

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

**SIVILAŞMA POTANSİYELİNE SAHİP ZEMİNLERDE
İYİLEŞTİRME YÖNTEMLERİNE AİT KRİTERLERİN
BELİRLENMESİ**

YÜKSEK LİSANS TEZİ

İnş.Müh. Haydar ALPARSLAN

Enstitü Anabilim Dalı : İNŞAAT MÜHENDİSLİĞİ
Enstitü Bilim Dalı : GEOTEKNİK
Tez Danışmanı : Doç. Dr. Zeki GÜNDÜZ

Eylül 2006

T.C.
SAKARYA ÜNİVERSİTESİ
FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ

**SIVILAŞMA POTANSİYELİNE SAHİP ZEMİNLERDE
İYİLEŞTİRME YÖNTEMLERİNE AİT KRİTERLERİN
BELİRLENMESİ**

YÜKSEK LİSANS TEZİ

İnş.Müh. Haydar ALPARSLAN

Enstitü Anabilim Dalı : İNŞAAT MÜH.

Enstitü Bilim Dalı : GEOTEKNİK

Bu tez 11/09/2006 tarihinde aşağıdaki jüri tarafından Oybirliği ile kabul edilmiştir.

Jüri Başkanı

Doç. Dr.
Zeki GÜNDÜZ

Üye

Prof. Dr.
Hasan ARMAN

Üye

Yrd. Doç. Dr.
Şefik RAMAZANOĞLU

TEŞEKKÜR

Bu tezin hazırlanmasında bilgileriyle beni yönlendiren danışman hocam Doç. Dr. Zeki GÜNDÜZ'e, ayrıca bilgilerini paylaşan Prof. Dr. Hasan ARMAN'a en içten duygularıyla teşekkür ederim. Yine tez süresince benden hiçbir yardımı esirgemeyen arkadaşım Ali SAĞLAM'a teşekkür ederim.

Bu tezin hazırlanmasında her türlü maddi ve manevi yardımlarını esirgemeyen aileme de sonsuz teşekkürü bir borç bilirim.

İÇİNDEKİLER

TEŞEKKÜR.....	ii
İÇİNDEKİLER.....	iii
SİMGELER VE KISALTMALAR LİSTESİ.....	vii
ŞEKİLLER LİSTESİ.....	ix
TABLolar LİSTESİ.....	xii
ÖZET.....	xiii
SUMMARY.....	xiv
BÖLÜM 1	
GİRİŞ.....	1
BÖLÜM 2.	
SIVILAŞMANIN TANIMLANMASI	4
2.1. Sıvılaşmanın Tarihçesi.....	4
2.2. Sıvılaşabilir Zemin Profili.....	5
2.3. Sıvılaşmanın Mühendislik Yapıları Üzerindeki Etkileri.....	5
2.4. Sıvılaşan Zeminlerin Yapısal Hasarlar Üzerindeki Etkisi.....	8
2.5. Sıvılaşmanın Görülüş Biçimleri ve Tanımlar.....	9
2.5.1. Akma sıvılaşması.....	9
2.5.2. Devirsel hareketlilik.....	10
2.5.3. Kum kaynaması.....	10
2.5.4. Ön sıvılaşma.....	11
2.5.5. Mikroskopik sıvılaşma.....	11
2.5.6. Yanal yayılmalar.....	12
2.5.7. Yüzey oturmaları.....	12

BÖLÜM 3.

SVILAŞMANIN ORTAYA ÇIKMA KOŞULLARI ve ÇEVRESEL FAKTÖRLER.....	13
3.1.Çevresel Faktörler.....	13
3.1.1. Maksimum odak uzaklığı.....	13
3.1.2. Deprem eşik şiddeti.....	14
3.1.3. Sıvılaştırılabilir zemin derinliği.....	14
3.1.4. Yeraltı su seviyesi.....	14
3.2. Zemin Özellikleri.....	15
3.2.1. Relatif sıklık.....	15
3.2.2. İnce dane oranı ve plastisite.....	17
3.2.3. Sismik geçmişin etkisi.....	22
3.2.4. Yatay toprak basıncı ve aşırı konsolidasyon oranı.....	23
3.2.5. Kumların fiziksel özelliklerinin etkisi.....	24

BÖLÜM 4.

SIVILAŞMA POTANSİYELİNİN DEĞERLENDİRİLMESİ.....	26
4.1. Laboratuvar Deneyleriyle Sıvılaştırma Analizi.....	26
4.1.1. Dinamik üç eksenli deney.....	27
4.1.2. Burulmalı dinamik deney sistemi.....	28
4.1.3. Geniş ölçekli basit kesme deneyi.....	29
4.2. Arazi deneyleri İle Sıvılaştırma Analizi.....	30
4.2.1. SPT verileri kullanılarak sıvılaştırma riskinin belirlenmesi....	31
4.2.1.1. Eşik ivme kriteri.....	33
4.2.1.2. Periyodik kayma gerilmesi kriteri.....	36
4.2.1.3. Japon şartnamesi kayıtları	38
4.2.1.4. Enerji metodu.....	42
4.2.2. CPT verileri kullanılarak sıvılaştırma riskinin belirlenmesi..	43
4.2.3. Kayma dalga hızı kullanılarak sıvılaştırma riskinin tespiti...	45

BÖLÜM 5.

SIVILAŞMA RİSKİNİN AZALTIMASI.....	48
5.1. Sıvılaşma Potansiyeli Sahip Zeminlerde Alınabilecek Önlemler.	48
5.1.1. Sıvılaşmaya yatkın alanların terk edilmesi.....	48
5.1.2. Yapıların sıvılaşmaya karşı dirençli tasarlanması.....	49
5.1.3. Yapının temelinin sıvılaşmayan tabakalara oturtulması....	52
5.2. Sıvılaşma Yönünden Zemin İyileştirme Teknikleri.....	53
5.2.1. Enjeksiyon ve karıştırma teknikleri.....	54
5.2.1.1. Gözenek enjeksiyonu ve uygulama kriterleri.....	55
5.2.1.2. Derin karıştırma ve uygulama kriterleri.....	63
5.2.1.3. Jet enjeksiyonu ve uygulama kriterleri.....	67
5.2.2. Sıkıştırma teknikleri.....	75
5.2.2.1. Vibroflotasyon tekniği ve uygulama kriterleri...	75
5.2.2.2. Vibrotij yöntemi ve uygulama kriterleri.....	80
5.2.2.3. Dinamik kompaksiyon ve uygulama kriterleri.....	83
5.2.2.4. Kompaksiyon enjeksiyonu ve uygulama kriterleri.....	88
5.2.2.5. Sıkıştırma kazıkları ve uygulama kriterleri.....	92
5.2.2.6. Zeminlerde sıkıştırma kriterleri.....	95
5.2.3. Drenaj teknikleri.....	98
5.2.3.1. Taş kolon yöntemi ve uygulama kriterleri.....	98
5.2.3.2. Çakıl drenleri yöntemi.....	104
5.2.4. Zemin iyileştirmesinin kontrolü.....	105
5.2.4.1. Arazi deney teknikleri.....	105
5.2.4.2. Jeofizik deney teknikleri.....	107
5.2.5. İyileştirme yöntemi seçim kriterleri.....	107
5.2.5.1. Düşük titreşim ve iş gürültüsü.....	107
5.2.5.2. Uygulanabilir zemin profili.....	108
5.2.5.3. Yapılar altındaki zeminin iyileştirilmesi.....	109
5.2.5.4. Kısıtlı çalışma alanında uygulanabilirlik.....	110
5.2.5.5. Sıvılaşma riskine karşı sağladığı faydalar	110
5.2.5.6. Etkili uygulanabilme derinliği.....	112

5.2.5.6. Uygulamada sıvılaşma riskine karşı iyileştirme örnekleri.....	113
---	-----

BÖLÜM 6.

SONUÇLAR VE ÖNERİLER.....	117
---------------------------	-----

KAYNAKLAR.....	124
----------------	-----

ÖZGEÇMİŞ.....	127
---------------	-----

SİMGELER VE KISALTMALAR LİSTESİ

A_c	: Kolon alanı
ASTM	: Amerikan standartları
OCR	: Aşırı konsolidasyon oranı
a_m	: Üniform tekrarlı yük için pik ivme
a_{max}	: Maksimum yer ivmesi
a_t	: Eşik ivme değeri
C_N	: SPT düzeltme katsayısı
CPT	: Konik penetrasyon deneyi
CSR	: Devirsel gerilme oranı
C_Q	: Normalizasyon faktörü
D	: Deprem odak uzaklığı
DMT	: Dilatometre deneyi
D_r	: Relatif sıkılık
D_{60}	: Zeminin %60'nın geçtiği elek çapı
D_{30}	: Zeminin %30'unun geçtiği elek çapı
d_w	: Yer altı su seviyesi derinliği
e	: Boşluk oranı
E	: Elastik modül
FC	: İnce dane oranı
g	: Yerçekimi ivmesi
I_p	: Plastisite indisi
K_o	: Yatay toprak basıncı katsayısı
N_{60}	: SPT darbe sayısı
M_s	: Yüzey dalgası magnitüdü
M_w	: Moment magnitüdü

PMT	: Presiyometre deneyi
P_a	: Atmosfer basıncı
r_d	: Zemin tabakası için azaltma faktörü
SPT	: Standart penetrasyon deneyi
V_{slc}	: Kayma dalgası hızı
ϕ	: İçsel sürtünme açısı
σ_v'	: Düşey efektif gerilme
τ	: Kayma gerilmesi
σ_3	: Hücre basıncı
γ	: Birim deformasyon

ŞEKİLLER LİSTESİ

Şekil 2.1. San Fernando barajında sıvılaşmanın etkisi.....	6
Şekil 2.2. Alaska'da 1964 Good Friday depreminde meydana gelen bir yanal yayılmanın küçük bir köprüye etkisi.....	6
Şekil 2.3. Japonya Niigata depreminde sıvılaşma sonucu devrilen binalar..	7
Şekil 2.4. San Francisco' da Merced gölü kıyısı boyunca 1957 yılında gelişen küçük bir akma kayması	9
Şekil 2.5. 1964 Niigata depreminde Niigata (Japonya) yakınındaki kum kaynamaları.....	11
Şekil 3.1. Sıvılaşma gözlenen sahalarda sınırlayıcı dışmerkez uzaklığı ile sığ depremlerin moment magnitudü arasındaki ilişki..	14
Şekil 3.2. Başlangıç relatif sıklığın sıvılaşmaya etkisi.....	15
Şekil 3.3. Başlangıç relatif sıklığın boşluk suyu basıncı oranına etkisi.....	16
Şekil 3.4. Relatif sıklığın sıvılaşmaya ve birim kaymalara etkisi.....	17
Şekil 3.5. Sıvılaşma gözlenmiş zeminlerin dane çapı dağılım eğrileri.....	18
Şekil 3.6. Plastik ince danelerin sıvılaşmaya etkisi.....	19
Şekil 3.7. Örselenmemiş kumlu zeminlerde ince dane oranının boşluk suyu basıncı oranına etkisi	20
Şekil 3.8. Plastisitenin boşluk suyu basıncına etkisi.....	20
Şekil 3.9. Plastisitenin sıvılaşmaya etkisi.....	21
Şekil 3.10. Sismik geçmişin sıvılaşmaya etkisi.....	23
Şekil 3.11. Yatay toprak basıncı katsayısının sıvılaşmaya etkisi.....	24
Şekil 3.14. Aşırı konsolidasyon oranının sıvılaşmaya etkisi.....	24
Şekil 4.1. SPT örnekleyicisi.....	31
Şekil 4.2. Periyodik sınır gerilmesi değerleri.....	37

Şekil 4.3. Sıvılaşmaya karşı duyarlılık ve SPT-N değeri ilişkisi.....	39
Şekil 4.4. SPT-N değerinin ince taneler oranı ile artışı.....	41
Şekil 4.5. Suya doygun zemin katmalarında düzeltilmiş SPT-N değeri ile sıvılaşma direncinin değişimi.....	42
Şekil 4.6. CRR değerlerinin CPT verilerinden tahmini için önerilen abak ve ampirik sıvılaşma verileri.....	43
Şekil 4.7. CRR değerinin düzeltilmiş kayma dalga hızından tahmini için verilmiş abak	47
Şekil 5.1. Yüzeysel temelli hafif yapı modellerinin deney sonu durumu.....	50
Şekil 5.2. Yüzeysel temelli ağır yapı modelinin deney sonrası durumu.....	50
Şekil 5.3. Kazıklı radye tasarımlı bir modelin deney sonrası durumu.....	51
Şekil 5.4. Kazıklı radye tasarımlı bir modelin deney sonrası durumu.....	52
Şekil 5.5. Gözenek enjeksiyonu.....	55
Şekil 5.6. Gözenek enjeksiyonunun bir diğer gösterimi.....	56
Şekil 5.7. Kademeli enjeksiyon işlemi.....	61
Şekil 5.8. Tube a' Manchette sisteminin detayı.....	62
Şekil 5.9. Tekniğin şematik gösterimi.....	63
Şekil 5.10. Derin karıştırma tekniği ile oluşturulmuş çimento-zemin kolonları.....	64
Şekil 5.11. Derin karıştırma yöntemi.....	65
Şekil 5.12. Karıştırma tekniğiyle zemin içinde oluşturulabilecek şekiller.....	66
Şekil 5.13. Wyoming'de Jackson Gölü Baraj yerindeki sıvılaşabilir zeminleri iyileştiren üç burgulu zemin karıştırma sondajı.....	66
Şekil 5.14. Jet enjeksiyon kolonlarının oluşturulması.....	67
Şekil 5.15. Enjeksiyon şekilleri	68
Şekil.5.16. Jet grout kolonlarının oluşturulma biçimi.....	70
Şekil.5.17. Jet enjeksiyon sistemleri.....	70
Şekil.5.18. Jet enjeksiyon makinesi.....	71
Şekil.5.19. Proje kriterlerinin sahada ön kalibrasyon kontrol optimizasyonu..	73
Şekil 5.20. Tipik bir vibroflotun şematik görünümü.....	76
Şekil 5.21. California'da bir atıksu arıtma tesisinde sıvılaşabilir zeminleri sıkıştıran vibroflotlar.....	77

Şekil 5.22. İnceler yüzdesinin vibroflotasyonla elde edilen penetrasyon direnci artışına etkisi.....	78
Şekil 5.23. Vibroflotasyon yöntemiyle sıkılaştırmaya uygun zeminlerin dane çapı dağılımı	78
Şekil 5.24. Sömeller için tipik vibroflotasyon karelajları.....	79
Şekil 5.25. Vibrokanat sistemi 120 derecelik açı yapacak şekilde dizayn edilmiştir.....	81
Şekil 5.26. Dinamik kompaksiyonla zemin sıkıştırma işlemi.....	84
Şekil 5.27. Tipik bir dinamik kompaksiyon düzeneği.....	84
Şekil 5.28. Dinamik kompaksiyon işleminde etki derinliği.....	86
Şekil 5.29. Kompaksiyon enjeksiyonunun şematik gösterimi.....	88
Şekil 5.30. Kompaksiyon yönteminin şematik gösterimi.....	89
Şekil 5.31. Kompaksiyon enjeksiyonu karışımındaki kum için öngörülen dane çapı dağılım aralığı.....	90
Şekil 5.32. Mevcut sömel altında enjeksiyon uygulaması.....	91
Şekil 5.33. Sıkıştırma kazıkları yapım aşamaları.....	93
Şekil.5.34. Sıkıştırılmış kum kazıkları oluşturma aşamaları.....	94
Şekil 5.35. CPT de derin kompaksiyon için zemin sınıfları.....	97
Şekil 5.36. Sıvılaşmaya karşı bir taş kolon planı.....	99
Şekil 5.37. Taş kolonun temel altındaki kesiti.....	99
Şekil 5.38. Taş kolonlar ile zemin iyileştirme (Oturma Azaltma Faktörü).....	101
Şekil 5.39. Taş kolonlar ile zemin iyileştirme).....	102
Şekil 5.40. Taş kolon uygulaması.....	103
Şekil 5.41. Taş kolon sisteminde kullanılan ekipman.....	103
Şekil 5.42. Çakıl drenlerin yerleştirilme şekli.....	104

TABLolar LİSTESİ

Tablo 4.1. SPT Darbe sayısı ile kayma dalgası hızı arasındaki ampirik korelasyonlar.....	35
Tablo 4.2. Kayma dalgası hızının kritik değerlerinin ($V'_{st\ crj}$) deprem şiddeti (I) ile Değişimi.....	36
Tablo 5.1 Enjeksiyon malzemesinin sınıflandırılması.....	59
Tablo 5.2. Jet grout imalat parametreleri.....	72
Tablo 5.3. Zemin tipine bağlı olarak 'n' katsayısının değişimi.....	87
Tablo 5.4. İyileştirme tekniklerinin iş gürültüsü- titreşim bakımından irdelenmesi.....	108
Tablo 5.5. İyileştirme tekniklerinin uygulanabilir zemin profili.....	108
Tablo 5.6. İyileştirme tekniklerinin mevcut yapılara uygulanabilirliği.....	109
Tablo.5.7. Kısıtlı çalışma alanında iyileştirme tekniklerinin uygulanabilirliği	110
Tablo 5.8. İyileştirme tekniklerinin sıvılaşmaya karşı sağladığı faydaları.....	111
Tablo 5.9. İyileştirme tekniklerinin etkili uygulanabilme derinlikleri.....	112
Tablo 5.10.Uygulamada sıvılaşmaya karşı iyileştirme örnekleri.....	113

ÖZET

Anahtar kelimeler: Sıvılaşma, Zemin İyileştirme,

Kohezyonsuz ve suya doymun kumlu ve siltli zeminlerde tekrarlı ve geçici yükler altında boşluk suyu basıncının artması ile oluşan mukavemet kaybı sonucu meydana gelen sıvılaşma birçok mühendislik yapısının depremler sırasında yıkılmasına yada hasar görmesine neden olmaktadır. Sıvılaşmanın ortaya çıkma koşulları ve sıvılaşma riskinin belirlenmesinde kullanılan yöntemler irdelenmiştir. Sıvılaşma riskinin azaltılması amacıyla uygulanan zemin iyileştirme metotları açıklanmış ve bu metotlara ait kriterler belirtilmiştir. Sonuç bölümünde ise bu metotlarla ilgili hazırlanacak şartnamelerin bu kriterler dikkate alınarak hazırlanması önerilmektedir.

DETERMINATING OF CRITERIA OF SOIL IMPROVEMENT FOR LIQUEFACTION REMEDIATION

SUMMARY

Keywords: Liquefaction, Soil Improvement

Liquefaction, which can be defined as temporary loss strength of saturated sandy and silty deposits under transient and cyclic loadings due excess pore water pressure, caused many damages and destructive effect engineering buildings. Liquefaction, existing conditions and using method of determination of liquefaction risk are examined. Using soil improvement methods are examined in order to reduce liquefaction risks and criteria related with these method are stated. In the conclusion part, it is proposed that regulations related with soil improvement methods must be prepared by taking care of criteria.

BÖLÜM 1 . GİRİŞ

Zeminlerin sıvılaşması, mühendislik yapılarının depremler sırasında önemli derecede hasar görmelerine yada yıkılmasına neden olan karmaşık ve üzerinde çok tartışılan konulardan birisidir. Sıvılaşmanın yıkıcı görülmesi 1964 yılında üç aylık dönem içinde meydana gelen Alaska'daki Good Friday ($M_w = 9,2$) ve Japonya 'da Niigata ($M_s = 7,5$) depremleriyle olmuştur. Yamaç yenilmeleri köprü ve yapı temellerindeki yenilmeler ve gömülü yapıların yüzmesi gibi olaylar da dahil olmak üzere, iki depremde de sıvılaşmadan kaynaklanan hasarların çarpıcı örnekleri görülmüştür.

Konu çok karmaşık ve çok sayıda etkenin doğrudan etkisine bağlıdır. Böyle olmasına karşın çok şey öğrenilmiş, çok değişik terminoloji ve analiz yöntemleri geliştirilmiştir. Uygulanan analiz yöntemlerinin birbirine göre çeşitli farklılıkları bulunmaktadır.

Sıvılaşmanın statik yükler altında oluşumu Casagrande 'nın 1936 yılında yaptığı çalışmalardan itibaren bilinmektedir. 1936 yılında meydana gelen Fort Peck Montana barajındaki kaymalar, Aşağı Missisipi nehri kıyılarındaki kayma akımları bu çalışmalara örnek teşkil etmişlerdir.

Sonraki yıllarda sıvılaşma sonucu hasar ve can kayıplarının artmasından dolayı Kaliforniya üniversitesinden H.B. Seed sıvılaşmanın nedenlerini ve mekanizmasını araştırmıştır. Seed ve İdriss (1967) Japonya 'da meydana gelen Niigata depremi sırasında birçok binada devrilme, oturma ve temel altlarının sıvılaşmasından dolayı hasarların oluştuğunu belirlemişlerdir.

Ülkemizde meydana gelen 1999 Marmara depreminde sıvılaşma sonucu bir çok mühendislik yapısının hasar gördüğü, yıkıldığı yada devrildiği gözlenmiş ve sonraki yıllarda bu konu hakkında birçok çalışma yapılmıştır.

Genel olarak sıvılaşabilir zeminler gevşek doymuş ve granüler zeminler olarak tarif edilmiştir. Ancak bir alandaki zemin parametrelerinin sıvılaşabilirliğinin tam olarak anlaşılabilmesi için sadece bunu söylemek yeterli değildir. Yani zeminlerin sıvılaşabilirliğini etkileyen çevresel ve zeminle alakalı parametreler mevcuttur. Bunlar çevresel faktörler olarak maksimum odak uzaklığı, sıvılaşabilir zemin derinliği, yer altı su seviyesi düzeyi gibi faktörlerdir. Zeminle alakalı etkenler ise ince tane miktarı, plastisite düzeyi, relatif sıkılık gibi faktörlerdir. Bu tür faktörlerin sıvılaşmaya etkisi üzerine birçok çalışmalar yapılmış ve analiz metotları geliştirilmiştir. Ayrıca zeminlerin sıvılaşma potansiyellerinin ampirik formüller yardımıyla karakterize edilmesi için başta H.B. Seed olmak üzere birçok araştırmacı tarafından çalışmalar yapılmıştır [1].

Sıvılaşmanın çeşitli mühendislik yapılarına olan etkisi ve potansiyelinin karakterize edilmesi karmaşık ve tartışmaya açık bir konudur. Günümüzde sıvılaşma potansiyeline sahip zeminlerde çeşitli iyileştirme yöntemleri kullanılmaktadır.

Sıvılaşmaya karşı kullanılan iyileştirme yöntemlerinin genel anlamda iki yönden fayda sağlaması hedeflenmektedir. Bunlardan birincisi sıvılaşma esnasında zeminde oluşan aşırı boşluk suyu basıncının sönmülmesi ikinci olarak ise zeminde oluşan kayma gerilmelerinin azaltılmasıdır.

Sıvılaşmanın insan hayatına ve ekonomiye olan olumsuz etkisinden dolayı bu konuda yapılan araştırmalar her geçen gün artmaktadır. Aktif deprem kuşağı içerisinde yer alan ülkemizde de sıvılaşma ve sıvılaşma potansiyeline sahip zeminlerde iyileştirme yöntemleri hakkında çalışmalar yapılmaktadır. Ancak iyileştirme yöntemleri hakkında yeterli şartnameler mevcut değildir.

Sıvılaşma riskine karşı uygulanan iyileştirme yöntemlerinin, en ekonomik yoldan emniyet faktöründen de taviz vermeden sıvılaşma riskini azaltması gerekmektedir.

Bu da iyileştirme yöntemlerinin seçiminde bazı kriterlerin belirlenmesini gerekli kılmaktadır. Bu kriterlerin, iyileştirme yönteminin seçiminde göz önünde bulundurulması, yöntemin başarıya ulaşması bakımından önem arz etmektedir

Çalışmada sıvılaşma ile ilgili geniş bilgiye yer verilmiş ve sıvılaşma potansiyeline sahip zeminlerde uygulanan iyileştirme yöntemleri irdelenmiştir. İrdelenen yöntemlerin her birinin ayrı ayrı uygulama kriterleri belirtilmiştir. En son bölümde ise dünyada sıvılaşma potansiyeli sahip zeminlerde uygulanan iyileştirme yöntemlerine ait uygulamalar özetlenmiştir. Ayrıca bu uygulamalardan da yararlanılarak sıvılaşmaya karşı iyileştirme yöntemlerinin seçiminde göz önünde bulundurulacak bazı kriterler belirtilmiştir.

BÖLÜM 2. SIVILAŞMANIN TANIMLANMASI

2.1 Sıvılaşmanın Tarihçesi

Sıvılaşmanın yıkıcı etkileri, 1964 yılında üç aylık dönemde içinde meydana gelen Alaska'daki Good Friday ($M_w=9,2$) depremi ile Nigata ($M_s=7,5$) depremleriyle görülmüştür. Sıvılaşma konusu bu depremlerden sonra gelen 30 yıl içinde dünyanın değişik yerlerindeki çok sayıdaki araştırmacı tarafından incelenmiştir [1].

Sıvılaşma terimi genel olarak kohezyonsuz zeminlerde drenajsız dengesiz ve tekrarlı örselenmeden kaynaklanan zemin deformasyonlarını nitelemek üzere ilk defa Mogomi ve Kubo (1953) tarafından kullanılmıştır. Ancak sıvılaşma terimi çok sayıdaki farklı fakat birbiriyle alakalı olayların tanımlanmasında da kullanılmaktadır [2].

Tekrarlı yükler altında meydana gelen sıvılaşma depremler sonucu anlaşılmış daha yeni bir kavram olsa da, statik yükler altındaki sıvılaşma Casagrande'nin 1936 yılında yaptığı çalışmalarından itibaren bilinmektedir. 1936 yılında meydana gelen Fort Peck, Montana barajındaki kaymalar Aşağı Missisipi nehri kıyılarındaki akma kaymaları, statik yükler altındaki sıvılaşmaya örnek gösterilebilir [1].

Dünyada meydana gelen depremlerde zeminlerin sıvılaşması sonucu can ve mal kayıpları olmuştur. Ülkemizde ise dünyadaki bilimsel araştırmalara paralel olarak takip edilmesine rağmen 1999 Marmara depremiyle birlikte daha çok araştırılır bir konu halini almıştır.

Kum-silt, kum gibi zeminler içeren tabakaların, bir deprem esnasında sıvılaşma potansiyelini saptayabilmek amacıyla arazi ve laboratuvar çalışmalarından elde edilebilen zemin ve sismik parametrelerin bir arada kullanıldığı çeşitli kriterler ve

ampirik formüller önerilmektedir. Aktif deprem kuşağı içerisinde yer alan yurdumuzda da sıvılaşma büyük önem taşımaktadır.

2.2. Sıvılaşabilir Zemin Profili

Genel olarak kohezyonsuz ve doygun zeminlerin tekrarlı yükler altında sıvılaştığı söylenebilir. Ancak sıvılaşmaya çevresel faktörlerin ve zemin parametrelerinin etkisinin de olduğu unutulmamalıdır.

Tüm sıvılaşma olaylarının en karakteristik özelliği, drenajsız yükleme şartlarında oluşan boşluk suyu basıncıdır. Kohezyonsuz kumlu zeminlerin statik ve tekrarlı yükler altında sıkışma eğilimi bulunmaktadır. Kohezyonsuz zeminlerde drenajsız şartlardaki yükleme çabuk gelişir ve zeminin sıkışma eğilimi boşluk suyu basıncının artmasına ve efektif gerilmenin azalmasına neden olur. Böylece zemin taşıma gücünü kaybeder.

2.3. Sıvılaşmanın Mühendislik Yapıları Üzerindeki Etkileri

Sıvılaşma, binaları köprüleri, gömülü boru hatlarını ve diğer tesisleri bir çok değişik şekilde etkileyebilmektedir. Akma sıvılaşması masif akma kaymaları oluşturarak ağır yapıların eğilmesine ve batmasına, gömülü hafif yapıların yüzmesine neden olmaktadır. Devirsel hareketlilik yamaçların kaymasına binaların oturmasına yanall yayılmaya ve istinat duvarlarının yıkılmasına neden olmaktadır. Düz zeminlerde yüzeyde önemli dalgalanma, zemin yüzeyi oturması, kum kaynamaları ve deprem sonrası duraylılık kayıpları oluşmaktadır.

Sıvılaşma terimi içine giren birkaç diğer olay da vardır. Akma türü yenilmeler, zemin dayanımının statik şartlar altında stabiliteyi sağlamak için gerekli düzeyin altına düştüğü zaman oluşur. Akma türü yenilmeler toprak barajların, şevlerin ve temellerin göçmesine neden olmaktadır. 1979 San Fernando depremi aşağı San Fernando Barajı'nın memba yüzeyinde yenilmeye neden olmuştur (Şekil 2.1).



Şekil 2.1 San Fernando barajında sıvılaşma etkisi [1]



Şekil 2.2 Alaska'da 1964 Good Friday depreminde meydana gelen bir yanal yayılmanın küçük bir köprüye etkisi [1]

Yanal yayılma, yine sıvılaşma ile ilişkili ve deprem sarsıntısı sırasında giderek artan yer değiştirmeler şeklinde karakterize edilen bir olaydır. Yanal yayılmalar ihmal edilebilir düzeyden çok büyük boyutlara kadar değişen geniş aralıkta gelişebilen olaylardır. Yanal yayılmalar köprü yakınlarında çok yaygın bir şekilde gelişmekte ve bu süreç ile oluşan yer değiştirmeler köprünün temeline ve üst yapısına zarar vermektedirler (Şekil 2.2). Zemin yüzeyi sıvılaşmasında büyük yer değiştirmeler olmaz fakat bu tür yenilme şekli yukarı çıkmaya çalışan yeraltı suyunun getirdiği kum kaynamalarıyla teşhis edilir. Oluşan boşluk suyu basıncının sönümlenmesiyle yapı temellerinde kalıcı oturmalar veya kalıcı farklı oturmalar meydana gelmektedir. Japonya'da 1964 yılında Niigata depreminde sıvılaşma sonucu devrilen binalar Şekil 2.3'de görölmektedir [1].



Şekil 2.3 Japonya Niigata depreminde sıvılaşma sonucu devrilen binalar [1]

2.4. Sıvılaştan Zeminlerin Yapısal Hasarlar Üzerindeki Etkisi

Büyük depremlerde zeminden kaynaklanan sebeplerden dolayı meydana gelen hasarlar incelendiğinde, sıvılaştma olan bölgelerde sıvılaştma olmayan bölgelere göre daha az yapısal hasar olduğu görülmüştür. Önemli hasarlara yol açan büyük depremlerde sıvılaştma yapısal hasarları azaltarak yaşamsal fayda sağlayabilir.

Genellikle sıvılaştan bölgelerdeki deprem şiddeti VI-IX arasındadır. Gözlemler sıvılaştmanın deprem zararlarını azalttığını dolayısıyla magnitüd yüksek olsa bile şiddetin az çıktığını göstermiştir. Örneğin 1964 deki Niigata Depreminin magnitüdü M-7.4-7.5 olmasına rağmen geniş bir alanda meydana gelen sıvılaştmadan dolayı şiddet VIII olarak belirlenmiştir.

Diğer taraftan, depremin magnitüdü küçükse sıvılaştmadan kaynaklanan hasarlar daha çok önem kazanır. Dolayısıyla sıvılaştmanın meydana geldiği kesimlerde depremin şiddeti, sıvılaştma olmayan kesimlerden daha büyük çıkar[2].

Sıvılaştma, zeminde oturma, kayma ve çökme durumlarına yol açan bir olaydır. Aşağıda sıvılaştmanın yer hareketini azaltıcı etkileri açıklanmıştır.

- Sıvılaştan tabaka, taban kayasından gelen sismik kayma dalgalarının izole edici sıvı bir ortam gibi davranır.
- Sıvılaştan tabakaya ulaşan sismik enerji, kum kaynamaları ve zemin kaymaları yoluyla emilir. Rezidual sismik enerji büyük ölçüde zayıflar ve büyük yıkım gücü indirgenir.

Sıvılaştma sırasında zemin tarafından tüketilen enerji ve bunun yapıya etkisi Baykal ve Balcı (1998) tarafından araştırılmış ve yukarıda anlatılanlara uygun sonuçlar bulunmuştur. Zemin tarafından sıvılaştma sırasında kullanılan enerji göz önüne alınarak yapılan dinamik hesaplarda, yapıya etkiyen deprem kuvvetlerinin sıvılaştma neticesinde tüketilen enerji oranında azaldığı tespit edilmiştir. Deprem sonrası sıvılaştmaya maruz kalan yapıların taşıyıcı sistemi ve dolgu duvarlarında herhangi bir çatlak ve plastik deformasyona rastlanmamış

olması yapıya gelen fazla enerjinin sıvılaşma tarafından tüketildiği ve dolayısıyla yapının plastik şekil değiştirmeye neden olacak enerjiye maruz kalmadığını göstermektedir [3].

2.5. Sıvılaşmanın Görülüş Biçimleri ve İlgili Tanımlar

2.5.1. Akma sıvılaşması

Akma sıvılaşması, zemin dayanımının statik şartlar altında stabiliteyi sağlamak için gerekli düzeyin altına düştüğü zaman oluşur. Akma türü yenilmeler toprak barajların, şevlerin büyük derecede yenilmelerine neden olmaktadır. San Francisco’ da Merced gölü kıyısı boyunca 1957 yılında gelişen küçük bir akma kayması Şekil 2.4 ‘de görülmektedir.



Şekil 2.4 San Francisco’ da Merced gölü kıyısı boyunca 1957 yılında gelişen küçük bir akma kayması [1]

2.5.2. Devirsel hareketlilik

Devirsel hareketlilik deprem sarsıntısı sırasında kabul edilemeyecek düzeyde büyük ve kalıcı deformasyonlara neden olan bir diğer olaydır. Devirsel hareketlilik, akma sıvılaşmasının aksine statik kayma gerilmesinin, sıvılaşmamış zeminin kayma dayanımından küçük olduğu zaman gelişmektedir. Devirsel hareketlilik türü yenilmenin neden olduğu deformasyonlar deprem sarsıntısı sırasında kademeli olarak gelişir. Akma sıvılaşmasının aksine, devirsel hareketlilik ile oluşan deformasyonlara neden olan faktör, hem devirsel gerilmeler hem de statik kayma gerilmeleridir. Yanal yayılma olarak adlandırılan bu deformasyonlar çok az eğimli yamaçlarda veya su kütlelerine komşu düzlüklerde gelişmektedir. Yapıların bulunduğu yerlerde yanall yayılma büyük hasarlara neden olmaktadır[1].

Devirsel hareketliliğin özel bir durumu düz yüzey sıvılaşmasıdır. Yatay deformasyonları üretebilecek statik yatay kayma gerilmeleri mevcut olmadığından düz yüzey sıvılaşması bir deprem sırasında zemin dalgalanması olarak bilinen büyük boyutlu ve düzensiz karakterli hareketi oluşturmakta fakat çok küçük bir kalıcı yatay deformasyona neden olmaktadır. Düz yüzey sıvılaşması türü yenilmelere neden olan faktör, depremin neden olduğu aşırı boşluk suyu basıncının sönmelenmesi sırasında suyun yukarı doğru akışıdır. Hidrolik dengeye ulaşmak için gerekli zamanın uzunluğuna bağlı olarak düz yüzey sıvılaşması deprem sona erdikten uzun bir süre sonra da meydana gelebilir.

2.5.3. Kum kaynaması

Zemin kütleindeki aşırı boşluk suyu basıncından dolayı kum ve suyun borulararak dışarı çıkmasıdır. Kum kaynamaları genellikle zemindeki yarıklar boyunca dizilmektedir. 1964 Niigata depreminde Niigata (Japonya) yakınındaki kum kaynamaları Şekil 2.5'de gösterilmektedir.



Şekil 2.5 1964 Niigata depreminde Niigata (Japonya) yakınındaki kum kaynamaları[1]

2.5.4. Ön sıvılaşma

Tekrarlı yükler altında boşluk suyu basıncının ortaya çıkarak bir yükleme çevrimi sonucunda efektif çevre basıncına eşit olmasına ön sıvılaşma denir [3].

2.5.5. Mikroskopik sıvılaşma

Sıvılaşmanın olduğu kısımdaki zeminin dinamik dayanımı ile aynı noktada tahmin edilen dinamik gerilme değerlerinin kıyaslanmasıyla sıvılaşma tanımına uyduğu

durumdur. Bu tür sıvılaşma genellikle yüzeyde meydana gelen kum kaynamaları sonucu anlaşılır. Bu bölgelerde boşluk suyu basıncı kum parçacıklarını yüzeye itecek seviyedir [2].

2.5.6. Yanal yayılmalar

Yanal yayılmalar sıvılaşan zeminin üzerinde yer alan az eğimli zeminlerde olabilir. Bunlar, birkaç santim ile birkaç metre arasında değişebilen yanal hareketlere neden olabilirler. Deprem sarsıntısı, sıvılaşabilen zemin ihtiva eden hafif eğimli şevin stabilitesini, statik gravite kuvvetleri ile müşterek sismik atalet kuvvetleri uygulayarak ve sarsmadan dolayı sıvılaşan zeminde mukavemet azalmasına neden olmak suretiyle etkiler. Sismik atalet kuvvetlerinin neden olduğu geçici stabilite bozukluğu, yanal “şev aşağı” hareket olarak tezahür eder. Orta veya büyük manyitüdü depremlerde oluşan yer hareketi süresince, bu şekilde çok sayıda geçici stabilite bozuklukları meydana gelir ve “şev aşağı” hareketin toplanarak birikmesine neden olur.

Yanal yayılmada zemin deplasmanlarını tahmin etmek için çeşitli analitik ve ampirik metotlar geliştirilmiştir, ancak mühendislik tasarımı için genel kabul görmüş tek bir yöntem bulunmamaktadır. Proje gereksinmelerine göre üç yaklaşımdan bahsedilebilir, bunlar, ampirik yaklaşımlar, basitleştirilmiş analitik metotlar ve daha hassas olan bilgisayar modelleri ile yapılan çözümlerdir. Ampirik yaklaşımlar geçmişte vuku bulmuş zemin deplasmanları ile yerel zemin koşullarının korelasyonuna dayanmaktadır. Yanal yayılma deplasmanlarını deprem manyitüdü, mesafe, topoğrafik koşullar, zemin tabakalarının özelliklerinin fonksiyonu olarak tahmin etmek için ampirik bir metot geliştirilmiştir.

2.5.7. Yüzey oturmaları

Gevşek durumdaki suya doymuş granüler zeminlerde, zemin oturmaları gevşek tabakanın % 3-4'üne kadar varabilir. Bu değerdeki oturmalar binaların yana yatmasına ve çatlaklar oluşmasına neden olabilir, bu nedenle potansiyel zemin oturmalarının değerlendirilmesi önemlidir.

BÖLÜM 3. SIVILAŞMANIN ORTAYA ÇIKMA KOŞULLARI ve ÇEVRESEL FAKTÖRLER

Tüm zeminler sıvılaşmaya karşı duyarlı değildir. Bir sahanın sıvılaşmaya karşı duyarlı olması için birçoğu zemin parametrelerinden olmak üzere bazı parametrelerin sıvılaşma koşulunu sağlaması gerekmektedir. Zeminle ilgili parametreler dışında çevresel faktörler de sıvılaşma duyarlılığını etkilemektedir.

3.1. Çevresel Faktörler

3.1.1. Maksimum odak uzaklığı

Deprem sırasında sıvılaşabilir bir zeminde sıvılaşmayı tetikleyen deprem etkilerinin oluşmadığı odak uzaklığı, maksimum odak uzaklığı olarak adlandırılır. D_{max} değeri değişik araştırmacılar tarafından hesaplanmıştır [1].

$$D_{max} = 0,82 \times 10^{0,862(M_w-5)}$$

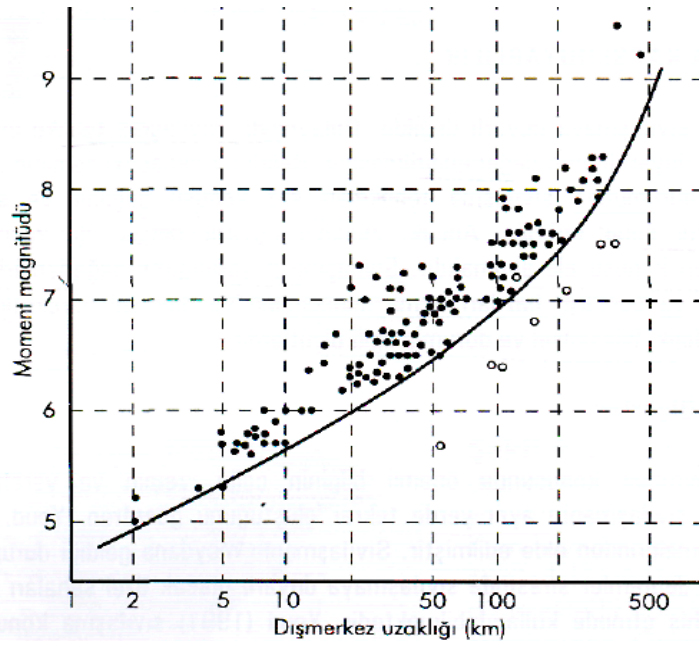
Kuribashi ve Tatsusuoka ya göre ise deprem büyüklüğüne bağlı olarak sıvılaşmanın olabileceği uzaklık D km olmak üzere,

$$\log D = 0,77 * M_w - 3,6 \quad \text{olarak tanımlanmıştır.}$$

Burada;

D_{max} : km cinsinden maksimum odak uzaklığı

M_w : deprem büyüklüğü olarak tanımlanmaktadır. Moment magnitudü ile dışmerkez uzaklığı arasındaki ilişki Şekil 3.1'de görülmektedir.



