

ZEMİNLERİN DİNAMİK DAVRANIŞLARININ MODELLENMESİNE YÖNELİK GELİŞTİRİLEN YENİ PEKLEŞME KURALLARI

NOVEL HARDENING LAWS DEVELOPED FOR MODELING DYNAMIC BEHAVIOR OF SOILS

M.B. Can ÜLKER¹, Esra TATLIOĞLU²

ÖZET

Zeminlerin tekrarlı yükler altındaki dinamik davranışlarının bünyesel modellenmesi amacıyla günümüze kadar pek çok teorik model geliştirilmiştir. Bu modellerin matematiksel altyapısında kullanılan plastisite teorileri kapsamında önemli olan akma yüzeyleri ve deformasyon pekleşmesi fonksiyonlarıdır. Plastik şekil değiştirmelere bağlı olarak akma yüzeyinin tekrarlı yükleme sırasındaki evrimini kontrol eden bu pekleşme kuralları, zeminlerin elasto-plastik davranışlarını doğru modelleyebilmek bakımından oldukça önemlidir. Bu çalışmada, gevşek kum zeminlerle yumuşak kil zeminlerin tekrarlı yükler altındaki gerilme-şekil değiştirme davranışları, Genelleştirilmiş Plastisite Teorisi ile genişletilen klasik plastisite teorisi ve Sınırlayan Yüzey Plastisite Teorisi ile modellenmiştir. Kum zeminlerde kullanılan UBCSAND modeli bu bağlamda genişletilmiştir. Bu kapsamda her iki tür zemin için de yeni pekleşme kuralları geliştirilmiştir. Kumlu zeminler için geliştirilen pekleşme kuralı, birleşik deviatorik-hacimsel pekleşme şeklindedir. Killi zeminler için geliştirilen kural ise deviatorik pekleşmeyi baz alan ve plastik yükleme modülü hesabını güncelleyen bir interpolasyon kuralıdır. İlk yöntemde gevşek kumların sıvılaşma davranışı ve çevrimsel hareketlilik modellenmiş, ikinci yöntemde ise killerde plastik yumuşama nicelikselleştirilmiştir. Özellikle normal konsolide kohezyonlu zeminlerin dinamik yumuşama davranışının modellenmesinde, sınır ve akma yüzeyleri ilişkisi ile gerilme vektörünün yükleme sırasında buna göre güncellenmesinin önem taşıdığı belirlenmiştir. Çalışmada sayısal sonuçların tekrarlı drenajsız üç eksenli deney sonuçları ile iyi derecede uyumlu olduğu görülmüştür.

Anahtar Kelimeler: *Gevşek kumlar, pekleşme kuralı, plastisite, sıvılaşma, tekrarlı davranış, yumuşak killer*

¹ Doç. Dr., İTÜ Afet Yönetimi Enstitüsü, mbulker@itu.edu.tr (Sorumlu yazar)

² Dr. Öğr. Üyesi, Niğde Ömer Halisdemir Üniv., esratatlioglu@gmail.com

ABSTRACT

To date, many theoretical models have been developed for the constitutive modeling of soils under cyclic loads. Yield surfaces and hardening functions are crucial components of mathematical infrastructure of plasticity. These hardening rules, which control the evolution of the yield surface due to plastic deformations, are very important in order to accurately model the elasto-plastic behavior of soils. In this study, the cyclic stress-strain behaviors of loose sands and soft clays are modeled by the classical plasticity theory extended by Generalized Plasticity along with the Bounding Surface Plasticity. UBCSAND model has been extended in this context. New hardening rules were developed for both soil types. The hardening rule developed for sands is in the form of a combined deviatoric-volumetric hardening. For clays, it is an interpolation rule based on deviatoric hardening used in updating the plastic loading modulus. In the first, liquefaction and cyclic mobility of loose sands are modeled, while in the second, softening of clays is quantified. Especially in modeling the dynamic softening behavior, it has been determined that accurate update of the stress vector in relation to bounding and yield surfaces is important. The numerical results are in good agreement with the cyclic undrained triaxial test results.

Keywords: *Loose sands, hardening rule, plasticity, liquefaction, cyclic behavior, soft clays*

1. GİRİŞ

Zeminlerin tekrarlı yükler altındaki dinamik davranışlarının modellenenebilmesi, zeminlerin haiz olduğu deformasyon pekleşmesi özelliğinin ne kadar doğru hesaplanabilmesine doğrudan bağlıdır. Bu amaca yönelik günümüze kadar gerek killi gerek kumlu zeminler için pek çok teorik model geliştirilmiştir. Bu modellerde pekleşme davranışı, genel olarak akma yüzeyinde tanımlı bir veya birden fazla parametre ile plastik şekil değiştirmelere bağlı olarak tanımlanmaktadır. Bununla birlikte tekrarlı elasto-plastik davranışın modellenmesi, yükleme-boşaltma çevrimleri sırasında kinematik pekleşme nedeniyle gerilme uzayında hareket eden akma (veya sınır yüzeyi) yüzeyinin hareketinin yüzey tanımları arasındaki interpolasyonuna bağlanmaktadır. Burada niceliksel olarak hesaplanan parametre, plastik modül olurken, bu hesap doğrudan gerilme-şekil değiştirme ilişkisinde yer almaktadır. Temel olarak bu ifadeler deneysel çalışmalardan üretilmektedir.

Literatürde onyıllardır zeminlerin tekrarlı davranışları için çok fazla sayıda bünye modeli geliştirilmiştir. Başta Klasik Plastisite Teorisi (KPT) olmak üzere birçok çerçeve modeli geliştirilmiş, *çok yüzeyli plastisite*, *sınır yüzeyi plastisite*, *genelleştirilmiş plastisite* ve *hipoplastisite* teorilerinden elde edilen modellerle zeminlerin dinamik davranışı açıklanmaya çalışılmaktadır. Zeminlerin statik davranışlarının modellenmesi için günümüzde Mohr-Coulomb (1900) ve Drucker-Prager (1952) modelleri hala geçerliliğini korumaktadır. Fakat bu modeller zeminlerin dinamik davranışını açıklayamamaktadır. Bu nedenle Mroz vd. (1978) *Çok Yüzeyli Plastisite Teorisi*ni (ÇYPT) geliştirilmiştir. Teoriye göre en büyük kayma gerilmesine ulaşılan kadar yükleme kademelerinin takibinde kolaylık sağlanması için çok sayıda yüzey oluşmaktadır. Model Mroz vd. (1981) tarafından geliştirilmiştir. Diğer bir teori ise Krieg (1975) ile Dafalias ve Popov (1975)' un ayrı ayrı geliştirdiği *Sınırlayan Yüzey Plastisite Teorisi*'dir (SYPT). Bu teori esasen ÇYPT'nin içerisinde yer alır ve özel bir halidir. Teoride bir iç akma yüzeyi ve bir de bu iç yüzeyi kapsayan dış sınırlayan yüzey tanımı kullanılmaktadır. Ancak bu teori boşaltma sırasında gerçekleşen

plastik deformasyonları modellemede kısmen yetersiz kalmaktadır. Poorooshasb ve Pietruszczak (1986) bu modeli değiştirerek, boşaltma sırasında zeminde gerçekleşecek plastik davranışı da modelleyebilecek hale getirmiştir.

