TEMEL ZEMİNLERİNDE SIVILAŞMA POTANSİYELİNİN İKİ BOYUTLU SAYISAL ANALİZLERLE DEĞERLENDİRİLMESİ

B. Unutmaz[1]

[1]*Yrd. Doç. Dr., İnşaat Müh. Bölümü, Kocaeli Üniversitesi, Kocaeli*
Email: berna.unutmaz@kocaeli.edu.tr

ÖZET:

Günümüzde, mühendislik yapılarının deprem sonrasındaki performanslarının belirlenmesi ile ilgili çok sayıda çalışma bulunmaktadır. Bu çalışmalarda, zeminden kaynaklanabilecek olası kuvvetler binaların üzerine etki ettirilmekte ve böylece zeminin bina üzerindeki etkisi de dikkate alınarak, binanın performansı hesaplanabilmektedir. Fakat üst yapının varlığının, zemin performansı üzerinde yaratacağı etkilerin değerlendirilmesi konusunda maalesef fazla çalışma bulunmamaktadır. Üzerinde yapı bulunmayan, -serbest saha koşulları altında olarak da tanımlanan- eğimsiz zemin profillerinde deprem yükleri altında sıvılaşma tetiklenme potansiyelinin belirlenmesine yönelik genel bir görüş birliği bulunmasına rağmen, üst yapı etkisi altındaki temel zeminlerinin sıvılaşma tetiklenme potansiyeli ile ilgili görüş ayrılıkları ve çeşitli zorluklar bulunmaktadır. Bu konunun açıklığa kavuşturulabilmesi için, yazar tarafından daha önce, bina varlığının etkisinin belirlenebilmesi amacı ile senaryo zemin, üstyapı ve deprem kayıtları kombine edilerek sonlu farklar yöntemine dayalı, üç boyutlu toplam gerilme analizleri gerçekleştirilmiştir. Gerek üç boyutlu analizlerin modellenmesindeki zorluklar ve gerekse bu analizlerin çözüm sürelerinin çok uzun olması, temel zeminlerinin sıvılaşma potansiyelinin belirlenmesinde bu tip analizleri yapmayı, özellikle ilk projelendirme aşamasında, pek mümkün kılmamaktadır. Bu nedenle, yine aynı çalışmada, sıvılaşma tetiklenme potansiyelinde üst yapının etkisini belirleyebilmek amacı ile, gelişmiş olasılıksal yöntemler (maksimum olabilirlik yöntemi) kullanılarak ortalama ve maksimum tekrarlı gerilme oranlarını tanımlayan ($CSR_{SSEI,ortalama}$ ve $CSR_{SSEI,maksimum}$) basitleştirilmiş bir yöntem önerilmiş ve üç boyutlu analizlere ihtiyaç duyulmadan bina temellerinde sıvılaşma tetiklenme potansiyellerinin belirlenebilmesine çalışılmıştır. Yapılan çalışmalar sonucunda elde edilmiş basitleştirilmiş yöntemin, sayısal analiz ve literatürden edilen deney sonuçları ile uyum içerisinde olduğu görülmüştür. Bu bildiri kapsamında, daha önceki çalışmalarda üç boyutlu analizleri yapılmış örneklerin iki boyutlu modelleme sonuçları sunulacak ve iki boyutlu olarak analizler sonrasında elde edilecek sonuçların, daha önce gerçekleştirilmiş olan üç boyutlu analiz sonuçları ile karşılaştırması yapılacaktır. Böylece bu iki farklı analizin birbiri ile uyum içerisinde olup olmadıkları belirlenerek, farklı zemin – yapı bileşimlerinin olduğu durumlarda iki boyutlu analizlerin kullanılıp kullanılamayacağı konusundaki bir fikir edinilmesi sağlanacaktır.

ANAHTAR KELİMELER: Zemin Sıvılaşması, Sonlu Farklar Yöntemi, Zemin Yapı Etkileşimi, İki Boyutlu Analiz