Şekil 3.1 Sıvılaşma gözlenen sahalarda sınırlayıcı dışmerkez uzaklığı ile sığ depremlerin moment magnitudü arasındaki ilişki [1]

3.1.2. Deprem eşik şiddeti

Kayıtlara göre büyüklüğü 5'in, şiddeti VI'nın altında sığ ve orta derinliklerdeki bir depremde sıvılaşma gözlenmemiştir [2].

3.1.3. Sıvılaşabilir zemin derinliği

Zeminlerde sıvılaşma efektif gerilmeyle doğrudan alakalı olduğu için derinlik de sıvılaşmayı etkileyen bir faktördür. Sıvılaşmanın birçok bölgede 15 m derinlikten daha fazla derinliklerde olmadığı gözlenmiştir [3].

3.1.4. Yer altı su seviyesi

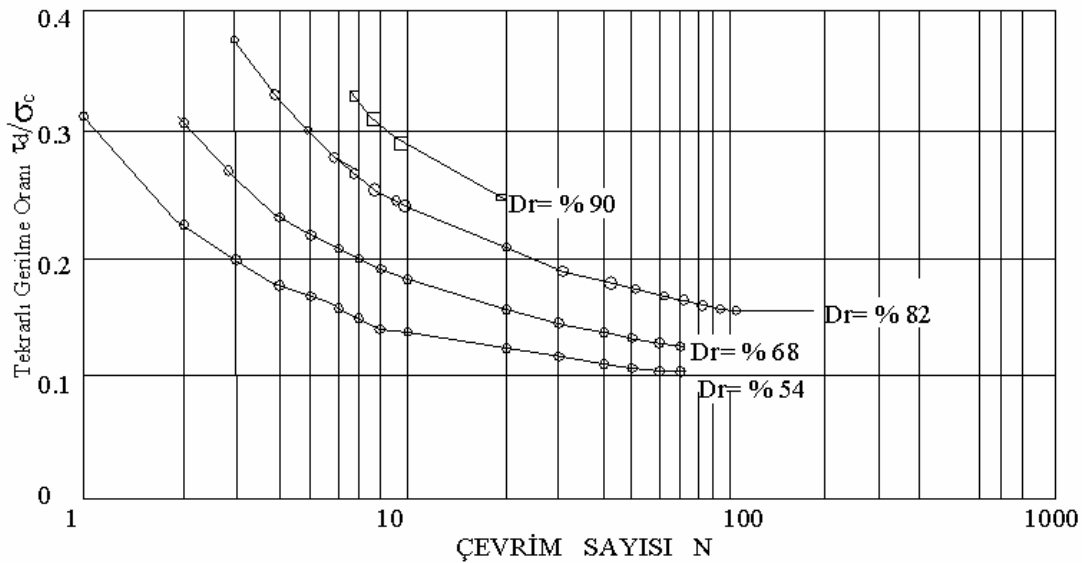
Yapılan gözlemlerde sıvılaşmanın gözlendiği çoğu bölgede yer altı su seviyesinin 3-4 m arasında olduğu gözlemlenmiştir. Yer altı su seviyesinin 5 metrenin altında olduğu kesimlerde sıvılaşma gözlemlenmemiştir [3].

3.2. Zemin özellikleri

3.2.1. Relatif sıkılık

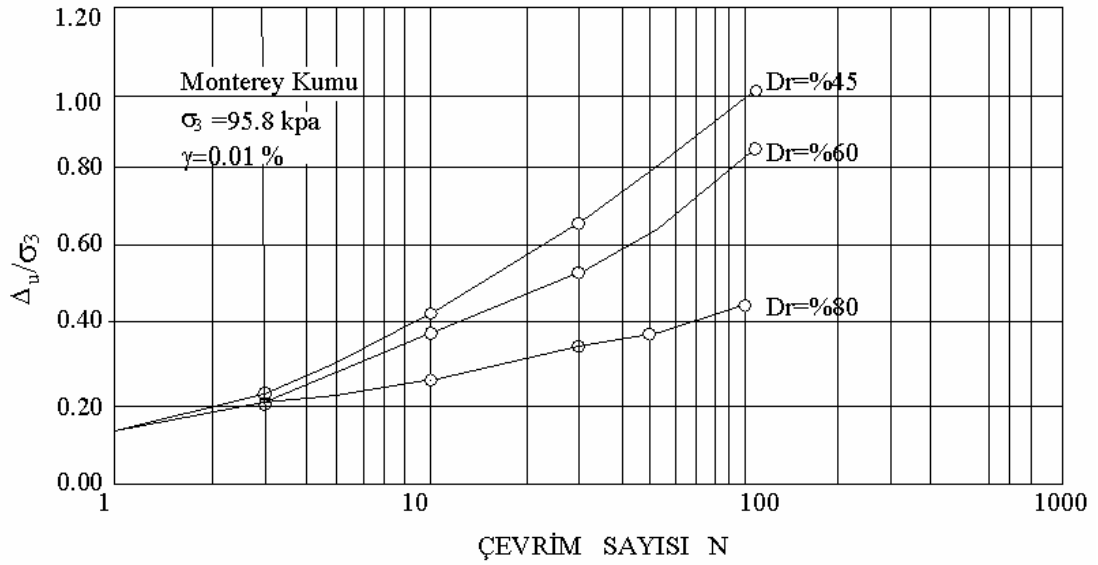
Relatif sıkılık sıvılaşma riskini doğrudan belirleyen temel parametrelerdendir. Relatif sıkılık değeri arttıkça titreşim sırasında oluşan oturma ve boşluk suyu basıncının azaldığı bilinmektedir. Depremler sırasında kumların sıvılaşması temelde zarar veren oturmaları oluşturur.

Relatif sıkılığın etkisini incelemek için Seed ve arkadaşları tarafından basit kesme deney sisteminde aynı konsolidasyon basıncında farklı relatif sıkılıklarda hazırlanmış deneysel numuneler kullanılmıştır. Şekil 3.2 'de görüldüğü gibi sıkılık değerinin artmasıyla ön sıvılaşmaya ulaşmak için gereken tekrar sayısı ve uygulanan kayma gerilmesinin artırılması gerekmektedir [3].



Şekil 3.2 Başlangıç relatif sıkılığın sıvılaşmaya etkisi [3]

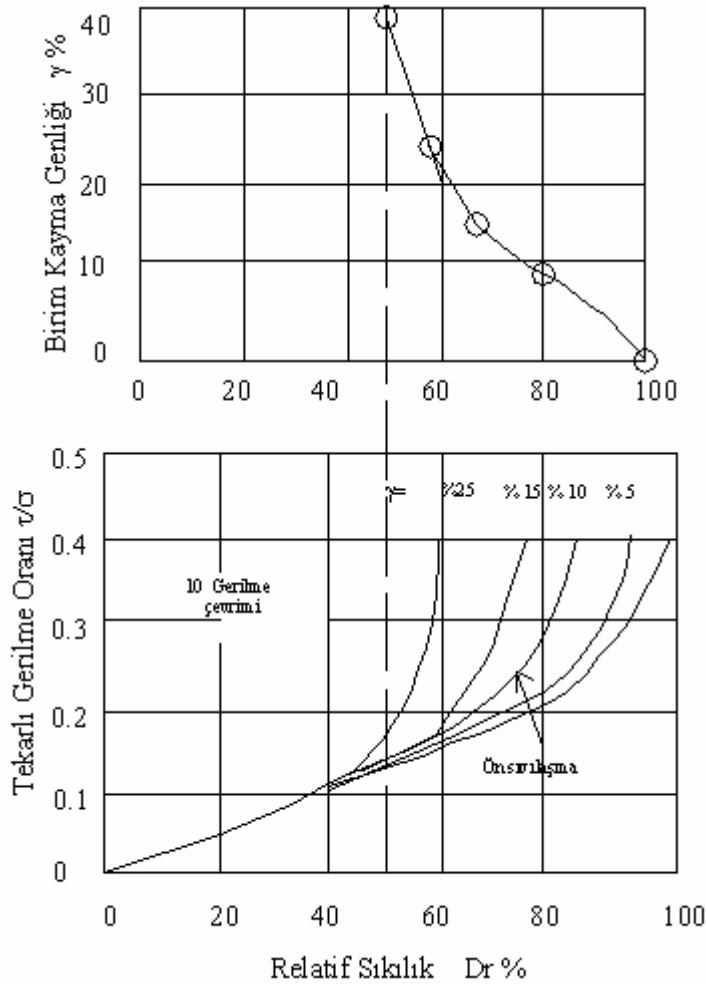
K.Ishihara, sıvılaşma olasılığının relatif sıkılıkla birlikte o kumun maksimum hacim değiştirme potansiyeli (V_d) ile de ifade olunması gerektiğini, V_d değeri büyük olan kumlarda sıvılaşmanın daha muhtemel olduğunu belirtmiştir [2].



Şekil 3.3 Başlangıç relatif sıklığın boşluk suyu basıncına etkisi [3]

Relatif sıklığın boşluk suyu basıncı oranı üzerindeki etkileri Şekil 3.3'de gösterilmektedir. Şekilde Δu boşluk suyu basıncındaki artışı, σ_3 ise deviatorik gerilmeyi göstermektedir. Şekilden de görüldüğü üzere relatif sıklık değeri arttıkça, boşluk suyu basıncının artması için gerekli çevrim sayısı da artmaktadır.

Ön sıvılaşmadan sonra meydana gelebilecek şekil değiştirmelerin relatif sıklıkla ilişkisi Şekil 3.4'de gösterilmektedir. Şekilden de görülebileceği gibi relatif sıklığın %47'den küçük olması durumunda gerçek sıvılaşmanın olduğu, şekil değiştirme oranının çok büyük değere ulaştığı, buna karşılık sıklığın %47'den büyük olması durumunda uygulanan kayma gerilmesinden elde edilen şekil değiştirme oranlarının sınırlı kaldığı görülmektedir [3].

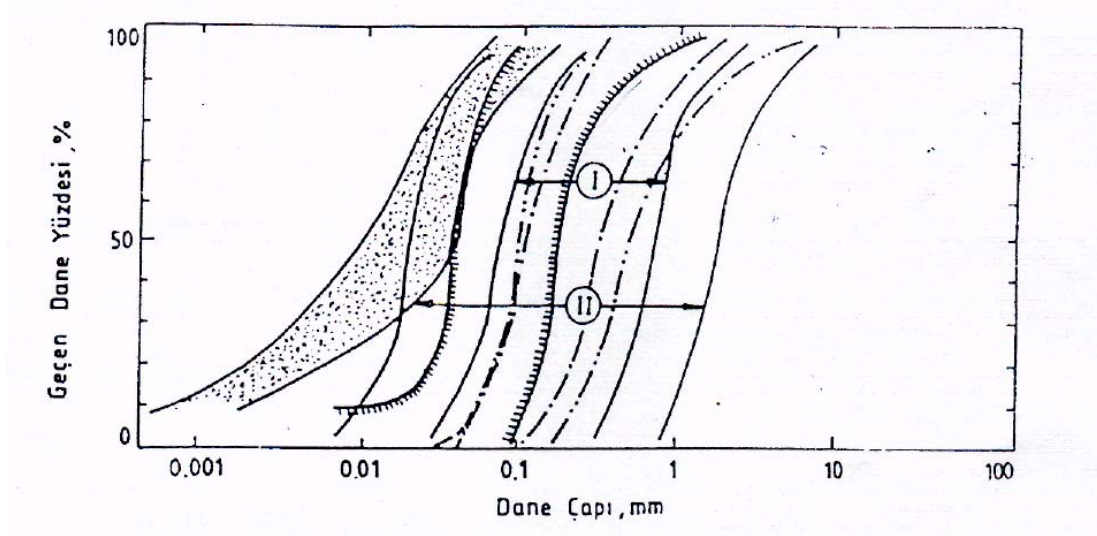








Şekil 3.4 Relatif sıklığın sıvılaşmaya ve birim kaymaya etkisi [3]

3.2.2. İnce dane oranı ve plastisite

Yapılan ilk sıvılaşma çalışmalarında ince dane oranının etkileri araştırılmamasına rağmen, son yıllardaki birçok depremde suya doymun ince dane içeren kumlu zeminlerde de sıvılaşma gözlenmiştir. Böylece ince danelerin sıvılaşmaya etkileri araştırılmaya başlanmıştır.

Sıvılaşma üzerinde dane çapı dağılımının etkisini incelemek amacıyla geçmişte oluşan depremlerde gözlenen, sıvılaşan zeminlerin dane çapı eğrileri Şekil 3.5'de gösterilmektedir. Bu şekilden görüldüğü gibi ince dane içeren kumların sıvılaşma olasılıkları ince dane içermeyen kumlara oranla daha fazladır [2].

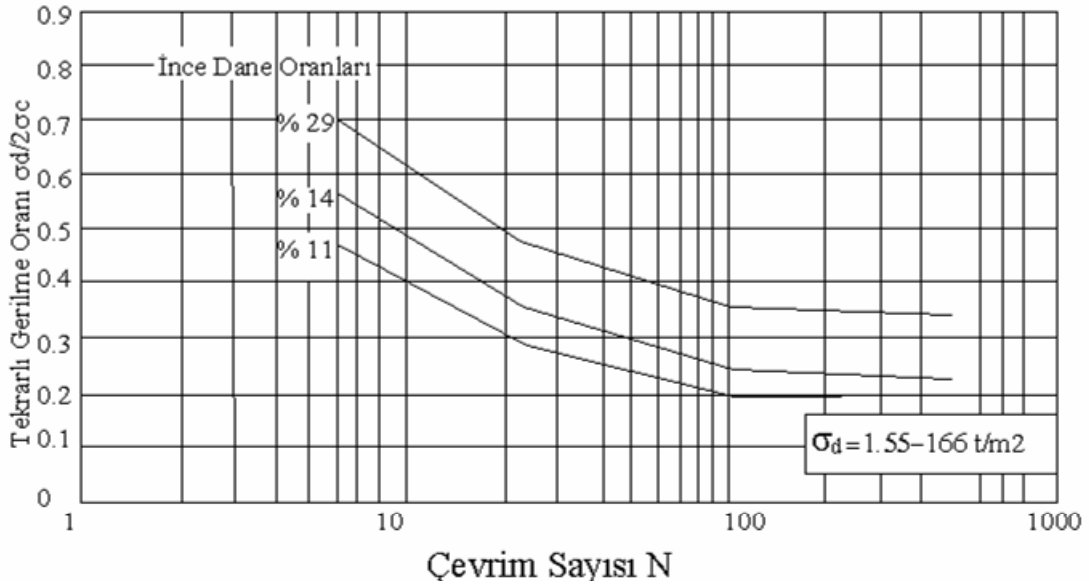


-  En çok sıvılaşabilecek zeminler için sınır (Tsuchida, 1970)
-  Sıvılaşma potansiyeli olan zeminler için sınır (Tsuchida, 1970)
-  İnce boyutlu madensel atıklar (Ishihara, 1985)
-  Sıvılaşmış kum (Ekiba-Toho Oki depremi, 1987)
-  Sıvılaşmış kum (Niigata depremi, 1964)
-  Sıvılaşmış kum (Nihankai-Chubu depremi, 1983)

Şekil 3.5 Sıvılaşma gözlenmiş zeminlerin dane çapı dağılım eğrileri [3]

Sıvılaşma üzerinde ince dane oranının etkisinin belirlenmesi amacıyla birçok araştırmacı tarafından kapsamlı araştırmalar yapılmıştır. Shen ve arkadaşları 1981 'de üç eksenli deney aletinde Ottawa kumu üzerinde düşük plastisiteli danelerin etkisini incelemişler, plastik olmayan ince dane oranı arttıkça sıvılaşma mukavemetinde azalma meydana geldiğini tespit etmişlerdir [3].

Aynı amaçla Erken ve Ansal (1994) tarafından dinamik üç eksenli deney sisteminde örselenmemiş düşük plastisiteli siltli kum numunelerin davranış biçimleri incelenmiştir. Kumlu zeminin içerdiği silt oranının dinamik mukavemeti olumsuz olarak etkilediği, silt oranı arttıkça mukavemette azalmanın olduğu görülmüştür [15].

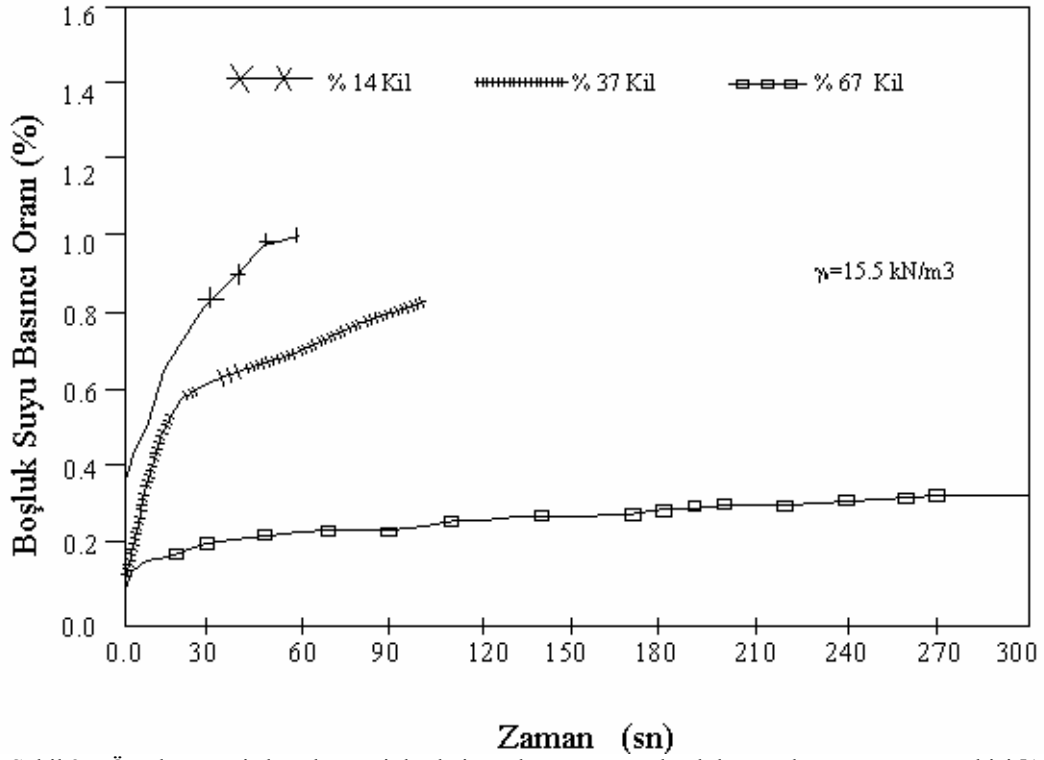


Şekil 3.6 Plastik ince danelerin sıvılaşmaya etkisi [15]

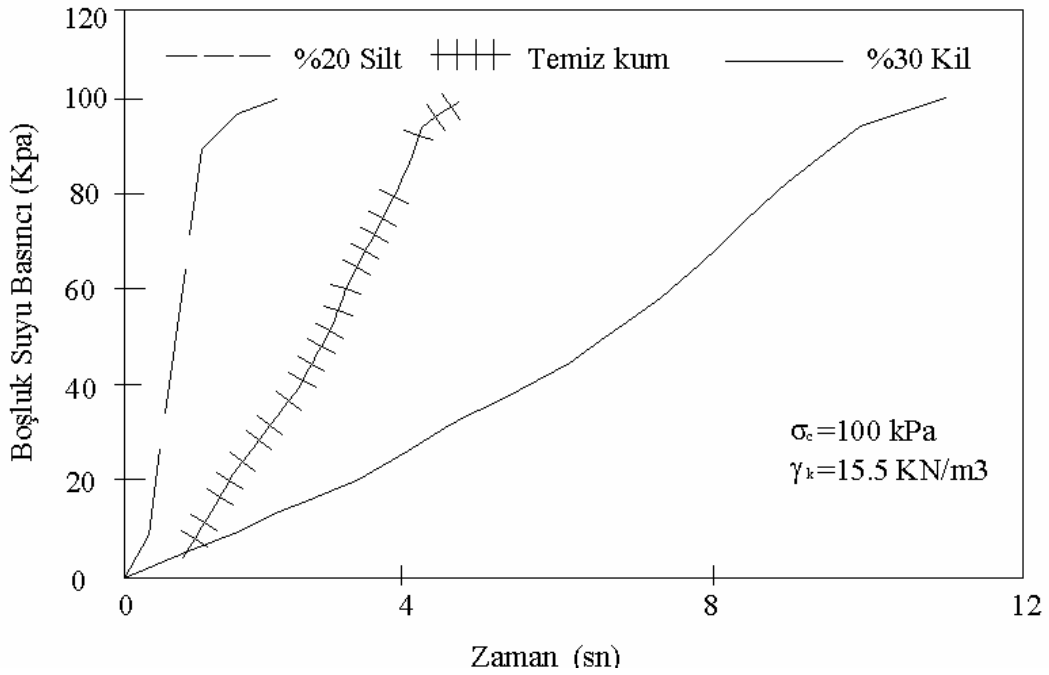
Şekil 3.6'da dinamik basit kesme deney sisteminde değişik oranlarda plastik ince dane içeren zeminlerin sıvılaşma deney sonuçları verilmektedir. Plastik ince dane oranının artmasıyla sıvılaşmaya karşı direncin arttığı şekilden görülmektedir.

Örselenmemiş, değişik oranlarda düşük plastisiteli kil içeren kumlu zeminlerin $\tau_d/\sigma_c = \pm 0.311-0.292$ gerilme seviyesi altındaki davranış biçimleri Şekil 3.7 'de görülmektedir. Şekilden görüldüğü gibi plastik ince dane oranı arttıkça sıvılaşabilirlik azalmaktadır. % 14 kil içeren kumlu zemin numunesi, boşluk suyu basıncının diğer numunelere göre hızla artış gösterdiği ve numunelerdeki kil oranı arttıkça boşluk suyu basıncı oranındaki artışın sınırlı kaldığı görülmektedir.

Siltli kum, temiz kum ve killi kum içeren zeminlerin boşluk suyu basıncı üzerindeki etkisi Şekil 3.8 'de görülmektedir. Şekilden de görüldüğü üzere siltli kumda yükün 2. tekrarında boşluk suyu basıncındaki artış başlangıç efektif çevre gerilmesine eşit olmuş ve kum zemin numunesi sıvılaşmıştır. Bu numune için sıvılaşmanın başladığı çevrim sayısı $N_e = 2$ dir. Siltli kum (SM) numune $N_c = 2$ de sıvılaşırken temiz kum (SP) $N_c = 5$, yüksek plastisiteli killi kum (SC) ise $N_c = 11$ de sıvılaşmaktadır. Siltli kumun sıvılaşabilirliği temiz kuma göre daha yüksek olurken, killi kumun sıvılaşabilirliği daha düşük olmaktadır[15].

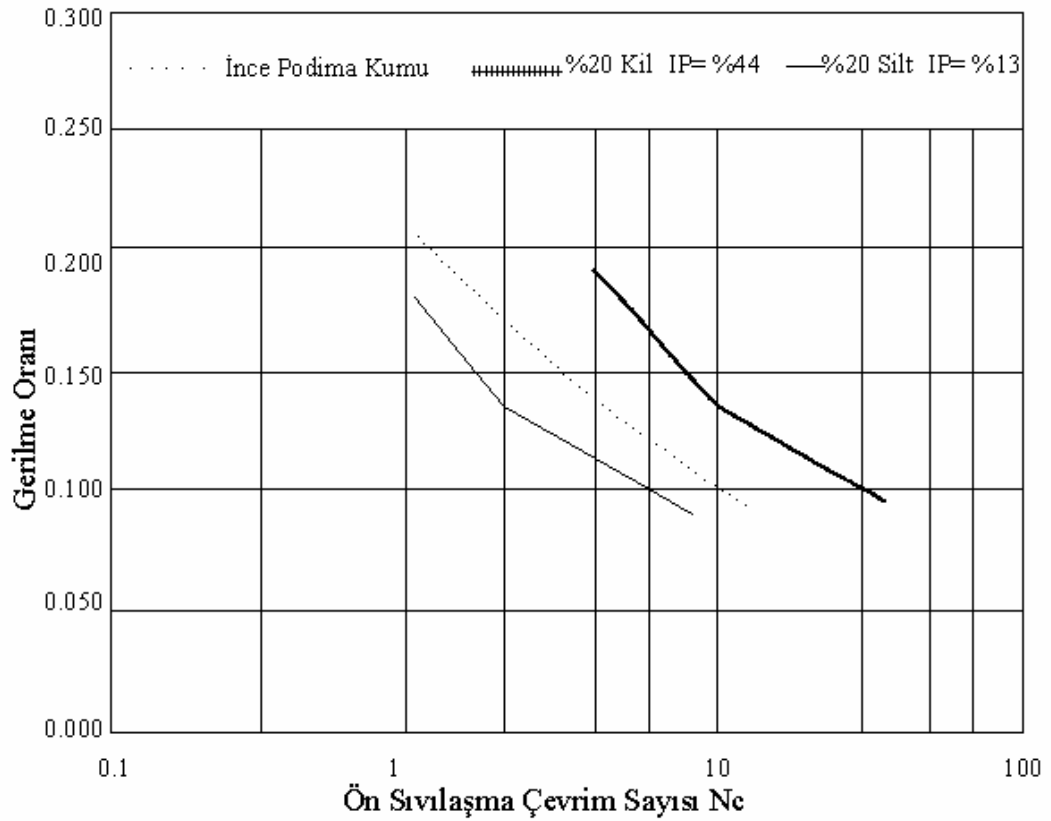


Şekil 3.7 Örselememiş kumlu zeminlerde ince dane oranının boşluk suyu basıncı oranına etkisi [15]



Şekil 3.8 Plastisitenin boşluk suyu basıncına etkisi [15]

İnce dane miktarının gerilme oranı üzerindeki etkisi Şekil 3.9'da görülmektedir. Şekilden, %20 oranında kil içeren numunenin sıvılaşmaya karşı daha dirençli olduğu ve zemindeki silt miktarının sıvılaşma direncini azalttığı görülmektedir.



Şekil 3.9 Plastisitenin sıvılaşmaya etkisi [3]

Sonuç olarak kohezyonsuz ve plastik olmayan karakterdeki iri silt partikülleri tamamıyla sıvılaşmaya duyarlıdır. Daha ince siltlerin yassı veya levhamsı olanlarında sıvılaşmayı önlemeye yetecek kadar kohezyon vardır. Hassas killer sıvılaşan zeminlerdekine benzer birim deformasyon yumuşaması gösterse de, killer sıvılaşmaya karşı duyarlı değildir. Aşağıda verilen dört Çin ölçütünden her birini sağlayan ince daneli zeminlerin önemli ölçüde dayanım kaybına duyarlı olduğu ileri sürülmektedir [4].

0,005 mm'den daha ince dane oranı $< \%15$

Likit limit $,LL < \%35$

Doğal su içeriği $> 0,9LL$

Sıvılaşma indisi $< 0,75$

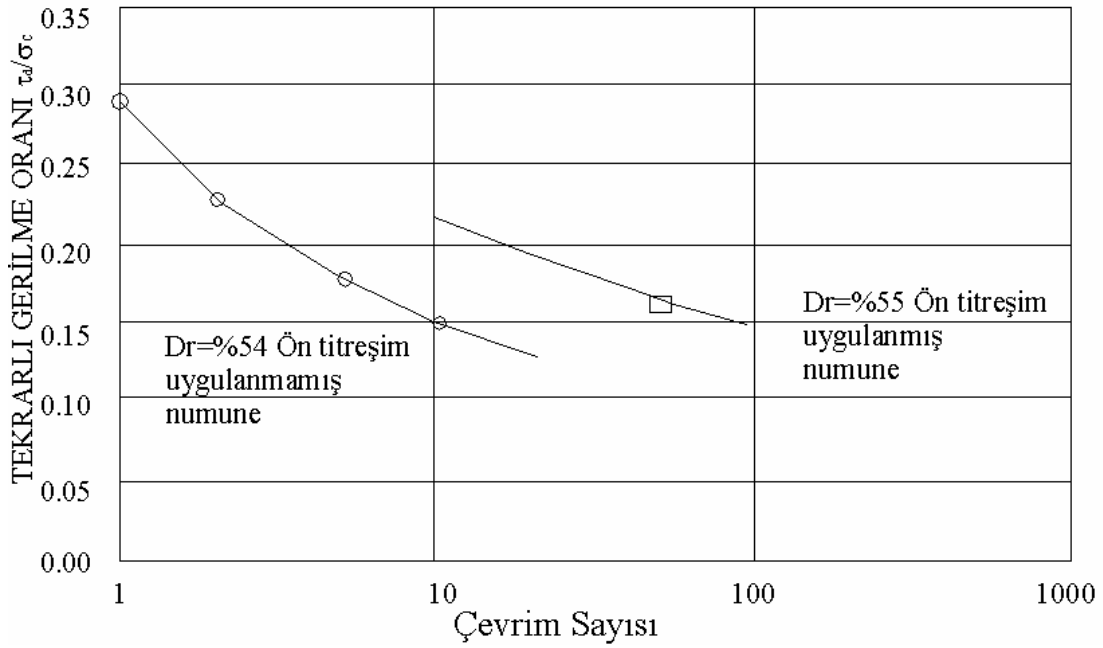
3.2.3. Sismik geçmişin etkisi

Bir kum elemanın sınıvılabirliğinin, o kum elemanın daha önce tekrarlı yükler etkisi altında kalmış olmasından etkilendiği birçok araştırmacı tarafından gözlenmiştir. Bu etkinin ne yönde olacağını ve önemini daha iyi anlamak için, aynı şekilde ve aynı sıklıkta hazırlanmış numunelerden bir kısmı çok ufak titreşimlere tabi tutulmuştur. Bütün numuneler üzerinde yapılan gerekli gerilme oranlarının, hiç titreşim altında kalmamış numunelere göre % 50'den daha büyük olduğu gözlenmiştir [3].

Ön titreşim uygulanmış ve ön titreşim uygulanmamış numunelerin çevrim sayısı –tekrarlı gerilme oranı değişimleri Şekil 3.10'da gösterilmektedir. Geçmişte deprem etkisi altında kalmış kum tabakalarının, yukarıda sözü; edilen deneylerde numunelere uygulanmış olan titreşimlerden çok daha kuvvetli titreşimlerin etkisi altında kaldıkları düşünülürse, bu tabakaların sınıvılaşmaya karşı dirençlerinin artmış olacağı düşünülebilir. Fakat burada numuneye uygulanan titreşimlerin mertebesi de önemli olmaktadır. Eğer bu titreşimler küçük kalmış ve sınıvılaşmaya yol açmamış ise genel olarak mukavemette bir artış olurken, sınıvılaşma olması halinde mukavemette bir azalmaya yol açmaktadırlar. Bu tip davranışa neden olarak ise uygulanan titreşimler sonucu meydana gelen değişiklikler gösterilebilir.[3]

Daneli bir yapıya sahip olan kumlarda, küçük titreşimler danelerin ve dane yüzeylerindeki pürüzlülüklerin birbirine göre daha iyi yerleşmesine ve bundan dolayı kayma mukavemetini belirleyen iki bileşenden biri olan danelerin kilitlenmesinin artmasına neden olduğundan sınıvılaşmaya karşı dirençte bir artış görülür. Buna karşılık büyük- genlikli titreşimlerin etkisi altında kalmış zeminlerin davranış biçimi farklı olur. Önceden sınıvılaşmış numunelerde ilk duruma göre oluşmuş dane kilitlenmeleri, oluşan çevre basıncına eşit boşluk suyu basıncının daneleri kısa bir süre için de olsa birbirlerinden ayrılması sonucunda yok olur ve yeniden sınıvılaşmaya karşı direnci azalır.

Sıvılaşmaya karşı en büyük direnci gösteren numuneler, yüksek frekanslı titreşim uygulanmış numunelerdir. Benzer şekilde uzun süre jeolojik yük altında zemin tabakalarında, daneler arasında meydana gelen kaynama ve çimentolaşma sıvılaşma potansiyelini düşürebilir. Seed, 1978 yılında yapmış olduğu deneylerde böyle bir durumda sıvılaşmaya karşı dayanımın %75 oranında arttığını göstermiştir [3].

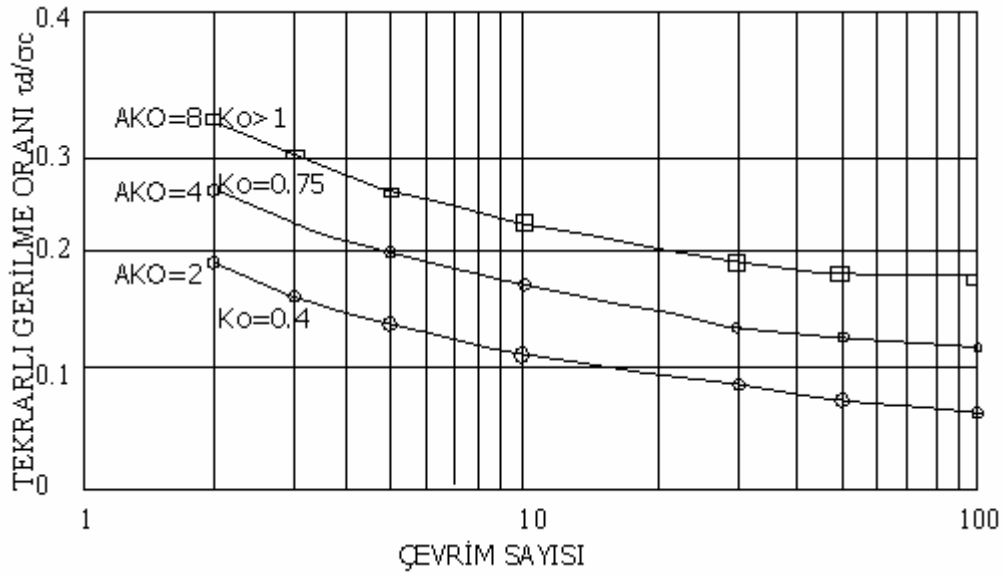


Şekil 3.10 Sismik geçmişin sıvılaşmaya etkisi [3]

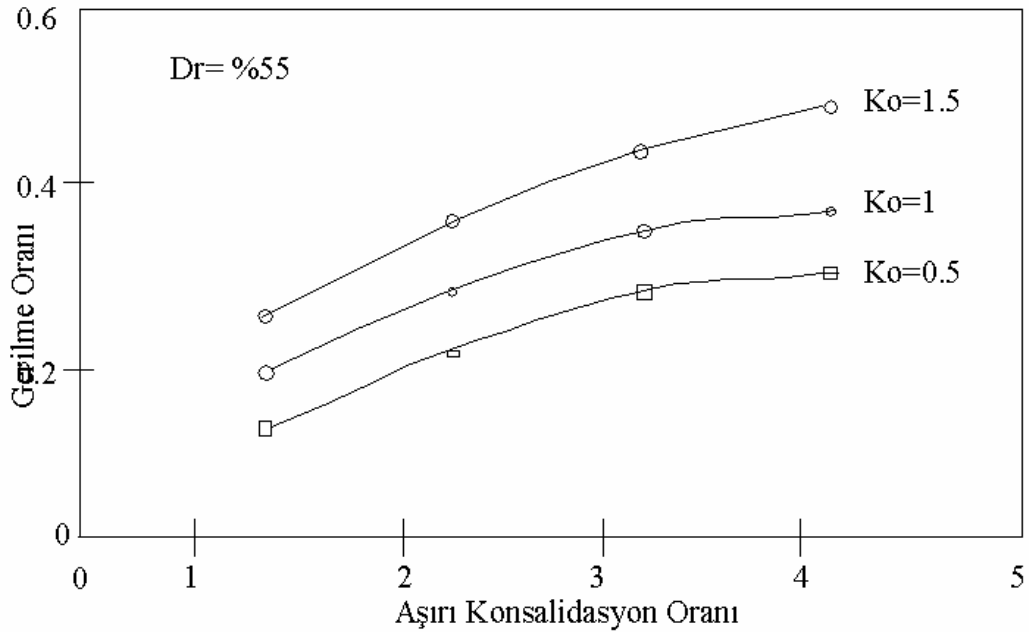
3.2.4. Yatay toprak basıncı ve aşırı konsolidasyon oranı

Sıvılaşmaya etki eden faktörlerden bir diğeri yatay toprak basıncıdır. Değişik yatay toprak basıncı katsayısı ve aşırı konsolidasyon oranlarına sahip zeminlerin sıvılaşma durumları Şekil 3.11'de görülmektedir. Şekil'den yatay toprak basıncı katsayısı K_0 'ın artmasıyla ön sıvılaşmaya yol açacak gerilme oranlarında artışların olduğu görülmektedir.

Ishihara ve Takatsu (1979) tarafından aynı tip kum numunelerini kullanarak burulmalı kesme deneylerinde aşırı yüklenmişliğin etkisi incelenmiştir. Şekil 3.12'de aşırı konsolidasyon oranının sıvılaşmaya etkisi görülmektedir. Şekilden de görüldüğü gibi aşırı konsolidasyon oranı (A.K.O.)'nın artmasıyla sıvılaşmaya karşı direnç artmaktadır [3].



Şekil 3.11 Yatay toprak basıncı katsayısının sıvılaşmaya etkisi [3]



Şekil.3.12 Aşırı konsolidasyon oranının sıvılaşmaya etkisi [3]

3.2.5. Kumların fiziksel özelliklerinin etkisi

Kumların en önemli fiziksel özellikleri dane boyutu, dane şekli ve dereceleri olarak düşünülebilir. Bütün araştırmalar ve geçmişteki tüm depremler, sıvılaşan zeminlerin dane boyutlarının belirli sınırlar içinde kalmayıp geniş bir aralıkta değişebileceğini göstermektedir. Buna göre düşük relatif sıklıklarda, kötü derecelenmiş kumlar iyi derecelenmiş kumlara göre daha düşük dinamik

mukavemete sahiptir. Yüksek relatif sıklıklarda ise tam tersi bir davranış görülmüştür.

Kumların dane şekilleri de sıvılaşma özelliklerini etkilemektedir. Yuvarlak şekilli daneler, köşeli danelere göre daha çabuk bir araya gelme eğilimi gösterdikleri için sıvılaşmaya daha yatkındırlar. Daneleri köşeli olan zeminlerin belirli bir konsolidasyon basıncına kadar sıvılaşmaya karşı daha dirençli olduğu fakat büyük basınçlarda köşelerin kırılıp ince dane oluşturmaları nedeniyle sıvılaşmayı kolaylaştırıcı yönde etki yaptıkları gözlenmiştir [2].

Wang ve Law (1994), sıvılaşabilir zeminlerin karakteristiklerini şu şekilde özetlemişlerdir [2].

- Ortalama dane boyutu $D_{50} = 0.02-1.00$ mm
- Üniformluk katsayısı $(D_{60}/D_{10}) < 10$
- Plastisite İndisi $PL < 10$

BÖLÜM 4. SIVILAŞMA POTANSİYELİNİN BELİRLENMESİ

Önceki bölümde verilen ölçütlerden sadece sıvılaşmaya karşı duyarlı olabilecek ortamların ve zeminlerin ayırt edilmesi için ön değerlendirme amacıyla yararlanılır. Dolayısıyla, bu ölçütler esas alınarak yapılacak ön değerlendirmelerin sonuçlarına göre, zeminlerin sıvılaşp sıvılaşmayacağına kesin olarak karar verilmesi doğru bir yaklaşım değildir. Sıvılaşma potansiyelinin değerlendirilmesi, çok sayıda zemin ve deprem parametresinin dikkate alındığı ayrıntılı analiz yöntemleriyle yapılmaktadır. Bu analizler laboratuvar deneyleri yoluyla veya arazi deneyleri ile yapılabilmektedir.

4.1. Laboratuvar Deneyleriyle Sıvılaşma Analizi

Depremler sırasında meydana gelebilecek hasarlar üzerinde yerel zemin koşullarının önemli etkisi bulunmaktadır. Bu nedenle zeminlerin tekrarlı yükler altındaki davranışları ile deprem sonrası statik mukavemetlerinin belirlenmesi önem kazanmaktadır. Zeminlerin deprem sırasında ve deprem sonrasındaki gerilme - şekil değiştirme davranışlarını laboratuvarında çeşitli deney sistemleriyle belirlemek mümkün olmaktadır. Özellikle suya doymun kumlu zeminlerin tekrarlı yükler altındaki sıvılaşma potansiyelleri ve sıvılaşma sonrası davranışları laboratuvarında dinamik basit kesme, dinamik üç eksenli, dinamik burulmalı deneyi sarsma tablası gibi dinamik deney sistemleriyle incelenebilmektedir.

Örselenmiş zemin örnekleri, zemin sınıflamasına ve indeks parametrelerinin tayinine yönelik deneylerde kullanılır. Dayanım, deformabilite ve konsolidasyon özellikleri gibi mühendislik tasarımında esas alınan parametreler ise, örselenmemiş örnekler üzerinde tayin edilmek zorundadır. Sıvılaşma özellikleri incelenen zeminler kohezyonsuz bir yapıya sahip oldukları için örselenmemiş örnek alımı zordur. Bunun için, bishop kum örnekleyicisi ve delft örnek alıcısı gibi teknikler kullanılarak zeminden en az örselenmiş numuneler alınmaya çalışılır.

Laboratuvar Deneyleri için alınan numunelerle ilgili sınırlamalar:

- Numune alımı sırasında örselenme meydana gelir ve yerindeki gerilim durumu değişir, ayrıca örneklerin laboratuvara nakli sırasında örselenme olabilir.
- Laboratuvar örnekleri küçük olup, ölçek etkisi söz konusudur.
- İksel gerilim koşulları bozulan örnekler üzerinde laboratuvar arazi koşullarının sağlanması mümkün olmamaktadır.

