



**T.C.
İSTANBUL ÜNİVERSİTESİ-CERRAHPAŞA
LİSANSÜSTÜ EĞİTİM ENSTİTÜSÜ**



YÜKSEK LİSANS TEZİ

**SIVILAŞAN ZEMİNLER ÜZERİNDEKİ SIĞ TEMELLİ YAPILARIN SİSMİK
OTURMALARININ TAHMİNİ**

Berke ÖZTÜRK

**DANIŞMAN
Prof. Dr. Sadık ÖZTOPRAK**

**II. DANIŞMAN
Dr. Sinan SARĞIN**

İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı

İnşaat Mühendisliği Programı

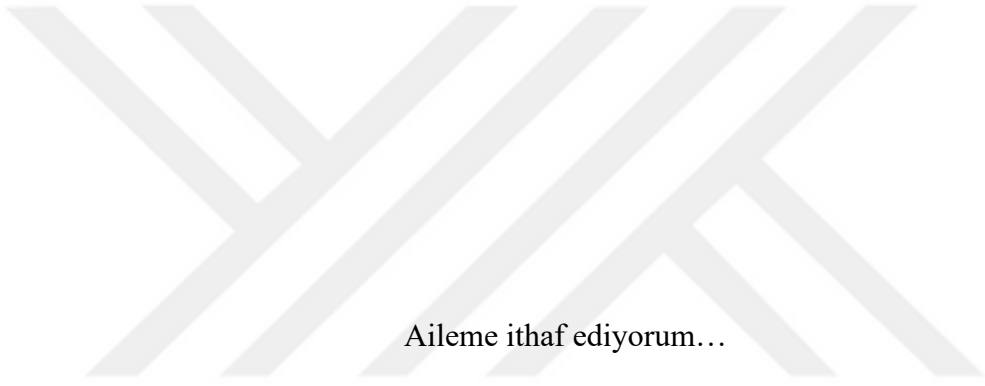
Eylül, 2022

TEZ KABUL VE ONAYI

Berke ÖZTÜRK tarafından, **Prof. Dr. Sadık ÖZTOPRAK** danışmanlığında hazırlanan **"SIVILAŞAN ZEMİNLER ÜZERİNDEKİ SİĞ TEMELLİ YAPILARIN SİSMİK OTURMALARININ TAHMİNLERİ"** başlıklı bu çalışma, jürimiz tarafından **05/10/2022** tarihinde yapılan sınav sonucunda **oy birliği** ile başarılı bulunarak **Yüksek Lisans Tezi** olarak kabul edilmiştir.

Tez Jürisi

	İmza	Sonuç
DANIŞMAN	Prof. Dr. Sadık ÖZTOPRAK	☒
	İstanbul Üniversitesi-Cerrahpaşa	Kabul
	İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı	☐ Ret
ÜYE	Doç. Dr. M. Kubilay KELEŞOĞLU	☒
	İstanbul Üniversitesi-Cerrahpaşa	Kabul
	İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı	☐ Ret
ÜYE	Dr. Öğr. Üyesi Berrak TEYMUR	☒
	İstanbul Teknik Üniversitesi	Kabul
	İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı	☐ Ret



BÜTÇE DESTEKLERİ

SIVILAŞAN ZEMİNLER ÜZERİNDEKİ SİĞ TEMELLİ YAPILARIN SİSMİK OTURMALARININ TAHMİNİ

Bu tez çalışması için herhangi bir kurumdan bütçe desteği alınmamıştır.

TEŞEKKÜR

Bu çalışmanın tamamlanma sürecinde bana hiçbir şekilde desteğini esirgemedi, uzun öğretim ve meslek hayatındaki tecrübelerini sıklıkla anlatan, olumlu ve olumsuz eleştirileriyle araştırmalarımızı doğru bir biçimde yapmamıza yardımcı olan Sn. Prof. Dr. Sadık ÖZTOPRAK'a ve Dr. Sinan SARGİN'a en içten saygı ve teşekkürlerimi sunarım.

Eylül 2022

Berke ÖZTÜRK

İÇİNDEKİLER

Sayfa No

TEZ KABUL VE ONAYI.....	ii
BEYAN	iii
BÜTÇE DESTEKLERİ	v
TEŞEKKÜR.....	vi
İÇİNDEKİLER.....	vii
ŞEKİL LİSTESİ	x
TABLO LİSTESİ.....	xvi
SİMGE VE KISALTMA LİSTESİ	xviii
ÖZET	xxii
ABSTRACT	xxiv
1. GİRİŞ.....	1
2. KAVRAMSAL ÇERÇEVE	3
2.1. SIVILAŞMA TANIMI	3
2.2. SIVILAŞMA MEKANİZMASI	4
2.3. SIVILAŞMA DEĞERLENDİRME ÖLÇÜTLERİ	6
2.3.1. Jeolojik Ölçütler	6
2.3.2. Zemin Kompozisyonu	6
2.3.3. Ampirik Sıvılaşma Analizi Ölçütleri.....	11
2.4. SIVILAŞMA ANALİZ YÖNTEMLERİ.....	11
2.4.1. Basitleştirilmiş Sıvılaşma Analizi	12
2.5. SIVILAŞMA İNDEKSLERİ	21
2.5.1. Sıvılaşma Potansiyel İndeksi (LPI)	21
2.5.2. Sıvılaşma Şiddet İndeksi (LSI).....	23
2.5.3. Sıvılaşma Şiddet Sayısı (LSN)	24
2.6. SIVILAŞMANIN YÜZEYSEL TEMELLİ BİNALARA ETKİSİ	24
2.6.1. Sıvılaşma Kaynaklı Oturma Mekanizmaları	25
2.6.2. Hacimsel Oturmaların Tahmini.....	27
2.6.3. Kayma Gerilmesi Kaynaklı Oturmaların Tahmini.....	30

2.6.4. Ejekta Kaynaklı Oturmaların Tahmini	31
2.7. BRAY VE MACEDO METODU	31
3. YÖNTEM	35
3.1. 17 AĞUSTOS 1999 KOCAELİ DEPREMİ	35
3.1.1. 17 Ağustos 1999 Kocaeli Depremi'nin Adapazarı İline Olan Etkisi	37
3.2. F SAHASI	39
3.2.1. Geoteknik Arazi Karakterizasyonu	41
3.2.2. Sıvılaşma Potansiyelinin Analitik Yöntemler ile Değerlendirilmesi	46
3.3. NUMERİK MODEL	47
3.3.1. UBC3D-PLM Bünye Modeli	52
3.3.2. PM4Sand Bünye Modeli	55
3.3.3. Generalized Hardening Soil (GHS) Bünye Modeli	64
4. BULGULAR	71
4.1. ANALİTİK ANALİZLER	71
4.1.1. Sıvılaşma Potansiyelinin Belirlenmesi	71
4.1.2. Basitleştirilmiş Sıvılaşma Analizleri	74
4.2. NÜMERİK ANALİZLER	77
4.2.1. PM4Sand ve UBC3D-PLM Bünye Modellerinin Performansının Değerlendirilmesi	77
4.2.2. Referans Analizin Kalibrasyonu	83
4.2.3. Serbest Arazi Durumu	89
4.2.4. Farklı Kaplama Konfigürasyonlarının Modelin Davranışına Etkisi	90
4.2.5. Farklı Bina Konfigürasyonlarının Modelin Davranışına Etkisi	95
4.2.6. 3 Tabakalı Sistem Analizleri	104
5. TARTIŞMA	113
5.1. ANALİTİK ANALİZLERİN DEĞERLENDİRİLMESİ	113
5.1.1. Sıvılaşma Potansiyelinin Değerlendirilmesi	113
5.1.2. Basitleştirilmiş Sıvılaşma Analizlerinin Değerlendirilmesi	114
5.2. NUMERİK ANALİZLERİN DEĞERLENDİRİLMESİ	116
5.2.1. PM4Sand ve UBC3D-PLM Bünye Modellerinin Performansının Değerlendirilmesi	116
5.2.2. Referans Analizin Kalibrasyonunun Değerlendirilmesi	117
5.2.3. Serbest Arazi Durumunun Değerlendirilmesi	119
5.2.4. Farklı Kaplama Konfigürasyonlarının Modelin Davranışına Etkisinin Değerlendirilmesi	120

5.2.5. Farklı Bina Konfigürasyonlarının Modelin Davranışına Etkisinin Değerlendirilmesi	120
5.2.6. 3 Tabakalı Sistem Analizlerinin Değerlendirilmesi	121
6. SONUÇ VE ÖNERİLER	122
KAYNAKLAR.....	126
EKLER.....	130
İNTİHAL RAPORU İLK SAYFASI	139
ETİK KURUL İZİN YAZISI	140
KURUM İZNİ YAZILARI.....	141
ÖZGEÇMİŞ.....	142



ŞEKİL LİSTESİ

Sayfa No

Şekil 2.1: Sıvılaşmanın şematik gösterimi (https://www.britannica.com/science/soil-liquefaction , Erişim tarihi: 10 Mayıs 2021).	3
Şekil 2.2: Sıkı ve gevşek zeminlerin drenajlı yükleme altındaki davranışı (NASEM, 2016).	4
Şekil 2.3: a) Statik durumda zemin daneleri b) Boşluk suyu basıncı ile efektif gerilme arasındaki ilişki (NASEM, 2016).	5
Şekil 2.4: Zeminlerde sıvılaşabilir dane çapı aralığı (Port and Harbor Research Institute of Japan, 1997).	6
Şekil 2.5: Sıvılaşma riskinin rölatif sıklık, boşluk oranı ve maksimum yer ivmesi ile ilişkisi (Seed ve Idriss, 1997).	7
Şekil 2.6: Güncellenmiş Çin Kriteri (Seed ve Idriss, 1982).	8
Şekil 2.7: Seed ve diğ. (2003) tarafından önerilen sıvılaşma kriteri.	9
Şekil 2.8: Bray ve Sancio (2006) tarafından önerilen sıvılaşma kriteri.	9
Şekil 2.9: İnce daneli zeminlerde artan plastisite indeksi ile kum gibi davranıştan kum gibi davranışa geçiş ve uygulama için önerilen sınır (Boulanger ve Idriss, 2006).	10
Şekil 2.10: Bilge (2010) tarafından ince daneli zeminler için önerilen sıvılaşma kriteri.	11
Şekil 2.11: Farklı deprem magnitüdüleri için gerilme azaltma katsayısı – derinlik ilişkisi (Boulanger ve Idriss, 2014).	14
Şekil 2.12: Zemin davranış indeksi ile ince dane oranı arasındaki ilişki (Boulanger ve Idriss, 2014).	18
Şekil 2.13: Kum ve kil zeminler için deprem magnitüdü ölçekleme faktörleri (Boulanger ve Idriss, 2014).	19
Şekil 2.14: Sıvılaşma nedeniyle yüzeysel temelli yapılarda oluşabilecek farklı oturma mekanizmaları; a) Ejekta çıkışı nedeniyle oluşan zemin kaybı, b) Zeminin deprem sırasında azalan taşıma gücünün aşılması ile oluşan zımbalama göçmesi, c) Deprem sırasında oluşan zemin-bina etkileşimleri kaynaklı kayma gerilmelerinin etkisi ile binanın oturması ve dönmesi, d) Sedimentasyon sonucu oluşan hacimsel oturmalar ve e) Sıvılaşmaya neden olan ilave boşluk suyu basınçlarını sönmülmesi ile oluşan konsolidasyon oturması (Bray ve Macedo, 2017, Bray ve Dashti, 2014'den uyarlanmış).	26

Şekil 2.15: Hacimsel birim şekil değiştirmenin, sıvılaşmaya karşı güvenlik katsayısı ve rölatif sıklık ile ilişkisi (Ishihara ve Yoshimine, 1992).....	28
Şekil 2.16: Hacimsel birim şekil değiştirmenin, çevrimsel gerilme oranı ve düzeltilmiş SPT vuruş sayısı ile ilişkisi (Tokimatsu ve Seed, 1987).	29
Şekil 2.17: Hacimsel birim şekil değiştirmenin, sıvılaşmaya karşı güvenlik katsayısı ve düzeltilmiş CPT uç direncinin temiz kum için eşdeğer değeri ile ilişkisi (Zhang ve diğ., 2002).	29
Şekil 2.18: a) Normalize edilmiş temel oturmaları ile normalize edilmiş temel genişliklerinin ilişkisi (Liu ve Dobry, 1997), b) Aynı grafiğin güncel veriler ile güncellenmiş hali (Adamidis ve Madabhushi, 2017).	31
Şekil 2.19: Analizlerde kullanılan temel yapı ve zemin konfigürasyonu (Bray ve Macedo, 2017).....	32
Şekil 2.20: Sıvılaşmış kumun rezidüel kayma mukavemeti oranı ile düzeltilmiş SPT vuruş sayısının temiz kum için eşdeğer değeri arasındaki ilişki (Idriss ve Boulanger, 2008).	33
Şekil 2.21: Maksimum çevrimsel kayma gerilmesinin sıvılaşmaya karşı güvenlik katsayısı ve rölatif sıklık ile ilişkisi, (Zhang ve diğ., 2004).....	34
Şekil 3.1: Ülkemizdeki önemli kırık hatları ve deprem oluşturan ana mekanizmalar (Karaman, 1999).....	36
Şekil 3.2: 1939 Erzincan Depremi'nden günümüze kadar Kuzey Anadolu Fayı üzerinde oluşan ve doğudan batıya doğru ilerleyen önemli depremlerin yaklaşık yerleri (Karaman, 1999).....	36
Şekil 3.3: Çeşitli kaynaklara göre Kocaeli Depremi'nin merkez üssü ve Adapazarı şehir merkezine uzaklığı (Özmen, 2000'den uyarlanmış).....	37
Şekil 3.4: Adapazarı'ndaki yüksek hasar alan binaların dağılımını, yüzey jeolojisini ve yollar, nehirler gibi ana unsurları gösteren harita (Bray ve diğ., 2004'ten uyarlanmış).....	38
Şekil 3.5: F1 Binası'nın deprem sonrası görünümü (apps.peer.berkeley.edu, Erişim tarihi: 5 Eylül 2020)	39
Şekil 3.6: F1 Binası'nın temel kesiti (Sancio, 2003).....	40
Şekil 3.7: F1 Binası'nın a) deprem sonrasındaki durumu(Ağustos 1999), b) 2017 yılındaki durumu (Quintero ve diğ., 2017).....	40
Şekil 3.8: F1 Binasını ve çevresinde yapılan saha çalışmalarını gösteren kroki (Sancio, 2003)	41
Şekil 3.9: İnceleme alanında yapılan CPT ölçümlerinde elde edilen uç dirençleri, çevre sürtünmeleri ve hesaplanan zemin davranış indeksleri.	45
Şekil 3.10: Bina etrafındaki kaplamalar.	48

Şekil 3.11: Numerik analizlerde kullanılacak deprem kaydı.....	50
Şekil 3.12: Oluşturulan numerik model.....	51
Şekil 3.13: a) Kullanılan kaydın Arias şiddeti. b) Kullanılan kaydın “strong shake” ve “post shake” kısmı.	57
Şekil 3.14: ML (2) tabakası için saha verilerinden elde edilen CRR – N eğrisi.	59
Şekil 3.15: SM/ML (4) tabakası için saha verilerinden elde edilen CRR – N eğrisi.	59
Şekil 3.16: Soil Test modülünün dinamik basit kesme deneyi için arayüzü.	60
Şekil 3.17: Soil Test modülünden alınan tipik bir γ – N grafiği.....	62
Şekil 3.18: ML (2) Tabakası için yapılan PM4Sand kalibrasyonlarının hedef CRR-N eğrileri ile karşılaştırılması.....	63
Şekil 3.19: SM/ML (4) Tabakası için yapılan PM4Sand kalibrasyonlarının hedef CRR-N eğrileri ile karşılaştırılması.	63
Şekil 3.20: GHS modelinde kayma modülü ve sönüm oranlarının kayma birim deformasyonuna göre değişimi (Plaxis, 2021).	65
Şekil 3.21: HS-Small modeli için modül azaltma eğrisi (Plaxis, 2021).....	65
Şekil 3.22: Elastisite modüllerinin tanımı (Plaxis, 2021).....	66
Şekil 3.23: Dinamik ve statik elastisite modülleri arasındaki ilişki (Alpan, 1970).....	67
Şekil 4.1: Sahada yapılan CPT sonuçlarından elde edilen zemin davranış indekslerinin derinlik ile değişimi.....	72
Şekil 4.2: Sahadan alınan örneklerin Seed ve diğ. (2003) sınıflama kriterine göre değerlendirilmesi.	73
Şekil 4.3: Sahadan alınan örneklerin Bray ve Sancio (2006) sınıflama kriterine göre değerlendirilmesi.	73
Şekil 4.4: Sahadan alınan örneklerin Bilge (2010) sınıflama kriterine göre değerlendirilmesi.	74
Şekil 4.5: Sahada yapılan CPT’lerden elde edilen veriler ile yapılan sınıflama analizleri.	75
Şekil 4.6: Geçiş bölgesi verilerinin filtrelenmesi.	76
Şekil 4.7: PM4Sand ve dinamik analiz opsiyonu ile yapılan analizde oluşan düşey deplasmanların (u_y) dağılımı.	78
Şekil 4.8: UBC3D-PLM ve dinamik analiz opsiyonu ile yapılan analizde oluşan düşey deplasmanların (u_y) dağılımı.	78

Şekil 4.9: PM4Sand ve konsolidasyonlu dinamik analiz opsiyonu ile yapılan analizde oluşan düşey deplasmanların (u_y) dağılımı.	79
Şekil 4.10: UBC3D-PLM ve konsolidasyonlu dinamik analiz opsiyonu ile yapılan analizde oluşan düşey deplasmanların (u_y) dağılımı.	79
Şekil 4.11: PM4Sand ve dinamik analiz opsiyonu ile yapılan analizde oluşan ilave boşluk suyu basıncı oranlarının (r_u) dağılımı.	80
Şekil 4.12: UBC3D-PLM ve dinamik analiz opsiyonu ile yapılan analizde oluşan ilave boşluk suyu basıncı oranlarının (r_u) dağılımı.	80
Şekil 4.13: PM4Sand ve konsolidasyonlu dinamik analiz opsiyonu ile yapılan analizde oluşan ilave boşluk suyu basıncı oranlarının (r_u) dağılımı.	81
Şekil 4.14: UBC3D-PLM ve konsolidasyonlu dinamik analiz opsiyonu ile yapılan analizde oluşan ilave boşluk suyu basıncı oranlarının (r_u) dağılımı.	81
Şekil 4.15: İlave boşluk suyu basınçlarının ölçüldüğü noktalar.	82
Şekil 4.16: ML (2) tabakasında farklı noktalarda ilave boşluk suyu basıncı değişimi.	82
Şekil 4.17: SM/ML (4) tabakasında farklı noktalarda ilave boşluk suyu basıncı değişimi.	83
Şekil 4.18: Binanın etkisinin dikkate alındığı durumunda bina etrafında oluşan düşey deplasmanların (u_y) dağılımı, $N_{1,60} = 5$, $f_{Epost} = 1.0$	84
Şekil 4.19: Binanın etkisinin dikkate alındığı durumunda bina etrafında oluşan düşey deplasmanların (u_y) dağılımı, $N_{1,60} = 5$, $f_{Epost} = 0.1$	84
Şekil 4.20: f_{Epost} parametresinin değişiminin modelin davranışına etkisi.	85
Şekil 4.21: Referans analizde ilave boşluk suyu basıncı oranlarının (r_u) dağılımı.	86
Şekil 4.22: Referans analizde ilave boşluk suyu basınçlarının (P_{ilave}) dağılımı.	86
Şekil 4.23: Referans analizde efektif düşey gerilmelerin (σ'_y) dağılımı.	87
Şekil 4.24: Referans analizde kayma gerilmelerinin (γ) dağılımı.	87
Şekil 4.25: Referans analizde a) deforme olmuş model (2 kat abartılı), b) temeldeki düşey deplasman (u_y), c) yapı evresinde oluşan düşey deplasman (u_y).	88
Şekil 4.26: Serbest arazi durumunda boşluk suyu basınç oranlarının (r_u) dağılımı.	89
Şekil 4.27: Serbest arazi durumunda düşey deplasmanların dağılımı (u_y).	89
Şekil 4.28: Referans analizde kaplama olmaması durumunda a) bina konfigürasyonu, b) bina etrafında oluşan düşey deplasmanların (u_y) dağılımı, c) bina temellerinde oluşan düşey deplasmanlar (u_y).	91

Şekil 4.29: Referans analizde daha rijit ve simetrik bir kaplama olması durumunda a) bina konfigürasyonu, b) binalar etrafında oluşan düşey deplasmanların (u_y) dağılımı, c) bina temellerinde oluşan düşey deplasmanlar (u_y).	92
Şekil 4.30: Referans analizde kaplamanın asimetrik olması durumunda a) bina konfigürasyonu, b) binalar etrafında oluşan düşey deplasmanların (u_y) dağılımı, c) bina temellerinde oluşan düşey deplasmanlar (u_y).	93
Şekil 4.31: Bitişik 3 binanın çevre kaplamanın asimetrik olması durumunda a) bina konfigürasyonu, b) binalar etrafında oluşan düşey deplasmanların (u_y) dağılımı, c) bina temellerinde oluşan düşey deplasmanlar (u_y).	94
Şekil 4.32: Yan yana 2 bina olması durumunda a) bina konfigürasyonu, b) binalar etrafında oluşan düşey deplasmanların (u_y) dağılımı, c) bina temellerinde oluşan düşey deplasmanlar (u_y).	96
Şekil 4.33: Adapazarı'ndaki bitişik nizam olarak inşa edilmiş yapıların, sıvılaşma nedeniyle aldığı hasara bir örnek (apps.peer.berkeley.edu, Erişim tarihi: 15 Temmuz 2022).	97
Şekil 4.34: Yan yana 3 bina olması durumunda a) bina konfigürasyonu, b) binalar etrafında oluşan düşey deplasmanların (u_y) dağılımı, c) bina temellerinde oluşan düşey deplasmanlar (u_y).	98
Şekil 4.35: Adapazarı'ndaki boşluklu bina sıralarında, sıvılaşma sonucu binalar arasında oluşan kabarmaya bir örnek (apps.peer.berkeley.edu, Erişim tarihi: 15 Temmuz 2022).	99
Şekil 4.36: Bitişik 3 bina olması durumunda a) bina konfigürasyonu, b) binalar etrafında oluşan düşey deplasmanların (u_y) dağılımı, c) bina temellerinde oluşan düşey deplasmanlar (u_y).	100
Şekil 4.37: Adapazarı'ndaki bitişik nizam yapılarda uçlarda kalan yapıların, sıvılaşma nedeniyle aldığı hasara bir örnek (apps.peer.berkeley.edu, Erişim tarihi: 15 Temmuz 2022).	101
Şekil 4.38: 3 bina genişliğinde tek bina olması durumunda a) bina konfigürasyonu, b) binalar etrafında oluşan düşey deplasmanların (u_y) dağılımı, c) bina temellerinde oluşan düşey deplasmanlar (u_y).	102
Şekil 4.39: Bitişik 5 bina olması durumunda a) bina konfigürasyonu, b) binalar etrafında oluşan düşey deplasmanların (u_y) dağılımı, c) bina temellerinde oluşan düşey deplasmanlar (u_y).	103
Şekil 4.40: 3 tabakalı analizde referans durum a) bina konfigürasyonu, b) binalar etrafında oluşan düşey deplasmanların (u_y) dağılımı, c) bina temellerinde oluşan düşey deplasmanlar (u_y).	104
Şekil 4.41: 3 tabakalı analizde daha rijit ve simetrik bir kaplama olması durumunda a) bina konfigürasyonu, b) binalar etrafında oluşan düşey deplasmanların (u_y) dağılımı, c) bina temellerinde oluşan düşey deplasmanlar (u_y).	105

Şekil 4.42: 3 tabakalı analizde kaplamanın asimetrik olması durumunda a) bina konfigürasyonu, b) binalar etrafında oluşan düşey deplasmanların (u_y) dağılımı, c) bina temellerinde oluşan düşey deplasmanlar (u_y).	106
Şekil 4.43: 3 tabakalı analizde, bitişik 3 binanın çevre kaplamanın asimetrik olması durumunda a) bina konfigürasyonu, b) binalar etrafında oluşan düşey deplasmanların (u_y) dağılımı, c) bina temellerinde oluşan düşey deplasmanlar (u_y).	107
Şekil 4.44: 3 tabakalı analizde, yan yana 2 bina olması durumunda a) bina konfigürasyonu, b) binalar etrafında oluşan düşey deplasmanların (u_y) dağılımı, c) bina temellerinde oluşan düşey deplasmanlar (u_y).	108
Şekil 4.45: 3 tabakalı analizde, yan yana 3 bina olması durumunda a) bina konfigürasyonu, b) binalar etrafında oluşan düşey deplasmanların (u_y) dağılımı, c) bina temellerinde oluşan düşey deplasmanlar (u_y).	109
Şekil 4.46: 3 tabakalı analizde bitişik 3 bina olması durumunda a) bina konfigürasyonu, b) binalar etrafında oluşan düşey deplasmanların (u_y) dağılımı, c) bina temellerinde oluşan düşey deplasmanlar (u_y).	110
Şekil 4.47: 3 tabakalı analizde, 3 bina genişliğinde tek bina olması durumunda a) bina konfigürasyonu, b) binalar etrafında oluşan düşey deplasmanların (u_y) dağılımı, c) bina temellerinde oluşan düşey deplasmanlar (u_y).	111
Şekil 4.48: 3 tabakalı analizde, bitişik 5 bina olması durumunda a) bina konfigürasyonu, b) binalar etrafında oluşan düşey deplasmanların (u_y) dağılımı, c) bina temellerinde oluşan düşey deplasmanlar (u_y).	112

TABLO LİSTESİ

Sayfa No

Tablo 2.1: Modifiye Çin Kriteri (Andrews ve Martin, 2000).....	8
Tablo 2.2: Temiz kum düzeltme katsayıları (Youd ve Idriss, 2001).....	15
Tablo 2.3: SPT düzeltme katsayıları (TBDY, 2018).....	17
Tablo 2.4: Çevrimsel direnç oranının belirlenmesinde SPT, CPT ve Vs verilerinin kullanılması avantajları ve dezavantajları (Youd ve diğ., 2001).....	21
Tablo 2.5: Sıvılaşma potansiyel indeksine bağlı sıvılaşma hasar riski (Iwasaki ve diğ., 1982).	22
Tablo 2.6: Sönmez (2003) tarafından güncellenen sıvılaşma potansiyel indeksi sınıflaması. .	23
Tablo 2.7: Sıvılaşma şiddet indeksi sınıflaması (Yılmaz, 2004).....	23
Tablo 2.8: Sıvılaşma şiddet sayısı sınıflaması (Tonkin ve Taylor, 2013).....	24
Tablo 3.1: SPT-F1 sondajından alınana numuneler üzerinde yapılan laboratuvar deneyleri (Sancio, 2003'ten uyarlanmış).....	43
Tablo 3.2: SPT-F1 sondajı için yapılan SPT düzeltmeleri.	44
Tablo 3.3: CPT-F1'de yapılan kayma dalgası hızı ölçümlerinin sonuçları (Sancio, 2003). ...	44
Tablo 3.4: Saha için kabul edilecek kayma dalgası hızı profili (Quintero ve diğ., 2017).	44
Tablo 3.5: Saha için kabul edilecek idealize CPT profili.	45
Tablo 3.6: Bina elemanları için seçilen parametreler.	48
Tablo 3.7: Kaplama için seçilen parametreler.	49
Tablo 3.8: Plaxis UBC3D-PLM modelinde kullanılan girdi parametreleri.....	52
Tablo 3.9: UBC3D-PLM için $(N_1)_{60}$ değerine bağlı eşitlikler (Beaty ve Byrne, 2011).	53
Tablo 3.10: Numerik analizlerde kullanılan UBC3D-PLM parametreleri.	54
Tablo 3.11: Deprem magnitudü – kayda değer gerilme döngüsü sayısı ilişkisi (Kramer, 1996)	58
Tablo 3.12: Kalibre edilen PM4Sand parametreleri.	62

Tablo 3.13: Numerik analizlerde kullanılan GHS parametreleri.....	68
Tablo 3.14: Numerik analizlerde kullanılan GHS parametreleri (devam).	68
Tablo 3.15: Numerik analizlerde kullanılan GHS parametreleri (devam).	69
Tablo 3.16: Numerik analizlerde kullanılan GHS parametreleri (devam).	69
Tablo 3.17: Numerik analizlerde kullanılan GHS parametreleri (devam).	70
Tablo 3.18: Deprem kaydının verildiği mühendislik kayası için seçilen parametreler.	70
Tablo 4.1: Sahadan alınan zemin numunelerinin sıvılaşma potansiyellerinin değerlendirilmesi.	73
Tablo 4.2: SPT-F1 sondajından elde edilen veriler ile yapılan sıvılaşma analizi.....	75
Tablo 4.3: İdealize profil ile yapılan sıvılaşma analizi.....	76
Tablo 4.4: Hesaplanan sıvılaşma indeksleri.	77
Tablo 4.5: Hesaplanan hacimsel oturmalar.	77
Tablo 4.6: Bray ve Macedo (2017) metodu ile hesaplanan kayma gerilmesi kaynaklı oturmalar.....	77
Tablo 4.7: f_{Epost} parametresinin değişimi ile modelde oluşan oturma ve kabarmalar.	85
Tablo 4.8: Farklı kaplama konfigürasyonları ile yapılan analizlerde kaplamalar için seçilen parametreler.	90
Tablo 4.9: Farklı bina konfigürasyonları ile yapılan analizlerde kaplama için seçilen parametreler.	95

SİMGE VE KISALTMA LİSTESİ

Simgeler	Açıklama
a	: İvme
$a_{\max}$	: Zemin yüzeyindeki maksimum yatay ivme
B	: Temel genişliği
c	: Kohezyon
c'	: Efektif kohezyon
C_1	: Kabuk tabakasının drenajsız kayma mukavemeti
C_2	: Sıvılaştıran tabakanın, sıvılaştırmaya sonrası kayma mukavemeti
CAV_{dp}	: Standartlaştırılmış kümülatif mutlak hız
C_B	: Sondaj çapı düzeltmesi
C_E	: Enerji düzeltmesi
C_{FC}	: Ayarlama parametresi
C_N	: Gerilme düzeltmesi
C_R	: Tij boyu düzeltmesi
C_s	: Numune alıcı tipi düzeltmesi
C_σ	: Zemine bağlı katsayı
D_f	: Temel derinliği
D_r	: Rölatif sıkılık
E	: Elastisite modülü
e_{init}	: Başlangıç boşluk oranı
E_{50}	: Sekant modülü
E_{oed}	: Odometre modülü
E_{ur}	: Yükleme – boşaltma modülü
F	: Normalize edilmiş sürtünme oranı
F_1	: Sıvılaştıran tabakada sıvılaştırma şiddeti
f_{dens}	: Sıkıştırma faktörü
f_{Epost}	: Sıvılaştırma sonrası faktör
f_s	: Ölçülen çevre sürtünmesi
FS_{deg}	: Sıvılaştırma sonrası taşıma gücü katsayısı

FS_L	: Sıvılaşmaya karşı güvenlik katsayısı
g	: Yer çekimi ivmesi
G₀	: Kayma modülü
G₀^{ref}	: Çok küçük gerilmeler için referans kayma modülü
H	: Bina yüksekliği
HB	: Sıvılaşabilen tabakanın altındaki tabakanın kalınlığı
HC	: Sıvılaşamayan kabuk tabakasının kalınlığı
HL	: Sıvılaşabilen tabaka kalınlığı
I_c	: Zemin davranış indeksi
k	: Permeabilite
K₀	: Sükûnette yatay toprak basıncı katsayısı
k_B^e	: Elastik bulk modülü faktörü
k_G^e	: Elastik kayma modülü faktörü
k_G^p	: Plastik kayma modülü faktörü
K_σ	: Yük düzeltme faktörü
LI	: Likidite indisi
LL	: Likit limit
m	: Zemin tipine bağlı üstel sabit
MSF	: Deprem magnitüdü ölçekleme faktörü
MSF_{max}	: Maksimum deprem magnitüdü ölçekleme faktörü
M_w	: Deprem magnitüdü
me	: Elastik bulk modülü indisi
N	: Deneydeki son 30 cm penetrasyonu sağlayabilmek için gereken darbe sayısı
n	: Zemin tipine bağlı katsayı
(N₁)₆₀	: Düzeltilmiş darbe sayısı
(N₁)_{60cs}	: Düzeltilmiş darbe sayısının temiz kum için eş değer değeri
ne	: Elastik kayma modülü indisi
np	: Plastik kayma modülü indisi
Pa	: Atmosfer basıncı
PI	: Plastisite indeksi
P_{ilave}	: İlave boşluksuyu basıncı
PL	: Plastik limit
P_L	: Sıvılaşma olasılığı

P_{ref}	: Referans gerilme
Q	: Normalize uç direnci
q	: Temele etkiyen gerilme
$q_{ult,deg}$	: Sıvılaşma sonrası taşıma gücü
q_c	: Ölçülen uç direnci
q_{c1N}	: Düzeltilmiş uç direnci
$(q_{c1N})_{cs}$	: Düzeltilmiş uç direncinin temiz kum için eş değer değeri
r_d	: Gerilme azaltma katsayısı
R_f	: Göçme oranı
r_u	: İlave boşluk suyu basıncı oranı
S_a	: 1 saniyelik periyot için spektral ivme
S_e	: Ejekta kaynaklı oturmalar
S_s	: Hacimsel oturmalar
S_v	: Kayma gerilmesi kaynaklı oturmalar
TL	: Potansiyel olarak sıvılaşabilir tabaka kalınlığı
u	: Boşluksuyu basıncı
u_y	: Düşey yönlü deplasman
V_s	: Kayma dalgası hızı
ν	: Poisson oranı
ν_{ur}	: Yükleme – boşaltma poisson oranı
w_n	: Doğal su muhtevası
$W(z)$	: Ağırlık fonksiyonu
z	: Derinlik
ε	: Standart sapma
ε_v	: Hacimsel birim şekil değiştirme
γ	: Birim hacim ağırlık
$\gamma_{0.7}$	: $G_s = 0.722G_0^{ref}$ için eşik deformasyon değeri
γ_{max}	: Maksimum çevrimsel kayma gerilmesi
σ'_{vo}	: Efektif düşey gerilme
σ_{vo}	: Toplam düşey gerilme
ϕ'	: Efektif içsel sürtünme açısı
ϕ'	: Dilatasyon açısı
$\Delta(N_1)_{60}$	: Eş değer ince dane düzeltmesi
Δq_{c1N}	: Eş değer ince dane düzeltmesi

Kısaltmalar	Açıklama
CPT	: Koni penetrasyon testi
FC	: İnce dane oranı
FS	: Güvenlik katsayısı
GHS	: Generalized hardenih soil bünye modeli
LBS	: Sıvılaşma kaynaklı bina oturma indeksi
LPI	: Sıvılaşma potansiyel indeksi
LSI	: Sıvılaşma şiddet indeksi
LSN	: Sıvılaşma şiddet numarası
SPT	: Standart penetrasyon testi

ÖZET

YÜKSEK LİSANS TEZİ

SIVILAŞAN ZEMİNLER ÜZERİNDEKİ SİĞ TEMELLİ YAPILARIN SİSMİK OTURMALARININ TAHMİNİ

Berke ÖZTÜRK

İstanbul Üniversitesi-Cerrahpaşa

Lisansüstü Eğitim Enstitüsü

İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı

İnşaat Mühendisliği Programı

Danışman : Prof. Dr. Sadık ÖZTOPRAK

II. Danışman : Dr. Sinan SARĞIN

Sığ temelli yapıların deprem performansını etkileyen en önemli faktörlerden biri üzerinde bulundukları zeminlerin sıvılaşma potansiyelidir. Ülkemizde 17 Ağustos 1999'da meydana gelen Kocaeli depreminde, düşük plastisiteli siltlerin sıvılaşması sonucu birçok can ve mal kaybı olmuştur. Adapazarı siltlerinde kumlara nazaran kayma gerilmesi kaynaklı oturmalar daha baskın bir rol oynamakta ve yüzeyde görülen kabarma miktarı daha fazla olmaktadır.

Bu tez çalışmasının amacı yüzeysel temelli binaların sıvılaşma performansını etkileyen mekanizmaları inceleyerek; yapı – yapı ve yapı – zemin etkileşimlerinin sıvılaşma kaynaklı oturmalara etkisini incelemektir. Bu doğrultuda Adapazarı'nda bulunan, Kocaeli depreminde sıvılaşma sonucu hasara uğrayan ve literatürde çokça yer almış sığ temelli bir yapı analitik ve numerik olarak analiz edilmiştir. Numerik model Plaxis 2D programında, sıvılaşan tabakalar için UBC3D-PLM bünye modeli, sıvılaşmayan tabakalar içinse Hardening Soil bünye modelinin modüler bir versiyonu olan Generalized Hardening Soil bünye modeli kullanılarak oluşturulmuştur. Modelin kalibrasyonu sahada yapılan kabarma ve oturma gözlemleri ile yapılmıştır. Kalibre edilen modelin üzerinde farklı yapı ve çevre kaplaması (bahçe, dolgu, yol gibi) konfigürasyonları denenerek uygulamada genellikle tercih edilen sıvılaşma değerlendirme yöntemlerinin performansı tartışılmıştır.

Elde edilen bulgular sığ temelli bir binanın sıvılaşma performansında; çevre binaların ve çevre kaplamasının göz ardı edilemez bir yol oynadığını göstermektedir. Ancak mevcut analitik yöntemler ile bu etkiler dikkate alınamamakta ve özellikle dönme ile oluşabilecek yapısal hasarlar tahmin edilememektedir. |

Eylül 2022 , [167.] sayfa.

Anahtar kelimeler: | Sıvılaşma, UBC3D-PLM, Adapazarı, Zemin – yapı etkileşimi, Yapı – yapı etkileşimi |



ABSTRACT

[M.Sc. THESIS]

[ESTIMATION OF SEISMIC SETTLEMENTS OF BUILDINGS WITH SHALLOW FOUNDATIONS ON LIQUEFABLE SOILS]

[Berke ÖZTÜRK]

İstanbul University-Cerrahpaşa

Institute of Graduate Studies

Department of Civil Engineering

Civil Engineering Program

[Supervisor : Prof. Dr. Sadık ÖZTOPRAK

Co-Supervisor: Dr. Sinan SARĞIN]

One of the most important factors affecting the earthquake performance of structures with shallow foundation is the liquefaction potential of the soils on which they are founded on. During the Kocaeli Earthquake that occurred on 17 August 1999, many lives and property were lost as a result of the liquefaction of low plasticity silts. Shear stress-induced settlements play a more dominant role in Adapazarı silts compared to sands and the amount of swelling seen on the surface is higher compared to sands.

The aim of this thesis study is to investigate the mechanisms affecting the liquefaction performance of structures with shallow foundations and effects of structure-structure and structure-soil interactions on liquefaction-induced settlements. In order to achieve this purpose, a structure with shallow foundation in Adapazarı, which was damaged as a result of liquefaction in the Kocaeli earthquake, and which has been widely researched in the literature, was analysed analytically and numerically. The numerical model was created in the Plaxis 2D software using the UBC3D-PLM model for liquefied layers and the Generalized Hardening Soil model, which

is a modular version of the Hardening Soil body model, for non-liquefiable layers. Calibration of the model was done according to heaving and settlement observed in the field. Performance of the liquefaction assessment methods, which are generally preferred in practice, is discussed by testing different combinations of structures and crust layers (such as uncontrolled fill, fill, asphalt or pavement, etc.) on the calibrated reference model.

The findings indicate that, the surrounding buildings and the surrounding crust play an important role in the liquefaction performance of a building with a shallow foundation and these elements should not be ignored in analysis. However, with current analytical methods, these effects cannot be taken into account and structural damage that may occur, especially rotation of the foundation, cannot be predicted accurately. |

September 2022, |167| pages.

Keywords: | Liquefaction, UBC3D-PLM, Adapazari, Soil-structure interaction|

1. GİRİŞ

Yerkabuğu içindeki kırılmalar nedeniyle ani olarak ortaya çıkan titreşimlerin dalgalar halinde yayılarak geçtikleri ortamları ve yer yüzeyini sarsma olayına deprem denir. Ülkemiz dünyanın en etkin deprem kuşaklarından birinin üzerinde bulunmaktadır. Geçmişte ülkemizde birçok yıkıcı depremler olduğu gibi, gelecekte de sıkça oluşması beklenen depremlere önlem alınmazsa büyük bir can ve mal kaybına uğranılacağı bir gerçektir. Deprem hasarlarının önemli sebeplerinden birisi; suya doymun, kohezyonsuz (veya düşük kohezyonlu), gevşek ve orta sıklıktaki ince daneli kumlu ve siltli zeminlerde görülen sıvılaşmadır.

Alaska ve Niigata’da 1964 yılında meydana gelen depremlerde sıvılaşmaya bağlı olarak gelişen köprü, temel ve şev duyarlılıkları sonrasında, dünya literatüründe sıvılaşma ve sıvılaşmaya bağlı zemin duyarlılıkları üzerine çok sayıda çalışma yapılmıştır. Ülkemizde sıvılaşma ile ilişkili yapısal hasarların gözlemlendiğine dair bulguların izlendiği bazı depremlerin yaşanmasına karşın, 13 Mart 1992 yılında meydana gelen Erzincan depremi ile sıvılaşma olayı Türkiye’de daha fazla dikkate alınmaya başlanmıştır (Aydan ve diğ. 2000). 1999 Kocaeli depremi sırasında, yer altı suyunun yüzeye yakın olduğu ve Kuvaterner yaşlı gevşek alüvyon zeminlerin yer aldığı Adapazarı ilinde sıvılaşmaya bağlı zemin duyarlılıkları ile ilişkili yapısal hasarlar sonucunda yoğun can ve mal kayıpları yaşanmıştır. Yapı temelleri ile su kanalları ve kanalizasyon vb. altyapı unsurları gibi her türlü yapısal unsurların suya doymun kum ve silt bileşeni fazla olan zeminlerin üzerine veya içine inşa edilmesi durumunda, zeminin sıvılaşmaya yatkınlığının gerçekçi bir şekilde değerlendirilmesi ve yorumlanması, sonrasında gelişebilecek can ve mal kayıplarının önlenmesi açısından yüksek öneme sahiptir.

Sıvılaşma; literatürde genel olarak yeraltı su seviyesinin altında bulunan, suya doymun, kohezyonsuz veya düşük kohezyonlu ($PI < 12$), gevşek ve orta sıklıktaki ince daneli kumlu ve siltli zeminlerin dinamik kuvvetlerin etkisiyle boşluklarının azalması ile ilave boşluk suyu basınçlarının oluşması nedeniyle zemin danelerinin arasındaki temas noktalarının azalması sonucu zeminin kendini taşıyamaması ve sıvı gibi davranması olarak tanımlanmaktadır. Sıvılaşma potansiyeli bulunan zeminler yüzeyden 15 – 20 metre derinliğe kadar risk oluşturmaktadır. Cubrinovski ve diğ. (2018), 2010 ve 2011’deki Christchurch depremlerinden sonra oluşan sıvılaşma hasarını inceleyerek; 10 m’nin altında sıvılaşan tabakaların deprem

kuvvetini sönümlendirdiğini ve yapının deprem performansına olumlu yönde etki ettiğini göstermişler ve sıvılaşma kaynaklı hasarların oluşmasında ilk 10 m içerisindeki tabakalamanın önemine dikkat çekmişlerdir.

Sıvılaşma potansiyelinin ve sıvılaşmaya bağlı oturmanın hesaplanmasında yaygın olarak kullanılan analitik yöntemler; Tokimatsu ve Seed (1987), Ishihara ve Yoshimine (1992), Zhang ve diğ. (2002) tarafından temelleri atılan, serbest arazide oluşan bir boyutlu hacimsel oturmaları ampirik olarak tahmin eden yöntemlerdir. Bu yöntemlerde arazideki yapı etkileri dikkate alınmadan sadece zemin dayanımını ve deprem etkisi dikkate almaktadır. Ancak yapı – yapı ve yapı – zemin etkileşimlerinin sıvılaşma kaynaklı hasarlara etkisi göz ardı edilemeyecek kadar büyüktür. Bu etkiler; performansı incelenen yapı, çevredeki yapıların etkilerinin dikkate alındığı ve üzerinde bulundukları zemin istifinin zemin içerisinde oluşacak ilave boşluk suyu basınçlarını dikkate alabilen bünye modelleri (UBCSand, PM4Sand, PM4Silt vb.) ile modellendiği numerik analizler ile modellenenbilmektedirler. Literatürde; sadece incelenen binanın etkisinin hesaba katılışı, iki tabakalı zemin istifinin (sıvılaşmayan kabuk tabakası ardından sıvılaşan zemin) üzerinde bulunana sığ temelli binalar için oluşturulmuş numerik modeller üzerinde yapılmış parametrik çalışmalar sonucu hazırlanmış analitik yöntemler de mevcuttur. (Bray ve Macedo, 2017)

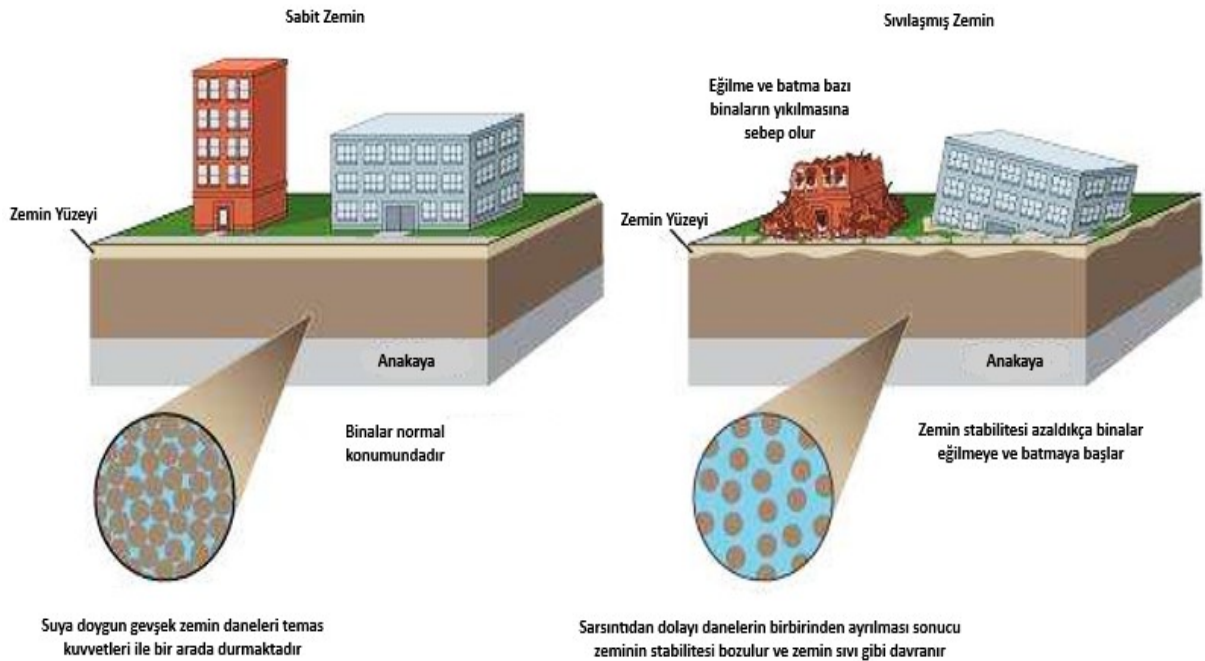
Bu tez çalışmasının amacı yüzeysel temelli binaların sıvılaşma performansını etkileyen mekanizmaları inceleyerek; yapı – yapı ve yapı – zemin etkileşimlerinin sıvılaşma kaynaklı oturmalara etkisini irdelemektir. Bu amaçla; ilk olarak 17 Ağustos 1999’da meydana gelen Kocaeli depreminde sıvılaşma kaynaklı oturmalara maruz kalmış bir bina ve mevcut zemin istifi numerik olarak modellenecek ve saha ölçümleri, numerik analiz sonuçları ve literatürden alınan analitik analiz çözümleri bir arada değerlendirilecektir. Sonrasında ise; modele hayali binalar eklenecek ve bu binaların incelenen binanın performansına, sıvılaşmaya bağlı oturma miktarlarına, zeminin yenilme mekanizmasına, boşluk suyu basınçlarının oluşumuna etkileri incelenecektir.

2. KAVRAMSAL ÇERÇEVE

2.1. SIVILAŞMA TANIMI

Genel anlamıyla suya doymun, kohezyonsuz (veya düşük kohezyonlu), gevşek ve orta sıklıktaki ince daneli kumlu ve siltli zeminlerde tekrarlı veya statik gerilmeler altında oluşan ilave boşluk suyu basıncıyla danelerin birbirinden ayrılması (taşıyıcı iskeletin bozulması) ve efektif zemin gerilmesinin azalması (veya yok olması) sonucu zeminin sıvı gibi davranmasıyla önemli düzeyde deformasyonların oluşması veya makaslama dayanımını yitirmesi sıvılaşma olarak tanımlanabilir.

Sıvılaşma sonucunda zeminde oluşabilecek deformasyonun miktarı, sıvılaşan tabakanın; gevşekliğine, derinliğine, kalınlığına, zemin istifinde kapsadığı alana, zeminin eğimine, sıvılaşmayan tabakaların mühendislik özelliklerine, bina ve diğer yapılar nedeniyle zemine uygulanan yükün miktarına ve dağılımına bağlı olarak değişmektedir.

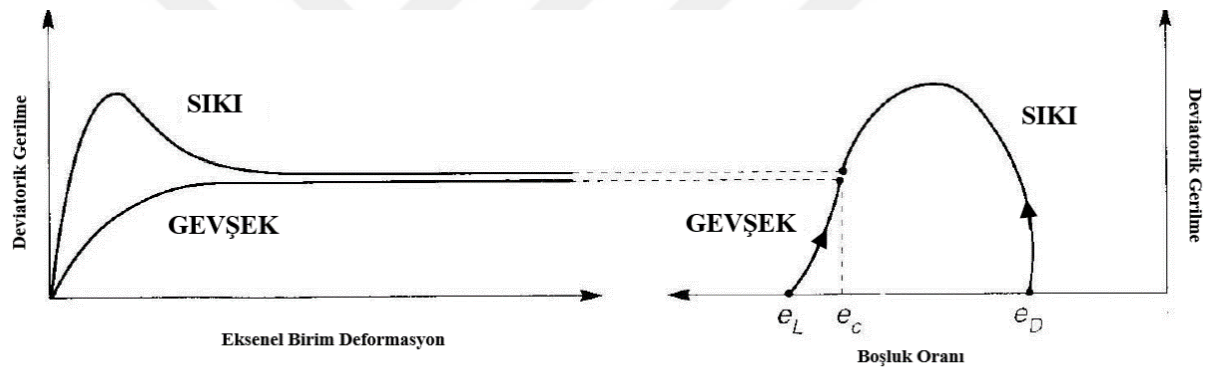


Şekil 2.1: Sıvılaşmanın şematik gösterimi (<https://www.britannica.com/science/soil-liquefaction>, Erişim tarihi: 10 Mayıs 2021).

2.2. SIVILAŞMA MEKANİZMASI

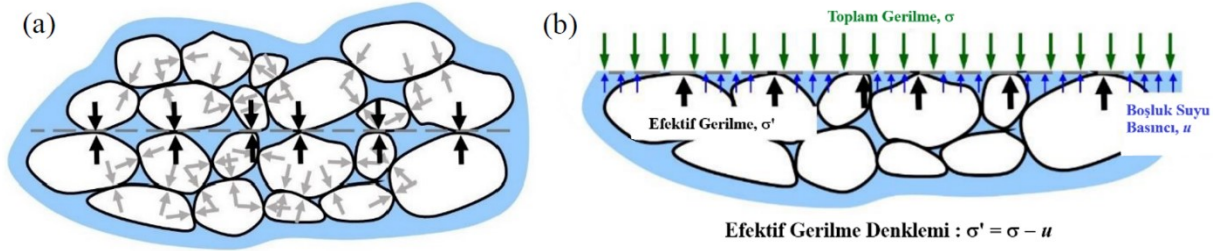
Zeminin direnci; danelerin birbirine teması ile yük aktarması sonucu oluşur. Suyu doymuş zeminlerde daneler arasındaki boşlukların tümü su ile doldurur. Boşluklar arasını dolduran boşluk suyu, boşluk suyu basıncını oluşturur ve zemin daneciklerini bir arada tutan dirence negatif etki yapar. Farklı bir deyişle danecikleri birbirinden uzaklaştırmaya çalışır.

Kohezyonsuz, gevşek zeminler tekrarlı yükler altında bulunduklarından daha sıkı bir duruma geçmek isterken sıkı zeminler ise daha gevşek bir duruma geçmek isterler. Kuru kumlar üzerinde yapılan değişik dinamik deneylerde bu hacim azalması ve sıkılığın artması gözlenmiştir. Suyu doymuş zeminlerde ise, daneler arasını dolduran boşluk suyu drenajsız durumda tekrarlı yükler altında gevşek kuru kumlarda gözlenen hacimsel sıkışmaya engel olmaktadır (Şekil 2.2).



Şekil 2.2: Sıkı ve gevşek zeminlerin drenajlı yükleme altındaki davranışı (NASEM, 2016).

Suyun sıkışabilirliği zemin yapısına oranla çok az olduğu için boşluk suyu zemine gelen yükler altında zemin danecikleri gibi sıkışmayacak ve drene olma eğilimi gösterecektir. Boşluk suyunun yeterli hızda drene olamadığı durumlarda ilave boşluk suyu basınçları oluşacaktır. Oluşan bu ilave boşluk suyu basıncı zemin danelerini birbirinden ayırarak, zemin danelerinin birbirleri arasında yük aktarmasını sağlayan temas yüzeylerini azaltacaklardır (Şekil 2.3). Zemin daneleri arasındaki temas yüzeylerinin azalması sonucu zemin dayanımı yani zeminin efektif gerilmesi azalır. Zemin daneleri arasındaki temas kuvvetleri tamamen yok olduğunda tüm dayanımını yitiren zemin viskoz bir sıvı gibi davranmaya başlar.



Şekil 2.3: a) Statik durumda zemin daneleri b) Boşluk suyu basıncı ile efektif gerilme arasındaki ilişki (NASEM, 2016).

Bu durum formüle edilirse;

Statik durum,

$$\sigma'_{vo} = \sigma_{vo} - u_s \quad (2.1)$$

Dinamik durum,

$$\sigma'_{vo} = \sigma_{vo} - (u_s + u_d) \quad (2.2)$$

Eğer,

$$(u_s + u_d) = \sigma_{vo} \quad (2.3)$$

Olursa;

$$\sigma'_{vo} = 0 \text{ dır.} \quad (2.4)$$

Burada;

σ'_{vo} : Efektif gerilme

σ_{vo} : Toplam gerilme

u_s : Statik durumda oluşan ilave boşluk suyu basıncı

u_d : Dinamik durumda oluşan ilave boşluk suyu basıncı

olarak verilmektedir.

2.3. SIVILAŞMA DEĞERLENDİRME ÖLÇÜTLERİ

Sıvılaşma olma ihtimalinin değerlendirilmesinde kullanılan ölçütler 3 başlık altında toplanabilir.

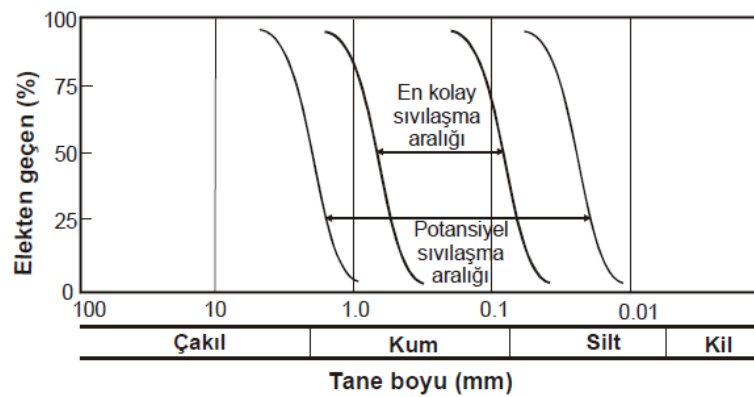
2.3.1. Jeolojik Ölçütler

Genç (Holosen) zeminlerin daneleri arasındaki çimentolanma, yaşlı zeminlere oranla daha azdır. Bu nedenle genç yaşlı zeminlerde (özellikle de yeni çökelmiş zeminlerde) sıvılaşma görülme ihtimali daha yüksektir. Benzer şekilde; güncel ve eski göl havzaları ile akarsu yataklarında taşınan malzemelerin çökmesiyle oluşan katmanlar, akarsu taşkın ovaları, deniz kıyılarında çökelen zeminler, akarsuların denize döküldüğü bölgelerde oluşan deltalar, başka bir deyişle alüvyon çökelleri sıvılaşma potansiyeline sahip istiflerin sıklıkla karşılaşıldığı oluşumlardır.

2.3.2. Zemin Kompozisyonu

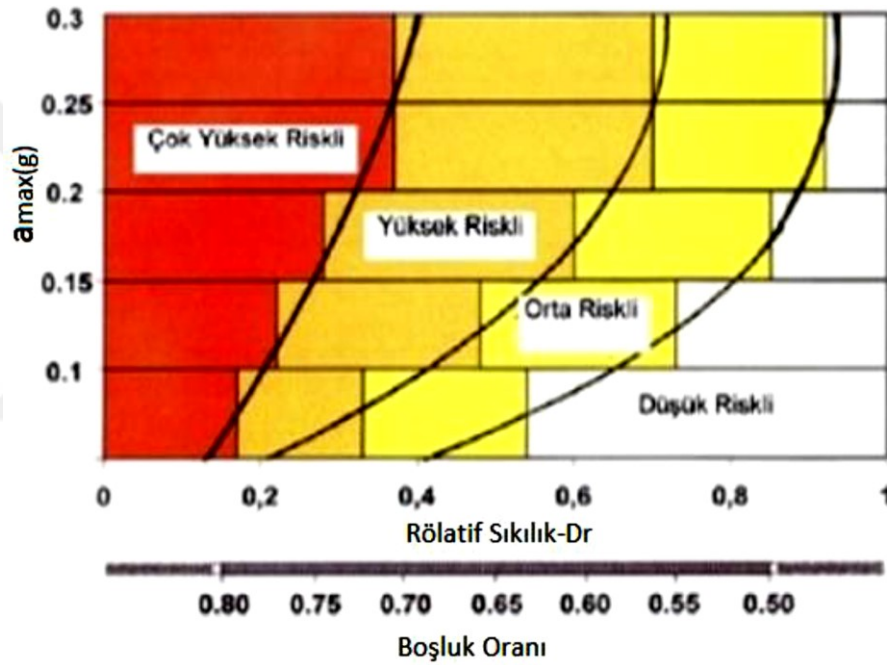
Suya doymun, kohezyonsuz (veya düşük kohezyonlu), diğer bir anlamıyla kil içermeyen, gevşek ve orta sıkılıktaki ince daneli kumlu ve siltli zeminlerde sıvılaşma ihtimali daha fazladır. Bu durum kohezyonun zeminlerin efektif gerilmesine pozitif etki yapmasından kaynaklanmaktadır fakat kil içeriğinin, miktarına ve türüne bağlı olarak zeminlerin sıvılaşma ihtimalini arttırdığı da bilinmektedir. Bu durumun en iyi gözlemlendiği örnek 1995 yılında gerçekleşen, $M_w = 7.2$ büyüklüğündeki Kobe, Japonya depremidir.

İyi derecelenmiş kumlarda deprem gibi sismik etkilerin oluşturduğu titreşimlerle oluşacak hacim daralması, kötü derecelenmiş zeminlere göre daha azdır. Hacim daralmasının az olması boşluk suyu basıncındaki ani artışları sınırlandıracağı için zeminin sıvılaşması daha zor olacaktır. Bu nedenle kötü derecelenmiş zeminlerde sıvılaşma olma ihtimali daha azdır.



Şekil 2.4: Zeminlerde sıvılaşabilir dane çapı aralığı (Port and Harbor Research Institute of Japan, 1997).

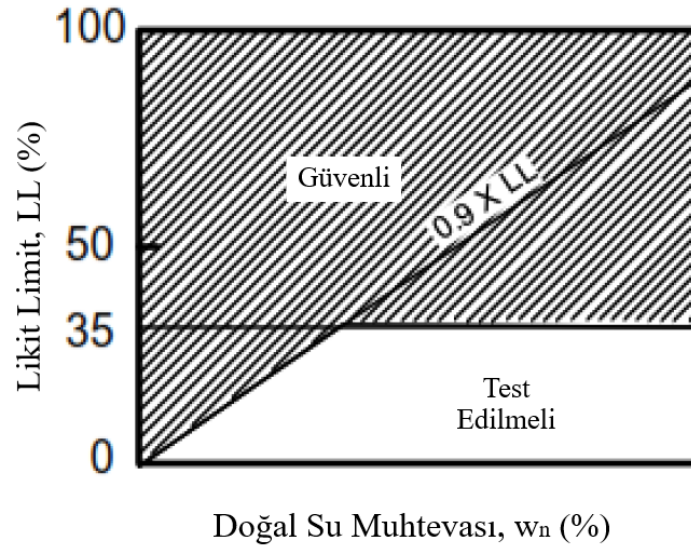
İri dane oranı yüksek zeminlerde su drenajı diğer zeminlere göre daha kısa sürede gerçekleşeceğinden dolayı sıvılaşma görülme riski daha azdır. Yuvarlaklaşmış daneler içeren zeminler sıvılaşmaya karşı daha duyarlı zeminlerdir. Deprem süresince sıvılaşan gevşek kumlar, daha sıkı oldukları durumda iken sıvılaşmayabilirler. Örnek olarak 1964 Niigata depreminde, rölatif sıkılığı %50 olan kumlarda sıvılaşma durumu meydana geldiği halde, rölatif sıkılığı %70'i aşan kumlarda sıvılaşma olmadığı gözlenmiştir (Uyanık, 2002). Kumlu zeminler üzerinde yapılan deneyler sonucunda, başlangıç rölatif sıkılık oranı %65'ten fazla olan kumlu zeminlerin boşluk suyu basıncında artış olmadığı tespit edilmiştir. Bu sıkılık oranına sahip olan zeminlerin sıvılaşma riski düşüktür (Güngör, 2007).



Şekil 2.5: Sıvılaşma riskinin rölatif sıkılık, boşluk oranı ve maksimum yer ivmesi ile ilişkisi (Seed ve Idriss, 1997).

Literatürde kil miktarının ve türünün zeminlerin sıvılaşma ihtimaline etkisini belirlemek için kullanılan en eski yöntem 1979 yılında Wang tarafından ortaya atılan ve 1982 yılında Seed ve Idriss tarafından güncellenen Çin kriteridir. Çin kriterine göre numune Cassagrande grafiğinde A çizgisinin üzerinde kalıyor ve aşağıdaki koşullara uyuyor ise sıvılaşma potansiyeli vardır (Şekil 2.6).

- Kil içeriği (0.005 mm) $\leq \%15$
- Likit limit, $LL \leq \%35$
- Doğal su muhtevası, $w_n \geq 0.9 LL$



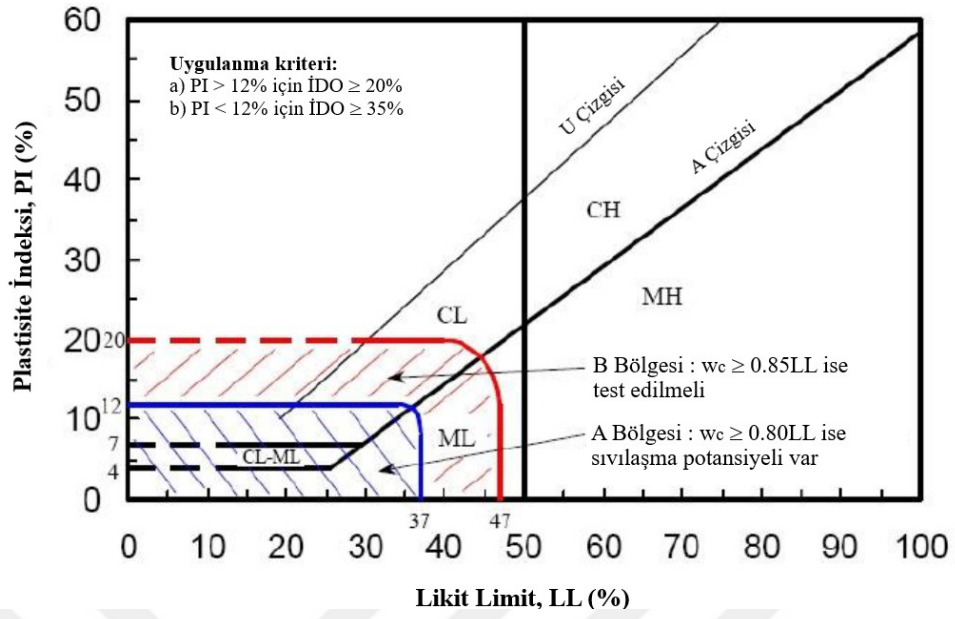
Şekil 2.6: Güncellenmiş Çin Kriteri (Seed ve Idriss, 1982).

2000 yılında Andrews ve Martin Çin kriterini daha fazla vaka ekleyerek ve kil içeriğini 0.002 mm'den küçük olan daneler olarak tanımlayarak güncellemişlerdir. Modifiye Çin Kriteri olarak anılan bu kriter Tablo 2.1'de verilmiştir.

Tablo 2.1: Modifiye Çin Kriteri (Andrews ve Martin, 2000).

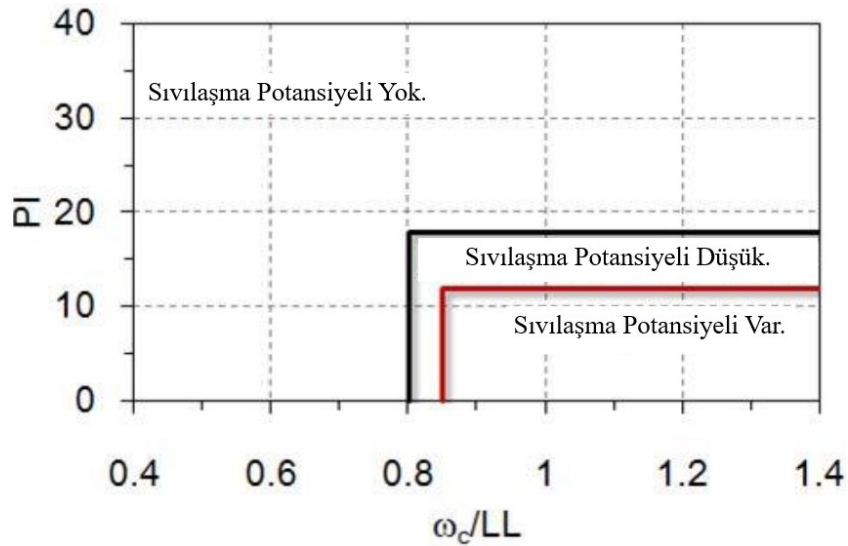
	Likit limit < 32	Likit limit $\geq$ 32
Kil içeriği < 10%	Sıvılaşabilir	Test edilmeli
Kil içeriği $\geq$ 10%	Test edilmeli	Sıvılaşmaz

2003 yılında Seed ve diğ. Sıvılaşan zeminleri potansiyellerine göre ikiye ayıran bir sıvılaşma potansiyeli kriteri hazırlamışlardır. Kritere göre; A bölgesindeki zeminleri sıvılaşma potansiyeli olan zeminlerdir ve sıvılaşp, sıvılaşmayacakları basitleştirilmiş sıvılaşma analizi ile tespit edilebilir. B bölgesindeki zeminlerin ise sıvılaşp sıvılaşmayacağını anlamak için basitleştirilmiş sıvılaşma analizini yanı sıra sahadan örnek alınması ve laboratuvarında test edilmesi gerekmektedir.



