkça, bu şok dalgasının hızı 1500m/sn'ye iner.

Hava miktarının %1'i aştığı durumlarda, şok dalgası önemli ölçüde değişmekte ve sıkıştırmanın etkisi azalmaktadır. Çizelge 2.4'de (k_1 ve μ_1) sabitleri gösterilmektedir.

Çizelge 2.4 : Kum ve sudaki (T.N.T.) yükü için k_1 ve μ_1 değerleri (Inanov, 1972)

HAVA MUHTEVASI	SU MUHTEVASI	k_1	μ_1
0	- *	$5,90 \times 10^4$	1,05
0,05	- *	$4,40 \times 10^4$	1,50
1	- *	$2,50 \times 10^4$	2,00
4	- *	$4,40 \times 10^3$	2,50
- ^x	8 - 10	$7,35 \times 10^2$	3,00
- ^x	2 - 10	$3,43 \times 10^2$	3,30
	100	$5,20 \times 10^4$	

*: Doyum Dengesi

^x: Kum zeminin hava muhtevası dengesi

Inanov (1972)'ye göre patlamadan dolayı meydana gelen gaz basıncı patlama kaynağında bir boşluk oluşturur. Bu boşluk hızla çöker. Şok dalgası bölgesindeki zeminde oluşan boşluk basıncı, danecikle daha sıkı bir yapı kurmak üzere dağılır.

Suya doymun gevşek kumlarda yapılan arazi deneylerinde,

$$C = 0,055h^3 \quad (2.11)$$

h: Patlayıcı maddenin yerleştirilme derinliği (m)

C: Patlayıcı madde miktarı (kg)

Bağıntısı sağlandığı takdirde,

$$h_c = 1,50h \quad (2.12)$$

h_c : Etkili sıkıştırma derinliği (m)

olmaktadır. İnce ve orta daneli kumlu zeminlerde $h_c=1,5h\sim1,3h$ değerine kadar inmektedir. Sıkıştırma genişliği formül olarak

$$R_c = k_3 \sqrt[3]{C} \quad (2.13)$$

k_3 : Zemin cinsine bağlı katsayı

R_c : Etkili sıkıştırma ggenişliği (m)

ifadesinden hesaplanmaktadır. Formüldeki k_3 değerleri Çizelge 2.5’de ince ve orta daneli kumlu zeminler için verilmiştir. Patlayıcı maddeler kare bir ağ oluşturacak şekilde aşağıdaki formülde bulunan aralıklarla yerleştirilebilir.

$$D = k_4 \sqrt[3]{C} \quad (2.14)$$

k_4 : Zemin cinsine bağlı katsayı

k_3 ve k_4 değerleri Çizelge 2.5’de verilmiştir.

Çizelge 2.5 : Kumdaki (T.N.T.) yükü için k_3 ve k_4 değerleri (Inanov, 1936)

TİPİ	SIKILIĞI	k_3	k_4
İnce Daneli Kum	Gevşek	25-15	10-8
	Orta	9-8	6
	Sıkı	<7	<5
Orta Daneli Kum	Orta	8-7	6-5
	Sıkı	<6	<5

2.2.9 Taş kolonlar

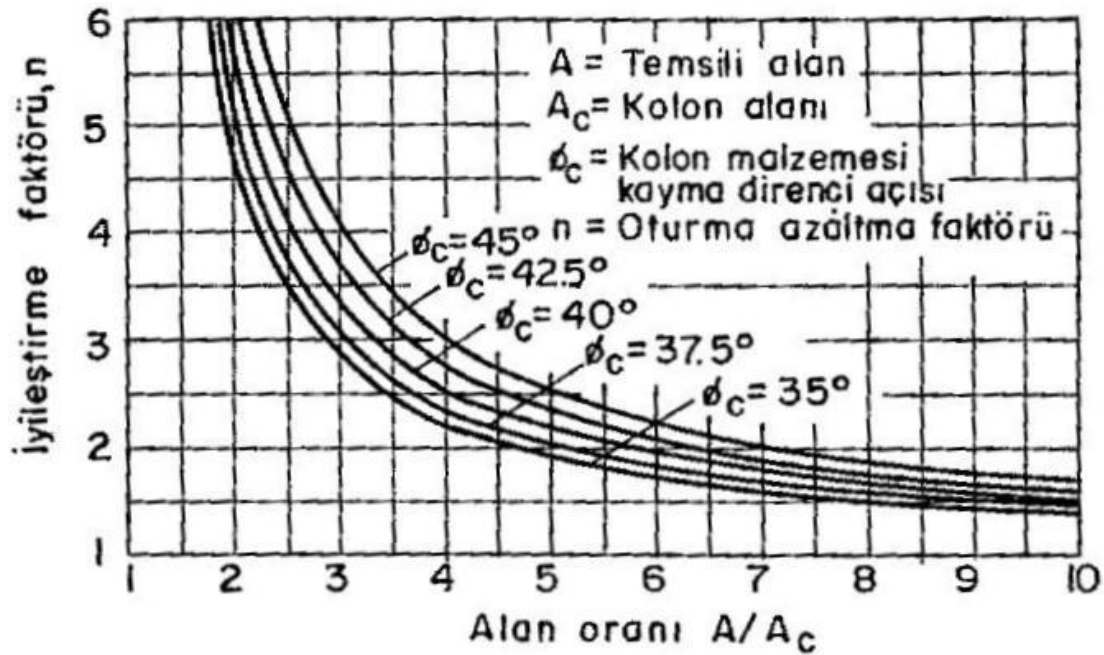
Taş kolonlar genellikle yumuşak ve orta yumuşak zeminlerde kullanılırlar. Bunların fonksiyonu zemin üzerine gelen yükleri zeminle ortaklaşa taşımaktır. Hem taşıma gücünün artırılmasında, hem de oturmaların azaltılmasına katkıda bulunurlar ve aynı

zamanda düşey dren gibi çalışıp oturmayı hızlandırırlar. Gevşek, ince kum zeminlerde sıvılaşmaya karşı önerilmektedir.

Taş kolonlar vibroflotla açılan deliklerin dane çapı 20-75mm arası kırmataş veya çakıl agrega ile doldurulup sıkıştırılması ile teşkil edilir. Konvansiyonel olarak foraj yöntemleri ile delerek, agrega ile doldurulup sıkıştırılarak yapılır.

Bu metotun güvenilirliği, inşaat ekibinin becerisine ve deneyimine bağlıdır. Tek büyük bir kolon taşıma gücünün geliştirilmesinde radyelerde ve akaryakıt tanklarının oturduğu zeminlerde (Hilmer, 1975, Hughes ve Withers, 1974) ve baraj yapılarının iyileştirilmesinde (Tanimal 1973) daha sıkı bir alt yapı sağlayan taş kolonları kullanılmıştır.

Kolonsuz ve kolonlu oturma oranları (iyileştirme oranı) 1,5-5 arasındadır. Periebe (1976) tarafından verilen grafik şekil 2.10'da görülmektedir.



Şekil 2.10 : Taş kolonlar ile zemin iyileştirme (oturma azaltma faktörü) (Priebe, 1976)

- Taş kolonlar ile iri daneli zeminlerin iyileştirilmesi:

Bu metotla iyileştirilecek iri daneli zeminler, inşaat sahasında gevşek haldeki tabii kumlar veya kohezyonsuz malzemeden oluşturulmuş dolgulardır. Dolguların sıklığı yapım metotlarına bağlı olarak değişebilir. Gevşek kohezyonsuz zeminler üzerine inşa edilecek temellerde farklı oturmalar olduğundan mütemadi temellerin hemen

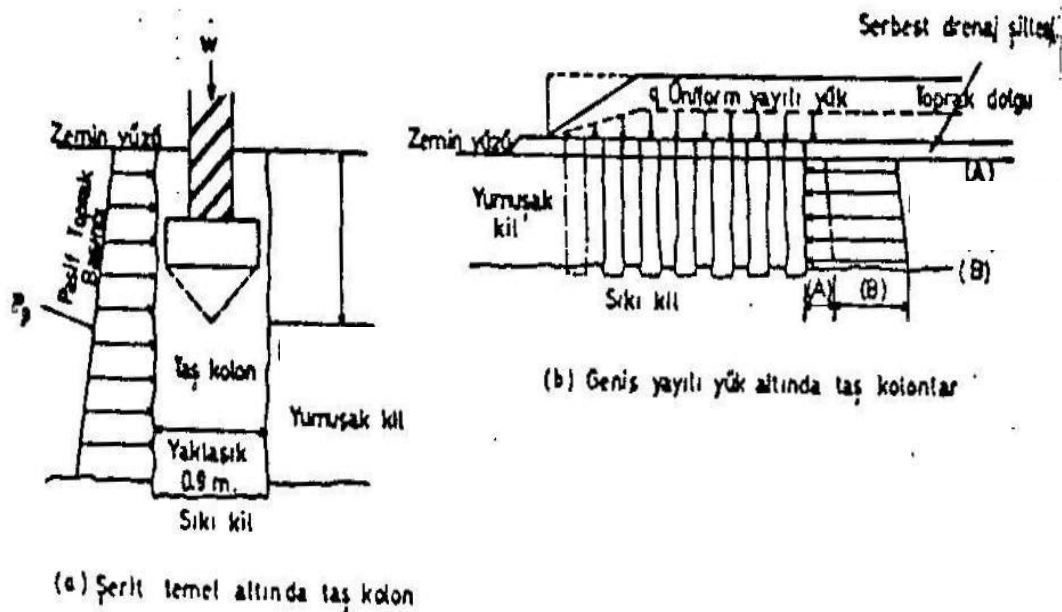
altında üniform ve iyi sıkıştırılmış bir temel zemini bölgesi sağlanır. Yapılacak iyileştirmenin derinliği ise;

- Genellikle yapıldığı gibi tekil temelin minimum boyutunun iki katı,
- Mütemadi ve radye temeller altında pratik olarak derinlik 6-8m alınabilir.

Yalnız gevşek zeminlerde deprem ve suni vibrasyona uğramaları halinde, oturmayı ve sıvılaştırmayı önlemek için sıkıştırma derinliğini arttırmak gerekli olabilir.

- Taş kolonlar ile ince daneli zeminlerin iyileştirilmesi:

İnce daneli zeminlerin iyileştirilmesinde (şekil 2.11) doğrudan temellerin altına yerleştirilen taş kolonlar, daha aşağıdaki granüler zeminlere veya daha katı kil gibi taşıyıcı tabakalara kadar indirilir. Eğer taşıyıcı tabaka yoksa, mukavemetin derinlikle artımı sağlanmış olacaktır. Boşluk suyu basıncının sönmülmesi, taş kolonlar yardımıyla hızlanacağından kolon çevresindeki konsolidasyon ile ve zeminin kayma mukavemeti iyileşir. Mütemadi temelde, temelin hemen altındaki zemin temelden gelen yükten etkilenecek ve zeminin nihai taşıma gücü çok değişmeyecektir. Taş kolonun yanal desteği etrafındaki zemine doğru, dolgu malzemesinin sıkıca yerleşmesini sağlamaktadır. Kolonun nihai taşıma gücü kolon taşıma gücüne bağlıdır.



Şekil 2.11 : Yayılı yükler ve şerit temeller altındaki taş kolonlar (Önalp, 1983)

2.2.10 Enjeksiyon teknikleri

Zeminin, kayma mukavemetini arttırmak ve permeabilitesini azaltmak amacıyla zemin içerisine basınç altında çeşitli bileşimdeki karışımların enjekte edilmesine “Enjeksiyon” denir. Enjeksiyon ile zemin iyileştirilmesi eskiden beri uygulanmaktadır (Toğrol, 1994).

Genel olarak enjeksiyon methodunun uygulandığı yerler;

- Aşırı oturmaların ve su kaçaklarının önlenmesinde, boşlukların doldurulmasında,
- Dinamit patlatmasıyla gevşeyen temel kayasının üst kısımlarının sağlamlaştırılmasında,
- Yapı ile ana kaya arasında kalması muhtemel boşlukların doldurulmasında (Kontakt Enjeksiyonu)
- Tünel inşaatında, tünel aynasında stabilitesinin sağlanmasında,
- Komşu temellerinin takviyesinde,
- Geçirimsizlik perdelerinin teşkil edilmesinde (Perde Enjeksiyonu)
- Gevşek kumlarda sıvılaştırmanın önlenmesinde,

şeklinde özetlenebilir.

En basit enjeksiyon harcı, su içinde çimento süspansiyonudur. Çimento harçları, büyük boşluklu gevşek iri daneli zeminlerin enjekte edilmesinde kullanılır. Bazen temel altına basınçlı çimento enjeksiyonu ile oturmuş hafif yapıya ait temelin kaldırılmasında kullanılabilir.

Çimento harçları, çimento ağırlığının su ağırlığına oranı ile karakterize edilir. Bu harçlar önemli ölçüde çökmeye maruz kaldıklarından stabil sayılmazlar. Stabil olmayan harçların sulandırılrsa da kumlara ve çakıllara yapılan enjeksiyonlarda kullanılması doğru değildir.

Kaba kumlarda veya kumlu çakıllarda çimento ve kimyasal enjeksiyon kullanılabilir. Böylece, temel altındaki zeminde istenilen seviyeye kadar bir blok oluşturulur. Yanında kazı yapılacak temellerin emniyete alınması gibi hallerde kullanılmaktadır.

Enjeksiyon harçları üç sınıfa ayrılabilir:

- Daneli süspansiyonlar; çimento, kil, bentonit, bazen de kum ile hazırlanır, çökme hızına göre stabil veya stabil olmayan harçlardır.
- Kimyasal harçlar da denilen solüsyonlar. Bunlar Newton sıvılarıdır. Organik monomerlerden (acrylomides, phenoplast ve aminoplast) yapılır. Viskoziteleri suyunkine yakındır ve piriz yapana kadar da sabit kalır. Bunlara, “organik reçine”de denilmektedir. Kimyasal harçların yüzlerce çeşidi bulunmaktadır.
- Gazların emülsifiye edilmesi ile elde edilen köpükler de enjeksiyon harcı olarak kullanılır. Bu köpükler, kabarma sayısı ile tanımlanır. Kabarma sayısı, gazın hacminin sıvının hacmine oranıdır. Bu sayı zeminin boşluk oranına eşdeğerdir.

Zeminin enjeksiyon kabul edip edemeyeceğini anlamak için en iyi gösterge, zeminin permeabilite katsayısıdır. Kimyasal enjeksiyon harçları taneli olmadığı için kullanılabilirlikleri doğrudan zeminin permeabilite katsayısına bağlıdır. Taneli enjeksiyon harçları için ise bazı alt sınırlar vardır (Littlejohn, 1993). Bu sınırlar,

Çimento harcı için 5×10^{-4} m/sn

Kimyasal harcı için 1×10^{-6} m/sn’dir.

Enjeksiyon karışımının cinsi, doğrudan ıslah edilecek zeminin dane çapı ile ilgilidir. Çimento, kireç ve bentonit gibi daneli karışımlar, çakıl dane boyutundan orta kum boyutuna kadar olan zeminlerde kullanılmaktadır. İnce kum ve siltlerin enjeksiyonunda kimyasal eriyikler kullanılmalıdır. Kil zeminlerinin enjeksiyonla iyileştirilmesi mümkün değildir.

Alüvyonlu zeminler ve gözenekli kayalarda baraj güvenliğinin sağlanması için enjeksiyon yapılmaktadır. En çok kullanılan enjeksiyon malzemeleri, çimento, bentonit, silikatlar ve son yıllarda kullanılan lignin, akrilamid, rezorsinol formal gibi kimyasal bileşimlerdir.

Zemin dane çapına bağlı olarak zeminlerin hangi tür enjeksiyon malzemesi ile enjekte edilebilirliği şekil 2.12’de gösterilmektedir.

ÇAKIL	KUM	SİLT	KİL
ÇİMENTO	Katkı yüzdesi/viskozite/serbest basınç /ly: 10/70 - 80 / 20 - 90 / 100 - 600		
KIREÇ			
BENTONİT			
REÇİNELER	10 - 50 / 1,4 - 30 / > 30		
LİGNİN	10 - 30 / 1,4 - 11/<3		
AKRİLAMİDLER	10 - 50 / 1,3 - 2,5/3 - 30		
SİLİKATLAR	10 - 30 / 1,5 - 30 / 3 - 30		

Şekil 2.12 : Enjeksiyon türleri (Önalp, 1983)

Enjeksiyon tekniklerini çatlatma enjeksiyonu, sıkılama enjeksiyonu ve geçirimsizlik enjeksiyonu olarak üçe ayrılır (Gallavresi, 1992; Ewert, 1985)

2.2.10.1 Çatlatma enjeksiyonu (hydrofracture)

Çimento esaslı harçla zemin 10 kg/cm^2 kadar bir basınç altında paralanır. Böylece, zemin içinde enjeksiyon mercikleri ve tabakaları oluşur. Birbiri ile bağlantı olmayan boşluklar doldurulur, hatta zemin bir miktar sıkışır.

Çatlatma enjeksiyonu, genelde alüvyon zeminlere uygulanır. Kontrolü güçtür. Çevredeki yapılara zarar verme riski büyüktür. Paralanmanın başladığı, enjeksiyon basıncının düşmesi ile anlaşılır (Toğrol, 1994).

2.2.10.2 Sıkılama enjeksiyonu (kompaksiyon)

Zemin-çimento harcı oldukça büyük bir basınçla (35 kg/cm^2 gibi) zemine basılır. Gevşek veya örselenmiş zeminleri sıkıştırmak ve zeminin birim hacim ağırlığını artırmak için kullanılır. Böylece, yoğun, üniform bir kütle oluşturulur. Çatlatma enjeksiyonuna göre enjeksiyon noktasından çok uzağa gitmeyen bir enjeksiyondur. Zemin yüzüne yakın yerlerde kabarmalara yol açabilir.

Sıkılama enjeksiyonunun harcı çimentolu veya çimentosuz siltli kumdur. Bu harç gevşek zeminleri sıkıştırmakta başarı ile kullanılmaktadır. Sıkılama enjeksiyonunun kullanıldığı başlıca yerler,

- Gevşek dolguların veya gevşek doğal zeminlerin sıkıştırılması,
- Yapıların kaldırılması,
- Ayakların takviye edilmesi,

olarak sıralanabilir (Toğrol, 1994).

2.2.10.3 Geçirimsizlik enjeksiyonu (permeasyon)

Enjeksiyon ile zeminin, boşlukları, zeminin hacmi veya yapısı değiştirilmeden doldurulur. Kullanılan enjeksiyon harcı, zeminin dane çapı dağılımına bağlı olarak çok çeşitli olabilir. Permeabilite sayısı (k) 10^{-3} cm/sn olan zeminlerde silikat esaslı, 10^{-4} cm/sn olan zeminlerde reçine esaslı harçlar kullanılır.

Enjeksiyon malzemesinin zeminin tipine uygunluğunu aşağıda yer alan 2.15, 2.16, 2.17 ve 2.18 formülleri ile belirlenebilir.

$$\frac{D_{15} (Zemin)}{D_{85} (Enjeksiyon Malzemesi)} > 25 \text{ Enjeksiyon Mümkün} \quad (2.15)$$

$$< 11 \text{ Enjeksiyon Mümkün Değil} \quad (2.16)$$

$$\frac{D_{10} (Zemin)}{D_{95} (Enjeksiyon Malzemesi)} > 11 \text{ Enjeksiyon Mümkün} \quad (2.17)$$

$$< 5 \text{ Enjeksiyon Mümkün Değil} \quad (2.18)$$

Son yıllarda, ince daneli çimento ile oluşturulan süspansiyonlar, daha ince daneli zeminlere enjeksiyon yapılmasını mümkün kılmıştır. (İncecik, Şenol, 1994)

2.2.11 Jet grout

Jet grout yöntemi, iyileştirme yapılacak derinliğe kadar bir delgi yapılması ve jet grout ekipmanı kullanılarak zemin içerisine ince püskürtme memelerinden yüksek basınçta (300-600 bar) çimento-su enjeksiyonu yapılarak, yerindeki zeminin koşullarına ve basınca göre belirlenecek çapta, zemin-çimento (soilcrete) kolonları oluşturulması şeklinde açıklanabilir. Böylece mevcut zeminin, mukavemeti ve deformasyon modülü artar; permeabilitesi azalır. Yüksek basınçlı enjeksiyonun

mevcut doğal zemini kesmesi ile beraber zeminle karışan enjeksiyon şerbeti, oluşturduğu bu kolonlarla, homojen bir eleman olarak işlev görür.

Jet grout gerek uygulandığı zeminlerin, kil, silt, kum, çakıl, alüvyon zemin gibi çok çeşitli olması, gerekse kullanılma alanlarının genişliği açısından son yıllarda oldukça öne çıkan bir zemin iyileştirme yöntemidir. Başlıca kullanma alanları; derin temeller, istinat duvarları, batardolar, cutoff duvarlar, şev stabilitesi, zemin ankrajları, tüneller, geniş sahalarda zemin iyileştirmesi ve yapıların temel takviyesi olarak özetlenebilir. (Melegari, vd., 1997)

Ayrıca jet grout yöntemi, göre aşağıdaki üstünlüklere sahiptir (Okuyay, 1987)

- Her türlü zemin cinsine uygulanabilir olması,
- Önceden belirlenebilecek geometrik ölçüler çerçevesinde uygulanacağından ötürü malzeme sarfiyatının büyük bir yakışımla önceden hesaplanabilmesi,
- Genelde çimento-su karışımı kullanıldığı için kimyasal enjeksiyon gibi çevre kirliliği yaratmaması,
- Dar sahalarda enjeksiyon işinin başarıyla gerçekleştirilebilmesi,
- Temel takviyesi sırasında yapının deformasyonu çok az veya hiç olmaması,
- Yüksek riskli inşaatlarda can güvenliği sağlanması,
- Jet grout kolonları istenilen derinlikten başlanıp istenilen derinliğe kadar imal edilebilir.

Jet grout yönteminin uygulama alanları ise şöyle özetlenebilir;

- Temel takviyesi,
- Sığ kazılarda şevlerin tutulması,
- Kazı tabanından su gelmesinin önlenmesi,
- Tünel zeminin iyileştirilmesi,
- Şev stabilitesinin iyileştirilmesi,
- Binalara ilave temel yapılması,
- Geçirimsizlik perdesi,
- Sıvılaşmanın önlenmesidir.

Jet Grout yönteminin uygulamasında iki aşama bulunmaktadır. Bunlardan ilki delme aşamasında zeminin iyileştirilecek derinliğine kadar delme borusu indirilir. Borunun zeminin içerisinde ilerleyebilmesi için zemin cinsine bağlı olarak ya ucunda kesici bir uç ya da boru eksenine dik bir veya daha fazla ağızlığa sahip özel püskürtme valfi yani nozzle vardır. Diğer püskürtme aşamasında ise boru yukarı çekilirken çimento harcı yüksek hızla püskürtülür. Püskürtmenin etkisini artırmak için boru bir yandan yukarı çekilirken bir yandan döndürülür. Böylece zemin içinde silindirik bir çimentolu zemin kütlesi elde edilir.

Zeminlerin jet grout yöntemi ile iyileştirilmesi oldukça yenidir. Yöntem son yıllarda oldukça hızlı bir şekilde gelişmiştir. Önce Japonya’da ortaya atılmış, ardından Amerika ve Avrupa’da teknolojisi gelişmiş ülkeler tarafından benimsenmiştir. Jet grout yönteminin benimsenmesinin nedeni zeminin sağlamlaştırılması, geçirimsiz hale getirilmesi veya temellerin takviyesi için kullanılan geleneksel yöntemlerin yetersiz kaldığı durumlarda çözüm getirmesidir.

Jet-grout yöntemi ilk kez Japanyoda Yamakado ve arkadaşları tarafından uygulandı. 1970 yılında Nakanishi ve arkadaşları “chemical churning plant (CCP)” yöntemini önerdiler. Bu yöntemde yüksek hızlı çimento harcı yatay olarak püskürtülmekte bu esnada harcin püskürtülerek yukarı çekilmektedir.

Hemen hemen aynı zamanda Yahiro ve arkadaşları “jet grout” yöntemi adıyla yeni bir gelişme yaptı. Daha sonraları, bu ve benzer yöntemler hep jet grout yöntemi olarak anıldı. Yahiro ve arkadaşları diyafram duvarın yapımını düşünmüşlerdi. Yüksek hızlı bir seti kullanarak zeminde bir yarık açılmakta sonra bu yarık aşağıdan başlanarak çimento harcı jeti kullanılarak taşlaştırılmaktaydı.

1972’de CCP grubu “jumbo jet special grout” yöntemini ortaya attı. Bu yöntemde çimento jetinin hızı artırılıyor, ayrıca çimento jeti bir hava jeti kılıfı içine alınıyordu. Böylece CCP yöntemi ile oluşturulan 40-70 cm’lik kolonlar yerine 80-160 cm’lik kolonlar imal edilmeye başlandı.

İkinci grup ya da Jet grout grubu, ince diyafram duvarları yaparken rekabetin zorlaması ile kolon yapımına başladı. Böylece, imalatçı firmanın ismine izafen Kajima veya Jet grout kolonu yöntemi ortaya çıktı. Yöntemin esası delmenin hızlı bir su püskürtülmesi ile sağlanması, çimento harcının ayrıca verilmesi idi. Su jetinin yayılma hızı daha büyük olduğu için etkisi çok uzağa gidemez. Oysa daha dar bir aç

ile yayılan hava jeti kılıfı ile suyun etkisini daha uzağa taimak mümkün olmaktadır. (Yahiro, Yoshada, 1973)

1980’de CCP Grubu, Super Soil Satabilizasyon Management (SSS-MAN) yönetimini ortaya attı. Bu yöntemde çok büyük çaplı kolonların yapımı amaçlıyordu. Basınçlı hava ile zarflanmış yüksek hızlı su jeti zeminin oyulması amacı ile kullanılıyor, parçalanan zemin su ile birlikte ayrı bir sirkülasyon devresi ile dışarı çıkarılıyor, zemin içinde meydana gelen boşluk çimento harcı ile dolduruluyordu. Böylece, özellikle iri daneli zeminlerde geniş çaplı kolonların oluşturulması mümkün oluyordu. Su jetinin yayılma açısı büyük olduğu için etkisi çok uzağa ulaşamaz. Oysa, dar açı ile yayılan hava jeti kılıfı ile suyun bu etkisini daha uzağa taşımak mümkün olmaktadır. (Yahiro, Yoshuda, 1973).

Günümüzde yöntem hala geliştirilmektedir. Bir yandan iyileştirilen zeminin çeşidi artmakta bir yandan da verimlilik açısından önemli mesafeler alınmaktadır. Debi, hız, tulumba basıncı, harcın yoğunluğu ile ilgili ilerlemeler sağlanmıştır. Püskürtme deliklerinin sayısı, çapı, şekli verim açısından önemlidir. Öte yandan, borunun dönme ve yukarı çekme hızının geoteknik değişkenlere bağlı olarak her iş ve yerde yeniden düzenlenmesi gerekmektedir.

Son yıllarda teknolojiye önemli değişimler meydana gelmiştir. Yüksek basınçlı pompalar yapılmıştır. Yüksek basınçlı pompalar yapılmıştır. Böylece büyük debiler ve basınçlar elde edilmiştir. Su pompaları için 60MPa, çimento harcı pompaları için 80MPa değerlerine varılmıştır. Su çimento karışımı düzenekleri geliştirilmiştir. Elverişsiz koşullara uygun aletler yapılmıştır. Özetle, bu gelişmeler kullanılan araçların güvenilirliğini büyük ölçüde arttırmış, yapımda insan gücü gereksinimini azaltmış ve jetgrout imalinde gerekli yan çalışma ve hazırlıkların daha çabuk yapılabilmesini sağlamıştır. Şekil 2.13’de çift akışkanlı yöntemle yapılan jet grout uygulaması görülmektedir.



Şekil 2.13 : Çift akışkanlı jet grout uygulaması

Jet grout yöntemi iyileştirilmesi istenilen derinliğe kadar bir delgi yapılması ve ekipmanlar kullanılarak zemin içerisine ince püskürtme deliklerinden “nozle” yüksek basınç yaklaşık 300-600 bar civarında çimento enjeksiyonu (çimento – su karışımı) yapılır. Nozle’in delik çapı ve dönme hızı iyileştirilecek zeminin cinsine ve arazinin kullanım amacına bağlı olarak değişir.

Zeminin mukavemeti artar, deformasyon modülü artar ve permeabilitesi azalır.

Yüksek basınçlı enjeksiyonun sabit hızla dönerek mevcut doğal zemini kesmesi ile zeminle karışan enjeksiyon şerbeti, zeminde kolon meydana getirir. Bu kolonlar zeminde homojen hem de sürekli bir yapısal eleman gibi çalışırlar.

Jet Grout yöntemi ülkemizde 1998 yılında İSKİ Atık Su Derin Tünelleri Projesi ile başlanmış olup 1998 yılından itibaren bu kullanım, yüksek kapasiteli ekipmanların devreye girmesi ile birlikte yaygınlaşmıştır. Jet Grout kolonlar zemine yüksek basınçla (400-600 bar) çimento karışımı enjekte edilerek üretilmektedir. Genellikle, 60-120cm çap aralığındaki kolonlar kullanılmaktadır. Gevşek granüler zeminlerdeki jet grout kolon imalatları daha yalın tekniklerle yapılabilmekte iken kohezyonlu katı

sert zeminlerde ise özel uygulama teknikleri ile uygulanmaktadır. Özellikle bu tür uygulamalarda kapsamlı test ve kalite kontrol programları devreye girer.

Bu yöntem yüksek basınç altında (700kg/cm^2 'ye kadar) çok küçük deliklerden pompalanan enjeksiyon malzemesi zemini bıçak gibi keserek zemin içinde silindirik kolon oluşturmaktadır. Kazığa benzeyen bu kolonlar zeminin taşıma kapasitesini artırmakta ve sıkışabilirliğini azaltmaktadır. Birbirleri ile yan yana kesleştirildiğinde sızdırmazlık perdeleri oluşturabilmektedir. Zemin, enjekte edilen malzemeler ile karıştırılmakta bazı uygulamalarda ise karıştırılmayıp daimi devir sistemi ile tamamen veya kısmen dışarı çıkartılmaktadır.

Jet grout yöntemi tekli, çiftli ve üçlü sistemleri bulunmaktadır. Tek bir boru hattından çimento ve su karışımından oluşan basınçlı enjeksiyon malzemesi verilebileceği gibi birbirinin içinden geçmeli üç borudan hava, su ve çimento karışımı ayrı ayrı ve değişik enjeksiyon basınçlarıda verilebilmektedir. Su ve hava karışımları yüksek basınçlarda özellikle sert zemini gevşetmeye ve kazmaya yaramaktadır. Enjeksiyon basınçları ise aynı sistemin içinde daha düşük tutulmaktadır. Basınçlar arttıkça ve sistem çok borulu hava – su karışımlarına gittikçe zemin tipine göre jet enjeksiyon kolon çaplarıda büyümektedir.