4.1.1. Dinamik üç eksenli deney

Sıvılaşma kavramını çalışmak için Seed, 1966 yılında dinamik üç eksenli testlerin yapılmasını önermiştir. Üç eksenli deney hücresi, bir zemin numunesinde deprem öncesi arazi şartlarında meydana gelen konsolidasyona izin verir. Dinamik kaymayı oluşturmak için tekrarlı deviatorik gerilime uygulanır. Çalışmalar sonucu düşeyle 45°lik açı yapan bir düzlem boyunca gerilme durumunun gerçeğe yakın olduğu görülmüştür [6].

Sıvılaşma, boşluk suyu basıncının çevre basıncına eşit olduğu veya dinamik eksenel uzamanın pik durumda, örneğin %10 gibi belirli bir değeri aştığında oluşur. Uygulanan tekrarlı kayma gerilmeleri sıvılaşma dayanımı τ_1 olarak alınır ve sıvılaşmaya yol açan tekrarlı kayma sayısına (N_{eq}) karşılık gelir [2].

Depremin neden olduğu eşit tekrarlı kayma gerilmesinin (τ_{eq}), sıvılaşma dayanımını (τ_1) aşması durumu sıvılaşma olarak ifade edilir. Çalışmalar sonucu τ_{eq} aşağıdaki şekilde elde edilmiştir [7].

$$\tau_{eq} = 0.65 \cdot \frac{a_{max}}{g} \cdot \sigma_0 \cdot r_d$$

Bu denklem, zemin yapısında düşünülen belirli derinlik için hesaplanacak efektif düşey basınca (σ_0) göre normalize edildiğinde, ortalama tekrarlı kayma gerilmesi ile efektif düşey gerilmenin oranı olarak değerlendirilmiş olacaktır.

$$\frac{\tau_{eq}}{\sigma_0'} = 0.65 * \frac{a_{max}}{g} * \sigma_0 * \frac{\sigma_0}{\sigma_0'} * r_d$$

Burada,

a_{max} : Maksimum deprem ivmesi

g : Yerçekimi ivmesi

r_d : Zemin tabakası derinliği için azaltma faktörüdür.

$$r_d = 1 - 0.015 * z$$

r_d düzeltme faktörünü, olarak ifade edilmiştir. Dinamik üç eksenli deney genellikle nitrojenle dondurularak alınmış örselenmemiş örneklerle gereksinim duyulması ve uzun zaman alan pahalı bir deney olması nedeniyle, daha çok araştırma amaçlı kullanılmaktadır.

4.2.2. Burulmalı dinamik deney sistemi

Dinamik üç eksenli ve dinamik basit kesme deney sistemlerindeki birçok zorluk burulmalı dinamik deney sistemiyle ortadan kaldırılmaya çalışılmıştır. Bu deney sistemiyle numuneye ilave yanal gerilme yükleri uygulanabilmekte, izotropik veya anizotropik şartlarda yükleme yapılabilmekte ve yine numuneye yatay düzlemde burulmalı bir şekilde tekrarlı kayma gerilmeleri uygulanabilmektedir. Büyük ölçekli deformasyon şartlarında zemin özelliklerini incelerken bu deney sistemi kullanılabilir.

Ishihara ve Li tarafından 1972'de geliştirilen deney sisteminde içi dolu zemin numuneleri kullanılmaktaydı. Fakat bu sistemlerde kullanılan içi dolu zemin numunelerinde açısız uniformluk sağlanamadığından, bu etkiyi azaltmak amacıyla araştırmacılar deneylerde içi boş silindirik numuneler kullanmayı tercih etmişlerdir [3].

Zeminlerin sıvılaşmaya veya tekrarlı yumuşamaya karşı direnci bazı ampirik formüller kullanılarak tahmin edilebilmektedir. Zeminlerin sıvılaşmaya karşı güvenlik katsayısı F , Yasuda (1998) tarafından aşağıda verilen ifade ile bulunabilmektedir [3].

$$F_1 = \tau_1 / \tau_p$$

Burada τ_1 20 tekrarda kumun sıvılaşmasına neden olan gerilme seviyesidir. τ_p ise uygulanan gerilme seviyesidir. F değerinin 1' den küçük olması durumunda sıvılaşma ihtimalinden söz etmek mümkündür.

Burulmalı dinamik deney sistemiyle zeminlerin deformasyon özelliklerinin temel kavramları araştırılırken drenaj ve gerilmelerin kontrolü ve üniformluğu üst düzeyde olmasına karşın numune hazırlama güçlüğü gibi sebeplerden dolayı bu sistem pratik amaçlar için çok uygun olmamaktadır [3].

4.1.3. Geniş ölçekli basit kesme deneyi

Daneli zeminlerdeki sıvılaşma olayı incelemelerinde kullanılan deney sistemlerinde bazı olumsuz noktalar bulunmaktadır:

- Küçük ölçekli basit kesme deneyindeki gerilme yığılımı sonuçlarda bazı hatalara yol açmaktadır.
- Üç eksenli deney numunelerinin taban ve başlıklarındaki gerilme yığılımı su muhtevası dağılımında düzensizliğe yol açmaktadır.
- Sarsma tablası deneyleri ile yapılan sıvılaşma çalışmalarında ise sonuçlar, kutunun kenarlarının sınırlayıcı etkisiyle kesin olmamaktadır [5].

Bu nedenlerden dolayı De Alba, Seed ve Chan (1976), tek yönlü tekrarlı gerilme uygulanan geniş ölçekli basit kesme deneyini kullanmışlardır. Deneylerde kullanılan kum numuneler, bir sarsma tablasının üzerine yerleştirilmektedir. Drenajı önlemek için kumun üzerine kauçuk bir membran ve eylemsizlik için bir kütle konulmaktadır. Sarsma tablasının hareketiyle kumda tekrarlı gerilme durumu oluşmaktadır.

Tekrarlı kayma gerilmesi aşağıdaki şekilde belirlenir

$$\tau_h = W/g \cdot a_m$$

Burada,

W : Numuneden ve eylemsizlik kütesinden dolayı tabana etkiyen toplam basınç

a_m : Üniiform tekrarlı hareket için pik ivme
 g : Yerçekimi ivmesidir.

Yapılan bu deney sonucunda aşağıdaki sonuçlara varılmıştır:

-Başlangıç relatif sıklık $< \%45$ için ön sıvılaşma oluşturacak yükseklikteki tekrarlı gerilme oranı ayrıca limitsiz kayma uzamasına yol açar. Bu durum sıvılaşmaya karşılık gelir.

-Başlangıç relatif sıklık $> \%45$ için ön sıvılaşma oluşturacak yükseklikteki tekrarlı gerilme oranı sınırlı kayma uzamasına yol açar. Buna zeminin sınırlı uzama potansiyeli veya çevrimsel hareketlilik durumu denir [8].

4.2. Arazi Deneyleri İle Sıvılaşma Analizi

Arazi deneylerinin avantajı zeminin tabii durumda test edilmesidir. Daha büyük bir hacimde deney yapılarak ölçek etkisi dikkate alınabilmektedir. Yüzeiden itibaren istenilen derinliğe ulaşılabilir ve sürekli tanımlama yapılabilir. Fakat arazide sismik aktiviteyi göstermek zor olduğu için sıvılaşma potansiyelini ölçmek için yapılan deneylerde, sıvılaşma dayanımıyla doğrudan ilgili zemin parametrelerine ulaşamaz. Değerlendirme kriterlerine ulaşmak için sıvılaşma meydana gelmiş geçmiş depremler incelenerek ampirik bağıntılar geliştirilmiştir [2].

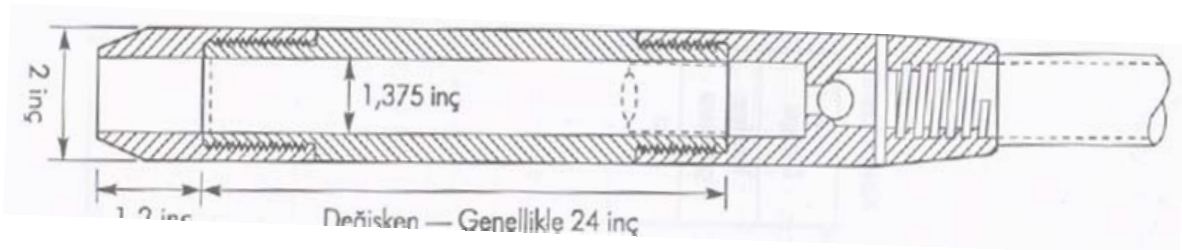
Yüzeysel jeoloji ile yerel zemin koşulları arasında tekil bir ilişki olmamasından dolayı, inceleme konusu olan alanlarda beklenebilecek sismik davranışın gerçeğe daha yakın olarak analiz edilebilmesi için geoteknik araştırmalara ihtiyaç duyulmaktadır. Arazi zemin koşulları hakkında ayrıntılı bilgiler elde etmek amacıyla yapılacak geoteknik araştırmalar, taban kayası derinliğine kadar gerçekleştirilmelidir.

Genellikle kayma dalgası hızı 700 m/s'den büyük olan formasyonlar "taban kayası" olarak kabul edilebilmektedir. Zemin profilinin sismik davranış açısından tanımlanabilmesi için kohezyonsuz zeminlerde ve katı zeminlerde Standart Penetrasyon Deneyi (SPT), yumuşak zeminlerde ise Koni Penetrasyon Deneyi (CPT) gibi arazi deneyleri çok yararlı bilgiler vermektedir. SPT deneyi, sınıflandırma için

numune alınması ve zeminin sıkılık derecesinin belirlenmesi için bilgiler vermesi yanında, darbe sayısı (N) ile kayma dalgası hızı (Vs) arasında kurulan korelasyonlar açısından da yararlı olmaktadır. CPT deneyinde de zeminin cinsi ve sıkılık derecesi zemin profili derinliği boyunca sürekli olarak belirlenebilmekte, CPT koni direnci ile SPT darbe sayısı arasındaki korelasyonlardan, kayma dalgası hızına ulaşılabilmektedir.

4.2.1. SPT verileri kullanılarak sıvılaşma riskinin belirlenmesi

Bu deney, sondaj tijlerine takılmış, ortasından ikiye ayrılabilen ve içinde pirinçten yapılmış bir iç tüpün bulunduğu örnekleyicinin, 63.5 kg ağırlığında bir şahmerdanın 760 mm yükseklikten tijlerin üzerine düşürülerek zemine sokulması ilkesine dayanır. Ortadan ayrılabilen tüpün dış çapı 50 mm, iç çapı 35 mm ve uzunluğu 650 mm olup, tijlere monte edilir. SPT örnekleyicisi Şekil 4.1'de görülmektedir.



Şekil 4.1 SPT örnekleyicisi

Uygulama: Kuyu, deneyin yapılacağı seviyeye kadar temizlenir ve deney seviyesinde örselenmiş bir kısmın kalmamasına özen gösterilir. Tüp, kuyu tabanına kadar indirilip zemine 45 cm çakılır. İlk 15 cm' lik darbe sayısı dikkate alınmaz, daha sonraki 30 cm çakma için toplam darbe sayısı (N) deney sonucu olarak kaydedilir. Eğer tüp, 30 cm' lik bir penetrasyona ulaşmadan önce elde edilen darbe sayısı 50 ise daha fazla darbe uygulanmaz. Türkiye'deki uygulamaya göre deney her 1.5 metrede bir yapılır.

Deney Sonuçlarına İlişkin Düzeltmeler aşağıdaki gibi yapılır.

Yer altı suyu düzeltmesi: Deney, yer altı suyu seviyesinin altında yapıldığında, suyun tüpe girerek kumlu zemini gevşetmemesi için dikkatli olunmalıdır. Buna engel olunması amacıyla sondaj kuyusuna su ilave edilerek su seviyesi dengelenir. Yer altı suyu tablası altında yer alan ince kum veya siltli kumlarda, eğer $N > 15$ ise N değerleri için aşağıdaki eşitlik kullanılarak su düzeltmesi yapılır.

$$N = 15 + 0.5(N - 15)$$

Bu düzeltmenin amacı, çakma işlemi sırasında kısa sürede uzaklaşması mümkün olmayan suyun, negatif bir boşluk suyu basıncı yaratmasından dolayı zeminin direncinde, yerindeki normal penetrasyon direncine oranla meydana gelen artışın giderilmesidir [3].

Tij enerji oranı, ER: Şahmerdanın tipi ve serbest bırakılış yöntemi, en üstteki tijin üzerinde yer alan ve darbenin uygulandığı metal bloğun tipi ve sondaj tijlerinin uzunluğu elde edilen N darbe sayısı değerlerinde farklılıklara neden olur. Bunun standart hale getirilebilmesi amacıyla enerji oranı (ER) kavramı geliştirilmiştir. Enerji oranı dikkate alınarak, N değerleri aşağıdaki ifade kullanılıp normalize edilir ve normalize edilmiş darbe sayılan (N_{60}) hesaplanır.

$$N_{60} = N * (ER / 60)$$

Türkiye'de kullanılan Donut tipi şahmerdan için enerji oranı (ER) 45'dir.

Jeolojik gerilme düzeltmesi, C_N : N darbe sayılan, zeminin relatif yoğunluğunun yanı sıra, deney derinliğindeki efektif gerilime de bağlıdır. Efektif gerilme, efektif jeolojik gerilme ile temsil edilir. Aynı göreceli yoğunluğa sahip bir kum, farklı derinliklerde farklı N değerleri verir. Bu nedenle bir düzeltme yapılır. Düzeltme katsayısı C_N aşağıdaki ifadede yerine konularak düzeltilmiş darbe sayısı N_1 elde edilir.

$$N_1 = C_N * N$$

Diğer düzeltmelerle birlikte,

$$(N_1)_{60} = C_N * N_{60}$$

ifadesi kullanılır, örtü gerilimi düzeltmesi, C_N , için çok sayıda eşitlik önerilmiş olmakla birlikte, en çok kullanılanlar aşağıda verilmiştir.

Liao ve Whitman (1986):

$$C_N = \sqrt{\frac{1}{\sigma_v}} \quad (\sigma_v = \text{Düşey efektif gerilme. kgf/cm}^2)$$

-Tokimatsu ve Yoshimi (1983):

$$C_N = \frac{1.7}{0.7 + \sigma_v} \quad (\sigma_v = \text{Düşey efektif gerilme kgf/cm}^2)$$

-Peckv.d.(1974):

$$C_N = 0.77 \log(20 / \sigma_v') \quad \sigma_v = (\text{Düşey efektif gerilme. ton/ft}^2)$$

-Seed ve diğ.(1971):

$$C_N = 0.85 * \log(145 / \sigma_v') \quad (\sigma_v: \text{Düşey efektif gerilme, ton/ m}^2)$$

4.2.1.1. Eşik ivme kriteri

Eşik ivme kriterinde emniyet faktörü, F_a için,

$$F_a = 1.6 a_t / a_{\max}$$

tarifi yapılır.

Burada,

a_t : Sıvılaşmanın gerçekleşebilmesi için gerekli eşik ivmesi,

a_{\max} : Deprem meydana getireceği maksimum yer ivmesidir.

Eğer,

$F_a < 1$ ise sıvılaşma potansiyeli yüksek

$F_a > 1$ ise sıvılaşma potansiyeli düşük

kabul edilir.

Eşik ivmesi değeri, kayma gerilmesi için kabul edilen τ_0 değeri esas alınarak elde edilen

$$(a_t / g) = [\gamma_1 (G / G_{\max})_t v_s^2] / g * z * r_d$$

bağıntısı yardımıyla hesaplanabilir.

Burada,

γ_t : Eşik kayma uzaması, zemindeki boşluk suyu basıncı artışını belirtir ve $(1\sim 3) * 10^{-2}$ % değerlerini alır.

G/G_{\max} : Kayma modülü oranı.

G_{\max} : Kumlu zeminlerde küçük uzamalarda ($y < 10^{-4}\%$) ölçülen ön kayma modülüdür.

r_d : Gerilme indirgeme faktörü

z : Hesap yapılan zeminin derinliği

Eşik kayma şekil değiştirmesi $\gamma_t = 0.0001$ için $(G / G_{\max})_t = 0.8$ kabulü yapılmıştır. SPT-N sayısı ile kayma dalgası hızı, V_s arasında değişik araştırmacılar tarafından önerilen ampirik bağıntılar Tablo 4.1'de verilmektedir.

Kayma dalgası hızı Law ve Ansal (1993) tarafından,

$$V_s = 58.5 * N^{0.51} \text{ m/sn}$$

ile ifade edilmektedir. Eşik ivme emniyet faktörü tek başına sınırlama potansiyelini saptayabilmek için yeterli değildir. Buradan elde edilen sonuç diğer kriterlerle denetlenmelidir [3]

Tablo 4.1 SPT Darbe Sayısı ile Kayma Dalgası Hızı Arasındaki Ampirik Korelasyonlar [3]

Araştırmacılar	Eşitlik
Imai ve yoshimora (1970)	$V_s=76N^{-0.33}$
Ohba ve Toriumu (1970)	$V_s=84N^{-0.31}$
Ohta ve Goto (1978)	$V_s=69N^{-0.17} D^{0.2} \cdot E \cdot F$ $E=10 \text{ (H)}$ $F=1.00 \text{ (Kil)}$ $D=13 \text{ (P)}$ =1.09 (I .Kum) =1.07 (O. Kum) = 1.14 (K. Kum) = 1.15 (Ç. Kum) =1.45 (Çakıl)
Imai (1977)	$V_s=a \cdot N^b$ $a=102$ $b=0.29$ (Kil) $=81$ $=0.33$ (H. Kum) $=114$ $=0.29$ (P. Kil) $=97$ $=0.32$ (P. Kum)
Okamoto v.d. (1989)	$V_s=125N^{-0.3}$ (P. Kum)
V_s =Kayma dalgası hızı (m/sn) N= SPT vuruş sayısı D= Derinlik H= Halosen P=Plostosen O= orta K= kaba Ç= çakıllı I=İnce	

Çin'de yapılan araştırmalar sonucu kumlu silt ve kum zeminlerde sıvılaşma potansiyeli aşağıdaki eşitlikle değerlendirilebilir [3].

$$V_{s,cri}=V'_{s,cri}(d_s-0.0133d_s^2)^{0.5}$$

Burada $V'_{s,cri}$ Tablo 4.2'de verilen kayma dalgası hızının kritik değerleridir. Ölçülen kayma dalgası hızı V_s , yukarıdaki denklemlerden bulunan $V_{s,cri}$ değerinden daha küçükse sıvılaşma potansiyeli yüksektir.

Tablo 4.2 Kayma dalgası hızının kritik değerlerinin ($V'_{st\ cri}$) deprem şiddeti (I) ile Değişimi [3]

I	VII	VIII	IX
$V'_{s,cri}$ (kumlu silt)	42	60	84
$V'_{s,cri}$ (kum)	63	89	125

4.2.1.2. Periyodik kayma gerilmesi kriteri

Bu yöntemde, zemin tabakalarının sıvılaşma emniyet faktörü (F_s),

$$F_s = \tau_s / \tau_0$$

şeklinde ifade edilir.

Burada,

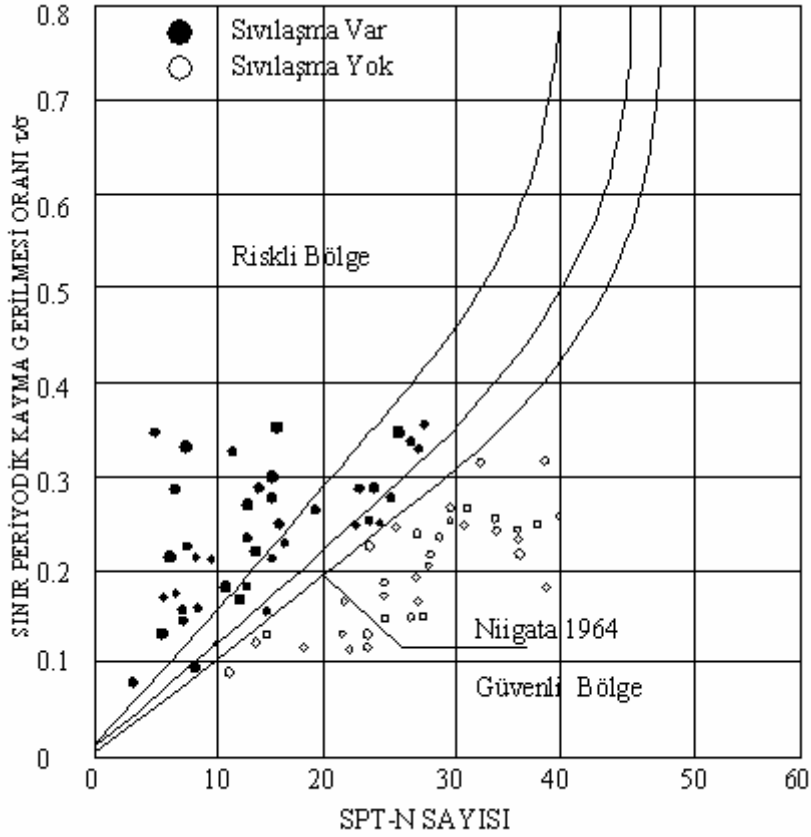
τ_s : Belli bir zeminde sıvılaşmanın başlayabilmesi için gerekli periyodik sınır kayma gerilmesi,

τ_0 : Aynı zeminde belli bir depremin meydana getireceği ortalama kayma gerilmesidir. :

$F_s < 1$ ise sıvılaşma potansiyeli yüksek,

$F_s > 1$ ise sıvılaşma potansiyeli yoktur.

1964 yılında meydana gelen Alaska ve Niigata depremlerinden sonra sıvılaşma olayına açıklık getirmek için ciddi araştırmalar yapılmış ve sıvılaşmayı oluşturan faktörler belirlenmeye çalışılmıştır. Deprem sonucu yatay yüzeyde oluşan ortalama kayma gerilmesinin, deprem öncesi düşey efektif gerilmeye oranının kum tabakalardaki sıvılaşmayı ifade edecek uygun bir parametre olduğu görülmüştür. Bu parametrenin avantajı, kum tabakasının kalınlığını, su tablasının derinliğini ve depremin şiddetini göz önünde bulunduruyor olmasıdır.



Şekil 4.2 Periyodik sınır gerilmesi değerleri [3]

Çeşitli depremlerden elde edilen sıvılaşma anındaki, periyodik yatay kayma gerilmesi τ_s ' nin efektif düşey gerilmeye oranı olarak ifade edilen periyodik sıvılaşma gerilmesi oranı ($a = \tau_s/\sigma_v'$) ile standart penetrasyon değeri arasındaki ilişki grafik olarak Şekil 4.2'de verilmiştir.

$$\tau_s = \alpha \cdot \sigma_v'$$

Düzeltilme katsayısı C_N denklem ile hesaplandıktan sonra 10 t/m^2 düşey efektif gerilmeye göre düzeltilen darbe sayısı N_1 , yukarıdaki denklem yardımıyla bulunur. N_1 yardımıyla Şekil 4.2'den belli bir deprem büyüklüğü için a oranı okunur. Bu oran bulununca sıvılaşma için gerekli yatay kayma gerilmesi, (τ_s) için formülü kullanılır. Depremin maksimum zemin ivmesi a_{\max} 'ın etkisi ile meydana getireceği ortalama kayma gerilmesi,

$$\tau_0 = 0.65 * (a_{\max}/g) * \sigma_v * r_d$$

bağıntısından hesaplanabilir. Burada,

a_{\max} : Yüzeydeki maksimum ivme

σ_v : Kum tabakasına etkiyen toplam düşey gerilme (t/m^2)

σ' : Kum tabakasına etkiyen efektif düşey gerilme (t/m^2)

r_d : Gerilme indirgeme faktörüdür.

Maksimum yer ivmesi ,incelenen sahada sıvılaşma olup olmadığı arz edilen durumlarda bulunan ivmedir. Böyle bir ifade ile taban kayasındaki ivmenin , zeminin etkisi düzeltilmiş değeridir. R_d değerinin sıvılaşma üzerindeki etkisi aşağıdaki gibidir.

$$r_d = 1.0 - 0.00765 z \quad (z \leq 9.15 \text{ m})$$

$$r_d = 1.174 - 0.0267 z \quad (9.15 \text{ m} < z \leq 23 \text{ m})$$

$$r_d = 0.744 - 0.008 z \quad (23 < z \leq 30 \text{ m})$$

$$r_d = 0.50 \quad (z > 30 \text{ m}) \quad [3].$$

4.2.1.3. Japon şartnamesi kayıtları

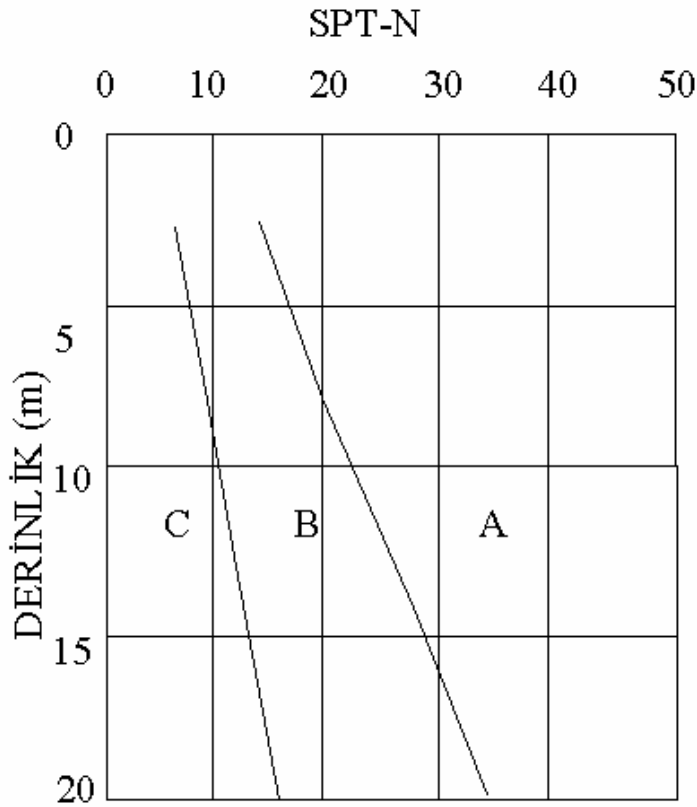
Şartname, aşağıdaki türden zemin tabakaları için sıvılaşma tahkiki istemektedir:

- Derinliği zemin yüzeyinden 15–20 metreden az olan zeminler,
- Orta derecede üniformiteye sahip kum tabakaları ($U_c < 10$ ise sıvılaşma riski orta derecede yüksek, $U_c < 5$ ise yüksektir. Silt / kil oranı %10'dan az, ortalama çap, D_{50} değeri 0.075 ile 2.00 mm arasında ve özellikle zemin “orta kum”, $D_{50} = 0.15–1.0$ mm arasında ise yine risk yüksektir).
- Yeraltı su tablası altındaki suya doymun yerler,
- Az sıkıştırılmış ve SPT-N sayısı Şekil 4.3'de B ve C bölgesine giren zeminler

1988'de yürürlüğe giren şartnameye göre aşağıda sıralanan dört faktör sıvılaşma olasılığını artırmaktadır:

- Suyu doymun zeminlerde düşük ince dane oranı.

- Suya doymun zeminlerde düşük SPT-N darbe sayısı.
- Yeraltı su tablasının zemin yüzeyine yakınlığı.
- Büyük deprem hareketi.



Şekil 4.3 Sıvılaşmaya karşı duyarlılık ve SPT-N değeri ilişkisi [13]

Genellikle sıvılaşma incelemelerin değerlendirmelerinde zemin yüzeyinden itibaren ilk 20 metre derinlik içerisinde yer alan zeminler göz önüne alınır. Önceki gözlemlere göre hasar, daha çok ince dane oranı %35'den az olan zemin katmanlarının bulunduğu yerlerde yoğunlaşmıştır. Siltler, su içeriği likit limite yakın ise veya plastisiteleri düşükse, sıvılaşma potansiyelleri incelenmelidir, çünkü ince dane oranının %35'den büyük olduğu durumlarda bile sıvılaşma örnekleri vardır.

Aşağıda sunulan yöntem, Tokimatsu ve Yoshimi (1983) metoduna dayanmakta olup, küçük bir değişiklikle sıvılaşma potansiyeli değerlendirmesi için önerilmiştir:

- Eşdeğer çevrimsel kayma gerilmesi oranı, τ_d / σ'_z , çalışılan her derinlik için hesaplanır:

Burada,

τ_d = yatay düzlemde eşdeğer çevrimsel kayma gerilmesi genliği (ton-kuvvet / m²),

σ_z' = incelenen derinlikteki efektif jeolojik yük (efektif düşey gerilme) (ton-kuvvet / m²),

$r_n = 0.1(M-1)$ = eşdeğer deprem yükü çevrim sayısı,

M = tasarım deprem manyitüdü,

a_{max} = zemin yüzeyindeki maksimum ivme (gal),

g = yerçekimi ivmesi = 980 gal,

σ_z = toplam jeolojik yük (toplam düşey gerilme) (ton-kuvvet / m²),

r_d = azaltma faktörü = $1-0.015z$,

z =metre olarak incelenen tabakanın yüzeyden olan derinliği.

-Her derinlikte SPT-N değeri, aşağıdaki formüllerle hesaplanır:

$$N_a = N_1 + N_f$$

$$N_1 = C_N * N$$

$$C_N = \sqrt{\frac{10}{\sigma'_z}}$$

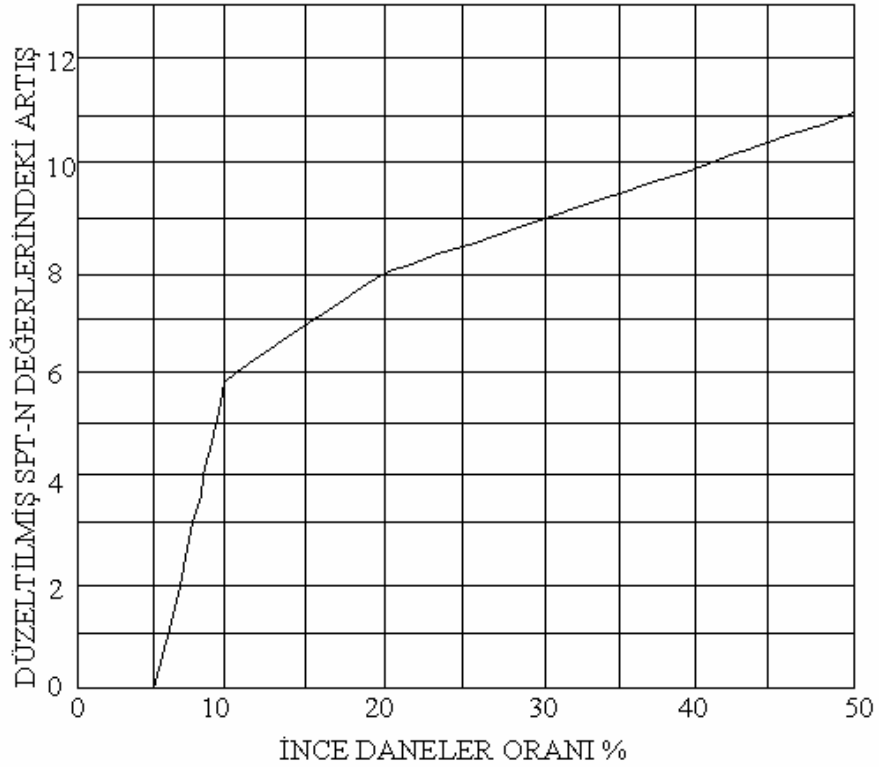
N_a = Düzeltilmiş SPT-N değeri,

N_1 = Eşdeğer SPT-N değeri,

N_f = Eşdeğer SPT-N değerinde ince daneli zemin oranı için yapılacak artırım. (Şekil 4.4),

C_N = SPT-N değerine uygulanacak çevre basıncına bağlı düzeltme faktörü,

N = arazi SPT darbe sayısı (trip-monkey yöntemi ile veya otomatik serbest düşürülen ağırlıklar ile yapılan deneyler için geçerli olup, konik makara metodunda veya ağırlığın ipin makaradan serbest bırakılarak düşürülmediği durumlarda SPT-N değeri %20 azaltılır).



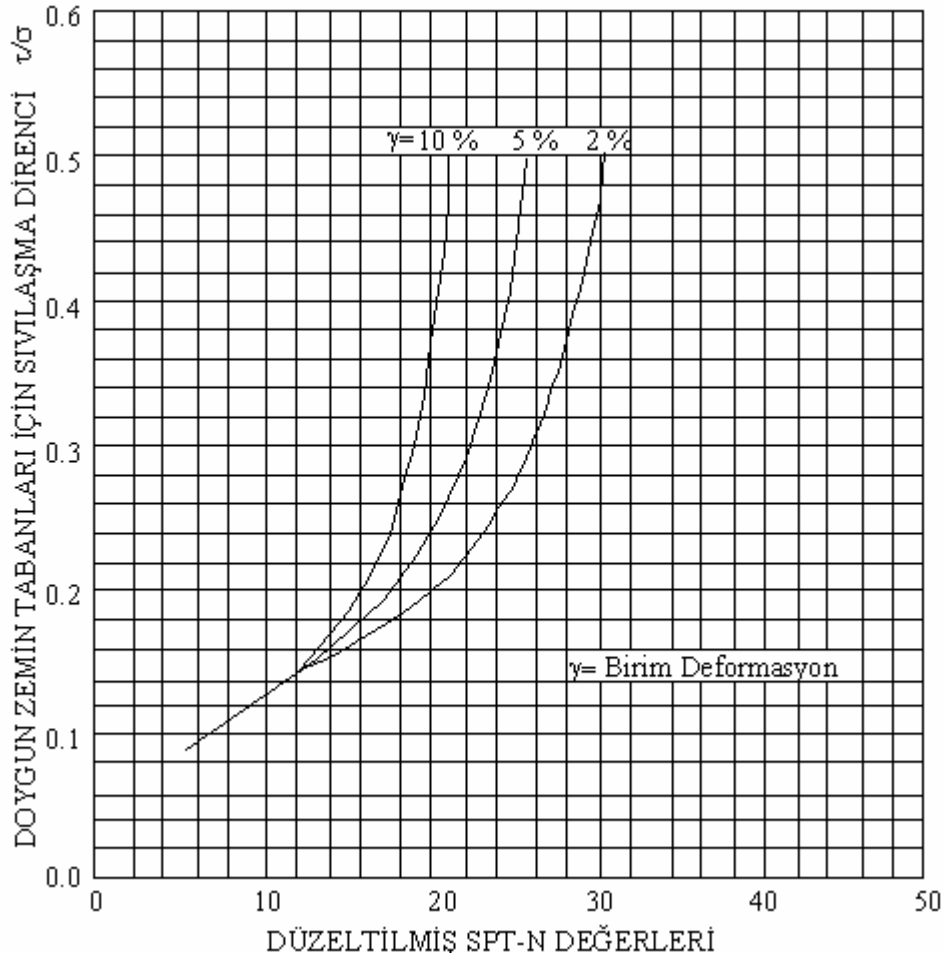
Şekil 4.4 SPT-N değerinin ince taneler oranı ile artışı[13]

Zeminin sıvılaşmaya direncini gösteren gerilme oranı, τ_1/σ_z' , düzeltilmiş SPT-N değeri (N_a) kullanılmak sureti ile %5 kayma birim deformasyonuna tekabül eden eğri esas alınarak Şekil 4.5'den bulunur. τ_1 gerilmesi, sıvılaşmaya neden olan kayma gerilmesidir.

-Sıvılaşmaya karşı güvenlik sayısı F_L aşağıdaki gibi belirlenir:

$$F_L = \frac{\tau_1 \cdot \sigma_z'}{\sigma_z * \tau_d} = \frac{\tau_1}{\tau_d}$$

F_L değeri 1.00'den büyükse sıvılaşma potansiyeli mevcut değildir, 1.00'den küçükse zemin potansiyel olarak sıvılaşabilir. Güvenlik sayısının düşmesi, sıvılaşma potansiyelinin artışına işaret eder [13].



Şekil 4.5 Suya doygun zemin katmanlarında düzeltilmiş SPT-N değeri ile sıvılaşma direncinin değişimi (γ = birim deformasyon, %)[13]

4.2.1.4. Enerji metodu

Bu metot, titreşim sırasındaki enerji kaybının, zeminin sismik harekete karşı tepkisini gösterir bir parametre olarak kullanılması prensibine dayanır. Laboratuarda dinamik yüklemeyle elde edilen enerji kaybı ile boşluk suyu basıncı arasındaki ilişki ve arazi verilerinin regresyon analizleriyle korelasyonu yardımıyla sıvılaşma potansiyeli değerlendirilmektedir. Buna göre suya doygun kum zeminlerde sınımayı tanımlamak için aşağıdaki ifade verilmiştir [2].

$$\frac{10^{1.5M}}{2.28 * 10^{-10} * N_1^{11.5} * R^{4.3}} \geq 1$$

Burada ;

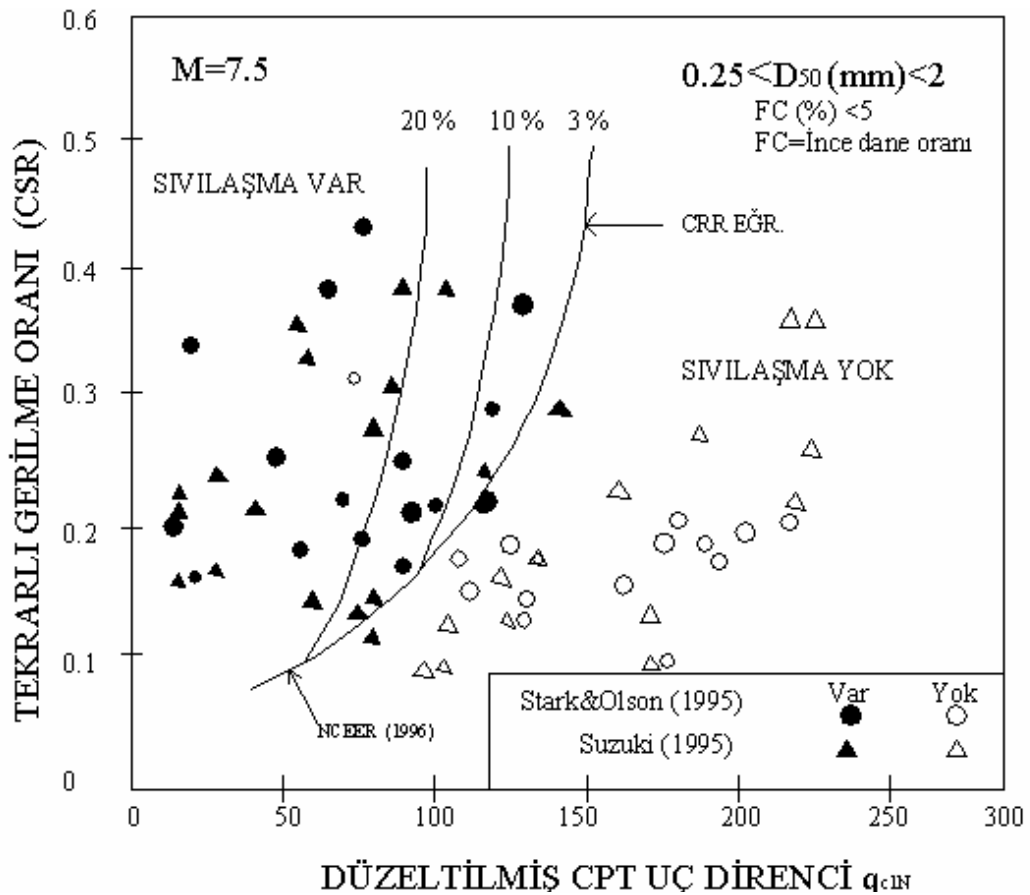
M:Deprem büyüklüğü

R: Odak uzaklığı (km)

N_1 :100 kpa basınç ve %60 enerji oranına göre düzeltilmiş standart penetrasyon dayanımıdır.

4.2.2. CPT verileri kullanılarak sıvılaşma riskinin belirlenmesi

CPT deney sonuçları kullanılarak sıvılaşma tehlikesi belirlenmesi için deprem manyitüdü $M=7.5$ ve efektif jeolojik yük $\sigma_v'=1$ atm alınarak Robertson ve Wride (1997) tarafından Şekil 4.6'da verilen abakda gösterilmektedir. Takip edilecek yöntem aşağıdaki gibidir [13].



Şekil 4.6 CRR değerlerinin CPT verilerinden tahmini için önerilen abak ve ampirik sıvılaşma verileri[13]

-CRR değeri Seed-Idriss basitleştirilmiş metodunda olduğu gibi hesaplanır.

Koni uç gerilmesi 1.0 atm (100 kPa) basınca göre aşağıdaki ifadeye göre normalize edilir:

$$q_{c1N} = C_Q(q_c/P_a)$$

Burada,

$$C_Q = (P_a/\sigma_v')^n$$

olup,

C_Q = normalizasyon faktörüdür, ($C_Q < 1.7$)

$P_a = 1$ atm (100 kPa) basınçtır (σ_v' ile aynı birimde alınacak).

n = Zeminin fonksiyonu olan 0.5 ile 1.0 arasında bir katsayıdır. Temiz kumlar için 0.5, silt ve siltli kumlar için 0.50–1.00 arasında, killer için 1.0 alınır.

q_c = ölçülen koni penetrasyon uç direnci.