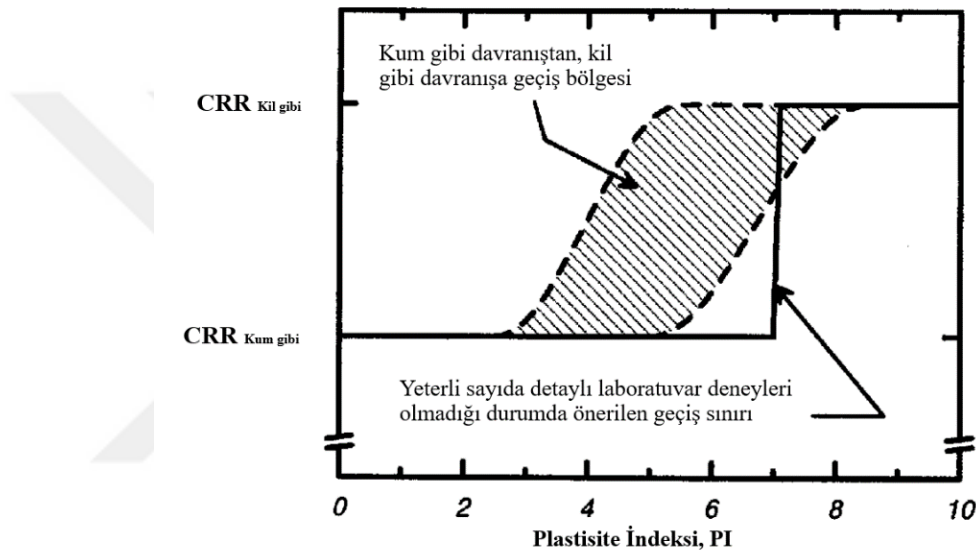
Şekil 2.7: Seed ve diğ. (2003) tarafından önerilen sıvılaşma kriteri.

Kocaeli Depremi sırasında, Adapazarı'nda sıvılaşmanın görüldüğü sahalarda Bray ve Sancio (2006) tarafından yapılan incelemelerde Çin kriterinin Adapazarı siltleri için yetersiz kaldığı görülmüş ve yeni bir kriter önerilmiştir. Araştırmacılar zeminin içerisindeki kil boyutlu dane miktarı yerine, kil minerali miktarının sıvılaşma potansiyeli için etkili olduğunu vurgulamışlardır.



Şekil 2.8: Bray ve Sancio (2006) tarafından önerilen sıvılaşma kriteri.

Ayrıca sıvılaşma potansiyelinin belirlenmesi için, CPT uç direnci ve çeper sürtünmesi ile hesaplanan zemin davranış indeksi, I_c de kullanılabilir (Robertson ve Wride, 1998). Uygulamada çoğu zaman $I_c < 2.6$ olduğu durumda zeminde “kum gibi” davranışın gözlemlendiği $I_c > 2.6$ olduğu durumda ise “kil gibi” davranışın gözlemlendiği kabul edilmektedir. Ancak 2.6 sınırı mineraloji, plastisite indeksi (PI) ve gerilme geçmişi gibi birçok faktöre bağlıdır (Robertson ve Wride, 1998). Bu nedenle sahaya özel I_c sınırları belirlenmelidir (Boulanger ve Idriss, 2015). Boulanger ve Idriss (2006) kum gibi davranıştan kil gibi davranışa geçişin $PI = 3 - 8$ arasında olabileceğini ve uygulama için bu sınırın 7 olarak alınabileceğini öne sürmüştür.



Şekil 2.9: İnce daneli zeminlerde artan plastisite indeksi ile kum gibi davranıştan kil gibi davranışa geçiş ve uygulama için önerilen sınır (Boulanger ve Idriss, 2006).

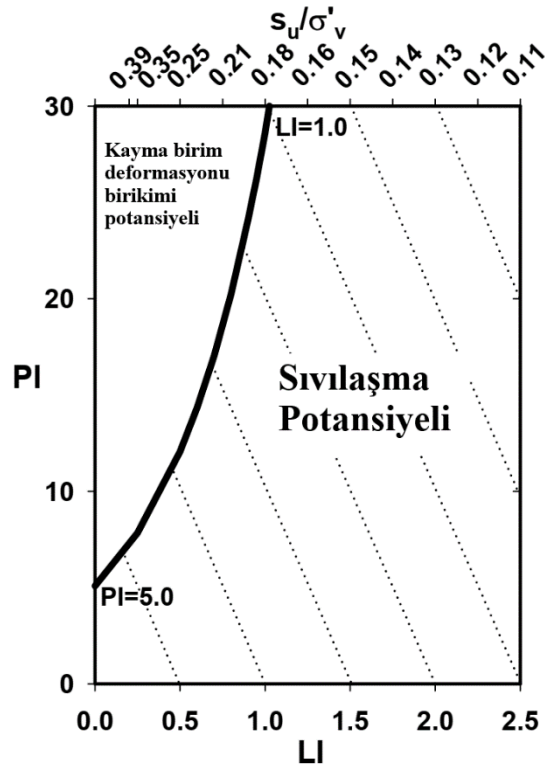
İnce daneli zeminlerin sıvılaşma potansiyelinin değerlendirilmesi için, Bilge (2010) tarafından numunenin plastisite indeksine (PI) ve likidite indeksine (LI) dayanan bir kriter geliştirilmiştir. Bu kritere göre; PI değeri 30’dan büyük zeminler sıvılaşmaz olarak nitelendirilir ve sadece kayma birim deformasyonu birikimi potansiyeli barındırır. PI değeri 30’dan küçük olan zeminler ise denklem 2.5’in sağlandığı durumda sıvılaşabilir olarak tanılandırılmıştır.

$$LI \geq 0.578 \ln PI - 0.940 \quad (2.5)$$

Burada;

LI : Likidite indisi

PI : Plastisite indisi



Şekil 2.10: Bilge (2010) tarafından ince daneli zeminler için önerilen sıvılaşma kriteri.

2.3.3. Ampirik Sıvılaşma Analizi Ölçütleri

Zeminin dayanımının bir ölçütü olan çevrimsel direnç oranının (CRR) depremin o noktadaki çevrimsel gerilme oranına (CSR) bölünmesi ile elde edilen güvenlik katsayısına bağlı olarak yapılan bir değerlendirme yaklaşımıdır. Ayrıntılı olarak bir sonraki bölümde anlatılacaktır.

Jeolojik ve zemin kompozisyonuna yönelik değerlendirme ölçütleri sıvılaşmaya ilişkin sadece tanımlayıcı yaklaşımlar olup, ilgili sahanın depremselliği ve deprem parametreleri ile yer altı suyu gibi koşulları dikkate almaz. Bu nedenle sadece ön değerlendirme aracı olarak dikkate alınabilirler.

2.4. SIVILAŞMA ANALİZ YÖNTEMLERİ

Zeminlerin sıvılaşma potansiyelinin olup olmadığı belirlendikten sonra, sıvılaşan zemin tabakalarının araziye özel olarak belirlenmiş sismik etkiler altında sıvılaşıp sıvılaşmayacağını belirlemesi gerekmektedir. Bunun için iki yöntem mevcuttur;

a. Saha deneylerinden elde edilen parametrelerin kullanıldığı basitleştirilmiş sıvılaşma analizi, ilk defa Seed ve Idriss (1971) tarafından ortaya atılmıştır. Bu yöntemde girdi olarak; standart penetrasyon testi (SPT), konik penetrasyon testi (CPT) ve kayma dalgası hızı (V_s) ölçümlerinden elde edilen veriler kullanılabilir.

b. Sahadan alınan örselenmiş ve örselenmemiş zemin numunelerinin laboratuvarda arazideki gerilme şartlarına uygun olarak test edilmesi ile zeminde sıvılaşma görülüp görülmeyeceği değerlendirilebilir.

Bu çalışmada incelenecek olan vakanın analitik analizinde Boulanger ve Idriss (2014) tarafından SPT ve CPT için güncellenen basitleştirilmiş sıvılaşma analizi yöntemi kullanılacaktır.

2.4.1. Basitleştirilmiş Sıvılaşma Analizi

Basitleştirilmiş Yöntem ilk olarak Seed & Idriss (1971) tarafından önerilmiştir. Depremi neden olduğu yer hareketinin etkisinin bir çevrimsel kayma gerilmesi oranı (CSR) kullanılarak göz önüne alındığı yöntemde, bu değer sıvılaşma direncini tanımlamak için kullanılan çevrimsel direnç oranı (CRR) ile karşılaştırması sonucu sıvılaşmaya karşı güvenlik sayısı hesaplanmaktadır.

$$FS_L = \frac{CRR}{CSR} \quad (2.6)$$

Burada;

FS_L : Sıvılaşmaya karşı güvenlik katsayısı

CRR : Zeminin sıvılaşmaya karşı dayanım kapasitesini gösteren çevrimsel direncin oranı

CSR : Depremde zemine uygulanan sismik etkiyi gösteren çevrimsel gerilmenin oranı

Sıvılaşmaya karşı güvenlik katsayısının, FS_L 1'in altında olması halinde o tabakada sıvılaşma görülecektir.

2.4.1.1. Çevrimsel Gerilme Oranı (CSR)

Çevrimsel gerilme oranı; yatay kayma gerilmesinin düşey efektif gerilmeye göre normalize edilmiş halidir. Literatürde, herhangi bir noktadaki CSR maksimum CRS değerinin %65'i olarak kabul edilmektedir.

Rijit bir zemin kolonunda deprem kaynaklı oluşabilecek maksimum kayma gerilmesi kolonun tabanında oluşur ve $F = m \times a$ eşitliği esas alınarak aşağıdaki gibi hesaplanır.

$$\tau_{maks} = F = ma = \frac{W}{g} a_{maks} = \frac{\gamma H}{g} a_{maks} = \sigma_{vo} \frac{a_{maks}}{g} \quad (2.7)$$

Burada;

- τ_{maks} : Maksimum kayma gerilmesi (kN)
 W : Zemin kolonunun ağırlığı (kPa)
 g : Yer çekimi ivmesi (m/sn²)
 a_{maks} : Zemin yüzeyindeki maksimum yatay ivme (m/sn²)
 γ : Zemin kolonunun yoğunluğu (kN/m³)
 H : Zeminin kolonunun boyu (m)
 σ_{vo} : Toplam düşey gerilme (kPa)

Bu durumda çevrimsel gerilme oranı aşağıdaki gibi hesaplanabilir.

$$CSR = \frac{\tau_z}{\sigma'_{vo}} = 0.65 \frac{\tau_{maks}}{\sigma'_{vo}} = 0.65 \frac{\sigma_{vo}}{\sigma'_{vo}} \frac{a_{maks}}{g} r_d \quad (2.8)$$

Burada;

- τ_z : z derinlikteki kayma gerilmesi (kN)
 τ_{maks} : Maksimum kayma gerilmesi (kN)
 σ_{vo} : Toplam düşey gerilme (kPa)
 σ'_{vo} : Efektif düşey gerilme (kPa)
 a_{maks} : Zemin yüzeyindeki maksimum yatay ivme (m/sn²)
 g : Yer çekimi ivmesi (m/sn²)
 γ : Zemin kolonunun yoğunluğu (kN/m³)
 r_d : Gerilme azaltma katsayısı

Gerilme azaltma katsayısının Idriss (1999) tarafından yapılan çok sayıda saha tepki analizi ile aşağıdaki gibi hesaplanabileceği gösterilmiştir.

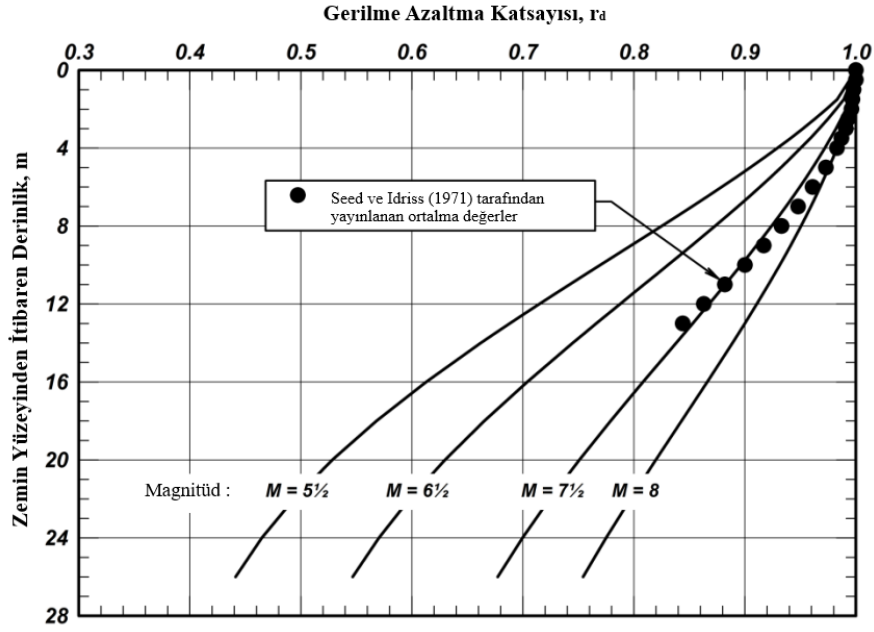
$$r_d = \exp[\alpha(z) + \beta(z)M] \quad (2.9a)$$

$$\alpha(z) = -1.012 - 1.126 \sin\left(\frac{z}{11.73} + 5.133\right) \quad (2.9b)$$

$$\beta(z) = 0.106 + 0.118 \sin\left(\frac{z}{11.28} + 5.142\right) \quad (2.9c)$$

Burada;

- z : Zemin yüzeyinden derinlik (m)
 M : Depremin magnitüdü



Şekil 2.11:Farklı deprem magnitüdleri için gerilme azaltma katsayısı – derinlik ilişkisi (Boulanger ve Idriss, 2014).

Gerilme azaltma katsayısı için başka araştırmacılar tarafından farklı denklemler önerilse de bu farklı denklemlerin ilk 10 – 12 metre içerisinde kayda değer bir fark yaratmadığı görülmüştür. Ancak 10 – 12 metreden derin analizlerde gerilme azaltma katsayısındaki belirsizlik çok artmaktadır. Bu nedenle 10 metreden büyük derinliklerde yapılacak basitleştirilmiş sıvılaşma analizlerinde; çevrimsel gerilme oranlarının sahaya özel saha tepki analizlerinden elde edilmesi önerilir (Boulanger ve Idriss, 2014).

2.4.1.2. Çevrimsel Direnç Oranı (CRR)

Çevrimsel direnç oranı; en basit tanımıyla zeminin sıvılaşmaya karşı dayanımının bir ifadesidir. Tekrarlı dayanım oranı; arazide, Standart Penetrasyon Testi (SPT), Konik Penetrasyon Testi (CPT) veya makaslama dalgası hızı (V_s) deneyleri ile elde edilirken, laboratuvar ortamında, özel koşullarda ve özel yöntemlerle alınmış örselenmemiş örnekler üzerinde yapılacak dinamik üç eksenli deneysel çalışmalar ile de elde edilebilmektedir.

Ayrıca çevrimsel direnç oranı, depremin süresine ve efektif gerilmeye de bağlıdır. Hesaplarda; deprem süresi deprem magnitüdü ölçekleme faktörü (MSF) ile ilişkilendirilirken, efektif gerilme de bir yük düzeltme faktörü (K_σ) ile ilişkilendirilmektedir. Çevrimsel direnç oranı aşağıdaki şekilde hesaplanabilir.

$$CRR = CRR_{M=7.5} \times MSF \times K_\sigma \quad (2.10)$$

Burada;

$CRR_{M=7.5}$: M=7.5 büyüklüğünde bir deprem için geçerli olan CRR değeri

MSF : Deprem magnitudü ölçekleme faktörü

K_{σ} : Yük düzeltme faktörü

M=7.5 büyüklüğünde bir deprem için geçerli olan CRR değeri, Youd ve Idriss (2001)'e göre düzeltilmiş SPT darbe sayısına $[(N_1)_{60}]$ bağlı olarak aşağıdaki gibi hesaplanabilir.

$$CRR_{M=7.5} = \frac{1}{34-(N_1)_{60}} + \frac{(N_1)_{60}}{135} + \frac{50}{[10(N_1)_{60}+45]^2} - \frac{1}{200} \quad (2.11)$$

Youd ve Idriss (2001)'e göre $(N_1)_{60} > 30$ olan zeminler sıvılaşmayacak kadar sıkı olarak değerlendirilmiştir. Denklem (2.11)'de verilen $(N_1)_{60}$ değerleri temiz kumlar için verilmiştir. İncelenen tabakanın ince dane oranı %5'den büyük ise tabakanın $(N_1)_{60}$ değerine Denklem (2.12)'de verilen düzeltme uygulanmalıdır.

$$(N_1)_{60cs} = \alpha + \beta(N_1)_{60} \quad (2.12)$$

Denklem (2.12)'de verilen α ve β katsayıları Tablo 2.2'de verilen eşitlikler ile hesaplanabilir.

Tablo 2.2: Temiz kum düzeltme katsayıları (Youd ve Idriss, 2001).

Katsayı	İnce Dane Oranı (%)		
	$FC \leq \%5$	$\%5 < FC < \%35$	$FC \geq \%35$
α	0	$\exp[1.76 - (190/FC^2)]$	5
β	1	$0.99 + (FC^{1.5}/1000)$	1.2

M=7.5 büyüklüğünde bir deprem için geçerli olan CRR değeri, Boulanger ve Idriss (2014) tarafından deterministik olarak bulunan korelasyonlara, SPT darbe sayısının (N) ve CPT uç direncinin (q_c), zeminin içerisindeki ince dane oranı (FC) ile bulunduğu ortamdaki efektif gerilmeye (σ'_v) göre düzeltilmiş versiyonları ile hesaplanabilir.

$$CRR_{M=7.5} = \exp \left[\frac{q_{c1Ncs}}{113} + \left(\frac{q_{c1Ncs}}{1000} \right)^2 - \left(\frac{q_{c1Ncs}}{140} \right)^3 + \left(\frac{q_{c1Ncs}}{137} \right)^4 - 2.8 \right] \quad (2.13)$$

$$CRR_{M=7.5} = \exp \left[\frac{(N_1)_{60cs}}{14.1} + \left(\frac{(N_1)_{60cs}}{126} \right)^2 - \left(\frac{(N_1)_{60cs}}{23.6} \right)^3 + \left(\frac{(N_1)_{60cs}}{25.4} \right)^4 - 2.8 \right] \quad (2.14)$$

Burada;

q_{c1Ncs} : Düzeltilmiş uç direncinin temiz kum için eş değer değeri

$(N_1)_{60cs}$: Düzeltilmiş darbe sayısının temiz kum için eş değer değeri

CPT uç direnci aşağıdaki gibi düzeltilebilir.

$$q_{c1Ncs} = q_{c1N} + \Delta q_{c1N} \quad (2.15a)$$

$$\Delta q_{c1N} = \left[11.9 + \frac{q_{c1N}}{14.6} \right] \exp \left[1.63 - \frac{9.7}{FC+2} - \left(\frac{15.7}{FC+2} \right)^2 \right] \quad (2.15b)$$

$$q_{c1N} = C_N \frac{q_c}{Pa} \quad (2.15c)$$

Burada;

- q_{c1N} : Düzeltilmiş uç direnci
 Δq_{c1N} : Eş değer ince dane düzeltmesi
 q_c : Ölçülen uç direnci
 FC : İnce dane oranı
 C_N : Gerilme düzeltmesi
 Pa : Atmosfer basıncı, 101.3 kPa

SPT darbe sayısı aşağıdaki gibi düzeltilebilir.

$$(N_1)_{60cs} = (N_1)_{60} + \Delta(N_1)_{60} \quad (2.16a)$$

$$\Delta(N_1)_{60} = \exp \left[1.63 - \frac{9.7}{FC+0.01} - \left(\frac{15.7}{FC+0.01} \right)^2 \right] \quad (2.16b)$$

$$(N_1)_{60} = C_N N_{60} = C_N C_R C_S C_B C_E N \quad (2.16c)$$

Burada;

- $(N_1)_{60}$: Düzeltilmiş darbe sayısı
 $\Delta(N_1)_{60}$: Eş değer ince dane düzeltmesi
 FC : İnce dane oranı
 C_N : Gerilme düzeltmesi
 C_R : Tij boyu düzeltmesi
 C_S : Numune alıcı tipi düzeltmesi
 C_B : Sondaj çapı düzeltmesi
 C_E : Enerji düzeltmesi
 N : Deneydeki son 30 cm penetrasyonu sağlayabilmek için gereken darbe sayısı

CPT ve SPT düzeltmelerinde kullanılacak gerilme düzeltme katsayısı aşağıdaki gibi hesaplanabilir.

$$C_N = \left(\frac{Pa}{\sigma'_v} \right)^m \leq 1.7 \quad (2.17a)$$

$$m = 1.338 - 0.249(q_{c1Ncs})^{0.264} \leftrightarrow 21 \leq q_{c1Ncs} \leq 254 \quad (2.17b)$$

$$m = 0.784 - 0.0768\sqrt{(N_1)_{60cs}} \leftrightarrow (N_1)_{60cs} \leq 46 \quad (2.17c)$$

Tablo 2.3: SPT düzeltme katsayıları (TBDY, 2018).

Faktör	Ekipman Değişkeni	Terim	Düzeltilme
Aşırı yük basıncı	-	C_N	$C_N = 9.78\sqrt{1/\sigma'_v}$
Aşırı yük basıncı	-	C_N	$C_N \leq 1.7$
Enerji oranı	Güvenli tokmak	C_E	0.60 – 1.17
Enerji oranı	Halkalı tokmak	C_E	0.45 – 1.00
Enerji oranı	Otomatik tokmak	C_E	0.90 – 1.60
Sondaj deliği çapı	65 – 115 mm	C_B	1.00
Sondaj deliği çapı	150 mm	C_B	1.05
Sondaj deliği çapı	200 mm	C_B	1.15
Tij uzunluğu	< 3 m	C_R	0.75
Tij uzunluğu	3 – 4 m	C_R	0.80
Tij uzunluğu	4 – 6 m	C_R	0.85
Tij uzunluğu	6 – 10 m	C_R	0.95
Tij uzunluğu	10 – 30 m	C_R	1.00
Örnekleme metodu	Standart örnekleyci	C_S	1.00
Örnekleme metodu	İç tüpsüz örnekleyci	C_S	1.10 – 1.30

Laboratuvar verisi olmadığında, incelenen tabakanın ince dane oranı CPT verilerine dayanarak Boulanger ve Idriss (2014) tarafından geliştirilen aşağıdaki eşitlik ile tahmin edilebilir;

$$FC = 80(I_c - C_{FC}) - 137 \quad (2.18)$$

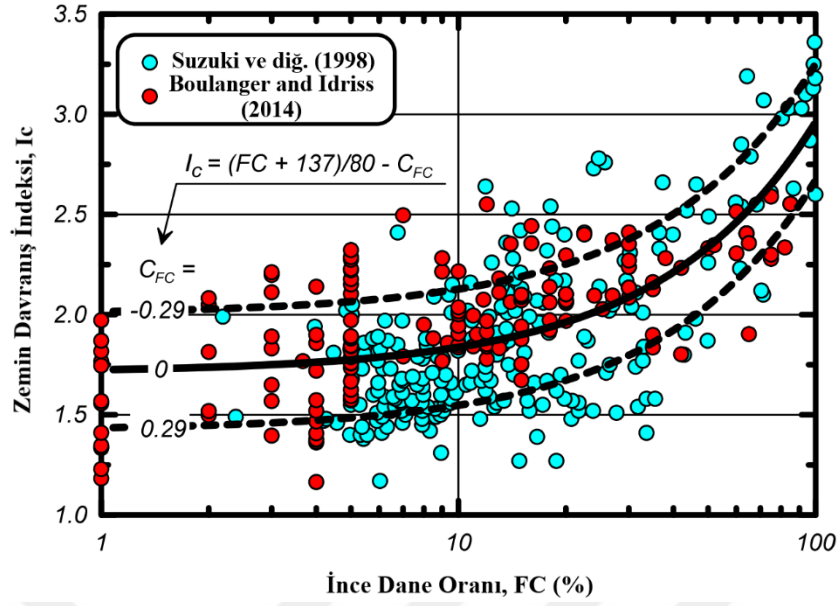
Burada;

FC : İnce dane oranı

I_c : Zemin davranış indeksi

C_{FC} : Ayarlama parametresi

C_{FC} değişkeni saha verilerine göre -0.29 ile 0.29 arasında değerler alacak şekilde değiştirilebilir (Şekil 2.12).



Şekil 2.12: Zemin davranış indeksi ile ince dane oranı arasındaki ilişki (Boulanger ve Idriss, 2014).

Zemin davranış indeksi (I_c) Robertson ve Wride (1998) tarafından geliştirilen aşağıdaki denklemler ile hesaplanabilir.

$$I_c = \sqrt{(3.47 - \log Q)^2 + (1.22 + \log F)^2} \quad (2.19a)$$

$$Q = \left(\frac{q_c - \sigma_v}{Pa} \right) \times \left(\frac{Pa}{\sigma'_v} \right)^n \quad (2.19b)$$

$$F = \left(\frac{f_s}{q_c - \sigma_v} \right) \times 100 \quad (2.19c)$$

Burada;

- I_c : Zemin davranış indeksi
- Q : Normalize uç direnci
- F : Normalize sürtünme oranı
- q_c : Ölçülen uç direnci
- f_s : Ölçülen çevre sürtünmesi
- σ_v : Toplam düşey zemin gerilmesi
- σ'_v : Efektif düşey zemin gerilmesi
- Pa : Atmosfer basıncı, 101.3 kPa
- n : Zemin tipine bağlı katsayı

Robertson ve Wride (1998)'e göre n katsayısı kumlar için 0.5, killler için 1.0 değerini almaktadır. Robertson (2008) tarafından n katsayısının tabakanın gerilme durumuna göre aşağıda verilen denklem ile iteratif olarak hesaplanabileceğini gösterilmiştir.

$$n = 0.381I_c + 0.05 \left(\frac{\sigma'_v}{Pa} \right) - 0.15 \leq 1.0 \quad (2.20)$$

Denklem 2.19 ve Denklem 2.20 n değerindeki değişiklik 0.01'den küçük olana kadar tekrarlanmalıdır.

Youd ve diğ. (2001) tarafından kumlar için önerilen deprem magnitüdü ölçekleme faktörü ilişkisi aşağıdaki verilmiştir.

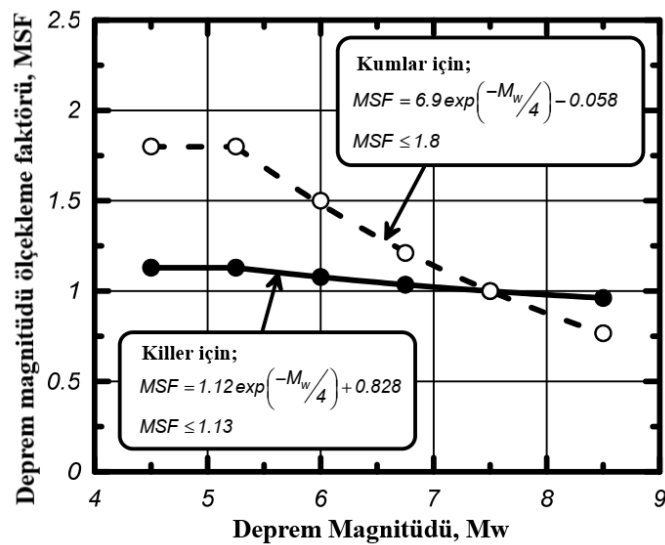
$$MSF = \frac{10^{2.24}}{M_w^{2.56}} \quad (2.21)$$

Burada;

MSF : Deprem ölçekleme faktörü

M_w : Deprem magnitüdü

Idriss ve Boulanger (2008)'de kumlar ve killer için önerilen deprem magnitüdü ölçekleme faktörleri Şekil 2.13'de verilmiştir. Kumlar için verilen formül 1999 yılında Idriss tarafından geliştirilmiştir. Killer için verilen formül ise Boulanger ve Idriss tarafından 2007 yılında geliştirilmiştir.



Şekil 2.13: Kum ve kil zeminler için deprem magnitüdü ölçekleme faktörleri (Boulanger ve Idriss, 2014).

Deprem magnitüdü ölçekleme faktörü zemin türünden bağımsız olarak Boulanger ve Idriss (2014) tarafından önerilen aşağıdaki formüllerle hesaplanabilir.

$$MSF = 1 + [MSF_{maks} - 1] \left[8.64 \exp \left(-\frac{M}{4} \right) - 1.325 \right] \quad (2.22a)$$

$$MSF_{maks} = 1.09 + \left(\frac{q_{c1Ncs}}{180} \right)^3 \leq 2.2 \quad (2.22b)$$

$$MSF_{maks} = 1.09 + \left(\frac{(N_1)_{60cs}}{31.5} \right)^2 \leq 2.2 \quad (2.22c)$$

Burada;

MSF_{maks} : Maksimum deprem magnitüdü ölçekleme faktörü

M : Deprem magnitüdü

q_{c1Ncs} : Düzeltilmiş uç direncinin temiz kum için eş değer değeri

$(N_1)_{60cs}$: Düzeltilmiş darbe sayısının temiz kum için eş değer değeri

CRR hesabında kullanılacak yük düzeltme faktörü ise aşağıda verilen formüller yardımıyla hesaplanabilir.

$$K_\sigma = 1 - C_\sigma \ln \left(\frac{\sigma'_v}{P_a} \right) \leq 1.1 \quad (2.23a)$$

$$C_\sigma = \frac{1}{37.3 - 8.27(q_{c1Ncs})^{0.264}} \leq 0.3 \quad (2.23b)$$

$$C_\sigma = \frac{1}{18.9 - 2.55\sqrt{(N_1)_{60cs}}} \leq 0.3 \quad (2.23c)$$

Burada;

K_σ : Yük düzeltme faktörü

C_σ : Zemine bağlı katsayı

q_{c1Ncs} : Düzeltilmiş uç direncinin temiz kum için eş değer değeri

$(N_1)_{60cs}$: Düzeltilmiş darbe sayısının temiz kum için eş değer değeri

Zeminin sıvılaşmaya karşı dayanımının belirlenmesinde kullanılan SPT, CPT ve Vs deneylerinin her birinin birbirine göre avantajları ve dezavantajları vardır. Buna ilişkin karşılaştırma Tablo 2.4'de verilmiştir.

Tablo 2.4: Çevrimsel direnç oranının belirlenmesinde SPT, CPT ve Vs verilerinin kullanılmasının avantajları ve dezavantajları (Youd ve diğ., 2001).

ÖZELLİK	ARAZİ DENEY TÜRÜ		
	SPT	CPT	Vs
Sıvılaşma alanlarındaki ölçüm sayısı	Çok	Çok	Sınırlı
Arazi deneyini etkileyen gelirim-birim deformasyon davranış türü	Kısmi drenajlı büyük birim	Drenajlı büyük birim	Küçük birim deformasyon
Kalite kontrolü ve tekrarlanabilirlik	Zayıf-İyi	Çok iyi	İyi
Zemin profilindeki değişkenliğin yakalanabilmesi	İyi	Çok iyi	Orta
Arazi deneylerinin önerildiği zemin türü	Çakılsız	Çakılsız	Tüm zeminler
Örnekleme	Var	Yok	Yok
Test Özelliği	İndeks	İndeks	Mühendislik özelliği

2.5. SIVILAŞMA İNDEKSLERİ

Önceki bölümde anlatılan basitleştirilmiş sıvılaşma analizinden bulunan, sıvılaşmaya karşı güvenlik katsayısı (FS_L), kullanılan yöntemlerin yaptığı kabuller nedeniyle sıvılaşma potansiyelini tek aşına belirlemede yeterli değildir. Başka bir deyişle $FS_L > 1$ olduğu durumlarda dahi sahada sıvılaşma görülebilir. Bu nedenle, güvenlik katsayısına ek olarak sıvılaşma potansiyelini ve/veya olası sıvılaşma kaynaklı hasarları tahmin etmede kullanılan indislerin kullanılması gerekmektedir.

2.5.1. Sıvılaşma Potansiyel İndeksi (LPI)

Iwasaki ve diğ. (1982) basitleştirilmiş sıvılaşma analizinden bulunan, sıvılaşmaya karşı güvenlik katsayısının (FS_L) tek başına oluşabilecek hasarı tanımlamak için yeterli olamayacağını aynı zamanda sıvılaşan tabakaların derinliklerinin de dikkate alınmasının gerekeceğini öne sürerek, Sıvılaşma Potansiyel İndeksini (LPI) geliştirmişlerdir.

$$LPI = \int_0^{20} F_1 \cdot W(z) \cdot dz \quad (2.24)$$

$$F_1 = 1 - FS_L \quad (FS_L \leq 1.0)$$

$$F_1 = 0 \quad (FS_L > 1.0)$$

$$W(z) = 10 - 0.5z \quad (z < 20m)$$

$$W(z) = 0 \quad (z \geq 20m)$$

Burada;

LPI	:	Sıvılaşma potansiyeli indeksi
F_1	:	Sıvılaşan tabakada sıvılaşma şiddeti
FS_L	:	Sıvılaşmaya karşı güvenlik katsayısı
$W(z)$	:	Ağırlık fonksiyonu
z	:	Zemin derinliği (m)

Tablo 2.5: Sıvılaşma potansiyel indeksine bağlı sıvılaşma hasar riski (Iwasaki ve diğ., 1982).

Sıvılaşma Potansiyeli İndeksi	Sıvılaşma Hasar Riski
$LPI = 0$	Çok düşük (sıvılaşma yok)
$0 < LPI \leq 5$	Düşük
$5 < LPI < 15$	Yüksek
$LPI \geq 15$	Çok yüksek

Iwasaki ve diğ. (1982) tarafından geliştirilen Sıvılaşma İndeksi sınıflandırmasının iki önemli sınırlaması mevcuttur;

- Sıvılaşma potansiyeli olmayan ($FS_L >> 1$) alanların ayırt edilememesi
- Orta sıvılaşma hasarı potansiyelinin tanımlamada yer almaması.

Bu iki sınırlamayı aşmak için Sönmez (2003), Iwasaki ve diğ. (1982) tarafından önerilen yöntemi sınıflandırmasıyla birlikte yeniden düzenlemiştir. Yeniden düzenlenen yaklaşıma göre, yüzeyden 20 m derinliğe kadar sıvılaşma potansiyeli olan ve $FS_L < 1.2$ olan tüm tabakların sıvılaşma hasarına katkısı vardır. Ayrıca, orta hasar riski de yapılan yeni düzenleme ile sınıflandırmaya dahil edilmiştir. Güncellenen LPI hesabı aşağıda verilmiştir;

$$LPI = \int_0^{20} F_1 \cdot W(z) \cdot dz \quad (2.25)$$

$$\begin{aligned} F_1 &= 1 - FS_L & (FS_L < 0.95) \\ F_1 &= 2 \times 10^6 \times e^{-18.427 F_L} & (0.95 < FS_L < 1.2) \\ F_1 &= 0 & (FS_L > 1.2) \\ W(z) &= 10 - 0.5z & (z < 20m) \\ W(z) &= 0 & (z \geq 20m) \end{aligned}$$

Tablo 2.6: Sönmez (2003) tarafından güncellenen sıvılaşma potansiyel indeksi sınıflaması.

Sıvılaşma Potansiyeli İndeksi	Sıvılaşma Hasar Riski
LPI = 0	Sıvılaşma yok ($FS_L > 1.2$)
$0 < LPI \leq 2$	Düşük
$2 < LPI \leq 5$	Orta
$5 < LPI \leq 15$	Yüksek
$LPI > 15$	Çok yüksek

2.5.2. Sıvılaşma Şiddet İndeksi (LSI)

Sıvılaşma Şiddet İndeksi (LSI); Iwasaki ve diğ. (1982) tarafından geliştirilen Sıvılaşma Potansiyel İndeksi (LPI) temel alınarak, Adapazarı'ndan seçilen 263 zemin profili üzerinde yapılan hassaslık analizlerine dayanarak Yılmaz (2004) tarafından geliştirilmiştir. Bu yaklaşıma göre (LSI); sıvılaşma olasılığı (PL), potansiyel olarak sıvılaşabilir tabaka kalınlığı (TH) ve potansiyel olarak sıvılaşabilir tabakaya olan derinliğin (WF) bir fonksiyonudur.

$$LSI = \int_0^{20} P_L \cdot TH \cdot WF(z) \cdot dz \quad (2.26a)$$

$$WF(z) = 1 - 0.05z \quad (2.26b)$$

$$P_L = \Phi \left(- \frac{N_{1,60} \cdot (1 + 0.004 \cdot IDO) - 13.32 \cdot \ln(CSR_{eq}) - 29.53 \cdot \ln(M_w) - 3.70 \cdot \ln(\frac{\sigma_v'}{P_a}) + 0.05 \cdot IDO + 16.85}{2.70} \right) \quad (2.26c)$$

Burada;

P_L	: Sıvılaşma olasılığı (Çetin ve diğ., 2001)
TH	: Potansiyel olarak sıvılaşabilir tabaka kalınlığı (m)
WF(z)	: Ağırlık faktörü
z	: Potansiyel olarak sıvılaşabilir tabakanın derinliği (m)

Yukarıda verilen sıvılaşma olasılığı (P_L) Seed ve diğ. (2001) veya Çetin ve diğ. (2004) tarafından önerilen eşitlikler ile hesaplanabilir.

Tablo 2.7: Sıvılaşma şiddet indeksi sınıflaması (Yılmaz, 2004).

LSI Aralığı	Sıvılaşma Hasar Potansiyeli
$0 > LSI > 0,35$	Çok düşük
$0,35 > LSI > 1,30$	Düşük
$1,30 > LSI > 2,50$	Yüksek
$2,50 > LSI$	Çok yüksek

2.5.3. Sıvılaşma Şiddet Sayısı (LSN)

Sıvılaşma Şiddet Sayısı (LSN); Tonkin ve Taylor (2013) tarafından Canterbury Deprem Dizisi'nde hasar gören yapıların çevresinde yapılan 7500 kadar CPT verisi kullanılarak geliştirilmiştir. Sıvılaşmaya karşı güvenlik katsayısının 2'den küçük olduğu tüm sıvılaşabilir tabaklalar için hesaplanan bu değer aşağıdaki gibi hesaplanabilir;

$$LSN = 1000 \times \int \frac{\varepsilon_v}{z} \cdot dz \quad (2.27)$$

Burada;

- LSN : Sıvılaşma potansiyeli indeksi
 ε_v : Sıvılaşma kaynaklı hacimsel birim şekil değiştirme
 z : Tabakanın derinliği

Tablo 2.8: Sıvılaşma şiddet sayısı sınıflaması (Tonkin ve Taylor, 2013).

LSN aralığı	Sıvılaşma etkisi
0 – 10	Sıvılaşma çok az görülür veya hiç görülmez, küçük etkiler
10 – 20	Sıvılaşma az miktarda görülür, biraz toprak kaynar
20 – 30	Orta derecede sıvılaşma, biraz toprak kaynaması ve yapıya zarar görülür
30 – 40	Orta dereceden şiddetliye kadar sıvılaşma görülür, zemin oturması yapıya zarar verebilir
40 – 50	Çok fazla sıvılaşma, dalgalanma ve zeminde hasar görülür. Yapılarda şiddetli oturmalar gözlenir
> 50	Çok şiddetli hasar, zeminde belirgin şekilde sıvılaşma görülür. Sert ve şiddetli oturmalar yapıya zarar verir

2.6. SIVILAŞMANIN YÜZEYSEL TEMELLİ BİNALARA ETKİSİ

Deprem gibi sismik bir etki altında oluşacak sıvılaşmadan etkilenecek yapıların büyük çoğunluğunu yüzeysel temelli binalar oluşturur. Bu yapıların potansiyel oturmaları hakkındaki tahminler, uygulamada yüksüz bir zeminin yapacağı deformasyonlara göre oluşturulan ampirik yöntemler ile yapılmaktadır. Fakat bu yöntemler bir binanın sıvılaşma durumunda yapacağı oturmanın mekanizmasını (zemin yapı etkileşimi ve çevredeki yapı unsurlarının etkisi) yansıtamadığı için çoğu durumda yetersiz kalmaktadırlar.

2.6.1. Sıvılaşma Kaynaklı Oturma Mekanizmaları

Deprem gibi sismik bir etki altında oluşacak sıvılaşmadan etkilenecek binaların büyük çoğunluğunu yüzeysel temelli yapılar oluşturur. Bu yapıların potansiyel oturmaları hakkındaki tahminler, yüksüz bir zeminin yapacağı deformasyonlara göre oluşturulan metodolojiler ile yapılmaktadır. Fakat bu metotlar bir binanın sıvılaşma durumunda yapacağı oturma mekanizmasını yansıtamadığı için çoğu durumda yetersiz kalırlar. Bu duruma örnek olarak; Kocaeli Depreminden (17 Ağustos, 1999) sonra Adapazarı'nda düşük plastisiteli siltlerde yapılan sıvılaşma deneylerinde zeminde sıvılaşma kaynaklı oluşan deformasyonların binalardan uzaklaştıkça azalması gösterilebilir.

Sismik etkiler nedeniyle, incelenen binanın etki alanında bulunan sıvılaşabilir bir tabakada oluşan ilave boşluk suyu basınçlarının yeterince hızlı sönmelenememesi ve tabakanın sıvılaşması nedeniyle bina ve bina çevresindeki yapılara zarar verebilecek oturma mekanizmalarını oluşabileceği ve/veya hali hazırda oluşmuş bu mekanizmaların etkisini artabileceği, numerik ve fiziksel modeller ile geçmiş vakalar üzerinde yapılan çalışmalarda gözlenmiştir (Dashti ve diğ., 2010, Karamitros ve diğ., 2013, Bray ve Macedo, 2017, Al-Masraf, 2018 Bullock ve diğ., 2019 ve Zheng ve diğ., 2020). Yüzeysel temelli yapılarda gözlenebilecek bu mekanizmalar Bray ve Dashti, 2014 tarafından şematize edilmiş ve Şekil 2.14'de verilmiştir. Bu mekanizmaları 3 başlık altında toplanabilir;

- ***Hacimsel Oturmalar (S_v)***

Sismik etkilerden sonra, sıvılaşan tabakanın katılaşması ve içerisinde oluşan sedimantasyondan kaynaklı oturmalar (Şekil 2.14, d) ile sıvılaşmaya neden olan ilave boşluk suyu basınçlarını sönmelenmesi ile oluşan konsolidasyon oturmalarını (Şekil 2.14, e) kapsar. Sıvılaşmayan zeminlerde oluşan yerleşme oturmaları da bu gruba dahildir ve genellikle mertebe olarak önemsizlerdir. Bu oturma tipi; bina/sürşarj etkisinden bağımsız olarak oluştuğu için serbest arazide de sıvılaşma sonrasında görülür.

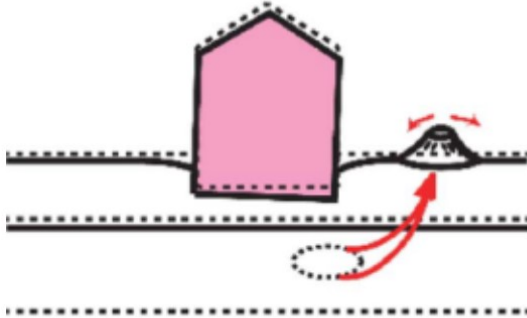
- ***Kayma Gerilmesi Kaynaklı Oturmalar (S_s)***

Bina yüklerinin zeminin içerisinde olduğu ek gerilmelerin zeminin sıvılaşma nedeniyle azalan taşıma gücünün üzerinde kalması ile görülen zımbalama göçmesi (Şekil 2.14, b), zemin ile yapı etkileşimine bağlı çevrimsel yükler ile temelin uçlarında oluşan kümülatif temel oturmalarını (Şekil 2.14, c) kapsar.

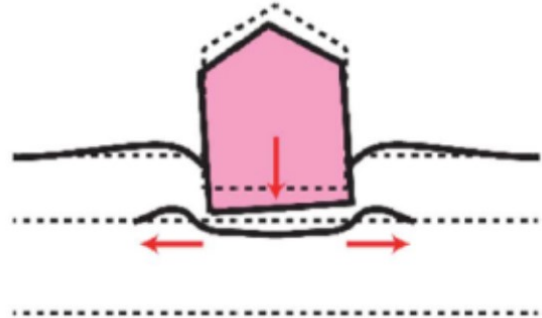
• *Ejekta Kaynaklı Oturmalar (Se)*

Binaların deprem sırasında sarsılması sıvılaştıran zeminlerde oluşan ilave boşluk suyu basıncını daha da arttırabilir. Bu durumda temelin altında hidrolik eğim yükselerek yanlara ve yukarıya doğru akım oluşturacaktır. Eğer yüzeyde bu basıncı dengeleye bilecek bir kaplama (kalın kil dolgu, geçirimsiz asfalt vb.) yoksa yapı etrafından basınçlı su ile beraber malzeme çıkışı gözlenebilir. (Şekil 2.14, a)

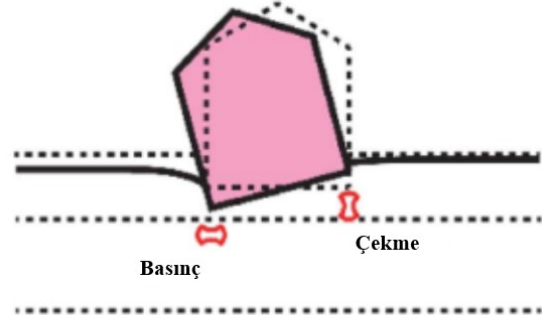
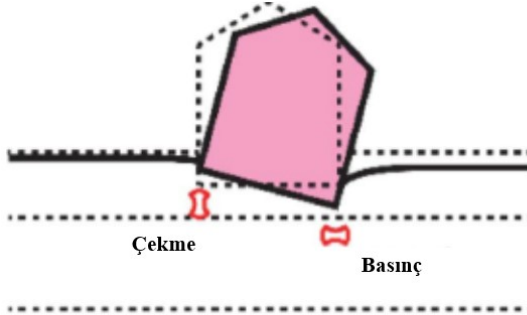
a) Ejekta kaynaklı



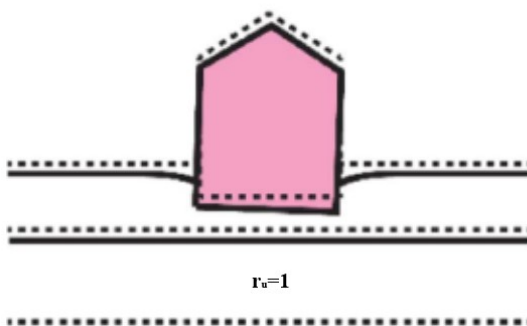
b) Zımbalama göçmesi



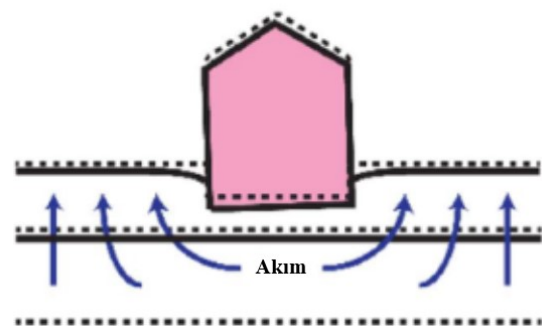
c) Yapı - zemin etkileşimi kaynaklı yorulma



d) Sedimentasyon oturması



e) Konsolidasyon oturması



Şekil 2.14: Sıvılaşma nedeniyle yüzeysel temelli yapılarda oluşabilecek farklı oturma mekanizmaları; a) Ejekta çıkışı nedeniyle oluşan zemin kaybı, b) Zeminin deprem sırasında azalan taşıma gücünün aşılması ile oluşan zımbalama göçmesi, c) Deprem sırasında oluşan zemin-bina etkileşimleri kaynaklı kayma gerilmelerinin etkisi ile binanın oturması ve dönmesi, d) Sedimentasyon sonucu oluşan hacimsel oturmalar ve e) Sıvılaşmaya neden olan ilave boşluk suyu basınçlarının sönmülmesi ile oluşan konsolidasyon oturması (Bray ve Macedo, 2017, Bray ve Dashti, 2014'den uyarlanmış).

2.6.2. Hacimsel Oturmaların Tahmini

Sıvılaşmaya bağlı oturmanın hesaplanmasında yaygın olarak kullanılan yöntemler; Tokimatsu ve Seed (1987), Ishihara ve Yoshimine (1992), Zhang ve diğ. (2002) tarafından temelleri atılan ampirik yöntemlerdir. Bu yöntemler basitleştirilmiş sıvılaşma analizlerinden bulunan sıvılaşmaya karşı güvenlik sayısını (FS_L), farklı rölatif sıkılıklara (D_r) göre hacimsel birim şekil değiştirme (ϵ_v) ile ilişkilendirilerek sıvılaşma sonrası oturmayı tahmin etmektedirler. Tahmin edilen oturmalar serbest arazi koşullar için yeterli olsa da kayma gerilmesi kaynaklı oturmalar ile Ejekta kaynaklı oturmalar bu yöntemler ile hesaplanamamaktadır.

Bu yöntemler; farklı rölatif sıkılıklardaki (D_r) ve farklı ince dane oranlarına (FC) sahip kumlar üzerinde yapılan sismik tetikleme deneyleri (dinamik kesme kutusu deneyleri, dinamik üç eksenli basınç deneyleri vb.) ile bir boyutlu zemin kolonu kabulü ile yapılan basitleştirilmiş sıvılaşma analizleri temel alınarak geliştirmişlerdir.

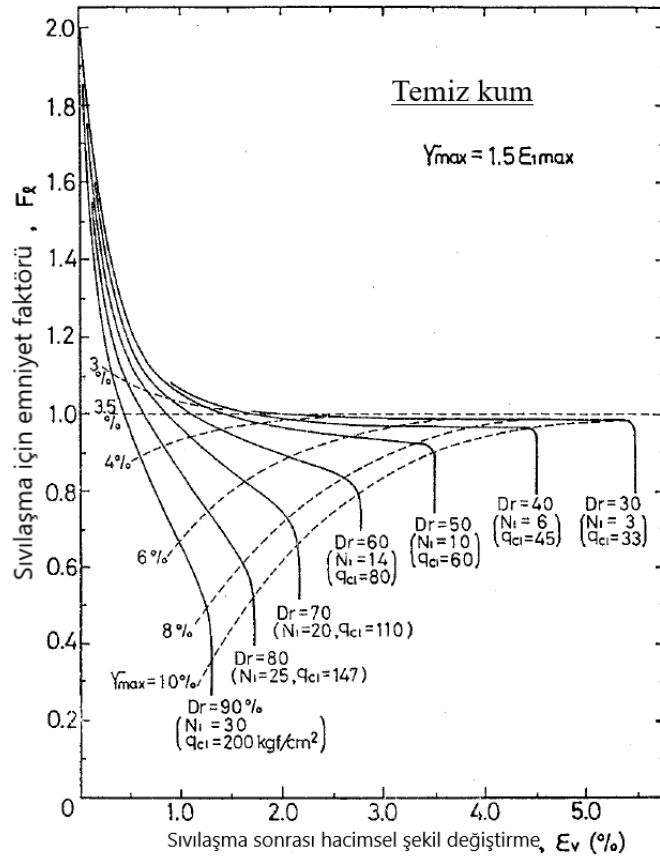
Bu yöntemler arasındaki temel farklar; girdi olarak kullanılan CPT veya SPT verilerinden rölatif sıkılık (D_r) elde edilirken kullanılan dönüşümler ile tabakanın ince dane oranına bağlı olarak hesaplanan eş değer temiz kum dirençleridir ($(N_1)_{60cs}$, q_{c1Ncs}).

SPT ve CPT temelli bu yöntemlerin bazı eksikleri aşağıda sıralanmıştır;

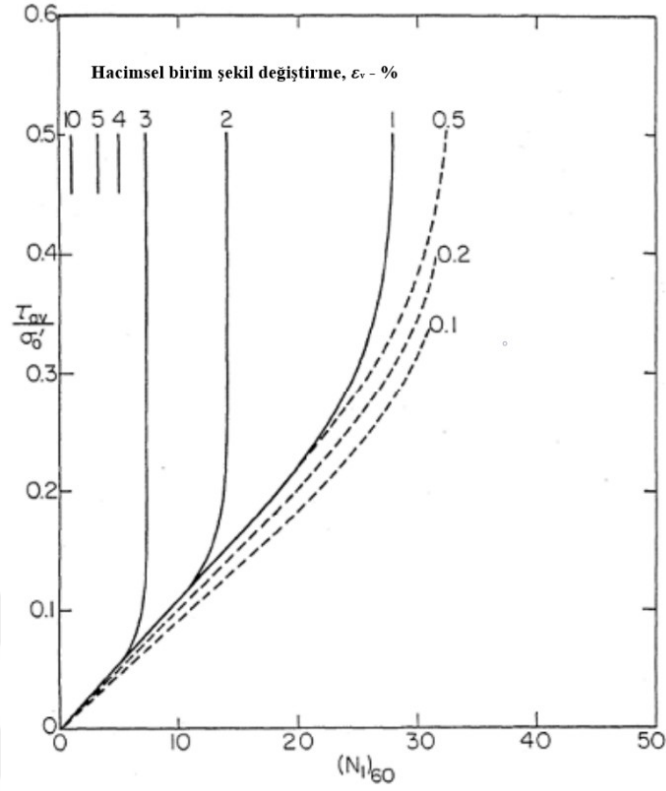
- Bu yöntemlerde arazideki yapı etkileri dikkate almadan sadece zemin dayanımını ve deprem etkisi dikkate almaktadır. Bu nedenle zemin – yapı etkileşimleri ile oluşan kayma gerilmesi kaynaklı oturmaların tahmini yapılamamaktadır.
- Yüzeye yakın tabakaların sıvılaşması sonucu oluşacak oturmalar, derindeki tabakaların sıvılaşması sonucu oluşacak oturmalarla göre çok daha fazla olacaktır. Ancak bu yöntemler; aynı kalınlık, rölatif sıkılık ve ince dane oranındaki ancak farklı derinliklerdeki tabakaların aynı miktarda oturma yapacağını kabul etmektedirler.
- Analizler bir boyutlu zemin kesitlerinde yapıldığı için devamlılığı olmayan kum merceklerinin neden olacağı oturma ile kesit boyunca devam eden kum tabakalarının neden olacağı oturma aynı mertebeye değerlendirilmektedir.

- Cubrinovski ve diğ. (2018)'nin 2010 ve 2011'deki Christchurch depremlerinden sonra oluşan sıvılaşma hasarını inceleyerek; stratigrafinin ilave boşluk sularının oluşumunda ve tabakalar içerisinde yayılmasında çok etkili olduğunu, 10 ila 15 metreden derin tabakaların sıvılaşması halinde deprem etkilerini sönümleyerek oturmaları azaltılabileceğini, yüzeyde sıvılaşma potansiyeli bulunmayan “kabuk” tabakasının olması halinde sıvılaşma kaynaklı oturmaların büyük oranlarda sınırlandırılabileceğini, ve sıvılaşabilir tabakaların sıvılaşmayan tabakalar ile ayrıldığı durumlarda ilave boşluk suyu basıncı birikiminin önemli oranda önlenilebileceği, bu sayede de sıvılaşma etkilerinin azalabileceğini göstermişlerdir.

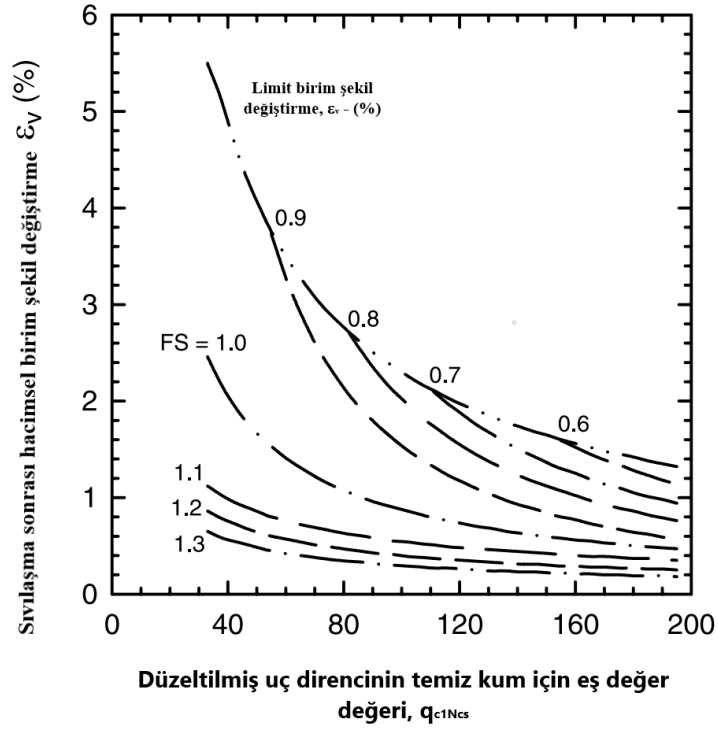
Görüldüğü üzere bu yöntemlerin önemli eksikleri vardır ve analizi yapan mühendisin bilgi ve tecrübesine göre analiz sonuçları ciddi farklılıklar gösterebilmektedir. Yine de bu yöntemler pratik olmaları ve hızlı sonucu vermeleri sebebiyle sahada oluşabilecek sıvılaşma kaynaklı hasarların tahmini için önemli birer başlangıç noktalarıdır.



Şekil 2.15: Hacimsel birim şekil değiştirmenin, sıvılaşmaya karşı güvenlik katsayısı ve rölatif sıkılık ile ilişkisi (Ishihara ve Yoshimine, 1992).



Şekil 2.16: Hacimsel birim şekil değiştirmenin, çevrimsel gerilme oranı ve düzeltilmiş SPT vuruş sayısı ile ilişkisi (Tokimatsu ve Seed, 1987).



Şekil 2.17: Hacimsel birim şekil değiştirmenin, sıvılaşmaya karşı güvenlik katsayısı ve düzeltilmiş CPT uç direncinin temiz kum için eşdeğer değeri ile ilişkisi (Zhang ve diğ., 2002).

2.6.3. Kayma Gerilmesi Kaynaklı Oturmaların Tahmini

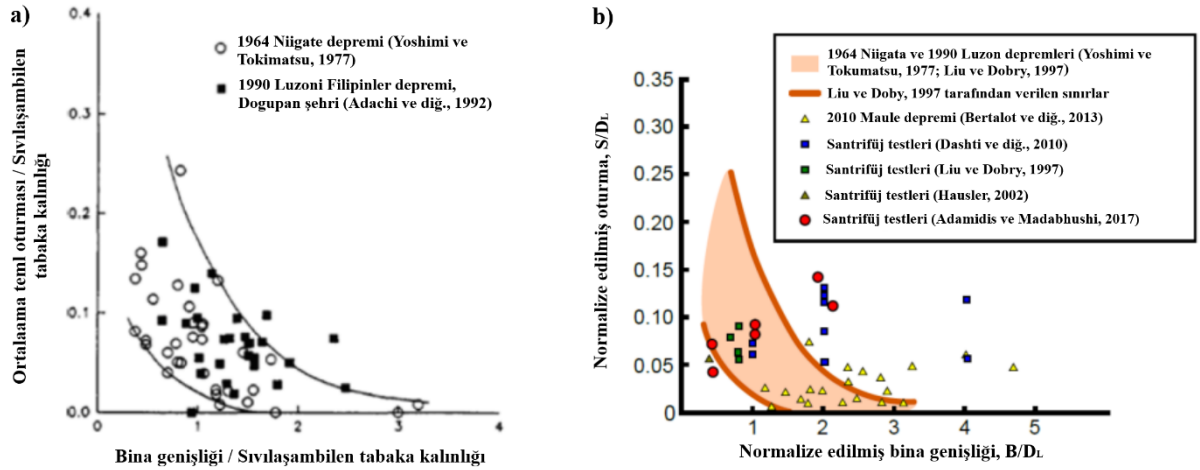
Sismik yükler altında zemin – yapı etkileşiminden doğan kayma gerilmesi kaynaklı oturmaları da dikkate alan ilk yöntemler temel genişliğini (B) ve sıvılaştırılabilir katman kalınlığını (DL) temel parametreler olarak almışlardır. Yoshimi ve Tokimatsu (1977), 1964 Niigata depremi sırasındaki bina oturmalarından yola çıkarak bu iki parametreyi ilişkilendiren bir grafik sunmuşlar ve normalize edilmiş sıvılaştırılabilir katman derinliğiyle birlikte binanın genişliği ve beklenen oturmaya tanıtılmışlardır.

Daha sonra Ishihara ve Tokimatsu (1988) tarafından temele aktarılan yükü (q) de dikkate alan bir yöntem geliştirilmiştir. Bu yöntem; üzerinde bina temelinin bulunduğu sıvılaştırmayan bir kabuk tabakası, altında da sıvılaştırılabilir bir tabakadan oluşan iki tabakalı basitleştirilmiş bir sistemde rijitlik kaybına bağlı oluşacak olan toplam oturmaları tahmin etmektedir.

Liu ve Dobry (1997) yaptıkları santrifüj testleri ile yapı içerisinde oluşan atalet kuvvetlerinin sıvılaştırma kaynaklı oturmalarda önemli bir etkisinin olduğunu göstermişler ve Yoshimi ve Tokimatsu (1977) tarafından önerilen grafiği yeni oturma verileri ile güncellemişlerdir (Şekil 2.18, a).

Bununla birlikte, bu grafiğin daha ince sıvılaştırılabilir katmanlar için geçerliliği son zamanlarda sorgulanmıştır. Dashti ve diğ. (2010), santrifüj testleri yaparken, yapının genişliğinin, oturduğu sıvılaştırılabilir zeminin derinliğinin iki katından fazla olduğu durumlarda Liu ve Dobry (1997) tarafından belirlenen aralığın dışında kalan veriler elde etmişler, aynı sonuçlara bir kez de Bertalot ve diğ. (2013) tarafından 2010 Maule, Şili depreminden elde edilen oturma verileri kullanılarak ulaşılmıştır. Adamidis ve Madabhushi (2017) tarafından yapılan çalışmalar ile de bu grafiğin kayma gerilmesi kaynaklı oturmaları yeterli bir şekilde yakalayamadığı kesinleşmiştir (Şekil 2.18, b).

Uygun şekilde kalibre edilmiş ileri düzey bünye modelleri kullanıldığında numerik analizler ile sismik yükler oluşan zemin – yapı etkileşimini ve kayma gerilmesi kaynaklı oturmaları efektif bir şekilde yakalanabilmektedir. Ancak hacimsel oturmalarda aynı başarı yakalanamamakta, ejekta kaynaklı oturmalar ise hiç hesaplamamaktadırlar. Güncel literatürde numerik analizlerin bu eksiğinin kapatmaya çalışan yöntemlerden birisi Bray ve Macedo (2017) tarafından geliştirilen metodolojidir. Bu yöntem ilerleyen başlıklarda açıklanacaktır.



Şekil 2.18: a) Normalize edilmiş temel oturmaları ile normalize edilmiş temel genişliklerinin ilişkisi (Liu ve Dobry, 1997), b) Aynı grafiğin güncel veriler ile güncellenmiş hali (Adamidis ve Madabhushi, 2017).

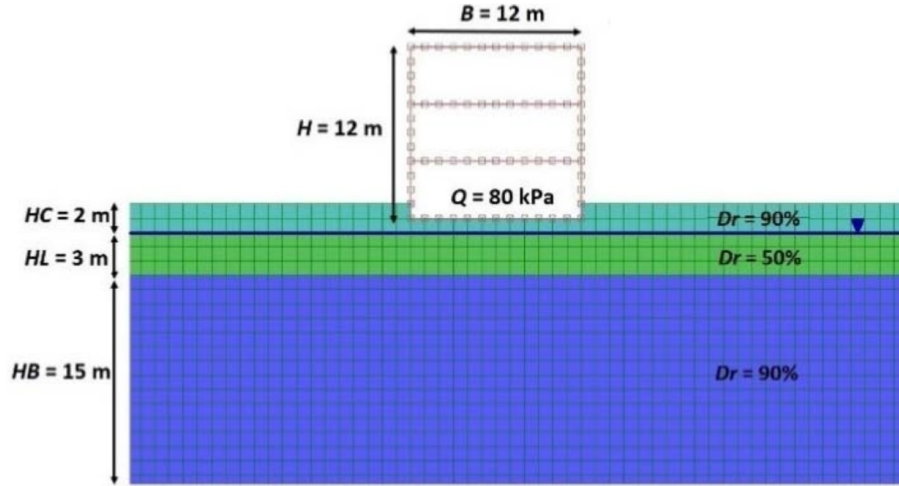
2.6.4. Ejekta Kaynaklı Oturmaların Tahmini

Ejekta kaynaklı oturmaların hesaplanmasını sağlayan bir yöntem mevcut değildir. Sıvılaşma indisleri ile geçmiş vakalar değerlendirilerek sahada ejekta kaynaklı oturma olup oluşmayacağı, oluşacaksa ne kadar oluşacağı tahmin edilebilir.

2.7. BRAY VE MACEDO METODU

Bu metod, PM4Sand bünye modeli kullanılarak FLAC programında yapılan 1308 adet efektif gerilme analizlerinin sonuçları üzerinde yapılan istatistiksel regresyon analizleri temel alınarak geliştirilmiştir. Analizlerde temel alınan zemin ve yapı konfigürasyonu ve değişken parametreler aşağıda verilmiştir.

- Sıvılaşmayan kabuk tabakasının kalınlığı, HC
- Sıvılaşabilen tabaka kalınlığı, HL
- Sıvılaşabilen tabakanın altındaki tabakanın kalınlığı, HB
- Sıvılaşabilen tabakanın rölatif sıkılığı, D_r
- Temel genişliği, B
- Bina yüksekliği, H
- Temele etkiyen gerilme, Q



Şekil 2.19: Analizlerde kullanılan temel yapı ve zemin konfigürasyonu (Bray ve Macedo, 2017).