Jet Grout uygulama tekniği

1. Tek Akışkanlı Sistem: Delgi ve enjeksiyon işlemi su ile yapıldığı yöntemdir. Enjeksiyon basıncı 300-600 bar arasında değişir ve kolon çapları çakılda 60-100cm diğer zeminlerde ise 60-80cm arasında olmaktadır.
2. Çift Akışkanlı Sistem: Tek akışkanlı sisteme hava yastığı eklenir ve hava basıncı 8-12 bar arasındadır. Kolon çapları tek akışkanlı yönteme göre %60-80 arasında artış göstermektedir.
3. Üç Akışkanlı Sistem: Delgi işlemi su ve hava ile yapıldıktan sonra enjeksiyon verilir. Su basıncı 300-600 bar, hava basıncı ise 8-12 bar ve enjeksiyon basıncı ise 30-80 bar arasındadır. Bu yöntemle 2-2,5m çapında kolon oluşurken basınç dayanımı diğer iki yönteme göre daha düşüktür.

Jet Grout yüksek basınçlı su jetinin zemini karıştırıp, çimento ile yerdeğiştirilmesi veya karıştırılması işlemidir.

Jetin yönlendirilmesi ve dönüşüne bağlı olarak harç zemin karışımı yüksek mukavemetli, düşük geçirimli kolonlar, tabakalar oluşturur.

Jet grout kolonları, zeminin gevşek ve yumuşak olması ve özel ekipmanlar kullanılması halinde geniş çaplı kolonlar elde edilmektedir.

2.2.12 Derin karıştırma

Derin karıştırma yöntemi, ince daneli zeminlerde kireç veya portland çimentosunun ortası delik burgular veya kanatlı karıştırıcılar aracı ile zeminle karıştırılıp kolonlar oluşturulması şeklinde uygulanmaktadır. Zeminle karıştırılan malzeme zamanla prizini alıp sertleşmektedir. Kireç kolonları, İsveç ve Japonya’da yaygın olup genellikle yumuşak killerde uygulanmaktadır. Kireç, sönmemiş (CaO) veya sönmüş (Ca(OH)_2) halde kullanılabilir. Her ikisinde toz halde kullanılabileceği gibi sönmüş kireç bulamaç halinde de kullanılmaktadır. İmalatta zemin ile diğer malzemelerin iyi karıştırması gerekmektedir aksi halde karışmamış kireç bantları kireç kolonun deplasmanına neden olabilmektedir.

İskandinav Ülkelerindeki uygulamalarında karıştırıcı pervane kanat (genellikle 0,5m çap) tasarım derinliğine kadar (10-15m) indirilmekte ve karışım borudan bulamaç şeklinde zemine pompalanırken kanat döndürülerek yavaşça yukarı çekilmektedir. Japonya’da uygulanan yöntemde uç ve kanatlar daha büyük çaplıdır. 1,80 m çapında ve 60 m derinliğe kadar uygulama yapılmıştır. Birden fazla sayıda burğu veya kanat döndürülebilmektedir.

Kireç kolonlarında kuru zemin itibarıyla % 5-15 toplam karışım malzemeleri kullanılmaktadır. Killer ile karıştırıldıktan sonra 80 misline kadar mukavemet artışları 40 misline varan deformasyon modül artışları görülmüştür. Diğer taraftan Portland çimentosu ve bir miktar yüksek fırın külü ile çeşitli zeminlerin derin karıştırma ile daha avantajlı bir şekilde iyileştirileceği sonucuna ulaşmıştır (Ergun, 1996)

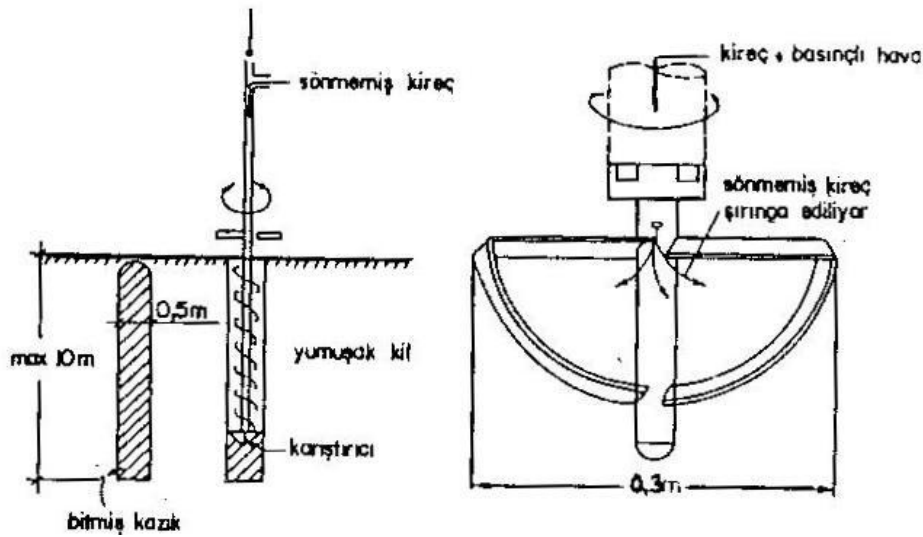
2.2.13 Kireç kazıkları

Çin’de kullanılan kireç kazığı kuyulara sönmemiş kirecin (CaO) sıkıştırılarak doldurulmasıyla teşkil edilmektedir. Su muhtevası %50’den fazla olan siltli kil zemin ve ince siltli zeminler gibi ince daneli zeminlerin sağlamlaştırılmasında etkili olan bir tekniktir. (Chao and Chin, 1963)

Zemin iyileştirilmesi işleminde iki aşama vardır. Sönmemiş kireç su ile karşılaştırıldığında CaO ağırlığının %32'sine eşit su emmektedir. Hidratasyon sonucu, kirecin hacmi artarak sondaj kuyusunun kenarlarına 1250kPa'lık yüksek bir basınç etkir bu da zeminin radyal konsolidasyonuna sebep olur.

Günümüz de 10m derinlik için yaklaşık 30 cm çapında kazık kullanılır. Kazıklar 1,0 m aralıklarla sınırlanır. İnşaat alanındaki kireç kazıklarını (bir kum, bir kireç kazığı) sırasıyla kum kazıklarıyla değiştirmek suretiyle verim kaybı önlenir ve daha ekonomik olur. Böylece su kum kazıklarından dışarı atılır. Şekil 2.14'de kireç kazıklarının yapımı gösterilmektedir.

Sönmemiş kirecin avantajı, hacim artışı çok büyüktür ve permeabilitesi yüksektir. Bu arada yüksek sıcaklıklar oluşacağından suyun viskozitesini azaltarak reaksiyonları hızlandırmaktadır.



Şekil 2.14 : Kireç kazıklarının düzenlenmesi (Önalp, A., 1983)

2.2.14 Elektro - osmoz

Elektro-Osmoz siltli zeminlerin drenajı ve konsolidasyonu için İkinci Dünya savaşıdan önce Almanya'da geliştirilen ancak başarısı uygulayıcının deneyimine bağlı bir metottur.

İnce daneli yumuşak zeminlerin mukavemet ve deformasyon özelliklerinin iyileştirilmesi amacıyla 50 yıldır kullanılmaktadır. Siltli ve siltli kil gibi ince daneli zeminlere doğru akım uygulandığında boşluk suyunun anottan (+) katot'a (-) doğru hareket ettirilmesine elektro-osmoz denir. Boru şeklindeki katotta toplanan su pompayla alınarak konsolidasyon sağlanır. Anottan özel sıvılar ilave edilir ise zemin

ek stabilizasyon uygulanabilir. Anottan katoda doğru su akımı sırasında negatif boşluk suyu basıncı meydana gelir. Toplam gerilme sabit kaldığından efektif gerilme artarak konsolidasyona sebep olur.

Uygulanan doğru akım sonucu zeminden alınan debi;

$$q_h = k_e i_e A \quad (2.19)$$

Denklemleriyle ifade edilir. Burada,

A: Akımın oluştuğu kesit alanı

k_e : elektroozmotik geçirgenlik katsayısı cm^2/snV

i_e : Elektriksel-hidrolik eğim (Volt/m)

Debi aynı zamanda zemine verilen akım (amper) ve buna bağlı olarak geçirimsizlik katsayısı

$$k_e = k_i \Omega \quad (2.20)$$

Fonksiyonu olarak ifade edilebilir. $k_i(\text{m}^3/\text{san}/\text{amp})$

Ω , değeri düşük tuzlu ortamlarda 0,02, tuzlu zemin suyunda 0,30 arasında değişen özgül elektriksel iletkenliktir (Menard and Boise, 1975).

Mitchell (1970) akım denkleminin etkileyen değişkenlerden elektroozmotik geçirgenlik katsayısı k_e 'nin %50-100 su muhtevalarında büyük değişiklik göstermediği, $1 \times 10^{-7} - 7 \times 10^{-7} \text{cm}/\text{sn}$ dolaylarında bulmuştur.

Mitchell (1976), k_e ve k_h 'ın bir dizi zemin ve su muhtevasına göre değerlerini çıkarmıştır. Bu değerler Çizelge 2.6'da gösterilmiştir.

Çizelge 2.6 : Elektro-Osmoz geçirgenlik katsayıları (Mitchell, 1976)

MALZEME	SU MUHTEVASI (%)	$k_e \times 10^{-5} \text{ (cm}^2/\text{sn.V)}$	$k_h \text{ (cm}^2/\text{sn.V)}$
Kuvartz Tuzu	23,5	4,3	10^{-4}
İnce Kum	25	4,1	10^{-4}
Mika Tozu	49,7	6,9	10^{-5}
Kaya Tozu	27,2	4,5	10^{-7}
Kaolin	67,7	5,7	10^{-7}
Killi Silt	31,7	5	10^{-6}
Boston Mavi Kil	50,8	5,1	10^{-8}
Londra Kili	52,3	5,8	10^{-8}
Akıcı Kil A°S	31	2-2,5	2×10^{-8}
Na-Montmorilanit 1	170	2-0	10^{-9}
Na-Montmorilanit 2	1000	12	10^{-8}

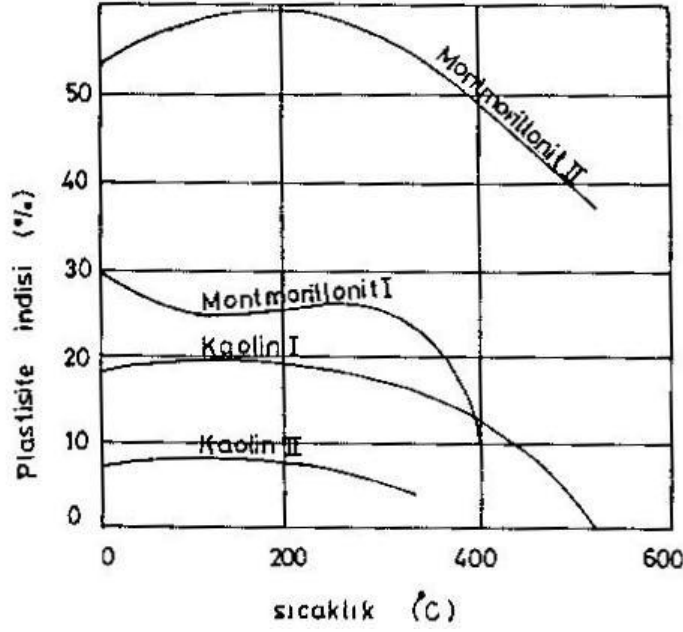
2.2.15 Isıl İşlemler

2.2.15.1 Isıtma metodu

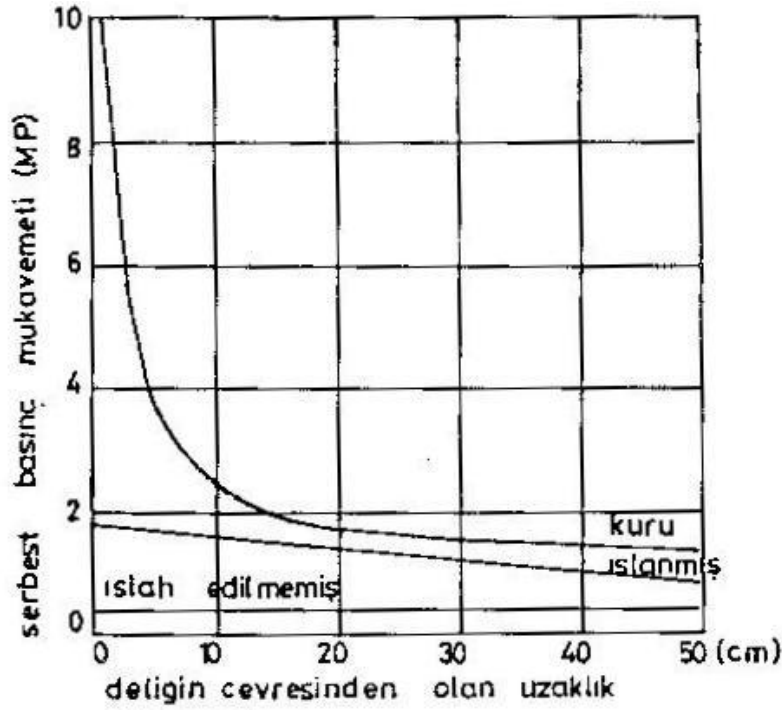
Lösler başta olmak üzere doymun olmayan silt ve killer ortam sıcaklığının artırılmasıyla mukavemetleri artırılır. Killi zemin, ısıtıldığında suyunu kaybederek katılaşıır. Yeterli ısıya ulaştığında katılaşma kalıcı olur. 900°C'nin üstündeki ısılarda killer tuğlaya dönüştürebilir. Ancak yerinde, zeminleri bu gibi ısılarla iyileştirme hem ekonomik hem de pratik değildir. Fakat edinilen deneyimler 400-600°C'de ısıtılan killerde önemli ölçüde mukavemet artışı olduğunu göstermiştir.

Isıtma ile zemin iyileştirmesi birkaç istisna dışında doğu bloklu ülkelerinde kullanılmıştır. Zeminlerin yerinde iyileştirilmesi için Rusya'da ve Romanya'da bazı pratik teknikler geliştirilmiştir. Rus tekniği sondaj delikleri açıldıktan sonra sondaj kuyusunda basınç altında benzin veya gaz sıvı yakıtın yakılması ile yüksek sıcakla zeminin iyileştirilmesidir. Sondaj kuyuları 3m'lik aralıklarla 15m'ye varan derinliğe kadar yerleştirilir.

Rusya'da yapılan çalışmalarda, termal sıcaklık işleminin 8 günlük bir ısıtmadan sonra, sondaj kuyusunun (150-200mm) yarıçapının yaklaşık 10 misli genişliğe kadar etkili olduğu ölçülmüştür. Şekil 2.15'de sıcaklığın kilin plastisite indisi üzerinde termal sıcaklığın etkisini, şekil 2.16'da serbest basınç direncine etkisini göstermektedir (Menard and Boise, 1975).



Şekil 2.15 : Sıcaklığın plastisite indise üzerindeki etkisi (Chandrasekaran et al, 1969)



Şekil 2.16 : Termal işlemin mukavemete etkisi (Önalp, 1983)

Arazi deneyleriyle sondaj aralığı, sondaj çapı ve ateşleme derinliğini belirlemek gereklidir. İngles ve Mettcalf, (1972) birim hacimde kullanılan yakıt (F) ve aralıklar (S) için aşağıdaki bağıntılar vermişlerdir.

$$F(t/m^3) = \frac{100\gamma_k}{EC_f} (6,4W + 0,25T) \quad (2.17)$$

ve

$$S = 2 \sqrt{\frac{d_c}{\Pi F H_c}} \quad (2.18)$$

Bu eşitlikte

γ_k : kuru yoğunluk (ton/m³)

C_f : Yakıtın ısıtma kapasitesi (kcal/kg°C)

W : Zeminin Su Muhetevası (%)

T : Zemin yüzeyindeki Isı

D_c : Deliğin beher metresinin delme mahiyeti

H_c : Litre başına yakıt maliyeti

S : Min. Tüm maliyet için delik aralığı (m)

F : Kullanılan yakıt (ton/m³)

Π : Termal ısı verimi (%35 Açık yanma için - %70 Kapalı yanma için verilmektedir.)

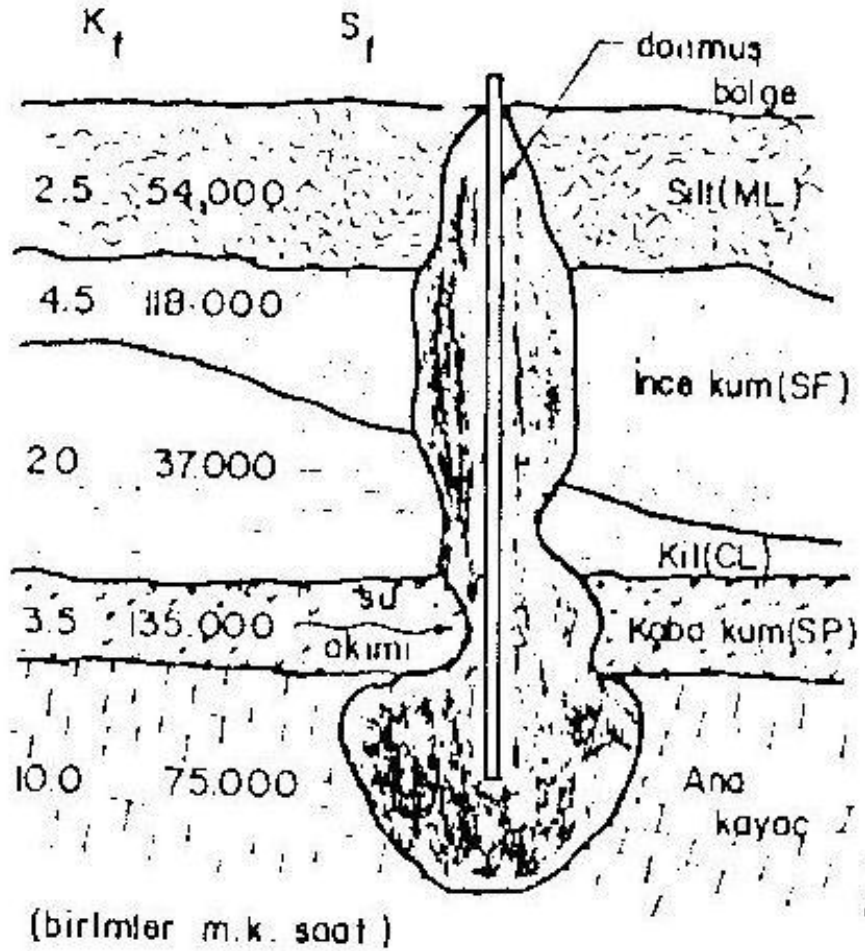
2.2.15.2 Dondurma metodu

Dondurma metodu geçici olarak kullanılan zemin iyileştirme yöntemidir. Kendini kısa süre de olsa tutamayarak akma ve göçme eğilimi gösteren ortamlarda açık kazıların, tünellerin, yeraltı kazılarının yapımını kolaylaştırmak amacıyla boşluk suyunu dondurmak suretiyle zemini iyileştirmektedir. Böylece zemin boşluklarında bulunan buzun katılığı, zeminin katılığı ve kayma mukavemeti artırılmış olur (Maag, 1938).

Zemindeki sıcaklığın azaltılması, zemin içerisine yerleştirilen şebeke halindeki borulardan soğuk hava veya su geçirilmek suretiyle gerçekleştirilir. Yüzyıl kadar önce Almanya'da geliştirilen metotta (Pötkh Metodu) amonyak veya freon'dan faydalanarak bir soğutucu tesisatta soğutulan kalsiyum kloridli su daha sonra borular içerisinde dolaştırılmaktadır.

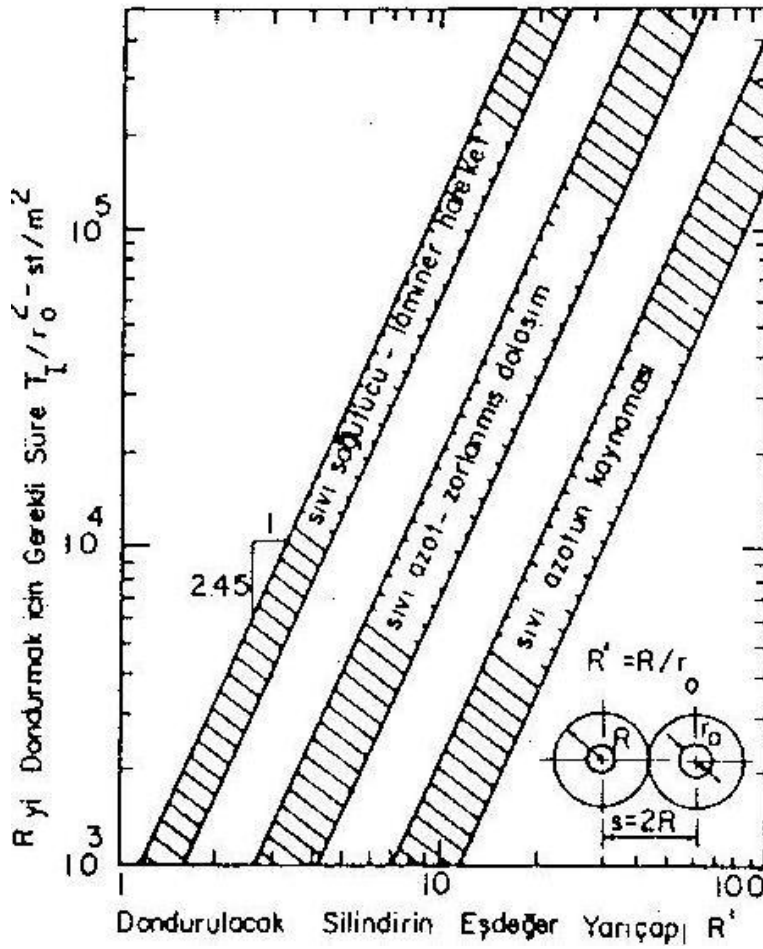
Sıvı nitrojen ve sıvı karbondioksit kullanarak çabuk dondurma metotları da geliştirilmiştir. Nitrojen -20°C ile -40°C olan tuzlu suyla karıştırıldığında nitrojenin kaynama noktası -196°C olduğundan daha alçak ısı ve daha hızlı soğutma elde edilir. Karbondioksitin kaynama noktası -79°C'dir.

Genel kural olarak her ortamda dondurma işlemi uygulanabilir. Ancak maliyetler çok yüksektir. İdeal uygulama yumuşak zemin şartlarında yeraltı su düzeyinin altında ve 7-8 m derinliklerinde yapılır. Bu metotun kesinlikle uygulanamayacağı tek durum hareketli yeraltı suyunun bulunmasıdır. Yeraltı suyunun doğal olarak 2m/gün'den fazla hareket ettiği ortamlarda zemin iyileştirme çalışmaları başarısız olur. Şekil 2.17'de hareketli suyun donmaya etkisi görülmektedir.



Şekil 2.17 : Hareketli yeraltı suyunun donmaya etkisi (Önalp, A., 1983)

Borular çevresinde donmayı sağlamak için gerekli ısı enerjisi ve zaman, hesaplanır. Hesapta en önemli değişkenler boruların çapı ve aralığıdır. Yatay boruların şebeke halinde yerleştirilmesini belirlemek amacı ile Schuster (1976) Şekil 2.18'de gösterilen diyagramı hazırlamıştır. Donma hızı ve şebeke yerleşim aralığı donma tekniğinin bir fonksiyonu olarak gösterilmiştir.



Şekil 2.18 : Değişik donma metotları için süreler (Önalp, A., 1983)

2.3 Diğer İyileştirme Yöntemleri

Diğer iyileştirme yöntemleri olarak, mini kazık uygulamaları, geotekstil kullanılması ve akıllı zeminler olarak söyleyebiliriz. Mini kazıklar, sık bir şekilde uygulandıklarında kök kazıkları gibi çalışmakta ve zemin-kazık kompozit davranışı göstermektedir. Geotekstil uygulamaları son zamanlarda zemin iyileştirilmesinde çok kullanılan yöntemler arasına girmiştir ve giderek uygulamaları yaygınlaşmaktadır. Akıllı zeminler, en son geliştirilen zemin iyileştirme yöntemlerinden olup bio-enjeksiyon ve bio-geçirimsizlik olarak iki teknikten ibarettir.

2.3.1 Mini kazıklar

Mini kazıklar genelde 10-30 cm arasında çaplarda çimento şerbeti veya çimento harcı enjeksiyonu ile hazırlanmaktadır. Donatı olarak beton çeliği veya özel çelik profiller kullanılır.

Kazığın zemine yükleri aktarması daima beton gövde sürtünme yüzeyinden olmaktadır. Yani yükler kayaya oturan kazıkların dışında, çevre sürtünmesi ile aktarılır. Kazık çapı olarak, delicinin veya kaplama borusunun dış çapı alınır. Mini kazıklar yatayla 10° eğimden, düşey doğrultuya kadar çeşitli eğimlerde imal edilmektedir.

2.3.2 Geosentetik malzemeler

İnşaat mühendisliğindeki yenilikler malzemelerde ve teknolojinin gelişimi ile paralel olarak ortaya çıkmıştır. Geoteknikte bu yeniliklere en iyi örnek hiç kuşkusuz donatılı zemindir. Donatılı beton, çelik ve polimerik malzeme, düşük veya hiç çekme kuvveti olmayan zeminlere çekme dayanımı kazandırmak amacıyla kullanılmaktadır.

Geosentetikler, inşaat mühendisliğinde son yıllarda kullanım alanları ve miktarları en fazla artan malzemelerdir. 1970'lerde, yalnızca beş veya altı çeşit geosentetik varken, günümüzde dünyada 600 hatta daha fazla çeşit geosentetik ürün satılmaktadır (Koerner, 1997).

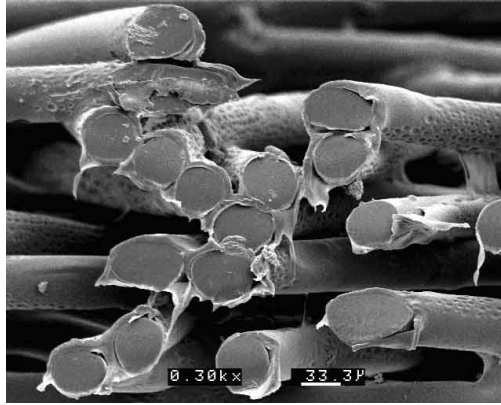
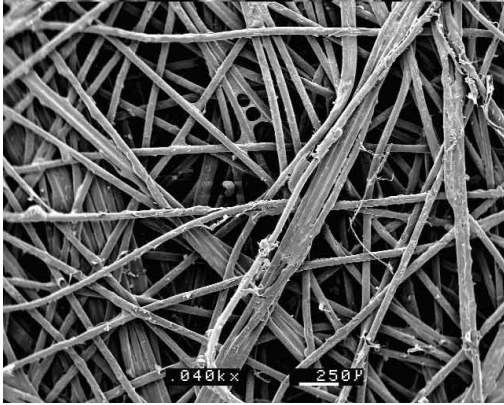
30 yıldan kısa bir sürede geosentetikler pek çok uygulamada denenmiş, kullanılmış ve hatta bazı uygulamalarda neredeyse geleneksel inşaat malzemelerine tercih edilmeye başlanmıştır. Birçok alanda geosentetiklerin kullanımı güvenlik sayısını arttırmakta, performansı iyileştirmekte, diğer inşaat alternatifleri ve tasarım yöntemleriyle kıyaslandığında daha ucuz ve daha hızlı imalat olanağı sağlamaktadır (Koerner, 1997).

Geotekstiller, tekstil ürünü geçirimli geosentetik olarak tanımlanmaktadır. Geogridler zemin takviyesi uygulamaları için kullanılan yüksek mukavemetli, yüksek moleküler ağırlıklı bir malzemedir. Polyester ipliklerin örülmesi ve ardından boyut stabilitesi ve uygulama hasarlarına karşı koruma amaçlı polimer malzeme kaplanması ile imal edilir. Geomembranlar kimyasal maddelere karşı yüksek direnç gösterdiği, çekme mukavemeti yüksek, geçirgenliği düşük, delinme ve çatlamalara karşı dayanıklı olduğu için sızmaya karşı koruma amaçlı kullanılan bir geosentetik türüdür. Her elemanın en iyi özelliklerinden yararlanacak şekilde geosentetikler ve ağ (nets), ızgara (grids) gibi benzer ürünlerin geomembranlar ya da başka sentetik ürünlerle birlikte kullanılmasından oluşan geosentetik ürüne ise geokompozit denir. Geokompozitler geotekstil-geonet, geotekstil-geogrid, geotekstil-geomembran, geomembran-geonet ve hatta üç boyutlu polimerik hücre elemanlarından oluşabilir.

Geosentetiklerin birçoğu polipropilen, polyester, polietilen, poliamid, PVC vs. gibi sentetik polimerlerden yapılmıştır. Bu ürünler biyolojik ve kimyasal bozulmaya karşı yüksek dayanıma sahiptirler. Pamuk, keten ya da bambu gibi doğal liflerde, özellikle geçici uygulamalarda, geotekstil veya geogrid gibi kullanılmaktadır.

Geosentetiklerin drenaj, ayırma, güçlendirme, filtrasyon, koruma ve yalıtım olmak üzere temel altı adet görevi vardır. Geosentetik uygulamalarında kullanılan malzeme bu görevlerden kimi zaman birini, çoğu zaman ise birden fazlasını yerine getirmektedir. Bu yüzden tasarım aşamasında hem birincil hem de ikincil görevler göz önüne alınarak seçim yapılması önemlidir.

Geotekstilller birkaç metre genişliğinde ve birkaç milimetre kalınlığında şilteler, birkaç milimetre genişliğinde ve kalınlığı milimetreden az sonsuz uzunlukta şeritler ve milimetreden küçük çapta ve sonsuz uzunlukta silindirik lifler şeklinde oluşabilirler. Bunlardan meydana gelecek her geotekstil şiltesi farklı özelliğe sahip olacaktır. Uygulama en çok tercih edilenler örgülü ve örgüsüz tip geotekstillerdir.



Şekil 2.19 : Elektron mikroskobu ile çekilmiş örgülü geotekstil örnekleri (Koerner, 1997)



Şekil 2.20 : Elektron mikroskobu ile çekilmiş ısı yoluyla bağlanmış örgüsüz geotekstil örnekleri (Koerner, 1997)

Geotekstilin kullanım amaçları;

- Filtrasyon
- Drenaj
- Ayırma
- Güçlendirme
- Koruma
- Yalıtım

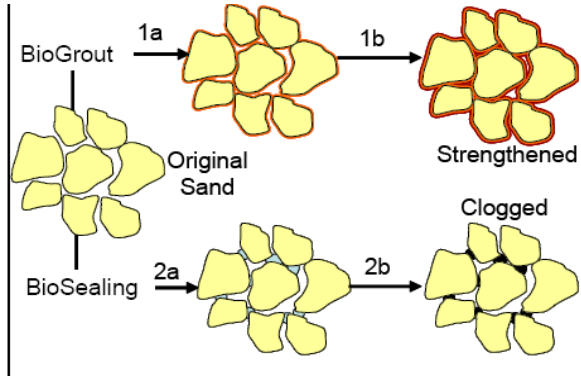
2.3.3 Akıllı zeminler

Hollanda da (GeoDelft)'te geliştirilen yeni akıllı zemin kavramı ile bio enjeksiyon (bio-grout) ve bio-geçirimsizlik (bio-sealing) teknikleri uygulanmaktadır (Meurs, ve diğ., 2006)

Akıllı zemin yöntemlerinde, doğada jeolojik zaman sürecinde oluşan mekanizmaların daha kısa sürede oluşturulması sağlanmaktadır.