Birinci adım, kil karakterindeki zeminlerin kum veya silt karakterindeki zeminlerden ayrılmanmasıdır. Bu ayırım, $n=1.0$ (killer için tipik değer) kabul edilerek ve aşağıdaki hesaplamalar yoluyla yapılır:

$$I_C = [(3.47 - \log Q)^2 + (1.22 + \log F)^2]^{0.5}$$

$$Q = [(q_c - \sigma_v)/P_a] [(P_a/\sigma_v')^n]$$

$$F = [f_s(q_c - \sigma_v)] * (100\%)$$

f_s = çevre sürtünmesi

- Eğer $Q = [(q_c - \sigma_v)/P_a] [(P_a/\sigma_v')^{n=1.0}]$ ifadesinden bulunan I_C değeri 2.6'dan büyükse, zemin killi olarak sınıflandırılıp, sıvılaşmadığı kabul edilir. Ancak, zeminin sıvılaşmadığı Modifiye Çin Kriteri ile de teyit edilmelidir.

- Eğer $Q = [(q_c - \sigma_v)/P_a] [(P_a/\sigma_v')^{n=1.0}]$ ifadesinden bulunan I_C değeri 2.6'dan küçükse, zemin granüler olarak sınıflandırılır ve C_Q ve Q değerleri $n=0.5$ alınarak yeniden hesaplanır. I_C ise Q değeri q_{c1N} ile değiştirilerek,

$$I_C = [(3.47 - \log q_{c1N})^2 + (1.22 + \log F)^2]^{0.5}$$

denkleminde yeniden bulunur.

Bu durumda eğer,

i) yeniden bulunan $I_C < 2.6$ ise, zemin plastisitesiz ve granüler kabul edilerek, aşağıdaki analizde kullanılır.

ii) yeniden bulunan $I_C > 2.6$ ise, zemin siltli kabul edilerek, q_{c1N} değerini $n=0.7$ için tekrar hesaplanır ve bu q_{c1N} değeriyle $I_C = [(3.47 - \log q_{c1N})^2 + (1.22 + \log F)^2]^{0.5}$ yeniden bulunur ve aşağıda anlatılan analize devam edilir.[13]

Her halükarda $I_C > 2.4$ ise, zeminden yeniden numune alınarak zemin tipi belirlenmeli ve diğer sıvılaşma yöntemleri ile de sıvılaşma kontrolü yapılmalıdır.

Normalize edilmiş uç direncine, eşdeğer temiz kum değeri elde edilmek üzere, aşağıdaki gibi ince dane düzeltmesi uygulanır:

$$(q_{c1N})_{0.5} = K_c(q_{c1N})$$

Burada,

$$K_c = 1.0$$

$$I_c \leq 1.64 \text{ ise}$$

$$K_c = -0.403.I_c^4 + 5.58.I_c^3 - 21.63.I_c^2 + 33.75.I_c - 17.88 \quad I_c > 1.64 \text{ ise}$$

Sonuçta elde edilen q_{c1N} , CSR değeri Şekil 4.6'dan temiz kum için verilen eğri ile birlikte kullanılarak sıvılaşma direnci tahmin edilir [13].

4.2.3. Kayma dalga hızı kullanılarak sıvılaşma riskinin belirlenmesi

Bu parametre bir arazi indisi olarak, (siltler ve kumlar gibi) numune alınması veya (çakıllar gibi) penetrasyonu zor olan zeminlerde, sıvılaşma olasılığının belirlenmesi çalışmalarında kullanılabilir. Son yıllarda kayma dalga hızı V_s 'in arazide ölçümünde kayda değer gelişmeler olmuştur. Ancak V_s ile zeminin sıvılaşmaya karşı direnci arasındaki korelasyonlar henüz geliştirilme safhasındadır ve tecrübeli uzman yardımı olmaksızın kullanılması uygun görülmemektedir [13].

Robertson v. d. (1992) , Kaliforniya arazi verilerinden yararlanarak gerilme esaslı bir sıvılaşma tahmin usulü teklif etmişler ve kayma dalga hızını aşağıdaki gibi normalize etmişlerdir[13].

$$V_{s1}=V_s(P_a/\sigma'_{vo})^{0.25}$$

Burada,

P_a = Referans gerilmesi olarak atmosferik basınç (yaklaşık 100 kPa),

σ'_{vo} =Efektif düşey jeolojik basınçtır (kN/m²).

V_{s1} =Kayma dalgası hızı

Andrus and Stokoe CRR (tekrarlı yük dirençi oranı) değerinin, sıkı kumların hacim genişleme eğilimleri yüzünden, bir V_{s1} değerine asimtot olması fikrinden hareketle, aşağıdaki ifadeyi teklif etmişlerdir:

$$CRR=\tau_{av}/\sigma_{v0}=a(V_{s1c}/100)^2+b/(V_{s1c}-V_{s1})-b/V_{s1c}$$

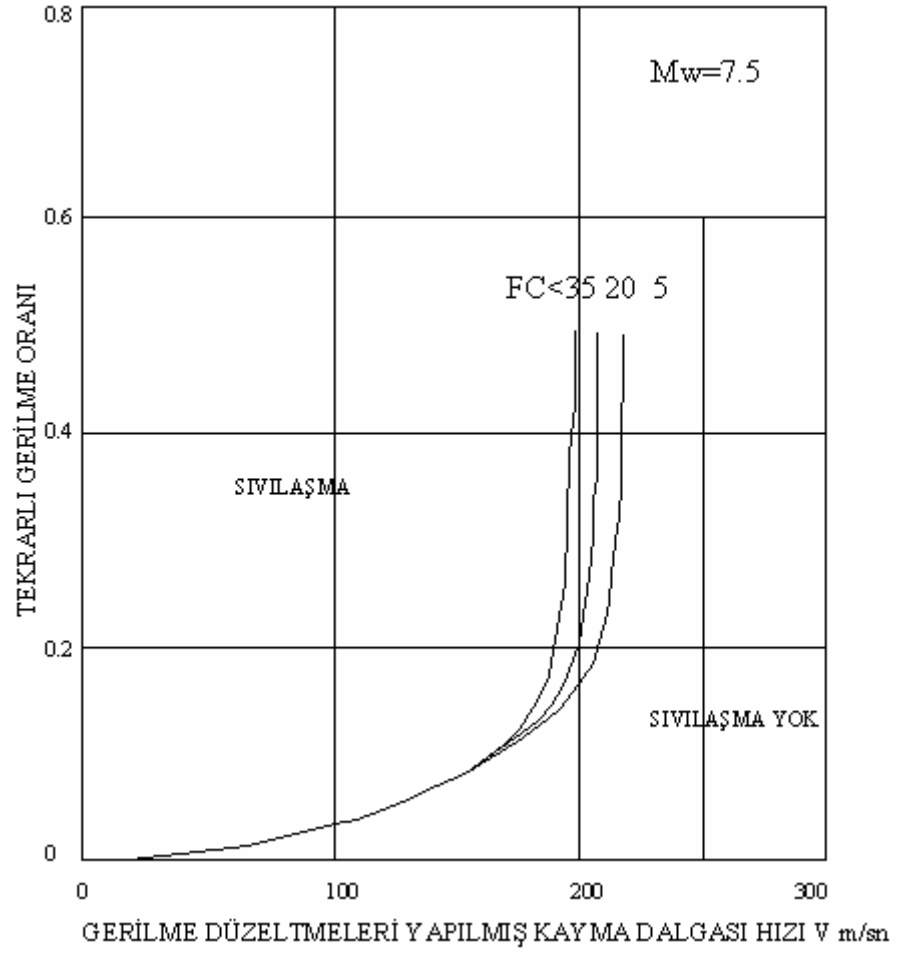
Burada, V_{s1c} , V_{s1} 'in kritik değeri olup, hacim küçülmesi ve hacim genişlemesi eğilimlerini tefrik etmektedir, a ve b ise eğri intibakı parametreleridir. V_{s1} ile CRR arasındaki ilişkiyi veren yukarıdaki ifadeyi kullanan Andrus and Stokoe, sıvılaşma olan ve olmayan yerleri ayıran eğriler çizmişlerdir. $M = 7.5$ olan bir deprem için, a ve b parametrelerinin en uygun değerleri sırasıyla 0.03 ve 0.9 olmaktadır. Andrus and Stokoe ayrıca, V_{s1c} için en uygun değerleri aşağıdaki gibi tahmin etmişlerdir [13].

İnce dane oranı %5'den az olan kum ve çakıllar için : $V_{s1c} = 220$ m/san

İnce dane oranı %20 civarında olan kum ve çakıllar için : $V_{s1c} = 210$ m/san

İnce dane oranı %35'den fazla olan kum ve çakıllar için : $V_{s1c} = 200$ m/san

Andrus ve Stokoe'nun 7.5 manyitüdü depremler ve çeşitli ince dane oranlarına sahip zeminler için önerdikleri sınırlar Şekil 4.7'de gösterilmektedir [13].



Şekil 4.7 CRR değerinin düzeltilmiş kayma dalga hızından tahmini için verilmiş abak [13]

BÖLÜM 5. SIVILAŞMA RİSKİNİN AZALTILMASI

5.1 Sıvılaşma Potansiyeline Sahip Zeminlerde Alınabilecek Önlemler

Sıvılaşmaya yatkın olan lokasyonlarda alınabilecek önlemler dört ana başlık altında toplanabilir.

- Sıvılaşmaya yatkın olan alanları terk etmek yani bu bölgelere mecbur kalmadıkça mühendislik yapılarını (bina köprü baraj yol...) inşa etmemek.
- Sıvılaşabilir nitelikteki zeminin sıyrılarak yapının oraya inşa edilmesi yada sıvılaşmayan bir zeminle yer değiştirilmesi
- Yapının sıvılaşmaya karşı dirençli tasarlanması.
- Zeminde iyileştirme yapılması.

Sıvılaşma riskine karşı alınan önlemler yukarıda dört ana başlık altında toplanmıştır. Zeminlerde sıvılaşma riskinin azaltılması amacıyla yukarıda sayılan önlemler alınabilmektedir. Sıvılaşma riskine karşı alınan bazı önlemler kapsamında uygulanan iyileştirme yöntemlerinin, uygulama kriterleri ve seçim kriterleri bulunmaktadır. Bu kriterlerin, uygulanan iyileştirme yönteminin seçiminde ve uygulanmasında dikkate alınması yöntemin başarıya ulaşması bakımında önemlidir. Bu bölümde bu yöntemler üzerinde durulacak, uygulama ve iyileştirme seçim kriterleri belirtilecektir.

5.1.1. Sıvılaşmaya yatkın alanların terk edilmesi

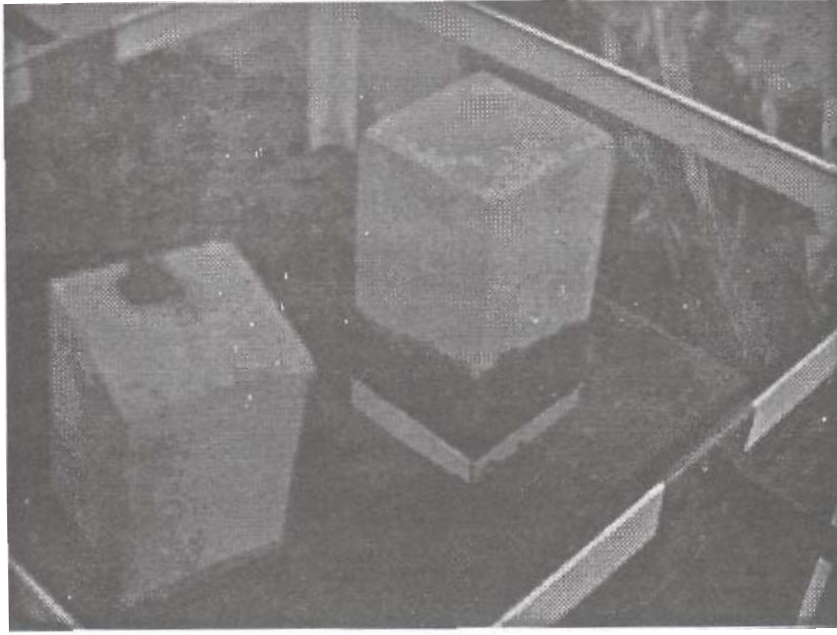
Son yüzyılın başlarından itibaren ülkemizde ve dünyada sanayileşme ve neticesindeki şehirleşme hız kazanmıştır. Belli bölgelerdeki aşırı nüfus artışı ve ekonomik sebeplerle aşırı göç alınması, konut ve alt yapı problemlerinin oluşmasına neden olmaktadır. Bu sebeple bazı bölgelerde bazı mühendislik yapılarının inşa edilmesi kaçınılmaz olmaktadır. Böyle durumlarda sıvılaşabilir nitelikteki alanı terk

Etmek yada örneğin herhangi bir yol yada boru hattı güzergahını o bölgeden geçirmemek gibi bir çözüm mümkün olmamaktadır. Sonuç olarak yukarıda sayılan sebeplerin bulunmadığı alanlarda sıvılaştırılabilir nitelikteki alana herhangi bir mühendislik yapısının inşa edilmemesi ve daha güvenli alanlara gidilmesi en mantıklı ve ekonomik çözüm yoludur. Terk edilen bu tür alanların değişik amaçlarla kullanılması ve şehir imar planlarının, yol güzergahlarının boru hattı güzergahlarının, baraj gövdelerinin ve diğer yapıların bu bölgelerden uzak tutulması gerekmektedir. Böylece mühendisliğin temel ilkelerinden olan ekonomiklik ve emniyet faktörleri sağlanmış olacaktır.

5.1.2. Yapının sıvılaşmaya karşı dirençli tasarlanması

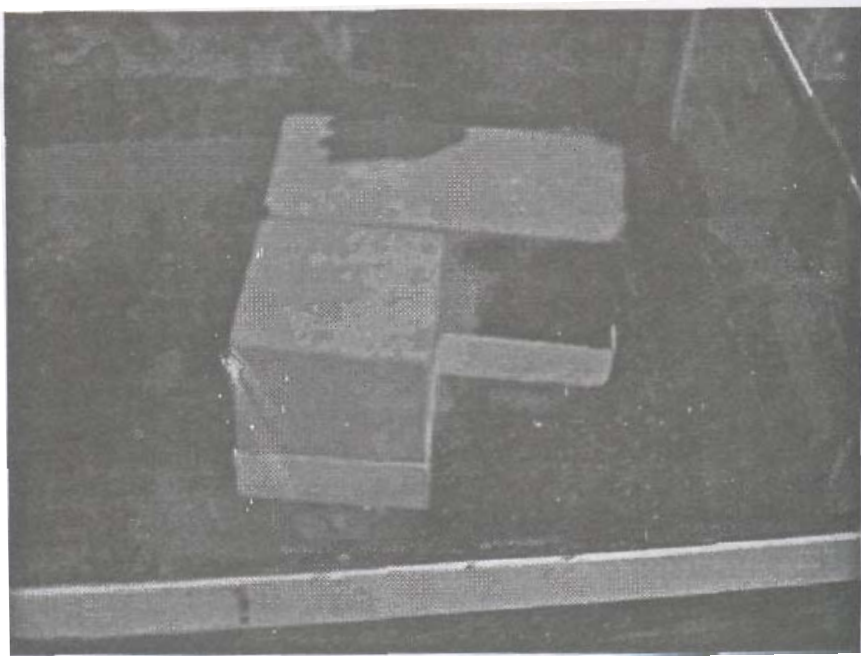
Sıvılaşma potansiyeline sahip zeminlerde, inşa edilecek yapılarda zemin iyileştirmesi dışında değişik bazı tedbirler de alınabilmektedir. Bu tedbirlerden en çok uygulananlar radye temel yapımı ve kazıklı radye temel yapımıdır. Bu tür yöntemlerin sıvılaştırılabilir zeminlerde bulunan yapıların deprem sırasındaki davranışının tespit edilmesi amacıyla Mollamahmutoğlu ve Yılmaz (2004) tarafından laboratuvar model çalışmaları yapılmış ve aşağıdaki sonuçlara ulaşılmıştır.

-Radye temel tasarımı her iki yönde simetrik hafif yapı modelinin, zemin yüzeyine oturtulduğunda farklı oturma yaparak yana yattığı veya devrildiği, zemine 1/3 oranında gömüldüğünde kısmi oturmalar olduğu devrilme ve ötelenme olmadığı tespit edilmiştir (Şekil 5.1) [14].



Şekil 5.1 Yüzeysel temelli hafif yapı modellerinin deney sonu durumu[14]

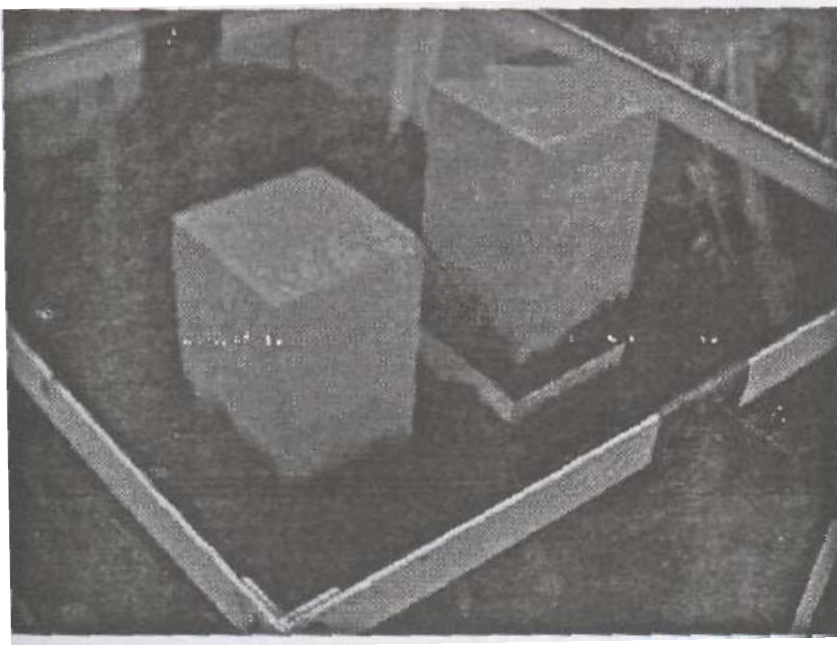
-Radye temel tasarımlı ağır yapı modelleri sıvılaştırma sonrası yüzmeye ötelenme ve dönme tesirlerine maruz kalmışlardır.(Şekil 5.2)



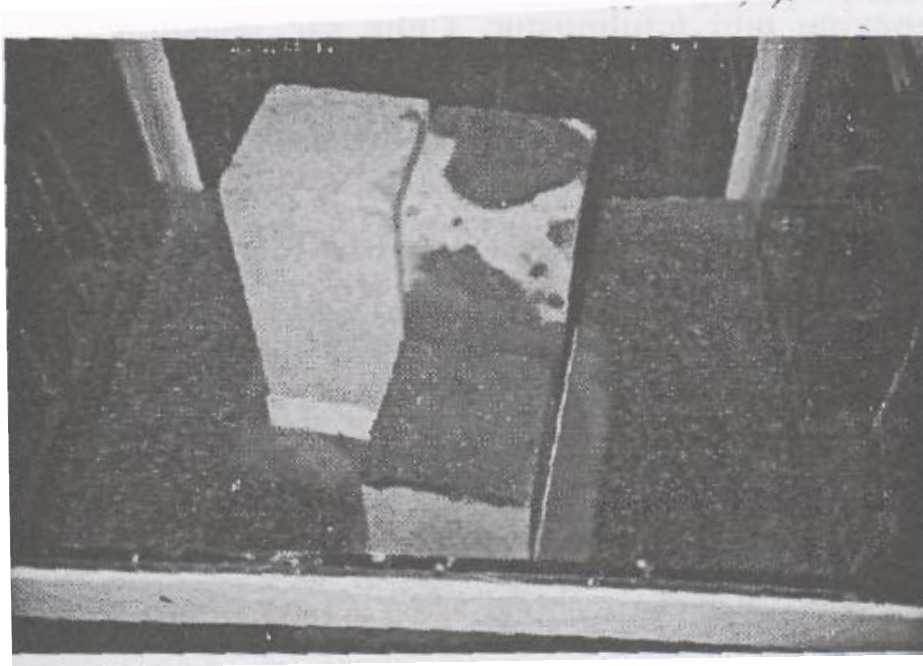
Şekil 5.2 Yüzeysel temelli ağır yapı modelinin deney sonrası durumu [14]

- Radye temelli yapı modellerinde model yüksekliğinin 1/3 ü kadar temel derinliğine sahip olması durumunda yalnızca aşağı yönde kısmi oturmalar tespit edilmiş ve dönme ve yüzme hareketi tespit edilmemiştir[14]. Sonuç olarak sınırlanmış potansiyeline sahip zeminlerde radye temelli yapıların temel derinliğinin, en az yapı yüksekliğinin 1/3'ü kadar olması gerekmektedir.

-Kazıklı radye temel tasarımları simetrik veya asimetrik yapı modellerinin kazık boyları, model bina yapı yüksekliği 'h' olmak üzere h/5, h/4, h, 2h olacak şekilde hazırlanmıştır. Deneyler sonucunda artan kazık boyu ile yapı modeli tasmanlarının azaldığı ve kazık boyunun h/2'den büyük olması durumunda oturma ve yana yatma gözlenmemiştir.(Şekil 5.3) Ancak kazık boyunun h/2'den daha küçük olması durumunda yapı modelinde sınırlı yana yatma söz konusudur (Şekil 5.4) [14].



Şekil 5.3 Kazıklı radye tasarımlı bir modelin deney sonrası durumu [14]



Şekil 5.4 Kazıklı radye tasarımlı bir modelin deney sonrası durumu [14]

Sonuç olarak vurgulanması gereken nokta kısa kazıklı radye temel tasarımlı yapı modellerinden kaçınılması uygun görülmektedir. Uzun kazıklı tasarımlarda ise, kazıklar sıvılaşma potansiyeli bulunmayan zemine kadar yada sıvılaşma oluşmayan derinliğe kadar indirilmelidir. Ancak bu durumlarda sıvılaşma sonrası yanıl deplasmanların kazık üzerindeki önemli etkilerinin göz önünde bulundurulması gerekmektedir [14].

5.1.3. Yapı temellerinin sıvılaşmayan tabakalara oturtulması

Şimdiye kadar elde edilen bulgulardan sıvılaşmanın zeminin ilk 15 metrelik kısmında meydana geldiği tespit edilmiştir. Sığ derinliklerde sıvılaşma riski tespit edilen alanlarda sıvılaşan kısım çıkartılıp sağlam tabakaya yapı temelin teşkili mümkün olmaktadır. Fakat sıvılaşma potansiyeli sahip zeminin derinliği arttıkça bu yöntemin ekonomiklik ve inşaat güvenliği bakımından uygulanabilirliği sakıncalar ortaya çıkarmaktadır. Bu yöntemde inşaat sırasında derin kazı önlemlerinin alınması gerekmektedir. Sonuç olarak bu yöntem sadece sığ derinliklerde yerel sıvılaşabilir tabakaların olması durumunda ekonomik bir çözüm yolu olmaktadır.

5.2. Sıvılaşma Yönünden Zemin İyileştirme Teknikleri

Depremde sıvılaşma potansiyeline sahip zeminlerde bazen sıvılaşma bazen de oturma nedeniyle hasarlara neden olmaktadır. Ayrıca yanal yayılma sonucu yatay deplasmanlar ortaya çıkmaktadır. Sıvılaşma potansiyeline sahip zeminlerde temel zemininin iyileştirilmesi veya daha önceki bölümlerde anlatılan yöntemlerle önlem alınması gerekmektedir.

Gevşek kumlu zeminlerin sıvılaşma yenilme potansiyeli olduğu göz önüne alınarak titreşimli yada deplasman yoluyla sıkıştırma yöntemleri ile kuru birim hacim ağırlığı artırma en çok tercih edilen iyileştirme yöntemidir. İkinci bir iyileştirme metodu ise bir bağlayıcı katkı malzemesiyle zeminin karıştırılarak taşlaşdırılmasıdır. Böylece zemin içinde taşlaşmış kolon ve perdeler teşkil edilir. Izgara şeklinde, iki yönde şerit şeklinde taşlaşdırılan zeminlerin boşluk suyu basıncının izole edildiği bilinmektedir. Ayrıca sıvılaşmaya karşı zeminlerde çakıl dren kuyuları (veya subü drenaj malzemeleri) ve buna benzer taş kolonlar da yapılabilir. Yukarıdaki açıklamalar ışığında sıvılaşmaya karşı iyileştirme yöntemleri aşağıdaki gibi gruplandırılabilir.

Sıkıştırma yöntemleri

- Vibroflotasyon
- Kum sıkıştırma kazıkları
- Vibrotijle sıkıştırma
- Kompaksiyon kazıkları
- Dinamik Kompaksiyon
- Kompaksiyon enjeksiyonu

Enjeksiyon ve karıştırma teknikleri:

- Derin karıştırma
- Jet enjeksiyonu
- Permeasyon enjeksiyonu

Drenaj teknikleri.

- Taş kolon yöntemi
- Çakıl drenleri

Türkiye deprem bölgelerinde sıvılaşma riski dikkate alınmadan inşa edilmiş çok sayıda yapı bulunmaktadır. Mevcut bir yapının zeminine uygulanabilecek yöntemler, henüz inşa edilmemiş bir yapının zeminine uygulanacak yöntemlere göre daha kısıtlıdır. Böyle olmasının sebebi temeller altında çalışmanın zorluğu ,tavan yükseklikleri sebebiyle içeride çalışılmamasıdır. Ayrıca iyileştirme esnasında mevcut yapıda ve komşu yapılarda deplasmanların oluşmaktadır. Dar yapılarda temel zeminine dışarıda erişilmeye çalışılır. Genelde zemin veya bodrum katlarda çalışma gerekliliği vardır.

Mevcut bir yapının temel zemininde zamanında fark edilmemiş sıvılaşma potansiyeli varsa ve zemin iyileştirmesi yapılacaksa yapının özellikleri ve komşu yapılar dikkate alınarak iyileştirme yöntemi seçilir. Mevcut yapıların temel zeminlerinin iyileştirilmesinde aşağıdaki iyileştirme yöntemleri kullanılabilir.

- Kompaksiyon enjeksiyonu
- Jet enjeksiyonu
- Permeasyon enjeksiyonu

5.2.1. Enjeksiyon ve karıştırma teknikleri

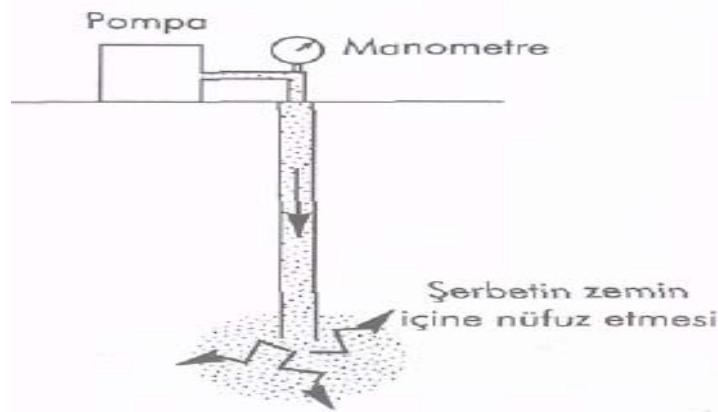
Zemin çökelleri mühendislik özelliklerini, çimentolu malzemeleri zemine enjekte etmek veya karıştırmak suretiyle iyileştirilebilir. Bu malzemeler hem zemin taneleri arasındaki teması güçlendirir hem de taneler arasındaki boşluğu doldurur. Enjeksiyon teknikleri zeminin partikül yapısı bütün haline gelecek şekilde enjeksiyon malzemelerinin zeminin gözeneklerine ve çatlaklarına şırınga edilmesini içerir. Karıştırma işlemi mekanik veya hidrolik olarak gerçekleştirilebilir. Enjeksiyon ve karıştırma teknikleri maliyeti yüksek tekniklerdir. Ancak minimum oturma ve titreşim ile iyileştirme yapılmaktadır. Bu sebeple diğer zemin iyileştirme tekniklerinin kullanılmadığı durumlarda da kullanılmaktadır.

5.2.1.1. Gözenek enjeksiyonu ve uygulama kriterleri

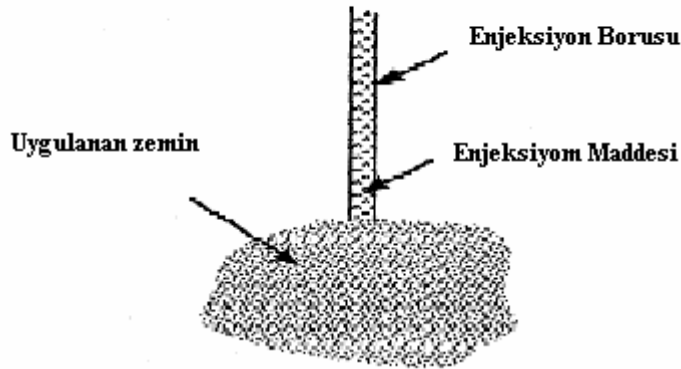
Zemin yapısını bozmayacak şekilde düşük viskoziteli şerbetin zemine verilmesini kapsar. Bu işlemde taneli şerbetler (çimento, uçucun kül, bentonit, mikro çimento veya bunların belli karışımının sulu biçimi) veya kimyasal enjeksiyon maddeleri (silikat ligin jöleleri, fenolik reçineler) kullanılmaktadır. Değişik türdeki şerbetlerin farklı zemin şartlarına uygunluğu, en çok zeminin dane boyutundan etkilenmektedir.

Gözenek enjeksiyonu iki ana mekanizma ile zemini iyileştirmesi sağlamaktadır. Birincisi şerbetin münferit zemin taneleri arasındaki teması güçlendirme eğiliminde olması ve bu şekilde enjeksiyon yapılmayan zemine göre iskelet yapısı daha kuvvetli, rijit olan bir zemin oluşturmasıdır. Diğer mekanizma ise enjeksiyon maddesinin zemin taneleri arasındaki boşlukları doldurması ve bu şekilde tekrarlı yükler altında, doygun kumlarda (aşırı boşluk suyunun oluşumu) sıvılaşmanın önlenmesinde etkilidir.

Gözenek enjeksiyonu ile iyileştirilen zeminin kayma dayanımı 345 ila 2070 Kpa arasında değişmektedir. Sıvılaşma riskinin azaltılmasında gözenek enjeksiyonunun kullanıldığı arazi örnekleri Zacher ve Gref (1989) tarafından tanımlanmıştır. Enjeksiyonun zemine nüfuz etmesi Şekil 5.5’de şematik olarak gösterilmektedir [1].



Şekil 5.5 Gözenek enjeksiyonu [1]



Şekil 5.6 Gözenek enjeksiyonunun bir diğer gösterimi

Gözenek enjeksiyonu uygulama kriterleri :

Çakıl ve kum gibi geniş gözenekli zeminlerde nispeten viskoz çimento şerbetleri de dahil olmak üzere hemen her çeşit enjeksiyon maddesi kullanılabilir. Kimyasal enjeksiyon maddelerinin viskozitesi taneli şerbetlere göre daha düşüktür. Bu nedenle ince kumlarda kullanılabilir. Zeminde ince taneli malzemenin varlığı gözenek enjeksiyonunun etkinliğini önemli derecede azaltmaktadır. En yoğun taneli enjeksiyon malzemesi çimentodur. Toprak veya kil ve bunların çimento ile karışımları da kullanılmaktadır. Çimento, katkılı veya katkısız daha ince mikro çimento da olabilmektedir. Enjeksiyonun şematik gösterimi Şekil 5.6'da gösterilmektedir.

Çimento dane çapı ancak kaba kumların ve daha fazla kaba malzemenin taneleri arasına girmeye uygundur. Karışımdaki kullanılan su/çimento oranı 0,5/1 ila 6/1 arasında değişmektedir. Kum çimento, kil çimento karışımları kaba daneli zeminlere girmeye daha uygundur. Daneli karışımlar genel olarak orta ve kaba kumlardan daha ince tane çapına sahip zeminlere gözenek enjeksiyonu olarak giremezler. Bu yaklaşık olarak 5×10^{-4} cm/sn lik bir geçirimsizliğe karşılık gelmektedir. Hangi enjeksiyon maddesinin hangi tür zemine uygulanabileceği genel olarak aşağıda açıklandığı gibidir [23].

$D_{15}(\text{zemin})/D_{85}(\text{enjeksiyon maddesi}) < 24$enjeksiyon düzgün olarak mümkün

$D_{15}(\text{zemin})/D_{85}(\text{enjeksiyon maddesi}) < 11$enjeksiyon mümkün değil

$D_{10}(\text{zemin})/D_{95}(\text{enjeksiyon maddesi}) < 11$enjeksiyon düzgün olarak mümkün

$D_{10}(\text{zemin})/D_{95}(\text{enjeksiyon maddesi}) < 6$enjeksiyon mümkün değil

Burada Dxy zeminin ve enjeksiyon malzemesinin yüzde xy sinin daha ince olduğu dane çaplarına karşılık gelmektedir. İnce dane oranı %10 ‘dan daha az olan zeminlerde kimyasal solisyonlar gözenek enjeksiyonu olarak uygulanabilirler. İnce dane oranının %15 ‘den fazla olduğu zeminlerde etkili kimyasal enjeksiyon ise zordur. İnce dane oranının %20 den fazla olduğu zeminlerde ise gözenek enjeksiyonu mümkün değildir .

Kimyasal enjeksiyon malzemelerinin kullanımına yer altı suyu ve çevre kirliliği açısından dikkat edilmelidir. En zararsız gözüken silikatların kullanıldığı enjeksiyon bölgelerinde suyun ph değerinin 8.6 dan küçük olması istenmektedir. Ayrıca kullanılan enjeksiyon maddesinin yer altı suyunda mevcut bulunan bazı minerallerden etkilenerek özelliğini yitirmemesine dikkat edilmelidir.

Boşluklu bir zemine permeasyon yoluyla enjeksiyon malzemesinin girişini kontrol eden faktörleri göz önüne almak gerekir. Bu faktörler Scoot, (1963) tarafından belirtilmiştir. Burada enjeksiyon malzemesinin girişine engel teşkil eden üç temel direnç söz konusudur.

- 1.Enjeksiyon malzemesinde zemin içindeki boşluklara giremeyecek olan taneciklerin filtrasyona uğraması.
2. Enjeksiyon malzemesi zemin boşlukları içerisinde ilerlerken zeminle olan etkileşiminden kaynaklanan iç kayma direnci .
3. Akışkan enjeksiyon malzemesinin zemin içerisindeki boşluklara akış hızını engelleyen vizkozitesi.

Filtrasyon ve kayma direnci mutlak engeller olup enjeksiyon akışını durdururlar. Ayrıca akışkanın vizkozitesinin sertleşme boyunca artması da enjeksiyon akımına ek bir direnç göstermektedir. Yüksek vizkoziteler akıma yüksek dirençler göstermekte, her ne kadar akım durmasa da pratik olarak enjeksiyon mümkün olamamaktadır.

Bu dirençler enjeksiyon basıncının artırılmasına yol açmaktadır ki bu artış ancak pompa kapasitesine kadar veya zemin yüksek basınçlarda çatlayana kadar devam edebilir. Zeminin çatlamasıyla beraber yönelimi zemindeki mevcut gerilme

durumuna, kalınlığı ise enjeksiyon malzemesinin reolojisine ve zeminin dayanım özelliklerine bağılı fisürler enjeksiyon malzemesiyle dolar. Fakat fisürlerin bu dağılımı düzgün olmayıp buradaki enjeksiyon tekniğı gözenek enjeksiyonu da olmamaktadır.

Gözenek enjeksiyonunda hem süspansiyon türünde olan çimento şerbeti hem de koloit yapıdaki saf kimyasal çözeltiler kullanılabilir. Fakat zeminin geçirimliliğı azaldıkça hem teknik hem de ekonomik zorluklar artmaktadır. Zeminin geçirimlilik katsayısı, k , açısından baktığımızda silikat karışımlar için permeasyon limiti 10^{-3} cm/sn , en pahalı reçine malzemeler içinse 10^{-4} cm/sn civarındadır. Tablo 5.1' de aşağıdaki faktörleri göz önüne alarak permeasyon enjeksiyonu için genel bir çerçeve oluşturmaktadır.

- Temel reolojik kategoriler ve enjeksiyon malzemesi türleri
- Enjekte edilecek zemine bağılı olarak uygulama alanları.
- Geçirimlilik katsayısı ve özgül dane yüzeyi cinsinden yaklaşık enjekte edilebilirlik sınırları
- Temel enjeksiyon teknikleri

Tablo 5.1 Enjeksiyon malzemesinin sınıflandırılması [13]

Reolojik Kategori	Partiküler Süspansiyonlar		Çözeltiler (Newton Akışkanları)				Gaz Emülsiyonları
	Kararsız	Kararlı	Koloit Çözeltiler (vizkozite zamanla aktarılmakta)	Saf çözeltiler (Viskozite zamanla değişmemekte)			
Enjeksiyon Malzemeleri Ana Türleri	Sadece çimento	Bentonit veya kil ile birlikte çimento	Topraklaşmış bentonit	Kimyasal Enjeksiyon Malzemeleri			Şişebilen enjeksiyon malzemeleri
				Sodyum silikat bazlı		Organik bazlı reçineler	
				Yüksek dayanımlı	Orta düşük dayanımlı		
Uygulama alanları	Çatlaklı kaya ve duvar				Mikro fisürlü ve geçirimli kaya	Büyük boşluk veya oyuk	Boşluklar ve hızlı akan sızıntı suları
GRANÜLER ZEMİNLER							
Çakıl			Kaba Kumlar	Orta-ince Kum	İnce siltli Kumlar (Kumlu siltler)		
Geçirimsizlik Katsayısı ,k m ³ /sn	>5.10 ⁻⁴	>5.10 ⁻⁵	>5.10 ⁻⁵	>1.10 ⁻⁵	>5.10 ⁻⁶		
Özgül yüzey (m ² /N)	<0.5	<0.5	<1.5	<4	<10		
Temel enjeksiyon tekniği	Yüksek basınç	Kontrollü hacim ve basınç			Düşük basınç (boşlukların doldurulması)		

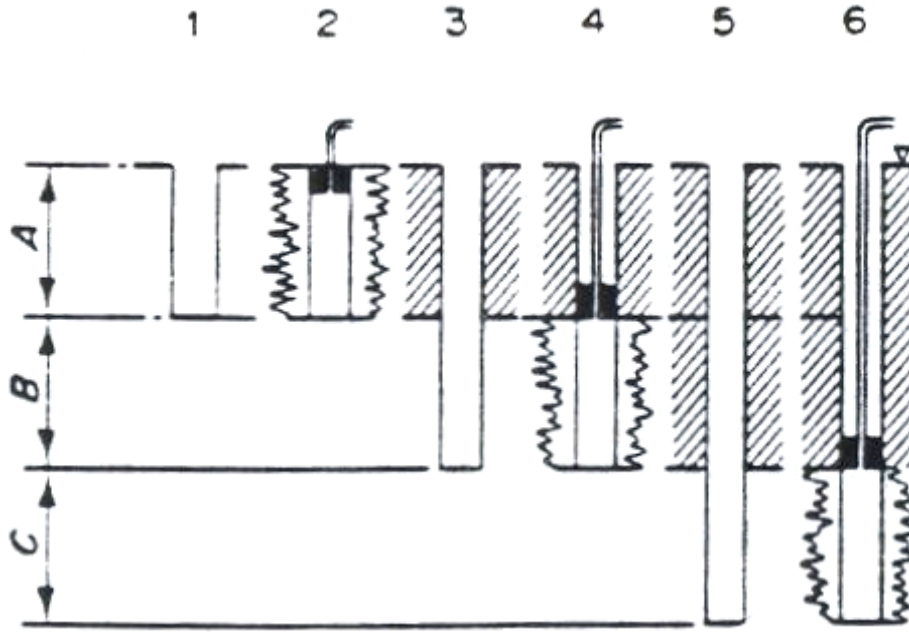
Son yıllarda yeni çimento karışımları üzerinde çalışılmış ve normal Portland çimentoları ile permeasyonu mümkün olmayan zeminler enjekte edilebilmeye başlanmıştır. Bu sayede daha ince daneli zeminlerin de iyileştirilmesi mümkün olmuş ve hem çevresel koruma hem de ekonomik açıdan olumlu sonuçlar elde edilmiştir.

Yukarıda sözü edilen bu karışımlar çok ince daneli çimentolar (microfine cements) ve değişik katkı malzemeleri kullanılarak elde edilmiştir. Bu sayede elde edilen karışımlar için segregasyon (karışım içerisindeki çimento veya katkı malzemesi danelerinin zamanla çökmesi ve karışım suyundan ayrılması) ve filtrasyon oranları (karışım içerisindeki danelerin zemin tanecikleri tarafından tutulması ve enjeksiyonun engellenmesi) çok daha az, viskozite parametrelerinden olan akma değeri belli bir süre boyunca sabit ve daha düşük, uzun vadedeki dayanım daha yüksek ve geçirimsizlik daha azdır.

Silikat bazlı çözeltilerde de hem teknik hem de çevresel açıdan bakıldığında yüksek kararlılıkta ve kristal yapıda yeni tip karışımlar elde edilmiştir. 10-15 yıllık literatür taraması yapıldığında enjeksiyon malzemelerinin reolojik özellikleri (vizkozite ve zamanla değişimi, statik ve basınç altındaki segregasyon miktarı, filtrasyon oranı, ilk ve son priz zamanı), bu özelliklerin farklı dane çapı dağılımındaki zeminlere enjekte edilebilirliği nasıl etkilediği ve değişik puzolanik katkı maddelerinin bu özellikleri nasıl değiştirdiği hakkında birçok çalışma olduğu görülecektir. Dolayısıyla kritik olan husus zeminin geoteknik özellikleriyle enjeksiyon malzemesinin reolojik özelliklerinin tam olarak belirlenmesi ve bu özelliklerin birbirleriyle uyumlu olarak bir araya getirilmesidir.