1. GİRİŞ

Üzerinde yapı bulunmayan, -serbest saha koşulları altında olarak da tanımlanan- eğimsiz zemin profillerinde deprem yükleri altında sıvılaşma tetiklenme potansiyelinin belirlenmesine yönelik genel bir görüş birliği bulunmasına rağmen, üst yapı etkisi altındaki temel zeminlerinin sıvılaşma tetiklenme potansiyeli ile ilgili görüş ayrılıkları ve çeşitli zorluklar bulunmaktadır. Bu konudaki çalışmalar Seed ve Idriss (1971) tarafından yapılmış basitleştirilmiş formüle dayanmaktadır. Bu formülde tekrarlı gerilme oranı CSR tanımlanmış ve bu terim

sıvılaşma açısından bir talep terimi olarak değerlendirilmiştir. Bu çalışmadan sonra da Liao vd.(1988), Liao ve Lum (1998), Youd ve Noble (1997), Toprak vd. (1999), Juang vd. (2002), Cetin vd. (2004) tarafından yapılan çalışmalarda da CSR terimi ve sıvılaşma potansiyeli arasındaki ilişkiler geliştirilmeye çalışılmıştır. Fakat yapılardan kaynaklanan ve normal koşullar altında zeminde yer almayan ek kesme kuvvetleri, yapıların ağırlığı ve yapı ataletinden kaynaklanan ek kuvvetler sıvılaşma potansiyelini önemli ölçüde değiştirmektedir. Veletsos ve Meek tarafından 1974 yılında tanımlanan zemin – yapı rijitlik oranı σ zemin kayma hızı, yapı periyodu ve yapının yüksekliği arasında bir oran olup, 3 ile 20 arasında olması durumunda zemin – yapı etkileşiminin kritik olacağını söylemektedir. Hwang vd. (1994), Liu ve Dobry (1997) ve Travasarou vd. (2006) bina altlarında sıvılaşma potansiyelinin belirlenmesi amacı ile çalışmalar yapmış ve bina köşelerinin sıvılaşma potansiyeli açısından bina orta bölgelerine göre daha kritik olduğunu göstermişlerdir. Bunlara ek olarak, Stewart vd. (1999) tarafından sistem tanıma teknikleri ve atalet etkileri çalışılmıştır. Fakat bu çalışmalar, bina altındaki temel zeminlerinin sıvılaşma potansiyelini belirlemek amacı ile bir yöntem önermemişlerdir. Unutmaz (2008) tarafından yapılan çalışmada, üç boyutlu sayısal analizler yapılmış ve bu analizlerin sonuçlarına dayanılarak ve olasılıksal yöntemler kullanılarak, kolaylıkla elde edilebilecek değişkenlere bağlı basitleştirilmiş bir yöntem önerilmiştir.

Bu bildirinin amacı iki boyutlu sayısal analizler ile temel zeminlerinin sıvılaşma tetiklenme potansiyellerinin belirlenip belirlenemeyeceğinin saptanmasıdır. Bu amaçla, FLAC programı kullanılarak iki boyutlu analizler yapılmış ve bu analizler sonrasında elde edilen değerler daha önce üç boyutlu analizler sonucunda elde edilmiş basitleştirilmiş formül ile karşılaştırılmıştır.

2. ÜÇ BOYUTLU ANALİZ SONUÇLARI

Unutmaz, (2008) tarafından üç boyutlu FLAC-3D programı ile analizler yapmış, yapılan bu analizlerden elde ettiği sonuçları temel altı zeminlerinin sıvılaşma potansiyelinin hesaplanmasında kullanmıştır. Bu amaçla, zemin ve depremin kolay elde edilebilir parametrelerine (zeminin kayma dalga hızı, binanın yüksekliği, bina periyoduna karşılık gelen spektral ivme değeri, maksimum yer ivmesi, temel genişliği, vb.) bağlı olarak basitleştirilmiş ve Denklem (1)'de sunulan formül geliştirilmiştir.

$$CSR_{es,SSI}(z) = 0.715 \cdot \left(\frac{1.383 \cdot \exp(0.036\sigma) \cdot \exp\left(-0.495 \frac{S_A(T)}{PGA}\right) \cdot \exp\left(-0.2 \frac{h}{B}\right) \cdot \tau_{b,\max}(z) + \tau_{soil,\max}(z)}{\sigma_{SSI}(z) \cdot K_\alpha(z) \cdot K_\sigma(z)} \right)^{1.248} \quad (1)$$

Elde edilen bu formülün doğruluğu literatürde bulunan santrifüj (Ghosh ve Madabhushi, 2003, Mitrani ve Madabhushi, 2006) ve sarsma tablası (Rollins ve Seed, 1990) deneyleri ile karşılaştırılmış ve birbirleri ile oldukça tutarlı sonuçlar elde edilmiştir. Ayrıca daha sonra Dashti vd. (2010) tarafından yayınlanan santrifüj deney sonuçları da elde edilen sonuçlar ile tutarlıdır. Laboratuvar deneylerine ek olarak, geçmiş depremlerde gözlenen birçok vaka örneği de önerilen basitleştirilmiş formülün doğruluğunu teyit etmektedir. Bu konu ile ilgili detaylar Çetin vd. (2010) ve Unutmaz ve Çetin (2010)'da ayrıntılı olarak sunulmuştur.