Yazarlar tarafından önerilen analiz adımları aşağıda sıralanmıştır;

1. Sıvılaşma potansiyeli olan tabakaların sıvılaşmaya karşı güvenlik katsayıları (FS_L) belirlenir. Boulanger ve Idriss (2014 - 2016) tarafından geliştirilen CPT temelli yöntemin uygulanması önerilir.
2. Sıvılaşma sonrası taşıma gücü katsayısı (FS_{deg}) hesaplanır. Hafif veya kısa binalar için $FS_{deg} \geq 1$, ağır veya uzun binalar için $FS_{deg} \geq 1.5$ ise bina performansı yeterli kabul edilebilir. Yazarlar sıvılaşma sonrası taşıma gücü katsayısının Meyerhof ve Hanna (1978) tarafından geliştirilen basitleştirilmiş iki tabakalı çözüm ile hesaplanmasını önermektedirler.

$$FS_{deg} = \frac{Q}{q_{ult,deg}} \quad (2.28a)$$

$$q_{ult,deg} = 5.14C_2 + 2 \frac{C_a H_{crust}}{B} + \gamma_1 D_f \leq 5.14C_1 + \gamma_1 D_f \quad (2.28b)$$

$$C_a = C_1 \left[-0.58 \left(\frac{C_2}{C_1} \right)^2 + 0.96 \left(\frac{C_2}{C_1} \right) + 0.612 \right] \quad (2.28c)$$

Burada;

FS_{deg} : Sıvılaşma sonrası taşıma gücü katsayısı

Q : Temele etkiyen gerilme (kPa)

$q_{ult,deg}$: Sıvılaşma sonrası taşıma gücü (kPa)

H_{crust} : Kabuk tabakasının kalınlığı (m)

γ_1 : Kabuk tabakasının birim hacim ağırlığı (kN/m³)

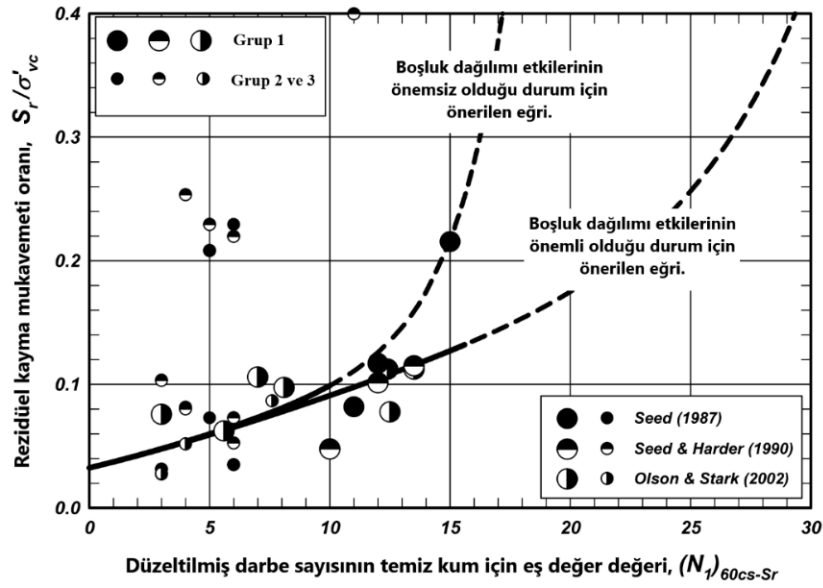
C_1 : Kabuk tabakasının drenajsız kayma mukavemeti (kPa)

C_2 : Sıvılaşan tabakanın, sıvılaşma sonrası kayma mukavemeti (kPa)

B : Temel genişliği (m)

D_f : Temel derinliği (m)

Sıvılaşan tabakanın, sıvılaşma sonrası kayma mukavemetinin hesaplanması için Idriss ve Boulanger (2008) tarafından önerilen aşağıdaki grafik kullanılabilir.



Şekil 2.20: Sıvılaşmış kumun rezidüel kayma mukavemeti oranı ile düzeltilmiş SPT vuruş sayısının temiz kum için eşdeğer değeri arasındaki ilişki (Idriss ve Boulanger, 2008).

3. LSN ve LPI indisleri kullanılarak ejekta oluşma olasılığı belirlenir. Eğer bu olasılık yüksek ise bina oturması ejekta çıkışı nedeniyle zemin kaybını temel alınarak belirlenmelidir (S_e). Bu tahmin bölgede yaşanan geçmiş vakaların analiz edilmesi ile en doğru şekilde yapılabilir.
4. Hacimsel oturma tahmin edilir (S_v). Yazarlar bu hesabın CPT temelli yöntemlerle yapılmasını önermektedirler. (Şekil 2.17)
5. Kayma gerilmesi kaynaklı oturmalar yazarlar tarafından geliştirilen denklemler ile tahmin edilir (S_s).

$$\ln S_s = c1 + 4.59 \ln Q - 0.42 \ln Q^2 + c2 * LBS + 0.58 \ln \left[\tanh \left(\frac{HL}{6} \right) \right] - 0.02B + 0.84 \ln(CAVdp) + 0.41 \ln(Sa) + \varepsilon \quad (2.29)$$

$$c1 = -8.35 \quad c2 = 0.072 \quad (LBS \leq 16)$$

$$c1 = -7.48 \quad c2 = 0.014 \quad (LBS > 16)$$

Burada;

S_s : Kayma gerilmesi kaynaklı oturma (mm)

Q : Temele etkiyen gerilme (kPa)

B : Temel genişliği (m)

HL : Sıvılaşan tabakanın kalınlığı (m)

LBS : Sıvılaşma kaynaklı bina oturması indeksi

$CAVdp$: Standartlaştırılmış kümülatif mutlak hız (g-s)

S_a : 1 saniyelik periyot için spektral ivme (g)
 ε : Standart sapma (± 0.5)

Macedo, 2017 tarafından geliştirilen sıvılaşma kaynaklı bina oturma indeksi (LBS) aşağıda verilen denklem ile hesaplanabilir.

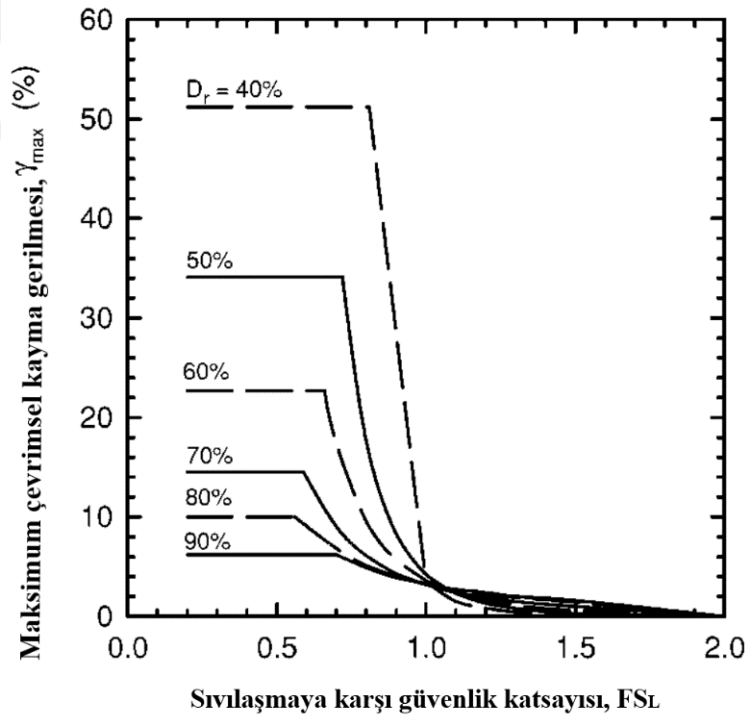
$$LBS = \int W * \frac{\gamma_{max}}{z} dz \quad (2.30)$$

$$D_f \geq z \rightarrow W = 1, \quad D_f < z \rightarrow W = 0$$

Burada;

LBS : Sıvılaşma kaynaklı bina oturması indeksi
 z : Tabakanın yüzeyden itibaren derinliği (m)
 D_f : Temel derinliği (m)
 W : Temel için ağırlık faktörü
 γ_{max} : Maksimum çevrimsel kayma gerilmesi (%)

Maksimum çevrimsel kayma gerilmesi, Zhang ve diğ. (2004) tarafından güncellenen Ishihara ve Yoshimine (1992) metodu kullanılarak hesaplanabilir.



Şekil 2.21: Maksimum çevrimsel kayma gerilmesinin sıvılaşmaya karşı güvenlik katsayısı ve rölatif sıkılık ile ilişkisi, (Zhang ve diğ., 2004)

6. Hacimsel oturmalar, kayma gerilmesi kaynaklı oturmalar ile ejekta kaynaklı oturmalar toplanarak oluşması muhtemel sıvılaşma kaynaklı toplam oturma belirlenir.

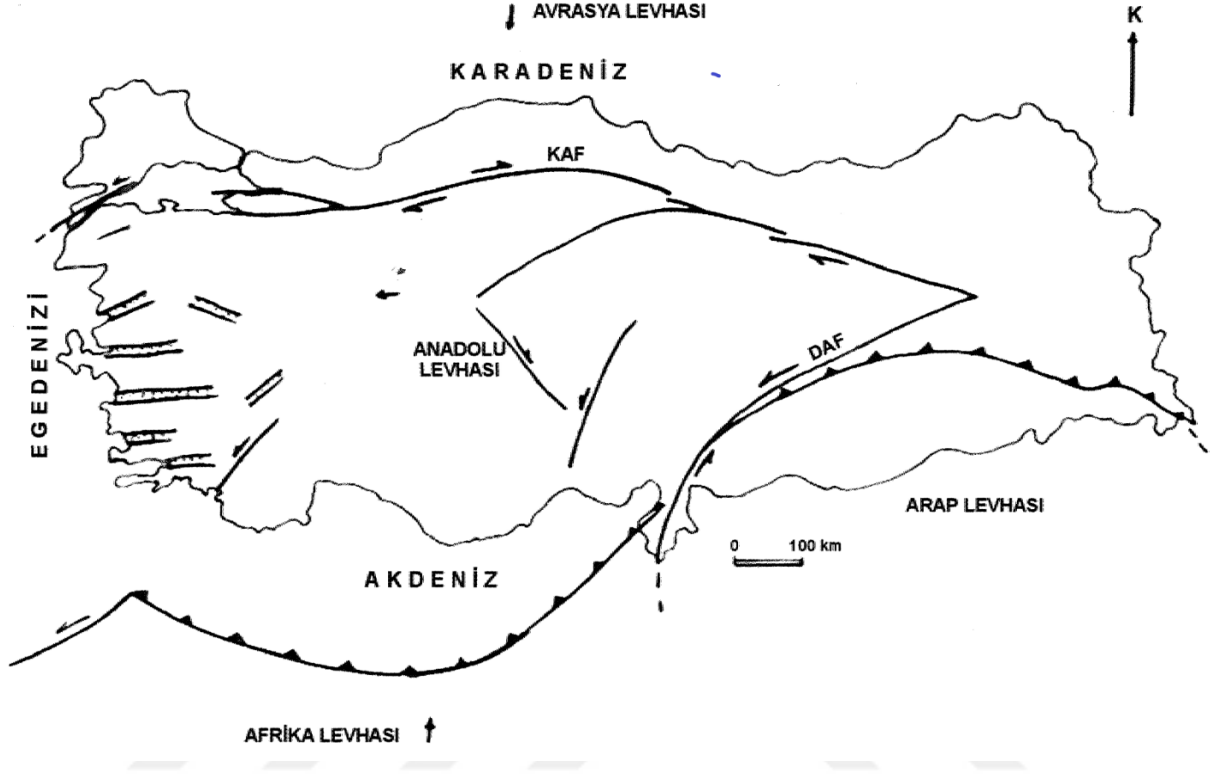
3. YÖNTEM

3.1. 17 AĞUSTOS 1999 KOCAELİ DEPREMİ

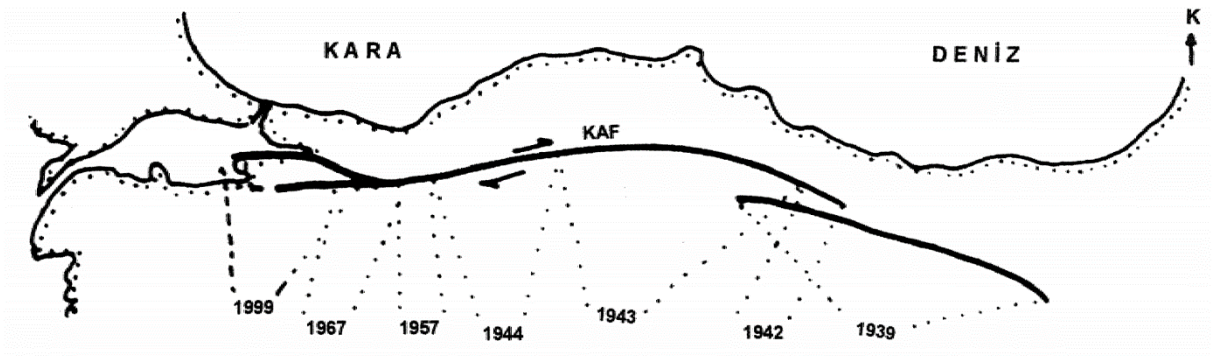
17 Ağustos 1999, saat 03:02'de başlayan, 45 saniye süren ve merkez üssü Kocaeli iline bağlı Gölcük ilçesi olan bu deprem Türkiye'nin kuzeybatı kıyılarında bulunan Kocaeli ve Sakarya şehirlerini çok şiddetli bir şekilde sarsmıştır. Büyüklüğü (Mw) 7.4 olarak tahmin edilen ana deprem dalgasının ardından, büyüklüğü 4.0 ile 5.0 arasında değişen pek çok artçı sarsıntı daha gerçekleşmiştir. Kocaeli il merkezinin 12 km Güneydoğusunda, Kuzey Anadolu Fay Zonu üzerinde gerçekleşen depremin dış merkezi Afet İşleri Genel Müdürlüğü Deprem Araştırma Dairesi tarafından K40.70°, D29.91° olarak belirlenmiştir. 15.9 km derinlikte gerçekleşen Kocaeli Depremi'nde Kuzey Anadolu Fay Hattı'nın yaklaşık 120 km'lik bir bölümü kırılmıştır. Depremin etkili olduğu il merkezleri ile depremin merkez üssü arasındaki mesafeler en yakından en uzağa doğru; İzmit 12 km, Adapazarı, 39 km, Yalova 59 km, Bilecik 61 km, İstanbul 85 km, Bursa 94 km, Eskişehir 113 km, Bolu 142 km, Zonguldak 180 km ve Tekirdağ 210 km şeklinde sıralanabilir.

1923 Tokyo Depremi'nden beri bu kadar büyük bir sanayi bölgesini yerle bir etmiş ilk deprem olması nedeniyle oldukça önemli ve yıkıcı bir deprem olarak kayıtlara geçmiştir. Depremin Türkiye'nin en önemli sanayi bölgelerinde gerçekleşmiş olması; 1999 yılında İstanbul, Düzce, Bolu, Bursa, Yalova, Kocaeli ve Sakarya illerindeki nüfusun ülke nüfusunun %23'ünü kapsaması; yine bu illerin Gayrisafi Milli Hasıla'nın içindeki payının %35 olması sebebiyle ekonomiye de çok büyük bir darbe vurmuştur.

17 Ağustos 1999 depremi Anadolu levhasının, güneyden Arap levhası kuzeyden ise Avrasya levhası tarafından sıkıştırılması sonucu Kuzey Anadolu Fay Hattı'nın kırılması sebebiyle meydana gelmiştir (Şekil 3.1). Ülkemizde bu fay hattında çok sayıda deprem ve can kayıpları yaşanmıştır. Bu deprem; Türkiye'nin kuzey doğusunda 1939 yılında gerçekleşen Erzincan depremi ile başlayan ve 1942, 1943, 1944, 1951, 1957 ve 1967 yıllarında gerçekleşen depremlerle batıya doğru ilerlemekte olan sismik aktiviteni sonucudur (Şekil 3.2).



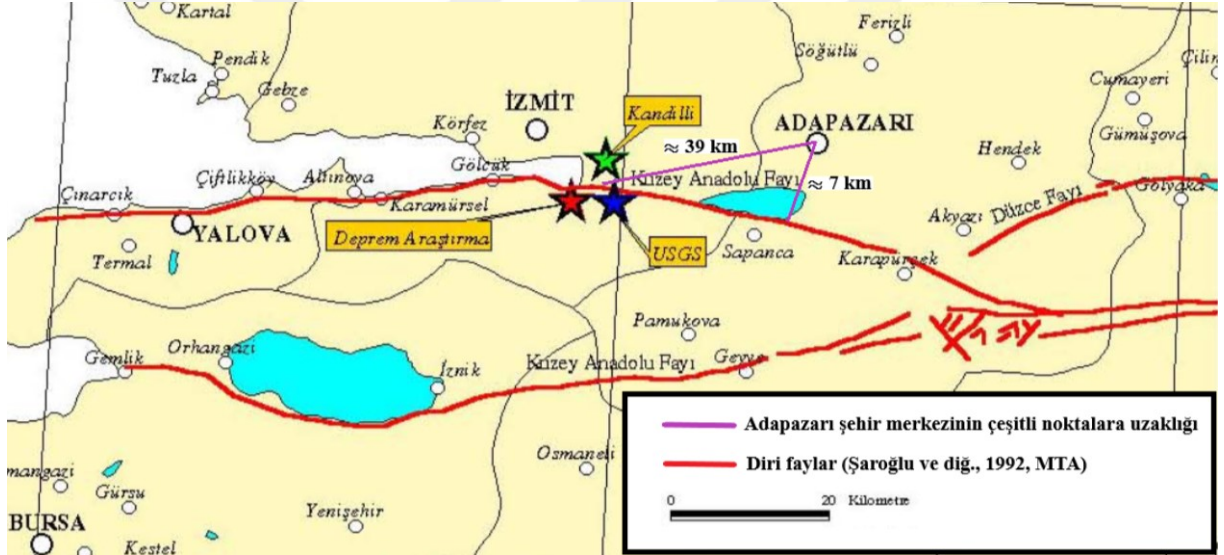
Şekil 3.1: Ülkemizdeki önemli kırık hatları ve deprem oluşturan ana mekanizmalar (Karaman, 1999).



Şekil 3.2: 1939 Erzincan Depremi'nden günümüze kadar Kuzey Anadolu Fayı üzerinde oluşan ve doğudan batıya doğru ilerleyen önemli depremlerin yaklaşık yerleri (Karaman, 1999).

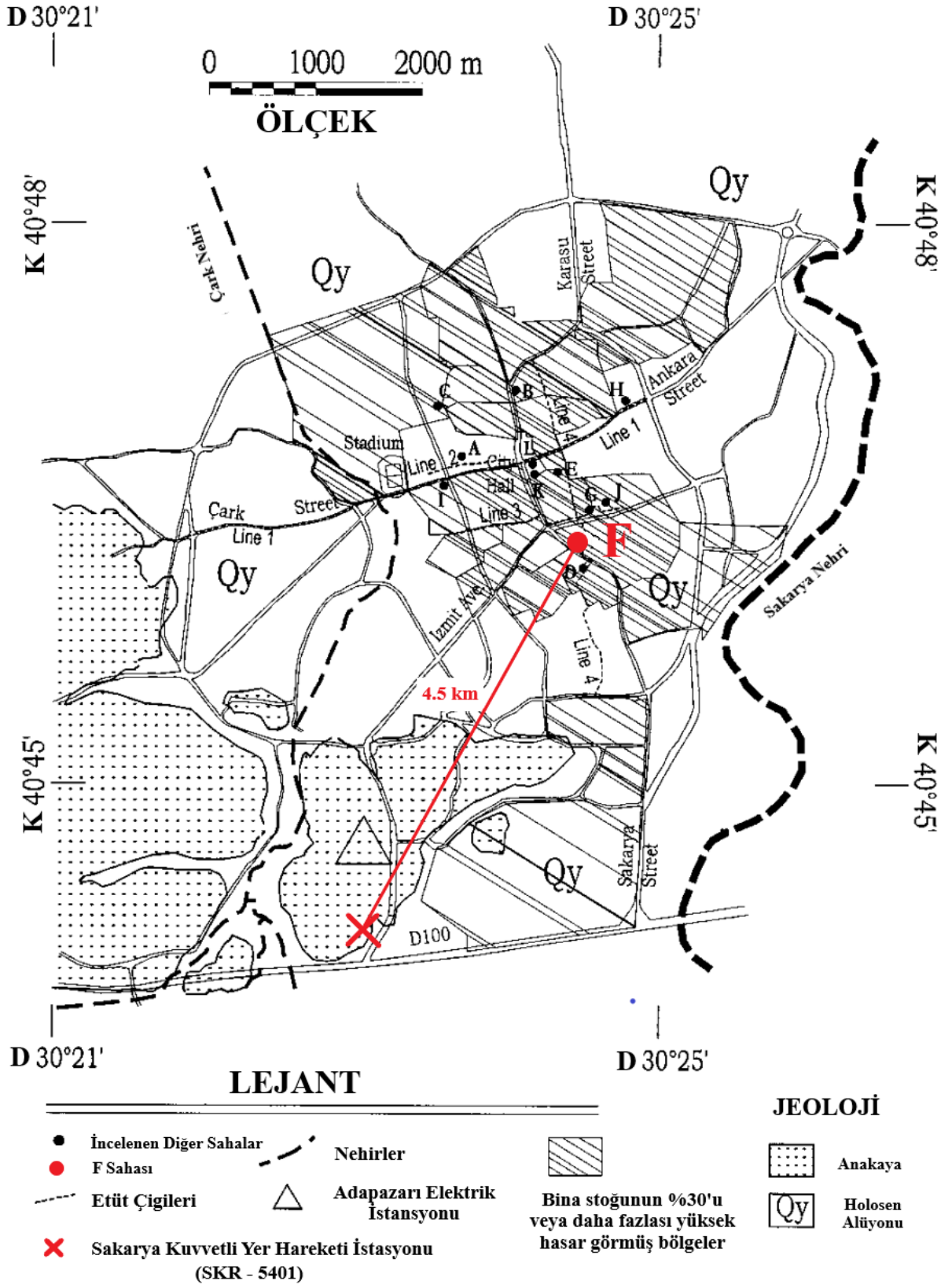
3.1.1. 17 Ağustos 1999 Kocaeli Depremi'nin Adapazarı İline Olan Etkisi

Depremi gerçekleştirdiği Kuzey Anadolu Fayı'nın yaklaşık 7 km kuzeyinde, depremin merkez üssünün de yaklaşık 69 km Kuzeydoğusunda bulunan Adapazarı, toplam bina hasarı ve yaşam kaybı olarak Kocaeli depreminden en çok etkilenen şehrimizdir (Şekil 3.3). Şehirde bulunan yapıların büyük bir bölümü kiriş-kolon çerçeve sistemiyle oluşturulmuş 3-6 katlı ve yüzeysel radye temelli betonarme binalardan oluşmaktadır. Şehirdeki zemin profilinin büyük bir çoğunlukla gevşek silt, kil üzeri siltli kum ve iç içe geçmiş kil ve kum tabakalarından oluşmaktadır. Yapılarda yüksek derecede hasar, eğilme, oturma ve yanal ötelenmeler gözlenmiştir. Şehirdeki betonarme yapıların yaklaşık %20'si, ahşap yapıların da %56'sı ciddi derece hasar görmüştür. Yapısal hasarın büyük bir bölümü Holosen Alüvyonları üzerinde bulunan yapılarda gerçekleşmiştir (Şekil 3.4). (Bay ve Cox, 2001 ve Bray ve diğ., 2004)



Şekil 3.3: Çeşitli kaynaklara göre Kocaeli Depremi'nin merkez üssü ve Adapazarı şehir merkezine uzaklığı (Özmen, 2000'den uyarlanmıştır).

17 Ağustos 1999 Kocaeli Depremi sonrasında Adapazarı'nda bulunan siltli zeminlerin, bina yükleri gibi ek gerilme altında kaldıklarında, kum zeminler gibi sıvılaşarak büyük hasarlara neden olabilecek oturmalarla neden oldukları gözlenirken; bina gibi bir ek gerilme olmadığında da sıvılaşma kaynaklı oturmaların yok denilecek kadar az olduğu gözlenmiştir. Bu durum daha önce sıvılaşma analizlerinde sıvılaşmaz olarak kabul edilen siltli zeminlerin ve dikkate alınmayan bina etkisinin önemini göstermiştir. Şehirdeki sıvılaşma nedenli hasarların büyük bir bölümü; yapı yüklerinin zeminin içerisinde olduğu ek gerilmelerin zeminin sıvılaşma nedeniyle azalan taşıma gücünün üzerinde kalması sonucu oluşan zımbalama göçmesi ile oluşmuştur.

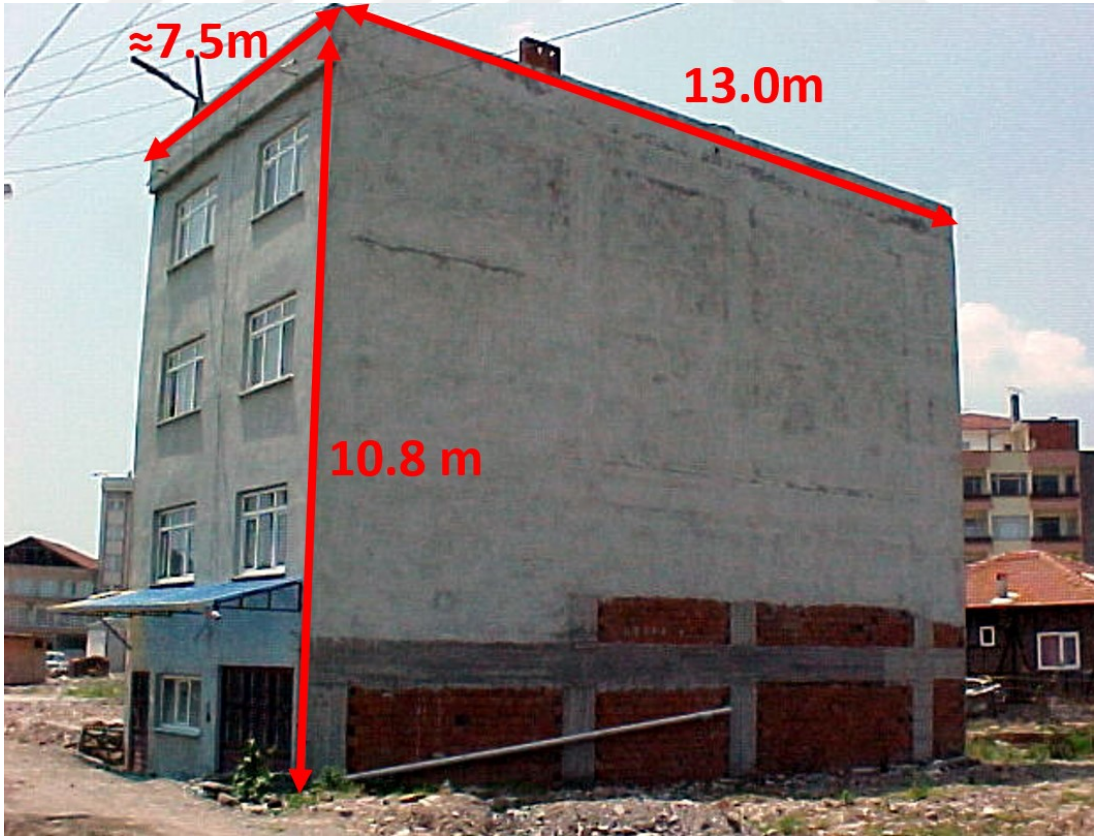


Şekil 3.4: Adapazarı'ndaki yüksek hasar alan binaların dağılımını, yüzey jeolojisini ve yollar, nehirler gibi ana unsurları gösteren harita (Bray ve diğ., 2004'ten uyarlanmış).

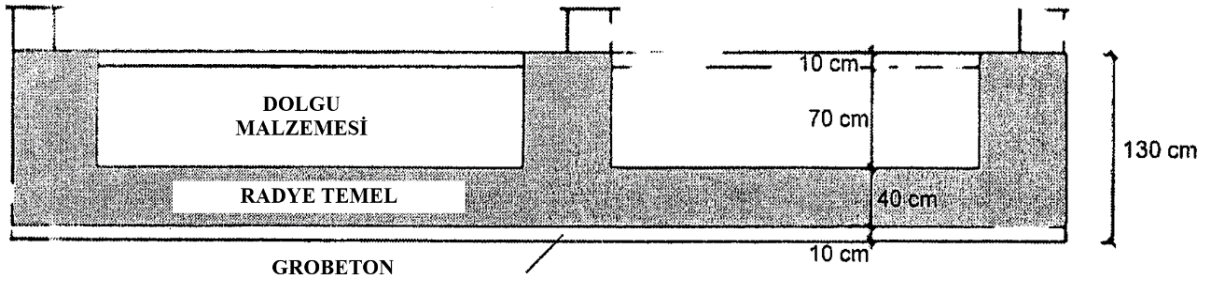
3.2. F SAHASI

Adapazarı'ndaki zemin koşulları ile 17 Ağustos 1999 Kocaeli Depremi'nin bölgedeki oluşturduğu hasarı inceleyen araştırmalar kapsamında, bu tez çalışmasında temel analiz olarak kabul edilecek F sahasını da içeren birçok sahada arazi ve laboratuvar deneyleri yapılmıştır. Bu çalışmalar ile ilgili detaylı bilgi Sancio (2003) tarafından hazırlanan doktora tezinde ve <https://apps.peer.berkeley.edu/publications/turkey/adapazarı/index.html> web adresinde bulunabilir.

F sahası; Adapazarı, Yenigün Mahallesinde, Sönmez Caddesi üzerinde bulunmaktadır (K40.77148o, D30.40795o). Analizlerin temelini oluşturacak bina; radye temel üzerine oturtulmuş, 4 katlı çerçeve sistem betonarme bir binadır. Yüksekliği 10.8 m olan binanın, temel genişliği 7.3 m ile 7.7 m arasında değişirken, temel uzunluğu ise 13.0 m ile 13.4 m arasında değişmektedir (Şekil 3.5). Yaklaşık 10 cm grobeton tabakası üzerine oturtulan 40 cm kalınlıklı temel üzerindeki 120 cm yüksekliğindeki bağ kirişlerin arası yaklaşık 70 cm kalınlığında zemin ile doldurulmuştur. Bu dolgunun ise üzerinde yaklaşık 10 cm kalınlığında döşeme bulunmaktadır. Temel derinliği 1.3 m olan temelin kesiti Şekil 3.6'de verilmiştir.



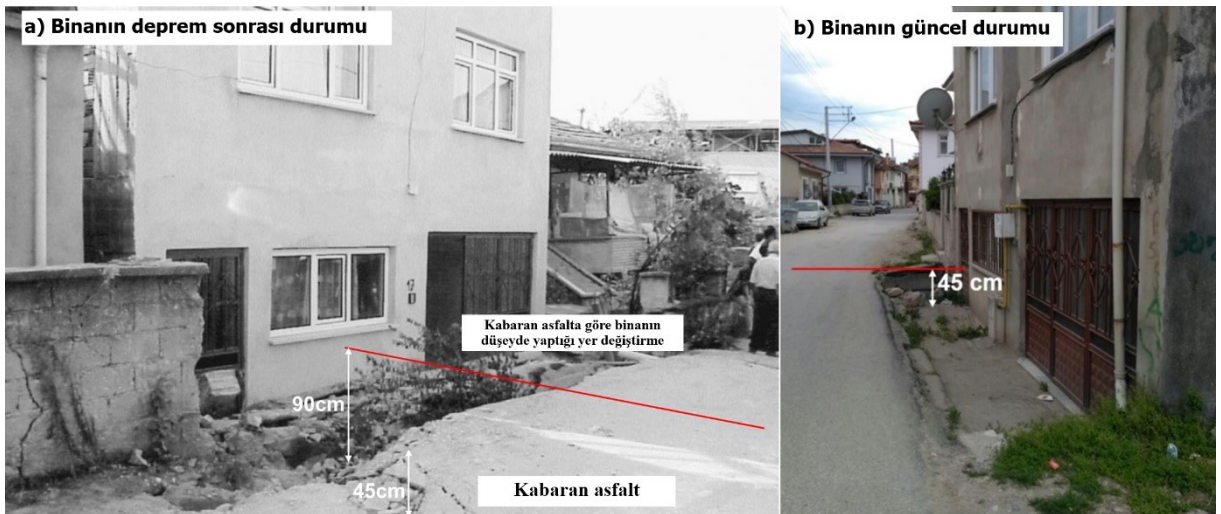
Şekil 3.5: F1 Binası'nın deprem sonrası görünümü (apps.peer.berkeley.edu, Erişim tarihi: 5 Eylül 2020)



Şekil 3.6: F1 Binası'nın temel kesiti (Sancio, 2003)

Stewart ve Baturay tarafından 3 Eylül 1999 tarihinde yapılan gözlemlere göre bina çevresindeki asfalta göre 90 cm oturmuş, batı yönünde 25 cm, kuzey yönünde 30 – 40 cm kaymıştır. Ancak binanın çevresindeki asfalt, bina otururken kabardığı için orijinal kotunun yaklaşık 45 cm kadar üstüne çıkmıştır. Bu nedenle binanın gerçekte yaptığı oturma 45 cm civarındadır (Şekil 3.7). Yapılan oturma ölçümleri binanın Sönmez Caddesi'ne bakan cephesinden yapılmıştır. Bu nedenle binan arka tarafındaki bahçede oturma/kabarma oranı hakkında bir bilgi mevcut değildir. Ancak bina ciddi bir yapısal hasar almadığı ve depremden sonra da kullanılmaya devam ettiği için yapının kayda değer bir farklı oturma yapmadığı düşünülmektedir.

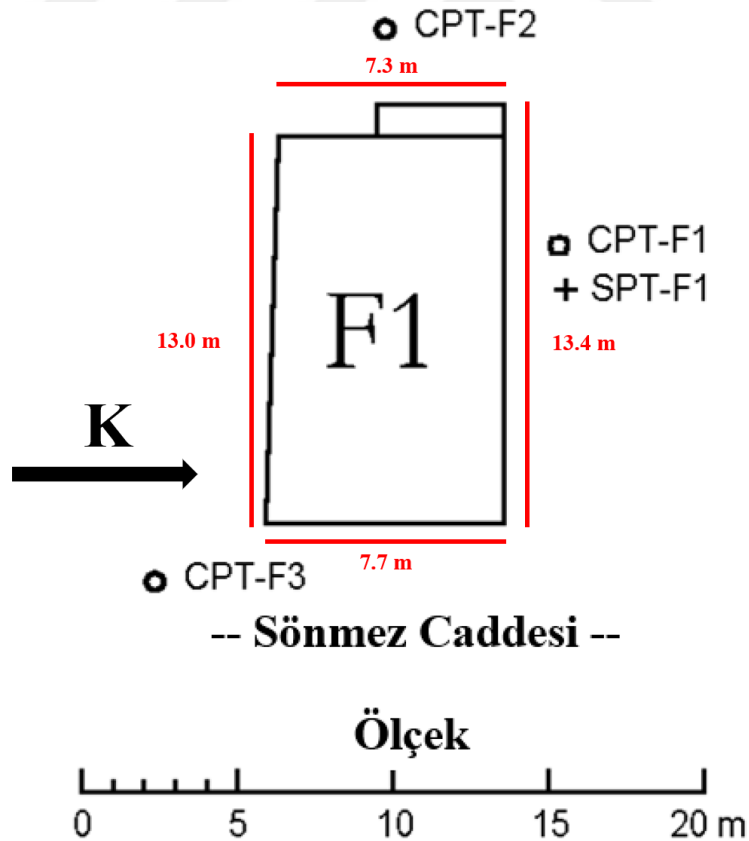
Deprem sırasında binanın kuzeyinde ve güneyinde bulunan tek katlı, yarı bodrumlu yığma yapılar deprem sırasında aldıkları hasardan dolayı yıkılmışlardır. Sancio, 2003'e göre binanın çevresinde siltli kum (SM) olarak sınıflandırılabilir kum kaynamalarına rastlanmıştır.



Şekil 3.7: F1 Binası'nın a) deprem sonrasındaki durumu (Ağustos 1999), b) 2017 yılındaki durumu (Quintero ve diğ., 2017)

3.2.1. Geoteknik Arazi Karakterizasyonu

2000 yılının Temmuz ayında Şekil 3.8’de gösterilen noktalarda 1 adet 26.77 m derinliğinde boşluk suyu basıncı ölçümünün de yapıldığı sismik konik penetrasyon deneyi (CPT-F1), 2 adet 10.0 ve 10.35 m derinliklerinde konik penetrasyon deneyi (CPT-F2 ve CPT-F3) ve 1 adet de 12.5 m derinliğinde sondaj çalışmaları yapılmıştır. Sondaj sırasında yaklaşık 1.0 m aralıklar ile 12 adet standart penetrasyon deneyi (SPT) yapılmış ve SPT numunelerinden alınan örselenmiş numuneler ile de zeminlerin fiziksel özelliklerinin tayini için çeşitli laboratuvar deneyleri yapılmıştır (Tablo 3.1). Ayrıca sondajda karşılaşılan 2 adet kil tabakasında yapılan birer adet veyn deneyleri ve cep penetrometresi ölçümleri yardımıyla drenajsız kayma mukavemeti (c_u) ölçümü gerçekleştirilmiştir. CPT-F1 deneyinden elde edilen kayma dalgası hızları (V_s) (Tablo 3.3) diğer deneylerden elde edilen ve literatürde benzer zeminlerde ölçülen kayma dalgası hızı değerleri ile uyuşmadığı için bu çalışmada kullanılmayacaktır. Saha için Quintero ve diğ., (2017) tarafından önerilen kayma dalgası hızı profili kullanılacaktır. (Tablo 3.4)



Şekil 3.8: F1 Binasını ve çevresinde yapılan saha çalışmalarını gösteren kroki (Sancio, 2003)

Sahada yapılan çalışmalar incelendiğinde, sahanın tabakalamasının yatayda değişiklik göstermediği, zemin istiflerinin yüzeye ve birbirine paralel kabul edilebilecek tabakalardan oluştuğu anlaşılmıştır. (Şekil 3.9)

Sahada yapılan çalışmalarda karşılaşılan ilk tabaka; yüzeyde kalınlığı 80 cm ile 150 cm arasında değişen killi dolgu tabakasıdır. Sondajda 1.64 m olarak ölçülen yer altı suyu seviyesinin üzerinde kalan bu tabakanın temel çevresinde bulunduğu ancak binanın doğal zemine oturtulduğu düşünülmektedir.

Dolgu tabakasının altında yaklaşık 1.8 metre kalınlığında düşük plastisiteli silt (ML) tabakası ile karşılaşılmıştır. Bu tabaka sondaj sırasında kahve renkli, düşük plastisiteli kumlu silt – silt olarak tanımlanmıştır. Tabakanın ince dane oranının (FC) %35 ile %77 arasında değiştiği görülmüştür. Tabakadan alınan 3 adet örselenmiş numune üzerinde yapılan Atterberg limitleri deneylerinde tabaka non-plastik olarak tanımlanmıştır. (Tablo 3.1) Tabakanın düzeltilmiş standart penetrasyon darbe sayısının $((N_1)_{60})$ 5 ile 6 arasında değişmektedir. (Tablo 3.2)

Düşük plastisiteli silt (ML) tabakasının altında yaklaşık 1.7 metre kalınlığında düşük plastisiteli kil (CL) tabakası ile karşılaşılmıştır. Bu tabaka sondaj sırasında kahve renkli, ince kum geçişli, düşük plastisiteli siltli kil – killi silt olarak tanımlanmıştır. Tabakanın ince dane oranı (FC) %97 olarak hesaplanmıştır. Tabakadan alınan 1 adet örselenmiş numune üzerinde yapılan Atterberg limitleri deneylerinde tabakanın plastisite indisi 19 olarak bulunmuştur. (Tablo 3.1) Bu tabakada yapılan 1 adet veyn deneyi ile tabakanın drenajsız kayma mukavemeti (cu) 28 kPa, 1 adet cep penetrometresi ile de 37.5 kPa olarak bulunmuştur.

Düşük plastisiteli kil (CL) tabakasının altında yaklaşık 3.7 metre kalınlığında siltli kum – düşük plastisiteli silt (SM – ML) tabakası ile karşılaşılmıştır. Bu tabaka sondaj sırasında gri renkli, kumlu silt – killi silt olarak tanımlanmıştır. Tabakanın ince dane oranının (FC) %68 ile %92 arasında değiştiği görülmüştür. Tabakadan alınan 3 adet örselenmiş numune üzerinde yapılan Atterberg limitleri deneylerinde tabaka non-plastik olarak tanımlanmıştır. (Tablo 3.1) Tabakanın düzeltilmiş standart penetrasyon darbe sayısının $((N_1)_{60})$ 13 ile 18 arasında değişmektedir. (Tablo 3.2)

Siltli kum – düşük plastisiteli silt (SM – ML) tabakasının altında yaklaşık 3.7 metre kalınlığında yüksek plastisiteli kil - silt (CH – MH) tabakası ile karşılaşılmıştır. Bu tabaka

sondaj sırasında gri renkli, ince kum geçişli, siltli kil – killi silt olarak tanımlanmıştır. Tabakanın ince dane oranının (FC) %90 ile %100 arasında değiştiği görülmüştür. Tabakadan alınan örselenmiş numuneler üzerinde yapılan Atterberg limitleri deneyleri incelendiğinde tabakayı temsil edecek plastisite indisi değeri 29 olarak bulunmuştur. (Tablo 3.1) Bu tabakada yapılan 1 adet veyn deneyi ile tabakanın drenajsız kayma mukavemeti (c_u) 55 kPa, 1 adet cep penetrometresi ile de 85 kPa olarak bulunmuştur.

Yüksek plastisiteli kil – silt (CH – MH) tabakasının altında yaklaşık 6.5 metre kalınlığında kum – silt – kil ardalanmaları ile karşılaşmıştır. Bu tabakada baskın malzeme silt ve kum gibi gözüксе de kalınlığı 1 metreye varan kil bantları da geçilmiştir. Sondaj ve örnekleme çalışmaları 12.5 metreye kadar devam ettirildiği için bu tabaka ve ardındaki tabakalarda doğrudan fiziksel özellik tayini yapılamamıştır.

Kum – silt – kil ardalanmalarının ardından yaklaşık 5.8 m kalınlığında kil tabakaları ile karşılaşmıştır. Bu tabakanın ardından da yaklaşık 2.5 kalınlığında siltli kum – kumlu silt tabakası ile karşılaşmıştır.

Tablo 3.1: SPT-F1 sondajından alınana numuneler üzerinde yapılan laboratuvar deneyleri (Sancio, 2003'ten uyarlanmış).

Numune	Derinlik (m)	Zemin Sınıfı (USCS)	w_c	LL	PI	İnce Dane Oranı (%)
S-F1-1	0.95	ML	32	28	-	72
S-F1-2	1.75	ML	28	27	-	68
S-F1-3	2.55	ML	33	31	-	92
S-F1-4	3.45	ML/CL	37	47	19	97
S-F1-5A	4.45	CL	31	35	13	85
S-F1-5B	4.45	ML	28	30	-	77
S-F1-6	5.35	ML	27	28	-	51
S-F1-7A	6.15	ML	34	28	-	72
S-F1-7B	6.15	SM	28	0	-	35
S-F1-8	6.95	SM	26	0	-	42
S-F1-9	7.95	ML	29	31	-	74
S-F1-10A	8.95	CH	38	57	29	100
S-F1-10B	8.95	CL/ML	34	41	17	99
S-F1-11A	9.95	ML	33	38	-	96
S-F1-11B	9.95	CH/MH	23	58	29	100
S-F1-12A	11.95	ML/CL	29	38	12	90
S-F1-12B	11.95	SM	25	26	-	30

Tablo 3.2: SPT-F1 sondajı için yapılan SPT düzeltmeleri.

SPT No	¹ Derinlik (m)	N	Tij Uzunluğu (m)	Enerji Oranı (%)	² Efektif Gerilme (kPa)	CN	CR	CE	CS	CB	N ₆₀	(N ₁) ₆₀
S-F1-1	0.8-1.6	5	4.27	50	21.6	1.70	0.85	0.83	1.00	1.00	3	6
S-F1-2	1.6-2.4	4	5.8	57	32.08	1.70	0.85	0.95	1.00	1.00	3	5
S-F1-3	2.4-3.0	5	5.8	51	37.81	1.59	0.85	0.85	1.00	1.00	3	5
S-F1-4	3.0-4.0	3	7.32	54	44.36	1.47	0.95	0.90	1.00	1.00	2	3
S-F1-5	4.0-4.9	9	8.84	64	52.14	1.36	0.95	1.07	1.00	1.00	9	12
S-F1-6	4.9-6.0	14	8.84	67	60.33	1.26	0.95	1.12	1.00	1.00	14	18
S-F1-7	6.0-6.8	14	10.37	59	68.11	1.19	1.00	0.98	1.00	1.00	13	16
S-F1-8	6.8-7.6	13	10.37	59	74.66	1.14	1.00	0.98	1.00	1.00	12	14
S-F1-9	7.6-8.5	13	11.89	57	81.63	1.09	1.00	0.95	1.00	1.00	12	13
S-F1-10	8.5-10.2	11	11.89	61	92.27	1.03	1.00	1.02	1.00	1.00	11	11
S-F1-11	10.2-12.2	9	13.42	70	107.4	0.96	1.00	1.17	1.00	1.00	10	10
S-F1-12	12.2-12.5	33	14.94	54	116.8	0.92	1.00	0.90	1.00	1.00	29	27

¹SPT değerinin temsil ettiği tabakanın üst ve alt kotları.

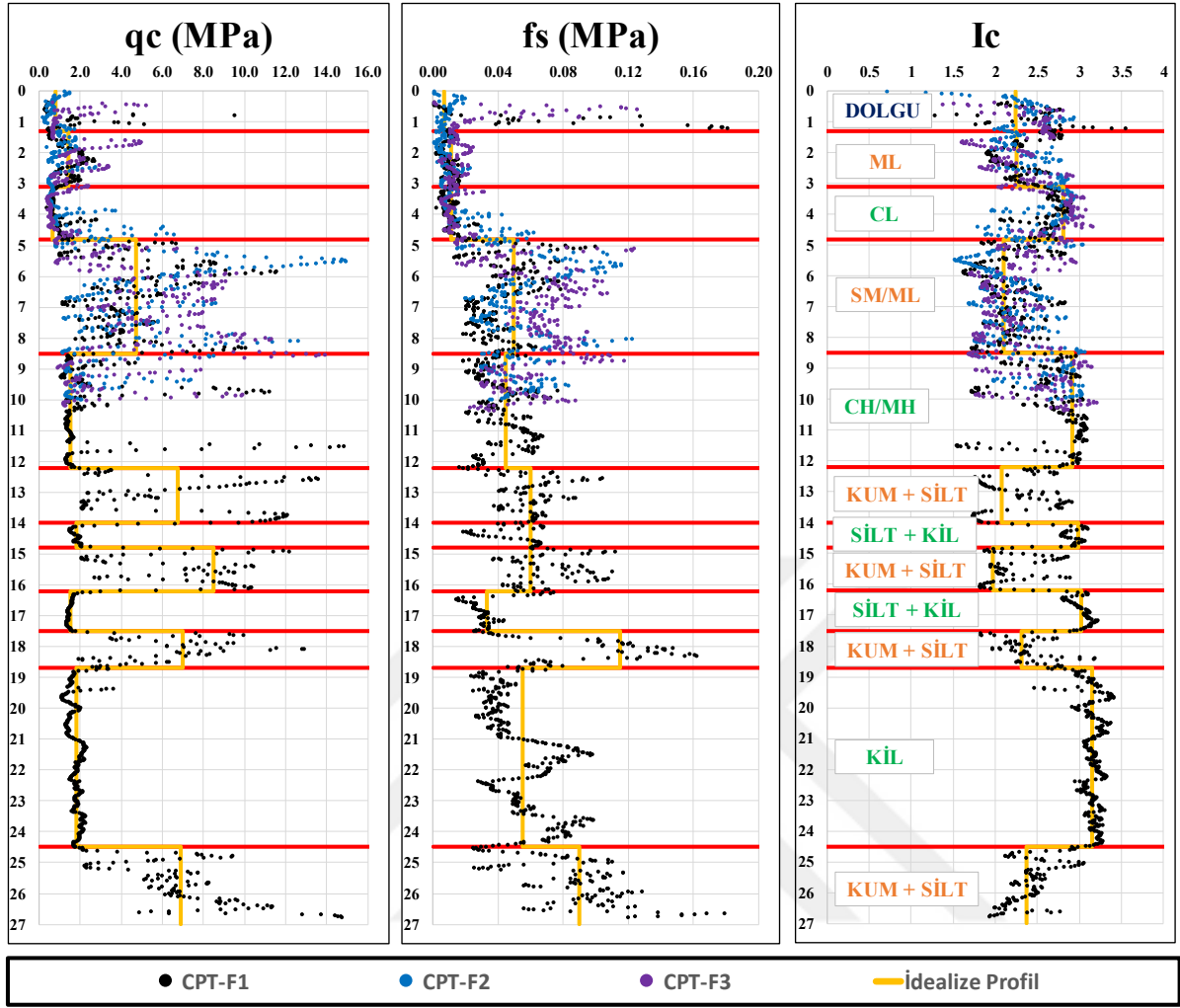
²Efektif gerilme hesaplanırken tüm tabakların birim hacim ağırlığı 18 kN/m³ ve yer altı suyu seviyesi 1.6 m olarak kabul edilmiştir.

Tablo 3.3: CPT-F1’de yapılan kayma dalgası hızı ölçümlerinin sonuçları (Sancio, 2003).

Tij Derinliği (m)	Derinlik Aralığı (m)	V _{S,sol} (m/s)	V _{S,sağ} (m/s)	V _{S,ortalama} (m/s)
3.26	2.00 - 3.00	227	278	253
5.26	4.00 - 5.00	40	47	44
7.26	6.00 - 7.00	51	48	49
9.26	8.00 - 9.00	78	111	95
12.26	11.00 - 12.00	91	85	88
15.26	14.00 - 15.00	91	85	88
18.26	17.00 - 18.00	104	71	88
21.26	20.00 - 21.00	61	50	55
25.26	24.00 - 25.00	70	57	64

Tablo 3.4: Saha için kabul edilecek kayma dalgası hızı profili (Quintero ve diğ., 2017).

Derinlik Aralığı (m)	V _s (m/s)
0.0 - 2.0	157
2.0 - 12.0	165
12.0 - 27.0	195
27.0 - 50.0	244
50.0 - 54.0	300
54.0 - 65.0	380
65.0 - 78.0	470
78.0 - 80.0	580
80.0 - 90.0	700
90.0 - 100.0	900



Şekil 3.9: İnceleme alanında yapılan CPT ölçümlerinde elde edilen uç dirençleri, çevre sürtünmeleri ve hesaplanan zemin davranış indeksleri.

Tablo 3.5: Saha için kabul edilecek idealize CPT profili.

No	Tabaka	Kalınlık	Derinlik (m)		qc	fs	Ic
		(m)	Üst	Alt	(Mpa)	(Mpa)	
1	Dolgu	1.30	0.00	-1.30	0.800	0.007	2.24
2	ML	1.80	-1.30	-3.10	1.444	0.011	2.25
3	CL	1.70	-3.10	-4.80	0.650	0.011	2.81
4	SM/ML	3.70	-4.80	-8.50	4.700	0.050	2.11
5	CH/MH	3.70	-8.50	-12.20	1.500	0.045	2.91
6	Kum + Silt	1.80	-12.20	-14.00	6.730	0.060	2.07
7	Kil + Silt	0.80	-14.00	-14.80	1.800	0.060	2.99
8	Kum + Silt	1.40	-14.80	-16.20	8.500	0.060	1.96
9	Kil + Silt	1.30	-16.20	-17.50	1.530	0.033	3.02
10	Kum + Silt	1.20	-17.50	-18.70	7.000	0.115	2.31
11	Kil	5.80	-18.70	-24.50	1.800	0.055	3.15
12	Kum + Silt	2.50	-24.50	-27.00	6.900	0.090	2.38

3.2.2. Sıvılaşma Potansiyelinin Analitik Yöntemler ile Değerlendirilmesi

Sahada karşılaşılan tabakaların ilk olarak; zemin davranış indeksi (I_c) değerlerine ve plastisite indekslerine, PI bağlı olarak dinamik yükler altında kum gibi mi, kil gibi mi davranacağı belirlenmiştir. Uygulamada çoğu zaman $I_c < 2.6$ olduğu durumda zeminde “kum gibi” davranışın gözlemlendiği $I_c > 2.6$ olduğu durumda ise “kil gibi” davranışın gözlemlendiği kabul edilmektedir. Ancak Öztoprak ve diğ., tarafından 2019 yılında yapılan çalışmalar ile Adapazarı’nda karşılaşılan zeminlerde $2.6 < I_c < 2.8$ aralığında bir geçiş bölgesi olduğu ve bazı sahalarda bu aralıkta kalan zeminlerin de sıvılaştığı gösterilmiştir.

Sahada karşılaşılan ve kum gibi davranan tabakaların sıvılaşma potansiyelinin olup olmadığı ilk olarak; Seed ve diğ. (2003) tarafından geliştirilen sıvılaşma kriteri ile Bray ve Sancio (2006) tarafından geliştirilen Adapazarı Kriteri kullanılarak değerlendirilmiştir. Sahada karşılaşılan ve geçiş bölgesinde bulunan tabakaların sıvılaşma potansiyelinin olup olmadığı ise; Bilge (2010) tarafından ince daneli zeminler için geliştirilen sıvılaşma kriterine bağlı olarak değerlendirilmiştir. Tüm bu yöntemler doğal su muhtevası (w_n), likit limit (LL) ve plastisite indisi (PI) gibi fiziksel ölçülere ihtiyaç duyduğu için bu değerlendirmeler sadece ilk 12 metrede karşılaşılan tabakalar ile sınırlı kalmıştır. 12 ile 20 metre arasında kalan tabakalar için sadece zemin davranış indeksi, I_c değerlerine bağlı bir değerlendirme yapılabilmektedir.

Sıvılaşma potansiyeli değerlendirmelerinden sonra basitleştirilmiş sıvılaşma analizleri le tabakaların sıvılaşmaya karşı güvenlik sayıları (FS_L) belirlenmiştir. Basitleştirilmiş sıvılaşma analizleri Boulanger ve Idriss (2014) tarafından önerilen SPT ve CPT bazlı yöntemler ile yapılmıştır. SPT deneyleri sadece 12 metreye kadar mevcut olduğundan dolayı 12 ile 20 metre arasında kalan tabakalar için sadece CPT bazlı yöntem kullanılmıştır.

Basitleştirilmiş sıvılaşma analizlerinden sonra da sahada oluşması beklenen sıvılaşma kaynaklı oturmaların tahmini yapılmıştır. Hacimsel oturmalar Bray ve Macedo (2017) tarafından önerildiği gibi Zhang ve diğ. (2002) tarafından CPT verilerine bağlı olarak geliştirilen yöntemle hesaplanmıştır (Şekil 2.17). Kayma gerilmesi kaynaklı oturmalar ise Bray ve Macedo (2017) tarafından geliştirilen yöntemle hesaplanmıştır. Ejekta kaynaklı oturmaların oluşma olasılığı ise LSN ve LPI indisleri kullanılarak ve deprem sonrasında bina çevresinde yapılan gözlemlerden faydalanılarak değerlendirilmiştir. Basitleştirilmiş sıvılaşma analizleri ve oturma tahminleri İstanbul Üniversitesi – Cerrahpaşa bünyesinde geliştirilen Excel tabanlı Liquist v4.0 programı kullanılarak gerçekleştirilmiştir.

CPT sonuçları incelendiğinde, 4.8m – 8.5m ile 12.2m – 18.7m aralıklarında ölçülen uç ve sürtünme dirençlerinde büyük değişiklikler olduğu gözlenmiştir. (Şekil 3.9) Bu bölgelerdeki büyük dayanım değişiklikleri; farklı dayanımlardaki ince alt tabakların ardalanmalı olarak bulunmasından dolayı olmuştur. Bray ve diğ., 2004’e göre alt tabakalar çoğu zaman 40 cm’den daha incedir

CPT ölçümleri sırasında incelenen tabaka farklı dayanımlarda ince alt tabakalardan oluşuyorsa, ölçülen CPT uç dayanımı (q_c) hem içerisinde bulunduğu tabakadan hem de bu tabakanın altındaki tabakadan etkileneceği için CPT katman değişikliklerini doğru bir şekilde tespit edemez. Bu durumun gözlemlendiği bölgelere literatürde geçiş bölgesi denmektedir. Robertson (2011) bu hatalı verilerin değerlendirmeye alınmamasını önermiştir.

Geçiş bölgeleri hesaplanan zemin davranış indekslerinde (I_c) oluşan ani değişimler ile tespit edilebilir. Bir geçiş bölgesinin tanımlanması için genellikle art arda 4 veri noktası için hesaplanan zemin davranış indeksi değerleri arasındaki değişimin (ΔI_c) 0.01’den fazla olması gerekir. Bu doğrultuda CPT sonuçları CLiq programı kullanılarak filtrelenmiştir.

3.3. NUMERİK MODEL

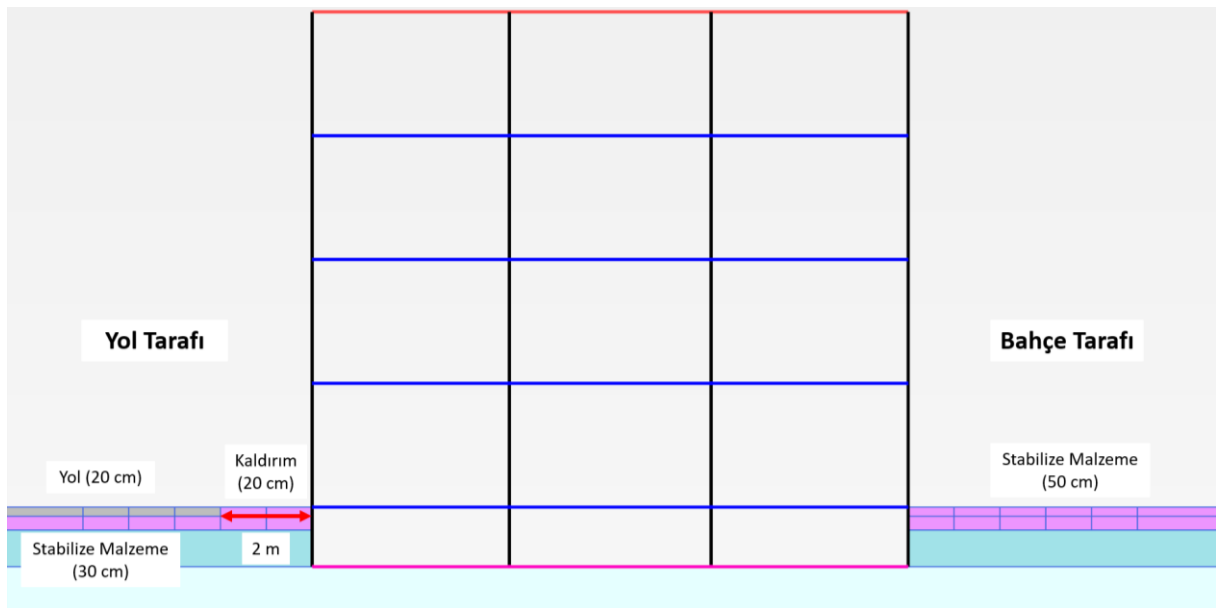
Nümerik Model Analizi için PLAXIS 2D yazılımından yararlanılmıştır. Nümerik analizlerde kullanılacak idealize zemin profili Sancio (2003) tarafından elde edilen saha ve laboratuvar verilerinden yararlanılarak oluşturulmuştur (Tablo 3.5). Analitik analizler ile sınılaştırıldığı tespit edilen tabakalar UBC3D-PLM ve PM4Sand modelleri ile sınılaşma potansiyeli bulundurmeyen tabaklar ise Laera ve Brinkgreve (2015) tarafından önerildiği gibi Generalized Hardening Soil (GHS) Modeli ile modellenmiştir.

F binası lineer-elastik “plate” elemanlar kullanılarak modellenmiştir. Yapının temel derinliği 1.3 m, kat yüksekliği 2.7 m alınmıştır. Binanın yaptığı oturma Sönmez Caddesi üzerinden ölçüldüğü için nümerik analizlerde incelenecek kesit olarak Doğu – Batı kesiti seçilmiştir. Bu nedenle binana 3 açıklıklı ve 13.0 m genişliğinde olarak modellenmiştir. Yapının düşey elemanları ağırlıksız olarak kabul edilip, yapı ağırlığı düşey elemanlar ile tanımlanmıştır. Yapıdan zemine aktarılan gerilme 95 kPa olarak kabul edilmiştir. Temel hariç tüm yapısal elemanlar 30 cm X 30 cm boyutlarında kabul edilmiş, temel ise 40 cm X 100 cm boyutlarında kabul edilmiştir (Şekil 3.6). Bina elemanları için seçilen parametreler Tablo 3.6’da verilmiştir.

Tablo 3.6: Bina elemanları için seçilen parametreler.

Eleman	d (m)	v (-)	w (kN/m/m)	EA (kN/m)	EI (kN/m ² /m)
Kiriş (Çatı)	0.3	0.2	5.0	2.43x10 ⁶	18.22x10 ³
Kiriş	0.3	0.2	17.5	2.43x10 ⁶	18.22x10 ³
Kolon	0.3	0.2	0.0	2.43x10 ⁶	18.22x10 ³
Radye Temel	0.4	0.2	20.0	10.8x10 ⁶	144.0x10 ³

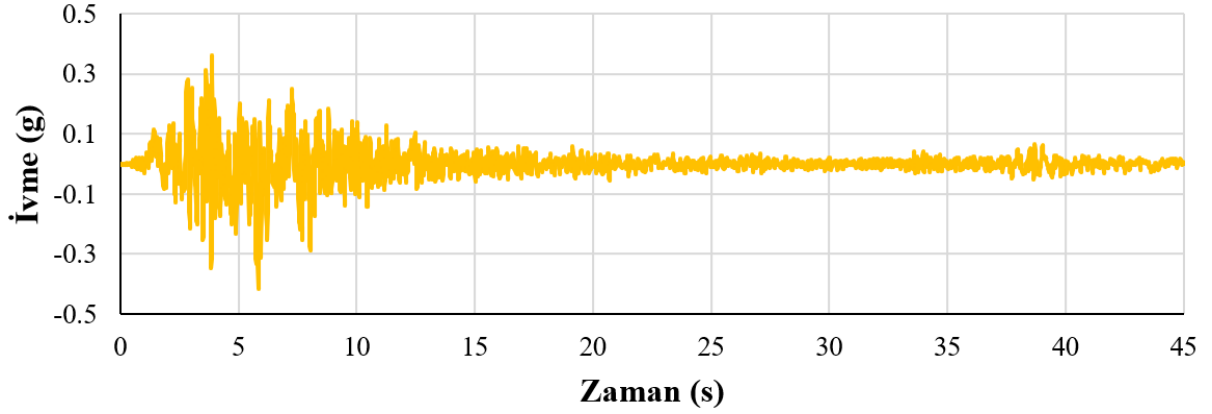
Binanın deprem sonrası fotoğrafları (Şekil 3.7), analizlerde dikkate alınacak doğu – batı kesiti ile beraber incelendiğinde; binanın deprem sırasındaki davranışında bina çevresindeki kaplamanın da bir etkisi olduğu görülmüştür. Kaplamanın doğu tarafında asfalt, batı tarafında bahçeden oluştuğu Şekil 3.7 ve Google Earth görüntülerinden anlaşılmaktadır. Ancak bu kaplamanın kalınlığı ve malzeme özellikleri hakkında bir bilgi mevcut değildir. Bu nedenle kaplamanın etkisi analitik analizlerde dikkate alınmamış, numerik analizlerde ise tüm malzeme parametreleri belirlendikten sonra, kaplama parametreleri literatür sınırları (FHWA, 2006, Faheem ve Hassan, 2014, Rajbongshi ve Engleng, 2015, Leon ve diğ., 2016, Al-Jumaili, 2016, Setiawan ve diğ., 2017 ve Lubis ve diğ., 2018) içerisinde kalacak şekilde deneme – yanılma yoluyla bulunmuştur. Binanın deprem sırasında kayda değer şekilde farklı oturma yapmaması ve binanın yapısal sisteminde hasar görmeden hala kullanımda olması sebebiyle, binanın bahçe tarafında da yol tarafındaki kaplama malzemesine benzer bir kaplamanın bulunduğu tahmin edilmektedir. Bu nedenle asfaltın çok ince ve standartların altında bir asfalt olduğu kabul edilerek, bahçe tarafına benzer malzeme parametreleri ile tanımlanmasına karar verilmiştir (Tablo 3.7).

**Şekil 3.10:** Bina etrafındaki kaplamalar.

Tablo 3.7: Kaplama için seçilen parametreler.

Parametre	Sembol	Birim	Yol	Stabilize Malzeme
Malzeme modeli			Generalized Hardening Soil	Generalized Hardening Soil
Drenaj tipi			Undrained A	Undrained A
Doğal birim hacim ağırlık	γ_{unsat}	kN/m^3	20.0	18.0
Doygun birim hacim ağırlık	γ_{sat}	kN/m^3	20.0	19.0
Başlangıç boşluk oranı	e_{init}	-	0.654	0.5
Sekant rijitliği	E_{50}	kN/m^2	20.0E3	10.0E3
Ödometre modülü	E_{oed}	kN/m^2	20.0E3	10.0E3
Yükleme – boşaltma rijitliği	E_{ur}	kN/m^2	60.0E3	30.0E3
Üstel sabit	m	-	0.5	0.5
Referans gerilme	P_{ref}	kN/m^2	1.0	3.0
Yükleme – boşaltma poisson oranı	ν_{ur}	-	0.2	0.2
Kayma modülü	G_0	kN/m^2	98.0E3	65.0E3
Eşik deformasyon değeri	$\gamma_{0.7}$	-	1.94E-6	1.51E-6
Kohezyon	c'_{ref}	kPa	5	0
Kayma mukavemeti açısı	ϕ'	$^\circ$	32	32
Dilatasyon (genleşme) açısı	φ'	$^\circ$	2	2
Permeabilite	k	m/s	1.0E-8	1.0E-8

Nümerik analizlerde kullanılan deprem kaydı, inceleme alanına yaklaşık 4.5 km mesafede bulunan SKR-5401 kodlu yer hareketi istasyonunda 17 Ağustos 1999 Kocaeli Depremi sırasında DB yönünde kaydettiği kayıttır. İstasyonun üzerinde bulunduğu zemin istifinin temel altından itibaren 30 metre boyunca ölçülen kayma dalgası hızlarının ağırlıklı ortalaması (V_{s30}) olarak bulunmuştur. Bu değer, 2018 yılında yayınlanan Türkiye Bina Deprem Yönetmeliği'ne göre ZC sınıfına ($V_{s30} = 360 - 760 \text{ m/s}$) girmektedir. Bu nedenle zemin istifi 60 m derinliğe kadar modellenmiş ve deprem kaydı bu derinlikten X yönünde öntanımlı deplasman olarak verilmiştir. Taban sınırı “compliant base” olarak seçilen modelde deprem dalgaları tabandan tekrar yansıyacağı için tanımlanan öntanımlı birim deplasmanın X yönündeki değeri 0.5m olarak belirlenmiştir.



Şekil 3.11: Numerik analizlerde kullanılacak deprem kaydı.

Analiz sonuçlarının deprem dalgalarının model sınırlarından geri yansımalarından etkilenmemesi için düşeyde uzunluğu 60 metre olan modelin yatayda uzunluğu 180 m olarak seçilmiştir. Taban sınırı “compliant base” olan modelin yatay sınırları hesaplama süresini azaltmak amacıyla “tied degrees of freedom” olarak seçilmiştir. “Tied degrees of freedom” opsiyonunun seçilebilmesi için modelin sağ ve sol sınırlarındaki “node” sayılarının eşit olması gerekmektedir.

