

DEPREM VE GEOTEKNİK MÜHENDİSLİĞİNDE YENİ YAKLAŞIMLAR

Editör
ATILA KUMBASAROĞLU



BİDGE Yayınları

**DEPREM VE GEOTEKNİK MÜHENDİSLİĞİNDE YENİ
YAKLAŞIMLAR**

Editör: ATİLA KUMBASAROGLU

ISBN: 978-625-372-717-8

1. Baskı

Sayfa Düzeni: Gözde YÜCEL

Yayınlama Tarihi: 2025-06-25

BİDGE Yayınları

Bu eserin bütün hakları saklıdır. Kaynak gösterilerek tanıtım için yapılacak kısa alıntılar dışında yayıncının ve editörün yazılı izni olmaksızın hiçbir yolla çoğaltılamaz.

Sertifika No: 71374

Yayın hakları © BİDGE Yayınları

www.bidgeyayinlari.com.tr - bidgeyayinlari@gmail.com

Krc Bilişim Ticaret ve Organizasyon Ltd. Şti.

Güzeltpe Mahallesi Abidin Daver Sokak Sefer Apartmanı No: 7/9 Çankaya /
Ankara



ÖNSÖZ

Bu kitap, inşaat mühendisliğinin en kritik alt disiplinlerinden biri olan geoteknik mühendisliği ve deprem mühendisliği alanlarında gerçekleştirilen güncel akademik çalışmaları içermektedir. Kitap kapsamında yer alan bölümler, zemin davranışı, sıvılaşma potansiyeli, sismik izolasyon sistemleri ve demiryolu altyapılarında kayaçların kullanımı gibi çeşitli konulara odaklanmakta ve bu sayede hem kuramsal hem de uygulamalı mühendislik birikimine katkı sağlamaktadır.

Deprem etkisinin yapı ve zemin etkileşimindeki rolünü irdeleyen bu derleme, hem akademisyenler hem de uygulayıcı mühendisler için önemli bir başvuru kaynağı niteliği taşımaktadır.

Kitabın oluşumuna katkı sunan tüm yazarlara, değerlendirme sürecinde emeği geçen hakemlere ve yayına hazırlık aşamasında destek veren yayınevi ekibine teşekkür ederiz.

Doç. Dr. ATİLA KUMBASAROĞLU

ERZİNCAN BİNALİ YILDIRIM ÜNİVERSİTESİ

İÇİNDEKİLER

DEPREM ETKİSİ ALTINDA ZEMİN SIVILAŞMASI: MÜHENDİSLİK YAKLAŞIMLARI	1
--	---

BAYRAM ATEŞ

YENİLİKÇİ BİR DEPREM KORUMA YAKLAŞIMI: GEOTEKNİK SİSMİK İZOLASYON SİSTEMİ	32
--	----

BAYRAM ATEŞ, MOHAMMAD AZİM EİRGASH

SAMSUN VE CİVARINDAKİ BAZI KAYAÇLARIN DEMİRYOLU BALASTI OLARAK KULLANILABİLİRLİĞİNİN ARAŞTIRILMASI	62
--	----

FAHRİ BİRİNCİ, ARİF HİKMET ÇAKOĞLU

INVESTIGATION ON STRUCTURAL DAMAGES OF RESIDENTIAL RC BUILDINGS SUFFERED DUE TO KAHRAMANMARAŞ EARTHQUAKES	73
---	----

TAHA YASİN ALTIOK, CANSU BERİL ESER, BARIŞ SERİN, MEHMET ŞEVİK, MEHME

BÖLÜM 1

DEPREM ETKİSİ ALTINDA ZEMİN SIVILAŞMASI: MÜHENDİSLİK YAKLAŞIMLARI

Bayram ATEŞ¹

Giriş

Kıtasal levhaların birbirlerine göre hareketi sonucunda, yer kabuğu içerisinde sıkışma ve genleşme gerilmeleri ortaya çıkmaktadır. Bu gerilmeler, zamanla yer kabuğunda “fay” olarak adlandırılan zayıf yapı düzlemlerinin oluşumuna neden olur. Bu fay düzlemleri boyunca yer alan kayaç kütleleri, çoğu durumda bu düzlemler boyunca kayarak hareket eder. Ancak bazı durumlarda, kütleler arasındaki sürtünme veya blokaj nedeniyle bu hareket gerçekleşemez. Bu durumda, söz konusu zayıf düzlem boyunca gerilmeler giderek artar ve belirli bir eşik değerinin aşılması durumunda, bu düzlem üzerinde bir kırılma meydana gelir. Kırılmanın gerçekleştiği anda, zayıf düzlem boyunca birikmiş olan elastik enerji ani bir şekilde açığa çıkar ve bu enerji transferi depremleri meydana getirir. Bu ani enerji salımı, sismik dalgalar olarak adlandırılan dalga hareketlerinin oluşumuna neden olur.

¹ Dr, Karadeniz Teknik Üniversitesi, İnşaat Mühendisliği Bölümü, Orcid: 0000-0002-1251-7053

Sismik dalgalar, kayaç ortam içerisinde yayılarak hem yıkıcı etkilere yol açar hem de yer hareketlerinin gözlemlenmesini sağlar. Bu dalgalar, özelliklerine göre genel olarak cisim dalgaları ve yüzey dalgaları olmak üzere iki ana gruba ayrılmaktadır (Atabey, 2000).

Cisim Dalgaları

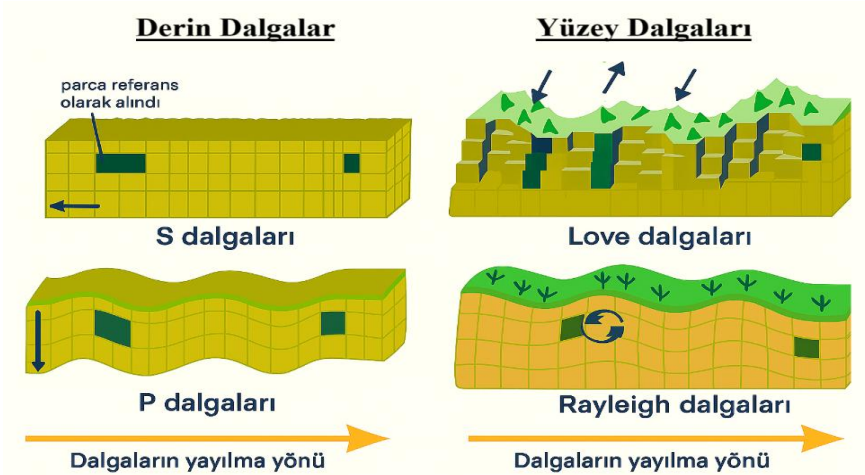
Cisim dalgaları, deprem kaynaklı sismik dalgalar arasında yer almakta olup; birincil (P) dalgalar ve ikincil (S) dalgalar olmak üzere iki ana gruba ayrılmaktadır (bkz. Şekil 1). Deprem odağından itibaren yayılan bu dalgalar, farklı fiziksel özelliklere ve yayılım davranışlarına sahiptir. P dalgaları, boylamasına dalga ya da basınç dalgası olarak tanımlanır. Yayılma esnasında, ortamın parçacıklarını dalganın hareket yönünde ileri-geri iterek enerjiyi iletir. Bu yönlü hareket tarzı, bir yayın gerilerek bırakılmasıyla oluşan hareketi andırır. Bu özelliği sayesinde, katı, sıvı ve gaz ortamlarda yayılım gösterebilir. Ayrıca, P dalgaları, sismik kayıt istasyonlarına ulaşan ilk dalga olmaları nedeniyle erken uyarı sistemleri açısından kritik öneme sahiptir. Yayılma hızları, ortamın fiziksel özelliklerine bağlı olarak 1,5 km/s ile 8 km/s arasında değişkenlik gösterebilir. S dalgaları ise, enlemesine dalga ya da kayma dalgası olarak bilinir. P dalgalarının yaklaşık yarısı kadar hıza sahiptir ve bu nedenle kayıt istasyonlarına ikinci sırada ulaşır. S dalgaları yalnızca katı ortamlarda yayılabilir; sıvı ve gaz ortamlarda ilerleyemez. Yayılma sırasında, ortamın parçacıklarını dalga yönüne dik doğrultuda; yukarı-aşağı ya da sağa-sola hareket ettirir (Atabey, 2000; Tonaroğlu, 2006). Bu özelliği, özellikle yüzeyde meydana gelen yıkıcı etkilerin başlıca sebebidir. Kayma dalgası hızı (S dalga hızı) (V_s), yer altı zemin ortamlarının dinamik özelliklerinin belirlenmesinde kritik öneme sahip bir parametre olup, deprem mühendisliği uygulamalarında sıklıkla kullanılmaktadır. Bu parametre sayesinde zeminler; gevşek veya yumuşak, orta sıkı ya da orta katı ve sıkı ile çok katı sınıflandırmalarıyla tanımlanabilmektedir. Yapılan ölçümlerde, saniyede 700 metreyi

aşan hız değerlerine ulaşılan zeminler genellikle kaya ortamı olarak kabul edilmektedir (Tonaroğlu, 2006). Kayma dalgası hızı, doğrudan arazi ölçümleri ile elde edilebilse de bu yöntem her lokasyonda uygulanabilir olmayabilir; özellikle ekonomik ve teknik sınırlamalar sebebiyle bazı bölgelerde ölçüm alınması mümkün olamamaktadır. Bu gibi durumlarda, penetrasyon direnci ile kayma dalgası hızı arasında geliştirilen ampirik ilişkiler büyük kolaylık sağlamaktadır. Bu sayede, sahada yapılacak doğrudan ölçüm sayısı azaltılmakta ve daha yaygın veri üretimi sağlanmaktadır (Hasançebi & Ulusay, 2007). Bu bağlamda, birçok araştırmacı tarafından geliştirilen ampirik modeller aracılığıyla, özellikle Standart Penetrasyon Testi (SPT) sonucu elde edilen N değerleri ile kayma dalgası hızı arasında güçlü korelasyonlar kurulmuştur.

Yüzey Dalgaları

Depremi odak noktasında meydana gelen cisim dalgaları, yüzeye doğru ilerledikçe, yüzeye yakın bölgelerde bulunan gevşek veya yumuşak zemin katmanlarıyla etkileşime girerek yüzey dalgalarını oluşturur (bkz. Şekil1). Yüzey dalgaları, sismik dalgalar arasında en düşük yayılma hızına sahip olan türdür. Ancak buna rağmen, taşıdıkları yüksek genlikli enerji nedeniyle zemin üzerinde yer alan gevşek yapıdaki zemin danelerinde hem düşey hem de yatay yönlü hareketlere yol açarak yapılar üzerinde ciddi hasar riskleri yaratırlar. Bu dalgalar genellikle iki temel başlık altında incelenir: Rayleigh dalgaları ve Love dalgaları. Her iki dalga tipi de yer yüzeyine yakın katmanlarda büyük genlikli salınımlara neden oldukları için, deprem etkilerinin en yıkıcı olanlarını oluştururlar (Tonaroğlu, 2006).

Şekil 1 Sismik dalga türleri



Kaynak: Grotzinger & Jordan, 2010

Sıvılaşma Kavramı

Depremler sırasında meydana gelen zemin sıvılaşması, özellikle yüzeye yakın konumda yer alan yapı temelleri üzerinde ciddi yapısal hasarlara yol açabilmektedir. Sıvılaşma, zemin tabakalarında dinamik etkiler, özellikle deprem kaynaklı sarsıntılar sonucunda, gözenek suyu basıncının artmasıyla birlikte zeminin mukavemet, rijitlik ve sıkılık özelliklerinde belirgin bir azalma meydana gelmesi şeklinde tanımlanmaktadır (Shahir & Pak, 2010; Alpaslan, 2013). Bu durum, özellikle sıg temellerin oturduğu zeminlerde daha belirgin hale gelmekte ve yapısal sistemin tamamını etkileyebilecek düzeyde deformasyonlara neden olmaktadır. Zemin sıvılaştığında, taşıma kapasitesinde ani bir düşüş meydana gelir; bu da zemin üzerine oturan yapıların ağırlığını artık taşıyamamasına yol açar. Sonuç olarak, yapılar yer değiştirmeye, oturmaya, eğilmeye veya tamamen devrilmeye başlar (bkz. Şekil 2 ve Şekil 3). Yakın geçmişte yaşanan birçok büyük depremin ardından yapılan gözlemler, sıvılaşma kaynaklı zemin taşıma gücü kaybının, yapıların hasar görmesinde temel etkenlerden biri olduğunu ortaya koymuştur.

Bu tür zemin davranışları, deprem sonrası ortaya çıkan yapısal hasarın en yaygın ve yıkıcı nedenleri arasında yer almaktadır (Shahir & Pak, 2010; Kaya, 2008).

Şekil 2 1964 Niigata depreminde sıvılaşma kaynaklı yapı devrilmeleri



Kaynak: Wu, 2025

Şekil 3 Sıvılaşma mekanizmasının yüzeyde yarattığı sonuçlar



Kaynak: Britannica, 2025

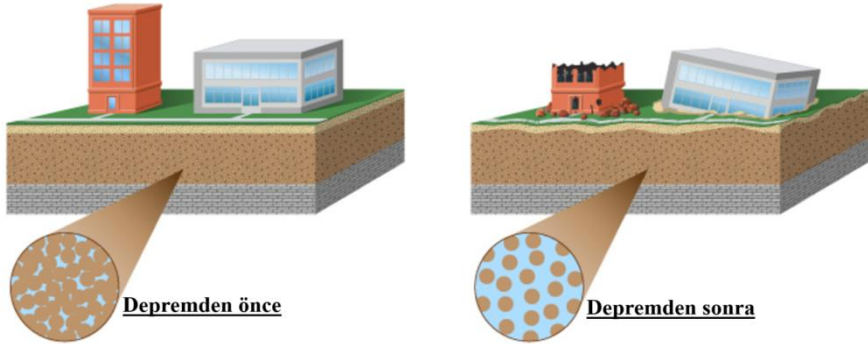
Deprem esnasında meydana gelen zemin sıvılaşması kavramı, ilk kez Terzaghi (1925) tarafından efektif gerilme prensibi temel alınarak açıklanmıştır. Bu yaklaşıma göre, drenajsız koşullarda konsolide olmuş zeminlerde, sismik yükleme nedeniyle gözenek suyu basıncının artması ve bunun sonucunda efektif gerilmenin sıfıra yaklaşması, zeminin katıdan sıvı benzeri bir davranışa geçmesine, yani sıvılaşmasına yol açmaktadır (Wang & Manga, 2010). Benzer şekilde, Mogami & Kubo (1953) tarafından yapılan çalışmalarda da sismik titreşimler sonucunda zeminlerin kayma dayanımını kaybetmesi durumu sıvılaşma olarak tanımlanmıştır (Unutmaz, 2008). Sıvılaşma olgusunun önemi, 1964 yılında yaşanan Niigata (Japonya) ve Alaska (ABD) depremleri sonrasında daha net anlaşılmıştır (Kaya, 2008). Özellikle 1964 Niigata depremi sırasında, yoğun şekilde bozunmuş kumlu zeminler üzerinde yer alan yapıların yana yatması, batması ve devrilmesi sonucunda ciddi yapısal hasarlar meydana gelmiştir (Unutmaz, 2008). Türkiye özelinde ise, 17 Ağustos 1999 Kocaeli Depremi ardından Adapazarı bölgesinde gözlemlenen sıvılaşma kaynaklı zemin davranışları, yapıların önemli ölçüde hasar görmesine neden olmuş ve hem maddi hem de manevi kayıplara yol açmıştır. Bu tür olaylar, sıvılaşmanın özellikle son yarım yüzyılda Geoteknik Mühendisliği içerisinde oldukça kritik bir çalışma alanı olarak önem kazanmasına neden olmuştur. İlk araştırmalar genellikle kohezyonsuz kumlu zeminler üzerinde yoğunlaşmış olsa da ilerleyen yıllarda yapılan çalışmalarla birlikte kohezyonlu zeminler (siltli ve killi yapılar) de değerlendirme kapsamına alınmıştır. Kohezyonlu zeminler, özellikle gevşek yapılı ve duyarlılığı yüksek olduklarında, yeterli düzeyde dinamik kayma gerilmesine ve yoğun sismik uyarıya maruz kalmaları durumunda önemli miktarda deformasyon gösterebilmektedir. Bu davranış farklılığı nedeniyle, kohezyonsuz zeminlerde (kum ve düşük plastisiteli siltler) ortaya çıkan deformasyonlar doğrudan sıvılaşma olarak tanımlanırken, kohezyonlu zeminlerde (kil ve plastik siltler) benzer davranış biçimi

çevrimsel gevşeme terimi ile ifade edilmektedir (Idriss & Boulanger, 2008).

Zemin Sıvılaşma Mekanizması

Yeraltı su seviyesinin altında yer alan bir zemin tabakası, zemin daneleri arasındaki temas kuvvetlerinden kaynaklanan belirli bir dayanım değerine sahiptir. Bu temas kuvvetleri, daneleri bir arada tutarak zemin yapısına direnç kazandırır. Bu durum sonucunda, daneler arasında efektif gerilme olarak adlandırılan gerilmeler oluşur. Öte yandan, zemin içerisindeki boşluklarda yer alan su, daneler üzerinde bir boşluk suyu basıncı yaratır ve bu basınç, zemin içindeki efektif gerilme düzeyini doğrudan etkiler. Deprem gibi yüksek enerjili ve ani gelişen dinamik yüklemeler sırasında, oluşan kayma dalgaları, suya doymun halde bulunan daneli zeminlerin tane yapısında yeniden düzenlenmelere, sıkışmalara ve yer değiştirmelere neden olur (bkz. Şekil 4).

Şekil 4 Zemin yapısının sıvılaşma öncesi ve sonrası karşılaştırılması



Kaynak: SwRI, 2025

Bu hızlı yeniden düzenlenme süreci sırasında, daneler arasındaki boşluk suyu dışarıya drene olamaz ve bu durum, boşluk suyu basıncında ani bir artışa yol açar. Boşluk suyu basıncının artmasıyla birlikte efektif gerilme değeri sıfıra yaklaşır ve bu da zeminin kayma dayanımını önemli ölçüde kaybetmesine neden olur. Böylece, zemin

katı formdan akışkan benzeri bir davranışa geçerek sıvılaşma meydana gelir (Özener, 2007). Zeminlerin sıvılaşma potansiyelini belirlemeye yönelik analizlerin ilk aşaması, mevcut zemin türünün sıvılaşmaya karşı ne ölçüde duyarlılık gösterdiğinin belirlenmesidir. Tüm zeminlerin sıvılaşmaya eğilimli olmadığı dikkate alındığında, her projede öncelikle saha bazlı sıvılaşma potansiyeli analiz edilmeli ve buna bağlı olarak sıvılaşma tehlikesi değerlendirmeleri yapılmalıdır (Kramer, 1996).

Zemin Özellikleri

Deprem anında veya sonrasında zeminlerin taşıma kapasitesinde meydana gelebilecek kayıplar ve zemin deformasyonları, yapıların güvenliğini ciddi biçimde tehdit edebilmektedir. Bu bağlamda hem kohezyonlu hem de kohezyonsuz zeminlerin dinamik yüklemeler altındaki davranışlarının önceden değerlendirilmesi büyük önem taşımaktadır. Kohezyonlu zeminler (örneğin, kil ve plastik siltler) ile kohezyonsuz zeminler (örneğin, kumlar ve düşük plastisiteli siltler), deprem etkisiyle farklı deformasyon türleri ve taşıma gücü kayıpları sergilemektedir. Bu farklılıklar esasen zeminin sıkışabilirlik ve dayanım özelliklerinden kaynaklanmaktadır. Boulanger & Idriss (2004) tarafından zeminler, davranış özelliklerine göre genel olarak “kum benzeri” ve “kil benzeri” olmak üzere iki ana sınıfa ayrılmıştır. Kum benzeri zeminler, özellikle rölatif sıkılık ve çevresel gerilmeye duyarlıdır. Rölatif sıkılık değerleri efektif gerilme ile önemli ölçüde değişmediği için sıkışabilirlikleri düşüktür. Bu zeminlerde penetrasyon testleri (SPT ve CPT) ile yapılan değerlendirmeler, zeminin içsel sürtünme açısı ve dinamik direnci gibi mühendislik parametreleri hakkında bilgi verir. Bununla birlikte, bu tür zeminlerden örselenmemiş numune almak oldukça zordur ve alınan örneklerdeki doğal yapı bozulduğundan, laboratuvar ortamında sıvılaşma davranışı tam anlamıyla temsil edilemeyebilir. Kil benzeri zeminler ise, genellikle efektif gerilme geçmişine bağlı olarak daha

yüksek sıkışabilirlik sergiler ve boşluk oranı ile efektif gerilme arasında anlamlı bir ilişki bulunur. Bu zeminler örselenmeye karşı daha az duyarlı olduklarından, sondajla örnek alma işlemi daha sağlıklı yapılabilir. Özellikle geçirimsiz yapılarına bağlı olarak drenaj kaybı yaşanmadan alınan örneklerde, yerindeki efektif gerilmeler korunabilir. Laboratuvar ortamında gerçekleştirilen drenajsız kayma dayanımı testleriyle bu zeminlerin dayanım karakteristikleri belirlenebilir. Zemin davranışları değerlendirilirken, dane şekli, dane boyutu ve dağılımı gibi fiziksel özellikler ile plastisite indeksi gibi mühendislik parametreleri oldukça belirleyici olmaktadır (Kramer, 1996; Boulanger & Idriss, 2004). Sıvılaşma olayları çoğunlukla kum ve düşük plastisiteli siltli zeminlerde gözlemlenmiş olmakla birlikte, iri daneli ve iyi derecelenmiş çakıllı zeminlerde de sıvılaşma olasılığı tespit edilmiştir (Wang & Manga, 2010). Özellikle geçirimsiz tabakaların etkisiyle drenajın kısıtlandığı durumlarda, bu tür iri daneli zeminlerde gözenek suyu basıncında ani artışlar gözlenebilmekte ve bu durum sıvılaşmayı tetikleyebilmektedir (Kramer, 1996). Zeminlerin derecelenmesi de sıvılaşma açısından kritik bir faktördür. İyi derecelenmiş zeminlerde, büyük taneler arasındaki boşlukların daha küçük tanelerle doldurulması, boşluk oranını ve sıkışabilirliği azaltarak sıvılaşma duyarlılığını düşürmektedir. Bu nedenle, drenajsız koşullar altında iyi derecelenmiş zeminlerin daha düşük gözenek suyu basıncına ve hacimsel değişim potansiyeline sahip olduğu bilinmektedir (Kramer, 1996). Yapılan arazi ve laboratuvar çalışmalarında, özellikle plastik olmayan ya da çok düşük plastisiteye sahip siltli zeminlerin sıvılaşmaya karşı duyarlı olduğu belirlenmiştir (Ishihara, 1984; 1985). Bu doğrultuda, düşük plastisiteli siltli zeminlerin sıvılaşma potansiyelleri dikkatle değerlendirilmelidir. Örneğin, Çin kriteri (Wang, 1979), kil oranı ($\% < 0.005$ mm), likit limit ve likidite indeksi gibi parametrelere dayanarak bu tür zeminlerin sıvılaşma potansiyelini değerlendirmekte kullanılmaktadır. Önalp & Arel (2002), Adapazarı

bölgesindeki zeminler için bu kriterin $LL < \%30$, kil oranı $< \%10$, su muhtevası $> LL$ ve $LI < 1$ koşullarında geçerli olduğunu; Önalp & vd. (2006) ise $LL < \%33$, kil oranı $< \%10$, $LI < 0.90$ ve $D_{50} < 0.02$ mm değerlerinin daha anlamlı sonuçlar verdiğini ortaya koymuştur. Sıvılaşmaya karşı zemin duyarlılığını etkileyen bir diğer önemli unsur da dane şeklidir. Yuvarlak yapılı taneler içeren zeminler, köşeli tanelere kıyasla daha kolay sıkışmakta ve bu nedenle sıvılaşmaya daha duyarlı hale gelmektedir (Kramer, 1996). İlk sıvılaşma analizleri kohezyonsuz kumlu zeminler üzerinde yoğunlaşmış olsa da daha sonra yapılan çalışmalar, düşük kohezyonlu siltli ve iri taneli zeminlerin de sıvılaşmaya karşı hassas olabileceğini ortaya koymuştur (Ishihara, 1984; Youd & vd., 1985; Evans & Seed, 1987; Yegian & vd., 1991). Sıvılaşmaya duyarlılığı tanımlamak amacıyla kullanılan parametreler arasında dane boyutu, uniformluk katsayısı, relatif sıkılık derecesi (D_r) ve penetrasyon dirençleri yer almaktadır. Genellikle, doygun, düşük plastisiteli ve drene olamayan siltli veya kumlu zeminler; ortalama dane boyutu 0.02–1.00 mm arasında olan, ince dane oranı $\%10$ 'u geçmeyen, uniformluk katsayısı 10'dan küçük ve relatif sıkılığı $\%75$ 'in altında olan zeminler sıvılaşmaya karşı duyarlıdır (Şişman, 2006). Mollamahmutoğlu & Babuçcu (2006) ise, relatif sıkılık oranı $\%65$ 'ten fazla olan zeminlerin sıvılaşmaya karşı dirençli olduğunu belirtmişlerdir. Ayrıca, SPT-N değeri 30'un üzerinde olan zeminlerin yüksek sıkılık düzeyi nedeniyle sıvılaşma riskinin düşük olduğu ifade edilmiştir (Youd & Idriss, 2001).

Sıvılaşma Potansiyelini Belirleyen Temel Parametreler

Saha gözlemleri ve laboratuvar deneylerine dayalı çalışmalar göstermektedir ki, zeminlerde sıvılaşma olayının meydana gelip gelmeyeceğini öngörebilmek adına, söz konusu zeminin sıvılaşmaya karşı duyarlılığını etkileyen faktörlerin detaylı ve çok boyutlu olarak değerlendirilmesi gerekmektedir. Bu kapsamda; zemin tipi (kohezyonlu veya kohezyonsuz), dane boyutu ve dağılımı, gözenek

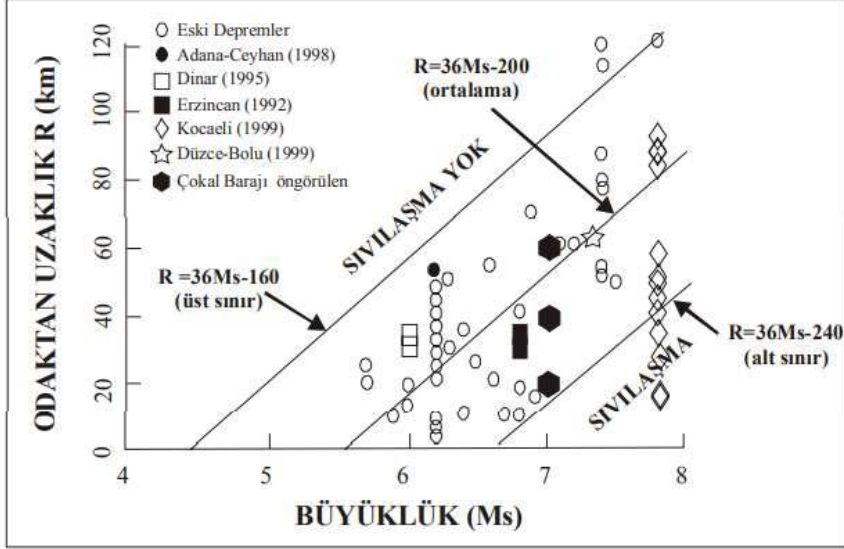
suyu basıncının gelişim hızı, yeraltı su seviyesi, plastisite özellikleri, relatif sıkılık, yoğunluk, drenaj koşulları, geçmiş gerilme durumu ve deprem karakteristikleri (süresi, şiddeti, ivme düzeyi) gibi jeoteknik ve sismik parametrelerin birlikte analiz edilmesi, sıvılaşma potansiyelinin doğru bir şekilde tahmin edilmesi açısından büyük önem taşımaktadır. Bu faktörlerin bütüncül bir yaklaşımla incelenmesi, özellikle kritik öneme sahip yapıların zemin emniyetinin sağlanması ve deprem sonrası oluşabilecek yapısal hasarların önlenmesi açısından vazgeçilmez bir mühendislik gerekliliğidir.

Deprem Kaynak Özelliklerinin Sıvılaşma Potansiyeline Yansıması

Depremın büyüklüğü ve etkisinin süresi arttıkça, ortaya çıkan dinamik enerjide de belirgin bir artış meydana gelir. Bu artış, yer hareketlerinin şiddetlenmesine ve yüksek düzeyde yer ivmesi ile sarsıntıların oluşmasına neden olmaktadır. Deprem süresinin ve büyüklüğünün artmasına bağlı olarak zemin içerisinde gelişen kayma deformasyonları, zemin danelerinde yer değiştirmelere yol açmakta ve bu durum sonucunda sıvılaşma olayı meydana gelmektedir (Mert, 2018). Sıvılaşma potansiyeli taşıyan zeminlerde, meydana gelen depremin oluşturacağı yer hareketlerinin büyüklüğü yalnızca deprem parametrelerine değil, aynı zamanda depremin odak noktasına olan mesafeye de bağlıdır. Deprem sonrası gerçekleştirilen saha gözlemleri ve arazi çalışmaları, sıvılaşma olayının olduğu bölgeler ile depremin merkez üssü arasındaki mesafenin önemli bir faktör olduğunu açıkça göstermektedir. Bu bağlamda, depremin odağına yakın mesafelerde sıvılaşma olasılığının daha yüksek olduğu, uzaklaştıkça ise bu olasılığın azaldığı tespit edilmiştir. Ündül & Gürpınar (2003) tarafından yapılan bir çalışmada, deprem büyüklüğü ile sıvılaşmanın gözlemlendiği alanların odak noktasına olan uzaklıkları arasındaki ilişki değerlendirilmiş ve bu ilişki Şekil 5'te grafiksel olarak sunulmuştur. Şekil incelendiğinde, odak

noktasından uzaklaştıkça sıvılaşma oluşma ihtimalinin azaldığı görülmektedir. Bu durum, yerel ivme düzeyi ile odak uzaklığı arasında bulunan ters orantılı ilişkiyle açıklanabilmektedir.

Şekil 5 Deprem büyüklüğü ve merkez uzaklığına göre sıvılaşma eğilimlerinin analizi



Kaynak: Ündül & Gürpınar 2003

Zeminin Rölatif Sıklığı

Seed & Idriss (1971) tarafından geliştirilen ve zeminlerin relatif sıklığına dayanan sınıflandırma esas alınarak yapılan değerlendirmeler, zeminlerin sıvılaşmaya karşı dirençlerinin sıklık derecesiyle doğrudan ilişkili olduğunu ortaya koymaktadır. Bu sınıflamaya ilişkin detaylar Tablo 1’de sunulmuştur. İlgili tablo incelendiğinde, relatif sıklığı %65’in üzerinde olan zeminlerin yani “sıkı” ve “çok sıkı” olarak nitelendirilen zeminlerin sismik yüklemeler altında sıvılaşma potansiyelinin oldukça düşük olduğu görülmektedir. Bu durum, sıkı zeminlerin yüksek içsel sürtünme açısı ve düşük boşluk oranı nedeniyle, boşluk suyu basıncı artışına

karşı daha dirençli olmalarıyla açıklanabilir. Nitekim Mollamahmutoğlu & Babuçcu (2006) tarafından yapılan çalışmalarda da sıkı ve çok sıkı sınıfına giren zeminlerin sıvılaşmaya karşı duyarlılığının oldukça düşük olduğu vurgulanmıştır. Bu bağlamda, zeminlerin sıvılaşma potansiyelinin değerlendirilmesinde relatif sıkılık parametresi, kritik öneme sahip bir mühendislik göstergesi olarak öne çıkmaktadır

Tablo 1 Geoteknik açıdan rölatif sıklığa göre zeminlerin tanımlanması

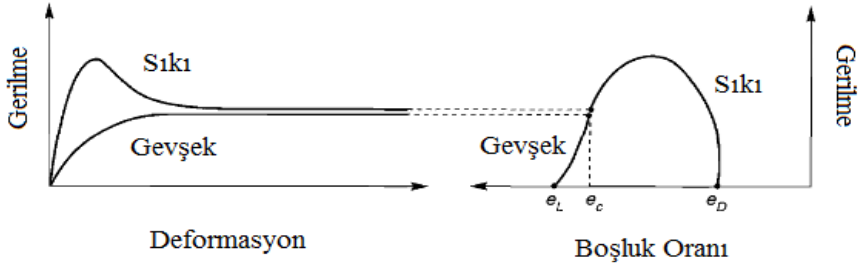
Rölatif Sıklık (D_r)	Açıklama
0 – 15	Çok gevşek
15 – 35	Gevşek
35 – 65	Orta sıkı
65 – 85	Sıkı
85 – 100	Çok sıkı

Kaynak: Mollamahmutoğlu & Babuçcu, 2006

Zeminin Boşluk Oranı

Casagrande (1936), aynı efektif gerilme düzeyinde ve drenajın gerçekleştiği koşullarda, gevşek ve sıkı kumlu zemin numuneleri üzerinde birim deformasyon kontrollü üç eksenli deneyler gerçekleştirmiştir. Bu deneysel çalışmanın sonuçlarına göre, başlangıçta gevşek yapıda olan zemin numuneleri uygulanan yükleme etkisiyle sıkılaşma eğilimi gösterirken, sıkı numuneler önce hacim küçülmesi (büzülme) yaşamış, ardından ise ani bir şekilde hacim artışı (genişleme) sergilemiştir. Şekil 6'da sunulan bulgular doğrultusunda Casagrande, her iki zemin tipinin belirli bir sıklık düzeyinde dengeye ulaştığını gözlemlemiş ve bu dengeye ulaşılan noktadaki boşluk oranını “kritik boşluk oranı” olarak tanımlamıştır. Bu bağlamda, zeminin mevcut boşluk oranının kritik değerin altında olması halinde sıvılaşma oluşmadığı, ancak boşluk oranının bu kritik değerin üzerinde olduğu ve drenajın engellendiği koşullarda sıvılaşma potansiyelinin ortaya çıkabileceği sonucuna ulaşılmıştır (Casagrande, 1936; Kramer, 1996).