3. İKİ BOYUTLU SAYISAL ANALİZLER

Bu bildiri kapsamında, temel zeminlerinde sıvılaşma potansiyelinin belirlenebilmesi için iki boyutlu sayısal analizler yapılmıştır. Bu amaçla, kayma dalga hızları 100, 150 ve 200 m/s olan homojen temiz kum, ve özellikleri Tablo 1'de sunulan üç farklı zemin tipi seçilmiştir. Bu üç zemin profili üzerine, periyotları 0.22 ile 0.50 saniye arasında değişen dört farklı bina tipi değişik kombinasyonlarla yerleştirilmiştir. Bu yapıların temel

sistemleri, kalınlıkları 30 ile 50 cm arasında değişen radye temel sistemlerinden oluşmaktadır. Binanın taşıma sistemi olarak düzenli kiriş kolon sistemi kullanılmıştır. Kolon ve kiriş boyutları sırası ile $80 \times 80\ cm$ ve $50 \times 50\ cm$ olarak seçilmiştir. Bu zemin profili ve yapı örneklerinin farklı kombinasyonları üzerinde 1979 Imperial Valley Depremi, M_w = 6.4, Cerro Prieta (IMP), 1989 Loma Prieta Depremi, M_w = 7.0 Santa Cruz USCS Lick Observatory Station (LP), 1995 Kobe Depremi, M_w = 6.9, Chihaya Station (CHY), ve 1999 Kocaeli Depremi, M_w = 7.4, Sakarya (SKR) kayıtları kullanılarak dinamik analizler yapılmıştır.

Tablo 1. Zemin profillerinin özellikleri

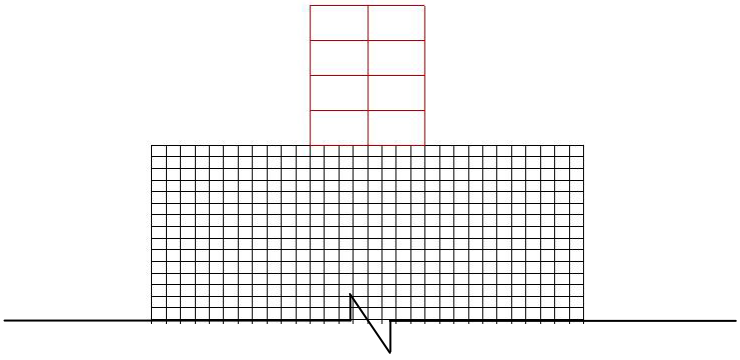
V_s (m/s)	K (kPa)	G (kPa)	c (kPa)	ϕ (°)
100	39000	18000	5	30
150	88000	40500	5	30
200	3576000	72000	5	30

Her bir zemin profili üzerinde statik ve dinamik olmak üzere iki ayrı set analiz yapılmıştır. Yapılan analizlerin bir özeti Tablo 2'de gösterilmiştir. Her zemin tipi ilk olarak üzerinde yapı bulunmadan serbest saha olarak statik ve dinamik analizlere tabi tutulmuştur. Sonrasında, statik analizi yapılan zemin profilleri üzere binalar yerleştirilmiş ve bu kesitler ilk olarak statik, sonra da dinamik olarak analiz edilmiştir.

Tablo 2. Analiz özetleri

No.	V_s (m/s)	$T_{yapı}$	Kuvvetli Yer Hareketi	No.	V_s (m/s)	$T_{yapı}$	Kuvvetli Yer Hareketi
1	100	0.22	SKR, CHY, LP, IMP	7	150	0.38	SKR, CHY, LP, IMP
2	100	0.30	SKR, CHY, LP, IMP	8	150	0.50	SKR, CHY, LP, IMP
3	100	0.38	SKR, CHY, LP, IMP	9	200	0.22	SKR, CHY, LP, IMP
4	100	0.50	SKR, CHY, LP, IMP	10	200	0.30	SKR, CHY, LP, IMP
5	150	0.22	SKR, CHY, LP, IMP	11	200	0.38	SKR, CHY, LP, IMP
6	150	0.30	SKR, CHY, LP, IMP	12	200	0.50	SKR, CHY, LP, IMP

V_s=100 m/s olan ve üzerindeki bina periyodu 0.38 s olan kesit (Analiz No.:3) için, FLAC2D tarafından oluşturulan sonlu elemanlar modeli Şekil 1'de sunulmuştur. Kolon ve kirişlerin alanları, elastik modülleri ve diğer özellikleri, bina periyodu 0.38 s olacak biçimde ayarlanmıştır. Statik durumda, zemin profilinin altı hem yatay hem de düşey yönde harekete karşı sınırlandırılırken, kesitin kenarlarının sadece düşey yönde hareket edebilmesine olanak verilmiştir. Dinamik durumda ise programın içeriğinde bulunan 'free field' yani serbest saha sınır koşulları kullanılmıştır.



