



2 BETON YOLLAR

Kongresi ve Sergisi

16-17 Kasım 2022
KGM Halil Rifat Paşa Konferans Salonu, Ankara

BİLDİRİLER KİTABI

PROCEEDINGS



Sürdürülebilir Beton Kaplamalarda

KALICI
VE
AKILCI
ÇÖZÜMLER

DÜZENLEME KURULU

ORGANIZING COMMITTEE

Başkan (Chair)

Abdulkadir URALOĞLU (KGM-YTMK)

Üyeler (Members)

Ahmet SAĞLAM (KGM-YTMK)

Mücahit ARMAN (KGM)

Şenol ALTIOK (KGM-YTMK)

İsmail BULUT (TÜRKÇİMENTO)

Prof. Dr. İsmail Özgür YAMAN (ODTÜ)

Prof. Dr. M. Vefa AKPINAR (KTÜ)

Yavuz IŞIK (THBB)

Luc RENS (EUPAVE)

YÜRÜTME KURULU (STEERING COMMITTEE)

Başkan (Chair)

Ahmet SAĞLAM (KGM-YTMK)

Üyeler (Members)

Prof. Dr. İsmail Özgür YAMAN (ODTÜ)

Şenol ALTIOK (KGM-YTMK)

Gökhan MACİT (KGM)

Emrah USLU (KGM)

Ahmet ASLAN (KGM)

Muhammet KOMUT (KGM)

Ahmet SAĞLIK (KGM)

Reşat SÖNMEZ (THBB)

KONGRE GENEL KOORDİNATÖRLÜĞÜ

(Congress General Coordinatorship)

Oğuz SEHTİYANCI (YTMK)

Bariş AKBELEN (TÜRKÇİMENTO)

BİLİM KURULU (SCIENTIFIC COMMITTEE)

Dr. Öğr. Üyesi Yavuz ABUT (Yalova Üni.)

Prof. Dr. Emine AĞAR (E-İTÜ)

Prof. Dr. M. Vefa AKPINAR (KTÜ)

Doç. Dr. Can Baran AKTAŞ (TEDÜ)

Şenol ALTIOK (KGM-YTMK)

Prof. Dr. Ali Osman ATAHAN (İTÜ)

Dr. Anne BEELDENS (KU Leuven - Belçika)

Prof. Dr. Halil CEYLAN (Iowa State University - ABD)

Ayhan CÖMERT (KGM)

Dr. Öğr. Üyesi Muhammet ÇELİK (Yalova Üni.)

Dr. Öğr. Üyesi ELİF ÇİÇEK (Hacettepe Üni.)

Prof. Dr. İlhami DEMİR (KÜ)

Doç. Dr. Kemal ERDEM (MÜ)

Prof. Dr. Murat GÜLER (ODTÜ)

Nilgün GÜNGÖR (KGM)

Prof. Dr. Soner HALDENBİLEN (PAÜ)

Prof. Dr. Mustafa KARAŞAHİN (İGÜ)

Serdar KAŞAK (KGM)

Dr. Öğr. Üyesi Süleyman Bahadır KESKİN (MSKÜ)

Muhammet KOMUT (KGM)

Dr. James MACK (CEMEX - ABD)

Doç. Dr. Hande Işık ÖZTÜRK (ODTÜ)

Luc RENS (EUPAVE)

Ahmet SAĞLIK (KGM)

Mark SNYDER (PERC)

Dr. Öğr. Üyesi Emin ŞENGÜN (AYBÜ)

Prof. Dr. Mustafa ŞAHMARAN (HÜ)

Dr. Shiraz TAYABJI (ACPC - ABD)

Dr. Peter TAYLOR (CP Tech Center - ABD)

Dr. E. Nazan ÜNAL (KGM)

Ali ÜNSAL (KGM)

Prof. Dr. İsmail Özgür YAMAN (ODTÜ)

Prof. Dr. Nilüfer ÖZYURT ZİHNİOĞLU (Boğaziçi Üni.)

Corey Zollinger (CEMEX)

DÜZENLEYEN KURULUŞLAR**ORGANIZED BY****Destekleyen Kuruluşlar****Supported By****Önsöz**

Türkiye’de şimdiye kadar yapılan çalışmalar ve teknolojik gelişmeler doğrultusunda beton yolların her yönüyle değerlendirileceği “2. Beton Yollar Kongre ve Sergisi” 16-17 Kasım 2022 tarihlerinde gerçekleştirilecektir.

“1.Beton Yollar Kongre ve Sergisi” 13-14 Kasım 2019 tarihleri arasında KGM Halil Rıfat Paşa konferans salonunda ilgili kamu kurum ve kuruluşları, belediyeler ve il özel idareleri yöneticileri ve teknik yetkililerinden, akademisyenlerden ve özel sektör temsilcilerinden oluşan yüksek bir katılımı gerçekleştirilmişti. Üç yıl önce düzenlenen bu konferansta Belçika’dan ABD’ye, Şili’den Almanya’ya, Polonya’dan Fransa’ya uzanan bir coğrafyadan yapılan sunumlar ile uzun ömürlü ve konforlu beton yolların dünyanın birçok gelişmiş ülkesinde bir alternatif olarak değerlendirilmekte olduğu ve özellikle de ağır taşıt trafiğinin yoğun olduğu yollarda ise tercih edildiği vurgulanmıştı.

Ulaştırma ve Altyapı Bakanlığı himayelerinde, Karayolları Genel Müdürlüğü (KGM), Türkiye Çimento Sanayicileri Birliği (TÜRKÇİMENTO) ve Yollar Türk Milli Komitesi (YTMK) ile Avrupa Beton Kaplamalar Birliği’nin (EUPAVE) teknik desteği ile gerçekleştirilecek olan “2. Beton Yollar Kongre ve Sergisi” ile sektörün ilgili paydaşlarının üç yıl sonra 16-17 Kasım 2022 tarihlerinde yeniden bir araya getirilmesi hedeflenmiştir.

“Sürdürülebilir Beton Kaplamalarda Kalıcı ve Akılcı Çözümler” teması altında gerçekleştirilecek bu kongrede;

- Devlet ve il yolları ile otoyollarda kullanılabilecek derzli donatısız ve sürekli donatılı beton yollar
- Bugün yapılıp yarın hizmete açılabilen ve dolayısıyla da şehir içi ve kırsal kesimde yaygın bir şekilde uygulanabilecek silindirle sıkıştırılmış beton yollar
- Parklar, kaldırımlar, millet bahçeleri ve düşük trafik altındaki yollar için çevreci çözümler sunan geçirimli beton yollar
- Zemin ıslahı, çimento takviyeli temel ve alttemel gibi yol üstyapı uygulamaları
- Endüstriyel yapılar ve intermodal tesislerin gerek içinde ve gerekse dışında uygulanabilecek rijit üstyapı uygulamalar
- Havalimanları, tünel yapıları ve dönel kavşaklar gibi özel uygulamalar

- Otobüs ve metrobüs gibi lastik tekerlekli şehir içi ulaşım sistemlerinden, hafif ve ağır raylı sistemlerdeki rijit üstyapı uygulamaları
- Yerinde dökme veya prefabrik olarak inşa edilebilen ve yolkenarı sınırlama sistemlerinin bir parçası olan beton bariyerlerinin yanısıra bunlara entegre edilebilen veya ayrıca kullanılabilen gürültü bariyerleri

konularıyla bir yelpazede bütüncül çimento esaslı rijit üstyapı uygulamalarına yer verilecektir.

Böylece, ülkemizin rekabet gücüne ve toplumun hayat kalitesinin yükseltilmesine katkı veren güvenli, erişilebilir, ekonomik, konforlu, hızlı, çevreye duyarlı, kesintisiz, dengeli, çağdaş hizmetlerin sunulduğu sürdürülebilir bir ulaştırma sistemi oluşturulmasına katkı sağlanması amaçlanmaktadır. Yine etkinlik kapsamında ulusal-uluslararası proje uygulayıcıları (proje, müteahhit, müşavir) ile beton yol, beton bariyerler, geçirimli beton vb. yol ve yol yapı elemanlarının projelendirilmesi, uygulanması ve bakımı ile ilgili yerli ve yabancı makine, ekipman, teçhizat, malzeme üreticileri ile tedarikçilerinin katılacağı bir sergi düzenlenecektir.

Farklı rijit üstyapı uygulamalarını ele alacak “2. Beton Yollar Kongre ve Sergisi”ne; üniversitelerimizin ilgili anabilim dallarını, kurum ve kuruluşların konu ile ilgili birimlerini ve ülkemiz yol sektöründe yer alan tüm tarafları bildiriyle, dinleyici olarak veya sergide yer almak üzere davet ediyor, katılımlarınızı bekliyoruz.

KONGRE DÜZENLEME KURULU

İçindekiler

Table of contents

Improving Pavement Resiliency and Disaster Recovery: A Case for Concrete Pavements Kaplama Dayanıklılığının İyileştirilmesi ve Afetle Mücadele: Beton Kaplamalar Örneği İçin Bir Örnek James Mack, USA	1
Kendiliğinden Kar/Buz Eritme Kabiliyetine Sahip Çimento Bağlayıcılı Kompozit Kaplamlar Fatih Acıkök, Mustafa Şahmaran	19
Use of Third Generation Rapid Hardening Concrete for Airport Pavement Rehabilitation - A Case Study Havalimanı Üstyapı Rehabilitasyonu için Üçüncü Nesil Hızlı Sertleşen Beton Kullanımı - Bir Vaka Çalışması Sartukam Doğan Özser, Felicia Nägele, Patrick Stähli	33
Design and Construction of Two Lift Concrete Pavements: Trends & Developments İki Tabakalı Beton Kaplama Tasarımı ve Yapımı: Trendler ve Gelişmeler Luc Rens, Belçika	45
Makro Sentetik ve Çelik Liflerin Beton Yol İmalatında Fiziksel ve Mekanik Özelliklere Olan Etkileri Fatih Acıkök, Ayhan Cömert, Nilgün Güngör	59
Derzli Donatısız Beton Yolların Derzlerinde Polipropilen (PP) Liflerin Performansının Araştırılması Taha Kadioğlu, Muhammet Vefa Akpınar	71
Beton Otoyol Bariyerlerinin Çok Ağır Hizmet Seviyesinde (H4b) Çarpışma Test Performansı Ali Osman Atahan, Emrah Karaduman, Emre Örtemiz, Halit Dilşad Yılmaz	87
Silindire Sıkıştırılmış Beton (SSB) ve Asfalt Tabakadan (AC-Overlay) Oluşan Kompozit Bir Üstyapının Saha Performansının İrdelenmesi Aydın Gür, Yavuz Abut	101

Recent Advances in RCC Roadway Construction in the USA

ABD’de SSB Karayolu Uygulamalarında Son Gelişmeler
Corey Zollinger, ABD **115**

Silindirle Sıkıştırılmış Beton Yol Uygulamaları - Van Örneği
Prof. Dr. Mücip Tapan, Doç. Dr. Ali Özvan **129**

**Silindirle Sıkıştırılmış Beton (SSB) Yol Uygulamalarında Yoğunluk-Sıkışma-
Dayanım İlişkisi ve Stabilite Çözümleri**
Ali Şahin Güngör, Mustafa Dalyan, Erhan Türker **141**

***Design and Construction Considerations to Maximize the Benefits of
RCC Pavements***

**SSB Kaplamaların Avantajlarını En Üst Düzeye Çıkarmak için Tasarım ve
Yapım Kriterleri**
Fares Abdo, ABD **149**

**Silindirle Sıkıştırılmış Beton Yol Kaplamasında Ultrasonik Yöntemi ile Basınç
Dayanım Gelişiminin Araştırılması**
Mert Can Öztürk, Muhammet Vefa Akpınar **163**

**Rijit Kaplamaların Birim Fiyatlarının Oluşturulması ve Türkiye Devlet Yolları
Ağında Esnek ve Rijit Kaplamaların İlk Yapım Maliyetlerinin Karşılaştırılması**
Barış Akbelen, İ. Özgür Yaman **171**

BİLDİRİLER
PAPERS

This page is intentionally left as blank

Bu sayfa bilerek boş bırakılmıştır.

Improving Pavement Resiliency to Flooding: A Case for Concrete Pavements

J. Mack (Presenter)

Director, Market Development – Infrastructure
CEMEX USA, 10100 Katy Freeway, Suite 300, Houston, Texas 77043

G. Dean

Executive Director, American Concrete Pavement Association – Southeast Chapter, 8217
Harrisburg Lane, Raleigh NC 27606

L. Wathne

Associate Director
National Concrete Pavement Technology Center – CPTech Center
2711 South Loop Drive, Suite 4700, Ames, IA 50010-8664

Abstract

Future climate conditions are not going to resemble the past. Temperatures will be hotter, and storms will get stronger. However, pavements are still being designed under the assumption that past conditions are going to resemble the future. This is a bad assumption. Furthermore, when climate change and pavement resilience are discussed, people often focus on the immediate and local impacts of the natural disaster, such as a washout during flooding. While this is important, one also needs to recognize that pavement damage can occur over a broad area and over a long period of time. That is, while the pavement can be damaged when it is first exposed to a natural disaster, such as a flood; secondary damage also occurs after the disaster when rescue, emergency response, recovery and rebuilding activities are taking place and the pavement, often in a weakened state, is subjected to increased volume of heavier traffic.

This paper will define how resiliency concepts can be applied to pavements, using pavement flooding as an example. It will cover the need for resiliency and the events we need to be resilient against (flood, fire, increased temps, etc.); it will define a resiliency framework to account for both initial and secondary impacts; it will provide some approaches to mitigate

pavement damage using concrete and cement-based products; and finally, it will describe a process that could be used to assess different pavement resilience options.

Keywords: climate change, resilience, flood, sea level rise, inundation,

1 Introduction

Our world is changing. In the most recent United Nations Intergovernmental Panel on Climate Change (IPCC) report, the five world-wide representative climate scenarios (Shared Socioeconomic Pathways - SSPs) laid out showed that the world-wide temperature will increase by as little as 1.2° C to as much as 5.7° C by the end of the century depending on which scenario occurs (IPCC, 2022). As shown in Figure 1, these increased temperatures will impact the infrastructure across the globe due to extreme heat events and droughts, which have already become more frequent since the 1960s; increased frequency and intensity of severe storms and heavy precipitation events; and expected seal level rise between 0.6 to 1.1 meters by 2100 (relative to 1990).

Along with these extreme events comes additional climate related disasters and costs. Figure 2 shows the worldwide number and economic impact of several different types of climate related disaster events between 1970 and 2019 (Ritchie & Roser, Natural Disasters, n.d.). As can be seen, there has been a steady rise of both the number and economic impact of the disasters, with flooding and extreme weather (hurricanes, typhoons tornadoes and cyclones) events being the most dominant and most costly.

What is important to understand is that these types of disasters are going to continue to happen and will increase in frequency moving forward. Severe storms and heavy precipitation events will happen in both greater intensity and frequency; global mean sea level will rise; and increased extreme heat events and drought will cause increased incidence of large forest fires. Such changes will put people at risk. Furthermore, these events will occur as both sudden shocks and as long-term recurring chronic pressures to the systems; which will increase both the operating and capital costs of our transportation systems; and will exacerbate the already wide infrastructure funding gap.

As such, policy makers need to recognize that adapting to climate change is fundamentally a risk management problem that requires both thoughtful management and a change in how we make investments to maintain our infrastructure needs. Past practices for determining what pavement type to build and how to build it will no longer be adequate and a focused response to climate risk is critical to strengthen our long-term economic and environmental resilience.

Shared Socioeconomic Pathways (SSPs) - SSP1-1.9, SSP1-2.6, SSP2-4.5, SSP3-7.0 and SSP5-8.5 where scenarios are referred to as SSPx-y. 'SSPx' refers to the Shared Socioeconomic Pathway describing the socioeconomic trends underlying the scenarios, and 'y' refers to the level of radiative forcing (in watts per square meter, or W m⁻²) resulting from the scenario in the year 2100.

Ranges are 5th and 95th percentiles (very likely) from SSP1-1.9 to SSP5-8.5 WGI CMIP6 ensemble results

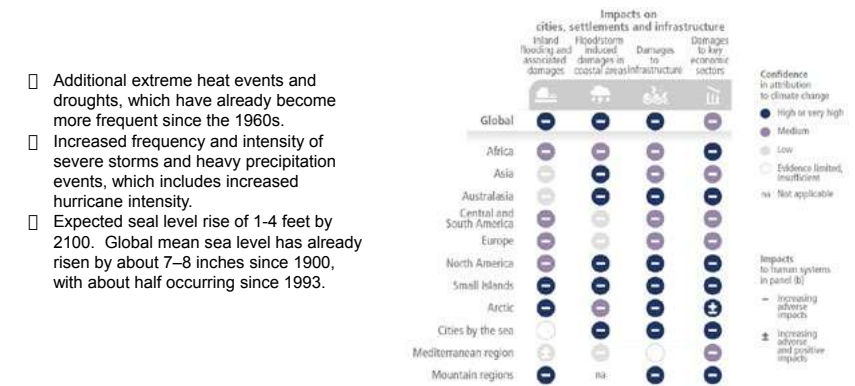


Figure 1: The Expected Impact of Extreme Climate Events on Infrastructure Assets across the World

While the terms “resilience” and “sustainability” are related and often used together; they are different. The UN Report of the World Commission on Environment and Development defines sustainability as “*Development that meets the needs of the present without compromising the ability of future generations to meet their own needs.*” (Brundtland, 1987) It typically deals with meeting the triple bottom line by having a solution that provides a positive societal benefit, is done in an economically efficient way, and with minimal environmental impacts. Furthermore, the focus of sustainability is on minimizing quantifiable impacts of “ordinary events,” often associated with the day-to-day operations that have high probabilities of occurring. For example, minimizing embodied CO₂ by improving asphalt and concrete mix designs; or lowering the use phase impacts by providing a longer lasting, stiffer pavements that stay smoother longer and have reduced excess fuel consumption.

