

T.C.
MUNZUR ÜNİVERSİTESİ
LİSANSÜSTÜ EĞİTİM ENSTİTÜSÜ



ENJEKSİYON YÖNTEMİ İLE ZEMİN SIVILAŞMASININ ÖNLENMESİ

Yahya KILINÇ

YÜKSEK LİSANS TEZİ
İNŞAAT MÜHENDİSLİĞİ ANABİLİM DALI

DANIŞMAN
Dr. Öğr. Üyesi Özlem ERDEM

TUNCELİ-2024

T.C.
MUNZUR ÜNİVERSİTESİ
LİSANSÜSTÜ EĞİTİM ENSTİTÜSÜ

ENJEKSİYON YÖNTEMİ İLE ZEMİN SIVILAŞMASININ ÖNLENMESİ

Yahya KILINÇ
(210150009)

YÜKSEK LİSANS TEZİ
İNŞAAT MÜHENDİSLİĞİ ANABİLİM DALI

DANIŞMAN
Dr. Öğr. Üyesi Özlem ERDEM

TUNCELİ 2024

T.C
MUNZUR ÜNİVERSİTESİ
LİSANSÜSTÜ EĞİTİM ENSTİTÜSÜ

ENJEKSİYON YÖNTEMİ İLE ZEMİN SIVILAŞMASININ ÖNLENMESİ

Yahya KILINÇ
YÜKSEK LİSANS TEZİ
İNŞAAT MÜHENDİSLİĞİ ANABİLİM DALI

Bu tez 11/01/2024 tarihinde aşağıdaki jüri üyeleri tarafından **oybirliği** ile kabul edilmiştir.

İmza

Doç. Dr.
Ayşe Didem KILIÇ
(Fırat Üniversitesi)

BAŞKAN

İmza

Dr. Öğr. Üyesi
Özlem ERDEM
(Munzur Üniversitesi)

DANIŞMAN

İmza

Dr. Öğr. Üyesi
Abdullah İÇEN
(Munzur Üniversitesi)

ÜYE

Bu tez, Enstitümüz İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı'nda hazırlanmıştır.

Enstitü Müdürü
Doç. Dr. Murat KORUNUR

NOT: Bu tezde kullanılan özgün ve başka kaynaktan yapılan bildirişlerin, çizelge, şekil ve fotoğrafların kaynak gösterilmeden kullanımı, 5846 sayılı “Fikir ve Sanat Eserleri Kanunu”ndaki hükümlere tabidir.

11/01/2024

ETİK İLKE VE KURALLARA UYGUNLUK BEYANNAMESİ

Bu tezin bana ait, özgün bir çalışma olduğunu; çalışmamın hazırlık, veri toplama, analiz ve bilgilerin sunumu olmak üzere tüm aşamalarında bilimsel etik ilke ve kurallara uygun davrandığımı; bu çalışma kapsamında elde edilen tüm veri ve bilgiler için kaynak gösterdiğimi ve bu kaynaklara kaynakçada yer verdiğimi ve hiçbir şekilde “intihal içermediğini” beyan ederim. Herhangi bir zamanda, çalışmamla ilgili yaptığım bu beyana aykırı bir durumun saptanması durumunda, ortaya çıkacak tüm ahlaki ve hukuki sonuçları kabul ettiğimi bildiririm.

İmza
Yahya KILINÇ

Danışman
Dr. Öğr. Üyesi Özlem ERDEM

TEŞEKKÜR

Yüksek lisans öğrenim sürecim boyunca bilgi, birikim ve desteklerini benden esirgemeyen danışmanım Sayın Dr. Öğr. Üyesi Özlem ERDEM'e ve sorularımı büyük bir ilgi ile yanıtlayan kıymetli hocam Dr. Öğr. Üyesi Abdullah İÇEN'e teşekkürü bir borç bilirim. Mesleki yaşantımın başlangıcından itibaren şahsım adına büyük bir motivasyon kaynağı olan İnşaat Mühendisi Ebru FIRAT ÖZDEMİR'e teşekkürlerimi sunarım. Hayatımın her evresinde destekleriyle yanımda olan yeryüzündeki en büyük nimetim, değerli aileme sonsuz şükranlarımı sunarım.

Gerçekleştirdiğim çalışmayı; yüreğinin sıcaklığına doyasıya sarılamadığım, anneannem Şakire ZEREN'in anısına ithaf ediyorum.

Yahya KILINÇ
TUNCELİ-2024



İÇİNDEKİLER

ETİK İLKE VE KURALLARA UYGUNLUK BEYANNAMESİ	I
TEŞEKKÜR.....	II
İÇİNDEKİLER.....	III
ŞEKİLLER LİSTESİ	V
TABLolar LİSTESİ	VI
RESİMLER LİSTESİ	VII
SEMBOLLER LİSTESİ	VIII
KISALTMALAR LİSTESİ	X
ÖZET	XI
ABSTRACT	XII
1. GİRİŞ.....	1
2. ZEMİN SIVILAŞMASI	3
2.1. Tarihi Bağlamda Sıvılaşma	3
2.2. Ülkemiz Depremleri Açısından Sıvılaşma	4
2.2.1. Kahramanmaraş depremleri ve sıvılaşma.....	5
2.2.2. Kuvvetli yer hareketine dair bilgiler.....	5
2.2.3. Sismik sıvılaşma yaşanan yerler.....	6
2.3. Sıvılaşma ve Yapısal Hasarlara Olan Tesiri	9
2.4. Sıvılaşma Çeşitleri.....	10
2.4.1. Akma sıvılaşması.....	10
2.4.2. Devirsel hareketlilik	11
2.5. Sıvılaşma Sonucu Meydana Gelen Hasar Çeşitleri	12
2.5.1. Kum kaynamaları	12
2.5.2. Akma göçmesi	13
2.5.3. Yanal yayılma.....	13
2.5.4. Gömülü yapı yüzeylenmesi	15
2.5.5. Taşıma gücü kaybı.....	15
2.5.6. Zemin oturması.....	16
2.5.7. İstinat yapısı yenilmesi	17
2.6. Sıvılaşmaya Karşı İyileştirme Metotları.....	18
2.7. Türkiye Bina Deprem Yönetmeliği Esasları	19
2.7.1. Deprem kaynaklı oluşan ortalama kayma gerilmesinin bulunuşu.....	20
2.7.2. Zeminin sıvılaşmaya karşı direncinin saptanması	20
3. VAKA ANALİZİ	24
3.1. Jeofizik Ölçümler ve Zemin Ortamın Mühendislik Özellikleri	24
3.1.1. Sismik p dalgası (boyuna dalga hızı (V_p)).....	25
3.1.2. Sismik s dalgası hızı (kayma veya kesme dalgası (V_s)).....	25
3.1.3. Elastisite modülü (E)	26
3.1.4. Kayma modülü (G).....	26
3.1.5. Bulk modülü (K).....	26
3.1.6. Yoğunluk (ρ)	27
3.2. Jeolojik Ölçümler ve Sıvılaşma Analizi	28
3.2.1. Saha ve yapı hakkında genel bilgiler	28
3.2.2. Sıvılaşma analizi.....	33
4. ZEMİNİN İSLAHI VE PERMEASYON ENJEKSİYONU	38
4.1. Enjeksiyon ve İyileştirme	38
4.2. Permeasyon Enjeksiyonu.....	39

4.2.1. Islah işlemi ve metodoloji.....	40
4.2.2. Enjeksiyon işleminde kullanılan materyaller	44
4.2.2.1. Çimento	44
4.2.2.2. Kullanılan katkı maddeleri	44
4.2.2.3. Bentonit	45
4.2.2.4. Kum	46
4.2.2.5. Su	46
4.2.3. Enjeksiyon basınç hesapları.....	46
4.2.4. Islah işlemi saha uygulaması	50
4.2.5. Riskin bertaraf edilişinin kontrolü.....	53
5. SONUÇ VE ÖNERİLER	55
6. KAYNAKLAR.....	57
ÖZGEÇMİŞ	



ŞEKİLLER LİSTESİ

Şekil 2.1. Sıvılaşmanın rölatif sıkılık ve ilave boşluk boşluk suyu basıncı üzerinden şema ile gösterimi	3
Şekil 2.2. Akma göçmesinin şematik gösterimi	13
Şekil 2.3. Gömülü yapı yüzeylemesi	15
Şekil 2.4. İstinat yapısı yenilme biçimi	17
Şekil 4.1. Enjeksiyon işlemi temel aplikasyon planı	42
Şekil 4.2. İyileştirme işlemi temel boy kesiti	43
Şekil 4.3. Enjeksiyon işleminin temsili şematik gösterimi	52



TABLÖLAR LİSTESİ

Tablo 2.1. Ülkemizde sıvılaşmanın meydana geldiği bazı depremler	4
Tablo 2.2. SPT verilerinin düzeltilmesi için gerekli katsayılar	22
Tablo 3.1. P dalgası hızı ile zeminlerin kazınabilirlikleri	25
Tablo 3.2. Zeminlerin ya da kayaların sökülebilirlikleri	25
Tablo 3.3. Jeofizik ölçümlerden elde edilen mühendislik parametreleri	28
Tablo 3.4. Laboratuvar analizi sonucu belirlenen zemin profilleri.....	31
Tablo 3.5. İdealize edilmiş zemin profili, spt vuruş sayıları ve düzeltme katsayıları.....	32
Tablo 3.6. Spt düzeltmelerinin sürdürülmesi	33
Tablo 3.7. Plastisite indisi ve ince dane içeriği.....	35
Tablo 3.8. Sıvılaşma analizi sonuçları	36
Tablo 4.1. Kullanılan çimentoya dair nitelikler	44
Tablo 4.2. Akışkanlaştırıcının teknik nitelikleri	45
Tablo 4.3. Priz hızlandırıcının teknik nitelikleri	45
Tablo 4.4. Enjeksiyon şerbetleri ve karışım oranları	47
Tablo 4.5. Enjeksiyon karışımlarının yoğunluğu.....	48
Tablo 4.6. Örnek basınç hesaplamaları.....	50
Tablo 4.7. İyileştirme öncesi ile sonrası SPT-N mukayesesi.....	53
Tablo 4.8. Sıvılaşma riskinin ortadan kalkması.....	54

RESİMLER LİSTESİ

Resim 2.1. Gölbaşı ilçesinde sıvılaşma sonucunda devrilen bir bina	7
Resim 2.2. İskenderun’da meydana gelen yanal yayılma	7
Resim 2.3. Sıvılaşma sonucu taşıma gücü kaybı ve yaşanan kabarma.....	8
Resim 2.4. Depremler sonrası meydana gelen kum kaynamaları.	8
Resim 2.5. Sıvılaşma sonucu bir üstyapının zemin içine batması	9
Resim 2.6. Niigata’da meydana gelen kum kaynamaları.....	13
Resim 2.7. İzmit Körfezi’nde yaşanan yanal yayılma	14
Resim 2.8. Loma Prieta depreminde yaşanan geniş ölçekli yanal yayılma	14
Resim 2.9. Taşıma gücünün yitirilmesi ile devrilen yapı.....	16
Resim 2.10. Sıvılaşma sonucu meydana gelen oturma	17
Resim 3.1. Jeofizik çalışmalara ait saha görüntüsü.....	27
Resim 4.1. Şerbetlerin mikser vasıtasıyla hazırlanışı.....	52
Resim 4.2. Manometre sehpasının kurulumu.....	53

SEMBOLLER LİSTESİ

$(N_{60})_{30}$	: % 60 enerji oranına göre düzeltilmiş SPT vuruş sayısı
$(V_s)_{30}$	: Üst 30 metredeki ortalama kayma dalgası hızı
C_B	: Sondaj delgi çapı düzeltme katsayısı
C_E	: Enerji oranı düzeltme katsayısı
CL	: Düşük plastisiteli kil
C_M	: Tasarım depremi moment büyüklüğü düzeltme katsayısı
C_N	: Kohezyonsuz zeminlerde uygulanan jeolojik gerilme düzeltme katsayısı
C_R	: Tij boyu düzeltme katsayısı
$CRR_{M7.5}$	: $M_W = 7,5$ olan deprem için çevrimsel dayanım oranı
C_S	: Numune alıcı tipi düzeltme katsayısı
d	: Yoğunluk
Dr	: Rölatif sıkılık
E	: Elastisite modülü
F_1	: 1.0 saniye periyot için yerel zemin etki katsayısı
F_S	: Kısa periyot bölgesi için yerel zemin etki katsayısı
G	: Kayma modülü
GM	: Siltli çakıl
H	: Kademe ortası ile kuyu ağzı arası mesafe
h_s	: Sismik ölçümlerden elde edilen tabaka kalınlığı
K	: Bulk modülü
L	: Kademe orta noktası ile kuyu başındaki manometreye kadar olan mesafe
M_L	: Yerel büyüklük
M_S	: Yüzey dalgası büyüklüğü
M_W	: Moment büyüklüğü
N	: Standart penetrasyon deneyi darbe sayısı
$N_{1,60}$	: Düzeltilmiş SPT vuruş sayısı
$N_{1,60f}$	: İnce dane içeriğine göre düzeltilmiş SPT vuruş sayısı
NP	: Non-plastik zemin
PGA	: En büyük yer ivmesi
PGV	: En büyük yer hızı
P_m	: Manometre basıncı
P_T	: Efektif basınç
r_d	: Gerilme azaltma katsayısı
S_1	: 1.0 saniye periyot için harita spektral ivme katsayısı
SC	: Killi kum
S_{D1}	: 1.0 saniye periyot için tasarım spektral ivme katsayısı
S_{DS}	: Kısa periyot tasarım spektral ivme katsayısı
SM	: Siltli kum
$SPT-N$	: Ham SPT verileri
S_s	: Kısa periyot harita spektral ivme katsayısı
U_d	: Dinamik boşluk suyu basıncı
U_s	: Statik boşluk suyu basıncı
V_P	: Boyuna dalga hızı
V_S	: Sismik s dalgası hızı
W	: Enjeksiyon yapılan şerbetin yoğunluğu

W_1	: Suyun yoğunluğu
z	: İnceleme derinliği
ZD	: D sınıfı yerel zemin grubu
ZE	: E sınıfı yerel zemin grubu
ZF	: F sınıfı yerel zemin grubu
α	: $N_{1,60f}$ 'in elde edilmesi için kullanılan katsayı
α_1	: Enjeksiyon deliğinin düşey ile yaptığı açığı
β	: $N_{1,60f}$ 'in elde edilmesi için kullanılan katsayı
Δ_U	: İlave boşluk suyu basıncı
σ'_{v0}	: Efektif düşey gerilme
σ_{v0}	: Toplam düşey gerilme
τ_{deprem}	: Zeminde depremden oluşan ortalama tekrarlı kayma gerilmesi
τ_R	: Zeminin sıvılaşma direnci



KISALTMALAR LİSTESİ

TADAS	: Türkiye İvme Veri Tabanı ve Analiz Sistemi
DD-2	: 50 Yılda Aşılma Olasılığı %10 Olan Deprem Yer Hareketi Düzeyi
TBDY	: Türkiye Bina Deprem Yönetmeliği
DTS	: Deprem Tasarım Sınıfı
PI	: Plastisite İndisi
SPT	: Standart Penetrasyon Deneyi
IDI	: İnce Dane İçeriği
NCEER	: National Center for Earthquake Engineering Research
NSF	: National Science Foundation
MASW	: Çok Kanallı Yüzey Dalgası Yöntemi
SK	: Sondaj Kuyusu
UD	: Örselenmemiş Zemin Numunesi
AFAD	: Afet ve Acil Durum Yönetim Başkanlığı
G.S.	: Sıvılaşmaya Karşı Güvenlik Katsayısı
TS EN 197-1	: Çimento-Bölüm 1: Genel Çimentolar-Bileşim, Özellikler ve Uygunluk Kriterleri
TS EN ISO 13500	: Pertol ve Doğal gaz sanayi-Sondaj Akışkanı Maddeleri- Özellikler ve Deneyler
YASS	: Yer Altı Su Seviyesi
K-1	: 1 Numaralı Enjeksiyon Kuyusu

ÖZET

Zeminlerde meydana gelen sıvılaşma olayı sonucunda geri dönüşü mümkün olmayacak seviyede hasarlar meydana gelebilmektedir ve bu bağlamda ilgili şartnameler dahilinde sıvılaşma analizinin yapılarak gerekli önlemlerin alınması elzemdir.

Ülkemizde de 2023 yılında yaşadığımız Kahramanmaraş depremi ve bu deprem haricinde yaşanan, acı kayıplara neden olan birçok deprem sonucunda sıvılaşmanın yıkıcı etkileri kendini göstermiştir.

Gerçekleştirilen bu çalışma kapsamında Elazığ il sınırları içerisinde sıvılaşma potansiyeli bulunan bir zemine inşa edilmesi düşünülen bir yapı inşaatına ait olan veriler kapsamında gerekli sıvılaşma analizleri yapılmış ve eldeki imkanlar değerlendirilerek permeasyon enjeksiyonu metodu vasıtası ile sıvılaşma riskinin ortadan kaldırılmasına karar verilmiştir. Permeasyon enjeksiyonu, zemin ortamın yapısını bozmadan, deforme etmeden daneler arasındaki boşluklara içeriği zemin özelliklerine göre tayin edilen bir harcın içtilmesi işlemi olarak tanımlanabilir. İyileştirme işleminin ardından gerçekleştirilen saha deneyleri aracılığı ile tatbik edilen iyileştirme işleminin işlevini yerine getirip getirmediği kontrol edilmiş ve sıvılaşma riskinin ortadan kalktığı standart penetrasyon deneyinden elde edilen bu veriler üzerinden yapılan hesaplamalar ile iyileştirme öncesi ve sonrası durum mukayese edilerek gösterilmiştir.

Bu bağlamda gelişmiş makine ve araç imkanlarına erişimin kısıtlı olduğu bu bölgede başarılı bir iyileştirme işlemi ortaya konmuştur.

Anahtar kelimeler: Zemin sıvılaşması, zemin iyileştirme, permeasyon enjeksiyonu

ABSTRACT

Prevention of Soil Liquefaction by Injection Method

As a consequence of the liquefaction event occurring in the soils, damages can occur at an irreversible level, and in this context, it is essential to take the necessary precautions by performing liquefaction analysis within the relevant codes.

In our country, the destructive effects of liquefaction have manifested themselves as a result of the Kahramanmaraş earthquake in 2023 and many other earthquakes that caused painful losses.

Within the scope of this study, necessary liquefaction analyzes were carried out within the scope of the data belonging to the construction of a building that is planned to be built on a ground with liquefaction potential within the provincial borders of Elazığ, and it was decided to eliminate the risk of liquefaction by means of the permeation injection method by evaluating the available possibilities. Permeation injection can be defined as the process of injecting a mortar, the content of its is determined according to the soil properties, into the gaps between the grains without deforming the structure of the soil. It was checked whether the improvement process applied fulfilled its function through the field tests carried out after the improvement process, and it was shown that the risk of liquefaction was eliminated by comparing the pre- and post-improvement situation with the calculations made on these data obtained from the standard penetration test.

In this context, a successful remediation process has been demonstrated in this region where access to advanced machinery and vehicle facilities is limited.