Bio-enjeksiyon yönteminde laboratuvar ortamında oluşturulan bakteriler üre ve kalsiyum çözeltisi ile iri daneli (kohezyonsuz) kum ortamına enjekte edilmektedir. Bakteri üreyi karbonata çevirmekte, karbonat ile kalsiyum kalsit kristallerini oluşturmaktadır. Kalsit kristalleri çökelerek kum danelerini birbirine bağlayarak kumun mukavemetini artırmaktadır. Ancak permeabilitesini ise çok az etkilemektedir.

Bio-geçirimsizlikte (bio-sealing) kum zeminde mevcut bakterilerin üremesi için zemin içine besleyici gıda enjeksiyonu yapılmaktadır. Büyüyen bakteri kolonileri kum daneciklerine yapışarak ve boşlukları doldurarak permeabiliteyi azaltmaktadır. Laboratuvar ve arazide yapılan deneylerde akıllı zemin teknolojisinin başarılı olduğu ve gelecek vaat ettiği görülmektedir (şekil 2.22, çizelge 2.7).



Şekil 2.21 : Bio-enjeksiyon ve bio-geçirimsizlik yöntemleri prensibi (Meurs, ve diğ., 2006)

Çizelge 2.7 : Bio-enjeksiyon ve bio-geçirimsizlik uygulamalarının dayanım (σ), elastisite modülü (E_{50}) ve permeabilite (k) (Meurs, ve diğ., 2006)

	σ (kPa)	E_{50} (Mpa)	k (m/s)
Orijinal Zemin	460	80	$2,20 \times 10^{-5}$
Bio-enjeksiyon	2860	270	$1,00 \times 10^{-5}$
Bio-geçirimsizlik	460	80	$2,00 \times 10^{-7}$

3. DERİN İYİLEŞTİRME UYGULAMALARINDAN ÖRNEKLER

3.1 İzmit Atıksu Arıtma Tesis

3.1.1 Genel

İller Bankası İzmit Evsel Atıksu Arıtma Tesis inşaat alanı tesis kapsamında havalandırma havuzları, çökeltme havuzları ve binalar inşa edilecektir. Bu alanlarda inşa sonrası için hesaplanan oturma miktarları kabul edilebilir sınırları aştığı için zemin iyileştirilmesi yapılması gerekmiştir. Zemin iyileştirme aşamasında düşey kum drenler ve ön yükleme uygulanmıştır. (Tan, 1992).

3.1.2 Zemin özellikleri

İller Bankası İzmit Evsel Atıksu Arıtma Tesis inşaat arazisi yaklaşık 2.0m kalınlıkta bitkisel toprak ve bunun altında 19,00-20,00m derinliğe kadar dolgu tabakası, deniz tarafına doğru kalınlığı artan ve daha yumuşak kıvam özellikleri gösteren gri renkli yer yer kum ve kavrık ince bantlar içeren çok yumuşak kıvamdaki siltli kil (CL) tabakası bulunmaktadır. Bu tabakanın altında ise 21,00-27,00m derinlikler arasında ise orta katı ve katı kıvamlı killi silt, 27,00-40,00m’ler arasında ise kırmızı-kahve renkli köşeli çakıllı, katı ve çok katı-sert kıvamlı kil tabakası bulunmaktadır. (Tan, 1992).

Tasarlanan yapı yükleri altında meydana gelecek aşırı toplam oturmaların, üstten 19,00-22,00m derinlikler arasında yeralan çok yumuşak kıvamdaki gri siltli kil tabakasının konsolidasyonundan kaynaklandığı görüldüğünden bu tabakanın önyükleme ile konsolidasyonunun temini ve konsolidasyonun düşey kum drenlerle hızlandırılması uygun görülmüştür. Bu tabakaya ait laboratuvar deney sonuçları aşağıda ki çizelge 3.1’de yer almaktadır (Tan, 1992).

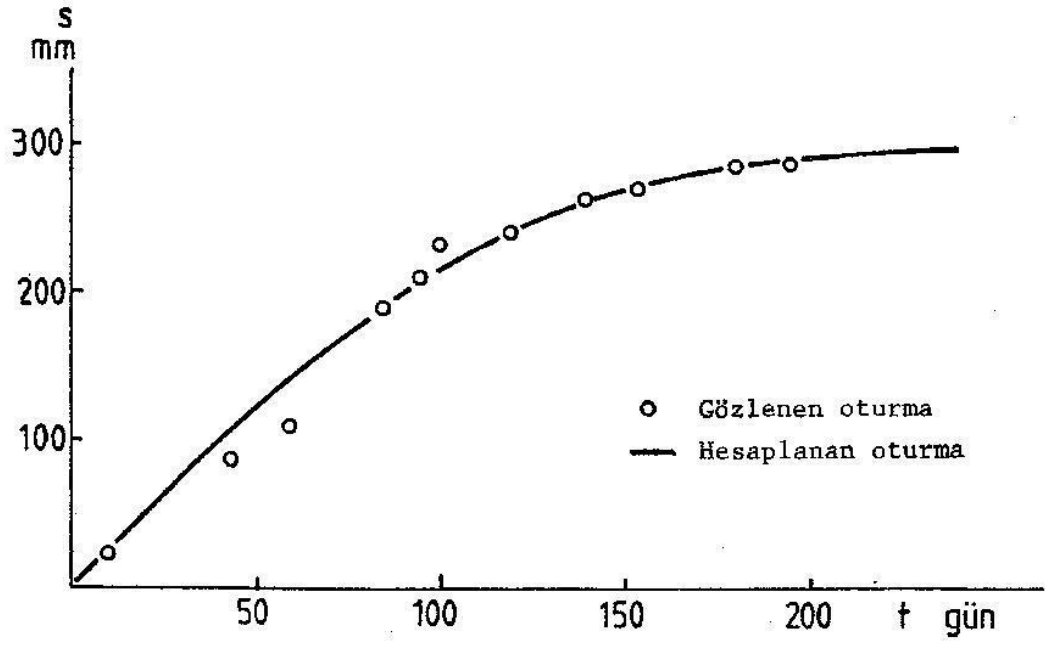
Çizelge 3.1 : Laboratuvar deney sonuçları (Tan, 1992)

	NUMUNE SAYISI	ORTALAMA	STANDART SAPMA
Tabii Su Muhtevası (%):	35	37	6
Likit Limit (%):	5	33	3
Plastik Limit (%):	5	17	2
Hacimsel Sıkışma Sayısı (cm ² /kg)	12	0,037	0,009
Düşey Konsolidasyon Katsayısı (m ² /sn)	12	6,73x10 ⁻⁸	3,30x10 ⁻⁸

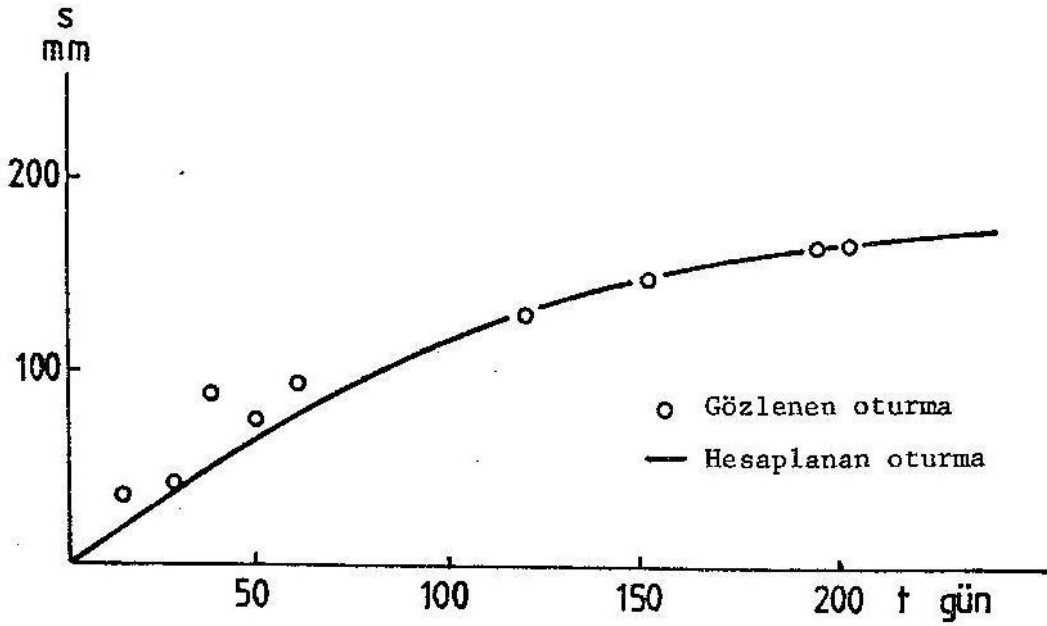
3.1.3 Değerlendirme ve uygulama

Arıtma tesisi kapsamındaki havalandırma havuzları, çökeltme havuzları ve aşırı oturma yapması beklenen diğer yapıların yer alacağı alanlarda düşey kum drenler ve önyükleme uygulanmıştır. Düşey kum drenler 0,45m çapta foraj sonrası kum dolgu ile imal edilmiştir. Dren boyları yumuşak siltli kil yani konsolide edilecek tabaka kalınlığına bağlı olarak 17 ile 19m arasında değişmektedir. Drenler kare yerleşimde, havalandırma havuzlarında 4, çökeltme havuzlarında 5m aralık ile yerleştirilmişlerdi. Drenajı temin için zemin yüzeyinde 0,75m kalınlıkta permeabilitesi yüksek iyi derecelenmiş kum-çakıl (GW) şilte tabakası yerleştirilmiş, projedeki yapı yükünün 1,20 katı şiddetindeki ön yük, suni dolgu tabakası yerleştirilerek uygulanmıştır (Tan, 1992).

Oturmaların gözlenmesi için 300x300mm çelik tabana oturan çelik boru gözlem çubukları tabanları önyük dolgusu altında kalacak şekilde yerleştirilmişler ve oturmalar aralıklı olarak ölçülmüş ve kaydedilmiştir. Havalandırma havuzları inşaat alanı ve çökeltme havuzlarından birinin orta noktalarında elde edilen oturmaların zamana göre değişimi şekil 6.1 ve 6.2’de gösterilmiştir (Tan, 1992).



Şekil 3.1 : Havalandırma havuzu orta noktasından elde edilen oturmaların zamana göre değişimi (Tan, 1992)



Şekil 3.2 : Çökeltme havuzu orta noktasından elde edilen oturmaların zamana göre değişimi (Tan, 1992)

Ödometre deneyinde drenaj düşey olduğundan ve genelde deney numunesi arazideki kum bandları vb. süreksizlik, permeabilitesi yüksek kısımları temsil etmediğinden gerçek değerlerin çok altında değerler elde edilmektedir (Tan, 1992).

Havalandırma Havuzlarının inşa edileceği alan ve çevresinden elde edilen numuneler üzerinde yapılan laboratuvar deneylerinde düşey konsolidasyon katsayısı ortalama,

$$c_v = 6,5 \times 10^{-8} m^2/s$$

olarak bulunmuştur.

Oturma - Zaman Grafiği gözlemlerinde 6.1. denklemlerinin en iyi uyduğu c_h değeri ise geriye dönük hesaplamalar ile,

$$c_h = 40 \times 10^{-8} m^2/s$$

olarak elde edilmektedir. Aynı şekilde Çökeltme Havuzlarına yakın sondajlardan elde edilen numunelerde ise laboratuvar deneyleri ortalaması,

$$c_v = 7,3 \times 10^{-8} m^2/s$$

değeri elde edilmiştir. Buna karşılık oturma – zaman (Şekil 6.2.) gözlemlerine en iyi uyan değer ise geriye dönük hesaplanan,

$$c_h = 80 \times 10^{-8} m^2/s$$

değeri elde edilmiştir. Buna göre arazide elde edilen yatay konsolidasyon katsayısı c_h ile laboratuvarda konsolidasyon deneyi sonucu düşey konsolidasyon katsayısı arasında,

havalandırma havuzlarında,

$$\frac{c_h}{c_v} = 6$$

çökeltme havuzlarında,

$$\frac{c_h}{c_v} = 11$$

gibi bir oran elde edilmektedir (Tan, 1992).

3.1.4 Sonuç

İnşaat sonrası aşırı oturmaların azaltılması için zemin iyileştirme yöntemlerinden biri olan yükleme ve düşey drenler, yatırım ve inşaat programlarının izin vermesi halinde ekonomik ve uygulanabilir bir çözüm olarak görülmektedir.

Düşey drenler ile konsolidasyon hızlandırılması yönteminde tasarım parametrelerinin belirlenmesinde arazide deneme uygulaması, laboratuvar ve arazi deneylerinin

yorumlanması ve birlikte değerlendirilmesinin önem taşıdığı görülmektedir (Tan, 1992).

3.2 Dinamik Kompaksiyon Uygulamasına Bir Örnek

3.2.1 Genel

Yaklaşık 10m kalınlıkta gevşek orta sıkı kum tabakaları ile örtülü bir alanda inşa edilecek 50.000m³ kapasitedeki su depolama tanklarının temel zeminini iyileştirmek amacıyla dinamik kompaksiyon uygulanmıştır.

Her biri 50.000m³ depolama hacmine sahip 6 adet su tankının inşa edileceği alanda yapılan geoteknik incelemelerde zemin yüzeyinde, ortalama 10m kalınlıkta gevşek-orta sıkı kum tabakaların bulunduğu belirlenmiştir. Yapılan değerlendirmeler, tankların inşa edilebilmesi için temel zeminin iyileştirilmesi gerektiğini ve bu maksatla dinamik kompaksiyon yönteminin uygulanabileceğini ortaya koymuştur. Dinamik kompaksiyon işlemini takiben yapılan arazi deneylerinde elde edilen sonuçlar yöntemin başarı ile uygulandığını ve istenilen tasarım parametrelerin elde edildiğini göstermiştir (Sağlam, Ansal, 1987).

3.2.2 Zemin özellikleri

İnceleme alanını rüzgarla taşınmış kum tabakaları örtmektedir. Zemin profilinde yeralan tabakaların cinslerini, kalınlıklarını ve geoteknik özelliklerini belirlemek amacıyla derinlikleri 10m ile 20m arasında değişen 30 adet zemin sondajı yapılmıştır. Bütün sondajlarda, zemin profilinde kum tabakaları geçilmiştir. Standard penetrasyon deneylerinde elde edilen (N) darbe sayılarına göre zemin yüzeyinde 1,5m-3m derinlikleri arasında gevşek, daha altta ise orta sıkı kum tabakaları bulunmaktadır. 10m derinliği takiben sıkı kum tabakalarına girilmektedir (Sağlam, Ansal, 1987).

İnşa edilecek depolama tanklarına ait vaziyet planı ile zemin profilinin birlikte değerlendirilmesiyle sahanın birçok bölümünde tank temelleri altına 4m kalınlıkta orta sıkı kum tabakası kalacağı anlaşılmıştır. Temel zemininde, emniyetli zemin gerilmesi olarak öngörülen 300kN/m² değerinin elde edilmesi için orta sıkı kum tabakalarını ortalama $N \geq 20$ kriteri sağlanacak şekilde sıkılaştırmak gerekmiştir. Depolama tankları tarafından temel zeminine aktarılan ortalama taban basıncının

100kN/m² dolayında olduğu göz önünde bulundurulursa güvenlik sağlanmaktadır. Bu durumda, depolama tanklarında meydana gelebilecek farklı oturma değerleri, müsaade edilen sınır değerlerin çok altında kalmaktadır (Sağlamer, Ansal, 1987).

3.2.3 Değerlendirme ve uygulama

İnceleme alanında uygulanacak dinamik kompaksiyon yöntemini belirlemek üzere zemin profilini özellikleri ve bir önceki paragrafta açıklanan dinamik kompaksiyonu etkileyen faktörler, şantiyede mevcut kreyn kapasiteleri ile birlikte göz önüne alınmıştır. Önerilen dinamik kompaksiyon yöntemi aşağıda özetlenmiştir (Sağlamer, Ansal, 1987).

- Dinamik kompaksiyona başlamadan önce arazi tesviye edilerek kreynlere taşıyıcı bir yüzey elde edebilmek amacıyla yüzeydeki gevşek kum tabakaları vibrasyonlu silindire sıkıştırılmıştır.
- Ekonomi sağlamak amacıyla sadece tank temellerinin oturacağı alanlarda dinamik kompaksiyon uygulanması yeterli görülmüştür. Bununla beraber, sıkıştırılacak dairesel alanın yarıçapı, tank yarıçapından 3m den daha büyük tutulmuştur.
- İnceleme alanında, genellikle zemin yüzeyi ile 4m derinlik arasında bulunan gevşek kum tabakalarının sıkıştırılması gerekmektedir. Bu bölgede, SPT darbe sayılarının $N_{30} > 20$ olacak şekilde sıkıştırma yapılması öngörülmüştür.

$$H = \frac{1}{2} (Mh)^{\frac{1}{2}} \text{ (Leonards, et. al)} \quad (3.1)$$

eşitliğine göre hesap yapılırsa, çarpma enerjisi $Mh > 64 \text{ tm}$ olmalıdır. Bu kriteri sağlamak üzere 10tonluk ağırlığın 7m yükseklikten düşürülebileceği dikkate alınmıştır.

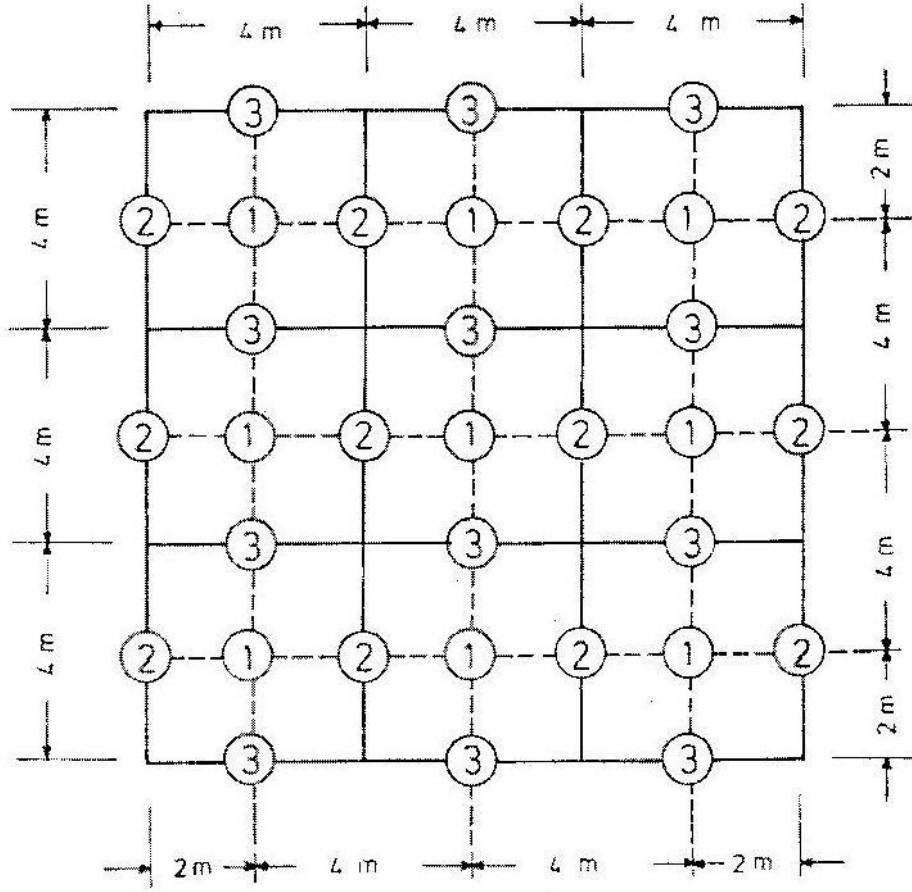
- Öngörülen sıkışma yüzdesinin sağlanabilmesi için, bir noktadaki düşme sayısının ve düşme noktaları arasındaki uzaklığın da belirlenmesi gerekmektedir. Bu maksatla Leonards et. Al. (1980) tarafından önerilen grafik korelasyon kullanılmıştır. Bu bağıntıya göre, 30.000 ton^2 dolayında olmalıdır. Bu kriter;

$$K \frac{M \cdot h \cdot N}{d^2} \times Mh \geq 30.000 \text{ ton}^2$$

K: Geçiş sayısı N: Bir noktadaki Düşme Sayısı d: Düşme noktaları ara uzaklığı (m) M: Düşürülen ağırlık (ton) h: Düşme Yüksekliği (m)

Beher düşme için enerji değeri Mh : 150tm, geçiş sayısı K:3 ve bir noktadaki düşme sayısı N:8 seçilirse, düşme noktalarının merkezleri arasındaki uzaklık için d: 4m değeri elde edilmektedir.

- Yukarıda verilen kritere göre bir seçenek ise, 15tonluk ağırlığın 10m yükseklikten düşürülmesidir. Beher noktada, ağırlığın 8 defa düşürülmesi ve şekilde gösterilen sıkıştırma şablonuna uygun olarak 3 geçiş yapılması gerekmektedir.
- Dinamik kompaksiyon etkinliğini araştırmak üzere arazi gözlemleri ve arazi deneyleri yapılmıştır. Sıkıştırma derecesini gösteren parametrelerden birisi, düşme noktalarında meydana gelen yüzey oturmalarıdır. Bu nedenle, ağırlığın her düşüşünü takiben yüzeyde meydana gelen kraterlerin derinliği ölçülerek, öngörülen düşme sayısının doğruluğu araştırılmalıdır. Diğer bir deyişle, aynı ağırlığın belirli bir düşme sayısından daha fazla düşürülmesi halinde sıkışma derecesini arttırmak mümkün olmamaktadır. (Leonards, et. Al., 1980)
- Her tank temeli altında, sıkıştırma öncesinde ve sıkıştırmayı takiben 5 adet SPT deneyi yapılarak dinamik kompaksiyonun etkinliği araştırılmıştır. SPT deneyleri, relatif olarak daha gevşek olan 6m derinlik boyunca yapılmıştır.
- Dinamik kompaksiyonu takiben zemin yüzeyi vibrasyonlu silindirlerle tekrar sıkıştırılarak ütüleme yapılmıştır.



Şekil 3.3 : Dinamik kompaksiyon düşme noktaları şablonu(Sağlam, Ansal, 1987)

3.2.4 Sonuç

Önerilen dinamik kompaksiyon yöntemi tank temelleri altında uygulanmıştır. 15ton'luk sıkıştırmada kullanılan ağırlığın taban boyutları, 2,17mx2,17m'dir. Düşme yüksekliği h:10m ve bir noktadaki düşme sayısı N:8 olarak belirlenmiştir. Birinci ve ikinci geçişlerde uygulanan sıkıştırma şablonu gösterilmiştir.

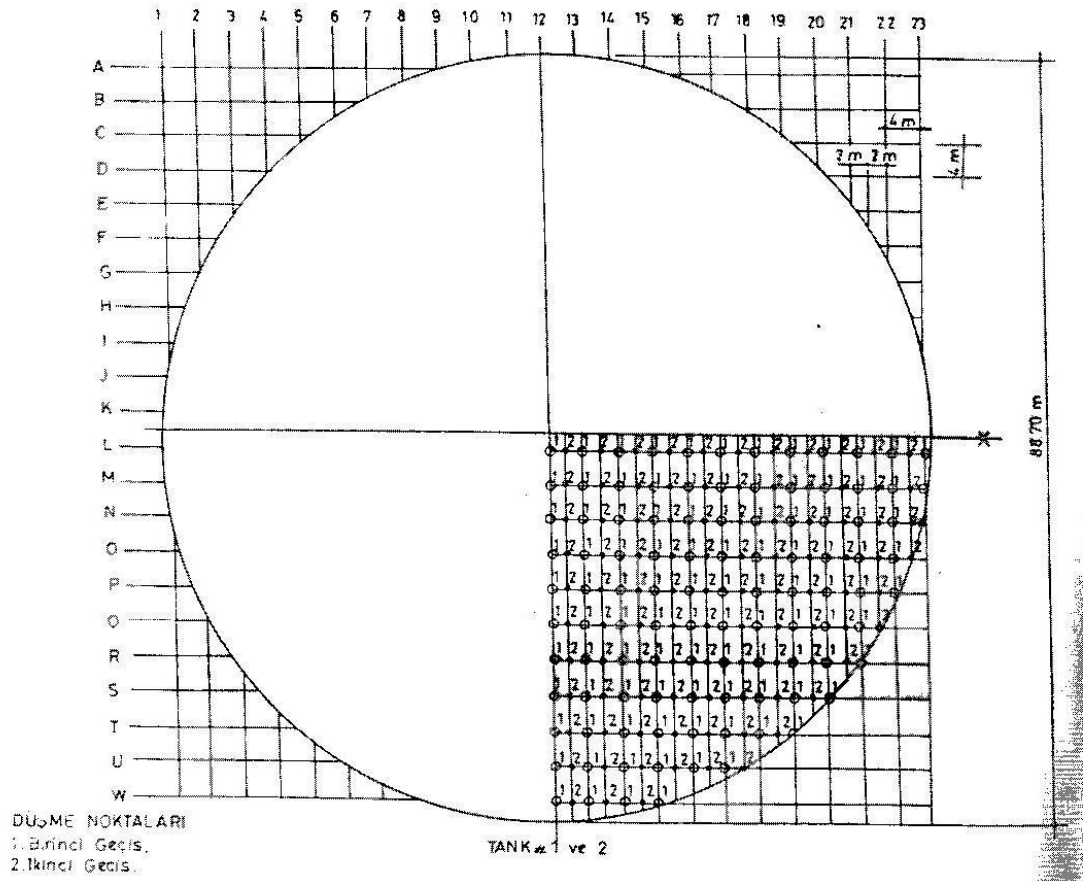
Ağırlığın her düşüşünü takiben meydana gelen krater derinlikleri ölçülmüştür. Şekilde gösterilen diyagramlar seçilen düşme sayısının uygun olduğunu doğrulamaktadır. Bu şekilden görülebileceği gibi inceleme konusu koşullarda, düşme sayısının $N > 8$ seçilmesi sıkıştırma derecesinde etkili olmayacaktır.

Her geçişin tamamlanmasını takiben sıkışma derecesini belirlemek üzere SPT deneyleri yapılmıştır. Şekil 3.4 ve şekil 3.5'de sıkıştırma öncesinde, birinci geçiş takiben ve ikinci geçiş takiben yapılan SPT deneylerine ait sonuçlar bir arada gösterilmiştir. Bu şekillerde görülebileceği gibi, iki geçiş yapılmasıyla SPT darbe

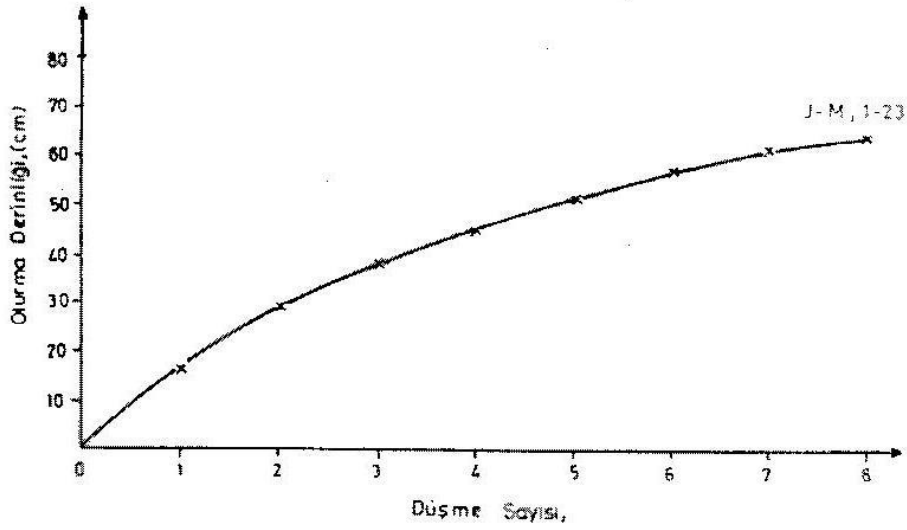
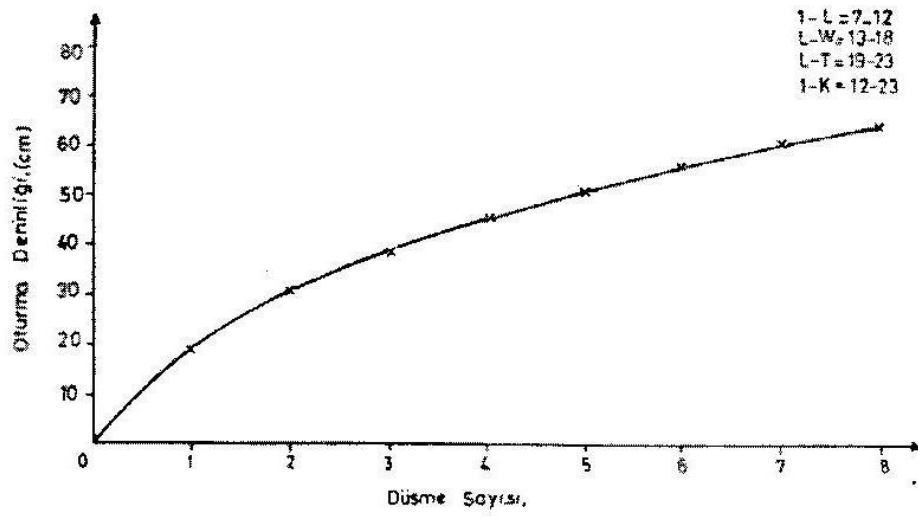
sayılarında, başlangıç değerlerine oranla 2-3 kat artış meydana gelmiş, öngörülen sıkışma derecesine ulaşılmıştır.

Burada elde olunan sonuçlara bakıldığında SPT darbe sayılarının yeterli derecede artmasına çoğu yerde 1 geçişin yeterli olduğu görülmektedir.