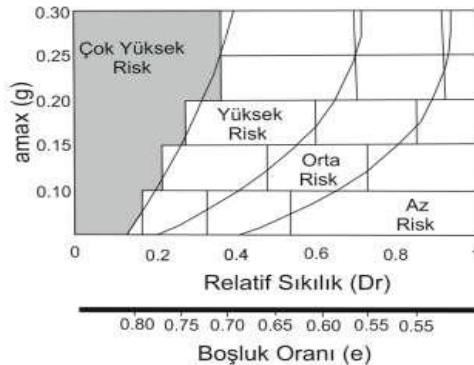
Şekil 6 Gevşek ve sıkı kum zeminlerin birim deformasyon kontrollü üç eksenli deney sırasındaki davranışları



Kaynak: Kramer, 1996

Seed & Idriss (1971), zeminlerin sıvılaşma potansiyelinin değerlendirilmesinde yalnızca boşluk oranını değil, ayrıca rölatif sıkılık ile en büyük yer ivmesi (PGA) arasındaki etkileşimi de dikkate alarak bir analiz gerçekleştirmişlerdir. Şekil 7 incelendiğinde, özellikle yüksek boşluk oranına sahip ve düşük rölatif sıkılık düzeyindeki zeminlerde, deprem sırasında sıvılaşma meydana gelme olasılığının belirgin şekilde arttığı gözlemlenmektedir. Bu durum, zemin yapısının gevşekliği ve boşluk hacminin büyüklüğünün, sismik yüklemeler altında dayanımı azaltarak sıvılaşmayı tetikleyici bir rol oynadığını ortaya koymaktadır.

Şekil 7 Boşluk oranı, rölatif sıkılık ve yer ivmesi arasındaki ilişki



Kaynak: Seed & Idriss, 1971

Yeraltı Su Seviyesi

Sıvılaşma, genellikle kohezyonsuz (granüler) zeminlerin tamamen suya doymun olduğu durumlarda, tekrarlayan dinamik yükler (örneğin deprem dalgaları) altında meydana gelen ve zemin tanecikleri arasındaki efektif gerilmenin ani şekilde sıfırlanmasıyla oluşan önemli bir zemin davranış problemidir. Bu olgu, özellikle yeraltı su seviyesinin yüzeye yakın olduğu alanlarda daha kritik hale gelmektedir; çünkü bu koşullarda, zeminin üst tabakaları da suya doymun hale gelmekte ve sıvılaşma potansiyeli artmaktadır. Sığ derinlikte bulunan yeraltı su seviyesi, zemin içerisindeki boşlukların su ile dolmasına neden olarak, boşluk suyu basıncının dinamik yükleme sırasında hızla artmasına ve buna bağılı olarak efektif gerilmenin kaybolmasına yol açmaktadır. Bu mekanizma sonucunda, zemin tanecikleri arasında kohezyon bulunmadığı durumlarda, taşıma kapasitesi geçici olarak tamamen kaybolmakta ve zemin sıvı gibi davranmaktadır. Öte yandan, yeraltı su seviyesinin üzerinde kalan zeminler doymunluk açısından yetersiz olduğu için, boşluk suyu basıncında ani artışlar meydana gelmez ve efektif gerilme korunur. Bu nedenle, doymun olmayan zeminlerin sıvılaşmaya karşı dirençli olduğu kabul edilmekte ve bu tür zeminlerde sıvılaşma analizi yapılmasına gerek duyulmamaktadır. Mollamahmutoğlu & Babuçcu (2006) da çalışmalarında, sıvılaşmanın yalnızca suya doymun kohezyonsuz zeminlerde meydana geldiğini ve analizlerin bu koşullarla sınırlı tutulması gerektiğini vurgulamışlardır.

Örtü Basıncı ve Tabakalanma Özellikleri

Türkiye Bina Deprem Yönetmeliği (TBDY, 2018) kapsamında, yeraltı su seviyesinin altında kalan ve yüzeyden itibaren 20 metre derinliğe kadar uzanan zeminlerin, deprem sırasında meydana gelen dinamik etkiler nedeniyle sıvılaşma potansiyeline sahip olduğu kabul edilmektedir. Genel bir

değerlendirme yapıldığında, sıvılaşmaya duyarlılığın zemin üzerindeki örtü katmanı kalınlığı ile ters orantılı olarak azaldığı görülmektedir. Ancak bu genel eğilime rağmen, bazı mühendislik uygulamalarında daha derin konumlanan ve teorik olarak sıvılaşma riski taşımadığı varsayılan zemin tabakaları için de sıvılaşma analizleri yapılabilmektedir (Mollamahmutoğlu & Babuçcu, 2006). Zemin profilinde, suya doymuş kohezyonsuz bir katmanın üzerinde düşük geçirgenliğe sahip bir tabakanın bulunması halinde, deprem sırasında boşluk suyu basıncı yeterli sürede drene olamaz. Bu durum, efektif gerilmenin hızlı bir şekilde azalmasına yol açar ve zeminlerin sıvılaşmaya karşı dirençlerini zayıflatır (Çavuş, 2015). Öte yandan, zemin içerisindeki suyun boşluklardan kolaylıkla dışarı çıkabildiği, yani drenajın sağlandığı koşullarda, efektif gerilme büyük ölçüde korunmakta ve bu da zeminlerin sıvılaşmaya karşı daha az duyarlı hale gelmesine katkı sağlamaktadır.

Zemin Sıvılaşma Türleri

Zemin sıvılaşması, farklı mekanizmalarla gelişebilen karmaşık bir davranış biçimi olup, literatürde genellikle üç ana sınıfta incelenmektedir: akma sıvılaşması, devirsel (sıklık) hareketlilik ve düz yüzey sıvılaşması (Aydın, 2008). Akma sıvılaşması, genellikle düşük yoğunlukta, gevşek yapıdaki suya doymuş kohezyonsuz zeminlerde meydana gelir. Bu tür sıvılaşmada, zemin dayanımını tamamen kaybederek viskoz bir akışkan gibi davranır ve genellikle eğimli arazilerde büyük kütle hareketlerine neden olur. Devirsel hareketlilik (sıklık sıvılaşma) ise tekrarlayan dinamik yükler (örneğin deprem dalgaları) altında, zemin tanecikleri arasındaki yerleşmenin artmasıyla birlikte boşluk suyu basıncının yükselmesi sonucu oluşur. Bu mekanizma sonucunda efektif gerilme geçici olarak sıfırlanabilir ve zemin kesme dayanımını kaybederek plastik deformasyonlar gösterir. Bu durum, yüzeyde yaygın oturma, çatlama ve taşıma gücü kaybı gibi etkilerle kendini gösterebilir. Düz yüzey sıvılaşması ise, genellikle yer altı su seviyesine yakın

konumlanan gevşek kumlu zeminlerde, yatay ve düzgün stratigrafik yapıların bulunduğu alanlarda meydana gelir. Yüzeyin altındaki sıvılaştıran tabaka, üstteki daha rijit tabakaları taşıyamaz hale geldiğinde, yüzeyde çökme ve çatlaklara yol açabilir. Bu tür sıvılaştırma, geniş alanlara yayılan zemin deformasyonlarıyla karakterizedir ve altyapı sistemleri üzerinde ciddi hasarlara neden olabilir. Söz konusu sınıflandırma, farklı zemin profillerinde ve saha koşullarında sıvılaştırmanın oluşum biçimlerini ayırt edebilmek ve uygun mühendislik önlemlerini planlamak açısından büyük önem taşımaktadır (Kramer, 1996).

Zemin Sıvılaştırması Sonucu Oluştan Hasar Türleri

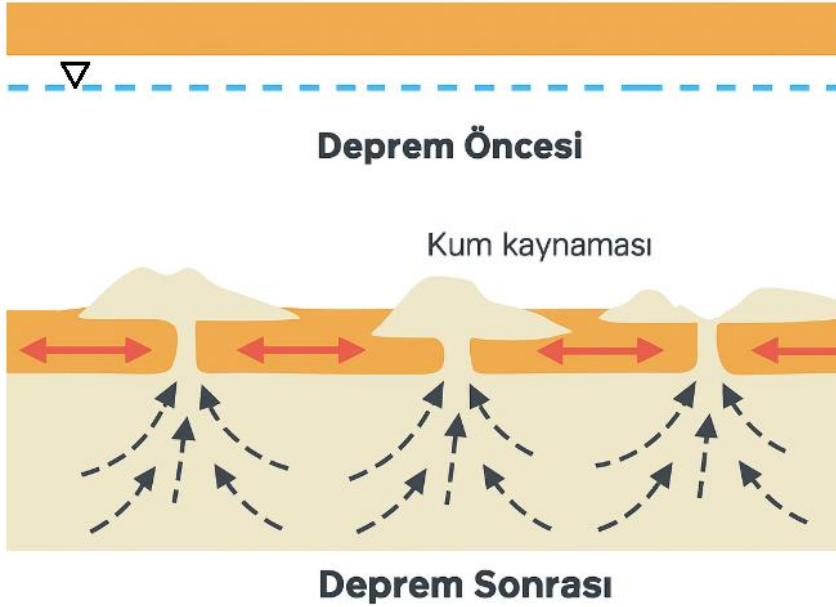
Zemin sıvılaştırması, doygun kohezyonsuz (çoğunlukla kumlu) zeminlerin dinamik yükler (özellikle deprem) altında geçici olarak taşıma kapasitesini kaybetmesiyle ortaya çıkan ve ciddi mühendislik problemlerine yol açabilen bir jeoteknik olgudur. Sıvılaştırma meydana geldiğinde, zemindeki efektif gerilme büyük ölçüde azalır veya tamamen sıfırlanır. Bu durum çeşitli yapısal ve geoteknik hasar türlerinin oluşmasına neden olur. Aşağıda bu hasar türleri teknik yönleriyle açıklanmıştır.

Kum Konileri

Zeminde meydana gelen sıvılaştırma olaylarından biri de boşluk suyu basıncının ani artışı sonucu kum ve su karışımının boru benzeri bir yol izleyerek yer yüzeyine fıskırması şeklinde gözlemlenen oluşumdur (Wang & Manga, 2010). Özellikle deprem gibi kısa sürede yüksek enerjili dinamik yüklemelerin etkisiyle, zeminde biriken boşluk suyu basıncı kritik seviyelere ulaşmakta ve bu basınç, suyun yukarıya doğru yönelmesine neden olmaktadır. Bu süreçte, su hareketine eşlik eden zemin daneleri de yüzeye taşınmakta ve bu taşınım sonucunda, genellikle huni şeklinde gelişen kum konileri oluşmaktadır (bkz. Şekil 8) (Alpaslan, 2013). Bu tür yüzey deformasyonları, sıvılaştırmanın görsel ve tanısal belirtilerinden

biri olarak değerlendirilmekte ve zemin davranışının yerinde izlenmesine olanak sağlamaktadır.

Şekil 8 Deprem sonrası meydana gelen kum konileri



Kaynak: Alpaslan, 2013

Akma Sıvılaşması

Zemin sıvılaşmasının en yıkıcı sonuçlara yol açan türlerinden biri olan akma sıvılaşması, özellikle yüksek eğimli zemin kütlelerinde gözlemlenen ani stabilite kayıplarıyla ilişkilendirilmektedir. Bu yenilme türü, genellikle eğimi %5'ten (yaklaşık 3 derece) fazla olan şevlerde veya doğal yamaçlarda yer alan, suya doymun ve kohezyonsuz gevşek zeminlerin, ani bir şekilde kesme dayanımını kaybetmesiyle ortaya çıkar. Deprem gibi kısa süreli, yüksek genlikli dinamik yüklemeler sırasında zeminin boşluk suyu basıncı hızla artar ve bu durum efektif gerilmenin sıfıra yaklaşmasına neden olur. Eğer zemin başlangıçta düşük bir kesme mukavemetine sahipse ve deformasyona karşı zayıf bir iç yapıya sahipse, bu zayıflık ani bir şekilde kütsel kayma davranışıyla

sonuçlanabilir. Bu tür bir kayma, akışkan benzeri davranış gösteren zemin kütlesinin ani, hızlı ve geniş alanlara yayılan yer değiştirmesine neden olur. Akma sıvılaşmasının en karakteristik özelliği, zeminin bir bütün halinde kayması ve taşıma kapasitesinin neredeyse tamamen ortadan kalkmasıdır. Bu durum gerek yüzey yapıları gerekse altyapı sistemleri açısından son derece tehlikeli olup, mühendislik yapılarının bütünlüğünü doğrudan tehdit eder. Ayrıca, akma sıvılaşması genellikle önceden belirgin bir yüzey deformasyonu oluşturmaksızın meydana geldiği için, erken uyarı sistemleri açısından tespiti güçtür. Şekil 9’da akma sıvılaşmasına ilişkin tipik bir zemin davranışı kesiti sunulmakta olup, sıvılaşma sonrası zemin hareketlerinin yönü, deformasyon mekanizması ve oluşan kütle kayması görsel olarak açıklanmaktadır (Alpaslan, 2013; Mert, 2018).

Şekil 9 1971 San Fernando depreminde Lower San Fernando barajında oluşan akma sıvılaşması



Kaynak: Lopez, 2008

Yanal Yayılma

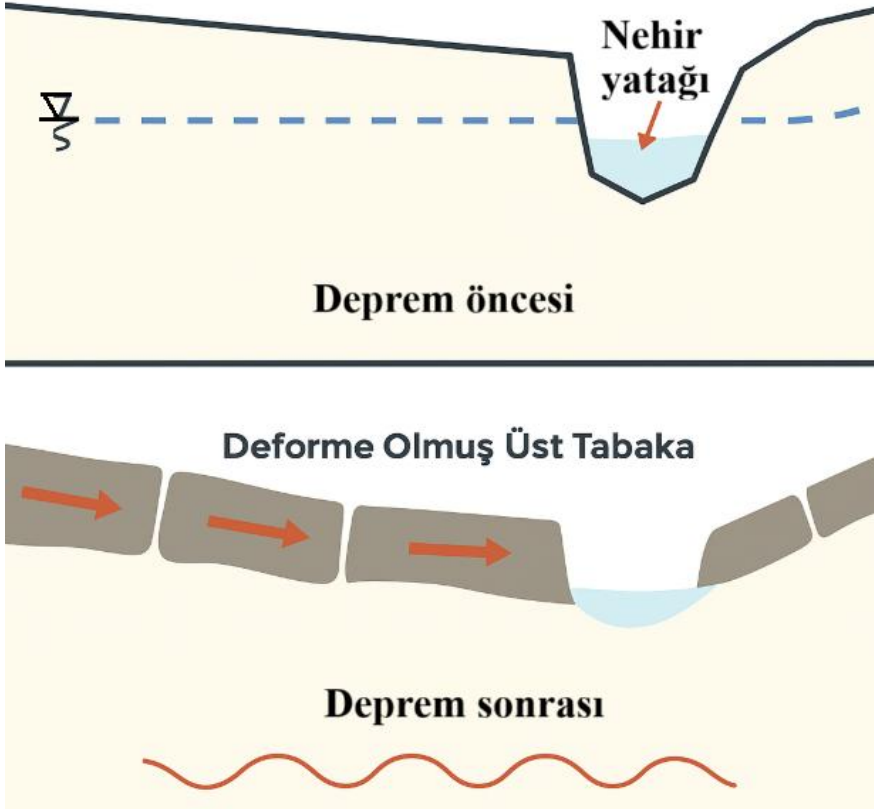
Yanal yayılma, genellikle eğimi yaklaşık %0,5 ile %5 (yaklaşık $0,3^{\circ}$ – 3°) arasında değişen düşük eğimli yamaçlar ile suya yakın alüvyal düzlüklerde meydana gelen zemin deformasyonu türlerinden biridir. Bu tür yenilme mekanizmasında, yüzeyin altındaki suya doymuş, kohezyonsuz zemin tabakaları deprem gibi dinamik yükler altında sıvılaşmakta; bunun sonucunda üstte yer alan daha rijit zemin kütleleri yatay doğrultuda blok halinde yer değiştirme eğilimi göstermektedir. Yanal yayılmalar, genellikle belirgin bir eğim gerektirmeksizin büyük mesafelerde deformasyon oluşturabilen, oldukça sinsi ve yaygın bir sıvılaşma etkisidir. Yüzeydeki yapıların maruz kaldığı diferansiyel yer değiştirmeler, temellerde oturma, eğilme ve kayma gibi hasarların ortaya çıkmasına neden olmaktadır. Şekil 10 ve 11’de bu tür deformasyonların oluşum mekanizması şematik olarak sunulmakta olup, bu olaylar sonucunda liman yapıları, köprü ayakları, yer altı ve yer üstü boru hatları, istinat duvarları gibi inşaat mühendisliği yapılarında ciddi düzeyde yapısal ve işlevsel bozulmalar meydana gelebilmektedir (Alpaslan, 2013).

Şekil 10 Loma Prieta depreminde devlet parkı yakınında oluşan yanal yayılmalar sonucu oluşan deformasyonlar



Kaynak: UCDAVIS, 2025

Şekil 11 Yanal yayılma sonucu oluşan göçme mekanizması

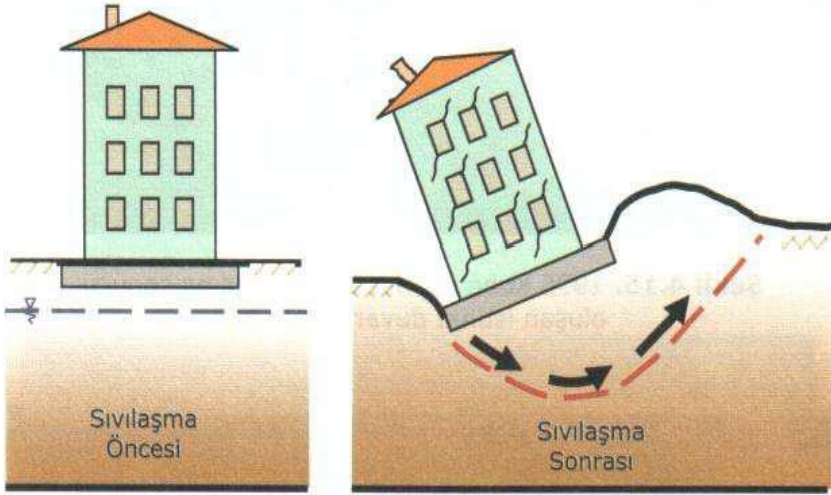


Taşıma Gücü Kaybı

Deprem etkisiyle zeminde meydana gelen boşluk suyu basıncındaki ani artış, zeminin efektif gerilmesini düşürerek kesme dayanımının önemli ölçüde azalmasına neden olmaktadır. Bu süreç sonucunda, zeminin sıvılaşmasıyla birlikte taşıma kapasitesi zayıflamakta ve zemin yapısal olarak yumuşak bir davranış sergilemeye başlamaktadır (Cooke, 2000). Bu durum, özellikle suya doygun, kohezyonsuz ve gevşek zeminlerde sıklıkla karşılaşılan bir yenilme mekanizmasıdır. Zeminde gelişen sıvılaşma olayı, zemin kütlelerinde düzensiz oturma, göçme, yayılma veya kayma gibi deformasyonların oluşmasına neden olur. Bu deformasyonlara bağlı

olarak, yüzeyde yer alan yapılar taşıyıcı zeminlerinden yeterli destek alamaz hale gelir ve sonuç olarak yapısal bütünlükleri bozulur. Bu tür durumlarda binalarda diferansiyel oturmalar, kısmi ya da tam batma, yan yatma ve depreme bağlı devrilme gibi ciddi hasar mekanizmaları ortaya çıkabilmektedir (bkz. Şekil 12) (Mert, 2018).

Şekil 12 Taşıma gücü kaybı nedeniyle oluşan göçme



Kaynak: Alpaslan, 2013

Bu tür hasarlara örnek olarak, 1999 Marmara Depremi sırasında Adapazarı'nda meydana gelen olayda, sıvılaşma nedeniyle taşıma gücünü kaybeden zemin üzerinde yer alan bir yapının tamamen devrilmesi gösterilebilir. Söz konusu olay, Şekil 13'te yer alan saha görüntüsünde açıkça gözlemlenmektedir. Bu örnek, sıvılaşmanın yapılar üzerindeki doğrudan ve yıkıcı etkilerine dair önemli bir saha verisi niteliğindedir.

Şekil 13 1999 Adapazarı depreminde sıvılaşma sonucu binanın devrilmesi



Kaynak: Alpaslan, 2013

İstinat Yapı Göçmesi

İstinat yapılarında gözlemlenen en önemli yapısal sorunlardan biri, temel zeminin veya istinat duvarı arkasında yer alan dolgu malzemesinin sıvılaşması sonucu oluşan ani taşıma gücü kaybına bağlı olarak meydana gelen yanal göçme türüdür. Bu yenilme mekanizmasında, zemin sıvılaştığında içsel kesme direncini büyük ölçüde yitirir ve bu durum istinat duvarına etki eden toplam yanal toprak basıncında ani ve büyük bir artışa yol açar. Sıvılaşma sonucu gelişen bu yanal kuvvetler, özellikle zeminle etkileşimli rijit veya yarı rijit istinat yapılarında ciddi boyutta düşey yer değiştirme (oturma) ve yatay yer değiştirme (öteleme) oluşturabilmektedir. Bu deformasyonlar zamanla artarak yapının taşıyıcı işlevini kaybetmesine ve nihai olarak kısmi veya tamamen göçmesine neden olabilir. Ayrıca, sıvılaşan zeminin drenaj özelliği azalacağından dolayı, göçme süreci sırasında zemin içinde yüksek boşluk suyu basıncı da kalıcı hale gelebilir; bu da duvarın arkasında ek hidrostatik basınç oluşturarak göçme riskini daha da artırır.

Sıvılaşmaya bağılı bu tür göçmeler, genellikle deprem sırasında ya da hemen sonrasında meydana gelmekte olup; istinat yapılarının tasarımında, sıvılaşma potansiyeli olan zemin koşullarının mutlaka dikkate alınması gerekmektedir. Söz konusu yenilme mekanizmasının şematik temsili Şekil 14'te sunulmakta ve sıvılaşmanın istinat yapı stabilitesi üzerindeki etkisi görsel olarak ortaya konmaktadır.

Şekil 14 1995 Kobe depreminde sıvılaşma nedeniyle istinat yapısının göçmesi



Kaynak: WU, 2025

Zemin Sıvılaşma Potansiyelinin Belirlenmesine Yönelik Deneysel Yaklaşımlar

Depremler sırasında meydana gelen ani ve yüksek genlikli dinamik yüklemeler, suya doymun kohezyonsuz zeminlerin kesme dayanımlarında ani bir azalmaya neden olmakta ve bu zeminlerin akışkan bir ortam gibi davranmasına yol açmaktadır. Bu durum, zemin üzerinde yer alan yapıların stabilitesini olumsuz etkileyerek ciddi yapısal hasarlara ve dolayısıyla can ve mal kayıplarına neden olabilmektedir. Özellikle gevşek kumlu zeminlerde sıklıkla karşılaşılan bu sıvılaşma olgusunun önceden tespit edilmesi, mühendislik önlemlerinin planlanması açısından büyük önem taşımaktadır. Bu doğrultuda, sıvılaşma potansiyelinin belirlenmesi amacıyla hem laboratuvar hem de arazi ortamlarında çeşitli deneysel yöntemlere başvurulmaktadır.

Kohezyonsuz zeminlerin sıvılaşma eğilimlerinin belirlenmesinde laboratuvar koşullarında gerçekleştirilen deneysel çalışmalar, kontrollü ortamda dinamik davranışın analiz edilmesini sağlar. Bu kapsamda en sık kullanılan başlıca laboratuvar deneyleri şunlardır:

- Dinamik üç eksenli deney
- Burulmalı dinamik deney seti
- Sarsma tablası deneyi

Bu deneylerin doğruluğu ve güvenilirliği, büyük ölçüde araziden alınan numunelerin örselenmeden elde edilmesine bağlıdır. Özellikle örnek alma sürecinde karşılaşılan bozulmalar, laboratuvar sonuçlarının sahadaki gerçek zemin davranışını tam olarak yansıtmamasını engelleyebilmektedir (Ateş, 2003; Yatman, 2006).

Arazi deneyleri, zemin davranışının yerinde değerlendirilmesine olanak tanıyan pratik yöntemlerdir. Bu yöntemlerden elde edilen veriler, sıvılaşma potansiyelinin

belirlenmesinde kullanılan çeşitli ampirik korelasyonlar için temel teşkil eder. Sahada uygulanan başlıca deney yöntemleri aşağıda sıralanmıştır:

- Standart penetrasyon deneyi (SPT)
- Koni penetrasyon deneyi (CPT)
- Sismik koni penetrasyon deneyi
- Dilatometre deneyi

Zemin türüne bağlı olarak, katı ve kohezyonsuz zeminler için genellikle SPT, yumuşak ve ince taneli zeminler için ise CPT deneyinden faydalanılmaktadır (Yatman, 2006).

Kaynakça

Alpaslan, N. (2013). Zemin sıvılaşması ve mekanizması, Batman Üniversitesi Yaşam Bilimleri Dergisi, 3(2):67-89.

Atabey, E. (2000). Deprem, Maden Teknik ve Arama Genel Müdürlüğü Yayınları, Eğitim Serisi No:34, Ankara, 71 s.

Ateş, A. (2003). Zeminlerin Sıvılaşması ve Sıvılaşma Metotlarının İrdelenmesi. Gazi Üniversitesi, Fen Bilimleri Enstitüsü, Yüksek Lisans Tezi, Ankara, 102 s.

Aydın, C., 2008. Sıvılaşma Analizi ile İlgili Bir İnceleme, İstanbul Teknik Üniversitesi, Fen Bilimleri Enstitüsü, İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı, Zemin Mekaniği ve Geoteknik Mühendisliği Programı, Yüksek Lisans Tezi, 98 s.

Boulanger, R.W., & Idriss, I.M. (2004). Evaluating The Potential for Liquefaction or Cyclic Failure of Silts and Clays, Report NO.UCD/CGM-04/01, Center for Geotechnical Modeling, Department of Civil & Environmental Engineering University of California, Davis, California, 131 p.

Britannica. (2025). <https://www.britannica.com/science/soil-liquefaction/imagesvideos>, (Erişim tarihi: Haziran 2025).

Casagrande, A. (1936). Characteristics of cohesionless soils affecting the stability of slopes and earth fills, Journal of the Boston Society of Civil Engineers, reprinted in Contributions to Soil Mechanics, Boston Society of Civil Engineers, 1940, pp. 257-276.

Cooke, H.G. (2000). Ground Improvement for Liquefaction Mitigation at Existing Highway Bridges, Virginia Polytechnic Institute and State University, Doctor of Philosophy Thesis, 372 p.

Çavuş, U.Ş. (2015). Zeminlerin Sıvılaşması ve Barajların Alüvyon Temellerinin Sıvılaşma Riskinin Pratik Değerlendirilmesi, DSİ Teknik Bülteni, 119: 32-33.

Evans, M.D., & Seed, H.B. (1987). Undrained Cyclic Triaxial Testing of Gravel: The Effect of Membrane Compliance, Report UCB/EERC-87/08, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley.

Grotzinger, J., & Jordan, T.H. (2010). Understanding earth. Macmillan.

Hasançebi, N., & Ulusay, R. (2007). Empirical correlations between shear wave velocity and penetration resistance for ground shaking assessments. Bulletin Engineering Geology and Environment, 66:203-213.

Idriss, I.M., & Boulanger, R.W. (2008). Soil Liquefaction During Earthquakes, Earthquake Engineering Research Institute, MNO-12, USA, 235 p.

Ishihara, K. (1984). Post-earthquake failure of a tailing dam due to liquefaction of the pond deposit, International Conference on Case Histories in Geotechnical Engineering, University of Missouri, St. Louis, USA, 3:1129-1143.

Ishihara, K. (1985). Stability of natural deposits during earthquakes, Proceedings of the 11th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, San Francisco, 1:321-376.

Kaya, Z. (2008). Depremler Sırasında Zeminlerin Davranışına Bağlı Olarak Meydana Gelen Zemin Deplasmanlarının Belirlenmesi, Doktora Tezi, İstanbul Teknik Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü, İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı, Geoteknik Mühendisliği Programı, 399 s.

Kramer, S.L. (1996). Geotechnical Earthquake Engineering, Prentice Hall, New Jersey.653 p.

Lopez, S. (2008). Application of Numerical Tools for the Modelling of Granular Soil Behaviour under Earthquakes: the state of the art, International Earthquake Engineering, pp. 255-294.

Mert, M. (2018). Zeminlerin Sıvılaşma Potansiyelinin Doğrusal ve Doğrusal Olmayan Analizlerle Değerlendirilmesi, Eskişehir Osmangazi Üniversitesi, Fen Bilimleri Enstitüsü, inşaat Mühendisliği Anabilim Dalı, Geoteknik Bilim Dalı, Yüksek Lisans Tezi, Eskişehir, 121 s.

Mogami, H., & Kubo, T. (1953). The Behavior of Soil during Vibration, Proceedings of the 3rd International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, 1:152-153.

Mollamahmutoğlu, M., & Babuçcu, F. (2006). Zeminlerde Sıvılaşma: Analiz ve iyileştirme Yöntemleri, Gazi Kitabevi Tic. Ltd. Şti., ISBN 975-6009-70-5, Ankara, 263 s.

Önalp, A., & Arel, E. (2002). Siltlerin sıvılaşma yeteneği: Adapazarı kriteri, Zemin Mekaniği ve Temel Mühendisliği Dokuzuncu Ulusal Kongresi, Anadolu Üniversitesi, Eskişehir, 1:363-372.

Önalp, A., Bol, E., & Ural, N. (2006). Siltlerin sıvılaşabilirliği: Adapazarı kriterinin geliştirilmesi, Zemin Mekaniği ve Temel Mühendisliği On birinci Ulusal Kongresi, Karadeniz Teknik Üniversitesi, Trabzon.

Özener, P.T. (2007). Depremde Tabakalı Kum Zeminde Oluşan Sıvılaşma ve Sıvılaşma Sonrası Davranışın Model Deneylerle Araştırılması, Yıldız Teknik Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü, İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı Geoteknik Programı, Doktora Tezi, İstanbul, 444 s.

Seed, H.B., Idriss, I.M., 1971. Simplified Procedure for Evaluating Soil Liquefaction Potential, Journal of The Soil Mechanics and Foundations Division, 97(SM9): 1249-1273.

Shahir, H., & Pak, A. (2010). Estimating Liquefaction-induced Settlement of Shallow Foundations by Numerical Approach, *Computer and Geotechnics*, 37:267-279.

SwRI. (2025). Southwest Research Institute, <https://www.swri.org/technologytoday/liquefaction-consortium-earthquake-models> (Erişim Tarihi: Haziran 2025).

şişman, E. (2006). Fethiye Yerleşim Alanındaki Zeminlerin SPT ve Kayma Dalga Hızı Verileriyle Sıvılaşma Potansiyelinin Değerlendirilmesi, Gazi Üniversitesi, Fen Bilimleri Enstitüsü, inşaat Mühendisliği, Ankara, 220 s.

Terzaghi, K. (1925). *Erdbaummechanic*, Vienna: Franz Deuticke.

Tonaroğlu, M. (2006). Sıvılaşmanın Nümerik Yöntemlerle Modellenmesi, Yıldız Teknik Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı Geoteknik Programı, Doktora Tezi, İstanbul, 134 s.

UCDAVIS. (2025). UCDAVIS Civil and Enviromental Engineering, <https://research.engineering.ucdavis.edu/gpa/earthquake-hazards/liquefaction-at-moss-landing/>, (Erişim Tarihi: Haziran 2025).

Unutmaz, B. (2008). Assessment of Soil-Structure-Earthquake Interaction Induced Soil Liquefaction Triggering, Middle East Technical University, Natural and Applied Science, Civil Engineering, Doctor of Philosophy Thesis, Ankara, 252 p.

Ündül, Ö., & Gürpınar, O. (2003). Çokal Vadisindeki (Gelibolu) Alüvyal Zeminlerin Sıvılaşma Potansiyeli, İstanbul Üniversitesi Mühendislik Fakültesi Yerbilimleri Dergisi, 16(1):67-80.

Wang. W. (1979). Some findings in soil liquefaction, Water Conservancy and Hydroelectric Power Scientific Research Institute, Beijing, Chiana.

Wang, C.Y., & Mang, M. (2010). Earthquakes and Water, Lecture Notes in Earth Sciences, LNEARTH, 14, Springer, Switzerland, 225 p.

WU. (2025). University of Washington, <https://depts.washington.edu/liquefy/html/quakes/niigata/niigata.html>, (Erişim tarihi: Haziran 2025).

Yatman, Z.Ö. (2006). Sıvılaşma Sonucu Oluşan Zemin Yetersizliklerinin İrdelenmesi, Harran Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı, 102 s.

Yegian, M.K., Marciano, E.A., & Ghahraman, V.G., 1991. Earthquake Induced Permanent Deformations: Probabilistic Approach, Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, 117 (1):35-50.