Key Words: Soil liquefaction, soil improvement, permeation injection

1. GİRİŞ

İlgili literatür dahilinde statik şartlar altında da zemin sıvılaşmasından bahsedilse de bu tez çalışmasının odağı ve işlemiş olduğu konu sismik zemin sıvılaşmasıdır. Özellikle aksi bir durum belirtilmediği müddetçe sıvılaşma terimi sismik zemin sıvılaşmasına ithafen kullanılacaktır. Sismik zemin sıvılaşması olgusu, deprem yer hareketi neticesinde meydana gelen titreşim tesiri neticesinde bilhassa suya doymun gevşek kohezyonsuz zeminlerde boşluksuyu basıncının artması ile zeminin katı yerine viskoz bir sıvı gibi davranmasıyla telafisi mümkün olmayan sonuçlara mahal verebilmektedir. Bu noktada sıvılaşma olgusuna karşın gerekli önlemlerin alınması ve iyileştirme metotlarının tatbiki elzemdir. İnşaat mühendisliğinin ve geoteknik ana bilim dalının erişmiş olduğu teknolojik ve teknik imkanlar dahilinde sismik sıvılaşma neticesinde meydana gelecek olumsuz etkilerin önlenmesi gün geçtikçe farklı zemin profilleri de göz önüne alınarak daha da ileri boyutlara ulaşmaktadır. Elbette ki bu metotların uygulanması noktasında inşa edilecek yapının hizmet kategorisi, statik ve mimari özellikleri ile sıvılaşma analizine esas teşkil edecek noktalardan olan zeminsel ve çevresel faktörler ve nitelikler önem arz etmektedir. Bu hususa binaen iyileştirme işleminin gerçekleştirileceği zeminin fiziksel özelliklerinin arazi ve laboratuvar deneyleri ile net bir şekilde ortaya çıkartılmış olması elzemdir. Aynı bir konu başlığı olarak görülmemek üzere bir bütünleyici noktasında yapının inşa edileceği alanın depremelliği hakkında da gerekli bilgilere ulaşılmış olması gerekmektedir. Günümüz şartlarında toplumların gereksinim duyduğu yapıların inşasına duyulan ihtiyaç her geçen gün artış göstermekte ve erişilen imkanlar göz önüne alındığında bazı noktalarda, bazı projelerde sıvılaşma riskinin vuku bulabileceği alanları terk etmek pek de rasyonel ve olası bir çözüm olarak görülmemektedir. Bunun yanında muhakkak ki bir iyileştirme projesinin ve bir yapı inşasının maddi boyutu da dahil olmak üzere çok boyutlu olarak değerlendirilip tatbik edilip edilmeyeceğine karar verilmelidir.

Gerçekleştirilen tez çalışması kapsamında sismik zemin sıvılaşmasının tanımı, tarihi süreçte bu olgunun tanımlanması, güncel deprem yönetmeliğimizin belirlemiş olduğu sıvılaşma hesap esasları ve uluslararası seviyede kabul görmüş sıvılaşma analiz metotlarından hangisi ile benzerlik taşıdığı, sıvılaşmaya karşı alınabilecek önlemler, hayata geçirilmiş bir uygulama örneğine ait olan permeasyon enjeksiyonu metodu ile sıvılaşma potansiyelinin önlenmesi ve iyileştirme öncesi ile sonrası durumun yapılan saha deneyleri ile mukayese edilmesi hususları işlenmiş ve Elazığ gibi gelişmiş iş makinesi ve araçlarına

erişimin kısıtlı olduğu bir şehirde sismik zemin sıvılaşmasına karşı görece olarak küçük ölçekli bir projede başarılı bir şekilde permeasyon enjeksiyonu metodu uygulanması ile gerek yerel yönetimler gerek proje müellifleri açısından bir farkındalık oluşturmak amaçlanmıştır. Unutulmamalıdır ki bu tez çalışması bir yönetmelik veyahut şartname değildir. Hangi alanda hangi iyileştirmenin yapılacağına dair çalışmalar temel olarak ilgili şartnameler ve/veya uluslararası kabul görmüş yönetmelikler esas alınarak veyahut ilgili idarelerin tutumu dahilinde literatür tarafından kabul edilmiş geoteknik ana bilim dalına çok büyük katkıları olan değerli bilim adamlarının oluşturduğu eserler dahilinde belirlenebilir.

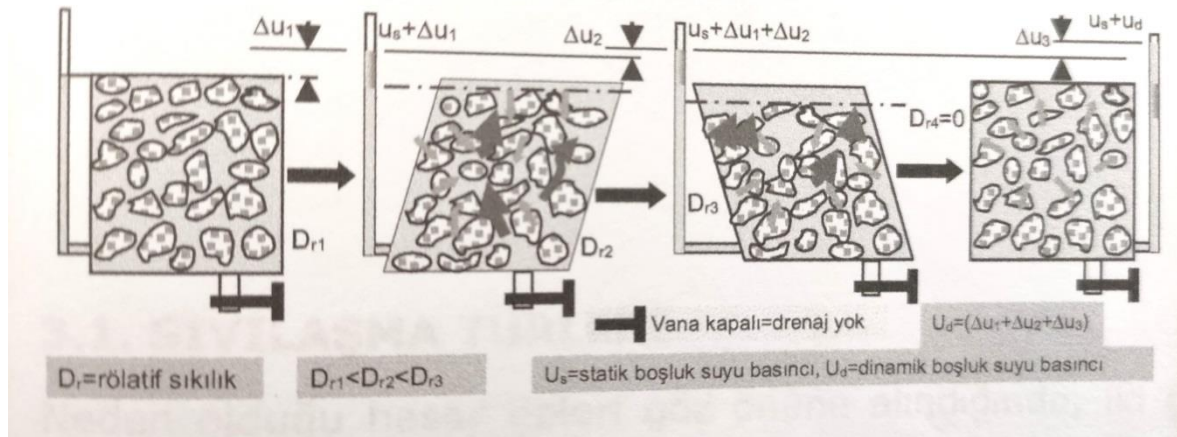


2. ZEMİN SIVILAŞMASI

Temel olarak zeminlerin sismik sıvılaşması, sismik tesirler altında suya doygun kohezyonsuz veya düşük kohezyonlu zeminlerin ani kayma dayanımlarını yitirmeleri sonucunda sıvı hale dönüşümlerini tasvir etmek için kullanılan bir terimdir (Wang ve Law, 1994).

Deprem yer hareketi tesiri ile sekonder -kesme- dalgalarının etkisi neticesinde özellikle gevşek veya gevşeye yakın doygun zeminlerde danelerin daha sıkı dizilişe geçmeye zorlanması sonucunda daneler arasında yük aktarımı meydana gelir. Bunun sonucunda boşluk suyu basıncında artış meydana gelir. Deprem yer hareketinin drenajsız koşullarda etkimesi nedeniyle toplam gerilme sabit iken artan boşluk suyu basıncı sonucunda efektif gerilme sıfıra iner ve zemin katı halden adeta viskoz bir sıvı haline geçer ve o şekilde davranmaya başlar. Kayma direnci ve taşıma gücü sıfıra inen böyle zeminlerdeki yapılar zemine gömülebilir, yan yatabilir, zemindeki gömülü yapılar yüzerek yüzeye çıkabilir.

Sıvılaşma olgusunun fiziksel süreci Şekil 2.1’de rölatif sıkılık ve ilave boşluk suyu basınçlarının değişimi üzerinden gösterilmiştir.



Şekil 2.1. Sıvılaşmanın rölatif sıkılık ve ilave boşluk boşluk suyu basıncı üzerinden şema ile gösterimi (Mollamahmutoğlu ve Babuçcu, 2021).

2.1. Tarihi Bağlamda Sıvılaşma

Deprem yer hareketi esnasında vuku bulan sıvılaşma kavramı, ilk kez Terzaghi (1925) tarafından efektif gerilme prensibi temelinde uyarlanıp, deprem esnasında drenajsız

konsolide zeminlerde boşluk suyu basıncının yükselmesi ve efektif gerilmenin sıfır olması neticesinde zeminin sıvıya benzeyen bir hale dönüşümü olarak tanımlanmıştır (Çıklaiblikçi, 2019).

İlerleyen yıllarda ise sıvılaşma terimi Mogami ve Kubo (1953) tarafından yükselen vibrasyon etkisi ile düşey harmonik vibrasyona maruz kalan zeminler üzerinde gerçekleştirilen deneylerde drenajsız koşullarda tekdüze ve tekrarlı örselenmeden ileri gelen zemindeki deformasyonlara bağlı olarak farklı olayları nitelemek üzere ortaya konulmuştur.

Fort Peck Montana barajındaki kaymalar ve Aşağı Missisipi Nehri kıyılarında oluşan kayma akımlarının örnek oluşturması ile statik koşullar söz konusu iken sıvılaşmanın tezahür etmesi Casagrande tarafından 1936 yılında yapılan çalışmalardan başlayarak bilinmektedir (Alparslan, 2006).

1964 yılının Mart ve Haziran aylarında yaklaşık üç aylık bir zaman zarfında sırası ile Alaska'da ($M_W = 9,2$) ve Japonya'da ($M_S = 7,5$) meydana gelen depremlerde sıvılaşmanın çok çarpıcı etkileri yaşanmış ve bu durum Dünya genelindeki araştırmacıların dikkatini çekmekle beraber sıvılaşma riskinin hesaplanmasına yönelik yöntemlerin geliştirilmesinde önemli bir rol oynamıştır.

2.2. Ülkemiz Depremleri Açısından Sıvılaşma

Ülkemiz tarihinin yaklaşık olarak son otuz yılına bakıldığında farklı bölgelerde farklı zamanlarda meydana gelen birçok depremde sıvılaşmanın yaşanması sonucu meydana gelen oluşumlarla karşılaşmıştır. Bahsedilen zaman zarfı içerisinde sıvılaşmanın olduğu bazı önemli depremler Tablo 2.1'de kronolojik olarak sıralanmıştır.

Tablo 2.1. Ülkemizde sıvılaşmanın meydana geldiği bazı depremler

Tarih	Depremin Yaşandığı Yer	Büyüklüğü
13 Mart 1992	ERZİNCAN	$M_W = 6,8$
6 KASIM 1992	İZMİR	$M_L = 5,5$
1 EKİM 1995	AFYONKARAHİSAR	$M_S = 6,1$
27 HAZİRAN 1998	ADANA	$M_W = 6,3$
17 AĞUSTOS 1999	KOCAELİ	$M_W = 7,4$
12 KASIM 1999	DÜZCE	$M_W = 7,2$
3 ŞUBAT 2002	AFYONKARAHİSAR	$M_W = 6,2$
1 MAYIS 2003	BİNGÖL	$M_S = 6,4$

“Tablo 2.1. Ülkemizde sıvılaşmanın meydana geldiği bazı depremler” in devamı

Tarih	Deprem Yaşandığı Yer	Büyüklüğü
17-20 EKİM 2005	İZMİR	$M_W = 5,4$ $M_W = 5,8$
8 MART 2010	ELAZIĞ	$M_L = 6,0$
23 EKİM 2011	VAN	$M_W = 7,2$
24 OCAK 2020	ELAZIĞ	$M_W = 6,5$
30 EKİM 2020	EGE DENİZİ	$M_W = 6,9$
6 ŞUBAT 2023	KAHRAMANMARAŞ	$M_W = 7,7$ $M_W = 7,6$
20 ŞUBAT 2023	HATAY	$M_W = 6,4$

2.2.1. Kahramanmaraş depremleri ve sıvılaşma

İlki merkez üssü Kahramanmaraş ili Pazarcık ilçesi yakınlarında $M_W = 7,7$ büyüklüğünde ve ikincisi merkez üssü Kahramanmaraş ili Elbistan ilçesi yakınlarında $M_W = 7,6$ büyüklüğünde olan iki büyük deprem 6 Şubat 2023 tarihinde neredeyse dokuz saat arayla yaşanmış ve yetkili kurumlardan yapılan açıklamalara göre 50.000’i aşkın vatandaşımız yaşamını yitirmiş olup 107.000 vatandaşımız da depremden yaralı olarak kurtulmuştur (İncir ve ark., 2023).

2.2.2. Kuvvetli yer hareketine dair bilgiler

Bu başlık altında sıvılaşmanın en çarpıcı örneklerinin yaşandığı Adıyaman, Hatay ve Kahramanmaraş illeri üzerinde durulacaktır.

Aldemir ve ark., (2023) tarafından hazırlanan raporda 6 Şubat 2023 tarihinde Kahramanmaraş ili Pazarcık ilçesinde meydana gelen ($M_W = 7,7$) ve Elbistan ilçesinde yaşanan ($M_W = 7,6$) depremler için Türkiye ivme veri tabanı ve analiz sistemi (TADAS) ile Adıyaman, Hatay ve Kahramanmaraş illerinde oluşan ivme değerleri çeşitli deprem kayıt istasyonları üzerinden elde edilmiş ve yer ivmesi değerlerine ait spektrum verileri hazırlanmıştır. Adıyaman ili için elde edilen değerlere bakıldığında oluşan ivme talepleri $M_W = 7,7$ büyüklüğündeki depremde halihazırda yürürlükte bulunan 2018 deprem yönetmeliğinin 475 yıllık tekrarlanma periyoduna sahip olan deprem yer hareketi düzeyi için elastik tasarım ivme değerlerini kuzey-güney yönünde 0,07-0,115 s periyotları arasında aşmışken doğu-batı yönünde bakıldığında ise 0,07-0,2 s periyotları arasında deprem yükü 2018 yönetmeliğinin tasarım değerlerini en yüksek 1.15g olacak biçimde geçmiştir. Hatay ilinde ise yer ivmesi değerlerinin spektrumları incelendiğinde $M_W =$

7,7'lik deprem sırasında oluşan ivme talepleri yürürlükte olan 2018 deprem yönetmeliğinin dikkate aldığı DD-2 seviyesindeki deprem için elastik tasarım ivme değerlerini hemen hemen tüm periyot değerleri için aşmıştır.

Elbistan ilçesinde meydana gelen $M_w = 7,6$ byklğindeki deprem Kahramanmaraş ilini daha kötü biçimde etkilemiş ve bu depremde tezahür eden gerek yatay gerekse de düşey ivme değerleri yönetmeliğin dikkate aldığı DD-2 yer hareketi düzeyini aşmıştır (Aldemir ve ark., 2023).

2.2.3. Sismik sıvılaşma yaşanan yerler

6 şubat 2023 tarihinde yaşanan depremler sonucunda sıvılaşma, yapıların bulunmadığı alanlarda da kendini gösterirken altyapı kanalizasyon sistemlerinden ulaşım ağlarında kullanılan karayolu ve köprülere, kıyı ve liman yapılarından konut veya ticarethane olarak inşa edilmiş çok geniş maksadla kullanılan mühendislik yapılarına ciddi anlamda ve dahi geri dönüşü mümkün olmayacak derecede hasar vermiştir. Acı bir şekilde tecrübe edilmiş bu depremler sıvılaşma olgusunun ne denli dikkate alınması gereken bir durum olduğunu ve gerekli önlemlerin de alınmasının ne kadar mühim olduğunu hem ulusal anlamda hem de uluslararası anlamda çok net bir vaziyet ile gözler önüne sermiştir.

Bu depremlerde sıvılaşmanın yaşandığı noktalara; Kahramanmaraş ilinin Pazarcık ve Türkoğlu ilçeleri, Gaziantep ili Islahiye ilçesi, Adıyaman ili Gölbaşı ilçesi, Hatay ili İskenderun, Arsuz, Dörtyol, Antakya ilçeleri ve Dörtyol-Payaş-Hatay kıyı şeridi, Hatay-Kırıkhan yol güzergahı, Malatya-Kahramanmaraş yol güzergahı, Osmaniye-Adıyaman yol güzergahı, Malatya ve Osmaniye illeri örnek olarak gösterilebilir (etin ve İlga, 2023).

Adıyaman ili Gölbaşı ilçesinde meydana gelen sıvılaşma sonucu taşıma gücünü kaybeden bir zemin üzerindeki yapıdaki devrilme Resim 2.1'de gösterilmektedir.



Resim 2.1. Gölbaşı ilçesinde sıvılaşma sonucunda devrilen bir bina (Çağlar ve ark., 2023).

Resim 2.2’de ise Hatay ili İskenderun ilçesinde yaşanan yanal yayılma örneği gösterilmektedir.



Resim 2.2. İskenderun’da meydana gelen yanal yayılma (Çağlar ve ark., 2023).

Resim 2.3'te Adıyaman ili Gölbaşı ilçesinde yaşanan sıvılaşma sonucu zemine gömülme tarzında taşıma gücü kaybı ve buna bağlı olarak yolda meydana gelen kabarma gösterilmektedir.



Resim 2.3. Sıvılaşma sonucu taşıma gücü kaybı ve yaşanan kabarma (Yükselen Aksoy ve ark., 2023).

Zemin sıvılaşması sonucu yaşanan en yaygın oluşumlardan biri de kum kaynamalarıdır. Depremlerden sonra Hatay ili İskenderun ilçesinde meydana gelen kum kaynaması Resim 2.4'te örneklenmiştir.



Resim 2.4. Depremler sonrası meydana gelen kum kaynamaları (Toprak ve ark., 2023).

Sıvılaşma sonrası zemin içine batan bir üstyapıya dair görüntü ise Resim 2.5’te sunulmuştur.



Resim 2.5. Sıvılaşma sonucu bir üstyapının zemin içine batması (Ülgen ve ark., 2023).

2.3. Sıvılaşma ve Yapısal Hasarlara Olan Tesiri

6 Şubat 2023 tarihinde Kahramanmaraş merkezli depremlerde de görüldüğü üzere sıvılaşmanın vuku bulduğu alanlarda genel itibariyle sıvılaşma olmayan sahalarda bulunan yapılara göre daha az yapısal hasarlar görülmüştür.

Baykal ve Balcı (2000) gerçekleştirmiş oldukları çalışmada 17 Ağustos 1999 tarihinde yaşanan depremlerden sonra sıvılaşmanın meydana geldiği sahalarda bulunan dört adet biri beş katlı, ikisi dört katlı ve diğeri üç katlı olan çerçeve taşıyıcı sistemde tasarlanmış farklı temel boyutlarına sahip yapılar üzerinde sıvılaşma sırasında zemin tarafından sönmölen enerjiyi boşluk suyu basıncındaki değişim ile birim hacimdeki zeminde oluşan şekil değiştirme enerjisi, zemin tanelerinde sürtünmeden ileri gelen kesme deformasyonu sırasındaki enerji kaybı, sıvılaşma için gerekli olan enerji ve deprem tesiri ile oluşan yapının maruz kaldığı enerji temel başlıklarında analiz etmişlerdir. Gerçekleştirmiş oldukları dinamik analizler neticesinde üç katlı olan yapı için zemin kat kolonlarına etkiyen moment değerlerinin sıvılaşmaya maruz kalan bu yapıda ciddi ölçüde

azaldığını ortaya koymuşlardır. Bununla beraber söz konusu yapılarda plastik çatlaklar ve dolgu duvarların çatlaması ile meydana gelen sönümlenme tesirini göz önünde bulundurarak %2,5,%5 ve %10 sönüm oranlarında sıvılaşma neticesinde tüketilen enerjinin yapıların maruz kaldığı enerjiye oranla %10-%77 arasında değiştiğini göstermişlerdir. Bu enerjinin ise gözenek suyu basıncındaki fazlalaşma ve şekil değiştirme enerjisi olarak kullanılmakta olduğunu ifade ederken söz konusu dört yapıda da taşıyıcı sistem ve dolgu duvarlarda çatlama ile plastik deformasyon oluşmadığını dile getirmişler ve bunun aksine sıvılaşmanın meydana geldiği bu yapılara yakın alanlarda sıvılaşma olmamış zeminlerde benzer nitelikteki birçok yapının ciddi yapısal hasarlar aldığını beyan etmişlerdir.

Sıvılaşmanın deprem yer hareketi tesirini indirgeyici tesiri ise sıvılaşmış tabakanın sismik kayma dalgalarını absorbe eden sıvı bir ortam gibi davranması ve söz konusu tabakaya gelen enerjinin zemin kaymaları, kum kaynamaları vasıtasıyla emilimi sayesinde rezidual sismik enerjinin ciddi derecede zayıflayarak tahribat gücünün azalması olarak ifade edilebilir (Alparslan,2006).

2.4. Sıvılaşma Çeşitleri

Drenajsız sismik yükleme koşullarında meydana gelen gözenek suyu basıncının artışı ile efektif gerilmenin azalmasına sebebiyet veren sıvılaşma olgusu ile bu süreçte gelişen olaylar iki temel grupta izah edilebilir.