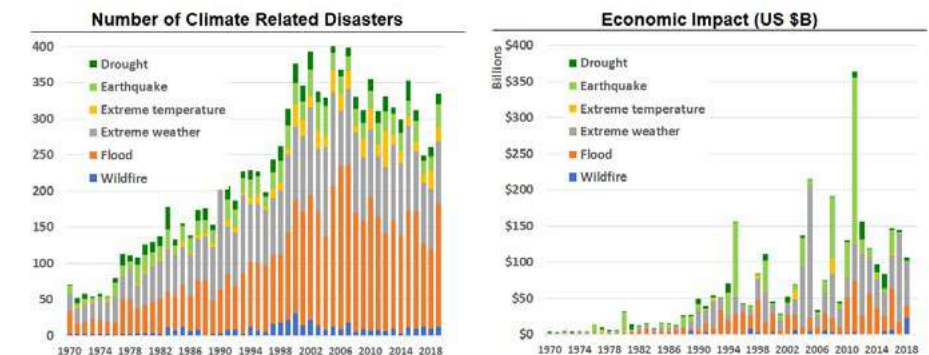


Figure 2: Global Reported Number and Economic Damage for Selected Natural Disaster by Type, 1970-2019 (Ritchie & Roser, Natural Disasters, n.d.)

Resilience on the other hand is defined as the ability to anticipate, prepare for, and adapt to changing conditions and withstand, respond to, and recover rapidly from disruptions (FHWA, 2014). Unlike sustainability, resiliency deals with extraordinary events that have low probabilities of happening, but when they do occur, they have high impacts (loss due to flood, earthquake, etc.).

While different, it is important to recognize that sustainability and resiliency are related because many of the extreme events we are dealing with now are due to not making the appropriate climate change / sustainability adaptations in the past. Moreover, because infrastructure assets have high upfront costs, long lifetimes (often 50 years or more), and limited flexibility to change once constructed; it is critical to embed resilience from the outset. Using non-resilient systems will make achieving the future sustainability goals much more difficult. There will be increased economic costs due to increased future rehabilitation and reconstruction activities; increased environmental burdens due to increased waste and more materials being used; and increased societal costs due to not being able to use the infrastructure asset during rescue and recovery activities when resources to rebuild are scarce.

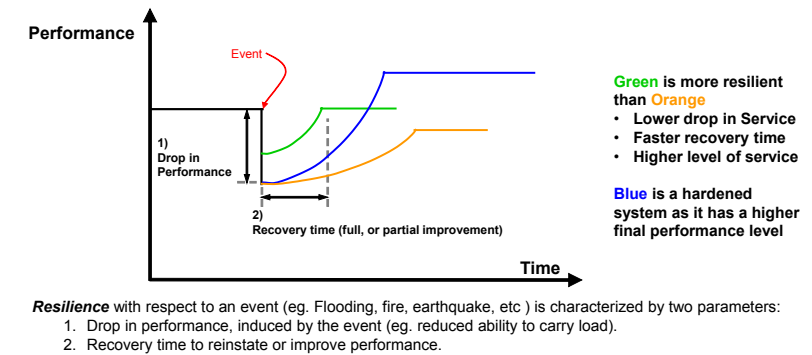
2 Defining A Resilience Framework

To improve a pavement's resilience, it is important to start with a framework. Fortunately, resilience is a well-studied field with much work and sound science already completed that can be built upon and adapted to pavements. The standard framework, shown in Figure 3(a), used in most applications defines a system (e.g., a building, city, a business, country, etc.) that is in place and is performing at a given level of service. At some point, an event occurs (e.g., fire, flood, pandemic, etc.) and the resilience of that system is defined by two parameters:

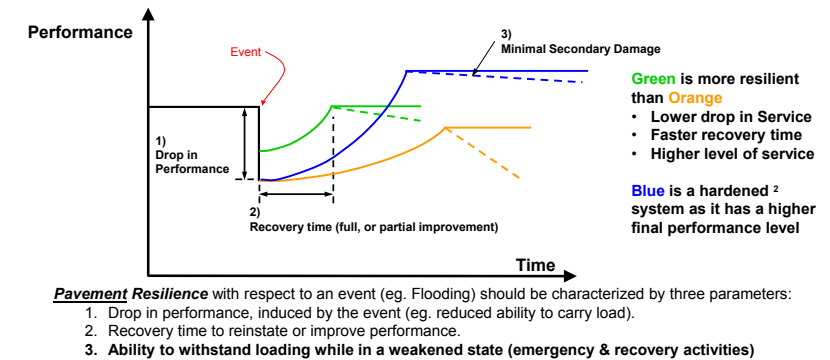
1. How big the drop in performance induced by the event is.
2. How fast the recovery time to reinstate or improve performance is, after the event.

In Figure 3(a), the system described by the green line is more resilient than orange line because it has a lower drop in service, a faster recovery time, and is restored to a higher level of service. The system described by the blue line is a "hardened system" because it has a higher final performance level so that when the next event happens (and there will always be a next event), the drop will be lower.

Pavements, however, are unique because they are part of the rescue and emergency response system during the disaster and in the recovery activities (clean up and rebuilding) that occur long after the disaster (Figure 4). This causes damage at two different times and from two different sources. There are the primary or direct impacts that occur immediately during the disaster event that alter the pavement's structural or functional capabilities. Then there are



(a) Typical Resilience Framework Applied to Most Systems



(b) Modified Resilience Framework for Pavements

Figure 3: Resiliency Frameworks

the secondary or indirect impacts that occur during the emergency response and recovery activities that load the pavement while it is in a weakened state, which causes it to deteriorate faster and reduces its life.

Therefore, pavement resiliency must be defined by three characteristics Figure 3(b):

1. How big the drop in performance induced by the event is.
2. How fast the recovery time to reinstate or improve performance is, after the event.
3. How well it withstands loading while in a weakened state during emergency and recovery activities.



Figure 4: Pavement Loading during Emergency Response and After during Recovery Activities

Ideally, improving pavement resilience should focus on the first three capabilities – prevention, protection, and mitigation – because they minimize the damage to the pavement system and allow it to continue to function and provide service after the disaster. When repairs are needed, there should be fewer of them and at lower costs. While to these authors knowledge there are no specific studies that define the resilience benefit / cost ratio for pavements, resilience studies of other infrastructure assets have found that the benefit / cost ratios for prevention, protection and mitigation range from 2:1 to 9:1. (ICLR, 2020; NIBS, 2019).

While there are some who argue that a pavement resilience program should be built around rapid repairs in the response and recovery phase, it is important to recognize that this strategy has additional associated costs that are beyond the pavement material replacement costs. There are the debris removal and disposal costs; localized failure repairs, lost societal cost of not being able to use the road, increased secondary damage, etc. There are also the increased environmental impacts due of the excess waste materials and reconstruction activities that in themselves feed back into the climate change cycle and make achieving future sustainability goals even more difficult.

It is also important to recognize that in most cases, it's not just the pavement and road that is damaged. Other types of infrastructure assets – homes, buildings, bridges, drainage structures, communications, etc. – that are in the disaster area are also damaged and in need of repair. This “demand surge” of repairs needed on so many levels causes construction material and labor costs to rise disproportionately (up to 20% or more) after a natural disaster just due of scarcity (Olsen & Porter, 2011). As such, the costs associated with a rapid repair strategy would be much higher than anticipated.

To apply the fundamentals of prevention, protection, and mitigation to a pavement, we can use the framework laid out in Figure 3(b) to define the three approaches to improve a pavement's resilience (Figure 5(a)). The first approach is to improve the “robustness” of the system so the drop in performance when extreme event occurs is reduced. An improvement in robustness can also change the way or how the damage occurs, for example going from an abrupt, large failure to a slower more contained failure that can be repaired at a lower cost.

The second approach is to increase the redundancies in the system that add extra elements in case of failure in other elements. Redundancies also increase the rapidity of the recovery time. An example of redundancies would be a coastal city having five roads into it versus a coastal city with only one road into it. If one road into the first city floods, there are four other redundant roads to access the city. There are no such redundancies into the second city if it's one and only road floods. The third approach is to improve / use better designs and design features in the original pavement, and/ or in the repairs to mitigate the secondary damage. Typically, improving robustness and redundancies mitigate secondary damage, but improvements can also occur after the event to strengthen the system.

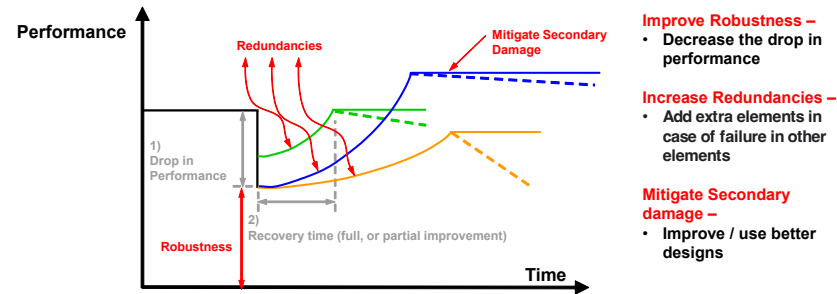
So again, the system represented by the green line is still more resilient than the orange not only because it has a lower drop in service, faster recovery time, and a higher level of service; but it also has slower rate of secondary damage. Likewise, the system represented by the blue line is even more resilient because it has the highest level of service and the least level of secondary damage.

One other key aspect that needs to be defined when describing pavement resilience is “what is considered by “performance?” Basically, performance can and does mean different things to different people. Most people only consider “Functional Performance” and whether the roadway / pavement is open to emergency vehicles and / or the general public for use. This is easy to see and often relatively quick to happen. For pavement engineers “Structural Performance” is equally important. Structural performance is the ability of the roadway / pavement to carry its intended traffic for its intended life. Structural Resiliency for pavements is often hidden and may take years to recover and lack of structural resilience is the reason that secondary damage occurs.

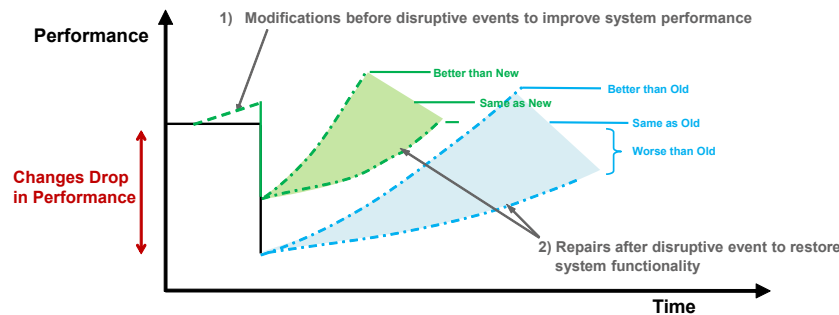
3 Improving A Pavement's Resilience

The American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO) developed the following five fundamental capabilities to creating a resilient system (AASHTO, 2015) that can be applied to pavements:

1. Prevention: Avoid, prevent, or stop a threatened or actual act of terrorism and manmade or natural disasters.
2. Protection: Secure against acts of terrorism and manmade or natural disasters.
3. Mitigation: Reduce loss of life and property by lessening the impact of disasters.
4. Response: Save lives, protect property and the environment, and meet basic human needs after an incident has occurred.
5. Recovery: Assist communities affected by an incident to recover effectively.



(a) Approaches to Improve System's (e.g. a Pavement) Resilience



(b) Improvements can be done Before and After Events

Figure 5: Adapting Pavement Structures to be More Resilient

While ideally it would be best to make resilience modifications to improve a pavement's performance before disruptive events, that is not always possible. There are just too many roadways and pavements exposed to too many hazards to be able to do this. Instead, agencies need to use "Adaptive Resilience," which is the capacity to learn and make decisions to avoid future loss (Figure 5(b)). To do this, agencies must monitor their road network and make repairs in thoughtful and prudent manner. Some modifications will and should be made in anticipation of disruptive events because they are most critical components to the network. Other repairs can be made either after the disruptive event to restore system functionality or during the next rehabilitation cycle, which often occur earlier than expected, to minimize future structural damage. There also needs to be recognition that not all roads require the same level of treatment. More important roads, such as major motorways, should be "built back better" and to a higher level of service while other less important secondary, or even tertiary, roads that will continually be exposed to a climatic threat; may be better off left to deteriorate, even eventually abandoned, so that those resources can be used elsewhere.

4 Making Pavement's More Resilient

Developing a resilient pavement system requires an understanding of the vulnerability caused by each climate hazard; but unfortunately, no two climate hazards cause the same type of damage. Each hazard creates a unique risk to the pavement, and one needs to understand the risks and impacts that could occur due to the specific hazard. Regardless, the process of evaluation is the same and for this paper, we will use flooding to illustrate how the proposed framework can be used as a guide to improve a pavement's resilience.

4.1 Pavements and Flooding

In the USA, approximately 2 million miles of road (25%) are at risk of being flooded, and that is expected to increase to 2.2 million miles of road (26%) over the next 30 years (First Street Foundation, 2021). When looking at pavement flooding, one needs to distinguish between inundation and washout impacts (Figure 6(a)). Washout is the rapid flow of flood water and high current that scours and washes out the pavement structure. This is one of nature's most destructive forces and pavement type has little, if any impact – both asphalt and concrete pavements are susceptible to washout. Luckily, while washout is dramatic, it is usually isolated and less frequent.

Inundation is the rise of water that submerges the pavement. There is no rapid flow or current and pavement is just under water. Typically, it is not dramatic, but it is usually widespread and covers a much greater area than where washouts occur. For inundation, pavement type does have a big impact on the severity and extent of resulting damage.

One also needs to recognize that there are 3 different types of flooding events that can impact pavements (Figure 6(b)). The first is riverine and pluvial flooding. This occurs when streams and rivers exceed the capacity of their channels and water overflows the banks, spilling out into adjacent, dry land. Depending on the topography, riverine flooding can be especially destructive because it can have both inundation over large areas that stay flooded for days or even weeks and it can have severe washouts due to the flowing of the river, especially in hilly and mountainous terrain.

The second type of flooding is caused by high rain events such as hurricanes, typhoons and other storms that occur are very large areas and can cause widespread damage. For example, Hurricane Harvey that hit Houston in 2017, caused flooding over an area of about 24,038 square miles (62,258 sq km), which is about the size of the State of West Virginia in the USA or the country of Latvia in Europe. With respect to pavements, the primary flooding damage is inundation, though pavement washout can also occur with swollen rivers, streams, and with coastal storm surge.



(a) Pavement Inundation (left) and Washout (right) Impacts



(b) Type of Flooding Events

Figure 6: Flooding Impacts and Types Flooding Events

The final type of flooding is due to sea level rise. This is also known as tidal flooding, sunny sky flooding or nuisance flooding. It's the most benign of the flooding events for pavements in that it causes only inundation and a rise in the surrounding water table. The primary issues with this type of flooding, beyond weakening of the pavement structure, are damage to neighbouring businesses, homes, and storm water systems; and pollution of local waterways with oil, gasoline, trace metals, nitrogen, and other such contaminants.

4.2 Improving a Pavement's Resilience to Inundation Flooding

With respect to pavement resiliency, inundation is the major concern because it can impact hundreds or even thousands of miles of roadway. While washouts are dramatic, they are usually isolated to smaller areas; and as mentioned pavement type has little, if any impact on preventing washouts. However, for inundation, pavement type does pay a major role because of how differently concrete and asphalt pavements transmit their loads to the underlying layers and how that difference is exacerbated when the system is saturated (Figure 7).

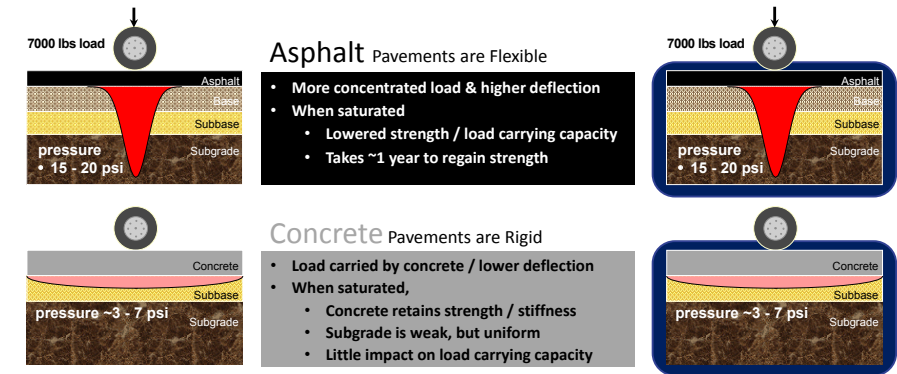


Figure 7: How Concrete and Asphalt Pavements Transmit Loads to The Subgrade and the Impacts when the Underlying Support Layers are Saturated.