Sınırlayan yüzey modellerinin eksikliklerini gidermek ve daha geniş tanım aralığı ile az sayıda parametreye ihtiyaç duyularak zeminlerin davranışını modelleyebilmek için Zienkiewicz ve Mroz (1984) *Genelleştirilmiş Plastisite Teorisi'ni* (GPT) geliştirmiştir. Daha sonra Zienkiewicz vd. (1985) tarafından sınırlayan yüzey teorisi ile birleştirilmiş ve Pastor (1985, 1990) tarafından son haline getirilmiştir. Bu teori hem KPT'ye hem SYPT'ye uygulanabilme özelliği ile plastisite teorilerinin üst kümesi olarak tarifienebilir. GPT'nin zeminlerin davranışını açıklamada az sayıda parametreye ihtiyaç duyması, akma yüzeyi tanımını zorunlu tutmaması ve diğer modellerle birlikte kullanılabilmesi, GPT'yi mevcut plastisite teorilerinin üzerine koymaktadır (Zienkiewicz vd., 1985; Pastor vd., 1985; 1990; Ülker, 2016; 2018). GPT ayrıca SYPT'nin eksik yanlarından biri olan, boşaltma sırasındaki plastik deformasyonların modellenemesini de mümkün kılmaktadır (Ülker, 2018).

Kum zeminlerin elastoplastik dinamik davranışının belirlenmesi için önerilen bir bünye modeli British Columbia Üniversitesi (UBC) tarafından geliştirilen UBCSAND modelidir. Model Puebla vd. (1997) ve Beaty ve Byrne (1998) tarafından geliştirilmiştir. UBCSAND bünye modelinin formülasyonu KPT'ye dayanmaktadır. Model ilk versiyonunda, düzlemsel gerilme uzayındaki yüklemeler altında kumlu zeminlerin davranışını temsil edecek şekilde tanımlanmıştır. Daha sonra Tsegaye (2010), bünye modelini 3-B gerilme durumunu temsil edecek şekilde genişleterek modele UBC-PLM adını vermiştir. Petalas ve Galavi (2012, 2013) ise dinamik yükler altındaki zemin davranışını daha iyi açıklayabilmek adına model pekleşme kuralında iyileştirmeler yapmıştır. UBCSAND modeli birincil ve ikincil akma yüzeyleri olarak tanımlanan iki farklı yüzey kullanır ve bu yönü ile SYPT'ye benzemektedir.

Bu çalışmada gevşek kumlarla yumuşak killerin tekrarlı yükler altındaki gerilme-şekil değiştirme davranışları, GPT ve genişletilen SYPT ile modellenmiştir. Kum zeminlerde kullanılan UBCSAND modeli bu bağlamda GPT ile genişletilmiştir. Bu kapsamda her iki tür zemin için de yeni pekleşme kuralları geliştirilmiştir. Kumlar için geliştirilen pekleşme kuralı, birleşik deviatorik-hacimsel pekleşme şeklindedir. Killi zeminler için geliştirilen kural ise deviatorik pekleşmeyi baz alan ve plastik yükleme modülü hesabını güncelleyen bir interpolasyon kuralıdır. Geliştirilen kurallarla modellenen bünye davranışları, literatürden alınan drenajsız tekrarlı üç eksenli sonuçlarıyla doğrulanmıştır.

2. GELİŞTİRİLEN PEKLEŞME KURALLARI

Kum ve kum gibi granüler kohezyonsuz zeminlerle, kil ve kil gibi kohezyon mukavemetine haiz ince daneli zeminlerin monotonik ve tekrarlı yükler altındaki gerilme-şekil değiştirme ilişkisini modellemede plastik pekleşme kuralları büyük rol oynar. Bu bölümde her iki tür zemin grubu için geliştirilmiş bağıntılar sunulmaktadır.

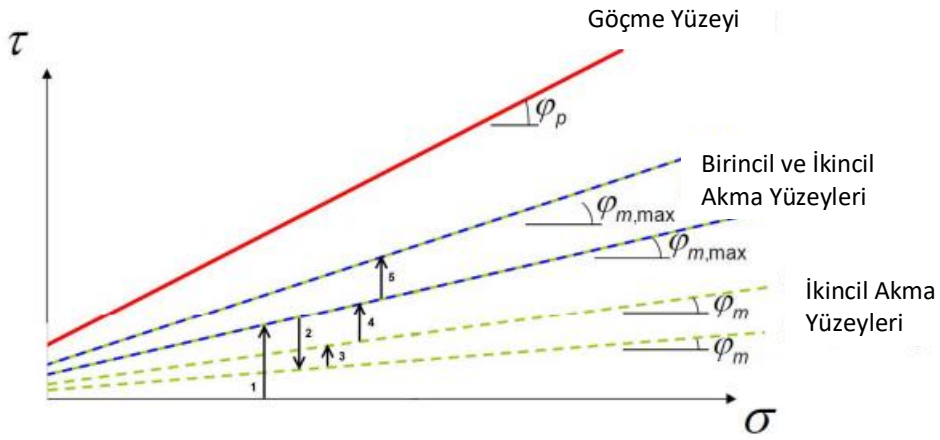
2.1. Kumlu Zeminlerin Modellenmesi

Değiştirilmiş UBCSAND Modeli

Bu bölümde gevşek kumların dinamik davranışlarını modelleyebilmek üzere UBCSAND temelinde sayısal bir çalışma yapılmıştır. Statik yük altında zeminin monotonik davranışını

açıkladıktan sonra, model özelinde Genelleştirilmiş Plastisite Teorisi (GPT) yardımıyla yapılan değişikliklerle davranış, gerilme-şekil değiştirme ilişkisi ve gerilme izleri cinsinden simüle edilmiştir.