2.4.1. Akma sıvılaşması

Akma sıvılaşması zemin ortamın statik koşullarda dengesi için gereken kayma gerilmesinin sıvılaşmış haldeki kayma dayanımından daha büyük olduğu durumda meydana gelir. Sıvılaşma ile ilişkilendirilen olaylar içerisinde akma yenilmeleri olarak bilinen ve sıra dışı seviyede duraysızlıklara neden olan en çarpıcı tesirleri akma sıvılaşması meydana getirir. Bir kez tetiklenme olduktan sonra meydana gelen büyük deformasyonların sebebi statik kayma gerilmeleridir ve bu gerilmeler akma yenilmesi oluşturacak kadar zemin dayanımını azalttığında tekrarlı gerilmeler zemini çok kolay biçimde dengesiz hale getirebilir. Ansızın ortaya çıkışı, çabuk gelişimi ve sıvılaşmış malzemenin genelde büyük mesafelerde hareket edişi karakteristiğidir (Kramer, 1996).

Metaforik bir yaklaşım ile akma sıvılaşması şu şekilde ifade edilebilir: Kayak pistinde durmakta olan bir kayakçı kendisini ileriye doğru attığında statik dengesi bozulur, bu hareketin ardından yer çekimi tesiri ile meydana gelen statik kuvvetler kar ve kayakçı arasındaki sürtünme kuvvetini aşar ve kayakçının rampadan aşağı istikamette hızlanmasına sebebiyet verir. İşte akma sıvılaşmasını tetikleyen dinamik kuvvetler ile kayakçıyı kararsız bir konuma iten durum birbirine benzerdir. İki koşulda da küçük tetiklemeler yerçekimi kuvvetinin harekete geçişine ve ani hareketler yaşanmasına neden olur.

2.4.2. Devirsel hareketlilik

Akma sıvılaşmasının tersine statik kayma gerilmesinin sıvılaşmış zeminin kayma dayanımından küçük olması halinde meydana gelir. Deprem titreşimi esnasında kabul edilemeyecek seviyede kalıcı deformasyonlara sebebiyet veren diğer bir olaydır. Bu tür yenilmenin sebep olduğu deformasyonlar deprem yer hareketi esnasında kademeli olarak artarak gelişir. Hem devirsel gerilmeler hem de statik kayma gerilmeleri akma sıvılaşması mekanizmasının zıttına devirsel hareketlilik ile meydana gelen deformasyonlara neden olan faktörlerdir. Su kütlelerine sınır olan düzlüklerde veya az eğimli yamaçlarda gelişen bu deformasyonlar yanal yayılma olarak da adlandırılırlar (Kramer, 1996).

Düz yüzeyli zemin sıvılaşması ise devirsel hareketliliğin özel bir hali olup düz yüzeyli zeminlerde yanal deformasyonları önleyecek statik kesme gerilmelerinin olmayışı dinamik yüklerin etkisinde olan zeminlerde yer salınımı olarak bilinen düzensiz hareketlere sebebiyet verir. Bu yer salınımı neticesinde zemin ortamda aşırı gözenek suyu basıncı oluşur. Aşırı gözenek suyunun sönmelenme gereksinimi zemin içerisindeki suyun yukarı yönlü hareketine sebep olur. Şayet boşluk suyu yeterince hızlı hareket edebilirse zemin ortamdaki çatlaklar arasından yüzeye kum daneleri taşınabilir. Ve bu taneler kum tepecikleri veya kum kaynaması şeklinde birikir. Hidrolik denge için lazım gelen süre dahilinde deformasyonlar deprem nihayetinde de görülebilirler. Düz yüzeyli zemin sıvılaşmasının tipik yansımalarıdır aşırı düşey oturma ve kum kaynamasının vuku buluşu (Mollamahmutoğlu ve Babuçcu, 2021).

2.5. Sıvılaşma Sonucu Meydana Gelen Hasar Çeşitleri

Deprem tesiri ile zemin tabakalarının sıvılaşmaya maruz kalması yer hareketinin nitelikleri ile zeminin rijitlik ve mukavemetinde sebep olduğu değişimler ve meydana gelen şekil değiştirmelerden dolayı, gerek zemin içindeki gerekse de zemin üstündeki yapılarda, toprak dolgular ve şevlerde çok sayıda olumsuz etkinin doğmasına neden olabilmektedir. Mühendislik yapıları için en olumsuz durumlar, zeminin mukavemeti ve rijitliğini kaybetmesi ile aşırı şekil değiştirmeler ve yer değiştirmeler neticesinde meydana gelen, temellerin taşıma gücü kaybı, aşırı toplam ve farklı oturmalar, yanal yayılmalar – akmalar- ve şev göçmeleri, zemin yapıları ile istinat yapılarında hasarlar, kazıklar üzerinde ek yüklemeler ve yanal destek azalımı, gömülü yapılar üstünde basınçlar ve kaldırma etkisi olduğu söylenebilir (Özaydın, 2007).

Sıvılaşma sonucunda çok geniş yelpazede hizmet veren mühendislik yapılarında ve arazilerde farklı biçimlerde hasarlar gözlemlenebilir. Bu hasarlar aşağıdaki başlıklar dahilinde sıralanabilir.

2.5.1. Kum kaynamaları

Sıvılaşma olayları genel olarak kum kaynamaları ile beraber gelişir. Deprem sarsıntısı esnasında ve sonrasında, titreşimin neden olduğu aşırı gözenek suyu basıncı genellikle yukarı yönlü akan boşluk suyu tarafından sönmülendirilir. Bu akış biçimi zemin partiküllerine yukarı yönlü etki eden kuvvetler meydana getirir ki bu kuvvetler çökelin üst tarafını gevşeterek gelecekte o zemini sıvılaşmaya karşı duyarlı konuma getirebilir depremler esnasında. Akışı ortaya çıkaran hidrolik eğimin kritik değere erişimi halinde, düşey efektif gerilme sıfıra iner ve zemin akışkan bir kıvama döner. Zemin şartlarının uniform olması durumu arazide pek nadir olmakla beraber kaçma eğiliminde olan gözenek suyu, lokal kırıklar, kanallarda yüksek hızda akma eğilimindedir. Kum partiküllerinin bu kanallardan taşınıp zeminin yüzeyine atılması nihayetinde kum kaynaması gelişir. Kum kaynamalarının tezahürü ve meydana gelimi karmaşık bir süreç olmaklar beraber aşırı boşluk suyu basıncının büyüklüğüne ve bu basınç bölgesinin üstüne gelen tabakanın kalınlığına, permeabilitesine ve örselenmemişlik derecesine bağlıdır (Oyan, 2019).

1964 yılında Niigata’da meydana gelen deprem sonucu oluşan kum kaynamaları Resim 2.6’da gösterilmiştir.



Resim 2.6. Niigata’da meydana gelen kum kaynamaları (Oyan, 2019).

2.5.2. Akma göçmesi

Akma göçmeleri tamamıyla sıvılaşmış bir zeminde ya da sıvılaşmış halde olan zemin üzerinde konumlanmış bir başka rijit zemin bloğunda ve genel itibariyle eğimi 3 dereceden büyük yamaçlardaki doygun gevşek kum veya siltlerde oluşabilmektedir. Bu yenilme biçimi çoğu vakit geniş zemin kütlelerinin onlarca metrelik mesafeler boyunca kara veya su altında eğim aşağı doğru kayması şeklinde gelişen bir harekettir (Uyanık, 2002). Şematize edilmiş hali Şekil 2.2’de gösterilmiştir.



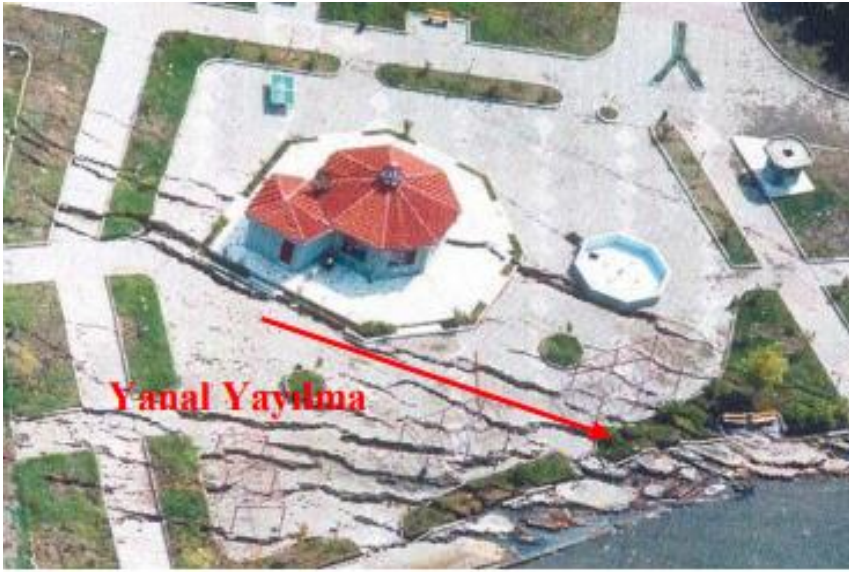
Şekil 2.2. Akma göçmesinin şematik gösterimi (Uyanık,2002).

2.5.3. Yanal yayılma

Yanal yayılma, çoğunlukla deprem esnasında sıg bir su tabakası altında ve 0,5 ile 3 derece arasında az eğimli, gevşek kumlu vb. kohezyonlu olmayan bir zemin zonu barındıran arazilerde görülür. Bu durumda zemin ortam gözenek suyu basıncı artışına,

sıvılaşma ve yumuşamaya maruz kalırken sıvılaşmış tabakanın üzerinde var olan doymun olmayan zemin kütlesi bir blok olarak sıvılaşmış dipteki tabaka üzerinde kayar ve yanal yayılmayı meydana getirir. Yanal yayılma onlarca metre deplasman gerçekleştirerek yapılar için müsaade edilen deplasman değerlerini aşabilir ve üst yapı hasarına sebebiyet verebilir (Nas, 2013).

1999 tarihinde meydana gelen Kocaeli depreminde İzmit Körfezi'nde yaşanan yanal yayılma Resim 2.7'de gösterilmiştir.



Resim 2.7. İzmit Körfezi'nde yaşanan yanal yayılma (Nas, 2013).

Resim 2.8'de ise 1989 yılında yaşanan Loma Prieta depreminde sıvılaşma kaynaklı oluşan büyük ölçekli bir yanal yayılma örneği gösterilmektedir.

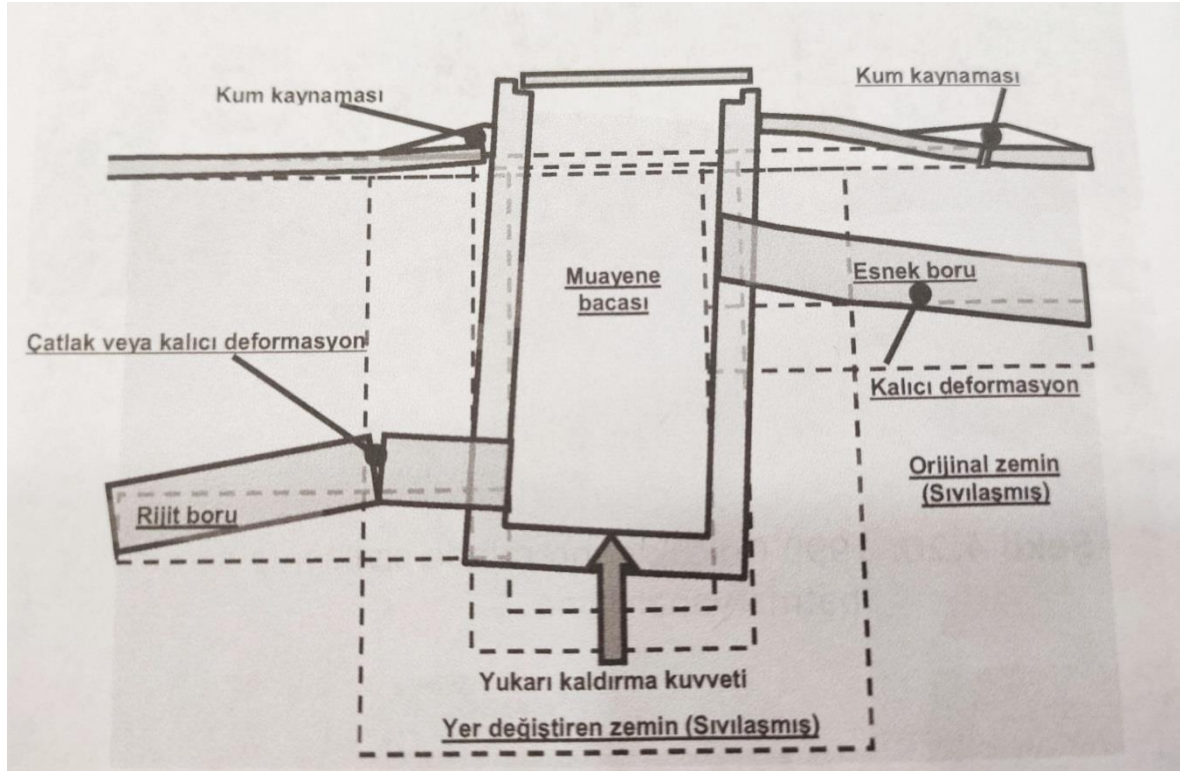


Resim 2.8. Loma Prieta depreminde yaşanan geniş ölçekli yanal yayılma (Day, 2012).

2.5.4. G6m6l6 yapi y6zeylenmesi

Sıvılaşmanın yaşandığı esnada oluşan kaldırma kuvveti tesiriyle, zemin içinde g6m6l6 bulunan kanalizasyon hatlarına ait muayene bacaları, boru hatları, tank benzeri m6hendislik yapıları zemin y6zeyine doğru hareket eder (Mollamahmutoğlu ve Babuçcu, 2021).

Bu durumun şematik g6sterimi şekil 2.3'te g6sterilmiştir.



şekil 2.3. G6m6l6 yapı y6zeylenmesi (Mollamahmutoğlu ve Babuçcu, 2021).

2.5.5. Taşıma g6c6 kaybı

Deprem esnasında boşluk suyu basıncının y6kselmesi sebebiyle zeminin mukavemetini yitirerek sıvılaşması ile yumuşamasından kaynaklı olarak meydana gelen bir yenilme t6r6d6r. Sıvılaşma tesiri ile ortaya çıkan deformasyonlara bağlı olarak zemin taşıma g6c6n6 yitirmekte ve y6zeyde konumlanmış yapılarda oturma, batma ve devrilme benzeri sorunlar meydana getirebilmektedir (Çıklaiblikçi, 2019).

1999 Kocaeli depremi neticesinde taşıma g6c6n6 yitirmiş sıvılaşmış bir zemin y6zerinde yer alan yapıda meydana gelen devrilme Resim 2.9'da g6sterilmektedir.



Resim 2.9. Taşıma gücünün yitirilmesi ile devrilen yapı (Çıklaiblikçi, 2019).

2.5.6. Zemin oturması

Oturma yalnızca depremden dolayı oluşan boşluk suyu basıncının sönmelenmesiyle ortaya çıkabilirken oturmanın meydana gelmesi için lazım olan süre zeminin permeabilitesi ile sıkışabilirliğine ve drenaj yolunun ne kadar uzun olduğuna bağlıdır. Sıvılaşma yaşanırken danelerin sergiledikleri daha sıkı hale geçme isteği ve zeminin taşıma gücünü kaybetmesi yüzeyde oturma türünde bir deformasyona sebebiyet verebilir. Bu şartlarda zemin ortamda yaşanan oturma zemin üzerindeki yapıya da sirayet ederek yapının zemin içerisine doğru batışına sebep olur (Oyan, 2019).

Sıvılaşma sonucu meydana gelen bir vakada yaşanan oturma Resim 2.10'da sunulmaktadır.

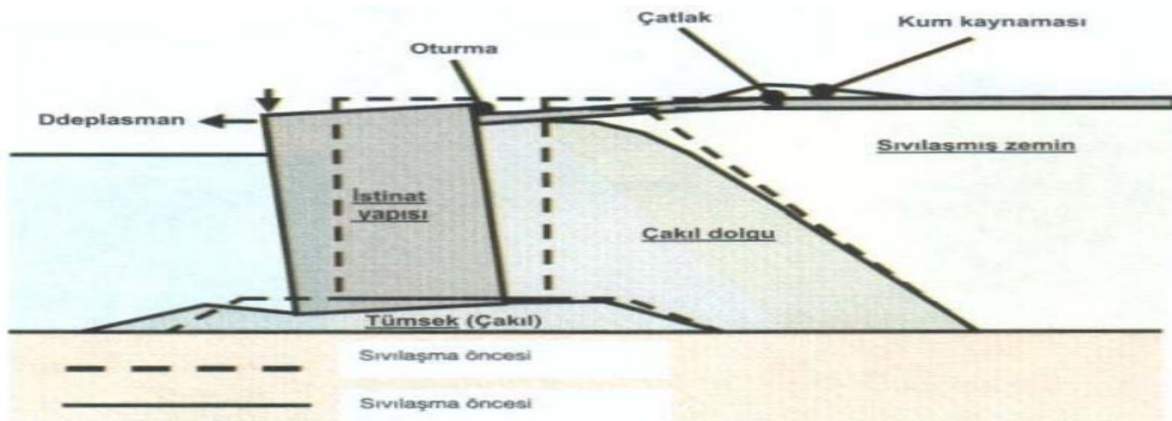


Resim 2.10. Sıvılaşma sonucu meydana gelen oturma (Sancio ve ark., 2004).

2.5.7. İstinat yapısı yenilmesi

Bu yenilme biçimi sıvılaşmaya maruz kalmış temel zemininin destek kaybından veyahut istinat yapısı ardında yer alan sıvılaşmış zeminde meydana gelen ilave yanıl yüklerin tesirinden meydana gelir ve bu tesirler neticesinde istinat yapıları gerek düşey gerekse de yatay veya hem yatay hem düşey yönlü deplasmanlar yaşar (Alpaslan, 2013).

Bu durumun şematize edilmiş hali Şekil 2.4'te gösterilmektedir.



Şekil 2.4. İstinat yapısı yenilme biçimi (Alpaslan, 2013).

2.6. Sıvılaşmaya Karşı İyileştirme Metotları

Tez çalışmasının önceki bölümlerinde gerek sözlü ve gerekse de görsel materyaller kullanılarak sıvılaşma sonucu vuku bulan ve geri dönüşü mümkün olmayacak şekilde hasarlar meydana getiren bu olgunun örnekleri sunulmuştur. Sıvılaşmanın engellenmesi için birçok iyileştirme metodu geliştirilmiş ve uygulanmaktadır. Elbette ki hangi yöntemin gerçekleştirileceğine dair tercihte bulunabilmek için zemin ortamının arazi ve laboratuvar deneyleri ile özelliklerinin derinlemesine tahkik edilmesi gereklidir. Bununla beraber sıvılaşmaya karşı alınacak önlemin belirlenmesinde ekonomi, erişilebilirlik ve zaman gibi faktörler de önem teşkil eder.

Mollamahmutoğlu ve Babuçcu (2021) tarafından sıvılaşmaya karşı iyileştirme metotları derlenmiştir. Bu bağlamda sıvılaşmaya karşı önlemler iki başlıkta değerlendirilmiş ve daha sonra gruplandırılmıştır. Sıvılaşmaya karşı önlemler ana maksad noktasında iki başlığa aşağıdaki biçimde ayrılabilir:

- 1) Sismik sarsıntı tesiri ile zemin iskeletinde çökme ve/veya göçme meydana gelmeyecek biçimde iyileştirmenin gerçekleştirilmesi
- 2) Deprem sırasında oluşan ilave boşluk suyu basıncının çabuk bir biçimde sönümlenmesi.