An asphalt pavement (also called a flexible pavement) has higher deflections and transfers its load in a concentrated manner to the underlying layers. The strength of the subbase and base layers, as well as their thicknesses, play an integral part in carrying the load, minimizing damage in the asphalt layer, and protecting the underlying subgrade. Concrete (also called a rigid pavement) is stiffer and the load is carried by the concrete layer itself and distributed over a large area. This stiffer system has lower deflections and much lower subgrade contact pressure. The primary function of the subbase and/or subgrade in this system is to provide uniformity of support rather than strength or structure. While the two pavement systems are different, both can be designed to work well when the support systems are at optimum moisture conditions and optimum density.

However, when the pavement is inundated, the support layers (base, subbase, and subgrade) become supersaturated, and the moisture pushes the base, subbase, and subgrade particles apart so that they are no longer at optimum moisture or optimum density. This reduces their modulus values and weakens the entire system. For an asphalt system that relies on the

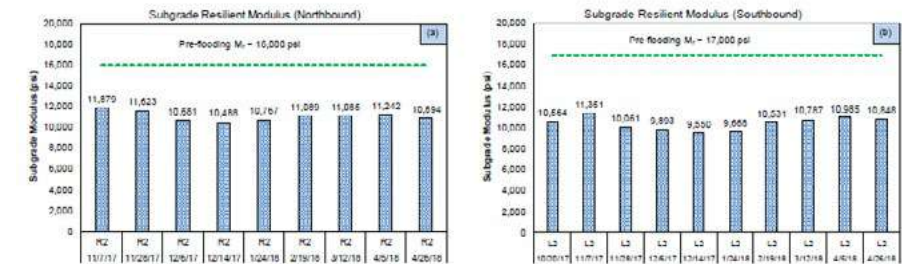


Figure 8: Subgrade Resilient Modulus for the Northbound Direction and Southbound Direction on US 441 in Alachua County, Florida

strength of these layers, there is a large reduction in the load carrying capacity and any loading during this time accelerates pavement damage and deterioration, which reduces the pavement life. For the concrete section, the same process happens in the underlying layers, but the concrete, which is the load carrying component of the system, maintains its high level of strength and stiffness. So, while the subgrade is weak, it is still uniform, and concrete's rigidity spreads the load over a large area and keeps pressures on the subgrade low. As such, there is little if any impact on the pavement's serviceability or life.

4.3 Flooding Case Studies

While this may sound like theory, it is based on research from the performance of flooded pavements at both a project level and on a wider system level. An example project level review for an asphalt section is US 441 in Alachua County, Florida (A. Gundla, E. Offei, G. Wang, C. Holzschuher, & B. Choubane, 2020). This roadway was flooded after Hurricane Irma in 2017 and remained flooded for several weeks. After the water receded, the Florida Department of Transportation tested the roadway using a Falling Weight Deflectometer (FWD) to measure the Subgrade Resilient Modulus (Mr) as part of a research project to determine when asphalt roads could be opened after a flood event. The first FWD testing was done approximately 1 month after the Hurricane and continued for 6 months. Figure 8 shows the results for both the northbound and southbound lanes along with a comparison to pre-flooding Mr values from 3 years earlier. Overall, there was a reduction of the subgrade layer stiffness by 32% and 36% in the northbound and southbound outside lanes respectively, which equates to an approximate 40 to 60% reduction in load carrying capacity.

An example of concrete pavement flooding performance is Interstate 10 and State Highway 288 in Houston after Flooding from Hurricane Harvey in 2017. These roads are Continuously



Figure 9: Concrete Pavements in Houston TX. Top shows the roadways when flooded and the bottom shows the open roadways after the water receded

Reinforced Concrete Pavements (CRCP) with cement treated bases and stabilized subgrades. Note the high level of redundancy in pavement stiffness from the concrete surface, the cement treated base, and the stabilized subgrade. Both sections have been flooded at least three times since original construction and have always been opened to traffic as soon as water receded. Moreover, they have carried between 2 and 3 times more traffic than for which they were designed and are well past their design lives. After Hurricane Harvey, these roads were evaluated using Ground Penetrating Radar (GPR) and it was found they had little, if any damage and were declared to be resilient to extreme weather events like flooding and extreme traffic loading conditions.

Two research projects that have looked at the performance of flooded pavements on a systems level are from Louisiana, United States after Hurricane Katrina in 2005 and from Queensland, Australia after flooding in January 2011.

In the Louisiana project, the research found that submerged pavements were weaker than non-submerged pavements. On the asphalt pavements, the overall strength loss was approximately the same as two inches (50 mm) of new asphalt concrete and that damage occurred regardless of the length of time the pavement was submerged. Furthermore, the cost to rehabilitate 200 miles (321 km) of submerged asphalt roads was \$50 million. However, for the concrete pavement, there was very little relative damage or loss of strength due to flooded conditions and there was no information given on repairs or repair costs, which seems to indicate that no repairs were required (Gaspard, Martinez, & Zhang, 2007).

The research project in Queensland Australia found similar results. This study found that the rigid pavements performed better, at any probability of flooding, than the composite and flexible road pavements, which had similar performance to each other after to 2–3 years of service. The researchers also stated that the flooding effect on rigid pavements is not critical and that a rigid pavement is the “more flood resilient pavement”. This study also proposed that to enhance an asphalt pavement's flooding resiliency, strengthen it with an overlay or through stabilization of the underlying granular layers to convert it into a rigid or composite pavement.

Using the proposed pavement resiliency framework, Figure 10 shows how stiffer pavements, because they are less susceptible to damage when the subgrade / base is inundated, are the more resilient. They have a 1) lower drop in performance; 2) quicker opening time; 3) shorter structural recovery time; and 4) less secondary damage.

Based on this, the approach to improve a pavement's resiliency is to stiffen the pavement structure in one of the following ways:

1. Modify “design standards” to be based on weakened subgrade condition
2. Stiffen the surface layer by using concrete overlays (or very thick asphalt layers)

⁴ In this study, Composite was defined as an asphalt layers over a lightly stabilized layer that “becomes granular after some years.”

³ One question often asked is how fast does the support materials regain strength? While there is not a lot of research on this, what little there is indicates that it takes approximately 1 year to recover strength (Vennapusa, White, & Miller, 2013).

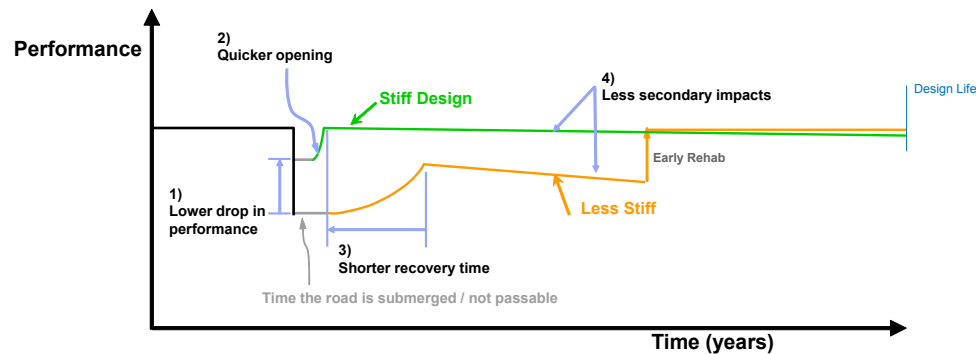


Figure 10: Why Stiffer Pavements are More Resilient to Inundation Flooding

3. Stiffen the base system by using stabilization techniques such as Full Depth Reclamation (FDR) w/ cement

For new construction and reconstruction, modifying the design practices to be based on lower soaked subgrade condition, such as soaked California Bearing Ratio (CBR), will increase the pavement's thickness and thus stiffen the system. The good part is that this practice does not require any changes to current design practices other than changing the subgrade input for pavements that are in flood prone areas.

For existing pavements, stiffening the surface layer and / or base layers changes how the traffic loads are delivered to the underlying base, subbase and subgrade layers (see Figure 11). In addition to strengthening the pavement system, concrete overlays also raise the elevation pavement of the pavement surface by the height of the overlay.

A concrete overlay over an existing asphalt pavement (abbreviated COA in the USA vernacular) can either be a bonded COA (COA-B) or an unbonded COA (COA-U). A COA-B is a 4-to-6-inch (100 to 150 mm) concrete overlay placed on the prepared surface of an existing asphalt pavement. They are used when existing asphalt is in good structural condition but has some surface distress. Bonded overlays of asphalt act as composite pavement system where both the concrete and asphalt share to the load carrying capability of the pavement system. As such, they need at least 3 inches (75 mm) of existing asphalt left in place (more is better) to get composite action. These overlays also often contain fibers to hold small cracks that may develop tightly together and use shorter joints spacing, typically 6 feet (2 m) to minimize environmental stresses.

Unbonded concrete overlays of asphalt are 6 inch (150 mm) thick or greater and are used when an existing pavement is badly deteriorated, or the in-place asphalt is less than 3 inches (75mm). In this case, the existing asphalt is treated as stabilized base course and the new overlay is essentially a new concrete pavement on a strong base. While the typical thicknesses of unbonded overlays of asphalt for low-volume traffic applications and general aviation airports is between 5 and 7 inches (125 to 175 mm), they can be up to 11 inches (325 mm)

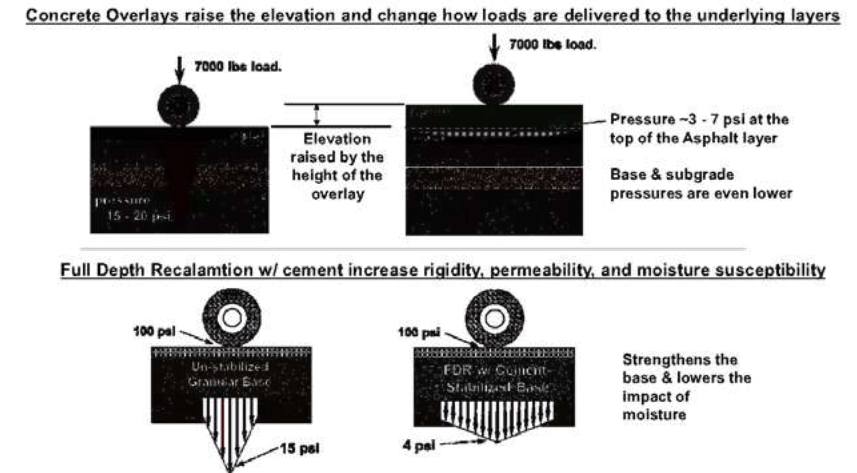


Figure 11: How Strengthening the Surface and / or Base Layers Improves Resiliency

for high-volume, heavy traffic applications (and even greater for heavy airfield applications). Full Depth Reclamation (FDR) with cement is an in-situ rehabilitation method for an existing asphalt pavement that involves recycling the existing asphalt pavement and its underlying layer(s) into a new base layer. This process strengthens and increases the rigidity of the base so that both the stresses on subgrade and strains in the asphalt layer are reduced. It also reduces the permeability and moisture susceptibility of the new, improved base layer.

4.3 Improving a Pavement's Resilience to Washout

As stated earlier, while pavement surface type has little, if any impact on minimizing washout damage; stiffening the entire pavement system and embankment can improve performance to washouts. One such way to stiffen the system is to use Articulated Concrete Block (ACBs). ACBs are systems that provide erosion protection to underlying soil from the hydraulic forces of moving water. An ACB system is comprised of a group of concrete blocks placed and tied together to form an erosion-resistant revetment with a geotextile underlay for subsoil retention. The term "articulating" is used because the system can conform to minor changes in the subgrade while remaining interlocked.

While typically used for channel lining and other applications with high water velocities such as culvert outlets, spillways, and grade control structures; some state Department of Transportations have started using them along embankments to help minimize washout impacts. Figure 12 shows an ACB mat being placed along US 98 in Carrabella, FL in 2005 (top picture) and their performance after Hurricane Ida in 2009. As can be seen, the areas where the ACB mat systems were in place sustained little to no damage whereas sections without it did not fare as well. It is also important to note that since 2009, the section with ACB mats has gone through several other storms with little damage (Florida Division of Emergency Management, 2018).



Figure 12: Performance of Articulated Concrete Block (ACB) Mat on US 98, Carrabella, FL after Hurricane Ida (2009)

Photo's courtesy of Tim Holley, P.E. Florida Department of Transportation

5 Conclusion

Our world is changing, and science clearly indicates that future climate conditions are not going to resemble the past. Temperatures are going to get hotter, severe storms and heavy precipitation events are going to get stronger, and the global mean sea level will rise. All this will put people and our infrastructure assets at risk and will increase both the operating and capital costs of our transportation systems.

To counter these risks, we need to make our infrastructure more resilient. Resiliency is the ability to anticipate, prepare for, and adapt to changing conditions and withstand, respond to, and recover rapidly from disruptions. While often used almost interchangeably with sustainability, resilience and sustainability are different. Sustainability deals with minimizing the impacts of “ordinary events” that are often associated with the day-to-day operations. Resiliency deals with extraordinary events that have low probabilities of happening, but when they do occur, they have high impacts.

However, while different, sustainability and resilience are related because many of the extreme events we are dealing with now are due to not making the appropriate climate change / sustainability adaptations in the past. Furthermore, it is important to recognize that a resilient

system is a sustainable system because it provides economic savings through reduced future rehabilitation and reconstruction activities; has improved environmental savings due to reduced waste and less materials being used; and provides a societal benefit through continued use during rescue and recovery activities when resources to rebuild are scarce. It is also important to recognize that using non-resilient systems makes future sustainability needs more difficult to achieve due to increased future rehabilitation and reconstruction activities.

This paper illustrates how the existing resilience framework used for many other systems can be applied to pavements, with a slight modification to account for secondary impacts while the pavement is being used during emergency response and recovery activities. We then used that framework and case examples to define how to make pavement system more resilient to one type of climate risk, flooding, as it is one of the biggest, if not the biggest “climate risk” to pavement systems.

The outcome of that exercise showed that stiffer pavement systems are more resilient to flooding because they are less impacted when the support layers (base, subbase and subgrade) become supersaturated and lose their strength. Finally, we highlighted some specific actions agencies can take to stiffen an existing pavement structure and increase its flooding resilience. For new pavements, it was recommended to design pavements using lowered subgrade strength for those pavements that are in flood prone areas to account for loss of strength when inundated. For existing roads, concrete overlays and full depth reclamation with cement are two viable and low-cost strategies that can be used to mitigate the damage of flooding events and harden the system against future events.

References

- A. Gundla, P., E. Offei, P., G. Wang, P. P., C. Holzschuher, P., & B. Choubane, P. P. (2020). Decision Support Criteria for Flood Inundated Roadways: A Case Study. TRB Annual Meeting. Washington D.C. .
- AASHTO. (2015). Fundamental Capabilities of Effective All-Hazards Infrastructure Protection, Resilience, and Emergency Management . Washington, D.C.: American Association of State Highway and Transportation Officials.
- Brundtland, G. (1987). Our Common Future: Report of the World Commission on Environment and Development. United Nations General Assembly document A/42/427. Geneva.
- FHWA. (2014, December 15). FHWA Order 5520: Transportation System Preparedness and Resilience to Climate Change and Extreme Weather Events. Washington, D.C. Retrieved from <https://www.fhwa.dot.gov/legisregs/directives/orders/5520.cfm#par6>
- First Street Foundation. (2021, October). The 3rd National Risk Assessment: Infrastructure on the Brink. Retrieved from <https://assets.firststreet.org/uploads/2021/09/The-3rd-National-Risk-Assessment-Infrastructure-on-the-Brink.pdf>
- Florida Division of Emergency Management. (2018, June 11). Mitigate FL. Presentation at 2nd Quarter Meeting.

- Gaspard, K., Martinez, M., & Zhang, Z. W. (2007). Impact of Hurricane Katrina on Roadways in the New Orleans Area. Technical Assistance Report No. 07-2TA. LTRC Pavement Research Group.
- ICLR. (2020). Estimating the benefits of Climate Resilient Buildings and Core Public Infrastructure (CRBCPI). Institute for Catastrophic Loss Reduction.
- IPCC. (2014). Climate Change 2014: Synthesis Report. Contribution of Working Groups I, II and III to the Fifth Assessment Report of the Intergovernmental Panel on Climate Change. Geneva, Switzerland: IPCC.
- IPCC. (2022). Climate Change 2022: Impacts, Adaptation and Vulnerability. Contribution of Working Group II to the Sixth Assessment Report of the Intergovernmental Panel on Climate Change. Cambridge University Press. Retrieved from <https://www.ipcc.ch/report/ar6/wg2/>
- NIBS. (2019). Mitigation Saves: Utilities and Transportation Infrastructure Investments Can Provide Significant Returns,. The National Institute of Building Sciences.
- Olsen, A. H., & Porter, K. A. (2011). What We Know about Demand Surge: Brief Summary. Natural Hazard Review. doi:10.1061/(ASCE)NH.1527-6996.0000028
- Ritchie, H., & Roser, M. (n.d.). Natural Disasters. Retrieved September 15, 2022, from Our World In Data: <https://ourworldindata.org/natural-disasters>
- Ritchie, H., & Roser, M. (n.d.). Natural Disasters. Retrieved April 8, 2021, from OurWorldIn-Data.org: <https://ourworldindata.org/natural-disasters>
- USGCRP. (2018). Impacts, Risks, and Adaptation in the United States: Fourth National Climate. Washington, DC, USA: U.S. Global Change Research Program. doi:10.7930/NCA4.2018
- Vennapusa, P., White, D., & Miller, K. (2013). Western Iowa Missouri River Flooding—Geo-Infrastructure Damage Assessment, Repair, and Mitigation Strategies. Center for Earthworks Engineering Research, Iowa State University, Report No. IHRB Project TR-638.