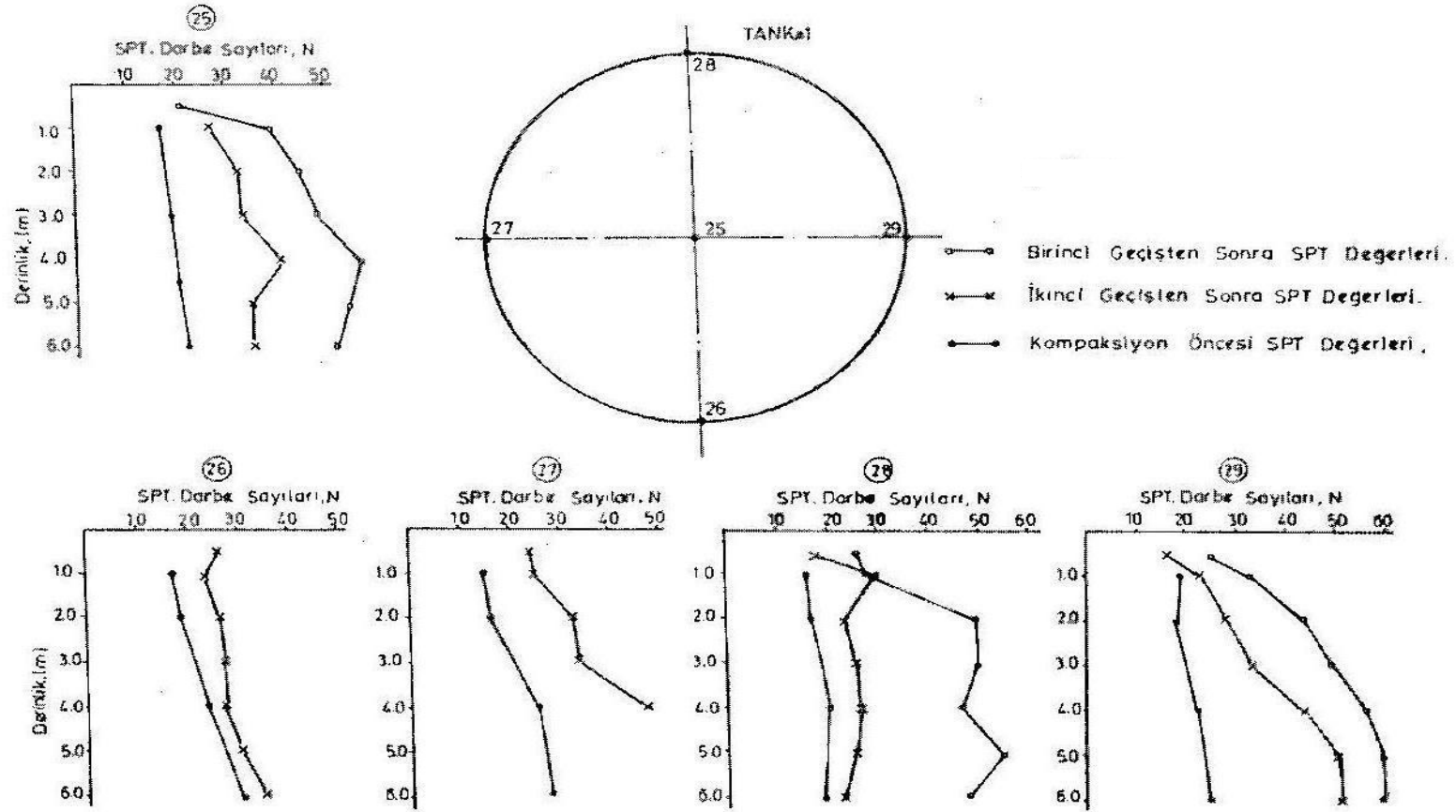
Büyük su depolama tanklarının inşa edileceği bir alandaki gevşek kum tabakalarının inşa edileceği bir alandaki gevşek kum tabakalarını ıslah etmek amacıyla dinamik kompaksiyon yöntemi önerilmiş ve uygulanmıştır. Zemin yüzeyi ile 4m derinlik arasında yer alan ve gevşek yerleşme sıklığına sahip kum tabakaları 15tonluk bir ağırlığın 10m yükseklikten düşürülmesiyle sıkıştırılmıştır. Ağırlık, her noktada 8 defa düşürülmüştür. Ön görülen sıkışma derecesine ulaşmak için 2 geçiş yapılması yeterli olmuştur (Sağlamer, Ansal, 1987)



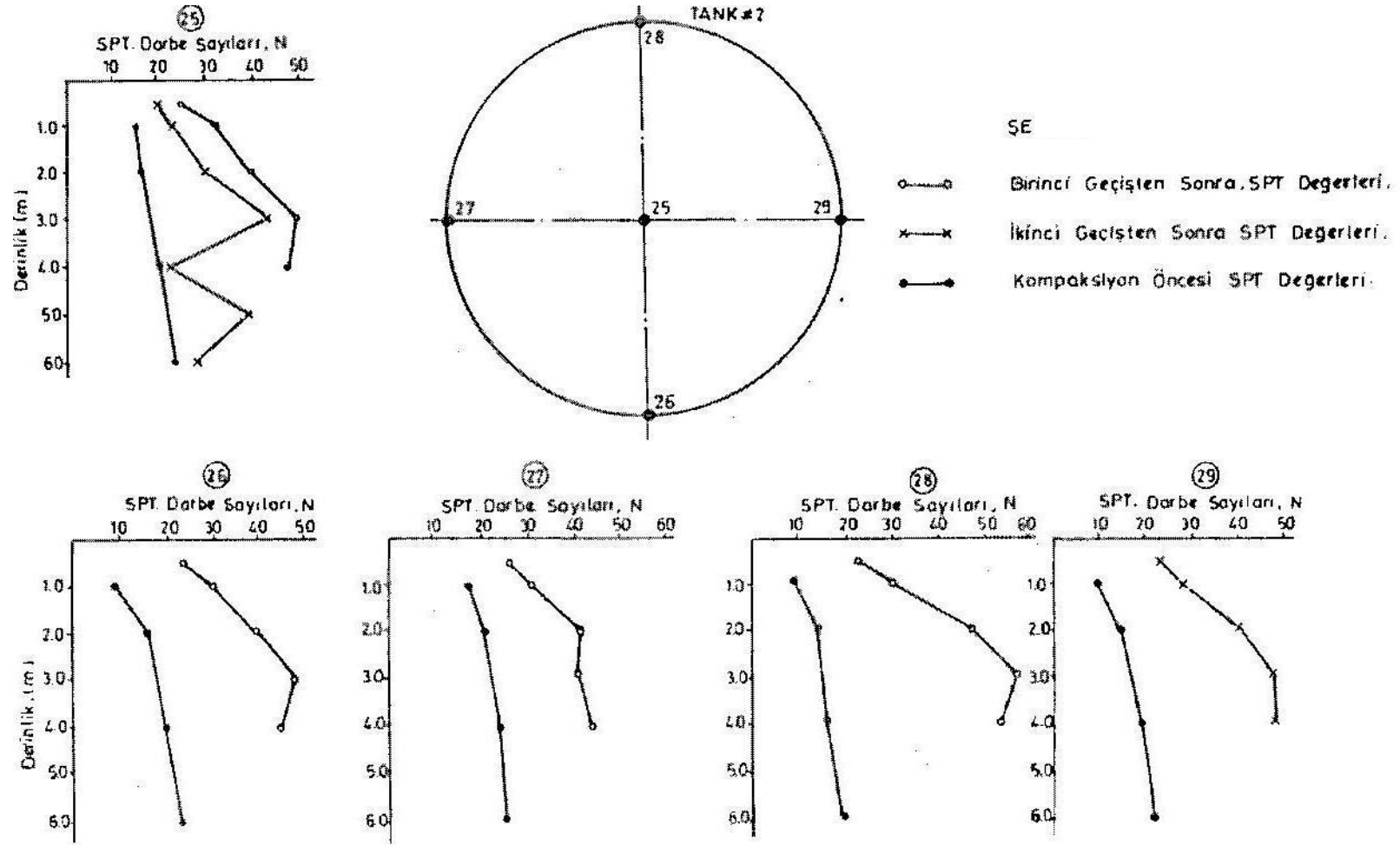
Şekil 3.4 : Tank temel altından her bir geçiş (Sağlamer, Ansal, 1987)



Şekil 3.5 : Dinamik kompaksiyon, düşme sayısı-oturma derinliği grafiği(Sağlamcı, Ansal, 1987)



Şekil 3.6 : Tank 1'deki kompaksiyon öncesi, 1. ve 2. geçiş sonrası SPT değerleri (Sağlamer, Ansal, 1987)

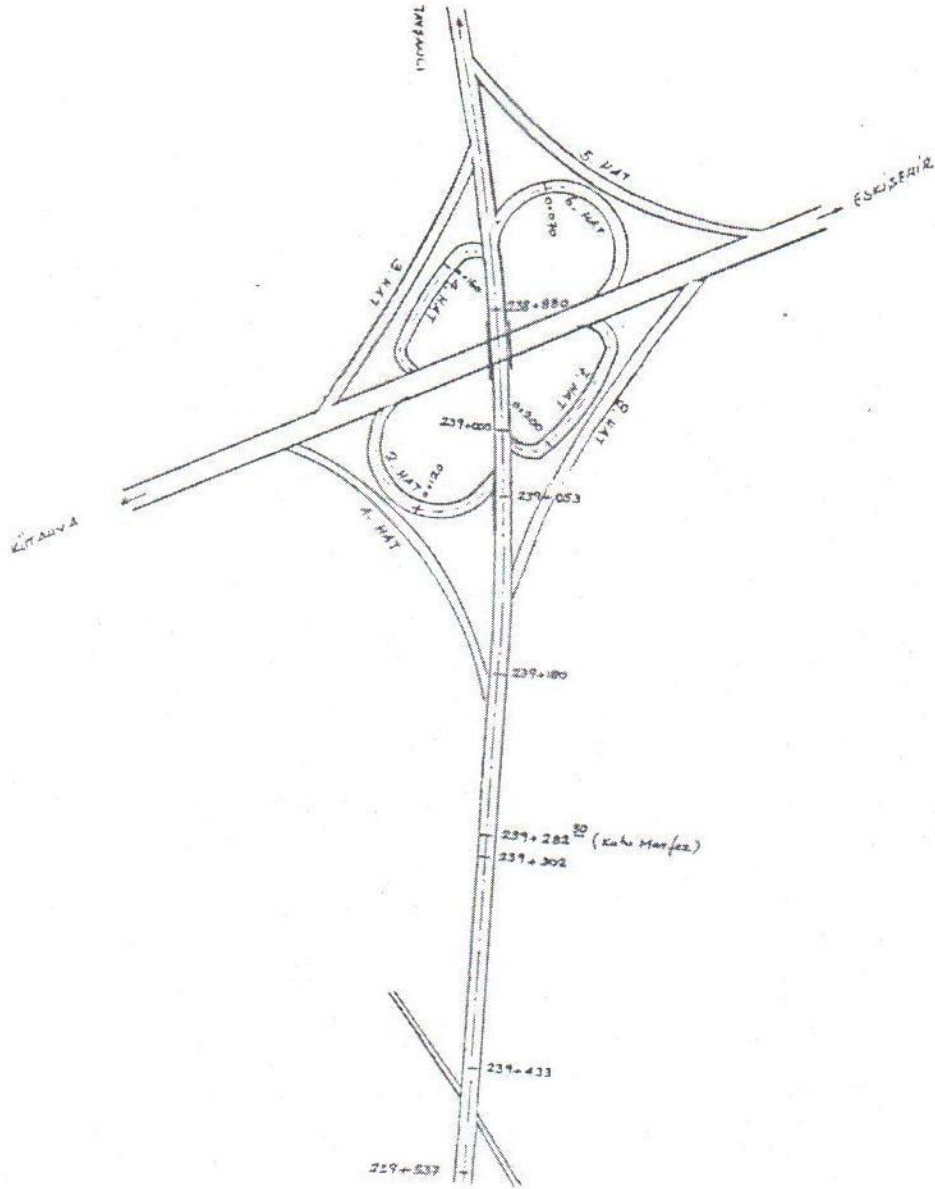


Şekil 3.7 : Tank 2'deki kompaksiyon öncesi, 1. ve 2. geçiş sonrası SPT değerleri (Sağlamer, Ansal, 1987)

3.3 Kütahya Şehir Geçişi Düşey Bant Dren Uygulaması

3.3.1 Genel

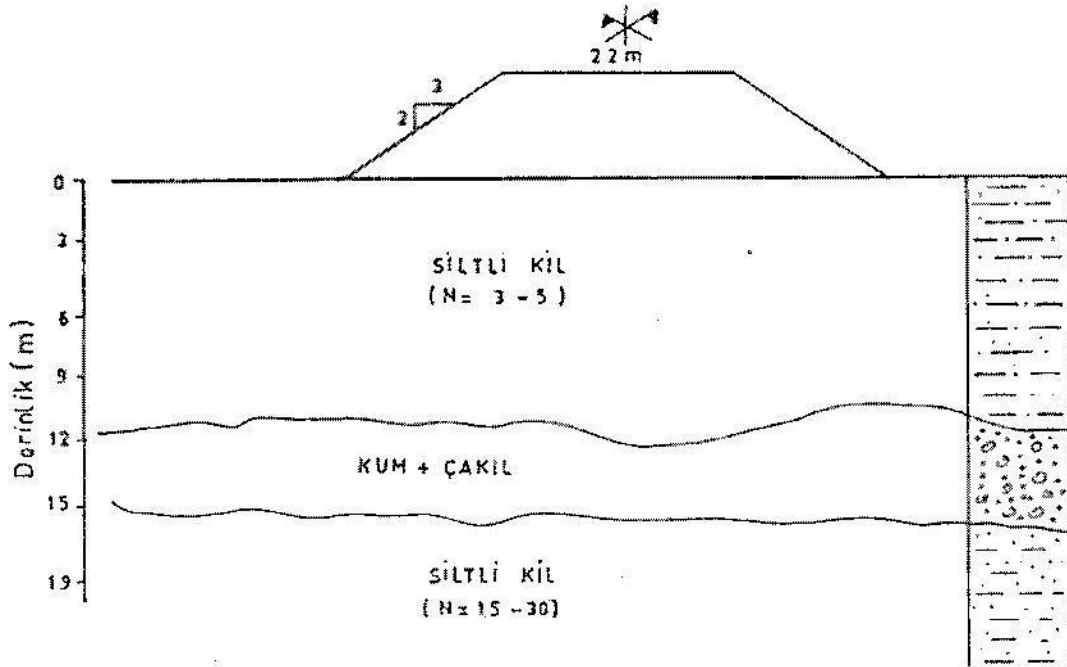
Balıkesir-Kütahya Devlet yolu Km:238+600-Km:239+800 arasında, yumuşak alüvyon temel zemini üzerinde Km:238+900 ve Km:239+500 de iki üst geçit köprüsü ve bunları bağlayan 0,5-12m yükseklikte dolgu olacak şekilde projelendirilmiştir. Ancak projeyi yumuşak temel zemininde, dolgunun kaymaya karşı güvenliğini sağlamadan ve yapım süresi içinde konsolidasyon oturmaları tamamlanmadan gerçekleştirme imkanı bulunamamıştır (Şekil 3.8) (Aksoy, Kiziroğlu, Kurtulmaz, 1994).



Şekil 3.8 : Kütahya şehir geçiş planı (Aksoy, Kiziroğlu, Kurtulmaz, 1994)

3.3.2 Zemin özellikleri

Balıkesir-Kütahya Devlet yolu Km:238+600-Km:239+800 arasındaki kesimde zemin tabakalaşma durumunu tanımlamak, YASS'ni belirlemek, örselenmiş ve örselenmemiş zemin numuneleri alabilmek amacıyla 8 adet sondaj delgisi yapılmıştır. Sondajlardan elde edilen bilgilere göre temel zemini 15-30m derinlikte alüvyon birikintisinden oluşan siltli kildir. Siltli kil tabakası yer yer 1-4m kalınlıkta kum ve çakıl tabakaları ile kesilmiştir. Siltli kil tabakası yerr yer 1-4m kalınlıkta kum ve çakıl tabakaları ile kesilmiştir. Siltli kilin ilk 15m derinliğe olan kesiminde SPT darbe sayısı N:3-5 olup daha derinde ise bu değer yükselmektedir (Şekil 3.9) (Aksoy, Kızıroğlu, Kurtulmaz, 1994).



Şekil 3.9 : Kütahya çevre yolu zemin profili (Aksoy, Kızıroğlu, Kurtulmaz, 1994)

Söz konusu bölgede Km: 238+900 da yer alan üst geçit köprüsünün yaklaşım dolgusu 8,5m, Km:239+500de bulunan üst geçit köprüsünde ise 10m yüksekliktedir. Her iki dolguyu bağlayan dolgu ise 12m yüksekliktedir (Aksoy, Kızıroğlu, Kurtulmaz, 1994).

Örselenmemiş zemin numuneleri üzerinde yapılan laboratuvar deneyleri sonucuna dayanarak, dolgu temel zeminine ait dayanım paramereleri ve doğal birim hacim ağırlığı değerleri sırasıyla şu şekilde C: 2,5t/m² Φ : 0° γ n: 2t/m³ olarak kabul edilmiştir (Aksoy, Kızıroğlu, Kurtulmaz, 1994).

Parametreler kullanılarak kısa dönem taban taşıma gücü analizi yapılmış ve tüm dolgunun bir defada inşa edilmesi halinde güvenlik sayısının $F_s < 11$ olduğu belirlenmiştir. Yeraltı su seviyesinin zemin yüzeyinde olduğu kabul edilerek yapılan hesaplarda, dolgu yüksekliğinin en fazla 5m olması durumunda dolgunun inşaat sırasında stabil kalacağı belirlenmiştir (Aksoy, Kiziroğlu, Kurtulmaz, 1994).

3.3.3 Değerlendirme ve uygulama

Zeminde meydana gelecek konsolidasyon oturmaları da düşünülerek dolgunun kademeli inşası ve dolgu altı temel zemininde kum dren uygulayarak konsolidasyon oturması sürelerinin azaltılması planlanmıştır. Toplam konsolidasyon oturmaları, her kesitte sıkışabilir tabakalarda oluşan oturmaların toplamı olarak bulunmuş, oturma zamanı ise kum çakıl tabakalarıyla kesilmiş olan siltli kil tabakalarından oturma süresi en uzun olanı olarak hesaplanmıştır. Dolgunun $U = \%90$ konsolidasyon oturmalarına ulaşması için gerekli olan süreyi kısaltmak amacıyla kum drenleri projelendirilmiştir. Nihai dolgu yüksekliğindeki dolguya göre hesaplanan toplam oturma miktarları, konsolidasyon yüzdeleri ve en uzun oturma süreleri çizelge 3.2’de gösterilmiştir (Aksoy, Kiziroğlu, Kurtulmaz, 1994).

Çizelge 3.2 : Toplam oturma (cm) (Aksoy, Kiziroğlu, Kurtulmaz, 1994)

		H=5m	H=8,5m	H=11m	U_v (%)	$C_v \times 10^{-3}$	t
km: 238+900 Ü.G.K.	S-1	9,4	29,4		32	3,97	7,20 ay
	S-2	8	16,7		33	4,03	1,10 ay
km: 239+500 Ü.G.K.	S-3	15		32	46	4,42	1,06 ay
	S-4	13,9		39,4	38	2,5	6,75 ay

H: Dolgu Yüksekliği

U_v : Düşey Konsolidasyon Yüzdesi

C_v : Konsolidasyon Katsayısı

t: Oturma Süresi

Dolgu temel zemininde 30cm çapında ve belirtilen aralıklarda, yaklaşım dolgularında ve 5m derinlikte yapılması planlanmıştır. Kum drenlerin inşasından sonra dolgu altında 0,3m kalınlığında drenaj şiltesi serilmesi, 3Y/2D şev eğiminde 5m yüksekliğinde dolgu yapılarak 6,5 ay beklenmesi ve $U = \%90$ konsolidasyon oturmalarının tamamlanmasından sonra dolgu inşaatına kademeli olarak devam edilmesi planlanmıştır (Aksoy, Kiziroğlu, Kurtulmaz, 1994).

Kum dren imal süresinden dolayı aksayacağı tespit edilince kum dren yerine yapım süresi daha az olan wick dren uygulanmasına karar verilmiştir. Zemine düşey sentetik drenaj elemanlarının yerleştirilmesinden ibaret olan wick dren yöntemi için gerekli proje dönüşümü yapılmıştır (Aksoy, Kızıroğlu, Kurtulmaz, 1994).

Zemin şartlarındaki ve dolgu nihai yüksekliklerindeki değişiklikler dikkate alınarak iyileştirilecek kesim üç ayrı bölgeye ayrılarak her bölge için farklı dizayn geliştirilerek ekonomi sağlanmıştır (Aksoy, Kızıroğlu, Kurtulmaz, 1994).

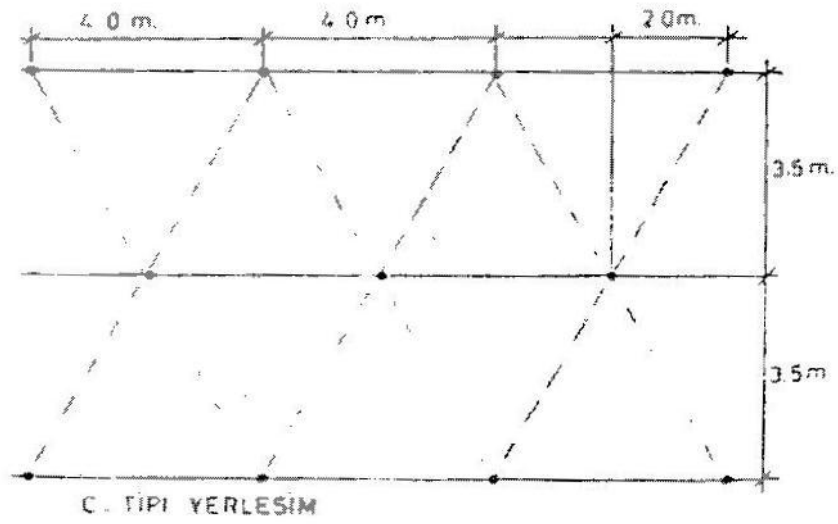
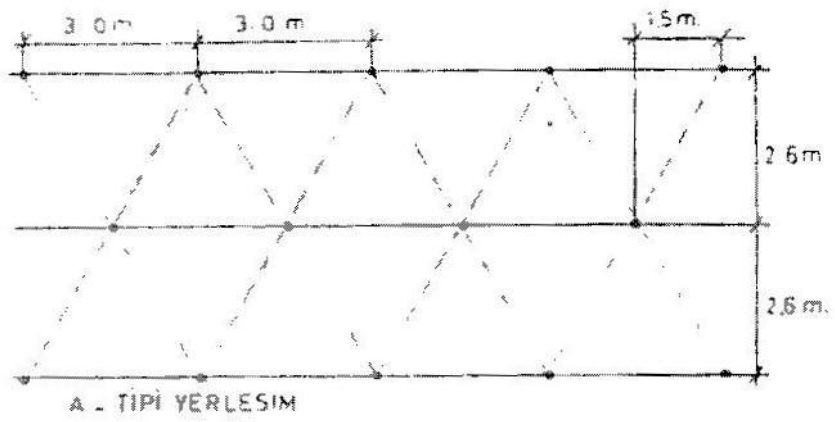
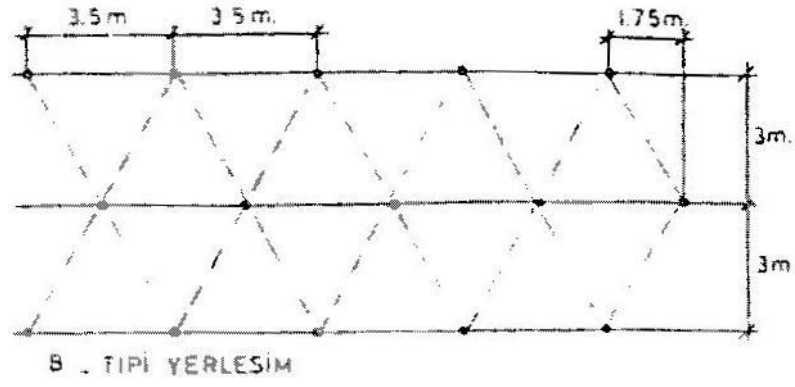
Düşey dren aralıkları şu şekilde seçilmiştir.

A tipi yerleşim $S=3,0m$

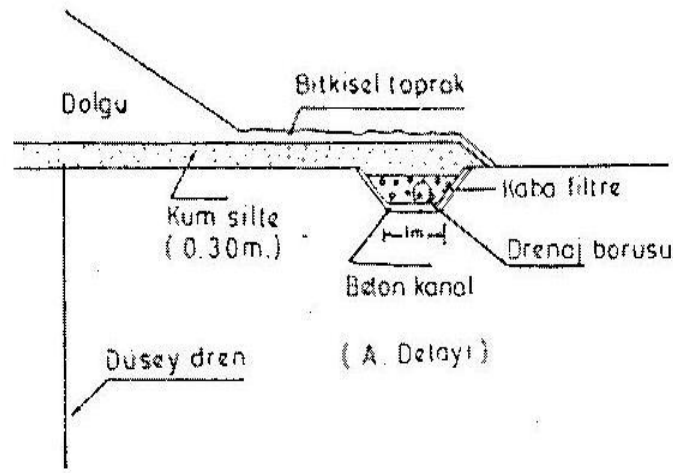
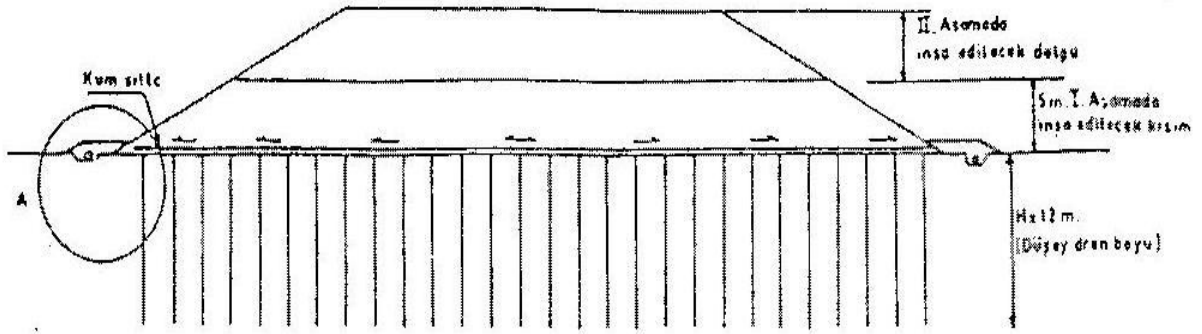
B tipi yerleşim $S=3,5m$

C tipi yerleşim $S=4,0m$

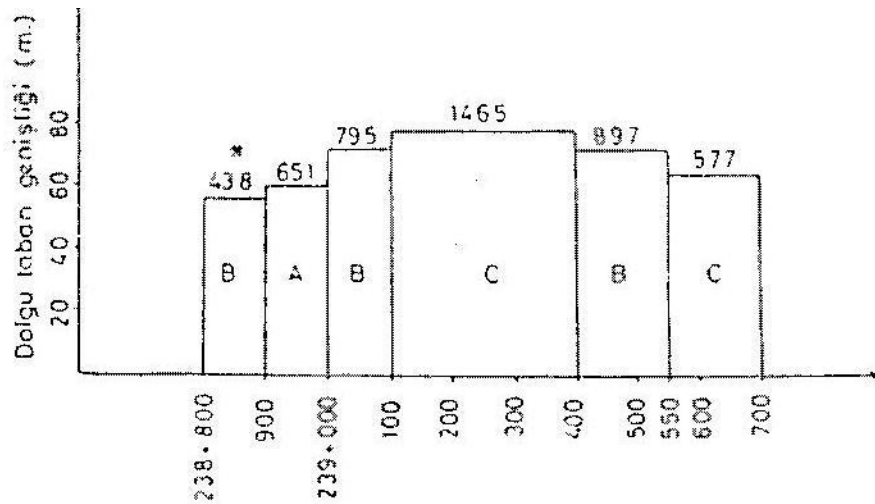
Yukarıda belirtilen tiplerin yerleşim planları şekil 3.10.'de, dren boylarını gösteren tipik en kesit şekil 3.11.'da ve güzergah boyunca uygulama alanları şekil 3.12'de yer almaktadır (Aksoy, Kızıroğlu, Kurtulmaz, 1994).



Şekil 3.10 : Düşey dren yerleşim planları (Aksoy, Kızıroğlu, Kurtulmaz, 1994)



Şekil 3.11 : Düşey sentetik dren uygulamasına ait tipik enkesit (Aksoy, Kızıroğlu, Kurtulmaz, 1994)

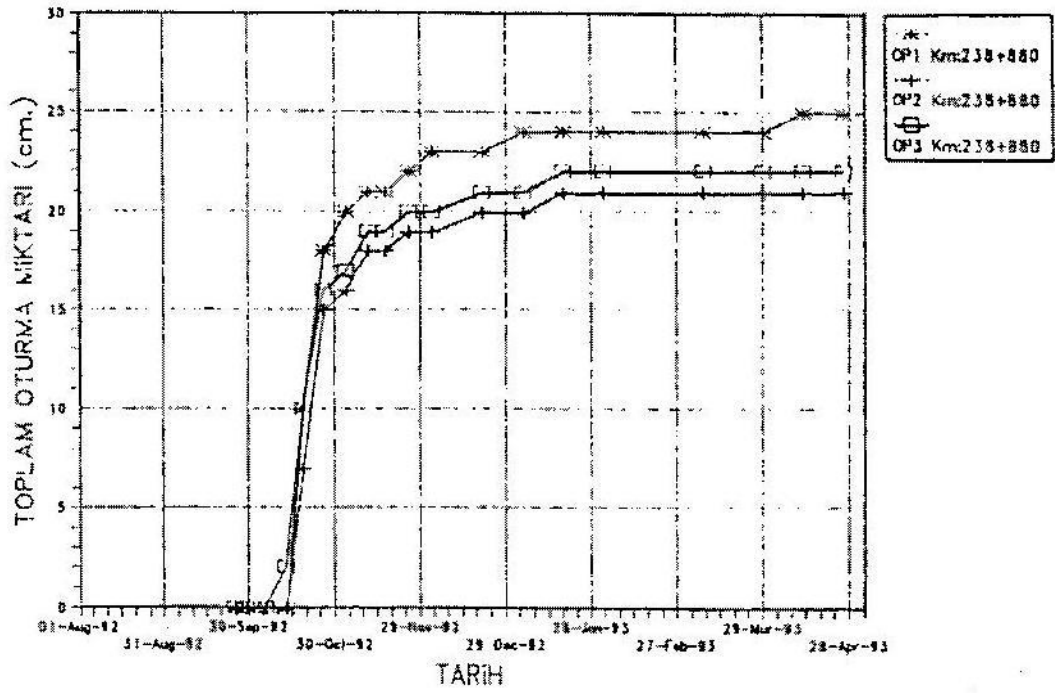


Şekil 3.12 : Dren yerleşim tiplerinin uygulanacağı kesimler

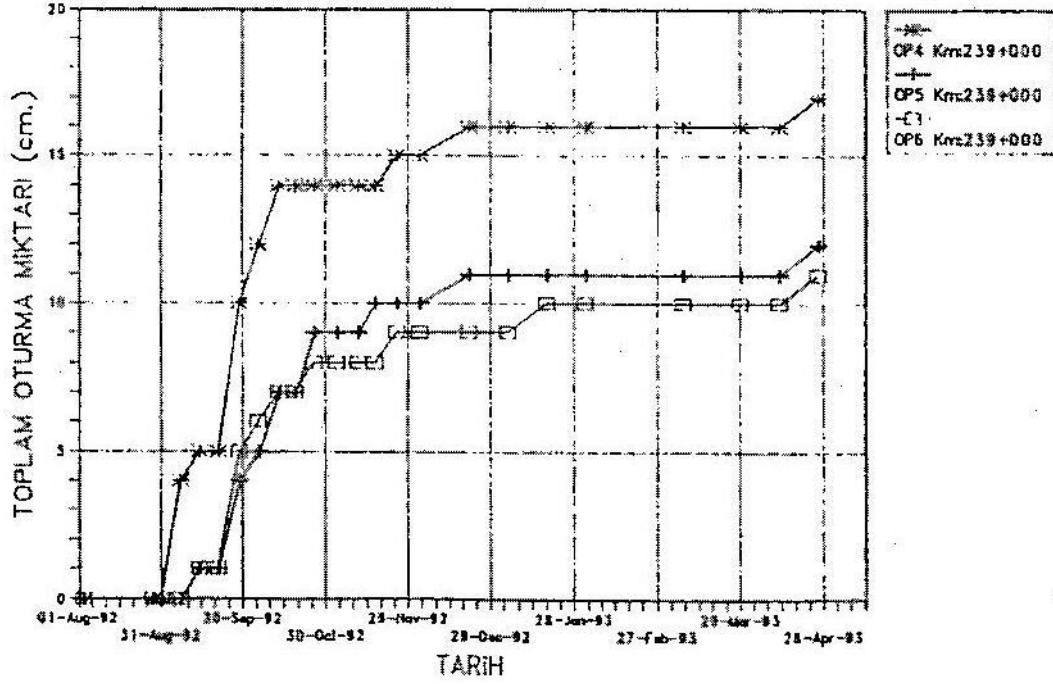
*Gerekli dren adetleri (4.800 adet, 57.800m) (Aksoy, Kızıroğlu, Kurtulmaz, 1994)

İyileştirme kesiminde düşey bant dren uygulanması yapılmış ve H: 12m yüksekliğindeki yaklaşım dolgularının yaklaşık 4,5-5m'lik 1. Kademe inşası 3Y/2D

şev eğimi ile konsolidasyon için öngörülen bekleme süresi sonuna ulaşılmıştır. Dolgu temel zeminindeki oturma miktarlarını tespit edebilmek için dolgunun içerisine oturma plakaları yerleştirilmiştir. Oturma plakalarının gözlenmesi sonucunda oluşan oturmalar belirlenmiş ve hesaplanan oturma miktarlarıyla birlikte tablo 6.3.'de gösterilmiştir. Sonuç grafikleri şekil 6.13 ve 6.14'de gösterilmiştir. 1. Kademe dolgu altında ki oturmalar %85 mertebesinde gerçekleşmiştir (Aksoy, Kiziroğlu, Kurtulmaz, 1994).