Genel anlamda zeminin ıslah edilerek sıvılaşmaya karşı direncin artması için kullanılan yöntemler beş temel başlık altında: Sıkılaştırma, katılaştırma, takviye etme, drenaj, kaldırma ve değiştirme olarak gruplandırılabilir. Sıkılaştırma metodu, en yaygın iyileştirme metodu olmakla beraber zemin danelerinin daha sıkı biçimde konumlanmasını içerir ve bu şekilde zeminin yoğunluğu arttırılarak kesme dayanımının, rijitliğinin ve sıvılaşmaya karşı direncinin artması sağlanır. Sıkılaştırma metotları: Vibrasyon yöntemleri, dinamik kompaksiyon, patlatma, kompaksiyon enjeksiyonu, ön yükleme ve kompaksiyon kazıkları olarak ayrılabilir. Vibrasyon yöntemleri ise kendi içinde: Vibroreplasman, vibrokompaksiyon, taş kolonlar olarak sınıflandırılabilirler. Katılaştırma metodu, çimento türü veya başka katkı maddeleri vasıtasıyla zeminin ya yerinde karıştırılmasını ya da zemin daneleri arasındaki boşlukların reaktif bir madde ile şerbetlenmesi suretiyle danelerin birbirine tutunmasını gerçekleştirme işlemidir. Bu işlem ile ilave boşluk suyu basıncı önlenerek sıvılaşmanın önüne geçilir. Katılaştırma yöntemleri: Zemin karıştırma, jet enjeksiyonu, permeasyon (penetrasyon) enjeksiyonu olarak üç gruba ayrılabilir. Takviye etme metodu, maksad olarak depremin vuku bulduğu anda zeminde oluşabilecek kesme deformasyonlarını ve dolayısıyla ilave boşluk suyu basıncı oluşumunu engellemeyi

hedefler. Izgara tipinde kesişen duvarlar ve karelaj biçiminde teşkil edilmiş rijit kolonlar karelajı olarak iki biçimde takviye etme metodu oluşturulabilir. Drenaj metodunda ise iki farklı yöntem genel olarak kullanılır: Deprem sırasında sıvılaşmanın önlenmesi gayesiyle ilave boşluk suyu basıncının çabuk bir biçimde sönümünü sağlayacak düşey drenler ilk yöntemken ikinci yöntem ise daimi biçimde yer altı su seviyesini düşürmeyi amaçlayan cazibeli drenaj ve pompalama yöntemidir. Son metot olan kaldırma ve değiştirme metodu ise sıvılaşma potansiyeli olan risk teşkil eden zeminin bu olumsuzlukları barındırmayan, iyi sıkıştırılmış ve iyi derecelenmiş çakıl veya çimento veya diğer katkı maddeleri ile iyileştirilmiş zemin ile değişimini ihtiva eder.

2.7. Türkiye Bina Deprem Yönetmeliği Esasları

Tez çalışmasının bu başlığında ileriki bölümde yapılacak olan sıvılaşma analizi prosesine esas teşkil edecek olan 18 Mart 2018 tarihli ve 30364 mükerrer sayılı Resmi Gazete’de yayınlanarak 1 Ocak 2019 tarihinde yürürlüğe giren Türkiye Bina Deprem Yönetmeliğinin sıvılaşma analizi ile ilgili belirlemiş olduğu kriterler ifade edilecektir.

Yönetmelikçe sıvılaşma esasları yönetmeliğin 16.6. başlığı ile EK 16B dahilinde sunulmuştur (Türkiye Bina Deprem Yönetmeliği (TBDY), 2018)).

Bu kapsamda deprem tasarım sınıfı -DTS- 1,1a,2,2a olan ve yönetmelikte zemin sınıfı ZD,ZE,ZF olarak belirlenmiş, sürekli bir tabaka veya kalın mercerler halinde bulunup yönetmeliğin 16.6.6. maddesince tanımlanmış şartları barındırmayan kumlu zeminlerde sıvılaşma analizinin yapılması ve uygun metotlar kullanılarak sonuçların rapor edilmesi zorunlu tutulmuştur (TBDY, 2018).

Yönetmeliğin 16.6.6. maddesince belirtilen koşullar Elazığ ilinin depremselliğinden uzak olup tez çalışmasına konu edilen sahanın depremselliğine de uzak olduğu için burada detaylandırılmamıştır.

Sıvılaşma analizlerinin yapılması için yönetmelik tarafından zemin ortamın sıvılaşmaya karşı direncinin belirlenmesi hususunda arazi penetrasyon deneyleri veya kayma dalgası hızı değerlerine bağlı amprik sıvılaşma bağıntıları ve eğrilerinin kullanılabileceği ifade edilmiş EK 16B dahilinde de standart penetrasyon deneyi üzerinden sıvılaşma direncinin nasıl belirleneceği açıklanmıştır. Deprem tesiri ile meydana gelen kayma gerilmelerinin hesabı noktasında basitleştirilmiş metot önerilmiştir (TBDY, 2018).

TBDY (2018) tarafından sismik sıvılaşma olgusu: Suyu doymuş ve yüzeyden itibaren 20 metre kadar derinlikte yer alan kohezyonsuz veya düşük kohezyonlu ($PI < 12$) zeminlerin sarsıntı esnasında gözenek suyu basıncının artışına mukabil dayanımlarındaki ve kayma mukavemetlerindeki önemli azalış olarak tanımlanırken; potansiyel olarak sıvılaşma riski olan zeminler: Suyu doymuş kum, çakıllı kum, siltli killi kum, nonplastik silt ve silt-kum karışımları olarak tanımlanmış ve ayrıca düzeltilmiş SPT $N_{1,60}$ vuruş sayılarının 30 darbe / 30 santimetre değerinden büyük olması halinde sıvılaşma potansiyeli değerlendirmesinin potansiyel sıvılaşma riski barındıran zeminlerde yapılmayacağı ifade edilmiştir.

2.7.1. Deprem kaynaklı oluşan ortalama kayma gerilmesinin bulunuşu

Zemin ortamda meydana gelen kayma gerilmesi (τ_{deprem}) yönetmelik kapsamında Formül 2.1’de verilen bağıntı ile hesaplanır.

$$\tau_{deprem} = 0,65 * \sigma_{v0} * 0,4 * S_{DS} * r_d \quad (2.1)$$

Formülde yer alan σ_{v0} tahkik yapılan derinlikteki toplam düşey gerilmeyi, S_{DS} kısa periyot tasarım spektral ivme katsayısını, r_d dikkate alınan derinlikteki gerilme azaltma katsayısını ifade etmektedir.

Gerilme azaltma katsayısı r_d ise sıvılaşma analizi yapılan inceleme derinliğine - z’ye- bağlı olarak Formül 2.2’de yer alan bağıntılar ile hesap edilir.

$$\begin{aligned} r_d &= 1 - 0,00765 * z & z \leq 9,15m \\ r_d &= 1,174 - 0,0267 * z & 9,15m < z \leq 23m \\ r_d &= 0,744 - 0,008 * z & 23m < z \leq 30m \\ r_d &= 0,50 & z > 30m \end{aligned} \quad (2.2)$$

2.7.2. Zeminin sıvılaşmaya karşı direncinin saptanması

Zeminin sıvılaşmaya karşı direnci (τ_R) hesabı için tez çalışmasında standart penetrasyon deneyi verileri kullanılmıştır. Bu bağlamda sıvılaşmaya karşı direncin belirlenmesine yönetmeliğin belirlemiş olduğu çerçevede ilk adım olarak araziden elde

edilen ham verilerin ilgili katsayılarla düzeltilmesi ile başlanır. Ham SPT vuruş sayıları -N- Formül 2.3 ile verilen bağıntı ile $N_{1,60}$ düzeltilmiş vuruş sayılarına çevrilir.

$$N_{1,60} = N * C_N * C_R * C_S * C_B * C_E \quad (2.3)$$

Bu bağıntıda yer alan C_N kohezyonsuz zeminlerde uygulanan jeolojik gerilme (derinlik) düzeltme katsayısını, C_R tij boyu düzeltme katsayısını, C_S numune alıcı tipi düzeltme katsayısını, C_B sondaj delgi çapı düzeltme katsayısını, C_E enerji oranı düzeltme katsayısını simgelemektedir.

C_N ise Formül 2.4'te verilen bağıntı ile hesaplanır.

$$C_N = 9,78 * \sqrt{\frac{1}{\sigma'_{v0}}} \leq 1,70 \quad (2.4)$$

Bu formülde yer alan σ'_{v0} ilgili derinlikteki -standart penetrasyon deneyinin yapıldığı- düşey efektif gerilmeyi temsil eder.

SPT sayılarının düzenlenmesine zeminin ihtiva ettiği ince dane oranına göre devam edilir. Bu düzeltme için bağıntı Formül 2.5'te verilmiştir.

$$N_{1,60f} = \alpha + \beta * N_{1,60} \quad (2.5)$$

Yukarıdaki formülde yer alan $N_{1,60f}$ sembolü ince dane içeriğine göre düzeltilmiş SPT vuruş sayısını simgelemektedir. Formülde yer alan α ve β katsayıları ise zemin tabakasının ihtiva ettiği ince dane içeriğinin yüzdesi dahilinde Formül 2.6'da yer alan bağıntılar ile hesaplanır.

$$\begin{aligned} \alpha &= 0 & \beta &= 1 & (IDI \leq \%5) & (2.6) \\ \alpha &= \exp[1,76 - (190/IDI^2)] & \beta &= 0,9 + IDI^{1.5}/1000 & (\%5 < IDI < \%35) \\ \alpha &= 5,0 & \beta &= 1,2 & (IDI \geq \%35) \end{aligned}$$

Formül 2.6’da yer alan bağıntılar ile $N_{1,60f}$ değerleri kullanılarak $M_W = 7,5$ olan deprem için çevrimsel dayanım oranı $CRR_{M7.5}$ Formül 2.7 ile ve moment büyüklüğü düzeltme katsayısı C_M Formül 2.8 ile aşağıda verildiği şekliyle hesap edilir.

$$CRR_{M7.5} = \frac{1}{34 - N_{1,60f}} + \frac{N_{1,60f}}{135} + \frac{50}{[10 * N_{1,60f} + 45]^2} - \frac{1}{200} \quad (2.7)$$

$$C_M = \frac{10^{2,24}}{M_W^{2,56}} \quad (2.8)$$

Ve nihayetinde zeminin sıvılaşmaya karşı direnci τ_R Formül 2.9’da aşağıda verildiği biçiminde bulunur.

$$\tau_R = CRR_{M7.5} * C_M * \sigma'_{v0} \quad (2.9)$$

Ulaşılan sonuçlardan τ_R/τ_{deprem} oranının sonucuna bakılır ve bu oran 1.1’den küçükse sıvılaşmaya karşı güvensiz tarafta kaldığı anlaşılır.

SPT verilerinin düzeltilmesinde kullanılan diğer katsayılar ise Tablo 2.2’de verilmiştir.

Tablo 2.2. SPT verilerinin düzeltilmesi için gerekli katsayılar

Düzeltilme katsayısı	Değişken	Değer
C_R	3m ile 4m aralığında	0,75
	4m ile 6m aralığında	0,85
	6m ile 10m aralığında	0,95
	10m’den derin	1,00
C_S	Standart numune alıcı (iç tüpü olan)	1,00
	İç tüpü olmayan numune alıcı	1,10-1,30
C_B	Çap 65mm-115mm arasında	1,00
	Çap 150mm	1,05
	Çap 200mm	1,15
C_E	Güvenli tokmak	0,60-1,17
	Halkalı tokmak	0,45-1,00
	Otomatik darbeli tokmak	0,90-1,60

Yönetmeliğin sunmuş olduğu sıvılaşma analiz kriterleri ve işlem basamakları dikkate alındığında ülkemizde daha önce yürürlüğe girmiş olan deprem yönetmeliklerinde

sıvılaşma analizinin yapılması gerektiği bazı yönetmeliklerde ifade edilmiş olsa da 2018 yönetmeliği gibi bir ek dahilinde adım adım sıvılaşma analiz sürecinin gösterildiği bir şartname daha önceki dönemde yürürlüğe girmemiştir. Bu bağlamda 2018 yönetmeliği bir mihenk taşı oluşturmıştır.

Yönetmeliğin belirtmiş olduğu tahkik modeline bakıldığında ise uluslararası literatüre “basitleştirilmiş yöntem” olarak girmiş ve kabul görerek Dünya genelinde kullanılmış olan temellerini Seed ve Idriss (1971)’in attığı takip eden yıllarda Seed (1979), Seed ve Idriss (1982) ve Seed ve ark., (1985) tarafından güncellenerek geliştirilen ve 1996 yılında NCEER, 1998 yılında ise NCEER/NSF tarafından gerçekleştirilen çalıştayların sonucunda Youd ve ark., (2001)’in yayınladığı zeminlerin sıvılaşmaya karşı direncinin belirlenmesine yönelik hazırlanmış raporun genel hatlarıyla takip edildiğini söylemek mümkündür.

3. VAKA ANALİZİ

3.1. Jeofizik Ölçümler ve Zemin Ortamın Mühendislik Özellikleri

Yüzey dalgası yöntemlerinde, S dalgası hızı modellemesi, belirli bir geometride yerleştirilen alıcı dizilimleriyle kaydedilen verilerden dispersiyon bilgisinin ters çözümünden yapılmaktadır. Gerçekleştirilen jeofizik ölçümler dahilinde aktif kaynaklı yöntem olan Çok Kanallı Yüzey Dalgası Yöntemi (MASW) kullanılarak, Rayleigh dalgası dispersiyon eğrisi elde edilmiştir. Dispersiyon eğrilerinin ters çözümünden kayma dalgası hızları kestirilmiştir. Rayleigh yüzey dalgalarının temel modunun analizi ile derinliğe bağlı olarak değişim gösteren S dalga hızı yapısı çıkartılabilmektedir. Yüzey dalgalarının dispersiyon verilerinin ters çözümünden elde edilen S dalgası hızı yapısı ile zeminin dinamik özellikleri ayrıca temel kaya derinliği ve üzerinde yer alan tabakaların kalınlıkları belirlenebilir.

Uygulama alanında; araştırma derinliği göz önüne alınarak düşük frekanslarda uzun dalga boyları ile seyahat eden daha derinlerden bilgi taşıyan ve altta bulunan gevşek zonların tespitini kolaylaştıran aktif kaynaklı yüzey dalgası yöntemi kullanılarak yer altı yapısının ortaya çıkarılmasına çalışılmıştır. Çalışma alanında 2 profilde 12 kanallı mühendislik sismografi kullanılarak kırılma çalışması yapılmıştır.

Uygulama sahasında veri toplama işlemi; uygun modeldeki kayıtçı, 4,5 Hz düşey alıcılar, (jeofonlar) alıcılar arası 3 m, vuruş mesafesi 6 m alınarak toplam serim boyu 39 m seçilerek yapılmıştır. 0,5 ms örnekleme aralığında ve 0,512-1,00 s arasında kayıt uzunluğu seçilerek 3 stack yapılarak veri alma işlemleri gerçekleştirilmiştir. Sismik kaynak olarak ise 8 kg ağırlığında balyoz kullanılmıştır. Alınan ölçümler sonrasında veriler modellenmiş ve sismik profillere ait sismik izler, zaman-uzaklık grafikleri ve yer altı hız kesitleri elde edilmiştir.

P ve S dalgası hızlarını tespit etmek için 2 adet profilde karşılıklı atış yapılmış ve atışların zaman-uzaklık grafiği çizilmiş, çizilen doğrulardan tabaka hızları hesaplanmış ve bu hızlardan zemine ait elastik parametreler bulunmuştur.

3.1.1. Sismik p dalgası (boyuna dalga hızı (V_p))

Yapılan serimde P dalga hızına göre kazınabilirlik sınıflandırılması 1. tabaka hızı 483-526 m/sn olduğundan kolay kazınabilir, 2. Tabaka hızı 905-1014 m/sn olduğundan kolay kazınabilir sınıfına girmektedir. Bu durum Tablo 3.1’de gösterilmiştir.

Tablo 3.1. P dalgası hızı ile zeminlerin kazınabilirlikleri (Church, 1981).

P dalgası hızı (m/sn)	Kazınabilirlik
<458	Rahatça Kazınabilir
458-1220	Kolay Kazınabilir
1220-1525	Orta-Zor Kazınabilir
1525-1830	Zor Kazınabilir
1830-2135	Çok zor kazınabilir
>2135	Patlayıcıyla Kazınabilir

Gerçekleştirilen serimde P dalga hızına göre sökülebilirlik sınıflandırılması 1. tabaka hızı 483-526 m/sn olduğundan çok kolay sökülebilir, 2. Tabaka hızı 905-1014 m/sn olduğundan orta sökülebilir sınıfına girmektedir. Bu durum Tablo 3.2’de gösterilmiştir.

Tablo 3.2. Zeminlerin ya da kayaçların sökülebilirlikleri (Bilgin, 1989).

P dalgası hızı (m/sn)	Sökülebilirlik
300-600	Çok Kolay
600-900	Kolay
900-1500	Orta
1500-2100	Zor
2100-2400	Çok zor
2400-2700	Son Derece zor

3.1.2. Sismik s dalgası hızı (kayma veya kesme dalgası (V_s))

Gerçekleştirilen sismik ölçümler neticesinde elde edilen kayma dalgası hızı temel alt kotundan itibaren 30 m derinlik için (V_s)₃₀ gerçekleştirilen iki ölçüm göz önüne alınarak etüt raporu dahilinde sunulan kayma dalgası düşey hız kesiti üzerinden sırasıyla 348,5 m/sn ve 338,95 m/sn olarak hesaplanmıştır. Bu bağlamda ön fikir olarak yerel zemin sınıfı yönetmelik dahilinde ZD olarak düşünülebilir ancak yerel zemin sınıfı SPT deney sonuçlarının da düzeltilmesi neticesinde elde edilecek veriler ile beraber belirlenecektir.

3.1.3. Elastisite modülü (E)

Elastisite modülü, bir doğrultuda meydana gelen gerilmelerin deformasyonlara oranı biçiminde ifade edilir. Diğer bir şekilde ifade etmek gerekirse düşey basınç yönünde yerin düşey yamulmasını tanımlamaktadır. Kayma modülü ve sismik hızlar vasıtasıyla hesaplanan elastisite modülü değerleri 1. tabaka için birinci ve ikinci ölçümlerde sırası ile 2806,7 kg/cm² ve 2850,7 kg/cm² olarak elde edilmiştir. 2. tabaka için ise yine birinci ve ikinci ölçümlerde sırası ile 6341,8 kg/cm² ve 5881,24 kg/cm² olarak elastisite modülü saptanmıştır. Bu noktada 1. tabaka ve 2. tabaka elastisite modülü değerlerine göre zeminlerin dayanım sınıflaması -düşey yamulmaya karşı direnç noktasında- Keçeli (1990) tarafından yapılan sınıflamaya göre birinci tabaka zayıf ikinci tabaka ise orta olarak değerlendirilebilir.

3.1.4. Kayma modülü (G)

Zemin ortamın yatay kuvvetlere bir diğer deyişle makaslama gerilmelerine karşın sergilediği direncin bir ifadesidir. Bu değer ne kadar yüksek olursa formasyonun yatay kuvvetlere -yatay deprem yükü- karşın sergilediği direnç de o denli fazla demektir.

Zeminin yoğunluğu ve sismik ölçümler ile elde edilen kayma dalgası hızı kullanılarak elde edilen kayma modülü değerleri 1. tabaka için birinci ve ikinci ölçümlerde sırası ile 1120,6 kg/cm² ve 1078,9 kg/cm² olarak elde edilmiştir. 2. tabaka için ise yine birinci ve ikinci ölçümlerde sırası ile 2217,88 kg/cm² ve 2082,5 kg/cm² olarak saptanmıştır. Bu bağlamda kayma modülüne göre zemin dayanım sınıfı Keçeli (1990) sınıflamasına göre birinci tabaka zayıf ikinci tabaka ise orta olarak değerlendirilebilir.

3.1.5. Bulk modülü (K)

Yapılan sismik ölçümler çerçevesinde p ve s dalgası hızları ile yoğunluk değerleri kullanılarak zemin ortamın bulk modülü hesaplanmıştır. 1. tabaka için birinci ve ikinci ölçümlerde sırası ile 1888,5 kg/cm² ve 2656,2 kg/cm² olarak elde edilmiştir. 2. tabaka için ise yine birinci ve ikinci ölçümlerde sırası ile 15036,26 kg/cm² ve 11146,76 kg/cm² olarak saptanmıştır. Bu bağlamda bulk modülüne göre formasyonların sıkışma durumu Keçeli (1990) sınıflamasına göre birinci tabaka az ikinci tabaka ise orta olarak değerlendirilebilir.