Kendiliğinden Kar/Buz Eritme Kabiliyetine Sahip Çimento Bağlayıcılı Kompozit Kaplamalar

F.Acıkök¹, M.Şahmaran²

¹ Karayolları Genel Müdürlüğü, Ar-Ge Dairesi Başkanlığı, Ankara, Türkiye

² Hacettepe Üniversitesi, İnşaat Mühendisliği Bölümü, Ankara, Türkiye

Özet

Ülkemizde ve dünyada kış mevsiminde yoğun kar yağışları sonucu yollar karla kaplanmakta ve 0 °C'nin altında oluşan buzlanma, karayolu ve havayollarında sıklıkla kazalara sebep olmaktadır. Yollarda oluşan kar birikintisini ve buzu ortadan kaldırmak amacıyla mekanik yöntemler (süpürme, küreme gibi) ve buz çözücü tuz yöntemi yaygın olarak uygulanmaktadır. Mekanik yöntemler kapsamında ekipman, iş gücü ve operatör maliyetleri ülke ekonomisini olumsuz etkilerken buz çözücü tuzlar ise asfalt yolların parçalanmasına ve agreganın bitümden sıyrılmasına sebep olmaktadır. Diğer yandan buz çözücü tuzlar donma çözülme döngüleri ile birlikte beton yol kaplamalarında da pullanma hasarına neden olmaktadır. Ayrıca tuzlu su çözeltisinin beton yol üstyapısının içerisine sızıp donatı korozyonuna da yol açtığı bilinmektedir. Mekanik yöntemlerin ve buz çözücü tuz yönteminin dezavantajları ortadan kaldırmak amacıyla güneş enerjisini depolama ve salma özelliği bulunan ve yenilenebilir enerji kaynağı sınıfında olan Faz Değiştiren Malzemelerin (FDM) yol kaplamalarında kar ve buzu eritebilme potansiyeli son yıllarda araştırılmaya başlanmıştır. Bu çalışmada, içerisinde FDM bulunan, karbon lifler sayesinde ısı iletkenliği geliştirilmiş, yüksek dayanım/durabilite özelliklerine sahip ve asfalt/beton yolların üzerine kaplama şeklinde uygulanabilecek multifonksiyonel çimento bağlayıcılı kompozitler geliştirilmesi amaçlanmıştır. Faz değişim sıcaklığında FDM tarafından salınacak ısı enerjisi, artırılmış termal iletkenlik sayesinde, düşük oranlarda FDM kullanımında bile kar/buzun bulunduğu yüzeye hızlı bir şekilde transfer edilip kar ve buzu hızlı ve fazla miktarda eritmesi hedeflenmiştir. Çalışmalar, Hacettepe Üniversitesi İnşaat Mühendisliği Bölümü ve Karayolları Genel Müdürlüğü Araştırma-Geliştirme Dairesi Başkanlığı'nın laboratuvar imkanları kullanılarak yapılmıştır.

Anahtar Kelimeler: Buz çözücü tuzlar, Faz Değiştiren Malzemeler, Multifonksiyonellik, İletken çimento bağlayıcılı kompozitler, Dayanım ve durabilite

1 Giriş

Yüksek basınç dayanımına sahip olan çimento bağlayıcılı kompozitler, üretim ve kullanım kolaylığı birlikte uygun maliyeti sayesinde yaygın olarak tercih edilmektedir. Fakat basınç dayanımına kıyasla çok düşük oranda çekme dayanımına sahip olması, bu kompozitlerde çekme kuvvetleri etkisi altında çatlaklara sebep olmakta ve servis ömrünü kısaltmaktadır. Çatlak oluşumunu engellemek, yüksek dayanım/durabilite özelliklerine sahip olmak ve yapısal işlevlere yönelik olarak multifonksiyonel çimento bağlayıcılı kompozitler geliştirilmektedir (Yıldırım v.d., 2015). Multifonksiyonellik, herhangi bir harici güç kaynağına veya cihaza ihtiyaç duymadan yapısal olmayan işlevleri yerine getirmek için yapısal malzemenin kendisinden yararlanmak anlamına gelmektedir (Gomis v.d., 2015). Karbon bazlı malzemeler (karbon fiberler, karbon nanotüpler ve nanofiberler, karbon karası) sayesinde iletkenliği geliştirilip multifonksiyonel özellik kazandırılan çimentolu kompozitler, ısıtma, anti-statik, anti-korozyon, elektromanyetik koruma uygulamalarında kullanılmaktadır (Faneca v.d., 2018). Kimyasal olarak inert olan, korozyona dayanıklı ve iletkenliği arttıran karbon lifler düşük maliyetiyle birlikte diğer karbon bazlı malzemelere ve çelik liflere göre daha fazla tercih edilmektedir (Al-Dahawi v.d., 2016, Wu v.d., 2015, Yıldırım v.d., 2018). Karbon lifler ile oluşturulan multifonksiyonel iletken kompozitler, yol, köprü, havalimanı gibi önemli üstyapılardaki kar/buz eritme uygulamalarında kullanılmaktadır. Bu uygulamalarda iletkenliği geliştirmenin amacı, elektrik veya ısı enerjisini kaplama yüzeyine hızlı transferinin sağlanmasıdır (Wu v.d., 2015). Kar yağışlarının etkili olduğu ülkemizin birçok bölgesinde kar ve buz eritme uygulamaları önemli hale gelmektedir. İç Anadolu ve Doğu Anadolu gibi karasal iklimin hakim olduğu bölgelerde yüksek kar kalınlıkları bulunmakta ve kar, uzun süre yerde kalmaktadır (Günel, 2013). Bu durum, köy yollarında, şehir içi yollarda ve otoyollarda ulaşımın aksamasına ve 0 °C'nin altındaki sıcaklık değerlerinde buz oluşumu sonucunda can kayıplı ve maddi hasarlı kazalara sebep olmaktadır. Kar ve buz eritmek için kullanılan buz çözücü tuzlar, uygulama alanı bulduğu bölgelerde yol ve havalimanı kaplamalarıyla birlikte metal aksamalara, çevreye ve bitkilere de zarar vermektedir (Seferoğlu v.d., 2015, KGM, 2018). Öte yandan beton kaplamalarda buz çözücü tuzlar pullanma hasarı ve donatı korozyonuna sebep olurken (Neville, 2011) asfalt kaplamalarda bozulma, parçalanma ve agrega ile bitüm arasındaki aderansı zayıflatmaktadır (Hassan v.d. 2002, Fay v.d., 2008, Shi v.d., 2009). Diğer yandan geleneksel metodlara (mekanik yöntemler ve buz çözücü tuz yöntemi) alternatif olarak ısıtma sistemleri yöntemi de (elektrikli ısıtma, sıcak sulu ısıtma, karbon fiber kablolarla ısıtma vb.) yüksek kurulum ve işletim maliyeti sebebiyle sınırlı uygulama alanı bulmaktadır (Anand v.d., 2014). Genellikle inşaat alanında ısı yalıtımı için kullanılan Faz Değiştiren Malzemeler (FDM) kar/buz eritme uygulamalarında başka bir alternatif olarak ortaya çıkmaktadır. Yenilenebilir enerji kaynağı olan FDM'ler, faz değişim sıcaklıklarında güneşin ısı enerjisini salma ve depolama niteliğine sahiptir (Savija, 2018). Çalışmada asfalt ve beton yol üstyapılarının üzerine kaplama şeklinde uygulanabilecek, mikrokapsüllü FDM içeren multifonksiyonel iletken çimentolu kompozitlerin üretilmesi amaçlanmıştır. FDM tarafından salınan ısı enerjisinin yükseltilmiş termal iletkenlik sayesinde kompozit kaplamanın üzerine hızlı transferinin gerçekleştirilerek kar ve buzun süratli eritilmesi hedeflenmiştir. Bu doğrultuda ilk olarak kendiliğinden yerleşebilen/seviyelenen ve yeterli dayanıma sahip

çimento bağlayıcılı kompozitler üretilmiştir. Sonraki aşamada karışımlara karbon lif katılarak iletken özelliğe sahip multifonksiyonel kompozitler elde edilmiştir. Multifonksiyonel iletken kompozitlere ise mikrokapsüllü organik FDM dahil edilerek kendiliğinden kar/buz eritebilen kompozitlerin elde edilmesi amaçlanmıştır.

2 Deneysel Program

2.1 Kullanılan Malzemeler

Çalışmada çimento olarak EN-197-1 (2012) standardında belirtilen özelliklere sahip olan ve erken yaş yüksek dayanım sağlayan CEM I 52,5 R Beyaz çimento kullanılmıştır. Öte yandan kompozitlerin durabilitesini arttırmak ve maliyetlerini düşürmek amacıyla Öğütülmüş Granüle Yüksek Fırın Cürufu (ÖGYFC) ve ağırlıkça %5,12 oranında karbon elementi içeren ve iletkenlik değerini yükseltme potansiyeline sahip olan F sınıfı uçucu kül (UK) kullanılmıştır. Matris tokluğunu azaltmak ve liflerin homojen dağılmasına katkı sunmak amacıyla ise kuvars kumu tercih edilmiştir. Karışımların işlenebilirliğini arttırmak ve kendiliğinden yerleşebilen/seviyelenen kompozitler üretmek amacıyla polimer esaslı Yüksek Oranda Su Azaltıcı (YOSA) katkı kullanılmıştır. Karışımların viskozitesini yükseltmek amacıyla ise viskozite düzenleyici (VD) katkı bileşeni karışımlara eklenmiştir. Belirtilen malzemelerin hepsi toz formda kullanılmıştır. Termal iletkenliği arttırmak amacıyla ise teknik özellikleri Tablo 1'de verilen Karbon Lif (KL) kullanılmıştır. Çalışmalarda faz değişim sıcaklığında salacağı ısı enerjisi ile kar ve buz eritme amacı bulunan ve kimyasal formülü n-Tetradekan (C14H30) olan mikrokapsüllenmiş organik FDM kullanılmıştır. DSC analizinden elde edilen verilerle oluşturulan Tablo 2'de FDM'nin donma faz değişim sıcaklık aralığı 2°C ile -14,0 ° C olarak belirlenmiştir.

Tablo 1. Karbon lif teknik özellikleri

Özellikler	Değer
Çap	7.5 µm
Uzunluk	12 mm
En / Boy Oranı	1600
Elastik Modülü	240 GPa
Yoğunluk	1.7 – 2.0 g/cm ³
Uzama Oranı	% 1.8

Tablo 2. FDM'nin ısı enerjisi depolama/salma sıcaklıkları ve entalpileri

Erime Noktası Başlangıç Sıcaklığı (°C)	Erime Noktası Bitiş Sıcaklığı (°C)	Erime Entalpisi (J/g)	Donma Noktası Başlangıç Sıcaklığı (°C)	Donma Noktası Bitiş Sıcaklığı (°C)	Donma Entalpisi (J/g)
1,3	11,0	150,9	2,0	-14,0	-155,5

2.2 Uygulanan Deneyler

2.2.1 Kompozitlerin İletkenliğinin Geliştirilmesi

Çalışmanın ilk bölümünde yeterli dayanıma sahip ve kendiliğinden yerleşebilen/seviyelenen kompozitlerin üretilmesi hedeflenmiştir. Bu kapsamda Su/Bağlayıcı Malzeme oranı 0.23, Su/Çimento oranı 0.36, Kum/Çimento oranı 0.73 olan ve Tablo 3'de verilen karışım içeriğine sahip Referans Matris oluşturulmuştur. Oluşturulan referans matrisin mini yayılma çapı 360 mm (Şekil 1) ve 24.saat dayanımı 42,8 MPa çıkmıştır.

Tablo 3. Referans matris içeriği

Malzemeler	(kg/m ³)
Su	300
CEM I 52,5 R	819
Kum	598
Cüruf	493
YOSA Katkı	10,0
Viskozite Düzenleyici	1
Mini Yayılma Çapı (mm)	360
24 Saat (MPa)	42,8



Şekil 1. Referans matrise ait mini yayılma çapı testi

Çalışma kapsamında yeterli işlenebilirliğe ve yeterli dayanıma sahip referans matris üretildikten sonra karbon lif kullanılarak iletkenliği geliştirilmiş multifonksiyonel kompozitler üretilmiştir. Karbon liflerin referans matrise hacimce katılım oranları Tablo 4'de verilmiştir. Karbon lifli karışımlarda iletkenliği daha fazla geliştirmek adına mineral katkı olarak cüruf yerine uçucu kül kullanılmıştır. Oluşturulan iletken kompozitlere elektriksel direnç ve termal iletkenlik testleri uygulanmıştır. Elektriksel direnç testinde üç adet Ø100×50 mm boyutlarında silindirik numuneler, termal iletkenlik ölçümlerinde ise üç adet Ø50×25 mm boyutlarında silindirik numuneler kullanılmıştır. Elektriksel direnç testi, GATEC markalı RCONTM cihazıyla ve AC empedans tekniğiyle yapılmıştır. Termal iletkenlik ölçümlerinde 0.1 W/mK - 10 W/mK aralığında ve kararlı hal yöntemi (Steady-State Method) ile çalışan Lasercomp Fox-50 Isı Akış Ölçer cihazı kullanılmıştır.

Tablo 4. Karbon liflerin karışımlara katılım oranları (hacimce)

	Karbon Lif (%)	Kod
1.Karışım	0,0	K(0)
2.Karışım	0,1	K(0.1)
3.Karışım	0,2	K(0.2)
4.Karışım	0,3	K(0.3)
5.Karışım	0,4	K(0.4)
6.Karışım	0,5	K(0.5)

2.2.2 Buz Eritme Performansı Deneyi

İletken özelliği geliştirilen multifonksiyonel çimentolu kompozitlere mikrokapsüllü FDM'ler eklenip Buz Eritme Performansı deneyi yapılmıştır. Bu testte çimento kütlelerinin %0, 2, 4, 6 ve 8'i oranlarında FDM miktarı, iletken olmayan KL(0)'a, orta düzeyde iletken KL(0.1)'e ve yüksek düzeyde iletken KL(0.3)'e katılmıştır. Deneyler, Tablo 5'de verilen 15 karışıma uygulanmıştır. Karışımlar ilk olarak 150×150×40 mm boyutlarındaki kalıplara dökülmüş, %95 nemdeki kür odasında bekletilmiş ve 24 saat sonra kalıplarından çıkarılmıştır. 28.güne kadar laboratuvar şartlarında bekletilen numuneler daha sonra hazır donma çözülme kalıplarına yerleştirilerek kenar boşlukları silikonlanmıştır. Silikonlar kuruduktan sonra numuneler, donma çözülme kabineye yerleştirilmiştir. 2,5 °C sabit sıcaklığa ayarlanan kabinde numuneler kabinle eşdeğer sıcaklığa gelmesi için 24 saat beklenmiştir. Daha sonra numunelerin üzerine 100×100 mm boyutlarında ve 15 mm kalınlığında 100 gr ağırlığa sahip buz parçası koyulmuştur. Su formuna dönüşen buz kalıbın köşesinde biriktirip enjektör ile almak için üzerinde buz olan numuneler kabin içerisinde hafif eğimli konuma getirilmiştir. 8 saatlik aralıklarla numunelerin üzerinde eriyen buz miktarı tartılmış ve test 72 saat sürdürülmüştür.