Deprem dalgalarının model boyunca düzgün bir şekilde yayılımını sağlayabilmek için en büyük mesh boyu Kuhlemeyer ve Lysmer (1973) tarafından önerildiği gibi tabakalamadaki en küçük kayma dalgası hızının (165 m/s), deprem kaydının içerdiği maksimum frekansın (6.44 Hz) 8 katına bölünmesi ile 3.2 m olarak bulunmuştur. (Özenç, 2019)

Plaxis’de dinamik analizlerde düşük deformasyon seviyesinde sönüm davranışının dikkate alınabilmesi için Rayleigh Sönüm Katsayılarının (α ve β) belirlenmesi gerekmektedir. Bu oranlar programa girilen hedef sönüm oranları (ξ_1 ve ξ_2) ve hedef frekanslar (f_1 ve f_2) ile hesaplanmaktadır. Laera ve Brinkgreve (2015) tarafından hedef sönüm oranlarının 0.5% ile 2.0% arasında alınması önerilmektedir. Bu nedenle her ikisi de 1.0% olarak seçilmiştir. Hedef frekanslar ise Hudson ve diğ. (1994) tarafından önerilen aşağıdaki eşitlikler ile hesaplanmışlardır;

$$f_1 = \frac{V_{s,ort}}{4H} \quad (3.1)$$

$$f_2 = n \times f_{und} \quad (3.2)$$

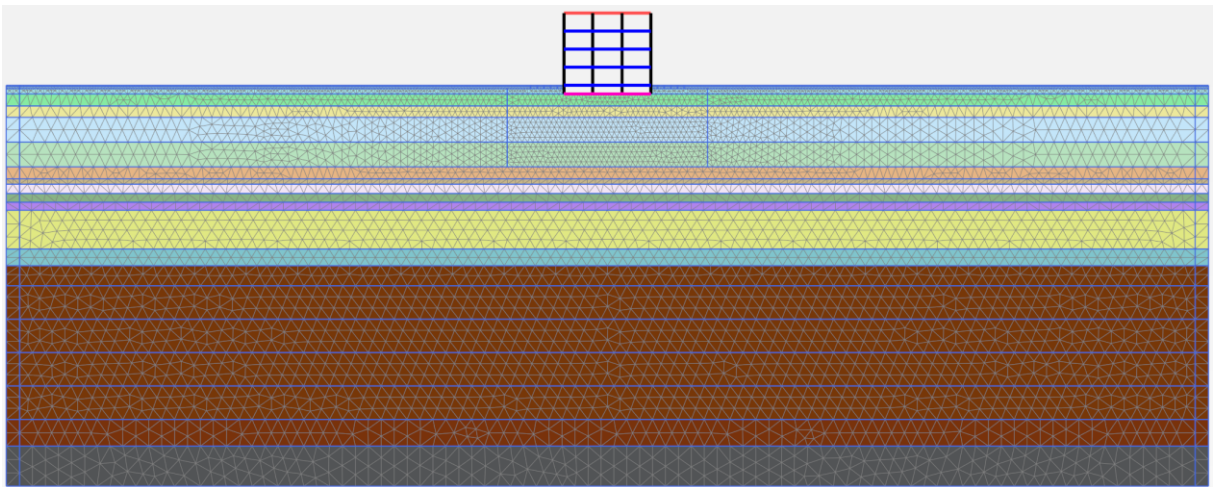
Burada;

$V_{s,ort}$	: Profil boyunca ağırlıklı kayma dalgası hızı ortalaması
H	: Profil kalınlığı
f_{fund}	: Deprem kaydındaki en büyük fourier genliğine sahip frekans
n	: f_{fund}/f_1 oranından büyük en yakın tek tam sayı

Hedef frekanslar (f_1 ve f_2) sırasıyla 0.971 Hz ve 6.796 Hz olarak hesaplanmıştır. Bu girdi parametreleri kullanılarak Rayleigh Sönüm Katsayıları (α ve β) sırasıyla 0.10680 ve 0.00041 olarak hesaplanmıştır.

Nümerik analiz fazları aşağıdaki sırayla tanımlanmıştır;

- **Başlangıç Fazı:** Sahada herhangi bir yapının veya kaplamanın bulunmadığı, doğal zemin aşaması.
- **Bina Fazları:** Yapıdan gelecek yüklerin doğru bir şekilde dağılabilmesi için binanın her katı ayrı bir faz olarak aktive edilmiştir.
- **Konsolidasyon Fazı:** Yapıdan gelecek yüklerden dolayı oluşan ilave boşluk sularının sönümlenmesi sağlanmıştır.
- **Deprem Fazı:** Sıvılaştan zeminler UBC3D-PLM'e çevrilmiş ve analiz tipi olarak "Dynamic analysis with consolidation" seçeneği seçilmiştir. Standart dinamik analiz opsiyonuna göre bu opsiyonun tercih edilmesinin nedeni; bu opsiyonla tabakalara atanan permeabilite değerlerine göre tabakalar arasında boşluk suyu alış-verişine olanak sağlanması ve daha gerçekçi efektif gerilme dağılımlarının oluşturulabilmesidir.



Şekil 3.12: Oluşturulan nümerik model.

3.3.1. UBC3D-PLM Bünye Modeli

UBC3D-PLM; kum – siltli kum gibi zeminlerin dinamik etkiler altında oluşturduğu ilave boşluk suyu basınçlarını simüle ederek sıvılaşmanın etkilerini modelleyebilen bir efektif gerilme – elasto-plastik bünye modelidir. Modelin formülasyonu Puebla ve diğ. (1997) tarafından geliştirilen UBCSAND modeli temel alınarak hazırlanmıştır. UBCSAND; kumlu zeminlerde sıvılaşma tahminleri yapabilmek için geliştirilen 2 boyutta çalışan bir modeldir. UBC3D-PLM modeli; UBCSAND modelinin ve 3 boyutlu uzayda çalışabilen ve genelleştirilmiş bir versiyonudur. Model 2018 yılında Plaxis yazılımına gömülü olarak entegre edilmiştir.

Tablo 3.8: Plaxis UBC3D-PLM modelinde kullanılan girdi parametreleri.

Deformasyon Parametreleri		
Sembol	Parametre Tanımı	Birim
k_G^e	Elastik kayma modülü faktörü	-
k_B^e	Elastik bulk modülü faktörü	-
k_G^p	Plastik kayma modülü faktörü	-
m_e	Elastik bulk modülü indisi	-
n_e	Elastik kayma modülü indisi	-
n_p	Plastik kayma modülü indisi	-
P_f	Referans basınç	kPa
Mukavemet Parametreleri		
Sembol	Parametre Tanımı	Birim
ϕ_{cv}	Sabit hacim içsel sürtünme açısı	°
ϕ_p	Pik içsel sürtünme açısı	°
c	Kohezyon	kPa
σ_t	Maksimum çekme kuvveti	kPa
Saha Verisi		
Sembol	Parametre Tanımı	Birim
$N_{1,60}$	Düzeltilmiş SPT değeri	-
Gelişmiş Parametreler		
Sembol	Parametre Tanımı	Birim
R_f	Göçme oranı	-
f_{dens}	Sıkılaşma faktörü	-
f_{Epost}	Sıvılaşma sonrası faktör	-

Modelin girdi parametrelerinin kalibrasyonu çevrimsel üç eksenli basınç deneyleri ya da çevrimsel direkt basit kesme deneyleri sonuçlarına bağlı olarak yapılabilir. Ancak kumlu tabakalardan örselenmemiş numune almak pahalı ve zor bir işlem olduğu için genellikle bu

deneyler yapılmaz. Beaty ve Byrne (2011) tarafından SPT verilerine bağlı olarak geliştirilen aşağıdaki eşitlikler yardımıyla girdi parametrelerinin bir kısmı hesaplanabilir (Tablo 3.9). Geri kalan parametreler Plaxis (2021)'de yapılan önerilere göre belirlenebilir.

Tablo 3.9: UBC3D-PLM için $(N_1)_{60}$ değerine bağlı eşitlikler (Beaty ve Byrne, 2011).

Parametre	İlişkiler	Birim
Elastik kayma modülü faktörü	$k_G^e = 21.7 \times 20 \times (N_1)_{60}^{0.333}$	-
Elastik bulk modülü faktörü	$k_B^e = K_G^e \times 0.7$	-
Plastik kayma modülü faktörü	$k_G^p = K_G^e \times (N_1)_{60}^2 \times 0.333 + 100$	-
Pik içsel sürtünme açısı	$\varphi_p = \varphi'_{cv} + \frac{(N_1)_{60}}{10} + \max\left(0.0, \frac{(N_1)_{60} - 15}{5}\right)$	(°)
Göçme oranı	$R_f = 1.1 \times (N_1)_{60}^{-0.15}$	-

Modül indisleri (me, ne, np); dinamik laboratuvar deneylerinin sonuçlarına bağlı olarak eğri uydurmak için 0 ile 1 arasında değer alabilirler. Laboratuvar verisi olmadığında varsayılan değerleri ($me = 0.5, ne = 0.5, np = 0.4$) kullanılabilir.

Sıkılaştırma faktörü (f_{dens}); 0 ile 1 arasında değer alabilmektedir ve varsayılan değeri 1'dir. İkincil yükleme anında plastik kayma modülü faktörünü (k_G^p) kontrol eden bu faktörün modelin davranışına kayda değer bir etkisi olmadığı için varsayılan değerinde bırakılması önerilmektedir (Petalas ve Galavi, 2012).

Sıvılaşma sonrası faktör (f_{Epost}); 0 ile 1 arasında değer alabilmektedir ancak 0.2 ile 1 önerilen aralıktır. Varsayılan değeri 1'dir. Çok sıkı kumlarda dayanım azımsanmaktadır. Bu durum sıvılaşma sonrası faktörün artırılması ile dengelenebilmektedir (Plaxis, 2021). Bu parametre sadece sıvılaşma sonrasında kullanılacak deformasyon modüllerini etkilediği için ilave boşluk suyu basıncı artışına, başka bir değişle sıvılaşma tetiklenmesine bir etkisi yoktur.

Diğer tüm parametreler belirlendikten sonra, farklı sıvılaşma sonrası faktör (f_{Epost}) değeri kullanılarak modelin kalibrasyonu yapılmıştır. f_{Epost} değerinin küçültülmesiyle hesaplanan oturma ve kabarma değerlerinin arttığı, kabarma / oturma oranının ise 1'e yaklaştığı görülmüştür. (Şekil 4.20)

Modelde zeminin sıvılaşma durumu ilave boşluk suyu basıncı oranı (r_u) ile ifade edilir. Bu oran aşağıda verildiği şekilde hesaplanır;

$$r_u = \frac{\Delta u}{\Delta \sigma_v} \quad (3.2)$$

Burada;

Δu : İlave boşluk suyu basıncı değişimi

$\Delta \sigma_v$: Toplam gerilme değişimi

Laera ve Brinkgreve (2015)'ye göre, $r_u = 1.0$ ise; ilgili tabakanın tamamen sıvılaşmış olduğu varsayılır. $r_u > 0.7$ olduğu durumda da ilgili tabakanın sıvılaşmış olarak kabul edilebileceğini Beaty ve Perlea (2011) tarafından öne sürmüştür.

Bu çalışmada sıvılaşma potansiyeli bulunan ML tabakası (-1.3 m ile 3.1 m arasında) ile SM/ML tabakası (-4.8 m ile -8.5 m arasında) dinamik analiz fazında UBC3D-PLM modeli ile tanımlanmıştır. Bu tabakların girdi parametreleri Tablo 3.10'de verilmektedir.

Tablo 3.10: Numerik analizlerde kullanılan UBC3D-PLM parametreleri.

Parametre	Simge	Birim	ML (2)	ML (2) – En İyi Kalibrasyon	SM/ML (4)
Doğal birim hacim ağırlık	γ_{unsat}	kN/m^3	17.2	17.2	16.6
Doygun birim hacim ağırlık	γ_{sat}	kN/m^3	18.2	18.2	17.6
Başlangıç boşluk oranı	e_{init}	-	0.85	0.85	0.92
Elastik kayma modülü faktörü	k_G^e	-	742.1	716.5	1046.0
Elastik bulk modülü faktörü	k_B^e	-	519.5	501.5	732.1
Plastik kayma modülü faktörü	k_G^p	-	155.7	143.5	715.0
Elastik bulk modülü indisi	me	-	0.5	0.5	0.5
Elastik kayma modülü indisi	ne	-	0.5	0.5	0.5
Plastik kayma modülü indisi	np	-	0.4	0.4	0.4
Referans basınç	P_{ref}	kPa	100	100	100
Sabit hacim içsel sürtünme açısı	ϕ_{cv}	°	29	29	35
Pik içsel sürtünme açısı	ϕ_p	°	29.50	29.45	36.40
Kohezyon	c	kPa	0	0	0
Maksimum çekme kuvveti	σ_t	kPa	0	0	0
Göçme oranı	R_f	-	0.864	0.878	0.740
Düzeltilmiş SPT değeri	$N_{1,60}$	-	5	4.5	14
Sıkılaşma faktörü	f_{dens}	-	1.0	1.0	1.0
Sıvılaşma sonrası faktör	f_{Epost}	-	1.0	0.1	1.0
Permeabilite	k	m/s	6.94E-6	6.94E-6	6.94E-6
Drenaj tipi			Undrained A	Undrained A	Undrained A

3.3.2. PM4Sand Bünye Modeli

PM4Sand bünye modeli dinamik etkiler ile kumlu zeminlerde gözlenen ilave boşluk suyu basıncı birikimini ve sıvılaşma sonrası kumlu zeminlerde gözlenen hacimsel yerleşme davranışını simüle edebilmektedir. Model, “kumlar için sınır stres oranı kontrollü, kritik durum uyumlu, sınırlayıcı yüzey plastisite modelini (Manzari ve Dafalias, 1997, Dafalias ve Manzari, 2004)” temel alarak geliştirilmiştir. Plaxis yazılımında modelin 3.1 versiyonu (Boulanger ve Ziotopoulou, 2017) mevcuttur.

Model 4’ü birincil, 9’u ikincil olmak üzere 13 adet parametre içermektedir. Bu parametrelerin belirlenebilmesi için dinamik basit kesme deneyi verilerine ihtiyaç duyulmaktadır. Gerekli verilerin bulunmaması durumunda ikincil parametreler varsayılan değerlerinde tutularak, SPT ve CPT gibi saha deneylerinden elde edilen veriler ile birincil parametrelerin kalibrasyonu yapılabilmektedir.

Birincil parametreler aşağıdaki gibidir;

- Rölatif Sıkılık - D_r

Dilatasyonu ve gerilme-birim şekil değiştirme davranışını kontrol eder. Idriss ve Boulanger (2008) tarafından önerilen CPT ve SPT verilene bağlı eşitlikleri ile tahmin edilebilir.

$$D_r = \sqrt{\frac{(N_1)_{60}}{46}} \quad (3.3)$$

$$D_r = 0.465 \left(\frac{q_{c1N}}{0.9} \right)^{0.264} - 1.063 \quad (3.4)$$

- Kayma Modülü Katsayısı – G_o

Çok küçük gerilmeler için kayma modülünü (G) kontrol eder. Aşağıdaki eşitlikler yardımıyla hesaplanabilir.

$$G = \rho(V_s)^2 \quad (3.5a)$$

$$G = G_o \times P_a \sqrt{\frac{P_f}{P_a}} \quad (3.5b)$$

Kayma modülü katsayısı ayrıca Boulanger ve Ziotopoulou (2017) tarafından önerilen aşağıdaki eşitlik yardımıyla da hesaplanabilir.

$$G_o = 167 \sqrt{(N_1)_{60} + 2.5} \quad (3.6)$$

- Büzülme Oranı Parametresi – hp_0

Hedef çevrimsel direnç oranının (CRR) yakalamasını sağlayan bir parametredir. Bu nedenle diğer parametreler kalibre edildikten sonra bu parametre kalibre edilmelidir.

- Atmosfer Basıncı – P_a

Kullanılan birim setinde atmosfer basıncıdır. Varsayılan değeri 101.3 kPa'dır.

İkincil parametreler aşağıdaki gibidir;

- Maksimum ve minimum boşluk oranları – e_{max} ve e_{min}

Maksimum ve minimum boşluk oranlarının varsayılan değerleri Boulanger ve Ziotopoulou (2017) tarafından sırasıyla 0.8 ve 0.5 olarak önerilmiştir.

- Sınır Yüzeyi Parametresi – n^b

Sınır yüzeyi parametresi dilatasyonu ve pik içsel sürtünme açılarını kontrol eder. Varsayılan değeri Boulanger ve Ziotopoulou (2017) tarafından 0.5 olarak önerilmiştir.

- Dilatasyon Yüzeyi Parametresi – n^d

Dilatasyon yüzeyi parametresi sıkışmanın genleşmeye döndüğü gerilme oranını kontrol eder. Varsayılan değeri Boulanger ve Ziotopoulou (2017) tarafından 0.1 olarak önerilmiştir.

- Kritik Durum İçsel Sürtünme Açısı – ϕ_{cv}

Kritik durum içsel sürtünme açısı, kritik durum yüzeyinin pozisyonunu belirler. Varsayılan değeri Boulanger ve Ziotopoulou (2017) tarafından 33° olarak önerilmiştir.

- Poisson Oranı – ν

Varsayılan değeri Boulanger ve Ziotopoulou (2017) tarafından 0.3 olarak önerilmiştir.

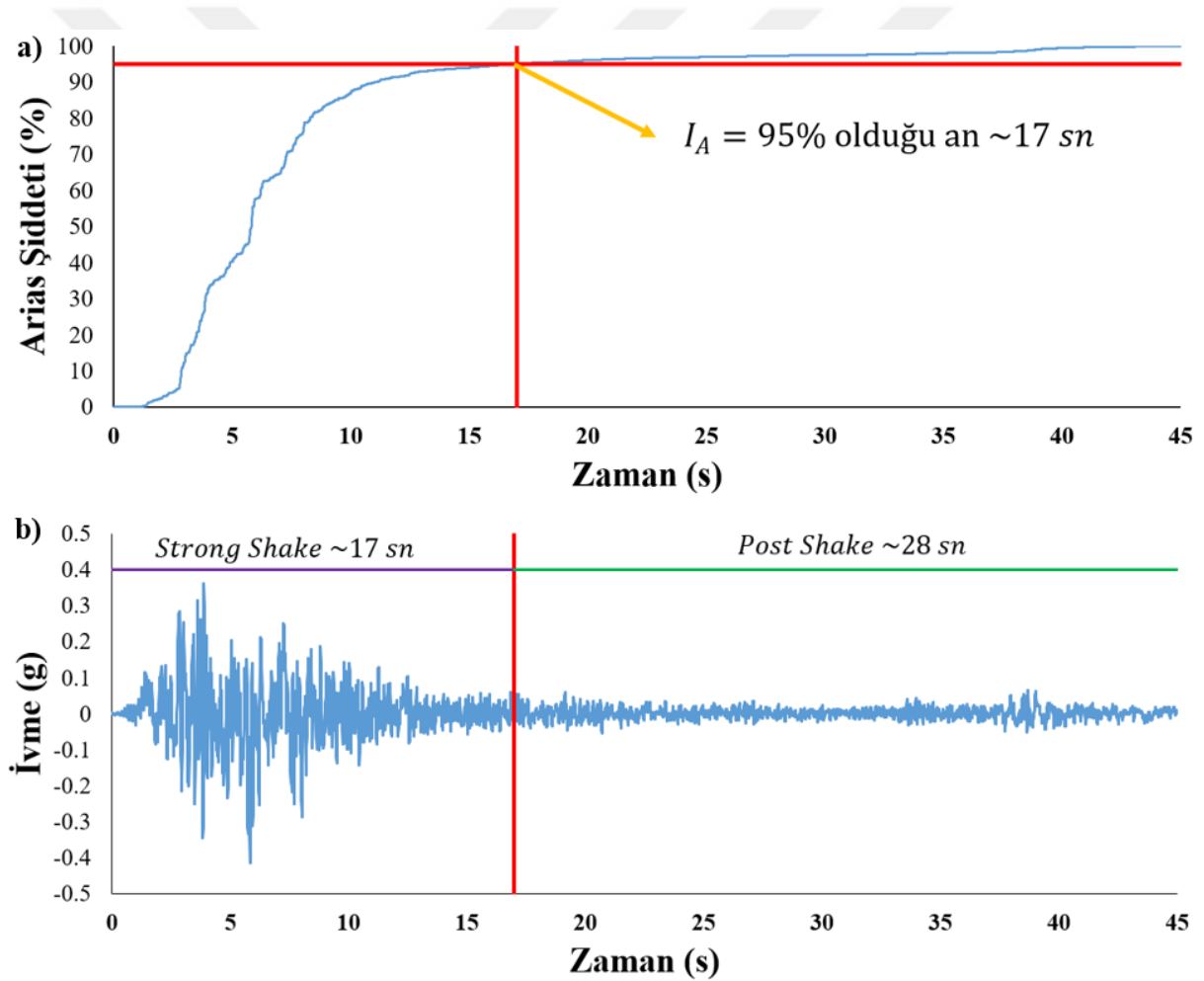
- Kritik Durum Çizgisi Parametreleri – Q ve R

Q ve R parametreleri kritik durum çizgisini kontrol eder. Varsayılan değeri Boulanger ve Ziotopoulou (2017) tarafından sırasıyla 10 ve 1.5 olarak önerilmiştir.

- Deprem Sonrası Konsolidasyon Anahtarı (PostShake Switch)

Kumlu zeminlerin sıvılaşma sonrası yaptığı hacimsel oturmaların tahmin edilebilmesi için kullanılır. Bu oturmaların simüle edilebilmesi için malzemenin kayma ve bulk modülleri bir katsayı ile azaltılır. Modelin bu özelliğinin kullanılabilmesi için kullanılan deprem kaydı kuvvetli sarsıntı (strong shake) ve sarsıntı sonrası (post shake) olarak ikiye bölünür. Kaydın güçlü sarsıntı kısmında deprem sonrası konsolidasyon anahtarı 0, sarsıntı sonrası kısmında ise 1 olarak girilmelidir.

Analizlerde kullanılan deprem kaydını, “strong shake” ve “post shake” olarak ikiye ayırmak için kaydın Arias şiddetinin %95’e ulaştığı nokta seçilmiştir.



Şekil 3.13: a) Kullanılan kaydın Arias şiddeti. b) Kullanılan kaydın “strong shake” ve “post shake” kısmı.

3.3.2.1. PM4Sand Bünye Modelinin Kalibrasyonu

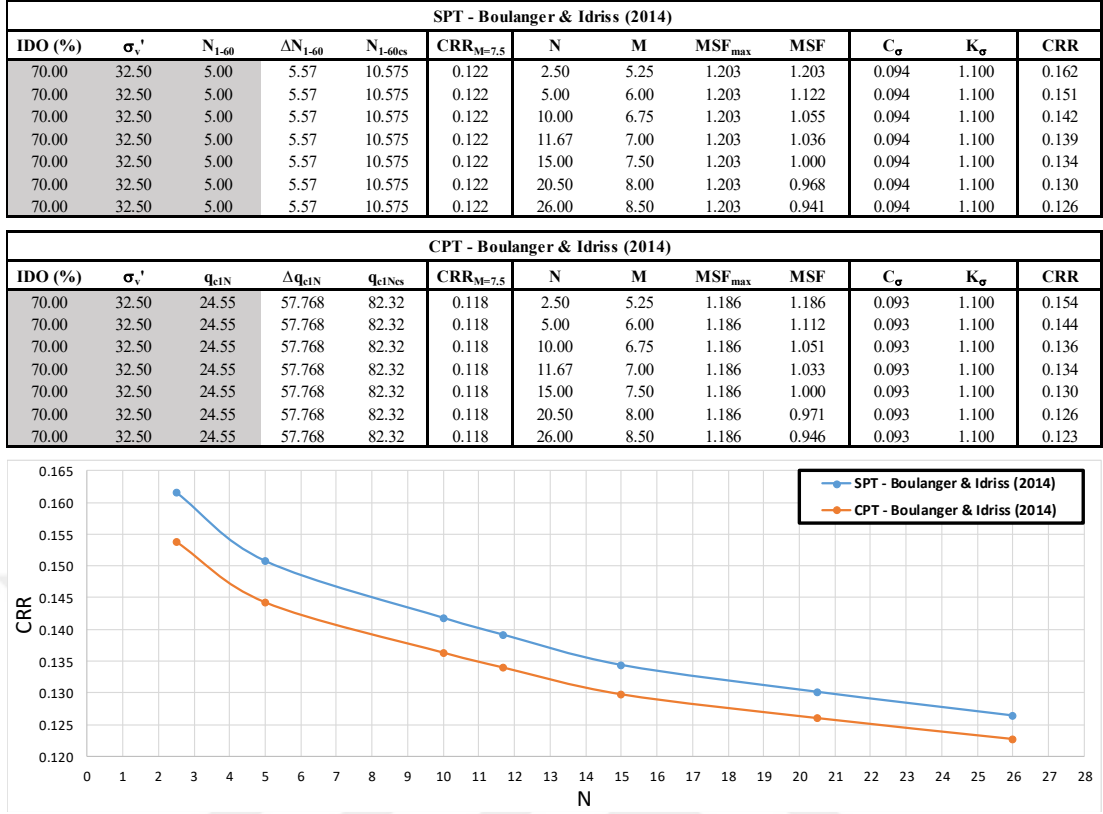
Bu tez çalışmasında sıvılaştığı tespit edilen tabakaların PM4Sand parametrelerinin kalibrasyonu, sahadan alınmış numuneler üzerinde yapılmış dinamik basit kesme deneyi (CDSS) olmadığı için sahadan yapılan standart penetrasyon testleri (SPT) ve konik penetrasyon testlerinden (CPT) elde edilen verileri kullanılarak oluşturulan çevrimsel direnç oranı – sıvılaşmanın gerçekleşmesi için gerekli döngü sayısı eğrileri (CRR - N eğrileri) kullanılarak yapılmıştır.

Eğrilerde kullanılacak CRR değerleri; bölüm 2.4.1.2’de detaylı olarak açıklanan Boulanger ve Idriss (2014) yaklaşımı kullanarak hesaplanmıştır. Hesaplanan CRR değerlerine karşı gelen N değerleri de Kramer (1996) tarafından önerilen deprem magnitüdü (M_w) – kayda değer gerilme döngüsü sayısı (N) ilişkisinden elde edilmiştir.

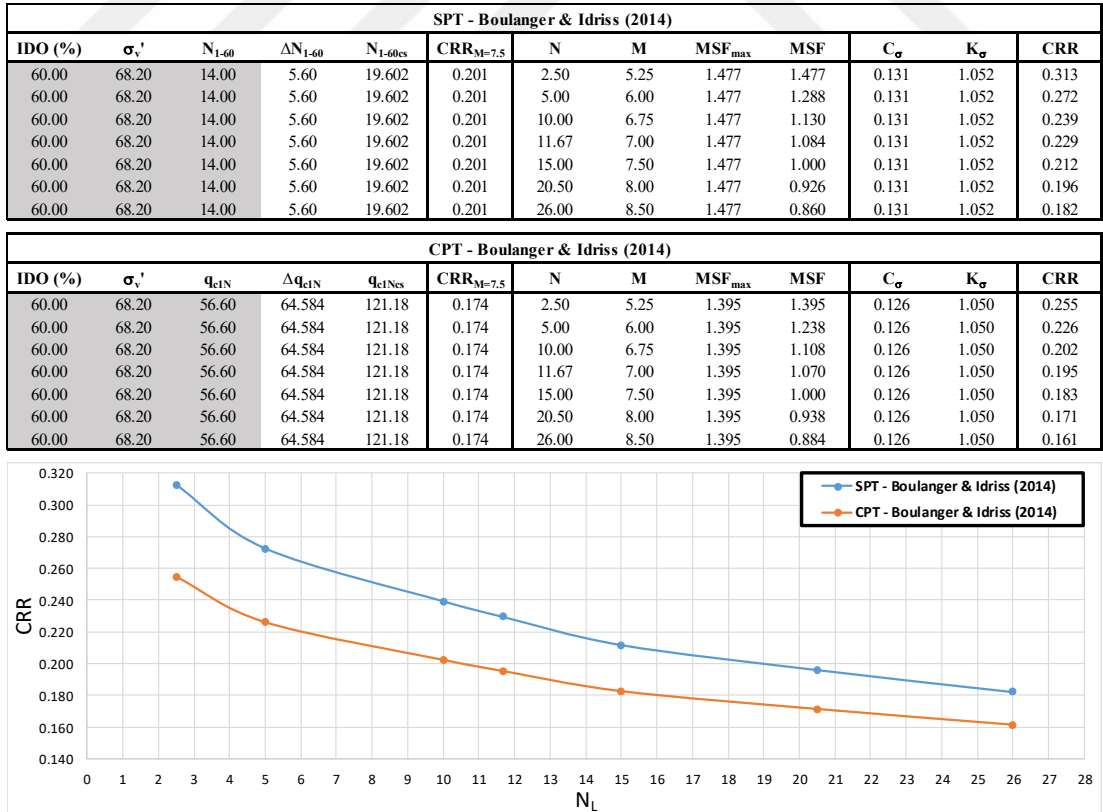
Tablo 3.11: Deprem magnitüdü – kayda değer gerilme döngüsü sayısı ilişkisi (Kramer, 1996)

Deprem Magnitüdü, M_w	Kayda Değer Gerilme Döngüsü Sayısı, N
5.25	2 – 3
6	5
6.75	10
7.5	15
8.5	26

Yukarıdaki paragraflarda anlatılan yaklaşımla, ML (2) ve SM/ML (4) tabakları için belirlenen SPT ve CPT bazlı CRR–N eğrileri Şekil 3.14 ve Şekil 3.15’de verilmiştir. Bu eğriler yapılan PM4Sand kalibrasyonlarından elde edilen CRR–N eğrileri için kılavuz olarak kullanılmıştır. CPT verileri ile elde edilen eğrilere kalibrasyonda ağırlık verilmiştir.

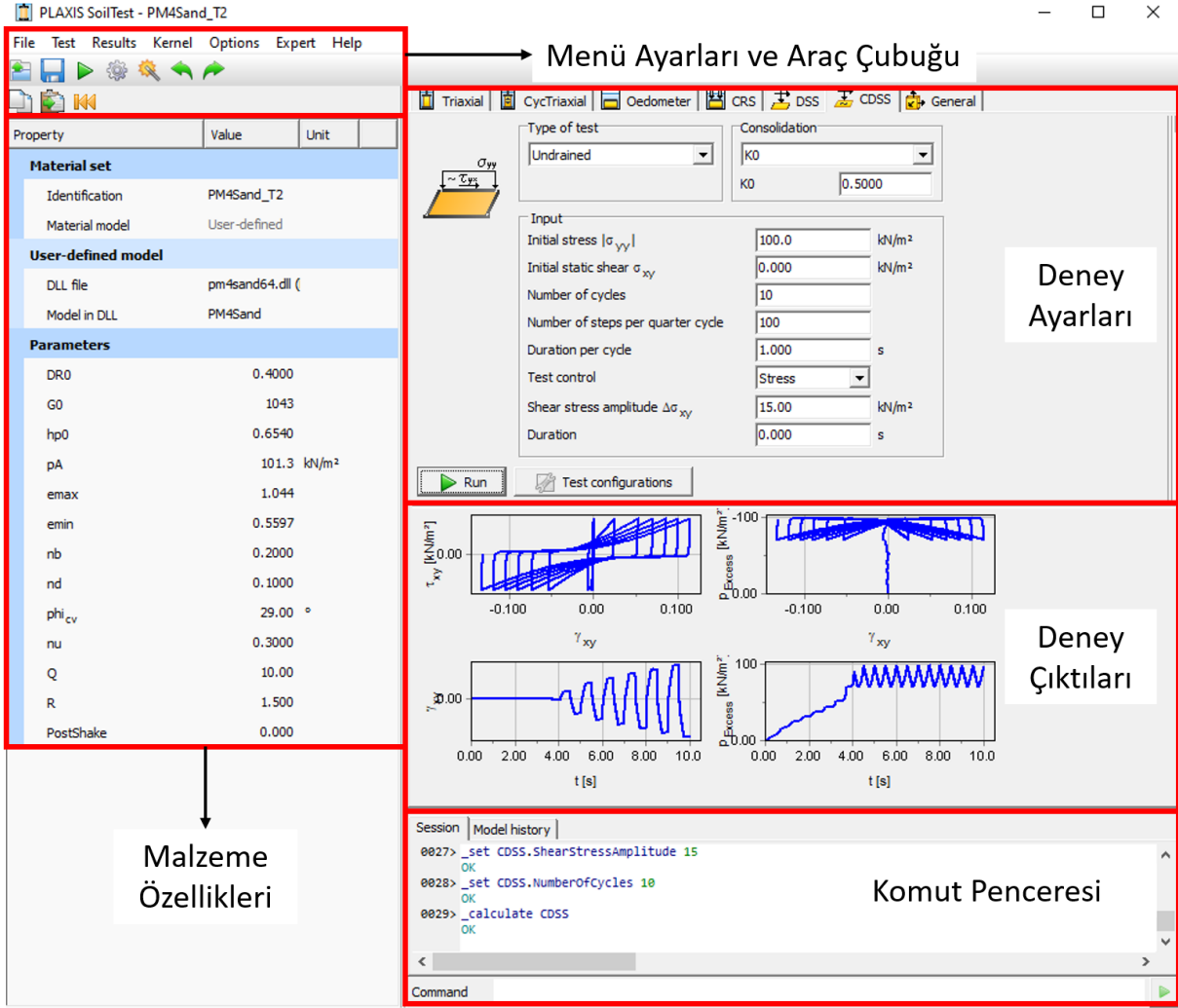


Şekil 3.14: ML (2) tabakası için saha verilerinden elde edilen CRR – N eğrisi.



Şekil 3.15: SM/ML (4) tabakası için saha verilerinden elde edilen CRR – N eğrisi.

Hedef CRR-N eğrileri ile PM4Sand kalibrasyonu; numerik analizlerin yapıldığı Plaxis programının, zemin mekaniği deneylerini simüle edebilen bir modülü olan “Soil Test” kullanılarak yapılmıştır. Kalibrasyon için dinamik basit kesme deneyi (CDSS) simülasyonu kullanılmıştır. Soil Test modülünün arayüzü Şekil 3.16’de verilmiştir.



Şekil 3.16: Soil Test modülünün dinamik basit kesme deneyi için arayüzü.

Deney ayarları sırasıyla;

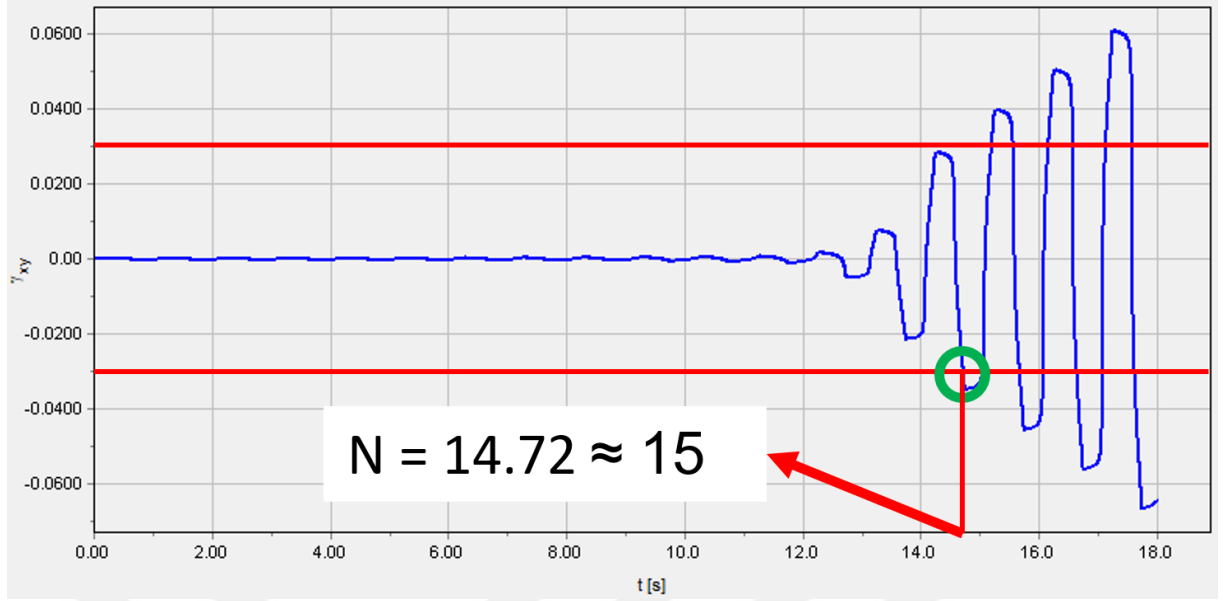
- **Test Tipi** : Analizin drenaj durumu tanımlanır. Modelin ilave boşluk suyu basıncı üretebilmesi için analiz drenajsız yapılmıştır.
- **Konsolidasyon** : Analiz için kabul edilecek sükûnetteki yatay toprak basıncı katsayısı girilir. Gerilme durumu izotropik (düşey gerilme ile yatay gerilme eşit) ise “K0” yerine “Isotropic” seçilir. Kalibrasyonu yapılan tabakanın orta noktasından alınan bir

numunenin temsil edilebilmesi için; $K_o = 1 - \sin \phi$ eşitliğinde $\phi = 33^\circ$ kabulü yapılarak $K_o = 0.4554$ seçilmiştir.

- **Başlangıç Gerilmesi** : Analizi yapılacak numunenin konsolide edildiği düşey gerilme girilir. Kalibrasyonu yapılan tabakanın orta noktasındaki düşey efektif gerilme girilmiştir.
- **Döngü Sayısı** : Analiz için yük çevrim sayısı girilir. Hedef CRR eğrisini ile modelin uyumunun ölçülebilmesi için Şekil 3.14 ve Şekil 3.15’de verilen N değerleri girilmiştir.
- **Çeyrek Döngü Başına Adım Sayısı** : Analizin hassaslığına göre her çeyrek döngünün kaç adımda analiz edileceği tanımlanır. Varsayılan değer olan 100 girilmiştir.
- **Döngü Süresi** : Her bir döngünün ne kadar sürdüğü belirlenir. Birim kayma deformasyonu – döngü ($\gamma - N$) grafiğinin çizilebilmesi için her döngünün 1 saniyede tamamlandığı kabul edilmiştir.
- **Test Kontrolü** : Analizde numuneye, kayma gerilmesi veya birim deformasyon seçeneklerinden hangisinin uygulanacağını belirtilir. Analizler hedef bir kayma gerilmesine göre yapılmıştır.
- **Kayma Gerilmesi Genliği** : Analizde numuneye her döngüde uygulanacak kayma gerilmesinin veya birim deformasyonun büyüklüğü belirtilir. Hedef kayma gerilmesi; hedef CRR değerinin başlangıç gerilmesi ile çarpılmasıyla bulunmuştur.
- **Süre** : Analizin süresi girilir. Analizin süresini döngü süresi belirlediği için 0 olarak girilmiştir.

PM4Sand ile modellenecek tabakalar için hedef CRR-N eğrileri belirlendikten sonra yukarıda açıklanan Soil Test modülü ile dinamik basit kesme deneyi (CDSS) simülasyonları yapılarak modelin kalibrasyonu sağlanmıştır. Kalibrasyon için ilk olarak varsayılan değeri olan tüm parametreler varsayılan değerlerinde tutulup, Dr (Denklem 3.3) ve Go (Denklem 3.5) değerleri hesaplanmış, ardından da hpo değerinin kalibrasyonu yapılmıştır.

Hpo değerini kalibrasyonu; hedef egrideki $N=15$ değerine karşılık gelen CRR değerini oluşturacak kayma gerilmesi altında, %3 birim kayma deformasyona yine 15 döngüde ulaştıracak hpo değerinin bulunmasıyla tamamlanmıştır (Quevedo, 2019). Bu işlem için Soil Test modülünde birim kayma deformasyonu – zaman grafiği ($\gamma - t$) çizdirilmiştir. Her döngü 1 saniyede tamamlandığı için bu grafik birim kayma deformasyonu – döngü grafiği ($\gamma - N$) ile özdeştir. Kalibrasyonlarda kullanılan tipik bir $\gamma - N$ grafiği Şekil 3.17’de verilmiştir.



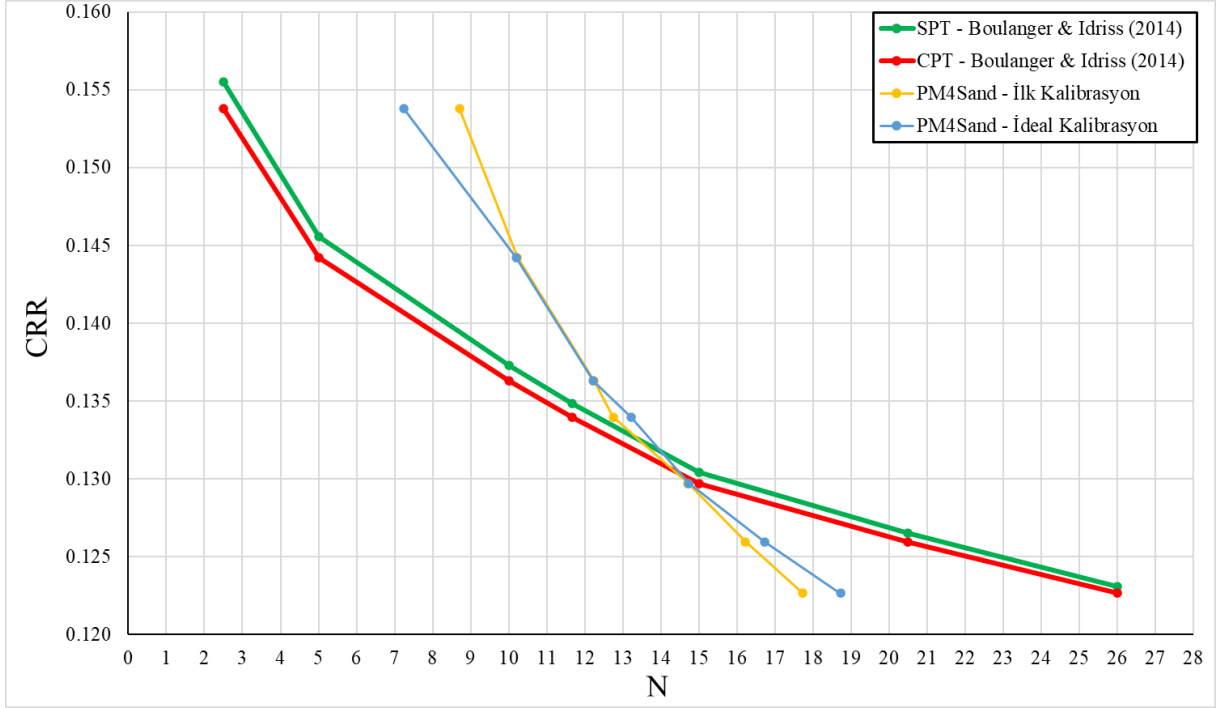
Şekil 3.17: Soil Test modülünden alınan tipik bir $\gamma - N$ grafiği.

Sonrasında ise oluşturulan parametre seti ile hedef CRR-N eğrisindeki diğer noktalar üretilip, eğrilerin uyumlulukları kontrol edilmiştir. Eğrilerin uyumluluklarını arttırmak için diğer parametreler de değiştirilerek, ideal parametre setleri üretilmiştir.

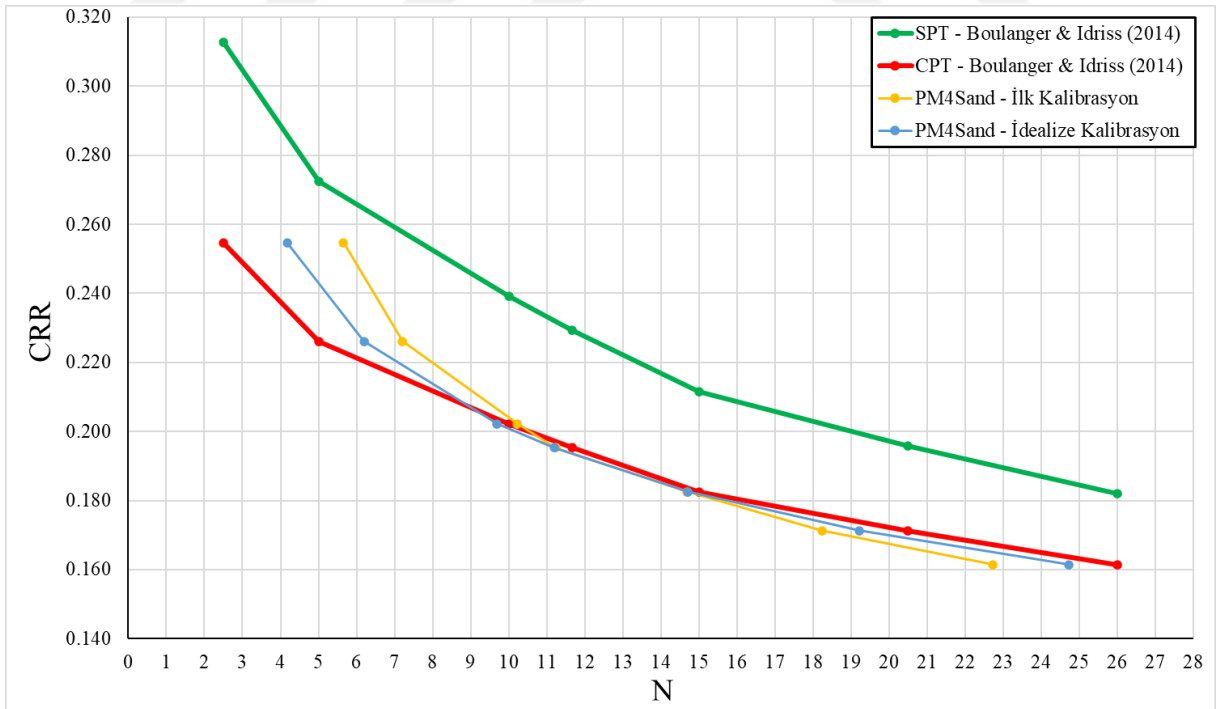
Tablo 3.12: Kalibre edilen PM4Sand parametreleri.

Parametre	Sembol	Birim	ML (2) İlk Kalibrasyon	ML (2) İdealize Kalibrasyon	SM/ML (4) İlk Kalibrasyon	SM/ML (4) İdealize Kalibrasyon
Rölatif Sıkılık	Dr	-	0.31	0.35	0.55	0.55
Kayma Modülü	Go	-	934	934	689	689
Katsayısı						
Büzülme Oranı	hpo	-	1.90	1.80	0.95	1.00
Parametresi						
Atmosfer Basıncı	Pa	kPa	101.3*	101.3*	101.3*	101.3*
Maksimum Boşluk	e_{max}	-	0.8*	0.8*	0.8*	0.8*
Oranı						
Minimum Boşluk	e_{min}	-	0.5*	0.5*	0.5*	0.5*
Oranı						
Sınır Yüzeyi	n^b	-	0.5*	0.2	0.5*	0.2
Parametresi						
Dilatasyon Yüzeyi	n_d	-	0.1*	0.1*	0.1*	0.1*
Parametresi						
Kritik Durum İçsel	ϕ_{cv}	°	33*	33*	33*	33*
Sürtünme Açısı						
Poisson Oranı	ν	-	0.3*	0.3*	0.3*	0.3*
Kritik Durum	Q	-	10*	8	10*	10*
Çizgisi						
Parametreleri	R	-	1.5*	1.2	1.5*	1.5*

*Varsayılan değerler.



Şekil 3.18: ML (2) Tabakası için yapılan PM4Sand kalibrasyonlarının hedef CRR-N eğrileri ile karşılaştırılması.



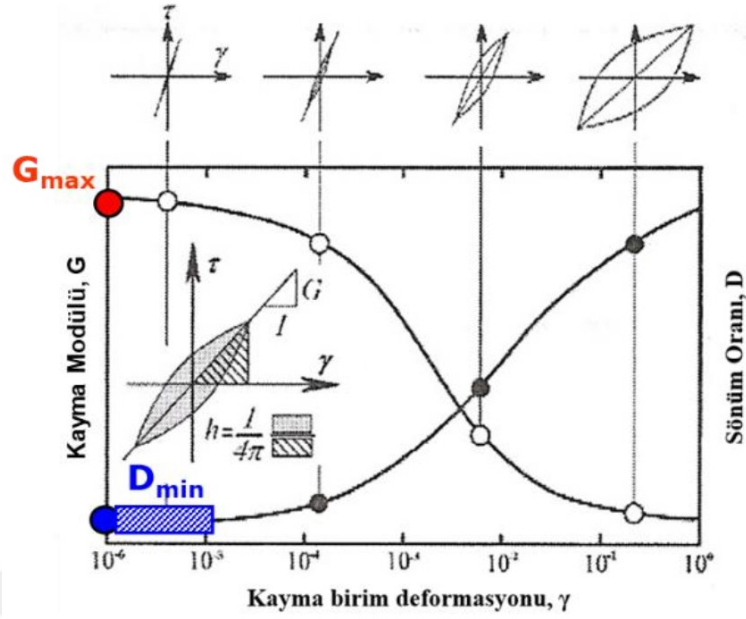
Şekil 3.19: SM/ML (4) Tabakası için yapılan PM4Sand kalibrasyonlarının hedef CRR-N eğrileri ile karşılaştırılması.

3.3.3. Generalized Hardening Soil (GHS) Bünye Modeli

Analizin statik fazlarında tüm zemin tabakaları için, dinamik analizlerde de sıvılaşmayan zemin tabakaları için bu model tercih edilmiştir. Küçük deformasyonda çalışan pekleşmeli zemin modelinin (HS-Small) daha modüler bir hali olan Generalized Hardening Soil (GHS) modeli Plaxis'te kullanıcı tanımlı bir model olarak tanımlanmaktadır. Modelde başlangıç kayma modülü birim şekil değiştirmelerin arması ile azaltmakta, sönümüm de arttırmaktadır (Şekil 3.14). Bu sayede histerik sönüm yapılmaktadır. Modelde gerilme – şekil değiştirme davranışını kullanıcının tercihi doğrultusunda farklı formül setleri ile kontrol etmek mümkündür;

- **Gerilmeye bağlı rijitlik:** Hesaplar sırasında rijitlik referans rijitlik ile aynı kalabilir (0) veya rijitlik her faz başında güncel gerilme durumuna göre gerilmeye bağlılık formülü yeniden hesaplanır ve faz boyunca aynı kalır (1) veya rijitlik her hesap adımında gerilmeye bağlılık formülü ile güncellenir (2).
- **Şekil değiştirmeye bağlı rijitlik:** Hardening Soil bünye modelindeki gibi aktif olmayabilir (0) veya HS-Small bünye modelindeki gibi aktif olabilir (1).
- **Pekleşme modeli:** Sadece Mohr-Coulomb yenilme kriteri aktif olabilir (0) veya kayma pekleşmesi ve Mohr-Coulomb yenilme kriteri aktif olabilir (1) veya sınır pekleşmesi ve Mohr-Coulomb yenilme kriteri aktif olabilir (2) veya HS-Small bünye modelinde olduğu gibi tüm bu durumlar aktif olabilir (4).
- **Gerilmeye bağlılık formülü:** HS-Small bünye modelinde olduğu gibi mukavemet parametrelerine ve mevcut gerilme durumuna (σ_3) bağlı formül (0) veya mevcut gerilme durumuna (σ_3) ve ön konsolidasyon basıncına (p_c) bağlı formül (1) veya mevcut efektif gerilme durumuna (p') ve ön konsolidasyon basıncına (p_c) bağlı formül (2) kullanılabilir.

Bu çalışmada Laera ve Brinkgreve (2015) tarafından önerildiği gibi gerilme bağlı rijitlik = 1, şekil değiştirmeye bağlı rijitlik = 1, pekleşme modeli = 1 ve gerilmeye bağlılık formülü = 0 seçenekleri kullanılmıştır.

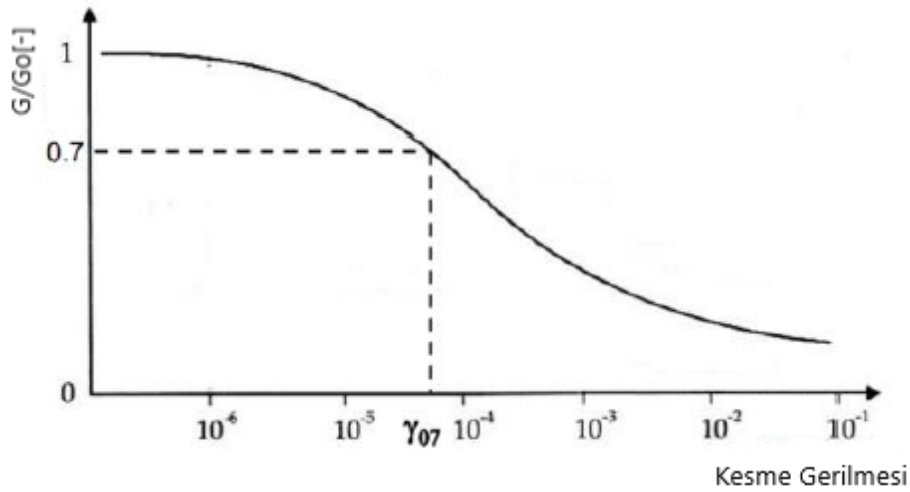


Şekil 3.20: GHS modelinde kayma modülü ve sönüm oranlarının kayma birim deformasyonuna göre değişimi (Plaxis, 2021).

Modelin diğer parametreleri HS-Small modeli ile aynı şekilde belirlenebilir. Bu doğrultuda modül parametrelerinin hesaplanmasında Öztoprak ve diğ. (2018) tarafında önerilen tabakaların kayma dalgası hızlarına (V_s) bağlı yöntem kullanılmıştır.

HS-Small modelinin Hardening Soil modelinden temel farkı olan ve düşük gerilmelerdeki rijitlik davranışlarını tanımlamak için kullanılan iki parametre aşağıda verilmiştir;

- Çok küçük gerilmeler için referans kayma modülü, G_0^{ref}
- $G_s = 0.722G_0^{ref}$ için eşik deformasyon değeri, $\gamma_{0.7}$ (Şekil 3.21)



Şekil 3.21: HS-Small modeli için modül azaltma eğrisi (Plaxis, 2021).

Çok küçük gerilmeler için referans kayma modülünü (G_0^{ref}) elastisite teorisi ile önerilen aşağıdaki eşitlik ile hesaplanmıştır;

$$G_0^{ref} = \frac{\gamma}{g} \times V_s^2 \quad (3.7)$$

Burada;

G_0^{ref} : Çok küçük gerilmeler için referans kayma modülü

γ : Birim hacim ağırlık

g : Yerçekimi ivmesi

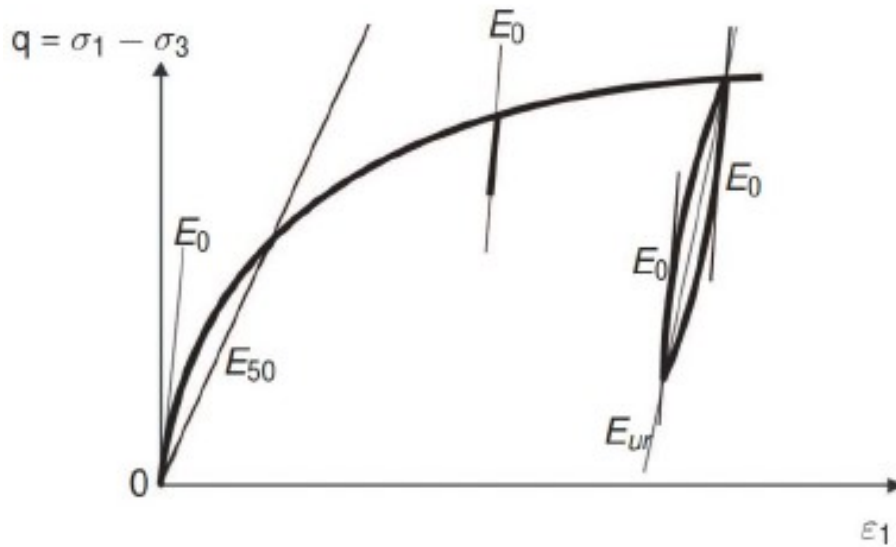
V_s : Kayma dalgası hızı

Çok küçük gerilmeler için referans kayma modülü (Başlangıç kayma modülü) ile başlangıç elastisite modülü (E_o) aşağıda verilen eşitlik ile hesaplanmıştır;

$$G_0^{ref} = \frac{E_o}{2(1+\nu)} \quad (3.8)$$

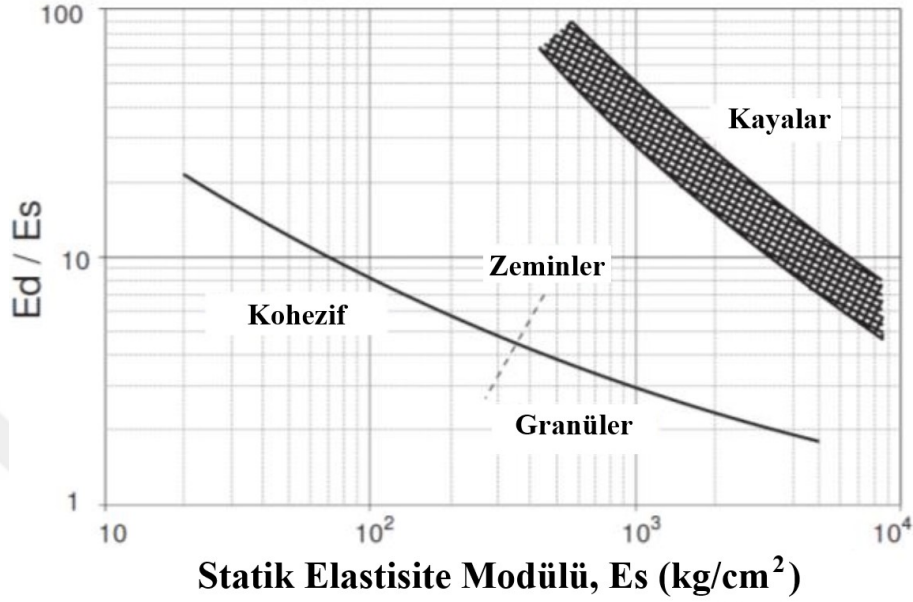
Burada poisson oranı (ν) tüm tabakalar için 0.2 alınmıştır.

Başlangıç elastisite modülünün (E_o), yükleme boşaltma-elastisite modülüne (E_{ur}), eşit olduğu kabulü yapılmış ve Plaxis (2021) tarafından önerilen $E_o - E_{50}$ ilişkisi kullanılmıştır. Sekant modülü (E_{50}) ile ödometre/tanjant modülü (E_{oed}) birbirine eşit kabul edilmiştir (Şekil 3.22).



Şekil 3.22: Elastisite modüllerinin tanımı (Plaxis, 2021).

Kayma dalgası hızından elde edilen dinamik elastisite modüllerinden ($E_d = E_o$), Alpan (1970) tarafından önerilen ilişkiler kullanılarak statik durum elastisite modülleri ($E_s \approx E_{ur}$) elde edilmiştir.



Şekil 3.23: Dinamik ve statik elastisite modülleri arasındaki ilişki (Alpan, 1970).

Eşik deformasyon ($\gamma_{0.7}$) değeri Plaxis (2021)'de verilen aşağıdaki eşitlik ile hesaplanmıştır;

$$\gamma_{0.7} \approx \frac{1}{9G_0} [2c'(1 + \cos 2\phi') - \sigma'_1(1 + K_0) \sin 2\phi'] \quad (3.9)$$

Burada;

- G_0 : Çok küçük gerilmeler için referans kayma modülü
- c' : Efektif kohezyon
- ϕ' : Efektif içsel sürtünme açısı
- K_0 : Sükûnette yatay toprak basıncı katsayısı

Tabakaların birim hacim ağırlığı (γ) kayma dalgası hızlarına bağlı olarak Mayne (2001) tarafından önerilen aşağıdaki eşitlik ile hesaplanmıştır;

$$\gamma = 8.63 \log V_s - 1.18 \log z - 0.53 \quad (3.10)$$

Burada z tabaka derinliğidir.

Bu çalışmada statik yükleme ve konsolidasyon fazında tüm zemin tabakaları, dinamik analiz fazında da sıvılaşma potansiyeli olmayan tüm zemin tabakaları Generalized Hardening Soil modeli ile tanımlanmıştır. Bu tabakaların girdi parametreleri Tablo 3.13, Tablo 3.14, Tablo 3.15, Tablo 3.16 ve Tablo 3.17’de verilmektedir.

Tablo 3.13: Numerik analizlerde kullanılan GHS parametreleri.

Parametre	Sembol	Birim	Dolgu (1)	ML (2)	CL (3)	SM/ML (4)
Doğal birim hacim ağırlık	γ_{unsat}	kN/m^3	16.0	17.2	16.9	16.9
Doygun birim hacim ağırlık	γ_{sat}	kN/m^3	17.0	18.2	17.9	17.6
Başlangıç boşluk oranı	e_{init}	-	0.92	0.85	1.00	0.92
Sekant rijitliği	E_{50}	kN/m^2	4.0E3	7.9E3	7.8E3	7.7E3
Ödometre modülü	E_{oed}	kN/m^2	4.0E3	7.9E3	7.8E3	7.7E3
Yükleme – boşaltma rijitliği	E_{ur}	kN/m^2	12.0E3	23.8E3	23.4E3	23.0E3
Üstel sabit	m	-	0.5	0.5	1.0	0.5
Referans gerilme	P_{ref}	kN/m^2	8.0	16.5	24.0	29.6
Yükleme – boşaltma poisson oranı	ν_{ur}	-	0.2	0.2	0.2	0.2
Kayma modülü	G_0	kN/m^2	23.00E3	49.50E3	48.74E3	48.01E3
Eşik deformasyon değeri	$\gamma_{0.7}$	-	9.90E-5	9.25E-5	2.55E-4	2.15E-4
Kohezyon	c'_{ref}	kPa	0	0	28	0
Kayma mukavemeti açısı	ϕ'	$^\circ$	30	29	0	35
Dilatasyon (genleşme) açısı	ϕ'	$^\circ$	0	0	0	5
Permeabilite	k	m/s	1.0E-6	6.94E-6	5.5E-7	6.94E-6
Drenaj tipi			Undrained A			

Tablo 3.14: Numerik analizlerde kullanılan GHS parametreleri (devam).

Parametre	Sembol	Birim	CH/MH (5)	Kum + Silt (6)	Kil + Silt (7)	Kum + Silt (8)
Doğal birim hacim ağırlık	γ_{unsat}	kN/m^3	16.4	16.3	16.2	16.2
Doygun birim hacim ağırlık	γ_{sat}	kN/m^3	17.4	17.3	17.2	17.2
Başlangıç boşluk oranı	e_{init}	-	0.97	0.90	0.85	0.80
Sekant rijitliği	E_{50}	kN/m^2	7.6E3	7.5E3	7.5E3	7.5E3
Ödometre modülü	E_{oed}	kN/m^2	7.6E3	7.5E3	7.5E3	7.5E3
Yükleme – boşaltma rijitliği	E_{ur}	kN/m^2	22.8E3	22.6E3	22.5E3	22.5E3
Üstel sabit	m	-	1.0	0.5	1.0	0.5
Referans gerilme	P_{ref}	kN/m^2	48.9	50.6	64.2	58.2
Yükleme – boşaltma poisson oranı	ν_{ur}	-	0.2	0.2	0.2	0.2
Kayma modülü	G_0	kN/m^2	47.40E3	47.07E3	46.94E3	46.83E3
Eşik deformasyon değeri	$\gamma_{0.7}$	-	5.16E-4	3.75E-4	7.58E-4	4.34E-4
Kohezyon	c'_{ref}	kPa	55	0	80	0
Kayma mukavemeti açısı	ϕ'	$^\circ$	0	35	0	35
Dilatasyon (genleşme) açısı	ϕ'	$^\circ$	0	5	0	5
Permeabilite	k	m/s	5.5E-7	6.94E-6	5.5E-7	6.94E-6
Drenaj tipi			Undrained A			

Tablo 3.15: Numerik analizlerde kullanılan GHS parametreleri (devam).

Parametre	Sembol	Birim	Kil + Silt (9)	Kum + Silt (10)	Kil (11)	Kum + Silt (12)
Doğal birim hacim ağırlık	γ_{unsat}	kN/m^3	16.8	16.7	16.7	16.6
Doygun birim hacim ağırlık	γ_{sat}	kN/m^3	17.8	17.7	17.7	17.6
Başlangıç boşluk oranı	e_{init}	-	0.70	0.65	0.60	0.50
Sekant rijitliği	E_{50}	kN/m^2	10.8E3	10.8E3	10.7E3	10.7E3
Ödometre modülü	E_{oed}	kN/m^2	10.8E3	10.8E3	10.7E3	10.7E3
Yükleme – boşaltma rijitliği	E_{ur}	kN/m^2	32.5E3	32.4E3	32.2E3	32.1E3
Üstel sabit	m	-	1.0	0.5	1.0	0.5
Referans gerilme	P_{ref}	kN/m^2	73.4	66.9	92.2	92.4
Yükleme – boşaltma poisson oranı	ν_{ur}	-	0.2	0.2	0.2	0.2
Kayma modülü	G_0	kN/m^2	67.63E3	67.49E3	68.45E3	66.80E3
Eşik deformasyon değeri	$\gamma_{0.7}$	-	5.26E-4	3.46E-4	5.30E-4	4.83E-4
Kohezyon	c'_{ref}	kPa	80	0	80	0
Kayma mukavemeti açısı	ϕ'	$^\circ$	0	35	0	35
Dilatasyon (genleşme) açısı	ϕ'	$^\circ$	0	5	0	5
Permeabilite	k	m/s	5.5E-7	6.94E-6	5.5E-7	6.94E-6
Drenaj tipi			Undrained A			

-27 m ile -54 m arasında kalan tabakaların parametreleri mevcut saha verisi olmadığı için, Quintero ve diğ. (2017) tarafından yapılan çalışmada benzer derinlikler için seçilen parametrelerden türetilmiştir.

Tablo 3.16: Numerik analizlerde kullanılan GHS parametreleri (devam).

Parametre	Sembol	Birim	Kil (13)	Kil (14)	Kil (15)	Kil (16)
Doğal birim hacim ağırlık	γ_{unsat}	kN/m^3	17.4	17.3	17.2	17.2
Doygun birim hacim ağırlık	γ_{sat}	kN/m^3	18.4	18.3	18.2	18.2
Başlangıç boşluk oranı	e_{init}	-	0.445	0.413	0.413	0.413
Sekant rijitliği	E_{50}	kN/m^2	24.2E3	24.0E3	23.9E3	23.7E3
Ödometre modülü	E_{oed}	kN/m^2	24.2E3	24.0E3	23.9E3	23.7E3
Yükleme – boşaltma rijitliği	E_{ur}	kN/m^2	72.6E6	72.1E3	71.6E3	71.1E3
Üstel sabit	m	-	0.8	0.8	0.8	0.8
Referans gerilme	P_{ref}	kN/m^2	119.6	136.7	157.8	178.7
Yükleme – boşaltma poisson oranı	ν_{ur}	-	0.2	0.2	0.2	0.2
Kayma modülü	G_0	kN/m^2	109.30E3	108.90E3	108.50E3	108.10E3
Eşik deformasyon değeri	$\gamma_{0.7}$	-	4.60E-4	5.27E-4	6.11E-4	6.94E-4
Kohezyon	c'_{ref}	kPa	113.0	129.1	149.0	168.8
Kayma mukavemeti açısı	ϕ'	$^\circ$	0	0	0	0
Dilatasyon (genleşme) açısı	ϕ'	$^\circ$	0	0	0	0
Permeabilite	k	m/s	5.5E-7	5.5E-7	5.5E-7	5.5E-7
Drenaj tipi			Undrained A			

Tablo 3.17: Numerik analizlerde kullanılan GHS parametreleri (devam).