3.1.6. Yoğunluk (d)

Boyuna dalga hızı vasıtasıyla amprik biçimde tabakalara ait yoğunluk değerleri elde edilmiştir. 1. tabaka için birinci ve ikinci ölçümlerde sırası ile yoğunluk değerleri $1,45 \text{ gr/cm}^3$ ve $1,48 \text{ gr/cm}^3$ olarak elde edilmiştir. 2. tabaka için ise yine birinci ve ikinci ölçümlerde sırası ile $1,75 \text{ gr/cm}^3$ ve $1,70 \text{ gr/cm}^3$ olarak bulunmuştur. Bu noktada Keçeli (1990)'ın yapmış olduğu yoğunluk-tanımlama gruplamasında her iki tabaka da orta olarak değerlendirilebilir.

Gerçekleştirilen sismik çalışmalar sırasında saha çalışmalarına dair bir görüntü Resim 3.1'de verilmiştir.



Resim 3.1. Jeofizik çalışmalara ait saha görüntüsü

Gerçekleştirilen jeofizik ölçümler neticesinde zemin ortama dair elde edilen mühendislik parametreleri Tablo 3.3'te derlenmiştir.

Tablo 3.3. Jeofizik ölçümlerden elde edilen mühendislik parametreleri

SERİM NO	Tabaka	V _P	V _S	h _S	(V _S) ₃₀	V _P /V _S	d	G	E	K
		(m/s)	(m/s)	(m)	(m/s)		(gr/cm ³)	(kg/cm ²)	(kg/cm ²)	(kg/cm ²)
1	1	483	278	5	348,5	1.74	1,45	1120,6	2806,7	1888,5
	2	1014	356	-		285	1,75	2217,88	6341,8	15036,26
2	1	526	270	6	338,95	1.95	1,48	1078,9	2850,7	2656,2
	2	905	350	-		2.58	1,70	2082,5	5881,24	11146,76

3.2. Jeolojik Ölçümler ve Sıvılaşma Analizi

3.2.1. Saha ve yapı hakkında genel bilgiler

İnceleme alanında inşa edilmesi planlanan üstyapı inşaatı için zemin etüdü gerçekleştirilmiş ve planlanan konutun temel zemini için geoteknik hesaplamalar ile statik projelendirmeye esas oluşturacak veri raporu oluşturulmuştur.

Elazığ il merkezi Elazığ Belediyesi İmar Planına Esas Jeolojik Etüt Raporu'nda yerleşime uygunluk haritasında 6 kategoriye ayrılmış olup incelemeye konu saha önlemler alanlar 5.1 alanı içerisinde yer almaktadır. Bu bağlamda ilgili alan için bahsedilen imara esas etüt raporunda alüvyon birimde açılan kuyularda yapılan sıvılaşma analizi sonucuna göre alüvyon birimde sıvılaşma beklentisinin düşük olduğu, ancak alüvyon birimin yanal ve düşey yönde farklılıklar göstermesi nedeniyle inceleme alanında alüvyon birimlerde ada/parsel bazında yapılacak zemin etütlerinde sıvılaşma analizinin detaylı biçimde yapılarak gerekmesi halinde alınacak önlemler belirlenmesi gerektiği vurgulanmaktadır.

Çalışma sahasında mevcut bir yapı bulunmamakla birlikte komşu parsellerde 2,3 ve 5 katlı yapılar mevcuttur.

Söz konusu saha Elazığ Belediyesi tarafında uzun süredir yapılaşmaya açılmış alanlardan biridir. İnceleme alanı % 0-10 eğimli olup yapılan sondaj çalışmalarında yer altı

su seviyesine 3,50 m rastlanılmıştır. Gözlemsel incelemeler ile yapılan değerlendirmeler sonucu, alanın tamamında aktif veya potansiyel heyelan, krip, bataklık vb. duraysızlık belirtisi olmadığı sonucuna varılmıştır.

Başlangıçta inceleme alanında yapılan arazi çalışmalarında üç adet her biri 20'şer metre olan toplamda 60 metre sondaj kuyusu açılmıştır. Söz konusu parselin jeolojik özellikleri belirlenmiş, yeraltı su durumu ve seviyesi tespit edilmiştir. Açılan kuyuların tamamında SPT yapılmıştır. İnceleme alanında inşa edilecek yapıların ortalama temel seviyesi göz önünde bulundurularak, açılan kuyular içerisinde SK-1 1,50-2,00 SK-2 2,00-2,50 SK-3 2,50-3,00 metre seviyeleri arasından hidrolik baskı yöntemi ile örselenmemiş zemin numunesi (UD) alınmıştır. Bunun yanı sıra açılan kuyuların tamamında her 1,5 metrelik aralıklar ile 20 metre boyunca standart penetrasyon deneyi yapılarak toplamda otuz adet örselenmiş numune alınmıştır. Sondaj kuyularından alınan örselenmemiş zemin numunesi (UD) ve örselenmiş zemin numunesi (SPT) üzerinde zeminlerin fiziksel ve mekanik özelliklerinin tespit edilmesine yönelik laboratuvar deneyleri yapılmıştır. İncelenen parselde bulunan ana zeminin fiziksel ve mekanik özelliklerinin belirlenebilmesi amacıyla laboratuvar deneyleri yapılmıştır. İnceleme alanında açılan SK-1, SK-2, SK-3 numaralı kuyuların 1,50-2,00;2,00-2,50;2,50-3,00 metre derinliklerinden alınan örselenmemiş (UD) numuneler üzerinde su içeriği, elek analizi, atterberg limitleri, bağıl hacim ağırlığı, konsolidasyon deneyleri yapılmıştır. SK-1 numaralı kuyuda 4,50-4,95;15,00-15,45 SK-2'de ise 7,5-7,95 SK-3'te 12,00-12,45 metrelerinden alınan örselenmiş (SPT) numuneler üzerinde su içeriği, elek analizi, atterberg limitleri deneyleri yapılmıştır.

Proje alanının içerisinde yer aldığı Elazığ ili ve çevresinde görülen birimler hakkında genel olarak bilgi vermek gerekirse bu birimler yaşlıdan gence doğru: Permo triyas yaşlı kristalize kireç taşlarından oluşan Keban Metamorfikleri, senoniyen yaşlı granit, granodiyorit, bazalt, bazaltik yastık lav, andezit ve bunları kesen dasit dayklardan ve volkanosedimanter kayaçlardan oluşan Elazığ Magmatikleri, üst maestrihtiye yaşlı masif kireç taşlarından oluşan Harami Formasyonu, orta eosen-üst oligosen yaşlı çakıl taşı, kum taşı, marn ve kireç taşlarından oluşan Kırkgeçit Formasyonu, yine bu birim ile aynı yaşlı çamur taşı, kum taşı, kil taşı gibi sedimanter kayaçlar ile bazalt, andezit, diyabaz gibi magmatik kayaçlardan oluşan Maden Karmaşığı, üst miyosen-alt pliyosen yaşlı tuf, aglomera, bazaltik lav ve bunlarla yanal geçiş gösteren gölsel kireç taşlarından oluşan Karabakır Formasyonu olarak sıralanabilir.

Söz konusu yapının kat sayısı, bodrum zemin ve dört kat şeklinde toplamda 6 kattır. Zemin katında ticari meskeninde olduğu yapının normal katları konut maksadıyla tasarlanmıştır. Yapı tek blok olup taşıyıcı sistemi betonarme çerçeve ve perde sistemdir. Temel tipi radye temel olmakla beraber bu temelin kısa kenarı 19,35 metre iken uzun kenarı 23,40 metre olarak idealize edilmiştir. Temel alanı ise 452,8 m²'dir. Temel alt kotu -vaziyet planı ve mimari ile statik projeye esas kotlandırmalar da dikkate alınarak belirlenmiş kazı kotu manasında -2,70 metredir. Temel taban seviyesinde statik proje tasarımı sonucunda meydana gelecek maksimum gerilme yönetmeliğin belirlediği kombinasyonlar dikkate alınarak 20 ton/m² olarak elde edilmiştir. Yapı tasarımına dair yine TBDY-2018 kapsamında bina kullanım sınıfı 3, bina önem katsayısı konut olması hasebiyle 1, deprem tasarım sınıfı 1, bina yükseklik sınıfı ise 6 olarak tespit edilmiştir.

Temel sondaj logları ve yapılan laboratuvar -elek analizi ve ıslak analiz- deneyleri vasıtasıyla temel alt kotu göz önüne alındığında yapı temelinin siltli kum ve siltli çakıl birime oturacağı ve bu tabakaların altında ise düşük plastisiteli kil tabakanın mevcut olduğu söylenebilir.

Daha önce gerçekleştirilen üç adet sondaj kuyusuna ait verilerin yetersiz olması nedeniyle daha isabetli bir analiz yapabilmek adına 18 metre derinliğinde bir sondaj kuyusu daha açılmıştır. Bu kuyuda ise 3 metrede 6 metrede 7,5 metrede 9 metrede, 12 metrede 15 metrede ve 18 metrede SPT yapılmış, numuneler alınarak zemin sınıfı belirlenmiştir. Gerek zemin sınıfının belirlenmesinde gerekse de sıvılaşma analizinde bu ilave sondaj kuyusuna ait zemin türleri, ince dane içeriği, plastisite indisi gibi değerler diğer üç sondaj kuyusunda o kuyulara ait SPT-N değerlerine uygulanmış ve yönetmeliğin belirlediği esaslar dikkate alınarak hangi derinliklerde sıvılaşma analizi yapıp yapılmayacağına, sıvılaşma analizi yapılırken SPT düzeltmelerinde ince dane içeriğine göre belirlenen katsayıların neler olarak alınacağına, zemin ortamın kendi varlığından kaynaklanan düşey efektif ve toplam gerilmelerin hesabında ve sıvılaşma analizinin ilgili diğer adımlarında ilave sondaj kuyusuna ait veriler kullanılmıştır.

Gerçekleştirilen sismik ölçümlerde (V_s)₃₀ hızı dahilinde zemin sınıfı ZD aralığında kalsa da standart penetrasyon deneyi sonuçları ile edilen %60 enerji oranına göre düzeltilmiş vuruş sayıları $-(N_{60})_{30}$ - sırasıyla 1. 2. 3. ve 4. sondaj kuyuları için on bir, on, dokuz ve on dört olarak elde edilmiş olup bu dört değer ve dört değerlerin ortalaması olan 11 değeri de ZD zemin sınıfının alt sınırı olan 15'ten küçük olduğu için yerel zemin sınıfı ZE

olarak tayin edilmiştir. Sıvılaşma analizine esas olacak depremsellik faktöründe yerel zemin etki katsayıları da ZE grubuna göre belirlenmiş olacaktır.

Gerçekleştirilen sondaj çalışmalarında SPT için kullanılan şahmerdan tipi otomatik şahmerdan olduğundan C_E katsayısı 0,90, numune alıcı standart olmayan -iç tüpü olmayan- numune alıcı olarak kullanıldığından C_S katsayısı 1,2 ve sondaj delgi çapı ise 65mm-115mm arasında olduğundan C_B 1 olarak alınmış ve deneyin yapıldığı ilgili derinliğe göre de C_R tij boyu düzeltme katsayısı seçilerek ham SPT vuruş sayıları düzenlenmiştir.

Tablo 3.4'te laboratuvar analizi ile belirlenen zemin profilleri, yer altı su seviyesi ve plastisite indisi değerleri verilmiştir.

Tablo 3.4. Laboratuvar analizi sonucu belirlenen zemin profilleri

Kuyu No	Derinlik (m)	Yer Altı Suyu (m)	Plastisite İndeksi	Zemin Tipi
SK-1	1,50	3,5	11	SC
	4,50	3,5	NP	SM
	15,00	3,5	17	CL
SK-2	2,00	3,5	17	CL
	7,50	3,5	NP	GM
SK-3	2,50	3,5	10	SC
	12,00	3,5	NP	SM
SK-4	3,00	3,5	NP	GM
	6,00	3,5	17	CL
	7,50	3,5	17	CL
	9,00	3,5	NP	GM
	12,00	3,5	25	CL
	15,00	3,5	25	CL
	18,00	3,5	25	CL

İlk olarak açılan kuyulardaki veri yetersizliği nedeniyle daha önce belirtildiği üzere sıvılaşma analizine esas olarak dört numaralı kuyunun verileri esas alınmış ve diğer kuyunun vuruş sayılarına uygulanmıştır. Bu durumda her bir kuyu için oluşan durum ve $(N_{60})_{30}$ değerlerinin hesabı için gerekli düzeltme katsayıları yukarıda anlatıldığı üzere yönetmelik çerçevesinde düzenlenerek Tablo 3.5'te gösterilmiştir.

Tablo 3.5. İdealize edilmiş zemin profili, spt vuruş sayıları ve düzeltme katsayıları

Kuyu no	Zemin tipi	Derinlik (m)	SPT-N	C _E	C _R	C _S	C _B
1	GM	1,5	8	0,9	0,75	1,2	1
1	GM	3	9	0,9	0,75	1,2	1
1	GM	4,5	11	0,9	0,85	1,2	1
1	CL	6	8	0,9	0,95	1,2	1
1	CL	7,5	8	0,9	0,95	1,2	1
1	GM	9	9	0,9	0,95	1,2	1
1	CL	12	14	0,9	1	1,2	1
1	CL	15	10	0,9	1	1,2	1
1	CL	18	16	0,9	1	1,2	1
1	CL	20	17	0,9	1	1,2	1
2	GM	1,5	9	0,9	0,75	1,2	1
2	GM	3	13	0,9	0,75	1,2	1
2	GM	4,5	7	0,9	0,85	1,2	1
2	CL	6	8	0,9	0,95	1,2	1
2	CL	7,5	11	0,9	0,95	1,2	1
2	GM	9	6	0,9	0,95	1,2	1
2	CL	12	12	0,9	1	1,2	1
2	CL	15	11	0,9	1	1,2	1
2	CL	18	10	0,9	1	1,2	1
2	CL	20	15	0,9	1	1,2	1
3	GM	1,5	11	0,9	0,75	1,2	1
3	GM	3	8	0,9	0,75	1,2	1
3	GM	4,5	9	0,9	0,85	1,2	1
3	CL	6	7	0,9	0,95	1,2	1
3	CL	7,5	4	0,9	0,95	1,2	1
3	GM	9	14	0,9	0,95	1,2	1
3	CL	12	10	0,9	1	1,2	1
3	CL	15	11	0,9	1	1,2	1
3	CL	18	7	0,9	1	1,2	1
3	CL	20	16	0,9	1	1,2	1
4	GM	3	15	0,9	0,75	1,2	1
4	CL	6	3	0,9	0,95	1,2	1
4	CL	7,5	12	0,9	0,95	1,2	1
4	GM	9	19	0,9	0,95	1,2	1
4	CL	12	12	0,9	1	1,2	1
4	CL	15	41	0,9	1	1,2	1
4	CL	18	14	0,9	1	1,2	1

3.2.2. Sıvılaşma analizi

Sıvılaşma analizine tez çalışmasının 2.7. başlığında belirtilen esaslar dahilinde yönetmeliğin çizmiş olduğu çerçevede bir önceki alt başlıkta kullanılan düzeltme katsayıları ile önce N_{60} değerleri bulunarak daha sonra kohezyonsuz zemin sınıflarına C_N düzeltme katsayısı uygulanarak $N_{1,60}$ değerlerinin bulunması ve zemin ortamının ihtiva ettiği ince dane oranına göre $N_{1,60f}$ ince dane içeriğine göre düzeltilmiş vuruş sayılarının bulunması ile devam edilmiştir. Elde edilen sonuçlar Tablo 3.6’da sunulmuştur.

Tablo 3.6. Spt düzeltmelerinin sürdürülmesi

Kuyu no	Zemin tipi	Derinlik (m)	N_{60}	C_N	$N_{1,60}$	$N_{1,60f}$
1	GM	1,5	6			
1	GM	3	7			
1	GM	4,5	10	1,18	12	18
1	CL	6	8			
1	CL	7,5	8			
1	GM	9	9	0,95	9	13
1	CL	12	15			
1	CL	15	11			
1	CL	18	17			
1	CL	20	18			
2	GM	1,5	7			
2	GM	3	11			
2	GM	4,5	6	1,18	7	12
2	CL	6	8			
2	CL	7,5	11			
2	GM	9	6	0,95	6	9
2	CL	12	13			
2	CL	15	12			
2	CL	18	11			
2	CL	20	16			
3	GM	1,5	9			
3	GM	3	6			
3	GM	4,5	8	1,18	9	14
3	CL	6	7			
3	CL	7,5	4			
3	GM	9	14	0,95	13	18
3	CL	12	11			

“Tablo 3.6. Spt düzeltmelerinin sürdürülmesi”nin devamı

Kuyu no	Zemin tipi	Derinlik (m)	N ₆₀	C _N	N _{1,60}	N _{1,60f}
3	CL	15	12			
3	CL	18	8			
3	CL	20	17			
4	GM	3	12			
4	CL	6	3			
4	CL	7,5	12			
4	GM	9	20	0,95	19	23
4	CL	12	13			
4	CL	15	44			
4	CL	18	15			

N₆₀ değerleri her derinlik için hesaplanmıştır. Yerel zemin sınıfı tayini için temel taban seviyesinden itibaren 30 metrelik katmanda (N₆₀)₃₀ değeri hesaplanması gerekmektedir ancak gerçekleştirilen sondajların üçü 20 metre ve biri de 18 metre olduğundan bu değer hesabında üç kuyu için temel alt kotundan itibaren toplam tabaka kalınlığı 17,3 metre olarak alınırken dördüncü kuyu için ise 15,3 metre alınarak (N₆₀)₃₀ değerleri bulunmuştur. İlgili literatürde de bu tip durumlarda aynı yaklaşımda bulunduğu görülmektedir. Ve daha önce ifade edildiği üzere yerel zemin sınıfının ZE olarak tayin edilmesine karar verilmiştir.

Tablo 3.5’te verilen zemin profillerine göre yer altı su seviyesinin altında yer alan, plastisite indisi %12’den küçük olan derinliklerde sıvılaşma tahkiki gerçekleştirilmiştir. İnce dane içeriği ve plastisite indisi değerleri daha fazla sayıda numune içeren ilave olarak yapılmış 4 numaralı sondaj kuyusu verilerine göre alınmıştır. Sıvılaşma tahkiki yapılmayacak derinliklerde C_N katsayısının ve dolayısıyla da N_{1,60} ve N_{1,60f} düzeltilmiş vuruş sayılarının hesaplanmasına gerek olmadığı için bu derinliklerde ilgili değerler hesaplanmamıştır. 4 numaralı sondaj kuyusundan elde edilen verilere göre düşük plastisiteli kil tabakanın plastisite indisi %17 ve %25 olarak, ince dane içeriği ise siltli çakıl zemin için 3 metre derinlikte %24,6 ve 9 metre derinlikte ise %17,3 olarak bulunmuştur. Tablo 3.7’de 4 numaralı sondaj kuyusunda alınan numunelerde yapılan kıvam limitleri deneyleri ile bulunan plastisite indisi ve mekanik analiz deneyleri sonucunda elde edilen ince dane içerikleri ve bu değerlerin diğer sondaj kuyularına tatbiki sunulmaktadır.