Şekil 3.13 : Kütahya şehir geçişi oturma gözlem noktalarına ait oturma-zaman grafikleri (OP1-OP2-OP3) (Aksoy, Kiziroğlu, Kurtulmaz, 1994)



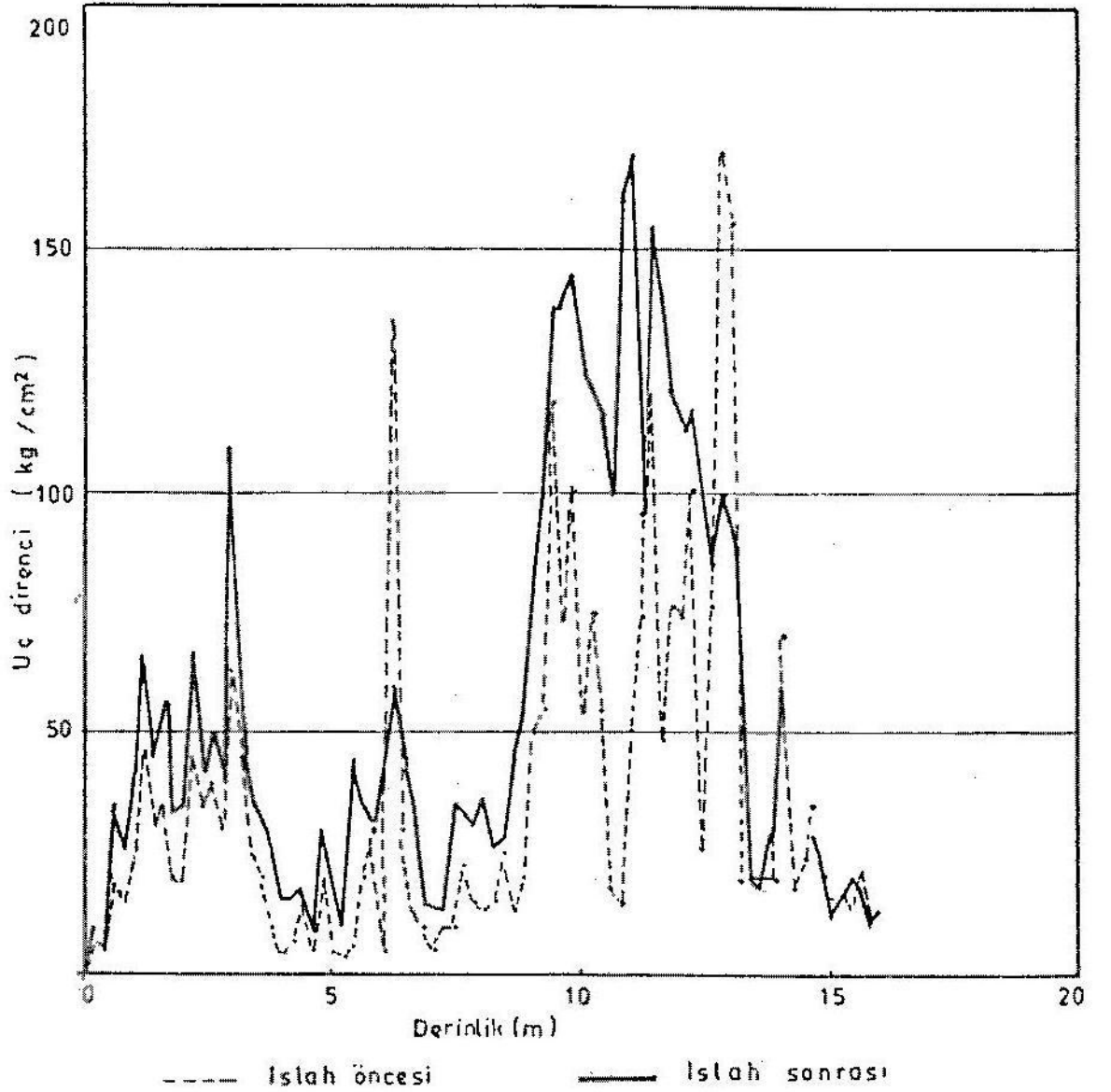
Şekil 3.14 : Kütahya şehir geçişi oturma gözlem noktalarına ait oturma-zaman grafikleri (OP4-OP5) (Aksoy, Kızıroğlu, Kurtulmaz, 1994)

Çizelge 3.3 : $H_{\text{dolgu}}=5\text{m}$ 'lik dolgu için oturma-zaman tablosu (Aksoy, Kızıroğlu, Kurtulmaz, 1994)

OTURMA RÖPERİ	BEKLENEN OTURMA SÜRE (ay)	HESAPLANAN ORTALAMA OTURMA (cm)	GERÇEKLEŞEN OTURMA (cm.)
CP1	7	24	25
CP2	7	24	21
CP3	7	24	22
CP4	8	21	17
CP7	8,5	30	19
CP8	8,5	30	19
CP9	8,5	24	19
CP11	9	27	20
CP12	9	27	28

Dolgu temel zemininde konsolidasyon oturmaları sonunda, zeminin kayma dayanımında artış meydana gelmiştir. Bu artışın ne oranda olduğunu saptamak amacıyla Km: 239+000 ve Km: 239+150 de 2 adet statik penetrasyon deneyi (CPT) yapılmış ve iyileştirme çalışmalarından önce aynı yerde yapılan CPT deneyleri ile karşılaştırılmıştır (Şekil 3.15). Bu karşılaştırma sonrası zeminin kayma direncinde

%100 mertebesinde iyileşme olduğu tespit edilmiştir. Buradan hareketle, oturmaların %85 mertebesinde oluşması sonrasında dolgu temel zemini parametrelerinin;



Şekil 3.15 : Kütahya şehir geçişi ıslah öncesi–ıslah sonrası CPT karşılaştırması (uç drenci) (Aksoy, Kızıroğlu, Kurtulmaz, 1994)

C: 5t/m² Φ : 2° değerine yükseldiği kabul edilmiş, iyileşme sonrası alınan örselenmemiş örneklerde yapılan mukavemet deney sonuçları bu kabulü desteklemiştir. Yukarıdaki parametrelerin kullanılması ile yapılan taşıma gücü analizinde güvenlik sayısının $F_s > 1,4$ olduğu belirlenmiştir (Aksoy, Kızıroğlu, Kurtulmaz, 1994).

3.3.4 Sonuç

Taşıma gücü zayıf ve yüksek oturma potansiyeline sahip zemin üzerinde inşa edilmesi gereken Kütahya Şehir Geçişi yol dolgularının zemin problemleri ve bu problemlerin çözümüne yönelik çalışmalar anlatılmıştır. Düşey dren uygulaması ve yükleme ile konsolidasyon oturmaları hızlandırılmış ve taşıma gücünde artış sağlanarak dolgular kademeli de olarak inşa edilebilmiştir (Aksoy, Kızıroğlu, Kurtulmaz, 1994).

İyileşmeden önce sonra detaylı saha ve laboratuvar deneyleri yapılarak iyileşme oranı tahmin edilmeye çalışılmıştır. Koni penetrasyon deneyleri (CPT) bu çalışmada önemli ve güvenilir veriler oluşturulmuştur.

Oturma miktarları oturma plakaları yardımıyla ölçülmüş böylece sadece toplam oturma tespit edilebilmiştir.

3.4 Mabeyinci Arif Paşa Yalısı

3.4.1 Genel

Bu çalışmada Kuruçeşme mevkiinde Kuruçeşme Caddesi ile sahil arasında yer alan Mabeyinci Arif Paşa Yalısının yapılacağı sahanın sıvılaşma potansiyeli yapılan arazi ve laboratuvar deneylerine göre araştırılmış, yapılan araştırmalar neticesinde ortaya çıkan sıvılaşma potansiyelinin yok edilmesi için jet grout kolonları ile sahanın ıslahına karar verilmiştir. Sıvılaşma potansiyelinin ne ölçüde önlendiğinin belirlenmesi için, sahada iki noktada yapılan kuyu içi yöntemi ile kayma dalgası hızı ıslah öncesi ve sonrasında belirlenmiştir (Yıldırım, Doğu, Durgunoğlu, 2008).

Bu çalışmada sıvılaşma potansiyelinin ortadan kaldırılması için jetgrout kolonlarının, arazide yapılan iyileştirme öncesi ve sonrası ölçülen kayma dalgası hızlarına etkisi belirlenmiştir. Yapılan arazi çalışmalarının sonuçları değerlendirilerek, 2 kritere göre sıvılaşma potansiyeli belirlenmiştir. Islah öncesi ve sonrası yapılan arazi çalışmalarının sonucunda, jetgrout kolonları ile ıslah edilen alanda, kayma dalgası hızlarında 2 kat artış sağlanması ve sıvılaşma potansiyelinin ortadan kalktığı görülmüştür (Yıldırım, Doğu, Durgunoğlu, 2008).

Sahanın sıvılaşma potansiyeli 2 farklı sıvılaşma analizi kriterine göre belirlenmiştir. Sahada yeraltı suyu ortalama 2,4m seviyelerindedir. Sıvılaşma analizi için zeminin

doygun birim hacim ağırlığı $1,9\text{kN/m}^3$, etkin yer ivme katsayısı sahanın ikinci derece deprem bölgesinde bulunmasından dolayı $0,3g$ alınmıştır. Sıvılaşma analizlerinin yapılabilmesi için 7 adet sondaj ile derinliğe bağlı kayma dalgası hızları dikkate alınmıştır. Sahada açılan sondaj kuyularında SPT yapıldığı her bir derinlik göz önüne alınmış ve sıvılaşma potansiyeli incelenmiştir. Sahadaki kohezyonsuz birimlerdeki sıvılaşma potansiyelinin ortaya çıkartılması için kullanılan kriterler, Eşik İvmesi Kriteri (Dorby ve diğ., 1981) (kriter 1), Kayma Dalgası Hızı Kriteridir (Stoke ve diğ. 1998) (kriter 2)

3.4.2 Zemin özellikleri

Mabeyinci Arif Paşa Yalısı sahasında 8 adet sondaj yapılmış ve Standart Penetrasyon Deneyi uygulanmıştır. İki sondaj kuyusunda da kuyu içi yöntemi (PS logging) ile kayma dalgası hızları ölçülmüştür (Yıldırım, Doğu, Durgunoğlu, 2008).

Sahada yapılan ve derinlikleri 30m'ye ulaşan sondaj elde edilen bilgilere göre, zemin kesitinde üstte kalın bir dolgu tabakası yer almaktadır. Kalınlığı bazı sondajlarda yaklaşık 14,00m'ye ulaşan bu dolgu oldukça heterojen ve gevşek yerleşime sahiptir.

Dolgu tabakası altında ise gevşek yer yer orta sıkı yerleşimde siltli, killi, çakıllı ve bol kavrık (denizsel) kum tabakaları yer almakta, daha sonra denize doğru eğimli olan bölgenin ana kayasına girilmektedir. Kum tabakası içinde yapılan Standart Penetrasyon Deneylerinden darbe sayıları (N_{30}) 7~40 arasında değiştiği belirlenmiştir (Yıldırım, Doğu, Durgunoğlu, 2008).

3.4.3 Değerlendirme ve uygulama

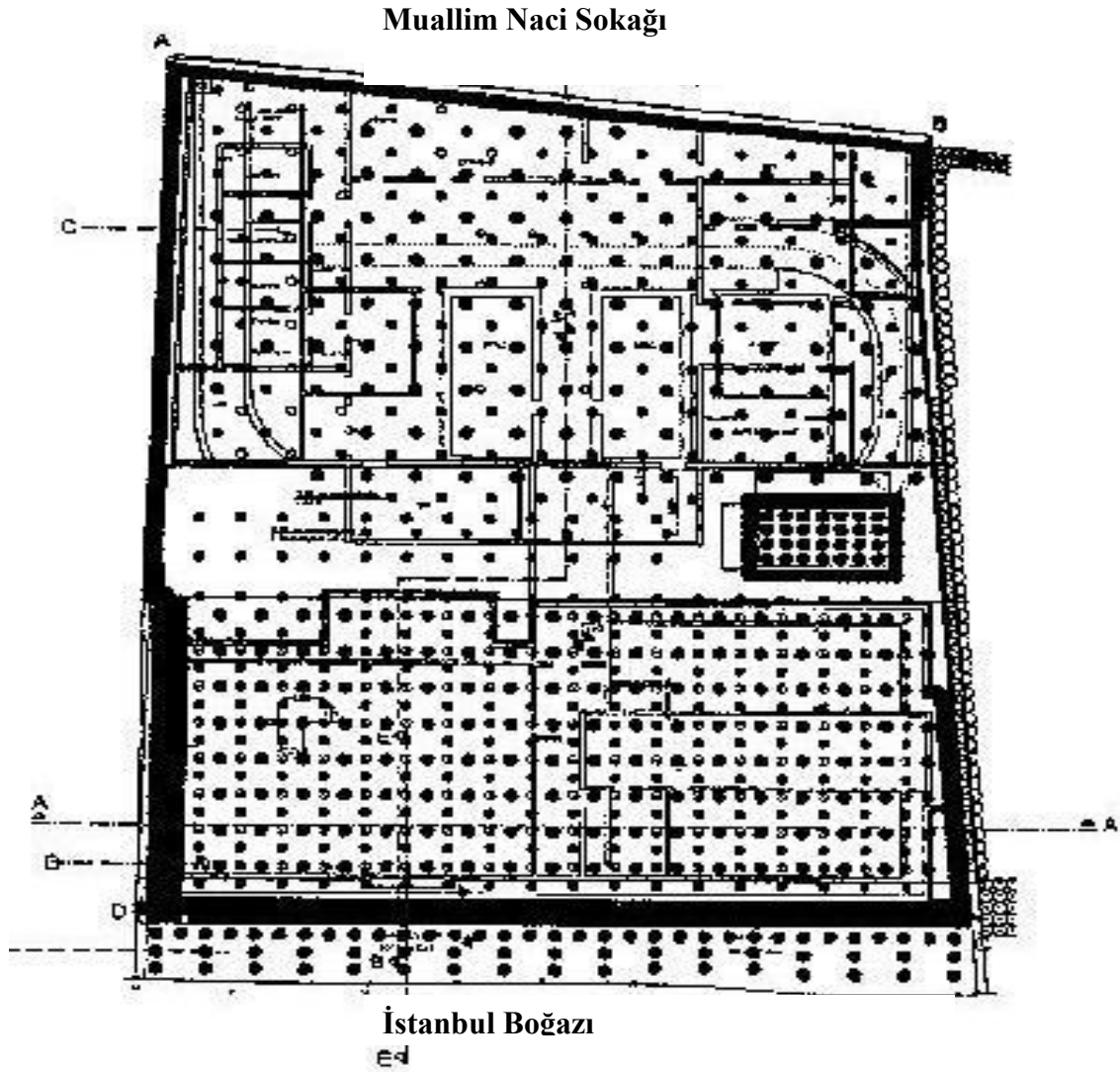
Mabeyinci Arif Paşa Yalısı Kuruçeşme Caddesi ile sahil şeridi arasında yer almaktadır. İstanbul Boğazına Cephesi olan sahada Mabeyinci Arif Paşa Yalısının tekrardan projelendirilmesi ile bodrum ihtiyacının olduğu görülmüştür. Bu ihtiyaçtan ötürü yaklaşık olarak saha üst kotundan 7m kazı yapılması gerekliliği ortaya çıkmıştır. Marmara Denizi ile bağlantılı olan yeraltı su seviyesinin varlığı ise bu kazının, sahada ıslah çalışmasının gerçekleştirilmeden yapılmasını imkansız kılmaktadır (Yıldırım, Doğu, Durgunoğlu, 2008).

Boğaz cephesi olan sahada kazı çalışmasının, ekonomi ve güvenlik koşulları göz önüne alınarak yapılabilmesi için, tabandan suyun gelmesinin önlenmesi, İstanbul Boğazı tarafında rıhtım yapılması, sahanın sıvılaşma potansiyelinin ortadan

kaldırılması ve yapı temellerinin desteklenmesi ile ilişkili olarak jet grouting tekniği ile ıslah çalışmasının gerçekleştirilmesine karar verilmiştir.

Sahada 7m kazı yapılması için İstanbul Boğazı tarafında 80cm çapa sahip jet grout kolonları ile ağırlık duvarı oluşturulmuştur. Yapı temellerinin desteklenmesi, sıvılaşma potansiyelinin azaltılması ve tabandan suyun gelmesinin önlenmesi için yapılan ıslah çalışması için 2,5m x2,5m mesafeli 4 adet $\Phi 60$ jet grout kolonundan oluşan bir kare ve karenin tam orta noktasında 1 adet $\Phi 60$ jet grout kolon yerleşimi öngörülmüştür (Yıldırım, Doğu, Durgunoğlu, 2008).

Şekil 3.16'da Mabeyinci Arif Paşa Yalısı yerleşkesinde uygulanan jet grout kolonlarının yerleşim planı ve PS logging kuyularının yerleri gösterilmektedir.



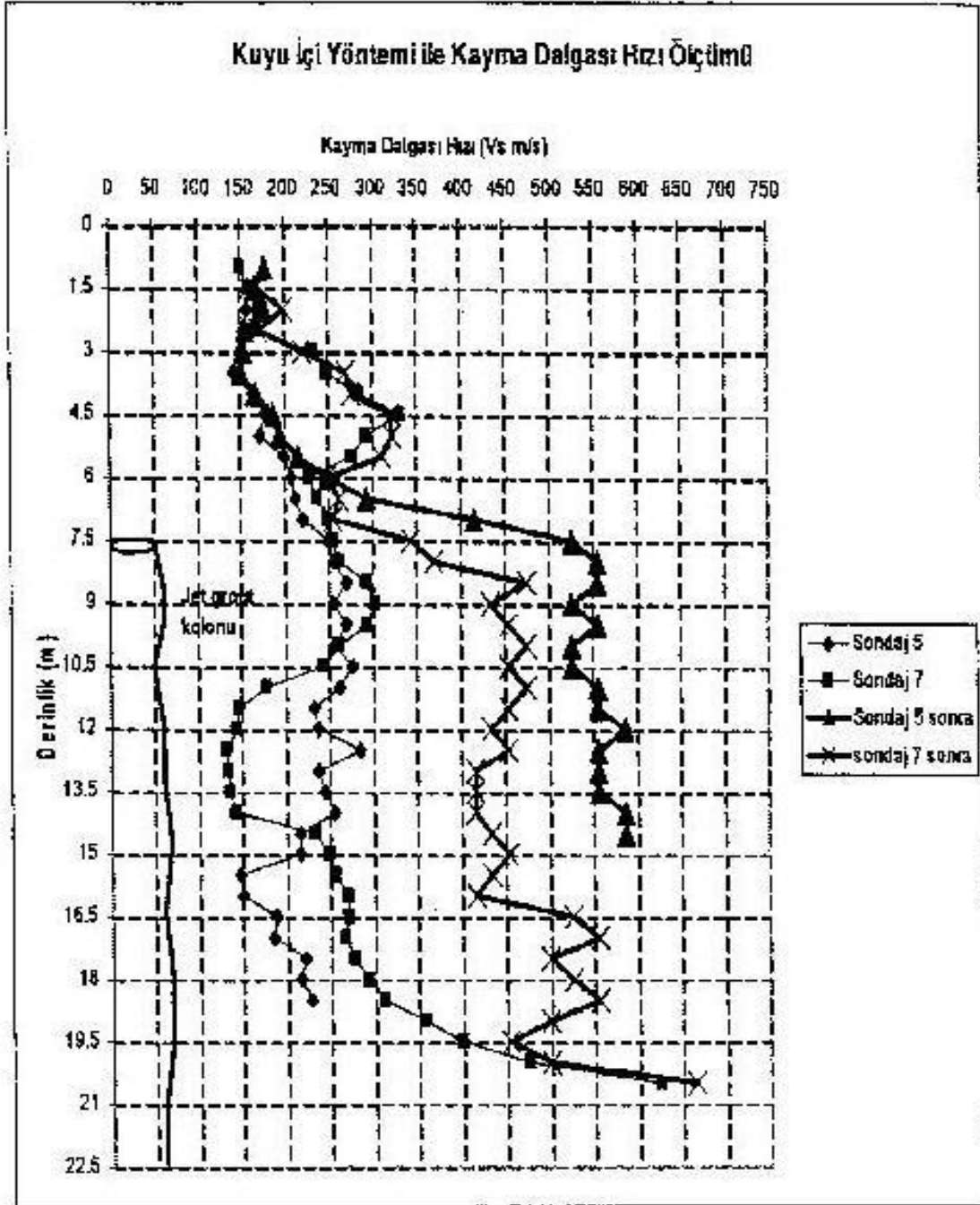
Şekil 3.16 : Jet grout kolonlarının yerleşim planı ve PS logging kuyularının yeri (Yıldırım, Doğu, Durgunoğlu, 2008)

Sahanın ıslah edilmesi için derinlikleri kaya tabakasına kadar ulaşan toplam $\Phi 60$ jet grout kolon metrajı 30.394m, $\Phi 80$ jet grout kolon metrajı ise 4.115m'dir.

Mabeynci Arif Bey Yalısı'nın zeminde jet grout kolonları ile yapılan ıslah çalışmasının, sıvılaşma potansiyeline ne ölçüde azalttığının belirlenmesi amacıyla iki adet kuyu içi yöntemiyle iyileştirme öncesi ve sonrası ölçülen kayma dalgası hızları Şekil 3.17'de ıslah öncesi ve sonrası olmak üzere gösterilmektedir (Yıldırım, Doğu, Durgunoğlu, 2008).

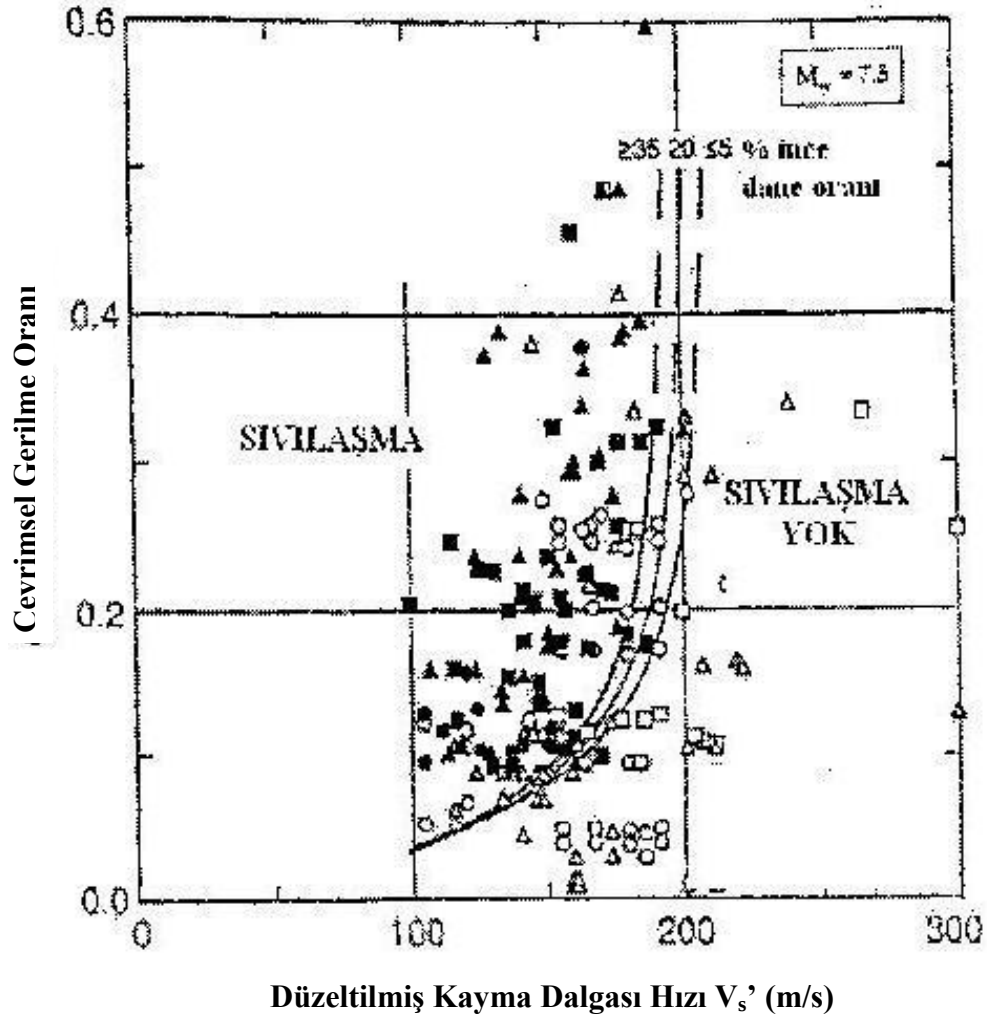
Şekil 3.17'den de izlenebileceği gibi iyileştirme öncesi uygulanan kuyu içi sismik yöntemi ile ölçülen kayma dalgası hızları S5 sondaj kuyusunda 143-286m/sn oranı da değişirken S7 sondaj kuyusunda ise 133-300m/sn arazide değişmektedir. Aynı kuyularda iyileştirme sonrası yapılan ölçümlerden kayma dalgası hızının yaklaşık iki kat arttığı anlaşılmaktadır. İyileştirme sonrası kuyular yaklaşık 450~600m/sn arasında değerler almaktadır (Yıldırım, Doğu, Durgunoğlu, 2008).

Kayma dalgası hızlarının çevrimsel kayma gerilmesi oranı ile korelasyonun yapılabilmesi için gerekli olan kayma dalgası hızı düzeltme veriler ile şekil 3.17'deki korelasyon karşılaştırıldığında sıvılaşma potansiyelinin kayma dalgası kızı ölçümlerinin yapıldığı sondaj kuyularında tamamen ortadan kalktığı gözlemlenmiştir.



Şekil 3.17 : Islah sonrası ölçülen kayma dalgası hızları (Yıldırım, Doğu, Durgunoğlu, 2008)

Sahada sıvılaşma potansiyeli kayma dalgası hızına bağlı olarak şekil 3.18’de verilen grafikte yardımı ile incelenmiştir. İyileştirme sonrası ölçülen kayma dalgası hızları, bu potansiyeli ortadan kaldırdığına işaret etmektedir. Eşik ivme kriterine göre yapılan sıvılaşma analizlerinden de aynı sonuçlara ulaşılmıştır (Yıldırım, Doğu, Durgunoğlu, 2008).



Şekil 3.18 : Düzeltilmiş kayma dalgası hızı ve çevrimsel gerilme oranı korelasyonu (Yıldırım, Doğu, Durgunoğlu, 2008)

3.4.4 Sonuç

Mabeyinci Arif Bey Yalısı inşa edileceği alanda ihtimal dahilinde sıvılaşmanın olabileceği görülmüştür. Sahasında, zemin kesitinde yer alan tabakaların sıvılaşma potansiyeli taşınması nedeniyle jetgrout yöntemi ile zemin iyileştirme yoluna gidilmiştir. İyileştirme öncesi ve sonrası sahada kayma dalgaları hızlarının derinlikle değişimi belirlenmiş ve yapılan ölçümlerden, iyileştirme sonrası hız değerlerinde iki kat artış gözlenmiştir. Kayma dalgası hızlarının iyileştirme sonrası değerleriyle yapılan sıvılaşma analizlerinde, sıvılaşmaya karşı güvenlik sayısının oldukça yüksek değerlerine ulaşılmıştır (Yıldırım, Doğu, Durgunoğlu, 2008)

Kayma dalgası hızı kriterine göre, S5 ve S7 sondajlarının bulunduğu bölgeler için yapılan sıvılaşma analizi neticesinde sıvılaşma potansiyelinin tam anlamıyla ortadan kalktığı belirlenmiştir. (Şekil 6.17 ve şekil 6.18.). Sahanın diğer bölgelerindeki ıslah

sonrası sıvılaşma potansiyelinin belirlenmesi için, eşik ivme kriterinde SPT vuruş sayılarının korelasyonu ile bulunan kayma dalgası hızları 2 kat artırılmış ve sahanın tümünde sıvılaşma potansiyelinin ortadan kalktığı belirlenmiştir (Yıldırım, Doğu, Durgunoğlu, 2008)

3.5 Migros / Gimat Hipermarket ve Alışveriş Merkezi

3.5.1 Genel

Migros/Ankara (GİMAT) Hipermarket ve Alışveriş Merkezi inşaatı 4 katlı bir yapıdan oluşmaktadır ve bu yapının temel oturmalarına karşı jet grout yöntemi ile 25.000m²'lik bir sahada 80cm çapında ve 14m boyunda 2333 adet jet grout kolonu imali ile zemin iyileştirmesi uygulanmıştır (Durgunoğlu, Kulaç, Oruç, Öge, Eker, 1998).