Parametre	Sembol	Birim	Kil (17)	Kil (18)
Doğal birim hacim ağırlık	γ_{unsat}	kN/m^3	17.9	17.8
Doygun birim hacim ağırlık	γ_{sat}	kN/m^3	18.9	18.8
Başlangıç boşluk oranı	e_{init}	-	0.402	0.402
Sekant rijitliği	E_{50}	kN/m^2	53.9E3	53.7E3
Ödometre modülü	E_{oed}	kN/m^2	53.9E3	53.7E3
Yükleme – boşaltma rijitliği	E_{ur}	kN/m^2	161.8E3	161.1E3
Üstel sabit	m	-	0.8	0.8
Referans gerilme	P_{ref}	kN/m^2	200.4	220.8
Yükleme – boşaltma poisson oranı	ν_{ur}	-	0.2	0.2
Kayma modülü	G_0	kN/m^2	169.80E3	169.40E3
Eşik deformasyon değeri	$\gamma_{0.7}$	-	4.95E-4	5.53E-4
Kohezyon	c'_{ref}	kPa	189.3	210.6
Kayma mukavemeti açısı	ϕ'	$^\circ$	0	0
Dilatasyon (genleşme) açısı	φ'	$^\circ$	0	0
Permeabilite	k	m/s	5.5E-7	5.5E-7
Drenaj tipi			Undrained A	

-54 m’den depremin verildiği – 60 m derinliğine kadar Lineer Elastik bünye modeli ile temsil edilen Mühendislik Kayası tanımlanmıştır. Mühendislik Kayası için belirlenen parametreler Tablo 3.18’de verilmiştir.

Tablo 3.18: Deprem kaydının verildiği mühendislik kayası için seçilen parametreler.

Parametre	Sembol	Birim	Mühendislik Kayası
Doğal birim hacim ağırlık	γ_{unsat}	kN/m^3	19.0
Doygun birim hacim ağırlık	γ_{sat}	kN/m^3	20.2
Başlangıç boşluk oranı	e_{init}	-	0.402
Kayma dalgası hızı	V_s	m/s^2	380.0
Elastisite modülü	E	kN/m^2	671.2E3
Poisson oranı	ν	-	0.2
Kayma modülü	G	kN/m^2	279.7E3
Drenaj tipi			Drained

4. BULGULAR

Bu çalışmada elde edilen bulgular analitik ve numerik bulgular olmak üzere ikiye ayrılarak sunulacaktır.

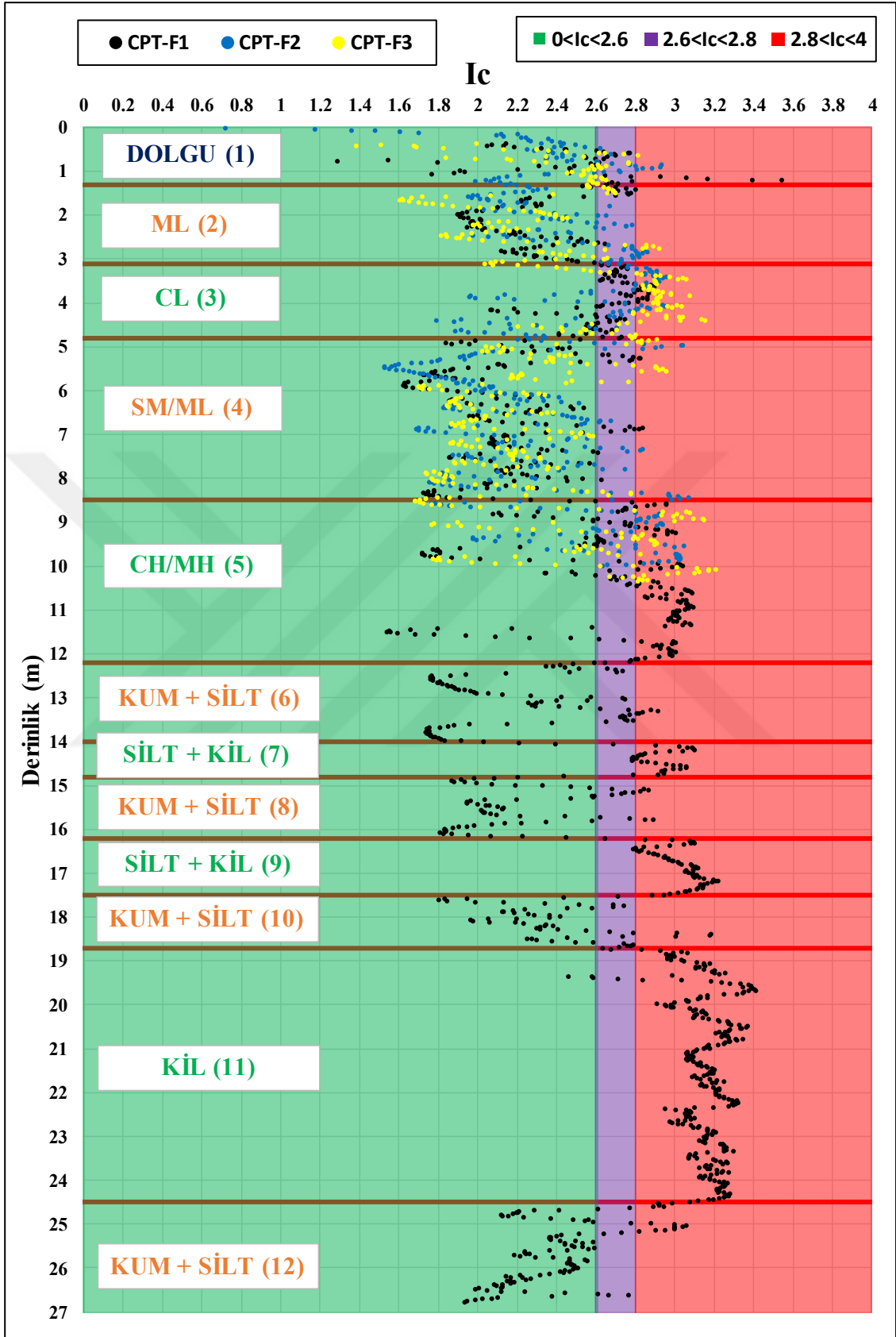
4.1. ANALİTİK ANALİZLER

Numerik analizlerden önce saha ile ilgili veriler derlenerek, zemin profili oluşturulmuş, mevcut tabakalanmadaki potansiyel sıvılaşabilir zeminler tespit edilmiş, basitleştirilmiş sıvılaşma analizleri ile deprem anında sıvılaşan tabaklar belirlenmiş, son olarak da sıvılaşma indisleri ve oturma tahminleri ile uygulamada yaygın olarak kullanılan analitik değerlendirme silsilesi tamamlanmıştır.

4.1.1. Sıvılaşma Potansiyelinin Belirlenmesi

Sahada karşılaşılan tabakaların ilk olarak; zemin davranış indeksi, I_c değerlerine (Robertson ve Wride, 1998) ve plastisite indeksi, PI değerlerine (Boulanger ve Idriss, 2006) bağlı olarak dinamik yükler altında kum gibi mi, kil gibi mi davranacağı belirlenmiştir (Şekil 4.1). Sonrasında da kum gibi davranan tabakalar ile geçiş bölgesinde kalan tabaklar daha önce detaylı olarak açıklanan Seed ve diğ. (2003), Bray ve Sancio (2006) ve Bilge (2010) tarafından önerilen sıvılaşma kriterleri kullanılarak değerlendirilmiştir (Tablo 4.1).

Tüm değerlendirmeler ilk 20 metre içerisindeki zeminler için yapılmıştır. Ancak 12 metreden sonra alınmış zemin numunesi olmadığı için, 12 metrenin altındaki tabakaların Atterberg Limitleri bilinmemektedir. Bu nedenle; Seed ve diğ. (2003), Bray ve Sancio (2006) ve Bilge (2010) tarafından önerilen sıvılaşma kriterleri sadece ilk 12 metreye kadar karşılaşılan tabakalarda uygulanabilmiştir.

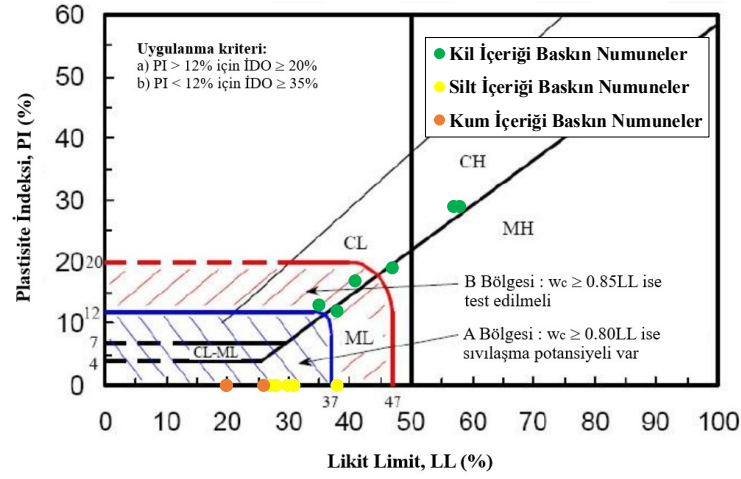
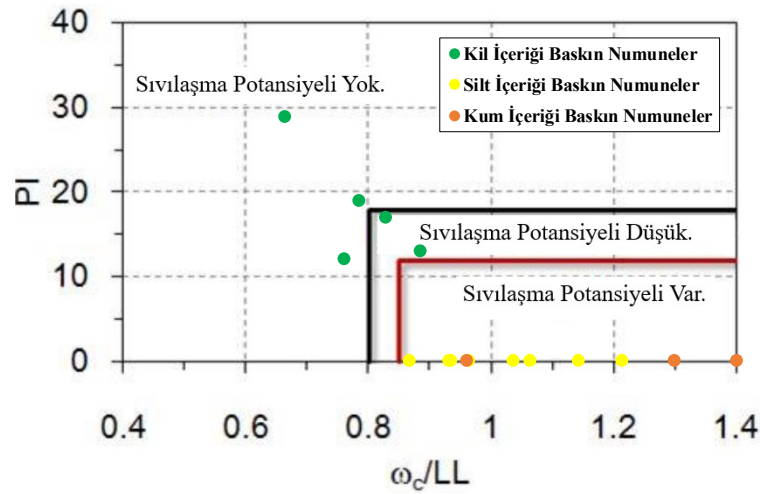


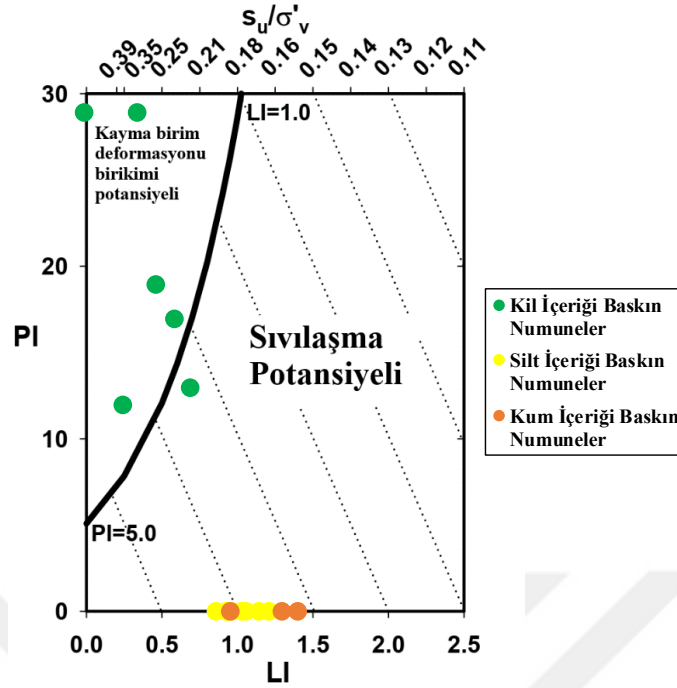
Şekil 4.1: Sahada yapılan CPT sonuçlarından elde edilen zemin davranış indekslerinin derinlik ile değişimi

Tablo 4.1: Sahadan alınan zemin numunelerinin sıvılaşma potansiyellerinin değerlendirilmesi.

Zemin Sınıfı (USCS)	Numune	Derinlik (m)	İnce Dane Oranı, FC (%)	Doğal Su Muhtevası, w_n (%)	Likit Limit, LL (%)	Plastik Limit, PL (%)	Plastisite İndisi, PI (%)	Likidite İndisi, LI (%)	w/LL	Sıvılaşma Kriterleri		
										Seed ve diğ. (2003)	Bray ve Sancio (2006)	Bilge (2010)
ML	S-F1-1	0.95	72	32	28	0	28	1.14	1.14	Potansiyel VAR	Potansiyel VAR	Potansiyel VAR
ML	S-F1-2	1.75	68	28	27	0	27	1.04	1.04	Potansiyel VAR	Potansiyel VAR	Potansiyel VAR
ML	S-F1-3	2.55	92	33	31	0	31	1.06	1.06	Potansiyel VAR	Potansiyel VAR	Potansiyel VAR
ML/CL	S-F1-4	3.45	97	37	47	28	19	0.47	0.79	Potansiyel YOK	Potansiyel YOK	Potansiyel YOK
CL	S-F1-5A	4.45	85	31	35	22	13	0.69	0.89	Test edilmeli	Potansiyel DÜŞÜK	Potansiyel VAR
ML	S-F1-5B	4.45	77	28	30	0	30	0.93	0.93	Potansiyel VAR	Potansiyel VAR	Potansiyel VAR
ML	S-F1-6	5.35	51	27	28	0	28	0.96	0.96	Potansiyel VAR	Potansiyel VAR	Potansiyel VAR
ML	S-F1-7A	6.15	72	34	28	0	28	1.21	1.21	Potansiyel VAR	Potansiyel VAR	Potansiyel VAR
SM	S-F1-7B	6.15	35	28	20	0	20	1.40	1.40	Potansiyel VAR	Kriter uygulanamaz	Potansiyel VAR
SM	S-F1-8	6.95	42	26	20	0	20	1.30	1.30	Potansiyel VAR	Kriter uygulanamaz	Potansiyel VAR
ML	S-F1-9	7.95	74	29	31	0	31	0.94	0.94	Potansiyel VAR	Potansiyel VAR	Potansiyel VAR
CH	S-F1-10A	8.95	100	38	57	28	29	0.34	0.67	Potansiyel YOK	Potansiyel YOK	Potansiyel YOK
CL/ML	S-F1-10B	8.95	99	34	41	24	17	0.59	0.83	Test edilmeli	Potansiyel DÜŞÜK	Potansiyel YOK
ML	S-F1-11A	9.95	96	33	38	0	38	0.87	0.87	Test edilmeli	Potansiyel VAR	Potansiyel VAR
CH/MH	S-F1-11B	9.95	100	23	58	29	29	0.00	0.40	Potansiyel YOK	Potansiyel YOK	Potansiyel YOK
ML/CL	S-F1-12A	11.95	90	29	38	26	12	0.25	0.76	Test edilmeli	Potansiyel YOK	Potansiyel YOK
SM	S-F1-12B	11.95	30	25	26	0	26	0.96	0.96	Potansiyel VAR	Potansiyel VAR	Potansiyel VAR

*Kırmızı renkle yazılan değerler kriterlerin uygulanabilmesi için tahmini olarak girilen değerlerdir.

**Şekil 4.2:** Sahadan alınan örneklerin Seed ve diğ. (2003) sıvılaşma kriterine göre değerlendirilmesi.**Şekil 4.3:** Sahadan alınan örneklerin Bray ve Sancio (2006) sıvılaşma kriterine göre değerlendirilmesi.



Şekil 4.4: Sahadan alınan örneklerin Bilge (2010) sıvılaşma kriterine göre değerlendirilmesi.

4.1.2. Basitleştirilmiş Sıvılaşma Analizleri

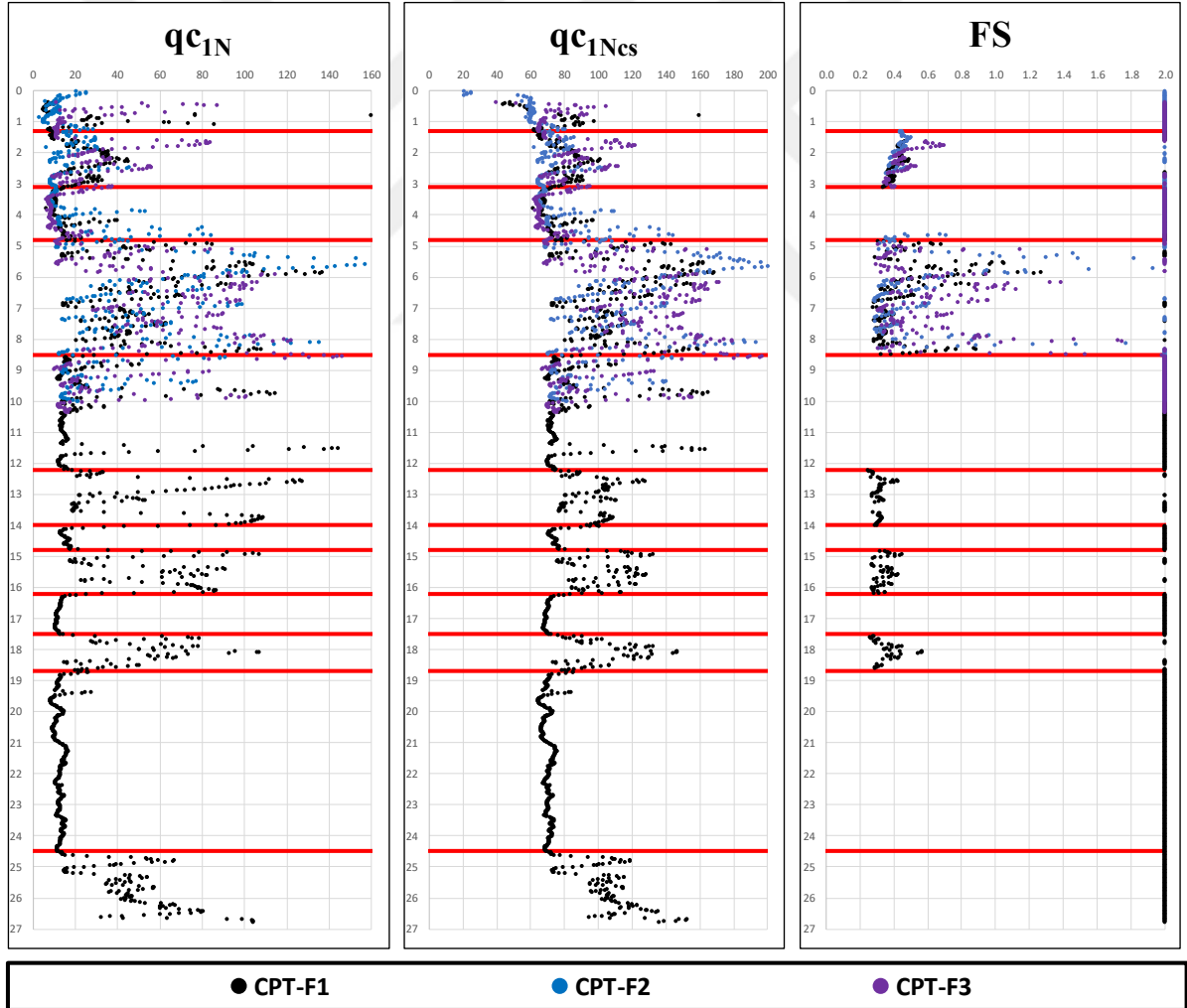
Tabakların sıvılaşma potansiyelleri belirlendikten sonra, basitleştirilmiş sıvılaşma analizleri ilk olarak SPT-F1, CPT-F1, CPT-F2 ve CPT-F3 noktalarından elde edilen ham veriler üzerinde gerçekleştirilmiştir. Bu analizlerde önceki bölümlerde detaylı olarak açıklanan Boulanger ve Idriss (2014) tarafından önerilen metodoloji kullanılmıştır (Tablo 4.2 ve Şekil 4.5).

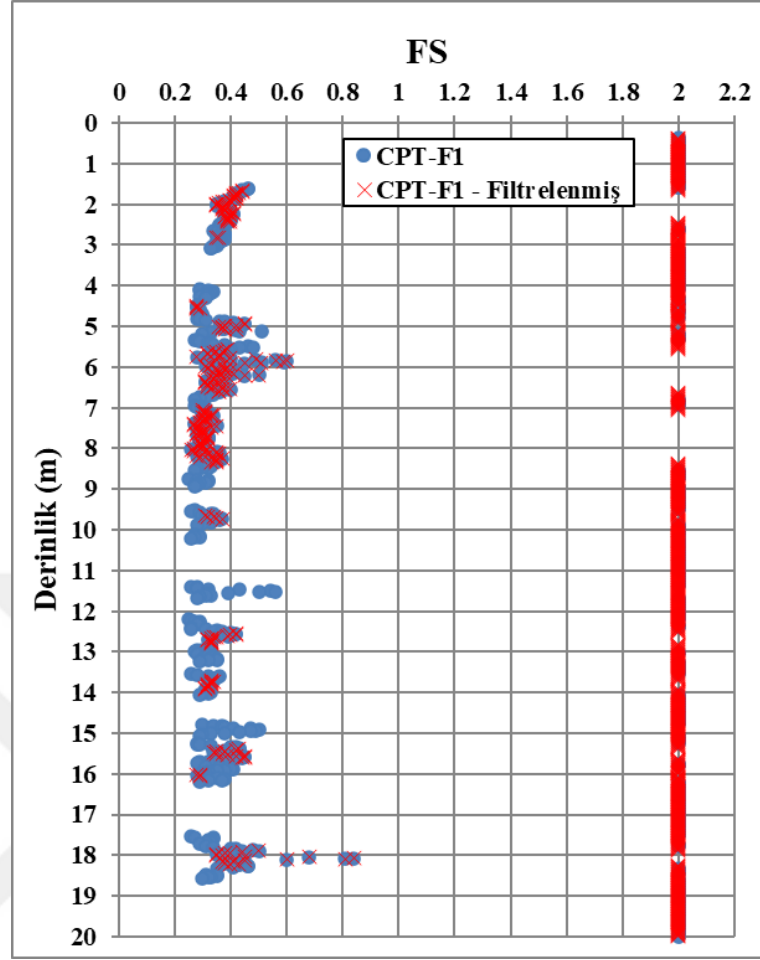
Zemin istifinin farklı dayanımlardaki ince bantlardan oluştuğu durumlarda önceki bölümlerde açıklandığı gibi CPT verilerinin filtrelenmesi gerekmektedir (Robertson, 2011). Bu filtreleme işlemi CLiq programı kullanılarak yapılmış ve geçiş bölgesinde kaldığı tespit edilen değerler ayıklanmıştır (Şekil 4.6).

Ham veriler üzerinde yapılan değerlendirmelerden sonra idealize zemin profili belirlenmiştir. İstanbul Üniversitesi – Cerrahpaşa bünyesinde geliştirilen ve Boulanger ve Idriss (2014) tarafından önerilen metodolojiyi kullanan Excel tabanlı Liquist v4.0 programı kullanılarak idealize profil üzerinde basitleştirilmiş sıvılaşma analizleri tekrarlanmıştır (Tablo 4.3). Yine aynı program kullanılarak sıvılaşma indisleri (Sönmez, 2003, Tonkin ve Taylor, 2013) hesaplanmış ve oturma tahminin (Ishihara ve Yoshimine, 1992, Zhang ve diğ., 2002, Bray ve Macedo, 2017)) yapılmıştır (Tablo 4.4, Tablo 4.5 ve Tablo 4.6).

Tablo 4.2: SPT-F1 sondajından elde edilen veriler ile yapılan sıvılaşma analizi.

Tabaka Kalınlığı (m)	Zemin Cinsi	İnce Dane Oranı (%)	N	(N ₁) ₆₀	(N ₁) _{60,cs}	CSR	CRR	FS
0.8	Dolgu	-	-	-	-	-	-	2.00
0.8	ML	72.0	5	5.3	11.4	0.267	0.156	0.58
0.8	ML	68.0	4	4.8	10.8	0.298	0.149	0.50
0.6	ML	92.0	5	5.2	11.2	0.339	0.154	0.45
1.0	CL-ML	97.0	3	3.0	8.6	0.372	-	2.00
0.8	CL	85.0	9	11.3	18.6	0.399	-	2.00
1.2	ML	65.0	14	17.2	25.6	0.420	0.379	0.90
0.8	SM-ML	55.0	14	15.9	24.1	0.436	0.320	0.74
0.8	SM	42.0	13	14.1	22.0	0.445	0.274	0.61
0.9	ML	74.0	13	13.1	20.7	0.453	0.247	0.55
0.8	CH	100.0	11	11.4	18.7	0.459	-	2.00
0.8	CL-ML	99.0	9	10.4	17.4	0.458	-	2.00

**Şekil 4.5:** Sahada yapılan CPT'lerden elde edilen veriler ile yapılan sıvılaşma analizleri.



Şekil 4.6: Geçiş bölgesi verilerinin filtrelenmesi.

Tablo 4.3: İdealize profil ile yapılan sıvılaşma analizi.

Tabaka	Derinlik (m)		q_c	f_s	$\dot{I}_{DO}$	I_c	q_{c1N}	$q_{c1N,cs}$	CSR	CRR	FS
	Üst	Alt	(Mpa)	(Mpa)	(%)						
Dolgu	0.00	-1.30	0.800	0.007	42	2.24	13.60	59.85	0.270	0.110	2.00
ML	-1.30	-3.10	1.444	0.011	70	2.25	24.55	82.32	0.344	0.130	0.38
CL	-3.10	-4.80	0.650	0.011	100	2.81	10.36	67.51	0.413	0.115	2.00
SM/ML	-4.80	-8.50	4.700	0.050	60	2.11	56.60	121.18	0.453	0.190	0.41
CH/MH	-8.50	-12.20	1.500	0.045	100	2.91	15.46	74.20	0.462	0.112	2.00
Kum + Silt	-12.20	-14.00	6.730	0.060	29	2.07	62.82	109.61	0.455	0.149	2.00
Kil + Silt	-14.00	-14.80	1.800	0.060	100	2.99	15.87	74.73	0.449	0.109	2.00
Kum + Silt	-14.80	-16.20	8.500	0.060	20	1.96	73.97	107.46	0.444	0.142	2.00
Kil + Silt	-16.20	-17.50	1.530	0.033	100	3.02	12.44	70.23	0.436	0.104	2.00
Kum + Silt	-17.50	-18.70	7.000	0.115	48	2.31	57.37	117.66	0.428	0.154	2.00
Kil	-18.70	-24.50	1.800	0.055	100	3.15	12.83	70.74	0.405	0.101	2.00
Kum + Silt	-24.50	-27.00	6.900	0.090	53	2.38	47.78	107.62	0.381	0.130	2.00

Tablo 4.4: Hesaplanan sıvılaşma indeksleri.

İndeks	Zemin Yüzeyinden İtibaren		Temel Tabanından İtibaren	
	Değer	Tanım	Değer	Tanım
LPI	24.5	Çok yüksek hasar	26.7	Çok yüksek hasar
LSN	33.5	Orta dereceden şiddetliye kadar sıvılaşma görülür, zemin oturması yapıya zarar verebilir.	68.6	Çok şiddetli hasar, zeminde belirgin şekilde sıvılaşma görülür. Sert ve şiddetli oturmalar yapıya zarar verir.

Tablo 4.5: Hesaplanan hacimsel oturmalar.

Yöntem	Hesaplanan Hacimsel Oturma, S_v (cm)
Ishihara ve Yoshimine (1992)	12.32
Zhang ve diğ. (2002)	12.36

Tablo 4.6: Bray ve Macedo (2017) metodu ile hesaplanan kayma gerilmesi kaynaklı oturmalar.

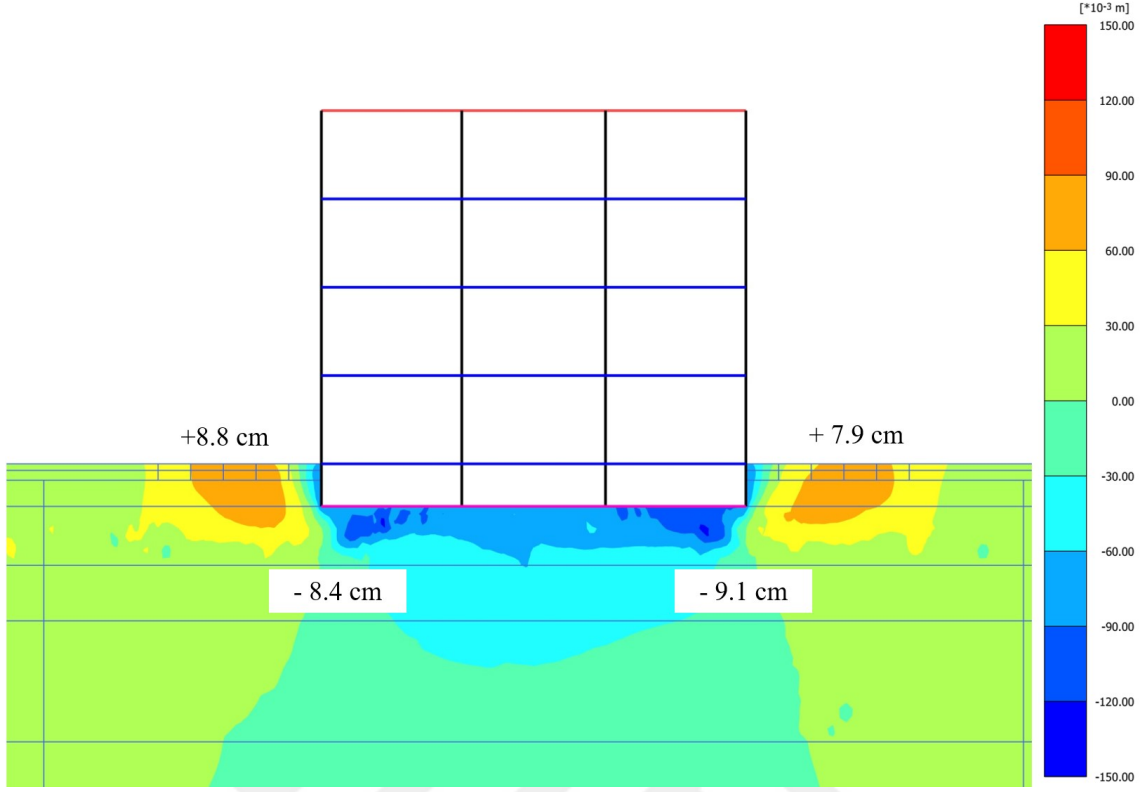
CAV _{dp}	S _{a1}	HL	Q	B	LBS	S _{Smin}	S _{Sort}	S _{Smax}
(g-s)	(g)	(m)	(kPa)	(m)	(-)	(cm)	(cm)	(cm)
1.7	0.7	7.2	95	7.5	68.9	18.5	30.5	50.3

4.2. NÜMERİK ANALİZLER

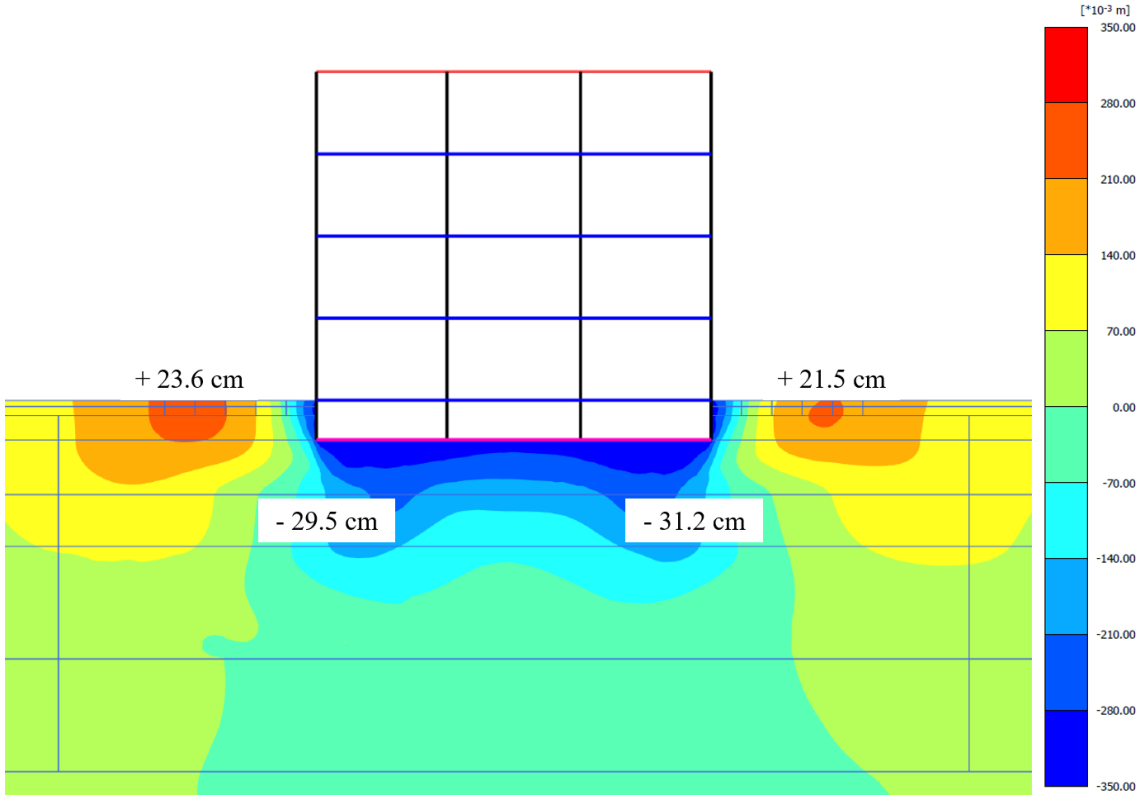
Bu tez çalışmasının amacı yüzeysel temelli binaların sıvılaşma performansını etkileyen mekanizmaları inceleyerek; yapı – yapı ve yapı – zemin etkileşimlerinin sıvılaşma kaynaklı oturmalara etkisini irdelemektir. Bu doğrultuda literatür de çokça araştırılmış bir vaka (Sancio, 2003; Bray ve diğ., 2004; Al-Masraf, 2018) önce analitik olarak sonra da numerik olarak modellenmiş ve kalibre edilen numerik modelin üzerinde değişik yapı konfigürasyonlarının etkileri irdelenmiştir.

4.2.1. PM4Sand ve UBC3D-PLM Bünye Modellerinin Performansının Değerlendirilmesi

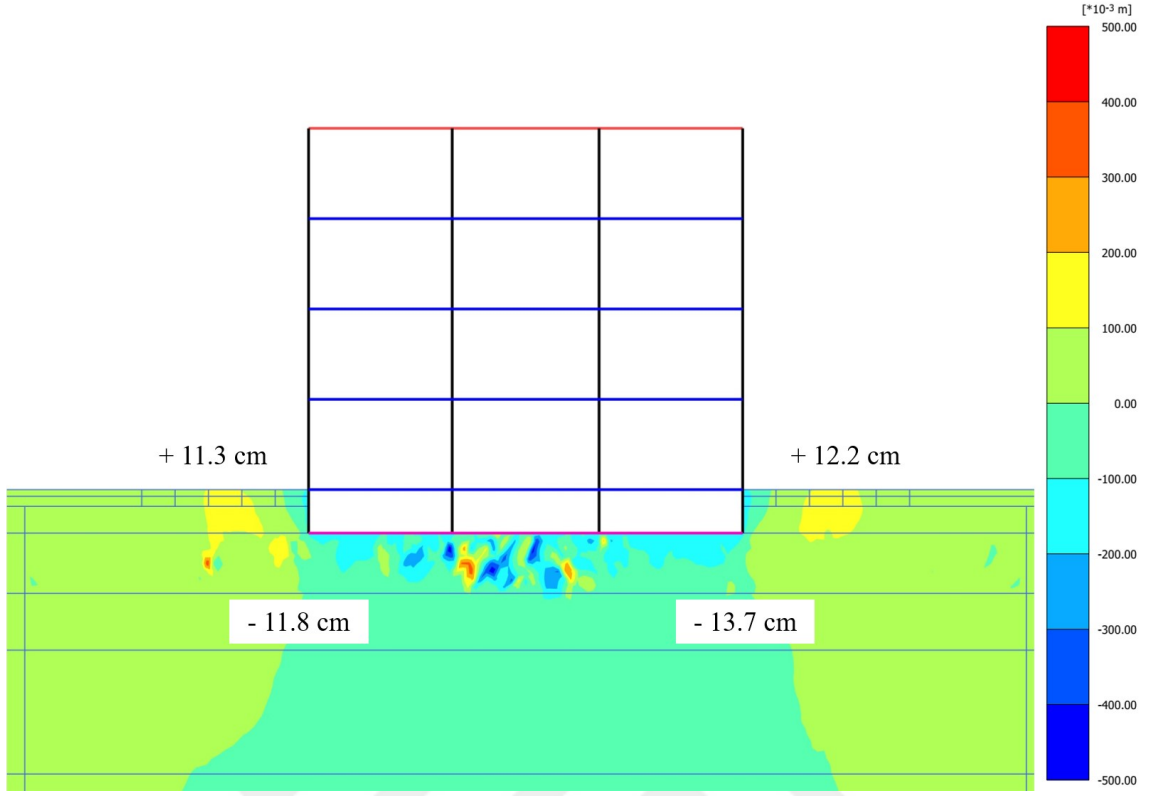
Nümerik analizlerde ilk olarak, sıvılaşmayı modellemek için kullanılan bünye modellerinin performansı değerlendirilmiştir. Bu doğrultuda Şekil 3.12’de verilen model ilk olarak standart dinamik analiz opsiyonu kullanılarak, sıvılaşan tabakalara sırasıyla, PM4Sand (Şekil 4.7) ve UBC3D-PLM (Şekil 4.8) bünye 2 adet analiz yapılmış. Sonrasında ise konsolidasyonlu dinamik analiz opsiyonu kullanılarak analizler tekrar edilmiştir (Şekil 4.9 ve Şekil 4.10).



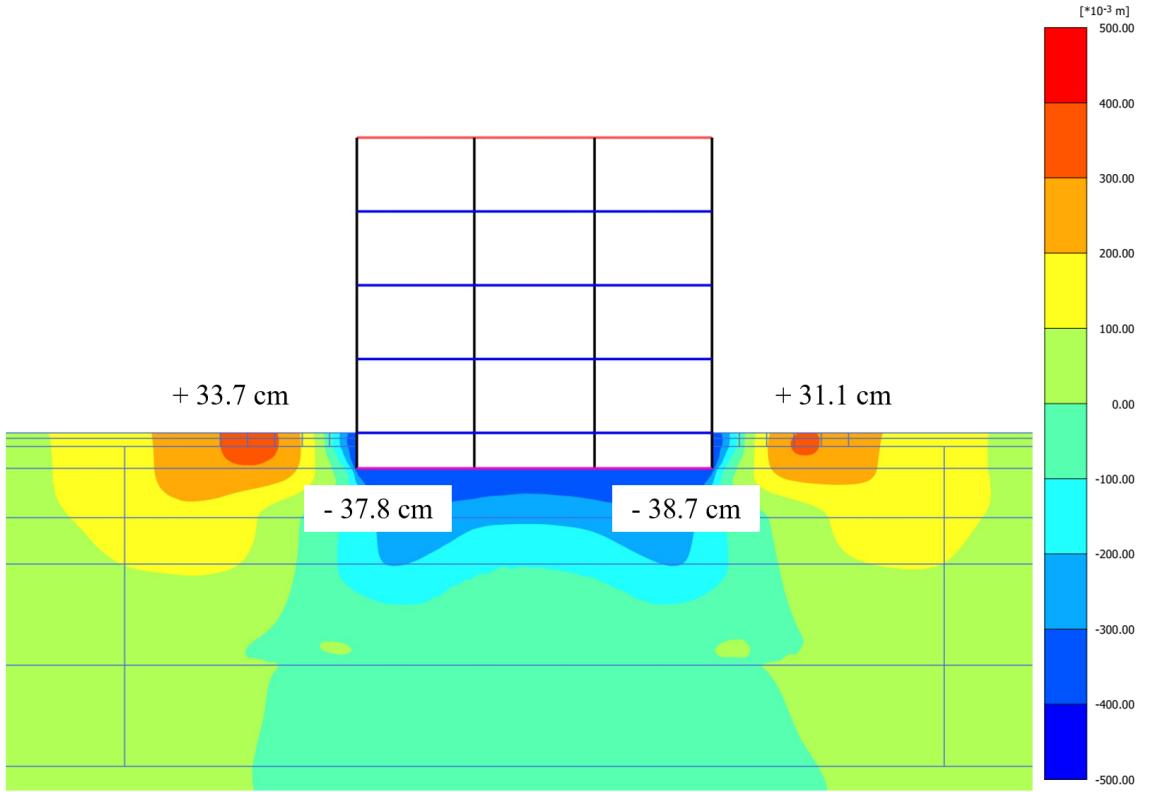
Şekil 4.7: PM4Sand ve dinamik analiz opsiyonu ile yapılan analizde oluşan düşey deplasmanların (u_y) dağılımı.



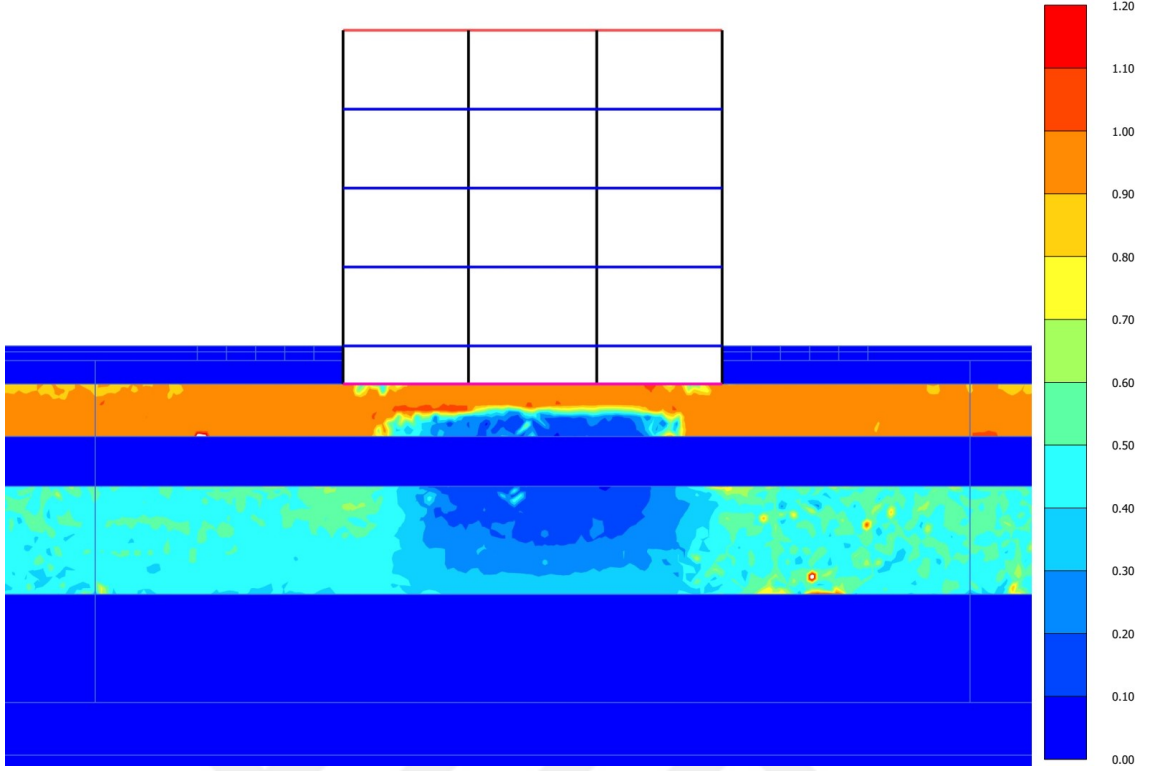
Şekil 4.8: UBC3D-PLM ve dinamik analiz opsiyonu ile yapılan analizde oluşan düşey deplasmanların (u_y) dağılımı.



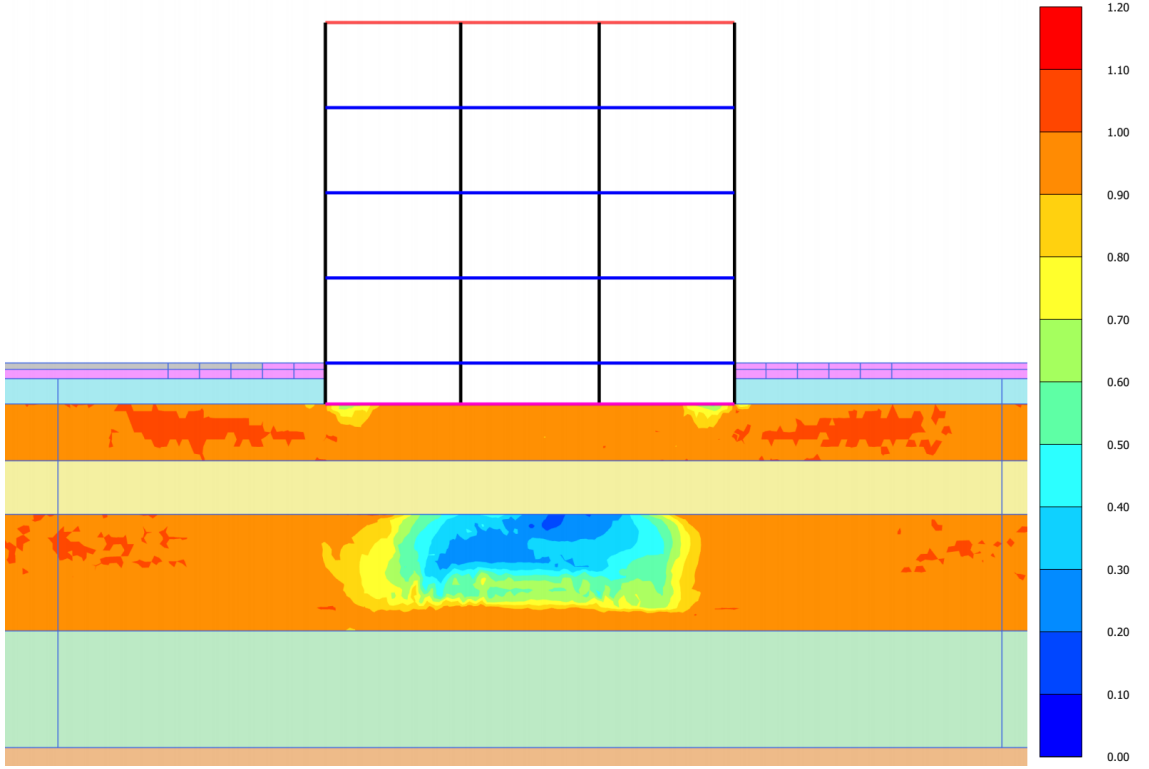
Şekil 4.9: PM4Sand ve konsolidasyonlu dinamik analiz opsiyonu ile yapılan analizde oluşan düşey deplasmanların (u_y) dağılımı.



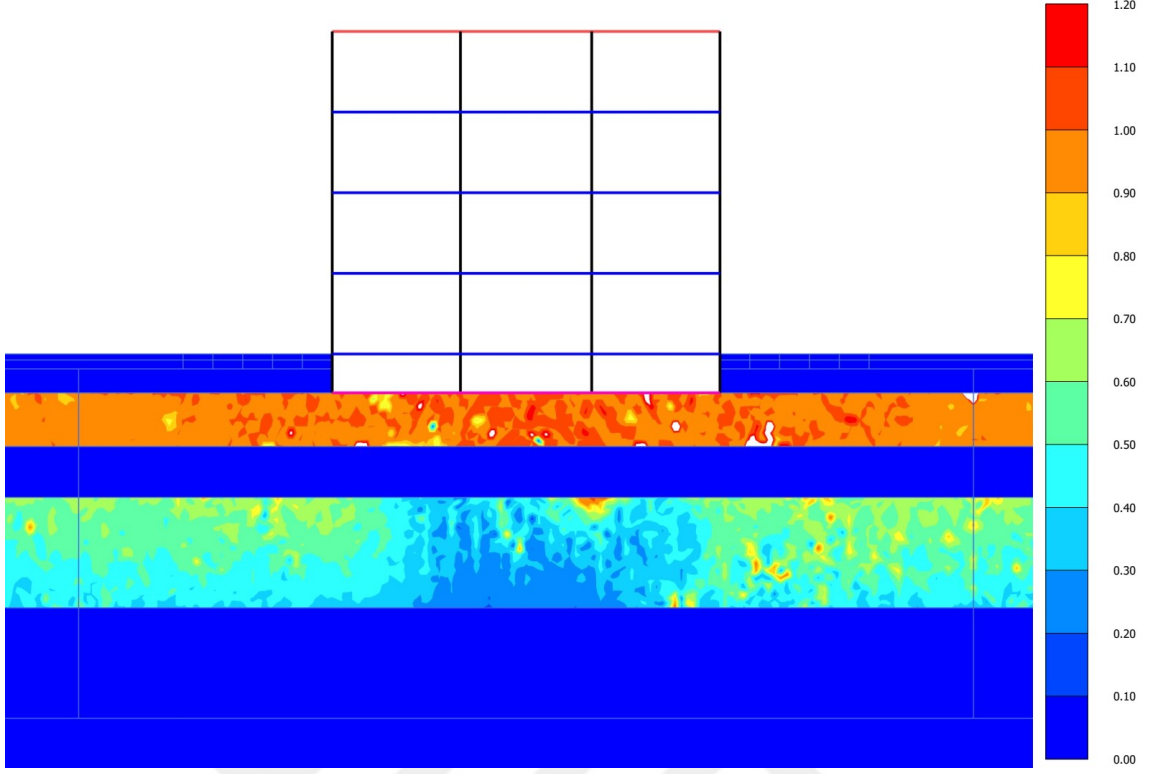
Şekil 4.10: UBC3D-PLM ve konsolidasyonlu dinamik analiz opsiyonu ile yapılan analizde oluşan düşey deplasmanların (u_y) dağılımı.



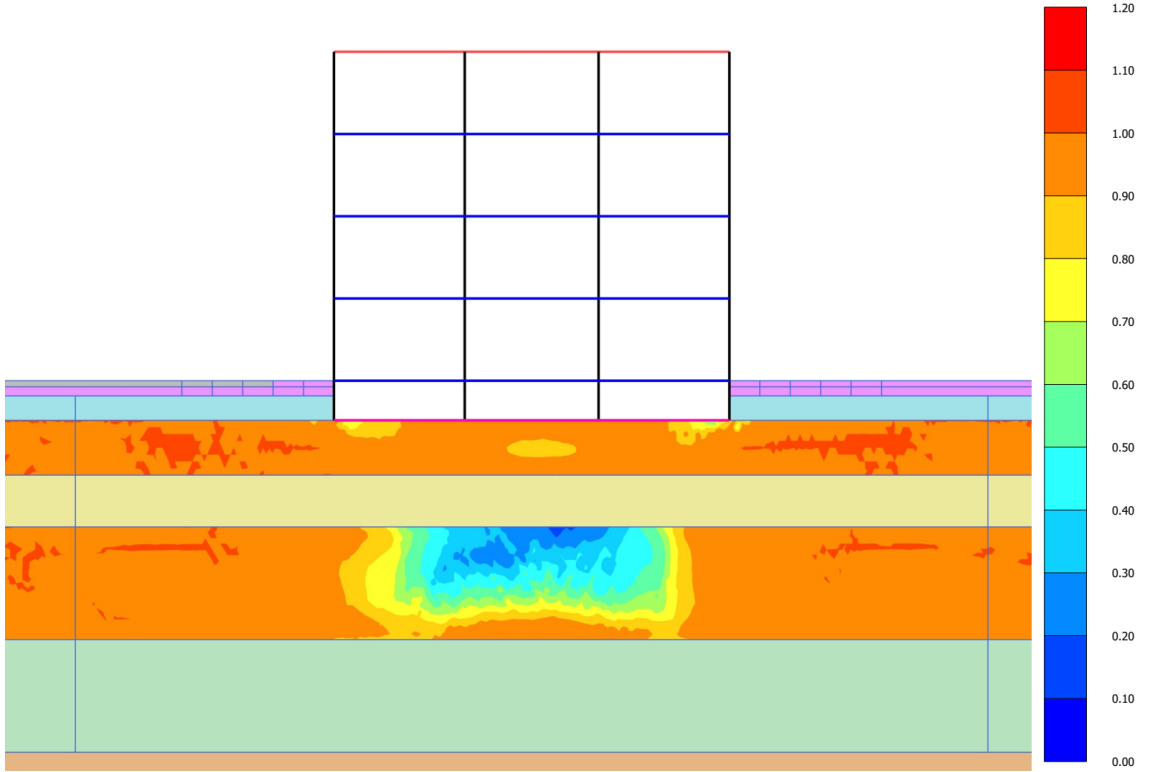
Şekil 4.11: PM4Sand ve dinamik analiz opsiyonu ile yapılan analizde oluşan ilave boşluk suyu basıncı oranlarının (r_u) dağılımı.



Şekil 4.12: UBC3D-PLM ve dinamik analiz opsiyonu ile yapılan analizde oluşan ilave boşluk suyu basıncı oranlarının (r_u) dağılımı.

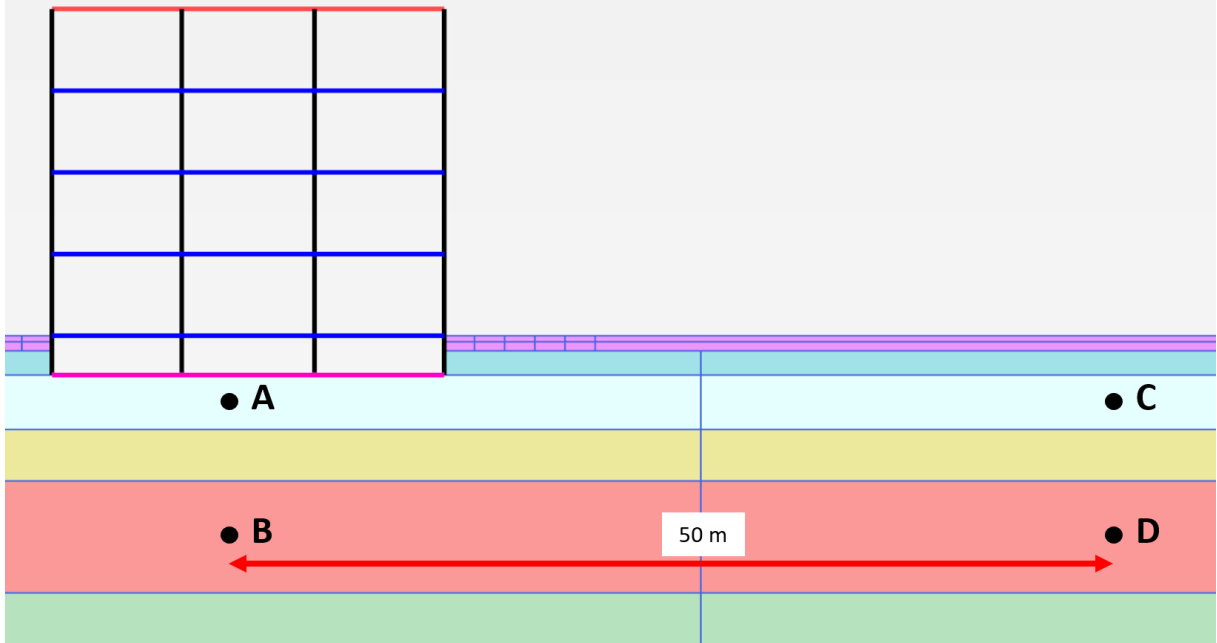


Şekil 4.13: PM4Sand ve konsolidasyonlu dinamik analiz opsiyonu ile yapılan analizde oluşan ilave boşluk suyu basıncı oranlarının (r_u) dağılımı.

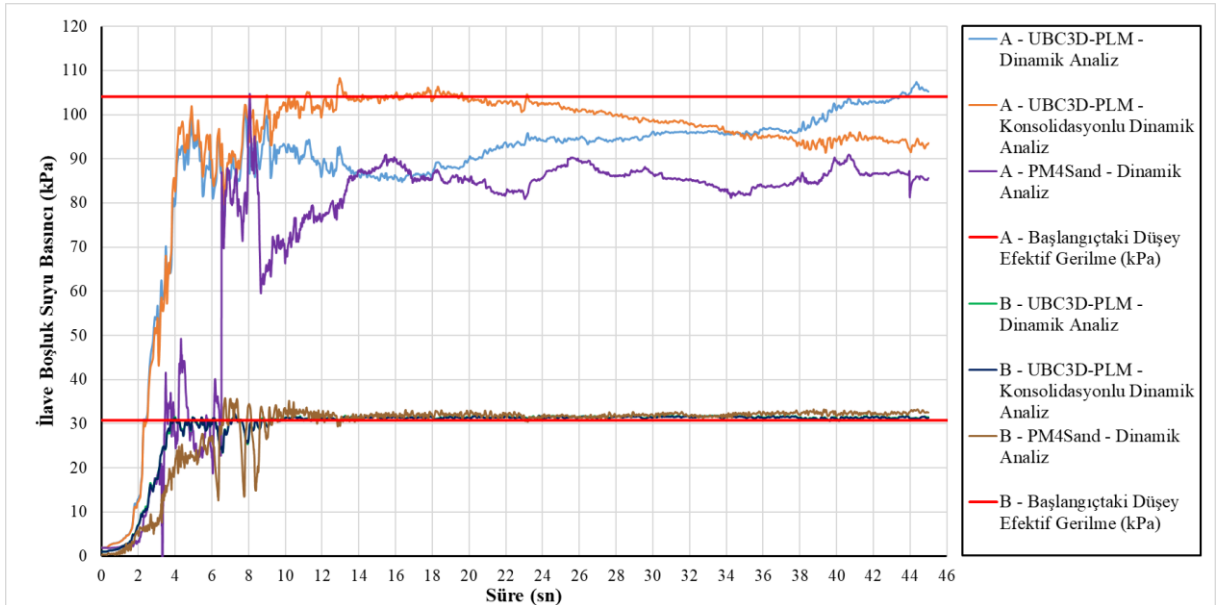


Şekil 4.14: UBC3D-PLM ve konsolidasyonlu dinamik analiz opsiyonu ile yapılan analizde oluşan ilave boşluk suyu basıncı oranlarının (r_u) dağılımı.

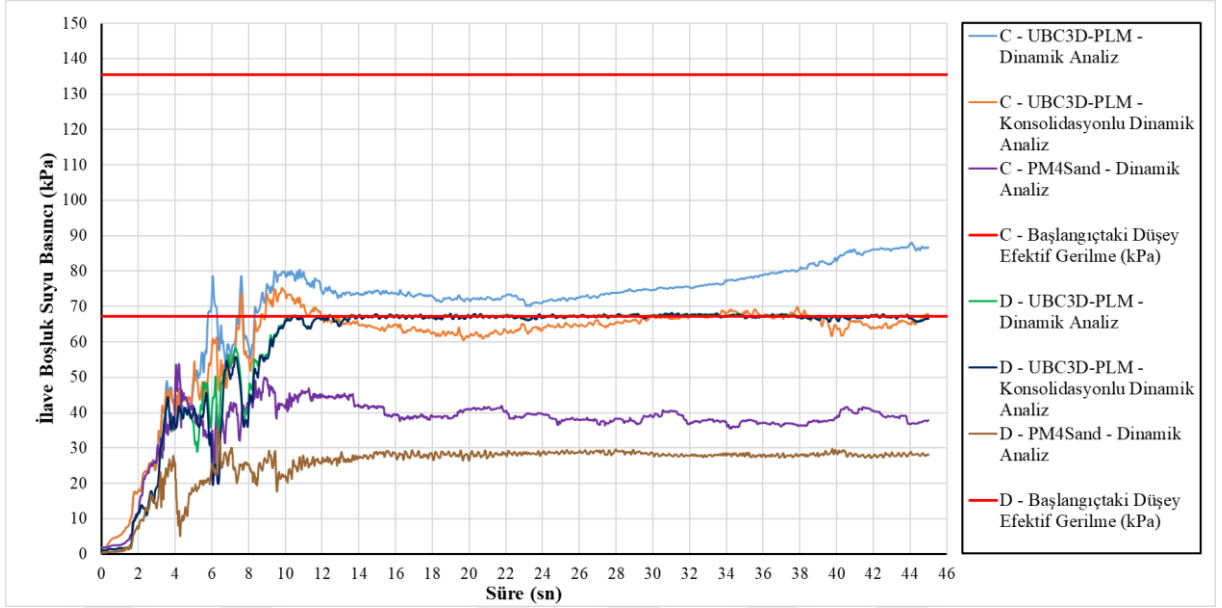
Mesh bozulmasının görülmediği analizlerde Şekil 4.15’da gösterilen noktalarda ilave boşluk suyu basıncı değişimleri takip edilmiştir. ML (2) tabakasında oluşan ilave boşluk suyu basıncı değişimleri Şekil 4.16’de, SM/ML (4) tabakasında oluşan ilave boşluk suyu basıncı değişimleri Şekil 4.17’de verilmiştir.



Şekil 4.15: İlave boşluk suyu basınçlarının ölçüldüğü noktalar.



Şekil 4.16: ML (2) tabakasında farklı noktalarda ilave boşluk suyu basıncı değişimi.

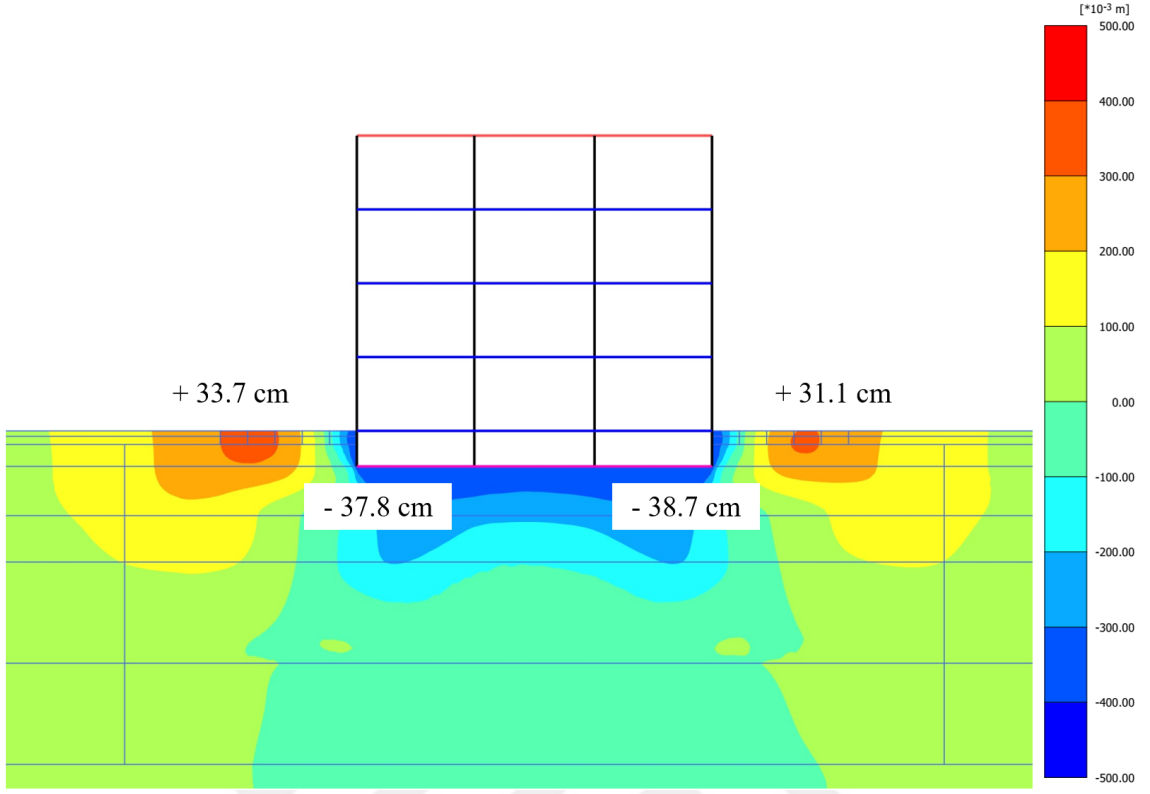


Şekil 4.17: SM/ML (4) tabakasında farklı noktalarda ilave boşluk suyu basıncı değişimi.

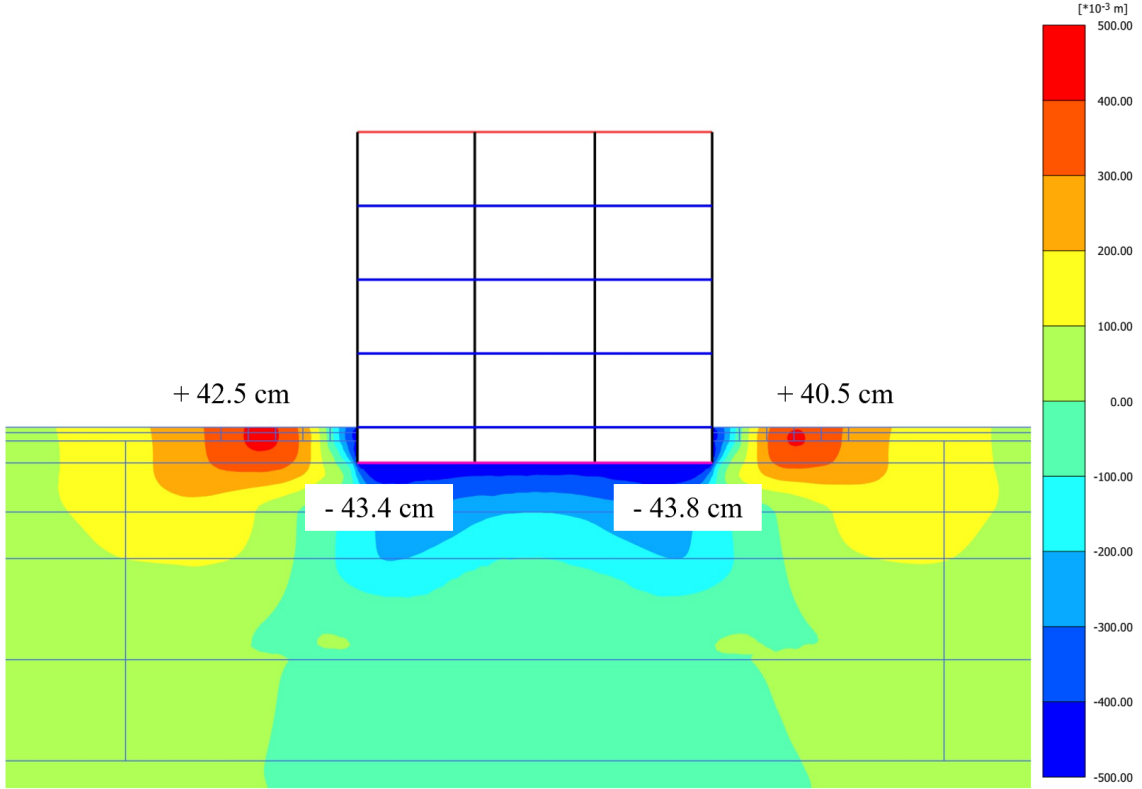
4.2.2. Referans Analizin Kalibrasyonu

Sıvılaştıran zeminler için UBC3D-PLM bünye modelinin, konsolidasyonlu dinamik analiz opsiyonu ile kullanılmasına karar verildikten sonra modelin kalibrasyonu yapılmıştır. Kalibrasyondan önce tüm zemin parametreleri 3. Bölümde açıklandığı gibi belirlenmiş, ardından ML (2) tabakasının $N_{1,60}$ ve f_{Epost} parametrelerinin, kabarma (~ 45 cm) / oturma (~ 45 cm) ≈ 1 oranının bulunana kadar değiştirilmesi ile modelin kalibrasyonu yapılmıştır.