Tablo 3.7. Plastisite indisi ve ince dane içeriği

Kuyu no	Zemin tipi	Derinlik (m)	PI	IDI
1	GM	1,5	NP	24,6
1	GM	3	NP	24,6
1	GM	4,5	NP	24,6
1	CL	6	17	45
1	CL	7,5	17	45
1	GM	9	NP	17,3
1	CL	12	25	45
1	CL	15	25	45
1	CL	18	25	45
1	CL	20	25	45
2	GM	1,5	NP	24,6
2	GM	3	NP	24,6
2	GM	4,5	NP	24,6
2	CL	6	17	45
2	CL	7,5	17	45
2	GM	9	NP	17,3
2	CL	12	25	45
2	CL	15	25	45
2	CL	18	25	45
2	CL	20	25	45
3	GM	1,5	NP	24,6
3	GM	3	NP	24,6
3	GM	4,5	NP	24,6
3	CL	6	17	45
3	CL	7,5	17	45
3	GM	9	NP	17,3
3	CL	12	25	45
3	CL	15	25	45
3	CL	18	25	45
3	CL	20	25	45
4	GM	3	NP	24,6
4	CL	6	17	45
4	CL	7,5	17	45
4	GM	9	NP	17,3
4	CL	12	25	45
4	CL	15	25	45
4	CL	18	25	45

Sıvılaşma analizine zeminin sıvılaşmaya karşı olan direnci ve deprem sebebiyle oluşan tekrarlı gerilmelerin bulunması ile devam edileceği için bu noktada yapı sahasına ait olan depremsellik özellikleri AFAD tarafından hizmete alınmış olan Türkiye Deprem Tehlike Haritaları İnteraktif Web uygulaması üzerinden saha koordinatları girilerek zemin sınıfına göre alınmıştır. Bu noktada elde edilen veriler aşağıdaki şekildedir:

$$S_S = 0.940, F_S = 1.148, S_{DS} = 1.079$$

$$S_1 = 0.265, F_1 = 2.975, S_{D1} = 0.788$$

$$PGA = 0.394g, PGV = 24.689 \text{ m/sn}$$

Nihai olarak 1,2,3 numaralı kuyular için 4,5 metre ve 9 metredeki tabakalarda ve 4 numaralı kuyuda ise 9 metredeki tabaka için sıvılaşmaya karşı emniyet faktörü çevrimsel dayanım oranı, moment büyüklüğü düzeltme katsayısı ve efektif düşey gerilme çarpımının deprem sırasında oluşan kayma gerilmelerine -tez çalışmasının 2.7. başlığında anlatılan Formül 2.1 dahilinde hesaplanarak - oranlanmasıyla elde edilmiştir. Düşey efektif ve toplam gerilmeler için zemin ortamın doğal birim hacim ağırlığı laboratuvar deneylerinden edinilen sonuçlardan 17.1 kN/m^3 ve doygun birim hacim ağırlığı ise 18.31 kN/m^3 alınmıştır.

En nihayetinde ulaşılan sonuçlar Tablo 3.8’de verilmiştir.

Tablo 3.8. Sıvılaşma analizi sonuçları

Kuyu no	Derinlik (m)	$N_{1,60f}$	σ_{v0} kN/m ²	σ'_{v0} kN/m ²	$CRR_{M7.5}$	τ_R kN/m ²	τ_{deprem} kN/m ²	G.S.
1	4,5	18	78,16	68,16	0,19	12,95	21,18	0,61
1	9	13	160,56	105,56	0,14	14,78	41,89	0,35
2	4,5	12	78,16	68,16	0,131	8,93	21,18	0,42
2	9	9	160,56	105,56	0,10	10,56	41,89	0,25
3	4,5	14	78,16	68,16	0,15	10,22	21,18	0,48
3	9	18	160,56	105,56	0,19	20,06	41,89	0,48
4	9	23	160,56	160,56	0,26	27,45	41,89	0,66

Gerçekleştirilen sıvılaşma analizi sonrası sıvılaşma potansiyeli olduğu öngörülen tüm katmanlarda sıvılaşmaya karşı güvenlik sayılarının tamamı 1,1’den küçük olarak bulunmuştur. Tez çalışmasının ileriki kısmında sıvılaşmaya karşı iyileştirme metodu ve iyileştirme tatbiki ardından gerçekleştirilen kontrol maksatlı SPT deney sonuçları üzerinden aradaki fark mukayese edilecektir.

Tüm bu süreç dahilinde geoteknik mühendisliği noktasında eldeki mevcut verilerin değerlendirilmesi, gerçekleştirilen zemin etütleri kapsamında yapılan jeofizik ve jeolojik ölçüm sonuçlarının sıvılaşma tahkikine başlamadan önce bir ön fikir oluşturmaları ve bundan dolayı temkinli bir yaklaşım sergilemek gerektiği bir kez daha ortaya çıkan bir durum olmuştur. Sıvılaşma tanımı yapılırken kullanılan daha ziyade suya doymuş gevşek zeminlerde yaşanıyor olduğu ifadesi bu kapsamda değerlendirilip gerçekleştirilen SPT deney sonuçlarından elde edilen SPT-N değerlerine bakıldığında 1 numaralı kuyuda 9 metre derinlikteki tabakanın, 2 numaralı kuyuda 4,5 metre ve 9 metredeki tabakaların ve 3 numaralı kuyuda ise 4,5 metre derinlikteki tabakanın Terzaghi ve Peck (1967) tarafından zeminlerin SPT-N değerlerine göre yapılan sınıflamaya göre vuruş değerleri 4-10 arasında olduğu için gevşek olarak değerlendirileceğini söylemek mümkündür. Ve nitekim bu gevşek tabakalar sıvılaşmaya karşı dirençsiz olarak bulunmuştur yapılan tahkikler sonucunda.

4. ZEMİNİN ISLAHI VE PERMEASYON ENJEKSİYONU

4.1. Enjeksiyon ve İyileştirme

Zemin ortamda karşılaşılan mühendislik problemlerinin üstesinden gelebilmek gayesiyle enjeksiyon işlemi inşaat mühendisliğinde iki yüzyılı aşkın bir süredir başlangıçta hidrolik yapılarda tatbik edilerek kullanılmaya başlanmıştır. Bu bağlamda temel olarak enjeksiyon işleminin zaman içerisinde katılan bir şerbetin belirli bir basınç altında zemine iştirilmesi olarak tanımlanması mümkündür.

Enjeksiyon işlemi kimi zaman tek başına iyileştirme maksadıyla uygulanabildiği gibi bazen farklı ıslah etme yöntemleriyle -misalen kazık temellerin ve zemin ankraj işlemlerinin taşıma dayanımlarının yükseltme, derin kazı işlerinde yanal gerilmelerin karşılanması maksadıyla- de kullanılabilir, bu metotta kullanılan şerbet çimento veya farklı kimyasallardan meydana gelebilirken çoğunlukla iki veyahut daha çok bileşenin karışımı ile oluşturulan şerbetlerden faydalanılır (Mutman, 2007).

Elbette ki başarılı bir enjeksiyon uygulaması için zemin ortama dair verilerin gerçekleştirilen saha ve laboratuvar çalışmaları ile detaylı bir biçimde irdelenmesi ve buna göre kullanılacak şerbetin bileşimine karar verilmesi ve hangi enjekte yöntemi ile ıslahın gerçekleştirileceğinin belirlenmesi elzemdir.

Karşılaşılan mühendislik sorunlarının çözümü ile ilgili olarak geçen iki yüzyılı aşkın zaman periyodu içerisinde gerek enjeksiyon tekniklerinde gerekse de kullanılan harçların bileşimindeki malzemeler geliştirilmiştir. Bu noktada 1887 tarihinde sodyum silikat temelli kimyasal şerbetlerden istifade edilmesi, 1925 tarihinde iki kademeli sodyum silikat temelli harçların kullanımı ve özellikle de 1933 tarihinde daha güçlü pompaların enjeksiyon işlerinde kullanımı ile enjeksiyon işlemleri daha efektif bir şekilde zemin ıslah süreçlerinde kullanılmıştır (Mutman, 2007).

Geoteknik mühendisliğinde enjeksiyon işleminin kullanıldığı alanlara:

- İstenmeyen seviyedeki oturmaların engellenmesi gayesiyle boşlukların doldurulması
- Hâlihazırda var olan yapıların büyütülmesi durumunda zeminin güvenle taşıyabileceği yükün arttırılması
- Yer altı suyunun akımın kontrolü
- Kazık çakım işlerinde gevşek kohezyonsuz zeminlerin oturmasını engelleme
- Tünel kazıları esnasında deplasmanların istenilen seviyede kontrole alınması

- İksa sorunlarını aşabilmek maksadıyla zeminin güçlendirilmesi
 - Sismik sıvılaşma olgusuna karşı gevşek kumların katılaştırılıp taşlaştırılması
 - Şevlerin duraylılığı ve stabilize edilmesi
 - Şişme riski taşıyan zeminlerde bu sorunun giderilmesi
- gibi alanlar örnek olarak verilebilir (Bakım, 2007).

4.2. Permeasyon Enjeksiyonu

Gerek uluslararası alanda gerekse ülkemiz açısından permeasyon enjeksiyonu sıvılaşmaya karşı bir iyileştirme yöntemi olarak tercih edilmektedir. Temelde permeasyon enjeksiyonu iki ana faktörle sıvılaşma karşı önlem oluşturur: Birincisi zemin danelerinin ayırık yapısının temasını güçlendirerek daha mukavim bir yapı ve bir iskelet teşkil ederek, ikincisi ise zemine içitilen enjeksiyon materyalinin daneler arası boşlukları doldurması ile burada yer alan su ile yer değişimin sağlanması vasıtasıyla sismik tesirin etkisi ile oluşan tekrarlı yüklemelerde ilave gözenek suyu basıncı oluşumunun önüne geçmektir.

Permeasyon enjeksiyonu; zemin ortamın formasyonunu bozmadan, deforme etmeden görece olarak düşük basınçlar altında viskozitesi düşük enjeksiyon materyalinin zeminde bulunan boşlukları doldurması işlemidir. Bu işlemin muvaffakiyete erişebilmesi için elbette ki kullanılacak harcın özelliklerinin tespiti büyük önem arz eder. Bu metotta kullanılan materyalleri partikül ve kimyasal yapıdaki enjeksiyon materyalleri olarak ikiye ayırmak mümkündür. Bu bağlamda permeasyon enjeksiyonunda kullanılan harçlar zeminde penetrasyonun başarıyla sağlanabilmesi için genellikle ince dane oranının artması ile partikül yapıdaki (çimento, mikro çimento, bentonit, uçucu kül, kireç vb. ve su kullanılarak hazırlanan enjeksiyon harçları) harçlardan solüsyon yapıdaki (sodyum silikat, reçineler, akrilamitler vb.) harçlara doğru kaymaktadır.

Partikül yapıda kullanılan harçların en yaygını su-çimento karışımı olmakla beraber su/çimento oranı genelde 0,5/1 ile 6/1 arasında tercih edilir. Burada oranın yorumlanmasını ise şu şekilde izah etmek olasıdır: Su/çimento oranının artışı daha viskozitesi düşük emdirmesi kolay bir şerbet oluştururken su/çimento oranının azalması ile penetrasyon güçleşebilir ancak daha mukavim ve daha az bir filtrelemeye tabi bir harç elde edilir.

Solüsyon (kimyasal) yapıdaki enjeksiyonlar partikül yapıdakilere nispeten daha küçük düzeydeki boşluklara içitilebilme ve daha düşük viskoziteye sahip olma faydasına sahiptirler. Silikatlar diğer tür solüsyonlara oranla daha yaygın kullanılırlar ve bu durumda

diğer solüsyon yapıdaki enjeksiyon materyallerinin pahalı oluşu, zehirli ve kansere neden olma durumları ile korozyon faktörleri etkindir.

Permeasyon enjeksiyonun tatbikinde genel olarak kuyu aralıkları genelde 1m ile 3m aralığında seçilir. Kullanılan basınç ise her bir metre için yaklaşık olarak 10-25 kPa arasında tercih edilebilir.

Zemin daneleri arasındaki boşluklara enjeksiyon materyalinin içitimi ise genellikle tube a manchette (manşet tüpü) veya açık uçlu boru sistemleri kullanılarak -mekanik açık uçlu veya şişebilen açık uçlu - gerçekleştirilir.

Gerek saha deneyleri gerekse arazi deneyleri bu noktada hangi materyalin kullanılması gerektiğine dair ön fikir ediniminde yardımcı olabilir. Ancak şunu unutmamak gerekir ki zemin ortamın bire bir biçimde geçirimliliğini, porozitesini, boşluk oranını vb. mühendislik niteliklerini tam olarak saha ve arazi deneyleri ile ortaya çıkarmak henüz mümkün değildir. Bu noktada yapılması gereken sahadaki kontrol enjeksiyonları ile birkaç deneme kuyusu ile enjeksiyon uygulaması olabilir.

Tez çalışmasına konu edilen saha bulunduğu konum itibariyle daha gelişmiş iş makinelerine erişimin çok kısıtlı olduğu bir alandır ve inşası düşünülen yapının teslimi için zaman kısıtlaması da mevcut olduğundan çevre illerden mobilizasyon ile hem zaman kaybına hem de maddi açıdan külfete neden olacak diğer yöntemlere başvurulmadan mevcut imkanlar dahilinde permeasyon enjeksiyonu ile iyileştirme seçeneği tercih edilmiştir. Gerek iş makinelerinin gerekse kullanılacak materyallerin temininin daha rahat olması hasebiyle tercih edilen bu yöntem Elazığ ilinde bir konut inşaatında sıvılaşmaya karşı permeasyon enjeksiyonu tatbiki ile sorunun çözümüne dair ilk örneklerdendir.

4.2.1. İslah işlemi ve metodoloji

Tez çalışmasının daha önceki bölümlerinde sıvılaşma tahkiki için gerekli analiz prosesi ve deprem yönetmeliği dahilinde tamamlanan tahkik sonuçları neticesinde güvenlik sayılarının istenilen seviyenin altında olduğu gösterilmişti yapılan hesaplar ile.

Bu alt başlık kapsamında ise gerçekleştirilen ıslah etme yöntemi hakkında yürütülen süreçlerle ilgili bilgiler sunulacaktır.

İslah edilecek iyileştirme alanı için permeasyon enjeksiyonu detaylarına geçmeden önce alınması gereken bazı önlemler bulunmaktadır. Zemin etüt çalışmaları sonucunda açılan sondaj kuyularında gerçekleştirilen ölçümler sonucunda 3,5m'den itibaren yer altı

suyu tespit edilmiştir. Bu seviyenin yağışlı dönemler sonunda daha yüzeye yakın seviyelere çıkacağı malumdur. Bu durum hasebiyle inşa edilecek betonarme yapının temelinin suyla etkileşimi ve bunun neticesindeki olası zararlarının önlenmesi gayesiyle drenaj tedbirleri alınması elzem olarak görülmüştür. Temel alt kotunda yapılacak drenajla suyun boşaltılması için, drenajın su seviyesinin en düşük olduğu noktadan başlaması gerekmektedir.

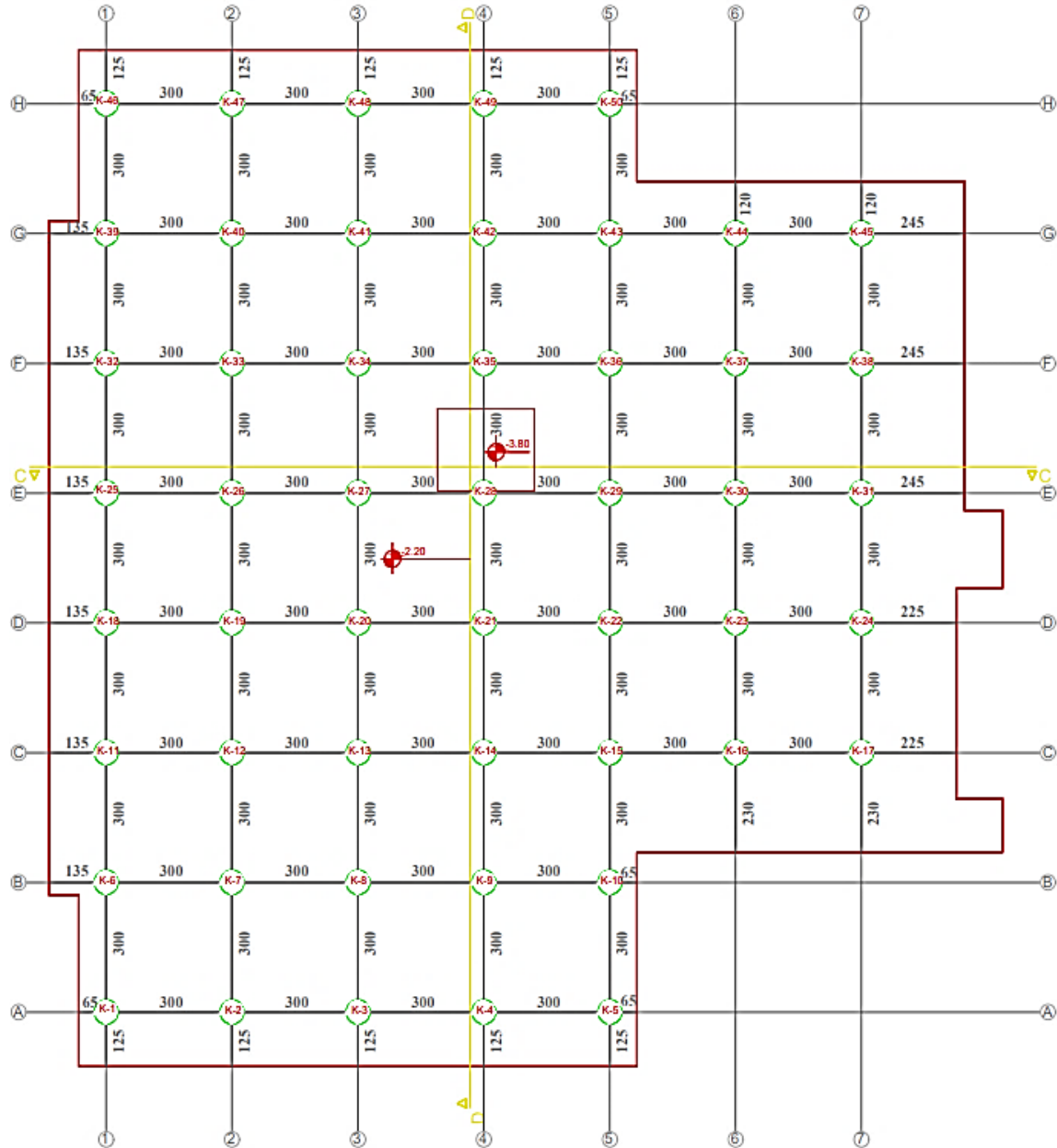
Ayrıca çalışma alanında bina temel seviyesinin yağışa bağlı yüzey sularından etkilenmemesi için, yüzey suyu drenaj önlemleri alınarak uygun drenaj kanallarına yönlendirilmesi gerekmektedir. Sahada çevre ve yüzey sularının yapı temelleri altına sızmasına karşı inşası tasarlanan yapı temelleri çevresinde, yapı temel taban seviyesinin altına kadar inen Fransız tipi drenaj hendeklerinin oluşturulması gerekmektedir.

Bu bağlamda Fransız tipi drenaj hendekleri, filtre amaçlı geotekstil ile (geoteknik 1500 pp veya muadili) bohçalanmış iri granüler malzeme (serbest drenaj malzemesi) ve tabanda delikli perfore PVC veya büz ($\Phi 150$ mm) ile oluşturulmalı ve hendeklerin uygun deşarjı sağlanmalıdır. Fransız drenajı tipik detayı iyileştirme uygulaması boykesitinde verilecektir. Ayrıca yapı temellerini kapilarite etkisinden korumak ve sağlıklı bir inşaat yüzeyi sağlamak amacıyla yapı temelleri altında minimum 30 cm kalınlıkta "capping tabakası" teşkil edilmesi önerilmektedir. "Capping tabakası" için iyi derecelenmiş kum ve iyi derecelenmiş çakıl sınıfı malzeme kullanılmalıdır.

Enjeksiyon tatbiki üst kotundan itibaren 30 cm kalınlığında grobeton dökülmesinin maksadı ise aldatıcı refü sonuçlarının önüne geçmek ve oluşturulan bu üst katman ile enjeksiyon şerbetinin zerk edilmesi sırasında refüye ulaşmadan şerbetin zemin ortamı terk etmesini önlemektir.

İyileştirme işlemi için enjeksiyon uygulama aralığı yatayda ve düşeyde 3 metre aralıklarla 3.00 m x 3.00 m karelaj olarak seçilmiştir. Temel kazıları -2.70 metre derinliğinde planlanmıştır ancak enjeksiyon çalışmalarına başlamadan önce -2.70 metre kotu altına 10 cm grobeton 30 cm capping tabakası ve enjeksiyon tatbik kotu üzerine 30 cm grobeton dökülmesi gerektiği için enjeksiyon uygulama kotu -3.40 metre olarak belirlenmiştir. Böylelikle enjeksiyon kuyuları için delgi kotu -3.40 metre kotundan başlayıp -13.40 metre kotuna inecek şekilde her biri 10,0 metre derinliğinde tatbik edilmesi uygun görülmüştür. İncelemeye konu parselde yapılacak zemin iyileştirme uygulamasına ait temel aplikasyon planı ve boy kesiti sırasıyla Şekil 4.1. ile Şekil 4.2’de verilmiştir. Şekil

4.2’de ayrıca Fransız tipi drenaj hendeklerinin yukarıda anlatılmış olan detayları da mevcuttur.