Şekil 1. V_s=100 m/s, $T_{yapı}$=0.38 s (Analiz No.: 3) olan durum için FLAC 2D modeli

3.1. FLAC 2D analiz sonuçlarının değerlendirilmesi

Statik ve dinamik analizler sona erdikten sonra, temel zeminlerinin sıvılaşma potansiyellerini değerlendirmek amacı ile, dinamik analiz boyunca, çeşitli derinliklerde zeminde oluşan maksimum kesme gerilmesi değerleri belirlenmiş, bu kesme gerilmesi değerleri Denklem (2)'de de belirtildiği gibi statik halde, o derinlikteki efektif gerilmeye bölünerek söz konusu nokta için tekrarlı gerilme oranı (CSR_{es}) hesaplanmıştır (Seed ve Idriss, 1971).

$$CSR_{es} = 0.65\frac{Maksimum\ Kesme\ Gerilmesi}{Efektif\ Gerilme} = 0.65\frac{\tau_{maks}}{\sigma_v'} \qquad (2)$$

CSR değerinin hesaplanabilmesi için, iki boyutlu sayısal analizler sırasında elde edilen maksimum kesme kuvveti, zemin sıvılaşması açısından kritik bölgelerde (zemin yüzeyi, bina köşeleri, bina orta noktası, serbest saha, vb.) belirlenmesi gerekmektedir. Bu amaçla zemin profili boyunca 7 adet derinlik (z = 30, 29, 29, 26, 24, 22 ve 14 m) seçilmiştir. z = 30 m yüzeyi gösterirken, z = 14 m yüzeyden 16 m derinliği göstermektedir. Yatayda ise binanın merkezinden başlayarak 10 adet noktada (x/B = 0.000, 0.125, 0.250, 0.375, 0.500, 0.625, 0.750, 1.000, 1.250 ve 1.500) kayma gerilmesi değerleri kaydedilmiştir. Burada 'x' yatayda merkezden uzaklığı, 'B' ise binanın kısa boyutunu göstermektedir. Bu durumda x/B = 0.0, binanın merkezini, x/B = 0.5 ise binanın köşesini simgelemektedir. Böylece seçilen her derinlikte CSR değişiminin grafiği çizilebilmektedir.

Denklem (2)'de verilen ve Seed ve Idriss tarafından 1971 yılında önerilen CSR değeri serbest saha CSR değerini göstermektedir. Bu değer saha üzerinde bulunan herhangi bir yapının etkisini dikkate almamaktadır. Ancak, üzerinde yapı bulunan zeminlerde özellikle kesme gerilmesi daha farklı gelişmektedir. Bu değişiklik CSR değerinin hesaplanmasına yansımaktadır ve CSR değeri hem yapıdan dolayı oluşan kesme kuvvetlerini, hem de bina ağırlığının dikkate alınarak hesaplandığı bir efektif gerilme kullanılarak, biraz daha farklı hesaplanmalıdır.
Söz konusu bu farklılıklar, CSR değerinin hesaplanmasından bazı değişikliklerin yapılmasına sebep olmuştur. İlk olarak, zeminin üzerinde yapı bulunan modelin dinamik analizleri sonrasında FLAC programından alınan maksimum kayma gerilmesi değerinden, serbest sahada ölçülen maksimum kayma değerinin çıkartılmış ve sadece depremden kaynaklanan kesme gerilmesi hesaplanmıştır. İkinci olarak da, herhangi bir derinlikte efektif gerilme hesaplanırken, binanın ağırlığı da dikkate alınmış ve bina ağırlığı ve toprağın efektif gerilmeleri toplanmıştır (toplam efektif gerilme, $\sigma_{v,SSI}'$). Bu farklılıklar da göz önüne alındığında, $CSR_{SSI,es}$ Denklem (3)'de sunulduğu şekilde hesaplanabilir:

$$CSR_{SSI,es} = 0.65\frac{Tabandaki\ Maksimum\ Kesme\ Gerilmesi}{Toplam\ Efektif\ Gerilme} = 0.65\frac{\tau_{taban,maks}}{\sigma_{v,SSI}'} \qquad (3)$$