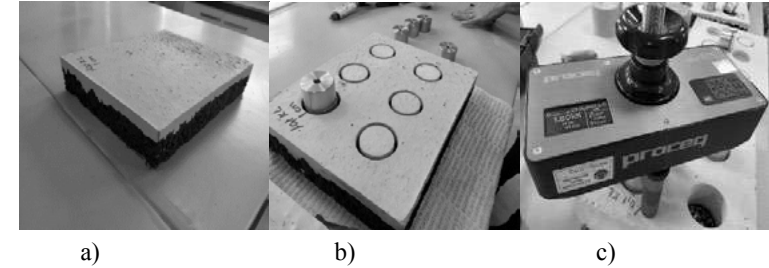
Tablo 5. FDM ve karbon lif içeren iletken kompozitler

Karışımlar	FDM (%) (çimento kütlesine oranla)	Karbon Lif (%) (karışım hacmine oranla)	Kod	İletkenlik Sınıfı
1.Karışım	0	0	F(0)KL(0)	Düşük
2.Karışım	2	0	F(2)KL(0)	
3.Karışım	4	0	F(4)KL(0)	
4.Karışım	6	0	F(6)KL(0)	
5.Karışım	8	0	F(8)KL(0)	
6.Karışım	0	0,1	F(0)KL(0.1)	Orta
7.Karışım	2	0,1	F(2)KL(0.1)	
8.Karışım	4	0,1	F(4)KL(0.1)	
9.Karışım	6	0,1	F(6)KL(0.1)	
10.Karışım	8	0,1	F(8)KL(0.1)	
11.Karışım	0	0,3	F(0)KL(0.3)	Yüksek
12.Karışım	2	0,3	F(2)KL(0.3)	
13.Karışım	4	0,3	F(4)KL(0.3)	
14.Karışım	6	0,3	F(6)KL(0.3)	
15.Karışım	8	0,3	F(8)KL(0.3)	

2.2.3 FDM İlaveli Kompozitlerin Alt Tabakayla Oluşturacağı Bağ Dayanımı Performansının Ölçülmesi- Direk Çekme Bağ Mukavemeti Deneyi

Çalışmalar neticesinde kendiliğinden kar/buz eritme potansiyeline sahip olarak üretilen çimentolu kompozitler, asfalt/beton yollar üzerine kaplama olarak uygulanması düşünülmektedir. Bu doğrultuda çalışma kapsamında üretilen ve buz eritme deneyinde uygun performans gösteren F(6)KL(0.1) kodlu kompozit, 1, 2, 3, 4 ve 5 cm kalınlıklarda olmak üzere ayrı ayrı alt tabaka asfalt ve beton numuneler üzerine dökülmüş ve iki tabaka arasındaki aderansın ölçmek amacıyla ASTM D 4541 standardında tarif edilen Direk Çekme Bağ Mukavemeti deneyi uygulanmıştır. Alt tabaka betonu C30/37 dayanım sınıfına sahip olarak KGM Beton Yol Kaplamaları Teknik Şartnamesine bağlı kalınarak üretilmiştir. Üretilen alt tabaka betonları kalıplardan çıkarıldıktan sonra 27 gün boyunca kür havuzunda tutulduktan sonra 5 ay boyunca 23±2 oC, % 50±5 bağıl nemdeki kür odasında bekletilmiştir. Asfalt alt tabaka numunesi ise KGM Bitümlü Karışımlar Laboratuvarında Karayolları Teknik Şartnamesi'ne (2013) uygun olarak %5,52 bitüm oranına sahip, %4,17 boşluk oranına sahip, Marshall Stabilitesi 920 kg olarak üretilmiştir. Alt tabaka beton/asfalt numuneleri, 320 x 260 x 50 mm boyutlarında üretimi gerçekleştirilmiştir. Dökümler tamamlandıktan sonra elde edilen iki tabakalı numuneler (Şekil 2-a), deney günlerine kadar çevresel koşullardan izole edilmiştir.

Numunelerden 15±5 mm alt tabaka betonu/asfaltı delme derinliğine kadar 50 mm çapa sahip karotlar alınmıştır ve test kapsamında metal halkalar karot üzerine epoksi vasıtasıyla yapıştırılmıştır (Şekil 2-b). 1, 7 ve 28.günde ayrı ayrı 3 adet karota direk çekme bağ dayanımı testi uygulanmıştır. Deney, Şekil 2-c'de verilen bağ dayanımı cihazı ile gerçekleştirilmiştir.



Şekil 2. a) 1 cm kalınlığa sahip F(6)KL(0.1) kodlu kompozit ile alt tabaka asfalt numunesi b) Karot alınmış ve metal halka yapıştırılmış numune c)Bağ dayanımı cihazı

3 Deney Sonuçları

3.1 Elektriksel Direnç ve Termal İletkenlik

Karbon lif eklenerek oluşturulan multifonksiyonel kompozitlerin elektriksel direnç ve termal iletkenlik değerleri Tablo 6'da verilmiştir. Sonuçlar incelendiğinde karbon lif oranı arttıkça elektriksel iletkenliğin arttığı ve ısı iletkenliğinin de yükselme eğiliminde olduğu görülmektedir. Hidratasyon yaşı ilerledikçe bazı varyasyonlara rağmen elektriksel direncin arttığı ve ısı iletkenliğinin azaldığı tespit edilmiştir. Bu durumun sebebi, hidratasyon reaksiyonlarının devam etmesi sonucunda kompozit içerisindeki serbest suyun jel ve adsorpsiyon suyu dönüşmesi sonucu karbon lif-matris arayüzündeki katı bölgenin kalınlaşmasıdır. Bu durum neticesinde iletken yol engellenmektedir (Chuang v.d., 2017). Fakat hidratasyon yaşı, eşik değerinin üzerinde karbon life sahip kompozitleri daha az etkilemektedir. Örneğin 1. gün 305 Ω elektriksel dirence sahip K(0.1) kodlu kompozit, 28. günde 1670 Ω direnç seviyesine çıkmıştır. Öte yandan 1. gün elektriksel direnç değeri 233 Ω olan K(0.5) kodlu kompozitin 28. günde direnci 440 Ω olmuştur. Belirtilen bu durumun sebebi, yüksek karbon oranlarında fiber iletim hattının ana mod haline geldiği için hidratasyon ürünlerinin etkisinin azalmasıdır.

Bununla birlikte termal iletkenlik sonuçları incelendiğinde K(0.1) kodlu kompozitin 7. gün değeri 28. güne göre 164 mW/m.K daha fazla iken K(0.5) kodlu kompozitin hidratasyon yaşından etkilenmediğinin tespit edilmesi belirtilen durumu desteklemektedir. Diğer yandan karbon lifli kompozitlerin ısı iletkenlik değerlerine bakıldığında 7.günde 28.güne kıyasla K(0) kodlu kompozit 30 mW/m.K, K(0.1) kodlu kompozit 164 mW/m.K, K(0.2) kodlu kompozit 60 mW/m.K, K(0.3) kodlu kompozit 50 mW/m.K, K(0.4) kodlu kompozitin ise 89 mW/m.K daha yüksek termal iletkenlik sonuçlarına sahiptir. Bununla birlikte K(0.5) kodlu kompozit 7.günde oranla 28.günde 10 mW/m.K artmıştır. Oluşan sonuçlar, karbon lif oranının yükseldikçe ölçüm günleri arasında oluşan ısı iletkenlik farkının azalma eğiliminde olduğunu

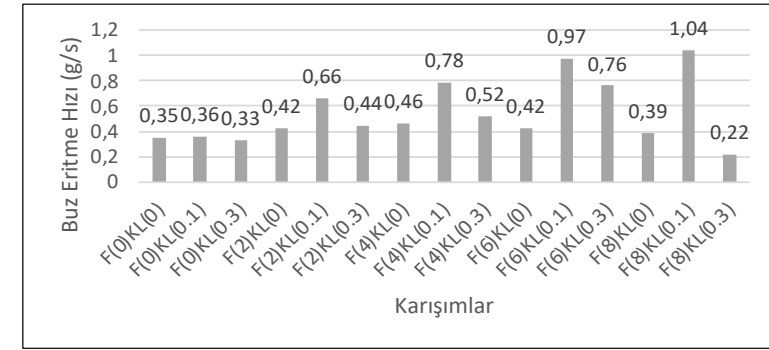
göstermektedir. Bu durumun sebebi, iletim hattının lif oranına artmasına bağlı olarak yüksek oranda oluşmasından dolayı hidrasyon ürünlerinin etkisinin azalmasıdır.

Tablo 6. Karbon lifli numunelerin elektriksel direnç ve termal iletkenlik sonuçları

Karışım Kodu	Elektriksel Direnç (Ω)				Termal İletkenlik ($mW/m.K$)	
	1.gün	3.gün	7.gün	28.gün	7.gün	28.gün
K(0)	1530	3085	4555	50655	1150	1100
	1225	2675	3945	47800	1160	1130
	1145	2140	4730	52295	1050	1040
Ort.	1400	2500	4410	50250	1120	1090
K(0.1)	287	373	522	1685	1180	1050
	316	381	537	1705	1120	973
	312	326	573	1620	1150	935
Ort.	305	360	544	1670	1150	986
K(0.2)	245	325	438	1152	1220	1180
	266	273	522	1023	1190	1150
	188	293	423	1017	1220	1120
Ort.	233	297	461	1064	1210	1150
K(0.3)	256	447	405	794	1050	990
	351	422	356	807	1210	1150
	224	304	409	787	1190	1160
Ort.	277	391	390	796	1150	1100
K(0.4)	323	323	326	526	1020	974
	291	302	296	698	1120	993
	208	296	311	678	1070	976
Ort.	274	307	311	634	1070	981
K(0.5)	247	306	324	504	1230	1220
	204	222	241	384	1190	1190
	248	285	308	432	1180	1220
Ort.	233	271	291	440	1200	1210

3.1 Buz Eritme Performansı

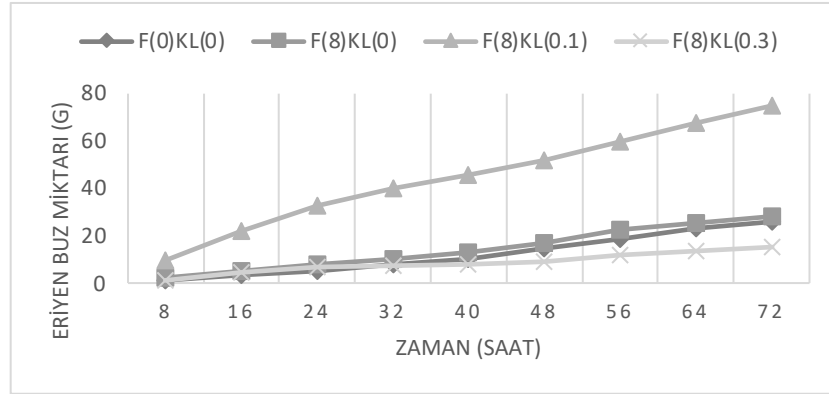
Şekil 3’de FDM içeren bütün kompozitlerin 72 saat sonunda ortalama buz eritme hızları gram/saat cinsinden verilmiştir. Şekil incelendiğinde en üstün kar/buz eritme performansları orta düzeyde termal iletkenliğe sahip hacimce %0,1 karbon lif ve FDM içeren numuneler göstermiştir. Numuneler arasında en verimli performansa sahip %8 FDM içeren kompozitlerin ve referans kompozitin kümülatif olarak buz eritme miktarları Şekil 4’de çizgi grafik ile bildiri kapsamında verilmiştir.



Şekil 3. Farklı oranlarda FDM içeren iletken karışımların buz eritme hızları

Şekil 4 incelendiğinde 72 saate 75,06 gram buz eriten F(8)KL(0.1) kodlu kompozit, en fazla buz eriten numune olmuştur. Bu kompozitin ortalama buz eritme hızı 1,04 g/s olurken, referans F(0)KL(0) kodlu kompozitin 0,35 g/s, karbon lif içermeyen F(8)KL(0) kodlu kompozitin 0,39 g/s ve F(8)KL(0.3) kodlu kompozitin ise 0,22 g/s olmuştur. İçerdiği karbon lif sayesinde ısı iletkenliği geliştirilen F(8)KL(0.1) kodlu kompozit, diğer üç kompozite kıyasla üst düzey bir performans göstermiştir. Buz tabakasının sahip olduğu soğuk ısı enerjisi, karbon lifler vasıtasıyla F(8)KL(0.1) kodlu kompozitte F(0)KL(0) ve F(8)KL(0) kodlu kompozitlere kıyasla numunenin tamamına süratli olarak iletilmektedir. Bu durumun sonucunda F(8)KL(0.1) kodlu kompozit, FDM’nin ısı enerjisini serbest bıraktığı 2 oC ile -14 oC arasındaki sıcaklık değerlerine daha hızlı ulaşmaktadır. Böylece olarak F(8)KL(0.1) kodlu numunede mevcut olan mikrokapsüller içerisindeki FDM katı faza geçerek ısıyı F(0)KL(0) ve F(8)KL(0) kodlu kompozitlere oranla daha önce salmaya başlamaktadır. Salınan ısı enerjisi yine artırılmış ısı iletkenlik sayesinde kompozitin yüzeyine ulaşarak buz daha çabuk eritmektedir. Neticede F(8)KL(0.1) kodlu kompozitte çift yönlü bir termal akış meydana gelmektedir. Belirtilen bu durumun F(8)KL(0.3) kodlu numunede oluşmaması buzun oluşturduğu soğuk ısı enerjisinin bu numuneyi yüksek düzeyde iletkenliği nedeniyle F(8)KL(0.1) kodlu kompozite göre daha fazla soğutması olduğu tahmin edilmektedir. FDM’nin oluşturduğu ısı enerjisinin düşük sıcaklıklara inen F(8)KL(0.3) kodlu numuneyi ısıtmaya yetmediği için F(0)KL(0) ve F(8)KL(0) kodlu numunelerden bile daha buz eritmesine sebep olmuştur. Sonuçlar göz önüne alındığında kar ve buz eritmek amacıyla optimum karbon lif oranının tespit edilmesi gerektiği anlaşılmıştır. Öte yandan referans F(0)KL(0) kodlu kompozit ile karbon lif içermeyip FDM içeren F(8)KL(0) kodlu kompozitin buz eritme hızları birbirine yakın olmuştur. 0,35 g/s

eritme hızına sahip referans numunede eriyen buz tamamen kabin sıcaklığı sayesinde olurken, 0,39 g/s eritme hızına sahip F(8)KL(0) kodlu numune iletken olmadığı için % 8 FDM oranının buz eritmeye katkısı düşük seviyede olmuştur.



Şekil 4. Çimento kütlesinin %8'i kadar FDM içeren iletken numuneler ile referans numunenin buz eritme miktarları

3.3 Direk Çekme Bağ Mukavemeti Deneyi

Alt tabaka asfaltı ile FDM içeren kompozitlerin farklı kalınlıklarının 1,7 ve 28. günde yapılan direk çekme bağ dayanımı test değerleri ve 28.gün kopma tipleri Tablo 7'de verilmiştir. Belirtilen test günleri için 3 adet numune teste tabi tutulmuş ve tabloda ortalama değerler sunulmuştur. Sonuçlar incelendiğinde farklı kalınlık tiplerinin iki tabaka arasında aderansı geliştirmeye yönelik belirgin bir katkısı olmamıştır. Fakat bütün kalınlık tiplerinde hidrasyon yaşı ilerledikçe 1.güne kıyasla 7. ve 28.gün bağ mukavemetinin yaklaşık 1,5 katına çıktığı görülmektedir. İşlenebilirliği yüksek kıvamdaki FDM'li kompozitler asfalt boşluklarına kolayca nüfuz etmiş ve hidrasyon yaşının ilerlemesiyle oluşan hidrasyon ürünlerinin aderansı arttırdığı görülmüştür. 1.gündeki değerler incelendiğinde farklı kalınlıkların 0,9 MPa ila 1 MPa arasında olduğu görülmüştür. Kalınlık tipleri içerisinde en iyi performansı 1 ve 3 cm kalınlığa sahip numuneler göstermiştir. Bu numunelerde 28.gün kopmalarının tamamı alt tabakadan olurken 1 cm kalınlığa sahip numune 28.günde 1,54 MPa, 3 cm kalınlığa sahip numune ise 1,52 MPa değerlerine ulaşmıştır.

Benzer şekilde alt tabaka betonu ve FDM içeren kompozitler arasındaki bağ dayanımında farklı kalınlık tiplerinin belirgin etkisi görülmemiştir (Tablo 8). Fakat soğuk derz bölgesinde hidrasyon yaşı geçtikçe oluşan C-S-H jeli ve Ca(OH)_2 iki tabaka arasında aderansı geliştirmiştir. Kalınlık tipleri içerisinde en olumlu performansı 1 cm ve 3 cm kalınlıklı numuneler göstermiştir. 28.günde 1 cm'lik numune 1,55 MPa, 3 cm'lik numune 1,57 MPa değerlerine ulaşmıştır ve kopma tipleri alt tabakadan olmuştur. Sprinkel ve Özyıldırım'ın (2000) çalışmasında belirlediği 1,4 MPa bağ dayanım değeri, 28.günde 5 cm hariç diğer

kalınlıkları ile alt tabaka betonu arasında ve bütün kalınlıklar ile alt tabaka asfalt numunesi arasında aşılmıştır.