UBCSAND modelinde kum zeminlerin dinamik davranışını modelleyebilmek için birincil ve ikincil akma yüzeyleri olarak tanımlanmış iki farklı yüzey kullanılmaktadır. Birincil akma yüzeyi ilk yükleme adımı ile aktif olmakta ve en büyük gerilme oranına ulaşana kadar izotropik pekleşme kuralı ile genişlemektedir. İkincil akma yüzeyi ise basitleştirilmiş kinematik pekleşme kuralı ile hareket etmekte ve bir yükleme-boşaltma adımı sonrasında aktif olmaktadır. Yükleme-boşaltma çevrimleri gerçekleşirken, en büyük gerilme oranında hareketi sabitlenmiş olan birincil yüzeye ulaşana kadar olan tüm yükleme adımlarında ikincil akma yüzeyi kullanılmaktadır (Petalas vd., 2012), (Şekil 1).



Şekil 1. UBCSAND modeli akma yüzeyleri (Winde, 2015)

Her iki yüzey de 3 boyutlu gerilme uzayında tanımlanmış olan Mohr-Coulomb akma yüzeyi tanımını kullanmaktadır:

$$f(\sigma, \sin \varphi_m) = \bar{\sigma} - MI = 0 \quad (1)$$

$$M = \frac{6 \sin \varphi_m}{3 - \sin \varphi_m \sin 3\theta} \quad (2)$$

Modelde birincil ve ikincil akma yüzeyleri için aynı akma yüzeyi tanımı kullanılmaktadır. Fakat akma yüzeyi tanımında yer alan pekleşme parametresi, $\sin \phi_m$ her iki yüzey için farklı pekleşme kuralları ile hesaplanmaktadır. Birincil akma yüzeyi izotropik pekleşme kuralı ile genişlerken, ikincil akma yüzeyi basitleştirilmiş kinematik pekleşme kuralı ile hareket eder. Bu akma yüzeylerinde kullanılan pekleşme kuralları arasındaki farklılık, G^* hesabındaki k_G^p parametresinden kaynaklanmaktadır. G^* aşağıdaki gibi hesaplanır:

$$G^* = k_G^p \left(\frac{I}{P_A} \right)^{n_p - 1} \left(1 - \frac{\sin \phi_m}{\sin \phi_p} R_f \right)^2 \quad (3)$$

Plastik deformasyonların hesabı için *ilişkili olmayan akma kuralı* tanımı yapılmıştır. Bu durum akma fonksiyonu ile aynı gerilme düzleminde tanımlanan benzer bir plastik

potansiyel fonksiyonu kullanımını gerektirir. Fonksiyon (1) formundayken M yerine M^* eğimi mobilize genleşme açısına ' ψ_m ' ve Lode açısına bağlı olarak tanımlanır:

$$M^* = \frac{6 \sin \psi_m}{3 - \sin \psi_m \sin 3\theta}, \quad \sin \psi_m = \sin \varphi_m - \sin \varphi_{cv} \quad (4)$$

Modelde gerilme pekleşmesi davranışı, plastik birim kayma deformasyonlar ile pekleşme parametresi olan mobilize sürtünme açısı arasındaki hiperbolik ilişki ile tanımlanmaktadır. Pekleşme parametresi artışı plastik kayma modülü ile hesaplanır (Puebla vd., 1997):

$$d \sin \phi_m = G^* d \lambda_{dev} \left(\frac{\partial g}{\partial \sigma} \right) \quad (5)$$

Modelde ilk yükleme adımı ile gerilme vektörünün akma yüzeyine ulaşmasının ardından birincil akma yüzeyinin hareketinden bahsedilebilir. Denklem (3)'te plastik kayma modülü katsayısı olarak tanımlanan k_G^p , izotropik pekleşme süresince sabittir. Boşaltma adımı başladığı an, birincil akma yüzeyi gerilme oranının ulaştığı en büyük değerde kalır. Yükleme-boşaltma ve yeniden yükleme adımlarına geçişi modelleyebilmek için modelde gerilme oranı kullanılmıştır. Modelde boşaltma adımı elastiktir. Öyleyse:

$$\begin{aligned} \sin \varphi_m < \sin \varphi_m^0 &\rightarrow \text{boşaltma, elastik davranış} \\ \sin \varphi_m > \sin \varphi_m^0 &\rightarrow \text{yükleme, yeniden yükleme, elasto-plastik davranış} \end{aligned} \quad (6)$$

Burada $\sin \varphi_m^0$ bir önceki adımda hafızada tutulan gerilme oranı iken, $\sin \varphi_m$ mevcut gerilmelerle hesaplanan oranı ifade eder. İlk yükleme-boşaltma çevrimi sonrasında ikincil akma yüzeyi devreye girer ve kinematik pekleşme kuralı ile hareket eder. Bu hareketin tanımı da birincil akma yüzeyinde olduğu gibi G^* ile yapılır. Gerilme vektörü ikincil akma yüzeyi üzerindeyken pekleşme hesabında kullanılan plastik kayma modülü katsayısı $(k_G^p)^*$, çevrim sayısının bir fonksiyonu olarak artmaktadır (Petalas vd., 2012):

$$(k_G^p)^* = k_G^p \left(4 + \frac{N}{2} \right) k_d f_d \quad (7)$$

Burada k_d gevşek zeminler için düzeltme katsayısı, f_d eğriye uydurma parametresidir. N çevrim sayısıdır. Bu çalışmada, UBCSAND modeli mevcut halinin, kum zeminlerin tekrarlı yükler altında gerilme çevrimlerini elde etmede yarattığı sıkıntıdan dolayı, UBCSAND'in GPT katkısıyla iyileştirilerek, kumların dinamik davranışını daha iyi açıklayabilmesi araştırılmıştır.

GPT Katkısı

GPT'de yükleme/boşaltma doğrultuları ile karşı gelen plastik modülleri, ilgili plastik akma doğrultuları ve elastik rijitlik modüllerinin tanımlanması, zeminin elasto-plastik davranışını tariflemeye yeterlidir. Burada sadece teoremin UBCSAND modelin klasik plastisite teorisi özelinde genişletilmesi amacıyla gerekli olan tanımlamaları kullanılmıştır. Akma yüzeyi kullanılan bir modelde pekleşme parametresi ile birlikte akma yüzeyi:

$$f(\sigma, \alpha) = 0 \quad (8)$$

şeklinde tanımlanır. Ardından, yükleme-boşaltma yönlerine karar vermek için modelde yükleme yönünü kontrol etmemizi sağlayacak bir birim vektör tanımlaması yapılmalıdır:

$$n = \frac{\partial f}{\partial \sigma} \bigg/ \left| \frac{\partial f}{\partial \sigma} \right|, \quad \left| \frac{\partial f}{\partial \sigma} \right| = \sqrt{\left(\frac{\partial f}{\partial \sigma} \right)^T \frac{\partial f}{\partial \sigma}} \quad (9)$$