Şekil 4.1. Enjeksiyon işlemi temel aplikasyon planı

4.2.2. Enjeksiyon işleminde kullanılan materyaller

4.2.2.1. Çimento

Enjeksiyon işlemi için CEM1-42,5-R tipi Portland Çimentosu kullanılmıştır. Bu çimentonun tercih sebebi ise mevcut olanaklar dahilinde kolay temin edilebiliyor oluşu ve diğer temin edilebilen tiplere nazaran dayanımının daha yüksek oluşudur. Kullanılan çimentoya ait fiziksel ve kimyasal nitelikler ilgili şartnameler dikkate alınarak (TS EN 197-1) üretim süreci sonunda elde edilmiş olup Tablo 4.1’de verilmiştir.

Tablo 4.1. Kullanılan çimentoya dair nitelikler

Kimyasal nitelikler	(%)	Fiziksel nitelikler	
SiO ₂	18,55	90 µ (% kalan)	0,4
Na ₂ O	0,43	32 µ (% kalan)	17,6
Al ₂ O ₃	4,40	Özgül yüzey (cm ² /gr)	3670
K ₂ O	0,67	Priz başlangıç (dakika)	190
Fe ₂ O ₃	3,25	Priz son (dakika)	270
CaO	61,97	Hacim genleşmesi (mm)	1
Toplam Alkali (Na ₂ O Eşdeğeri)	0,9	2 güne ait basınç dayanım değeri (MPa)	26,9
MgO	2,16	7 güne ait basınç dayanım değeri	43,0
SO ₃	3,23	28 güne ait basınç dayanım değeri	53,1
Cl ⁻	0,010		
Kızdırma kaybı	3,27		
Çözünmeyen kalıntı	0,68		

4.2.2.2. Kullanılan katkı maddeleri

Enjeksiyon işlemine daha viskozitesi düşük şerbetlerle başlanıp refü şartının sağlanamaması halinde kademeli olarak daha viskoz şerbetlere refü elde edilmesi maksadıyla geçilmesi planlanmıştır. Bu maksad ile su, çimento ve bentonit karışımları ile oluşturulan şerbetlerde akışkanlaştırıcı; refü basıncının elde edilememesi durumunda tatbik edilecek olan kumlu karışımlarda ise priz hızlandırıcı kullanılması öngörülmüştür. Aynı zamanda kumun çimentonun hidrasyon tepkimesini zorlaştırması nedeniyle priz almayı zorlaştırmasının önüne geçmek için priz hızlandırıcı kullanılmıştır. Kullanılan

akışkanlaştırıcı ve priz hızlandırıcının teknik özellikleri sırası ile Tablo 4.2. ve Tablo 4.3'te verilmiştir.

Tablo 4.2. Akışkanlaştırıcının teknik nitelikleri

Kimyasal bileşim	Naftelen + Ligno Sülfonat Bazlı Polimer
Görünüm/Homojenlik/Renk	Sıvı/Homojen/Kahverengi
Yoğunluk (20 °C)	$1,184 \pm 0,03 \text{ gr/cm}^3$
pH	$6,40 \pm 1$
Klorür içeriği (%)	< 0,1
Alkali miktarı (%)	<5

Tablo 4.3. Priz hızlandırıcının teknik nitelikleri

Kimyasal bileşim	Kalsiyum nitrat
Görünüm/Homojenlik/Renk	Sıvı/Homojen/Kahverengi
Yoğunluk (20 °C)	$1,238 \pm 0,03 \text{ gr/cm}^3$
pH	$6,10 \pm 1$
Klorür içeriği (%)	< 0,1
Alkali miktarı (%)	<5

4.2.2.3. Bentonit

Enjeksiyon karışımlarında bentonit kullanılmıştır. Bunun nedeni ise: Şerbetlere dahil edilerek karıştırma ve enjekte etme periyodunda çimento tanecikleri ve kumu askıda tutarak harcın stabil olmasını sağlamak, harç içindeki suyun ayrışmasını engellemek ve elde edilen elek analizi ve hidrolik analiz sonuçlarında görülen ince daine içeriği yüzdelерinin de dikkate alınmasıyla enjeksiyon şerbetinin zemine penetrasyonunu kolaylaştırmaktır. Bentonitin özellikleri TS EN ISO 13500 standartlarına uygun olarak seçilmiştir. Buna göre; kullanılan bentonit katkısız olup likit limit değeri % 400'ün altında değildir. Filtrasyonu 12,5 ml'nin altında değildir. Nem oranı ağırlıkça en çok %10'dur. Yaş elek analizinde 200 no'lu ekte (74 mikron açıklıklı), elek üstünde kalan kalıntı en çok %2,5'tur. Kuru elek analizinde 149 mikron açıklıklı elek üstünde kalan kısım en çok %2'dir. Direk viskozite ölçen aletle 600 devir/dakikadaki viskozite değeri (25gr. bentonit, 350 ml su ile) en az 30'dur. Bentonit en az 24 saat ayrı bir tankta 1/10 (bentonit/su) oranında karıştırılıp dinlendirildikten sonra kullanılmıştır.

4.2.2.4. Kum

Enjeksiyon işlemine başlandığında, ileriki bölümde metodolojisi anlatılacak olan manometre basınçlarının takibi ve refüye ulaşma maksadıyla önce daha viskozitesi düşük şerbetler ile şerbetin tatbik edilmesi bu şerbetlerin yeterli olmaması yani çok rahat bir biçimde alışın olması durumunda ise kumlu şerbetlere geçilmesi planlanmıştır. Kullanılacak şerbetlerdeki kumun özellikleri ise şu şekilde seçilmiştir:

- 1-Kullanılacak kum sert ve dayanıklı kaya kumudur.
- 2-Bu kumlar kübik ve ince daneli yapıdadır.
- 3-İçinde organik madde ile sodyum sülfat ve kil bulundurmamakla beraber bu zararlı madde miktarı %5'ten fazla ise kum yıkanarak kullanılmıştır.
- 4-Sodyum sülfat deneyi sonucundaki kayıpların ortalama ağırlığı ise %10'un altında olarak belirlemiştir.
- 5-Kumun ağırlıkça %95'i 16 nolu (1,19 mm aralıklı elekten), %50'si 50 nolu (0,297 mm aralıklı) elekten geçmektedir.
- 6-200 nolu (74 mikron aralıklı) elekten ise %5'ten fazlası geçmeyecek biçimde seçilmiştir.

4.2.2.5. Su

Enjeksiyon şerbetlerinde kullanılacak su; temiz ve berrak olan, içerisinde yağ ve asit ve alkali maddeler ile diğer yabancı materyaller bulundurmayan, betonda karma suyu olarak kullanılan özelliklere haiz, odun ile kömür ve diğer materyallerden arındırılmış olan, kimyasal analizi neticesinde kullanılacak şerbetlere zarar verecek seviyede sodyum sülfat iyonu ve diğer iyonları bulundurmayan su olarak tercih edilmiştir.

4.2.3. Enjeksiyon basınç hesapları

Enjeksiyon işleminde kullanılacak şerbetlerin karışım miktarları Tablo 4.4'te verilmiştir. Burada izlenen mantalite esas olarak sahadaki uygulama şartlarında öncelikle daha akışkan daha düşük viskoziteli şerbetler ile başlayarak zemin ortamın vereceği tepki dahilinde, refü basıncına erişilip ilgili kademelerin tamamlanıp tamamlanamaması durumuna göre takiben daha viskoz harçlarla içitme işleminin tamamlanmasıdır.

Enjeksiyon işleminde kullanılan şerbetler ve karışım miktarları Tablo 4.4'teki gibidir.

Tablo 4.4. Enjeksiyon şerbetleri ve karışım oranları

NO	KARIŞIM ORANI	ÇİMENTO (kg)	SU (lt)	BENTONİT (kg)	KUM (kg)
1	1/3	50	150	2,5 (%5)	-
2	2/3	100	150	4,0 (%4)	-
3	1/1	150	150	4,5 (%3)	-
4	7/5	175	125	3,5 (%2)	-
5	7/5+%25 kumlu	175	125	3,5 (%2)	43,75
6	7/5+%50 kumlu	175	125	3,5 (%2)	87,5
7	7/5+%75 kumlu	175	125	3,5 (%2)	131,25
8	7/5+%100 kumlu	175	125	3,5 (%2)	175

Kum içermeyip bentonit ihtiva eden karışımlarda akışkanlaştırıcı kullanılırken kum içeren viskoz karışımlarda refüye ulaşmak ve kumun priz almayı zorlaştırıcı tesirini önlemek maksadıyla priz hızlandırıcı kullanılmıştır ve bentonit miktarı da yüzdesel olarak karışımlar daha mukavim hale geldikçe azaltılmış nihayetinde %2 seviyesinde sabitlenmiştir.

Bu bağlamda ilk önce 1/3 oranlı karışımdan başlanarak 1m³ verilmiş, manometre basıncında yükselme olmadığı takdirde 2/3 oranlı şerbete geçilip bundan da 1m³ basılmıştır. Buna karşın basınçta artış olmaması durumunda 1/1 oranlı karışımdan 1m³ enjekte edilmiştir. Basınçta yine de yükseliş olmaması halinde 7/5 oranlı karışımdan 5m³ verilmiştir. Basınç yükselişi yine elde edilemediği takdirde kumlu karışımlara (Çimento miktarının % 25, % 50, %75 ve %100 oranındaki)geçilmesi öngörülmüştür. Bu noktada enjeksiyonlarda önce ağırlıkça 7/5 oranlı çimento/su/bentonit karışımına çimento ağırlığının %25'i kadar kum ilave edilerek bu harçlı karışımdan 5m³ enjekte edilmesi ardından basınç artışının gözlemlenememesi dahilinde çimento ağırlığının %50'si oranındaki kumlu harçtan 5m³ daha içitilmesi ve yine artışın sağlanamaması halinde %75

oranındaki kumlu karışımlardan 5m³ daha zerk edilmesi en son kademede ise refü basıncına ulaşp kuyunun kapatılamaması koşulunda çimento/su/bentonit karışımına çimento ağırlığının %100'ü kadar daha önceki bölümde nitelikleri verilmiş olan kumdan katılması planlanmıştır. Bu 8 numaralı kumlu karışımdan ise 25 m³ verilmesi ile refü elde edileceği tasarlanmıştır.

Enjeksiyon kuyu başında yer alan manometrelerle ilgili kademelerin basınçları takip edilmiş ve manometreden okunan basınç değerleri hesaplanan değerlerin kullanılan karışımlarda o kademenin yarı basıncına gelmemesi halinde vakit kaybetmemek açısından alışın çok rahat olduğu düşüncesiyle bir üst kademedeki daha viskoz karışım ile devam edilmiştir. Aksi durumda takip edilen basınç ilgili kademenin yarı basıncı seviyesini aştığında kademe aynı karışımla şerbet yemeyene dek enjeksiyon sürdürülmüştür.

Refü şartı için ise gerek kumlu gerek kumsuz tüm kullanılan karışımlarda istenen basınç -önceki paragrafta tarif edildiği biçimiyle- elde edilip 10 dakikalık zaman periyodu içinde kademe karışım yemediğinde başlangıçta kullanılan şerbete geçilip enjeksiyona devam edilmiştir. Kademeye 20 dakikada 0,6 litre/metre/dakika veyahut altında şerbet zerk edilebildiğinde refüye ulaşıldığı kabul edilmiş ve diğer kademelere ya da kuyu tamamlanmışsa diğer kuyulara geçilmiştir.

Enjeksiyon ile zerk edilecek karışımların yoğunluk değerleri Tablo 4.5'te verilmiş olup örnek bir enjeksiyon basınç hesabı çimento/su oranı 1/1 oran karışım için gösterilmiştir. Devam eden sayfada ise takiben ıslah işlemindeki kademe ve faz metodu ifade edilerek kullanılacak kademe ve kuyu başındaki manometrede okunması gereken refü değerleri verilmiştir.

Tablo 4.5. Enjeksiyon karışımlarının yoğunluğu

KARIŞIM ORANI (Çimento/Su)	Yoğunluk (gr/cm ³)
1 / 3	1,20
2 / 3	1,39
1 / 1	1,50
7 / 5	1,65
7 / 5 + % 25 kum	1,70
7 / 5 + % 50 kum	1,73
7 / 5 + % 75 kum	1,76
7 / 5 + % 100 kum	1,78

Uygulanacak kademe basınçlarında -efektif basınç- Formül 4.1 vasıtasıyla elde edilmiştir.

$$P_T = 0,23 \times H \quad (4.1)$$

Bu formülde yer alan H (metre birimi ile) kademe ortası ile kuyu ağzı arası mesafeyi ifade etmekte iken P_T = Enjeksiyon kademe orta noktasındaki basıncı-efektif basınç- (kg/cm^2) ifade etmektedir. Uygulanacak manometre basınçları ise Formül 4.2 aracılığıyla hesap edilmiştir.

$$P_m = P_T - \left[\left(\frac{W \times L}{10} \right) \times \cos \alpha - \left(\frac{W_1 \times L_1}{10} \right) \times \cos \alpha \right] \quad (4.2)$$

Formül 4.2’de verilen P_m manometrede okunacak olan basıncı (kg/cm^2), W enjeksiyon yapılan şerbetin yoğunluğunu (gr/cm^3), W_1 suyun yoğunluğunu (gr/cm^3), L kademe orta noktası ile kuyu başındaki manometreye kadar olan mesafeyi (m), L_1 yer altı su seviyesi ile kademe orta noktası arasındaki düşey mesafeyi (m), α ise deliğin düşey ile yaptığı açığı (derece) ifade etmektedir. 2. terim şerbet sütunlarının oluşturacağı hidrostatik basınç dikkate alınarak gerçekleştirilecek enjeksiyonlar aşağı yönde tatbik edileceği için efektif basınçtan çıkarılmışken 3. terimde yer alan su yükü ise enjeksiyonların yer altı suyu seviyesi altında tatbiki durumunda manometrede okunacak basıncı arttıracak biçimde efektif basınca eklenmiştir.

Örnek bir basınç hesaplaması 3’üncü 2 metrelik kademe ortası için aşağıda çimento/su oranı 1/1 olan karışım için Formül 4.1 ve 4.2’de verildiği haliyle gösterilmiştir.

$$1,15 = 0,23 \times 5 \quad (4.1)$$

$$0,55 = 1,15 - \left[\left(\frac{1,5 \times 5}{10} \right) \times 1 - \left(\frac{1 \times 1,5}{10} \right) \times 1 \right] \quad (4.2)$$

Enjeksiyon işlemi için kademelere göre basınç hesaplamaları 1/1 oranlı şerbet için Tablo 4.6’da verilmiştir.

Tablo 4.6. Örnek basınç hesaplamaları

Derinlik		Kademe Ortası	W	Delgi Açısı	YASS	P _T	P _m
m'den	m'ye	m	gr/cm ³	(°)	(m)	(kg/cm ²)	(kg/cm ²)
0	2	1,00	1,50	90	3,50	0,23	0,10
2	4	3,00				0,69	0,24
4	6	5,00				1,15	0,55
6	8	7,00				1,61	0,91
8	10	9,00				2,07	1,27

4.2.4. Islah işlemi saha uygulaması

Islah işlemine harita mühendisleri tarafından Şekil 4.1’de verilen enjeksiyon temel aplikasyon planı dahilinde iyileştirme sahasında kuyu noktalarının işaretlenmesi ile başlanmıştır. Daha önceden sahaya getirilmiş olan enjeksiyon mikseri, çalkalayıcı, enjeksiyon hortumları, manometre sehpası, açık uçlu borular, (şişirilen membranlı ve kauçuk halkalı) şişirilen tıkaçların ilgili kademe derinliğine indirilmesi için kullanılan 1 inç çapındaki galvaniz borular kullanılarak enjeksiyon santrali kurulmuştur.

Kullanılan mikser hacmi yaklaşık 400 litre olup sahip olduğu elektrikli motor vasıtasıyla oluşturulan şerbetlerin homojen olarak kalabilmesi için mekanik bir karıştırıcıyla sürekli olarak karma işlemini gerçekleştirmektedir.

Daha sonra elde edilen karışım çalkalayıcıya bağlantı boruları vasıtasıyla iletilmiştir. Bu çalkalayıcı mikser hacminin iki katı kadar yaklaşık hacimdedir. Enjeksiyon şerbetlerinin süspansiyon halini koruması için mekanik bir karıştırıcısı vardır. Ayrıca çalkalayıcı, çimento ve bentonit şerbetlerinde 0,297 mm, kumlu şerbetlerde ise 2,38 mm elekten geçmeyecek irilikte kum, kırıntı ve yabancı maddelerin enjeksiyon hortumları ile manometre sehpasına gitmesini önleyecek bir eleği de bünyesinde barındırmaktadır.

Kullanılan manometre yağlı -gliserin korumalı- tiptedir. 20 kg/cm² seviyesine dek kadrana sahiptir.

Kuyuların açılması için su devridaimli rotary sondaj kullanılmıştır. Hem sondaj aletinin tahrip olmaması hem de kuyularda göçmelerin önlenmesi için.

Enjeksiyon sistemi ise sirkülasyonlu sistemdir.

Enjeksiyon işlemi Şekil 4.1’de verilen plan dahilinde yatay yönde 3 metre aralıklı anoların oluşturulması ile yapılmıştır. Bu durumda en büyük ano genişliği 21,8 metre iken en küçük ano genişliği 13,30 metre olarak tespit edilmiştir.

Enjeksiyon işlemi yatay A-B-C-D-E-F-G-H aksları üzerinde bir dolu bir boş şekilde yapılmıştır. Yani A aksı üzerinde yer alan K-1, K-2, K-3, K-4, K-5 kuyularının enjeksiyonu yapıp ardından C aksı üzerinde yer alan K-11, K-12, K-13, K-14, K-15, K-16, K-17 kuyularının enjeksiyonu yapılmış ve bu şekilde E, G aksları takip edilmiştir. Daha sonra diğer akslara geçilmiştir.

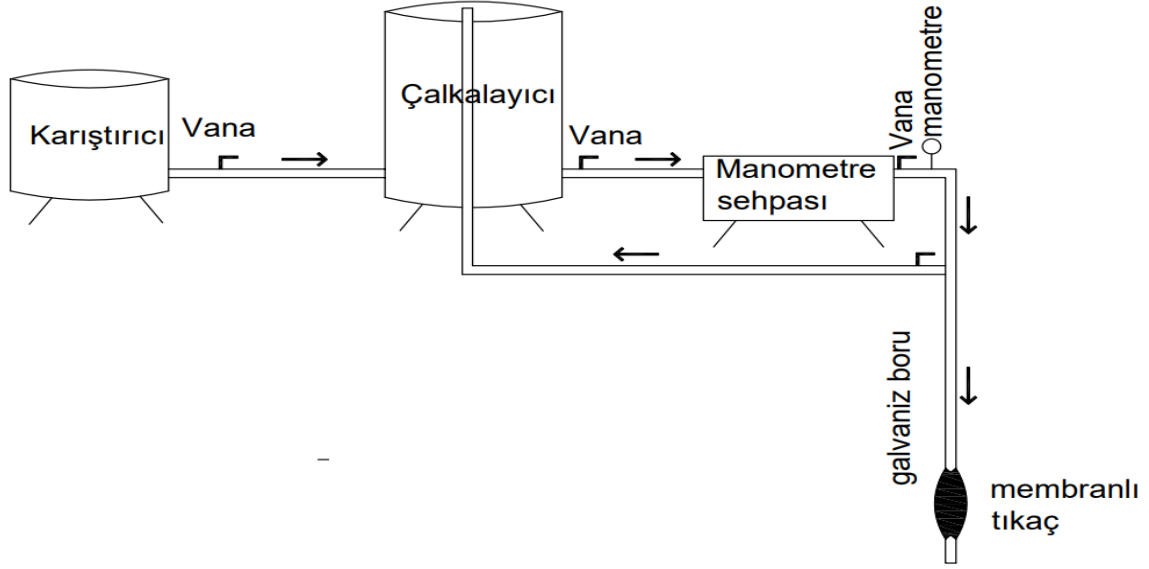
Bir aks üzerindeki içtim metodolojisi ise önce ano başı kuyularının seçilmesi ardından aradaki kuyuların içtiminin yapılması ile uygulanmıştır. Örnek olarak bu durum H aksı üzerinden anlatılacak olursa: Öncelikle K-46 ve K-50 kuyuları ano başı delikleri seçilmiştir. Evvelce bu kuyuların enjeksiyonu yapılmış ardından bu aks üzerinde her iki kuyuya da en uzak olan K-48 kuyusunun enjeksiyonuna geçilmiştir. Daha sonra K-47 ve ardından da K-49 deliklerinin enjeksiyonu yapılmıştır.