Denklem (3)'de yer alan taban maksimum kesme gerilmesi hesaplanırken, $\tau_{taban,maks}$ FLAC analizleri sonucunda elde edilen değerler başlangıç kesme gerilmesi (τ_{ilk}) ve o derinlikteki efektif gerilme değerine (σ_v') göre düzeltilmiştir. Bu düzeltme faktörleri sırası ile K_α ve K_σ olarak adlandırılır. Bu düzeltme faktörleri ile ilgili ayrıntılı açıklama sonraki bölümlerde yapılmıştır:

3.2. K_α düzeltme faktörü

K_α düzeltme faktörü zemin sıkılığına ve binadan gelen kesme gerilmelerinin, toplam efektif gerilmeye bölünmesi ile bulunan ve Denklem (4)'de sunulan α değerine bağlı olarak belirlenmektedir.

$$\alpha = \frac{\tau}{\sigma_v'} \qquad (4)$$

α değeri, yatayda kesme kuvvetlerinin en yüksek değerlerine ulaştıkları bina köşelerinde artış gösterirken, bina orta bölgelerinde neredeyse sıfır değerini almaktadır. Düşey doğrultuda ise, bina etkisinin devam ettiği derinlik boyunca azalarak aynı eğilimi göstermektedir. α değerin yatayda maksimum olduğu bölge, tahmin edileceği üzere bina köşeleridir.

α değerleri hesaplandıktan sonraki aşama bu değerlere karşılık gelen K_α değerlerinin belirlenmesidir ve bu amaçla, NCEER 1997 tarafından önerilen grafik kullanılmıştır. α değerleri zeminin sıkılığına bağlıdır ve rölatif sıkılığı %50'den fazla olan zeminlerde 1.00'den büyükken, daha gevşek zeminlerde 1.00'in altında değerler almaktadır.

3.3. K_σ düzeltme faktörü

K_σ düzeltme faktörü efektif gerilmenin 100 kPa'dan farklı olan bölgelerde, normalizasyon yapılması amacıyla ilk olarak Seed (1983) tarafından ortaya atılmıştır. 100 kPa'dan daha büyük basınçlarda, K_σ düzeltme faktörü birden düşüktür ve artan basınçla beraber azaltmaktadır. K_σ değerinin hesaplanabilmesi için Boulanger ve Idriss (2004) tarafından önerilen ve Denklem (5)'de sunulan formüller kullanılmıştır:

$$K_\sigma = 1 - C_\sigma \ln\left(\frac{\sigma'_{v0}}{P_a}\right) \le 1.0 \tag{5a}$$