Plastik deformasyonların yönü, potansiyel yüzeyiyle yine birim vektörlerle açıklanmaktadır:

$$n_g = \frac{\partial g}{\partial \sigma} \bigg/ \left| \frac{\partial g}{\partial \sigma} \right| \quad (10)$$

GPT’de yükleme-boşaltma çevrimlerinde davranışı modelleyebilmek için yapılması gerekli ayırım, bu doğrultuda tanımlanacak birim vektörlerle sağlanır. Birim vektörlerle yükleme boşaltma adımlarına karar vermek için aşağıdaki şartlar kontrol edilir (Pastor vd., 1990):

$$d\sigma : n > 0 \rightarrow \text{yükleme}, \quad d\sigma : n < 0 \rightarrow \text{boşaltma}, \quad d\sigma : n = 0 \rightarrow \text{nötr yükleme} \quad (11)$$

Bir diğer ifadeyle, malzemenin yükleme ve boşaltma durumuna o adımdaki gerilme artımı ve bu artımın meydana geleceği doğrultunun noktasal çarpımı karar verir. Bu ifadeler malzemenin gerilme pekleşmesi yaptığı kabulüyle kullanılabilir. Deformasyon yumuşaması yapan bir malzeme için elastik deneme adımı ile farklı bir ifade alırlar (Pastor vd., 1990; Ülker, 2016). Bu çalışmada plastik modül şu ifadeyle elde edilir:

$$H = - \left[\frac{df}{d\alpha} \frac{d\alpha}{d\varepsilon^p} \right] \frac{dg}{d\sigma} \bigg/ \left| \frac{df}{d\sigma} \right| \left| \frac{dg}{d\sigma} \right| \quad (12)$$

Son olarak gerilme-şekil değiştirme ilişkisi klasik teoriye benzer bir ifadeyle elde edilir:

$$d\sigma = \left(D^e - \frac{D^e n_g n_g^T D^e}{H + n_g^T D^e n_g} \right) d\varepsilon \quad (13)$$

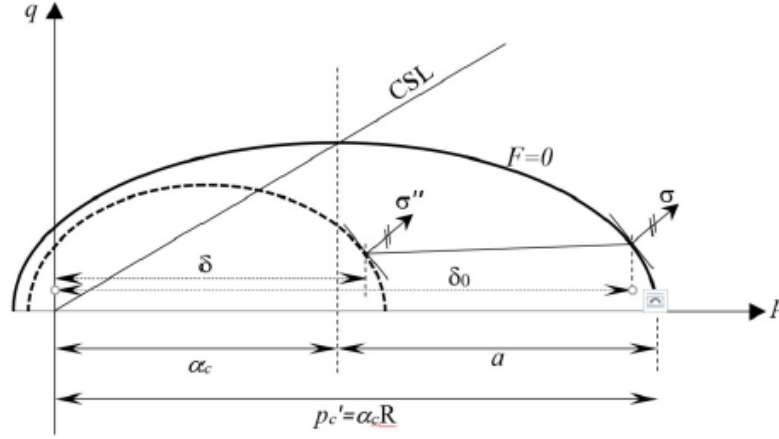
Burada belirtilmesi gerekli husus, $f=0$ tanımı olmadan kullanılacak formülasyonda, tutarlılık koşulunun kullanılamayacak olmasıdır. Bu durumda (13) denklemi şekil değiştirme bileşenlerinin süperpoze edilmesiyle hesaplanmalıdır. Detaylar için Zienkiewicz vd. (1985), Pastor vd. (1985) ve Pastor vd. (1990)’a bakılabilir.

2.2. Killi Zeminlerin Modellenmesi

Kil zeminlerin tekrarlı yükler altındaki davranışlarının modellenmesinde kalıcı şekil değiştirmelerin doğru hesaplanmasının etkisi büyüktür. Plastik akma kuralıyla hesaplanan plastik şekil değiştirme vektörü, normal konsolide killer dışında genelde gerilme vektörüyle farklı doğrultudadır. Dolayısıyla ilişkili olmayan akma kuralı kullanımı ve beraberinde plastik potansiyel fonksiyonu tanımı gerekir. Bunun yanında şekil-değiştirme pekleşmesinin hesabında, pekleşme parametresi olarak ön-konsolidasyon basıncı p_c ’nin plastik deformasyonlara bağlı güncellenmesi gerekir. Bunun için Sınırlayan Yüzey Plastisite Teorisi (SYPT) killer için en efektif modellerden biridir. Pekleşme güncellemesi, akma yüzeyinin sınır yüzeye göreli konumunun bir geometrik interpolasyon kuralıyla hesaplanması şeklinde elde

edilir (Şekil 2). Bu çalışmada yeni bir pekleşme kuralı geliştirilmiştir. Bu kapsamda yeni bir yerel indirgeme fonksiyonu önerilmiş ve bu sayede plastik pekleşme modülü hesaplanmıştır:

$$H_L = H_L^{cs} X^\gamma \quad (14)$$



Şekil 2. Sınırlayan yüzey teorisi kapsamında, yüzey konumlarına bağlı tanımlanan interpolasyon kuralıyla hesaplanan ön konsolidasyon basıncı

Burada γ akümüle plastik deviatorik şekil değiştirmenin (ε_s^p) doğrusal fonksiyonudur ve, $\gamma = \gamma_0 (1 - \chi \varepsilon_s^p)$ (15)

olup χ ve γ_0 sabit katsayılardır. Ayrıca,

$$\varepsilon_s^p = \int \sqrt{2/3} d\varepsilon_s^p d\varepsilon_s^p, \quad d\varepsilon_s^p = d\varepsilon_{ij}^p - \delta_{ij} d\varepsilon_v^p / 3 \quad (16)$$

şeklinde tanımlanır. Bağıntı (14)'te bu çalışmada geliştirilen şu ifade kullanılmıştır:

$$X = m(r) p_c / 100 \hat{\sigma}_m \quad (17)$$

Burada, p_c kPa birimiyle aşağıdaki fonksiyonla güncellenir:

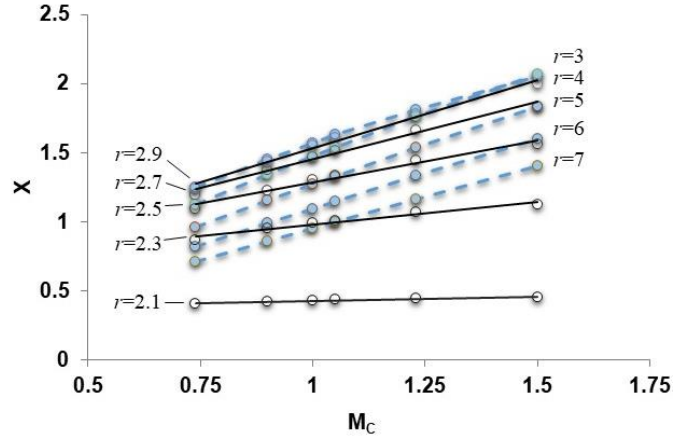
$$p_c = p_{c0} \exp(-\mu_0 \varepsilon_v^p) \quad (18)$$

p_{c0} başlangıç değeridir ve $\mu_0 = (1 + e_0) / (\lambda - \kappa)$ olup e_0 başlangıç boşluk oranı, λ ve κ , sıkışma davranışında yükleme ve boşaltma doğrultularının eğimleridir. (17)'de, $\hat{\sigma}_m$ yükleme anındaki ortalama efektif gerilme olup, m elipsoid yükleme yüzeyi çapının merkeze mesafesine oranı r 'nin fonksiyonudur. İlişki şu şekilde sağlanır:

$$m(r) = c_0 + c_1 M_c \quad (19)$$

Burada c_0 ve c_1 katsayıları gerek r 'nin fonksiyonu olarak belirlenebilir gerek sabit alınabilirler. $r \geq 2$ birçok durum için geçerliken, $r=2$ de alınabilir, bu durumda X , doğrudan $F=0$ 'ın çözümünden elde edilir. $2 < r < 3$ ve $r \geq 3$ değişimleri için Şekil 3 kullanılabilir. Kritik durum zemin mekaniği yardımıyla (14)'teki H_L^{cs} şöyle hesaplanabilir:

$$H_L^{cs} = -\frac{\partial F}{\partial \varepsilon_v^p} \left(\frac{\partial F}{\partial \sigma_m} \right) / \left(\left(\frac{\partial F}{\partial \sigma} \right)^T \left(\frac{\partial F}{\partial \sigma} \right) \right) \quad (20)$$



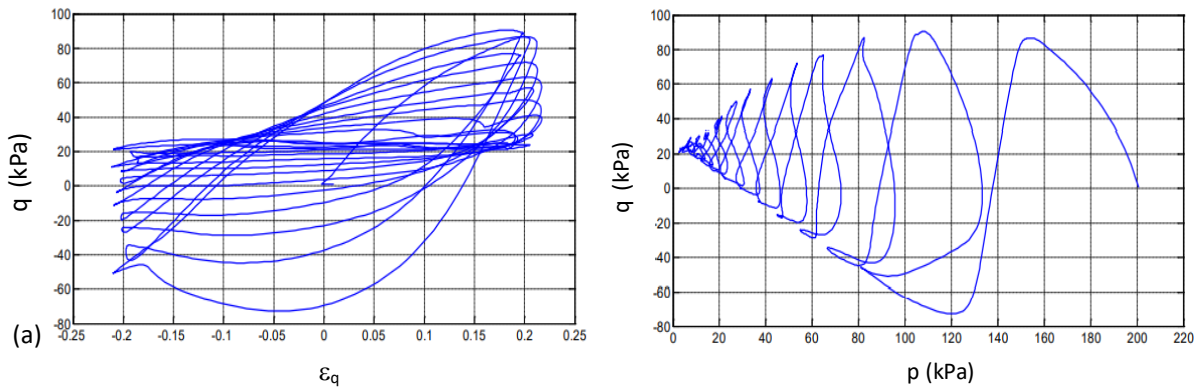
Şekil 3. X-M_c modülü ilişkisi

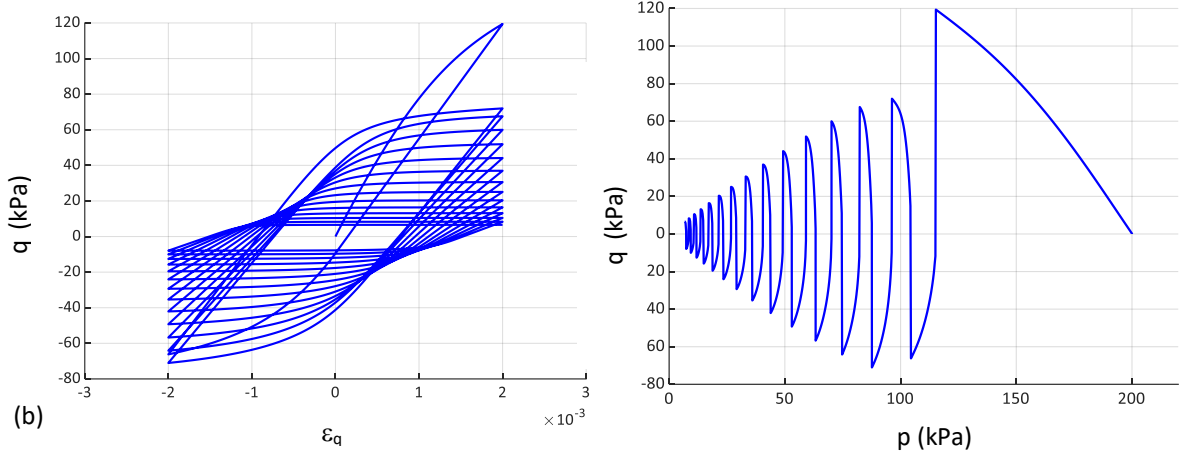
3. BÜNYE ÖLÇEĞİNDE SAYISAL ANALİZLER

3.1. Tekrarlı Yük Altında Kumlu Zemin Davranışı

Bu bölümde geliştirilen model formülasyonu ile tekrarlı drenajsız üç eksenli kesme deneyleri gevşek kum zemin için simüle edilmiş ve literatürdeki deney sonuçları ile karşılaştırılmıştır. GPT katkısı ile genişletilen UBCSAND modeli ile yapılan karşılaştırma sonuçlarına bakılırsa, (Şekil 4) üç eksenli deneyler, herhangi bir ilave modifikasyona gerek olmadan modellenebilmiştir. Gerilme-şekil değiştirme ve gerilme izi karşılaştırmasından görüldüğü üzere modifiye edilen UBCSAND modelinin başlangıç gerilme seviyesi dışında deney sonucunu elde etmede yeterli yakınlıkta olduğu ve gevşek kum sıvılaşmasının, şekil değiştirme kontrollü deneyde yeterli doğrulukta modellenebildiği görülebilir.