Analizlerde ilk olarak f_{Epost} parametresi kalibre edilmiş (Şekil 4.18 ve Şekil 4.19), ardından da $N_{1,60}$ parametresi kalibre edilmiştir. ML (2) tabakasında $N_{1,60} = 4.5$ ve $f_{Epost} = 0.1$ değişiklikleri yapılarak kalibrasyonu tamamlanana referans analizin sonuçları Şekil 4.21, Şekil 4.22, Şekil 4.23, Şekil 4.24 ve Şekil 4.25 'de verilmektedir.



Şekil 4.18: Binanın etkisinin dikkate alındığı durumda bina etrafında oluşan düşey deplasmanların (u_y) dağılımı, $N_{1,60} = 5$, $f_{Epost} = 1.0$.

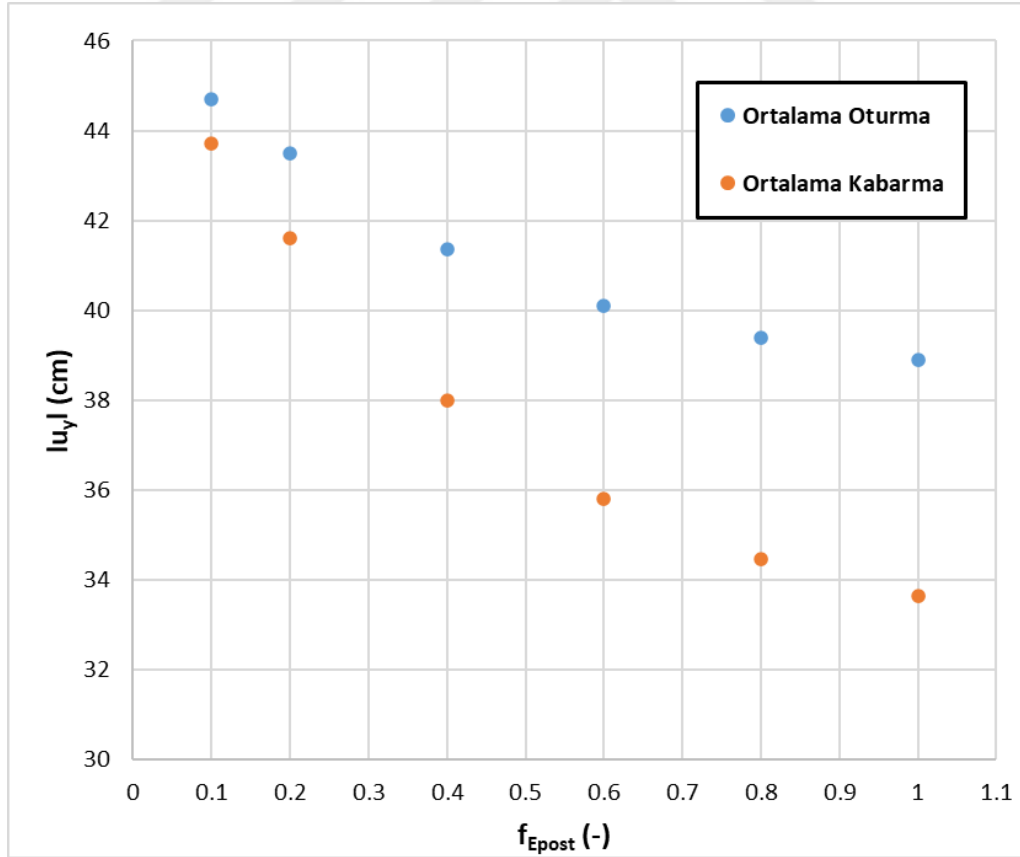


Şekil 4.19: Binanın etkisinin dikkate alındığı durumda bina etrafında oluşan düşey deplasmanların (u_y) dağılımı, $N_{1,60} = 5$, $f_{Epost} = 0.1$.

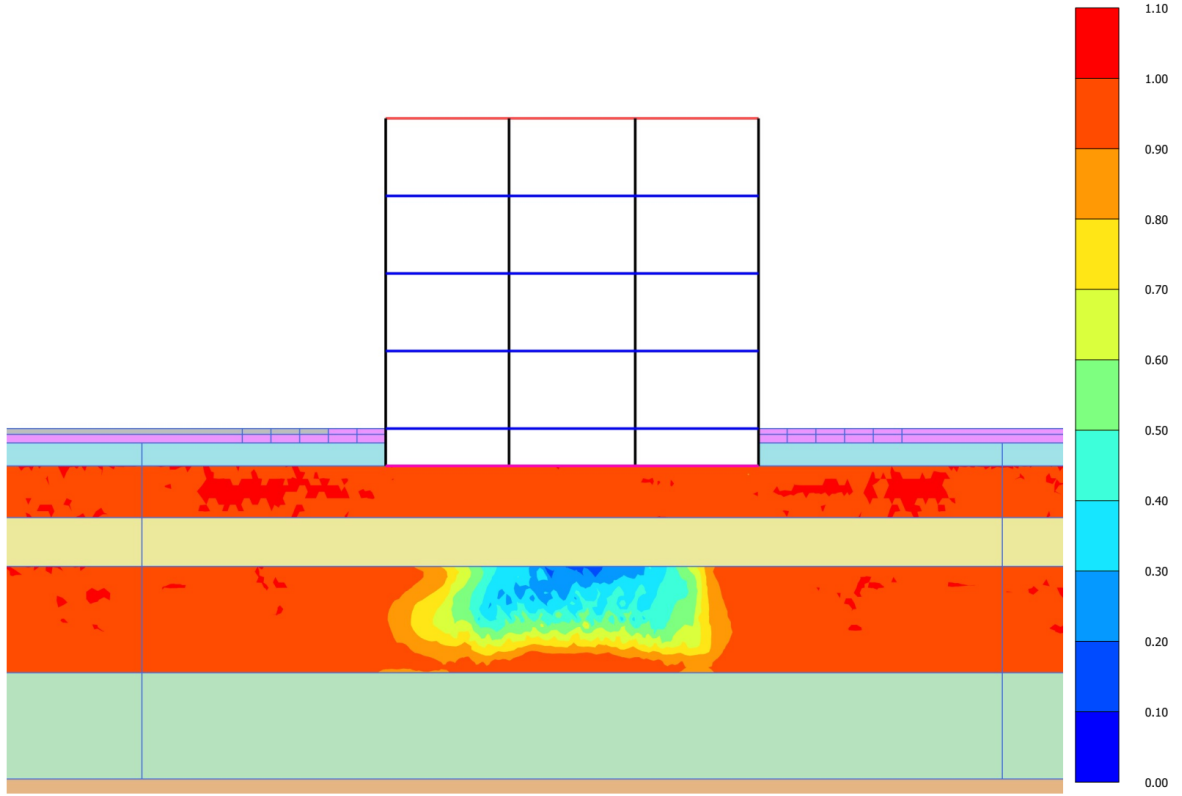
f_{Epost} parametresinin modelin davranışına etkisinin daha iyi anlaşılabilmesi için ML (2) tabakasında $N_{1,60} = 4.5$ değeri sabit tutularak farklı f_{Epost} değerleri ile analizler tekrarlanmıştır. Analiz sonuçları Tablo 4.7 ve Şekil 4.20’de özetlenmiştir. Tablo 4.7’de verilen maksimum ve minimum oturma değerleri yapı temelının temsil eden “plate” elamanından alınmış, maksimum ve minimum kabarma değerleri de binanın sağ ve sol taraflarından oluşan maksimum düşey deplasman (u_y) değerlerinin okunması ile belirlenmiştir.

Tablo 4.7: f_{Epost} parametresinin değişimi ile modelde oluşan oturma ve kabarmalar.

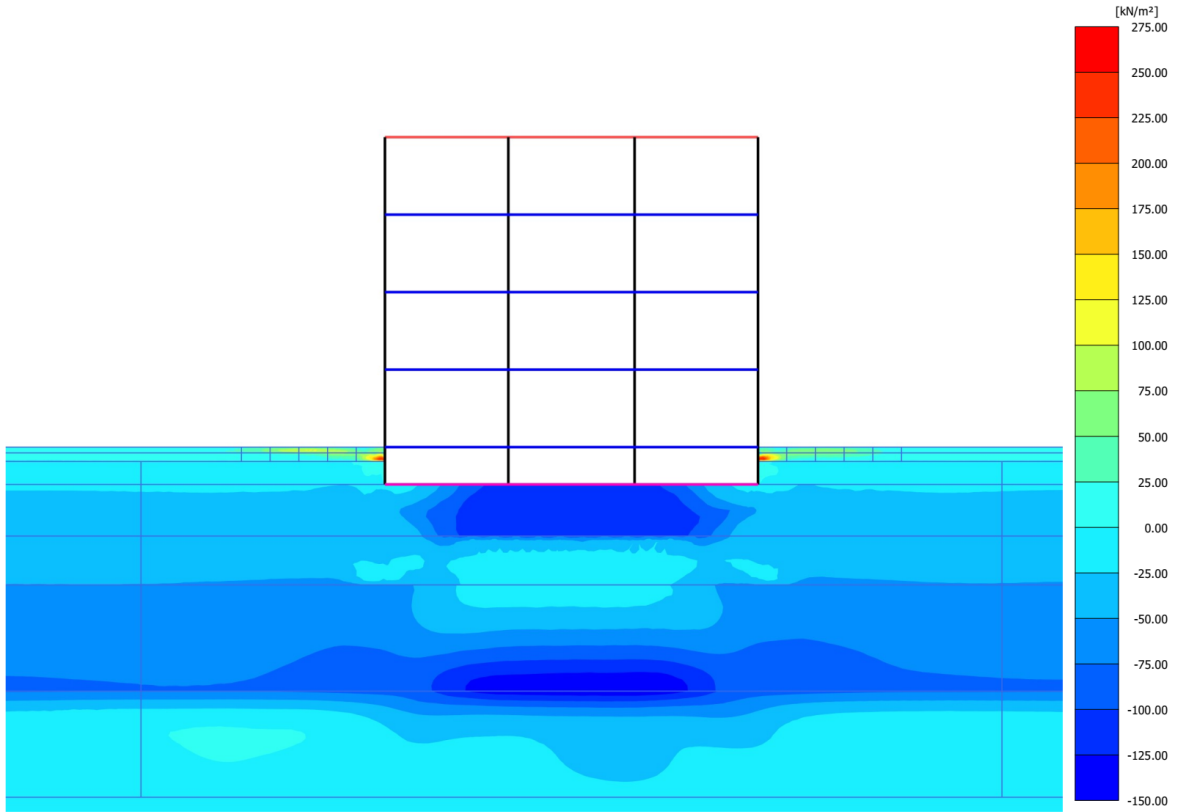
f_{Epost}	Oturma (S)			Kabarma (H)			H/S
	S_{min} (cm)	S_{max} (cm)	S_{ort} (cm)	H_{min} (cm)	H_{max} (cm)	H_{ort} (cm)	
0.1	44.40	45.00	44.70	44.40	43.00	43.70	0.98
0.2	43.30	43.70	43.50	41.00	42.20	41.60	0.96
0.4	40.70	42.00	41.35	37.50	38.50	38.00	0.92
0.6	39.70	40.50	40.10	34.70	36.90	35.80	0.89
0.8	38.90	39.90	39.40	33.20	35.70	34.45	0.87
1.0	38.40	39.40	38.90	32.50	34.80	33.65	0.87



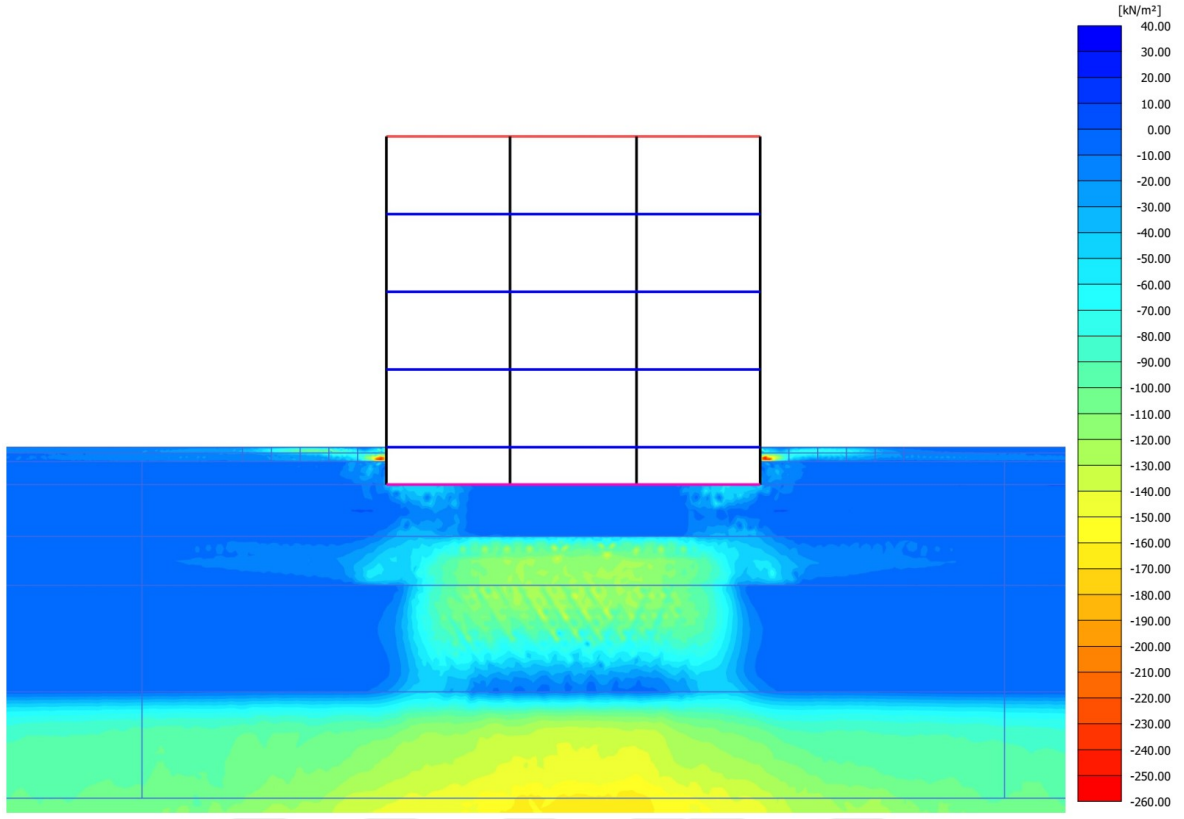
Şekil 4.20: f_{Epost} parametresinin değişiminin modelin davranışına etkisi.



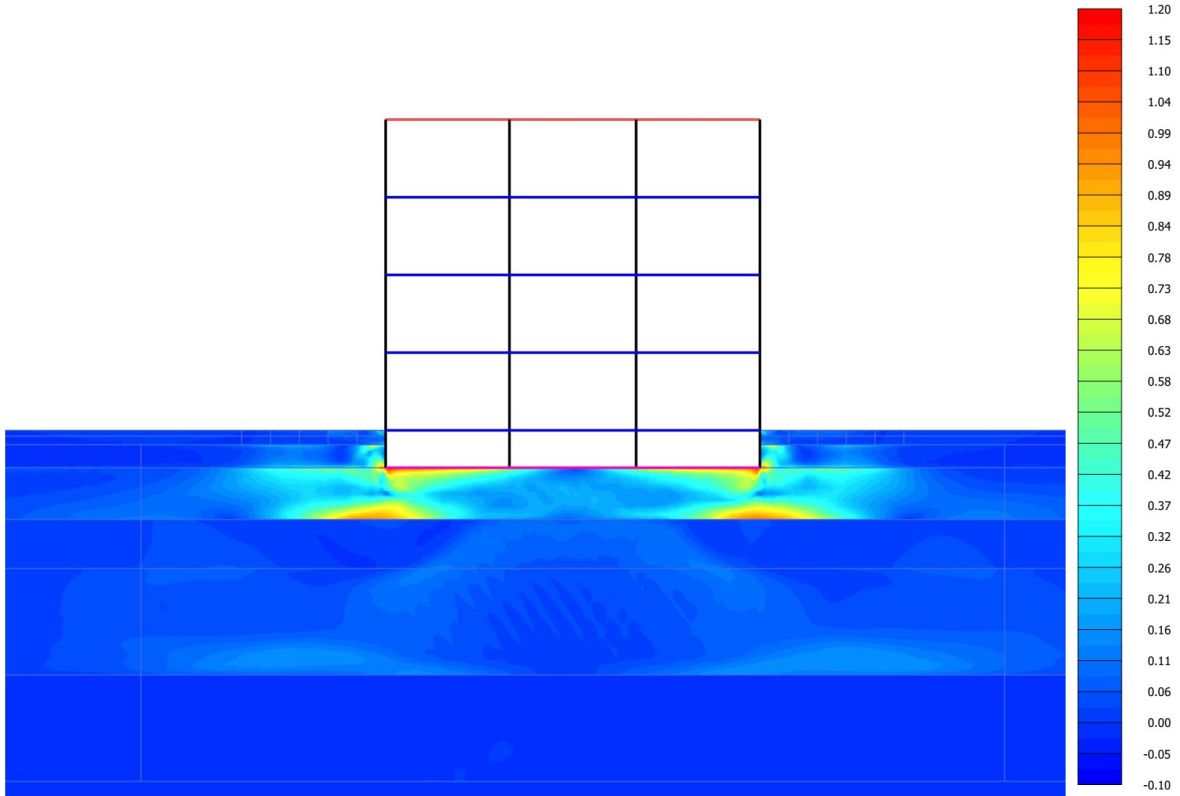
Şekil 4.21: Referans analizde ilave boşluk suyu basıncı oranlarının (r_u) dağılımı.



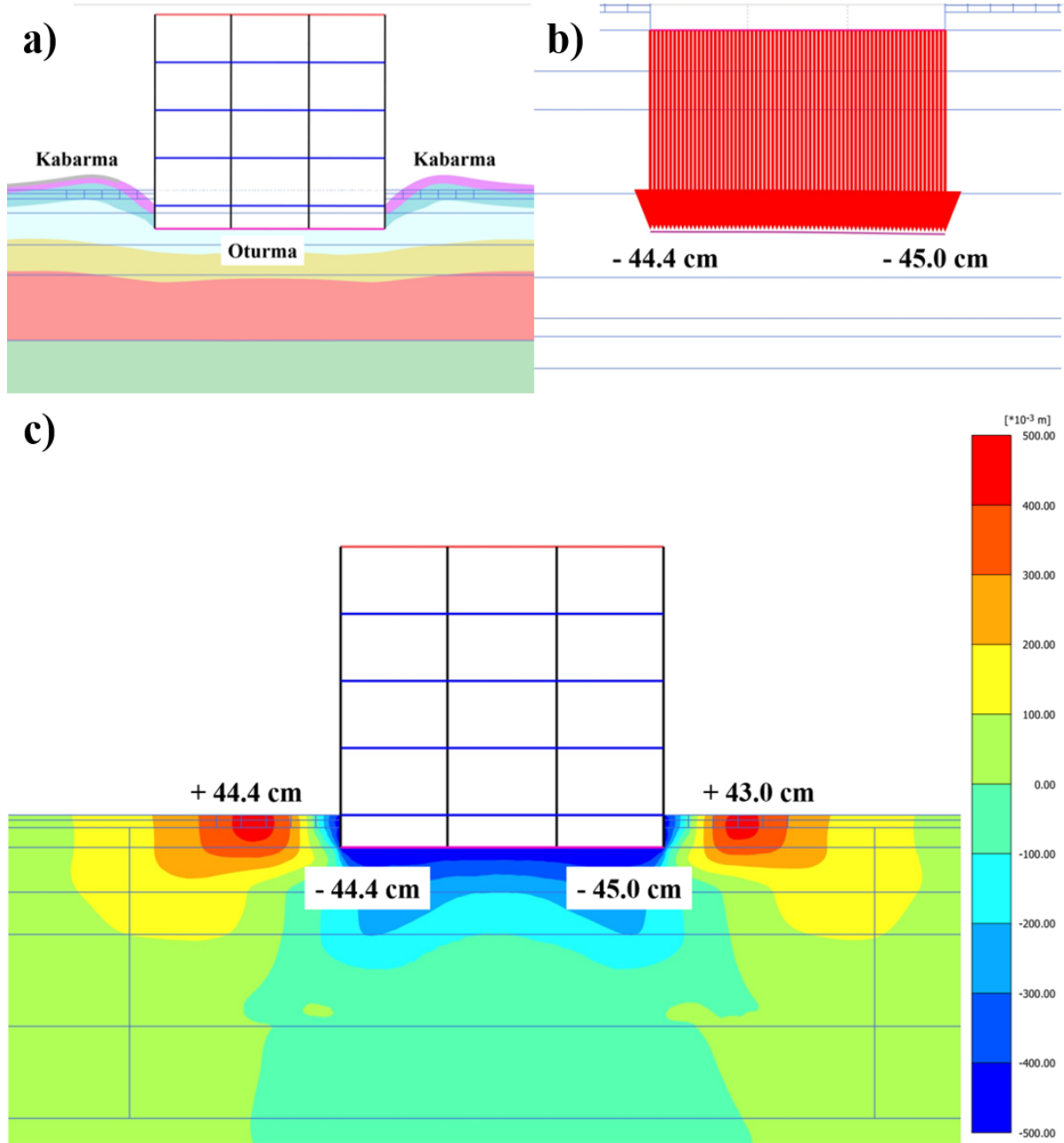
Şekil 4.22: Referans analizde ilave boşluk suyu basınçlarının (P_{ilave}) dağılımı.



Şekil 4.23: Referans analizde efektif düşey gerilmelerin (σ'_y) dağılımı.



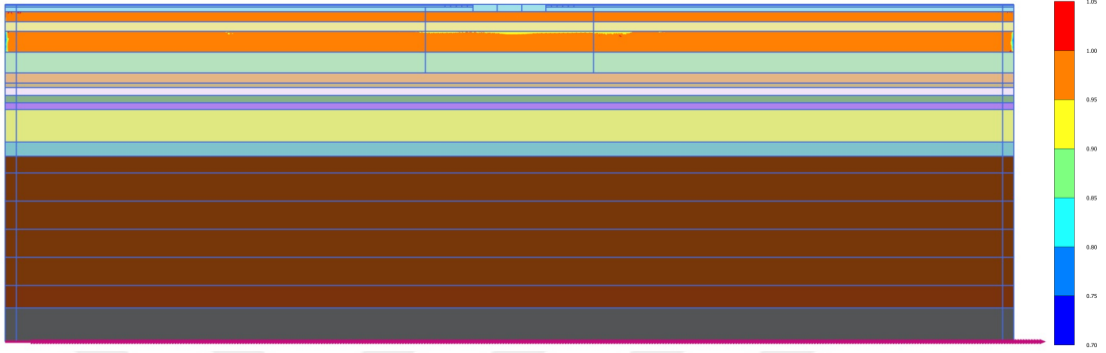
Şekil 4.24: Referans analizde kayma gerilmelerinin (γ) dağılımı.



Şekil 4.25: Referans analizde a) deforme olmuş model (2 kat abartılı), b) temeldeki düşey deplasman (u_y), c) yapı evresinde oluşan düşey deplasman (u_y).

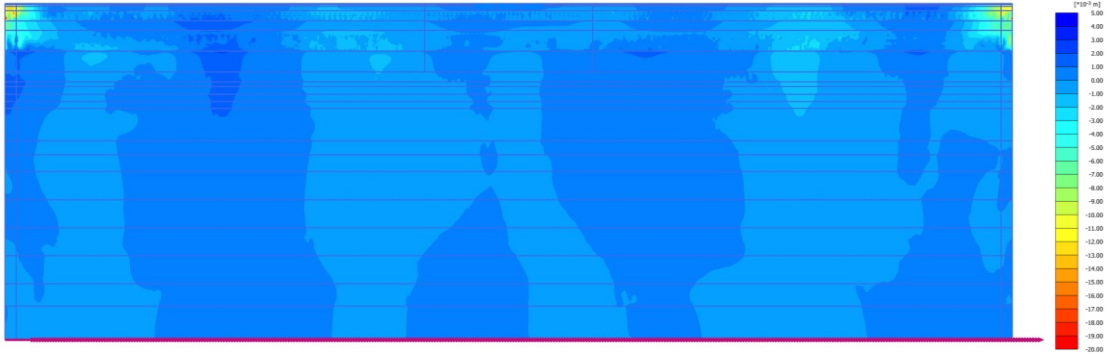
4.2.3. Serbest Arazi Durumu

İdealize edilen zemin profili serbest arazi durumu için analiz edilmiş ve analitik analizler ile sıvılaştığı tespit edilen ML (2) ve SM/ML (4) tabakalarının ilave boşluk suyu basıncı oranlarının (r_u) 0.9 ile 1.1 arasında değiştiği, model sınırlarında ise bu değerlerin 0.6 – 0.9 arasında değiştiği görülmüştür (Şekil 4.26).



Şekil 4.26: Serbest arazi durumunda boşluk suyu basınç oranlarının (r_u) dağılımı.

Zemin istifinin ilave bir gerilmeye maruz kalmadığı serbest arazi durumunda, ML (2) ve SM/ML (4) tabakalarının tamamen sıvılaşmasına rağmen kayda değer bir oturma oluşmadığı görülmüştür. Model köşelerinde yaklaşık 2 cm düşey oturma oluşurken model ortasında kayda değer bir hareketin oluşmadığı görülmüştür (Şekil 4.27).



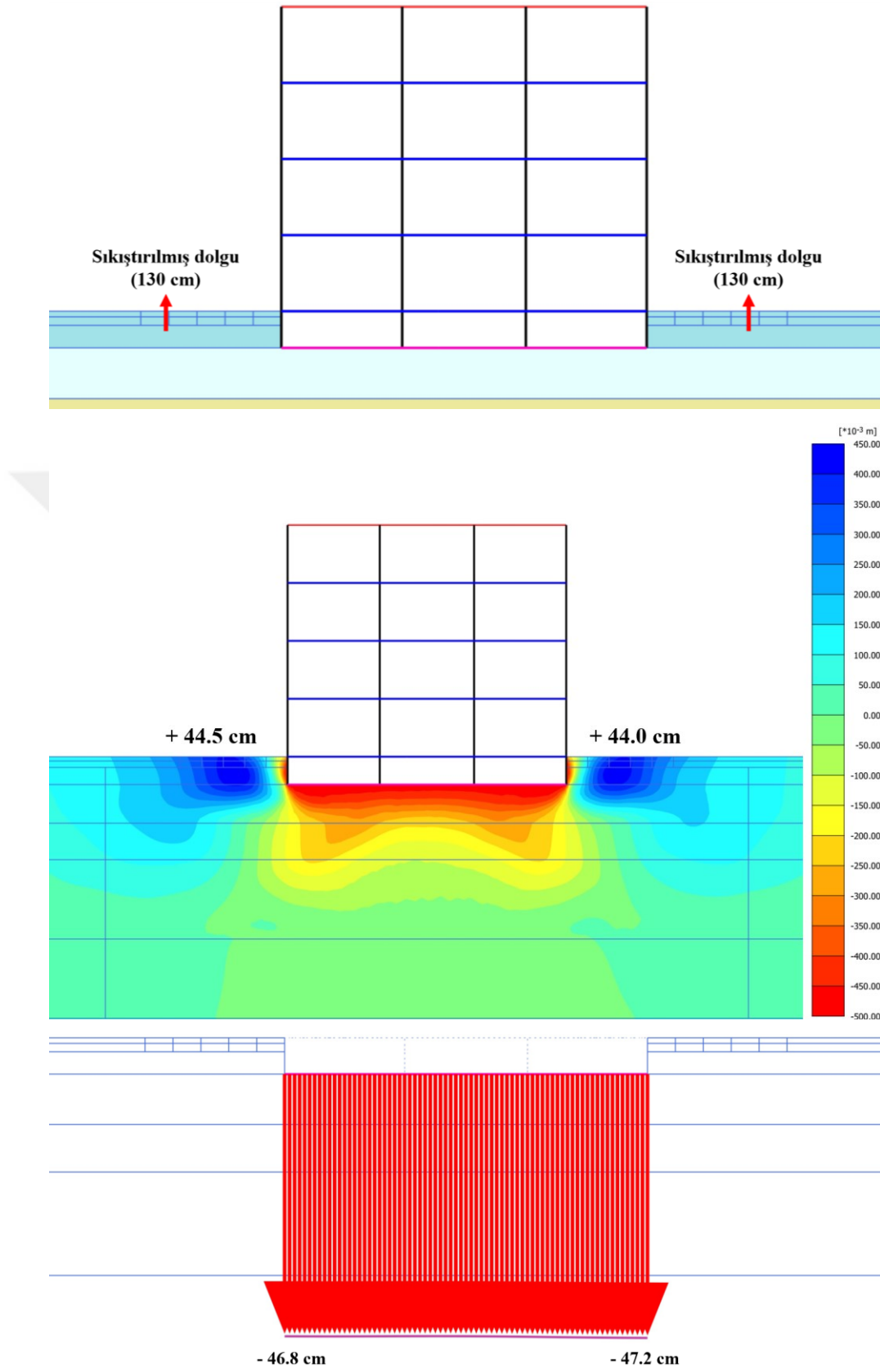
Şekil 4.27: Serbest arazi durumunda düşey deplasmanların dağılımı (u_y).

4.2.4. Farklı Kaplama Konfigürasyonlarının Modelin Davranışına Etkisi

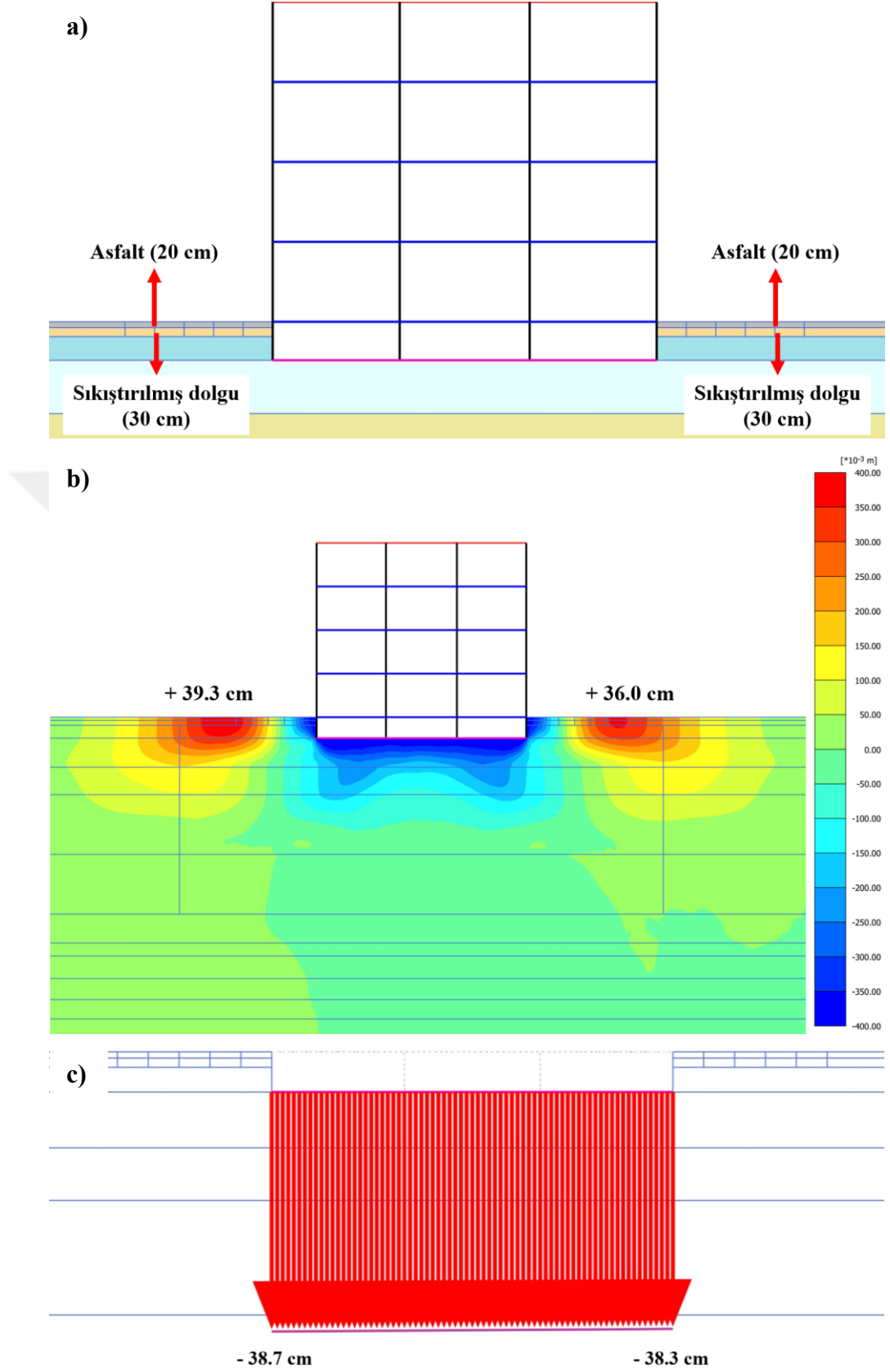
Referans analiz modellendikten sonra referans analizde hiç kaplama bulunmaması ve simetrik, yüksek rijitlikli bir kaplama bulunması ile asimetrik kaplama konfigürasyonunun (bir taraf yüksek rijitlikte, bir taraf düşük rijitlikte) referans analiz ve bitişik bina sırasına etkileri incelenmiştir. Düşük rijitlikli kaplama referans analizde bahçe tarafı için kullanılan kaplama (Stabilize malzeme, 50 cm) ile aynı seçilirken, yüksek rijitlikli kaplama 20 cm asfalt ardından 30 cm sıkıştırılmış dolgu olarak modellenmiştir. Yüksek rijitlikli kaplamamanın malzeme parametreleri FHWA (2006)'ya uygun olarak seçilmiş ve Tablo 4.8'de verilmiştir. Analizlerde kullanılan binalar referans analizdeki bina ile aynıdır.

Tablo 4.8: Farklı kaplama konfigürasyonları ile yapılan analizlerde kaplamalar için seçilen parametreler.

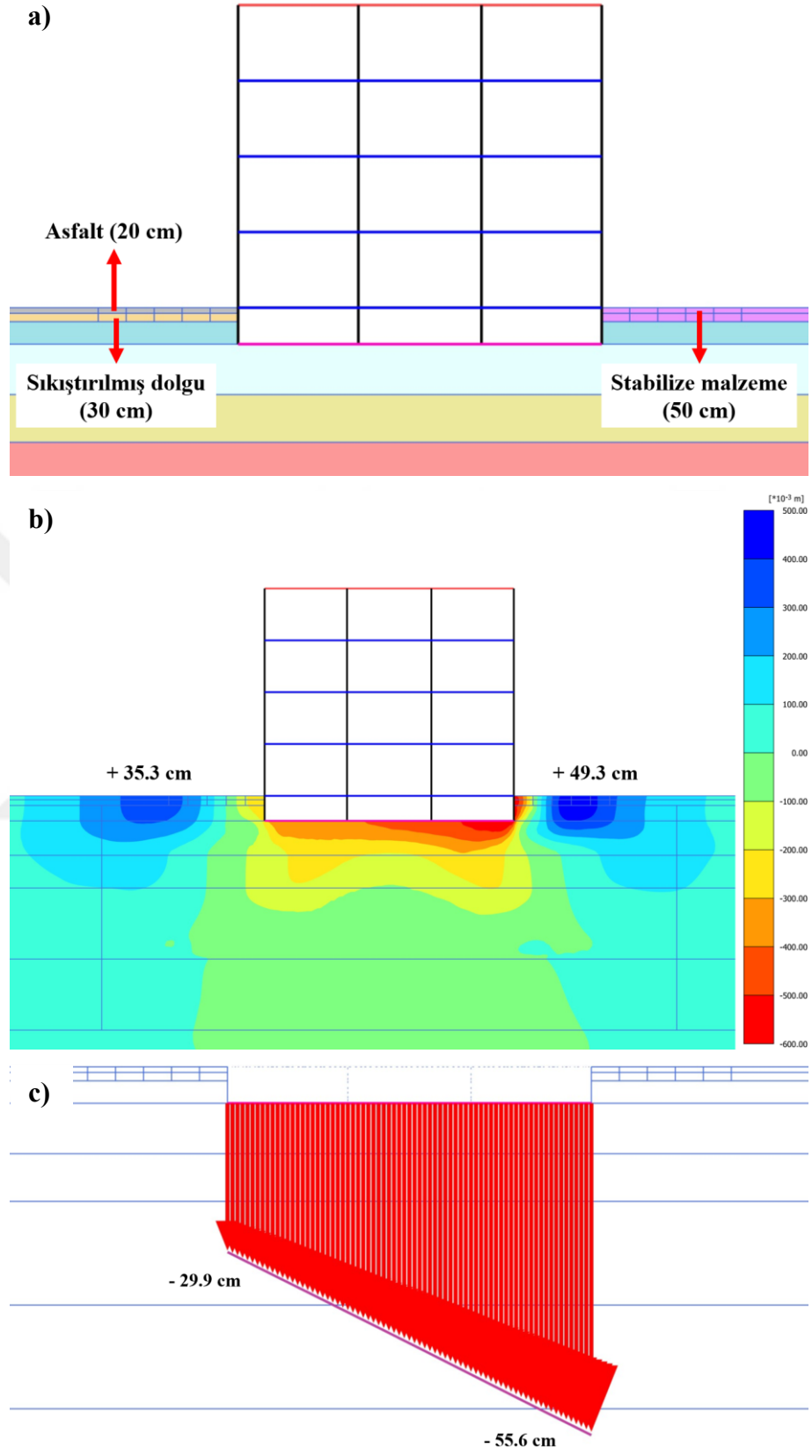
Parametre	Sembol	Birim	Asfalt	Sıkıştırılmış Dolgu	Stabilize Malzeme
Malzeme modeli			Generalized Hardening Soil	Generalized Hardening Soil	Generalized Hardening Soil
Drenaj tipi			Undrained A	Undrained A	Undrained A
Doğal birim hacim ağırlık	γ_{unsat}	kN/m^3	24.0	20.0	18.0
Doygun birim hacim ağırlık	γ_{sat}	kN/m^3	24.0	20.0	19.0
Başlangıç boşluk oranı	e_{init}	-	0.5	0.5	0.5
Sekant rijitliği	E_{50}	kN/m^2	320.0E3	60.0E3	10.0E3
Ödometre modülü	E_{oed}	kN/m^2	320.0E3	60.0E3	10.0E3
Yükleme – boşaltma rijitliği	E_{ur}	kN/m^2	960.0E3	180.0E3	30.0E3
Üstel sabit	m	-	0.5	0.5	0.5
Referans gerilme	P_{ref}	kN/m^2	1.0	3.4	3.0
Yükleme – boşaltma poisson oranı	ν_{ur}	-	0.2	0.2	0.2
Kayma modülü	G_0	kN/m^2	600.0E3	180.0E3	65.0E3
Eşik deformasyon değeri	$\gamma_{0.7}$	-	2.54E-5	1.49E-5	1.51E-6
Kohezyon	c'_{ref}	kPa	50	5	0
Kayma mukavemeti açısı	ϕ'	$^\circ$	35	34	32
Dilatasyon (genleşme) açısı	φ'	$^\circ$	5	4	2
Permeabilite	k	m/s	1.0E-9	1.0E-8	1.0E-8



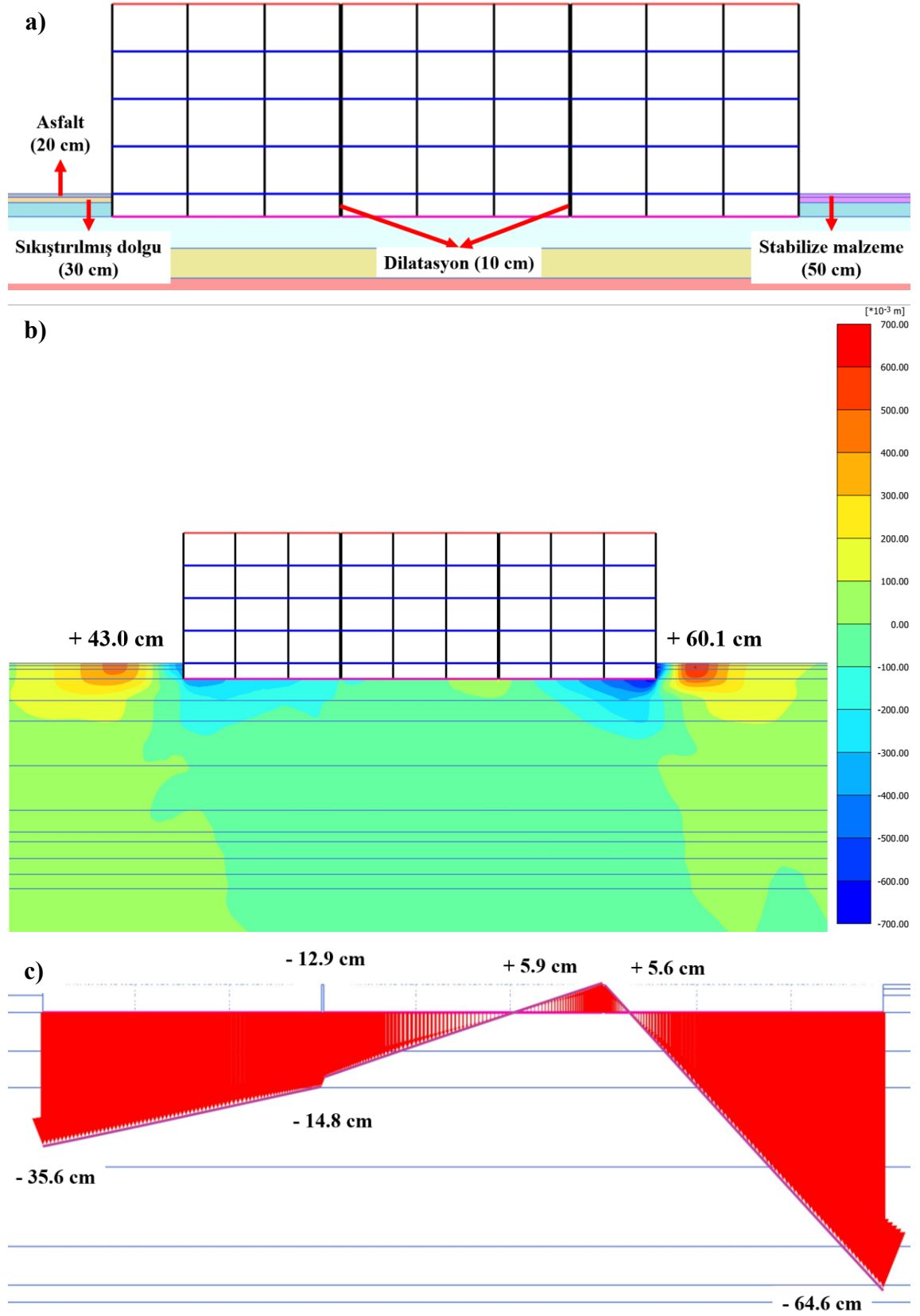
Şekil 4.28: Referans analizde kaplama olmaması durumunda a) bina konfigürasyonu, b) bina etrafında oluşan düşey deplasmanların (u_y) dağılımı, c) bina temellerinde oluşan düşey deplasmanlar (u_y).



Şekil 4.29: Referans analizde daha rijit ve simetrik bir kaplama olması durumunda a) bina konfigürasyonu, b) binalar etrafında oluşan düşey deplasmanların (u_y) dağılımı, c) bina temellerinde oluşan düşey deplasmanlar (u_y).



Şekil 4.30: Referans analizde kaplamanın asimetrik olması durumunda a) bina konfigürasyonu, b) binalar etrafında oluşan düşey deplasmanların (u_y) dağılımı, c) bina temellerinde oluşan düşey deplasmanlar (u_y).



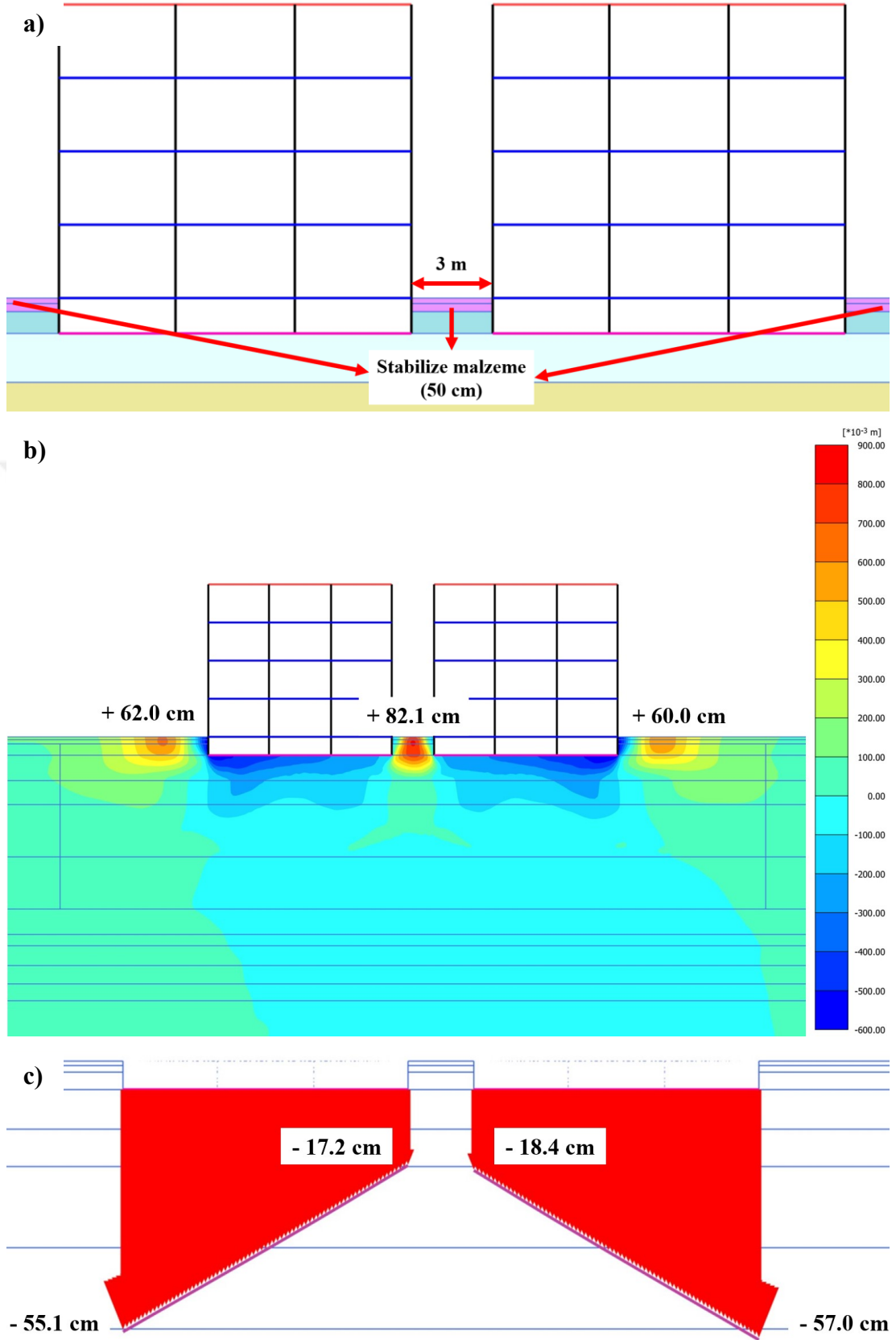
Şekil 4.31: Bitişik 3 binanın çevre kaplamanın asimetrik olması durumunda a) bina konfigürasyonu, b) binalar etrafında oluşan düşey deplasmanların (u_y) dağılımı, c) bina temellerinde oluşan düşey deplasmanlar (u_y).

4.2.5. Farklı Bina Konfigürasyonlarının Modelin Davranışına Etkisi

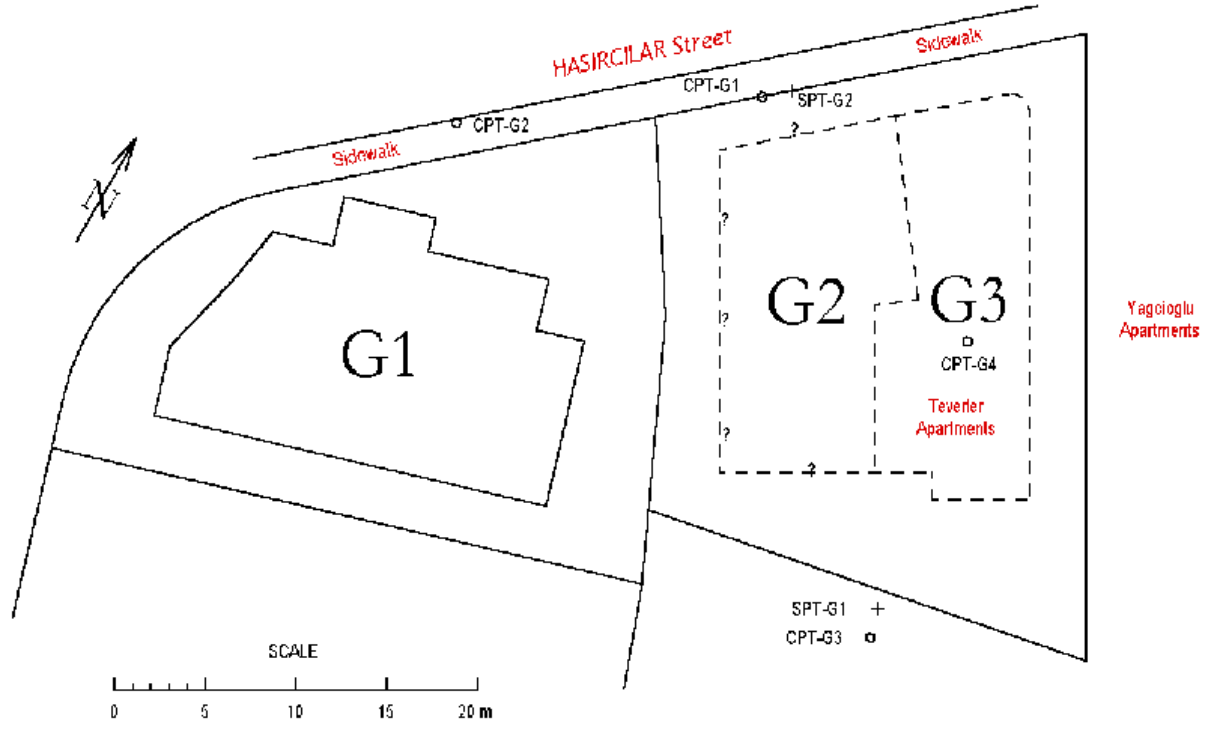
Son olarak yapı – yapı etkileşimlerinin etkisinin anlaşılması için referans modelin üzerinde farklı yapı konfigürasyonları kullanılarak analizler yapılmış ve kabarma / oturma oranlarındaki değişimler takip edilmiştir. Analizlerde kullanılan binalar referans analizdeki bina ile aynıdır. Kaplama referans analizde bahçe tarafı için kullanılan kaplama (Stabilize malzeme, 50 cm) ile aynıdır ve simetrik olarak modellenmiştir. Sadece farklı bina konfigürasyonlarının etkisinin görülebilmesi için kaplamalar tüm analizlerde aynı kalınlık ve malzeme özellikleri kullanılmış ve kaplamalar simetrik olarak modellenmiştir. Bitişik binalar modellenirken, binalar arasında 10 cm dilatasyon boşluğu bırakılmış ve binalar arasında kabarmayı tutmak amaçlı lineer (doğrusal elastik) bünye modeli ile yüksek rijitlikli malzeme tanımlanmıştır.

Tablo 4.9: Farklı bina konfigürasyonları ile yapılan analizlerde kaplama için seçilen parametreler.

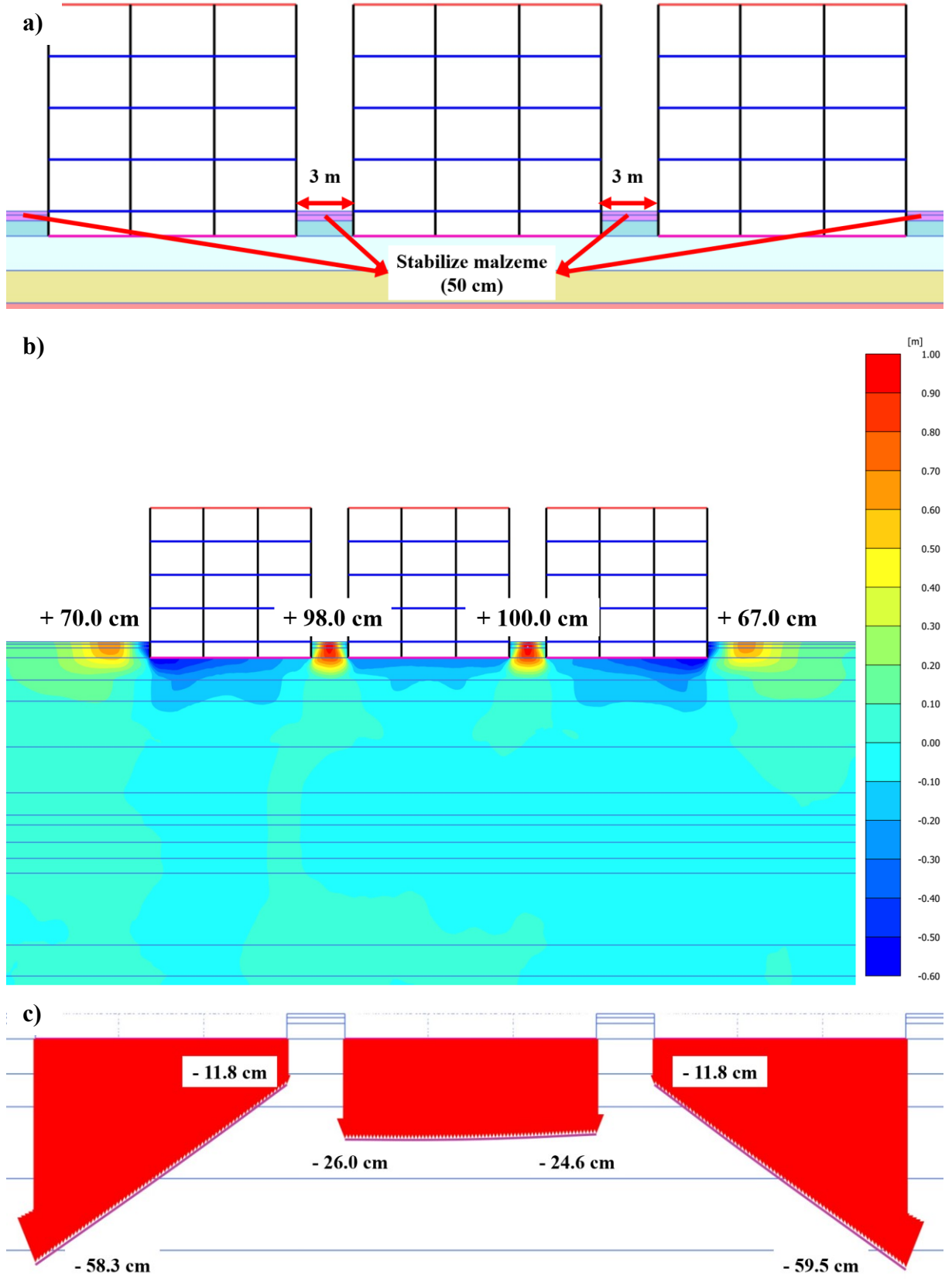
Parametre	Sembol	Birim	Stabilize Malzeme
Malzeme modeli			Generalized Hardening Soil
Drenaj tipi			Undrained A
Doğal birim hacim ağırlık	γ_{unsat}	kN/m^3	18.0
Doygun birim hacim ağırlık	γ_{sat}	kN/m^3	19.0
Başlangıç boşluk oranı	e_{init}	-	0.5
Sekant rijitliği	E_{50}	kN/m^2	10.0E3
Ödometre modülü	E_{oed}	kN/m^2	10.0E3
Yükleme – boşaltma rijitliği	E_{ur}	kN/m^2	30.0E3
Üstel sabit	m	-	0.5
Referans gerilme	P_{ref}	kN/m^2	3.0
Yükleme – boşaltma poisson oranı	ν_{ur}	-	0.2
Kayma modülü	G_0	kN/m^2	65.0E3
Eşik deformasyon değeri	$\gamma_{0.7}$	-	1.51E-6
Kohezyon	c'_{ref}	kPa	0
Kayma mukavemeti açısı	ϕ'	$^{\circ}$	32
Dilatasyon (genleşme) açısı	ϕ'	$^{\circ}$	2
Permeabilite	k	m/s	1.0E-8



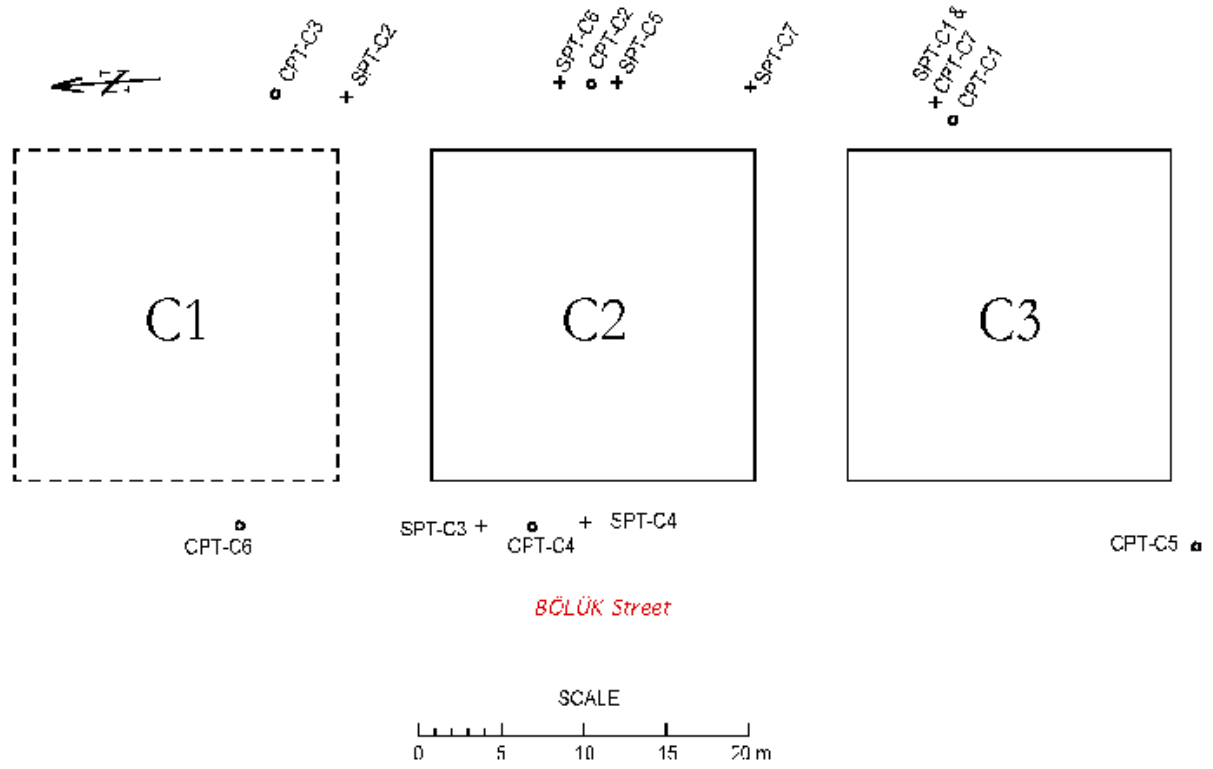
Şekil 4.32: Yan yana 2 bina olması durumunda a) bina konfigürasyonu, b) binalar etrafında oluşan düşey deplasmanların (u_y) dağılımı, c) bina temellerinde oluşan düşey deplasmanlar (u_y).



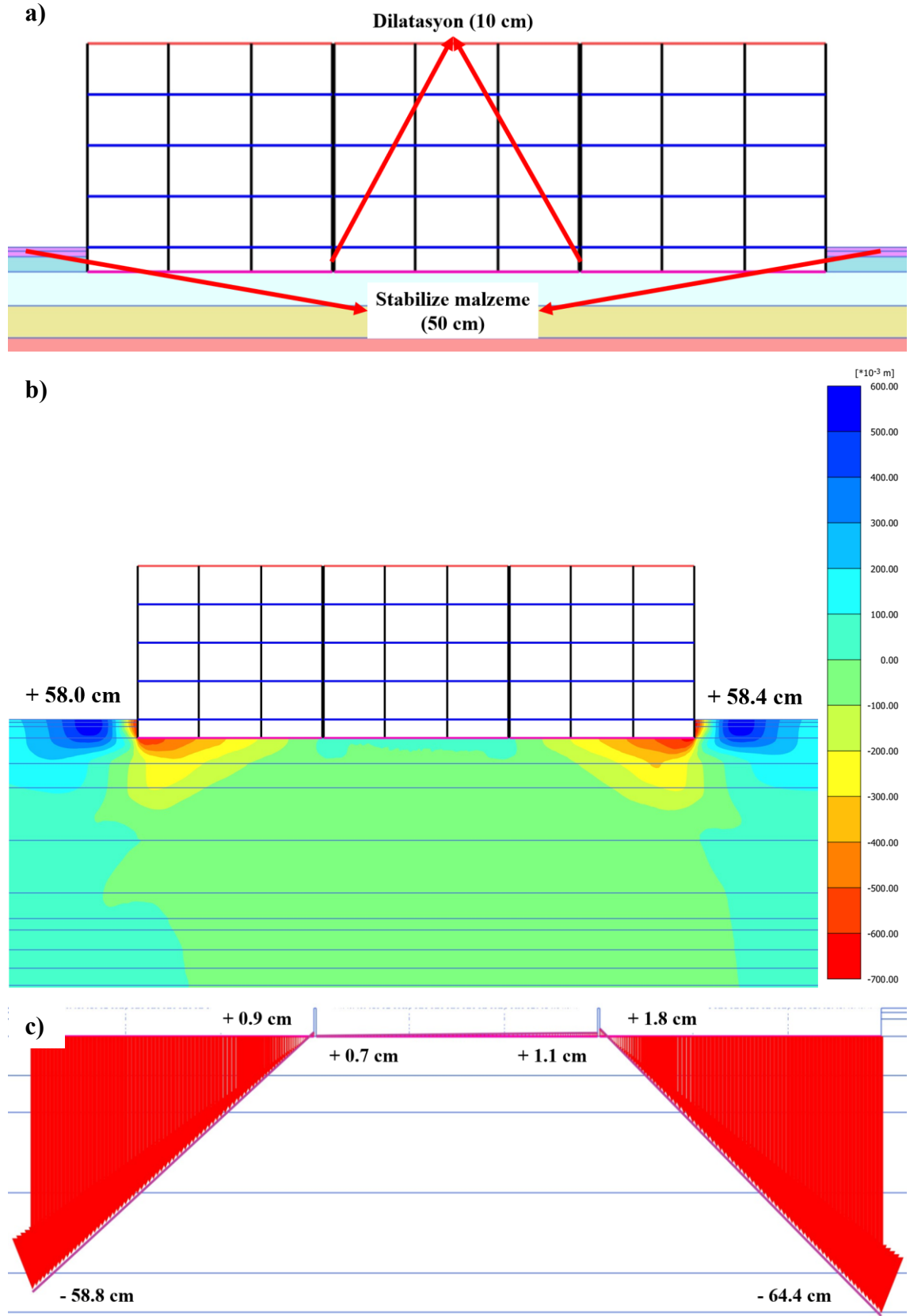
Şekil 4.33: Adapazarı'ndaki bitişik nizam olarak inşa edilmiş yapıların, sıvılaşma nedeniyle aldığı hasara bir örnek (apps.peer.berkeley.edu, Erişim tarihi: 15 Temmuz 2022).



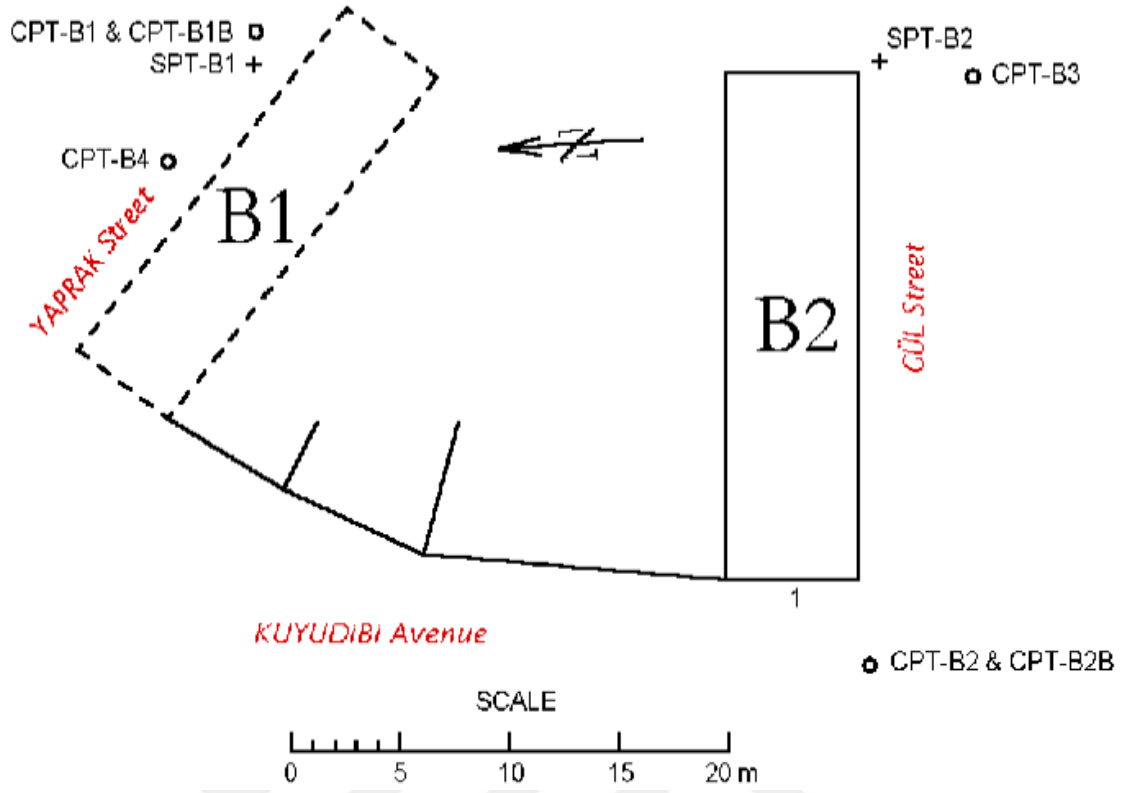
Şekil 4.34: Yan yana 3 bina olması durumunda a) bina konfigürasyonu, b) binalar etrafında oluşan düşey deplasmanların (u_y) dağılımı, c) bina temellerinde oluşan düşey deplasmanlar (u_y).