Zeminin özellikleri arazi ve laboratuvar deneyleri ile incelenmiş sığ temellerin üst yapı yükleri altında aşırı oturma yapacağı belirlenmiştir (Durgunoğlu, Kulaç, Oruç, Öge, Eker, 1998).

Uygulamada kalite kontrol amacı ile kolon çapları, uygulama sonrası deneme kazısı yapılarak yerinde ölçülmüş ve kolonlardan karot örnekleri alınarak basınç dayanımları tespit edilmiştir ve jet grout kolonların taşıma kapasitelerini belirlemek amacı ile de yükleme deneyleri yapılmıştır (Durgunoğlu, Kulaç, Oruç, Öge, Eker, 1998).

3.5.2 Zemin özellikleri

Çalışma alanı Ankara'nın kuzeybatı kesiminde Ankara Çayı'nın oluşturduğu vadi tabanı düzlüğünde yer almaktadır. Bu düzlükleri oluşturan alüvyonlar üstte gri-yeşil renkli, orta katı-katı kıvamlı ve ince çakıl içerikli kil ile alt seviyelerde killi kumlu çakıl seviyelerden oluşmaktadır. Arazide, boyları ortalama 20m olan 29 adet sondaj yapılmıştır ve sondajlarda Standart Penetrasyon Deneyi (SPT) yapılmıştır. Ortalama SPT/N değerleri ilk 12m için N=11 ve sonraki 4,50m için N=16 mertebesindedir (Durgunoğlu, Kulaç, Oruç, Öge, Eker, 1998).

3.5.3 Değerlendirme ve uygulama

Sondajlar sırasında elde edilen Standart Penetrasyon Testleri sonuçları ile laboratuvar da yapılan drenajsız kayma mukavemeti sonuçları karşılaştırılmıştır.

Alışveriş merkezi yapısı radye temellerinde taban basıncı 110kPa olmaktadır. Bu gerilme altında radye temellerde oturma yaklaşık 22,50cm hesaplanmıştır. Bu değer müsaade edilebilecek değerin çok üstünde olduğundan kazıklı temel veya jet grout ile iyileştirilmiş zemin üzerine oturan radye temel inşası söz konusu olmuştur. Uygulama hızı ve ekonomiklik açısından jet grout kolonları ile zemin iyileştirilmesine karar verilmiştir (Durgunoğlu, Kulaç, Oruç, Öge, Eker, 1998).

Jet grout kolonlarının taşıma kapasitesini hesaplamak amacıyla 25 adet CPT yapılmıştır. CPT sonuçlarına göre hesaplanan 14m uzunluğunda 80cm çapındaki jet grout kolonlarının 100tonluk tasarım yükü ortalama 2,3 güvenlik faktörü ile tüm sahada sağlanmıştır (Çizelge 3.4) (Durgunoğlu, Kulaç, Oruç, Öge, Eker, 1998).

Çizelge 3.4 : CPTdeneylerinden jet grout kolon taşıma kapasitesi tablosu özeti ($\Phi=80\text{cm}$ ve $L=14\text{m}$) (Durgunoğlu, Kulaç, Oruç, Öge, Eker, 1998)

	Azami Uç Mukavemeti (kN)	Çeper Kapasitesi (kN)	Toplam Kapasitesi (kN)	Nihai Güvenlik Faktörü
Minimum	295,2	1125,4	1864,8	1,9
Maksimum	1732,9	2002,8	2742,2	2,7
Ortalama	739,4	1528	2268,4	2,3

Migros/Ankara (GİMAT) Hipermarket ve Alışveriş Merkezinde amaca uygun olarak tek akış sistemli Jet grout tekniği uygulanmıştır. Enjeksiyon kazanında çimento-su (su/çimento:1) homojen olarak karıştırken delgi makinası 10cm çapında proje boyunda delgi yapılır ve enjeksiyonlama işlemi 2,4mm çaplı 2 adet nozzle'nin 500bar basınç ile takımın dakikada 34cm hız ile çekilmesiyle gerçekleşir. Bu işlem sahanın çalışma kotundan 20cm aşağıda olacak kotta bırakılmıştır (Durgunoğlu, Kulaç, Oruç, Öge, Eker, 1998).

Jet groutların istenilen özellikleri taşıdıklarını kontrol etmek amacıyla 10 adet jet grout kazığında Basınç Dayanım Testi ve 9 adet jet grout kazığında ise Çekme Deneyi yapılmıştır (Durgunoğlu, Kulaç, Oruç, Öge, Eker, 1998).

- Basınç Dayanım Tespiti: Deneme kazısı yapılan bölgedeki jet grout kolonlardan karot numuneleri alınarak idare tarafından ODTÜ Laboratuvarı'nda kırılmış ve tablo 3.5.'de yer alan basınç dayanım değerleri elde edilmiştir. Elde edilen değerler, killi zeminler için öngörülen basınç dayanımı değerleri 18 - 30kN/cm² ile mukayese edilmiş ve 6 adedi bu aralıkta, 4 adedi de 30kg/cm² ve bu değerin üstünde bulunmuştur.

Çizelge 3.5 : Karot numuneleri basınç dayanımları (Durgunoğlu, Kulaç, Oruç, Öge, Eker, 1998).

NUMUNE NO	KOLON NO	NUMUNE ÇAPI (cm)	NUMUNE BOYU (cm)	KIRILMA YÜKÜ (kgf)	BASINÇ DAYANIMI (kg/cm ²)
1	1	9,2	20,5	1500	23
2	2	9,2	21	2200	33
3	3	9,2	21	2500	38
4	4	9,2	21	2500	38
5	5	9,2	20,5	1500	23
6	6	9,2	21	1650	25
7	7	9,2	20,8	2000	30
8	8	9,2	20,8	1950	29
9	9	9,2	20,8	1900	29
10	10	9,2	20,8	1850	28

- Yüklemeye Deneyi: Proje şartnamesine uygun olarak, kazık toplam taşıma kapasitesini tayin etmek amacıyla 9 ayrı kolonda yüklemeye deneyi yapılmıştır. Yüklemeye deneyinde her deney kazığı için betonarme temel teşkil edilmiş, deney kazığı ile temel arasında en az 30cm ara mesafe temin edilmiştir. Deney öncesi kazık başlığı üstü düzeltilmiş ve beton dökülmüştür. Deney yapılacak kolonlara, 0,6” çaplı 10 adet çelik halattan oluşturulmuş bir ankraj halatı yerleştirilmiştir. Ayrıca eksene yükte diğer ölçüm düzenekleri uygun şekilde konumlandırılmıştır (Şekil 3.19).



Şekil 3.19 : Yükleme deneyi

Deneyde hidrolik pompa vasıtasıyla belli kademelerde statik çekme yükü kazık başlığı ve reaksiyon kirişleri üzerine yerleştirilmiş olan hidrolik krikoya iletilmiş, rijit sistemden dolayı yük altında kazık düşey yönde hareket etmiştir. Deney kazığında oluşan bu deplasmanlar, kazıktan ve basınç elemanlarından bağımsız olarak ölçülmüştür (Durgunoğlu, Kulaç, Oruç, Öge, Eker, 1998).

Kazık yükleme iki devirli olarak yapılmıştır. Birinci devirde yük, deney yükü olan 100 ton'un yarısı olan 50 ton'a %25'lik yük artışlarıyla 60 dakika tutma süreleri ile ulaşılmış ve aynı oranda 15 dakika'lık tutma süreleriyle azaltılarak boşaltılmıştır (Durgunoğlu, Kulaç, Oruç, Öge, Eker, 1998).

Kolon davranışını daha efektif takip edebilmek ve kalıcı oturmaları incelemek amacıyla 6 kolonda 175 ton'a, 1 kolonda 165 ton'a ve 2 kolonda da 162,5ton'a dek aynı yük artış kademeleriyle ulaşılmıştır. Böylece deney yükünün yaklaşık %70 fazlasından kolon davranışı tespit edilmeye çalışılmıştır (Durgunoğlu, Kulaç, Oruç, Öge, Eker, 1998).

Deney sonuçlarına göre kalıcı oturma en çok 4mm olmuştur. Bu oturma değeri de deney yükünden %62,50 daha fazla olan yük altında gerçekleştiğinden kolonların proje yükü olan 100 ton'a karşı güvenli olduğu belirlenmiştir. 6 kolonda 0,50mm ve altında oturma gözlemlenmiştir (Çizelge: 3.6).

Çizelge 3.6 : Çekme deneyi ölçüm özeti (Durgunoğlu, Kulaç, Oruç, Öge, Eker, 1998).

NUMUNE NO	Oturma (mm) yük=100ton	Oturma (mm) yük= max. ton	Oturma (mm) yük= 0 ton
1852	9,2	6 (162,5 ton)	4
1374	9,2	1,0 (175 ton)	0,5
748	9,2	0,5 (162,5 ton)	0,1
1327	9,2	5 (175 ton)	3
68	9,2	1,5 (165 ton)	0,5
488	9,2	1 (175 ton)	0,3
738	9,2	4 (175 ton)	2
104	9,2	0,5 (175 ton)	0,1
113	9,2	2,20 (175 ton)	0,1

Oluşturulan jet-grout kolonları, kolonların düşeyliklerini, çap kontrolünü yapmak ve projede öngörülen konfigürasyonun sahada sağlanıp sağlanmadığını kontrol için deneme kazısı yapılmıştır. Kontrol sonunda imal edilen kolonların istenilen özelliklerde olduğu anlaşılmıştır (Durgunoğlu, Kulaç, Oruç, Öge, Eker, 1998).

Jet-grout kolonlarından alınan karot numunelerinde killi zeminlerde öngörülen değerlere (18-30kg/cm²) uygun serbest basınç dirençleri elde edilmiştir(Durgunoğlu, Kulaç, Oruç, Öge, Eker, 1998).

Jet-grout kolon davranışını ve kalıcı oturmaları belirlemek için 6 kolonda 175tona, 1 kolonda 165tona ve 2 kolonda 162,50tona çıkılmıştır. Deney sonuçlarına göre oturma en çok 4mm olmuştur. Böylece kolonların tasarım yükü olan 100tonda güvenli olduğu anlaşılmıştır (Durgunoğlu, Kulaç, Oruç, Öge, Eker, 1998).

3.5.4 Sonuç

Migros/Ankara (GİMAT) Hipermarket ve Alışveriş Merkezi İnşaat zemin iyileştirme çalışması olarak uygulanan jet grout yöntemi gerek ekonomik yönden gerekse

uygulama hızı bakımından istenilen sonucu vermiştir (Durgunoğlu, Kulaç, Oruç, Öge, Eker, 1998).

Uygulama başladıktan sonra oluşturulan kolonları ve kolonların düşeyliklerini görmek, çap kontrolü yapmak için sahada deneme kazısı yapılmıştır ve kazı sonrası yapılan gözlem ve ölçmede uygulamanın başarı ile sonuçlandığı belirlenmiştir(Durgunoğlu, Kulaç, Oruç, Öge, Eker, 1998).

Jet grout kolonlarından alınan 10 tane karot numunesinelerinin basınç dayanımı değerleri $18-30\text{kg/cm}^2$ ile karşılaştırılmıştır. Karot numunelerinin 6 tanesi bu aralıkta 4 tanesinde 30kg/cm^2 'nin üstünde bulunmuştur (Durgunoğlu, Kulaç, Oruç, Öge, Eker, 1998).

Jet Grout kazık toplam taşıma kapasitesini belirlemek için 9 ayrı kolonda yükleme deneyi yapılmıştır. Yükleme iki devirli olarak yapılmıştır. İlk devirde yük, deney yükü olan 100ton'un yarısı (50ton'a) %25'lik yük artımları ile çıkılır ve yükleme aynı oranla yüklemelerdeki bekleme sürelerini 60dk.a bekleme süreleriyle 100ton'a ulaşılır. Yük aynı oranla 15dk tutma süreleriyle azaltılarak boşaltılmıştır (Durgunoğlu, Kulaç, Oruç, Öge, Eker, 1998).

Kolonda meydana gelen kalıcı oturmaları incelemek amacıyla 6 kolonda 175ton'a, 1 kolonda 165ton'a ve 2 kolonda ise 162,5ton'a %25'lik yük artımları ile ulaşılmıştır (Durgunoğlu, Kulaç, Oruç, Öge, Eker, 1998).

Deney sonuçlarına göre kalıcı oturma en çok 4mm olmuştur ve bu miktara proje yükünün %62,5 katına çıkıldığında ulaşılmıştır. Yapılan Jet grout kolonlarının 100ton'luk yük karşısında güvenli kalacağı görülmüştür (Durgunoğlu, Kulaç, Oruç, Öge, Eker, 1998).

3.6 Samsun – Çarşamba Havaalanı İnşaatında Pist Temel Zeminin Yükleme Yöntemiyle İyileştirilmesi

3.6.1 Genel

Samsun – Çarşamba Havaalanı, Samsun – Çarşamba karayolunun 25. Km'sinde, karayolu ile Karadeniz arasında kalan geniş bir delta düzgünlüğünde, kalınlığı yaklaşık 100m dolayında olan bir alüvyon istifinde inşa edilmektedir. Pistin deniz tarafındaki ilk 500m'lik bölümünde karşılaşılan yumuşak kil ve turba

zeminlerin, pistin geri kalan 2500'lik bölümünde bulunmadığı belirlenmiştir. Bu amaçla, yumuşak zeminin en kalın olduğu pist başında bir test dolgusu yapılmış ve oturma plakaları tesis edilerek yumuşak zeminin yerinde yük-oturma-zaman davranışı belirlenmiştir. Test dolgusundan derlenen veriler, ön yükleme ile yumuşak kil zeminin makul sürede konsolide edilebileceğini, konsolidasyonu hızlandırmak amacıyla başkaca önlemler alınmasına gerek olmadığını ortaya koymuştur. Daha sonra, elverişsiz zemin koşullarının tespit edildiği ilk 500m uzunluktaki pist bölgesinde 6ay süreyle yapılan ön yüklemelerde derlenen geoteknik data değerlendirildi (Sağlam, Yılmaz, 1998).

3.6.2 Zemin özellikleri

Kahverengi kil tabakası içerisinde yapılan SPT sonucunda N_{30} :20-30 aralığında darbe sayıları belirlenmiştir. Presyometre deneylerinde ise net limit basınç bulunmuş ve araştırma çukurlarında yapılan tork vane ve cep penetrometresi deneyleriyle alınan örselenmemiş örnekler üzerinde yapılan serbest basınç deneylerinde drenajsız kohezyon için 75-80kPa değerleri belirlenmiştir (Sağlam, Yılmaz, 1998).

Kahverengi kil tabakası altında genellikle yumuşak kıvamda gri-mavi kil tabakasıyla karşılaşmıştır. Bu kohezyonlu birim genellikle deniz yosunlarında oluşan turba tabakasıyla aralanır. Bu birimden alınan numuneler üzerinde yapılan indeks özellikleri tablo 3.7'de gösterilmiştir (Sağlam, Yılmaz, 1998).

Çizelge 3.7 : Zemin profilinde karşılaşılan kohezyonlu zeminlerin indeks özellikleri (Sağlam, Yılmaz, 1998)

Zemin Cinsi	$w_n(\%)$	$w_l(\%)$	$w_p(\%)$	$I_c(\%)$
Kahverengi Kil	40	54	24	55
Mavi Kil	50-70	80	40	20-30

3.6.3 Değerlendirme ve uygulama

Yumuşak mavi kil tabakasının en kalın olduğu pist başlangıcında yapılan test dolgusunda, $U=\%90$ konsolidasyon oranına iki-üç ay gibi bir sürede ulaşıldığı görülmesi üzerine yumuşak mavi kil tabasına oturan 500m uzunluktaki pist bölümünde, pist üst yapısı inşa edilmeden önce ön yüklemeyle temel zemini özellikleri iyileştirilebileceğine karar verilmiştir. Pistin söz konusu bölümüne granüler malzeme serilmeye başlanmış ve 500m uzunluğundaki pist bölümüne 3,5m

yükseklikte dolgu yapılmıştır. Yapılan hesaplar ile oluşturulan efektif gerilme artışı $\Delta\sigma$: 70kPa olarak öngörülmüştür. Pistte yapılan ön yüklemede, pist eksenine 50m ara ile oturma plakaları yerleştirilmiştir ve yedi aylık bir sürede oturma gözlemleri yapılmıştır.

Yumuşak kil tabakasının olduğu yerlerde meydana gelen oturmalar 60-70cm dolayında iken, mavi kil tabakasının daha ince olduğu yerlerde ise 15cm civarında kalmıştır. Çift yönlü konsolidasyon olduğu kabul edilerek (Log t-Zaman) bağıntılarından hesaplanan katsayıları $c_v=0.014-0.003\text{cm}^2/\text{sn}$ aralığında değerler almıştır. Diğer bir deyişle, pistte yapılan ön yüklemede birinci konsolidasyon, laboratuvardakine oranla 5-25 defa daha hızlı gelişmiştir. [34]

Pistte yapılan ön yüklemede derlenen datadan hareketle yumuşak mavi kil tabakası için hesaplanan hacimsel sıkışma modülleri genelde $M_c:1-1,5\text{MPa}$ dolayında değerler almıştır (Sağlam, Yılmaz, 1998).

3.6.4 Sonuç

Önemli projelerde laboratuvarda yapılan odometre deneylerinde belirlenen Oturma – Zaman bağıntısından hareketle geoteknik tasarım yapılması durumunda uygulamada çok farklı sonuçlar ortaya çıkabilmektedir. Samsun-Çarşamba Havaalanı inşaatında, yumuşak kil tabakasının sadece pist başlangıcında, 500m uzunluktaki bir bölümde bulunduğu ve kalınlığının giderek azaldığı görülmüş ve pistin bu bölümünde ilave kayma mukavemeti mobilizasyonunu sağlamak, işletme sırasında pist ve uçak yükleri altındaki oturmaları önlemek amacıyla ön yükleme yapılmasının bir çözüm olup olmayacağı bir test dolgusu yapıp araştırılmıştır. Test dolgusundan derlenen geoteknik data, arazide konsolidasyonun çok daha hızlı geliştiğini ortaya koymuş ve bunun üzerine yumuşak zemin koşullarından etkilenen pist bölümünde yedi ay süreyle ön yükleme yapılmıştır. Bu dönemde, test dolgusundaki oturma gözlemlerine de devam edilmiş ve böylece test dolgusundan yaklaşık bir yıl süreyle oturma-zaman datası elde etmek mümkün olmuştur. Test dolgusundaki ve pistteki ön yükleme, birincil konsolidasyonun arazide, laboratuvardakine oranla çok daha hızlı geliştiğini ortaya koymuştur. Arazide, sıkışabilen kil tabakası içerisinde yer alan ve fakat arazi etütleri sırasında yeterli hassaslıkla belirlenemeyen drenaja açık bantlar konsolidasyon sürecini hızlandırmaktadır. Drenaj boylarından emin olunamadığına göre, arazi datasından hareketle dolaylı hesaplanan (c_v) konsolidasyon katsayıları fazla

anlamli olmamaktadır. Bunun yerine t_{90} veya t_{50} değerlerine itibar edilmesi doğru olacaktır (Sağlamer, Yılmaz, 1998).

3.7 Bir Önyükeme Uygulaması

3.7.1 Genel

Ankara yakınındaki bir alüvyon düzlükte bazı yapılar inşa edilecektir. Zemin profilinin üst kısmında 7-8 m kalınlıkta orta katılıkta killer bulunmaktadır. Yapılar genel olarak bir iki katlı küçük yapılardır. Sadece yaklaşık 60mx60m ebadında bir yapı diğerlerinden daha yüksektir. Daha önemlisi saha yanında bulunan göl seviyesinin yükselme durumu dolayısıyla gereken 5m ye kadar varan dolgulardır. Arazi ve laboratuvar deneyleri değerlendirildiğinde toplam ve farklı oturmaların kabul edilemez olduğunu görölmüştür. Yüksek yapı için bir önyükeme programı düşünülmüş, diğer yapılar için ise inşaattan önce dolgudan kaynaklanan oturmaların gözlenmesinin yeterli olacağı kanısına varılmıştır (Ergun, 1987).

Uygulamada, dolgu üzerinde yapılacak olan binadan önce, önyükeme yapılmak suretiyle toplam ve farklı oturmaların oluşması sağlanacaktır. Zemin profili, zemin özellikleri yükler kısaca tarif edilmiş ve oturma ölçümleri sunulmuştur. Saha, çeşitli tesislerin inşa edildiği Ankara Gölbaşı mevkiindedir. Mogan ve Eymir gölleri arasında uzanan alüvyon düzlükte bulunan saha Eymir gölüne bitişiktir. Yeraltı su seviyesi yüzeyde ve yer yer yüzeyin üzerindedir. Fazla yağışlı yıllarda Eymir Gölü yükselmekte ve saha tamamen su altında kalmaktadır. Genel olarak sazlık ve otlar ile kaplı olan alan bataklık görünümündedir. Yapılacak dolgular 1-5m arası değişmektedir (Ergun, 1987).

Sahada birden fazla sayıda yapı planlanmış ve bunlar değişik kalınlıklarda dolgular üzerine oturmuştur. Temeller yönünden oturmaların göz önüne alınması önem kazanmıştır. Çünkü hem dolgu hem de yapı yüklerinden dolayı zemin özelliklerine göre oturmalar meydana gelecektir. Ayrıca bu oturmaların zaman özellikleri diğer bir deyimle oturma hızları üstlerinde yapılacak inşaat bakımından önemlidir. Oturmaların önemli ölçüde devam ettiği dolgular üzerinde çeşitli hasarların oluşması doğaldır. Dolayısıyla oturmaların miktar ve hızlarının tahmini ve ölçümlerle kontrolü gerekmiştir. Çeşitli yapıların oturmaları izlenmiştir. Sahada

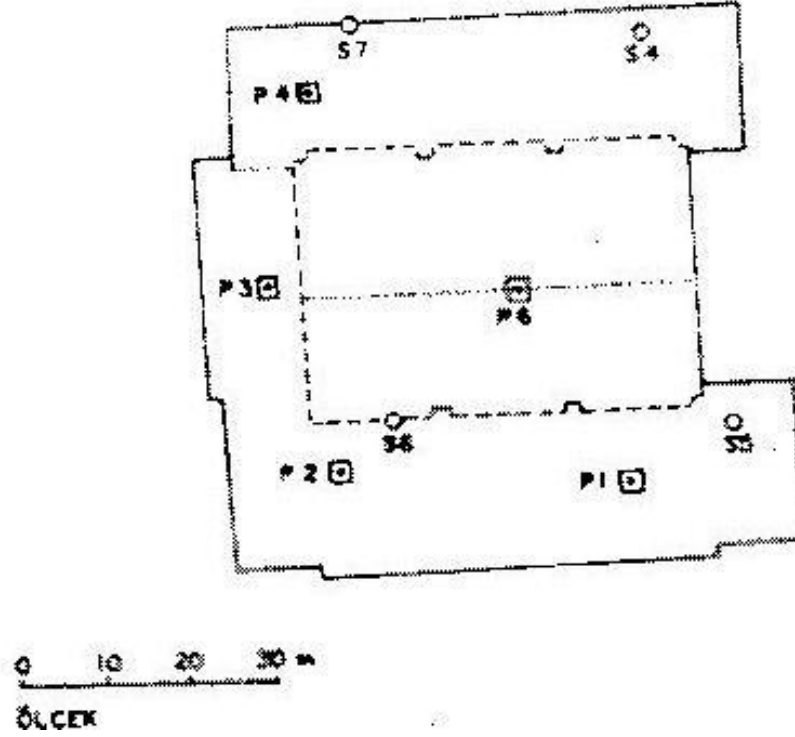
yapılan fazla sayıda sondajdan adı geçen yapı altından yapılan dört adet ile ilgili loglar şekil 6.20’de görülmektedir (Ergun, 1987).

3.7.2 Zemin özellikleri

Sondajların logları ve vaziyet planı şekil 6.20 ve 6.21’de görülmektedir. Genellikle yüzeyden itibaren killer başlamaktadır. Önce 3m kalınlığında orta katı gri bir kil tabakası altında ise kum-çakıl bantlı gri-kahverenkli bir kil bulunmaktadır. Daha altta siltli ve çakıllı kum katmanları vardır. Bazı sondajlarda kum-kil ardalanması gözlenmektedir. Profillerden üstte bulunan 7-8m kalınlıktaki killerin deformasyonlar yönünden kum tabakalarına ve diğer derin killere göre daha sıkışabilir olduğu oturmaların büyük bir kısmının teşkil edeceği anlaşılmaktadır. Yapılan çok sayıda endeks ve mühendislik deneylerinden üst killer için ortalama likit limit ve plastik limit değerleri %50-60 ve %17-23 civarındadır. Tabii su muhtevaları %26-39 arasında, iki mikrondan küçük danelerin oranı ise %30-50 arasında değişmektedir. Bütün sahadan alınan numuneler üzerinde yapılan eksenli ve konsolidasyon deneyi neticelerinden üst kil katmanları için ortalama drenajsız mukavemet $50-60 \text{ kN/m}^2$, hacimsel sıkışma katsayıları ise 0,25-0,50; 1,00-2,00 aralıklarından $4-2,5 \times 10^{-4} \text{ m}^2/\text{kN}$ mertebesinde. Alüvyon için, 5,6 sondajında $N=11$, S5’te $N=26$ ve S7’de ise $N=23$ ortalama SPT darbe adetleri bulunmuştur. Alüvyon zeminin sıkışabilirliği 0,25 - $0,752 \times 10^{-4} \text{ m}^2/\text{kN}$ arasında tahmin edilebilir. Laboratuvar konsolidasyon katsayıları (c_v) $5 \times 10^{-4} - 1 \times 10^{-4} \text{ cm}^2/\text{sn}$ aralığındadır (Ergun, 1987).

m	S-6		S-7		S-4		S-5	
	Zemin Cinsi	SPT (N)	Zemin Cinsi	SPT (N)	Zemin Cinsi	SPT (N)	Zemin Cinsi	SPT (N)
0	KİL		KİL		KİL - Gri		KİL - Orta İstli gri	
	Koyu gri, Orta katı	9	Koyu gri, Orta katı	5		6		6
	3.00	8	3.25	10	3.00	6	3.00	
5	Kahverengi, kum ve Çakıl bantlı	8	KİL		KİL	6	4.30	21
		6	Açık kahverengi, çakilli, kumlu, siltli orta katı, katı	8	Kahverengi, kum bantlı - katı	11	KUM	
	7.25	18	8.50	11	7.90	12	Çakıl ve Kıl Bantlı	16
10	KUM	50	KUM - Çakilli		KUM - Orta sıkı	13		12
	Az killi, siltli çakilli, orta sıkı	22	KİL - Gri		9.50	26		6
		24	11.50		KİL - Gri	13		18
		19	KUM	32	11.30	7		50
15		24	Kahverengi - Çakilli siltli	28	KUM	20		32
	16.60	9		32	Siltli - Killi	5		
	KİL Katı	11		35	16.30	6	16.50	26
	17.50				KİL		KUM	
	KUM siltli, çakilli	10	19.25	22	17.30	8	Çakilli, çok sıkı kıl bantlı	50
20	KİL siltli, kumlu	17	KİL	12	KUM	10		50
	21.00		Kırmızı, Kumlu Çakilli	11	Kırmızı - killi çakilli			50
	KUM	11	23.00		23.00	16		
	Killi, siltli, Çakilli	50	KUM	50	KUM	50		
25	24.94		Çok sıkı, çakilli	50	Çakilli	50	25.10	50
	Kuyu sonu		27.00		27.14	50	Kuyu Sonu	
			KİL	50				
30			Çakilli, kumlu, siltli, sert	50	Kuyu Sonu			
			32.50	50				
			Kuyu Sonu					

Şekil 3.20 : Sondaj logları (Ergun, 1987).



Şekil 3.21 : Oturma plakaları ve sondaj yerleşim planı (Ergun, 1987).

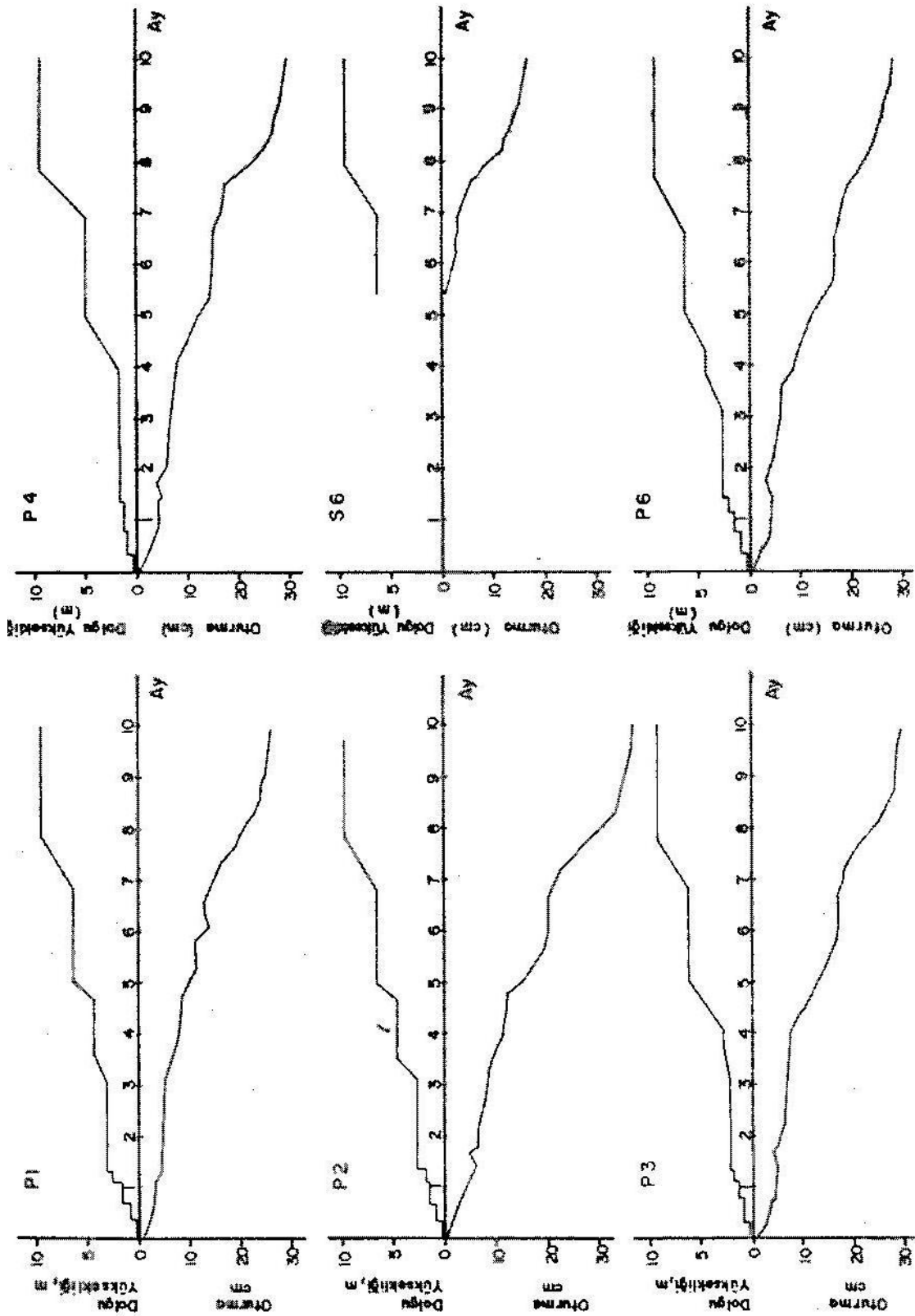
3.7.3 Değerlendirme ve uygulama

Yapı altında kalıcı dolgu kalınlığı ortalama beş metredir (90kN/m^2). Yapıdan gelen gerilmeler tabii zemin kotunda $60\text{-}70\text{kN/m}^2$ dolayındadır. Kalıcı kotun üzerine ön yükleme amacı ile 80kN/m^2 'lik bir gerilme aktaran $4,5\text{m}$ yüksekliğide dolgu yapılmıştır (Ergun, 1987).