$$C_\sigma = \frac{1}{18.9 - 17.3 D_R} \le 0.3 \tag{5b}$$

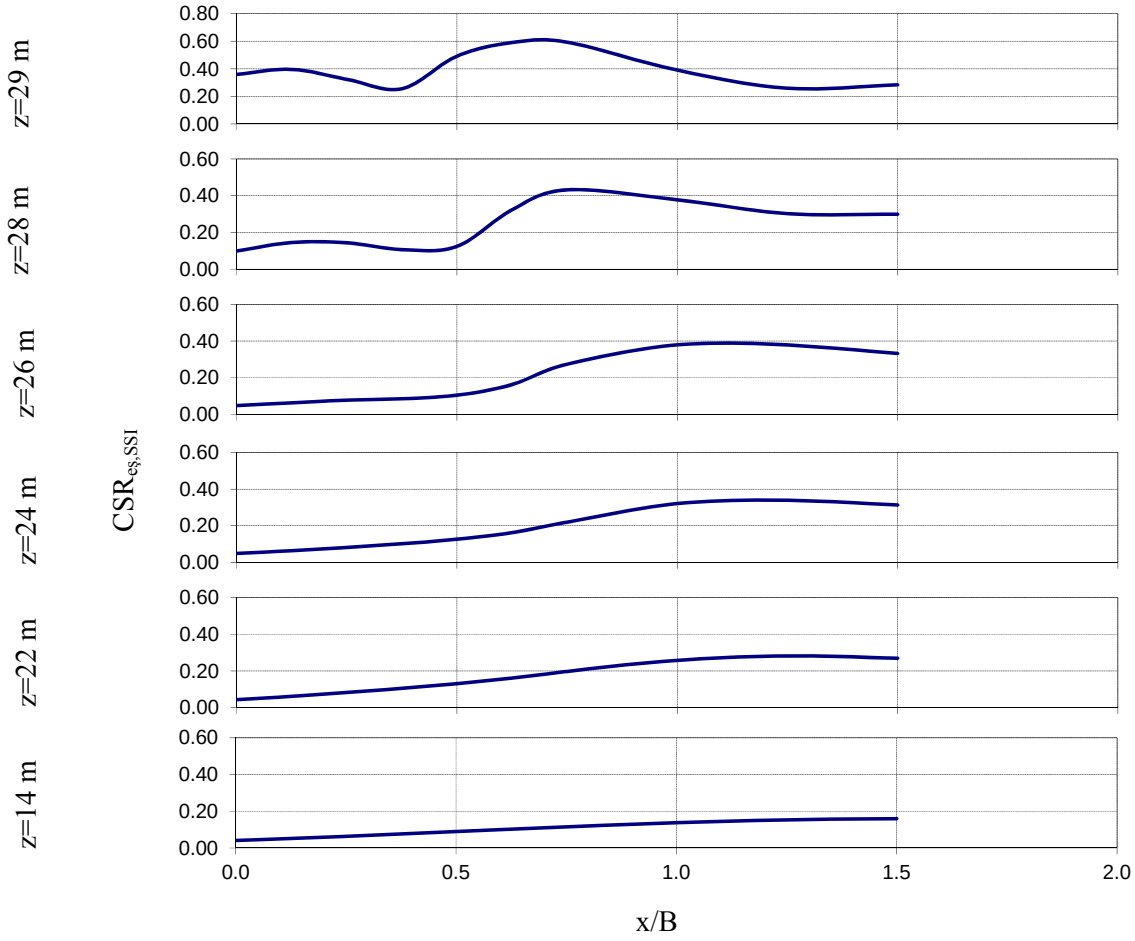
Denklem (3)'de sunulan $CSR_{es,SSI}$ değeri hesaplanırken Denklem (6)'da gösterildiği şekilde gerekli düzeltme katsayıları ile çarpılmıştır.

$$CSR_{SSI,es} = 0.65 \frac{Tabandaki Maksimum\ Kesme\ Gerilmesi}{Toplam Efektif\ Gerilme} \times \frac{1}{K_\alpha \times K_\sigma} = 0.65 \frac{\tau_{taban,maks}}{\sigma_{v,SSI}'} \times \frac{1}{K_\alpha \times K_\sigma} \tag{6}$$

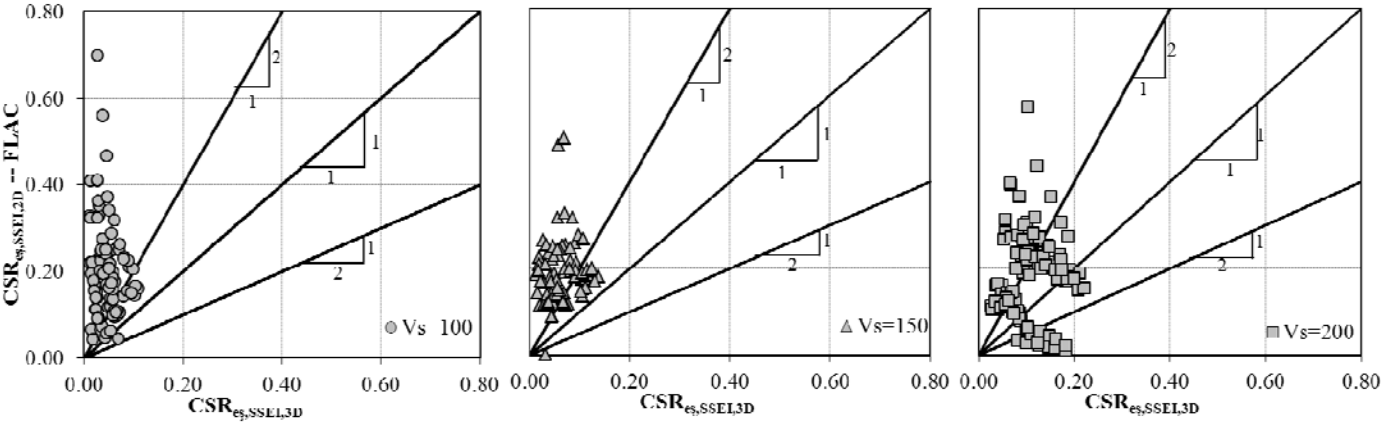
Tüm düzeltme faktörleri uygulanarak, FLAC analizleri sonucunda maksimum taban kesme gerilmesi elde edilen her noktada ve derinlikte kesme gerilmeleri hesaplanmıştır. Hesaplanan bu kesme gerilmeleri grafiksel ortama aktarılmıştır. Örmek teşkil etmesi amacıyla, bu bildiri kapsamında kayma dalga hızı V_s=100 m/s olan ve üzerinde periyodu 0.38 s olan bir bina bulunan kesitte $CSR_{SSI,es}$'ın derinlikle değişimi Şekil 2'de sunulmuştur. Bu grafiklerde, yüzeyde (z = 30m) bulunan değerler gösterilmemiştir. Bunun sebebi yüzeyde K_σ değerlerindeki belirsizliklerin $CSR_{SSI,eş}$ değerini yüzeyde oldukça fazla etkilemesi ve çok da anlamlı olmayan sonuçlar ortaya çıkarmasıdır.