Tablo 7. FDM ilaveli kompozitler ile alt tabaka asfaltı arasında direk çekme bağ mukavemeti deney sonuçları ve kopma şekilleri

FDM İlaveli Kompozit Kalınlığı	Bağ Dayanımı (MPa)			Kopma Şekli
	1.gün	7.gün	28.gün	28.gün
1 cm	0,99	1,45	1,54	Tamamı alt tabakadan
2 cm	0,96	1,40	1,44	2'si alt tabakadan 1'i arayüzden
3 cm	0,97	1,54	1,52	Tamamı alt tabakadan
4 cm	0,94	1,47	1,42	2'si alt tabakadan 1'i arayüzden
5 cm	0,91	1,39	1,41	Tamamı arayüzden

Tablo 8. FDM ilaveli kompozit ile alt tabaka betonu arasında direk çekme bağ mukavemeti deney sonuçları

FDM İlave-li Kompozit Kalınlığı	Bağ Dayanımı (MPa)			Kopma Şekli
	1.gün	7.gün	28.gün	28.gün
1 cm	1,37	1,45	1,55	Tamamı alt tabakadan
2 cm	0,92	1,46	1,52	2'si alt tabakadan 1'i arayüzden
3 cm	0,86	1,43	1,57	Tamamı alt tabakadan
4 cm	1,07	1,34	1,47	2'si alt tabakadan 1'i arayüzden
5 cm	1,18	1,38	1,33	1'i alt tabakadan 2'si arayüzden

4 Sonuçlar ve Değerlendirme

Bu araştırma kapsamında kendiliğinden kar/buz eritme potansiyeli bulunan, mikrokapsüllü FDM içeren, karbon lifler sayesinde multifonksiyonel iletken özelliğe sahip çimento bağlayıcı kompozitler üretilmiştir. Çalışmada optimum karbon lif oranına (karışımın hacminin %0,1) sahip ve farklı oranlarda FDM içeren kompozitler buz eritme anlamında üstün bir performans sergilemiştir. Bununla birlikte kendiliğinden kar/buz eritme potansiyeline sahip olarak üretilen bu kompozit, alt tabaka betonu ve asfaltı ile yeterli aderans sağlayacak şekilde tasarlanmış ve işlenebilirlik açısından kendiliğinden yerleşebilme/seviyenebilme, yeterli dayanıma ve durabiliteye sahip olarak üretilmiştir. Sonuç olarak bu çalışma ile geliştirilen çimento bağlayıcı kompozit kaplama gösterdiği performans ile ülkemizde kar ve buz eritmek için sıklıkla kullanılan mekanik küreme ve buz çözücü tuz yöntemlerine alternatif bir yöntem vadedmiş olmaktadır.

Kaynaklar

- Al-Dahawi, A., Öztürk, O., Emami, F., Yıldırım, G., Şahmaran, M. (2016). Effect of mixing methods on the electrical properties of cementitious composites incorporating different carbon-based materials. *Construction and Building Materials*, 104(), 160–168.
- Anand, P., Ceylan, H., Taylor, P., Pyrialakou, V.D. (2014). Cost comparison of alternative airfield snow removal methodologies. *Civil, Construction and Environmental Engineering*, Iowa State University.
- Chuang, W., Geng-sheng, J., Bing-liang, L., Lei, P., Ying, F., Ni, G., Ke-zhi, L. (2017). Dispersion of carbon fibers and conductivity of carbon fiber-reinforced cement-based composites. *Ceramics International*, (), S027288421731739X–.
- Faneca, G., Segura, I., Torrents, J.M., Aguado, A. (2018). Development of conductive cementitious materials using recycled carbon fibres. *Cement and Concrete Composites*, 92, 135–144.
- Fay, L., Volkening, K., Gallaway, C., Shi, X. (2008). Performance and Impacts of Current Deicing and Anti-Icing Products: User Perspective versus Experimental Data. *Transportation Research Board 87th Annual Meeting*, Washington DC, United States.
- Gomis, J., Galao, O., Gomis, V., Zornoza, E., Garcés, P. (2015). Self-heating and deicing conductive cement. *Experimental study and modeling. Construction and Building Materials*, 75, 442–449.
- Günel, N. (2013). Türkiye’de Kar Yağışı, Karın Yerde Kalma Süresi ve Daimi Kar Sınırı. *Çevrimiçi Tematik Türkoloji Dergisi*, 1.

- Hassan, Y., Abd El Halim, A.O., Razaqpur, A. G., Bekheet, W., Farha M.H. (2002). Effects of Runway Deicers on Pavement Materials and Mixes: Comparison with Road Salt. *Journal of Transportation Engineering*, 128(4), 385-391.
- Karayolları Genel Müdürlüğü Tesisler ve Bakım Dairesi Başkanlığı. (2018). *Kar ve Buzla Mücadele Rehberi*, Ankara.
- Neville, A.M. (2011). *Properties of Concrete*. Beşinci Baskı, Londra.
- Savija, B. (2018). Smart Crack Control in Concrete through Use of Phase Change Materials (PCMs): A Review. *Materials*, 11(5), 654.
- Seferoğlu, A., Seferoğlu, M., Akpınar, V. (2015). Karayolu ve Havayolu Kaplamalarında Kullanılan Kar ve Buzla Mücadele Yöntemlerinin Mali Analizi. *Gazi Üniversitesi Fen Bilimleri Dergisi Part C: Tasarım ve Teknoloji*, 3(1), 407 – 416.
- Shi, X., Akin, M., Pan, T., Fay, L. (2009). Deicer Impacts on Pavement Materials: Introduction and Recent Developments. *The Open Civil Engineering Journal*, 3, 16-27.
- Sprinkel, M., Ozyildirim, C. (2000). Evaluation of high performance concrete overlays placed on Route 60 over Lynnhaven Inlet in Virginia. *Final report, Virginia Transportation*.
- Wu, J., Liu, J., Yang, F. (2015). Three-phase composite conductive concrete for pavement deicing. *Construction and Building Materials*, 75, 129–135.
- Yıldırım, G., Aras, G. H., Banyhussan, Q. S., Şahmaran, M., Lachemi, M. (2015). Estimating the self-healing capability of cementitious composites through non-destructive electrical-based monitoring. *NDT & E International*, 76, 26–37.

This page is intentionally left as blank

Bu sayfa bilerek boş bırakılmıştır.

Use of Third Generation Rapid Hardening Concrete for Airport Pavement Rehabilitation - A Case Study

S. D. Özsar¹, F. Nägele¹, P. Stähli¹

¹Concretum Construction Science AG, Kloten, Switzerland

Abstract

Over the last couple of years, new generations of rapid hardening concretes were developed. These new generation of rapid hardening concretes are do not only stand out by their high early strength, reaches over 20 N/mm² already 90 minutes after setting but are also adjustable to the needs of the construction site in regard to fresh concrete properties and setting behaviour. Improved long term durability properties are giving superiority over older generations and makes them stand alone candidate for airport pavement renewal as a permanent solution. After many years of service, airport runways, taxiways and parking positions are in need of large scale renewals due to severe damages in the high wear areas. Due to high number of passengers and air traffic, repairs for the damaged areas of the infrastructures have to be done without interrupting the air traffic. During very short nightly closure windows where air traffic is at its least, is enough to perform these essential renewals. This article presents renewals at Zurich International Airport, Istanbul Sabiha Gökçen Airport which is the largest project ever performed involving rapid hardening concrete and Paris Charles De Gaulle Airport with using third generation rapid hardening concrete. Such large scale applications without affecting regular airport operations are possible thanks to the third generation rapid hardening concrete and this article shows these possibilities.

Keywords: *rapid, hardening, concrete, airport, rehabilitation*

1 Introduction

Airports operate 24/7 with or without active air traffic. Deformations occur on the surfaces of airport runways, taxiways and parking position pavements as a result of time-dependent effects and/or exceeding its design capacity. Due to increased number of passengers and air traffic, repairs needed for the damages to airport infrastructures have to be done without interrupting this high demand of traffic load. Any negative impact on air traffic during the repair of these deformations may cause great economic losses to the airport. In these repairs, where traditional methods are insufficient, the necessity of fast and durable innovative methods has emerged. Air traffic safety should be ensured without causing economic losses by repairs to be made in short time intervals. In these time sensitive situations, the effects of repairs on long-term durability remain among priorities.

It has been experienced that these difficulties can be overcome by using rapid hardening concrete. For such high early strength and long term durability demanding projects, an eligible rapid hardening material search has emerged. Traditional and new generation rapid hardening concretes can be grouped under three different generations. The first generation of rapid hardening concrete relies on Portland cement as the binding material and uses physical properties, mainly the grinding fineness, to accelerate the hydration reaction. Later, accelerators are added to the concrete to act as crystallization seeds and speed up the reaction. While this increases the early strength it also leads to problems due to excessive hydration-heat development and handling problems due to short and difficult to control open time. Second generation rapid hardening concrete mostly contains calcium aluminate (CA) and replaces Portland cement, partly or fully, with other mineral binders, which rely on different reaction mechanisms to create the high early strength while facing some durability issues. Finally, the third generation rapid hardening concrete cements are containing fully mineral and mainly based on a mixture of calcium sulfoaluminate (CSA) and Portland cements with additional mineral phases to improve the speed of strength development as well as the long-term durability. Third generation rapid hardening concrete with high durability gains its strength as a result of different mechanisms with respect to older generation fast setting concrete.

Almost in all cases for the airports, conventional fast-setting concrete is insufficient to meet the standards and durability requirements. Suitability of the use of third generation rapid hardening concrete is proven by its active use with more than 15 years of experience in various airports around the world. Low heat of hydration of third generation rapid hardening cements and long term durability improvements are taking them up on the first place as replacements product for the airports. Great advantage and improvements of third generation rapid hardening concrete are adjustable open time, low heat of hydration, long term superior durability and possibility to produce in bigger amounts while using traditional concrete casting methods.

Third generation rapid hardening concrete products were specifically engineered for the repairs of airport infrastructure in short time intervals. Its long-term durability is ensured as the strength gaining mechanism takes place as a result of hydration reaction of its mineral based content, calcium sulfoaluminate (CSA) and Portland cement phases. The setting time, which

can be adjusted for the operation at different time intervals, is another innovative and unique aspect of the third generation rapid hardening concrete. With its low heat of hydration and high early strength, third generation rapid hardening concrete is ready to use within an hour after placing.

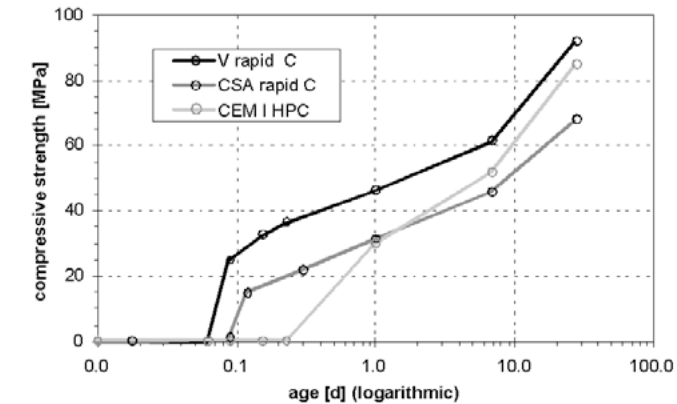


Figure 1. Compressive strength development (cubes with an edge length of 15 cm) comparison between first (CEM I HPC), second (CSA rapid C) and third (V rapid C) generation rapid hardening concrete at an age of 28 days (Martinola et al., 2006).

Figure 1 taken from the work of Martinola et al., shows that third generation rapid hardening concrete reaches a strength of more than 20 N/mm² within only 30 minutes after initial setting, while the conventional rapid hardening concrete reacts more slowly, even though its initial setting starts earlier (Martinola et al., 2006).

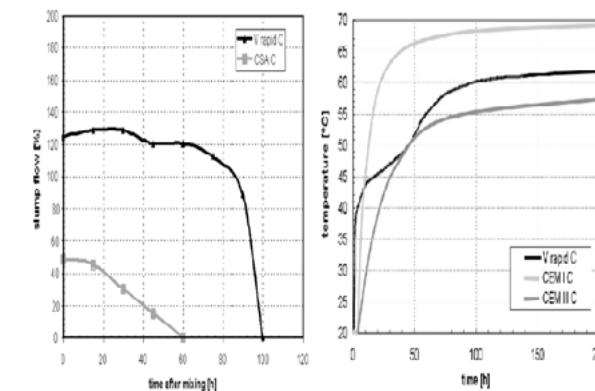


Figure 2. Slump flow comparison as a function of time between V rapid C (third-gen) and CSA C (second-gen) shows easier workability for third generation rapid hardening concrete (Martinola et al., 2006).

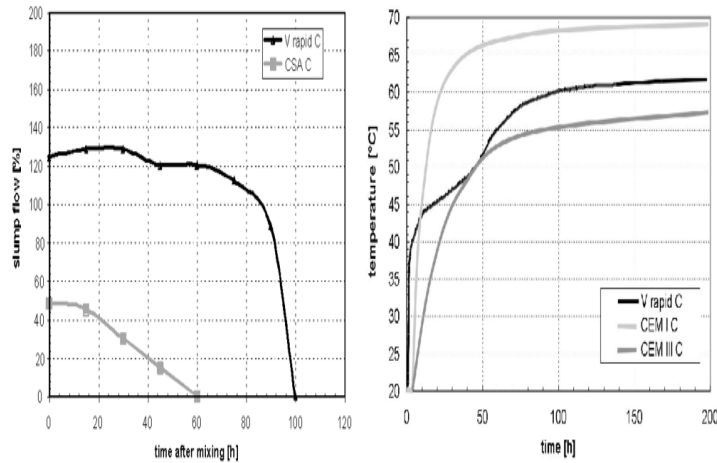


Figure 3. Adiabatic temperature development comparison between V rapid C (third-gen), CEM III C (blastfurnace CEM III) and CEM I C (Portland CEM I) (Martinola et al., 2006).

Third generation rapid hardening concrete can be produced using traditional concrete production methods without the need of extra investment. It can be easily applied by a team experienced in traditional concrete casting methods. It has the flexibility to offer various solutions depending on the requirements thanks to its multiple application methods. This innovative technology is in use continually since 2004 all around the world for various airports and helps to ensure safety of airport operations. Main limitations of second generation rapid hardening concrete containing CSA-based admixture, is early loss of workability (stiffening), the strong temperature dependence of hardening (strengths development) and the difficult control of expansion has been overcome by development of third generation of rapid hardening concrete (Repette et al., 2003)

In addition to the flexibility of achieving different concrete properties (consistency, open time, strength, exposure classes), third generation rapid hardening concrete is suitable for all kinds of production methods. The size of the repair to be made, physical infrastructure and the amount of daily repairs aimed for are important parameters to determine the production method. Alternatives such as conventional concrete batching plant production, mobile batching plant production allow flexibility according to desired requirements. On-site mixing with the help of a transmixer and using a portable mixer for patching applications are ideal back-up plans for attentively designed projects.

2 Repair Work with Third Generation Rapid Hardening Concrete at Zurich International Airport

Third generation rapid hardening concrete was first applied at the Zurich International Airport on taxiway Bravo in 2004. Almost 18 years old area where the application was made, is still in use and maintains its original form and first day quality. Ever since 2004, Zurich International Airport's demand on third generation rapid hardening concrete has risen yearly. In this period of time, approximately 30'000 square meter have been repaired with the help of third generation rapid hardening concrete. Different methods of concrete placing, both manual and with a paver, took place. As this long period of time required different assistance and production methods in order to get the work done, the main way of production remained using concrete batch plants. All batch plants located near the airport were suitable for such production and three were already in use for the projects over the years by different contractors. Transportation was done by tipper trucks and transit mixers. Most of the work was done between 23.00 hrs and 06.00 hrs in order to minimize the impact on the air traffic. Importance of these repairs are raised as a consequence of increased number of aircraft movement and limited space at the airport. During the work night, our engineers were present both on site and at the batch plant to support production closely with every step.



Figure 4. Photo of the slab repaired in 2004 after 11 years (2015).

Zurich Airport requires high demands on fresh properties, fast strength development as well as high durability on the rapid hardening concrete. The specification requires a minimum compressive strength of 16 N/mm²(f_{c,cube}) before the runway is opened back to air traffic. Third generation rapid hardening concrete provides 20 N/mm²(f_{c,cube}) in a maximum of two hours following its setting time. Depending on the project requirements and paving method, third generation rapid hardening concrete allows us to customize the consistency of the concrete. The flexibility concerning setting time of third generation rapid hardening concrete allows us to adjust the open time as short as 45 minutes to a long workability window of 120 minutes precisely. This unique property allows us to calculate the amount of time needed for

overnight production to produce and lay the concrete. Small concrete pours are done swiftly with shorter open times as well as large concrete laying with longer open time with much bigger amounts. As long-term durability is assured by the experience, third generation rapid hardening concrete is an ideal solution for damaged pavement repairs during short closures.

Table 1. Concrete properties for nightly work at Zurich International Airport

exposure class	XC4, XD3, XF4
strength class	C50/60
consistency class	S1/S2
max. aggregate size	32 mm (round)
ASR resistance	resistant

3 Runway Renewal Project of Istanbul Sabiha Gökçen International Airport

Sabiha Gökçen International Airport was built in 2001 as a secondary airport in Istanbul. It was originally designed for a capacity of 3.5 million passengers but short after the grand opening, passenger numbers started to ascend rapidly. The terminal capacity was increased to 25 million in 2008 yet no work was done on its only runway infrastructure. The 25 million passenger capacity was exceeded in 2015 and the airport started to operate over its design capacity (Bäumel et al., 2020). Today the airport serves 41 million passengers yearly. This fast growth brought some negative impacts on Sabiha Gökçen's only runway, especially on the center line region where planes are using it the most. Still today, Sabiha Gökçen is the busiest airport with one runway and one terminal in the world. Having this busy air traffic and staying without alternative runway options ties the hands of the airport management in regard to runway maintenance.



Figure 5. Defects on the runway.

Without having the option of shutting the operation down for a long time, it was decided to carry out the repair works on the runway during nightly closures between 00.50 hrs until 05.50 hrs for five days a week in 2018. Therefore, a rapid-hardening concrete product with high durability was required to get the work done. With the amounts planned for the year 2018, the project has become the largest project ever where rapid-hardening concrete was being used in one go.