Dolguların oturmaları, $1\text{m} \times 1\text{m}$ plakalara 10cm çapında boru kaynak etmekle teşkil edilen sistemin nivelmanı ile ölçülmüştür (Ergun, 1987).

3.7.4 Sonuç

Son ölçüm tarihi itibari ile en fazla toplam oturma P2 plakasında 360mm ve en fazla farklı oturma ise 110mm 'dir. Şekil 3.22'de görüldüğü gibi S6 ile P2 oturma plakası arasındaki uyum dikkat çekicidir (Ergun, 1987).



Şekil 3.22 : Dolgu yükleri ve oturma plakalarında ölçülen toplam oturma miktarları (Ergun, 1987)

Oturmalar, laboratuvar konsolidasyon deneylerinden hesaplanan miktarları göre biraz daha az, oturma hızları ise daha hızlı olmuştur.

Sonuç olarak, alüvyon zeminde dolgu üstüne yerleştirilecek geniş bir yapının hasar görmeden inşaatı için, yapı yüküne eşdeğer dolgu ile önyükleme yapıp oturmalar oluşuktan sonra dolgu kaldırılmıştır. Bina ön yüklemeye yapılan zemin üzerine inşa edilmiştir (Ergun, 1987).

3.8 Yalova İli Altınova İlçesi Tavşanlı Beldesi'nde Tersane İnşaatı

3.8.1 Genel

Elverişsiz zeminin temel altından kazılarak uzaklaştırılması ve yerine daha iyi nitelikli malzeme doldurulması zemin iyileştirme yöntemlerinin en eskilerinden birisi olarak bilinmektedir. Bu düşünceden hareketle geliştirilen sıkıştırılmış çakıl kolonu ile iyileştirme tekniği 1980 yılı ortalarından beri geliştirilmiş bir yöntem olup yurdumuzda da uygulanmaktadır.

Yalova ili Altınova ilçesi Tavşanlı beldesi'nde inşaatı sürdürülmekte olan Tersan tersane inşaatı kapsamında karada ve denizde yapılan dolgudan sonra çok sayıda sıkıştırılmış çakıl kolon uygulaması yapılmıştır. Kara tarafından 10, deniz tarafında 3 adet yüklemeye deneyi gerçekleştirilmiştir.

Bu çalışmada bir tersane inşaatında kara tarafında 16.000 adet tamamlanan kolonlar üzerinde yapılan yüklemeye deneyleri konu edilmiş ve deney sonuçları tasarım varsayımları ile karşılaştırılmıştır (Kemaloğlu, Sayraç, Özaydın, Yıldırım, 2008).

3.8.2 Zemin özellikleri

Marmara denizi kıyısında Boğaziçi tersanecilik tarafından inşa edilmekte olan Tersan Tersanesi doğu-batı doğrultusunda uzunluğu 140m, kuzey-güney doğrultuda uzunluğu batı kenarında 220m ve doğu kenarında 170m olan trapez biçimli yaklaşık 70.000m² kara alanı ile denize yapılacak dolgu alanından oluşmaktadır. +2 m üst kotunda oluşturulacak betonarme plağın 150 kPa değerinde yayılı yük taşıması öngörülmektedir. Zemin koşullarının belirlenmesi amacıyla 8 adet karada ve 13 adet denizde sondaj ile karada 13 adet CPT deneyi yapılmıştır (Kemaloğlu, Sayraç, Özaydın, Yıldırım, 2008).

Kara tarafı sondajlarından anlaşıldığına göre tüm saha yaklaşık 6,00 m kalınlıktaki kum ve siltli kum (SM) kaplıdır. Gevşek olan bu kum tabakanın alt düzeyi güneyde -3,00m ve kuzeyde -8,00 m kotlarındadır. Kum tabaka altında siltli kum, kumlu silt,

ve çakıllı silt (SM, CL, CH) gibi kohezyonlu cepler 10,00-15,00 m kalınlıklar arasında değişmektedir. SPT (N) değerleri derinlikle artmakta olup SPT(N)>10 değeri -5,10m~-14,00m kotlarından itibaren görülmektedir. Değişken bu ceplerin altında taşıma gücü yüksek kalın bir killi zemin tabakası (CH) vardır. Bu tabakanın üst sınırının derinliği kuzeye doğru artmakta olup -12,00m ile -20,00m kotlarında değişmektedir. Katı ve çok katı kıvamlı bu birimlerde SPT (N)>20dir.

Yukarıda belirtilenler ışığında sahadaki zemin modeli olarak üstte gevşek kum örtü, altında orta tabaka ve altta taşıma gücü yüksek killi birimler şeklinde özetlenebilir. Bu tabakalar için belirlenen geoteknik büyüklükler aşağıdaki tabloda verilmiştir.

Proje özelliği nedeniyle, 150 kPa gerilme altında en çok 30 mm ve farklı oturmaların ise 1:500 olması istenmektedir. Yapılan ilk değerlendirmeler 10 x 10 m boyutlu bir alanın 150 kPa'lık bir gerilme altında yaklaşık 80-100mm oturma yapacağı belirlendiğinden zeminin sıkıştırılmış çakıl kolonları ile iyileştirilmesine karar verilmiştir (Kemaloğlu, Sayraç, Özaydın, Yıldırım, 2008).

Çizelge 3.8 : Sahadaki zemin modeli için geoteknik büyüklükler (Kemaloğlu, Sayraç, Özaydın, Yıldırım, 2008)

Geoteknik Büyüklük	Kum Örtü	Kumlu Siltli Orta Tabaka	Kil Taban
Birim Hacim Ağırlık (kN/m ³)	18	19	20
Efektif Sürtünme (°)	30	28	25
Efektif Kohezyon (kPa)	0	5	20
Drenajsız Kohezyon (kPa)	0	20	50
Elastisite Modülü (Mpa)	5-10	10-20	30

3.8.3 Değerlendirme ve uygulama

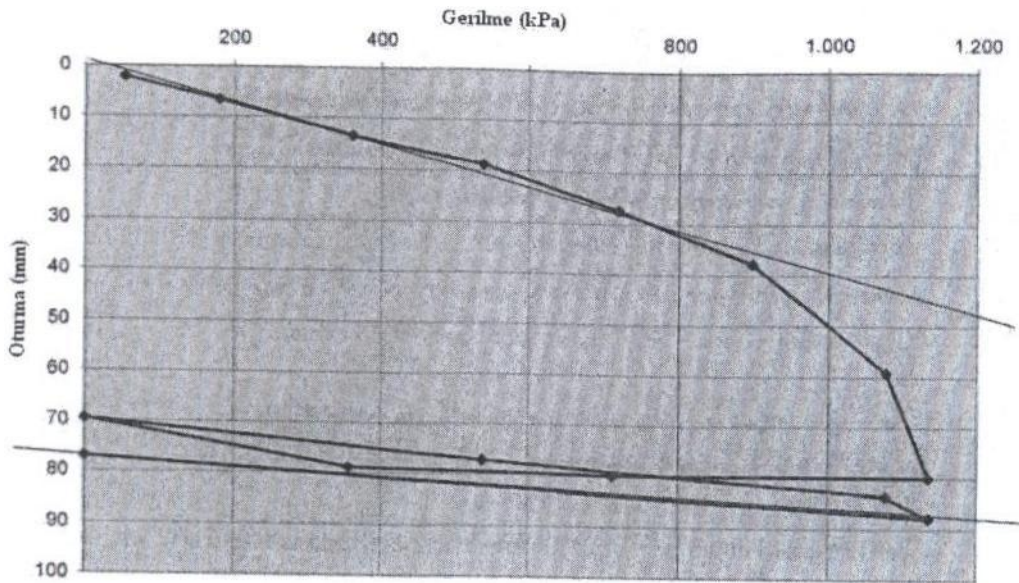
Geopier sıkıştırılmış çakıl kolonları ile zemin iyileştirilmesinde zeminde forajla bir boşluk oluşturulmakta, daha sonra tabana 30cm kalınlıkta üniform dane boyutlu (5-15cm) taş yerleştirilip bir plakanın vurulması ile sıkıştırılarak taban soğanı elde edilmektedir. Kolon gövdesi için kullanılan agrega iyi derecelenmiş çakıl 30cm kalınlıkta tabakalar halinde sıkıştırılırken kolon malzemesi etraftaki zemine doğru itilerek kolon etrafında yanıl gerilmeleri artırmakta, oturmaları azaltmaktadır (Kemaloğlu, Sayraç, Özaydın, Yıldırım, 2008).

Daha sonra geliştirilen ve bu tersanede uygulanan yerdeğiştirmeli yöntemde oluşturulacak kolon boyundaki özel bir kılıf borusu sıkıştırıcı görevi görürken üst

ucuna kazık malzemesinin depoladığı hazne tutturulmuştur. Boru zemine konulan çelik bir serbest plakaya oturtulmuştur. Tüm boy çakıldıktan sonra malzeme haznesi doldurulmakta, boru belirli bir miktar kaldırılıp borunun aşağı bastırılması içten uçtan boşalan malzeme sıkıştırılmaktadır. Bu işler yinelenerek tüm boyda sıkıştırılmış çakıl kolon elde edilmektedir. Bu ikinci teknik adı geçen tersane inşaatında uygulanmakta olup forajda kendini tutamayan zeminler için daha elverişli olmaktadır (Kemaloğlu, Sayraç, Özaydın, Yıldırım, 2008).

Oturma kriterinin sağlanması için iyileştirilmiş zeminde zemin rijitliğinin başlangıçtakine göre 2-3 kat artırılması gerekmektedir. Bu amaçla 2mx2m aks aralıklı bir patern deneyimlere dayanarak seçilmiştir. Zemin türü ve zemindeki SPT (N) sayılarına göre kolon için taşıma gücü 350 kN ve düşey rijitlik 150 MPa olarak seçilmiştir (Fox ve Cowell,1998). Sıkıştırıldıktan sonra etkili çapın 0,80m (alan 0,50m²) olması beklendiğinde iyileştirilmiş zeminde elastisite modülünün 28MPa olacağı (iyileştirilme öncesi değer 10MPa olduğundan) bu da rijitlikte 2,8 kat iyileştirme anlamına gelecektir. Yukarıda değinildiği gibi kolon boylarının üstteki gevşek kum örtüyü geçecek şekilde belirlenmesi gerekmektedir. Bu nedenle karadaki kolon boyları 9-15m arasında değiştirilerek kolonların gevşek kum tabakanın 2m altına girmesi sağlanmıştır.

Sıkıştırılmış taş kolonlar üzerinde yükleme deneyleri kazık yükleme deneylerine benzer biçimde bir düzenekte yapılmaktadır. (Şekil 3.23)



Şekil 3.23 : Yükleme deneyine ilişkin gerilme-oturma eğrisi (Kemaloğlu, Sayraç, Özaydın, Yıldırım, 2008)

9 m boyunda imal edilen kolon üzerinde yapılan deneyde 377kN yüke 7 adımda ulaşılmış, 3 adımda yük kaldırılmış ve yine 3 adımda maksimum yüke ulaşıp tek adımda yük sıfırlanmıştır. Tasarım aşamasında kolon taşıma gücü 350kN tahmin edilmiştir (kolon gerilmesi 700kPa). Gerilme-oturma eğrisinde bu gerilme için 24mm mertebesinde oturma olacağı görülmekte olup oturmaların 30mm'den küçük olduğu yorumu yapılabilmektedir (Kemaloğlu, Sayraç, Özaydın, Yıldırım, 2008).

3.8.4 Sonuç

Tersan tersane sahasında mevcut kara zeminin iyileştirilmesi amacıyla Geopier patentli yer değiştirmeli yöntemle oluşturulan sıkıştırılmış çakıl kolonlar uygulanmıştır. Yapılan sondaj çalışmalarından elde edilen verilere göre etkin çapı 80cm olması beklenen kolonlar için tasarım taşıma gücü olarak 350kN tahmin edilmiştir. Yapılan 7 adet deneyde belirtilen gerilme altında sırasıyla kolonlarda oturmaların 24mm, 10mm, 9mm, 8mm, 13mm, 7mm olacağı görülmüş olup iyileştirilmiş zeminde oturmaların önemli ölçüde azalacağı anlaşılmaktadır (Kemaloğlu, Sayraç, Özaydın, Yıldırım, 2008).

3.9 Borçelik Gemlik Soğuk Hadde Fabrikası

3.9.1 Genel

Borçelik Çelik San. Ve Tic. A.Ş.'ne ait Borçelik Gemlik Soğuk Hadde Fabrikası ASKON İnşaat ve Tic. A.Ş. tarafından inşa edilmiştir. İnşaat başlamadan önce fabrika alanı deprem ve zemin araştırmaları yapılmış ve zeminin sıvılaşma potansiyeline sahip olduğu görülmüştür. Sıvılaşma potansiyelini azaltabilmek için zemin kotundan itibaren 12m boyunda taş kolonlar imal edilmesi projelendirilmiştir. Taş kolon projesi hazırlanırken, stok sahası yüklerini taşıtabilmek için bazı bölgelerde taşıyıcı zemine kadar taş kolon uygulaması gerçekleştirilmiştir. Uygulanan taş kolonun zemini iyileştirme derecesi ise CPT testleri ve bölge yükleme deneyleri ile kontrol edilmiştir (Durgunoğlu, Kılıç, İkiz, Karadayılar, 1992).

Arazide zemin iyileştirilmesi yapılmadan önce rölatif sıklık %40-60 mertebesindeyken proje uygulandıktan sonra bu oranın %75'e çıkması öngörülmektedir. Ayrıca arazideki zeminin sürtünme oranı %3'den daha küçüktür ($F_r < \%3$) bu da siltli ve kumlu zeminlerde sıvılaşmaya sebep olur. Proje uygulandıktan sonra bu oranın artması ve CPT testi ile sıvılaşma potansiyeli ölçülecektir.

3.9.2 Zemin özellikleri

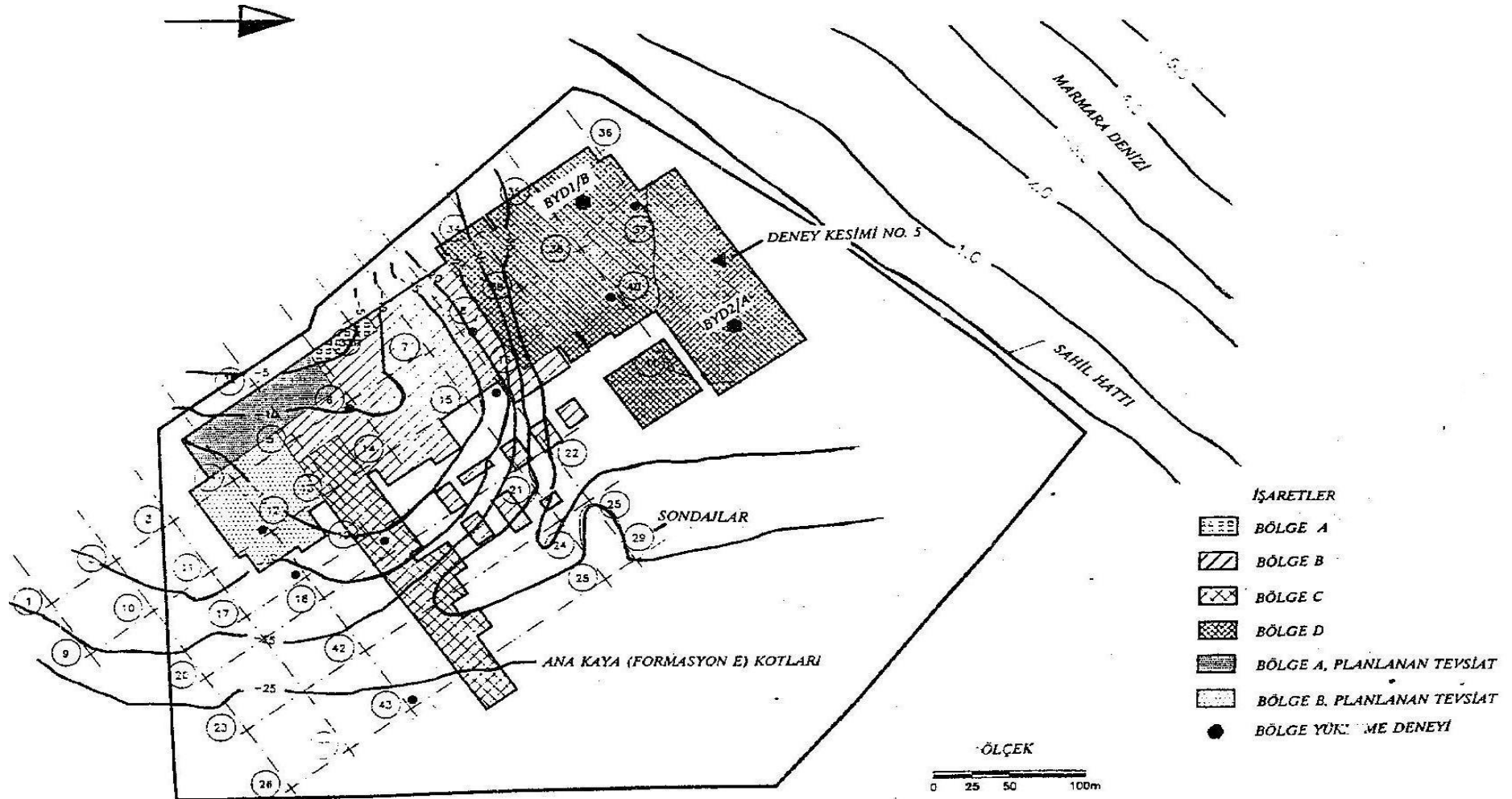
Arazideki zeminin özellikleri dikkate alınarak saha şekil 3.24’de de görüldüğü gibi zeminin özellikleri dikkate alınarak dört ayrı bölgeye ayrılmıştır (Durgunoğlu, Kılıç, İkiz, Karadayılar, 1992).

Bölge A: Sahanın batı kenarının güney kısmıdır ve ana kaya oldukça sığdır.

Bölge B: Sahanın güney ve orta kısmıdır. Burada zemin yüzünde 4m. derinliğe kadar rastlanan kumlu sitli aşırı konsolide kil ve gevşek orta sıkı kum (rölatif sıkılık: %40-60) ana kayanın üzerinde yer alırken. Bazı bölgelerde ise geçiş tabakası olarak normal konsolide kil, bazı yerlerde ise hassas ve maksimum 10m kalınlıkta ve aşırı konsolide yer yer çakıllı kil yer almaktadır.

Bölge C: Sahanın güney-doğu kısmıdır. Ana kayanın üzerinde yer yer çakıllı kil ve aşırı konsolide kil yer alır.

Bölge D: Sahanın kuzey kısmıdır. C bölgesindekine benzer şekilde yer yer çakıllı ve aşırı konsolide kile sahiptir fakat ana kaya çok derinde hatta sahanın büyük bir çoğunluğunda ana kayaya hiç rastlanamamıştır (Durgunoğlu, Kılıç, İkiz, Karadayılar, 1992).



Şekil 3.24 : Borçelik Gemlik soğuk hadde tesisleri yerleşim planı (38)

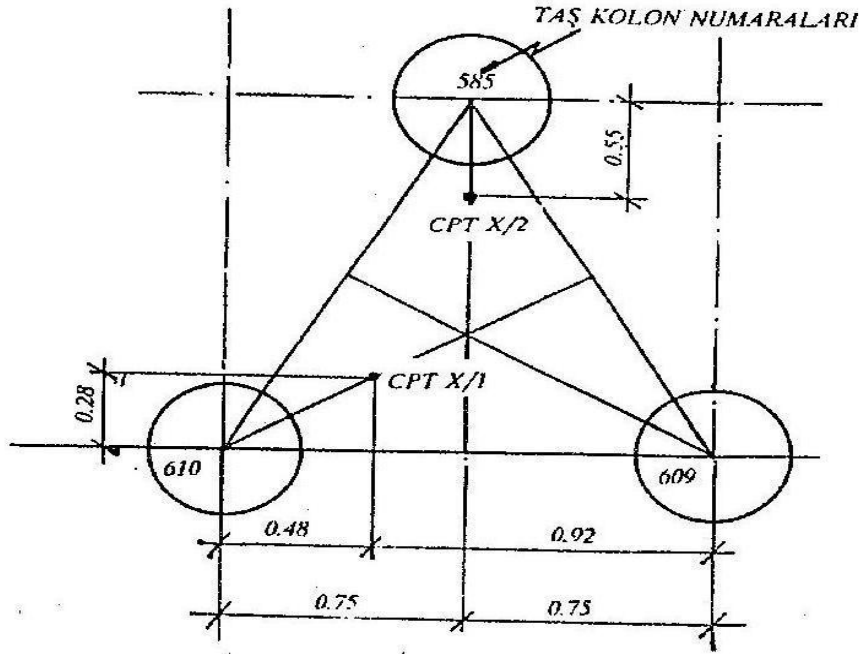
3.9.3 Değerlendirme ve uygulama

Uygulama projesinde, C bölgesinde 2m aralıklı (üçgensel) 0,50m çapında ve ana kayaya kadar inen taş kolonlar. D bölgesinde ise 1,50m aralıklı, 0,50m çapında ve doğal zemin kotundan itibaren 12,00m derinliğe kadar inen taş kolonlar yer almaktadır. Uygulama esnasında ise 20ton/m² stok sahası yükü uygulanacak ve B bölgesi içinde kalan bir alanda da ilave olarak C bölgesine benzer bir taş kolon uygulama yapılmıştır. Bu taş kolon uygulamaları haricinde Soğuk Hadde Ünitesinin radye temeli altında taşıyıcı nitelikte 1,5m aralıklı, 0,60m çapında ve ana kaya kadar uzanan taş kolon uygulanmıştır (Durgunoğlu, Kılıç, İkiz, Karadayılar, 1992).

Taş kolonlar ucu saç tapa ile kapalı bir muhafaza borusunun üstten darbe ile çakılması suretiyle oluşturulmuştur. Proje kotuna kadar çakma işlemi yapıldıktan sonra, boru içerisine taş kolon malzemesi doldurulduktan sonra boru titreşim ile yukarı çekilmiştir. Taş kolonda kullanılan malzeme kırmataştır. Malzeme 10-100mm dane boyutundadır ve 200 numaralı elekten geçen ince malzeme miktarı %5'tir (Durgunoğlu, Kılıç, İkiz, Karadayılar, 1992).

Zemin ıslah derecesinin proje kabulleri ile karşılaştırılabilmesi için koni penetrasyon ve bölgesel yükleme deneylerinden oluşan bir deney programı oluşturulmuştur (şekil 3.25) (Durgunoğlu, Kılıç, İkiz, Karadayılar, 1992).

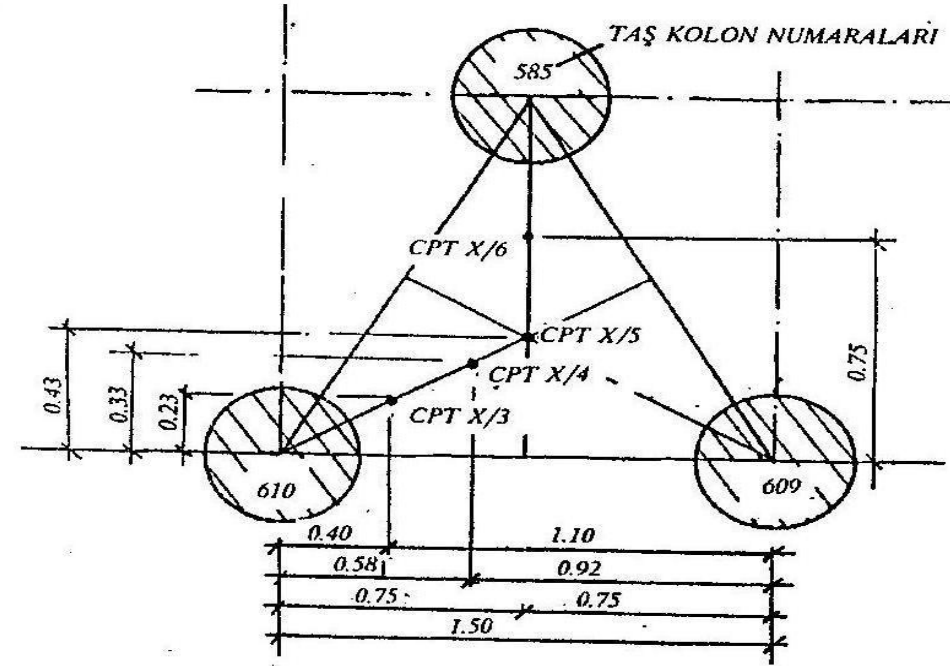
TAŞ KOLON UYGULAMASI ÖNCESİ
YAPILAN CPT DENEYLERİ



X : DENEY KESİMİ NUMARASI

CPT X/1 : MEKANİK VE 30.0m BOYUNDADIR.
CPT X/2 : ELEKTRİKLİ VE 20.0m BOYUNDADIR.

TAŞ KOLON UYGULAMASI ÖNCESİ
YAPILAN CPT DENEYLERİ



X : DENEY KESİMİ NUMARASI

CPT X/3, X/4 : MEKANİK VE 20.0m BOYUNDADIR.
CPT X/5 : MEKANİK VE 30.0m BOYUNDADIR.

EFEKTİF DÜŞEY JEOLojİK YÜK (kPa)
VERTICAL EFFECTIVE STRESS (kPa)

Şekil 3.25 : Deney kesimleri CPT konfigürasyonu (Durgunoğlu, Kılıç, İkiz, Karadayılar, 1992)

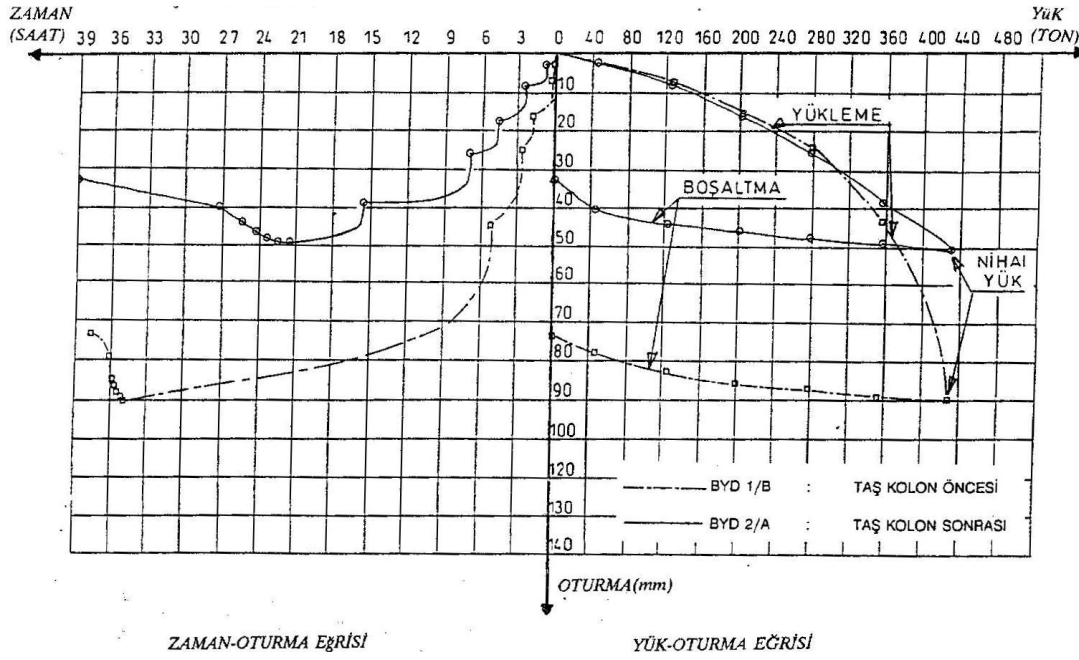
Şekil 3.25’de gösterilen düzende 2’si taş kolon uygulaması öncesi 4 adedi taş kolon uygulaması sonrası olmak üzere 6 adet CPT uygulanmıştır. Ayrıca, 2 adedi taş kolon uygulanmamış alanda 2 adedi ise taş kolon uygulamasının yapıldığı alanda yükleme deneyleri gerçekleştirilmiştir (Durgunoğlu, Kılıç, İkiz, Karadayılar, 1992).

Üstteki 2,00m kalınlığında çalışma platformu altında, 2,00m-3,00m ve 5,00m-8,00m arasında sürtünme oranı $FR > \%3$ olan killi zemin tabakalarında iyileştirme öncesi ve sonrası CPT uç mukavemeti değerlerinde belirgin bir fark olmamıştır.

$FR < \%3$ olan 3,00 m – 5,00m ve 8,00m – 15,00 m arasında kum silt tabakalarında taş kolon uygulaması sonrasında ölçülen uç mukavemetleri ıslah öncesi CPT uç mukavemetlerinden ortalama %73 daha yüksektir.

Taş kolon uygulaması sonrasında belirli bir süre beklendikten sonra yapılan CPT deneylerinde zamanla gözlenen uç mukavemetinin arttığı gözlemlenmiştir.

Soğuk Hadde Fabrikası dahilinde $2t/m^2$, $5t/m^2$, $10t/m^2$ ve $20t/m^2$ stok sahası yükleri uygulanacak alanlar mevcuttur. Özellikle, yüksek stok sahası yükleri uygulanacak alanlarda zeminin taşıma kapasitesinin ve bu yükler altında oluşacak elastik/plastik oturmaların tahkikine yönelik olarak büyük boyutlu yükleme deneyleri gerçekleştirilmiştir. 4,0mx4,0m ebadında betonarme plak yüklenerek $27t/m^2$ taban gerilmesi altında oluşan oturmalar ölçülmüştür. Taş kolon öncesi ve sonrasında 2 adet bölgesel yükleme deneyine ait oturma yük grafiği şekil 3.26’da sunulmuştur.