4. İKİ VE ÜÇ BOYUTLU ANALİZLERİN KARŞILAŞTIRILMASI

İki boyutlu sayısal modelleme sonucu elde edilen $CSR_{es,SSI}$ değerleri Tablo 2'de özeti verilen her durum için hesaplanmıştır. Yapılan analizler sonrasında elde edilen değerler, üç boyutlu analizler sonrasında elde edilmiş ve Denklem (1)'de sunulmuş olan formül sonucunda elde edilen değerler ile karşılaştırılmıştır. Şekil 3 bu karşılaştırmayı sunmaktadır. Bu şekilde analiz sonuçları kesme dalga hızlarına göre gruplanmıştır. 1:2 ve 2:1 limitlerinin içerisinde kalan değerler geoteknik mühendisliği açısından kabul edilebilir düzeydedir.



Şekil 2. V_s=100 m/s, $T_{yapı}$=0.38 s olan analizde, CSR değerinin derinlikle değişimi



Şekil 3. İki ve üç boyutlu CSR değerlerinin karşılaştırılması

Şekil 3'den anlaşılacağı üzere, iki boyutlu analizler sonrasında elde edilen değerleri özellikle kesme dalga boyu hızının V_s = 100 ve 150 m/s olduğu durumlarda, üç boyutlu analizlere göre daha yüksek değerlere ulaşmıştır. Bu

sonuçların sıvılaşma potansiyeli açısından düşünüldüğünde güvenli tarafta kalmasına rağmen, ekonomik olmayan sonuçlar doğuracağı kesindir.

5. SONUÇLAR

Bu bildiri kapsamında iki boyutlu analizleri yapılan çeşitli zemin + yapı kombinasyonlarının sonuçları sunulmuştur. Şu ana kadar yapılan analizlerdeki sonuçlar, genel olarak üç boyutlu analiz sonuçları ile tutarlıdır. Şöyle ki:

- $CSR_{SSI,eş}$ değerinin bina orta bölgelerinde minimum olması bina köşelerine doğru gidildikçe artması beklenmektedir. (Unutmaz, 2008)
- Maksimum $CSR_{SSI,eş}$ değerinin bina köşelerinde elde edilmesi beklenmektedir. (Unutmaz, 2008)
- Bina merkezinden yatayda ve düşeyde 1B mesafesinde bina etkisinin kalmayacağı öngörülmüştür. (Unutmaz, 2008)

Buna rağmen, iki boyutlu analizler sonrasında elde edilen CSR değerleri, üç boyutlu analizlere oranla yaklaşık iki kat daha yüksek değerlere erişmektedir. Bu sonuçta, iki boyutlu analizlerin bina temel zeminlerinin sıvılaşma potansiyellerinin belirlenmesinde pek tercih edilmemeleri gerekliliğini işaret etmektedir.

TEŞEKKÜR

Bu çalışma TÜBİTAK 110M787 no'lu Hızlı Destek projesi kapsamında gerçekleştirilmiştir. TÜBİTAK'a projeye sağladığı destekten dolayı teşekkürlerimi sunarım.

KAYNAKLAR

Boulanger, R.W., Idriss, I.M. (2004). State normalization of penetration resistances and the effect of overburden stress on liquefaction resistance. Proc., 11th International Conference on Soil Dynamics and Earthquake Engineering, and 3rd International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering, D. Doolin et al., eds., Stallion Press, Vol. 2, 484-491.

Cetin K.O., Seed R.B., Der Kiureghian A., Tokimatsu K., Harder L.F. Jr, Kayen R.E., Moss R.E.S. (2004). SPT-based probabilistic and deterministic assessment of seismic soil liquefaction potential. *J. of Geotech. and Geoenv. Engrg., ASCE*, **130:12**, 1314-1340.