Modifiye UBCSAND ile yapılan diğer bir deformasyon kontrollü deney simülasyonu Pastor vd. (1985)'e aittir (Şekil 5). Bu karşılaştırmada güncel UBCSAND modelin GPT'yi açıklamada kullanılan bir deneyi simüle edebilmesi, iki teorinin birlikte kullanılabildiğini göstermektedir (Şekil 5). Tablo 1'de simülasyonlarda kullanılan parametreler verilmiştir.





Şekil 4. Tekrarlı drenajsız deformasyon kontrollü üç eksenli deney sonuçları; (a) Ottawa sand ile yapılan deney, (b) Model simülasyonu

Tablo 1. Üç eksenli kesme deneylerine ait model parametreleri

Şekil No	G (kPa)	K (kPa)	np	k_G^p	ϕ_p	ϕ_{cv}	R_f	k_d	f_d
Şekil 4	23094	34641	0.4	250	37.8	29	0.95	1	1
Şekil 5	11220	14960	0.4	112	38	36.86	0.95	0.5	0.01

3.2. Tekrarlı Yük Altında Killi Zemin Davranışı

Normal konsolide killerin drenajsız tekrarlı kesme davranışları bu bölümde çalışılmıştır. Hesaplarda elastik kayma modülü, G , sabit alınırken hacimsel sıkışma modülü şu şekilde ortalama efektif gerilmeye göre güncellenmiştir,

$$K = (1 + e_0) p' / \kappa \quad (21)$$

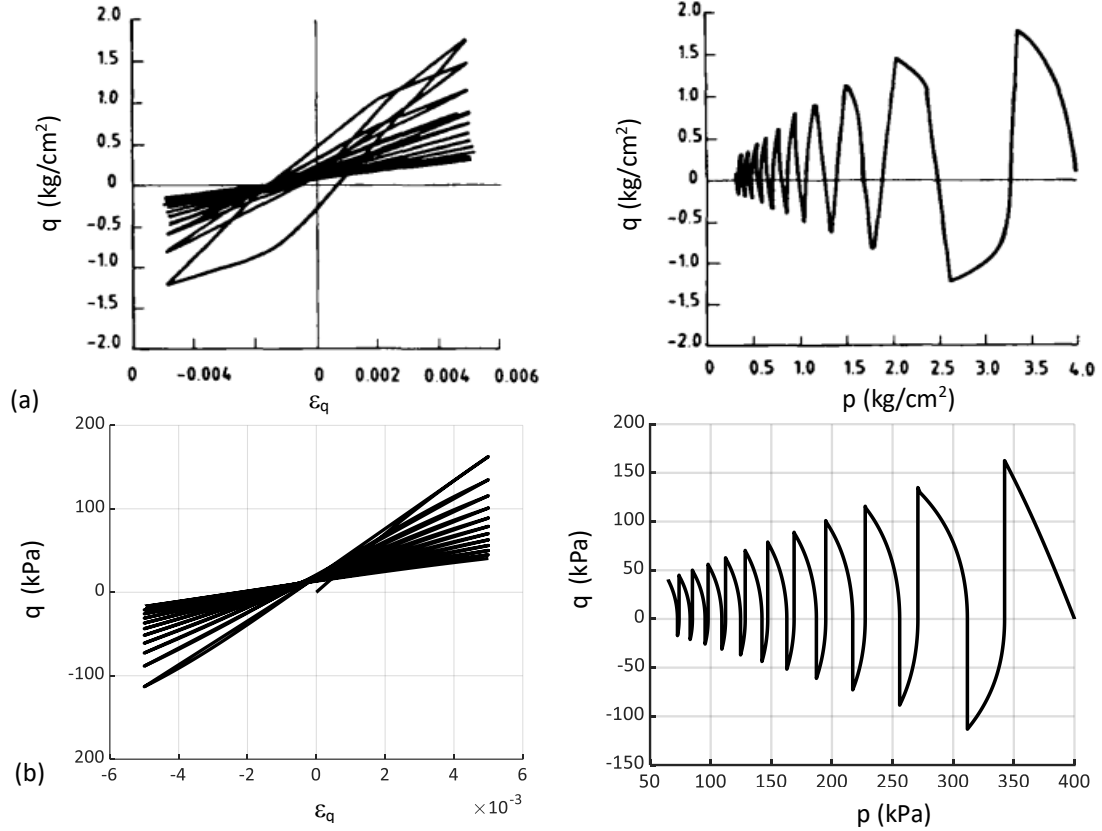
Simülasyonlarda sonuçlar gerilme-şekil değiştirme, gerilme izi ve boşluk suyu basıncı değişimi cinsinden sunulurken, doğrulama Taylor ve Bacchus (1960) deneyleri ile, kıyaslamalar ise Zienkiewicz vd. (1985) sayısal sonuçlarıyla yapılmıştır. Zienkiewicz vd. (1985) şu ifade ile plastik pekleşme modülünü güncellemiştir:

$$H_L = H_{bs} (\delta / \delta_0)^\gamma \quad (22)$$

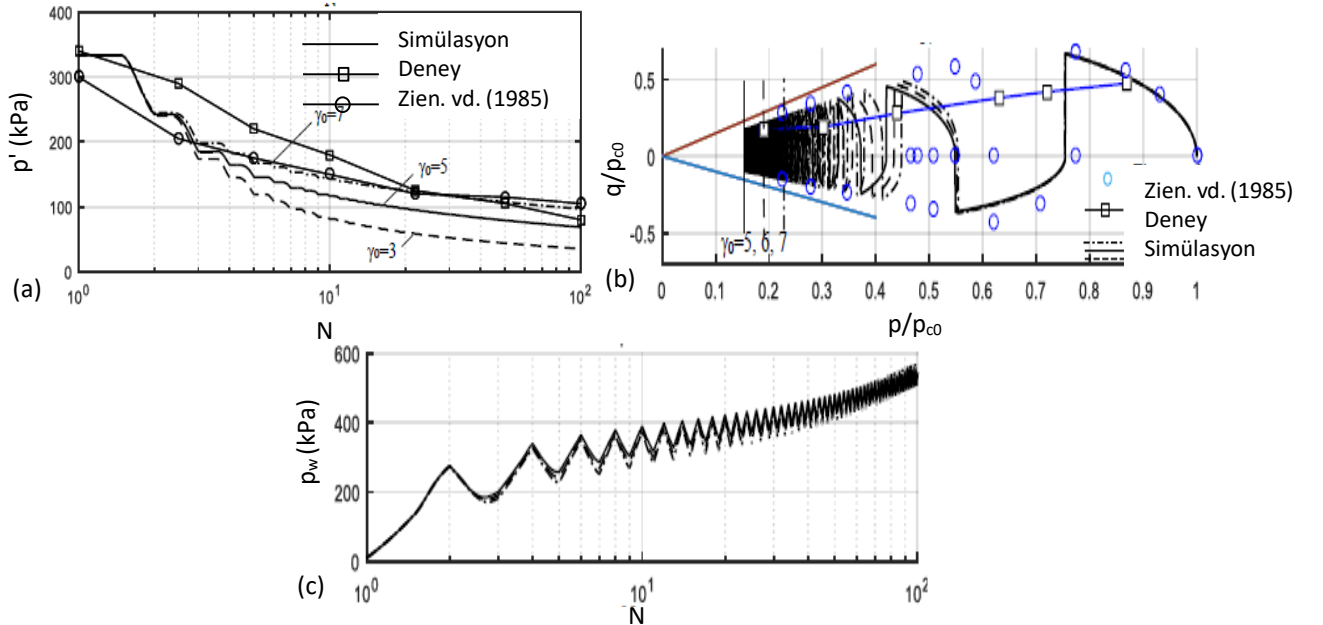
burada H_{bs} sınır yüzeyi, δ_0 gerilme uzayı merkezi ile sınır yüzeyi üzerindeki gerilme vektörü arasındaki mesafe, δ da mevcut gerilme vektörü ile merkez arasındaki mesafedir. γ , Zienkiewicz vd., (1985)'te D sabitine haiz eksponansiyel fonksiyonla güncellenmiştir:

$$\gamma = \gamma_0 \exp(-D \varepsilon_s^p) \quad (23)$$

Şekil 6'da tekrarlı deviatorik şekil değiştirme $\varepsilon_q = \pm 0.8\%$ ile modellenmiş, γ_0 'ın etkisi gösterilmiştir. Aynı şekilde Zienkiewicz vd. (1985)'in GPT kullanarak γ (23) fonksiyonu kabulüyle yaptığı model sonuçları da kıyaslamak amacıyla sunulmuştur. Şekil 7'de kaolin kilinin deformasyon kontrollü iki yönlü yükleme deneyi Taylor ve Bachuss (1960) simülasyonu görülmektedir. Zeminin efektif gerilme azalımıyla çevrimsel hareketlilik davranışı, önerilen pekleşme modeliyle başarıyla simüle edilmiştir. Table 2 killer için yapılan analizlerde kullanılan model parametrelerini göstermektedir.



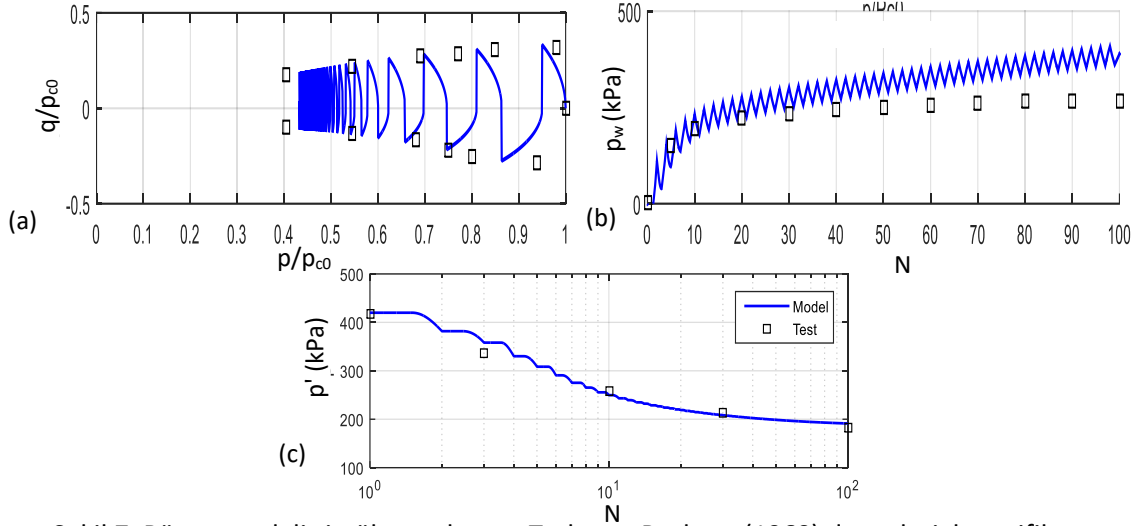
Şekil 5. Tekrarlı drenajsız deformasyon kontrollü üç eksenli deney sonuçları; (a) Pastor (1985)'e ait simülasyon, (b) Model simülasyonu



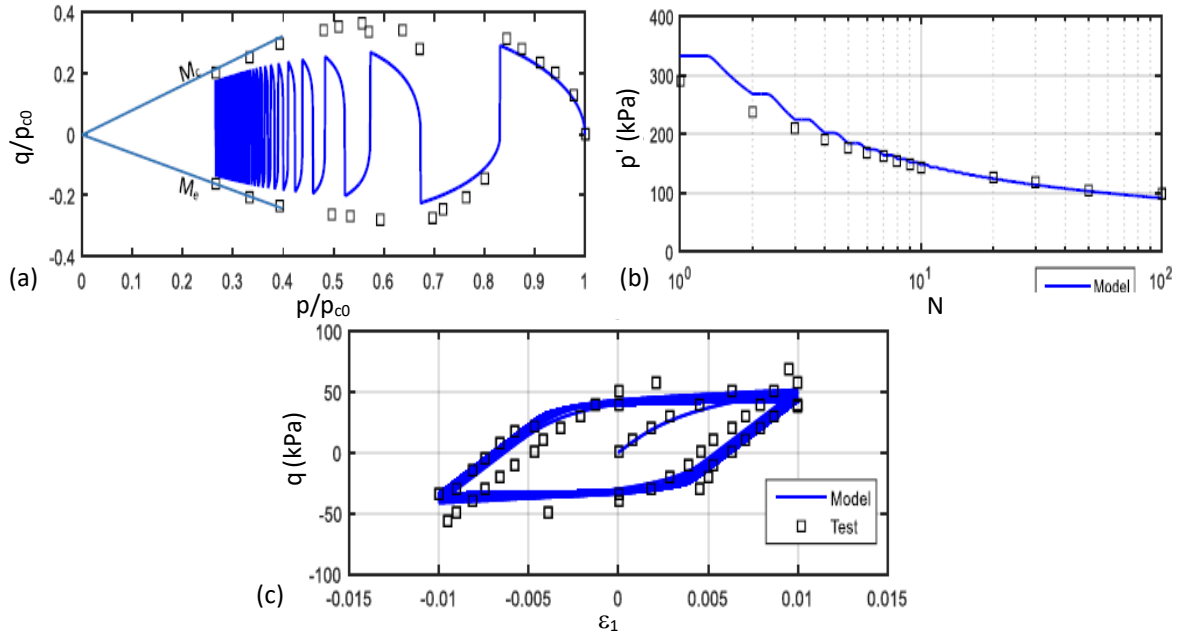
Şekil 6. Normal konsolide kile ait drenajsız tekrarlı üç eksenli deney simülasyonları