Yüzeysel derinliklerde enjeksiyon işlemi tek aşamada yapılabilir. Bu durumda enjeksiyon kuyusu tasarım derinliğine kadar açılır ve enjeksiyon borusu yardımıyla yukarıya doğru enjeksiyon işlemi gerçekleştirilir. Alternatif olarak kuyu açılırken de enjeksiyon işlemi yapılabilir. Kuyu belli bir derinlikte açıldıktan sonra enjeksiyon borusu indirilir ve açılan derinlik boyunca enjeksiyon işlemi gerçekleştirilir. Bu durum tasarım derinliğine kadar tekrar ettirilir. Kademeli enjeksiyon işlemi ise relatif olarak yüksek enjeksiyon basınçlarının gerektiği daha derin zeminlerde ve daha

efektif bir permeasyon için uygulanır. Burada enjeksiyon kuyusu belli bir derinliğe kadar açılır ve enjeksiyon yapılır. Enjeksiyon malzemesi sertleştikten sonra kuyu biraz daha derinleştirilir ve tekrar enjeksiyon yapılır. Kademeli enjeksiyon derinliğin artmasıyla enjeksiyon basıncının artırılmasını sağlar ve yüzeydeki sızıntıdan meydana gelebilecek enjeksiyon malzemesi kaybını engeller. Kademeli enjeksiyon şematik olarak Şekil 5.7’de gösterilmektedir [13].



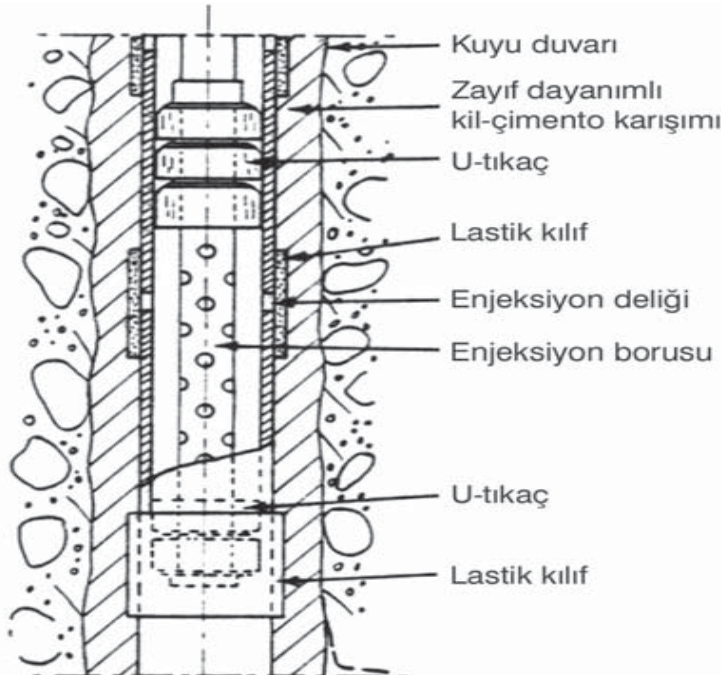
Şekil 5.7 Kademeli enjeksiyon işlemi [18]

Herhangi bir zemin enjeksiyonu uygulamasında ve özellikle tüneller için enjeksiyon işleminin enjekte edilen malzeme hacmi cinsinden zamana bağlı kontrolü büyük önem taşımaktadır. Bu amaçla her ne kadar uzun zaman önce kullanılmaya bağlansa da Tube a’ Manchette tipi enjeksiyon borusu hala en uygun sistem olarak görülmektedir.

Tube a’ Manchette üzerinde yaklaşık 8 mm çaplı küçük deliklerin bulunduğu bölmelerden oluşan ve çapı 37.5 ve 62.5 mm arasında değişen çelik bir borudur. Delikli bölmeler yaklaşık 30 cm aralıklı olup tek yönlü vana gibi çalışan lastik kılıflarla kapatılmışlardır. Muhafaza borusu yardımıyla enjeksiyon kuyusu istenilen tasarım derinliğine kadar açıldıktan sonra tube a’ manchette kuyu içerisine indirilir. Daha sonra muhafaza borusu yukarı çekilir ve tube a’ manchette ile kuyu duvarı

arasındaki boşluk zayıf dayanımlı bir enjeksiyon malzemesi olan kil çimento veya bentonit karışımıyla doldurulur. Asıl enjeksiyon işlemi ise tube a' manchette içerisine uç kısmı delikli ve U-tıkaçlarla kapalı olan küçük çaplı bir enjeksiyon borusu indirilerek gerçekleştirilir. Tıkaçlar tube a' manchette üzerindeki delikli bölmelerden herhangi biri üzerine merkezlenebilir. Enjeksiyon işleminin başlamasıyla beraber lastik kılıf ve tube a' manchette ile kuyu duvarı arasındaki zayıf enjeksiyon malzemesi yırtılana kadar enjeksiyon basıncı artacaktır. Lastik kılıfların tek yönlü çalışması enjeksiyon malzemesinin tube a' manchette içerisine geri girmesini engelleyecek, tube a' manchette ile kuyu duvarı arasındaki zayıf enjeksiyon malzemesi de meydana gelebilecek sızıntıları önleyecektir.

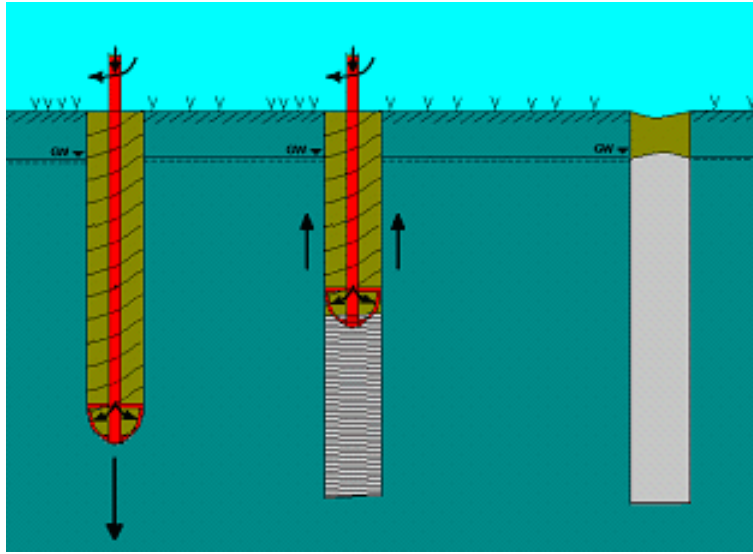
Tube a' manchette kullanımı aynı enjeksiyon deliğinden birden fazla enjeksiyonun değişik enjeksiyon malzemeleriyle yapılabilmesini sağlamaktadır. Fakat yoğun şehir merkezlerinde veya çalışma alanı yetersizliğinde tube a' manchette sisteminin yer yüzeyinden, kuyulardan veya tünel yüzeylerinden kurulması uygun olmayabilir. Bu durumlarda tube a' manchette sisteminin yeni geliştirilen yatay yönlü foraj (horizontal directional drilling) sistemi ile yerleştirilmesi söz konusudur. Tube a' Manchette sisteminin detayı Şekil 5.8'de gösterilmektedir.



Şekil 5.8 Tube a' Manchette sisteminin detayı [18]

5.2.1.2. Derin karıştırma ve uygulama kriterleri

Derin zemin karıştırma tekniğinde zemine iyileştirme derinliğinde katkılar enjekte edilir ve bunlar kolonlar veya iyileştirilmiş malzeme panelleri oluşturacak şekilde büyük çaplı tek veya çok-eksenli burgular yardımıyla iyice karıştırılır. Yerinde karıştırma kolonlarının çapı 1 m veya daha fazla olabilir. Karıştırma kolonlarının oluşturulma biçimi Şekil 5.9'da görülmektedir.



Şekil 5.9 Karıştırma tekniğinin şematik gösterimi

İyileştirme, dayanımını artırarak ve sıkışabilirliğini ve geçirimsizliğini düşürerek, zeminin mühendislik özelliklerini değiştirir. Tipik katkılar çimento ve kireçtir ancak cüruf veya diğer katkıları da kullanılabilir. Yerinde karıştırma kolonları tek başına, ayaklar oluşturmak için gruplar halinde, duvarlar için tek sıra halinde veya hücreler oluşturmak için belirli kalıplarda uygulanabilirler. Bu işlem kaba-daneli zeminlerde zemin-çimento veya zemin bentonit sızdırmaz perde duvar oluşturmak için, kazı destek duvarları inşa etmek için ve sıvılaştırılabilir zeminleri stabilize etmek için kullanılabilir. Zemin karıştırma teknikleri ile oluşturulmuş zemin-çimento kolonları Şekil 5.10'de görülmektedir.



Şekil 5.10 Derin karıştırma tekniği ile oluşturulmuş çimento-zemin kolonları

“Derin Karıştırma” adı altında birçok teknik geliştirilmiştir. İskandinavya literatüründe “kireç çimento kolonları”, “derin stabilizasyon”, kuru jet karıştırma metodu”, “kuru derin karıştırma” veya “kolon stabilizasyonu” gibi terimler kullanılmaktadır. Diğer alternatif bağlayıcıyı, genellikle çimento, su ile bir çamur oluşturacak şekilde önceden karıştırmak ve bağlayıcıyı sıvı halde zemin içerisine dağıtmaktır. Bu teknik “yaş derin karıştırma” olarak bilinir ve Japonya ve başka yerlerde hakim uygulama şeklidir.

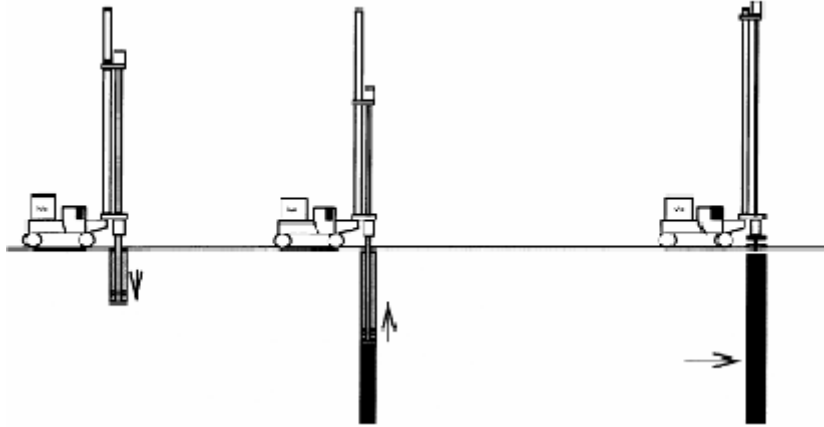
Karıştırma işleminin amacı, bağlayıcıyı zemin içerisinde, kimyasal reaksiyonların gerçekleşmesi için en uygun ortamı hazırlayacak şekilde dağıtmaktır. Eğer bağlayıcının tümü zeminin iyileştirilmesine aktif olarak katkıda bulunacaksa, bağlayıcı taneleri kolonun hacmi içerisinde düzgün bir şekilde dağılmış olmalıdır.

Buna ilaveten, bağlayıcı, kolon kesitinde, dayanım ve deformasyon özelliklerinin değişimini sınırlamak üzere düzgün dağılmalıdır.

Derin karıştırma uygulama kriterleri aşağıda açıklanmıştır:

Derin karıştırmanın üretim süreci Şekil 5.11’de gösterilmiştir. Bu üç safhaya ayrılabilir:

- Karıştırıcının gerekli derinliğe kadar girmesi.
- Bağlayıcının dağılımı.
- Moleküler difüzyon.

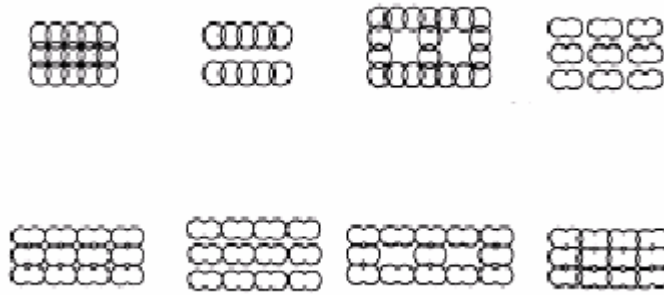


Şekil 5.11 Derin karıştırma yöntemi [13]

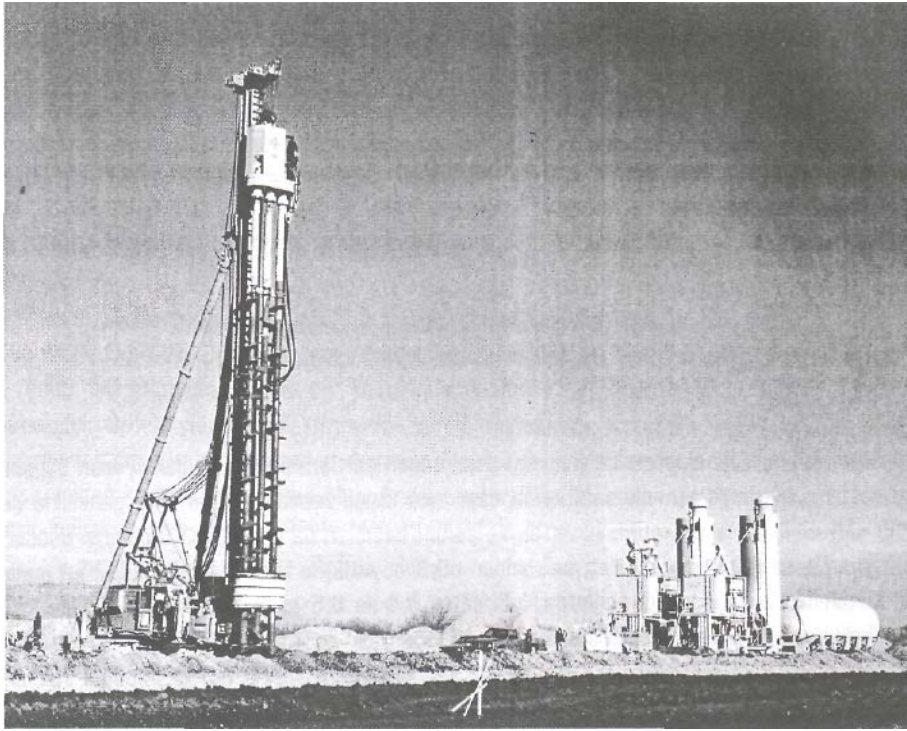
Kuru derin karıştırmada karıştırma işlemi karmaşıktır ve çeşitli faktörler işlemi ve sonucunu etkiler:

- Zeminin reolojisi, bağlayıcı ve bağlayıcı miktarı,
- Kolon inşaatı sırasında zemindeki basınç durumu,
- Uygulama basıncı ve kullanılan hava miktarı,
- Karıştırıcının geometrisi,
- Karıştırma enerjisi : Karıştırıcının geri çekme hızı ve dönme hızı,
- Konsolidasyon basıncı, sıkıştırma enerjisi, sıcaklık, moleküler difüzyonu etkileyebilecek suyun veya sızıntı akımının bulunması [13].

Zeminde derin karıştırma sonucu değişik şekillerde zemin –çimento karışımı kolonlar yada paneller oluşturulabilir (Şekil 5.12). Bu şekillerin seçiminde iyileştirme yapılacak yapı temeli şekli ve zemin özellikleri ve ekonomik faktörler etkilidir. Bu şekiller tekil kolon, panel, yada kafes şeklinde zemin içinde teşkil edilebilmektedir. Sıvılaştırma potansiyeline sahip zeminlerde alanı çepeçevre kapatacak şekilde paneller teşkil ederek alanı sismik etkilerden izole etmek yada geçirimsiz bir alan oluşturmak da çözüm sağlamaktadır. Wyoming'de Jackson Gölü Baraj yerindeki sıvılaştırılabilir zeminleri iyileştiren zemin karıştırma sondajı Şekil 5.13 de görülmektedir.



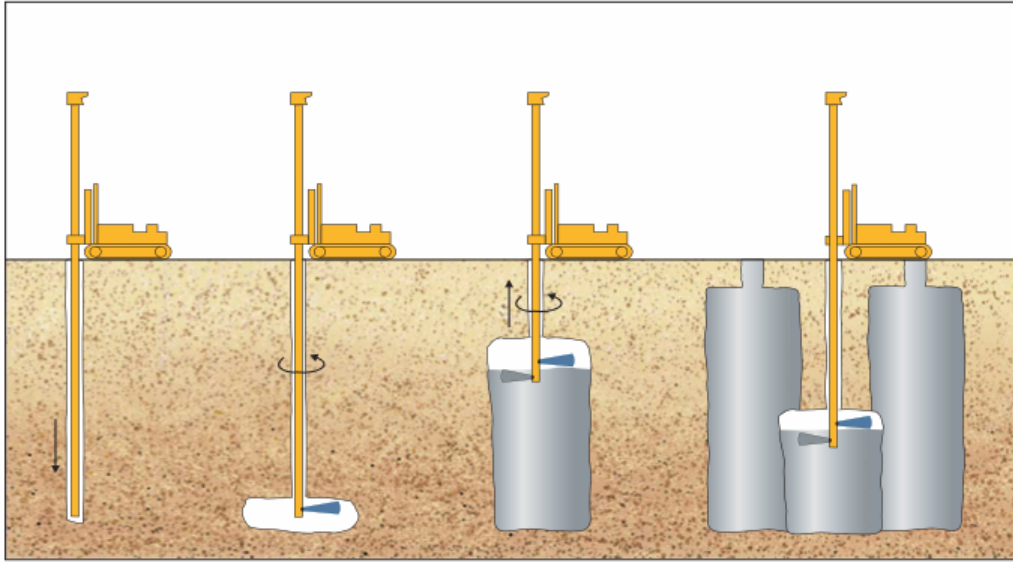
Şekil 5.12 Karıştırma tekniğiyle zemin içinde oluşturulabilecek şekiller [16]



Şekil 5.13 Wyoming'de Jackson Gölü Baraj yerindeki sıvılaştırılabilir zeminleri iyileştiren üç burgulu zemin karıştırma sondajı [1]

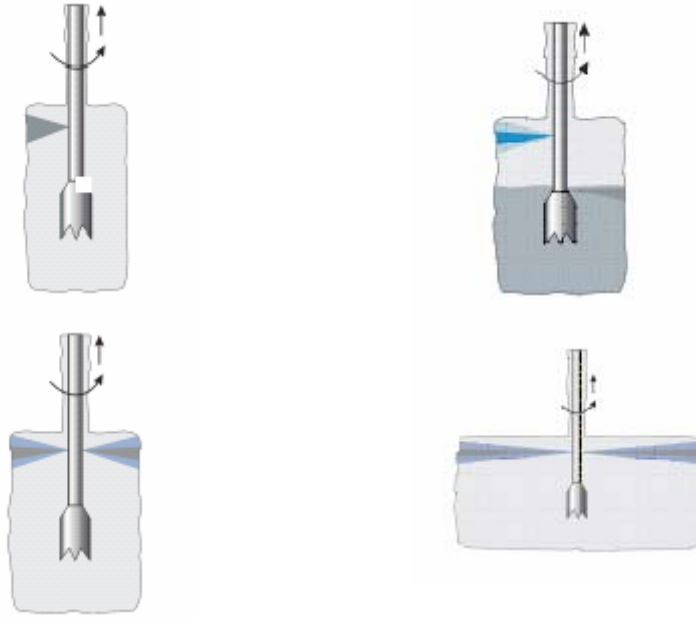
5.2.1.3. Jet enjeksiyonu ve uygulama kriterleri

Bu enjeksiyon türünde tasarım derinliğine kadar, su kullanılarak delgi yapılmakta ve delgi için kullanılan tijlerin ucundaki nozullardan yüksek basınçlarda çimento şerbeti zemine püskürtülmektedir. Bu esnada tijler de belirli bir hızla dönmekte ve yine zemin içerisinde aşağıdan yukarıya doğru çekilmektedir. Böylece belirli çapta ve boyda zemin içinde silindirik bir kolon oluşturulmaktadır. Jet enjeksiyonu yapım esnasında kolon çapını arttırabilmek için çimento jeti yanında hava ve su jetleri de kullanılmaktadır. Buradaki mekanizmadan anlaşıldığı gibi jet enjeksiyonu aslında bir enjeksiyon tekniğinden ziyade bir karıştırma yöntemidir. Sonuçta zemin içerisinde beton-zemin karışımı yüksek dayanımlı ve geçirimsizliği düşük kolonlar elde edilmektedir. Bu yönüyle jet enjeksiyonu diğer enjeksiyon türlerinden kesin olarak ayrılmaktadır. Ülkemizde en çok bilinen, en çok uygulanan yöntemdir. Jet enjeksiyon kolonlarının oluşturulma aşamaları Şekil 5.14’de gösterilmektedir.



Şekil 5.14 Jet enjeksiyon kolonlarının oluşturulması

Jet enjeksiyonu sonucu zemin içerisinde oluşturulan kolonlar, temeller, döşemeler ve dolgular altında taşıma gücü ve oturma kontrolü için kullanılabileceği gibi yumuşak zeminlerde açılan tünellerde tünel kesiti üzerinde taşıyıcı şemsiye, yine yumuşak killerdeki derin kazılarda kazı tabanı altında payanda elemanı olarak da kullanılabilir.



Şekil 5.15 Enjeksiyon şekilleri

Ülkemizde de yaygın olarak kullanılan jet enjeksiyonunun, bir zemin iyileştirme tekniği olarak dünyanın birçok bölgesinde, özellikle de, Japonya, Avrupa ülkeleri ve ABD’de uygulanıyor olmasına rağmen halen bir tasarım standardı bulunmamaktadır. Jet enjeksiyonu uygulamalarının 3 tane geleneksel metodu vardır. Enjeksiyon yapılacak zeminin özelliklerine ve yapı yüküne bağlı olarak hangi metodun seçileceğine karar verilir. Enjeksiyon şekilleri Şekil 5.15’de görülmektedir.

- Tek akışkanlı Jet enjeksiyonu:

Yatay nozullardan yüksek yoğunlukta enjeksiyon akışkanı pompalanır. (yaklaşık olarak 200m/sn) Bu enerji zeminde erozyona ve karışıma sebep olur ve zeminde enjeksiyon kolonu yerleştirilmiş olur. Granüler zeminlerde 0.5-1 m’lik kolon çapları oluşturulabilir. Siltli ve kumlu yumuşak zeminlerde daha yüksek çaplar mümkün olabilir. Tek akışkanlı jet enjeksiyonu kohezyonlu zeminlerde olumlu sonuçlar vermeyebilir .

- Çift akışkanlı Jet enjeksiyonu:

İki çıkışlı bu sistemde enjeksiyon malzemesi ve hava ayrı deliklerden zemine dağılır. Zemini karıştırarak ve yer değiştirterek kolonlar oluşur. Hava daha büyük çaplı

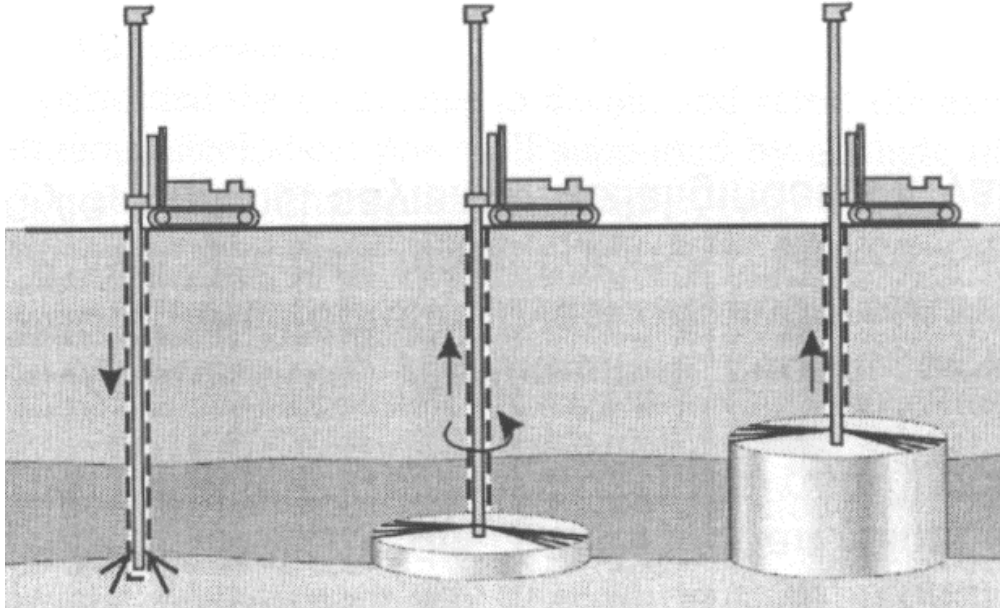
kolonlar oluşumuna olanak tanır. 1m'den büyük çaplar oluşturulabilir. Çift akışkanlı sistem kohezyonlu zeminlerde tek akışkanlı sistemden daha kullanışlıdır.

- Üç akışkanlı Jet enjeksiyonu:

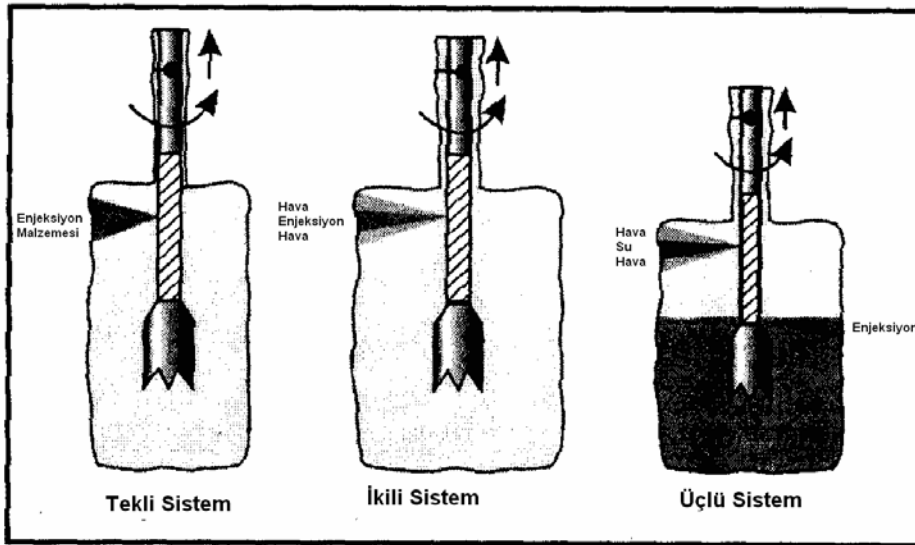
Enjeksiyon malzemesi, hava ve su farklı borulardan yüksek basınçlarla pompalanır. Enjeksiyon kolonlarının çapı 1.5 m'den daha çok yapılabilir. Kohezyonlu zeminlerde diğer yöntemlere nazaran en iyi sonucu veren sistemdir.

- Süper Jet Enjeksiyonu:

Uygulamanın maliyeti, jet enjeksiyonunun devam eden gelişimini kısmen düşürmüştür. Fakat Japonya'da çok yüksek çapta (5 m'ye kadar) kolonlar oluşturabilme metodu geliştirilmiş ve bu sayede enjeksiyon noktalarının sayısı azaltılarak maliyet düşürülmüştür. Bu teknoloji SüperJet Enjeksiyonu olarak isimlendirilmektedir. Enjeksiyon malzemesi, hava ve delici akışkan yüksek basınçla zemine pompalanır. Zeminde dizayn derinliğine erişildiğinde yüksek yoğunluklu enjeksiyon malzemesi hava ile birlikte delici akışkan pompalarken zemini karıştırır. Çok düşük devirde dönen silindirik kafa 3-5 m çapında kolonların oluşmasını sağlar. Bu da yöntemin diğer tekniklere göre avantajlı olmasını sağlamaktadır. Jet kolonlarının zemin içinde oluşturulma biçimi Şekil 5.16'da görülmektedir.



Şekil 5.16 Jet grout kolonlarının oluşturulma biçimi



Şekil 5.17 Jet enjeksiyon sistemleri [13]

Jet enjeksiyonu kriterleri:

Jet enjeksiyonu ile oluşturulan kolonun çapı zemin şartlarına bağlıdır. İri taneli zeminlerdeki kolon çapı ince taneli zeminlerdekine göre genellikle daha büyüktür. Jet enjeksiyon operatörü hava, su şerbet basınçları ile enjeksiyon tüplerinin döndürme ve çekilme hızlarını değiştirmek suretiyle kolonun etkili boyutlarını kontrol edebilir. Tek jet sisteminin kullanıldığı durumlarda kumlu çakıllarda 0,9-1 m çapında kolonların oluşması beklenebilir [13]. Üçlü jet (hava,su,şerbet) sisteminin

kullanıldığı durumlarda kumlu çakılda 2-2,4 m çapında kolonların oluşmaktadır. (Şekil 5.17)

Enjeksiyon derinliği sistemin kapasitesi ile sınırlıdır. Jet grout metodunda imalatta yer alan üniteler ,çimento silosu karışım ünitesi ,yüksek basınç pompası ,su pompası hav kompresörü ve delgi makinesi olarak sıralanabilir.



Şekil 5.18 Jet enjeksiyon makinesi

Bir kolon belirli bir derinliğe kadar su kullanılarak, delginin sona erdirilmesine müteakip suyun tahliye olduğu nozulun kapanarak tijin ucunda yer alan jetleme monitörün üzerindeki nozullardan yüksek basınç altında çimento şerbetinin jetlenmesinden ibarettir. tipik bir jet enjeksiyon ekipmanı Şekil 5.18'de görülmektedir.

Jet grout sisteminde imalat parametreleri:

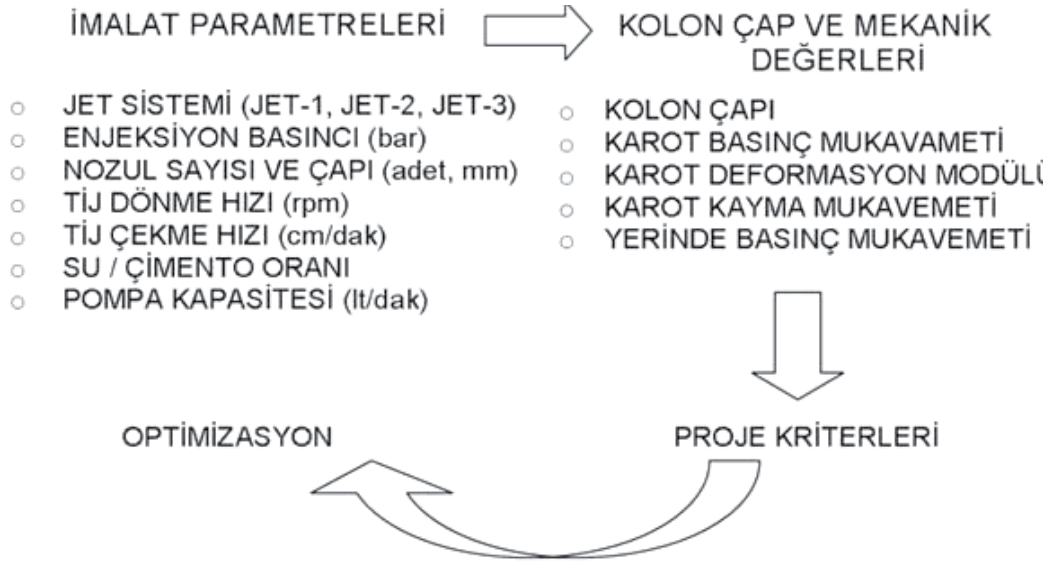
- Jet sistemi
- Enjeksiyon basıncı
- Tij dönme hızı
- Tij çekme hızı
- Su/çimento oranı
- Pompa kapasitesi

Tablo 5.2’de bu parametrelerin çeşitli enjeksiyon yöntemlerindeki değerleri görülmektedir.

Tablo 5.2 Jet grout imalat parametreleri [17]

sistem	Enjeksiyon Tipi	Nozul adet ve çapı	Çekme hızı Cm/dak	Dönme hızı rpm	Su/çimento oranı	Basınç	Pompa Kapasitesi Lt/ dak
Jet1	çimento	1-2/2-5	15-100	5-15	1/1,5	400-500	70-600
Jet2	çimento	1-2/2-5	10-30	4-8	1/1,5	400-500	70-600
	hava		10-30	-----	---	10-12	4000-10000
Jet3	Çimento	1-2/4-5	6-15	4-8	1,2/1,5	50-100	80-200
	Hava		6-15	----	---	10-12	4000-10000
	Su		6-15	----	---	---	40-100

Oluşturulan jet kolonlarının imalat parametreleri ile oluşan jet kolonları arasında ilişki ve optimizasyon bir şema ile Şekil 5.19’da gösterilmiştir. Görüldüğü üzere imalat parametreleri oluşan kolon çaplarını ve dayanımını doğrudan etkilemektedir.



Şekil 5.19 Proje kriterlerinin sahada ön kalibrasyon kontrol optimizasyonu [17]

Uygulama kriterleri aşağıdaki şekilde açıklanabilir:

Çevre bilgileri: Yer altında ve yer üstündeki delmeyi zorlaştıran beton ve çelik engeller altyapı kanalları tespit edilmesi ve iyileştirme sırasında iş ve can kayıplarının önüne geçilmesi önem arz etmektedir.

Malzeme: Gerekli olan malzemeler çimento su ve bazen ilave olarak bentonit kum ve katkı malzemesidir. Enjeksiyonda genellikle Pç 32,5 çimento kullanılmaktadır. Kullanılacak suyun katkısız asitsiz ve çimentoya zarar verecek mineralleri içermemesi gerekmektedir.

Ekipman: Uygulanacak zemin tipine bağlı olarak delici makine ve ilgili delici uç matkap, vidye, tij gibi ekipman gereklidir. Enjeksiyon istasyonu ekipmanı olarak mikser dinlendirici pompa su tankı ekipman kullanılmalıdır.

Enjeksiyon karışımı:Enjeksiyon karışımı belirli oranlardaki suyun ve çimentonun mikserde birleştirilmesiyle oluşur. Dolacak alanın çok miktarda olması durumunda karışıma %25-40 oranında kum karıştırılır.

Enjeksiyon şekli:Projede belirlenen yere elde edilen teknik bilgiler vasıtasıyla hazırlanan enjeksiyon karışımı basılır. Bunun için delici makine ile açılan kuyu içine bırakılan tij+ matkap ucundan zemine enjeksiyon karışımı basılır. Projeye göre tatbik

noktası üzerinde kuyuya packlar yerleştirilerek enjeksiyon karışımının zemine girmesi sağlanır. Zemin enjeksiyon karışımına doyunca packler daha yukarı alınarak enjeksiyon karışımının daha üst seviyelere verilmesi sağlanmaktadır.

Delme: Delme sırasında kuyu ağzının yer altı su seviyesinin altında olması çalışma kolaylığı bakımından önemlidir. Delme işleminin çeşidi delinecek zeminin özelliklerine bağlıdır. Buna göre bilinen tüm darbeli rotary teknikleri kullanılsa da down the hole türü çekiçler enjeksiyon esnasında en uygunu olmaktadır. Delme işleminin kolaylaştırılması uç takımının soğutulması ve zeminin enjeksiyona ön hazırlanması amacıyla bazı akışkanlar kullanılmaktadır. Belirlenen derinliğe ulaşıldığında delme ve su basma işlemi durdurulur. Çelik bir bilye delme borusuna monitör diye adlandırılan ve jet enjeksiyon malzemelerini taşıyan takıma çevrilmiş olur. Yüksek basınçlı enjeksiyon pompalanmaya başlanır ve enjeksiyon fazı başlar. Yüksek hızlı enjeksiyon zeminin doğal yapısını yırtarak doğal zemine karışır. Delici takımın dönme hareketi önceden belirlenmiş ve sabit bir hızla çekme hareketi ile birleşince düşey kolonlarla oluşan bir yapı ortaya çıkmaktadır.

Jet teknikleri: Jet1 tekniği en basit ve yaygın kullanılan metottur. İlk olarak 70'li yılların başında Japonya'da sonra İtalya'da uygulanmıştır. Delme enjeksiyon takımı tek çeperli bir borudan ibaret olup enjeksiyon bu borudan 300-600 kg/cm basınçla basılır. Bu metoda kumlu çakıl zeminlerde 1000 mm çapında kolonlar oluşturur. Jet2 tekniği çift çeperli bir boru takımının delici olarak kullanıldığı çift akışkan kullanılan metottur. Enjeksiyon orta borudan, basınçlı hava (8-12 bar) dış borudan geçer. Basınçlı hava sürtünme kayıplarını azalttığı için kolon çapları jet 1 tekniğine göre %60-80 büyük çıkmaktadır. Jet3 tekniği iç içe üç borulu takım kullanılan bu metot da 400-600 bar basınçlı su ortadaki borudan 8-12 bar basınçlı hava ara borudan tıpkı jet 2 de olduğu gibi basılır. 30-80 bar basınçlı enjeksiyon ise en dış borudan ayrı bir delikten su-hava karışımı şeklinde enjekte edilir.

Daneli zeminlerde uygulanması: Taneli zeminlerde enjeksiyon basıncı genelde 400-500 bar arasında basınçla, nuzzle çapları ise 2,5-3 mm arasında tutularak uygulanır. Böylece zemine daha fazla enjeksiyon maddesinin girmesi sağlanmaktadır .

5.2.2. Sıkıştırma teknikleri

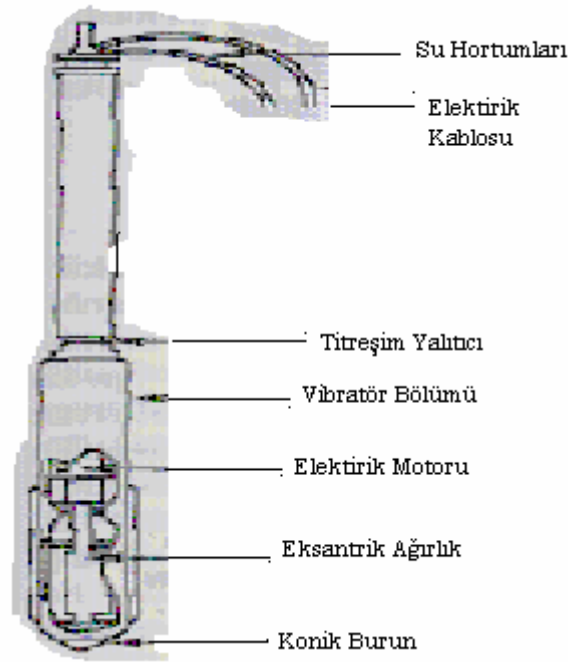
Sıkıştırma teknikleri sıvılaştırma potansiyeline sahip zeminlerde sıkça kullanılan iyileştirme yöntemlerindedir. Sıkıştırma işleminde yaygın olarak kullanılan yaklaşımlar, vibro teknikleri, dinamik kompaksiyon, kompaksiyon enjeksiyonu, kum sıkıştırma kazıklarıdır. Bunlar arasında vibro teknikleri, dinamik kompaksiyon granüler zeminlerin titreşime maruz kaldıklarında sıkışma eğiliminden yararlanarak iyileştirme yaparlar. Bu sebepten dolayı bu yöntemlerin en verimli sonuçlar verdiği zeminler temiz kumlar ve çakıllardır.

Vibro teknikleri bir zemini tüm kalınlığı boyunca ve bir ağ şeklinde sıkıştıran yöntemdir. İşleminde proba isminde aparat kullanılır. Vibro teknikleri yatay titreşime (vibroflotasyon) ve düşey titreşime (vibrotij) dayalı olmak üzere iki ayrı yolla uygulanabilir. Vibro teknikleri sıvılaştırma potansiyeline sahip zeminlerde iyileştirmede en çok kullanılan yöntemlerden birisidir.

5.2.2.1. Vibroflotasyon tekniği ve kriterleri

Vibroflotasyonda bir zemin çökeline sıkıştırmak için bir vince asılan ve torpidoya benzer bir prob (vibroflot) kullanılır. Genellikle 30-46 cm çapında ve yaklaşık 3-4,9 m uzunluğunda vibroflotlar ,elektrik veya hidrolik güç ile sürülen merkezi bir şafta eksantirik olarak monte edilmiş bir ağırlık içerirler [1].

Vibroflot başlangıçta çökelin tabanında titreşim ile probun konik ucundan çıkan su veya basınçlı havanın kombinasyonu ile indirilir. Daha sonra 60-90 cm 'lik kademelerle ve yaklaşık 30 cm/ dak'lık ortalama hızla yukarı doğru çekilir. Çekme halinde vibrasyon devam eder. Vibroflotun üst kesimdeki kanlar vasıtasıyla basınçlı basınçlı su verilerek ,vibroflotun üstündeki zemin geçici olarak gevşetilir ve yukarı doğru çekilmesi kolaylaştırılır. Tipik bir vibroflotun şematik gösterimi Şekil 5.20'de görülmektedir.