Youd, T.L., Harp, E.L., Keefer, D.K., & Wilson, R.C. (1985). The Borah Peak, Idaho earthquake of October 28, 1983-liquefaction, Earthquake Spectra, 2(1):71-89.

Youd, T.L., & Idriss, I.M. (2001). Liquefaction resistance of soils: summary report from the 1996 NCEER and 1998 NCEER/NSF workshops on evaluation of liquefaction resistance of soils, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 127(4): 297-313.

BÖLÜM 2

YENİLİKÇİ BİR DEPREM KORUMA YAKLAŞIMI: GEOTEKNİK SİSMİK İZOLASYON SİSTEMİ

Bayram ATEŞ¹

Mohammad Azim Eirgash²

Giriş

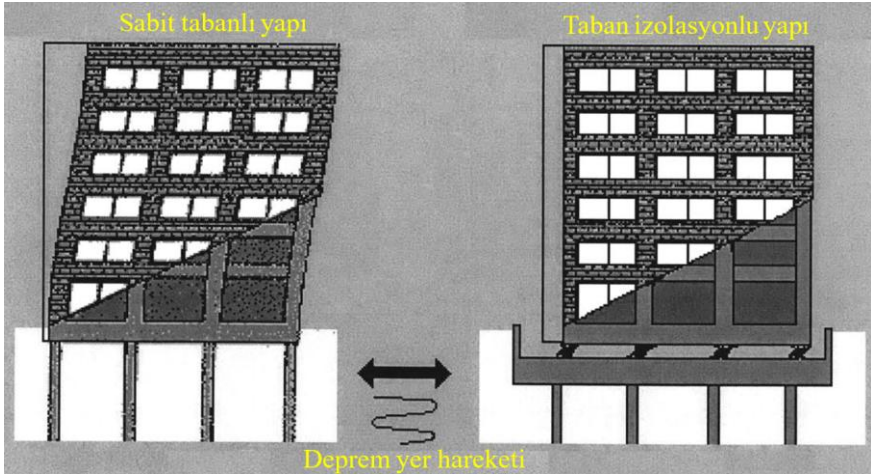
Depremler, her yıl dünya genelinde milyonlarca yapıyı etkileyen en yıkıcı doğal afetlerden biri olarak kabul edilmektedir. Ne zaman ve nerede meydana gelecekleri tam olarak öngörülemediği için, mevcut teknolojik ve bilimsel koşullarda tamamen engellenmeleri mümkün değildir. Ancak, uygun mühendislik yaklaşımları ve koruyucu önlemler sayesinde, depremlerin yol açabileceği can ve mal kayıpları önemli ölçüde azaltılabilir. Bu doğrultuda, yapıların tasarım aşamasında sismik performanslarının iyileştirilmesi, inşaat mühendisliği disiplininin temel hedeflerinden biri haline gelmiştir. Depreme dayanıklı yapı tasarımı kapsamında, yapıların taban kesme kuvvetlerini azaltmak amacıyla sismik izolatörlerin kullanımı; ayrıca sismik enerji sönüm

¹ Dr, Karadeniz Teknik Üniversitesi, İnşaat Mühendisliği Bölümü, Orcid: 0000-0002-1251-7053

² Dr, Karadeniz Teknik Üniversitesi, İnşaat Mühendisliği Bölümü, Orcid: 0000-0001-5399-115X

kapasitesini artırmak için damper gibi sönümleme elemanlarının entegre edilmesi, etkin çözümler arasında yer almaktadır. İdeal bir sismik tasarım, depremin büyüklüğü veya konumu fark etmeksizin yapının, yapısal bütünlüğünü koruyacak şekilde performans göstermesini hedefler. Geleneksel olarak, yapıların enerji dağılımı kapasiteleri, kullanılan yapı malzemelerinin doğrusal olmayan davranışlarına dayandırılmaktaydı. Ancak son yıllarda, deprem enerjisinin daha etkin şekilde kontrol altına alınabilmesi amacıyla pasif, yarı aktif ve aktif yapısal kontrol sistemlerinin kullanımı giderek yaygınlaşmaktadır. Yapılan bilimsel çalışmalar, sismik izolatörlerin taban kesme kuvvetlerini, yapısal yer değiştirmeleri ve maksimum ivme değerlerini önemli ölçüde azaltabildiğini ortaya koymuştur (bkz. Şekil 1) Bununla birlikte, bu tür izolatörlerin üretimi, kurulumu ve işletimi özel bilgi birikimi, teknik ekipman ve uzman personel gerektirdiğinden, yüksek maliyetli olmaları nedeniyle şu an için daha çok hastaneler, köprüler ve kritik öneme sahip yapılar gibi özel projelerde uygulama alanı bulmaktadır (Zardari, 2020).

Şekil 1 Taban izolasyonlu ve sabit tabanlı binaların karşılaştırılması



Kaynak: Wu, 2001

Geleneksel izolasyon sistemleri, tasarım ve uygulama süreçlerindeki teknik karmaşıklıkların yanı sıra yüksek maliyetleri nedeniyle genellikle hastaneler, ofis binaları ve eğitim kurumları gibi hayati öneme sahip yapılarda tercih edilmektedir. Ancak, deprem etkilerinin yalnızca bu tür yapılarda değil, sıradan konut ve benzeri yapı tiplerinde de ciddi hasarlara yol açabileceği gerçeği göz ardı edilmemelidir. Pasif kauçuk izolatörler ve sürtünme tipi izolatörler dahil olduğu geleneksel sismik izolasyon sistemleri her ne kadar başarılı performanslar sergilemiş olsa da bu sistemlerin her biri belirli sınırlamalara sahiptir. Özellikle uygulama zorlukları ve yüksek maliyetleri, bu yöntemlerin geniş çapta kullanımını kısıtlayan temel etkenlerdir. Bu bağlamda, araştırmacılar daha düşük maliyetli ve uygulanabilirliği yüksek alternatif çözümler geliştirmeye yönelmişlerdir. Bu arayışın bir sonucu olarak, yapısal sismik izolatörlere kıyasla daha ekonomik ve sade bir yaklaşım sunan “geoteknik sismik izolasyon” kavramı gündeme gelmiştir. Bu yöntemin temel prensibi, deprem dalgalarının yapı üzerine etki ederek atalet kaynaklı tepkiler oluşturmamasından önce, bu enerjinin zemin ortamında sönümlenmesini sağlamaktır.

Geoteknik Sismik İzolasyon (GSI) Konsepti

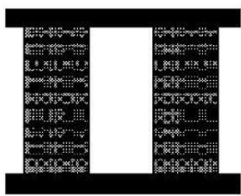
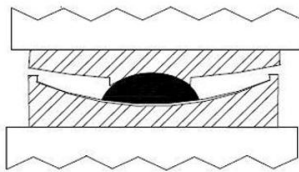
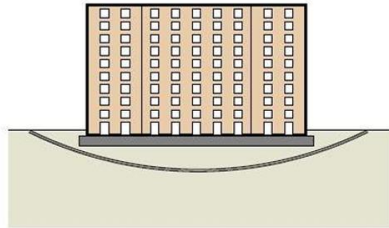
Yapılarda lamine elastomer mesnetler veya kayıcı mesnetler kullanılarak yapılan sismik izolasyon uygulamaları 1960’lardan bu yana yaygındır. Ancak, bu tasarım yaklaşımı zamanla kurallara dayalı bir anlayıştan, daha esnek ve performansa yönelik bir yaklaşıma evrilmiştir ve bu kapsamda, Geoteknik Sismik İzolasyon (GSI) kavramı da dâhil olmak üzere yeni teknolojilerin kullanımı giderek daha belirgin hale gelmeye başlamıştır. Günümüzde Geoteknik Sismik İzolasyon (GSI) sistemlerinde başlıca geosentetik malzemeler (geotekstil, geogrid vb.), kauçuk, bitüm, agrega ve kum karışımları kullanılmaktadır. Geosentetikler, uzun yıllardır zemin mühendisliği uygulamalarında filtrasyon, ayırma, drenaj ve zemin güçlendirme gibi çeşitli işlevler için tercih edilmektedir. Son

dönemlerde ise, bu malzemelerin deprem etkilerini hafifletme potansiyeli üzerine çalışmalar yoğunlaşmıştır. Geosentetiklerin sismik izolasyon amacıyla kullanımı üzerine yapılan araştırmalar artmakta olup, bu malzemelerin sunduğu mekanizma, temelde Sürtünmeli Sarkaç Sistemi'nin (SSS) çalışma prensibiyle benzerlik göstermektedir.

Geoteknik Sismik İzolasyon (GSİ), kolay uygulanabilirliği ve düşük maliyetli yapısı sayesinde, son yıllarda deprem etkilerine karşı etkili bir çözüm yöntemi olarak dikkat çekmektedir (Xiong, 2013). Bu sistemin temel tasarım ilkeleri, geleneksel sismik izolasyon sistemlerinden esinlenerek geliştirilmiştir. Klasik izolasyon sistemleri, yapı temeli ile düşey taşıyıcı sistem arasında yerleştirilen elastik ya da kayıcı arayüz elemanları ile yapının tabandan izole edilmesini esas alır. Bu yaklaşım sayesinde, zemin ve üstyapı arasındaki yatay hareket ayrıştırılarak, yapının maruz kaldığı sismik kuvvetler azaltılır ve böylece olası yapısal hasarlar önlenabilir (Taylor, 2004). GSİ sisteminde ise, yapı ile temel zemini arasında yerleştirilen ve izolasyon görevini üstlenen geoteknik bir ara tabaka mevcuttur. Bu tabaka, çoğunlukla iki farklı prensibe dayalı olarak tasarlanır: sürtünme temelli ve sönümlleme temelli izolasyon. Her iki yöntemde de uygulanan deprem enerjisinin bir kısmı bu geoteknik katman tarafından absorbe edilerek üstyapıya aktarılmadan önce azaltılır. Bu sayede, depremlerin yapıda oluşturabileceği yıkıcı etkiler önemli ölçüde hafifletilmiş olur. Sürtünme esaslı sistemlerde, genellikle sentetik malzemelerden oluşan katmanlar izolatör olarak kullanılır. Bu tür sistemlerin amacı, sismik enerjinin bir bölümünün bu katmanlar arasındaki sürtünme yoluyla, geri kalanının ise kontrollü yer değiştirmeler aracılığıyla dağıtılarak zeminde homojen bir enerji yayılımı sağlanmasıdır. Öte yandan, sönümlleme esaslı sistemlerde temel altındaki zemin özel iyileştirme teknikleriyle güçlendirilerek yüksek sönüm kapasitesine sahip bir geoteknik izolasyon tabakası oluşturulur. Bu tabaka,

deprem esnasında yapıya ulaşan enerjiyi sönümleyerek yapısal tepkileri azaltmada etkin rol oynar. Geoteknik sismik izolasyon sistemleri genel olarak üç ana başlık altında sınıflandırılabilir: temelin salınımına dayalı izolasyon, sönümleyici özelliklere sahip temel zeminleri ve sürtünme temelli izolasyon sistemleri. Bu yöntemlerden özellikle temelin salınımına dayalı izolasyon yaklaşımı, depreme dayanıklı yapı tasarımı kapsamında önemli bir çözüm olarak değerlendirilmektedir. Bu çerçevede, Tsang (2012), geoteknik sismik izolasyon türlerini Şekil 2’de gösterildiği üzere sistematik bir şekilde kategorize etmiştir.

Şekil 2 Sismik izolasyon sistemlerinin tipik gösterim şeması

Geleneksel İzolatör	Rijitlik/Sönüm Katmanlı kauçuk yalıtıcı 	Kayma/Sürtünme Küresel kayıcı yalıtıcı 
Geoteknik Sismik İzolatör	Kauçuk granüler zemin karışımı  Kauçuk /zemin karışımı	Geosentetik gömlek 

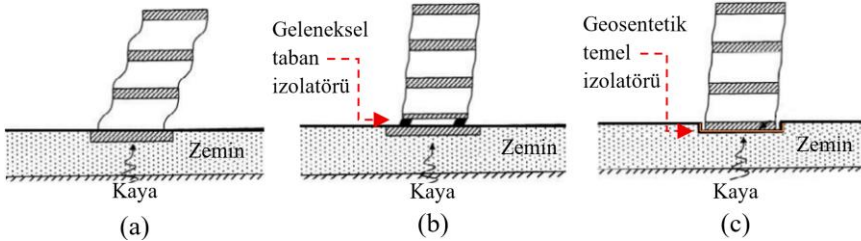
Kaynak: Tsang, 2012

Sürtünme Tabanlı Geoteknik Sismik İzolasyon Sistemleri

Son yıllarda, geosentetik malzemelerin geoteknik sismik izolasyon (GSI) yöntemleri kapsamında değerlendirilmesi giderek

daha fazla önem kazanmaktadır. Polimer esaslı liflerden üretilen ve yapay mühendislik malzemeleri olarak tanımlanan geosentetikler, inşaat mühendisliğinde çeşitli amaçlarla kullanılmaktadır. Bu malzemeler; farklı zemin türlerini ayırma, zeminlerin taşıma kapasitesini artırma, filtre görevi görerek partikül geçişini engelleme, drenaj sağlama ve sıvı akışını kısıtlama gibi beş temel işlevi yerine getirebilmektedir (Gohil & ark., 2009). Geosentetiklerin potansiyel bir sismik izolasyon malzemesi olarak değerlendirilmesine yönelik çalışmalar da literatürde yer almaktadır. Yegian & ark. (1999), sismik enerjinin zeminde absorbe edilerek yapıya iletimini azaltmayı amaçlayan temelden izolasyon kavramını ilk kez ortaya koymuşlardır (bkz. Şekil 3). Bu çalışmalarda, rijit bloklar ve basitleştirilmiş tek katlı yapı modelleriyle gerçekleştirilen deneysel araştırmalar sonucunda, geosentetik katmanların sismik enerjiyi önemli ölçüde sönmüleyebildiği ve bu nedenle yapıların deprem etkilerine karşı daha iyi korunabileceği ortaya konmuştur.

Şekil 3 Yapı deplasmanları a) doğrudan depreme maruz yapı b) geleneksel taban izolatörlü yapı c) geosentetik temel izolatörlü yapı



Kaynak: Yegian & ark., 1999

Sekman (2016) da benzer şekilde, geosentetiklerin sismik izolasyon amaçlı kullanımına ilişkin olumlu sonuçlara ulaşmıştır. Diğer yandan, Yegian & Lahlaf (1992), Kavazanjian & ark. (1991) ile Zimmie & ark. (1994) tarafından gerçekleştirilen çalışmalarda, dinamik kayma yüklemeleri sırasında geosentetik arayüzlerde kayma deformasyonlarının geliştiği ve bu durumun yapıya veya zemine aktarılan ivmeleri azalttığı rapor edilmiştir. Bu bulgular

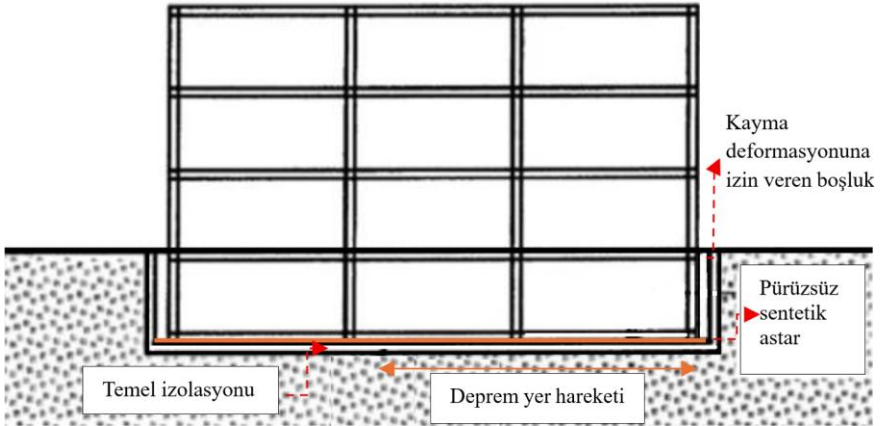
doğrultusunda, geosentetik malzemelerin sismik izolasyon işlevi görebileceği ve yapısal güvenliği artırmak adına etkin bir çözüm sunabileceği önerilmiştir.

Sentetik Astarla Temel İzolasyonu

Temel izolasyonu olarak da adlandırılan bu yöntem, yapıların sismik yükler karşısında daha dayanıklı hale getirilmesini amaçlayan yenilikçi bir yaklaşımdır. Bu sistemde, düşük sürtünme katsayısına sahip, düzgün yüzeyli bir sentetik astar, doğrudan temel tabanına yerleştirilerek zemin ile yapı temeli arasındaki doğrudan etkileşim sınırlandırılır (Yegian & Kadakal, 2004). Bu yaklaşımın temel hedefi, deprem dalgalarının yapıya iletilmeden önce zeminde absorbe edilmesi veya kayma düzlemleri aracılığıyla yön değiştirmesini sağlayarak, yapının maruz kaldığı ivme ve kesme kuvvetlerini azaltmaktır. Yegian & Kadakal tarafından gerçekleştirilen deneysel çalışmada, temel izolasyonu bulunan ve bulunmayan tek katlı yapı modelleri sarsma tablası üzerinde karşılaştırmalı olarak test edilmiştir. Bu testlerde, iletilen ivmeyi minimize etmek için özel olarak düşük sürtünmeli malzemeler tercih edilmiştir. Kullanılan sistem, yüksek mukavemetli, örgüsüz bir geotekstil katmanının, ultra yüksek moleküler ağırlıklı bir polietilen yüzey üzerine yerleştirilmesiyle oluşturulmuştur. Bu bileşimin, farklı kombinasyonlar arasında en düşük sürtünme katsayısını sağladığı belirlenmiştir. Böylece, yapının altındaki zeminle temas eden yüzeyin kayma potansiyeli artırılmış ve deprem etkilerinin üstyapıya doğrudan aktarılması önlenmiştir. Bu sistemin başarısı, özellikle düşük ila orta büyüklükteki yapılarda ekonomik, uygulanabilir ve etkili bir çözüm sunması açısından dikkat çekicidir. Ayrıca, geosentetik malzemelerin hafif olması, kolay taşınabilirliği ve şantiyede hızlı montaja uygunluğu gibi avantajları sayesinde uygulama sürecinde de pratik faydalar sağlamaktadır. Söz konusu temel izolasyon sistemi, özellikle geleneksel sismik izolasyon yöntemlerine kıyasla daha düşük maliyetli bir alternatif sunması

bakımından da öne çıkmaktadır (Zardari, 2020). Bu yöntemle ilişkin tipik bir uygulama örneği ve sistemin şematik temsili Şekil 4’te sunulmaktadır. Bu şema, yapının temeli ile zemin arasındaki kayıcı arayüzü göstermekte ve sismik dalgaların nasıl yönlendirildiğine ilişkin genel bir fikir vermektedir. Bu yaklaşım, son yıllarda geoteknik sismik izolasyon sistemlerinin geliştirilmesinde önemli bir temel oluşturmuş ve gelecekteki mühendislik tasarımlarına ilham kaynağı olmuştur.

Şekil 4 Düşük sürtünmeli sentetik astar ile yapı-zemin arayüzünde temel izolasyon mekanizması



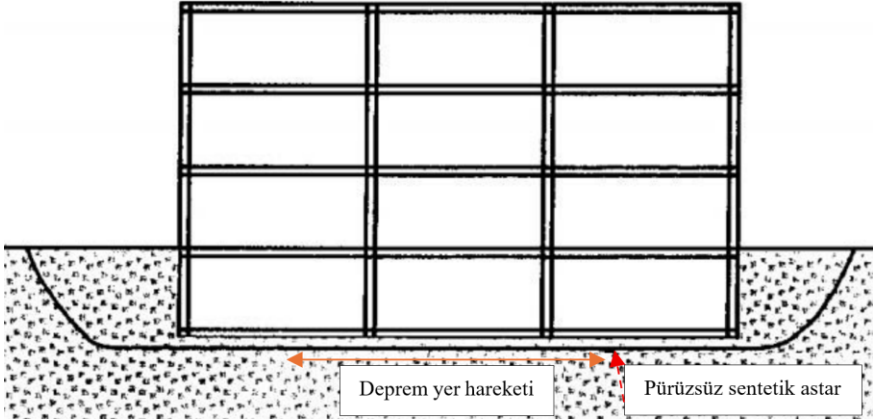
Kaynak: Yegian ve Catan, 2004

Sentetik Astarla Zemin İzolasyonu

Zemin izolasyonu olarak tanımlanan bu yöntemde, sismik enerjinin yapıya ya da zemin yüzeyine ulaşmasını engellemek amacıyla, düşük sürtünmeli sentetik bir astar, temelin altındaki belirli bir derinliğe yerleştirilmektedir. Bu uygulama sonucunda, astarın üzerinde kalan zemin tabakası, daha derinde bulunan zemin kütlesinden mekanik olarak ayrılmış olur (Yegian & Catan, 2004). Bu izolasyon tekniği sayesinde, zemin kaynaklı sismik enerjinin yukarıya doğru iletimi azaltılarak yapıların deprem etkilerine karşı

korunması hedeflenmektedir. Söz konusu zemin izolasyon sistemine ilişkin şematik temsil Şekil 5’te sunulmaktadır.

Şekil 5 Pürüzsüz sentetik astarla gerçekleştirilen zemin izolasyonu mekanizması

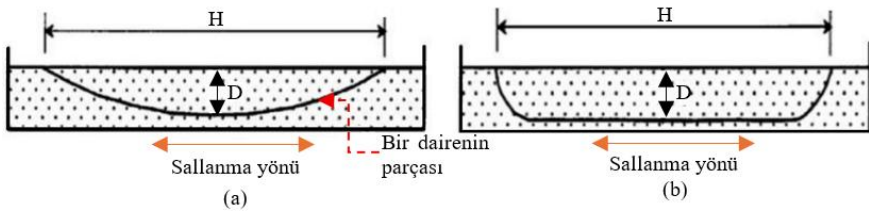


Kaynak: Yegian & Catan, 2004

Yegian ve Catan (2004) tarafından yürütülen deneysel çalışmada, zemin izolasyonu kapsamında farklı geometriye sahip sentetik astar sistemlerinin sismik performansı incelenmiştir. Çalışmada iki farklı geometri tercih edilmiştir: biri silindirik formda yerleştirilmiş astar (bkz. Şekil 6a), diğeri ise küvet biçiminde daha yayvan ve eğimli kenarlara sahip bir yapıdadır (bkz. Şekil 6b). Her iki sistemde de yapı temellerinin altına yerleştirilen bu pürüzsüz sentetik astarlarla izole edilmiş zemin kütleleri üzerinde, sarsma tablası testleri gerçekleştirilmiştir. Deneysel yüklemelerde hem sabit frekanslı harmonik titreşimler hem de gerçek deprem kayıtları kullanılmış ve bu sayede zemin izolasyon sisteminin farklı sismik etkiler altındaki davranışı gözlemlenmiştir. Elde edilen sonuçlar, sentetik astar tabakasının, izole edilen zemin hacminin üst yüzeyinde oluşan ivme büyüklüklerini önemli ölçüde düşürdüğünü göstermiştir. Bu bulgu, söz konusu malzemenin sismik enerjiyi sönümleyerek yapıya iletilen kuvvetleri azaltma potansiyelini ortaya

koymaktadır. Ancak, bu tür izolasyon sistemlerinde karşılaşılan temel sorunlardan biri, deprem sonrası sentetik yüzey boyunca meydana gelen kalıcı yatay deplasmanlardır. Yegian & Catan (2004), bu problemi azaltmak amacıyla geleneksel yatay astar yerleşimi yerine, kavisli bir yüzey geometrisinin kullanılmasını önermiştir. Bu öneride temel prensip, sistemin potansiyel enerji eğrisi üzerinde istikrarlı bir denge durumuna sahip olmasıdır. Kavisli geometri sayesinde, deprem sırasında ortaya çıkan kayma hareketi sonrasında, yerçekimi kuvveti bir geri kazandırıcı mekanizma gibi davranarak zemin kütlelerinin orijinal konumuna dönmelerine yardımcı olur. Bu geri getirme kuvveti, sistemin pasif yeniden yerleşimini sağladığı için, enerji tüketimi veya harici bir müdahale olmadan zeminin yeniden stabilize olmasına olanak tanır. Böylece, sadece sismik enerji sönmülmüş olmakla kalmaz; aynı zamanda sistemin servis sonrası davranışı da iyileştirilmiş olur. Bu yaklaşım, geosentetik tabanlı zemin izolasyonu sistemlerinde hem sönmüleme hem de kendini toparlama potansiyeli bakımından önemli bir avantaj sunmaktadır.

Şekil 6 Farklı geometrik düzenlemelere sahip zemin izolasyon sistemleri a) silindirik yapı, b) küvet formu

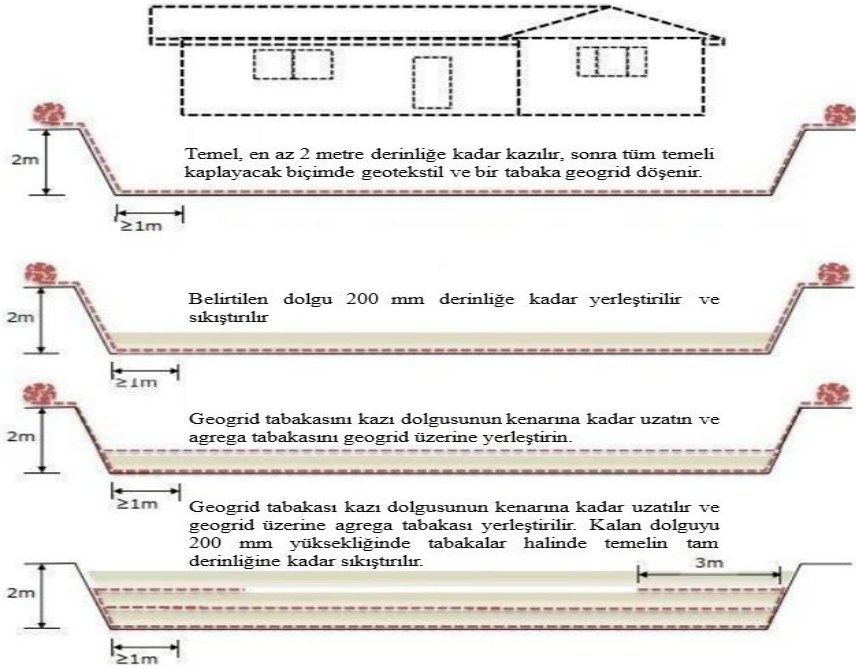


Kaynak: Yegian & Catan, 2004

Yeni Zelanda’da meydana gelen depremler çeşitli geogridlerin sıvılaşmayı ve buna bağlı yapısal hasarları azaltmada etkili olabileceğini göstermiştir. İkinci ve üçüncü depremler sonrasında yapılan incelemelerde, ilk depremden sonra yeniden inşa edilen evlerde kullanılan geogridlerin sismik kuvvetlere karşı fayda sağladığı doğrulanmıştır. Bu nedenle yetkili merciler, daha katı bir

tasarım yaklaşımının benimsenmesine karar vermiştir ve Yeni Zelanda İş, Yenilik ve İstihdam Bakanlığı (MBIE), Aralık 2012’de “Canterbury depremlerinden etkilenen evlerin onarımı ve yeniden inşası” başlıklı bir rehber belge yayımlamıştır (Gültekin, 2023). Bu rehber, teknik kategorilere göre TC2 ve TC3 olarak sınıflandırılan yapı alanları için geçerlidir. TC2, yüksek büyüklükteki depremlerde sivilaşmanın olası olduğunu ifade eder. MBIE rehberine uygun yaygın iyileştirme, temel onarımı ve yeniden inşa seçenekleri bu riski azaltmak için uygundur (bkz. Şekil 7).

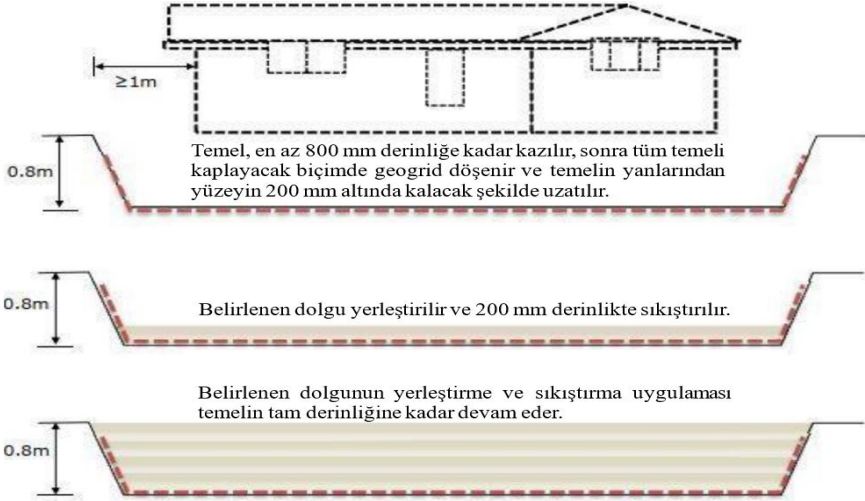
Şekil 7 TC2 yönetmeliğine göre yüzeysel temelin iyileştirilmesi



Kaynak: Gültekin, 2023

TC3 ise, gelecekte meydana gelebilecek yüksek büyüklükteki depremlerde sivilaşmanın gerçekleşme ihtimalinin olduğunu belirtir. Bu alanlarda uygun temel onarımı veya yeniden inşa seçeneğinin belirlenmesi için bireysel mühendislik değerlendirmesi gereklidir (bkz. Şekil 8).

Şekil 8 TC3 yönetmeliğine göre yüzeysel temelin iyileştirilmesi



Kaynak: Gültekin, 2023

Sönümlleme Tipi Geoteknik Sismik İzolasyon

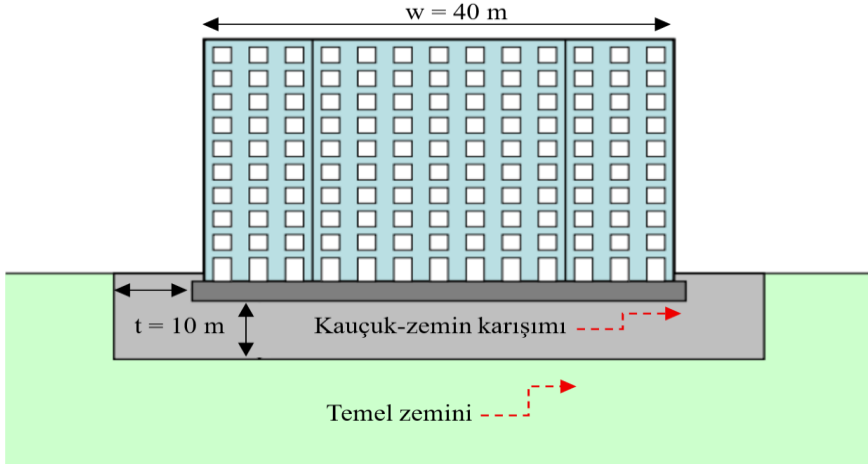
Zemin ortamının geometrik, mekanik ve dinamik özelliklerinin, deprem dalgalarının üstyapıya iletiminde belirleyici bir rol oynadığı açıktır. Ancak bununla birlikte, üstyapının da sahip olduğu benzer özellikler, zemine geri yansıyan sismik dalgaların karakteristiğini etkileyerek, taban kayasından gelen dalgaların davranışını değiştirebilmektedir. Zemin ve yapının karşılıklı olarak birbirlerinin dinamik tepkilerini etkilemesiyle oluşan bu durum, literatürde “zemin-yapı etkileşimi” olarak tanımlanmaktadır. Zemin-yapı etkileşimi, yapı temeli altındaki hareket ile serbest saha hareketi arasındaki farkları ortaya koyar ve özellikle yapı-zemin sistemlerinin dinamik analizlerinde dikkate alınması gereken önemli bir konudur. Yapı sistemlerinin analitik modellenmesinde yaygın olarak, temelin rijit bir zemin üzerine ankastre şekilde oturduğu varsayımı kullanılmaktadır. Bu kabul, çok rijit kaya birimlerine oturan yapılar için uygun sonuçlar verirken; ayrılmış kayalar, alüvyonlar veya yumuşak kil tabakaları gibi deformasyon kapasitesi

yüksek zeminlerde geçerliliğini yitirmektedir. Özellikle bu tür zeminlerde, üstyapının özellikleri de dikkate alındığında, deprem esnasında yapı ve zemin birbirinden farklı dinamik davranış sergileyerek karşılıklı etkileşim oluşturur (Çakır, 2010). Bu bağlamda zemin-yapı etkileşimi hem eylemsizlik hem de kinematik etkileşim bileşenlerinin birleşimi olarak ortaya çıkar. Zemin-yapı etkileşimi, yapıların doğal titreşim periyotlarında ve sönüm oranlarında artışlara yol açabilmektedir. Bu durum, ankastre temel kabulüyle yapılan analizlerde elde edilen titreşim periyotları ile zemin-yapı etkileşimi dikkate alınarak yapılan analiz sonuçları arasında, özellikle yumuşak zeminlerde iki kata varan farklara neden olabilmektedir (Mylonakis & Gazetas, 2000). Depremler sonrası oluşan yapısal hasarlara yönelik yapılan incelemelerde, ciddi düzeydeki hasarların çoğunlukla zayıf zemin koşullarına sahip bölgelerde meydana geldiği tespit edilmiştir. Bu tespitler genellikle, sismik dalgaların yumuşak zeminler tarafından doğrusal biçimde büyütüldüğü varsayımına dayanmaktadır. Bu varsayım, düşük genlikli hareketler ve küçük deformasyonlar söz konusu olduğunda geçerlidir. Ancak deprem hareketlerinin büyüklüğü arttığında, yüzeysel zeminler doğrusal olmayan davranış sergilemeye başlar. Büyük genlikli depremlerde, yumuşak zeminler önemli miktarda plastik deformasyona uğrayarak gelen sismik enerjinin büyük bir kısmını sönümleyebilir (Gičev & Trifunac, 2012). Ambrosini (2006) tarafından gerçekleştirilen nümerik bir çalışmada, zemin ortamının histeretik kaynaklı sönümleme özelliklerinin yapıların sismik davranışı üzerindeki etkisi incelenmiştir. Bu çalışmada, %35 oranında sönüm kapasitesine sahip bir zemin ortamında, üstyapıdaki yatay deplasmanların önemli ölçüde azaldığı, ayrıca zeminin histeretik sönüm kapasitesinin, deprem sonrası titreşimlerin daha kısa sürede sönümlemesini sağladığı sonucuna ulaşılmıştır.