Şekil 3.26 : BYD 1/B ve BYD 2/A bölge yükleme deneyleri yük-oturma-zaman grafiği (Durgunoğlu, Kılıç, İkiz, Karadayılar, 1992)

3.9.4 Sonuç

Her iki bölge yükleme deneyi yaklaşık 300ton, 19t/m^2 zemin gerilmesine kadar benzer yük oturma grafiği göstermektedir. Ancak 19t/m^2 gerilme sonrasında taş kolon uygulanmayan bölgede oturmalar hızlı bir şekilde artarken, taş kolon olan bölgede oturmalarda bu tür bir hızlanma gözlemlenmemiştir (Durgunoğlu, Kılıç, İkiz, Karadayılar, 1992).

Yaklaşık 19t/m^2 'den sonra taş kolon olmayan bölgede oturmaların hızlanması, bu gerilmenin üzerinde zeminde bir taşıma kapasitesi göçmesi olduğunu göstermektedir. Taş kolon olan bölgede ise yük-oturma grafiğinin nispeten daha lineer olması uygulanan 430ton, yaklaşık 27t/m^2 zemin gerilmesine kadar bu tür göçme olmadığını göstermektedir (Durgunoğlu, Kılıç, İkiz, Karadayılar, 1992).

19t/m^2 'den sonra taş kolon olmayan bölgelerde zeminde taşıma kapasitesi göçmesi olmakta taş kolon uygulanan bölgelerde ise 27t/m^2 altında bir göçme olmamaktadır. Bu hususlar değerlendirildiğinde taban basıncı 10t/m^2 olan stok sahasında zemin ıslahı yapılmaksızın 10mm 'lik ani oturma ve zeminin taşıma kapasitesi dahilinde saha yüklerinin karşılanabileceği belirlenmiştir. Burada göçmeye karşı güvenlik faktörü $FS=19/10=1,9$ 'dur. 20t/m^2 'lik basıncın olduğu stok sahasında ise göçmeye karşı güvenlik $19/20=0,95$ olmaktadır. Bu nedenle 20t/m^2 'lik stok sahası yüküne

maruz bölgelerde de taş kolon uygulanmıştır (Durgunoğlu, Kılıç, İkiz, Karadayılar, 1992).

4. SONUÇLAR VE DEĞERLENDİRMELER

Zemin iyileştirme yöntemleri, arazinin mevcut koşullarında inşa edilecek yapının güvenliğinin temininde ve daha uzun süre dayanmasını sağlamak amacı ile uygulanmaktadır.

Zemin iyileştirme işlerinde çözüm bulma, verilecek kararlar ve projenin takibinde tecrübenin çok önemli bir yeri vardır. Ayrıca projenin takibinde zeminin iyileştirilmeden önce ve sonraki durumları deneylerle kontrol edilmeli, istenilen oranda iyileştirmenin gerçekleşip gerçekleşmediği belirlenmelidir.

Zemin iyileştirmesi dendiğinde çoğunlukla zeminin kayma direncinin arttırılması, geçirimsizliğin azaltılması, iri daneli zeminlerde sıkılığın ve ince daneli zeminlerde kıvamın arttırılmasını anlarız. Zemin iyileştirilmesinde temel ilke, zeminin boşluk oranının azaltılması veya zemin boşluklarının çeşitli bileşimdeki karışımlarla doldurulmasıdır.

Çok sayıda zemin iyileştirme yöntemleri mevcuttur. Uygulanabilecek yöntem zeminin dane çapı ile yakından ilgilidir. Zemin iyileştirme yöntemleri, “İnce daneli (kil-silt) zeminlerde” uygulanabilen yöntemler ve “İri daneli (kum-çakıl) zeminlerde” uygulanabilen yöntemler şeklinde ikiye ayrılabilir. Ayrıca zemin iyileştirme yöntemleri “Yüzeysel iyileştirme yöntemleri” ve “Derin iyileştirme yöntemleri” olarakta iki grupta da toplanabilir. Bu tez kapsamında ağırlıklı olarak derin iyileştirme yöntemleri incelenerek, uygulamadan örneklerle yer verilmiştir.

Yüzeysel iyileştirilme yöntemleri olarak drenaj, kompaksiyon, bitüm ile stabilizasyon, çimento ile stabilizasyon, kireç ile stabilizasyon ve kireç-uçucu kül ile stabilizasyon sayılabilir.

Başlıca derin iyileştirme yöntemlerini ön yükleme, kum dren, plastik (kağıt) dren, vakumla su emme metodu, dinamik kompaksiyon, vibro kompaksiyon, kompaksiyon kazıkları, patlatma metodu, taş kolonlar, enjeksiyon teknikleri, jet grout, derin karıştırma, kireç kazıkları, elektro-osmoz ve ısıtma işlemleri olarak sıralayabiliriz.

Diğer iyileştirme yöntemleri, mini kazık, geotekstil ve akıllı zeminler olarak söyleyebiliriz.

Suya doygun yumuşak kıvamlı ince daneli zeminlerin iyileştirilmesinde; n yükleme, jet grout, kireç kazıkları, derin karıştırma, elektro-osmoz, ısıl işlemler, taş kolon yöntemleri ve gevşek iri daneli zeminlerin, dolguların iyileştirilmesinde ise dinamik kompaksiyon, kompaksiyon kazıkları, patlatma, vibro kompaksiyon, taş kolonlar, enjeksiyon, dondurma, jet grout yöntemleri başarı ile kullanılmaktadır.

Uygulamadan rnekler incelendiğinde dinamik kompaksiyon, n yükleme, jet-grout ve taş kolonlara ait sonuç ve değerlendirmeler aşağıdaki gibi özetlenebilir.

İzmir Atıksu Tesisi, inşaat sonrası aşırı oturmaların azaltılması için n yükleme, konsolidasyonu hızlandırmak için düşey drenler ile birlikte kullanılmıştır. İller Bankası İzmit Atıksu Arıtma Tesisi inşaat alanında zemin incelemeleri ile inşa edilecek yapılarda $S = 0,40$ m konsolidasyon oturması meydana geleceği hesaplanmıştır. İnşaat süresi, mevsimi ve yatırım olanakları birlikte değerlendirildiğinde n yükleme ile düşey drenlerin birlikte uygulanması ekonomik bir czm olarak tercih edilmiştir.

Düşey drenlerle konsolidasyon hızlandırılmasında tasarım parametrelerinin belirlenmesinde arazide deneme uygulanması, laboratuvar ve arazi deneylerinin yorumlanması ve birlikte değerlendirilmesinin önem taşıdığı grlmştir.

Su Depolama Tankı, inşaat alanında 6 adet, çapı 6m ve $50.000m^3$ hacme sahip olan tankların inşa edileceği sahanın zemin profili 20,00m kalınlığında kum tabakasından oluştuğu grlmştir. Zeminin ilk 1,50-3,00m arası gevşek kum daha alt seviyelerde ise orta-sıkı kum mevcuttur. Bu sahada zeminin istenilen özellikleri taşıdığını belirlemek amacı ile SPT uygulanmıştır. Test sonuçlarında ise zeminin yapıdan gelen $300kN/m^2$ 'lik basınç değerine güvenilir sınırlar içerisinde kalamayacağı ve iyileştirilmesi gerektiği kararına varılmıştır. İyileştirme yöntemi olarak da dinamik kompaksiyon yöntemi seçilmiştir.

Düşme noktası aralığı 4,00 m , düşme sayısı 8, her bir noktadan geçiş sayısı 2, düşme yüksekliği 10,00 m ve düşürülen ağırlık 15ton ve uygulanan ağırlığın taban boyutları ise 2,17x2,17m olarak belirlenmiştir. Dinamik kompaksiyon sonucunda SPT darbe sayılarında başalangı değerlerine oranla 2-3 kat artış meydana gelmiş ve bu da yeterli bulunmuştur.

Kütahya şehir Geçişi Düşey Bant Dren Uygulaması, Balıkesir-Kütahya Devlet Yolu yumuşak alüvyon zemin üzerinde inşa edilecek, iki st geçit köprüsü ile birbirine

bağlanması projelendirilmiştir. Fakat proje kapsamında yapılması gerekli olan yaklaşım dolgununun kaymaya karşı güvenli olmaması ve köprünün yapım süresinde konsolidasyon oturmalarının tamamlanmayacağı nedeni ile zemin iyileştirilmesi gerekli görülmüştür.

Arazi profilinde yaklaşık olarak 0,00-12,00 m arasında siltli kil, 12,00-15,00 m arasında kum çakıl ve altında sert siltli kil tabakasına girmektedir.

Zeminin ince daneli olması sebebi ile zeminde meydana gelebilecek konsolidasyon oturmalarının süresinin kısaltılması için kum dren yapımı uygun görülmüştür. Hesaplar sonucunda konsolidasyon oturmasının tamamlanması inşaat süresini aştığı görülmüştür. Bunun üzerine yeniden hesaplamalar yapılarak wick dren uygulamasına karar verilmiştir.

Zeminin konsolidasyon oturmasını takip için dolgunun içerisine oturma plakaları yerleştirilmiştir. Böylece oturma izlenmiştir.

Konsolidasyon oturması tamamlandığında CPT ile zeminin kayma dayanımının artışı belirlenmiş ve %100 mertebesinde iyileşme olduğu belirlenmiştir.

Mabeyinci Arif Paşa Yalısı, Kuruçeşme Caddesi ile sahil arasında yer alır ve yapının tabanında bodrum yapılması için 7,00 m kazı yapılması gerekmektedir. Fakat YASS deniz ile aynı seviyede olduğu için ekonomik ve güvenlik koşulları göz önüne alınarak, tabandan suyun gelmesinin önlenmesi, İstanbul Boğazı cephesinde rıhtım yapılması, sıvılaşma potansiyelinin ortadan kaldırılması ve temel zemininin iyileştirilmesi için jet grout uygulanmıştır.

Sahada zemin profili ve YASS'ni belirlemek için 8 adet sondaj ve SPT yapılmıştır. Aynı zamanda da 2 adet sondaj kuyusunda kuyu içi yöntem (PS logging) ile kayma dalgası hızları ölçülmüştür.

Arazide yapılan sondaj çalışmaları sonucunda zemin kesitinde ilk tabakada kalın bir dolgu tabakası hatta bazı yerlerde dolgu tabakasının kalınlığı 14m civarındadır. Dolgu tabakanın altında ise gevşek, bazı yerlerde orta sıkı yerleşimli siltli, killi, çakıllı denizsel kum tabakaları ve bu tabakaların altında ise ana kayaya girilmektedir.

Sahanın İstanbul Boğazına bakan cephesinde 80cm çaplı jet grout kolonları ile ağırlık duvarları, yapı temellerinin desteklenmesi, sıvılaşma potansiyelinin azaltılması ve tabandan suyun gelmesinin önlenmesi için çapı 60cm olan 2,5x2,5m

mesafeli 4 adet jet grout kolonundan oluşan bir kare ve karenin tam orta noktasına 1 adet jet grout kolonu yerleşimi uygun görülmüştür. Jet grout ile zemin iyileştirmesi uygulanmıştır.

2 adet sondaj kuyusu içerisinde ıslah öncesi ve sonrası ölçülen kayma dalgası hızları arasında 2 kat artış olduğu gözlenmiştir. Kayma dalgası hızlarının iyileştirme sonrası değerleri ile yapılan sıvılaşma analizlerinde, sıvılaşmaya karşı güvenlik sayısının oldukça yüksek değerlere ulaştığı gözlenmiştir.

Migros / Gimat Hipermarket ve Alışveriş Merkezi, Ankara'nın kuzeybatı kesiminde Ankara çayının oluşturduğu vadi tabanı düzlüğünde inşa edilecek 4 katlı bir yapıdır. Zeminin özelliklerini belirlemek amacı ile 29 adet 20m boyunda sondajlar yapılmış ve bu sondajlarda SPT deneyi uygulanmıştır. Zemin profilinde üst tabakada kil, alt tabakalarda ise killi kumlu çakıl zemin yer almaktadır.

Binanın radye temelinden zemine aktarılan taban basıncı 110kPa'dır ve bu gerilme altında radye temelde 22,50 cm'lik bir oturma hesaplanmıştır. Bu oturmaya müsaade edilemeyeceğinden zemin iyileştirilmesine karar verilmiş ve jet grout yöntemi seçilmiştir.

Jet groutların uygulama çapı 80cm, boyu ise 14m'dir. Jet grout kolonlarının kontrollerini yapmak için 10 adet jet grout kazığından alınan karot numunelerde mukavemet testi, 9 adetine ise yükleme testi ayrıca taşıma kapasitelerini hesaplamak için de 25 adet CPT uygulanmıştır.

Yapılan deney sonuçlarına göre jet grout kolonlarında kalıcı oturma en fazla 4,00 mm olmuş ve bu değere proje yükünün % 62,50 katına çıkıldığında ulaşılmıştır. İmal edilen jet grout kolonlarının 100tonluk yük karşısında güvenli kalacağı ve böylece zemin iyileştirmesinin başarılı olduğu görülmüştür.

Samsun-Çarşamba Havaalanı İnşaatında Pist Temel Zeminin Yükleme Yöntemiyle İyileştirilmesi, Samsun-Çarşamba Karayolunun 25. km'sinde karayolu ile Karadeniz arasında kalan geniş bir delta düzlüğünde inşa edilecektir. İnşaatın yapılacağı zemin deniz tarafındaki ilk 500m'lik mesafe boyunca yumuşak kil ve turba iken geri kalan 2500 m'lik mesafede ise zemin iyileşme göstermektedir. Zeminin mukavemetini belirleyebilmek için SPT, Presyometre ve araştırma çukurları açılarak içerisinde tork vane ve cep penetrometresi deneyleri ve örselenmemiş örnekler alınarak ödometre deneyi ve serbest basınç deneyi yapılmıştır.

Pist ve uçak yükleri altında oluşacak oturmaları önlemek amacıyla ön yükleme yapılmasının bir çözüm olup olmayacağı test dolgusu yapılarak incelenmiştir. Test dolgusundan derlenen verilerden, arazide konsolidasyonun çok daha hızlı gerçekleştiği görülmüş ve bunun üzerine yumuşak zeminin bulunduğu 500 m'lik pist kısmında yedi ay süreyle ön yükleme yapılmıştır. Test dolgusunda ve daha sonra yapılan pistteki ön yükleme, konsolidasyonun arazide, laboratuvardakine oranla çok hızlı geliştiği görülmüştür.

Test dolgusundan elde edilen veriler ön yükleme ile zeminin makul sürede konsolide edilebileceğini konsolidasyonu hızlandırmak amacıyla başkaca önlemler alınmasına gerek olmadığını ortaya koymuştur.

Drenaj boylarından emin olunamadığına göre, arazi datasından hareketle dolayı hesaplanan (c_v) konsolidasyon katsayıları fazla anlamlı olmamaktadır. Bunun yerine t_{90} veya t_{50} değerlerine itibar edilmesi doğru olacaktır.

Bir önyüklem uygulaması, Ankara Gölbaşı yakınlarındaki Mogan ve Eymir gölleri arasında Eymir gölüne bitişik bir arazide bazı yapılar inşa edilecektir. Genel olarak inşa edilecek yapılar 1-2 katlıdır. Fakat 60,00x60,00m ebadındaki sadece bir yapı diğerlerinden daha yüksektir.

Sahanın yeraltı su seviyesi yüzeydedir ve yağışın fazla olduğu yıllarda Eymir gölü yükselmekte, saha tamamen su altında kalmaktadır. Hidrolojik verilere göre en yüksek su kotları araştırılmış ve çeşitli tesislerin mimari düzeni için farklı kotlar planlanmıştır. Temeller 1,00-5,00 m arasında değişen dolgular üzerine inşa edilecektir.

Zeminin profile 3m kalınlığında orta katı gri kil tabakası altında 3,00-8,00m kum çakıl banthlı gri-kahverenkli bir kil tabakası bulunmaktadır.

Sahada yapılması planlanan yapıların boyut farklılıkları ve dolgu yükseklik farklılıkları sebebiyle meydana gelecek oturma miktarları ve oturma hızları da farklı olacaktır.

Yapı altında kalıcı dolgu kalınlığı ortalama beş metredir (90kN/m^2). Yapıdan gelen gerilmeler tabii zemin kotunda $60\text{-}70\text{kN/m}^2$ dolayındadır. Kalıcı kotun üzerine ön yükleme amacı ile 80kN/m^2 'lik bir gerilme aktaran 4,5m yüksekliğide dolgu yapılmıştır.

Dolguların oturmaları, 1mx1m plakalara 10cm çapında boru kaynak etmekle teşkil edilen sistemin nivelmanı ile ölçülmüştür. Son ölçüm tarihi itibari ile en fazla toplam oturma P2 plakasında 360mm ve en fazla farklı oturma ise 110mm'dir. S6 ile P2 oturma plakası arasındaki uyum dikkat çekicidir. Oturmalar, laboratuvar konsolidasyon deneylerinden hesaplanan miktarları göre biraz daha az, oturma hızları ise daha hızlı olmuştur.

Sonuç olarak, alüvyon zeminde dolgu üstüne yerleştirilecek geniş bir yapının hasar görmeden inşaatı için, yapı yüküne eşdeğer dolgu ile önyüklemeye yapıp oturmalar oluşuktan sonra dolgu kaldırılmıştır. Bina ön yüklemeye yapılan zemin üzerine inşa edilmiştir.

Yalova ili Altınova İlçesi Tavşanlı Beldesi'nde Tersan Tersane İnşaatı, Marmara Denizi kıyısında inşa edilecektir. Zemin profili üstte gevşek kum, kil ve taşıma gücü yüksek killi birimler mevcuttur. Oturma kriterinin sağlanması için zemin iyileştirilmesi yöntemi olarak Geopier yer değiştirmeli sıkıştırılmış çakıl kolon imalatı seçilmiştir.

Kara tarafında yaklaşık 6 m kalınlıkta gevşek kum ve siltli kum kaplıdır. Kum tabakası altında siltli kum, kumlu silt ve çakıllı silt cepler 10-15m kalınlıklar arasında değişmektedir. SPT değerleri kalınlık ile artmakta $N > -5,1m -14m$ kotları arasında görülmektedir. Bu ceplerin altında taşıma gücü yüksek kil zemin bulunmaktadır (SPT, $N > 20$).

Proje özelliği nedeniyle, 150 kPa gerilme altında en çok 30 mm ve farklı oturmaların ise 1:500 olması istenmektedir. Yapılan ilk değerlendirmeler 10 x 10 m boyutlu bir alanın 150 kPa'lık bir gerilme altında yaklaşık 80-100 mm oturma yapacağı belirlendiğinden zeminin sıkıştırılmış çakıl kolonları ile iyileştirilmesine karar verilmiştir.

Bu amaçla 2 m x 2 m aks aralıklı bir patern oluşturularak, kolonların boyları 9,00-15,00 m arasında değiştirilerek, kolonların gevşek kum tabakanın 2,00m altına girmesi sağlanmıştır. İmal edilen sıkıştırılmış çakıl kolonlar kara tarafından 10, deniz tarafından 3 adet yükleme deneyi ile kontrol edilmiştir.

Yapılan sondaj çalışmalarından elde edilen verilere göre etkin çapı 80cm olması beklenen kolonlar için tasarım taşıma gücü olarak 350kN tahmin edilmiştir. Yapılan 7 adet deneyde belirtilen gerilme altında sırasıyla kolonlarda oturmaların 24mm,

10mm, 9mm, 8mm, 13mm, 7mm olacağı görülmüş olup iyileştirilmiş zeminde oturmaların önemli ölçüde azalacağı anlaşılmaktadır.

Borçelik Gemlik Soğuk Hadde Fabrikası,

Fabrikanın yapılacağı sahada zemin araştırmaları yapılmış ve zeminde sıvılaşma özelliği olduğu görülmüştür. Sıvılaşma potansiyelini azalatabilmek zemin kotundan 12,00m boyunda ve kullanım amacı göz önüne alınarak depo olarak kullanılacak bölgenin taşıyıcı zemine kadar taş kolonlar imal edilmiştir.

İyileştirme derecesinin öğrenilmesi için koni penetrasyon ve bölge yükleme deneylerinden oluşan bir deney programı oluşturulmuştur. 2'si taş kolon öncesi 4'dü taş kolon sonrası olmak üzere 6 adet CPT deneyi gerçekleştirilmiştir. CPT deneyleri 200kN kapasiteli elektrikli sonda (piezocone) ve mekanik sonda kullanılarak gerçekleştirilmiştir.

4,0mx4,0m ebadında betonarme plak yüklenerek 27t/m^2 taban gerilmesi altında oluşan oturmalar ölçülmüştür. Taş kolon öncesi 2 adet ve sonrasında 2 adet bölgesel yükleme deneyi gerçekleştirilmiştir.

19t/m^2 'den sonra taş kolon olmayan bölgelerde zeminde taşıma kapasitesi göçmesi olmakta taş kolon uygulanan bölgelerde ise 27t/m^2 altında bir göçme olmamaktadır. Bu hususlar değerlendirildiğinde taban basıncı 10t/m^2 olan stok sahasında zemin ıslahı yapılmaksızın 10mm'lik ani oturma ve zeminin taşıma kapasitesi dahilinde saha yüklerinin karşılanabileceği belirlenmiştir. Burada göçmeye karşı güvenlik faktörü $FS=19/10=1,9$ 'dur. 20t/m^2 'lik basıncın olduğu stok sahasında ise göçmeye karşı güvenlik $19/20=0,95$ olmaktadır. Bu nedenle 20t/m^2 'lik stok sahası yüküne maruz bölgelerde de taş kolon iyileştirmesi uygulanmıştır.

Bu çalışmada zeminlerin iyileştirme yöntemleri ve yeni gelişmeler ele alınarak, özellikle derin iyileştirme yöntemleri incelenmiştir. Ülkemizde yaygın şekilde uygulanan derin iyileştirme yöntemlerinin uygulanmasına ait örnekler verilerek değerlendirilmiştir.

5. KAYNAKLAR

- Akdoğan, M., Erol, O., Ergun, U.**, 1996, “Taş Kolonların Performansına Bir Vaka Analizi”, Zemin Mekaniği ve Temel Mühendisliği 6. Ulusal Kongresi, 2. Cilt, s: 370 - 381, İzmir.
- Aksoy, S., Kiziroğlu, S., Kurtulmaz, E.**, 1994, “Kütahya Şehir Geçişi Düşey Bant Dren Uygulaması” Zemin Mekaniği ve Temel Mühendisliği 5. Ulusal Kongresi, 2. Cilt, s: 443-455, Ankara.
- Baron, R. A.**, 1948, “Consolidation of Fine Grainied Soils by Drain Wells”, Transaction of the ASCE. Vol. 113, p: 718-742.
- Bell, F., G.**, 1993, “Engineering Treatment of Soils”, Great Britain Bowles, E. J., 1988, Foundation Analysis and Design, McGrawhill İnternational Editions, Civil Engineering Series, 4th Edition, p: 288-300, Singapore.
- Bowles, E. J.**, 1988, “Foundation Analysis and Design”, McGrawhill İnternational Editions, Civil Engineering Series, 4th Edition, p: 288-300, Singapore.
- Braja, M., D.**, 1999, “Principles of Foundation Engineering” 4th Edition, PWS Publishing, USA.
- Chao, K. H., and Chin, K. Y.**, 1963, “The Study of Improving Bearing Capacity of Tapei Silt by Using Quickline Piles”, Proceedings of the 2nd Asian Regional Conference in Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol. 1, p: 387-389, Tokyo.
- Demiröz, A.**, 1991, “Alaaddin Camii Temel Zemin İyileştirilmesi ve Temel Takviyesi”, Yayınlanmamış Yüksek Lisans Semineri, S.Ü. Fen Bilimleri Enstitüsü, Konya.
- Durgunoğlu, H., T., Kulaç, H., F., Oruç, K., Öge, C., E., Eker, F., Ş.**, 1998, “Migros/Gimat Hipermarket ve Alışveriş Merkezi” Zemin Mekaniği ve Temel Mühendisliği 7. Ulusal Kongresi, 2. Cilt, s: 438 - 448, İstanbul.
- Durgunoğlu, T., Kulaç, H., F., İkiz, S., Karadayılar, T.**, 1992, “Borçelik Gemlik Soğuk Hadde Fabrikası”, Zemin Mekaniği ve Temel Mühendisliği 4. Ulusal Kongresi, 2. Cilt, s: 19 - 30, İstanbul.
- Ergun, U.**, 1987, “Temel Takviye Yöntemlerine Yeni Bir Bakış”, Zemin Mekaniği ve Temel Mühendisliği 2. Ulusal Kongresi, 2. Cilt, s: 512 - 520, İstanbul.

- Ergun, U.**, 1996, “Bir Önyüklem Uygulaması” Zemin Mekaniği ve Temel Mühendisliği 5. Ulusal Kongresi, 3. Cilt, s: 834 - 835, Ankara.
- Ersoy, T.**, 1976, “Donmuş Zeminin Kayma Mukavemeti”, Doktora Tezi, İ.T.Ü., İstanbul.
- Greenwood, D. A.**, 1970, “Mechanical Improvement of Soils Below Ground Surface”, Proceedings of the Ground Enginnering Conference, The Institution of Civil Engineers, London, Vol. 2, p: 9-20.
- Horne, M. R.**, 1964, “The Consolidation of a Stratified Soil With Vertical and Horizantel Drainage”, International Journal of Mechanical Sciences, Vol. 6.
- Inanov, P. L.**, 1972, “Compaction of Non Cohevide Soils by Explosion”, Translated From Rossian, Published for U. S. Dept of the Interior, Bureou of Reclamation and National Science Foundation, Washington.
- Ingles, O. G., and Metcalf, J. B.**, 1973, “Soil Stabilization”, Butuworths, Sydney.
- İncecik, M.**, 1987, “Dinamik Kompaksiyon Uygulamasına Bir Örnek” Zemin Mekaniği ve Temel Mühendisliği Türk Milli Komitesi 2. Ulusal Kongresi Cilt 2, s: 349-360, Bebek, İstanbul.
- Kemaloğlu, F., Sayraç, A., Özaydın, K., Yıldırım, S.**, 2008, “Yalova İli Altınova İlçesi Tavşanlı Beldesinde Tersane İnşaatı” Zemin Mekaniği ve Temel Mühendisliği 12. Ulusal Kongresi, 2. Cilt, s: 715 - 718, Konya.
- Koerner, R., M.**, 1997, “Designing with Geosynthetics”, 4th Edition, Prentice Hall.
- Köseoğlu, S.**, 1987, “Temeller Statiği ve Konstruksiyonu 1”, Temel Bilgiler, Matbaa teknisyenleri basım evi, İstanbul.
- Kumbasar, V.**, 1970, “Yol Mühendisliği İçin Zemin Mekaniği”, Kısım 1, İ.T.Ü., Gümüşsuyu, İstanbul.
- Lee, I. K.**, 1981, “Stabilization of Thick Clay Layers”, Keynota address, Second Austration Confrance of Engineering Materials, Proceedings.
- Leonards, G. A., Gutter, W. A., and Holts, R. D.**, 1980, “Dynamic Compaction of Granuler Soils”, Jounal of Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol. 106, p: 35-44.
- Loos, W.**, 1936, “Comparative Studies of the Effectiveness of Different Methods for Compacting”, International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol. 3, p:174-179.
- Lukas, R. G.**, 1980, “Densification of Loose Deposits by Paunding”, Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol. 106, GT4, p:436-445.

- Maag, E.**, 1938, “Über Die Verfestigung und Dichtung des Baugrundes”, Lecture to Federal Technical University, Zurich.
- Menard, L., and Boise, Y.**, 1975, “Theoretical and Practical Aspects of Dynamics Consolidation”, Geot, Vol. 25, No: 1, p: 3-18, London.
- Mitchell, J. K.**, 1970, “In Place Treatment of Foundation Soils”, Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, Vol. 96, p: 73-110.
- Mitchell, J. K.**, 1976, “Stabilization of Soils for Foundation of Structures”, Geot. Eng. Uni. Colifornia.
- Mut, M. T.**, 1987, “Jet Grauting”, Temel Araştırma A. Ş. STFA, Altunizade, İstanbul.
- Nonveiller, E.**, 1989, “Grouting Theory and Practice”, Elsevier, Amsterdam.
- Önalp, A.**, 1983, “Geoteknik Bilgisi”, Cilt 2, K.T.Ü., Trabzon.
- Özaydın, K.**, 1997, “Zemin Mekaniği”, Birsen Yayınevi, İstanbul.
- Sağlam, A.**, 1985, “Zemin Islah Metotları, Dolgu Barajlar Yönünden Zemin Mekaniği Semineri”, DSİ Genel Müdürlüğü, Adana.
- Sağlam, A., Ansal, A.**, 1987, “Dinamik Kompaksiyon Uygulamasına Bir Örnek” Zemin Mekaniği ve Temel Mühendisliği Türk Milli Komitesi İkinci Ulusal Kongresi Cilt 2, s:349-360, Bebek, İstanbul.
- Sağlam, A., Yılmaz, E.**, 1998, “Samsun-Çarşamba Havaalanı İnşaatında Pist Temel Zeminin Yükleme Yöntemiyle İyileştirilmesi” Zemin Mekaniği ve Temel Mühendisliği 7. Ulusal Kongresi, 2. Cilt, s: 512 - 520, İstanbul
- Scott, R. F.**, 1963, “Principles of Soil Mechanics”, Wesley Publishing, USA.
- Tan, O.**, 1992, “İzmit Atıksu Arıtma Tesisi” Zemin Mekaniği ve Temel Mühendisliği 4. Ulusal Kongresi, 2. Cilt, s: 115-124, İstanbul
- URL-1** <http://www.smartsoils.nl/files/2006_SmartSoil.pdf> (Meurs, van G. and et all. “The challenge to adapt soil properties”) – alındığı tarih 19.09.2008
- Uzuner, B., A.**, 1995, “Temel Mühendisliğine Giriş”, Derya kitabevi, Trabzon
- Yeşilada, E.**, 1986, “Tünellerin Projelendirilmesi ve İnşaat Semineri” Cilt 1, DSİ Genel Müdürlüğü, Adana.
- Yıldırım, H., Doğu, O., Durgunoğlu, A., T.**, 2008, “Mabeyinci Arif Paşa Yalısı” Zemin Mekaniği ve Temel Mühendisliği 12. Ulusal Kongresi, 2. Cilt, s: 759 - 768, Konya

ÖZGEÇMİŞ



Ad Soyad: Emine Ayan

Doğum Yeri ve Tarihi: Tekirdağ – 18.08.1983

Adres: Tabaklar Mahallesi Dr. Fahri Atabey Caddesi Yaşar
Apt. No:5 Da:15 Üsküdar / İstanbul - Türkiye

Lisans Üniversitesi: İstanbul Üniversitesi Mühendislik Fakültesi,
Jeofizik Mühendisliği Bölümü