Sabiha Gökçen International Airport's demand on the runway to be operational again was having a minimum of 16 N/mm² (f_{c,cube}) compressive strength. The concrete consistency expectancy was similar to that of regular pavement concrete to allow the concrete to be mixed and handled with the same equipment and training. The concrete was produced in a batch plant, which was set up right next to the airport within a 15 minute driving distance just for the execution of this project. For transportation, tipper trucks were used in order to allow for fast loading and discharging of the concrete at the batch plant and on site. Further benefits of the tipper trucks are the ability to visually check the concrete consistency and easily measured fresh concrete temperature at any time during production. An additional advantage is that the tipper trucks can also be used for the transport of the excavated slabs. Presence of support engineers at the batch plant allows an immediate possibility to react with any change on those parameters. Open times of the concrete are kept between 45 minutes to 120 minutes under the demands of the site for the night.

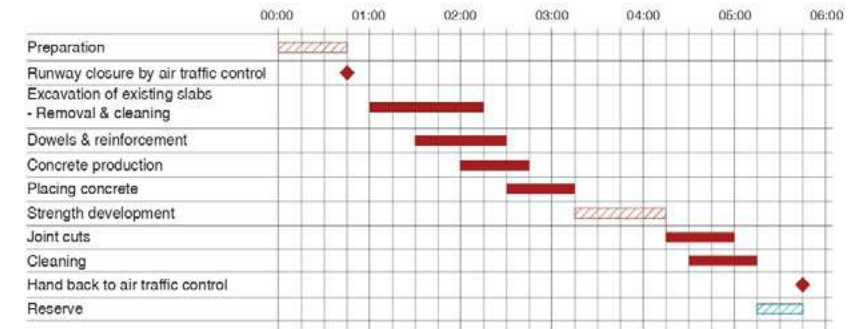


Figure 6. Nightly construction schedule for Sabiha Gökçen International Airport (Bäumel et al., 2020).

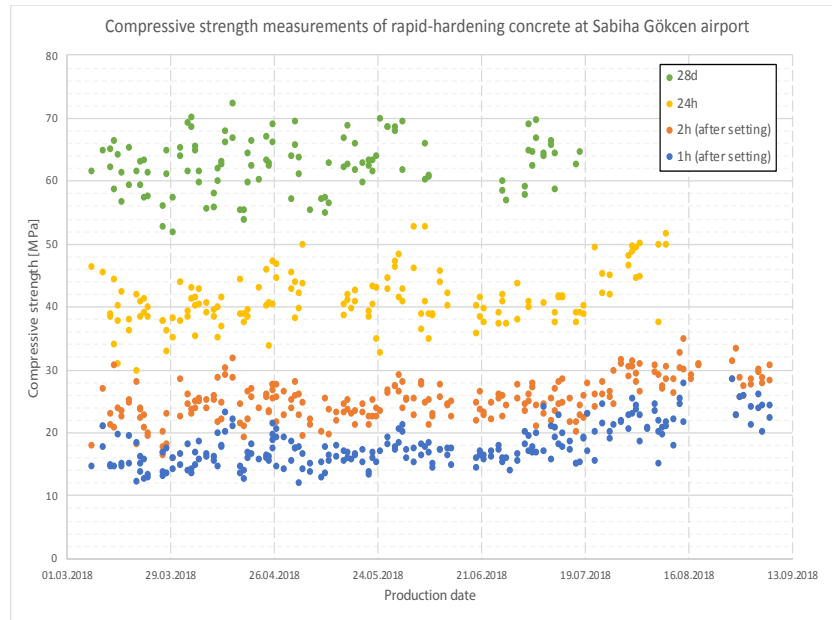


Figure 7. Compressive strength values after the setting ($f_{c,cube}$).

Third generation rapid hardening concrete used in Sabiha Gökçen International Airport is a composite made by using fully cementitious third generation rapid hardening cement, superplasticizer and retarder which keeps open time under control. Aggregates used for the concrete are local aggregates from Istanbul with a maximum grain size of 38 mm diameter and water-cement ratio kept in between 0.31 - 0.35. Compressive strength values of 1 hour after setting, 2 hours after setting 1 day and 28 day age are shown on Figure 7 and a detailed mix design can be seen in Table 2 (Bäumli et al., 2020). Preliminary tests are showing that designed concrete is compatible to XC4, XD3 and XF4 exposure classes.

Table 2. Concrete mix design at Sabiha Gökçen International Airport (Bäumli et al., 2020)

Third generation rapid hardening cement	390 kg/m ³
Aggregates (0/5, 5/12, 12/22 and 22/38 mm)	1950 kg/m ³
water/cement ratio	0.31 - 0.35
Superplasticizer	2.2 - 6.8 kg/m ³
Retarder	0.8 - 5.3 kg/m ³



1. Breaking and removing the old slabs

2. Reinforcement placement



3. Concrete production at the plant

4. Fresh concrete pour into the slab



5. Concrete compaction and vibration

6. Broom finish



7. Concrete curing

8. Cutting of the joints

Figure 8. Construction steps (Bäumli et al., 2020).

The project has started in 2018 and until today around 20'000 m² area of runway, taxiway and parking positions have been renewed with third generation rapid hardening concrete. During the project, all nights were handled without any incident impacts on air traffic and at the end of each night operation handed back to air traffic control safely. Repairs in Sabiha Gökçen International Airport are still ongoing in 2022 with the help of third generation rapid hardening concrete. At the start of the project in 2018, an area of 75 m² (4 slabs) were repaired each night and as the work continued, this amount was increased to 130 m² (7 slabs) nightly. All amounts produced were placed manually during the project. This project shows that using third generation rapid hardening concrete allows such large scale concrete replacements during short night closure periods using the same equipment and method of conventional concrete production. As the air traffic loads are expected to grow continuously over the following years, it becomes easier to see the importance of such projects and methods. Easy application of the third generation rapid hardening concrete technology and proven durability are making this technology a favourable solution for the aviation industry. Flexibility and sustainability are two key factors of this product and projects where third generation rapid hardening concrete is in use (Bäumli et al., 2020).

4 Stand Repair at Paris Charles De Gaulle

Paris' largest airport Charles de Gaulle carries 65 million passengers throughout the year. This busy air traffic makes it almost impossible to find any repair time under full closure. By the help of third generation rapid hardening concrete, repair works can be done on slabs without damaging adjacent slabs. Repair works are carried out with the help of a mobile concrete batching plant which gives flexibility on repairing relatively small areas. Under a tight schedule, the repaired slabs are ready to be loaded only after 30 minutes following its placing. After 4 hours of mixing the concrete, splitting tensile strength reaches the required value of 3.3 N/mm².

The fully loaded mobile batching plant has a capacity to produce 9 m³ of concrete. In case of need, this amount can be increased by loading the mobile batching plant with material whilst using it for mixing. In this way, it is possible to achieve short open times (30 minutes) due to the gained time which results from not having to transport the freshly produced concrete to site.



Figure 9. Mobile batching plant and night time renewal.

With this method over 5'000 m² have been replaced with third generation rapid hardening concrete. High durability and required standards are achieved as in all projects. The flexibility of this concrete system gives the possibility to act swiftly in urgent repair works while assuring very high quality.

5 Conclusion

The unique nature of third generation rapid hardening concrete solutions are providing fast and durable repair work possibilities for the airports. Flexibility and reliability of the products are playing a key role in these successful replacements. Third generation rapid hardening concrete is a product which numerous airports have done their repair work with and kept as an urgent repair solution in reserve. Pure cementitious content is giving its superior durability properties in the long term. High early strength values are meeting and exceeding the required values for airports to continue their operations without extra waiting periods. Alterable open time duration makes the product suitable for various types of repair work and amount of replacement. Exceptional quality of both fresh and hardened states of the concrete appears right at the start of the production process and lasts its economic life long. Third generation rapid hardening concrete is a product specially designed for airport infrastructure repair work under limited time periods, thus it becomes the most suitable replacement product for such projects. Applications done at different airports are showing the capability of the product even on the most critical areas of the operation. Third generation rapid hardening concrete solution is reliable to use at busiest airports with one runway without interrupting their planned air traffic as part of their years-long maintenance programs. Project long lasting support by the team of qualified engineers concerning mix designs, laboratory trials and on-site support, carefully prepared replacement programs and backup plans provide guarantee of high quality work. Years of experience and economical calculations are revealing the benefits of the repair work done by third generation rapid hardening concrete solutions. Feedback from airlines, pilots and engineers regarding quality of work and its positive effects on their operations and keeping the air traffic alive by successfully completing the repair work of great amounts of surfaces for the airport without interrupting the air traffic shows that this delicate job is being handled properly without exception.

References

- Bäumel, M., Melchior, J., Constandopoulos, F. (2021). Over-night renewals of the concrete runway at Sabiha Gökçen International Airport Istanbul. 12 th International Conference on Concrete Pavements.
- Martinola, G., Bäumel, M., Sommain, D. (2006). Rapid Hardening PVA Fibre Reinforced Concrete.”International RILEM Workshop on High Performance Fiber Reinforced Cementitious Composites in Structural Applications. RILEM Publications SARL.
- Repetto, W.L., Mailvaganam N.P., (2003). Calcium Sulfoaluminate-Based Expansive Admixtures- A review’, Proceedings of the seventh CANMET/ACI Conference “Superplasticizers and other chemical admixtures in concrete” (Berlin, Germany, 9.2003) 177-193.

Two-Layer Concrete Pavements

L. Rens¹

¹FEBELCEM/EUPAVE, Brussels, Belgium

Abstract

Today, modern road construction makes many high demands. Not only must road surfaces be safe, comfortable and quiet, but they must also meet various sustainability requirements. In particular, the longevity of the pavement has a positive impact on the cost price but also on the environmental impact, and this throughout the life of the pavement. It is a fact that pavements need to become ‘greener’ and fit in with the philosophy of the circular economy, all with a limited social cost.

Today’s concrete roads meet many of these requirements, but it is not always easy to meet all criteria. The two-layer concrete pavement concept allows many of the criteria to be optimised. For example, low-grade materials such as artificial aggregates or recycled aggregates can be used in the lower layer. In the top layer of the pavement, which is visible on the surface, high quality components can be used to improve the surface characteristics (evenness - braking distance - noise) or to provide a decorative appearance.

This paper provides several details on the characteristics and benefits of two-layer concrete pavements and provides recommendations for their design and construction. Various road and highway applications will be reviewed - both for jointed plain and continuously reinforced concrete - as well as aesthetic concrete pavements for public spaces and urban areas.

Keywords: *exposed aggregate concrete; two-layer concrete pavements; two-lift concrete pavement*

1. How and why should a two-layer concrete pavement be prescribed?

A two-layer concrete pavement consists of a lower layer and an upper layer (also known as the wearing course). The pavement is laid in two phases, where the fresh concrete of the upper layer is poured onto the fresh, uncured concrete of the lower layer. The time between laying the two layers should therefore be limited to 30 minutes and max 1 hour in order to guarantee a perfect mix between the two layers. The result after curing is a monolithic concrete pavement where both layers fully adhere to each other. The lower layer is usually the thicker (15 to 23 cm), while the upper layer is usually limited in thickness (4 to 10 cm).

In principle, different concrete compositions are used for the top and bottom layers. The top layer contains high quality and/or expensive materials such as wear resistant or coloured aggregates and colour pigments. Lower quality materials can then be used in the lower layer, typically those that do not meet the surface requirements of a road surface - such as artificial aggregates or recycled concrete aggregates.

In some cases, the same concrete mix can be used for the top and bottom layers. In these cases, the method of finishing and compaction differs, e.g. vibrating the lower layer and smoothing the upper layer without vibration.

The advantages of two-layer concrete pavements are measurable in the quality of the road surface, but also from an economic and ecological point of view.

In terms of surface quality, the following characteristics can be highlighted:

- evenness, which ensures good driving comfort. This characteristic is easier to achieve with two-layer concrete, as the top layer is thinner and only smoothed, which is easier to achieve than the full thickness of a single-layer concrete;
- skid resistance, which guarantees a short braking distance and thus the safety of the road user. The use of quality aggregates in the concrete mix that are not susceptible to polishing is crucial;
- the quietness of the surface: the low rolling noise caused by the interaction between the tyres and the road surface. The presence of small, uniform aggregates evenly distributed over the surface is essential;
- aesthetic aspects such as colour, texture, incorporated patterns, ... A wide range of possible aspects is thus available;
- the light colour of the surface and its corresponding albedo (light reflection) creates a cooler surface. In addition, the reflection of the sun's rays counteracts global warming;
- special properties such as air purification using photocatalytic surfaces to remove nitrogen gases from the air;
- the durability and wear resistance of the surface, e.g. the resistance to scaling under the influence of freeze-thaw cycles in the presence of de-icing salts.

The obvious economic advantage over single-layer concrete is that expensive materials can only be used in the top layer and therefore in a limited thickness. The lower layer can then contain fewer valuable materials. However, it is possible that the implementation of two-layer concrete pavements is ultimately more expensive due to the greater logistical effort required by the need for two machines and two concrete plants. However, if the volume is high enough, the use of cheaper materials for the top layer can compensate for this extra cost in many cases.

For the benefit of the environment and the circular economy, recycled materials can be used in the bottom layer, preferably high-quality concrete aggregates from old road infrastructure. As already mentioned, it is also possible to apply certain environmentally friendly technologies, such as surfaces with a de-polluting effect, in the top layer.

2. Applications for aesthetic concrete surfaces and special compositions

In the construction of streets and public spaces, coloured and/or exposed aggregate concrete is often used for the design of qualitative and decorative environments. The great advantage is that the aesthetic appearance is combined with good resistance to heavy traffic. The appearance of exposed aggregate (coloured) concrete is determined by the stones that appear on the surface in combination with the visible mortar. The mortar can be simply grey concrete in colour or it can be coloured by adding dye or pigment to the mixture. For even more variation, coloured stones can also be used. The combination of stone and mortar can be homogeneous or contrasting, according to the taste of the designer.



Figure 1. Exposed aggregate concrete surfaces – homogeneous and contrasting combination of stones and mortar

In terms of aesthetics, it is possible to choose expensive materials. In order to obtain variations, the designer can vary, for example, the type of stones, the colouring or the use of white cement. In these cases, the two-layer concrete technique can be an interesting way of making the project affordable. This is because expensive raw materials are only used in the thinner pavement layer.

3. Special compositions for the top layer

In addition to aesthetics, other functions can be assigned to the top layer. This is the case, for example, with concrete pavements with a pollution control effect, in which photocatalytic materials are incorporated into the concrete of the top layer. This is titanium dioxide (TiO_2), this time not as a dye, but as a catalyst in the photocatalytic process. This is activated by the influence of sunlight and causes the harmful particles from air emissions, i.e., nitrogen oxides (NO_x : NO and NO_2), to be converted into nitrate (NO_3), which is then washed away by rain. In Belgium, this technology was applied in 2011 in two pilot projects, monitored by the Belgian Road Research Centre, where two-layer concrete was laid on the industrial sites “Den Hoek 3” in Wijnegem and “Duwyckpark” in Lier. In the top layer (thickness 50 mm), a cement with 4% TiO_2 was used. In Wijnegem the surface is an exposed aggregate concrete, in Lier a brushed concrete to obtain a more active cement surface. The underlayer (180 mm thick), which consists of 57% recycled concrete aggregates, was therefore also designed with environmental criteria in mind.



Figure 2. Laying of the white top layer titanium dioxide of the two-layer pavement in Wijnegem

4. Application for low-noise road surfaces

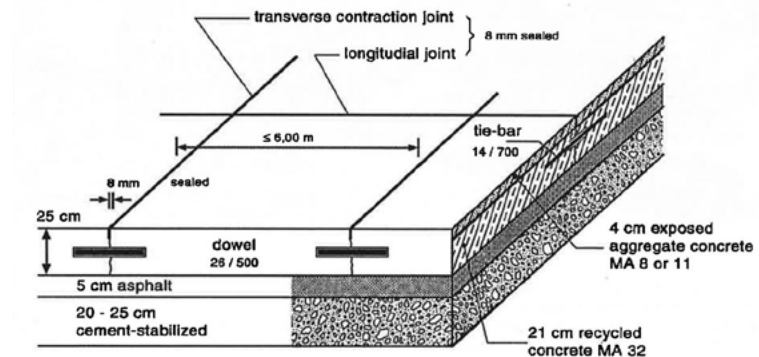
One of the primary advantages of the two-layer construction of a concrete pavement is the possibility of optimising the surface texture in terms of skid resistance, evenness and rolling noise by means of a suitable composition of the top layer. In particular, the traffic noise reduction effect has allowed two-layer concrete pavements to gain ground in Europe over the last three decades. Dense (non-porous) low-noise road surfaces are, quite simply, characterised

by the presence of small aggregates on the surface. These aggregates should be distributed on the surface in a dense and random (not periodically ordered) but homogeneous manner. This can be achieved by incorporating small aggregates ($D_{\text{max}} \leq 10 \text{ mm}$ or even 6.3 mm) into the concrete composition of the top layer.