Tüm bu deneysel ve analitik bulgulara rağmen, zeminlerin plastik deformasyon kabiliyetleri sayesinde bir enerji sönümleme

sistemi gibi işlev görmesi hâlâ tartışmalı bir konudur. Bu yaklaşımın güvenilirliği, zeminlerin dinamik yükler altındaki davranışlarının birçok parametreye (çevrim sayısı, deviatorik gerilme düzeyi, şekil değiştirme miktarı, zemin türü ve doygunculuk durumu) yüksek düzeyde bağlı olması nedeniyle sınırlandırılmaktadır. Ancak, sismik yer hareketlerinin yapıya iletilen etkisini azaltmada en temel mekanizmalardan biri enerji yayılımıdır. Bu bağlamda, kauçuk malzemeler yüksek enerji emme kapasitesiyle öne çıkar ve bu özelliğinden dolayı titreşim kontrolü ve sönümleme uygulamalarında yaygın olarak kullanılmaktadır. Sönümleme esasına dayalı zemin izolasyonunun en bilinen ve uygulamada karşılık bulan yöntemlerinden biri, zeminle kauçuk karışımının kullanılmasıdır. Bu yöntemde, temel zemini olarak belirli oranlarda karıştırılmış zemin ve kauçuk bileşimleri kullanılmakta; böylece yapının oturduğu zemin, sismik enerjiye karşı bir yastık gibi davranan enerji emici bir tabaka haline getirilmektedir. Tsang (2008) tarafından ortaya konan bu yaklaşımda, kauçuk-zemin karışımı (RSM), yapının temeli çevresine uygulanarak sismik enerjinin emilmesi hedeflenmiştir. Literatürde yapılan çeşitli çalışmalar, saf zemine kıyasla kauçuk katkılı zeminlerin kayma mukavemetinde belirgin artışlar sağladığını göstermektedir (Edil & Bosscher, 1994; Masad & ark., 1996; Foote & ark., 1996). Bununla birlikte, bu karışımların yalnızca mukavemeti artırmakla kalmadığı, aynı zamanda enerji yutma kapasitesinde de önemli düzeyde iyileşme sağladığı vurgulanmıştır. Tsang (2008) tarafından gerçekleştirilen bir çalışmada, 40 metre genişliğe sahip 10 katlı bir yapı modeli üzerinde kauçuk-zemin karışımının sismik izolatör olarak uygulanabilirliği sayısal analizler aracılığıyla değerlendirilmiştir. Bu çalışmada, temel altında 10 metre kalınlığında bir kum-kauçuk karışımı tabakası oluşturulmuş ve bu sistemin sismik performansı incelenmiştir. Analiz sonuçları, bu tür bir karışımın deprem dalgalarının yapıya iletilmesini azaltmada etkili bir enerji sönümleme mekanizması sunduğunu göstermiştir (bkz. Şekil 9).

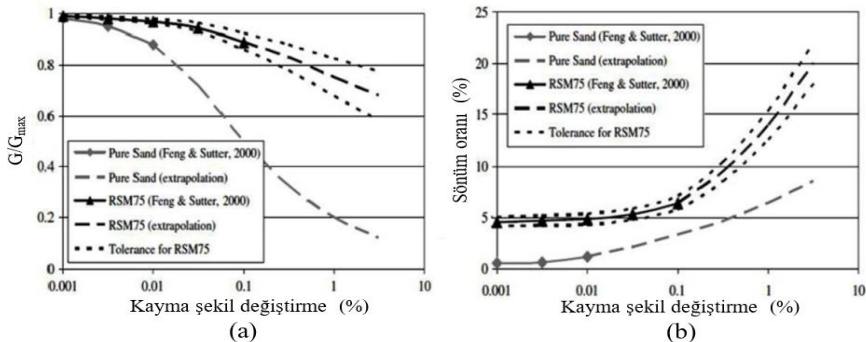
Şekil 9 Kauçuk katkılı zemin ile oluşturulan temel altı sismik izolasyon katmanının şeması



Kaynak: Tsang, 2008

Tsang (2008), tarafından gerçekleştirilen çalışmada, hacim oranı %75 olan kauçuk-kum karışımı (RSM) kullanılarak deneysel analizler yapılmıştır. Şekil 10a'da, söz konusu karışım ile saf kumun kayma modülündeki azalma davranışları karşılaştırmalı olarak sunulmuştur. Ayrıca, Şekil 10b'de ise kayma şekil değiştirme ile sönüm oranı arasındaki ilişkiler grafiksel olarak gösterilmektedir.

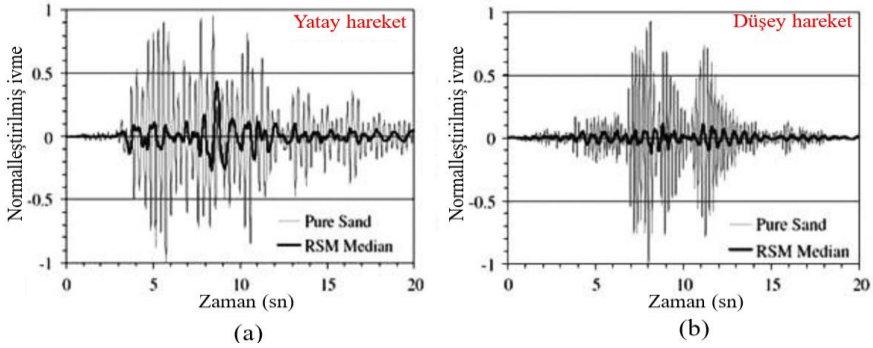
Şekil 10 Saf kum ve kauçuk-zemin karışımları için a) kayma modülü azalma eğrileri b) kayma şekil değiştirme-sönüm oranı eğrileri



Kaynak: Tsang, 2008

Ayrıca bu çalışmada yapı, dinamik yükleme koşulları altında iki farklı temel zemini senaryosu ile değerlendirilmiştir. İlk senaryoda temel zemini olarak yalnızca saf kum kullanılmış, ikinci senaryoda ise RSM75 (hacimce %75 kauçuk içeren kauçuk-zemin karışımı) tabakasının etkisi analiz edilmiştir. Şekil 9’da görüldüğü üzere, RSM tabakası kullanılması durumunda, yapıda oluşan yatay (bkz. Şekil 11a) ve düşey (bkz. Şekil 11b) ivme değerlerinde sırasıyla yaklaşık %80 ve %90 oranında azalma meydana gelmiştir. Bu sonuçlar, RSM'nin sismik izolasyon amacıyla etkin bir enerji sönümleyici ortam sağlayabileceğini göstermektedir.

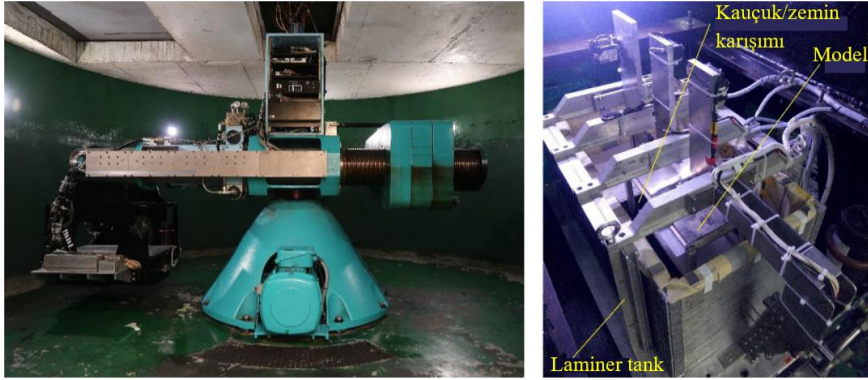
Şekil 11 Sismik izolasyonlu ve izolasyonsuz yapıların karşılaştırmalı tepki ivmeleri a) yatay ivme b) düşey ivme



Kaynak: Tsang, 2008

RSM tabanlı Geoteknik Sismik İzolasyon (GSI) sistemlerinin deprem yer hareketlerini azaltmadaki etkinliğini daha iyi ortaya koymak amacıyla, Tsang & ark. (2020) tarafından kapsamlı bir deneysel araştırma yürütülmüştür. Çalışmada, Tayvan’da bulunan National Central University (NCU) bünyesindeki santrifüj deney düzeneği kullanılarak model testleri gerçekleştirilmiştir (bkz. Şekil 12).

Şekil 12 RSM metodu için geoteknik santrifüj deney düzeneği

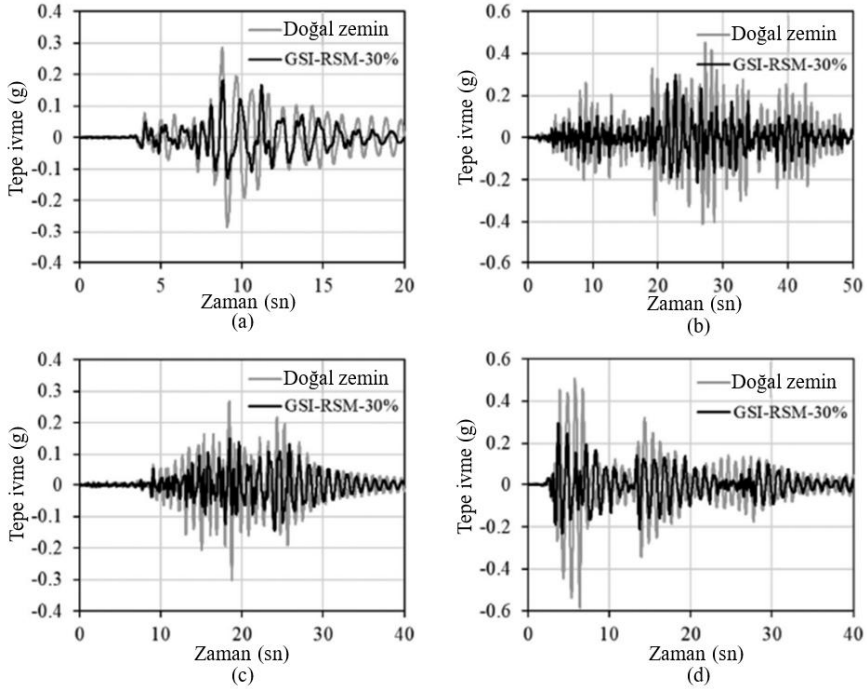


Kaynak: Tsang & ark., 2020

Santrifüj deney çalışmasında, deney düzeneğinin tasarımına temel oluşturmak amacıyla beş katlı çerçeve tipinde bir yapı modeli esas alınmıştır. Model yapının kat planı $18 \text{ m} \times 12 \text{ m}$ olarak belirlenmiş, temel sistemi ise 0.5 m kalınlığında bir radye temel olarak tasarlanmıştır. Deney sırasında, 50g büyüklüğünde merkezkaç ivmesi uygulanarak modelin gerçek zemin davranışına yakın sonuçlar üretmesi hedeflenmiştir. Kauçuk-zemin karışımı (RSM) tabakasının mekanik özelliklerinin, başta efektif yanal gerilme düzeyi olmak üzere, kauçuk ve zemin arasındaki oran ile bu iki fazın karakteristik tane boyutları arasındaki göreceli büyüklüğe ($D_{50,s}/D_{50,r}$) önemli ölçüde bağlı olduğu belirtilmiştir (Tsang & ark., 2020). RSM metodu santrifüj deneyine tabi edildiğinde, sadece kum ve RSM sistemlerinin dört farklı deprem etkisi altında oluşan ivme zaman sonuçları grafiklendirilmiştir (bkz. Şekil 13). Doğal zemin ve RSM'ye ait sonuçlar kıyaslandığında, sistem üzerinde oluşan ivme değerlerinin önemli ölçüde düşürüldüğü tespit edilmiştir. Mevcut literatür incelendiğinde, RSM sisteminin, düşük ve orta katlı daha geniş yapılar için yatay ivmeleri yaklaşık %40 ila %60 oranında azaltabileceği ve aynı zamanda temel yapısal periyotta anlamlı bir artış sağlayabileceği öngörülmektedir. Ancak, mevcut binaların altına kauçuk yerleştirmenin zorlukları ile birlikte, kauçuk

malzemenin sıcaklık değişimlerine karşı hassasiyeti bu sistemin önemli bir dezavantajı olarak öngörülmektedir.

Şekil 13 Farklı deprem etkileri altında doğal zemin ve RSM zemin üzerindeki yapıda ivme-zaman değişimleri a) 1994-Northridge depremi b) 1985-Algarobbo depremi c) 2001-El Salvador depremi c) 1940-Imperial Valley depremi



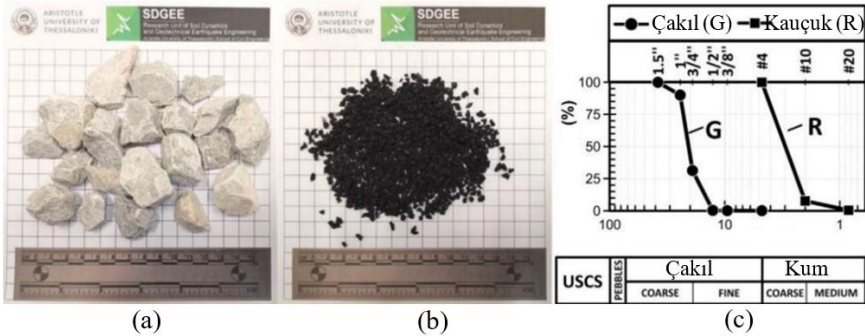
Kaynak: Tsang & ark., 2020

Çakıl-kauçuk karışımları (GRM), birçok inşaat mühendisliği uygulamasında kum-kauçuk karışımlarına alternatif olarak giderek daha fazla ilgi görmektedir. Bu karışımların fiziksel ve mekanik özelliklerinin doğru şekilde anlaşılması, performanslarının güvenilir bir şekilde değerlendirilmesi açısından oldukça önemlidir. Ancak, mevcut literatürde çakıl-kauçuk karışımlarının geoteknik özelliklerine dair yeterli sayıda çalışma bulunmamaktadır. Mevcut çalışmalar, daha çok bu malzemelerin fiziksel ve mekanik

davranışlarını ortaya koymaya odaklanmıştır. Hazarika & Abdullah (2016), inşaat mühendisliği uygulamalarında zemin-kauçuk karışımlarının oluşturulmasında, kullanılan zemin tipi ile geri dönüştürülmüş kauçuk malzemenin bulunabilirliği ve maliyet etkinliğinin dikkate alınması gerektiğini belirtmiştir. Özellikle kumlu zeminlerle karıştırıldığında kauçuğun segregasyonu (ayrışması) önlemek amacıyla daha küçük boyutlara kesilmesi önerilmektedir; ancak bu durum uygulama maliyetini artırmaktadır. Bu sorunu aşmak amacıyla, araştırmacılar kumlu zeminlerin çakıllı zeminlerle değiştirilmesini önermiştir. Hazarika & ark. (2020) tarafından gerçekleştirilen bir sonraki çalışmada, konut temelleri altına yerleştirilen çakıl-kauçuk tabakalarının taşıma gücünü artırabileceği ve depremlerden kaynaklanan oturmaları azaltabileceği ortaya konmuştur. Ayrıca, bu karışımların yüksek geçirgenliğe sahip olması nedeniyle, çevrimsel yükleme sırasında boşluk suyu basıncı gelişimini sınırladığı ve böylece üstyapıların ve altyapıların genel stabilitesini artırdığı belirtilmiştir. Pasha & ark. (2018) ise çakıl-kauçuk karışımlarında farklı kauçuk boyutlarının mekanik davranış üzerindeki etkisine odaklanmıştır. Çalışmalarında iki farklı çakıl tipi (yarı köşeli ve yarı yuvarlak) ile üç farklı lastik parçası oranı ($D_{50R}/D_{50S} = 0.35, 1.2$ ve 3.35) değerlendirilmiştir. Bulgular, kauçuk ve çakıl tipinden bağımsız olarak hacimsel kauçuk içeriği (VRC) arttıkça kesme dayanımının azaldığını göstermiştir. Ancak, $D_{50R}/D_{50S} = 3.35$ oranına sahip karışımlar, diğer oranlara kıyasla daha yüksek nihai kesme dayanımı sergilemiştir. Bu durum, daha fazla çakıl-çakıl temasının oluşmasıyla açıklanmış ve bu temasların artması daha yüksek kesme dayanımı ile sonuçlanmıştır. Chiraro & ark. (2019) ise düşük ve yüksek katlı yapılar için sismik ve izolasyon temellerinde kullanım potansiyelini değerlendirmek amacıyla çakıl ve granül lastik kauçuk karışımlarının doğrudan kesme dayanımını test etmiştir. Çalışma sonuçları, tüm karışımlar için nihai sürtünme açısının 39° veya daha yüksek olduğunu göstermiştir. Bu durum, çakıl-granül lastik karışımlarının zemin

mühendisliği uygulamalarında kullanılabilir uygun malzemeler olduğunu ortaya koymaktadır. Pitilakis & ark. (2021), GRM (çakıl-kauçuk karışımı) tabakalarının temel altına yerleştirilmesiyle bir geoteknik sismik izolasyon (GSI) yöntemi olarak davranışını değerlendirmek amacıyla geniş ölçekli bir deney gerçekleştirmiştir. Bu kapsamda ortam gürültüsü, serbest titreşim ve zorlanmış titreşim testlerini içeren çeşitli deneysel çalışmalar yürütülmüştür. Çalışmada, üç farklı çukur kazılarak sırasıyla %0, %10 ve %30 oranlarında ağırlıkça geri dönüştürülmüş kauçuk içeren GRM ile doldurulmuş ve bu dolgular temel zeminini temsil edecek şekilde kullanılmıştır (bkz. Şekil 14).

Şekil 14 Deneylerde kullanılan a) çakıl malzeme b) kauçuk malzeme c) dane dağılım eğrileri



Kaynak: Pitilakis & ark., 2021

Çalışma sonuçları, düşük kauçuk içeriğine sahip (%10) GRM tabakasının yapının dinamik özelliklerinde meydana gelen değişimlerin ihmal edilebilir düzeyde olduğunu (yaklaşık %5'ten az) göstermiştir. Ancak, %30 kauçuk içeren karışımlar için sistem rijitliğinin azalması ve sönüm kapasitesinin artmasıyla birlikte, GSI-yapı sisteminin dinamik özelliklerinde belirgin değişimler gözlemlenmiştir. Tüm deneylerde, sistemin temel frekansında ve yapının 4.5–7 Hz frekans aralığındaki tepkisinde kayda değer azalmalar izlenmiştir. Bununla birlikte, çalışmada, karışım

ağırlığının %30'una kadar olan kauçuk oranının üst sınır olarak dikkate alınması gerektiği vurgulanmıştır; zira bu değerin üzerindeki oranlarda karışımın etkin şekilde sıkıştırılması mümkün olmamaktadır. Ayrıca, enerjinin büyük bir bölümünün GRM tabakasında çevre zemine yayılmadan önce sönmüldüğü ve bu durumun GRM kullanımını yapılar için etkili bir GSI çözümü haline getirdiği ortaya konmuştur. Özetle, %30 oranında kauçuk içeren GRM tabakalarının oluşturduğu GSI sisteminin yapıyı etkili şekilde izole ettiği görülmüştür. Sistem sönmünün artması ve GRM katmanlarında gerçekleşen belirgin enerji yutulumu, bu yöntemin sismik izolasyon açısından etkinliğini açıkça ortaya koymaktadır (bkz. Şekil 15).

Şekil 15 Zemin çukuru ve dolgu içerikleri a) GRM100/0, b) GRM90/10, c) GRM70/30, d) GRM100/0, e) GRM90/10, f) GRM70/30, g) deney düzeneği genel görünüşü

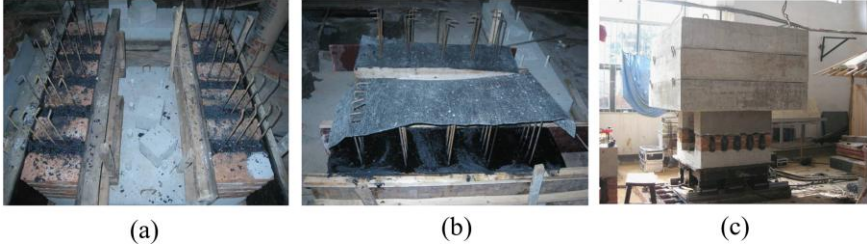


Zemin-Bitüm Karışımını Esas Alan Sismik İzolasyon Sistemleri

Bitüm terimi, ham petrolün rafinasyonu sırasında daha uçucu bileşenlerin ayrılmasıyla elde edilen ve geriye kalan hidrokarbon esaslı bir ürün olan rafine bitümü tanımlamak amacıyla kullanılmaktadır. Mühendislikte yaygın olarak kullanılan bu malzeme, belirli fiziksel gereksinimleri karşılamak üzere formüle edilir (Hunter & ark., 2015). Bitüm, sıcaklık ve yükleme süresi gibi etkenlere bağlı olarak farklı davranışlar sergileyen termoplastik ve viskoelastik bir sıvıdır. Düşük sıcaklıklarda ya da kısa süreli yüklemelerde cam benzeri elastik bir katı gibi davranırken, yüksek sıcaklıkta ya da uzun süreli yüklemelerde yapışkan bir akışkan özellik gösterir. Bu tür yapışkan malzemeler yarı akışkan nitelikte olup, gerilme altında şekil değiştirir ve bu deformasyonlar kalıcı olabilir çünkü yük kaldırıldığında malzeme başlangıç formuna dönemez. Buna karşılık, elastik malzemeler de gerilme altında deformasyona uğrar ancak yük kaldırıldığında eski şekline tamamen geri dönebilir (Poel, 1954). Bu nedenle bitümün gerilmeye karşı gösterdiği davranış hem sıcaklık hem de yükleme süresi ile doğrudan ilişkilidir. Bu durum, bitümün reolojik özelliklerinin gerinim, deformasyon, zaman ve sıcaklıkla birlikte değerlendirilmesi gerektiğini ortaya koymaktadır (Taylor & Airey, 2008). Asfalt ise, temel olarak bitüm ve mineral agregaların karışımından oluşan bir yapı malzemesini tanımlayan genel bir terimdir. Sıcak karışım asfalt (HMA) ve asfalt betonu (AC) gibi çeşitli türleri bulunmaktadır. Asfalt, büyük oranda inşaat sektöründe, özellikle yol yapımında kullanılmakla birlikte; çatı kaplamalarında, rezervuar yalıtımlarında ve içme suyu borularının iç yüzeylerinde astar olarak da kullanılmaktadır. Asfaltın üstün su yalıtım kabiliyeti ve termoplastik özellikleri, onu çok çeşitli mühendislik uygulamaları için uygun bir malzeme haline getirmektedir. Bitümlü malzemelerin sahip olduğu avantajlı özellikler nedeniyle, 1950'li yıllardan itibaren bitümlü sıcak karışımlar (asfalt betonu), dolgu baraj gövdelerinde

geçirimsizlik perdesi olarak kullanılmaya başlanmıştır. Literatürde, bu tür barajların inşasının, özellikle soğuk iklim koşullarında, merkezi kil çekirdekli kaya dolgu barajlara kıyasla daha pratik olduğu belirtilmektedir (ICOLD, 1992; Hoeg & ark., 2007). Asfalt beton dolgulu barajların sismik performansına ilişkin yapılan nümerik analizler, deprem sonrası oluşan plastik deformasyonların oldukça sınırlı olduğunu ve bu yapıların deprem yüklerine karşı yüksek performans sergilediğini ortaya koymuştur (Valstad et al., 199; Ghanooni & Mahin-roosta, 2002; Feizi-Khankandi, 2009). Bu bulgular doğrultusunda, asfalt betonunun dinamik özelliklerine yönelik çalışmalar artmıştır. Elde edilen veriler, bitümlü bağlayıcıların granüler zeminlerin hem kayma modülünü hem de sönüm kapasitesini artırdığını, ayrıca yüksek çevrimli yüklemeler sonrasında gerçekleştirilen monotonik yüklemelerde de performansını büyük ölçüde koruduğunu göstermektedir (Hoeg & ark., 2007; Feizi-Khankandi & ark., 2008; Wang & Hoeg, 2011). Sako & ark. (2007) tarafından yürütülen çalışmalarda, asfaltın elastik deformasyon sınırları içerisinde kalmasına rağmen %18–24 aralığında sönüm oranı sergilediği bildirilmiştir. Aynı araştırma kapsamında sahada açılan bir hendekte, saf bitüm ve bitüm emülsiyonları kullanılarak hazırlanan asfalt betonunun, uygulanan titreşim frekansına bağlı olarak dikkate değer düzeyde sönümleyici özellik gösterdiği gözlemlenmiştir. Bu gelişmelerin ışığında, Yao & ark., (2014) Şekil 16’da sunulan çelik ve asfalt kompozitli bir sismik izolatör geliştirmiş ve bu sistemin performansını sarsma tablası deneyleriyle test etmişlerdir. Çalışmanın sonuçlarına göre, uygulanan depremin maksimum yer ivmesi arttıkça izolatör sisteminin etkinliğinin de arttığı gözlemlenmiştir. Buna karşılık, düşük maksimum yer ivmesine sahip deneylerde ise sismik izolasyonun büyük ölçüde yalnızca asfalt tabakası tarafından sağlandığı belirlenmiştir.

Şekil 16 Asfalt-çelik kompozit izolatör a) dikey çelik çubuklar, tuğla ve asfalt b) yastık malzeme c) sarsma tablası deneyleri



Kaynak: Yao & ark., 2014

Geoteknik Sismik İzolasyon Sistemlerinin Değerlendirilmesi

Geleneksel sismik izolatörler, özel olarak üretilmeleri ve montaj süreçlerinde uzman ekipman ile nitelikli personele ihtiyaç duyulması nedeniyle yüksek maliyetli çözümler arasında yer almaktadır. Bu durum, özellikle gelişmekte olan ülkelerde bu sistemlerin sıradan binalarda yaygın olarak kullanılmasını engellemektedir. Bu bağlamda, birçok araştırmacı daha ekonomik, uygulanabilirliği kolay ve yaygınlaştırılabilir alternatif sismik izolasyon sistemleri geliştirmeye odaklanmıştır. Geleneksel sismik izolasyon sistemleriyle karşılaştırıldığında, geoteknik sismik izolasyon (GSİ) yöntemleri, sahip oldukları bazı özgün avantajlar sayesinde oldukça umut vadeden bir seçenek olarak öne çıkmaktadır.

Geoteknik sismik izolasyon sistemleri, geleneksel izolatörlerden farklı olarak yapısal elemanlara entegre edilmek yerine, zemin seviyesinde ya da temel altı bölgede uygulanarak sismik enerjiyi zemin-yapı etkileşimi yoluyla azaltmayı hedefler. Bu yaklaşım, hem uygulama kolaylığı hem de düşük maliyeti sayesinde özellikle düşük ve orta katlı yapılar için uygun bir çözüm sunar. GSİ sistemleri; geri dönüştürülmüş malzemeler (örneğin kauçuk, plastik, lastik parçacıkları), özel zemin iyileştirme yöntemleri (örneğin kum-kauçuk karışımları, granüler tampon tabakalar) ve yerinde kolay uygulanabilen inşaat teknikleriyle birleştirilerek geniş bir uygulama

yelpazesi oluşturur. Ayrıca, GSİ sistemleri yapısal tasarıma doğrudan müdahale gerektirmediğinden, mevcut binaların iyileştirilmesinde de etkili bir yöntem olarak değeriendirilmektedir. Bu avantajları nedeniyle GSİ, özellikle kaynakları sınırlı bölgelerde deprem riski altındaki yapıların sismik güvenliğini artırmak için önemli bir mühendislik çözümü olarak ön plana çıkmaktadır.

Kaynakça

Ambrosini, R. D. (2006). Material Damping vs. radiation damping in soil-structure interaction analysis. *Computer and Geotechnics*, 33, 86-92. Doi:10.1016/j.compgeo.2006.03.001

Chiaro, G., Palermo, A., Banasiak, L., & Granello, G. (2019). Direct shear behavior of gravel-granulated tyre rubber mixtures. *Conference: Australia New Zealand Conference on Geomechanics*, Perth, Australia.

Çakır, T. (2010). Zemin-depo dış duvarı-sıvı sistemlerinin deprem davranışlarının incelenmesi, Doktora Tezi, *Fen Bilimleri Enstitüsü, Karadeniz Teknik Üniversitesi*, Trabzon.

Edil, T. B. & Bosscher, P. J. (1994). Engineering properties of tire chips and soil mixtures, *Geotech. Test. J.*, 17,4, 453-464. Doi:10.1520/GTJ10306J

Feizi-Khankandi, S., Mirghasemi, A. A., Ghalandarzadeh, A. & Höeg, K. (2008). Cyclic triaxial tests on asphalt concrete as a water barrier for embankment dams, *Soils and Foundations*, 48, 3, 319-332. Doi:10.3208/sandf.48.319

Feizi-Khankandi, S., Ghalandarzadeh, A., Mirghasemi, A. A. & Höeg, K. (2009). Seismic analysis of the garmrood embankment dam with asphaltic concrete core. *Soils and Foundations*, 49, 2, 153–166. Doi:10.3208/sandf.49.153

Foose, G. J., Benson, C. H. & Bosscher, P. J. (1996). Sand reinforced with shredded waste tires, *J. Geotech. Eng. ASCE*, 122,9, 760-767. Doi:10.1061/(ASCE)0733-9410(1996)122:9(760)

Gičev, V., & Trifunac, M. D. (2012). Energy dissipation by nonlinear soil strains during soil-structure interaction excited by SH pulse, *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*. 43, 261-270. Doi:10.1016/j.soildyn.2012.07.008

Ghanooni, S. & Mahin-roosta, R. (2002). Seismic analysis and design of asphaltic concrete core embankment dams, *Journal of Hydropower and Dams*, 6, 75-78.

Gohil, D. P., Solanki, C. H., & Desai, A. K. (2009, December). Application of geosynthetics for ground improvement: An overview. *In Indian Geotechnical Conference*, Guntur.

Gültekin, F. (2023). Mitigation of earthquake hazards of medium-rise buildings by using different soil improvement methods. *Master Program in Earthquake Engineering Department, Boğaziçi University*, 169.

Hazarika, H. & Abdullah, A. (2016) Improvement effects of two and three-dimensional geosynthetics used in liquefaction countermeasures. *Jpn. Geotech. Soc. Spéc. Publ.* 2, 2336–2341.

Hazarika, H., Pasha, S. M. K., Ishibashi, I., Yoshimoto, N., Kinoshita, T., Endo, S., Karmokar, A. K., & Hitosugi, T. (2020). Tire-chip reinforced foundation as liquefaction countermeasure for residential buildings. *Soils Found.*, 60, 315–326. Doi:10.1016/j.sandf.2019.12.013

Hoeg, K., Valstad, T., Kjaernsli, B. & Ruud, A. M. (2007). Asphalt core embankment dams: Recent case studies and research, *Int. J. Hydropower Dams*, 13, 5, 112–119.

Hunter, R. N., Self, A. & Read, J. (2015). The shell bitumen handbook, *Sixth edition, by ICE Publishing, One Great George Street, Westminster, SW1P 3AA, London.*

ICOLD Press. (1992). Bituminous cores for earth and rockfill dams, 84.

Kavazanjian, E. J., Hushmand, B., & Martin, G. R. (1991). Frictional base isolation using a layered soil-synthetic liner system, *Proceedings of the Third U.S. Conference on Lifeline Earthquake Engineering*, 10, 1139-1151.

Masad, E., Taha, R., Ho, C., & Papagiannakis, T. (1996). Engineering properties of tire/soil mixtures as a lightweight fill material, *Geotech. Test. J.*, 19,3, 297-304. Doi:10.1520/GTJ10355J

Mylonakis, G., & Gazetas G. (2000). Seismic soil-structure interaction: beneficial or detrimental, *Journal of Earthquake Engineering*, 4, 3, 277-301. Doi: 10.1080/13632460009350372

Pasha, S. M. K., Hazarika, H., & Yoshimoto, N. (2018). Dynamic properties and liquefaction potential of Gravel-Tire Chips Mixture (GTCM). *Journal of Japan Society of Civil Engineers, Ser. A1 (Structural Engineering & Earthquake Engineering (SE/EE))*, 74(4), 649-655.

Pitilakis, D., Anastasiadis, A., Vratsikidis, A., Kapouniaris, A., Massimino, M. R., Abate, G., & Corsico, S. (2021). Large-scale field testing of geotechnical seismic isolation of structures using gravel-rubber mixtures. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 50(10), 2712-2731. Doi:10.1002/eqe.3468

Sako, N., Adachi, T., Hikosaka, N. & Funaki, T. (2007). Developments of new geomaterials for environmental vibration mitigation. *ScrapTire Derived Geomaterials Opportunities and Challenges*, Yokosuka, Japonya.