Yine bu durum F aksı üzerinden izah edilecek olursa: Başlangıçta ano başı kuyuları K-32 ve K-38 kuyuları olarak belirlenmiştir. Bu kuyulara hazırlanan şerbet zerk edildikten sonra ano başı kuyulara en uzakta olan K-35 kuyusuna geçilmiş ve bu kuyunun enjeksiyonuna başlanmıştır. K-35 numaralı kuyunun tamamlanması sonrasında önce K-33 kuyusu takiben K-37 Kuyusu ve daha sonra K-34 kuyusu nihai olarak da K-36 kuyusunun enjeksiyon işlemi tamamlanmıştır.

Buradaki temel mantalite olarak aralıklı bir biçimde enjeksiyon işleminin uygulanması ve bu sayede hazırlanmış şerbetlerin zerk edilerek daha efektif bir uygulamanın sağlanması enjeksiyon karışımlarının zemin ortam boşluklarına daha iyi nüfuz etmesinin gerçekleştirilmesidir.

Enjeksiyon kuyuları 10 metre derinlikte olup toplamda 50 adettir. Faz metodolojisi olarak ise aşağıdan yukarıya yükselen fazlar metodu her biri 2'şer metrelik 5 kademe olarak uygulanmıştır.

İslah yöntemi tatbiki için kurulan enjeksiyon şeması Şekil 4.3'te verilmiştir



Şekil 4.3. Enjeksiyon işleminin temsili şematik gösterimi

Sahada kullanılan mikserde şerbetin hazırlanışı ve manometre sehpasına ait görüntüler ise Resim 4.1. ve Resim 4.2’de sunulmuştur



Resim 4.1. Şerbetlerin mikser vasıtasıyla hazırlanışı



Resim 4.2. Manometre sehpasının kurulumu

4.2.5. Riskin bertaraf edilişinin kontrolü

Gerçekleştirilen ıslahın maksadına hizmet edip etmediğini kontrol etmek gayesi ile zemin ortama zerk edilen şerbetin mukavemetini önemli ölçüde kazanmış olması da göz önünde bulundurularak iyileştirme işlemini müteakiben yedinci gün sonunda enjeksiyon içitiminin en az olduğu düşünülen -aplikasyon planında Şekil 4.1. üzerinde C ile 7 aksı arasındaki kırmızı çizgi ile gösterilen yapı temel sınırı üzerinde- noktada 30 metre derinliğinde 18 metreye dek 1,5 metre aralıklarla daha sonra ise 3 metre aralıklarla toplamda 16 noktada SPT yapılmıştır.

Daha önce açılan 4 kuyudaki ortalama SPT-N sayıları ile ıslahı müteakip açılan 30 metrelik kuyuda elde edilen sonuçlar Tablo 4.7’de verilmiştir.

Tablo 4.7. İyileştirme öncesi ile sonrası SPT-N mukayesesi

Derinlik (m)	İyileştirme Öncesi	İyileştirme sonrası
	İlk açılan 4 kuyuda ortalama SPT-N	SPT N
1,5	9	34
3	11	31
4,5	9	36
6	7	33

“Tablo 4.7. İyileştirme öncesi ile sonrası SPT-N mukayesesi” nin devamı

7,5	9	36
9	12	42
10,5		47
12	12	40
13,5		39
15	18	35
16,5		31
18	12	28
20	16	
21		26
24		24
27		27
30		32

Tablo 4.7’ de yer alan değerler incelendiği vakit şunu ifade etmek mümkündür ki gerek sıvılaşma riski tespit edilmiş 4,5 metre ve 9 metredeki tabakalarda gerekse de diğer tabakalarda zemin ortamın SPT vuruş sayıları ciddi biçimde yükseliş göstermiştir. Bu yükseliş oransal olarak ifade edilirse %94 ile %300 civarındadır. Bu sonuçlara istinaden daha önce risk teşkil eden tabakalarda sıvılaşma tahkiki yapılmasına gerek kalmamıştır. Çünkü ilgili tabakaların $N_{1,60}$ değerleri 30’dan büyük çıkmıştır. Ki bu durum sıvılaşma tahkiki yapılmasına gerek görülmeyen derecede sıkı tabakalar olarak değerlendirilmektedir mevcut yönetmeliğimiz dahilinde. İlgili tabakalara ait $N_{1,60}$ değerleri Tablo 4.8’de gösterilmektedir.

Tablo 4.8. Sıvılaşma riskinin ortadan kalkması

Derinlik (m)	SPT-N	C_E	C_R	C_S	C_B	C_N	N_{60}	$N_{1,60}$
4,5	36	0,9	0,85	1,2	1	1,18	33	39
9	42	0,9	0,95	1,2	1	0,95	43	40

5. SONUÇ VE ÖNERİLER

Hazırlanan tez çalışması dahilinde öncelikle sismik sıvılaşma olgusunun tanımı yapılmıştır. Takip eden bölümlerde ise bu olgunun tanımlanması ve ülkemiz yakın döneminde sismik sıvılaşma olgusuna dair oluşumların meydana geldiği depremler, genel anlamda coğrafyamızın bu problemle karşılaşabilir özellikte olduğunu gerek zemin ortamının mühendislik özellikleri açısından gerekse de maruz kaldığımız deprem tesirleri açısından ortaya koymak maksadıyla izah edilmiştir. Söz konusu problem 2023 yılında acı bir biçimde tecrübe ettiğimiz Kahramanmaraş depremlerinde de kendisini bir kez daha en çarpıcı yönleriyle gözler önüne sermiştir.

Bu durumdan hareketle sismik sıvılaşma olgusuna karşı alınabilecek önlemlerden söz edilerek inşası gerçekleştirilecek bir konut yapısı için yapılan zemin etütleri üzerinden sıvılaşma riski teşkil eden tabakalar güncel yönetmeliğimiz kapsamında analiz edilmiş ve gelişmiş araç ve iyileştirme metotlarına erişimin kısıtlı olduğu Elazığ ilinde erişebilir metotlardan permeasyon enjeksiyonu riskin bertaraf edilmesi için tatbik edilmiştir.

Uygulanan ıslah metodunun vazifesini tamamlayıp tamamlamadığı saha deneyleri vasıtasıyla kontrol edilmiş ve elde edilen sonuçlara bakıldığında SPT vuruş sayıları ciddi biçimde yükseliş göstermiştir. Bu yükseliş oransal olarak ifade edilirse %94 ile %300 mertebesinde dir. $N_{1,60}$ değerleri ise 4,5m seviyesinde daha önce açılan kuyularda ortalama olarak 9 vuruş mertebesindeyken kontrol maksadlı açılan kuyuda 4,5m seviyesinde 39'a ulaşmıştır. 9 metre seviyesinde ise zemin ıslah edilmeden önce vuruş ortalamaları 12 seviyesindeyken bu sayı 40'a erişmiştir. Bu iki değer de yönetmeliğimizin sıvılaşma tahkikine gerek duymadığı sayılardır. Bu noktada başarılı bir ıslah metodu tatbik edildiği söylenebilir.

Tamamlanması ise ıslah metodunun yalnızca altı iş günü sürmüştür. Bununla beraber toplam yapı inşa maliyetine oranı ise %2,4 oranı civarındadır.

2023 yılı Şubat ayında yaşanan Kahramanmaraş depremlerinde ise yapıyla ilgili oturma vb. sıvılaşma kaynaklı herhangi bir sorun rapor edilmemiş ve yapı hizmet vermeye devam etmektedir.

Bir noktada güncel yönetmeliğimiz dahilinde, nasıl ki deprem yer hareketi vuku bulduğunda nitelikli veya değil konut yapılarını ayırt etmeksizin hasara neden oluyorsa artık metropol kentler dışında da yapılan hastane, okul vb. yapılar haricinde de bu

analizlerin ve gerekli ıslah metotlarının tatbikinin tüm konut yapıları için kaçınılmaz olduğuna dikkat çekilmek istenmesi de ayrı bir husustur.

Elbette ki tüm bu süreç disiplinler arası bir çalışmayı da zorunlu kılmaktadır. Hem sahada hem laboratuvarında yapılan jeolojik ölçümler, gerçekleştirilen jeofizik tahkikler ve bunlara istinaden geoteknik mühendislerinin ilgili hesaplamaları yapması noktasında senkronizasyon ve işbirliğinin ne denli önemli olduğu da diğer bir dikkat edilmesi gereken durumdur.

Islah süreci boyunca gözlemlenen bir başka konu ise ruhsat vermeye yetkili kurumların ve denetim sürecinde yer alan kuruluşların bünyelerinde geoteknik mühendisi barındırmalarının artık bir gereklilik olduğu ve tüm bu süreçlerde denetleme mekanizmalarında yer almalarının ne denli elzem olduğudur.

6. KAYNAKLAR

- Aldemir, A., Unutmaz, B., Koçkar, M.K., Güldür Erkal, B., Şahin, U., Sandıkkaya, A., Şahmaran, M., Öztürk, B., Küçükali, S., Çiçek, E., Aktepe, R., Akduman, Ş., İçen, A., Demir, C., Kocaer, Ö., Kul, A., Şahin, G., İlcan, H., Sönmez, M., Cantürk, S., Okçu, O., Güryuva, B., Karabulut, A.K., Kaya, Y.E., 2023.** 06 Şubat 2023 - Kahramanmaraş Pazarcık (Mw=7,7) ve Kahramanmaraş Elbistan (Mw=7,6) Depremleri İnceleme Raporu. Hacettepe Üniversitesi İnşaat Mühendisliği Bölümü, Ankara, Türkiye.
- Alparslan, H., 2006.** Sıvılaşma potansiyeline sahip zeminlerde iyileştirme yöntemlerine ait kriterlerin belirlenmesi. *Yüksek Lisans Tezi*, Sakarya Üniversitesi, Sakarya, 142s.
- Alpaslan, N., 2013.** Zemin sıvılaşması ve mekanizması. *Batman Üniversitesi Yaşam Bilimleri Dergisi* 3(2):67-89.
- Bakım, M. A., 2007.** Enjeksiyon yöntemleriyle zemin iyileştirilmesi. *Yüksek Lisans Tezi*, Süleyman Demirel Üniversitesi, Isparta, 177s.
- Baykal, G., Balcı, M., 2000.** Sıvılaşma sırasında zemin tarafından tüketilen enerji ve bunun yapıya etkisi. *Zemin Mekaniği ve Temel Mühendisliği Sekizinci Ulusal Kongresi*, İstanbul Teknik Üniversitesi, İstanbul, 26-27 Ekim, s.417-426.
- Bilgin, N., 1989.** İnşaat ve maden mühendisleri için uygulamalı kazı mekaniği. Birsen Yayınevi, İstanbul, 192s.
- Church, H.K., 1981.** Excavation handbook. McGraw-Hill, New York, USA, 1024s.
- Çağlar, N., Bayhan, B., Avcı, E., Kocakaplan, S., Özen, S., Yıldırım, E., Sakcalı, G. B., 2023.** Kahramanmaraş Depremleri Pazarcık [Mw= 7.7] ve Elbistan [Mw= 7.6], İnceleme ve Değerlendirme Raporu. Bursa Teknik Üniversitesi Deprem Mühendisliği Uygulama ve Araştırma Merkezi, Bursa, Türkiye.
- Çetin, K. Ö., İlgaç, M., 2023.** Reconnaissance report on February 6, 2023 Kahramanmaraş-Pazarcık (Mw=7.7) and Elbistan (Mw=7.6) Earthquakes. Türkiye Earthquake Reconnaissance and Research Alliance, Türkiye.
- Çıklaiblikçi, P., 2019.** Depremler sırasında zeminlerin sıvılaşması ve sonrasında meydana gelen deplasmanların belirlenmesi. *Yüksek Lisans Tezi*, Erciyes Üniversitesi, Kayseri, 149s.
- Day, R.W., 2012.** Geotechnical earthquake engineering handbook: with the 2012 international building code second edition. McGraw-Hill Education, New York, USA, 693s.
- İncir, A., Alel, J., Kocaman, C., Bayülke, N., Doğan, A., 2023.** 06 Şubat 2023 Kahramanmaraş Depremleri Sonucu Oluşan Yapısal Hasarlara İlişkin Gözlem ve Değerlendirme Raporu. TMMOB İnşaat Mühendisleri Odası, Ankara, Türkiye.

- Keçeli, A.,** 1990. Sismik yöntemlerle müsaade edilebilir dinamik zemin taşıma kapasitesi ve oturmasının saptanması. *Jeofizik Dergisi*, 4(9):55-91.
- Kramer, S.L.,** 1996. Geotechnical earthquake engineering. Prentice Hall, Upper Saddle River, New Jersey, 653s.
- Mogami, T., Kubo, K.,** 1953. The behaviour of soil during vibration. *3rd International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Switzerland, 16-17 August 1953, 1:s. 152-155.
- Mollamahmutoğlu, M., Babuçcu, F.,** 2021. Zeminlerde sıvılaşma analiz ve iyileştirme yöntemleri. Akademisyen Kitabevi, Ankara, 289s.
- Mutman, U.,** 2007. Düşük basınçlı çimento enjeksiyonu ile zemin özelliklerinin iyileştirilmesi. *Doktora Tezi*, Kocaeli Üniversitesi, Kocaeli, 255s.
- Nas, M.,** 2013. Trabzon Akyazı sahil dolgu alanı zeminlerinde sismik kaynaklı sıvılaşma potansiyelinin değerlendirilmesi. *Yüksek Lisans Tezi*, Karadeniz Teknik Üniversitesi, Trabzon, 226s.
- Oyan, E.,** 2019. Salihli (Manisa) kent merkezinin sıvılaşma potansiyelinin değerlendirilmesi. *Yüksek Lisans Tezi*, Manisa Celal Bayar Üniversitesi, Manisa, 111s.
- Özaydın, K.,** 2007. Zeminlerde sıvılaşma. *Altıncı Ulusal Deprem Mühendisliği Konferansı*, İstanbul, 16-20 Ekim, s. 231-255.
- Sancio, R. B., Bray, J.D., Durgunoglu, T., Onalp, A.,** 2004. Performance of buildings over liquefiable ground in Adapazarı, Turkey. *13th World Conference on Earthquake Engineering*, Vancouver, B.C., Canada, August 1-6 2004, Paper No. 935.
- Seed, H.B.,** 1979. Soil liquefaction and cyclic mobility evaluation for level ground during earthquakes. *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, ASCE, 105(GT2): 201-255.
- Seed, H.B., Idriss, I.M.,** 1971. Simplified procedure for evaluating soil liquefaction potential. *Journal of The Soil Mechanics and Foundations Division*, 97(SM9): 1249-1273.
- Seed, H.B., Idriss, I.M.,** 1982. Ground motions and soil liquefaction during earthquakes. Monograph Series, Earthquake Engineering Research Institute, Oakland, California, 134s.
- Seed, H.B., Tokimatsu, K., Harder, L.F., Chung, R.M.,** 1985. Influence of SPT procedures in soil liquefaction resistance evaluations, *Journal of Geotechnical Engineering*, 111:1425-1445.

- T.C. Resmi Gazete**, Türkiye bina deprem yönetmeliği. (30364 mükerrer), Ek Deprem Etkisi Altında Binaların Tasarımı İçin Esaslar, 18.3.2018, 337-364 s.
- Terzaghi K.**, 1925. Erdbaumechnik auf bodenphysikalischer Grundlage. F. Deuticke, Leipzig u. Wien, 399s.
- Terzaghi, K., Peck, R.B.**, 1967. Soil mechanics in engineering practice 2nd edition. John Wiley & Sons, New York, 729s.
- Toprak, S., Zülfikar, A.C., Karabulut, S., Mutlu, A., Tuğsal, Ü.M., Nacaroğlu, E., Ceylan, M., Özdemir, K., Parlak, S.**, 2023. 6 Şubat 2023 Maraş Depremleri (Pazarcık Mw7.7 ve Elbistan Mw7.6) Sonrasında Kuvvetli Yer Hareketi, Geoteknik, Üst Yapı ve Alt yapılar İlişkin Saha Gözlemleri Ön İnceleme Raporu. Gebze Teknik Üniversitesi, Marmara Afetlerle Baş Edebilir Yapılar İçin Uygulama ve Araştırma Merkezi, Kocaeli, Türkiye.
- Uyanık, O.**, 2002. Kayma dalga hızına bağlı potansiyel sıvılaşma analiz yöntemi. *Doktora Tezi*, Dokuz Eylül Üniversitesi, İzmir, 218s.
- Ülgen, D., Gül, M., Harmandar, E., Sağlam, S., Saygılı, A., Kahyaoğlu, M.R., Durmaz Demir, S., Toygar, O., Engin, H., Kaya, O., Akansel, V.H., Keskin, S.B., Kasap Keskin, Ö.**, 2023. 6 Şubat 2023 Kahramanmaraş Depremleri: Pazarcık ($M_w=7,7$) & Elbistan ($M_w=7,6$) Ön Değerlendirme Raporu. Muğla Sıtkı Koçman Üniversitesi İnşaat Mühendisliği Bölümü, Muğla, Türkiye.
- Wang, J.G.Z.Q., Law, K. T.**, 1994. Siting in earthquake zones. Balkema, Rotterdam, 115s.
- Youd, T. L., Idriss I. M., Andrus, R. D., Arango, I., Castro, G., Christian, J.T., Dobry, R., Finn, W.D.L., Harder, L.F.Jr., Hynes, M.E., Ishihara, K., Koester, J.P., Liao, S.S.C., Marcuson, W.F. III., Martin, G.R., Mitchell, J.K., Moriwaki, Y., Power, M.S., Robertson, P.K., Seed, R.B., Stokoe, K. H. II.**, 2001. Liquefaction resistance of soils: Summary report from the 1996 NCEER and 1998 NCEER/NSF workshops on evaluation of liquefaction resistance of soils. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, 127(10):817-833.
- Yükselen Aksoy, Y., Felekoğlu, B., Fıstıkoğlu, O., Göktürkler, G., Ören, A.H., Özçelik, Ö., Özden, G., Sözbilir, H., Ankaya Pamukçu, O., Şengöz, B., Tanarşlan, H.M., Topal, A., Yazıcı, H., Aydın, S., Berge, M.A., Çetinkaya, C.M., Çırmık, A., Doğan, M., Girgin, S.C., Gönenç, T., Mısır, İ.S., Önal, O., Kaya Özdemir, D., Timur, E., Utku, M., Yalçınkaya, Ç., Yiğiter, H., Kuruoğlu, M., Bozdağ, Ö., Özdağ, Ö.C., Özdamar Kul, T., Tunçel, A., Softa, M., Erhan, Z., Günaçtı, M.C., Öztürkoğlu, O., Saka, R.C., Taner, Y., Tortumluoğlu, M.İ., Yıldırım, Z.B., Uluğtekin, M.**, 2023. 06 Şubat 2023, 04:17, $M_w=7,7$, $h=9$ km Pazarcık (Kahramanmaraş) Depremi, 06 Şubat 2023, 13:24, $M_w=7,6$, $h=7$ km Elbistan (Kahramanmaraş) Depremi, 20 Şubat 2023, 20:04, $M_w=6,4$, $h=22$ km Defne (Hatay) Depremi Deprem Raporu. Dokuz Eylül Üniversitesi, İzmir, Türkiye.