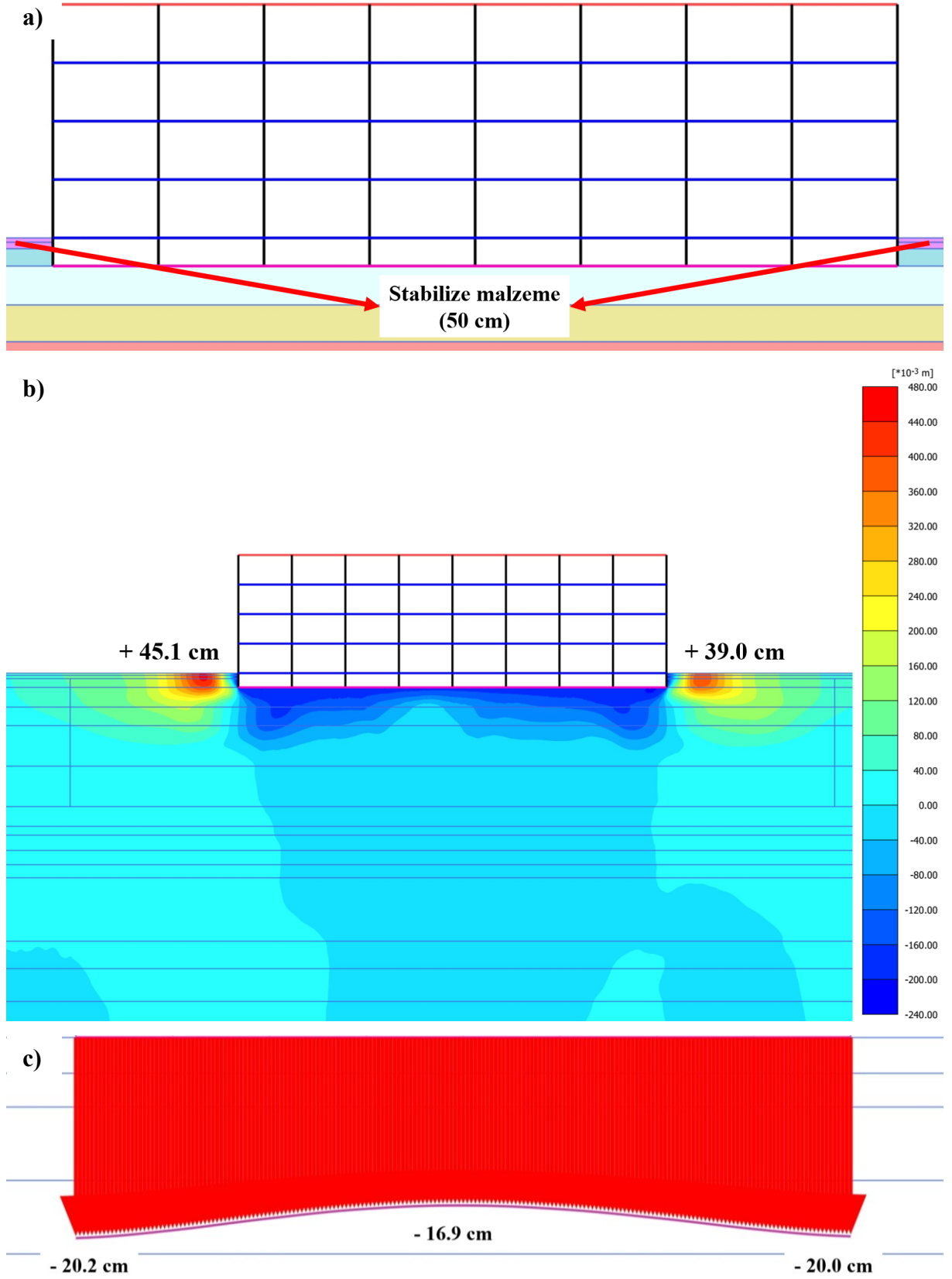
Şekil 4.35: Adapazarı'ndaki boşluklu bina sıralarında, sınılaşma sonucu binalar arasında oluşan kabarmaya bir örnek (apps.peer.berkeley.edu, Erişim tarihi: 15 Temmuz 2022).



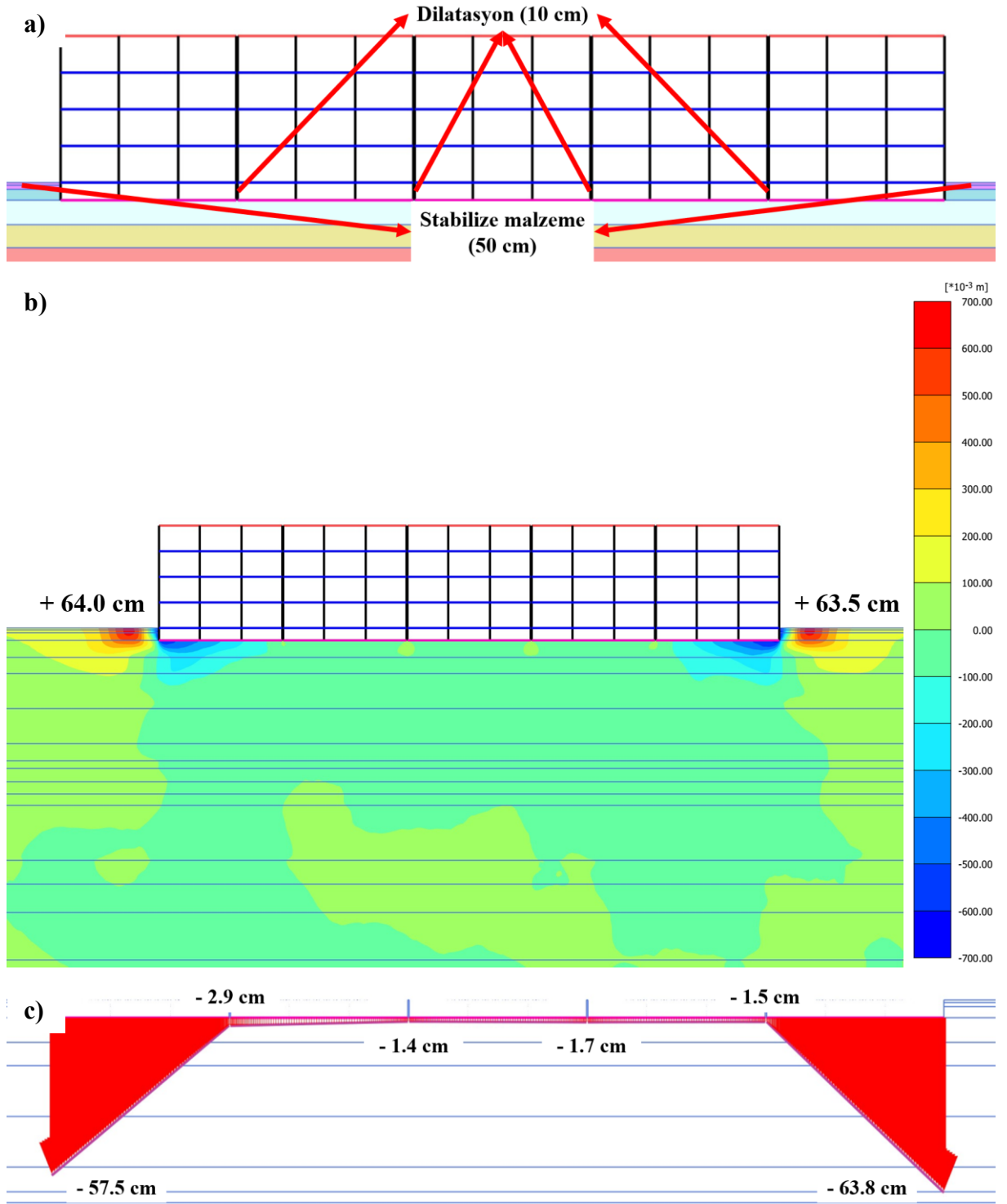
Şekil 4.36: Bitişik 3 bina olması durumunda a) bina konfigürasyonu, b) binalar etrafında oluşan düşey deplasmanların (u_y) dağılımı, c) bina temellerinde oluşan düşey deplasmanlar (u_y).



Şekil 4.37: Adapazarı'ndaki bitişik nizam yapılarda uçlarda kalan yapıların, sıvılaşma nedeniyle aldığı hasara bir örnek (apps.peer.berkeley.edu, Erişim tarihi: 15 Temmuz 2022).

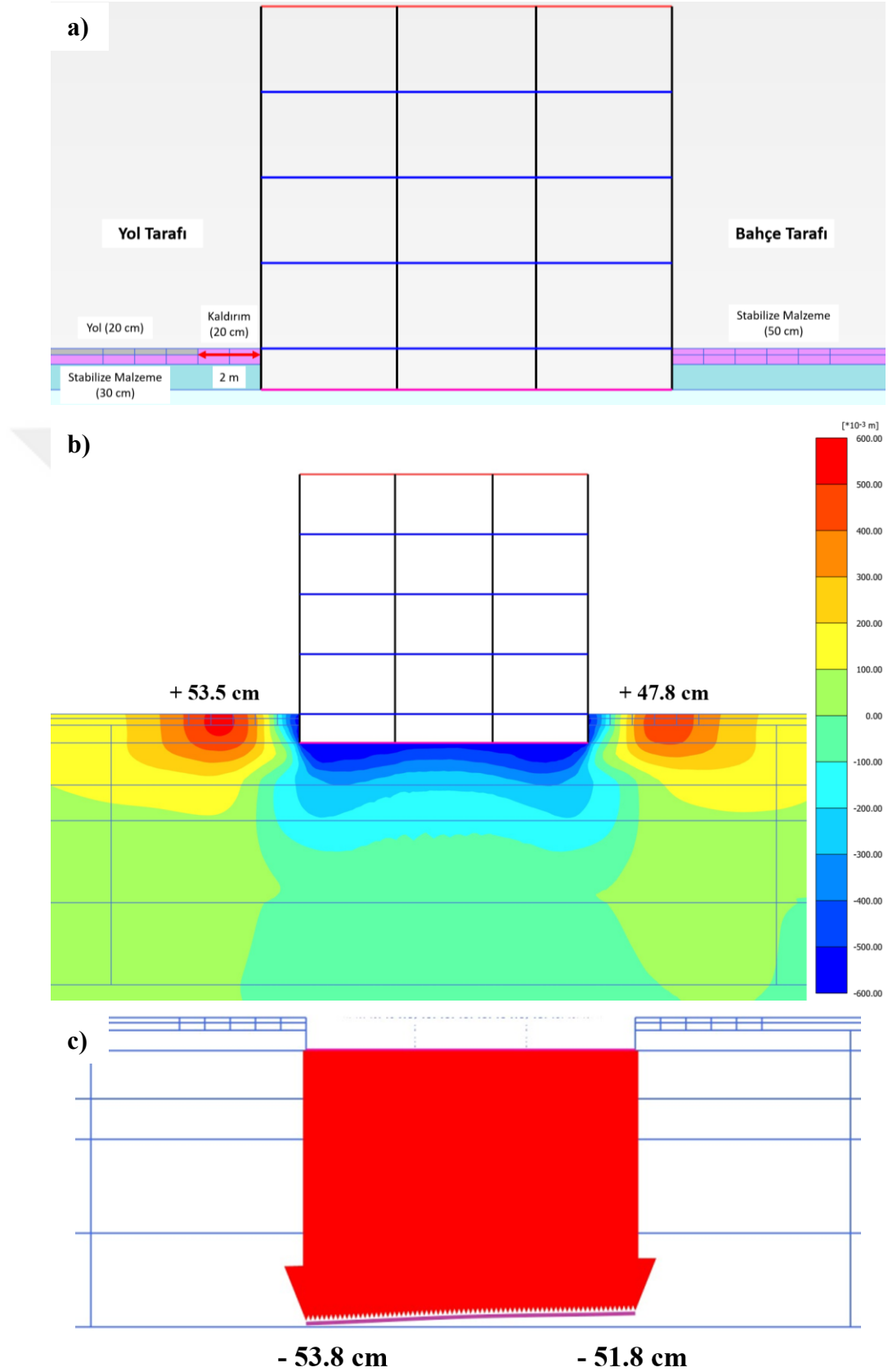


Şekil 4.38: 3 bina genişliğinde tek bina olması durumunda a) bina konfigürasyonu, b) binalar etrafında oluşan düşey deplasmanların (u_y) dağılımı, c) bina temellerinde oluşan düşey deplasmanlar (u_y).

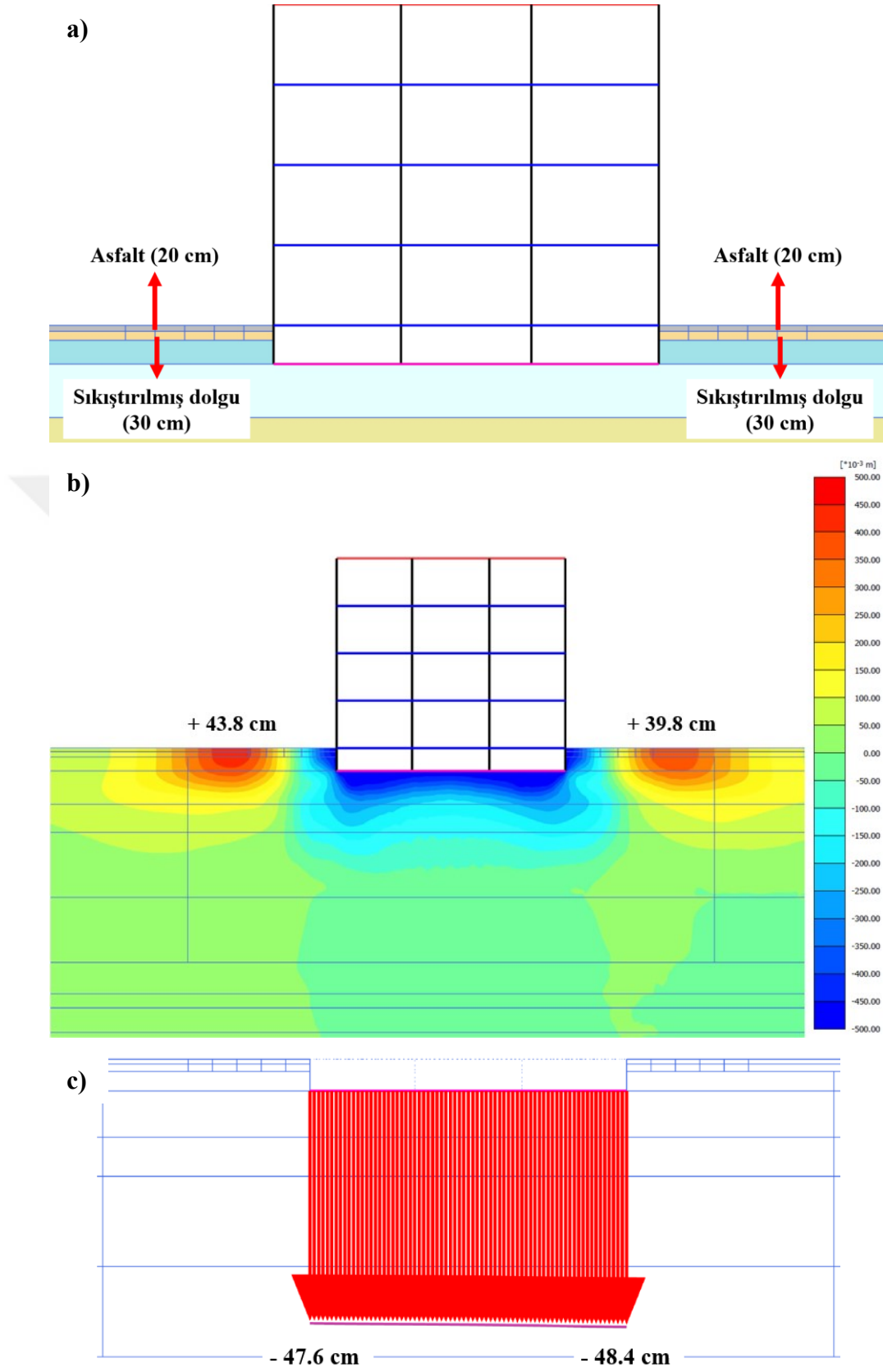


Şekil 4.39: Bitişik 5 bina olması durumunda a) bina konfigürasyonu, b) binalar etrafında oluşan düşey deplasmanların (u_y) dağılımı, c) bina temellerinde oluşan düşey deplasmanlar (u_y).

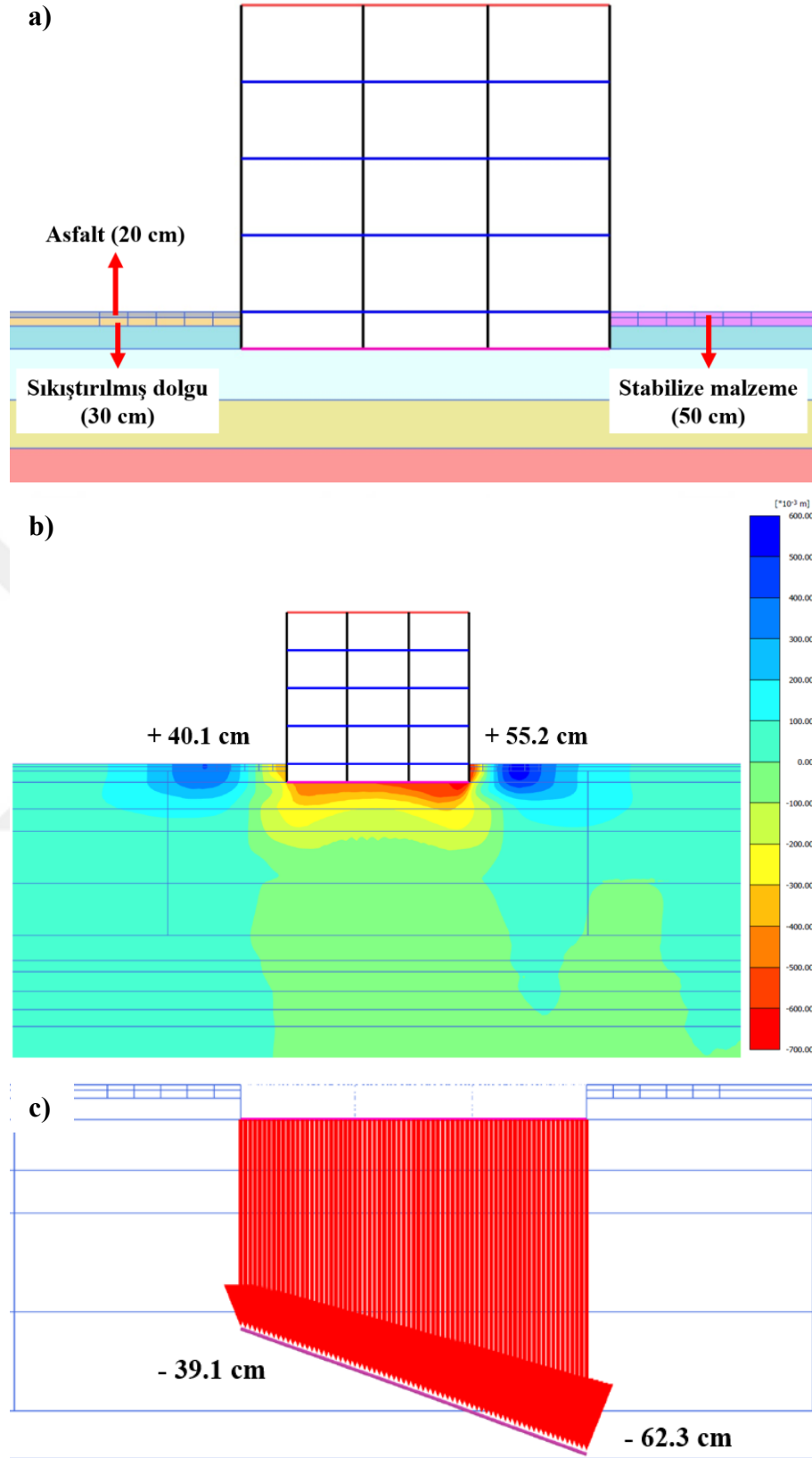
4.2.6. 3 Tabakalı Sistem Analizleri



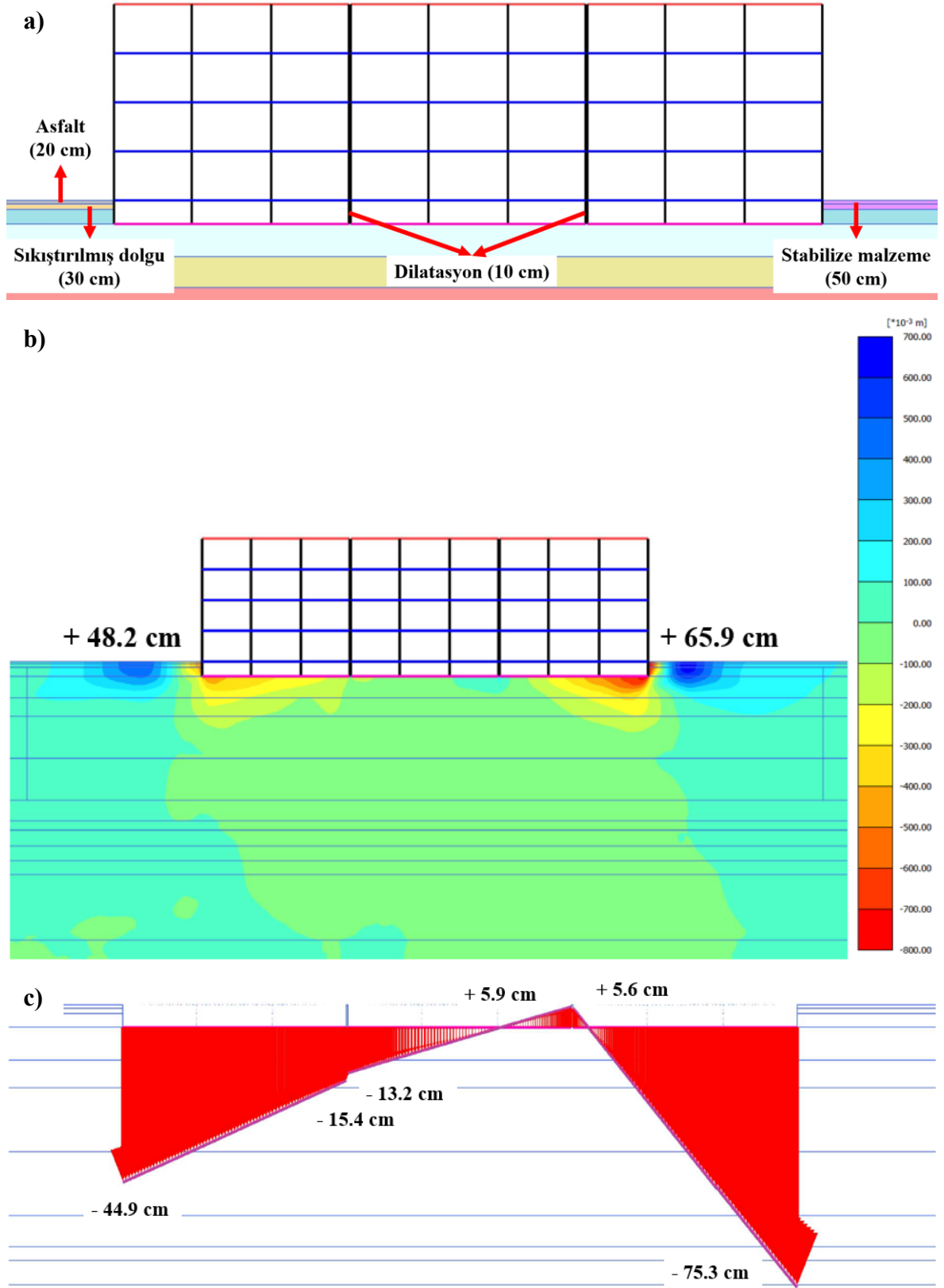
Şekil 4.40: 3 tabakalı analizde referans durum a) bina konfigürasyonu, b) binalar etrafında oluşan düşey deplasmanların (u_y) dağılımı, c) bina temellerinde oluşan düşey deplasmanlar (u_y).



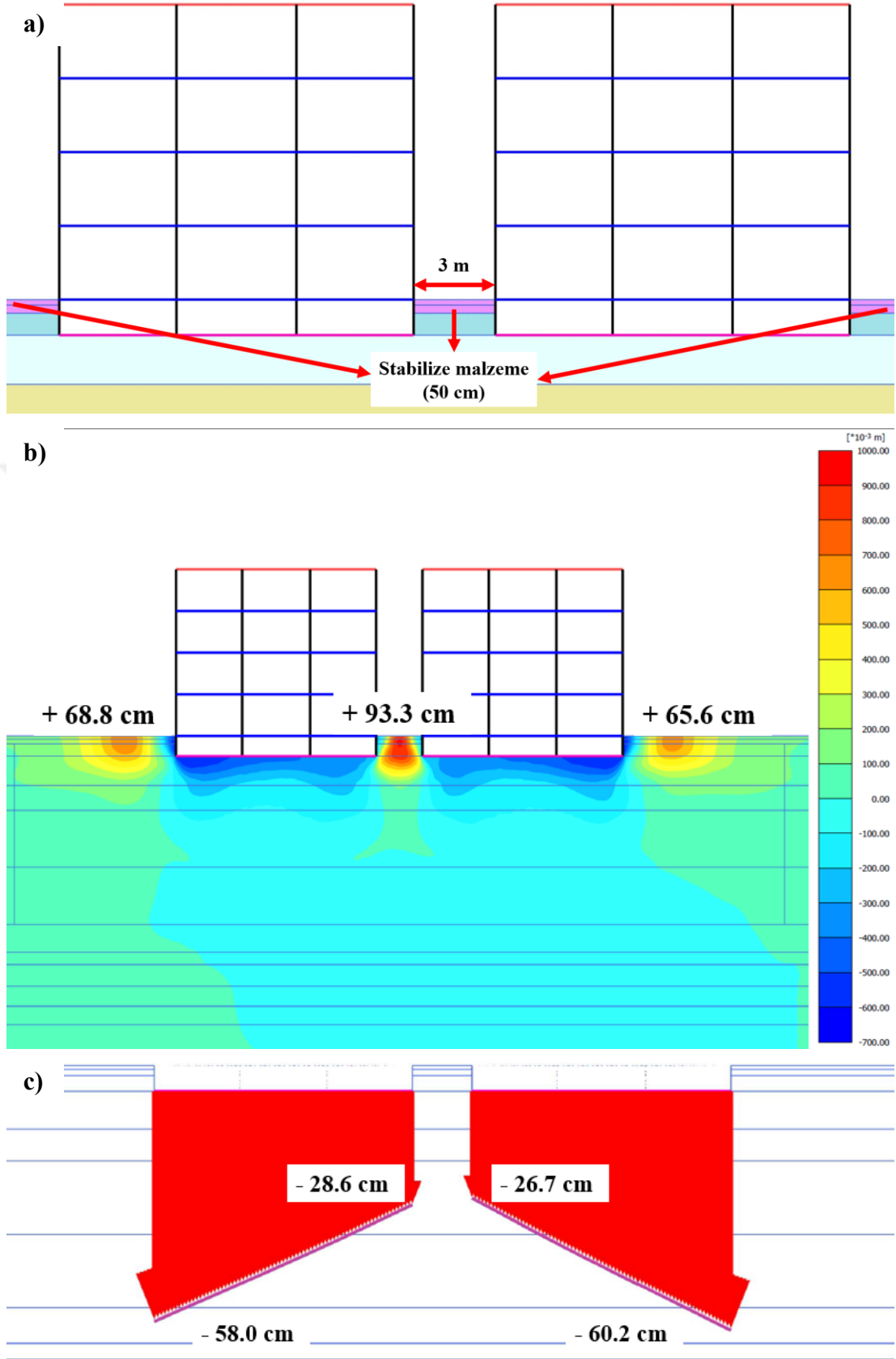
Şekil 4.41: 3 tabakalı analizde daha rijit ve simetrik bir kaplama olması durumunda a) bina konfigürasyonu, b) binalar etrafında oluşan düşey deplasmanların (u_y) dağılımı, c) bina temellerinde oluşan düşey deplasmanlar (u_y).



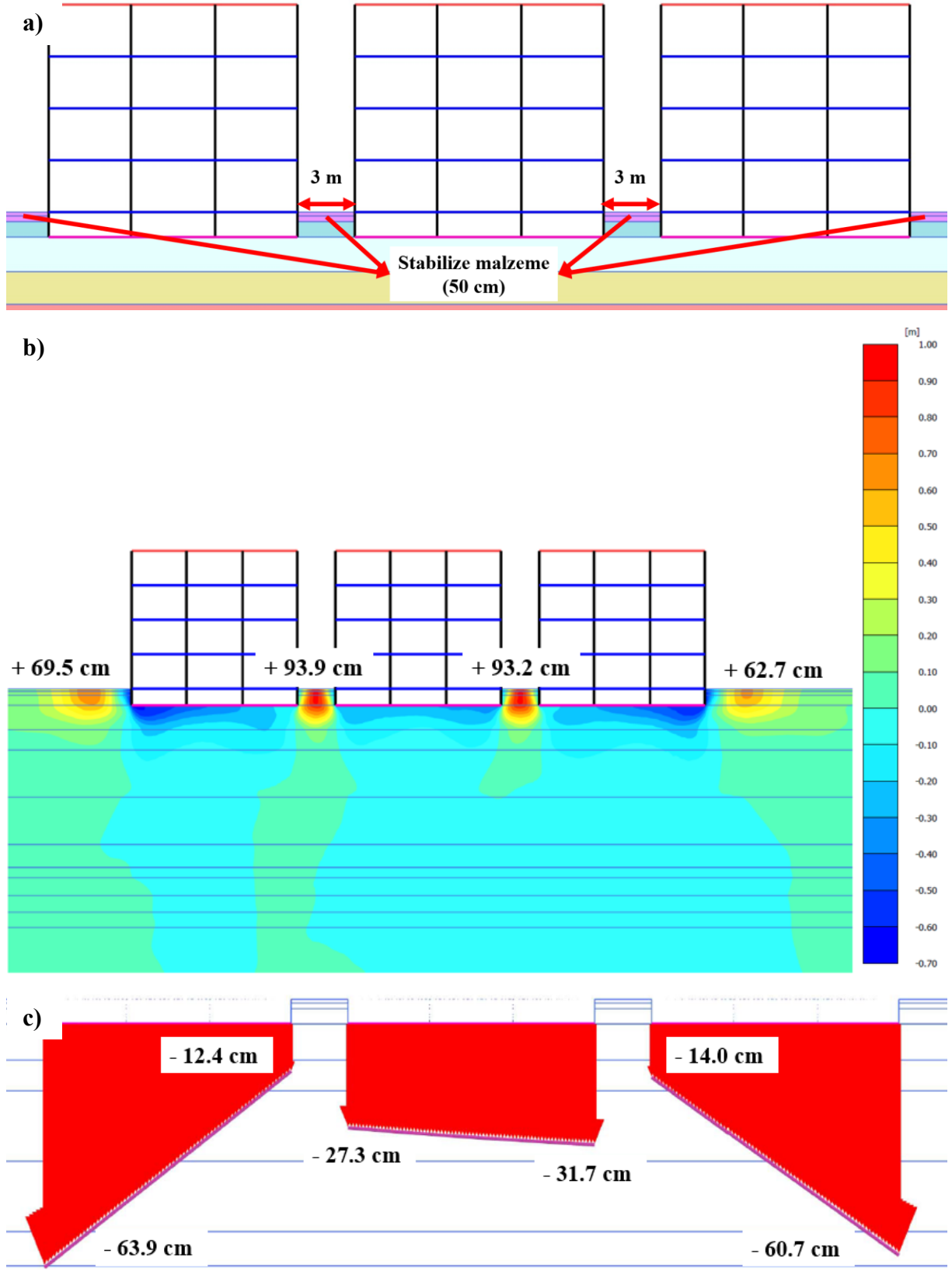
Şekil 4.42: 3 tabakalı analizde kaplamanın asimetrik olması durumunda a) bina konfigürasyonu, b) binalar etrafında oluşan düşey deplasmanların (u_y) dağılımı, c) bina temellerinde oluşan düşey deplasmanlar (u_y).



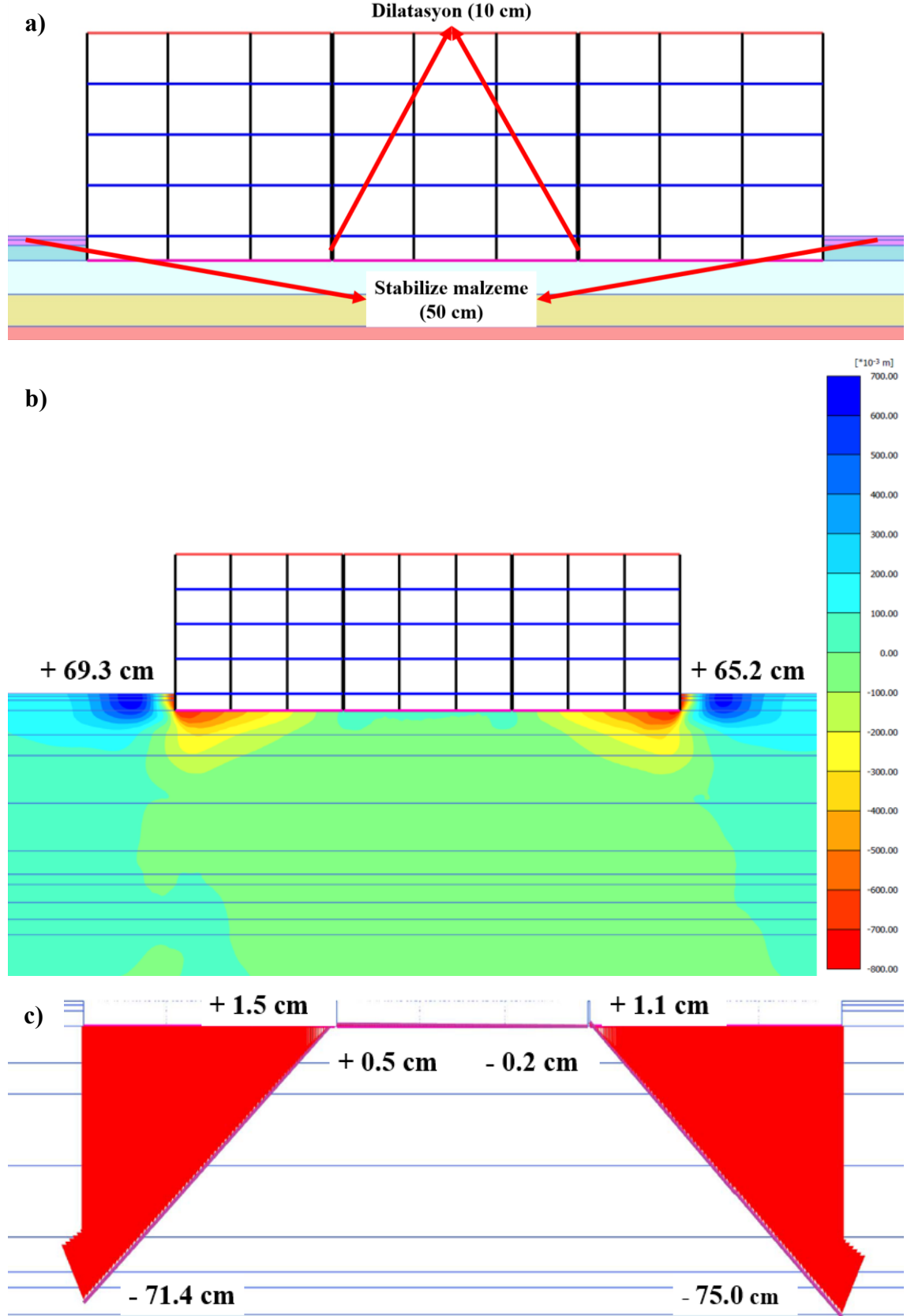
Şekil 4.43: 3 tabakalı analizde, bitişik 3 binanın çevre kaplamanın asimetrik olması durumunda a) bina konfigürasyonu, b) binalar etrafında oluşan düşey deplasmanların (u_y) dağılımı, c) bina temellerinde oluşan düşey deplasmanlar (u_y).



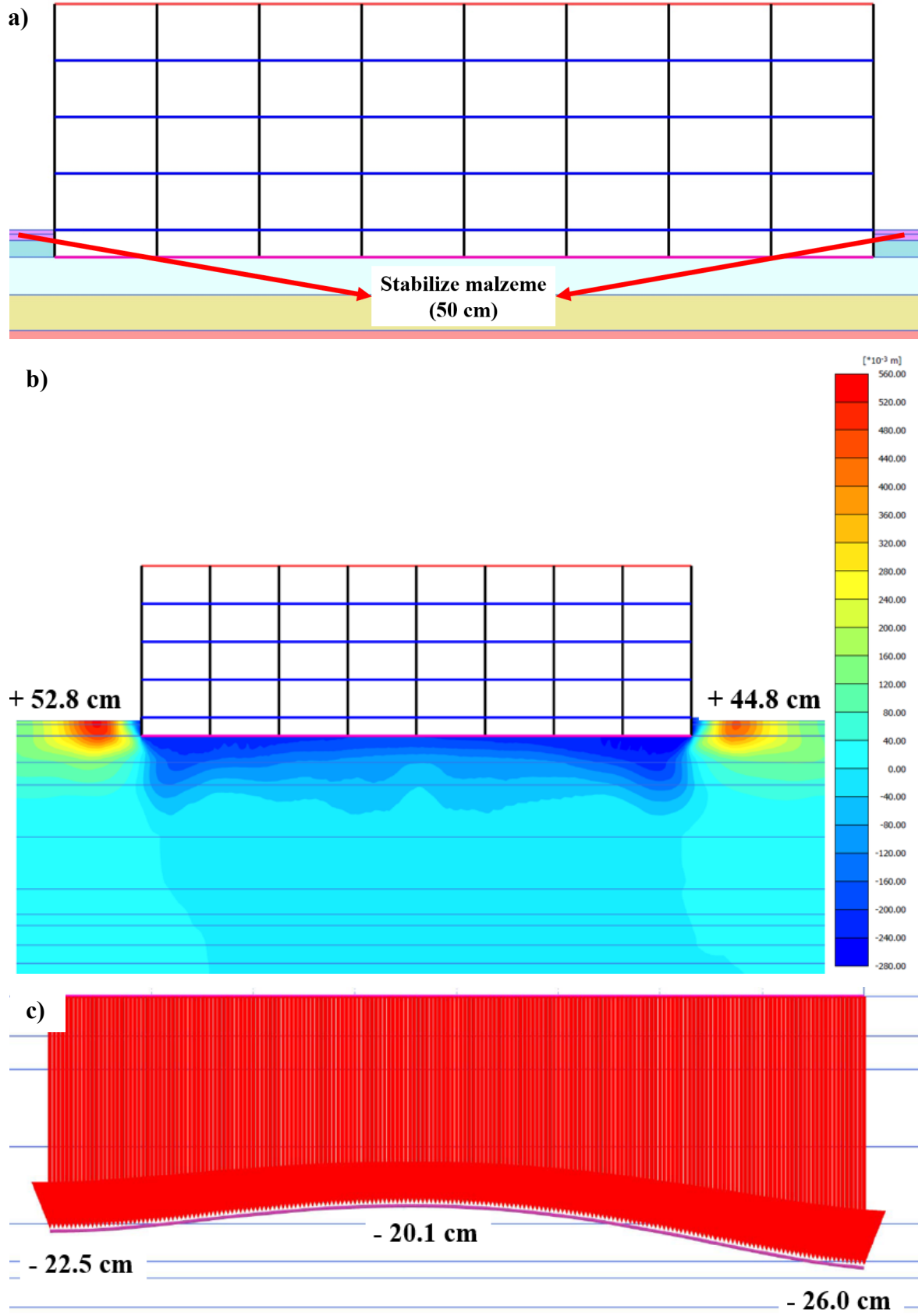
Şekil 4.44: 3 tabakalı analizde, yan yana 2 bina olması durumunda a) bina konfigürasyonu, b) binalar etrafında oluşan düşey deplasmanların (u_y) dağılımı, c) bina temellerinde oluşan düşey deplasmanlar (u_y).



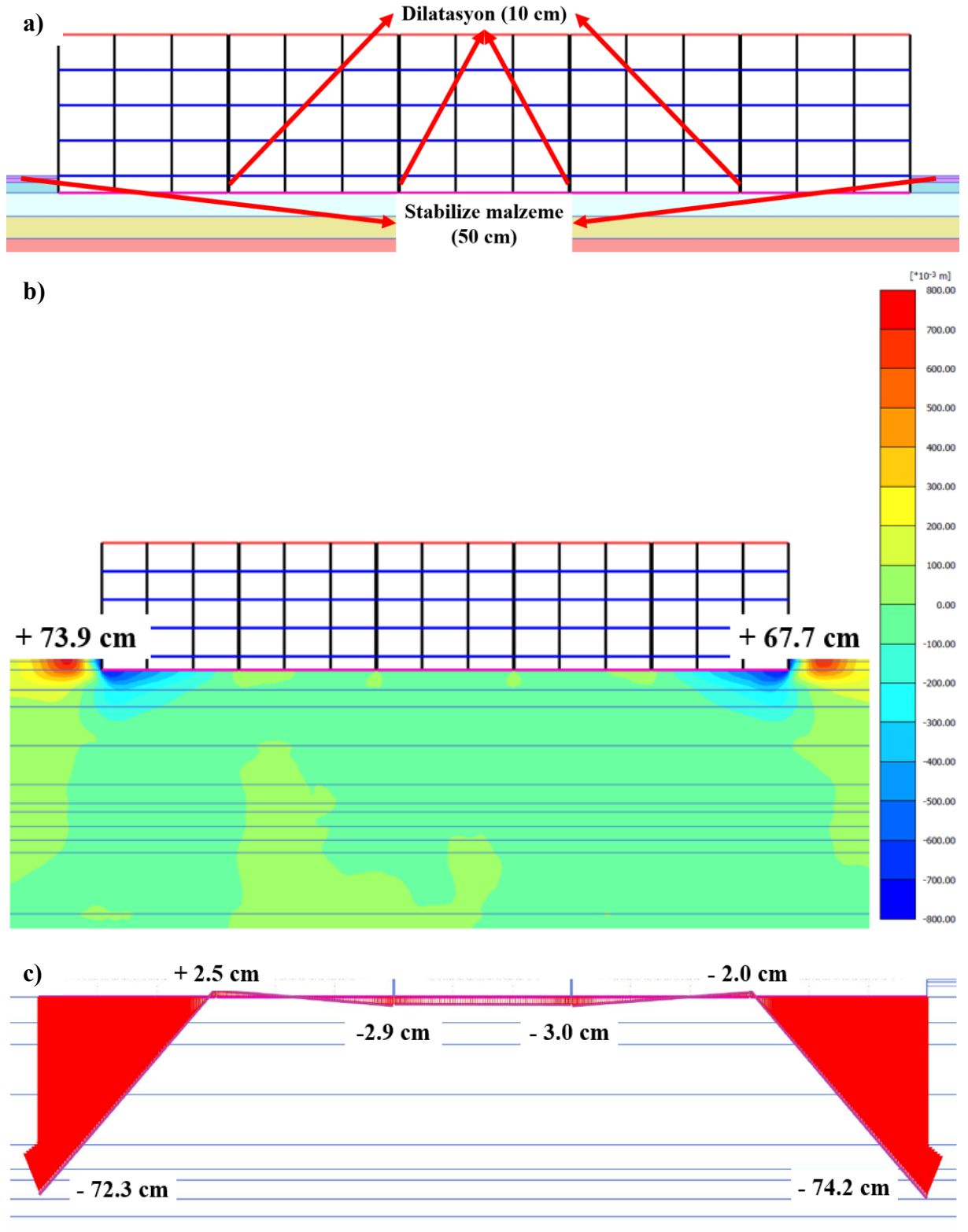
Şekil 4.45: 3 tabakalı analizde, yan yana 3 bina olması durumunda a) bina konfigürasyonu, b) binalar etrafında oluşan düşey deplasmanların (u_y) dağılımı, c) bina temellerinde oluşan düşey deplasmanlar (u_y).



Şekil 4.46: 3 tabakalı analizde bitişik 3 bina olması durumunda a) bina konfigürasyonu, b) binalar etrafında oluşan düşey deplasmanların (u_y) dağılımı, c) bina temellerinde oluşan düşey deplasmanlar (u_y).



Şekil 4.47: 3 tabakalı analizde, 3 bina genişliğinde tek bina olması durumunda a) bina konfigürasyonu, b) binalar etrafında oluşan düşey deplasmanların (u_y) dağılımı, c) bina temellerinde oluşan düşey deplasmanlar (u_y).



Şekil 4.48: 3 tabakalı analizde, bitişik 5 bina olması durumunda a) bina konfigürasyonu, b) binalar etrafında oluşan düşey deplasmanların (u_y) dağılımı, c) bina temellerinde oluşan düşey deplasmanlar (u_y).

5. TARTIŞMA

Bu bölümde F sahası için analitik ve numerik yöntemler ile bulunan sonuçlar, deprem sonrasında sahada yapılan gözlem sonuçları ile beraber değerlendirilecektir. Bu ilk değerlendirmenin ardından referans analiz üzerinde denenen farklı bina kombinasyonlarının modelin performansına etkisi yapı – zemin ve yapı – yapı etkileşimleri yönünden irdelenecektir.

5.1. ANALİTİK ANALİZLERİN DEĞERLENDİRİLMESİ

5.1.1. Sıvılaşma Potansiyelinin Değerlendirilmesi

Sahada karşılaşılan tabakaların ilk olarak; zemin davranış indeksi, I_c değerlerine (Robertson ve Wride, 1998) ve plastisite indeksi, PI değerlerine (Boulanger ve Idriss, 2006) bağlı olarak dinamik yükler altında kum gibi mi, kil gibi mi davranacağı belirlenmiştir (Şekil 4.1). Daha sonraki aşamada kum gibi davranan tabakalar ile geçiş bölgesinde kalan tabakalar daha önce detaylı olarak açıklanan Seed ve diğ. (2003), Bray ve Sancio (2006) ve Bilge (2010) tarafından önerilen sıvılaşma kriterleri kullanılarak değerlendirilmiştir (Tablo 4.1).

Tüm değerlendirmeler ilk 20 metre içerisindeki zeminler için yapılmıştır. Ancak 12 metreden sonra alınmış zemin numunesi olmadığı için, 12 metrenin altındaki tabakaların Atterberg Limitleri bilinmemektedir. Bu nedenle; Seed ve diğ. (2003), Bray ve Sancio (2006) ve Bilge (2010) tarafından önerilen sıvılaşma kriterleri sadece ilk 12 metreye kadar karşılaşılan tabakalarda uygulanabilmektedir.

Şekil 4.1’de verilen zemin davranış indeksi dağılımları ile Tablo 4.1’de verilen sıvılaşma potansiyeli değerlendirmeleri birbirini destekler niteliktedir.

Şekil 4.1’de görüldüğü gibi isimleri turuncu renk ile yazılan tabaklar potansiyel olarak sıvılaşabilir zeminlerdir. Cubrinovski ve diğ. (2018), ilk 10 m içerisinde sıvılaşma potansiyeli yüksek olan ($q_{c1Ncs} \approx 80 - 86$) zemin istiflerinin bulunması halinde potansiyel yapısal hasarların arttığını göstermişlerdir. Bu nedenle ML (2) tabakası ile (-1.3 m ile -3.1 m arasında) SM/ML (4) tabakası (-4.8 m ile -8.5 m arasında) deprem sırasında oluşan yapı – zemin etkileşimini büyük ölçüde kontrol edecek tabakalardır. Cubrinovski ve diğ. (2018),

tabakalanmanın ilave boşluk sularının oluşumunda ve tabakalar içerisinde yayılmasında çok etkili olduğunu, -12.2 m ile -18.7 m arasında görüldüğü gibi sıvılaşma potansiyeli bulunan ve bulunmayan birimlerin, ince bantlar halinde ardalanmalı olarak görüldüğü vakalarda sıvılaşan zeminlerde göçmeye yol açabilecek boyutta ilave boşluk suyu basıncı birikiminin gözlenmediğini göstermişlerdir.

Şekil 4.1'den de görülebileceği gibi -3.1 m ile -4.8 metre arasında kalan CL (3) tabakasının büyük bir kısmı ve CH/MH (5) tabakasının -8.5 m ile -10.5 m arasında kalan bölümü 3. bölümde detaylı olarak açıklanan kum gibi davranıştan kil gibi davranışa geçişin belirsiz olduğu $2.6 < I_c < 2.8$ aralığında (Öztoprak ve diğ., 2019) kalmaktadır. Bu nedenle bu tabakanın sıvılaşma potansiyelinin belirlenmesinde ve Bilge (2010) tarafından ince daneli zeminler için önerilen sıvılaşma kriteri kullanılmıştır.

S-F1-4 numunesi CL (3) tabakasının ortasından, S-F15 numunesi ise CL (3) tabakası ile SM/ML (4) tabakaları arasındaki geçiş bölgesinden alınmıştır. Bu nedenle A ve B olmak üzere ikiye ayrılmıştır. Bilge (2010) tarafından ince daneli zeminler için önerilen sıvılaşma kriterine göre S-F1-4 numunesi sıvılaşma potansiyeli yok, S-F15A numunesi de sıvılaşma potansiyeli var olarak değerlendirilmiştir (Şekil 4.4). Tabaka ortasından alınan S-F1-4 numunesinin CL (3) tabakasını daha iyi temsil edeceği düşüncesiyle CL (3) tabakasını sıvılaşma potansiyeli olmayan bir tabaka olarak değerlendirilmiştir.

CH/MH (5) tabakasından alınan S-F1-10, S-F1-11 ve S-F1-12 numunelerinin tamamı tabakanın farklı özellikteki ince alt tabakalı yapısı nedeniyle A ve B olmak üzere ikiye ayrılmıştır. Bu 6 numuneden sadece tabakanın ortasında yer alan S-F1-11A ve CH/MH (5) tabakası ile Kum + Silt (6) tabakası sınırından alınan S-F1-12B numunesi sıvılaşabilir olarak değerlendirilmiştir (Şekil 4.4). Tabakanın ağırlıklı olarak sıvılaşma potansiyeli bulunmayan ince kil / silt alt tabakalardan oluşması nedeniyle bu tabaka da sıvılaşma potansiyeli olmayan bir tabaka olarak değerlendirilmiştir.

5.1.2. Basitleştirilmiş Sıvılaşma Analizlerinin Değerlendirilmesi

SPT (Tablo 4.2) ve CPT (Şekil 4.5) verileri kullanılarak yapılan basitleştirilmiş sıvılaşma analizler incelendiğinde sıvılaşan tabakaların birbirlerinin desteklediği ancak SPT verilerinden bulunan sıvılaşmaya karşı güvenlik kat sayıların (FS_L), CPT verilerinden bulunana sıvılaşmaya karşı güvenlik kat sayılarına (FS_L) göre daha yüksek hesaplandığı görülmüştür. Bunun nedenin

zemin istifinin ince tabakalı yapısının CPT'ye göre çok daha az hassas olan SPT ile yakalanamaması olduğu düşünülmektedir.

Şekil 4.1'den de görülebileceği sahadaki zemin profili farklı dayanımlara sahip ince alt tabakalardan oluşmaktadır. CPT ölçümleri esnasında bu alt ince tabakların çok sık rastlandığı birimlerden elde edilen uç direnci değerleri (qc) birimin gerçek özelliğini yansıtmamaktadır. Bu nedenle Robertson (2011) tarafından önerildiği bu durumun yaşandığı noktalar tespit edilmiş ve hatalı veriler ayıklanmıştır. Bu işlem sonucunda Şekil 4.6'dan da görülebildiği gibi, özellikle -8.5 m ile -18.7 m arasındaki geçiş bölgelerine düşen veri noktalarının büyük çoğunluğu filtrelenmiştir. Bu nedenle sahada sıvılaşmanın sadece ML (2) ve SM/ML (4) tabakalarında oluşacağı kabulü yapılmıştır.

Sıvılaşma indeksleri ve oturma tahminleri Tablo 4.3'de verilen idealize CPT profili kullanılarak yapılmıştır. Ayrıca 3. Bölümde parametreleri verilen, numerik analizlerde kullanılacak zemin istifi bu profile göre oluşturulmuştur.

Tablo 4.4'de verilen Sıvılaşma indeksleri (LPI ve LSN) zemin yüzeyinden ve temel altından olmak üzere iki şekilde hesaplanmıştır (Öztoprak vd.,2019). İki hesap yöntemi arasında en büyük değişimin LSN değerlerinde olduğu görülmüştür. Her iki yöntemle de LPI değerine göre çok yüksek hasar beklenmektedir. Ancak LSN değerine göre; zemin yüzeyinden yapılan hesapta “Orta dereceden şiddetliye kadar sıvılaşma görülür, zemin oturması yapıya zarar verebilir.” tanımı yapılırken temel altından yapılan hesapta “Çok şiddetli hasar, zeminde belirgin şekilde sıvılaşma görülür. Sert ve şiddetli oturmalar yapıya zarar verir.” tanımı yapılmaktadır. Sahada deprem sonrasında yapılan gözlem ve ölçümlere göre bina çevresindeki asfalta göre 90 cm oturmuş, batı yönünde 25 cm, kuzey yönünde 30 – 40 cm kaymış ve binanın çevresinde siltli kum (SM) olarak sınıflandırılabilen kum kaynamalarına rastlanmıştır (Sancio, 2003). Bu değerlendirmelere göre temel altından itibaren yapılan değerlendirmeler daha tutarlı sonuç vermiştir.

Sahada oluşması beklenen hacimsel oturma Ishihara ve Yoshimine (1992) yöntemine göre 12.32 cm, Zhang ve diğ. (2002) yöntemine göre de 12.36 cm olarak bulunmuştur. Kayma gerilmesi kaynaklı oturma tahmini ise Bray ve Macedo (2017) yöntemine göre minimum 18.5 cm, ortalama 30.5 cm, maksimum olarak da 50.3 cm olarak bulunmuştur. Ortalama değerler dikkate alındığında sahada oluşması muhtemel oturma $12.34 + 30.50 = 42.84$ cm olarak bulunmaktadır. Bu değer saha gözlemler ile elde edilen yaklaşık 45 cm oturma, yaklaşık 45 cm

kabarma durumundaki (Şekil 3.7) oturma değerine oldukça yakındır. Ancak mevcut analitik yöntemler ile kabarmanın mertebesi hakkında tutarlı bir tahmin yapmak mümkün değildir.

Bu vaka analizi, uygulamada sıklıkla ihmal edilen kayma gerilmesi kaynaklı oturma değerlendirilmesinin özellikle sıvılaşabilir siltlerin bulunduğu vakalarda ihmal edilmemesi gerektiğini göstermektedir.

5.2. NUMERİK ANALİZLERİN DEĞERLENDİRİLMESİ

5.2.1. PM4Sand ve UBC3D-PLM Bünye Modellerinin Performansının Değerlendirilmesi

PM4Sand modeli konsolidasyonlu dinamik analiz opsiyonu ile birlikte kullanıldığında; modelde noktasal olarak büyük boşluk suyu basıncı birikimleri ve buna bağlı büyük noktasal deformasyonlar olduğu gözlenmiştir. Bu durum beraberinde, sayısal analiz için oluşturulan sonlu eleman ağında bulunan her bir elemanın (mesh) geometrik olarak bozulmasına ve modelin durmasına sebep olmuştur. Bu nedenle sadece dinamik analiz opsiyonu kullanılarak yapılan analizler dikkate alınmıştır.

PM4Sand ile yapılan analizlerde bulunan düşey deplasman değerlerinin, UBC3D-PLM ile yapılan analizlerde bulunan düşey deplasman değerlerine göre çok düşük olduğu görülmüştür (Şekil 4.7, Şekil 4.8, Şekil 4.9 ve Şekil 4.10). Bu nedenle, UBC3D-PLM modelinin deprem sonrası saha gözlemleri ile elde edilen 45 cm oturma ve 45 cm kabarma durumunu modellemek için daha uygun olduğu düşünülmektedir.

PM4Sand ile yapılan analizlerde, sadece ML (2) tabakasının sıvılaştığı, SM/ML (4) tabakasında ise ilave boşluk suyu basıncı birikiminin olduğu ancak bu birikimin tabakanın sıvılaşmasına yeterli olmadığı ($r_u < 0.7$) görülmüştür (Şekil 4.11 ve Şekil 4.13). UBC3D-PLM ile yapılan analizlerde ise, sadece SM/ML (4) tabakasının binanın altında kalan bölümü hariç her iki tabakanın da sıvılaştığı görülmüştür (Şekil 4.12 ve Şekil 4.14).

B noktasında (serbest arazi) oluşan ilave boşluk suyu basıncı birikimi UBC3D-PLM modelinin aynı noktada oluşturulduğu birikime benzerlik gösterse de A noktasındaki (binanın altı) birikimin sıvılaşmaya yeterli olduğu ancak UBC3D-PLM modeline göre az olduğu gözlenmiştir (Şekil 4.16).

C noktasında (binanın altı) her iki modelde de oluşan ilave boşluk suyu basıncı birikimlerinin sıvılaşmanın oluşumu için yetersiz olduğu görülmüştür. D noktasında (serbest

arazi) ise UBC3D-PLM modelinin sıvılaşma için yeterli boşluk suyu basıncı oluşturduğu, PM4Sand modelinin ise oluşturamadığı görülmüştür.

Analizlerin genelinde; PM4Sand modelinin daha geç ve daha az miktarda boşluk suyu basıncı oluşturduğu ve dinamik analiz opsiyonunda dahi noktasal yüksek boşluk suyu basıncı değerleri oluşturduğu gözlenmiştir.

UBC3D-PLM modeli ile yapılan analizlerde; analiz türünün dinamik veya konsolidasyonlu dinamik olmasının modelin oluşturduğu boşluk suyu basıncı değerlerinde büyük değişimlere neden olmadığı ancak konsolidasyonlu dinamik analizin oluşan oturma ve kabarmaları önemli ölçü de arttırdığı görülmüştür.

5.2.2. Referans Analizin Kalibrasyonunun Değerlendirilmesi

Referans analizin belirlenmesi için ilk olarak serbest arazi modeline F binası eklenerek analiz tekrarlanmış ve Şekil 4.18’de verilen düşey deplasmanlar (u_y) elde edilmiştir. Bu analizde saha gözlemlerinin yapıldığı yol tarafı incelendiğinde (binanın solu); binanın yaptığı 37.8 cm’lik oturmaya karşılık, maksimum kabarmanın 33.7 cm olduğu ve binadan yaklaşık 3.7 metre uzaklıkta olduğu gözlenmiştir. Bu durum UBC3D-PLM modelinin parametrelerinin kalibre edilmesi gerektiğini göstermektedir.

Kalibrasyonun bina temelini oturduğu ve sıvılaşabilir olarak modellenen tabakalardan en düşük dayanıma sahip olan ML (2) tabakası ile sınırlı tutulmasına karar verilmiştir. Çünkü ML (2) tabakasının binanın oturmasına ve özellikle de kaplamanın kabarmasına doğrudan etkisi vardır (Şekil 4.24). Bu durumda f_{Epost} parametresinin varsayılan 1.0 değeri yerine daha düşük bir değer alması gerektiğine karar verilmiştir. Plaxis (2021) f_{Epost} değerinin önerilen değer aralığının 0.2 – 1.0 olduğunu söylemektedir. Ancak yapılan bu öneri kumlar içindir. Burada incelenen zemin silt olduğu için bu önerinin dışına çıkmış ve izin verilen en düşük değer olan 0.1 değeri kullanılmıştır. Ayrıca bu değer kullanıldığında sahada gözlemlenen oturma ve kabarma değerlerine oldukça yaklaşılmış; oturma/kabarma değeri yaklaşık 1.0 olarak elde edilmiştir.

ML (2) tabakasında $f_{Epost} = 0.1$ değişikliği yapılan analizde oluşan düşey deplasmanlar (u_y) Şekil 4.19’de verilmiştir. Bu analizde saha gözlemlerinin yapıldığı yol tarafı incelendiğinde (binanın solu); binanın yaptığı 43.4 cm’lik oturmaya karşılık, maksimum kabarmanın 42.5 cm olduğu ve binadan yaklaşık 3.5 metre uzaklıkta olduğu gözlenmiştir. f_{Epost} değerinin 1.0’dan

0.1'e düşürülmesiyle kabarma / oturma oranı 0.89'dan 0.98'e çıkmıştır yani f_{Epost} değerinin düşürülmesi kabarmayı, oturmadan daha çok arttırmıştır. Bu nedenle sıvılaşma sonucu oluşan kabarma / oturma oranının genellikle 1 olduğu siltli zemin istiflerinin kalibrasyonunda düşük f_{Epost} değerlerinin seçilmesi önerilir

Sadece f_{Epost} değerinin azaltılmasının kalibrasyonun tamamlanması için yeterli olmadığı görülmüş ve $N_{1,60}$ değerinin azaltılmasına karar verilmiştir. ML (2) tabakasında $f_{Epost} = 0.1$ ve $N_{1,60} = 4.5$ değişiklikleri yapılan analizde oluşan düşey deplasmanlar (u_y) Şekil 4.25'de verilmiştir. Bu analizde saha gözlemlerinin yapıldığı yol tarafı incelendiğinde (binanın solu); binanın yaptığı 44.4 cm'lik oturmaya karşılık, maksimum kabarmanın 44.4 cm olduğu ve binadan yaklaşık 3.4 metre uzaklıkta olduğu gözlenmiştir. Bu burumda kabarma / oturma oranı 1.0 olarak bulunmuş ve bu analizin referans analiz olarak kullanılmasına karar verilmiştir.

Referansa analiz incelendiğinde; binadan aktarılan gerilmelerin altında ML (2) tabakasının içerisinde oluşan boşluk suyu basıncı oranlarının (r_u) serbest arazidekine benzer bir durum sergilediği, SM/ML (4) tabakasının içerisinde oluşan boşluk suyu basıncı oranlarının (r_u) ise binanın altında 0.1 ile 0.7 arasında değerler aldığı görülmüştür (Şekil 4.21). Bu davranışın nedenin binadan gelen ek gerilmelerin tabakaların içerisindeki efektif gerilmeleri arttırması olduğu düşünülmektedir (Şekil 4.23). Bina altında SM/ML (4) tabakasında sıvılaşma gözlenmezken, ML (2) tabakasında gözlenmesinin nedenin de ML (2) tabakasının, SM/ML (4) tabakasına göre daha hassas olması yani görece daha fazla ilave boşluk suyu basıncı üretme kapasitesine sahip olmasıdır (Şekil 4.22). Bu durum Tablo 3.2 ve Tablo 3.5'de verilen saha verilerinde de görülmektedir.

Referans analizde oluşan kayma gerilmelerinin dağılımı (Şekil 4.24) incelendiğinde deprem etkisinde en çok deforme olan tabakanın ML (2) tabakası olduğu görülmektedir. Bu durumun iki ana nedeni vardır;

- Tabakanın düşük mukavemetli ($N_{1,60} = 5$ ve $q_{cIN} = 24.55$) olması nedeniyle düşük ivme değerlerinde de kolayca sıvılaşabilmesi
- Binanın temelinin doğrudan bu tabakaya oturması, dolayısı ile yapının deprem sırasında sarsılarak tabaka içerisinde oluşacak ilave boşluk suyu basınçlarını arttırması, dolayısıyla tabakanın azalan / kaybolan taşıma gücü nedeniyle zımbalama göçmesinin oluşması.

Binanın tabaka içerisinde batmasıyla temiz kumlu zeminlerde danelerin sıkışması ve yüksek miktarda hacimsel oturmaların oluşması beklenirdi, ancak tabakanın düşük plastisiteli silt olması nedeniyle hacimsel oturma miktarı çok az olduğu, tabakanın hacmini büyük oranda koruyarak şekil değiştirdiği, bu durumun da oluşan kabarmayı arttırılarak oluşan oturma ile kabarmanın eşitlenmesine yol açtığı düşünülmektedir.

UBC3D-PLM drenajsız çalışması nedeniyle bu durumu gerçekçi bir şekilde modelleyebilmektedir. Bu nedenle siltli zeminlerde sıvılaşma modellenirken UBC3D-PLM modelinin tercih edilmesi önerilir.

Şekil 4.25’de verilen referans analizde oluşan düşey deplasmanlar (u_y) incelendiğinde bina temelini yaptığı düşey deplasman binanın sağ köşesinde 45.0 cm, sol köşesinde de 44.4 cm olarak bulunmuştur. Bu durumda farklı oturması çok düşük olan yapının üniform olarak 44.7 cm oturduğu ve dönmediği kabul edilebilir. Dolguda oluşan maksimum kabarma ise; binanın sağ tarafında 43.0 cm, sol tarafında da 44.4 cm olarak bulunmuştur.

5.2.3. Serbest Arazi Durumunun Değerlendirilmesi

Nümerik analizler ilk olarak serbest arazi durumunda yapılmış ve analitik analizler ile sıvılaştığı tespit edilen ML (2) ve SM/ML (4) tabakalarının ilave boşluk suyu basıncı oranlarının (r_u) tabakaların genelinde 0.9 ile 1.1 arasında değiştiği yani bu tabakların tamamen sıvılaştığı görülmüştür. Sadece model sınırlarında görülen 0.6 – 0.9 arasında değişen değerler dikkate alınmamıştır. Sınır koşullarında oluşan bu anomalinin nümerik bir hata olduğu düşünülmektedir.

Zemin istifinin ilave bir gerilmeye maruz kalmadığı serbest arazi durumunda, ML (2) ve SM/ML (4) tabakalarının tamamen sıvılaşmasına rağmen kayda değer bir oturma oluşmadığı görülmüştür. Model köşelerinde yaklaşık 2 cm düşey oturma oluşurken model ortasında kayda değer bir hareketin oluşmadığı görülmüştür. Ancak düşey yönlü oturmaların modelin üst köşelerinde birikmesi dikkat çekicidir. Bu durumun model sınırlarından yansıyan deprem dalgalarının etkili olduğu düşünülmektedir.

Serbest arazi durumunda model sınırlarında görülen anomaliler yapıların dikkate alındığı analizlerde görülmemiştir. Bu nedenle ihmal edilebilir oldukları düşünülmektedir.

5.2.4. Farklı Kaplama Konfigürasyonlarının Modelin Davranışına Etkisinin Değerlendirilmesi

Referans analizin belirlenmesinin ardından farklı kaplama konfigürasyonlarını etkisinin anlaşılması için ilk olarak hiç kaplamadın bulunmadığı durum (Şekil 4.28) ve daha yüksek rijitlikli ve simetrik bir kaplamanın bulunduğu durum (Şekil 4.29) analiz edilmiştir.

Kaplamanın olmaması durumunda yüzeyde görülen kabarmada ciddi bir değişiklik olmadığı ancak binanın yaptığı oturmanın yaklaşık 2 cm kadar arttığı görülmüştür. Bu analiz ile referans analiz arasındaki farkın az olmasının nedeni referans analizde kaplama için seçilen değerlerin (özellikle yol tarafı) birbirine yakın rijitlikte olması ve dolgu malzemesine kıyasla çok yüksek rijitliğe sahip olmamalarıdır.

Yüksek rijitlikli ve simetrik bir kaplama olması durumunda ise maksimum kabarmanın binanın solunda 39.3 cm, sağında ise 36.0 cm olduğu görülürken, temelin yaptığı oturmanın sol uçta 38.7 cm sağ uçta ise 38.3 cm olduğu görülmüştür. Modelde tam simetrinin sağlanmasına rağmen kabarmalardaki bu dengesizliğin kullanılan deprem kaydı ile ilgili olduğu düşünülmektedir. Bu dengesizliğin yanı sıra bina etrafında rijit bir kaplama olmasının binanın yapacağı oturma ile çevresinde oluşacak kabarmayı azalttığı görülmüştür. Ancak numerik analizlerde ejekta oluşumu modellenememektedir. Bu nedenle ejekta oturmasının sıkça rastlandığı gevşek temiz kumlar üzerinde bulunan sığ temelli yapıların etrafında ejekta çıkışına izin vermeyecek rijit bir kaplama bulunmasının yapının yapacağı kaplama ve oturmayı ciddi biçimde sınırlayacağı düşünülmektedir.