Sekman, M. (2016). Experimental study on mitigation of earthquake hazards using geosynthetics. *Doctoral dissertation, MSc. Thesis, Bogazici University*.

Taylor, A. W. & Igusa, T. (2004). *Primer on seismic isolation*. American Society of Civil Engineers (ASCE), Reston, VA.

Taylor, R. E. & Airey, G. D. (2008). Polymer modified bitumens, Part one: background and history, *Asphalt Professional*, 34, 11-16.

Tsang, H. H. (2008). Seismic isolation by rubber-Soil mixtures for developing countries, *Earthquake Eng. Struct. Dyn.*, 37,2, 283-303. Doi:10.1002/eqe.756

Tsang, H. H., Lo, S. H., Xu, X. & Sheikh, M. N. (2012). Seismic isolation for low-to-medium-rise buildings using granulated rubber-soil mixtures: numerical study. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 41, 2009-2024. Doi:10.1002/eqe.2171

Tsang, H., Tran, D. P., Hung, W. Y., & Pitilakis, K. (2020). Performance of geotechnical seismic isolation system using rubber-soil mixtures in centrifuge testing. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*. 1271-1289. Doi:10.1002/eqe.3398

Valstad, T., Selnes, P. B., Nadim, F., & Aspen, B. (1991). Seismic response of a rockfill dam with an asphaltic concrete core, *Journal of Water Power and Dam Construction*, 43,1-6.

Van der Poel, C., (1954). A general system describing the visco-elastic properties of bitumen and its relation to routine test data, *Journal of Applied Chemistry*, 4, 221–236.

Wang, W. & Höeg, K. (2011). Cyclic Behavior of Asphalt Concrete Used as Impervious Core in Embankment Dams, *J. Geotech. Geoenviron. Eng.*, ASCE, 137, 5, 536-544. Doi:10.1061/(ASCE)GT.1943-5606.0000449

Wu, T. C. (2001). Design of base isolation system for buildings, *PhD Thesis, Massachusetts Institute of Technology*, 18-21.

Xiong, W. & Li, Y. (2013). Seismic isolation using granulated tire-soil mixtures for less developed regions: experimental validation. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 42, 2187-2193. Doi:10.1002/eqe.2315

Yao, F., Shang, S. & Liu, K. (2014). Shake table tests of a new steel–asphalt composite layer system for the seismic base

isolation of housing units. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 59, 1–7. Doi:10.1016/j.soildyn.2014.01.001

Yegian, M. K., & Lahlaf, A. M. (1992). Dynamic interface shear strength properties of geomembranes and geotextiles. *Journal of Geotechnical Engineering*, 22, 760-779.

Yegian, M. K., Kadakal, U., & Catan, M. (1999). Geosynthetics for earthquake hazard mitigation. *Geosynthetics '99: Specifying Geosynthetics and Developing Design Details*, Vol 77, pp. 87-100.

Yegian, M. K. & Kadakal, U. (2004). Foundation isolation for seismic protection using a smooth synthetic liner, *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 130(11), 1121-1130. Doi:10.1061/(ASCE)1090-0241(2004)130:11(1121)

Yegian, M. K. & Catan, M. (2004). Soil isolation for seismic protection using a smooth synthetic liner. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 130(11), 1131-1139. Doi:10.1061/(ASCE)1090-0241(2004)130:11(1131)

Zardari, S. (2020). Modifiye bitüm katkılı geoteknik sismik izolasyon (GSİ) malzemesi araştırılması ve yapı davranışına etkisinin incelenmesi. *Doktora Tezi, Karadeniz Teknik Üniversitesi, Fen Bilimleri Enstitüsü*, 145.

Zimmie, T. F., De, A., & Mahmud, M. B. (1994). Centrifuge modeling to study dynamic friction at geosynthetic interfaces. *In Proceedings of the Fifth International Conference on Geotextiles, Geomembranes and Related Products*, 1, 415- 418.

BÖLÜM 3

SAMSUN VE CİVARINDAKİ BAZI KAYAÇLARIN DEMİRYOLU BALASTI OLARAK KULLANILABİLİRLİĞİNİN ARAŞTIRILMASI

ARİF HİKMET ÇAKOĞLU¹
FAHRİ BİRİNCİ²

Giriş

Ulaştırma, insanların ticaret, seyahat, eğitim gibi tüm ihtiyaçlarının karşılanabilmesine yönelik faaliyetleri için kullanılan alandır. Genel olarak, kara, deniz ve hava yolu olarak üçe ayrılrsa da karayolu ulaştırması da kendi içinde karayolları ve demiryolları hatları ile hizmet etmektedir. T.C. Devlet Demiryolları İşletmesi Genel Müdürlüğü'nün toplam demiryolu ağı uzunluğu verilerine göre 11.668 km'si konvansiyonel olmak üzere toplam 13.919 km'dir (TCDD, 2025). Ülkemizin demir yolu ağı, son yıllarda hızlı tren ve yüksek hızlı tren (YHT) ile artmaktadır ancak yine de seyahat ve eğitim başta olmak üzere insanların sık yer değiştirme gereksiniminden dolayı yeterli gelmemektedir. Günümüz şartlarında zaman kavramının önemi de dikkate alınarak daha çok hızlı tren ya da yüksek hızlı tren tercih edilmektedir. Hız

¹ Dr.Öğr.Üyesi, Sinop Üniversitesi, GGY Bölümü, Orcid: 0000-0002-8055-7858

² Dr.Öğr.Üyesi, OMÜ, İnşaat Mühendisliği, Orcid: 0000-0002-9689-8905

limitlerinin farklılığına göre sınıflandırma yapılmaktadır. Konvansiyonel hatlarda hız sınırı <160 km/h, hızlı tren için 160 km/h<V <250 km/h ve yüksek hızlı tren (YHT) için ise V>250 km/h olarak belirlenmiştir (TCDD, 2016). Yatırım programına alınan yeni hatların da tamamlanmasıyla gelişim süreci devam etmektedir.

TCDD teknik şartnamede yaptığı değişiklik ile balast olarak kullanılacak malzemenin -istenilen teknik özellikleri karşılaması kaydıyla- kökeni konusunda sınırlamayı kaldırmıştır (Anonim, 2021)

Tablo 1. TCDD eski ve yeni teknik şartnamesine göre balast malzemesi petrografik özellikleri (16,21)

Özellik	Eski Teknik Şartname	Yeni Teknik Şartname
Kayacın kökeni	Magmatik	Kayaç kökeni ile ilgili bir koşul istenilmemektedir
Kayaç ismi	Bazalt, granit, granodiyorit, gabro ve diyabaz	Kayaç ismi ile ilgili bir koşul istenilmemektedir

Kayaçlar ve Bölgedeki Dağılımı

Jeolojik Kökenlerine Göre; Volkanik, Sedimanter, Metamorfik Mineralojik Özelliklerine Göre; Karbonat, Silisli ve Mikalı Reaktiflik Durumuna Göre; Reaktif olan ve olmayan şeklinde türlere ayrılabilir (Tuncay, 2014).

Fatsa-Ünye civarlarında inceleme alanının en yaşlı birimi Senoniyen (Santoniyen-Kampaniyen) yaşlı, bazalt, andezit lav ve piroklastları ile kumtaşı, kireçtaşı, siltaşı, çamurtaşı, marn, tüfit ara yüzeylerinden oluşan Mesudiye Formasyonudur. Mesudiye Formasyonu içinde yer alan kırmızı kireçtaşı (mikrit-biyomikrit) ve tüf ile seyrek kilitaşı, kumtaşı marn ara düzeyleri Kapanboğazı üyesi olarak tanımlanmıştır (Keskin, 1999).

Samsun batısında Altinkaya baraj gölü dolayında yüzeylemektedir. Birim şeyl, kumtaşı ve kireçtaşı ardalı ile bunların arasında olivostromal düzeyler ve sık iri olivolitlerden oluşmaktadır. Formasyon içinde Permian ve Üst Jura-Alt Kretase yaşlı kireçtaşı blokları oldukça yaygındır (Hakyemez, 1989).

Bazalt, andezit, tüf, aglomera ile bazaltik batolit, dayk ve silllerden oluşmaktadır. Dağınık yüzeylemeler şeklinde gözlenmektedir. Mahmurdağ'da bazaltlar tipik olarak yüzeylemektedir. Bazaltlar, koyu siyah ve krem-beyaz renkli, porfirik dokuludur. Ojit, olivin, lösit ve plajiyoklas fenokristalleri ve bunları bağlayan bir hamur maddesinden oluşmaktadır. Mahmurdağ volkanitlerini oluşturan bazaltlar batolit, dayk ve silller şeklinde diğer formasyonları kesmiş ve aralarına yerleşmişlerdir (Yoldaş, 1989). Güney ilçelerinde ise kalker kayaç yapısı hakimdir (Beyhan, 1992; Öztürk, 1979).

Balast Malzemesi için Aranılan Fiziksel Özellikler

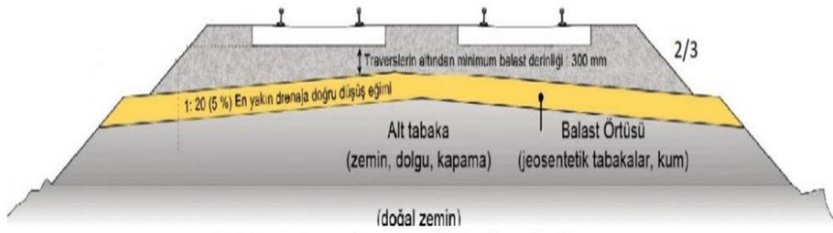
Balast olarak tercih edilecek kayaç türü için aranan fiziksel özellikler arasında en çok Los Angeles Parçalanma (L_A) direnci olmakla birlikte Türkiye dahil bir çok ülke buna ilave olarak Mikro Deval aşınma testi, Magnezyum Sülfat Deneyi sonuçlarına da önem vermektedir. Birim hacim ağırlığı, su emme oranı da aranılan özellikler arasındadır.

Los Angeles deneyi için kullanılan tambur içindeki raflarda toplanan çelik bilyeler tambur döndükçe kayaç parçalarının üstüne düşerek darbe etkisiyle numunelerin kırılmasına neden olmaktadır (Meininger, 2004). Ancak Mikro-Deval deneyinde kullanılan tambur içinde daha küçük bilyeler kullanıldığı için yalnızca sürtünme etkisiyle numuneler aşındırılmaktadır. İlave olarak Mikro Deval deneyinde tambur içinde raf olmadığı gibi yaş ortamda gerçekleştirilmektedir.

Yapılan bilimsel çalışmalarda Mağnezyum Sülfat deneyi ile Mikro Deval aşınma deney sonuçları arasında anlamlı benzerlikler tespit edilmiştir (Rogers vd, 1991).

Kireçtaşının balast malzemesi olarak kullanılmasının uygun olmayacağına dair çalışmalar da bulunmaktadır. Buna gerekçe olarak, su ve neme karşı direncinin düşük olması nedeniyle balast amaçlı kullanımı tercih edilmesi halinde yumuşama ve parçalanmaya karşı zaaf göstereceği beklentisinin yüksek olmasıdır (Lim, 2004). Ancak malzeme sıkıntısı olduğu durumlarda Portekiz-Lizbon örneğinde olduğu gibi kireçtaşı balast malzemesi olarak kullanılmıştır (Paixão vd, 2011).

Şekil 1. Demiryolu en kesiti ve balast kullanımı



Kaynak: (Sevil, 2023)

Tablo 2. Farklı ülkelerdeki balast malzemesine ait istenen limit değerler

Ülke	LA Testi	MDA Testi	MgSO ₄ (Dona Dayanıklılık)
Avustralya (AS 1141)	25	-	-
Kanada	20-30	-	7-10
İngiltere (BS EN 13450)	20	7	-
ABD (AREMA)	25-40	-	5
Almanya (BS EN 13450)	8,7-9,5	10,3-13,8	-
Hindistan (IRS-GE-1)	30-35	-	-
İran (IR 301)	30	10-14	5

Tablo 3. TCDD balast teknik şartnamesine göre yapılması gerekli deney ve standartlar

Standart	Deneyin Adı
Los Angeles Aşınma Dayanımı (Parçalanma Direnci Tayini)	TS EN 1097-2
Su Emme Oranı	TS EN 1097-6
Aşınmaya Karşı Direncin Tayini (Micro Deval)	TS EN 1097-1
Tane Yoğunluğu	TS EN 1097-6
MgSO ₄ (Dona Dayanıklılık)	TS EN 1367-2

Tablo 4 . TCDD balast şartnamesine göre balasttan beklenen fiziksel özelliklerin sınır değerleri

Deneyin Adı	Konvansiyonel Demiryolu Hattı Sınır Değerleri	Hızlı Tren-YHT Hatları Sınır Değerleri
Los Angeles Aşınma Dayanımı (Parçalanma Direnci Tayini)	$\leq \% 20$	$\leq \%14$
Su Emme Oranı	$\leq \%2$	$\leq \%1,50$
Aşınmaya Karşı Direncin Tayini (Micro Deval)	≤ 14	$\leq \%12$
Tane Yoğunluğu	$\geq 2,50 \text{ Mg/m}^3$	$\geq 2,60 \text{ Mg/m}^3$
MgSO ₄ (Dona Dayanıklılık)	$\leq \%5$	$\leq \%3$

Orta Karadeniz’de Bazı Kayaçların Özellikleri

Ulaştırma ve Altyapı Bakanlığı tarafından Karadeniz Bölgesinde Samsun- Sarp sınır kapısı arasında (YHT) hattı yapılmasının planlandığı ve yatırım programına alındığı bilinmektedir.

Şekil 2. Samsun-Sarp arası planlanan (YHT) hattı

PLANLANAN ÖNEMLİ PROJELER

47

**KARADENİZ SAHİL DEMİRYOLU
(SAMSUN-HOPA-SARP)**

Başlangıç/Bitiş Tarihi	Proje Bedeli
2024 / 2025	73,94 Milyon TL

Toplam Uzunluk	Tasarım Hızı	İstasyon Sayısı	Viyadük Adedi
509 Km	250 Km/Sa	23 Adet	49 Adet 25 Km



Kaynak: (TCDD, 2025)

Aşağıda Samsun'un bazı ilçeleri ile Ordu/Fatsa ilçesindeki bazalt ve kalker kayaçlarına ait özellikler Tablo 5 ve Tablo 6'da verilmiştir.

Tablo 5 . Orta Karadeniz’de bazı bazalt kayaçların fiziksel özellikleri

Deneyin Adı	Atakum	Ayvacık	Fatsa
Los Angeles Aşınma Dayanımı (Parçalanma Direnci Tayini) % 20		%15	%14
Su Emme Oranı	%0,40	%2,15	%1,50
Micro Deval	≤ 14		≤ %12
Tane Yoğunluğu	2,70 Mg/m ³	2,67 Mg/m ³	2,67 Mg/m ³
MgSO ₄ (Dona Dayanıklılık) %4		%16	%23,8

Tablo 5’den de görüldüğü gibi özellikle Fatsa ve Çarşamba/Ayvacık bazalt agregasının su emme oranları yüksektir.

Tablo 6. Samsun’un iki ilçesindeki kalker kayacının fiziksel özellikleri

Deneyin Adı	Kavak	Bafra
Los Angeles Aşınma Dayanımı (Parçalanma Direnci Tayini)	% 22	%18
Su Emme Oranı	%0,20	%0,40
Micro Deval	≤ 14	
Tane Yoğunluğu	2,70 Mg/m ³	2,72 Mg/m ³
MgSO ₄ (Dona Dayanıklılık)	%2	%5

Kaynak: (Çakoğlu, 2021)

Sonuçlar

İncelenen taş ocaklarından hiçbiri YHT (yüksek hızlı tren) güzergahında kullanılacak balast malzemesi için istenen teknik özellikleri sağlamamaktadır. Los Angeles parçalanma direnci, su emme oranı, magnezyum sülfat deneyi, birim hacim ağırlığı gibi kriterlerden en az biri bazalt ya da kalker menşeli malzemelerde yeterli özellikleri taşımamaktadır. Konvansiyonel tren hattı için uygun görülebilir.

Mikro Deval test sonuçları ile magnezyum sülfat deney sonuçları arasında uyum olduğuna dair çalışma olması söz konusu güzergahta YHT için yeni bir çözüm şekli ortaya konabileceğini göstermektedir. Magnezyum sülfat deneyi (dona dayanıklılık) deney sonuçları istenilen değerlerde olan kayaçların kullanılabilmesi için -yağışlar ve soğuğa dayanım özellikleri de dikkate alınarak- daha detaylı test sonuçları ile kullanılabilirliği araştırılmalıdır. En azından bazalt ya da kalker her iki tür kayaç da birim hacim ağırlığı asgari istenenin üzerindedir.

Kaynakça

Beyhan G., (1992). *Havza ile Ladik arasındaki bölgenin paleomagnetizması*. Y.Lisans Tezi, İstanbul Üniversitesi

Çakoğlu A.H.,(2021). *Samsun ve Çevresindeki İllerde Yar Alan Kaya Birimlerinden Elde Edilen Agregaların Beton Performansına Etkisi*, Doktora Tezi, Ondokuz Mayıs Üniversitesi, Fen Bilimleri Enstitüsü, Samsun

Hakyemez, (1989). *Çarşamba (Samsun) dolayının jeolojisi*. MTA Derleme Raporu No:8895, Ankara

Keskin,İ., (1999). *Ünye-Fatsa-Kumru-Korgan (Ordu ili) dolayının jeolojisi*. Ankara: MTA Derl.Raporu

Kozak M. (2024). Işıkkara (Kütahya) Bazaltlarının Demiryolu Balastı Olarak Kullanılabilirliği, *Demiryolu Mühendisliği*, 25-30, Temmuz 2024

Lim WL, *Demiryolu balast davranışının mekaniği*, Nottingham Üniversitesi, 2004

Meininger R., (2004).*Micro-Deval vs. L.A. abrasion*. Rock Prod., April, s. 33-35.

Öztürk,A., (1979). Ladik, Destek dolayının stratigrafisi. Ankara, Türkiye Jeolojisi Kurumu Bült., 22/1.

Paixão A., Fortunato E., Fontul S., Martins F., (2011) Alt balast tabakası için inşaat optimizasyonunda bir vaka çalışması, 11. *Uluslararası Demiryolu Mühendisliği Konferansı Bildirileri*

Rogers C. A., Bailey M. L., Price B., (1991). Micro Deval test for evaluating the quality of fine aggregate for concrete and asphalt. Trans. Res. Rec., No. 1301, s. 68-76.

Sevil E. (2023). Raylı Sistemlerde Üstyapı Elemanları Karabük Üniversitesi Yayınları-89, Editör Dr. Öğr. Üyesi Mehmet Emin Akay, ISBN:978-605-9554-82-4

TCDD (2025). <https://www.tcdd.gov.tr/haberler> (Erişim Tarihi: 01.02.2025).

TS EN 1097-1 (2011). Agregaların mekanik ve fiziksel özellikleri için deneyler- bölüm 1: aşınmaya karşı direncin tayini (mikro- deval), , TSE, Ankara.

TS EN 1097-2. (2020). Agregaların mekanik ve fiziksel özellikleri için deneyler bölüm 2, , TSE, Ankara

TS EN 1097-6. (2013). Agregaların mekanik ve fiziksel özellikleri için deneyler-bölüm 6: Tane yoğunluğunun ve su emme oranının tayini, TSE, Ankara.

TS EN 1367-2,. (2011). Agregaların termal ve bozunma özellikleri için deneyler-bölüm 2: magnezyum sülfat deneyi, TSE, Ankara

Yoldaş, R.,(1985). *Samsun ve dolayının (Kızılırmak-Yeşilirmak arasındaki bölge) jeolojisi ve petrol olanakları*, Ankara, MTA Derleme Raporu No:8130

Tuncay, E.B., (2014). *Isparta yöresinde yer alan kaya birimlerinden elde edilen agregaların beton performansına etkisi*. Doktora Tezi, SDÜ, Isparta

2020/565831 İhale Kayıt Numaralı “Ankara-Kayseri hattı km 190+760 da köprü yapılması ve km 190+000 ile km 191+000 arası güzergahın deplase yapılması”, <https://ekap.kik.gov.tr/EKAP/Ortak/IhaleArama/index.html>, 16.11.2020

2020/384731 İhale Kayıt Numaralı “Çorlu istasyonuna
5.000 m³ balast alım işi balast teknik şartnamesi,”
<http://www.tcdd.gov.tr/ihale-detay/4397>, 12.08.2020.

BÖLÜM 4

Investigation on Structural Damages of Residential RC Buildings Suffered due to Kahramanmaraş Earthquakes

Taha Yasin Altıok¹

Cansu Beril Eser²

Barış Serin³

Mehmet Şevik⁴

Mehmet Bakır Bozkurt⁵

Ali Demir⁶

¹ Assistant Professor, Manisa Celal Bayar University, Department of Civil Engineering, Orcid: 0000-0002-5237-4018

² Research Assistant, Manisa Celal Bayar University, Department of Civil Engineering, Orcid: 0000-0002-0757-1186

³ PhD. Candidate, Manisa Celal Bayar University, Department of Civil Engineering, Orcid: 0000-0002-1918-2786

⁴ PhD. Candidate, Manisa Celal Bayar University, Department of Civil Engineering, Orcid: 0009-0001-1062-7339

⁵ Associate Professor, Manisa Celal Bayar University, Department of Civil Engineering, Orcid: 0000-0002-1213-3092

⁶ Professor Doctor, Manisa Celal Bayar University, Department of Civil Engineering, Orcid: 0000-0001-9907-4074

1. Introduction

Earthquakes are one of the most destructive and deadly natural disasters that cannot be detected in advance. Turkey woke up at 04:17 on February 6, 2023, with an earthquake centered in Kahramanmaraş/Pazarcık with a magnitude of Mw 7.7. 11 minutes after the earthquake, which took place at a depth of 8.6 km, an aftershock occurred due to the first earthquake with a magnitude of Mw 6.6, centered in Gaziantep/Nurdağı and at a depth of 6.0 km. Approximately 9 hours later, before the effects of the previous earthquake had passed, the region was shaken again by an earthquake centered in Kahramanmaraş/Elbistan with a magnitude of Mw 7.6 at a depth of 7.0 km. Many structures that survived the destructiveness of the first earthquake could not withstand the second earthquake and collapsed. 14 days after these earthquakes, the fourth major earthquake with a magnitude of Mw 6.4 occurred at a depth of 21.73 km underground in Hatay Yayladağı, approximately 160 km away from the first earthquake. The earthquake deeply affected 11 cities. The total surface area of these cities is 108,812 km² and covers 14% of the country's territory.

Tragically, more than 50,000 people lost their lives, and more than 100,000 people were injured. Thousands of structures were destroyed or severely damaged. The destroyed infrastructure and physical capital are estimated to be approximately 50 billion US dollars, which corresponds to approximately 6% of Turkey's Gross Domestic Product [1]. Immediately after the earthquake, an international call for help was made, and 266 international urban search and rescue (USAR) teams with more than 11,700 professional personnel were deployed for the first time in the world [2].

Turkey is located in the Alpine-Himalayan seismic zone, one of the most active earthquake regions in the world. There are three main tectonic elements in the country: Eastern Anatolian Fault Zone, North Anatolian Fault Zone and Aegean Graben systems. This

results in a very complex tectonic system. Active fault zones and the geography in which they are located have caused many earthquakes throughout history, many people lost their lives, were injured, and many structures were damaged [3–6]. In Turkey, which has a very high seismic risk, 20 earthquakes with a magnitude above 7.0 have occurred since 1900 [7]. In the last 25 years in Turkey, earthquakes with magnitude 6 and above occurred in 1998 Adana (Mw 6.3), 1999 Izmit (Mw 7.6), 1999 Düzce (Mw 7.2), 2003 Bingöl (Mw 6.4), 2010 Kovancılar (Mw 6.1), 2011 Van (Mw 7.2), 2017 Manisa (Mw 6.6), 2020 Samos (Mw 6.6), 2020 Düzce (Mw 6.7), 2020 Elazığ/Sivrice (Mw 6.8), 2023 Kahramanmaraş/Pazarcık (Mw 7.7) and Kahramanmaraş/Elbistan (Mw 7.6) [8].

The devastating earthquakes in the east of the country occurred with the rupture of a 450 km strike-slip fault on the Eastern Anatolian Fault Zone. The Eastern Anatolian Fault is an important fault that represents the boundary between the Arabian Plate and the Anatolian Plate and extends along the eastern part of the country. The tectonics of the fault are related to the approach of the Arabian plate to the Anatolian Plate. This situation causes earthquakes with both strike-slip and thrust components. The Eastern Anatolian Fault Zone was very active in the 19th century and created a series of earthquakes that started with the 1822 Antakya earthquake and ended with the 1866, 1872, 1874, 1875, 1893, 1905 Malatya earthquake, respectively. The fault zone, which had accumulated energy for a while, broke with the 2020 Elazığ earthquake and caused many people to lose their lives [9].

It is crucial to evaluate the destructive effects on buildings, reveal the tectonic situation of the region, determine the ground properties and determine the issues that negatively affect the earthquake performance of the existing building stock after earthquakes. Post-earthquake studies carried out by different disciplines are an integral part of modern disaster management. The

studies carried out in this context are of great importance in determining earthquake and structural risks, revealing structural damages and developing earthquake-resistant building design principles. In the literature, there are many studies on field investigations for bridges, historical buildings, masonry structures, RC structures, industrial buildings, timber structures, and other structures after earthquakes [3,10–29]. After the Kahramanmaraş earthquakes, researchers went to the earthquake region and carried out their studies within the scope of different disciplines. Işık et al. (2023) [30] carried out studies on the widespread damage and collapse mechanisms of masonry structures in Adıyaman. In addition, the distribution of building damages was presented statistically based on the seismicity of the region and the spectral acceleration values of the Kahramanmaraş earthquakes. Ivanov and Chow (2023) discussed the structural damages and collapses that occurred in low and high RC structures in Adıyaman province. They attributed most of the damage to poor materials, poor workmanship, and failure to comply with earthquake-resistant construction techniques. Öztürk et al. (2023) [31] discussed the structural damages and their causes on school buildings after the earthquake. Response spectrum and elastic design spectrum were compared. The observations made were supported by performance-based analytical studies. Işık et al. (2023) [32] 27 investigated the effects of earthquakes on 27 different mosques and minarets. They determined that the damages occurring in these types of structures were commonly caused due to the fact that they were made by local foreman without any engineering services. Zengin and Aydin (2023) [33] investigated the relationship between material quality and destruction and structural damages in Kahramanmaraş/Elbistan. They performed core, Schmidt, and UPV tests. They found that many structures, including buildings constructed after 2000, did not have sufficient concrete compressive strength. Yıldız and Kına (2023) [34] examined the design and manufacturing mistakes on

damaged and collapsed buildings in Malatya province. Akar et al. (2024) [9] examined the effects of the earthquake in Adıyaman/Gölbaşı after the earthquakes centered in Kahramanmaraş. They carried out their studies on buildings with different structural systems. They determined that structural damages in the district center were generally caused by problems related to soil-structure interaction and revealed the importance of earthquake-soil-structure interaction. Avcil et al. (2024) [35] made observational evaluations of buildings with different structural systems in Kahramanmaraş and its districts. They found that masonry structures were generally damaged due to not receiving engineering services, that industrial buildings had insufficient connection details, and problems related to soil-structure interaction. Demir et al. (2024) [7] carried out geotechnical and structural investigations immediately after earthquakes. They stated that RC structures commonly have poor materials, poor workmanship, inappropriate reinforcement details, and inadequate construction techniques. İnce (2024) [36] found that earthquake damages of RC structures in Adıyaman were generally due to inappropriate material quality, structural design, and reinforcement details. Kocakaplan et al. (2024) [37] carried out field investigations as a team after the earthquakes and investigated structural and non-structural damages and causes of collapse in RC structures. They also made suggestions to reduce damages caused by earthquakes and prevent deaths. Kocaman et al. (2024) [38] examined the effects of Kahramanmaraş-centered earthquakes on the historical Malatya Yeni Mosque. Dynamic analyses were carried out using acceleration records from Malatya city center on the finite element model of the mosque, a part of which collapsed due to the earthquake. It has been reported that the analysis results are quite compatible with field observations and that structural damage generally occurs in the dome, minaret, columns, and arch system. Altunsu et al. (2024) [39] made damage observations on RC, steel, and masonry structures in Hatay province.

They determined that common damages generally consist of stirrup insufficiency, corrosion, poor material, insufficient interlocking length, strong beam-weak column problems, and construction errors. In addition, they demonstrated with different visuals that short columns, soft floors, hammering effects, and design errors also cause damage. Kahya et al. (2024) [40] performed nonlinear finite element analyses on a historical masonry building example in Hatay and compared it with field observations. The analysis results were consistent with the observed damage patterns. Additionally, in the study, suggestions were made for the repair and strengthening of masonry buildings. Çelik et al. (2024) [41] investigated the structural, geotechnical, and architectural conditions and problems in heavily damaged mid-rise RC residential buildings. According to field observations, it has been determined that architectural design mistakes and poor ground properties cause permanent damage to structural systems, and buildings with tunnel formwork systems performed well.

Within the scope of this study, structural damages and destructions that occurred in RC residential buildings in Kahramanmaraş, Hatay, Adana, Gaziantep, and Osmaniye provinces due to Kahramanmaraş-centered earthquakes were deeply examined in terms of structural and earthquake engineering, based on field observations. Structural damages occurring in RC residential buildings have been examined in detail under three main headings: mistakes in the design phase, mistakes in the application phase, and material properties. Additionally, response spectra were obtained using earthquake records from Adıyaman, Diyarbakır, Malatya, Kilis and Şanlıurfa provinces. Earthquake demands were evaluated by comparing them with the elastic design spectrum obtained according to the principles of the Turkish Building Earthquake Regulation-2018 (TBEC-2018) In this context, the earthquakes centered in Kahramanmaraş/Pazarcık (Mw 7.7), Gaziantep/Nurdağı (Mw 6.6),

Kahramanmaraş/Elbistan (Mw 7.6) and Hatay/Yayladağı (Mw 6.4), which had the most destructive effects, were taken as a basis. In addition, the population characteristics of the earthquake area, comprehensive data on the existing building stock, and damage assessment results were discussed in detail from different perspectives. Finally, based on the analysis of structural damages and response spectrum in line with the findings, various suggestions have been presented to reduce the destructive effects of possible earthquakes in the future. Furthermore, the seismic behavior of a five-story residential building that collapsed during the earthquake was analyzed using nonlinear time-history analyses based on acceleration records obtained from the nearest station. The factors contributing to the building's collapse, including story displacements, story accelerations, story drifts, and performance analysis results, were reported.

2. Strong Ground Motion

The max. ground accelerations (PGA), maximum ground velocities (PGV), and maximum displacements (PGD) read from the earthquakes centered in Kahramanmaraş/Pazarcık, Gaziantep/Nurdağı, Kahramanmaraş/Elbistan Hatay/Yayladağı are given in Table 1, respectively.

Table 1 Magnitudes of Kahramanmaraş earthquakes and PGA, PGV, PGD values

Date	Place (Earthquake ID)	Latitude (0)	Longitude (0)	Depth km	Magnitude M_w	PGA cm/sn^2 (g)	PGV cm/sn	PGD cm
06.02.2023 04:17	Pazarcık K.maraş (543428)	37.288	37.043	8.6	7.7	2178.71 (2.22 g)	186.78	132.68
06.02.2023 04:28	Nurdağı Gaziantep (543431)	37.304	36.920	6.2	6.6	454.15 (0.46 g)	44.60	214.37
06.02.2023 13:24	Elbistan K.maraş (543593)	38.089	37.239	7.0	7.6	635.45 (0.65 g)	170.79	90.99
20.02.2023 20:04	Yayladağı Hatay (551067)	36.037	36.021	21.73	6.4	775.40 (0.79 g)	75.79	37.52

In this section, response spectra were obtained using some of the peak ground acceleration records of the provinces of Adana, Adıyaman, Diyarbakır, Gaziantep, Hatay, Malatya, Kahramanmaraş, Kilis, Şanlıurfa and Osmaniye, which were most affected by the Kahramanmaraş and Hatay earthquakes. These response spectra were compared with the elastic design spectrum determined according to the principles of TBEC-2018 [42] and information about each province was presented separately under subheadings.