Şekil 5.20 Tipik bir vibroflotun şematik görünümü [17]

Vibroflotasyon uygulama kriterleri:

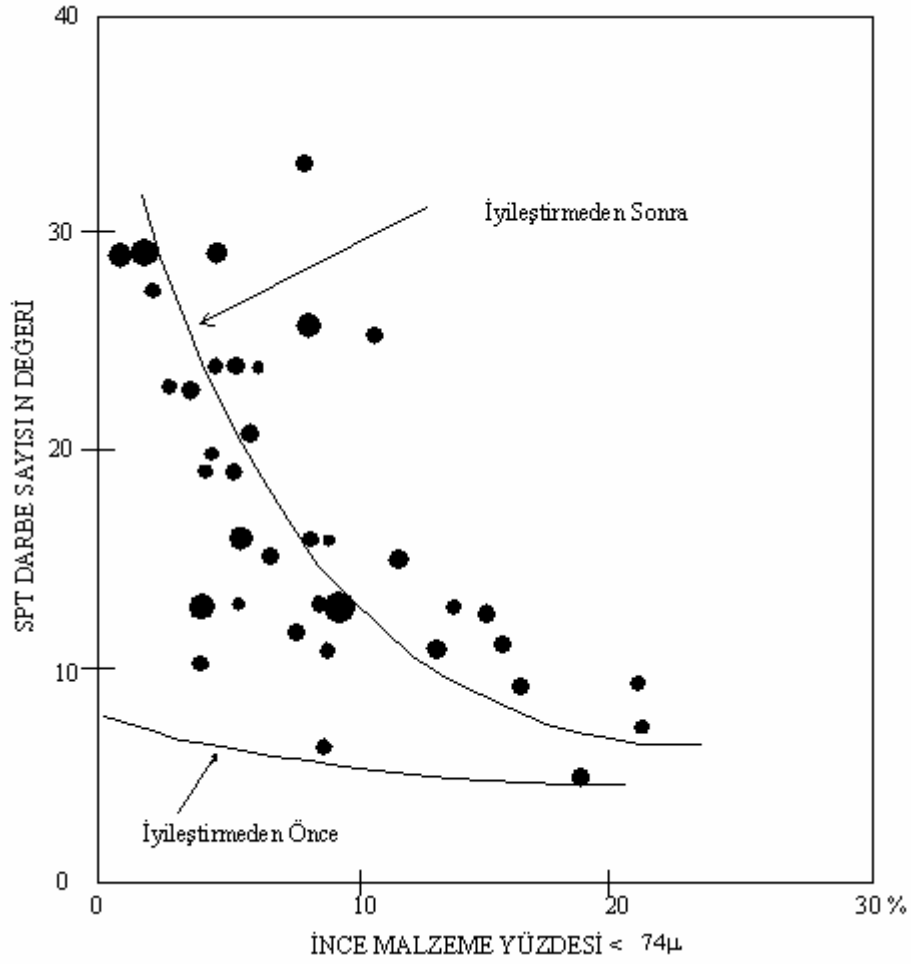
Vibroflotasyon zemin içerisine yerleştirilen bir vibratörden kaynaklanan yatay titreşimler sonucu granüler zeminlerin sıkıştırılmasını sağlamaktadır. Dolayısıyla granüler zeminlerin başlangıçtaki boşluk oranları ve sıkıştırılabilirlikleri sıkışabilirlikleri azalmaktadır. Diğer yandan içsel sürtünme açıları, taşıma gücü ve sıvılaşmaya karşı olan dirençleri de artmaktadır.

Vibroflot, titreşim oluşturacak sondanın tabanındaki düşey eksen üzerine kurulu olan eksantrik bir ağırlıktan oluşmaktadır. Titreşim hareketi yatay olup düşey bir eksen etrafında devirsel hareket söz konusudur. Bu sayede oluşan enerji zemine ya vibratör sondasının bütün uzunluğu boyunca ya da sadece vibratörün ucundan aktarılır. Bu enerji miktarı sondanın yerleştirildiği derinliğe bağlı olmaksızın sabittir. Vibroflotasyon tekniğiyle sıkıştırılan sıvılaşma potansiyeline sahip bir alan Şekil 5.21'de görülmektedir.

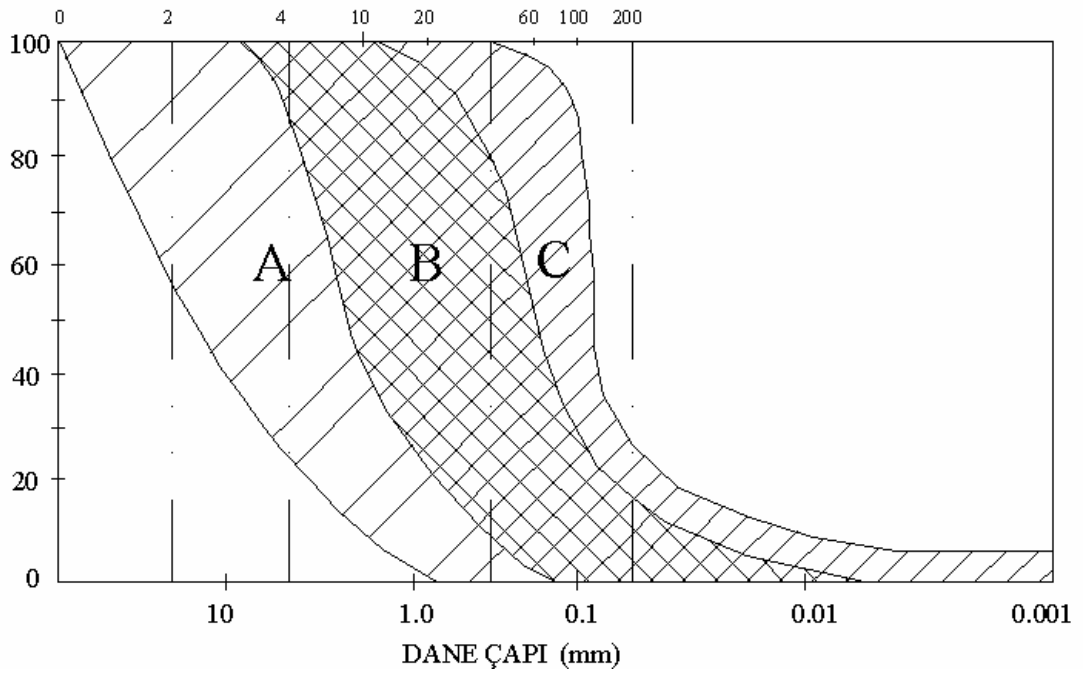


Şekil 5.21 California'da bir atık su arıtma tesisinde sıvılaştırılabilir zeminleri sıkıştıran vibroflotlar.[1]

Vibroflotasyon tekniği yeraltı su seviyesi altındaki çok gevşek kum malzemelerin sıkıştırılması için çok uygundur. Fakat kil bantlarının, aşırı miktarda ince daneli malzeme ve organik madde bulunması bu teknikten alınabilecek verimi önemli ölçüde düşürmektedir. İnce malzeme yüzdesinin sıkışma üzerindeki etkisi Şekil 5.22'de görülebilmektedir. Dolayısıyla granüler malzeme içerisinde inceler oranı % 20'yi aşmamalı ve bunun da en fazla %3'ü aktif kil olmalıdır. Bu sıkıştırma tekniğine uygun zeminlerin dane çapı dağılımı Şekil 5.23'de görülmektedir.[18].



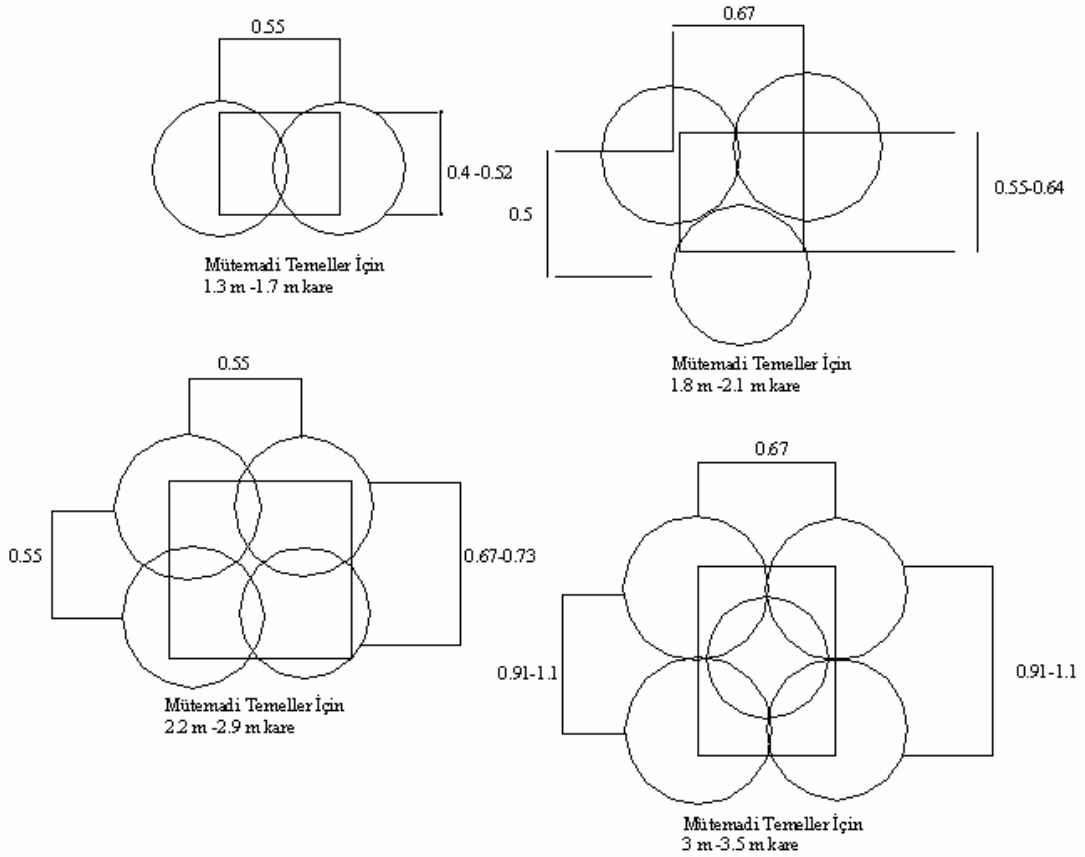
Şekil 5.22 İncelers yüzdesinin vibroflotasyonla elde edilen penetrasyon direnci artışına etkisi [13]



Şekil.5.23 Vibroflotasyon yöntemiyle sıkılaştırmaya uygun zeminlerin dane çapı dağılımı [19]

Vibroflotun zemin içerisine sokulması esnasında genellikle su jeti ve basınçlı havadan yararlanılmakta dolayısıyla sondaj duvarları da bu sayede desteklenmiş olmaktadır. Granüler zeminlerin sıkıştırılması hem vibroflotun zemin içerisine sokulması hem de yavaşça yukarıya çekilmesi esnasında gerçekleşmektedir. Bu durum ise yüzeyde koni şeklinde bir çöküntüye neden olmaktadır. Bu çöküntü daha sonra granüler bir malzeme ile doldurulması gerekmektedir.

Bu yöntemle elde edilecek sıkıştırma derecesi birkaç faktöre bağlıdır kullanılan ekipmanın tipi, vibroflot merkezlerine ilişkin kareraj ve aralıkları, vibroflotun geri çekilme yöntemi, geri dolgu malzemenin yapısı ve işçilik kalitesi. Vibroflot etrafında sıkıştırılan zeminin çapı 2.4 ile 3 m arasında değişmektedir. Genellikle üçgenel bir kareraj seçilmekte fakat vibroflot merkezleri aralıkları arazi koşullarına ve istenilen taşıma gücüne bağlı olmaktadır. Sömeler için tipik vibroflot dizimleri Şekil 5.24'de görülmektedir [19].



Şekil 5.24 Sömeler için tipik vibroflotasyon kareajları [19]

Granüler zeminlerde herhangi bir derinliğe yerleştirilen vibroflotun sağlayacağı sıkıştırmanın çoğu başlangıçtan itibaren 2 ile 5 dakika arasında gerçekleşmektedir. Dolayısıyla daha yüksek bir sıkıştırma derecesi elde etmek için titreşim zamanını aşırı miktarda artırmak ekonomik görülmemektedir. Vibroflotun yukarıya çekilme hızı geri dolgu malzemenin yerleştirilmesine göre belirlenmelidir. Eğer vibroflot aşamalı olarak küçük miktarlarda yukarıya çekilirse azami yoğunluklar elde edilebilir.

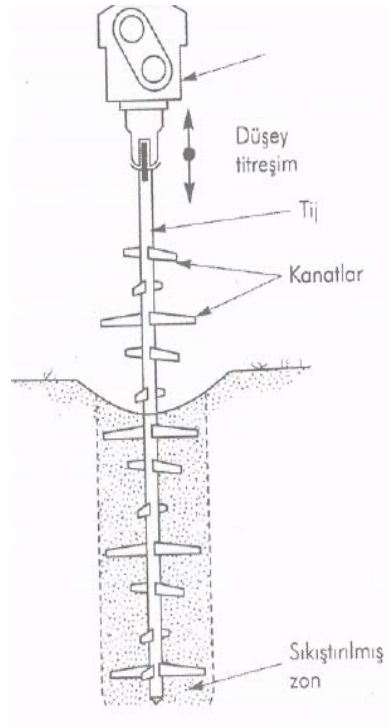
Sıkıştırılacak kumla aynı olabileceği gibi kullanılacak granüle malzemenin yapısına Brown (1977) bir uygunluk sayısı, (S_n) tanımlamıştır:

$$S_n = 1.7 \sqrt{\frac{3}{D_{50}^2} + \frac{1}{D_{20}^2} + \frac{1}{D_{10}^2}}$$

Burada D_{50} , D_{20} ve D_{10} sırasıyla malzemenin % 50, 20 ve 10'unun küçük olduğu mm cinsinden dane çaplarıdır. Bu sayı sonda etrafındaki geri dolgu malzemenin oturma hızına bağlıdır. Uygunluk sayısının 10'dan küçük olması durumunda, geri dolgu malzemesi çok iyi, 50'den büyük olması durumunda ise uygun değildir.

5.2.2.2. Vibrotij yöntemi ve uygulama kriterleri

Vibrotij sistemleri uzun bir probun zemin içinde titreşmesi için titreşimli kazık çakma çekici kullanılması ile zeminin sıkıştırılmasıdır. Prob daha sonra yukarı doğru çekilmekte ve bu esnada titreşmek suretiyle zemini sıkıştırmaya devam etmektedir. Sıkıştırmadan kaynaklanan oturmayı önlemek için zemin yüzeyinde veya altında ilave zemin kullanılabilir. Vibro kanat sistemi Şekil 5.25'de gösterilmektedir [1].



Şekil 5.25 Vibrokanat sistemi 120 derecelik açı yapacak şekilde dizayn edilmiştir [1]

Vibrotij uygulama kriterleri:

Granüler zeminlerin sıkıştırılması için derinde malzeme eklenmesi yapılmaksızın titreşimli borular veya sondalar üstteki düşey vibratörler yardımıyla zemin içerisine sokulabilir. Yalnız yüzeyde meydana gelecek çöküntü geri dolgu malzemesiyle doldurulmalıdır. Bu tekniğin uygulanabilmesi için kohezyonsuz zemin içerisindeki ince daneli malzeme miktarı maksimum % 15 ile 20 olmalıdır. Birkaç değişik patentli sondalar mevcuttur ki bunlardan bazıları şunlardır:

Terra-Probe, Vibro-Wing ve Tri-Star veya Y-Probe, Terra-Probe'da 760 mm çapındaki geniş, açık uçlu bir boru titreşimli kazık çakma makinesiyle gevşek granüler zemin içerisine çakılır. Boru tasarım derinliğinden 3 - 5 m daha uzundur. Zeminin sıkıştırılması borunun hem içinde hem de dışında gerçekleşmektedir. Oluşturulan titreşim genellikle düşey yönde olup vibratörün frekansı ayarlanabilmektedir. Genellikle frekans 15 Hz civarındadır. Bir saat içerisinde 1-3 m aralıklarla yaklaşık 15 sonda zemin içerisine çakılabilmektedir. Bu teknik vibroflotasyonda olduğu gibi sonda etrafına geri dolgu malzemenin yerleştirilmesini gerektirmemektedir. Fakat orijinal yüzey kotunu muhafaza etmek için bir miktar geri

dolgu malzemesi eklenir. Japon tipi Vibro-Sonda sistemi ise üzerinde kısa nervürleri olan çelik çubukları kullanmaktadır [1].

Yıldız şeklindeki Franki Y-Probe ise 120 derecelik açılarla birbirlerine kaynaklanmış 0.5 m genişliğinde çelik kanatlardan oluşur. Sonda ile zemin arasındaki sürtünmeyi artırmak amacıyla plakalar üzerine küçük yatay nervürler oluşturulmuştur. Sonda 25 m uzunluğa kadar olabilir. İsveç Vibro Wing sistemi ise 0.5 m aralıklarla yerleştirilmiş yaklaşık 0.8 m uzunluğunda kanatları olan 15 m uzunluğunda bir çelik çubuk kullanmaktadır. Sondanın zemin içerisine sokulma hızının yavaşlaması üzerine sürtünme direncini azaltmak için su jeti kullanılabilir. Sonda aynı zamanda sıkıştırma işlemi sonucunda oluşabilecek aşırı boşluk suyu basınçlarının sönmülenebilmesi kolaylaştırmak için drenaj tüpleriyle de teçhiz edilebilir.

Bu teknikte sıkıştırma verimliliğini etkileyen en önemli faktörler sıkıştırma noktaları aralıkları, her noktadaki sıkıştırma süresi ve sondanın kullanımına ilişkin özellikler zemin içerisine sokulması, tutulması, geri çekilmesidir. Bununla beraber zeminin başlangıçtaki izafi sıklığı, sıkıştırılması gereken zeminin derinliği ve istenilen sıkıştırma derecesi de göz önünde bulundurulmalıdır [20].

Sondanın zemin içerisine sokulması esnasında meydana gelen deplasmanlar da önemli ölçüde zeminin sıkıştırılmasına katkıda bulunmakta ve hem düşey hem de yatay gerilmeler artmaktadır. Sondanın farklı derinliklere sokulma sayısı ve ilerleme miktarı da önemlidir.

Genellikle sonda tasarım derinliğinin sonuna kadar sokulmakta ve aşama aşama geri çekilmektedir. Bu işlem istenilen sıkışma derecesi sağlanana kadar tekrar ettirilir. Sıkıştırma noktaları arasındaki optimum aralık sondanın şekline ve ebatlarına bağlıdır. Daha dar bir kareyaj aralığı fakat daha kısa sıkıştırma süresi genellikle tercih edilir. Bu tip bir seçim daha homojen bir zemin sıkıştırması sağlayacaktır.

Bir diğer önemli faktör ise sıkıştırma işleminin hangi sırada yapıldığıdır. Sıkıştırma işlemini ilki daha geniş bir kareyaj aralığında olmak üzere iki geçişte yapmak daha avantajlıdır. Kareyaj aralığının daha geniş olması durumunda sondanın zemin

içerisine sokulması daha kolay olacaktır. İlk sıkıştırma işleminden sonra ikinci geçişe başlamadan önce zemine tekrar konsolide olabilmesi için zaman tanınmalıdır.

Şu ana kadar ki tecrübeler göstermiştir ki ikinci geçiş esnasında sıkıştırma süresi çok daha az ve ilk geçişte sıkıştırılmış zemin kolonları sondayı daha gevşek zeminlere yönlendirecektir. Bir kum tabakası içerisindeki çok ince silt ve kil bantları bile sıkıştırma işlemini olumsuz olarak etkileyecektir.

5.2.2.3. Dinamik kompaksiyon ve uygulama kriterleri

Dinamik kompaksiyon zemin üzerinde ağ şeklindeki noktalara büyük bir ağırlığı tekrarlı olarak düşürmek suretiyle gerçekleştirilen zemin sıkıştırma işlemidir. Genellikle çelik levhalardan veya donatılı betondan yapılan ağırlığı genellikle 5,5-27 ton arasındadır. Bazı durumlarda 155 tona kadar çıktığı bilinmektedir. Düşürme yükseklikleri genellikle 10-30 m arasındadır. Bu yüksekliğin 40 m ye kadar da çıkabildiği bilinmektedir. Ağırlıklar ağ üzerindeki noktaya 3-8 arasında değişen sayılarda düşürülür. Bir sahadaki dinamik kompaksiyon genellikle birkaç aşama varan geçiş şeklinde gerçekleştirilmektedir. Amprik bulgular etkili nüfuz derinliğinin yaklaşık yarısına eşit olan derinliklerde gözlemlenmiştir [21].

Enerjinin daha büyük derinliklere iletilmesini engelleyen sık ve sıkı bir zemin zonunun oluşumunu engellemek için geniş ölçekli bir ağda bir dizi yüksek enerjili düşüş (büyük ağırlık ve yüksek düşüş mesafesi) kullanılarak önce en derindeki zemin sıkıştırılır. Birinci geçişteki çukurlar iyi derecelenmiş granüle zeminle doldurulduktan sonra daha küçük bir ağırlık ile daha küçük ağ aralığında (ilk ağırlığın yarısı kadar) küçük yükseklikten ve daha çok sayıdaki düşüşler ile orta düzey zeminler sıkıştırılır. Son olarak nispeten hafif ağırlıkları neredeyse sıfır aralık düşürülmek suretiyle zemin sıkıştırılır. Dinamik kompaksiyon yöntemiyle sıkıştırılan bir alan Şekil 5.26'da gösterilmektedir. Tipik bir dinamik kompaksiyon düzeneği ise Şekil 5.27 gösterilmektedir.



Şekil 5.26 Dinamik kompaksiyonla zemin sıkıştırma işlemi [1]



Şekil 5.27 Tipik bir dinamik kompaksiyon düzeneği

Uygulama kriterleri:

Dinamik kompaksiyonda ağırlığın çarpmasından sonra doğan kinetik enerji zeminde yayılan gerilme dalgaları üretir. Zemine iletilen enerji ağırlığın ağırlığın, düşüş yüksekliğinin ağ aralığının ve her ağ noktasındaki düşüş sayısının bir fonksiyonudur. Yer altı su seviyesinin yüzeye yakın olduğu durumlarda kompaksiyondan önce bir kum veya çakıl örtüsünün serilmesi gerekir. Zemin partiküllerinin daha sıkı bir kıvama kolaylıkla gelmesinin sağlaması için her ağ noktasında yapılan bir dizi düşüşle boşluk suyu basıncı artırılmaktadır. Kompaksiyon işleminden bir süre (çakıl ve kumlarda 1 ila 2 gün siltli kumlarda 1 ila 2 hafta) sonra aşırı boşluk suyu basıncının sönmelenmesiyle sıkışma daha da ilerlemektedir [1].

Dinamik kompaksiyon genellikle 9 ila 12 m derinliklere kadar etkili olmaktadır. Son derece büyük ağırlıklar kullanılmak suretiyle daha büyük derinliklerde sıkıştırma yapılabilmektedir. Gevşek zeminin kalınlığı ve dolayısıyla da istenilen iyileştirme derinliği genellikle zemin etütlerinden bilinmektedir. İyileştirme derinliği ile tokmak ağırlığı ve düşüş yüksekliği arasındaki ilişki şu şekildedir:

$$D=n(WH)^{0.5}$$

Burada:

D = Metre cinsinden iyileştirme derinliği

W = Ton cinsinden tokmak ağırlığı

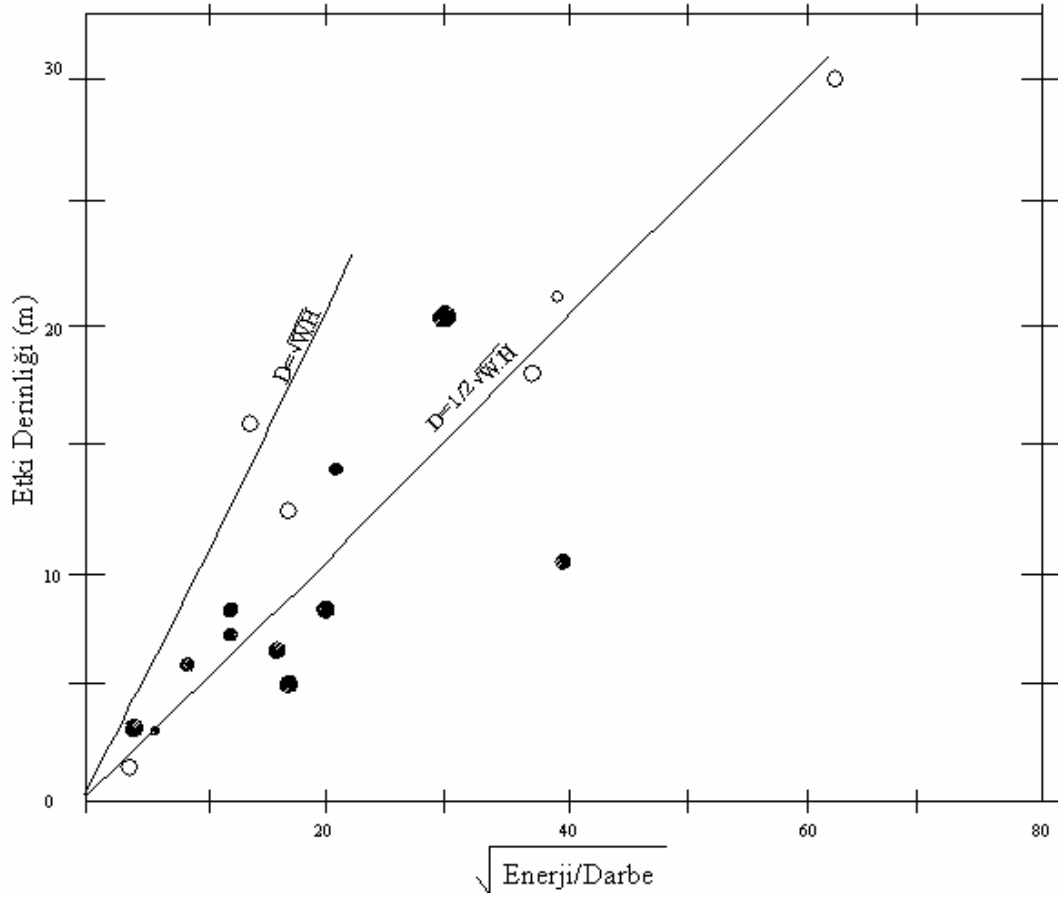
H = Metre cinsinden düşüş yüksekliği

n = 1.0'dan daha düşük ampirik katsayı

Ampirik katsayı n, tokmak ağırlığı ve düşüş yüksekliğinden başka iyileştirme derinliğini etkileyen faktörleri içermektedir. Şekil 5.29'da gösterildiği gibi n değeri genellikle 0.3 ile 0.8 arasında değişmektedir. n katsayısının değişimi aşağıdaki faktörlere bağlanmaktadır:

- Vincin düşürme mekanizması verimliliği,
- Uygulanan toplam enerji miktarı,
- Sıkıştırılacak zemin katmanının türü,
- Enerji sönmüleyebilecek tabakaların varlığı,

- Sıkıştırılacak katmanın üstünde veya altında sert tabakanın bulunması,
- Tokmağın darbe basıncı.



Şekil.5.28 Dinamik kompaksiyon işleminde etki derinliği [23]

Enerjinin tek bir halatla kaldırılıp düşürülen bir tokmak yardımıyla uygulandığı ve uygulanan enerjinin 1 ile 3 Mj/m olduğu koşullarda, n katsayısının Tablo 5.3'de gösterildiği gibi zemin tipine bağlı olduğu anlaşılmıştır. Bu değerler, ilk aşamada iyileştirme derinliğini belirlemek için aşağıdaki formülde kullanılabilir. Dinamik kompaksiyon işleminde etki derinliği ve enerji/darbe arasındaki ilişki Şekil 5.28'de görülmektedir.

Tablo 5.3 Zemin tipine bağılı olarak 'n' katsayısının değışimi [13]

Zemin türü	Suya doygunluk oranı	Önerilen n değeri
Geçirimli zeminler -granüler zeminler	Yüksek	0.5
	Düşük	0.5-0.6
Yarı geçirimli zeminler- (siltler (plastisite indisi <8))	Yüksek	0.35-0.4
	Düşük	0.4-0.5
Geçirimsiz zeminler –Killer (Plastisite indisi >8)	Yüksek	Önerilmemektedir
	Düşük	0.35-0.4 zemin plastik limitinden daha düşük su muhtevasında bulunmalıdır.

Dinamik kompaksiyon işlemleri genellikle dolgu veya yükleme yapılacak alandan daha geniş bir planda gerçekleştirilir. Bunun nedeni yeni yüklemeye dolaylı gerilme artışlarına maruz kalacak zeminlerin de sıkıştırılması gerektirir. Birçok projede dinamik kompaksiyon işlemleri yükleme yapılacak alanın sınırlarının zayıf zeminin derinliği kadar genişletilmesiyle oluşturulan bir alanda gerçekleştirilir. Bu durum istinat yapıları veya bina sömellerinde olduğu gibi ağır yüklerin yükleme alanlarının kenarlarına uygulandığı durumları kapsamaktadır. Örneğin şev stabilitesinin söz konusu olduğu zayıf bir zemin üzerine bir dolgu inşa edilmesi durumunda, öngörülen derin göçme yüzeyinin içerisinde kalan bütün zemin tabakasının sıkıştırılması gerekecektir.

Düşürme noktaları aralıkları genellikle tokmak çapı veya genişliğinin %1 veya 2'sidir. Boşluk suyu basınçlarının oluşabileceği ince daneli zeminlerde iş planı iki veya daha fazla geçiş sağlayabilecek şekilde olmalıdır. İlk geçiş tokmanın her ikinci veya üçüncü düşüş noktasına düşürülmesini sağlar. Boşluk suyu basıncının sönmünebileceği bir süreden sonra ara düşüş noktaları da ikinci veya üçüncü geçişin bir aşaması olarak sıkıştırılabilir.

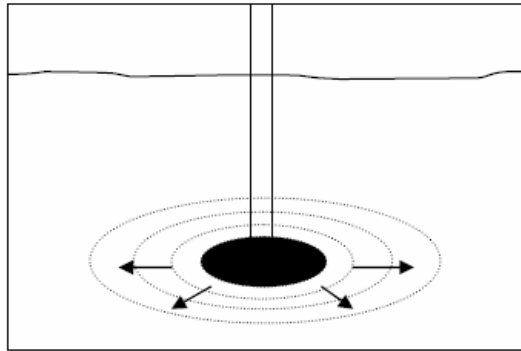
Genellikle her düşüş noktası üzerine yüksek enerjili 7 ile 15 düşüş gerçekleştirilir. Eğer 7'den çok daha az veya 15'den daha fazla düşüş sayısı hesaplandıysa, kareyaj aralıklarının tekrar ayarlanması düşünülebilir. Eğer belli noktalarda istinat duvarları veya bina sömellerindeki gibi yükler söz konusu ise bu

noktalar üzerinde ek bir enerji geçişi uygulanabilir. Yüksek enerji uygulanmasından sonra genellikle zemin kütlelerinin üst yüzeyi krater derinliği boyunca gevşemektedir. İşte bu gevşek bölge (ironing) olarak bilinen düşük enerjili bir geçişle sıkıştırılmalıdır. Bu amaç doğrultusunda düşük darbe basınçlı kare bir tokmak kullanılmaktadır. Alan bitişik hatta bindirmeli bir kareyaj üzerinde sıkıştırılmaktadır. Genellikle yüzeysel zeminlerin sıkıştırılması için alçak düşüş yükseklikleri ve birkaç düşüş sayısı yeterli olmaktadır. Eğer krater derinlikleri 0.5 m'den daha azsa yukarılardaki gevşemiş zeminler sıradan bir kompaktör yardımıyla da sıkıştırılabilir [13].

5.2.2.4. Kompaksiyon enjeksiyonu ve uygulama kriterleri

Yüksek basınç altında zemine çok düşük slump değerlerinde (genellikle 2,5 cm az) enjekte etmek suretiyle yoğunlaştırılması işlemidir. Enjekte edilen şerbet çok viskoz olduğundan çevreleyen zemini yer değiştirme ile yoğunlaştıran bir ampul veya kolon oluşturur. Kompaksiyon enjeksiyonu bir ağ boyunca veya bir hat boyunca dizili noktalarda uygulanabilir.

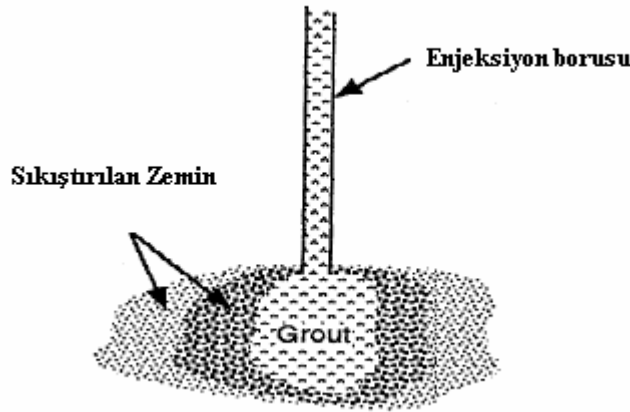
1980 yılında toplanan ASCE Enjeksiyon Komitesi kompaksiyon enjeksiyonunu 25 mm'den daha az çökme değeri olan, yeterli plastisiteyi sağlayacak kadar silt ve içsel sürtünmeyi sağlayacak kadar da kum içeren katı enjeksiyon malzemesinin zemin boşlukları içerisine girmeksizin enjeksiyon noktası etrafında giderek genişleyen bir kütle oluşturacak ve bu sayede etrafındaki gevşek zeminleri sıkıştırarak şekilde yüksek basınçlarda enjekte edilmesi olarak tanımlamıştır. Yöntemin şematik gösterimi Şekil 5.29'da görülmektedir.



Şekil. 5.29 Kompaksiyon enjeksiyonunun şematik gösterimi [13]

50 yıl kadar önce Amerika’da uygulanmaya başlanan yöntem çoğunlukla zayıf veya yumuşak zeminlerin sıkıştırılmasında, temel ve döşemelerin alttan desteklenmesinde, yapı oturmalarının kontrol edilmesinde, farklı oturmalar gösteren yapı temellerinin rehabilitasyonunda ve tekrar eski seviyelerine yükseltilmesinde kullanılmıştır.

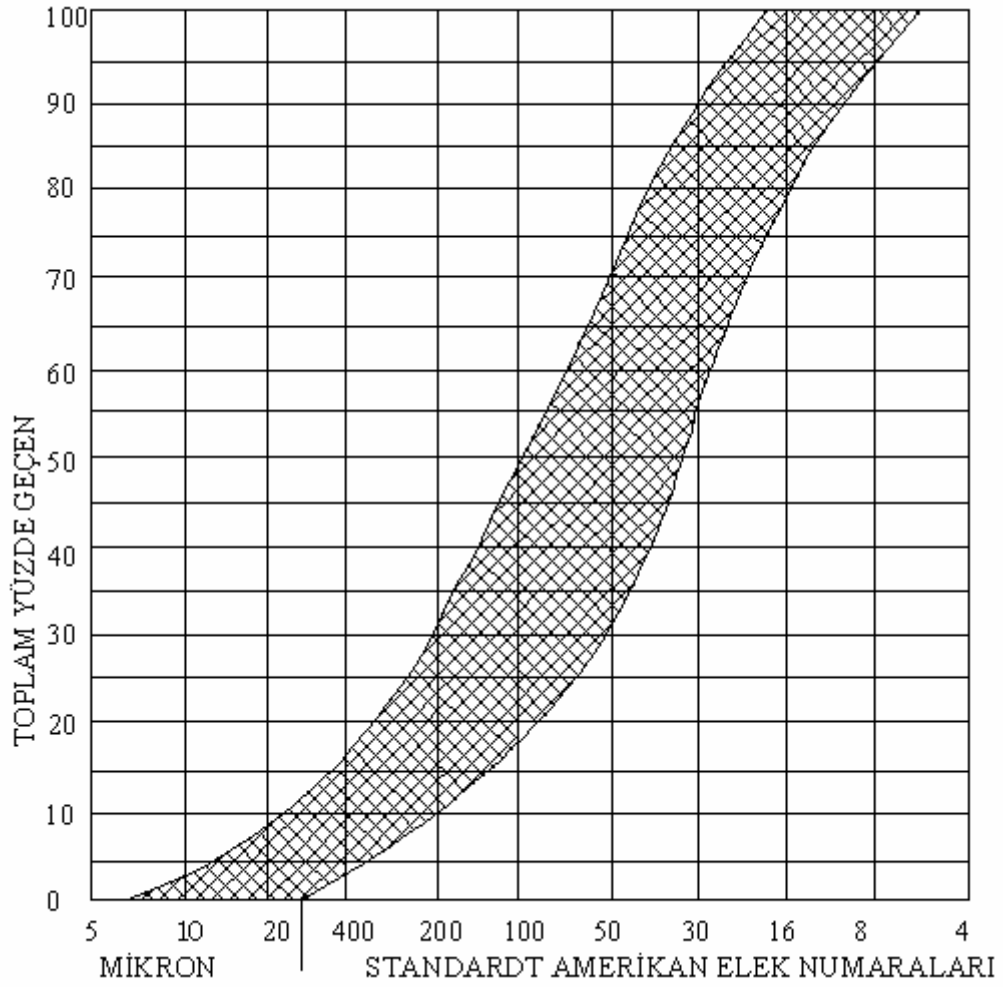
Kompaksiyon enjeksiyonu ile permeasyon enjeksiyonu arasında hem enjeksiyon parametreleri hem de uygulanabilecek zeminler arasında büyük farklar vardır. Kompaksiyon enjeksiyonunda çok katı bir enjeksiyon malzemesi ve çok yüksek basınçlar (3.5 MPa’a kadar) gerekmektedir. Dolayısıyla zeminin orijinal yapısı bozulmakta ve bu sayede radyal olarak sıkıştırılabilmektedir. Ayrıca kompaksiyon enjeksiyonu tüm zeminlere uygulanabilirken permeasyon enjeksiyonunda zemin içerisindeki boşluklara nüfuz etme söz konusu olduğundan hem zeminin dane çapı dağılımı hem de enjeksiyon malzemesinin dane çapı dağılımı uygulanabilirliği belirlemektedir. Zeminin sıkıştırılması Şekil 5.30’da şematik olarak gösterilmektedir.



Şekil 5.30 Kompaksiyon yönteminin şematik gösterimi

Uygulama kriterleri:

Literatür çalışmaları göz önüne alındığında kompaksiyon enjeksiyonunun başarılı sonuçlar vermesi enjeksiyon malzemesinin katı ve yüksek vizkozitede olmasına bağlıdır. Bu yüzden karışımlarda plastisiteyi gereğinden fazla artıracak silt ve gereğinden fazla mobilite sağlayacak bentonitin kullanılmaması öngörülmektedir. Fazla bentonit kullanılması durumunda istenilen kompaksiyon sağlanamamaktadır. Şekil 5.31 de kullanılan malzemenin dane çapı dağılımı görülmektedir.



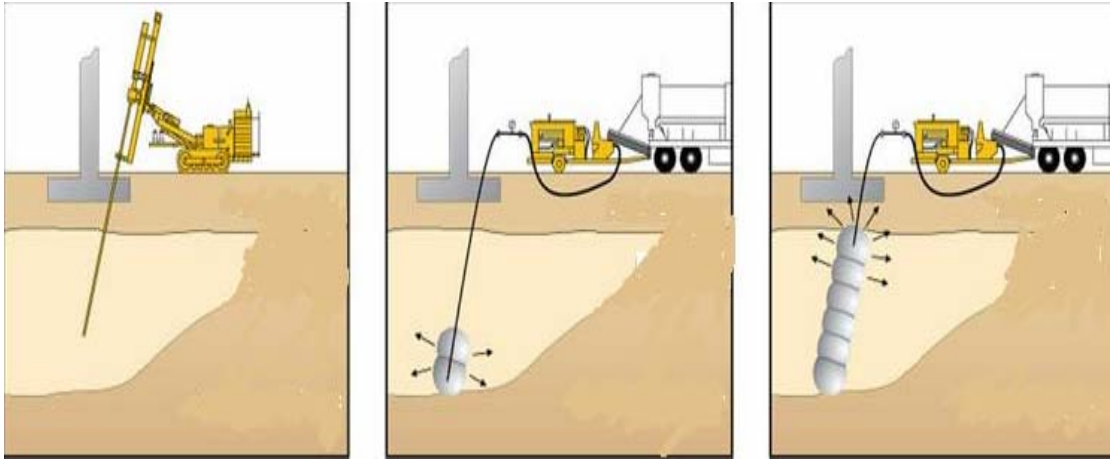
Şekil 5.31 Kompaksiyon enjeksiyonu karışımındaki kum için öngörülen dane çapı dağılım aralığı [13]

Kompaksiyon enjeksiyonunun son 10 yıllık bir süreç içerisinde sıvılaşmayı önleyici bir teknik olarak da kullanılmaya başlandığını görülmektedir. Boulanger ve Hayden (1995) kompaksiyon enjeksiyonunun sıvılaşmayı önlemek için kullanıldığı geniş bir vaka analizleri özeti hazırlamışlardır. Vaka analizlerinde bu enjeksiyon tekniğinin siltli kumlarla siltli zeminlerin SPT ve CPT direnç değerlerini önemli ölçüde artırdığı belirtilmiştir.

Boulanger ve Hayden (1995) killi silt ve siltli kumun sıvılaşma potansiyelinin azaltılmasına yönelik kompaksiyon enjeksiyonunun etkinliğini göstermemiş, ayrıca zamanın enjekte edilmiş zeminin penetrasyon dirençleri üzerine etkisini incelemişleridir. Deney sonuçlarından kompaksiyon enjeksiyonunun silt ve kumların SPT ve CPT dirençlerini artırmada başarılı olduğu sonucuna varılmıştır. Siltli

zeminde elde edilen iyileştirme derecesi, diğer iyileştirme tekniklerinden çok azının bu tip zeminlerde uygulanabildiği göz önüne alındığında, teşvik edicidir. Mevcut bir temel sömeli altında kompaksiyon enjeksiyonunun şematik gösterimi Şekil 5.32’de görülmektedir [13].