Yapı etrafında asimetrik bir kaplama olması durumunda (Şekil 4.30 ve Şekil 4.31) binanın üniform oturmasının engellediği ve bina temelinin dönmesiyle taşıyıcı sistemde yıkıcı hasarların oluşmasına olanak sağlayabileceği görülmüştür.

5.2.5. Farklı Bina Konfigürasyonlarının Modelin Davranışına Etkisinin Değerlendirilmesi

Farklı kaplama kombinasyonlarının modelin davranışına olan etkisi araştırıldıktan sonra farklı bina kombinasyonlarının etkisi araştırılmıştır. Bu analizlerde sadece farklı bina konfigürasyonlarının etkisinin görülebilmesi için tüm analizlerde kaplamalar için aynı kalınlık ve malzeme özellikleri kullanılmış ve kaplamalar simetrik olarak modellenmiştir.

İlk olarak aralarında 3 metre mesafe bulunan 2 bina (Şekil 4.32) ve 3 bina (Şekil 4.34) analiz edilmiştir. 2 binalı analizde her iki binanın birbirlerinden ayrılacak şekilde döndüğü

görülmüştür. 3 binaları analizlerde ise kenarlardaki binalar, 2 binalı analizdeki binalara benzer bir şekilde davranırken ortadaki binanın üniform oturduğu ve oturma miktarının referans analizde göre %43.4 oranında azaldığı görülmüştür. Bu davranışın nedeninin; bir binanın altında oluşan göçme mekanizmasına çevre binaların ek bir sürşarj yükü olarak etki ederek taşıma gücünü arttırmalarının neden olduğu düşünülmektedir.

Aralarında 3 metre mesafe bulunana bina sırasında ortadaki binanın oturmasının sınırlanması gözlemlendikten sonra, bu binaların arasında sadece 10 cm dilatasyon olduğu durum (Şekil 4.36) analiz edilmiştir. Binaların birbirine yaklaşmasıyla ortada bulunan binanın sıvılaşmadan neredeyse hiç etkilenmediği, kenar binaların ise dönme miktarlarının arttığı gözlenmiştir. Bu durum, yapı çevresindeki sürşarj yükü artışı ile yapının potansiyel oturmasının azaldığını göstermektedir. Benzer davranış literatürde de (Liu ve Dobry, 1997, Adamidis ve Madabhushi, 2017 ve Bray ve Macedo, 2017) görülmüştür. Ancak Şekil 4.31'dan da görülebileceği gibi bina sırası çevresindeki kaplamaların rijitlikleri arasında fark olması ortadaki yapının dönmesine ve potansiyel olarak hasar görmesine neden olabilmektedir.

3 bina genişliğinde tek bir bina (Şekil 4.38) analiz edildiğinde ise, bina çevresinde oluşan kabarmanın (45.1 cm ve 39.0 cm) referans analizde gözlenen kabarmanın (44.4 cm ve 43.0 cm) mertebesine benzer olduğu ancak temeldeki oturmanın uçlarda 20.1 cm, temel ortasında ise 16.9 cm civarında olduğu görülmüştür. Bu durum, temel genişliği arttıkça yapının potansiyel oturmasının azaldığını göstermektedir. Benzer davranış Bray ve Macedo (2017) tarafından gerçekleştirilen analizlerde de görülmüştür.

Bitişik 3 binalı analizdeki davranışın 5 bina olası durumunda (Şekil 4.39) da değişmediği görülmüştür. Bu nedenle bitişik nizamda yapılmış bina istiflerinde uçlarda bulunan binaların hasar alma riskinin ortadaki binalara göre çok daha fazla olduğu düşünülmektedir.

5.2.6. 3 Tabakalı Sistem Analizlerinin Değerlendirilmesi

Sıvılaşan tabakalar arasında bulunan ve sıvılaşmayan CL (3) tabakasının kaldırılarak, mevcut vakanın 3 tabakalı sisteme dönüştürülmesi amaçlanmıştır. 3 tabakalı sistem; sıvılaşmayan kabuk ardından, sıvılaşabilen tabaka ardından, sıvılaşmayan doğal istif olmak üzere 3 kısımdan oluşmaktadır. Bu vakada gözlenen $H/S = 1$ oranının korunabilmesi için ML (2) tabakası aşağı doğru 10 cm, SM/ML (4) tabakası da yukarı doğru 160 cm uzatılmıştır. Analizler sonucunda davranışın değişmediği, sadece artan sıvılaşabilir tabaka kalınlığından dolayı oturma ve kabarma miktarlarında artış olduğu gözlenmiştir.

6. SONUÇ VE ÖNERİLER

Bu tez çalışmasının amacı sıvılaşma potansiyeli bulunan tabakları içeren zemin istiflerinin üzerinde bulunan sığ temelli binaların, dinamik etkiler altında performansını etkileyen mekanizmaları incelemektir. Bu doğrultuda Kocaeli depreminde üzerinde bulunduğu ağırlıklı olarak düşük plastisiteli siltlerden oluşan zemin istifinin sıvılaşması sonucu yaklaşık 45 cm oturan ve çevresindeki zemini de 45 cm kabartan bir vaka analitik ve numerik olarak analiz edilmiştir. Bu analizlerden sonra yapı – yapı ve yapı – zemin etkileşimlerinin sıvılaşma kaynaklı oturmalara etkisinin incelenmesi için farklı yapı ve kaplama konfigürasyonları modellenerek; bina konfigürasyonu, yükleri ve bina çevresi kabuk zemin ortamının değişiminin bina oturma ve dönmesine etkisini araştırmak için gerekli olan parametrik çalışmaya başlangıç olacak modelleme çalışması yapılmıştır.

Sığ temelli yapının sıvılaşma performansının değerlendirilmesinde yapının üzerinde bulunduğu zemin istifindeki sıvılaşma potansiyeli bulunan yapıların sıvılaşma potansiyellerini belirlenmesi ilk adımdır. Bu doğrultuda Seed ve diğ. (2003), Bray ve Sancio (2006) ve Bilge (2010) tarafından önerilen sıvılaşma kriterleri kullanılmış ve tüm bu kriterlerin incelenen vaka analizi için uyumlu sonuçlar verdiği gözlenmiştir. Ancak bu kriterlerin uygulanabilmesi için tabakların fiziksel özelliklerinin (ince dane oranı, su muhtevası ve Atterberg limitleri) bilinmesi gerekmektedir.

Bu verilerin olmadığı veya eksik olduğu durumlarda CPT sonuçları kullanılarak sıvılaşma potansiyeli bulunan tabaklar tespit edilebilir. Robertson ve Wride (1998)'e göre zemin davranış indeksi (I_c) 2.6'dan küçük olan zeminler kum gibi davranmaktadır ve potansiyel olarak sıvılaşabilir zeminler olarak sınıflanabilir. Ancak Öztoprak ve diğ.(2019) kum gibi davranış ile kil gibi davranış arasındaki geçiş sınırının her zaman 2.6 olmadığını ve Adapazarı siltleri için 2.6 ile 2.8 arasında değişebileceğini göstermişlerdir. Ayrıca Robertson (2011) CPT'den elde edilen uç direnci (q_c) verilerinin, farklı uç dirençlerine sahip ince alt tabakların aralanmalı olarak bulunduğu zemin istiflerinde çok tutarlı olmadığını ve sıvılaşma analizlerde bu bölgelerin tespit edilip, ayıklanmasını önermektedir. Bu çalışmada da geçiş bölgesi ayıklama işlemi Cliq programı ile yapılmıştır.

Cubrinovski ve diğ. (2018) tarafından önerilen sistem davranışı ilkeleri göz önünde bulunarak 10 metrenin altında ve sıvılaşma potansiyeli olmayan tabakların kalan ince sıvılaşabilir tabakalar analizlerde sıvılaşabilir olarak değerlendirilmemiştir.

CPT bazlı sıvılaşma potansiyeli analizleri ile sıvılaşma kriterlerinin birbirini desteklediği görülmüştür. Ancak yapılacak sıvılaşma potansiyeli değerlendirilmelerinde tek bir yöntem yerine birden fazla yöntemin kullanılması ve mühendisin yorumu katılarak sıvılaşma potansiyeli bulunan tabakların belirlenmesi önerilir.

Sıvılaşma potansiyeli bulunan tabaklar belirlendikten sonra idealize zemin profili oluşturulmuştur. Bu idealize profil , İstanbul Üniversitesi – Cerrahpaşa bünyesinde geliştirilen ve Boulanger ve Idriss (2014) tarafından önerilen metodolojiyi kullanan Excel tabanlı Liquest v4.0 programına tanımlanmış ve basitleştirilmiş sıvılaşma analizi yapılmıştır. Bu analizlerin ardından hacimsel oturma (Ishihara ve Yoshimine, 1992 ve Zhang ve diğ., 2002) ve kayma gerilmesi kaynaklı oturma (Bray ve Macedo, 2017) tahmini yapılmış ve analitik yöntemler ile hesaplanan sıvılaşma kaynaklı toplam oturmanın (ortalama değerler kullanılarak 42.84 cm) sahada gözlemlenen 45 cm'lik oturma uyumlu olduğu görülmüştür.

Mevcut analitik yöntemler ile kabarmanın mertebesi hakkında tutarlı bir tahmin yapmak mümkün değildir. Bu nedenle LPI (Iwasaki ve diğ., 1982) ve LSN (Tonkin ve Taylor ,2013) indisleri zemin yüzeyinden ve temel altından olmak üzere iki ayrı şekilde hesaplanmış ve temel altından itibaren hesaplanan değerlerin sahada gözlenen hasarı daha doğru bir şekilde tanımladığı görülmüştür.

Yapılan analitik analiz, uygulamada yapılan analitik analizlerde çoğu zaman dikkate alınmayan kayma gerilmesi kaynaklı oturma tahminini büyük hatalara yol açabileceğini göstermektedir.

Nümerik analizlerde ise PLAXIS 2D yazılımı kullanılarak yapılmıştır. İdealize edilmiş zemin profili, analitik çalışmalardan faydalanılarak modellenmiştir. Sıvılaşma potansiyeli bulunmayan tabakları için küçük deformasyonda çalışan pekileşmeli zemin modelinin (HS-Small) daha modüler bir hali olan Generalized Hardening Soil (GHS) modeli kullanılırken, sıvılaşan tabakalar için parametre seçiminin kolaylığı nedeniyle uygulamada çokça tercih edilen UBC3D-PLM modeli kullanılmıştır. Sıvılaşan tabakalarda PM4Sand modeli de denenmiş ancak bu modelin düşük plastisiteli silt zeminlerin sıvılaşma davranışını

modellemekte yetersiz olduğu görülmüştür. PM4Sand modelinin kalibrasyonu, sahadan alınmış numuneler üzerinde yapılmış dinamik basit kesme deneyi (CDSS) olmadığı için sahada yapılan SPT ve CPT deneylerinden elde edilen CRR-N eğrilerine göre yapılmıştır. Saha eğrilerine göre yapılan bu kalibrasyonların da bu yetersizlikte bir payının olduğu düşünülmektedir.

UBC3D-PLM Modelin kalibrasyonu için saha gözlemlerinden elde edilen oturma ve kabarma değerleri temel alınmıştır. Kalibrasyon modelin performansına en çok etki eden ML(2) tabakası için yapılmış diğer bir sınıflaştırılabilir tabaka olan SM/ML (4) tabakasının için hesaplanan ve varsayılan değerler kullanılmıştır. Modelin davranışında kullanıcı tarafından kalibre edilmesi gereken f_{Epost} parametresinin çok büyük bir rol oynadığı görülmüştür. Varsayılan değeri olan 1.0 yerine verilebilecek en küçük değer olan 0.1 kullanıldığında kabarmanın ve oturma değerlerinin arttığı ve kabarma / oturma oranının sahada gözlenen 1 değerine yaklaştığı görülmüştür. Bu nedenle sınıflaşma sonucu oluşan kabarma / oturma oranının genellikle 1 olduğu siltli zemin istiflerinin kalibrasyonunda düşük f_{Epost} değerlerinin seçilmesi önerilir. Sahada görülen kabarma ve oturma değerlerinin yakalanabilmesi için sadece f_{Epost} değerinin azaltılmasının yeterli olmadığı görülmüş ve $N_{1,60}$ değeri 4.5'e düşürülerek kalibrasyon tamamlanmıştır.

Referansa analiz üzerinde yapılan parametrik çalışma ile bir yapının çevresinde farklı dayanımlarda kaplama olmasının yapının altından oluşan malzeme kaçışındaki simetriyi bozduğu ve binanın dönmesine neden olabildiği gözlenmiştir.

Yapı etrafında simetrik bir şekilde yüksek dayanımlı kaplama olmasının, kabarmayı dolayısı ile yapı altındaki malzeme kaçışını sınırlayan bir etkisi olduğu bu şekilde de oturma ve kabarmayı azalttığı görülmüştür.

Yapı etrafına başka yapıların bulunması halinde bu yapıların ek bir sürşarj etkisi yaparak, ortalarındaki binanın oturmasını sınırladığı görülmüştür. Kenar yapılar ortadaki binaya yaklaştıkça ortadaki binanın oturmasının daha da azalttığı, çevre yapıların da yaptığı dönmenin arttığı gözlenmiştir.

Bu bulgular doğrultusunda sınıflaşma performansı analiz edilen bir yapının çevresinde bulunan yapıların ve kaplamaların mutlaka analizlere dahil edilmesi gerektiği sonucuna ulaşılmıştır. Ayrıca, bu çalışmadan elde edilen sonuçlar göz önünde bulundurularak; deprem karakteristiklerinin (PGA, CAV, Ia vb.), bina özelliklerinin (kat sayısı, temel genişliği, ağırlığı

vb.) ve çevre zemin ortamının mühendislik parametrelerinin (modül ve mukavemet) sistematik olarak değiştirildiği geniş kapsamlı bir parametrik çalışmanın yapılmasının çok önemli olduğu düşünülmektedir.



KAYNAKLAR

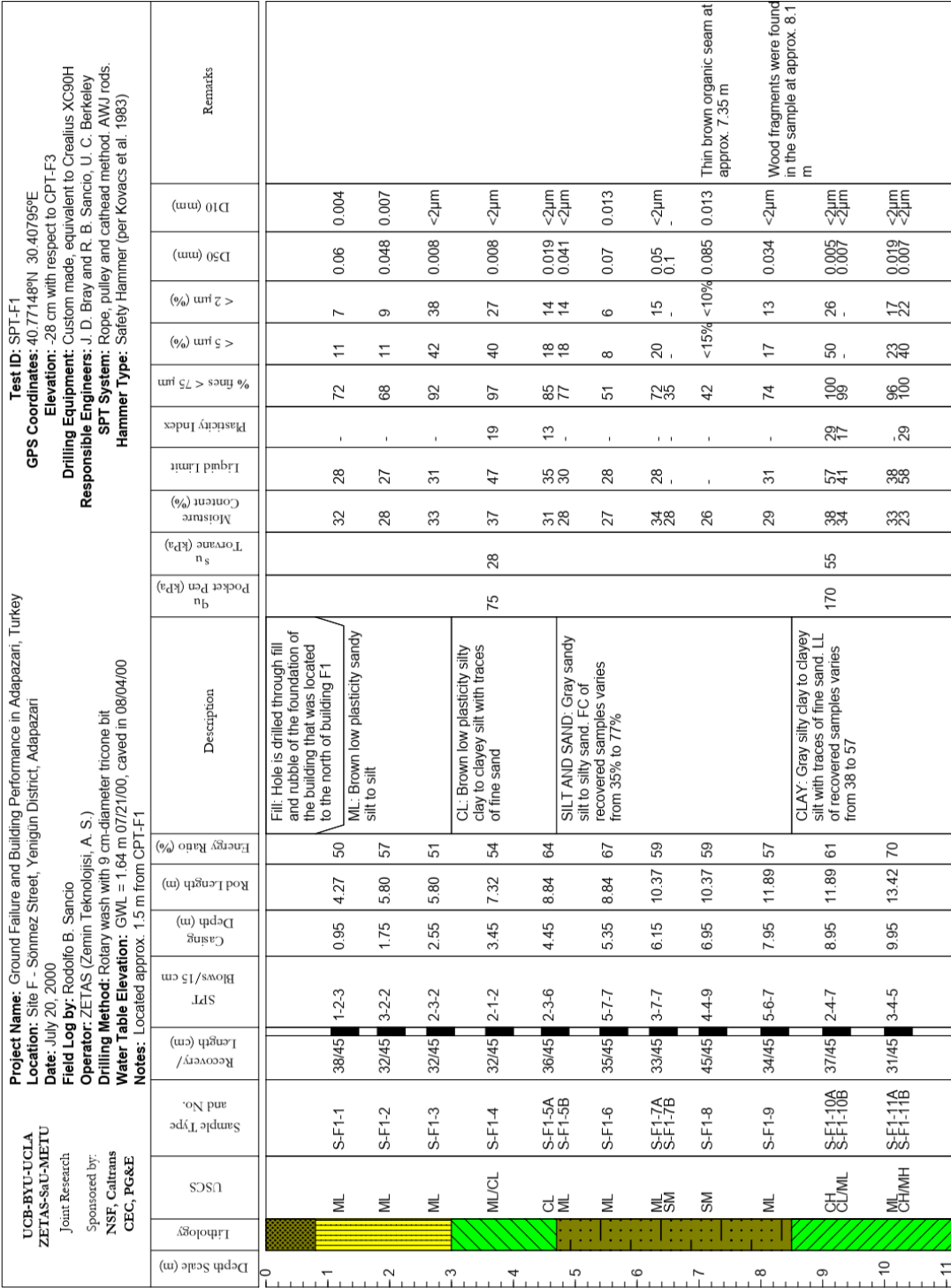
- Adamidis O. & Madabhushi S.P.G, 2017, Deformation mechanisms under shallow foundations on liquefiable layers of varying thickness, *Géotechnique*, 68(7), 602-613.
- Al-jumaili, H.A., 2017, Finite Element Modelling of Asphalt Concrete Pavement Reinforced with Geogrid by Using 3-D Plaxis Software, *Trends in Transport Engineering and Applications*, 3(1), 1-9.
- Almasraf, M.L., 2018, *Numerical and analytical modelling of liquefaction-induced settlements for buildings during earthquakes*, Yüksek Lisans Tezi, İstanbul Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü.
- Alpan, I., 1970, The geotechnical properties of soils, *Earth - Science Reviews*, 6, 4-49.
- Andrews, C. D. A. ve Martin, G. R. (2000), "Criteria for liquefaction of silty soils", Proc. of the 12th World Conf. on Earthquake Eng., Upper Hutt, New Zealand, NZ Soc. for Earthquake Eng., 312.
- Beaty, M.H., Byrne, P.M., 2011, UBCSAND constitutive model version 904aR, Documentation report: UBCSAND constitutive model on Itasca UDM website.
- Bilge, H. T., 2010, *Cyclic volumetric and shear strain responses of fine-grained soils*, Thesis (PhD), Middle East Technical University.
- Bray, J.D., and Dashti, S., 2014, Liquefaction-Induced Building Movements, *Bulletin of Earthquake Engineering, Springer*, 12 (3), 1129-1156.
- Bray, J.D., Sancio, R.B., Durgunoğlu, T., Önalp, A., Youd, T.L., Stewart, J.P., Seed, R.B., Çetin, Ö.K., Bol, E., Baturay, M.B., Christensen, C. ve Karadayılar, T., 2004, Subsurface characterization at ground failure sites in Adapazari, Turkey, *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 130 (7), 673-685.
- Bray, J.D. and Macedo, J., 2017, 6th Ishihara lecture: Simplified procedure for estimating liquefaction-induced building settlement, *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 102, 215-231.
- Boulanger, R. W., and Idriss, I. M., 2006, Liquefaction Susceptibility Criteria for Silts and Clays, *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, 132 (11), 1413-1426
- Boulanger, R. W., and Idriss, I. M., 2014, *CPT and SPT based liquefaction triggering procedures*, Rep. No. UCD/CGM-14/01, University of California, Davis, CA.
- Cetin, K. O., Seed, R. B., Der Kiureghian, A., Tokimatsu, K., Harder Jr., L. F., Kayen, R E., Moss, R. E. S., 2004, SPT-based probabilistic and deterministic assessment of seismic soil liquefaction potential, *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering* 130 (12), 1314 - 1340.
- Cubrinovski, M., Rhodes, A., Ntritsos, N., and Ballegooy, S.V., 2018, System response of liquefiable deposits, *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 124, 212-229.

- Faheem, H. ve Hassan, A., 2014, 2D Plaxis Finite Element Modelling of Asphalt-Concrete Pavement Reinforced with Geogrid, *Journal of Engineering Sciences*, Assiut University, Faculty of Engineering. 42. 1336-1348.
- FHWA NHI-05-037, 2006, Geotechnical Aspects of Pavements, authors: Barry R. Christopher, Ph.D., P.E., Charles Schwartz, Ph.D., P.E. and Richard Boudreau, P.E., National Highway Institute, Federal Highway Administration, Washington, D.C.
- Güngör, L., 2007, *İzmir – Mavişehir kuzey üst bölgesi kapsamındaki sıvılaşma riskinin teorik ve uygulamalı olarak değerlendirilmesi*, Yüksek Lisans Tezi, Ege Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü.
- Idriss, I. M., and Boulanger, R. W., 2008, Soil liquefaction during earthquakes, *Earthquake Engineering Research Institute*, Oakland, CA.
- Ishihara, K., and Yoshimine, M., 1992, Evaluation of settlements in sand deposits following liquefaction during earthquakes, *Soils and Foundations*, 32 (1), 173-188.
- Iwasaki, T., Arakawa, T., Tokida, K.I., 1982, Simplified procedures for assessing soil liquefaction during earthquakes, *Proceeding of the Soil Dynamics and Earthquake Engineering Conference*, Southampton, UK.
- Laera, A., Brinkgreve, R.B.J., 2015, PLAXIS site response analysis and liquefaction evaluation, PLAXIS.
- Leon, L., 2016, Stress-Strain Behaviour of Asphalt Concrete in Compression, *21st European Conference on Fracture*, 20-24 June 2016, Catania, Italy, 2913 – 2920.
- Liu, L. & Dobry, R., 1997, Seismic Response of Shallow Foundation on Liquefiable Sand, *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 123(6), 557-567.
- Lubis, A., ve diğ., 2018, The Study of Stiffness Modulus Values for AC-WC Pavement, *Materials Science and Engineering*, 309 012113.
- Karaman M. E., 1999, 17 Ağustos 1999 Marmara (Gölcük-Arifiye Depremi ve Yerbilimleri değerlendirmesi, *Jeoloji Mühendisleri Odası Haber Bülteni*, 99 (1), 14-26.
- Karamitros, D. K., Bouckovalas, G. D. and Chaloulos, Y. K., 2013, Insight into the seismic liquefaction performance of shallow foundations, *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 139 (4), 599-607.
- Meyerhof, G.G., Hanna, A.M., 1978, Ultimate bearing capacity of foundations on layered soils, *Canadian Geotechnical Journal*, 15(4):565-72.
- National Academies of Sciences, Engineering, and Medicine, 2021, *State of the Art and Practice in the Assessment of Earthquake-Induced Soil Liquefaction and Its Consequences*, The National Academies Press, Washington.
- Özenç, S., 2019, *PM4Sand Zemin Bünye Modeline Ait Parametrelerin Yüzeysel Temellerde Sıvılaşma Kaynaklı Deformasyonlara Etkisi*, Yüksek Lisans Tezi, İstanbul Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü.
- Özmen, B., 2000, *17 Ağustos 1999 İzmit Körfezi Depreminin Hasar Durumu (Rakamsal Verilerle)*, TDV/DR 010-53, Türkiye Deprem Vakfı, Ankara.

- Öztoprak, S., Öser, C., Sargin, S., Bozbey, I., Aysal, N., Özcep, F., Keleşoğlu, M.K and Almasraf, M., 2019, Evaluation of system response and liquefaction damage assessment tools applied to Adapazari cases in Kocaeli 1999 Earthquake, *VII International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering*, Rome, Italy, 705-716
- Öztoprak, S., İnanır, O.E., İkizler S.B., Huvaj, N., 2018, Geoteknik arazi karakterizasyonu, *Zemin Mekaniği ve Geoteknik Mühendisliği 17. Ulusal Konferansı*, İstanbul.
- PLAXIS, 2021, *PLAXIS 2D Material Models Manual*, PLAXIS
- Port and Harbour Research Institute, 1997, *Handbook on liquefaction Remediation on Reclaimed Land*, Rotterdam.
- Puebla, H., Byrne, M. ve Phillips, P., 1997, Analysis of canlex liquefaction embankments prototype and centrifuge models, *Canadian Geotechnical Journal*, 34, 641-657.
- Quevedo V., *Seismic liquefaction analysis of a critical facility with PM4Sand in Plaxis*, MSc. Thesis, Delft University of Technology, Delft, 2019.
- Rafferty, J. P., 2021, *Soil liquefaction*, <https://www.britannica.com/science/soil-liquefaction>, [Ziyaret tarihi: 10 Mayıs 2021]
- Rajbongshi, P., ve Engleng, G., 2015, Asphalt Stiffness Reduction and Stress-Strain Calculation in Pavement Structures, *Chinese Society of Pavement Engineering*, 8(5), 377-382.
- Robertson, P. K., and Wride, C. E., 1998, Evaluating cyclic liquefaction potential using the cone penetration test, *Canadian Geotechnical Journal*, 35(3), 442–459.
- Robertson, P. K., 2009, Performance based earthquake design using the CPT, *Proceedings of The International Conference on Performance-Based Design In Earthquake Geotechnical Engineering*, 15—18 June 2009 Tokyo.
- Robertson, P. K., 2011, Computing in Geotechnical Engineering-Automatic Software Detection of CPT Transition Zones, *Geotechnical News*, 29(2), 33.
- Sancio, R.B., 2003, *Ground failure and building performance in Adapazari, Turkey*, Thesis (PhD), University of California, Berkeley.
- Seed, H.B., Idriss, I.M., Arango, I., 1982, Evaluation of liquefaction potential using field performance data, *Journal of Geotechnical Engineering*, Vol. 109, No. 3, Proc. No. 17785.
- Seed, R.B., Cetin, K.O., Moss, R.E.S., Kammerer, A.M., Wu, J., Pestana, J.M., Riemer, M.F., Sancio, R.B., Bray, J.D., Kayen, R.E., Faris, A., 2003, Recent advances in liquefaction engineering: A unified and consistent framework, *6th Annual ASCE Los Angeles Geotechnical Spring seminar*.
- Setiawan, A. ve diğ., 2017, Developing the Elastic Modulus Measurement of Asphalt Concrete Using the Compressive Strength Test, *American Institute of Physics*.
- Sönmez, H., 2003, Modification to the liquefaction potential index and liquefaction susceptibility mapping for a liquefaction-prone area (Inegol-Turkey), *Environmental Geology*, 44(7):862-871.
- Tokimatsu, K. And Seed, H. B., 1987, Evaluation of settlements in sand due to earthquake shaking, *Journal of Geotechnical Engineering*, 113 (8), 861-878.

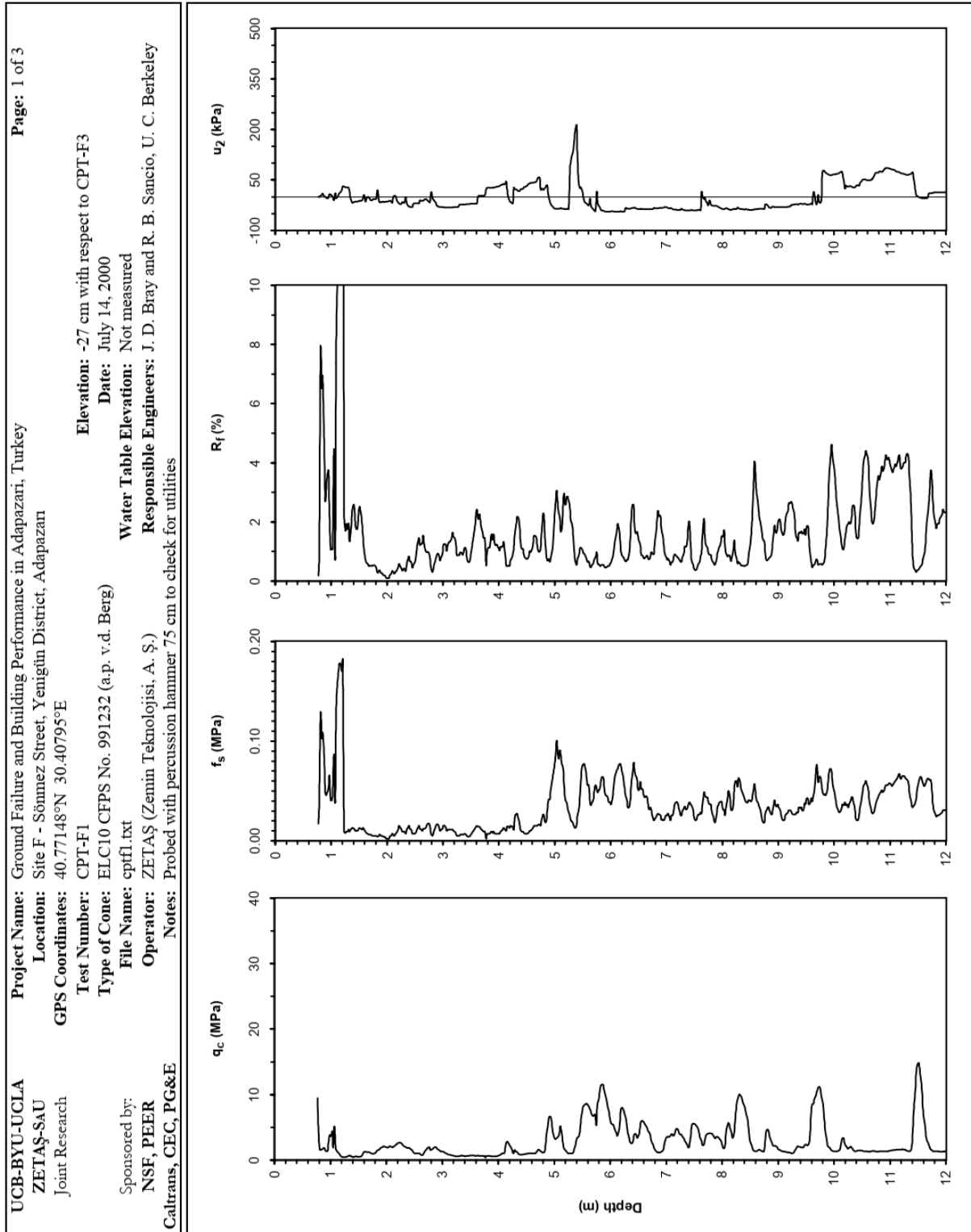
- Tonkin & Taylor Ltd., 2013, Liquefaction vulnerability study, T&T Ref: 52020.0200/v.1.0, Christchurch, NZ.
- Uyanık, O., 2002, *Kayma Dalga Hızına Bağlı Potansiyel Sıvılaşma Analiz Yöntemi*, Doktora Tezi, Dokuz Eylül Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü, 13-22.
- Wang, W., 1979, *Some Findings in Soil Liquefaction*. Report Water Conservancy and Hydro-electric Power Scientific Research Institute (pp. 1-17). Beijing, China.
- Yılmaz, Z. ve Çetin, K. Ö., 2004, GIS-based seismic soil liquefaction assessment for Sakarya city after 1999 Kocaeli-Turkey earthquake, *Proc. of the 11th International Conference on Soil Dynamics and Earthquake Geotech. Engineering*, Univ. of California, Berkeley, 909-916.
- Youd, T.L., Idriss, I.M., Andrus, R.D., Arango, I., Castro, G., Christian, J.Y., Dobry, R., Finn, W.D.L., Harder, L.F., Hynes, M.E., Ishihara, K., Koester, J.P., Liao, S.S.C., Marcuson III, W.F., Martin, G.R., Mitchell, J.K., Moriwaki, Y., Power, M.S., Robertson, P.K., Seed, R.B., Stokoe II, K.H., 2001, Liquefaction Resistance of Soils: Summary Report from the 1996 NCEER and 1998 NCEER/NSF Workshops on Evaluation *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 817-833.
- Zhang, G., Robertson, P. K., & Brachman, R. W., 2002, Estimating liquefaction induced ground settlements from CPT for level ground, *Canadian Geotechnical Journal*, 39(5), 1168-1180.
- Zhang, G., Robertson, P.K., Brachman, R.W.I., 2004, Estimating liquefaction-induced lateral displacement using the standard penetration test or cone penetration test, *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, Vol., 130, No., 8.
- Zheng, G., Zhang W., Zhou H., Yang P., 2020, Multivariate adaptive regression splines model for prediction of the liquefaction-induced settlement of shallow foundations, *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 132.

EKLER

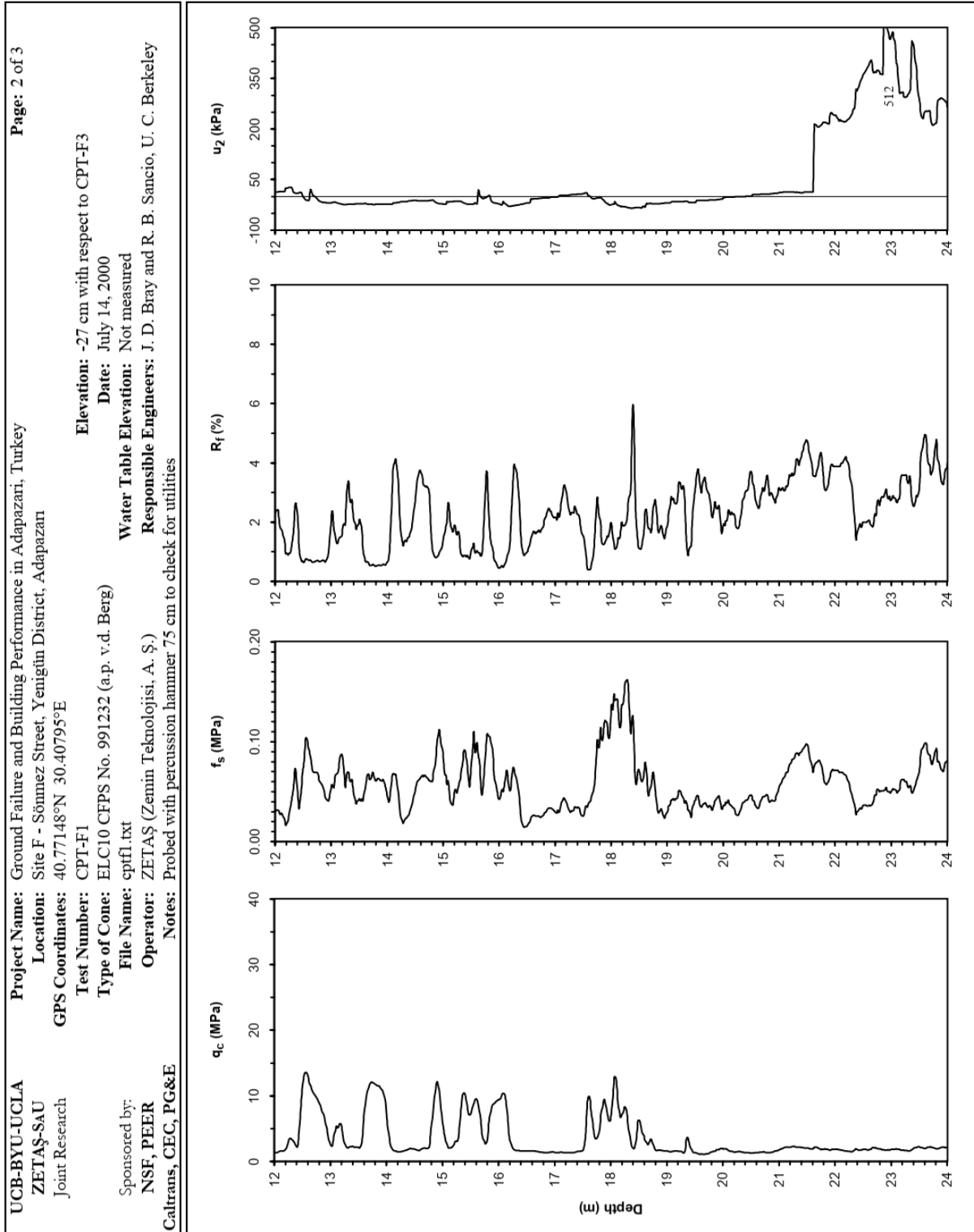


Project Name: Ground Failure and Building Performance in Adapazari, Turkey Location: Site F - Sönmez Street, Yenigün District, Adapazari Date: July 20, 2000 Field Log by: Rodolfo B. Sancio Operator: ZETAS (Zemin Teknolojisi, A. S.) Drilling Method: Rotary wash with 9 cm-diameter tricone bit Water Table Elevation: GWL = 1.64 m 07/21/00, caved in 08/04/00 Notes: Located approx. 1.5 m from CPT-F1										Test ID: SPT-F1 GPS Coordinates: 40.77148°N 30.40795°E Elevation: ~28 cm with respect to CPT-F3 Drilling Equipment: Custom made, equivalent to Crealuis XC90H Responsible Engineers: J. D. Bray and R. B. Sancio, U. C. Berkeley SPT System: Rope, pulley and cathode method. AWJ rods. Hammer Type: Safety Hammer (per Kovacs et al. 1983)										
Depth Scale (m) -12	Lithology	USCS	Sample Type and No.	Recovery/ Length (cm)	SPT Blows/15 cm	Casing Depth (m)	Rod Length (m)	Energy Ratio (%)	Description	Pocket Pen ^{du} (kPa)	Torane ^s (kPa)	Moisture Content (%)	Liquid Limit	Plasticity Index	% fines < 75 µm	< 5 µm (%)	< 2 µm (%)	D50 (mm)	D10 (mm)	Remarks
	MU/CL SM			37/45	4-13-20	11.95	14.94	54		SM: Gray silty fine sand		29 25	38 26	12	90 30	21	14	0.019 0.1	0.001	

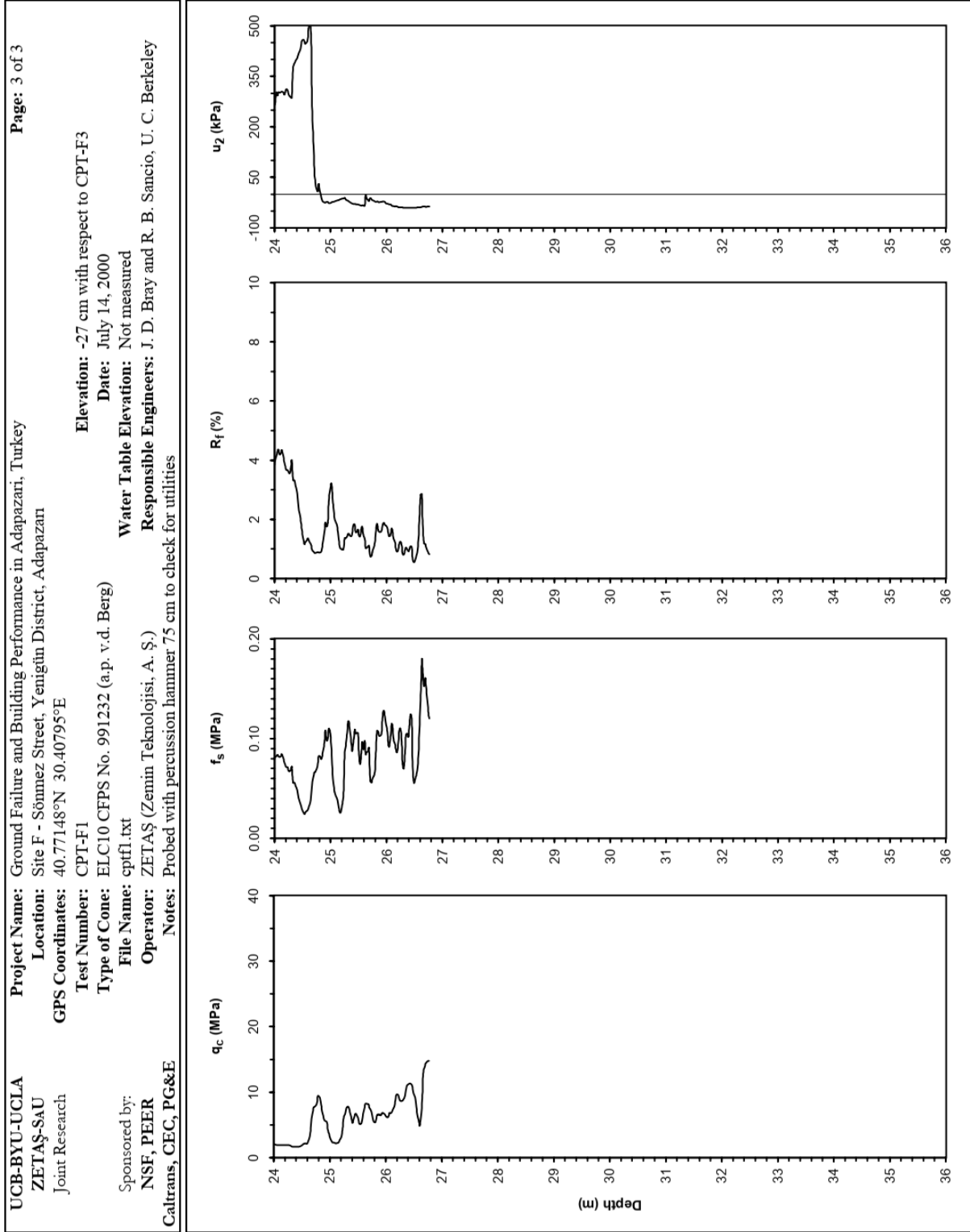
SPT-F1 Logu (devam)



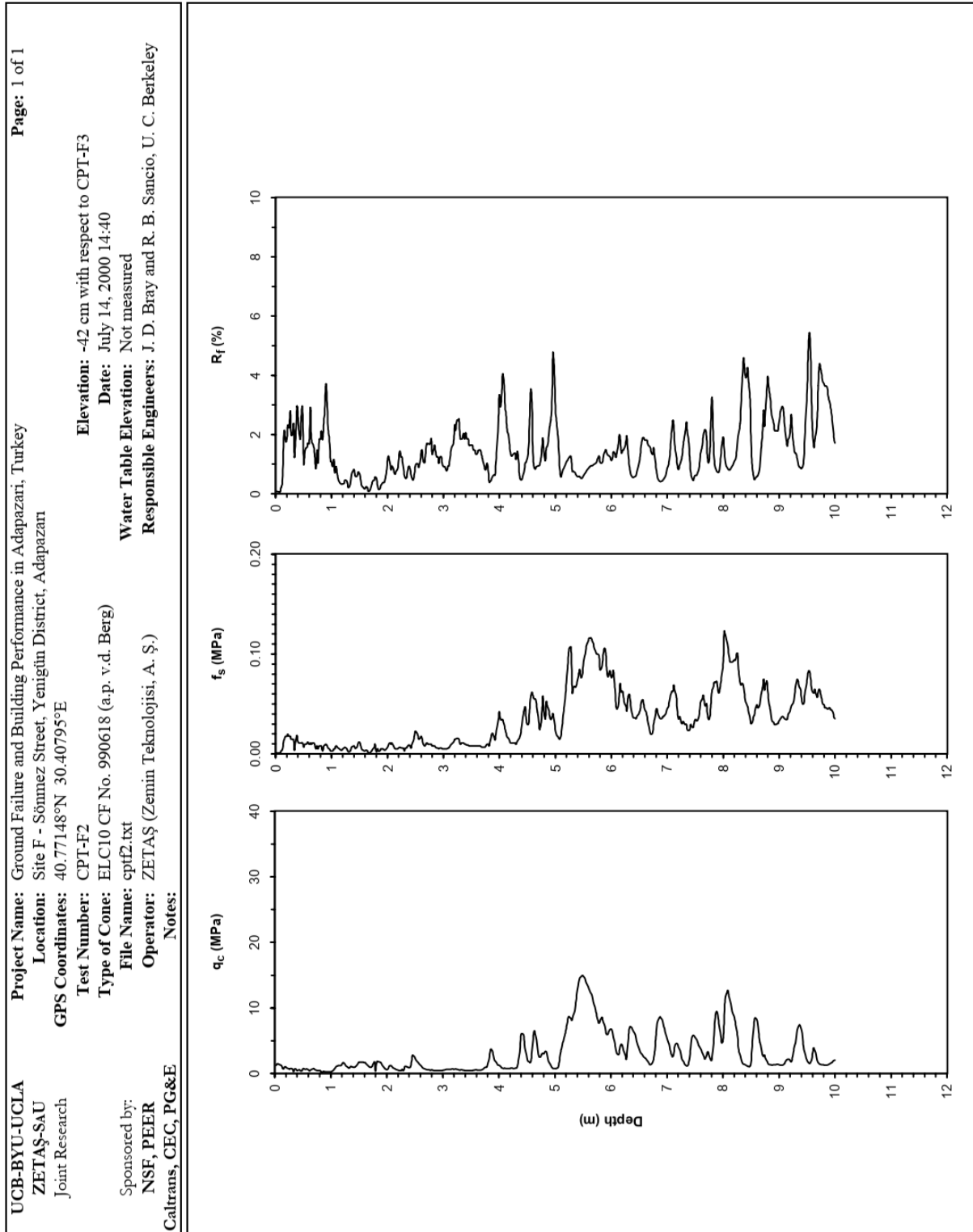
CPT-F1 Logu



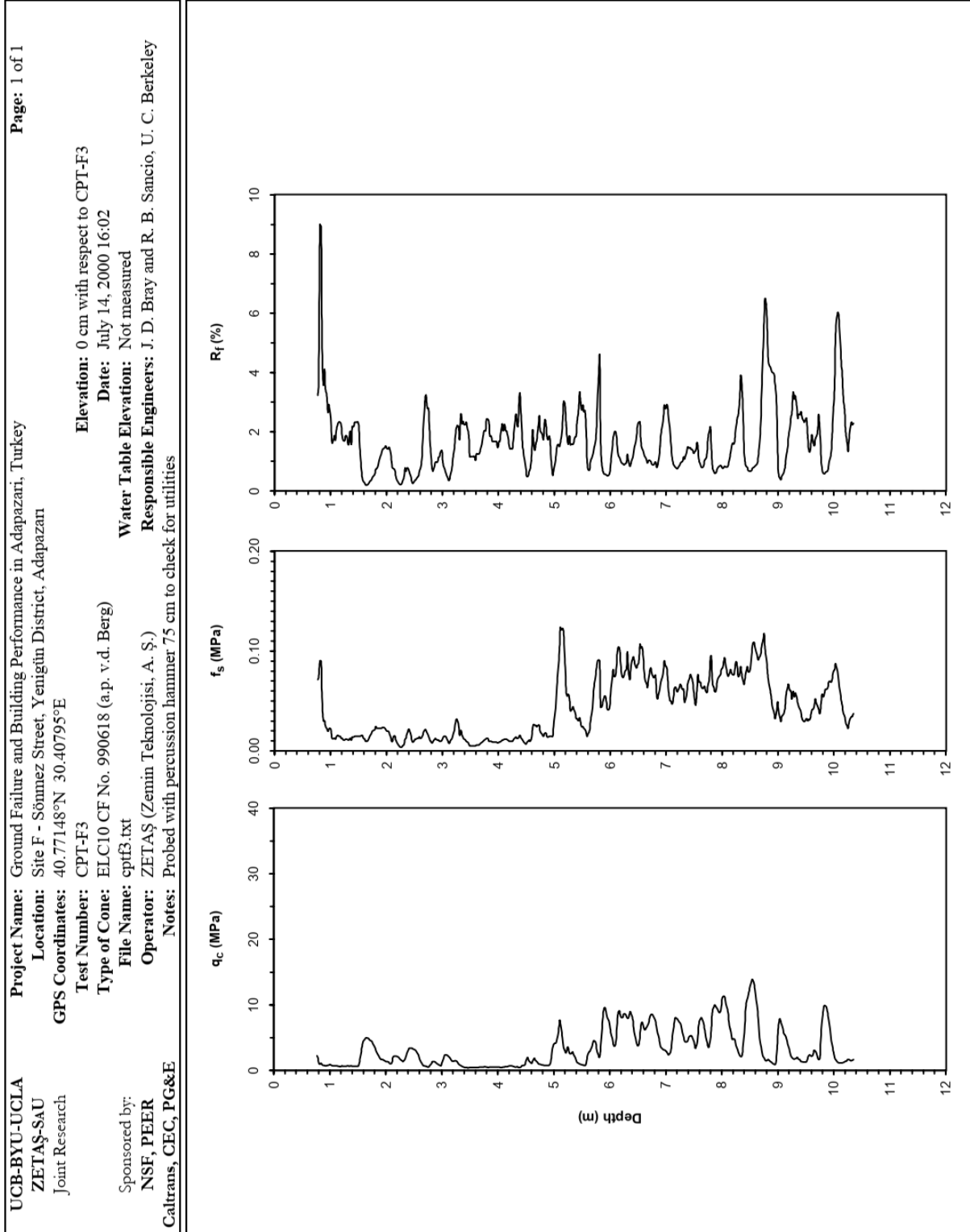
CPT-F1 Logu (devam)



CPT-F1 Logu (devam)



CPT-F2 Logu



CPT-F3 Logu

SPT TABANLI SIVILAŞMA ANALİZİ SPT-BASED LIQUEFACTION ANALYSIS			
Proje adı / Project :	x kord./coordinate :		
Yer / Location : Adapazarı	y kord./coordinate :		
Sondaj / Borehole # : SPT-F1	z kord./coordinate :		

Deprem Parametreleri Earthquake Parameters			
No	a_{max}/g	Mw	MSF
1	0.42	7.4	1.03
2	0.42	7.4	1.03
3	0.42	7.4	1.03

Liquist-SPT v3.0			
FS is calculated by			
Youd et al. (2001) method			

SPT Bilgileri SPT Information			
Çekiç tipi ve enerji oranı / Hammer type and energy			
User-defined / Kendin seç			
Numune alıcı / Sampler			
Standard split			
Sondaj çapı / Borehole diameter			
D = 65 - 115 mm			
TEST			
1.00			
1.00			

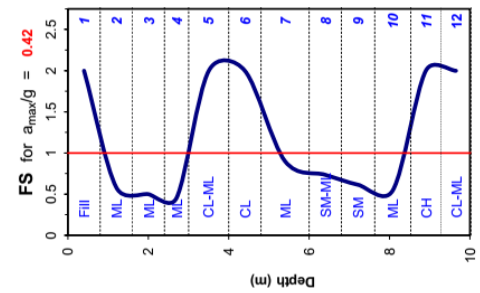
Tabaka ve kotlar Layers and Levels			
No	h (m)	Seviye/ Level (m)	Zemin Cinsi Soil Type
1	0.8	0.0 - 0.8	Fill
2	0.8	0.8 - 1.6	ML
3	0.8	1.6 - 2.4	ML
4	0.6	2.4 - 3.0	ML
5	1.0	3.0 - 4.0	CL-ML
6	0.8	4.0 - 4.8	CL
7	1.2	4.8 - 6.0	ML
8	0.8	6.0 - 6.8	SM-ML
9	0.8	6.8 - 7.6	SM
10	0.9	7.6 - 8.5	ML
11	0.8	8.5 - 9.3	CH
12	0.8	9.3 - 10.0	CL-ML

Zemin Bilgileri Information for Soils			
γ (kN/m ³)	Vs (m/s)	YASS GWL	E _p
157	17.7	-	50
165	18.2	+	57
165	18.2	+	51
165	17.9	+	54
165	17.9	+	64
165	17.6	+	67
165	17.6	+	59
165	17.6	+	59
165	17.6	+	57
165	17.4	+	61
165	17.4	+	70

Devirsel Gerilme Oranı Cyclic Stress Ratio (CSR)			
σ_v (kPa)	σ_h (kPa)	r_d	CSR for $a_{max}/g =$
21.4	21.4	0.997	0.42
32.1	32.1	0.985	0.42
37.9	37.9	0.979	0.42
44.5	44.5	0.973	0.42
51.8	51.8	0.966	0.42
59.7	59.7	0.959	0.42
67.5	67.5	0.951	0.42
73.8	73.8	0.945	0.42
80.6	80.6	0.938	0.42
86.9	86.9	0.932	0.42
92.6	92.6	0.916	0.42

Devirsel Direnç Oranı, Cyclic Resist. Ratio (CRR)			
$N_{1,60}$	$N_{1,60,cs}$	K_{cs}	CRR for $a_{max}/g =$
5.3	11.4	1.20	0.42
4.8	10.8	1.20	0.42
5.2	11.2	1.20	0.42
3.0	8.6	1.18	0.42
11.3	18.6	1.20	0.42
17.2	25.6	1.20	0.42
15.9	24.1	1.13	0.42
14.1	22.0	1.10	0.42
13.1	20.7	1.07	0.42
11.4	18.7	1.04	0.42
10.4	17.4	1.02	0.42

Güvenlik Sayısı Factor of Safety (FS)			
FS for $a_{max}/g =$	FS for $a_{max}/g =$	FS for $a_{max}/g =$	FS for $a_{max}/g =$
0.42	0.42	0.42	0.42
2.00	2.00	2.00	2.00
0.58	0.58	0.58	0.58
0.50	0.50	0.50	0.50
0.45	0.45	0.45	0.45
2.00	2.00	2.00	2.00
2.00	2.00	2.00	2.00
0.90	0.90	0.90	0.90
0.74	0.74	0.74	0.74
0.61	0.61	0.61	0.61
0.55	0.55	0.55	0.55
2.00	2.00	2.00	2.00
2.00	2.00	2.00	2.00



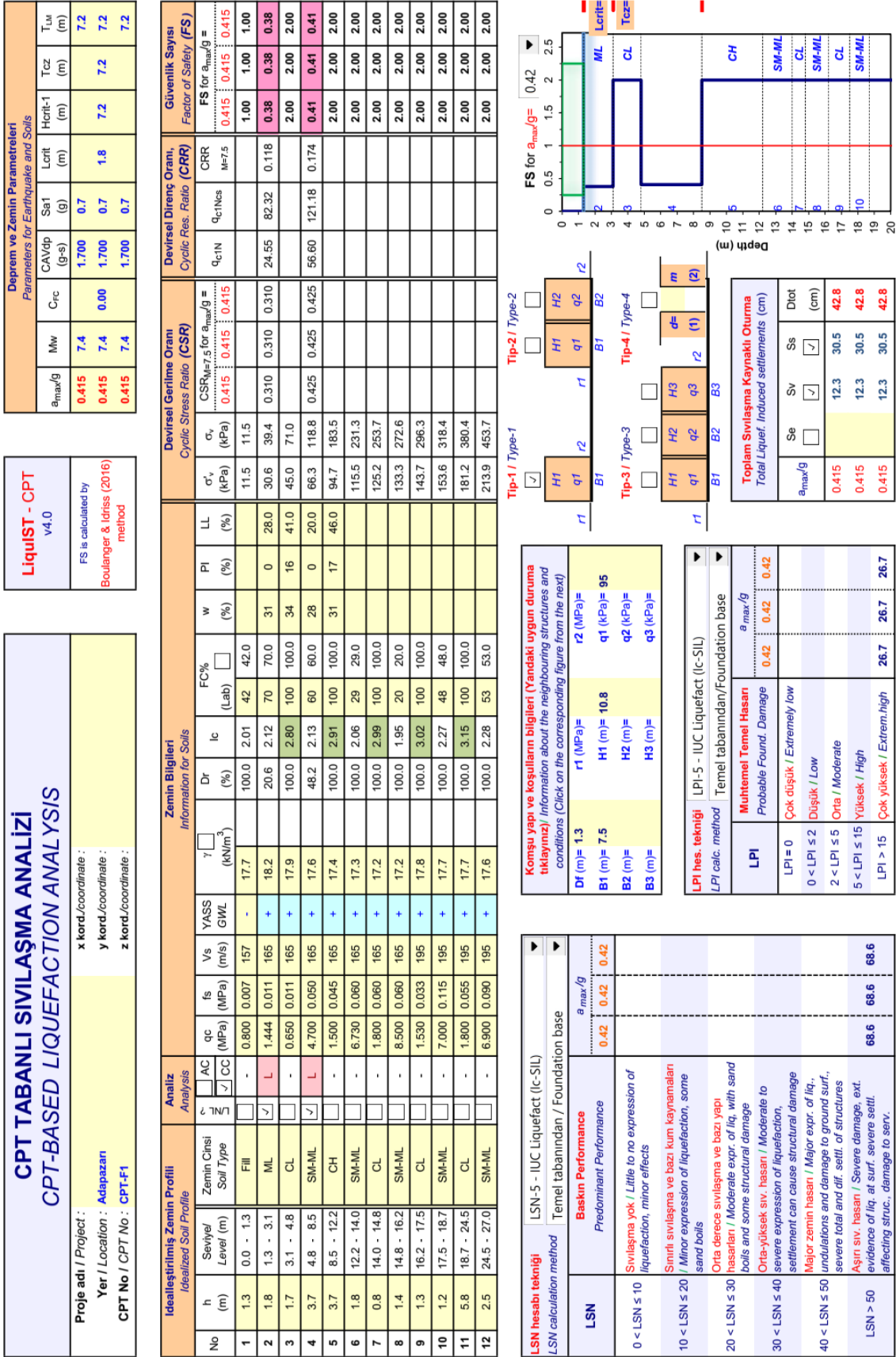
Hacimsel Oturma, Sv (Serbest Alan) Volumetric Settlements, Sv (Free-field)			
Yöntem / Method			
Ishihara & Yoshimine			
Sv =	15.2	cm for $a_{max}/g =$	0.42
Sv =	15.2	cm for $a_{max}/g =$	0.42
Sv =	15.2	cm for $a_{max}/g =$	0.42

Kapak Tabakası Etkisi Cap Layer Effect (Ishihara, 1985)			
a_{max}/g	H ₁ (m)	H ₂ (m)	Zemin Hasarı? Ground Damage?
0.42	1.3	1.8	Evet / YES
0.42	1.3	1.8	Evet / YES
0.42	1.3	1.8	Evet / YES

LSN= Siv. şiddeti sayısı/Liq. severity number			
LSN	Baskın Performans Predominant Performance	LSN	a_{max}/g
0-10	Sivilaşma yok / Little to no expression of liquefaction, minor effects	0.42	0.42
10-20	Orta derecede sivilaşma ve bazı yapı hasarları / Moderate exp. of liq. with sand boils and some structural damage	0.42	0.42
20-30	Orta-yüksek sivilaşma / Moderate to severe expression of liquefaction, settlement can cause structural damage	0.42	0.42
30-40	Yüksek sivilaşma / Major exp. of liq., undulations and damage to ground surf., severe total and diff. settl. of structures	0.42	0.42
40-50	Aşırı sivilaşma / Severe damage, ext. evidence of liq. at surf. severe settlement affecting struc., damage to serv.	0.42	0.42
> 50		0.42	0.42

LPI= Siv. potansiyeli indeks/Liq. potential ind.			
LPI	Muhtemel Temel Hasarı Probable Foundation Damage	LPI	a_{max}/g
LPI=0	Çok düşük / Extremely low	0.42	0.42
0 < LPI ≤ 5	Düşük / Low	0.42	0.42
5 < LPI ≤ 15	Yüksek / High	0.42	0.42
LPI > 15	Çok yüksek / Extremely high	0.42	0.42

LSI= Siv. şiddeti ind./Liquefaction severity ind.			
LSI	Muhtemel Temel Hasarı Probable Foundation Damage	LSI	a_{max}/g
0 < LSI ≤ 0.35	Çok düşük / Extremely low	0.42	0.42
0.35 < LSI ≤ 1.3	Düşük / Low	0.42	0.42
1.3 < LSI ≤ 2.5	Yüksek / High	0.42	0.42
2.5 < LSI ≤ 10	Çok yüksek / Extremely high	0.42	0.42



Liquidist - CPT
v4.0

FS is calculated by
Boulanger & Idriss (2016)
method

Devirsel Gerilme Oranı Cyclic Stress Ratio (CSR)							Devirsel Direnç Oranı, Cyclic Res. Ratio (CRR)				Güvenlik Sayısı Factor of Safety (FS)	
σ'_v (kPa)	σ_v (kPa)	CSR _{1/2} for $a_{max}/g =$	q_{c1N}	CRR	FS for $a_{max}/g =$							
11.5	11.5	0.415	0.415	0.415	0.415							
30.6	39.4	0.310	0.310	0.118	1.00							
45.0	71.0				0.38							
66.3	118.8	0.425	0.425	0.174	0.41							
94.7	183.5				0.38							
115.5	231.3				0.38							
125.2	253.7				0.38							
133.3	272.6				0.38							
143.7	296.3				0.38							
153.6	318.4				0.38							
181.2	380.4				0.38							
213.9	453.7				0.38							

Liquidist - CPT
v4.0

FS is calculated by
Boulanger & Idriss (2016)
method

Devirsel Gerilme Oranı Cyclic Stress Ratio (CSR)							Devirsel Direnç Oranı, Cyclic Res. Ratio (CRR)				Güvenlik Sayısı Factor of Safety (FS)	
σ'_v (kPa)	σ_v (kPa)	CSR _{1/2} for $a_{max}/g =$	q_{c1N}	CRR	FS for $a_{max}/g =$							
11.5	11.5	0.415	0.415	0.415	0.415							
30.6	39.4	0.310	0.310	0.118	1.00							
45.0	71.0				0.38							
66.3	118.8	0.425	0.425	0.174	0.41							
94.7	183.5				0.38							
115.5	231.3				0.38							
125.2	253.7				0.38							
133.3	272.6				0.38							
143.7	296.3				0.38							
153.6	318.4				0.38							
181.2	380.4				0.38							
213.9	453.7				0.38							

Liquidist - CPT
v4.0

FS is calculated by
Boulanger & Idriss (2016)
method

Devirsel Gerilme Oranı Cyclic Stress Ratio (CSR)							Devirsel Direnç Oranı, Cyclic Res. Ratio (CRR)				Güvenlik Sayısı Factor of Safety (FS)	
σ'_v (kPa)	σ_v (kPa)	CSR _{1/2} for $a_{max}/g =$	q_{c1N}	CRR	FS for $a_{max}/g =$							
11.5	11.5	0.415	0.415	0.415	0.415							
30.6	39.4	0.310	0.310	0.118	1.00							
45.0	71.0				0.38							
66.3	118.8	0.425	0.425	0.174	0.41							
94.7	183.5				0.38							
115.5	231.3				0.38							
125.2	253.7				0.38							
133.3	272.6				0.38							
143.7	296.3				0.38							
153.6	318.4				0.38							
181.2	380.4				0.38							
213.9	453.7				0.38							

Liquidist - CPT
v4.0

FS is calculated by
Boulanger & Idriss (2016)
method

Devirsel Gerilme Oranı Cyclic Stress Ratio (CSR)							Devirsel Direnç Oranı, Cyclic Res. Ratio (CRR)				Güvenlik Sayısı Factor of Safety (FS)	
σ'_v (kPa)	σ_v (kPa)	CSR _{1/2} for $a_{max}/g =$	q_{c1N}	CRR	FS for $a_{max}/g =$							
11.5	11.5	0.415	0.415	0.415	0.415							
30.6	39.4	0.310	0.310	0.118	1.00							
45.0	71.0				0.38							
66.3	118.8	0.425	0.425	0.174	0.41							
94.7	183.5				0.38							
115.5	231.3				0.38							
125.2	253.7				0.38							
133.3	272.6				0.38							
143.7	296.3				0.38							
153.6	318.4				0.38							
181.2	380.4				0.38							
213.9	453.7				0.38							

Liquidist - CPT
v4.0

FS is calculated by
Boulanger & Idriss (2016)
method

Devirsel Gerilme Oranı Cyclic Stress Ratio (CSR)							Devirsel Direnç Oranı, Cyclic Res. Ratio (CRR)				Güvenlik Sayısı Factor of Safety (FS)	
σ'_v (kPa)	σ_v (kPa)	CSR _{1/2} for $a_{max}/g =$	q_{c1N}	CRR	FS for $a_{max}/g =$							
11.5	11.5	0.415	0.415	0.415	0.415							
30.6	39.4	0.310	0.310	0.118	1.00							
45.0	71.0				0.38							
66.3	118.8	0.425	0.425	0.174	0.41							
94.7	183.5				0.38							
115.5	231.3				0.38							
125.2	253.7				0.38							
133.3	272.6				0.38							
143.7	296.3				0.38							
153.6	318.4				0.38							
181.2	380.4				0.38							
213.9	453.7				0.38							

Liquidist - CPT
v4.0

FS is calculated by
Boulanger & Idriss (2016)
method

Devirsel Gerilme Oranı Cyclic Stress Ratio (CSR)							Devirsel Direnç Oranı, Cyclic Res. Ratio (CRR)				Güvenlik Sayısı Factor of Safety (FS)	
σ'_v (kPa)	σ_v (kPa)	CSR _{1/2} for $a_{max}/g =$	q_{c1N}	CRR	FS for $a_{max}/g =$							
11.5	11.5	0.415	0.415	0.415	0.415							
30.6	39.4	0.310	0.310	0.118	1.00							
45.0	71.0				0.38							
66.3	118.8	0.425	0.425	0.174	0.41							
94.7	183.5				0.38							
115.5	231.3				0.38							
125.2	253.7				0.38							
133.3	272.6				0.38							
143.7	296.3				0.38							
153.6	318.4				0.38							
181.2	380.4				0.38							
213.9	453.7				0.38							

Liquidist - CPT
v4.0

FS is calculated by
Boulanger & Idriss (2016)
method

Devirsel Gerilme Oranı Cyclic Stress Ratio (CSR)							Devirsel Direnç Oranı, Cyclic Res. Ratio (CRR)				Güvenlik Sayısı Factor of Safety (FS)	
σ'_v (kPa)	σ_v (kPa)	CSR _{1/2} for $a_{max}/g =$	q_{c1N}	CRR	FS for $a_{max}/g =$							
11.5	11.5	0.415	0.415	0.415	0.415							
30.6	39.4	0.310	0.310	0.118	1.00							
45.0	71.0				0.38							
66.3	118.8	0.425	0.425	0.174	0.41							
94.7	183.5				0.38							
115.5	231.3				0.38							
125.2	253.7				0.38							
133.3	272.6				0.38							
143.7	296.3				0.38							
153.6	318.4				0.38							
181.2	380.4				0.38							
213.9	453.7				0.38							

Liquidist - CPT
v4.0</

İNTİHAL RAPORU İLK SAYFASI

4801191084-Berke ÖZTÜRK Yüksek Lisans

ORJİNALLİK RAPORU

%**8**

BENZERLİK ENDEKSİ

%**6**

İNTERNET KAYNAKLARI

%**1**

YAYINLAR

%**4**

ÖĞRENCİ ÖDEVLERİ

BİRİNCİL KAYNAKLAR

1	Submitted to The Scientific & Technological Research Council of Turkey (TUBITAK) Öğrenci Ödevi	% 2
2	docplayer.biz.tr İnternet Kaynağı	% 1
3	acikbilim.yok.gov.tr İnternet Kaynağı	% 1
4	polen.itu.edu.tr İnternet Kaynağı	% 1
5	jag.journalagent.com İnternet Kaynağı	<% 1
6	www.vtt.fi İnternet Kaynağı	<% 1
7	dergipark.org.tr İnternet Kaynağı	<% 1
8	openaccess.hacettepe.edu.tr:8080 İnternet Kaynağı	<% 1
9	www.researchgate.net İnternet Kaynağı	<% 1