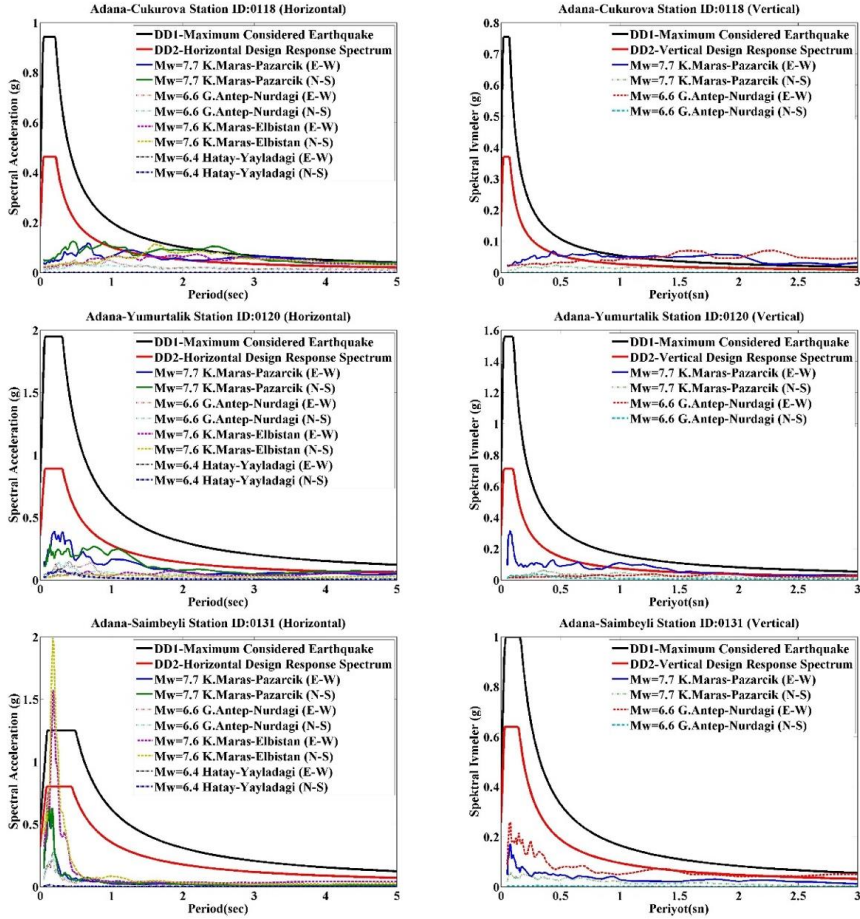
2.1. Adana

The peak ground acceleration value in Adana during the Kahramanmaraş and Hatay earthquakes was read as 0.41g in the east-west direction by the accelerometer placed in Saimbeyli district number 0131 in the Elbistan earthquake. The largest ground accelerations (PGA) and the largest response spectrum accelerations of Saimbeyli district, as well as Çukurova and Yumurtalık districts, are given in Table 2, and the comparison of the response spectrum with the elastic design spectrum is given in Figure 1. As shown in Figure 1, it is seen that the spectral accelerations of station 0118 in Adana Çukurova exceed the elastic design spectrum accelerations in regions where the period is approximately greater than 1.5 seconds, and the spectral accelerations of station 0131 in Saimbeyli exceed the elastic design spectrum accelerations in regions where the period is close to 0.5 seconds.

Table 2 Peak ground acceleration and response spectrum values for Adana

City	District	Sta. No	Earthquake	max PGA (g)			max S _{de} (g)			(V _s) ₃₀ m/s	Soil class
				EW	NS	UD	EW	NS	UD		
Adana	Çukurova	0118	Pazarcık	0.05	0.04	0.02	0.118	0.125	0.068	946	ZB
			Nurdağı	0.01	0.01	0.01	0.050	0.034	0.023		
			Elbistan	0.03	0.02	0.02	0.073	0.114	0.071		
			Yayladağı	-	-	-	-	-	-		
	Yumurtalık	0120	Pazarcık	0.11	0.12	0.11	0.392	0.287	0.313	439	ZC
			Nurdağı	0.05	0.05	0.02	0.148	0.143	0.063		
			Elbistan	0.02	0.03	0.02	0.074	0.049	0.064		
			Yayladağı	0.03	0.02	0.01	0.093	0.073	0.036		
	Saimbeyli	0131	Pazarcık	0.16	0.16	0.05	0.646	0.646	0.170	-	ZD
			Nurdağı	0.06	0.06	0.02	0.266	0.273	0.057		
			Elbistan	0.41	0.34	0.09	1.574	1.991	0.259		
			Yayladağı	0.00	0.00	0.00	0.015	0.016	0.004		

Fig. 1 Response spectrum and elastic design spectrum acquired in stations 0118, 0120, and 0131 located in Adana during the earthquakes



2.2. Adıyaman

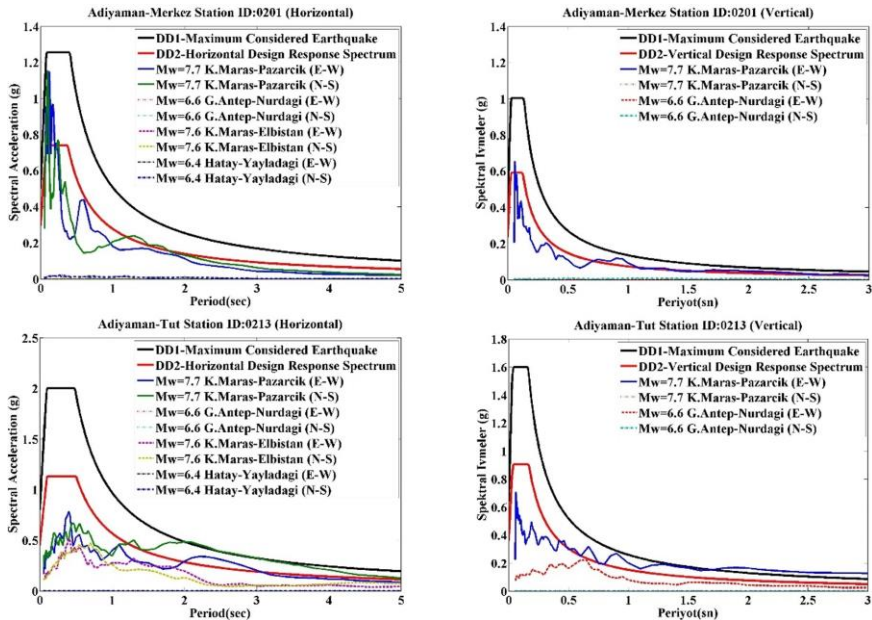
The peak ground acceleration value in Adıyaman during the Kahramanmaraş and Hatay earthquakes was read as 0.90g in the north-south direction by the accelerometer placed in the Central district numbered 0201 in the Pazarcık earthquake. The largest ground accelerations (PGA) and the largest response spectrum accelerations of the city center and Tut districts are given in Table 3,

and the comparison of the response spectrum with the elastic design spectrum is given in Figure 2. According to Figure 2, the spectral accelerations of station 0201 in Adıyaman Center exceed the elastic design spectrum accelerations in regions where the period is close to 0.5 seconds, and the spectral accelerations of station 0213 in Tut exceed the elastic design spectrum accelerations in regions where the period is greater than approximately 1.8 seconds.

Table 3 Peak ground acceleration and response spectrum values for Adıyaman

City	District	Sta. No	Earthquake	max PGA (g)			max S_{ae} (g)			$(V_s)_{30}$ m/s	Soil class
				EW	NS	UD	EW	NS	UD		
Adıyaman	Merkez	0201	Pazarcık	0.48	0.90	0.33	1.149	1.156	0.655	391	ZC
			Nurdağı	-	-	-	-	-	-		
			Elbistan	-	-	-	-	-	-		
			Yayladağı	0.01	0.01	0.00	0.022	0.022	0.010		
	Tut	0213	Pazarcık	0.25	0.18	0.30	0.784	0.672	0.708	-	ZD
			Nurdağı	-	-	-	-	-	-		
			Elbistan	0.12	0.13	0.07	0.517	0.471	0.222		
			Yayladağı	-	-	-	-	-	-		

Fig. 2 Response spectrum and elastic design spectrum acquired from stations 0201 and 0213 located in Adıyaman during the earthquakes



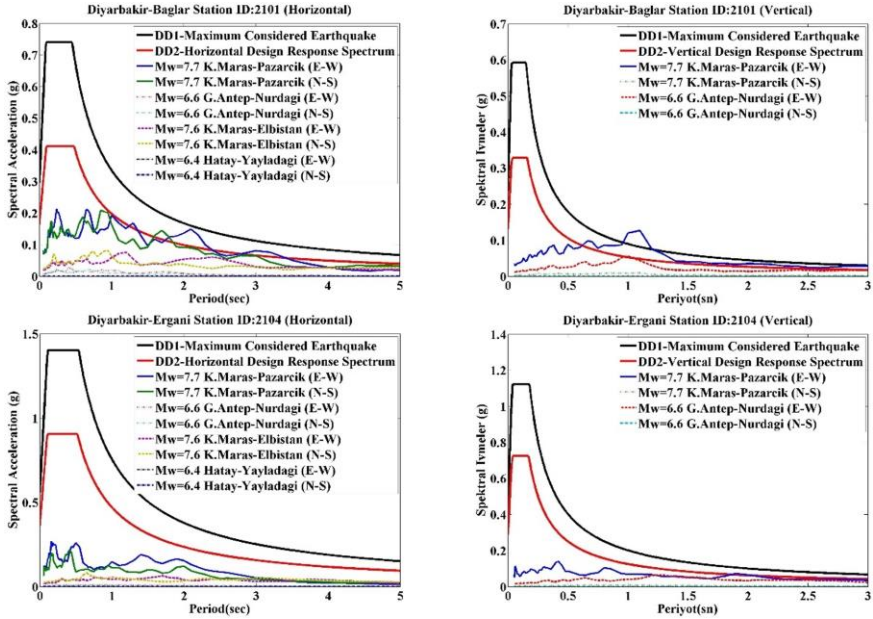
2.3. Diyarbakır

The peak ground acceleration value in Diyarbakır during the Kahramanmaraş and Hatay earthquakes was read as 0.12g in the north-south direction by the accelerometer placed in Ergani district number 2104 in the Pazarcık earthquake. The largest ground accelerations (PGA) and the largest response spectrum accelerations of Bağlar and Ergani districts are given in Table 4, and the comparison of the response spectrum with the elastic design spectrum is given in Figure 3. As shown in Figure 3, except for a few local regions in Diyarbakır province, the spectral accelerations caused by the earthquake are generally below the elastic design spectrum accelerations defined in TBEC-2018.

Table 4 Peak ground acceleration and response spectrum values for Diyarbakır

City	District	Sta. No	Earthquake	max PGA (g)			max S _{ae} (g)			(V _s) ₃₀ m/s	Soil class
				EW	NS	UD	EW	NS	UD		
Diyarbakır	Bağlar	2101	Pazarcık	0.08	0.07	0.03	0.214	0.209	0.127	519	ZC
			Nurdağı	0.01	0.01	0.00	0.027	0.021	0.009		
			Elbistan	0.03	0.02	0.01	0.076	0.081	0.055		
	Ergani	2104	Yayladağı	-	-	-	-	-	-	-	ZD
			Pazarcık	0.07	0.12	0.08	0.268	0.215	0.139		
			Nurdağı	0.00	0.00	0.00	0.010	0.013	0.010		
			Elbistan	0.03	0.02	0.02	0.064	0.082	0.065		
			Yayladağı	-	-	-	-	-	-		

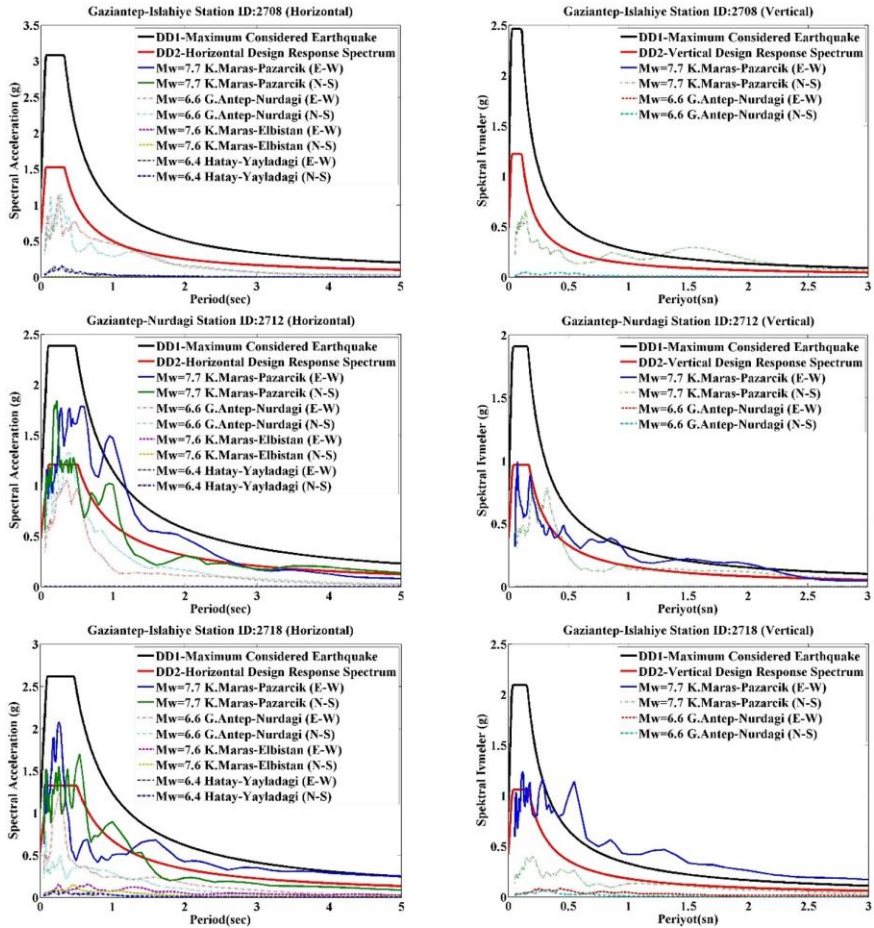
Fig. 3 Response spectrum and elastic design spectrum acquired from stations 2101 and 2104 located in Diyarbakır during the earthquakes



2.4. Gaziantep

The peak ground acceleration value in Gaziantep during these earthquakes was read as 0.72g in the east-west direction by the accelerometer placed in İslahiye district number 2718 in the Pazarcık earthquake. The largest ground accelerations (PGA) and the largest response spectrum accelerations of İslahiye and Nurdağı districts are given in Table 5, and the comparison of the response spectrum with the elastic design spectrum is given in Figure 4. According to Figure 4, it is seen that the spectral accelerations of stations 2712 and 2718 in Gaziantep exceed the elastic design spectrum accelerations defined in TBEC-2018 in the region corresponding to many periods.

Fig. 4 Response spectrum and elastic design spectrum acquired from stations 2708, 2712, and 2718 located in Gaziantep during the earthquakes



*Table 5 Peak ground acceleration and response spectrum values
for Gaziantep*

City	District	Sta. No	Earthquake	max PGA (g)			max S _{ae} (g)			(V _s) ₃₀ m/s	Soil class
				EW	NS	UD	EW	NS	UD		
Gaziantep	İslahiye	2708	Pazarcık	-	-	-	-	-	-	523	ZC
			Nurdağı	0.32	0.38	0.22	1.145	1.142	0.652		
			Elbistan	-	-	-	-	-	-		
			Yayladağı	0.03	0.04	0.02	0.151	0.156	0.053		
	Nurdağı	2712	Pazarcık	0.57	0.61	0.35	1.787	1.846	1.008	-	ZD
			Nurdağı	0.46	0.35	0.37	1.056	1.328	0.784		
			Elbistan	-	-	-	-	-	-		
			Yayladağı	-	-	-	-	-	-		
	İslahiye	2718	Pazarcık	0.72	0.66	0.60	2.081	1.697	1.244	-	ZD
			Nurdağı	0.24	0.33	0.14	1.239	0.796	0.402		
			Elbistan	0.04	0.05	0.02	0.156	0.151	0.082		
			Yayladağı	0.02	0.03	0.02	0.085	0.081	0.060		

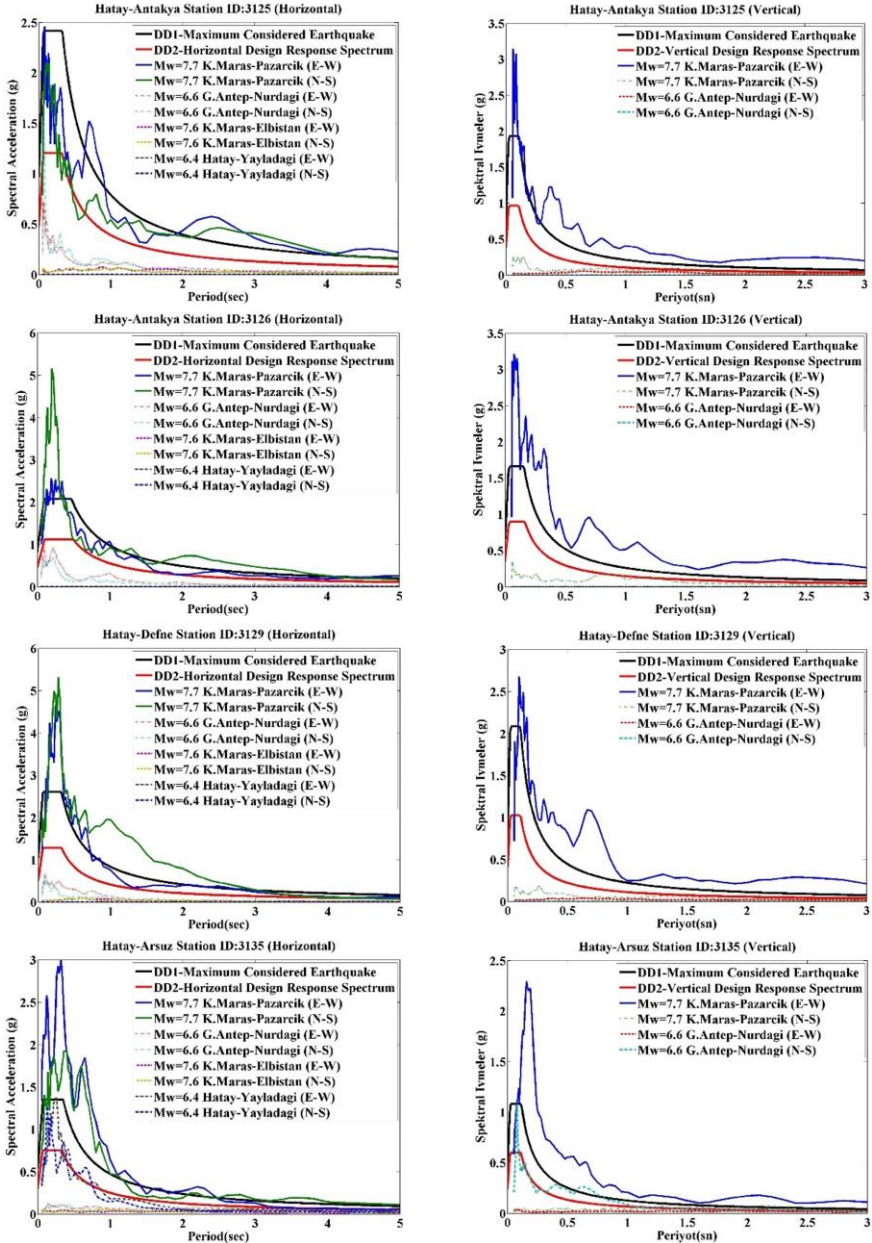
2.5. Hatay

The peak ground acceleration value in Hatay during these earthquakes was read as 1.40 g in the east-west direction by the accelerometer placed in Arsuz district number 3135 in the Pazarcık earthquake. The largest ground accelerations (PGA) and the largest response spectrum accelerations of Arsuz, Antakya, and Defne districts are given in Table 6, and the comparison of the response spectrum with the elastic design spectrum is given in Figure 5. As indicated in Figure 5, it is seen that the spectral accelerations of stations 3125, 3126, 3129, and 3135 in Hatay exceed the elastic design spectrum accelerations defined in TBEC-2018.

*Table 6 Peak ground acceleration and response spectrum values
for Hatay*

City	District	Sta. No	Earthquake	max PGA (g)			max S _{ae} (g)			(V _s) ₃₀ m/s	Soil class
				EW	NS	UD	EW	NS	UD		
Hatay	Antakya	3125	Pazarcık	0.84	1.14	1.17	2.458	2.109	3.145	448	ZC
			Nurdağı	0.39	0.25	0.12	0.756	1.579	0.286		
			Elbistan	0.03	0.02	0.02	0.073	0.069	0.056		
			Yayladağı	0.79	0.78	0.47	2.546	2.808	1.635		
	Antakya	3126	Pazarcık	1.23	1.05	1.09	2.566	5.156	3.225	350	ZD
			Nurdağı	0.21	0.32	0.13	0.997	0.684	0.415		
			Elbistan	-	-	-	-	-	-		
			Yayladağı	-	-	-	-	-	-		
	Defne	3129	Pazarcık	1.38	1.23	0.84	4.642	5.314	2.700	447	ZC
			Nurdağı	0.16	0.24	0.06	0.709	0.572	0.182		
			Elbistan	0.02	0.03	0.01	0.097	0.098	0.039		
			Yayladağı	-	-	-	-	-	-		
	Arsuz	3135	Pazarcık	0.76	1.40	0.60	2.998	1.923	2.298	460	ZC
			Nurdağı	0.05	0.05	0.03	0.118	0.112	0.070		
			Elbistan	0.02	0.02	0.01	0.046	0.053	0.038		
			Yayladağı	0.36	0.35	0.21	1.372	1.270	1.079		

Fig. 5 Response spectrum and elastic design spectrum acquired from stations 3125, 3126, 3129, and 3125 located in Hatay during the earthquakes



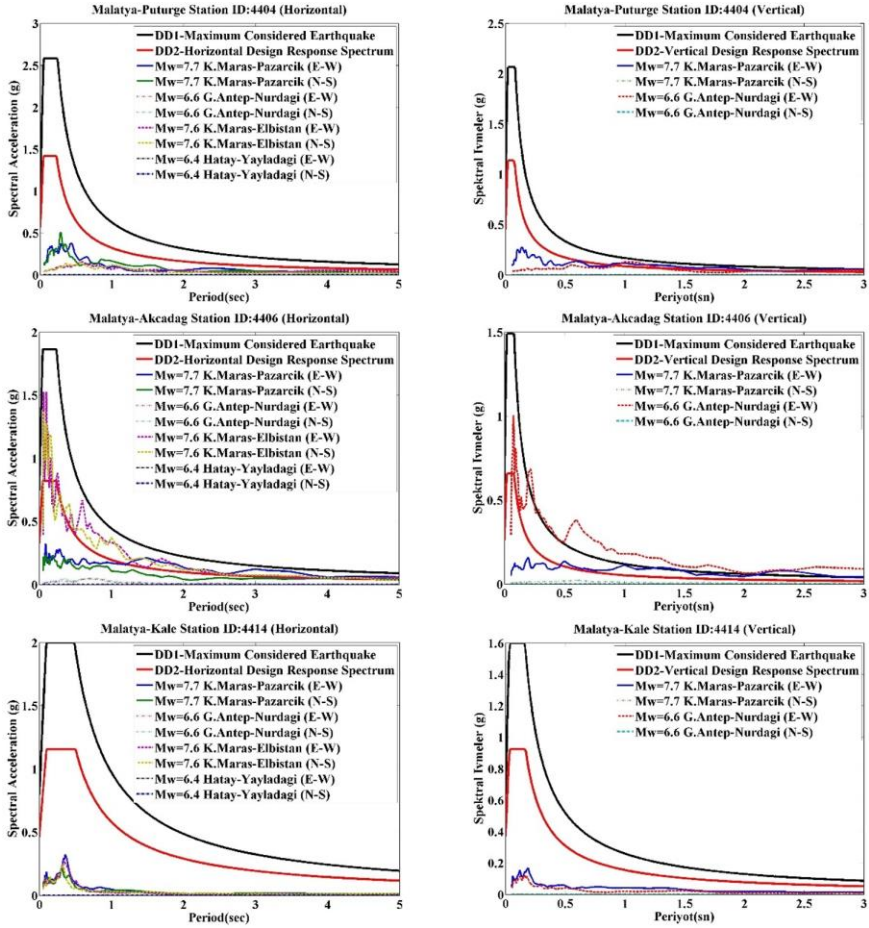
2.6. Malatya

The peak ground acceleration value in Malatya during these earthquakes was read as 0.48g in the east-west direction by the accelerometer placed in Akçadağ district number 4406 in the Elbistan earthquake. The largest ground accelerations (PGA) and the largest response spectrum accelerations of Akçadağ, Kale, and Pütürge districts are given in Table 7, and the comparison of the response spectrum with the elastic design spectrum is given in Figure 6. When the data received from station 4406 in Malatya is examined according to Figure 6, it can be seen that the spectral accelerations exceed the elastic design spectrum accelerations defined in TBEC-2018 in the region corresponding to many periods.

Table 7 Peak ground acceleration and response spectrum values for Malatya

City	District	Sta. No	Earthquake	max PGA (g)			max S _{ae} (g)			(V _s) ₃₀ m/s	Soil class
				EW	NS	UD	EW	NS	UD		
Malatya	Pütürge	4404	Pazarcık	0.14	0.14	0.10	0.375	0.506	0.277	1380	ZB
			Nurdağı	0.00	0.01	0.00	0.019	0.013	0.012		
			Elbistan	0.05	0.05	0.04	0.156	0.150	0.128		
			Yayladağı	0.00	0.00	0.00	0.005	0.005	0.003		
	Akçadağ	4406	Pazarcık	0.11	0.13	0.05	0.323	0.237	0.158	815	ZB
			Nurdağı	0.01	0.01	0.01	0.046	0.051	0.024		
			Elbistan	0.48	0.42	0.33	1.526	1.372	1.005		
			Yayladağı	0.00	0.00	0.00	0.005	0.004	0.003		
	Kale	4414	Pazarcık	0.11	0.17	0.05	0.321	0.207	0.169	-	ZD
			Nurdağı	-	-	-	-	-	-		
			Elbistan	0.08	0.06	0.04	0.278	0.245	0.122		
			Yayladağı	0.00	0.00	0.00	0.008	0.005	0.002		

Fig. 6 Response spectrum and elastic design spectrum acquired from stations 4404, 4406, and 4414 located in Malatya during the earthquakes



2.7. Kahramanmaraş

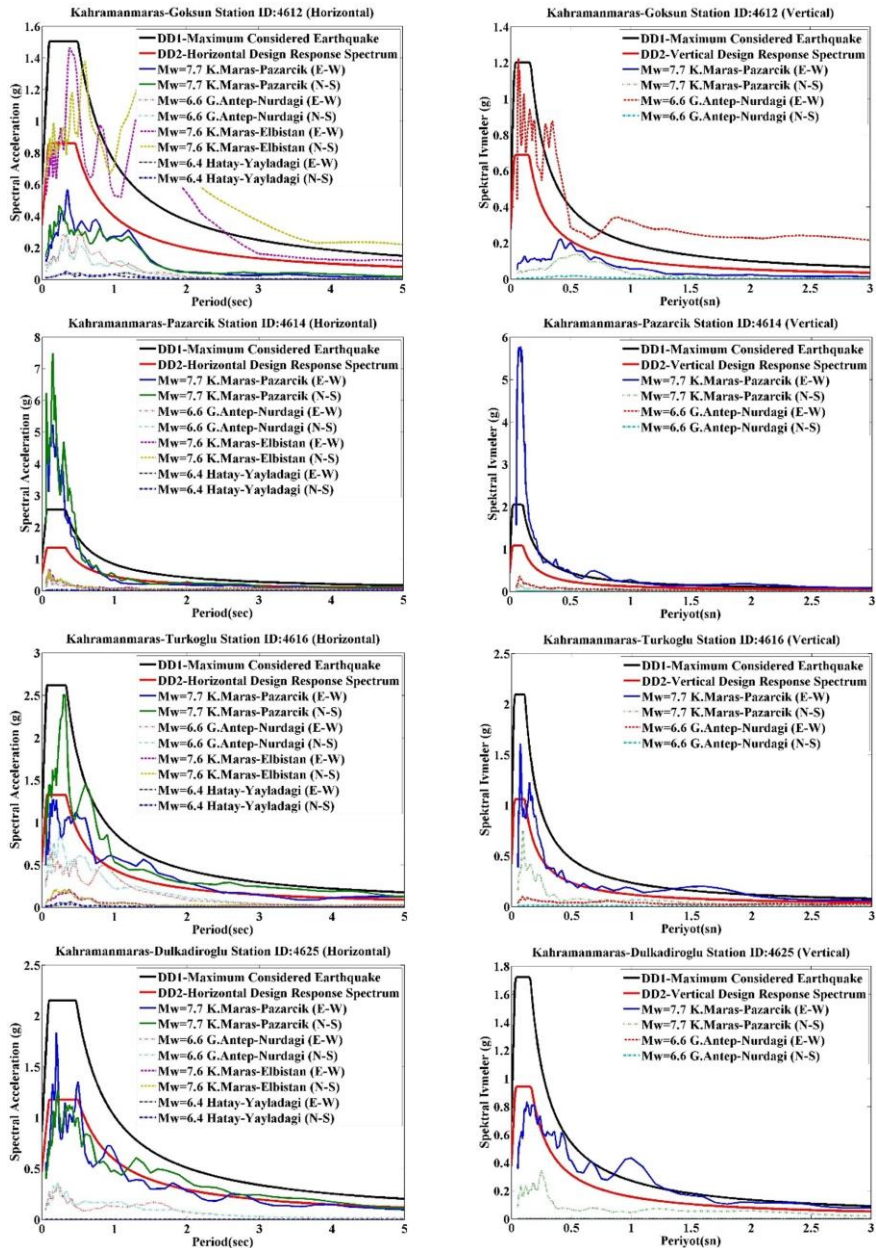
The peak ground acceleration value in Kahramanmaraş, which is the epicenter of two of these earthquakes, was read as 2.21g in the north-south direction by the accelerometer placed in Pazarcık district number 4614 in the Pazarcık earthquake. This value is the peak acceleration value in these four earthquakes. The largest ground accelerations (PGA) and the largest response spectral accelerations

of Dulkadiroğlu, Göksun, Pazarcık, and Türkoğlu districts are given in Table 8, and the comparison of the response spectrum with the elastic design spectrum is given in Figure 7. According to Figure 7, when the data obtained from Kahramanmaraş's stations 4612, 4614, 4616, and 4625 reported above are examined, the spectral accelerations in the region corresponding to many periods exceed the elastic design spectrum accelerations defined in TBEC-2018.

Table 8 Peak ground acceleration and response spectrum values for Kahramanmaraş

City	District	Sta. No	Earthquake	max PGA (g)			max S _{ae} (g)			(V _s) ₁₀ m/s	Soil class
				EW	NS	UD	EW	NS	UD		
Kahramanmaraş	Göksun	4612	Pazarcık	0.14	0.12	0.06	0.569	0.468	0.223	246	ZD
			Nurdağı	0.05	0.10	0.03	0.298	0.288	0.139		
			Elbistan	0.65	0.53	0.50	1.465	1.380	1.223		
			Yayladağı	0.01	0.01	0.00	0.042	0.054	0.018		
	Pazarcık	4614	Pazarcık	2.21	2.22	1.99	5.862	7.487	5.775	541	ZC
			Nurdağı	0.10	0.11	0.04	0.476	0.414	0.149		
			Elbistan	0.16	0.21	0.09	0.675	0.655	0.364		
			Yayladağı	0.01	0.01	0.00	0.021	0.026	0.011		
	Türkoğlu	4616	Pazarcık	0.67	0.51	0.41	1.270	2.507	1.612	390	ZC
			Nurdağı	0.25	0.27	0.17	0.762	1.006	0.747		
			Elbistan	0.06	0.05	0.03	0.212	0.216	0.098		
			Yayladağı	0.02	0.01	0.00	0.038	0.060	0.014		
	Dulkadiroğlu	4625	Pazarcık	0.46	0.49	0.37	1.835	1.268	0.835	346	ZD
			Nurdağı	0.09	0.11	0.08	0.324	0.357	0.344		
			Elbistan	0.07	0.05	0.04	0.167	0.289	0.110		
			Pazarcık	0.14	0.12	0.06	0.569	0.468	0.223		

Fig. 7 Response spectrum and elastic design spectrum acquired from stations 4612, 4614, 4616, and 4625 located in Kahramanmaraş during the earthquakes



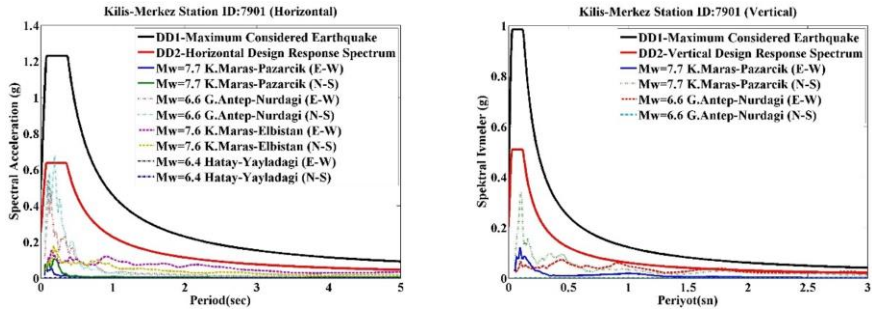
2.8. Kilis

The peak ground acceleration value in Kilis during these earthquakes was read as 0.20g in the east-west direction by the accelerometer placed in the Central district numbered 7912 during the Nurdağı earthquake. The largest ground accelerations (PGA) and the largest response spectrum accelerations of the Kilis Central district are given in Table 9, and the comparison of the response spectrum with the elastic design spectrum is given in Figure 8. As shown in Figure 8, the spectral accelerations caused by the earthquake in Kilis province are generally below the elastic design spectrum accelerations defined in TBEC-2018.