Şu da unutulmamalıdır ki, kompaksiyon enjeksiyonu sonucu zemin içerisinde oluşturulan kütlelerin uzun vadede de yeterli dayanımda olması gerekmektedir. Ayrıca bu tekniğin çok yumuşak killerde uygulanması ekstra boşluk suyu basınçları oluşturacak bu da uzun vade oturmalarına yol açacaktır. Dolayısıyla bu hususların uygulama öncesinde enjeksiyon parametreleri ve enjeksiyon malzemelerinin tasarımı esnasında göz önünde bulundurulması gerekmektedir. Bununla beraber belli bir arazideki sıvılaşma potansiyelinin kompaksiyon enjeksiyonuyla azaltılmasının uygunluğu her zaman mümkün olmayabilmektedir.[13].



Şekil 5.32. Mevcut sömel altında enjeksiyon uygulaması

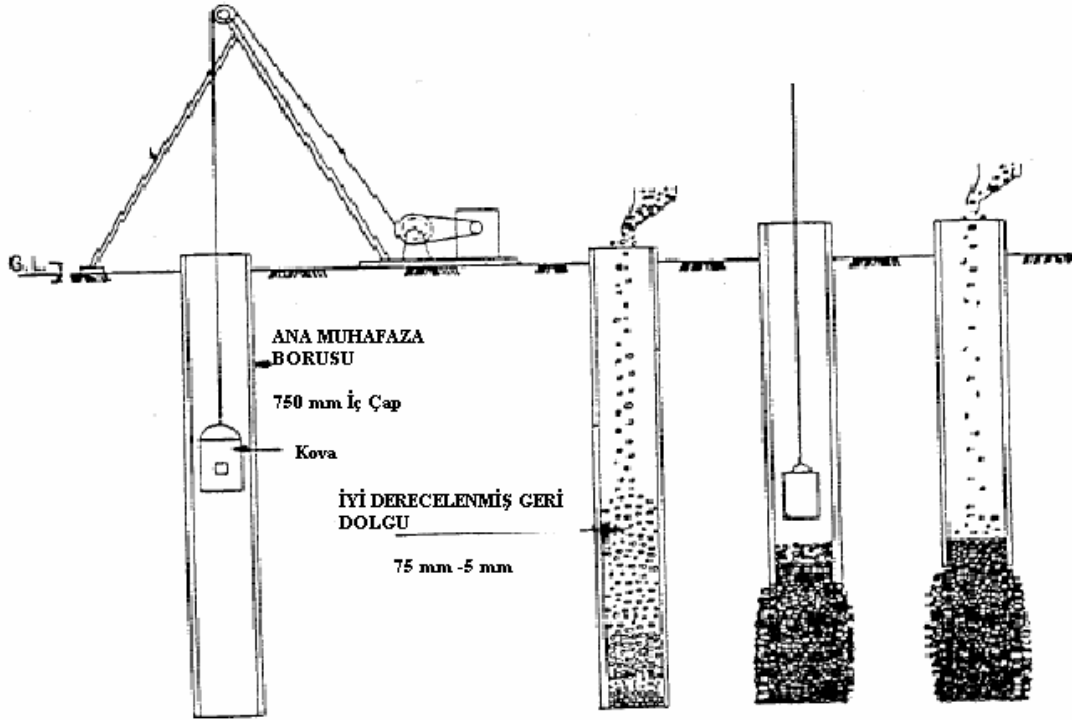
Kompaksiyon enjeksiyonu mevcut binaların temel zeminlerinde başarıyla uygulanabilmektedir.

5.2.2.5. Sıkıştırma kazıkları ve uygulama kriterleri

Zeminler kazık çakılması sonucu oluşan deplasmanlar yoluyla sıkıştırılabilir. Fakat, söz konusu bu teknik granüler zeminlere uygulandığında sıkıştırma, deplasmanlara ek olarak kazık çakımı esnasındaki titreşim hareketleri sonucunda da gerçekleşmektedir. Dolayısıyla elde edilen sıkıştırma derecesi sadece bu kazıkların aralıklarına değil aynı zamanda titreşim enerjisine de bağlıdır. Bu durumu ince daneli malzeme miktarı etkilemektedir; çünkü titreşimlerin yayılması ince malzemelerin etkisiyle sönümlenmektedir.

Genel olarak, eğer ince malzeme miktarı %20'yi geçerse iyileştirme oranı azalacak ve kazıkların daha sık aralıklı yerleştirilmesi gerekecektir. Chung vd. (1987) titreşimim sıkıştırma üzerine etkisinin olabilmesi için %35'lik bir ince daneli malzeme miktarı sınırı önermişlerdir. Sıkıştırma kazıkları yapısal kazıklar (ahşap ya da betonarme) olabileceği gibi kum sıkıştırma kazıkları da olabilir. Yüksek deplasmanlı sıkıştırma kazıkları zemin içerisinde istenilen derinliğe kadar 0.5 m çapında bir kuyu açılıp, muhafaza borusu içinin boşaltılarak yerine her seferinde 100 kJ'dan fazla enerji verebilen bir şahmerdan yardımıyla sıkıştırılmış kumun doldurulmasından oluşmaktadır.

Yerleştirilen muhafaza borusu küçük miktarlar yukarı çekilir ve her yukarı çekişte bir miktar kum yerleştirilip sıkıştırılır. Dolayısıyla bu şekilde oluşturulan sıkıştırılmış kum kazığı muhafaza borusundan daha büyük çapta olmakta ve etrafındaki zemin de sıkıştırılmaktadır. Muhafaza borusu yardımıyla yapılan sıkıştırma kazığının yapım aşamaları Şekil 5.33'de gösterilmektedir [13].



Şekil 5.33 Sıkıştırma Kazıkları yapım aşamaları [18]

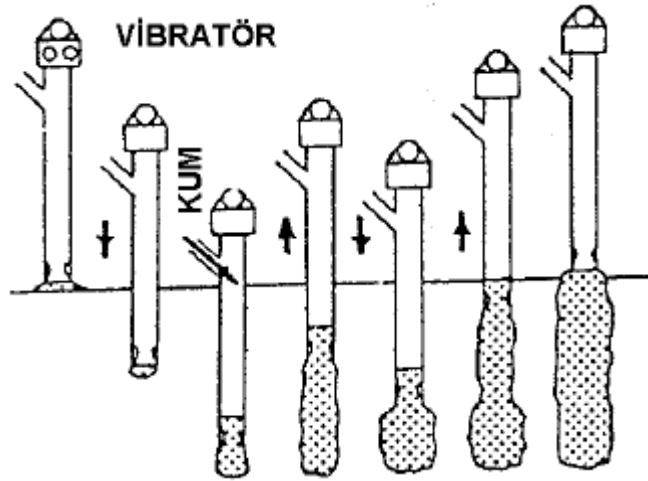
Franki tekniğiyle çakıl sıkıştırma kazıklarının yerleştirilmesi de benzer olup çakıl tıkaç veya sıfır çökme diğeri olan beton ile kapatılmış bir tüpün şahmerdan yardımıyla zemin içerisine çakılmasından oluşur. Çakma esnasında tüp etrafındaki zemin yanıl olarak sıkıştırılmaktadır. Tüp tasarım derinliğine kadar batırıldığında belli bir miktar çakıl veya kuru beton tüp içerisinden tabana yerleştirilir ve yüksek enerjili bir şahmerdan yardımıyla sıkıştırılarak genişletilmiş bir taban oluşturulur.

Daha sonra tüp aşamalı olarak geri çekilir ve bir miktar çakıl daha yerleştirilip sıkıştırılır ve sonuçta sıkıştırılmış bir çakıl kazığı oluşturulur. Kazık içerisine yerleştirilen çakılın miktarı ölçülerek çapı hesaplanabilir ve deplasman değerleri yardımıyla da etrafındaki zeminin yoğunluğunda meydana gelen artış belirlenebilir. Bu kazıklar yapım aşamasından önce gerçekleştirilen testler sonucu belirlenen aralıklarla oluşturulur.

Kum sıkıştırma kazıkları :

Kum sıkıştırma kazıkları yumuşak zeminleri iyileştirme tekniği olarak Japonya'da geliştirilmiştir. Bu teknik yumuşak zemin içerisinde titreşimli bir muhafaza borusu yardımıyla kum veya benzer bir malzeme kullanarak iyi sıkıştırılmış kum kazıklardan oluşmaktadır. Tekniğin aşamaları Şekil 5.34'de görülmektedir.

Kum Sıkıştırma Kazıkları (SCP) tekniğine ilişkin ekipman kum dren yerleştirme ekipmanına benzemektedir. Ekipman istenilen derinliğe ulaştıktan sonra, daha önceden belirlenen boydaki gevşek kum kazığı ekipmanın mili arasında boşaltılır ve ekipman biraz yukarı çekilir. Daha sonra milin üstündeki bir vibratör yardımıyla mil gevşek kum kazığını sıkıştırır ve çapını artırır. Bu işlemin tekrar ettirilmesiyle sıkıştırılmış kum kazıkları oluşturulur ve ayrıca etrafındaki zeminde sıkıştırılmış olur. Aboshi vd. (1990) bu tekniğin kapsamlı bir açıklamasını sunmuşlardır [13].



Şekil 5.34 Sıkıştırılmış kum kazıkları oluşturma aşamaları

Sıkıştırılmış kum kazıkların taş kolonlara göre avantajları , çok hızlı yapım, taştan genellikle çok daha ucuz olan kumdan oluşturulması ve yapım esnasında kuyu duvarı muhafaza borusu yardımıyla tamamen desteklenerek duvar göçme olasılığının engellenmesi olarak sayılabilir. Ayrıca etraftaki zeminin yayılım veya erozyon yoluyla kum kazığı içersine girme olasılığı da önemli ölçüde azaltılmıştır. (hem kum sıkıştırma kazığı hem de etrafındaki zeminin dane çapı dağılımına bağlıdır).

Sıkıştırılmış kum kazıkların dezavantajları ise şunlardır :

- Kum kullanılmasından dolayı oluşturulan kolonun içsel sürtünme açısı ve mekanik dayanımı taş kolonlarınkinden daha düşük olacak ve dolayısıyla da daha yüksek bir yerleştirme yüzdesi gerekecektir;
- Bir kil tabakası içerisine muhafaza borusu çakılması kolonun sınırları boyunca sıkışmaya neden olacak ve böylelikle zeminin yatay geçirimsizliği ve kolonun da dren olarak etkinliği azalacaktır;
- Tasarım kriteri göz önüne alındığında, sıkıştırılmış kum kazıkların düzgün bir şekilde tasarlanmış taş kolonlar gibi yeterli geçirimsizliğe sahip olmadıkları ve deprem esnasında düşey drenajı gereği gibi sağlayamadıkları Seed and Booker (1976), tarafından belirtilmiştir [22].

Sıkıştırılmış kum kazıklarla zayıf zeminlerin iyileştirilmesinde en önemli faktörlerden biri kum ile değiştirilen gevşek kum veya yumuşak kil hacmidir. Değiştirilen zemin miktarını sayısal olarak belirleyebilmek için kazığın etki alanındaki zeminin toplam alanının sıkıştırılmış kum kazığın alanına bölünmesiyle elde edilen bir yer değiştirme oranı, a_s , tanımlanır. Sıkıştırılmış kum kazık tasarımı standart penetrasyon direnci veya zeminin izafi(göreceli) sıklığı göz önüne alınarak gerçekleştirilir.

5.2.2.6. Zeminlerde sıkıştırma kriterleri

Relatif Sıklık: Sıkıştırma kriterinin belirlenmesinde bir aracı parametre olarak zemin sıklığı (D_r) yada daha yaygın olarak relatif sıklık kullanılmaktadır. Özellikle zeminin sıkı bölgelerinde yapılan kompaksiyonun amaçlanan düzeyde yapıp yapılmadığının kontrolü pratik olarak relatif sıklığının (D_r) kontrolü ile yapılabilmektedir.. Bunun için, bir zemin numunesinin belirli bir enerji (deneydeki sıkışma enerjisi arazide 20-30 cm kalınlıkta serilen dolgu gereci üzerinden 12 kez geçirilen 20 ton ağırlıkta çift tamburlu titreşimsiz keçi ayağının getirdiği yaklaşık 593 kNm/m³ enerji düzeyi) ile en çok ne kadar sıkıştırılabileceğini laboratuvar ortamında belirlenir. Bu sıkışma için gerekli optimum su muhtevası bulunarak kuru birim hacim ağırlık belirlenir.

Bunun için;zeminden 2,5 kg'lık en az 5 numune alınır. Her bir numune, maksimum kuru birim hacim ağırlığı veren optimum su muhtevasını da içine alan sınırlar arasında olmak üzere değişik miktarlardaki su ile karıştırılır. Nemli zemin eşit ağırlıkta 3 tabaka halinde kalıba konarken; her tabakaya 30,5 cm lik serbest düşüş yapan 2.5 kg'lık tokmakla 25 darbe vurulup zemin sıkıştırılır. Sıkıştırılmış zeminin yaş ve kuru birim hacim ağırlığı her numune için hesaplanmaktadır.

Arazide sıkıştırılan dolgunun yaş ve kuru birim hacim ağırlıkları ile su muhtevası, ölçüm yöntemlerinden birisi ile ölçülür. (Kum-su-yağ doldurma, tüp çakma, nükleer yöntem vs). Daha sonra aşağıdaki yöntemlerden birisi veya birkaçı ile denetleme yapılabilmektedir.

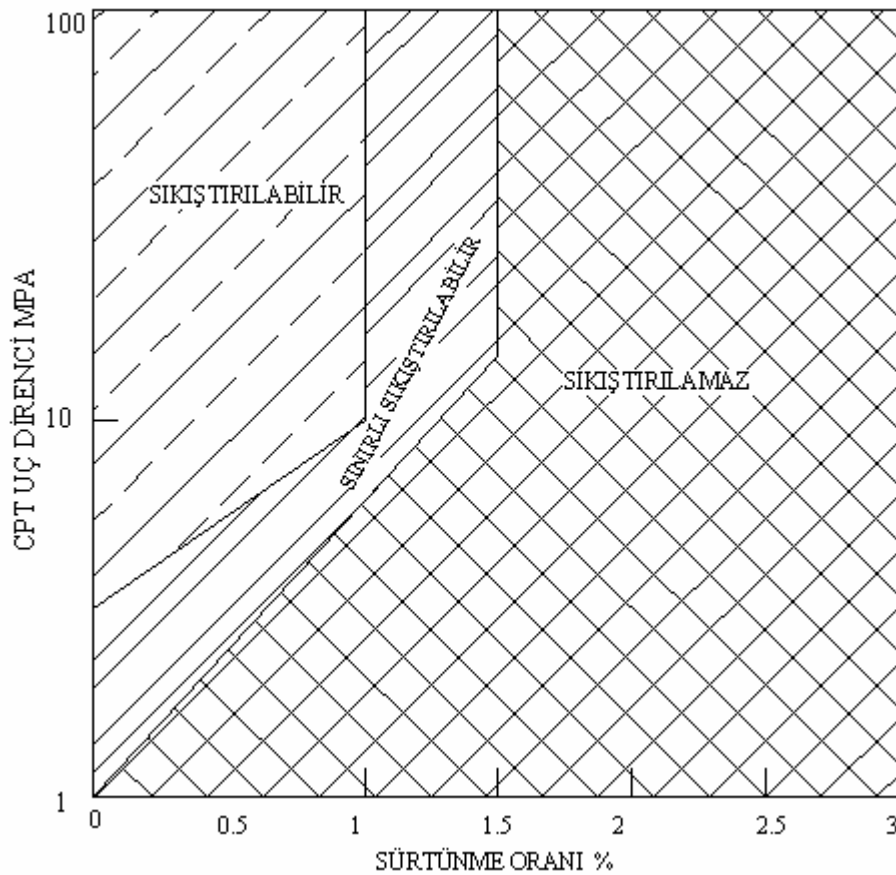
Yerleşim Tahminleri: Granüler zeminlerdeki birçok geoteknik sorunlar yerleşimin değerlendirilmesini gerektirir. Schertmann (1970) Koni penetrasyon testlerine dayalı olarak bir yerleşim yöntemi sunmaktadır. Zeminin deformasyon özelliği, elastisite modülü Es ile belirlenebilmektedir.

Kesme Dayanımı: Kumun içsel sürtünme açısına doğrudan arazide karar verilemez. Ancak laboratuarda yeniden hazırlanan numuneler üzerinde yapılan testlerle buna karar verilebilir. Böylece tüm arazi testleri en yaklaşık doğrulukla belirlenmiş olmaktadır.

Sıvılaşma: Sıkılaştırma projelerinin diğer önemli bir uygulaması ise sismik alanlardaki sıvılaşma tehlikesinin azaltılmasıdır. Başlangıç dizayn amacıyla basitleştirilmiş dizayn prosedürleri geliştirilmiştir. Bunlar, SPT ve CPT direnci arasındaki ampirik korelasyona ve deprem sırasında sıvılaşma gözlemlerine dayandırılmıştır. Kompleks ve büyük projelerde, ihtiyaç duyulan sıkılaştırma derecesinin araştırılmasında daha gelişmiş analitik araçlar kullanılabilir. Tabii ve insan yapısı zeminlerin performansında farklı yöntemler kullanılarak gerçekleştirilen orta seviyeli sıkılaştırmaların bile faydalı bir etkiye sahip olduğu son depremler neticesinde tecrübe edilmiştir.[23]

Zemin'in Sıkıştırılabilirliği: Geoteknik mühendisliğinin belirlemesi gereken önemli bir soru da, derin sıkıştırma ile zeminin iyileştirilebilmesidir. Mitchell (1982) zemini tane boyutunun dağılımına göre tanımlar. Yüzde 10'dan daha düşük ince içerikli (parçacıklar<0,064 mm) granüler zeminlerin çoğu vibrasyon ve etki yöntemi ile sıkıştırılabilir. Dane boyutu eğrisine dayalı olan sıkıştırma kriterinin dezavantajı, zemin örneklerinin alınması zorunluluğudur. Zemin uygunluğunun değerlendirilmesi için penetrasyon testlerinin sonuçlarının kullanılması tercih edilmektedir [23].

CPT değerleri kullanarak zeminin sıkışma potansiyelinin belirlenmesine ait grafik Şekil 5.35'de görülmektedir. Taşıma malzeme ile sıkıştırma yapıldığı yol-havaalanı gibi projelerde optimum su muhtevası belirlenen zemin malzemesi ile optimum su muhtevasında CBR testi yapılarak taşıma oranı belirlenir. Sıkıştırmada kullanılacak malzemenin projeye uygunluğunun bu değerden kontrol edilmesi gerekmektedir.



Şekil 5.35 CPT de derin kompaksiyon için zemin sınıfları [20]

5.2.3. Drenaj teknikleri

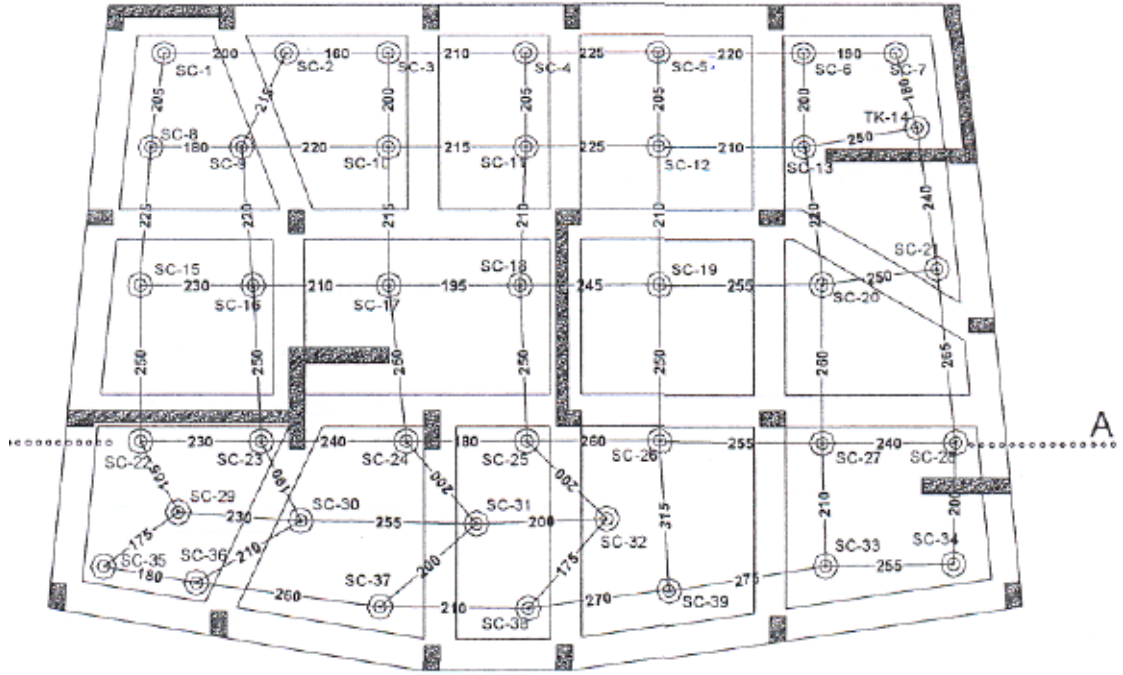
5.2.3.1. Taş kolon yöntemi ve uygulama kriterleri

Sıvılaşma potansiyeline sahip zeminlerde kullanılan iyileştirme yöntemlerinden birisi de taş kolon yöntemidir. Taş kolonlar kendi yoğunlukları, dayanımı ve rijitliği ile taşıma gücüne yüksek derecede katkı sağlamaktadır. Aşırı boşluk suyu basıncı gelişmesini önleyerek sık aralıklı drenaj ağları oluştururlar, aynı zamanda düşey dren gibi çalışıp oturma hızlarını arttırmaları.

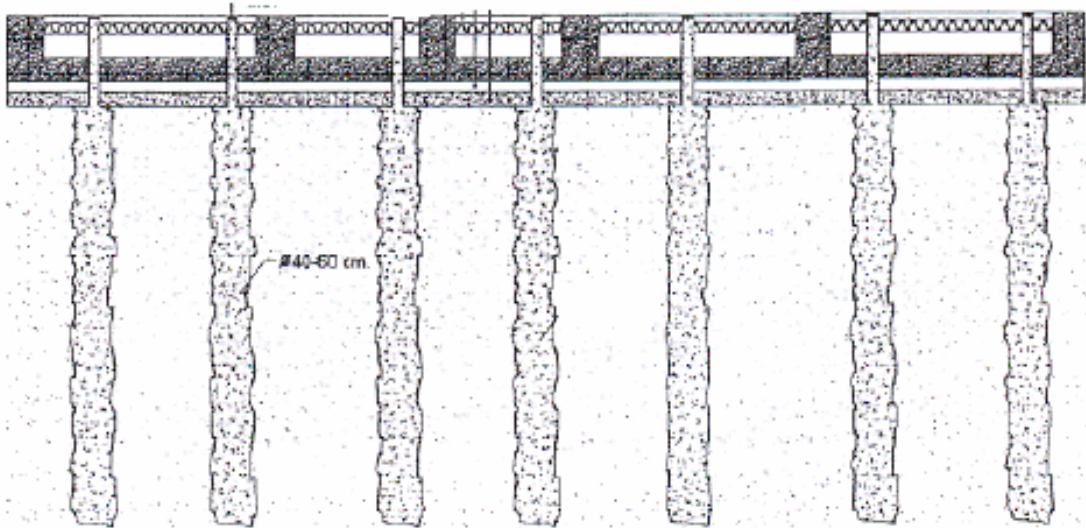
Titreşim ile yer değiştirmenin birleşik etkisi şeklindeki yerleştirilme süreçleri, çevreleyen zemini sıkıştırmaktadır. Son olarak yerleştirme süreci kolonu çevreleyen zemindeki yanal gerilmeleri artırır. Taş kolonun taşıma gücü yapımında kullanılan malzemenin kayma direnci açısı ve doğal zeminde uygulanan yanal pasif dirençten kaynaklanır. Ana kayaya kadar indirilen bu tip kazıkların yumuşak ve orta sertlikteki kilerde 30 tona kadar yük taşıdıkları bilinmektedir. [1].

Taş kolonlar sıvılaşma potansiyeline sahip zeminlerin ıslahında dört mekanizmayı bir arada sağlamaktadır. İlk olarak kendi yoğunluğu dayanımı ve rijitliği ile zemini iyileştirilmektedir. İkinci olarak yüksek derecede aşırı boşluk suyu basıncı gelişmesini önleyen drenaj sınırları oluştururlar. Üçüncü olarak titreşim ile yer değiştirmenin bileşik etkisi şeklindeki yer değiştirme süreçleri çevreleyen zemini sıkıştırmaktadır. Son olarak ise yerleştirme sonucunda zemindeki yanal gerilmelerin artmasıdır [1].

Sırasıyla taş kolon plan ve kesiti, Şekil 5.36'da ve Şekil 5.37'de görülmektedir. Şekilden de görüldüğü üzere belli aralıklarla dizayn edilen taş kolonlar radye temelden yüzeye çıkmaktadır.



Şekil 5.36 Sıvılaşmaya karşı bir taş kolon planı



Şekil 5.37 Taş kolonun temel altındaki kesiti

Uygulama avantaj ve dezavantajları: Zemin iyileştirme yöntemlerinden biri olan taş kolon yönteminin avantajları şu şekilde sıralanabilir. İdeal zemin koşullarında uygulanmasında özellikle imalatın yapılacağı bölgede kullanılan dolgu malzemesinin ekonomik olması durumunda diğer iyileştirme yöntemlerine göre oldukça ekonomik çözümler sunmaktadır. Taş kolon tekniği tüm dünyada yaygın olan düşey kum dren

uygulamasına oldukça benzer bir yöntemdir. Dolayısıyla kum drenler konusunda tecrübe sahibi uygulayıcılar küçük adaptasyonlar ve modifikasyonlar ile taş kolon imalatı gerçekleştirebilirler.

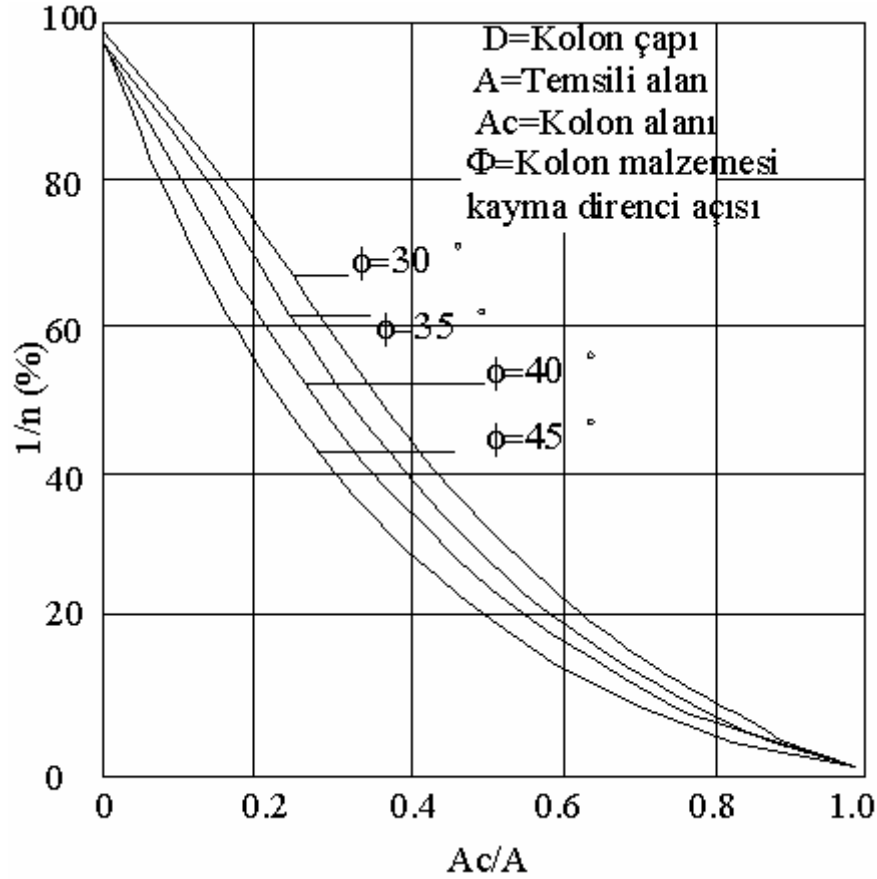
Taş kolon yöntemi kum dren prensibi ile çalışarak konsolidasyon süresini kısaltmada etkisi ile birlikte yumuşak zeminin mukavemet ve sıklığını arttıran tek yöntemdir. Örnek olarak bir dolgu baraj inşaatında düşey dren + ön yükleme uygulamasının yerini taş kolon tek başına alabilir. Yani geleneksel yöntemlerden birkaç tanesini birleştirilerek gerçekleştirilen uygulamalarda elde edilen sonuçlara sadece taş kolonlar ile ulaşmak mümkündür. İmalatta kullanılan malzeme doğal zemin olduğundan taş kolon yönteminin doğayı kirletici etkisi yoktur [24].

Taş kolon yönteminin dezavantajları şunlardır: Marmara depremi sonrasında Adapazarı'nın şehir merkezinde meydana gelen hasarların onarılması esnasında mevcut yapılar altında vibrasyon tekniği ile taş kolon uygulaması yapılamamaktadır. Diğer bir dezavantaj ise taş kolon uygulanacak alandaki zayıf zeminin göçme eğilimi göstermesi ve kazının muhafaza borusu ile indirilmesinin mevcut yapılar altında mümkün olmamasıdır [24].

Uygulama kriterleri: Taş malzeme, zemin içine dik olarak 0,6 -1,0 m çapında ve genellikle 20 m ye kadar derinliklere çeşitli yöntemlerle yerleştirilir ve sıkıştırılır. 20-75 mm arası kırma taş popüler olmasına karşın, tabi kaba çakıl agrega veya kum-çakıl karışımları da kullanılabilir. Yumuşak killerde boru çakma ve doldurarak çekme yöntemi uygulanmaktadır. Borular su jeti veya vibratör yardımı ile sokulabilir. Ancak taş dolgunun kademeli sıkıştırılması işlemi, üzerinde durulması gereken bir konudur. Taş kolon projelerinde yaklaşık 0,3 m kalınlıkta daneli zeminden bir yastık, sahada kolonların üzerine serilir. Üçgen veya kare yerleşim planında merkezden merkeze taş kolon ara mesafeleri 1.5-3.5 m arasında değişmektedir. Kolonların uç kotta sert bir formasyona girmesi istenmektedir.

Kolonların yük taşıma mekanizması; zemine uygulanan yük, negatif sürtünme ile kolonlara aktarılır. Yatayda zeminle desteklenen kolonlar deplasman gösterir ve fazla yükleri tekrar zemine aktarmış olurlar. Zemin oturdukça kolonlar yine yük alırlar ve

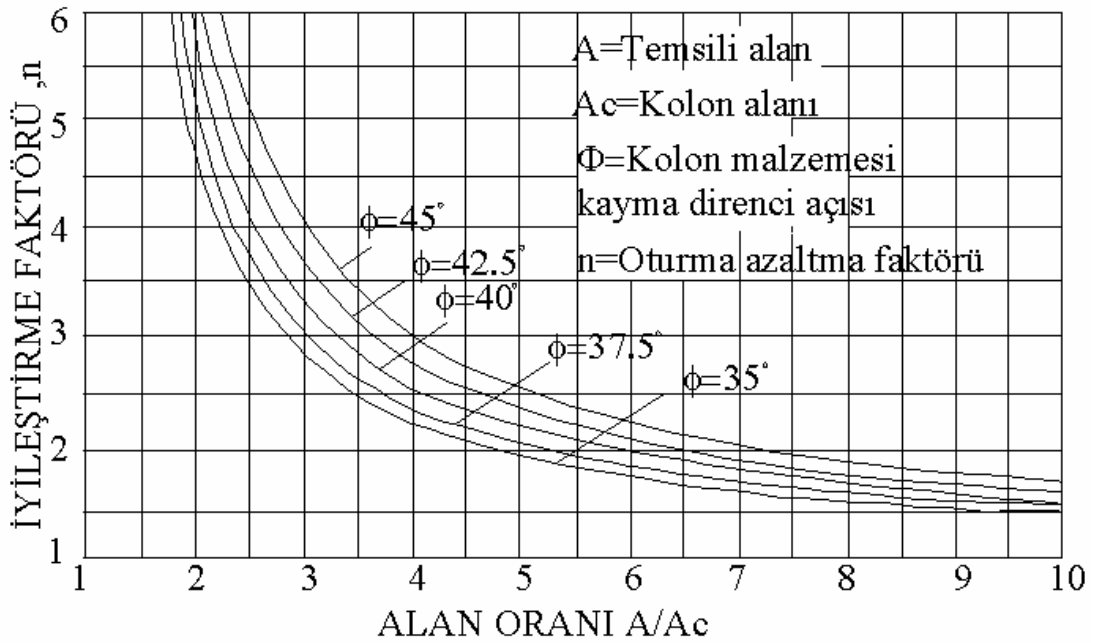
destek sağlanmış olur. Çok yumuşak turba gibi zeminlerde zamanla sünme deplasmanları ve dolayısıyla zamana bağlı oturmalar rapor edilmiştir.



Şekil 5.38 Taş kolonlar ile Zemin İyileştirme[24]

Taş kolon kapasiteleri ve kolon uygulanmış killi zeminlerin oturma davranışları çok sayıda araştırmacı tarafından irdelenmiştir. Kolon taşıma kapasiteleri 200-350 kN aralığında bulunmaktadır. [24]

Kolonlu ve kolonsuz oturmaların oranı (iyileştirme oranı) 1.5-5 arasındadır. Literatürdeki çoğu ölçüm bu aralıktadır. Van Impe ve De Beer (1989) tarafından bulunan oturma azaltma faktörü (n) Şekil 5.38’ da gösterilmektedir.



Şekil 5.39 Taş kolonlarla zemin iyileştirme (oturma azaltma faktörü) [24]

Taş kolonlar üzerindeki dolgu gövdeleri ve yüklerin, genel göçmeye karşı emniyetleri kolonlardan geçen kayma daireleri nedeniyle artmaktadır. Priebe (1978) bu konuyla ilgili abak hazırlamıştır. Priebe (1976) tarafından verilen abak Şekil 5.39'da gösterilmektedir [24].

Taş kolonlar ile zemin iyileştirmesi yöntemi kohezyonu az ve ince daneli zeminlerde sıvılaşmaya karşı önerilmektedir. Yumuşak, orta yumuşak killi zeminlerde kullanılır. Alüvyon ve değişken zeminlerde vibrokompaksiyon ile beraber kullanılmaktadır. Sırasıyla taş kolon uygulaması ve taş kolon yapımında kullanılan ekipman, Şekil 5.40 ve Şekil 5.41'de gösterilmektedir.



Şekil 5.40 Taş kolon uygulaması[24]



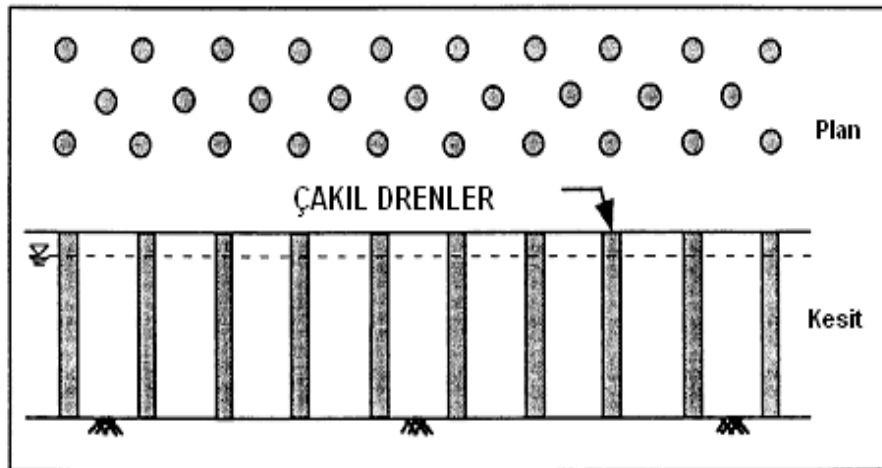
Şekil 5.41 Taş kolon da kullanılan ekipman[24]

5.2.3.2. Çakıl drenleri yöntemi

Çakıl drenler sıvılaşma esnasında oluşan aşırı boşluk basınçlarının boşalmasını sağlayarak sıvılaşma tehlikesinin azaltılması amacı ile kullanılması önerilen bir çeşit taş kolon olarak düşünülebilir.

Çakıl drenleri iki yolda kullanılmak üzere düşünülmüşlerdir. Birincisi sıvılaşan bölgenin iyileştirilmesi, ikinci olarak ise iyileştirilmemiş bölgeden gelecek boşluk suyu basınçlarını toplayarak iyileştirilen bölgenin çevresini ıslah eden bir yöntemdir. Çakıl drenlerinin tipik yerleşimi Şekil 5.42’de görülmektedir. Vibrasyonlu yer değiştirme ameliyesi sırasında çakıl sıkıştırılınca, yerel zemindeki kumla karışma durumu mevzu bahistir. Bu karışmanın derecesinin nihai geçirimsizlik üzerinde önemli etkisi vardır [13].

Seed ve Brooker (1977) kumlarda sıvılaşmayı önlemek için, drenajın çakıl kolonun geçirimsizliğinin, tabii zemininkinden en az 200 katı olması halinde, drenajın çakıl kolonun ortasına doğru radial olarak gerçekleşeceğini belirtmişlerdir. Ayrıca çakıl kolonun direncinin olmadığı varsayımı ile, çakıl kolon tasarım yöntemi de önermişlerdir [13].



Şekil 5.42 Çakıl drenlerin yerleştirilme şekli [13]

Drenaj malzemesi ile tabii zeminin karışması halinde drenaj malzemesinin geçirimsizliği tabii zemininkinin 100 katından daha az bir değere düşebilmektedir. İnşaat sırasındaki hatalar düşük geçirimsizliğe neden olabilir. Bu nedenle çakıl kolonlar kullanıldığı durumlarda asıl amacın zemini sıkıştırılması olması, drenajın yan bir yarar olarak düşünülmesi önerilmektedir.

5.2.4. Zemin iyileştirmesinin kontrolü

Zemin iyileştirme konusundaki tüm girişimler istenen, iyileştirmenin oluştuğundan emin olmak için kontrol edilmelidir. Belirli bir zemin iyileştirme tekniğinin etkinlik derecesini kontrol etmenin en kısa yolu iyileştirmeden önce ve sonra olmak üzere, yetersiz sayılan zemin özelliklerinin ölçülmesidir. Örnek olarak iyileştirmenin zemin dayanımını artırmak için yapıldığı durumda iyileştirmeden önce ve sonra yapılan dayanım ölçümleriyle iyileştirme işleminin etkinlik derecesi en kısa yoldan öğrenilmiş olur. Ancak yetersiz sayılan özelliği kontrol etmek her zaman mümkün olmamaktadır. Özellikle sıvılaşmaya karşı yapılan zemin iyileştirme tekniklerinin kontrolü doğrudan yapılamamaktadır. Böyle durumlardaki kontrol işlemi genellikle ölçümü yapılması planlanan parametre ile dolaylı ilişkisi olan ve daha kolay ölçülebilen bir özellik yardımıyla yapılmaktadır [1].

Kontrol işleminde laboratuvar ve arazi deney sonuçları kullanılmaktadır. Laboratuvar teknikleri uzun zamandır zemin iyileştirmesinde kontrol için kullanılsa da arazi deney tekniklerindeki son gelişmelerle kontrol mekanizmaları artırılmıştır. Arazi deney teknikleri arazi deney teknikleri ve jeofizik deney teknikleri olmak üzere ikiye ayrılmaktadır [1].

5.2.4.1. Arazi deney teknikleri

Zemin iyileştirilmesindeki etkinlik derecesinin laboratuvar deneylerine dayalı yaklaşımlarla kontrol edilmesi konusundaki kısıtlamalar arazi deneyleriyle ortadan kaldırılmaktadır. Zemin iyileştirilmesindeki etkinlik derecesinin kontrol edilmesinde arazi deneylerinin kullanılması son 15-20 yılda önemli derecede artmıştır. Sismik deneylerin çoğu, arazi deney parametreleri kullanılarak değerlendirildiğinden, bu

parametreler tehlike azaltılmasında doğrudan katkı sağlamaktadır. Aslında belirli bir parametre değerinin (örneğin minimum SPT direnci gibi) iyileştirmeden sonra aşılmasını gerektiren zemin iyileştirme yönetmelikleri hazırlanabilir.

Zemin iyileştirmesinin etkinlik derecesinin kontrolünde SPT ,CPT ,PMT ve DMT deneylerinin hepsi kullanılabilir. SPT ve CPT deneyleri örnekleme ve laboratuvar deneylerine kıyasla hızlı ve düşük maliyetlidir. Derinlikle birlikte devamlı kayıt olması bakımından CPT özellikle yararlıdır. Daha pahalı olan PMT yanal gerilmelerin ölçümüne ve zemin dayanımının doğrudan ölçümüne imkan vermektedir. Çakılı zeminlerde Beckler çekiç penetrasyon deneyleri kontrol amacıyla kullanılabilir.

Zeminin iyileştirilmesinin etkinlik derecesinin arazi deney sonuçlarından yorumlanması dikkatli yapılmalıdır. Örnek olarak granüle zeminlerin penetrasyon direnci ,yoğunluk ve örtü basıncının yanında yanal gerilmelerden de etkilenmektedir. Penetrasyon deneyi sonuçlarının değerlendirilmesinde ,iyileştirme sonrası gerileme durumunun dikkatli bir şekilde göz önüne alınmadığı durumda , artan yanal gerileme ile sonuçlanan zemin iyileştirme sonuçları iyileştirilmiş zeminin yoğunluğu hakkında tutucu olmayan değerler vermektedir. Sıkıştırma işleminden sonra dayanım ,rijitlik ve penetrasyon direncinde zamana bağlı değişimler sıkça gözleendiğinden sıkıştırmadan hemen sonra yapılan arazi deneyleri zemindeki iyileştirmenin gerçek sonucunu vermeyebilir.