Cetin K.O., Unutmaz B., and Jeremic B. (2010) Assessment of seismic soil liquefaction triggering beneath building foundation systems. METU Soil Mechanics and Found. Eng. Research Center, Report No: METU / GTENG 10/09-01

Dashti S., Bray J.D., Pestana J.M., Riemer M., Wilson D. (2010) Mechanism of seismically induced settlement of buildings with shallow foundations on liquefiable soil. *J. of Geotech. and Geoenv. Engrg.*, **136:1**, 151-164

FLAC2D-V6 (2008), "User's Manual-Fast Lagrangian Analysis of Continua", Itasca Consulting Group, Minnesota.

Ghosh B., Madabhushi S.P.G. (2003). Behaviour of rigid foundation on homogeneous loose soil. Data report on tests BG-01 to BG-03, Engineering Department, University of Cambridge, CUED/D-SOIL/TR. 330.

Hwang J. et al. (1994). Seismic analysis of liquefaction considering soil-structure interaction" 10th ECCE, Vol. I, Vienna, 1994

Juang C.H., Jiang T., Andrus R.D., (2002). Assessing the probability-based methods for liquefaction potential evaluation. *J. of Geotech. and Geoenv. Engrg., ASCE*, **128:7,** 580–589.

Liao S.S.C., Veneziano D., Whitman R.V. (1988). Regression models for evaluating liquefaction probability. *J. of Geotech. and Geoenv. Engrg., ASCE*, **114:4,** 389–411.

Liao S.S.C., Lum K.Y. (1998). Statistical analysis and application of the magnitude scaling factor in liquefaction analysis. Proc., ASCE 3rd Specialty Conf. in Geotech. Earthquake Eng. and Soil Dynamics, Vol. 1, 410–421.

Liu L., Dobry R. (1997). Seismic response of shallow foundation on liqueifable sand. *J. of Geotech. and Geoenv. Engrg., ASCE*, **123:6**, 557-567.

Mitrani H., Madabhushi S.P.G. (2006). Frame structures founded on liquefiable soil – Data report on centrifuge tests BM1 BM2 and BM3. Engineering Department, University of Cambridge, CUED/D-SOIL/TR. 342.

NCEER (1997). Proceedings of the NCEER Workshop on Evaluation of Liquefaction Resistance of Soils. Edited by Youd, T. L., Idriss, I. M., Technical Report No. NCEER-97-0022.

Rollins K.M., Seed H.B. (1990). Influence of buildings on potential liquefaction damage. *J. Geotech. Engrg., ASCE*, **116:2**, 165 – 185.

Seed, H.B., Idriss, I.M. (1971). Simplified procedure for evaluating soil liquefaction potential. *Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE*, **97:SM9**, Proc. Paper 8371, September 1971, 1249 – 1273.

Seed H.B. (1983). Earthquake resistant design of earth dams. Proceedings of Seismic Design of Embankments and Caverns, Philadelphia, ASCE, New York, 46–64.

Stewart J.P., Fenves G.L., Seed R.B. (1999). Seismic soil-structure interaction in buildings. I: Analytical methods. *J. of Geotech. and Geoenv. Engrg., ASCE*, **125:1,** 26-37.

Toprak, S., Holzer, T.L., Bennett, M.J., Tinsley JC. (1999). CPT-and SPT-based probabilistic assessment of liquefaction potential. Proc., 7th U.S.–Japan Workshop on Earthquake Resistant Design of Lifeline Facilities and Countermeasures Against Liquefaction, Seattle.

Travasarou T., Bray J.D., Sancio R.B. (2006). Soil-structure interaction analyses of building responses during the 1999 Kocaeli earthquake. Proc. 8th U.S. National Conference on Earthquake Eng., Paper No.1877.

Unutmaz B. (2008). Assessment of soil – structure – earthquake interaction induced soil liquefaction triggering. Doktora tezi, Ortadoğu Teknik Üniversitesi, Ankara.

Unutmaz B. and Cetin K.O. (2011) Post-cyclic settlement and tilting potential of mat foundations. S*oil Dyn. Earthq Engnrg.*; unpublished manuscript.

Veletsos A.S., Meek J.W. (1974). Dynamic behavior of building-foundation systems. *Earthq Eng. Str. Dyn.,* **3**, 121-138

Youd T.L., Noble S.K. (1997). Liquefaction criteria based on statistical and probabilistic analyses. Proceedings of NCEER Workshop on Evaluation of Liquefaction Resistance of Soils, NCEER Technical Rep. No: NCEER-97-0022, 201–205, 1997.