Table 9 Peak ground acceleration and response spectrum values for Kilis

City	District	Sta. No	Earthquake	max PGA (g)			max S _{ae} (g)			(V _s) ₃₀ m/s	Soil class
				EW	NS	UD	EW	NS	UD		
Kilis	Merkez	7901	Pazarcık	0.05	0.02	0.05	0.081	0.106	0.121	463	ZC
			Nurdağı	0.20	0.12	0.07	0.540	0.677	0.341		
			Elbistan	0.05	0.05	0.02	0.155	0.179	0.073		
			Yayladağı	-	-	-	-	-	-		

Fig. 8 Response spectrum and elastic design spectrum acquired from station 7901 located in Kilis during the earthquakes



2.9. Şanlıurfa

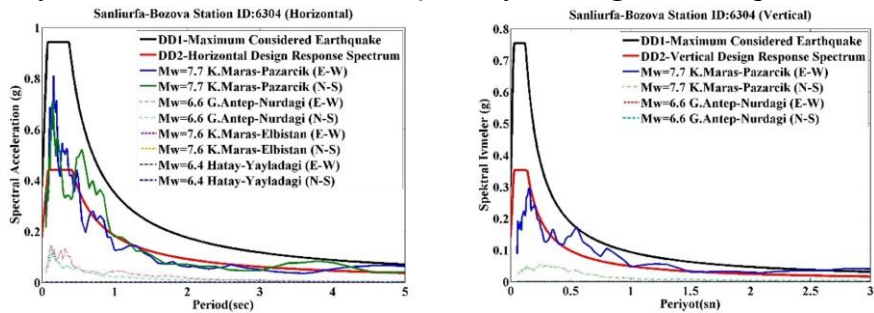
The peak ground acceleration value in Şanlıurfa, which was affected by these earthquakes, was read as 0.24g in the northwest direction by the accelerometer placed in the Central district numbered 6304 during the Pazarcık earthquake. The largest ground

accelerations (PGA) and the largest response spectrum accelerations of Şanlıurfa Central district are given in Table 10, and the comparison of the response spectrum with the elastic design spectrum is given in Figure 9. According to Figure 9, the spectral accelerations taken from station 6304 in Şanlıurfa province are generally above the elastic design spectrum accelerations defined in TBEC-2018.

Table 10 Peak ground acceleration and response spectrum values for Şanlıurfa

City	District	Sta. No	Earthquake	max PGA (g)			max S _{ae} (g)			(V _s) ₃₀ m/s	Soil class
				EW	NS	UD	EW	NS	UD		
Ş. urfa	Merkez	6304	Pazarcık	0.22	0.24	0.09	0.811	0.711	0.295	376	ZC
			Nurdağı	0.04	0.05	0.02	0.148	0.141	0.055		
			Elbistan	-	-	-	-	-	-		
			Yayladağı	-	-	-	-	-	-		

Fig. 9 Response spectrum and elastic design spectrum acquired from station 6304 located in Şanlıurfa during the earthquakes



2.10. Osmaniye

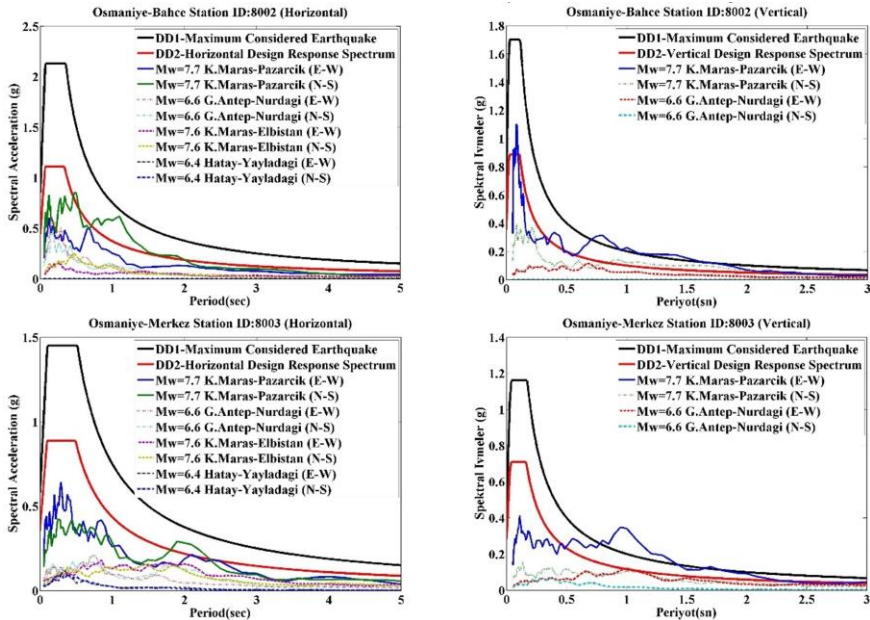
The peak ground acceleration value in Osmaniye, where there was destruction as a result of these earthquakes, was read as 0.34g in the vertical direction by the accelerometer placed in Bahçe district number 8002 in the Pazarcık earthquake. The largest ground accelerations (PGA) and the largest response spectrum accelerations of Osmaniye Bahçe and Central districts are given in Table 11, and the comparison of the response spectrum with the elastic design spectrum is given in Figure 10. As indicated in Figure 10, the

spectrum accelerations of station 8002 in Osmaniye, Bahçe exceed the elastic design spectrum accelerations determined according to TBEC-2018 principles in regions where the period is approximately 0.5 - 2.0 seconds.

Table 11 Peak ground acceleration and response spectrum values for Osmaniye

City	District	Sta. No	Earthquake	max PGA (g)			max S_{ae} (g)			$(V_s)_{30}$ m/s	Soil class
				EW	NS	UD	EW	NS	UD		
Osmaniye	Bahçe	8002	Pazarcık	0.25	0.21	0.34	0.601	0.857	1.104	430	ZC
			Nurdağı	0.13	0.17	0.13	0.613	0.477	0.395		
			Elbistan	0.07	0.05	0.03	0.156	0.255	0.116		
	Merkez	8003	Yayladağı	-	-	-	-	-	-	350	ZD
			Pazarcık	0.14	0.19	0.14	0.642	0.423	0.413		
			Nurdağı	0.06	0.07	0.05	0.211	0.172	0.154		
			Elbistan	0.05	0.07	0.03	0.180	0.156	0.121		

Fig. 10 Response spectrum and elastic design spectrum acquired from stations 8002 and 8003 located in Osmaniye during the earthquakes



Within the scope of this study, the examined stations were the first 100 stations where the greatest ground acceleration (PGA) values were measured at AFAD stations after the Kahramanmaraş

Pazarcık earthquake with M_w 7.7 magnitude, Gaziantep Nurdağı earthquake with M_w 6.6 magnitude, Kahramanmaraş Elbistan earthquake with M_w 7.6 magnitude and Hatay Yayladağı earthquake with magnitude M_w 6.4. Elastic design spectrum were prepared according to TBEC-2018 principles by using response spectrum with a 5% damping rate using ground accelerations and ground classes corresponding to $(V_s)_{30}$ values at each relevant station. When the obtained response spectrum are compared with the elastic design spectrum, it is shown that there is no exceedance in Kilis, there is partial exceedance in Adana, Diyarbakır, and Osmaniye, but there are serious exceedances in Adıyaman, Gaziantep, Hatay, Malatya, and Kahramanmaraş. The peak level of destruction occurred in Hatay and Kahramanmaraş provinces. The spectrum accelerations obtained for these provinces are approximately 5 times the spectral acceleration value defined in the regulation. Accordingly, the necessity of urgently updating the Türkiye Earthquake Hazard Map has emerged.

3. Causes of Damages in RC Residential Buildings

In the seismic zone, 87% of the buildings are RC structures which generally have frame systems with columns, beams, and floors. Earthquake damage has always been an interesting topic for researchers to guide their future studies and learn from the past. RC structure damages can generally be examined under two main headings: mistakes in the design phase and application phase. In this section, the RC structure damages in the provinces affected by the earthquakes centered in Kahramanmaraş are discussed in detail under the relevant headings.

3.1. Soft/weak story damages

The ground floors of buildings in city center of Turkey are mostly commercial areas. Removing the infill walls to create a larger area on these floors reduces the rigidity of the load-bearing systems.

This situation causes large displacements on the floor due to seismic forces. Figure 11 shows buildings damaged due to soft story in Kahramanmaraş, Gaziantep, and Hatay provinces. Collapse due to the presence of soft story is one of the damage types frequently observed in many earthquakes that have occurred in recent years [43]. Soft story irregularity does not always mean poor performance. However, if the ductility demands are not met in the design and the inter-story drifts are not limited, a local collapse mechanism or a story failure mechanism may occur.

Fig. 11 Observations of damage due to soft/weak story irregularity



(a)Kahramanmaraş



(b)Gaziantep-Nurdağı



(c)Hatay

3.2. Infill wall damages

Infill wall damage is the most observed type of damage in RC buildings in Turkey. This damage consists of interface cracking, diagonal cracking, and crushing at the frame boundary interfaces. Figure 12 shows infill wall damage examples observed in Adana, Osmaniye, Hatay, and Gaziantep provinces. Although infill walls are not considered as structural elements in practice, their dynamic behavior is crucial because they interact with the RC system. Considering the damage suffered by infill walls after the earthquake, it is obvious that they contribute to energy absorption and horizontal load resistance.

Fig. 12 Observations of infill wall damages



3.3. Damages caused by heavy overhangs

The upper floor plan areas of some buildings differ significantly due to the presence of overhangs. Overhangs made using cantilever beams that carry heavy wall loads are elements that pose a danger to structures in every earthquake. There is no vertical load-bearing element to prevent the lateral translation of the walls on the cantilever beams. For this reason, severe overhang damage occurs. Figure 13 shows the damages caused by heavy overhangs in Osmaniye and Kahramanmaraş provinces. In addition, during an earthquake, cantilever beams suffer serious damage because they lack sufficient rigidity. In areas with overhangs, beams are frequently not built due to architectural concerns, resulting in a lack of beam-column joints. This situation negatively affects the load transfer mechanism. Damages may occur in overhangs due to vertical earthquake accelerations.

Fig. 13 Heavy overhang damages



(a) Osmaniye



(b) Kahramanmaraş

3.4. Column and shear wall damages

The columns and shear walls that make up the vertical load-bearing system are crucial elements in terms of maintaining the stability of the structure during the earthquakes. To absorb the shear force that may occur during the earthquake, there must be used sufficient amount, diameter and spacing of stirrups, and concrete with sufficient strength. The wall damages usually occur as X-shaped shear cracks. These damages increase proportionally with the number of floors and height of the building. If the shear wall is weak and the end area is strong, shear cracks occur in the body area. If the column end members are weak and there is no stirrup tightening, large pressure forces occur in the columns due to buckling of the shear wall. Therefore, compressive forces may cause crushing. In addition, insufficient tightening results in buckling of the longitudinal reinforcement in both elements. Columns and shear walls damages observed during field studies are presented in Figure 14.

Fig. 14 Columns and shear walls damages



3.5. Damages caused by structural system irregularities

Structural system selection of RC structures is crucial in terms of earthquake behavior. The presence of a sufficient number and size of vertical load-bearing elements in the system increases the horizontal resistance capacity. In addition, the symmetrical, regular, and continuous bearing elements are among the most important parameters of earthquake-resistant building design. It is important for the structure load transfer system that the columns and shear walls are approximately equal in both directions in the plan and that the columns are surrounded by beams in both directions. Additional shear walls must be placed to prevent the shear walls placed around elevators and stairs from moving the center of rigidity away from the center of mass. Figure 15 shows the structural system irregularities of RC structures built in seismic zones. The fact that the geometric plans preferred in these buildings are not simple, regular, and symmetrical and the lack of continuous axes are the problems that are noticeable at first glance.

Fig. 15 Examples of buildings with structural system irregularities



(a)Adana



(b)Kahramanmaraş



(c)Osmaniye

3.6. Strong beam-weak column damages

Beams are required to undergo deformation before columns to ensure that the structures remain stable under horizontal loads. In order to ensure the strong column weak beam principle, TBEC-2018 requires the column capacity to be at least 20% more than the total capacity of the beams connected to that column, which is one of the main principles of ductile design. Due to some architectural requirements and different reasons, the beams may be larger than the column and are built together with the floor, resulting in high bearing capacity. Column damages before the beams directly affect the stability of the entire structure. For this reason, beams must be designed to be more ductile than columns. In this case, under dynamic influence, the columns undergo plastic hinges before the beams, resulting in partial or total collapse. Damages caused by strong beams and weak columns observed in Hatay and Kahramanmaraş provinces are given in Figure 16.

Fig. 16 Strong beam-weak column damages



(a) Osmaniye



(b) Kahramanmaraş

3.7. Short-column damages

In buildings, the short column effect occurs during an earthquake due to ribbon windows, discontinuities in floor beams, and non-load-bearing rigid elements shortening the effective length of columns. The decrease in the net height of the column and the increase in lateral stiffness cause it to be exposed to more than the expected shear force. This may cause serious shear damage to the columns. Short-column damages observed in the seismic zone are presented in Figure 17.

Fig. 17 Short column damages



3.8. Improper expansion joint damages

In our country, there are many adjacent buildings with insufficient expansion joint distances due to architectural and economic reasons. The floor height, building weight, and stiffness of adjacent regular structures differ the dynamic characteristics of the structures. This situation distances the dynamic periods of the structures from each other. These structures with different dynamic behaviors collide with each other due to insufficient joint distance during an earthquake is called the hammering effect. Hammering damages were encountered in many places during field studies, the damages are presented in Figure 18.

Fig. 18 Damages due to insufficient joint distances



(a)Adana



(b)Kahramanmaraş



(c)Hatay

3.9. Corner column damages

The damage type suffered by unconfined columns that cannot be connected to the frame system of the building due to heavy overhangs during the earthquake is called corner column damage. This damage type usually occurs as a chain collapse of the section around the corner column from the upper floors to the lower floors. Due to the high slab bending capacity, this type of damage can sometimes spread to other parts of the building. Figure 19 shows corner column damage types observed in Adana, Hatay, and Gaziantep provinces.

Fig. 19 Corner column damages



(a)Adana



(b)Gaziantep-Nurdağı



(c)Hatay

3.10. Inadequate stirrup properties and over-lapping length damages

All earthquake regulations from the 1975 earthquake regulation to the present day have focused on the arrangement of stirrups. There are various limitations in the regulations on stirrup densification spacing and length, hook angles, and number of arms. In many cities affected by the Kahramanmaraş earthquakes, the primary reason for structural damages is the improper stirrup properties. It has been determined that the longitudinal reinforcements of many new buildings built in 2018 and later were buckled due to insufficient stirrup spacing and hook angles in the connections from the basement shear wall to the ground floor column. In addition, overlapping and interlocking lengths are crucial to ensure continuity between floors.

During the earthquake, it was observed that sufficient adherence could not be achieved due to short and insufficient stirrup usage at overlaps, and the reinforcement was stripped, resulting in structural damage and collapse (Figure 20). While stirrup hook angles were specified as 135° in all regulations from 1975 onwards, the hook angles in many structures were 90° (Figure 20c). Additionally, shear cracks were observed in many structural elements due to the presence of insufficient stirrups in the densification areas. These deficiencies prevented the ductile behavior and caused the brittle damage presented below (Figure 21).

Fig. 20 Improper over-lapping and stirrup hook angle



(a)Adana



(b)Osmaniye



(c)Kahramanmaraş

Fig. 21 Inadequate stirrup spacing



3.11. Column-beam joint damages

During seismic events, the effects of horizontal forces are concentrated in the column-beam joints. In this case, shear stresses and bending moments occurring in the joint areas may reach limit values. Column-beam joint areas must have sufficient strength and ductility to absorb these effects and consume earthquake energy. Serious damages may occur in the joint areas due to the poor concrete and improper stirrup arrangement. During field studies, many column-beam joint damages were observed (Figure 22). Damages occurring in the column-beam joints may cause partial or total collapse of the structures.

Fig. 22 Column-beam joint damages



3.12. Beam damages

Flexural and shear cracks are frequently encountered in beams. The basis of these damages is due to inadequate stirrup, longitudinal reinforcement arrangement and inadequate overlapping

length. In addition, the cracks occur in the support region due to the stud beams, which are frequently encountered especially in residential-type buildings. Figure 23 shows the beam damages occurring in Osmaniye, Hatay, Gaziantep, and Kahramanmaraş provinces.

Fig. 23 Beam damages



3.13. Application phase mistakes

One of the most important factors in the earthquake behavior of RC structures is concrete quality. The concrete strength accepted in the project may deviate due to reasons such as the use of dirty materials in concrete, inappropriate grain size, and distribution, adding extra water during the concrete pouring stage, and careless workmanship. During field studies, traces of carbonation were frequently found in porous and hand-crumble concretes with high permeability in Adana, Kahramanmaraş, and Gaziantep provinces. In addition, in the examinations carried out, especially in areas close to the sea and river shores, concretes using large flat-round shaped aggregate particles were found (Figure 24).

Fig. 24 Damage due to insufficient concrete strength and improper aggregate usage



The most important element required for RC to exhibit a composite structure behavior is to ensure full adherence between concrete and reinforcement. In this case, there will be a constant force transfer between the concrete and the reinforcement, working together. The corrosion is frequently seen in coastal cities, on building exteriors and basements, or in the reinforcement of RC elements where salty sea sand is used. corrosion was generally found in the reinforcement of the load-bearing elements in the basement and on the exterior. Especially in the Adana-Çukurova region, corrosion has been frequently encountered due to the high groundwater level and humidity level of the air in the region. The corroded reinforcements reached a brittleness that could be crumbled by hand, their diameters decreased, and they lost ductile behavior property. Additionally, the stirrups that lost their function during the earthquake opened/ruptured and caused buckling in the longitudinal reinforcement of the columns (Figure 25). The investigations reveal that the thickness of the cover should be evaluated by taking into account the environmental conditions in the region of the building. In addition, the importance of drainage and bundling processes was also revealed in this earthquake.

Fig. 25 Corrosion damages

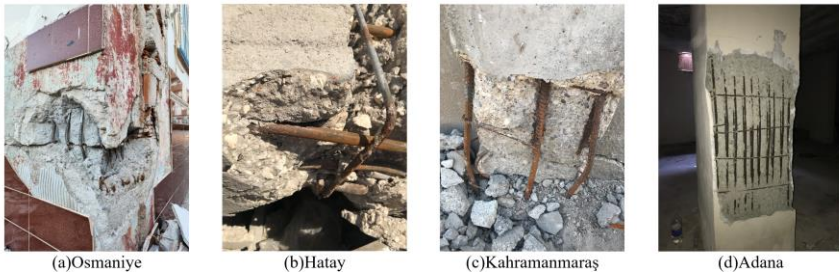


RC structures are generally damaged due to materials, workmanship, soil type, incorrect design, lack of inspection, and lack of necessary maintenance and repair. For this reason, the structures must be flawlessly designed, constructed, and implemented. When the structures that were damaged and collapsed during the earthquakes were examined, workmanship mistakes were found at all stages, especially in concrete and reinforcement workmanships. In Figure 26a and b, it is observed that the installation pipes were passed through the beam, causing severe damage to the beam. Figure 26c shows the cold joints and corroded reinforcements that occurred because of careless stair landing and stair arm connection observed in Kahramanmaraş province. In addition, damage due to the lack of reinforcement in the lower areas of the stairs where connected to the landing is frequently observed. The placement of longitudinal reinforcements, their quantities, and surrounding them with stirrups are crucial. Figure 26d shows the damage caused by longitudinal reinforcement that is not surrounded by stirrups due to workmanship mistakes. Due to the use of stirrups with insufficient spacing, incorrect hook angle and length, non-ductile behavior, and shear fractures occur in the carrier system elements. Figure 27 shows damage caused by incorrect hook angle and excessive stirrup spacing.

Fig. 26 Workmanship mistakes



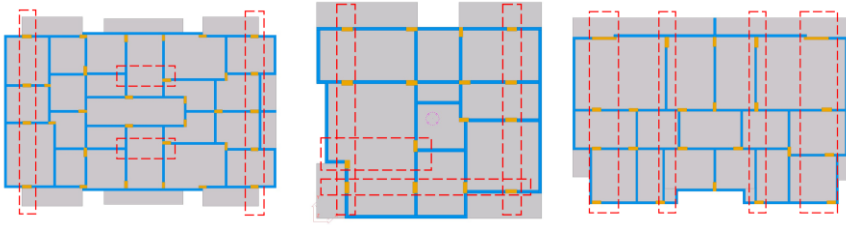
Fig. 27 Incorrect stirrup hook angle and buckling of longitudinal reinforcement



3.14. Load bearing system discontinuity

For seismic loads to be safely carried, continuous frame systems should be constructed, and load-bearing elements must be fully connected. Discontinuities in the load-bearing system may occur in structures due to architectural concerns or engineering negligence. Past earthquakes have clearly demonstrated the destructive effects of such discontinuities. Field investigations conducted after the Kahramanmaraş earthquakes and the obtained formwork plans indicate that such discontinuities are widespread and have significantly contributed to the collapse of structures. (Figure 28)

Figure 28 Load-Bearing System Discontinuities Observed in the Kahramanmaraş Earthquakes

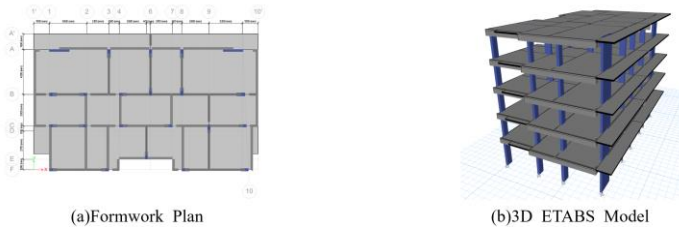


4. Case Study of the Building Damaged in the Pazarcık Earthquake

The building in examination, which was designed in compliance with the 1975 Turkish Earthquake Code and constructed in 1990, collapsed during the earthquake that occurred on February 6, 2023. The structure consists of a ground story and four normal story, with a total height of 15.3 meters. The height of the ground story is 3.7 meters, while the other stories have a height of 2.9 meters each. The ground story is designated for commercial use. The formwork plan and 3D ETABS model of the structure are presented in Figures 1. The structure was modeled in the ETABS program based on the existing archival project. The concrete class of the structure was determined through core samples taken from the building. In Turkey, older structures with ground stories designated for commercial use typically exhibit infill wall ratios between consecutive stories that do not comply with the thresholds defined in the building codes. This situation increases the likelihood of weak/soft story irregularity occurring in the examined structure. Despite the structural design indicating a concrete class of C14, tests conducted on core samples demonstrated that the existing concrete strength is merely 8 MPa. The rebar class was determined as S220. Upon examining the formwork plan presented in Figure 29, it is evident that frame discontinuities are present. In addition, significant variations in column dimensions were identified; while the columns

on the ground story have a cross-section of 30/80 cm, they were observed to reduce to 25/50 cm on the upper stories. The structure's period in the x-direction is 0.972 seconds, with a modal participation ratio of 78.5%, and in the y-direction, it is 1.374 seconds, with a participation ratio of 81.7%.

Figure 29 Structure Model: Formwork Plan of the Investigated Structure - 3D ETABS Model of the Investigated Building



4.1. Determination of nonlinear behavior of structural elements (Plastic Hinge Hypothesis)

In the nonlinear analysis of structures, lumped and distributed plastic hinge models are utilized to model the nonlinear behavior of structural elements (Figure 30). These models are based on the assumption that nonlinear deformations are typically concentrated at the ends of the elements or within a specific region. The plastic hinge length (L_p) is assumed to be equal to half of the cross-sectional dimension in the direction of interest (h) ($L_p \approx 0.5h$) (TBEC 2018). The lumped plastic hinge model is preferred for cases where damage is concentrated at the ends of the elements rather than distributed along their length, while the distributed plastic hinge model is used for situations where damage is spread throughout the element or over a specific portion of its length (Deierlein et al. 2010). In the nonlinear analysis of frame structures, lumped plasticity has long been an accepted method; however, with advancements in computer technology, the distributed plasticity approach has also gained significance and its application has expanded.

Fig. 30 Nonlinear Behavior Models for Structural Analysis

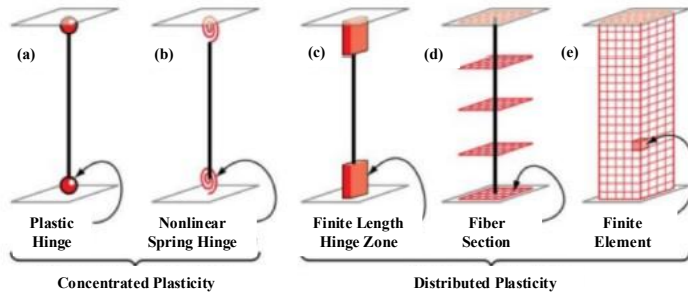
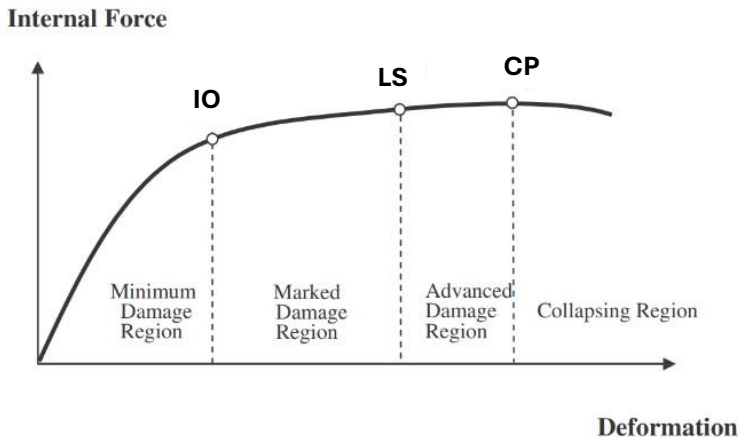


Figure 31 illustrates the three fundamental limits in plastic hinges: Immediate Occupancy (IO), Life Safety (LS), and Collapse Prevention (CP). The Immediate Occupancy limit defines the point at which the element transitions from elastic behavior to plastic deformation. The Life Safety limit represents the boundary within which the element can safely sustain its strength while exhibiting plastic behavior. The Collapse Prevention limit marks the final stage where the element completely loses its functionality and is at risk of failure.

Figure 31 Accepted Damage Regions for Plastic Hinges



4.2. Nonlinear time history analysis for the investigated building

The acceleration records of the earthquake that occurred on February 6, 2023, were obtained from Station 3126, the closest station to the structure (Figure 32). The acceleration-time, velocity-time, and displacement-time graphs, along with the response spectrum plots, are shown in Figures 33-8. The East-West, North-South, and vertical components obtained from Station 3126 were directly applied to the structure in the ETABS program. All three components were simultaneously imposed on the structure at the same time. By rotating the horizontal components by 90°, the analysis was conducted again, and the worst-case scenario was determined and reported. The results obtained within the scope of the study were evaluated in terms of story displacements, story drift, story forces, story accelerations, torsional irregularity, and performance-based design parameters. In the structural analysis, the lumped plasticity hinge model available in the ETABS software was adopted as the plastic hinge model. Within the scope of this model, the nonlinear behavior of structural elements was modeled in accordance with the acceptance criteria specified in the ASCE 41-13 standard. These criteria are defined based on the limit values and performance levels provided in Table 10-7 for beams and Table 10-8 for columns in the ASCE 41-13.

Figure 32 The Distance Between the Structure and the Accelerograph Station



Figure 33 East-West Component of the Record Obtained from Station 3126

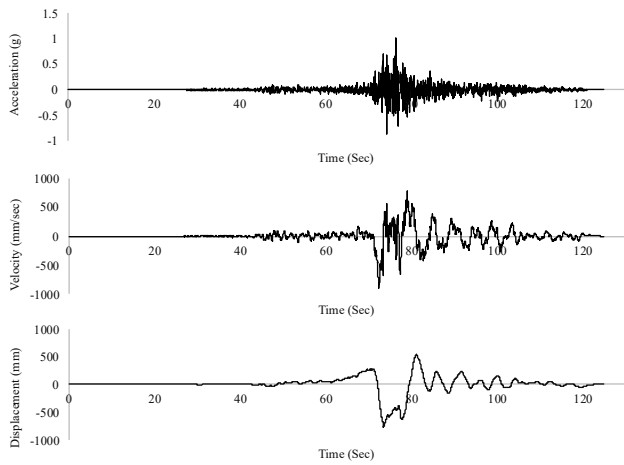


Figure 34 North-South Component of the Record Obtained from Station 3126

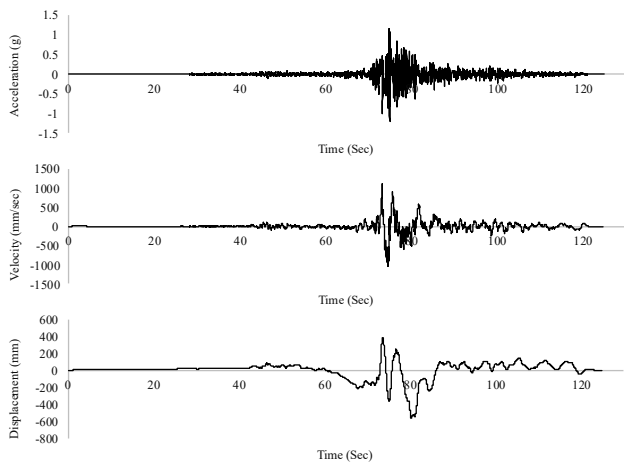


Figure 35 Vertical Component of the Record Obtained from Station 3126

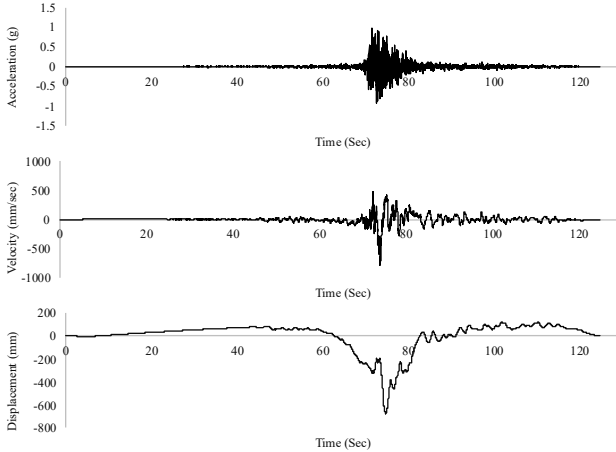
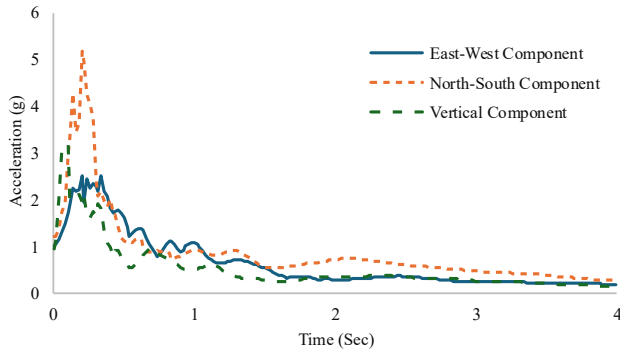


Figure 36 Response Spectra of the Acceleration Record Components



4.3. Results of the time history analysis

When examining the story displacements, it was determined that the displacement values at the roof level of the structure exceeded 400 mm (Figure 37). In terms of story drifts, it was observed that the drift ratio reached nearly twice the critical threshold of 2% (Figure 38). The acceleration experienced at the roof level was found to be above 4g (Figure 40). Additionally, torsional irregularity was identified in the structure, with the limit value of 1.2

specified in TBEC 2018 being exceeded by 21.5% (Table 12). When the performance analysis results are examined, it is concluded that the presence of two brittle column elements on each story increases the risk of collapse of the structure. Additionally, significant damage was observed in the beam elements due to inadequate column-beam connections (Table 13-Figure 41).