Kontrol deneyleri genellikle sıkışma meydana geldikten en az 72 saat sonra yapılmalıdır. Zemin iyileştirme tekniklerinin çoğu ağ şeklinde noktalarda yapılır ve iyileştirmenin etkinlik derecesi genellikle uygulama noktasından uzaklaştıkça azalır. Zemin iyileştirmesinin etkinlik derecesinin arazi deney tekniklerine dayalı olarak yorumlanmasında arazi deneylerinin yapıldığı nokta ile iyileştirmenin uygulandığı nokta arasındaki mesafe arasındaki ilişki göz önüne alınmalıdır. Enjeksiyon etkinlik derecesinin kontrol edilmesinde arazi deneylerinin yaralılık düzeyi sınırlıdır [1].

5.2.4.2 Jeofizik deneyleri

Jeofizik deneyleri kullanılarak da zemin iyileştirme tekniklerinin etkinlik derecesi kontrol edilebilir. Çoğu durumda iyileştirmeden önce ve sonra sismik deneylerin yapılması arzu edilebilir. Kuyudan kuyuya ve kuyu aşağı deneyleri zemin iyileştirmesinin kontrolünde en çok kullanılan deneylerdir. Bu deneyler sayesinde büyük mesafelerdeki P ve S dalgası hızları ölçülmek suretiyle rijitliğin alansal bir ortalaması ölçülmüş olmaktadır. Ancak her biri için en azından bir sondaj kuyusu açmak gerekmektedir.

Zemin iyileştirme çalışmasının geniş bir sahada yapıldığı alanlarda kontrol amacı bakımından sismik yansıma ve sismik kırılma deneyleri yararlı olmaktadır. Ancak jeofizik deneylerde fon gürültüsünün sonuçları olumsuz şekilde etkilemediği yerlerde yapılmalıdır.

5.2.5. İyileştirme yöntemi seçim kriterleri

5.2.5.1. Düşük titreşim ve iş gürültüsü

Zemin iyileştirme işlemi sırasında titreşim ve iş gürültüsünün varlığı inşaat esnasında problemlere neden olmaktadır. Özellikle şehir içinde yapılacak zemin iyileştirme işlemlerinde oluşan titreşim, iyileştirme yapılacak alanın yanında bulunan yapıları etkilemektedir. Ayrıca oluşan gürültü de çevrede rahatsızlık oluşturmaktadır. Bu sebeple sınırlama riski bulunan alanların iyileştirilmesinde yöntem seçilirken bu hususlar dikkate alınmalıdır. Özellikle şehir merkezlerinde yapılacak iyileştirme çalışmalarında, aşırı titreşim ve iş gürültüsü oluşturan iyileştirme yöntemlerinden kaçınılmalıdır. İyileştirme yöntemlerinin titreşim ve iş gürültüsü oluşumu bakımından durumları Tablo 5.4'de gösterilmektedir.

Tablo 5.4 İyileştirmeni tekniklerinin iş gürültüsü- titreşim bakımından durumları

Yöntem	İş titreşimi ve gürültü oluşumu
Derin karıştırma	Rahatsız edici değil
Jet enjeksiyonu	Rahatsız edici değil
Dinamik kompaksiyon	Çok fazla titreşim ve gürültü var
Vibroflotasyon	Orta düzeyde titreşim var gürültü yok
Vibrotij	Orta düzeyde titreşim var gürültü yok
Permeasyon enjeksiyonu	Rahatsız edici değil
Sıkıştırma kazıkları ve kum kazıkları	Orta düzeyde gürültü ve titreşim var
Taş kolon	Orta düzeyde gürültü var titreşim az

5.2.5.2. Uygulanabilir zemin profili

Sıvılaşma potansiyeline sahip zeminlerin genel özellikleri aynıdır. Fakat sıvılaşan zeminlerde ince dane oranı, çevre şartları gibi bazı etmenlerin farklılık gösterdiği görülmüştür. Bu sebeple sıvılaşma potansiyeline sahip zeminlerde iyileştirme metodu seçilirken zemin parametreleri belirleyici özelliktedir. Özellikle enjeksiyon ve sıkıştırma yöntemlerinin seçiminde ince dane oranı ve plastisite belirleyici konumdadır. İyileştirme yöntemlerinin uygulanabilir zemin profilleri Tablo 5.5’de görülmektedir.

Tablo 5.5 İyileştirme teknikleri için uygulanabilir zemin profili

Yöntem	Zeminler profili
Derin karıştırma	Sert kayaların bulunduğu zeminlerde uygulanmaz. En fazla %25 ince kumlu kil ve silt karışımı ihtiva eden zeminler.
Jet enjeksiyonu	-----
Dinamik kompaksiyon	Geçirimli ve yarı geçirimli granüler zeminler (plastisite indisi<8)
Vibroflotasyon	İnce dane oranı %20 den düşük olmalı bunu da en fazla %3 kil olmalıdır.

Tablo 5.5 İyileştirme teknikleri için uygulanabilir zemin profili (devamı)

Vibrotij	Kohezyonsuz zemin içindeki ince malzeme miktarı en %15-20 arasında olmalıdır.
Sıkıştırma kazıkları ve kum kazıkları	İnce dane oranı %35 den düşük granüler zeminler.
Permeasyon enjeksiyonu	İnce dane oranının %20 den fazla olduğu zeminlerde mümkün değil

5.2.5.3. Yapılar altındaki zeminin iyileştirilmesi

Ülkemizde meydana gelen Marmara depreminde, sıvılaşma potansiyeline sahip zeminlerde bulunan ve önlem alınmadan inşa edilen bazı yapılarda can ve mal kayıplarının görülmesi sıvılaşma konusunun önemsenmesine sebep olmuştur. Ülkemizin büyük bir bölümünün 1. derece deprem kuşağında yer almaktadır. Bu durumda mevcut binaların zeminlerinin iyileştirilmesi konusu ortaya çıkmaktadır. Bilinen bazı zemin iyileştirme yöntemleri mevcut binaların temel zeminlerine uygulanabilmekte bazıları ise uygulanamamaktadır. Yöntemlerin mevcut yapı zeminlerine iyileştirme yapılabilmesi bakımından durumları Tablo 5.6 da görülmektedir.

Tablo 5.6 İyileştirme tekniklerinin mevcut yapılara uygulanabilirliği

Yöntem	Yapılar altında zeminin iyileştirilmesi
Derin karıştırma	Yeryüzündeki yapılara
Jet enjeksiyonu	Uygulanabilir
Dinamik kompaksiyon	Uygulanamaz
Vibroflotasyon	Uygulanamaz
Vibrotij	Uygulanamaz
Sıkıştırma kazıkları ve kum kazıkları	Uygulanamaz
Taş kolon	Sınırlı olarak (Bodrum yoksa uygulanabilir.)
Permeasyon enjeksiyonu	Uygulanabilir

5.2.5.4. Kısıtlı çalışma alanında uygulanabilirlik

İyileştirilecek alanlar her zaman açık arazi şeklinde yada kullanılan iş makine ve ekipmanlarının çalışabileceği büyüklükte değildir. Bu sebeple zemin iyileştirmesi yapılacak alandaki çalışma imkanları düşünülmeli ve iyileştirme metodu seçilirken dikkate alınmalıdır. Özellikle şehir içinde inşa edilecek yapıların temel zeminlerinin iyileştirilmesinde, bu konu iyileştirmeyi üstlenen firmaların sıkıntılarla karşılaşmasına sebep olmaktadır. Kısıtlı çalışma alanında yöntemlerin uygulanabilirliği Tablo 5.7 de irdelenmektedir.

Tablo 5.7 Kısıtlı çalışma alanında iyileştirme tekniklerinin uygulanabilirliği

Yöntem	Kısıtlı alanda iyileştirme işlemi
Derin karıştırma	Sınırlı alanda mümkün
Jet enjeksiyonu	Mümkün
Dinamik kompaksiyon	Mümkün değil
Vibroflotasyon	Belli büyüklükte mümkün
Vibrotij	Belli büyüklükte mümkün
Sıkıştırma kazıkları ve kum kazıkları	Belli büyüklükte mümkün
Taş kolon	Belli büyüklükte mümkün
Permeasyon enjeksiyonu	Mümkün

5.2.5.5. Sıvılaşma riskine karşı zeminde sağladığı faydalar

Sıvılaşmaya karşı zeminlerde uygulanan iyileştirme yöntemlerinde sıvılaşan zeminlerde aşağıdaki yönlerden faydalar sağlanması istenmektedir.

- Aşırı boşluk suyu basıncına mani olunması
- Zeminin yerinde sıkıştırılması yada zemin içinde rijit kolon oluşturulması suretiyle zeminin kayma direncinin artırılması.
- Zeminin yanıl hareketine mani olmak üzere zemin içinde zemini hapsedecek elemanların teşkili.

Yukarıdaki faydaları, sıvılaşmaya karşı kullanılan bazı zemin iyileştirme teknikleri sağlarken bazıları birkaçını sağlamaktadır. Sıvılaşma riski yüksek alanlarda zemin iyileştirme yöntemi seçilirken zemin özelliklerine de bağlı olarak istenen faydalar dikkate alınmalıdır. Özellikle önem katsayısı yüksek yapılarda tüm faydaların sağlanması yarar arz etmektedir.

Tablo 5.8 İyileştirme tekniklerinin sıvılaşmaya karşı sağladığı faydalar [17]

Metodoji	çakıl dren	Vibroflotasyon vibrokompaksiyon	Kompaks. kazıkları	Taş kolon	Karıştırma	Dinamik kompakt.	Jet grout
Aşırı boşluk suyu basıncı manî olunması	√	-----	-----	√	-----		---
Zeminin yerinde sıkıştırılması	-----	√ (2)	√	√ (1)	-----	√	---
Zemin içinde rijit kolon oluşturulması suretiyle kayma direncinin artırılması	---	-----	√	----- (ihmal edilebilir)	√	-----	√
Zeminin yanıl hareketine manî olmak üzere zemin içinde zemini hapsedecek elemanların teşkili.	---	-----	-----	-----	√	-----	-----

(1) : İnce daneli zeminlerde %5<FC<%35 olması halinde
(2) : Yalnız kumlarda.

İyileştirme yöntemlerinin sıvılaşma riskine karşı zeminde sağladığı faydalar Tablo 5.8 'de görülmektedir.

5.2.5.6. Etkili uygulanabilme derinliği

Sıvılaşma potansiyeline karşı uygulanan iyileştirme yöntemlerinin etkili bir şekilde uygulanabildiği maksimum derinlikler arasında farklar mevcuttur. Bazı zemin iyileştirme yöntemleri çok büyük derinliklere kadar başarıyla uygulanabilirken bazı yöntemler ise sadece sığ derinliklerde başarılı sonuçlar vermektedir. Özellikle sıkıştırma teknikleri açısından etki derinliği önem kazanmaktadır. İyileştirme yöntemlerine ait etkili uygulanabilme derinliği Tablo 5.9’da görülmektedir.

Tablo 5.9 İyileştirme tekniklerinin etkili uygulanabilme derinlikleri

Yöntem	Etkili uygulama derinliği
Derin karıştırma	> 20 m (Japonya ‘da 60 m uygulandı.)
Jet enjeksiyonu	----
Dinamik kompaksiyon	Maksimum uygulanabilme derinliği 30 m
Vibroflotasyon	20 m
Vibrotij	20 m
Sıkıştırma kazıkları ve kum kazıkları	Gevşek kumlarda 20 m .
Taş kolon	çakıl ve kumlarda 30 m sıkıştırma ekipmanı kullanılırsa 45 m olmaktadır.
Permeasyon enjeksiyonu	-----

5.2.6. Uygulamada sıvılaşma riskine karşı yapılan iyileştirme örnekleri

Uygulamada sıvılaşma riskinin azaltılması amacıyla dünyada uygulanan iyileştirme örnekleri Tablo 5.10'da verilmektedir.

Tablo 5.10 Uygulamada sıvılaşmaya karşı uygulama örnekleri

Alan	Zemin özellikleri	Seçilen metod	Metodun seçilme sebebi	Uygulama programı	Alınan sonuç
Roosevelt Junior Yüksek Okulu, San Francisco, CA.[25]	4,6 m derinliğe kadar uzanan gevşek ve orta sıkılıkta siltli kum .Uygulamadan önce ort. SPT-N değerleri 3-15 arasındadır.	Permeasyon enjeksiyonu	Mevcut binanın olması ve çalışma alanının darlığı	Sodyum silikat karışımli enjeksiyon kullanıldı.03 m aralıklarla aşamalı enjeksiyon yapılmıştır.	Yapılan serbest basma deneyinde 269-879 Kpa dayanım tespit edildi.1989 Loma Prieta (0,15g) depreminde oturma rapor edilmedi
Yeni binalar Monaco [26]	Gevşek kum dolgu ve 7-18 m aralığında çakıllı silt tabakası mevcuttur. Ortalama elastisite modülü 4-5 Mpa aralığında tespit edildi	Kompaksiyon enjeksiyonu	Ekonomiklik	İki aşamada enjeksiyon Kritik olmayan tabakalarda 3,6m aralıklarla %3,8'lik alana enjeksiyon yapıldı.Kritik tabakalarda ise 2,5 m aralıkla %2,5'lik alana enjeksiyon yapıldı.	Uygulamadan sonra elastisite modülü 8-10 Mpa olarak bulundu.

Tablo 5.10 Uygulamada sıvılaşmaya karşı uygulama örnekleri (devamı)

Alan	Zemin özellikleri	Seçilen metot	Metodun seçilme sebebi	Uygulama programı	Alınan sonuç
Kaiser hastanesi ek binası ,Güney San Francisco, [27]	2,4-10,7 aralığında gevşek ve orta sıkılıkta kum tabakası mevcut. Uygulamadan önce ortalama düzeltilmiş SPT-N değerleri 15-26 arasındadır.	Kompaksiyon enjeksiyonu	Hastane yanında dolay gürültü ve titreşimin istenmemesi	25 mm slump değerlerine sahip kum çimento karışımı kullanılmıştır. Aşamalı enjeksiyon yapılmış ve ilk aşamada aralıklar 0,9 m ikinci ve son aşamada ise 1,2 m yapılmıştır.	Uygulamadan sonra ortalama düzeltilmiş SPT-N değerleri 21-36 arasında tespit edilmiştir. 1989 Loma Prieta(0,11 g) depreminde hasar rapor edilmemiştir.
Pinopolis West barajı [28]	1,2-2,4 m aralığında gevşek siltli kum.SPT değerleri 0-7 m aralığında ort. 4 olarak tespit edildi	Kompaksiyon enjeksiyonu	Kritik zemin tabakasının mevcut barajın altında olması.	Uygulama aşağı akış yönünün altına yapıldı. Slump 76 mm den az olan çimento-kum karışımı aşamalı olarak zemine enjekte edilmiştir.	Uygulama sonunda düzeltilmiş SPT değerleri 11-38 arasında bulunmuştur.

Tablo 5.10 Uygulamada sıvılaşmaya karşı uygulama örnekleri (devamı)

Alan	Zemin özellikleri	Seçilen metot	Metodun seçilme sebebi	Uygulama programı	Alınan sonuç
İstasyon binası, Taipei, Tayvan [29]	2-6 m arasında sıkışık kum tabakası. 8-26 m aralığında gevşek ve orta sıklıkta siltli kum tabakası.	Jet grout	30 m uzaklıkta mesken binalarının olması sebebiyle gürültü ve titreşimin olmadığı bu yöntem seçildi	14 m derinliğinde ve 2 m aralıklarla zemin çimento – sodyum silikat karışımı jet kolonları teşkil edildi. Enjeksiyon basıncı gevşek kumlarda 16-18 Mpa, orta sıklıktaki kumlarda ise 18-20 Mpa olarak uygulandı. Gevşek kumlu tabakada geri çekme hızı 190 mm/dak olarak uygulandı	Oluşturulan jet kolonlarının merkezlerinden alınan numunelerin 28 günlük basınç dayanımları ortalama 1,4 Mpa olarak bulundu.
Rıhtım duvarı Kushiro limanı, Japonya [30]	13 m derinliğine kadar gevşek kum ve kum dolgu tabakası	Kum sıkıştırma kazıkları	Aşırı titreşim ve yüzeyden mevcut çelik kazıklara yük meydana gelmemesi sebebiyle bu yöntem seçildi.	Duvarın yanına beş adet düşey dren teşkil edildi ve alan kum sıkıştırma kazığı ile iyileştirildi. Kazıklar 0,4 m çapında ve merkezden merkeze 1,5 m aralıklarla teşkil edildi.	1993 Kushiro –Oki depreminde (amax=0,47g) iyileştirme yapılan dolgunun bulunduğu duvarlarda göçme rapor edilmedi. İyileştirme yapılmayan dolgunun bulunduğu duvarlarda göçme görüldü.

Tablo 5.10 Uygulamada sıvılaşmaya karşı uygulama örnekleri (devamı)

Alan	Zemin özellikleri	Seçilen metod	Metodun seçilme sebebi	Uygulama programı	Alınan sonuç
Ofis binası Kagoshima, Japonya [31]	13,5 m boyunca gevşek kum ve çakıl tabakası.	Derin karıştırma	Şehir içinde dar çalışma alanı ve bitişik binaların varlığı.	13,5 derinliğe kadar 5x5 m ebadında zemin çimento karışımı paneller teşkil edildi.0,7 m şaft uzunluğuna sahip 0,5-1 m/dak iniş hızında,25 rpm dönüşlü üçlü matkap –şaft kullanıldı 0,7:.0,1:0,03 ila1:1:0.05 karışım oranlarına sahip su ,çimento, bentonit karışımı kullanılmıştır.Karıştırılan zeminin metreküpüne 200-300 kg çimento harcanmıştır.	Serbest basma deneyine göre numunelerde 2 Mpa dayanım tespit edildi.

BÖLÜM 6. SONUÇLAR VE ÖNERİLER

Mühendislik yapılarının inşa edileceği temel zeminlerinde sıvılaşma potansiyelinin varlığı geoteknik mühendisliği açısından önemli bir konudur. Genel olarak sıvılaşabilir zeminler, gevşek taneli ve doygun zeminler olarak tarif edilmektedir. Bir sahada sıvılaşma potansiyelinin olup olmadığı konusunda çok fazla parametre belirleyici konumdadır. Bu parametreler çevresel faktörler ve zemin yapısıyla alakalı faktörlerdir.

Sıvılaşma potansiyelinin sayısal verilerle karakterize edilmesi için sayısal analiz metotları mevcuttur. Bu metotlarda zeminle alakalı parametreler kullanılmakta ve bu parametrelerin bulunması amacıyla laboratuvar ve arazi deneyleri kullanılmaktadır. Sıvılaşma potansiyelinin tespiti amacıyla kullanılan sayısal analiz metotları değişik kabullerden yola çıkarak sonuca ulaşmaktadırlar. Bu sebepten mümkünse sıvılaşma analizlerinde birkaç analiz metodu kullanılarak karşılaştırma yapılmalıdır.

Sıvılaşma potansiyelinin bulunduğu alanlarda aşağıda önerilen yollar izlenerek sonuca varılmalıdır.

- 1-Güvenilir bir zemin etüdünün yapılması
- 2-Uygun sıvılaşma analiz yöntemi kullanılarak sıvılaşma riskinin tespiti
- 3- Sıvılaşabilir nitelikteki zemin tabakasının kalınlığının tespiti.
- 4- Sıvılaşma riski tespit edilen alan için en uygun zemin iyileştirme yönteminin seçimi
- 5- Uygulanan zemin iyileştirme yönteminin kontrolü

Güvenilir bir zemin etüdünün yapılması: Sıvılaşma potansiyelinin tespiti için güvenli zemin etütlerinin yapılması gerekli zemin parametrelerinin bulunmasına ihtiyaç vardır. Bu zemin parametreleri relatif sıkılık, yer altı su seviyesi düzeyi, dane dağılım eğrisi, her 1,5 m aralıklarla yaş ve kuru birim hacim ağırlıklar olarak sayılabilir. Kayma dalgası hızı kullanarak sıvılaşma analizi yapılacaksa zemin kayma dalga hızı, SPT sonuçlarına dayalı analiz yöntemleri yapılacaksa SPT sonuçları bulunmalıdır.

Standart penetrasyon deneyi zemin etütlerinde en çok kullanılan arazi deneylerindedir. Ancak deneyin güvenilir sonuçlar vermesi, kullanılan ekipmanın kalitesine ve operatörün becerisine bağlıdır. Bu da elde edilen SPT değerlerinin insan kaynaklı hatalardan dolayı bazen yanlış sonuçlar vermesine neden olmaktadır. Bu nedenle el yordamıyla yapılan bu deneyin, ekipmanlarının ve uygulama şeklinin standartları sağlamasına dikkat edilmelidir.

Konik penetrasyon deneyi de zemin etütlerinde sıkça kullanılan arazi deneylerindedir. CPT gevşek, siltli ve yumuşak killi zeminlerde uygun bir deney şeklidir. CPT ile zemin özellikleri derinlik boyunca minimum hata ile tespit edilebilir. Bu deney deniz kenarında ve alüvyonal dere yataklarında çok iyi sonuçlar vermektedir. Konik penetrasyon deneyi bilgisayar kontrollü olarak zemin özelliklerini tespit ettiğinden; sıvılaşma potansiyeli araştırılırken bu deneyin kullanılması, insan kaynaklı hataların minimize edilmesini sağlayacaktır.

Zeminlerde sıvılaşma derinliği maksimum 15 m olarak bilinmektedir. Bu sebepten yapılacak zemin etütlerinde en az bu derinliğe kadar tabaka durumları araştırılmalıdır. Yapının büyüklüğüne göre alandaki tabaka boy kesitinin belirlenmesi için belirli farklı noktalardan da numuneler alınmalıdır.

Sıvılaşma potansiyelinin tespitinde zemindeki ince dane oranı ve cinsi belirleyici faktörlerdendir. Zemindeki ince danelerin kil ya da silt olması durumunda, sıvılaşma bakımından önemli farklar vardır. Bu sebepten zemin etütlerinde dane çapı dağılımı tespit edilirken 200 nolu elekten geçen numunelerin tespiti için hidrometri veya pipet yöntemiyle mutlaka dane çapı dağılımı bulunmalıdır.

Analiz metotları: Sıvılaşma potansiyelinin belirlenmesi amacıyla kullanılan analiz metotları arasında farklar bulunmaktadır. Bu farkın temel sebebi sıvılaşmanın çok sayıda parametreye bağlı olması ve her analiz yönteminin yalnız birkaç parametreyi dikkate alarak analiz yapmasıdır. Bundan dolayı sıvılaşma analiz metotlarından elde edilen sonuçlar arasında çelişkiler ortaya çıkabilmektedir. Bu noktada sıvılaşma potansiyelinin tespiti amacıyla analiz yöntemi seçiminde bu farklılıkları göz önünde bulundurmak gerekmektedir.

Sıvılaşma potansiyelinin tespiti amacıyla uygulanan başlıca analiz metotlarını, laboratuvar deneyleri yardımıyla analiz yapanlar ve arazi deneyleri yardımıyla analiz yapanlar olarak sınıflandırmak mümkündür.

Arazi deneyleri yardımıyla analiz yapan başlıca metotlar aşağıda belirtilmiştir.

Eşik ivme kriteri: SPT-N sayısı ile kayma dalgası hızı arasındaki ampirik bulgulardan yararlanarak sıvılaşma analizi yapan yöntem tek başına yeterli görülmemektedir. Bu sebepten diğer bazı yöntemlerle karşılaştırılmalıdır.

Periyodik kayma gerilmesi kriteri: SPT-N sayısı kullanılarak analiz yapılan yöntemdir. Deprem sonucu yatay düzlemde oluşan ortalama kayma gerilmesinin, deprem öncesi düşey efektif gerilmeye oranından yararlanılarak analiz yapılmaktadır. Bu kriterin avantajı kum tabakasının kalınlığını, su seviyesinin durumunu, ve depremin büyüklüğünü göz önünde bulunduruyor olmasıdır.

Japon şartnamesi kayıtları: SPT-N sayısı kullanılarak analiz yapılmaktadır. Şartnameye göre suya doymuş zeminlerdeki ince dane oranı, yer altı su seviyesini yüksekliği ve büyük deprem hareketinin varlığı sıvılaşma riskini etkilemektedir. Yöntemde SPT-N sayılarında ince dane oranları göz önüne alınarak düzeltme yapılması, ince dane oranının analiz metodunda karakterize edilmesi bakımından önemlidir. Bu da yöntemi ince dane oranı yüksek zeminlerde avantajlı kılmaktadır.

Enerji metodu: SPT- sayıları kullanılarak analiz yapılmaktadır. Metot enerji kaybının zeminin sismik harekete karşı tepkisini gösterir bir parametre olarak

kullanılması prensibine dayanmaktadır. Deprem büyüklüğü, odak uzaklığı ve SPT-N değerlerinin ampirik bir formülle kullanılmasıyla analiz yapılmaktadır.

Kayma dalga hızı kullanılarak analiz: Zeminin kayma dalgası hızı kullanılarak sıvılaşma analizi yapılabilmektedir. Ancak kayma dalga hızı ile zeminin sıvılaşmaya karşı direnci arasındaki korelasyonlar henüz geliştirme aşamasında olduğundan diğer yöntemlerle karşılaştırılması uygun görülmektedir.

Laboratuvar deneyleri yardımıyla da sıvılaşma analizi yapılabilmektedir. Bunlardan başlıcaları dinamik üç eksenli kesme deneyi, geniş ölçekli basit kesme deneyi ve burulmalı dinamik deney sistemi olarak sayılabilir. Laboratuvar deneylerinde numunelerin örselenmesi ve arazi koşullarının sağlanamaması gibi problemlere karşılaşılmaktadır.

Sıvılaşma riski taşıyan tabaka kalınlığı: Sıvılaşma riski bulunan alanlardaki sıvılaşma potansiyeline sahip zemin tabakasının kalınlığı değişik büyüklüklerde olabilmektedir. Bazen tüm alan 15-20 metre kalınlığında gevşek, doymun sıvılaşabilir nitelikte zemin tabakasıyla kaplıyken bazen de sadece 1-2 metre kalınlığında lokal sıvılaşabilir tabakalar bulunmaktadır. Bu durumda sıvılaşma riskine karşı uygulanacak iyileştirme yönteminin tabaka kalınlıkları göz önünde bulundurularak seçilmesi gerekmektedir. Lokal sıvılaşabilir bir tabaka nedeniyle tüm alanı içine alacak bir iyileştirme çalışmasını seçmek ekonomik değildir. Bu tür lokal tabakalar için enjeksiyon yöntemi daha ekonomik sonuçlar vermektedir.

Uygun zemin iyileştirme yönteminin seçilmesi: Sıvılaşma tehlikesine karşı uygulanan zemin iyileştirme tekniğinin başarıya ulaşabilmesi için bazı kriterler göz önünde tutularak zemin iyileştirme yöntemi seçilmelidir.

Bu kriterler uygulanabilecek zemin profili, kısıtlı alanda çalışabilirlik, mevcut yapılar altında uygulanabilirlik, iş gürültüsü ve titreşim oluşumu gibi etkenlerdir. Bu kapsamda sıvılaşma potansiyeline karşı uygulanan zemin iyileştirme teknikleri belirlenirken aşağıdaki kriterler göz önüne alınmalıdır.

Uygulanabilir zemin profili:

Zemin iyileştirme tekniklerinin istenilen faydayı sağlaması için iyileştirme uygulanan zeminin parametrelerinin, iyileştirme tekniğinin uygulanabilir zemin profiline yakınlık göstermesi gerekmektedir. Özellikle sıkıştırma ve enjeksiyon tekniklerinin başarıya ulaşması için zemin özelliklerinin uygunluk göstermesi gerekmektedir.

Titreşim ve iş gürültüsü:

Zemin iyileştirme tekniklerinin uygulanması sırasında titreşim ve iş gürültüsünün fazla olması bazı problemlere yol açmaktadır. Özellikle şehir içinde ve bitişik nizam binaların bulunduğu yada trafik akışının fazla olduğu bölgelerde iyileştirme çalışmalarının titreşim ve gürültü oluşturmaktan yapılması istenmektedir. Zemin iyileştirme tekniklerinin bazıları bu koşulu sağlarken bazıları ise aşırı titreşim ve gürültü oluşturmaktadır. Yapılacak iyileştirme tekniği seçilirken bu yönde de dikkate alınması gerekmektedir.

Kısıtlı alanda uygulanabilirlik:

İyileştirme yapılacak alanlarda kısıtlı tavan yüksekliği yada dar alanlar sebebiyle ekipmanın çalışma imkanı olmamaktadır. Böyle durumlarda küçük boyutlu ya da dar alanda çalışma özelliğine sahip iyileştirme ekipmanlarının kullanıldığı iyileştirme yöntemlerini seçmek gerekmektedir. Dar alanlarda büyük ekipmanlarla iyileştirme çalışması ekipmanın manevra yapamaması sebebiyle başarıya ulaşmamaktadır.

Mevcut bina zeminlerine uygulanabilirlik:

Sıvılaşma terimi geoteknik literatüründeki diğer kavramlarla karşılaştırdığımızda yeni bir kavramdır. Bu sebeple özellikle ülkemizde sıvılaşma riskine karşı önlem alınmadan inşa edilmiş çok sayıda mühendislik yapısı mevcuttur. Bu durumda uygulanan iyileştirme yöntemlerinin mevcut yapı temel zeminlerine uygulanabilirliği sorunu ortaya çıkmaktadır. Günümüzde sıvılaşma riskine karşı uygulanan zemin iyileştirme tekniklerinin bir kısmı mevcut yapı zeminlerine uygulanabilmektedir. Özellikle enjeksiyon teknikleri bu konuda başarılı sonuçlar vermektedir.

Sıvılaşma riskine karşı sağladığı faydalar:

Sıvılaşma riskine karşı uygulanan zemin iyileştirme yöntemlerinden genel manada iki yönde iyileştirme beklenmektedir. Bunlardan birincisi oluşan aşırı boşluk suyu basıncının sönmülmesi ikincisi ise zeminde belirli bir sıklık sağlayarak oluşan kayma gerilmelerinin azaltılmasıdır. Uygulanan zemin iyileştirme yöntemleri bunların dışında yanal yayılmanın önlenmesi, gibi faydalar da sağlamaktadırlar. Bazı iyileştirme teknikleri bu özelliklerin tamamını sağlarken bazıları ise sadece birkaçını sağlamaktadır. Uygulanacak zemin iyileştirme yöntemi seçilirken bu özellikler dikkate alınmalıdır. Özellikle önem katsayısı yüksek yapılarda tüm faydaların sağlanması gerekmektedir. Ayrıca sıvılaşma potansiyelinin büyüklüğü de bu yöntemlerin seçiminde belirleyici konumdadır.

Uygulanabilir maksimum derinlik:

Sıvılaşma potansiyeli yüksek alanlarda seçilen zemin iyileştirme yönteminin maksimum uygulanabilme derinliği, alandaki sıvılaşabilir zemin derinliği ile doğrudan alakalı bir kavramdır. Yöntem seçiminde alandaki sıvılaşabilir zemin derinliğinin, seçilen iyileştirme yönteminin maksimum etki alanı içinde olması istenmektedir. Özellikle yer yüzeyinin altında inşa edilecek yapılarda, hafriyat çalışmasından önce yapılacak iyileştirme çalışmalarında bu kriter göz önünde bulundurulmalıdır.

İyileştirme yöntemlerinin uygulanmasında karşılaşılan problemlerden birisi de bitişik nizam parsellerde sadece bina alanı üzerine iyileştirme yapılabilmesidir. Yan parsel sahiplerinin izin vermemesi yada mevcut yapıların bulunması sebebiyle iyileştirme yapılan alan sadece yapı temel alanıyla sınırlı kalmaktadır. Bunun sonucu olarak da sıvılaşma riskine karşı yapılan iyileştirme sınırlı kalmaktadır. Özellikle sıkıştırma ve drenaj tekniklerinde sadece yapı temel alanında sınırlı kalınması yeterli faydanın sağlanamamasına sebep olmaktadır. Bu tür alanlarda iyileştirme yöntemi olarak enjeksiyon ve karıştırma yöntemlerinin seçilmesi uygun görülmektedir. Sıkıştırma ve drenaj yöntemlerinin uygulaması durumunda ise alanın yanal yayılmaya karşı izole edilmesi gerekmektedir. Bu işlem karıştırma yöntemiyle oluşturulan paneller yada jet enjeksiyonu yardımıyla yapılabilir.

Sıvılaşmaya riskine karşı zemin iyileştirme çalışmasının çeşitli yöntemlerle kontrol edilmesi gerekmektedir. Başlıca kontrol yöntemleri olarak arazi ve jeofizik yöntemler sayılabilir. Arazi yöntemleri çeşitli arazi deneyleri yardımıyla yapılabilmektedir.

Deprem durumunda kohezyonsuz ve suya doymuş kumlu zeminlerde tekrarlı ve geçici yükler altında boşluk suyu basıncının artımı sonucu mukavemet kaybı oluşması olarak tanımlanan sıvılaşma, ülkemizde ve dünyada can ve mal kayıplarına neden olmaktadır. Günümüzde boş sahaların giderek azalması ve insanların barınma ve yatırım amaçları için belli bölgelerde yoğunlaşmaları, inşaat sahası olarak kullanılabilir alanların girişimciler için giderek azalmasına sebep olmaktadır. Bu durumda ise zeminlerin geoteknik ve deprem mühendisliği açısından incelenmesini takriben genellikle uygun bir zemin iyileştirme metodu seçimi gerekmektedir. Ülkemizde sıvılaşmaya karşı kullanılan zemin iyileştirme yöntemlerini tam olarak irdeleyen teknik şartnameler mevcut değildir. Yukarıda sayılan kriterler çerçevesinde ülkemizde teknik şartnamelere ihtiyaç bulunmaktadır. 1999 Marmara depreminde ülkemizde sıvılaşma sebebiyle mal ve can kayıpları meydana gelmiş ve bu tarihten sonra sıvılaşmaya karşı zemin iyileştirme yöntemleri sıkça uygulanır hale gelmiştir. Ülkemizde uygulanan Afet Bölgelerinde Yapılacak Yapılar Hakkında Yönetmelikte de bu konuya yer verilmesi gerekmektedir.

KAYNAKLAR

- [1] KRAMER ,S. L. , Geotechnical Earthquake Engineering New Jersey, 1996
- [2] WANG ,J.G.Z.Q. and Law , K.T., Siting in Earthquake Zones balkema Rotterdam/Brookfield. 1994
- [3] KÖLEOĞLU, E. ‘Sıvılaşma potansiyeli değerlendirmeleri ve sıvılaşma analizi kriterlerinin karşılaştırılması’ Yüksek Lisans Tezi, İTÜ Fen Bilimleri Enstitüsü, 2002
- [4] ISHİHARA, K. Soil Behaviour in Earthquake Geotecnics Clarendon Press Oxford ,1996
- [5] CASTRO, G. And Poulos, S. J. ,Factors Affecting Liquefaction and Cyclic Mobility , journal of the Geotechnical Engineering Division ,1977
- [6] SEED H.B. and LEE, K.L.’Liquefaction of saturated sands during cyclic loading’ Report TE-65-65 ,Department of civil eng. ,Univercity of California ,Berkeley, 1966
- [7] SEED, H.B. and PEACOCK, W.H.’Test procedures for measuring soil liquefaction characteristics’ ASCE ,1977
- [8] DAS,B.,M., Principles of soil Dynmics Boston USA, 1993
- [9] LİAO, S.S.C.,and Whitman, R.V. ‘Overburden correction factors for SPT in sand’ Journal of Geotechnical Engineering’ ASCE USA ,1986
- [10] ÖNALP, A.,’ Zeminler ve Mekaniği’ Sakarya Üniversitesi Yayın No:27 1997
- [11] DURGUNOĞLU, H.T.,Karadayılar, T., BRAY, J.D., SANCİO, R.B. ve HACIALİOĞLU E. ,’Sismik statik penetrasyon deneyi ile Geoteknik Geodinamik Zemin Profili’ ,Zemin Mekaniği ve Temel Mühendisliği Sekizinci Ulusal Kongresi , 16-17 Ekim İstanbul 2000

- [12] SEED, H.B.and, IDRIS, I.M. 'Ground Motions and Soil Liquefaction During Earthquakes', Earthquake Engineering Research Institute, Berkeley California, 1982.
- [13] Afet İşleri Gen. Müd. 'Parsel Bazında Zemin Temel Etütleri ve Zemin İyileştirme İşleri hakkında Yönetmelik Taslağı' ANKARA ,2005
- [14] MOLLAMAHMUTOĞLU, M. ve YILMAZ, Y., 'Sıvılaşmaya karşı bina temelinde ve zeminde uygulanan iyileştirme yöntemlerinin laboratuvar model çalışmaları' 26-27 Ekim, Geoteknik Sempozyumu , ADANA 2005
- [15] ERKEN, A., ALHAS, E. ve ANSAL, A. M., "Suya Doygun Siltli Kumların Depremler Sırasındaki Davranışı" , Zemin Mekaniği ve Temel Mühendisliği Beşinci Ulusal Kongresi , ANKARA 1994
- [16] ANDRUS, R.D. and CHUNG, R.M., 'Ground Improvement Techniques for Liquefaction Remediation Near Existing Lifelines' National Institute of Standards and Technology Gaithersburg, USA ,1995
- [17] DURGUNOĞLU, H.T., 'Yüksek Modüllü Kolonların Temel Mühendisliğinde Kullanımı', Zemin Mekaniği ve Temel Mühendisliği Onuncu Ulusal Kongresi ,2004
- [18] BELL, F.G. "Engineering Treatment of Soils", E&FN Spon. ,1993
- [19] BROWN, R.E. "Vibroflotation compaction of cohesionless soils." Proc. American Society Civil Engineers, Journal Geotechnical Engineering Division, 1977
- [20] MASSARSCH, K.R. "Design, Construction and Testing of Sand Compaction Piles, Deep Foundation Improvements: Design, Construction and Testing", STP 1089, 297-319. 1991
- [21] MAYNE, P.W., Jones , J.S. and Dumas, J.C. , "Ground response to dynamic compaction , Journal of Geotechnical Engineering" ,1984
- [22] BARKSDALE, R.D. and TAKEFUMI, T, "Design, Construction and Testing of Sand Compaction Piles, Deep Foundation Improvements: Design, Construction and Testing", STP 1089, 4-18. . 1991

- [23] MİTCHELL, J.K. "Soil Improvement- State of the Art Report", Proc. 10th International Conf. on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Stockholm, Vol.3 pp.509-65. 1981
- [24] SÜN BÜL, A.B. ,'Adapazarı zeminlerinde sıvılaşma unsurlarının belirlenmesi ve sıvılaşmanın önlenmesi için çözümler geliştirilmesi', Yüksek Lisans tezi ,SAÜ, Fen Bilimleri Enstitüsü , 2004
- [25] GRAF, E.D., and ZACHER, E.G. "Sand to Sandstone Foundation Strengthening with Chemical Grout," Civil Engineering, ASCE, New York, 1979
- [26] GAMBİN, N.I.P. "Lateral Static Densification at Monaco-Design, Construction, and Testing," Deep Foundation Improvements: Desire, Construction, and Testing. ASTM STP1089, M.I. Esrig and R.C. Bachus, Eds., American Society for Testing and Materials, Philadelphia, 1991
- [27] MİTCHELL, J.K., and WENTZ, F.J., Jr. "Performance of Improved Ground Durirw the Loma Prieta Earthquake" Report No. UCB/EERC-9 1/12, Earthquake Engineering Research Center,University of California at Berkeley, CA. 1991
- [28] BAEZ, J.I., and HENRY, "J.FReduction of Liquefaction Potential by Compaction Grouting at Pinopolis West Dam, SC." Proceeding. Geotechnical Practice in Dam Rehabilitation: Geotechnical Special Publication No. 35, held in Raleigh, North Carolina, on 25-28 April, L.R. Anderson, Ed., ASCE, New York ,1993
- [29] TSAİ, K.W., CHOU, C. K., CHANG, J. C., and WANG, W.H. "Jet Grouting to Reduce Liquefaction Potential," Proceeding. Third International Conference on Case Histories in Geotechnical Engineering, held in St. Louis, Missouri, on June 1-4, S. Prakash, Ed., University of Missouri-Rolls, MO, 1993
- [30] IAİ, S., MATSUNAGA, Y., MORİTA, T., MİYATA, M., SAKURAI, H., OİSHİ, H., OGURA, H., Ando, Y.,TANAKA, Y., and KATE, M. "Effects of Remedial Measures Against Liquefaction at 1993 Kushiro-Okı Earthquake," National Center for Earthquake Engineering Research, State University of New York 1994
- [31] BABASAKİ, R., SUZUKİ, K., SAİTOH, S., SUZUKİ, Y., and TOKİTOH, K. "Construction and Testing of Deep Foundation Improvement Using the Deep Cement Mixing Method," Deep Foundation Immovements Desire, Construction. and Testing, ASTM STP 1089, M.I. Esrig and R.C. Bachus, Eds., American Society for Testing and Materials, Philadelphia, 1991.

ÖZGEÇMİŞ

15.10.1981'de Tosya'da doğdu. İlk öğrenimini Fevzi Paşa İlköğretim Okulu'nda tamamladı. Orta ve lise öğrenimini Tosya Anadolu Lisesi'nde bitirdi.2000 'de Ondokuz Mayıs Üniversitesi İnşaat Mühendisliği Bölümü'nü kazandı. 2004 yılında mezun oldu ve aynı sene Sakarya Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı Geoteknik Bilim dalında yüksek lisans öğrenimine başladı.Halen bu üniversitede öğrenimini sürdürmektedir.