Tablo 2. Kil zeminlerin analizinde kullanılan parametreler

Şekil No	G_0 (kPa)	K_0 (kPa)	r	e_0	M_c	M_e	γ_0	D	λ	κ	p_{c0} (kPa)	χ
Şekil 6	17300	-	2	0.962	1.5	1.0	10	300	0.132	0.021	442	100
Şekil 7	17300	-	2	0.962	1.5	1.0	17.5	350	0.132	0.021	442	100
Şekil 8	8000	-	2	0.962	0.74	0.6	20	-	0.2	0.05	400	100



Şekil 7. Bünye modeli simülasyonlarının Taylor ve Bachuss (1960) deneyleriyle verifikasyonu



Şekil 8. Normal konsolide kaolin kili için iki yönlü deformasyon-kontrollü drenajsız üç eksenli deney simülasyonları

4. SONUÇLAR

Bu bildiride teorik zemin davranışlarına yönelik bünye modelleri çerçevesinde yeni tekrarlı pekleşme kuralları geliştirilmiştir. Çalışmada hem yumuşak kil hem de gevşek kum zeminler dikkate alınmış, özellikle kumların sıvılaşması, önerilen pekleşme kuralı ile başarıyla modellenenmiştir. Özellikle tekrarlı yükler altında gevşek kumlar için kullanılan UBCSAND modeli, Genelleştirilmiş Plastisite Teorisi ile modifiye edilerek deformasyon kontrollü deneylerde daha iyi performans vermesi sağlanmıştır. Killi zeminler için ise plastik yükleme modülünün hesabında kullanılan yeni tip bir interpolasyon kuralı geliştirilmiş, mevcut interpolasyon kurallarının aksine daha basit bir yöntem ile daha doğru model sonucu elde edilebildiği gösterilmiştir. Tüm teorik sonuçlar drenajsız üç eksenli deney sonuçlarıyla doğrulanarak, zeminlerin tekrarlı yükler altındaki davranışının modellenmesinde pratik amaçlar için de faydalı bağıntılar geliştirilmiştir.

KAYNAKLAR

- Beaty, M., Byrne, P. M. (1998), "An Effective Stress Model for Predicting Liquefaction Behaviour of Sand", *Geotech. Earthquake Eng. & Soil Dynamics III* (766-777), ASCE.
- Dafalias, Y. F., Popov, E. P. (1975), "A Model of Nonlinearly Hardening Materials for Complex Loading", *Acta Mechanica*, 21(3), 173-192.
- Drucker, D. C., Prager, W. (1952), "Soil Mechanics and Plastic Analysis or Limit Design", *Quarterly of Applied Mathematics*, 10(2), 157-165.
- Krieg, R. D. (1975), "A Practical Two Surface Plasticity Theory", *Journal of Applied Mechanics*, 42(3), 641-646.
- Mohr, O. (1900), "Welche Umstände bedingen die Elastizitätsgrenze und den Bruch eines Materials", *Zeitschrift des Vereins Deutscher Ingenieure*, 46(1524-1530), 1572-1577.
- Mróz, Z., Norris, V. A. & Zienkiewicz, O. (1978), "An anisotropic hardening model for soils and its application to cyclic loading", *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, 2(3), 203-221.
- Mróz, Z., Norris, V. A. & Zienkiewicz, O. C. (1981), "An anisotropic, critical state model for soils subject to cyclic loading", *Geotechnique*, 31(4), 451-469.
- Pastor, M., Zienkiewicz, O. C. & Leung, K. H. (1985), "Simple model for transient soil loading in earthquake analysis. II. Non-associative models for sands", *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, 9(5), 477-498.
- Pastor, M., Zienkiewicz, O. C. & Chan, A. H. C. (1990), "Generalized plasticity and the modeling of soil behavior", *Int. J. Numer. Anal. Mthds in Geomech.*, 14(3), 151-190.
- Petalas, A., Galavi, V. & Brinkgreve, R. B. J. (2012), "Validation and verification of a practical constitutive model for predicting liquefaction in sands", In *Proceedings of the 22nd European Young Geotechnical Engineers Conference*, Gothenburg, Sweden (167-172).
- Petalas, A., Galavi, V. (2013), "Plaxis Liquefaction Model UBC3DPLM", PLAXIS Report.
- Poorooshasb, H. B., Pietruszczak, S. (1986), "A generalized flow theory for sand", *Soils and Foundations*, 26(2), 1-15.
- Puebla, H., Byrne, P. M. & Phillips, R. (1997), "Analysis of CANLEX liquefaction embankments: prototype and centrifuge models", *Canadian Geotechnical Journal*, 34(5), 641-657.
- Taylor, P.W., Bacchus, D.R. (1960), "Dynamic cyclic strain tests on clay", *Proc. 7th Int. Conf. Soil Mechs. Found. Eng.* 1, 401-409.
- Tsegaye, A. B. (2010), "Liquefaction Model UBC3D".
- Ülker, M. B. C. (2016), "Yüksek Başlangıç Tekrarlı Gerilme Oranlarının Kumlarda Kalıcı Şekil Değiştirmelere Etkisi", *ZMGM 17. Ulusal Kongresi*, 26-28 Eylül, İstanbul Üniversitesi.
- Ülker, M. B. C. (2018), "Genelleştirilmiş Plastisite Teorisi ile Killerin Statik Davranışlarının Modellenmesi", *ZMGM 16. Ulusal Kongresi*, Ekim, Atatürk Üniversitesi, Erzurum.
- Winde, H.P. (2015), "Finite Element Modelling for Earthquake Loads on Dykes" (Master Thesis), Delft University of Technology.
- Zienkiewicz, O.C., Mroz, Z. (1984), "Generalized plasticity formulation and application to geomechanics", Desai C.S., Gallagher R.H. (eds.), *Mechanics of Engineering Materials*. Wiley: New York, 655-679.
- Zienkiewicz, O. C., Leung, K. H. & Pastor, M. (1985), "Simple model for transient soil loading in earthquake analysis. I. Basic model and its application", *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, 9(5), 453-476.
- Url-1<<https://datacenterhub.org>, erişim tarihi 07.07.2018.