Figure 37 Story Displacements

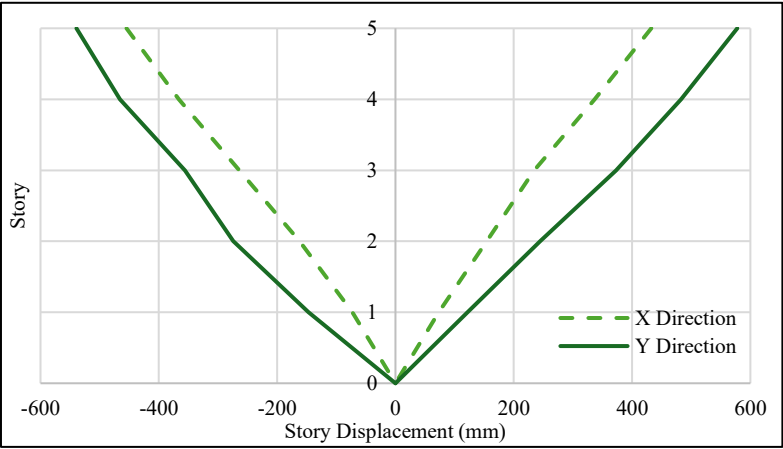


Figure 38 Story Drifts

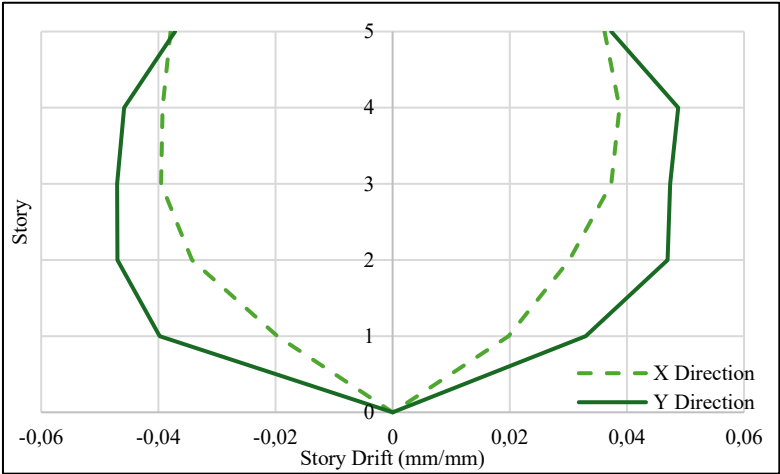


Figure 39 Story Forces (Shear Forces)

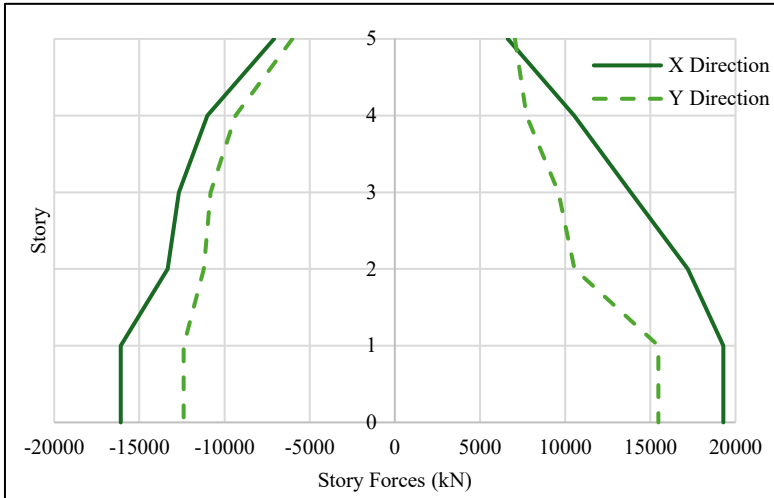


Figure 40 Story Accelerations

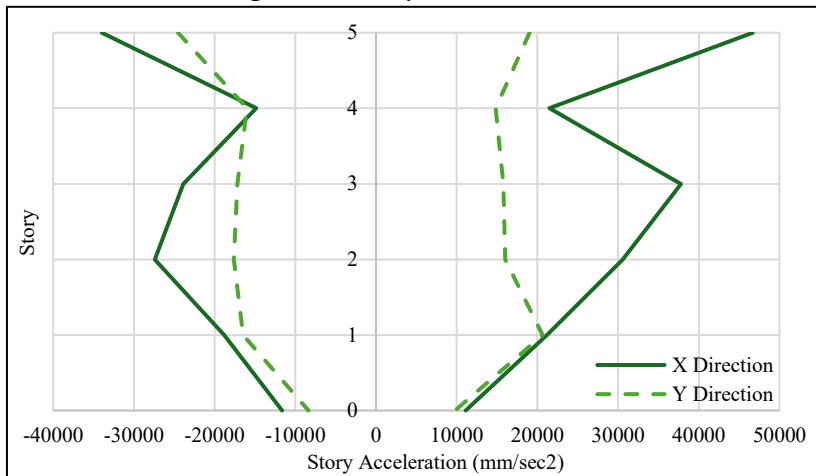


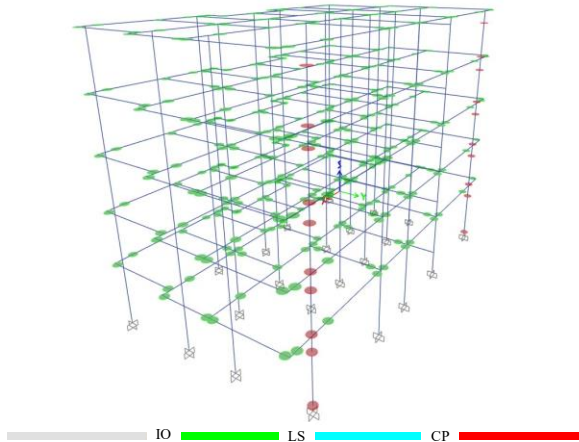
Table 12 Torsional Irregularity Is Checked According to TBEC 2018

Story	X Direction				Y Direction			
	Max Drift	Max Avg Drift	Ratio	Check	Max Drift	Max Avg Drift	Ratio	Check
5	104.91	71.901	1.46	✗	108.25	94.99	1.14	✓
4	112.36	83.633	1.34	✗	141.42	129.79	1.09	✓
3	108.28	91.621	1.18	✓	137.51	135.24	1.017	✓
2	87.58	79.981	1.09	✓	136.17	127.7	1.07	✓
1	73.30	64.045	1.14	✓	121.95	107.59	1.13	✓

Table 13 Performance Based Design Results

Story	Column				Beam			
	<IO	IO to LS	LS to CP	CP<	<IO	IO to LS	LS to CP	CP<
5	19	1	0	2	0	48	0	0
4	17	3	0	2	0	48	0	0
3	17	3	0	2	0	48	0	0
2	18	2	0	2	0	48	0	0
1	20	0	0	2	0	48	0	0

Figure 41 Performance Levels of Structural Elements



5. Discussion and Evaluation

Population percentages of the provinces located in the seismic zone are presented in Figure 42. The provinces located in the seismic zone cover 16.4% of the country's population (Figure 43). Among these provinces, the province with the most population is Adana, and the least populated is Kilis.

Fig. 42 Population percentages of the provinces in the seismic zone [46]

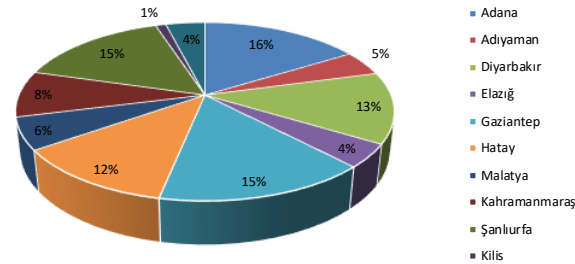
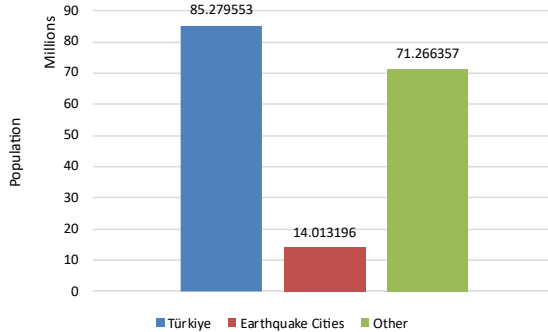


Fig. 43 Seismic zone population compared to the rest of the country [46]



The ratios of the buildings in the provinces affected by the earthquake according to intended use are given in Figure 44. Accordingly, 89.1% of the 2.618.697 registered buildings are residential, 6.2% are workplaces, 2.8% are public and 1.9% are other buildings. Province-based percentages of structures affected by the

earthquake are given in Figure 45. Accordingly, the province with the most buildings is Adana, and the provinces with the least buildings are Osmaniye and Kilis.

Fig. 44 Building types in the seismic zone [47]

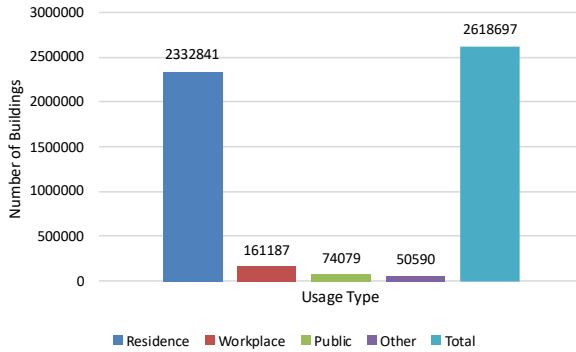
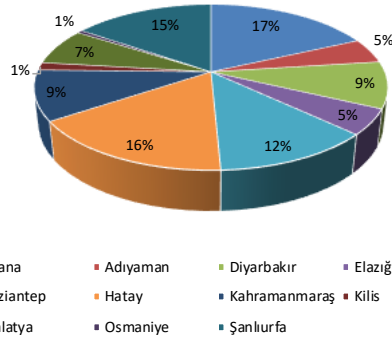


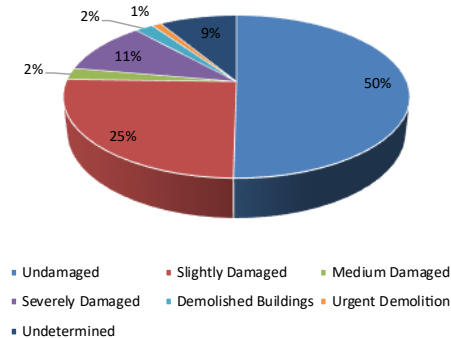
Fig. 45 Province based percentages of buildings in the seismic zone [47]



Immediately after the earthquake, damage assessment studies were carried out by the Ministry of Environment, Urbanization, and Climate Change. Figure 46 shows the percentages of the structural conditions obtained in the damage assessment study conducted on March 6, 2023. However, approximately 50% of the structures in the region could not be identified initially. According to the findings, 2% of the buildings were found to be undamaged, 25% were slightly

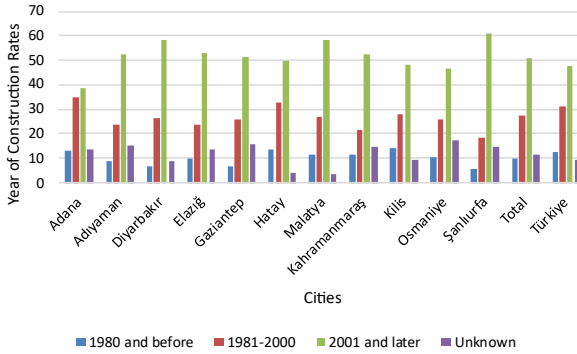
damaged, 2% were moderately damaged, 11% were heavily damaged, 9% were destroyed, and 1% were to be demolished urgently.

Fig. 46 Damage assessment status [48]



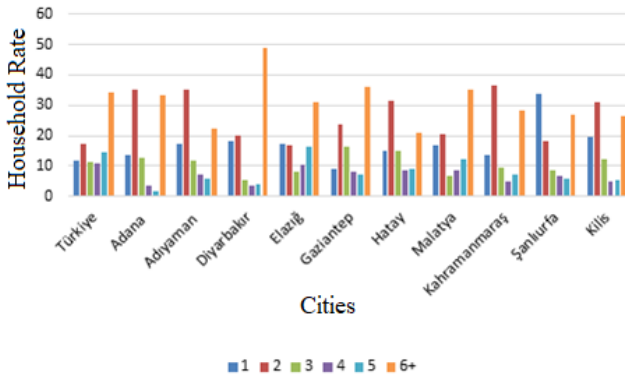
The construction date of building is a substation parameter in the building evaluation because that determines if deformed reinforcement and ready-mixed concrete technology were used. Also, according to construction date, which earthquake regulation was followed and whether the building inspection system was applied are known. The ratios of the buildings in the provinces in the seismic zone according to their construction dates are presented in Figure 47. In all provinces, most of the building stock consists of buildings built in 2001 and later. Considering the total region, the ratio of buildings built in 2001 and later was 51.1%, while before 2001 it was 37.6%. The year of construction of 11.3% of the buildings is unknown. According to all these ratios, considering the previously mentioned parameters that make the year of construction important, approximately half of the buildings in the region are at risk of not being earthquake resistant.

Fig. 47 Ratios of construction years [49]



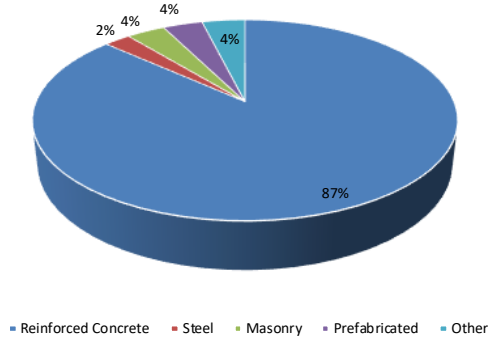
The graph showing the household rates depending on the number of building floors in Türkiye and the provinces in the seismic zone is presented in Figure 48. Approximately 35% of the country's population lives in buildings with 6 or more floors. Among the provinces in the seismic zone, Diyarbakır ranks first in terms of the number of households living in buildings with 6 or more floors, with 49%. Diyarbakır is followed by Gaziantep and Malatya, respectively. Şanlıurfa is the only province where the ratio of single-story buildings exceeds multi-story buildings. Şanlıurfa is the province with the peak density of low-rise construction in the seismic zone.

Fig. 48 Household rate according to story number [49]



The building stock of the region consists of an 87% RC structural system. The RC system is followed by masonry, prefabricated, other, and steel (Figure 49).

Fig. 49 Structural systems in seismic zone [47]



According to damage assessment studies, province-based detection situations are given in Figure 50 in quantity and Figure 51 in proportion. According to the graphs, it can be seen that the greatest destruction and heavily damaged structures are in the provinces of Hatay, Kahramanmaraş, Malatya, and Adıyaman.

Fig. 50 Damage assessment status of buildings in the seismic zone [48]

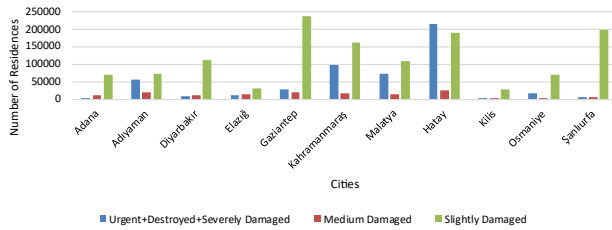
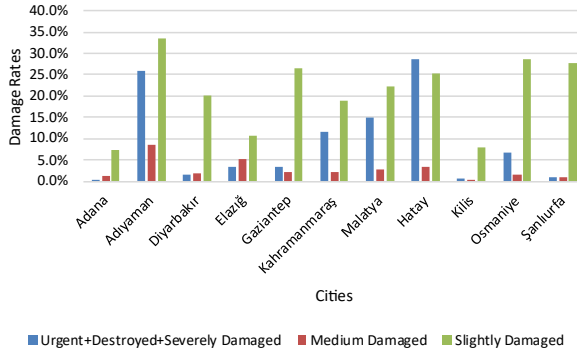


Fig. 51 Damage situation of provinces affected earthquake [48]



According to the data of the Ministry of National Education, there are a total of 11.699 educational institutions in the earthquake region. 21.4% of the country's student population study and 19.1% of the country's teachers work in these institutions. According to the data of the Council of Higher Education, there are a total of 15 universities in the region. A total of 340.222 students, 17.002 academic staff, and 26.668 administrative staff work in these universities. Within the scope of damage assessment studies for universities, the total number of collapsed buildings in the region is 9, the number of heavily damaged buildings is 111, the number of moderately damaged buildings is 51, and the number of slightly damaged buildings is 358. A total of 281.007 m² constitutes the unusable area and 2.122.834 m² constitutes the area that needs to be strengthened.

6. Conclusion

As a result of detailed investigations carried out in the field after the 2023 Kahramanmaraş earthquakes, it was seen that the damages and destructions were caused by mistakes made in the design and application stages and the damage types were similar to the results obtained in previous earthquakes [44]. Structural defects

that cause destruction and damage in RC residential buildings can be listed as follows.

- The construction of commercial premises on the ground floor of buildings with high floor heights and without infill walls increases the risk of soft/weak story. The presence of soft/weak story, which is a common type of damage, causes destruction and severe damage in buildings due to inadequate design and deficiencies. It is known that the reduced lateral stiffness of the ground floor, which causes a weak story mechanism, increases the nonlinear shear demands [45]. It has been observed that ground floor collapses occur in many buildings, especially in Hatay and Kahramanmaraş, due to the formation of soft story, that is, weak columns, on the ground floors.
- In all our regulations since the 1975 Earthquake Regulation until today, it is stated that stirrup hooks must be 135° and the length of the stirrup hook is specified. During the field studies, it was observed that stirrup hooks were made 90° in almost all buildings completed before 2000 in the provinces examined. In addition, the iron preparations of some structures under construction in the seismic zone were observed, and it was observed that the construction of inappropriate stirrup hook angles was continued. Under the effect of the earthquake, the shell concrete disintegrated, the stirrup hooks were opened, and the longitudinal reinforcements were buckled due to the right-angled hooks and insufficiently spaced stirrups.

- It has been observed that the concrete quality is very low in collapsed and heavily damaged buildings. Aggregates with inappropriate shapes and gradations used in concrete reduce the quality of concrete.
- Buildings constructed adjacently with insufficient joint distances exhibit different dynamic behavior under the influence of earthquakes. Due to insufficient joint space, these structures hit each other during an earthquake and create a hammering effect.
- Proper application in the field is as important as the design and planning of the structures. Damages resulting from various workmanship mistakes were observed in all of the provinces examined in the earthquake region.
- In the examined structure, lateral displacements exceeding 400 mm at the roof level, story drift ratios reaching nearly twice the critical threshold of 2%, and peak accelerations above 4g at the top story clearly indicate that the structure surpassed the limits of ductile behavior and demonstrated inadequate seismic performance. The brittle failure behavior observed particularly in the corner columns negatively affected the overall stability of the structure and is considered one of the primary causes of its collapse. Due to deficiencies in the beam-column joint regions, damage in both beams and columns extended beyond the minimum damage threshold. Additionally, torsional irregularities—likely resulting from frame discontinuities—exceeded the TBEC 2018 code-defined limit of 1.2 by 21.5%, which adversely affected the behavior of the

load-bearing system and triggered localized failures due to the irregular distribution of seismic demands.

In addition, response spectra were prepared for 100 stations where the largest ground accelerations were read, and the results were compared by drawing elastic design spectrum according to TBEC2018 principles. The results obtained showed that earthquake demands were seriously exceeded in Adana, Diyarbakır, and Osmaniye, partly in Adıyaman, Gaziantep, Hatay, Malatya, and Kahramanmaraş. Considering these results, it is recommended to update the Türkiye Earthquake Hazard Map.

7. Acknowledgements

The authors gratefully acknowledge the support provided by the Scientific and Technological Research Council of Türkiye (TUBITAK), under the program called “1002-C Emergency Support Program for Reconnaissance Study Focusing on Natural Disasters”. Also, the authors gratefully acknowledge the Disaster and Emergency Management Authority (AFAD) of Turkey for providing the strong ground motion records of the stations through their official website.

8. References

- [1] T.R. Presidential Strategy and Budget Directorate, <https://www.sbb.gov.tr/> (accessed May 27, 2024).
- [2] INSARAG-2023, Team Leaders and Working Groups Meeting 2023 – INSARAG, <https://www.insarag.org/insarag-team-leaders-and-working-groups-meeting-2023-2/> (accessed May 27, 2024).
- [3] G. Dogan, A.S. Ecemis, S.Z. Korkmaz, M.H. Arslan, H.H. Korkmaz, Buildings Damages after Elazığ, Turkey Earthquake on

January 24, 2020, Nat. Hazards 109 (2021) 161–200. <https://doi.org/10.1007/s11069-021-04831-5>.

[4] M.H. Arslan, H.H. Korkmaz, What is to be learned from damage and failure of reinforced concrete structures during recent earthquakes in Turkey?, Eng. Fail. Anal. 14 (2007) 1–22. <https://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S135063070600029X> (accessed May 27, 2024).

[5] A. Doğangün, Performance of reinforced concrete buildings during the May 1, 2003 Bingöl Earthquake in Turkey, Eng. Struct. 26 (2004) 841–856. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2004.02.005>.

[6] E. Işık, F. Avcil, A. Büyüksaraç, R. İzol, M. Hakan Arslan, C. Aksoylu, E. Harirchian, O. Eyisüren, E. Arkan, M. Şakir Güngür, M. Günay, H. Ulutaş, Structural damages in masonry buildings in Adıyaman during the Kahramanmaraş (Türkiye) earthquakes (Mw 7.7 and Mw 7.6) on 06 February 2023, Eng. Fail. Anal. 151 (2023) 107405. <https://doi.org/10.1016/j.engfailanal.2023.107405>.

[7] A. Demir, E. Celebi, H. Ozturk, Z. Ozcan, A. Ozocak, E. Bol, S. Sert, F.Z. Sahin, E. Arslan, Z. Dere Yaman, M. Utkucu, N. Mert, Destructive impact of successive high magnitude earthquakes occurred in Türkiye’s Kahramanmaraş on February 6, 2023, Bull. Earthq. Eng. (2024). <https://doi.org/10.1007/s10518-024-01865-5>.

[8] M.L. Ivanov, W.-K. Chow, Structural damage observed in reinforced concrete buildings in Adıyaman during the 2023 Türkiye Kahramanmaraş Earthquakes, Structures 58 (2023) 105578. <https://doi.org/10.1016/j.istruc.2023.105578>.

[9] F. Akar, E. Işık, F. Avcil, A. Büyüksaraç, E. Arkan, R. İzol, Geotechnical and Structural Damages Caused by the 2023 Kahramanmaraş Earthquakes in Gölbaşı (Adıyaman), Appl. Sci. 14 (2024) 2165. <https://doi.org/10.3390/app14052165>.

- [10] H. Sezen, A.S. Whittaker, Seismic performance of industrial facilities affected by the 1999 Turkey earthquake, *J. Perform. Constr. Facil.* 20 (2006) 28–36. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0887-3828\(2006\)20:1\(28\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0887-3828(2006)20:1(28)).
- [11] M.H. Arslan, H.H. Korkmaz, F.G. Gulay, Damage and failure pattern of prefabricated structures after major earthquakes in Turkey and shortfalls of the Turkish Earthquake code, *Eng. Fail. Anal.* 13 (2006) 537–557. <https://doi.org/10.1016/j.engfailanal.2005.02.006>.
- [12] Z. Celep, A. Erken, B. Taskin, A. Ilki, Failures of masonry and concrete buildings during the March 8, 2010 Kovancılar and Palu (Elazığ) Earthquakes in Turkey, *Eng. Fail. Anal.* 18 (2011) 868–889. <https://doi.org/10.1016/j.engfailanal.2010.11.001>.
- [13] B. Taskin, A. Sezen, U.M. Tugsal, A. Erken, The aftermath of 2011 Van earthquakes: evaluation of strong motion, geotechnical and structural issues, *Bull. Earthq. Eng.* 11 (2013) 285–312. <https://doi.org/10.1007/s10518-012-9356-9>.
- [14] A. Bayraktar, A.C. Altunişik, M. Pehlivan, Performance and damages of reinforced concrete buildings during the October 23 and November 9, 2011 Van, Turkey, earthquakes, *Soil Dyn. Earthq. Eng.* 53 (2013) 49–72. <https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2013.06.004>.
- [15] A. Bayraktar, A.C. Altunişik, M. Muvafık, Field Investigation of the Performance of Masonry Buildings during the October 23 and November 9, 2011, Van Earthquakes in Turkey, *J. Perform. Constr. Facil.* 30 (2016) 04014209. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)CF.1943-5509.0000383](https://doi.org/10.1061/(ASCE)CF.1943-5509.0000383).
- [16] G. Milani, Lesson learned after the Emilia-Romagna, Italy, 20–29 May 2012 earthquakes: A limit analysis insight on three masonry churches, *Eng. Fail. Anal.* 34 (2013) 761–778. <https://doi.org/10.1016/j.engfailanal.2013.01.001>.

- [17] H.B. Ozmen, M. Inel, E. Akyol, B.T. Cayci, H. Un, Evaluations on the relation of RC building damages with structural parameters after May 19, 2011 Simav (Turkey) earthquake, *Nat. Hazards* 71 (2014) 63–84. <https://doi.org/10.1007/s11069-013-0900-y>.
- [18] E. Damcı, R. Temur, G. Bekdaş, B. Sayin, Damages and causes on the structures during the October 23, 2011 Van earthquake in Turkey, *Case Stud. Constr. Mater.* 3 (2015) 112–131.
- [19] E. Uckan, B. Akbas, J. Shen, R. Wen, K. Turandar, M. Erdik, Seismic performance of elevated steel silos during Van earthquake, October 23, 2011, *Nat. Hazards* 75 (2015) 265–287. <https://doi.org/10.1007/s11069-014-1319-9>.
- [20] G. Milani, M. Valente, Failure analysis of seven masonry churches severely damaged during the 2012 Emilia-Romagna (Italy) earthquake: Non-linear dynamic analyses vs conventional static approaches, *Eng. Fail. Anal.* 54 (2015) 13–56. <https://doi.org/10.1016/j.engfailanal.2015.03.016>.
- [21] A. Demir, T.Y. Altiok, Numerical assessment of a slender structure damaged during October 30, 2020, İzmir earthquake in Turkey, *Bull. Earthq. Eng.* 19 (2021) 5871–5896.
- [22] E. Sayın, B. Yön, O. Onat, M. Gör, M.E. Öncü, E. Tuğrul Tunç, D. Bakır, M. Karaton, Y. Calayır, 24 January 2020 Sivrice-Elazığ, Turkey earthquake: geotechnical evaluation and performance of structures, *Bull. Earthq. Eng.* 19 (2021) 657–684. <https://doi.org/10.1007/s10518-020-01018-4>.
- [23] R. Temür, E. Damcı, S. Öncü-Davas, C. Öser, S. Sarğın, Ç. Şekerci, Structural and geotechnical investigations on Sivrice earthquake ($M_w = 6.8$), January 24, 2020, *Nat. Hazards* 106 (2021) 401–434. <https://doi.org/10.1007/s11069-020-04468-w>.

- [24] M. Günaydin, B. Atmaca, S. Demir, A.C. Altunişik, M. Hüsem, S. Adanur, Ş. Ateş, Z. Angin, Seismic damage assessment of masonry buildings in Elazığ and Malatya following the 2020 Elazığ-Sivrice earthquake, Turkey, *Bull. Earthq. Eng.* 19 (2021) 2421–2456. <https://doi.org/10.1007/s10518-021-01073-5>.
- [25] H. Bilgin, N. Shkodrani, M. Hysenlliu, H. Baytan Ozmen, E. Isik, E. Harirchian, Damage and performance evaluation of masonry buildings constructed in 1970s during the 2019 Albania earthquakes, *Eng. Fail. Anal.* 131 (2022) 105824. <https://doi.org/10.1016/j.engfailanal.2021.105824>.
- [26] N. Ademović, M. Toholj, D. Radonić, F. Casarin, S. Komesar, K. Ugarković, Post-Earthquake Assessment and Strengthening of a Cultural-Heritage Residential Masonry Building after the 2020 Zagreb Earthquake, *Buildings* 12 (2022) 2024. <https://doi.org/10.3390/buildings12112024>.
- [27] N. Caglar, I. Vural, O. Kirtel, A. Saribiyik, Y. Sumer, Structural damages observed in buildings after the January 24, 2020 Elazığ-Sivrice earthquake in Türkiye, *Case Stud. Constr. Mater.* 18 (2023) e01886. <https://doi.org/10.1016/j.cscm.2023.e01886>.
- [28] Y.-Y. Ko, C.-C. Tsai, J.-H. Hwang, Y.-W. Hwang, L. Ge, M.-C. Chu, Failure of engineering structures and associated geotechnical problems during the 2022 ML 6.8 Chihshang earthquake, Taiwan, *Nat. Hazards* 118 (2023) 55–94. <https://doi.org/10.1007/s11069-023-05993-0>.
- [29] İ. Kazaz, Ö. Avşar, A. Dilsiz, Importance of building inspection on the seismic response of a severely damaged RC structure during the February 6, 2023 Kahramanmaraş earthquake sequence, *Eng. Fail. Anal.* 162 (2024) 108410. <https://doi.org/10.1016/j.engfailanal.2024.108410>.

- [30] E. Işık, F. Avcil, A. Büyüksaraç, R. İzol, M. Hakan Arslan, C. Aksoylu, E. Harirchian, O. Eyisüren, E. Arkan, M. Şakir Güngür, M. Günay, H. Ulutaş, Structural damages in masonry buildings in Adıyaman during the Kahramanmaraş (Türkiye) earthquakes (Mw 7.7 and Mw 7.6) on 06 February 2023, *Eng. Fail. Anal.* 151 (2023) 107405. <https://doi.org/10.1016/j.engfailanal.2023.107405>.
- [31] M. Ozturk, M.H. Arslan, G. Dogan, A.S. Ecemis, H.D. Arslan, School buildings performance in 7.7 Mw and 7.6 Mw catastrophic earthquakes in southeast of Turkey, *J. Build. Eng.* 79 (2023) 107810. <https://doi.org/10.1016/j.jobbe.2023.107810>.
- [32] E. Işık, F. Avcil, E. Arkan, A. Büyüksaraç, R. İzol, M. Topalan, Structural damage evaluation of mosques and minarets in Adıyaman due to the 06 February 2023 Kahramanmaraş earthquakes, *Eng. Fail. Anal.* 151 (2023) 107345. <https://doi.org/10.1016/j.engfailanal.2023.107345>.
- [33] B. Zengin, F. Aydin, The Effect of Material Quality on Buildings Moderately and Heavily Damaged by the Kahramanmaraş Earthquakes, *Appl. Sci.* 13 (2023) 10668. <https://doi.org/10.3390/app131910668>.
- [34] Ö. Yıldız, C. Kına, Geotechnical and Structural Investigations in Malatya Province after Kahramanmaraş Earthquake on February 6, 2023, *Bitlis Eren Üniversitesi Fen Bilim. Derg.* 12 (2023) 686–703. <https://doi.org/10.17798/bitlisfen.1282555>.
- [35] F. Avcil, E. Işık, R. İzol, A. Büyüksaraç, E. Arkan, M.H. Arslan, C. Aksoylu, O. Eyisüren, E. Harirchian, Effects of the February 6, 2023, Kahramanmaraş earthquake on structures in Kahramanmaraş city, *Nat. Hazards* 120 (2024) 2953–2991. <https://doi.org/10.1007/s11069-023-06314-1>.

[36] O. İnce, Structural damage assessment of reinforced concrete buildings in Adıyaman after Kahramanmaraş (Türkiye) Earthquakes on 6 February 2023, *Eng. Fail. Anal.* 156 (2024) 107799. <https://doi.org/10.1016/j.engfailanal.2023.107799>.

[37] S. Kocakaplan Sezgin, G.B. Sakcalı, S. Özen, E. Yıldırım, E. Avcı, B. Bayhan, N. Çağlar, Reconnaissance report on damage caused by the February 6, 2023, Kahramanmaraş Earthquakes in reinforced-concrete structures, *J. Build. Eng.* 89 (2024) 109200. <https://doi.org/10.1016/j.jobbe.2024.109200>.

[38] İ. Kocaman, Ö. Mercimek, M. Gürbüz, Y. Erbaş, Ö. Anıl, The effect of Kahramanmaraş earthquakes on historical Malatya Yeni Mosque, *Eng. Fail. Anal.* 161 (2024) 108310. <https://doi.org/10.1016/j.engfailanal.2024.108310>.

[39] E. Altunsu, O. Güneş, S. Öztürk, S. Sorosh, A. Sarı, S.T. Beeson, Investigating the structural damage in Hatay province after Kahramanmaraş-Türkiye earthquake sequences, *Eng. Fail. Anal.* 157 (2024) 107857. <https://doi.org/10.1016/j.engfailanal.2023.107857>.

[40] V. Kahya, A.F. Genç, F. Sunca, B. Roudane, A.C. Altunışık, S. Yilmaz, M. Günaydin, G. Dok, O. Kirtel, A. Demir, B. Aykanat, M.E. Arslan, A. Sarıbiyik, F. Aydın, B. Aslan, T. Sezdirmez, T. Tatar, M. Emiroğlu, B. Atmaca, S. Adanur, E. Ertürk Atmaca, O. Güleş, E. Demirkaya, H. Öztürk, T. Akgül, Evaluation of earthquake-related damages on masonry structures due to the 6 February 2023 Kahramanmaraş-Türkiye earthquakes: A case study for Hatay Governorship Building, *Eng. Fail. Anal.* 156 (2024) 107855. <https://doi.org/10.1016/j.engfailanal.2023.107855>.

[41] O.C. Celik, M.B.C. Ulker, C. Gocer, S. Guntepe, O. Koz, M.M. Eyupgiller, M. Aksu, A. Yaz, Multidisciplinary reconnaissance investigation covering structural, geotechnical, and architectural

based damage to mid-rise residential buildings following the February 6th, 2023 Kahramanmaraş, Türkiye earthquake doublets (Mw 7.8, Mw 7.6), Soil Dyn. Earthq. Eng. 182 (2024) 108738. <https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2024.108738>.

[42] Turkish Building Earthquake Code-2018 (TBEC), Ministry of Public Works and Settlement, Ankara.

[43] C. Scawthorn, The Marmara, Turkey Earthquake of August 17, 1999: Reconnaissance Report, in: Marmara Turk. Earthq. August 17 1999 Reconnaiss. Rep., 2000: pp. 190–190. <https://pesquisa.bvsalud.org/portal/resource/pt/des-12613> (accessed June 6, 2024).

[44] A. Demir, A. Özyüksel Çiftçioğlu, B. SINIR, E. Basari, E. Dogan, H. Nohutcu, M. Bozkurt, R.T. Erdem, T. Altıok, İzmir (Seferihisar-Sisam) Depreminin Sismik Karakteristiği ve Meydana Gelen Yapısal Hasarların İncelenmesi, 2020. <https://doi.org/10.13140/RG.2.2.14481.66402/1>.

[45] N. Kirac, M. Dogan, H. Ozbasaran, Failure of weak-storey during earthquakes, Eng. Fail. Anal. 18 (2011) 572–581. <https://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S1350630710001731> (accessed June 6, 2024).

[46] Turkish Statistical Institute-ABPRS (2022) Address Based Population Registration System.

[47] T. R. Ministry of Interior, SARS (2022) Spatial Address Registration System.

[48] T. R. Ministry of Environment, Urbanization and Climate Change.

[49] Turkish Statistical Institute (2021)-Building and Residence Characteristics Survey.

[50]Deierlein G, Reinhorn A, Willford M (2010) NEHRP seismic design technical brief no. 4—nonlinear structural analysis for seismic design: a guide for practicing engineers. In: NIST

DEPREM VE GEOTEKNİK MÜHENDİSLİĞİNDE YENİ YAKLAŞIMLAR