4.1. Two-layer JPCP

AUSTRIA

In 1990, Austria, a country with a long tradition of concrete pavements, was faced with two challenges: on the one hand, the renovation of a number of existing old concrete motorways and, on the other hand, the problem of excessive rolling noise. The solution proposed was the two-layer exposed aggregate concrete technique. The concept was based upon the Belgian system, but the reduction of the aggregate size to 8 or 11 m made it possible to drastically reduce the rolling noise. In addition, the concrete from the old motorways was reused in the sub-base of the new construction. For this purpose, the demolished concrete was processed in a crushing and screening plant into a new crushed aggregate of different fractions. The 4/32 fraction was used in the concrete of the bottom layer: the 0/4 fraction in the cement-bound base layer.

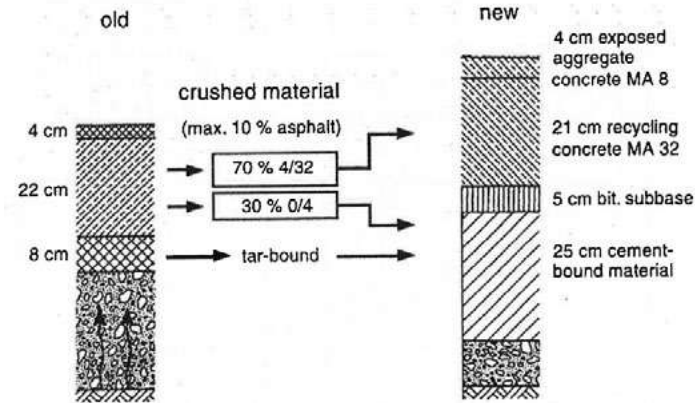


The typical cross-section of an Austrian motorway and the recycling concept are shown below:

Figure 3. A typical Austrian motorway since 1990

Note also the presence of an asphalt layer between the hydraulically bound foundation and the concrete pavement, which is similar to the contemporary Belgian concept of jointed plain concrete pavements (JPCP) or continuously reinforced concrete pavements (CRCP) for heavy traffic. In Austria, the initial reason for this choice was to allow temporary traffic on the road so that any settling in mountainous areas could still take place before the concrete was laid. Later, this layer also served as a foundation protection. In addition, we now know that it makes an important positive contribution to the long-term behaviour of the pavement.

Often the old asphalt interlayer was also incorporated (stabilised and immobilised) into the new cement treated base, in some cases using special cements.



The first Austrian experiences proved to be technically and economically successful. Between 1990 and 2000, approximately 240 km of motorways were rehabilitated.

Figure 4. Concept for reconstruction and recycling of old motorways in Austria

GERMANY

In Germany, the Austrian example was quickly followed: the surface finish historically achieved with burlap was replaced by two-layer exposed aggregate concrete. As in Austria, two-layer technology has now become the standard. In addition to noise reduction, another advantage has been the preservation of the quality of the dowels when they are mechanically inserted into the fresh concrete. In Germany, the use of metal cradles is not allowed on motorways because the correct position of the dowels is better ensured when they are inserted mechanically. However, another problem was detected in the single-layer version: the presence of air cavities above the dowels, which resulted in reflection cracks on the surface. The fresh-on-fresh application of the top layer fills these cavities and avoids these problems. It also avoids any irregularities above the vibrated dowels in the case of single-layer concrete. Even if the surface texture is not exposed aggregate concrete, it may still be worthwhile to work with two-layer concrete. Indeed, a lower quality concrete composition in the underlayer can, in some cases, save money on the project.

CZECH REPUBLIC - POLAND

These developments in two-layer concrete technology have been adopted in other Eastern European countries, including the Czech Republic and Poland. In Poland, 650 km of motorways and express roads have already been built in concrete in recent years and a further 800 km are planned by 2025.

UNITED STATES

In the United States, two-layer concrete was used between 1950 and 1970 for the construction of reinforced concrete slabs in several states (Illinois, Iowa, Wisconsin, Michigan, ...). The initial objective was to be able to manually place the reinforcement mesh between the transverse joints on the still uncured lower layer. The same concrete mix was used for the top and bottom layers. Later, having switched to unreinforced concrete slabs, the two-layer concrete was no longer necessary.

During the years 1970 and 2004, 5 experimental road sections were built with two-layer concrete, mainly with the interest of using a different quality concrete composition in both layers.

Some characteristics of the different projects:

- Use of concrete of different strengths in the upper and lower layers;
- Use of local natural aggregates of inferior quality (not resistant to polishing, higher coefficient of thermal expansion) in the lower layer;
- Use of a recycled asphalt fraction in the lower layer, e.g. from the demolition of a composite pavement (concrete + upper asphalt layer).

In 2006, an American delegation went on a study tour to Europe (AT, DE, BE, NL) on the subject of "Long-life concrete pavements". The conclusions of this visit encouraged the Americans to continue using two-layer concrete pavements. With the help of Austrian experts, a study project was carried out in Kansas, i.e. a two-layer pavement with a exposed aggregate surface made of small aggregates. In 2014 and 2017, three other successful study projects were conducted in Tennessee, California and Texas.

A notable project, completed from 2013 to 2016, is the widening and reconstruction of the I-90 toll road, 124 km northwest of Chicago, Illinois, towards Wisconsin. The structure chosen is a doweled two-layer JPCP. The total thickness of the concrete pavement is 33 cm. Special efforts were made to address the environmental impact of the project. The bottom layer contains up to 50% recycled concrete aggregates and/or recycled asphalt aggregates ("FRAP = Fractionated Recycled Asphalt Pavement"). Another special feature is that the lower layer was laid without additional compaction, which may imply the risk of quality loss. This choice is explained by the current tax system, which provides for an additional payment if a second compaction machine is used. For the top layer, however, a conventional slipform paver was used. The surface finish was a fine tining in the longitudinal direction.

4.2. Double-layer continuously reinforced concrete pavement (CRCP)

Together with some American states, Belgium is undoubtedly one of the pioneers in the field of continuously reinforced concrete for road construction. It is therefore not surprising that most of the applications of two-layer continuously reinforced concrete are also found in Belgium.

HERENTALS, A13/E313, 2012

After the severe damage caused by the winter of 2009/2010 to the open asphalt of the E313 motorway, it was decided to renew part of the surface from Herentals to Grobbendonk in the direction of Antwerp. For noise reasons, a two-layer CRCP was chosen. In view of the problems on an earlier worksite on the N49/E34, certain adjustments were made to the technical specifications:

- Recycled aggregates were no longer permitted for the composition of the underlay, but the requirements were adapted so that limestone could be used (adapted requirements for crushed aggregate: LA25; PSVNR and MDE20).
- No air entrainers were allowed for the concrete in the lower layer. The aim was to achieve the best possible bond between the concrete and the longitudinal reinforcement (although this causal link was not demonstrated by the research).
- The longitudinal reinforcement was placed lower: the distance and tolerance between the upper edge of the longitudinal reinforcement and the surface of the two-layer pavement should be 95 ± 10 mm. As the thickness of the top layer was 50 mm, the longitudinal reinforcement was 45 mm from the surface of the bottom layer. The aim was therefore to avoid the possibility of vibration of the reinforcement during the compaction of the lower layer.
- The technique of crack initiation was introduced, i.e. making short saw cuts of 40 cm in length, 4 cm in depth and with a spacing of 1.20 m at the edge of each concrete strip. These cracking starts must be made within 24 hours of pouring the concrete. The intention is to better control the cracking pattern of the IBC. In the meantime, observations and research have shown that this is a very effective technique that can, in fact, avoid both too small and too large cracks.

Work on the E313 was successfully completed, again with excellent results in terms of skid resistance, evenness and road noise.



Figure 5. Construction and finished project of the E213, Herentals, 2012

GEEL - KASTERLEE, N19g, 2013

The new link road between Geel and Kasterlee was part of the PPP project for the North-South Kempen link. Here too, the reduction of traffic noise was an important requirement of the project. This was achieved by applying a two-layer CRCP and/or installing noise barriers in sensitive areas.



Figure 6. Construction and finished project of the North-South Kempen Link, Geel-Kasterlee, 2013

BRUGGE - ZEEBRUGGE, A11, 2014-2018

To improve access to the port of Zeebrugge, the A11 (E34) south of Westkapelle was linked to the N31 north of Bruges, which then connects to the E40. In this way, heavy port traffic could be diverted from local traffic and at the same time traffic safety could be improved. For most of the roads in this PPP project, asphalt was chosen. For the various sections of the tunnel, however, a two-layer CRCP was chosen. Not only because of its higher fire resistance, but also because of its durability, low maintenance requirements and higher light reflection.

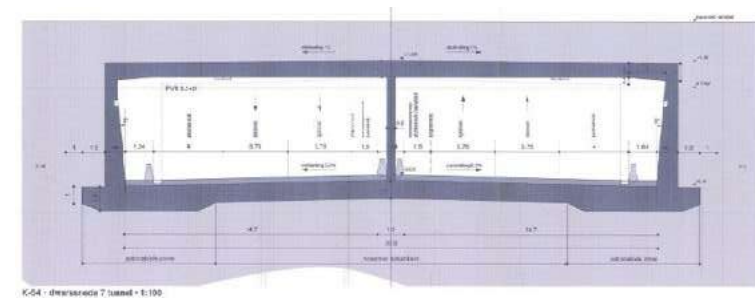


Figure 7. Tunnel cross section at the A11. ©Willemen

The typical tunnel cross-section is as follows:

- Top layer of 50 cm in exposed aggregate concrete 0/6.3 mm ;
- Bottom layer 170 mm; position of longitudinal reinforcement approx. 50 mm below the surface of the bottom layer;
- 50 mm asphalt sandwich layer ;
- 50 mm open asphalt drainage layer;
- 1000 mm thick concrete tunnel deck;
- 100 mm of lean concrete
- Foundation piles.

COUVIN, N5/E320, 2018-2019

The decongestion of the municipality of Couvin, in the south of the province of Namur, has become a reality with the construction of a new 14 km long road. This ring road is part of the E320 and connects the N5 at Frasnes-les-Couvin to the French border at Brûly-Guéd'Hossus (A304). The first phase of 5.1 km constituted the effective opening up of the centre of Couvin and was put into service in October 2017. The second phase, 8.7 km long, forms the connection with the French border and was inaugurated in 2019. The pavement is a two-layer CRCP consisting of a lower layer of 170 mm (0/32) and an upper layer of 60 mm (0/6.3). In the first phase, the 2 lanes and the hard shoulder were concreted in two widths; in the second phase, the pavement was poured in a single width of 10 m.



Figure 8. Construction of the 2nd phase of the Couvin bypass (photos @ Cimbéton)



Figure 9. Concreting over the entire width with two slipform pavers (photos @ Cimbéton)

5. Points of attention when laying two-layer concrete pavements

5.1. Concrete production

Two-layer concrete requires two concrete mixes that can be supplied by two different concrete plants. Alternatively, a single mobile plant can be installed on site. It then produces both mixes. This means that, in any case, this type of implementation requires an adapted logistical and operational deployment at the plant(s). This is because it is imperative to ensure that the right raw materials and dosages are available in the right concrete mix, without contamination of one with the other.

5.2. Supply of concrete

The bottom layer is normally supplied by tipper trucks capable of transporting large quantities of concrete. The top layer can also be supplied by tipper trucks, but it is also possible to use mixer trucks. The precise coordination of the supply of the two concrete compositions is of course crucial. Due to the specific thicknesses of the two layers, approximately 4 loads of concrete are required for the sub-base for 1 load of concrete for the top layer, for a pavement thickness of 25 cm. Thus, the signage on the trucks and on the construction site must be optimal so that the layer concerned can be clearly identified by the people on the construction site. For example, a system of coloured flags or markings on the truck windscreen can be used for this purpose. Typically, each of the compositions can be recognised by its consistency: the composition for the sub-layer has a rather wet earthy appearance and a coarse structure, while that for the top layer can be a bit more fluid and fine-structured. Even if a mobile plant is used for the production of the concrete, once the concrete has been poured for laying, no mistakes can be made.



Figure 10. The designation “SUP” refers to concrete for the top layer (SUP layer).



Figure 11. Lommel Kristalpark - placing dowels in the slots in the bottom layer

5.3 Space and time management on site

Anyone who wants to work needs space. On Belgian territory, the space available next to roads is generally limited, especially when existing roads are being rebuilt. Space is an important factor in coordinating the supply of different types of concrete. The top layer must be applied to the sub-layer within 30 minutes (fresh-on-fresh method). Two slipform pavers are therefore recommended for the construction of high-gauge roads. The average speed of advance is approximately 1 metre per minute, which means that there is a maximum distance of 30 metres between the machines. However, there is also an alternative: in Austria and Germany, road builders use an integrated version of the two machines, so that the two operations follow each other automatically.

5.4 Compaction and finishing of the layers

The concrete of the sub-base is compacted with vibrating needles, either by machines or by manually operated slipforms. No surface finish or protection against drying out is required for the sub-base. Smoother or “supersmoother” is also not permitted for the underlayment. In the case of doweled concrete, the dowels are driven into the subgrade by vibration. Sometimes they are also placed manually in pre-formed slots. The top layer must also be well compacted, but it is essential to avoid the aggregates of the lower layer penetrating through the top layer to the surface. A slight mixing of the two layers is permissible and even recommended, as this ensures the monolithic character of the structure. Some slipform pavers are equipped with T-shaped flat vibrators for this purpose.

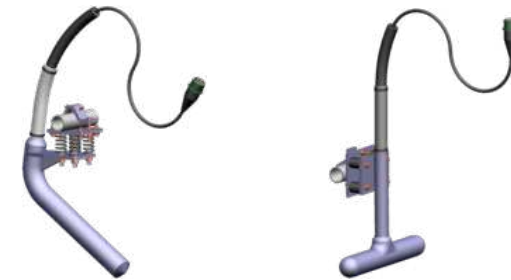


Figure 12. Vibrating needle and a T-shaped vibrating needle for the upper layer (photos@ Wirtgen)

6. Conclusions

Two-layer concrete pavements are increasingly used because of the economic and environmental benefits they offer. The cost of expensive materials in the top layer is reduced, while the bottom layer is more environmentally friendly due to the use of recycled aggregates and a reduced cement content. Improved surface characteristics are also an important benefit: skid resistance due to the use of high-quality aggregates; improved evenness due to the thinner top layer; reduced road noise due to an optimally graded exposed aggregate concrete texture and, if desired, a decorative appearance due to the use of mortar and/or coloured aggregates on the surface.

In most European countries, two-layer exposed aggregate dowelled JPCP is used for the construction of concrete motorways. Belgium, on the other hand, has a great deal of know-how in the field of two-layer CRCP. In the context of the European policy for a climate-neutral environment by 2050 and the need for a circular economy, two-layer concrete pavements offer many possibilities for the future.

References

- Beeldens A., Boonen E. Road Research Centre. (2013). Fotokatalyse: de luchtzuiverende weg (Photocatalysis: the road with purifying properties). Belgian Road Congress, Liège, 2013
- Beeldens A., Vynckier B., Lambert G., Balfroid N. (2018) Two case studies of two lift CRCP on Belgian highways: the open tunnel on the E34 and the ring road of Couvin (E420). 13th International Symposium on Concrete Roads, Berlin, Germany, 2018
- Bernacchio A., Wirtgen GmbH. (2019). Slipform paving - Two lift concrete pavement construction. First Concrete Roads Congress and Exhibition, Ankara, Turkey, 13-14 November 2019
- Cable J., Iowa State University. (2004). Reassessing two-lift paving. Tech transfer summary, National Concrete Pavement Technology Center, Iowa, U.S.
- Cable J.K., Frentress D.P. (2004). Two lift Portland cement concrete pavements to meet public needs. Technical Report, Center for Transportation Research and Education, Iowa State University, Iowa, U.S.
- Hooker K.A. (2011). How about a (second) lift? Article in Concrete Construction, www.concreteconstruction.net.
- Rens L., Van Wijnendaele I. (2009). Tweelaags DGB met hergebruik van betonpuin in de onderlaag: ervaringen op de E34 te Zwijndrecht. Belgian Road Congress, Gent, 2009
- Rens L., De Koker G., Groenen N., Covemaeker F., Scharlaekens S. (2014). Comparison of two rehabilitation worksites of motorways: single versus double laid CRCP. 12th International Symposium on Concrete Roads, Prague, Czech Republic, 2014
- Rens L. (2015). Roads and outdoor pavements in concrete slabs. FEBELCEM, Brussels
- Sommer H., Forschungsinstitut der Vereinigung der Österreichischen Zementindustrie. (1999). The Austrian experience with concrete pavements. Jornades sobre pavimentos de hormigon, Alicante, ES, 1999
- Van de Craen H., Colas, Van Audenhove P. OCCN-CRIC. (2001). Sierbetonverharding van het Sint- Jansplein te Antwerpen (Decorative concrete surfacing for the Sint-Jansplein in Antwerp). Belgian Road Congress, Genval, 2001.
- Verhoeven K. The behaviour of continuously reinforced concrete. (1992). CRIC, Brussels

Makro Sentetik ve Çelik Liflerin Beton Yol İmalatında Fiziksel ve Mekanik Özelliklere Olan Etkileri

Fatih Acıkök, Ayhan Cömert, Nilgün Güngör

Karayolları Genel Müdürlüğü Ar-Ge Dairesi Başkanlığı, Ankara, Türkiye

Özet

Bu çalışmada makro sentetik ve çelik liflerin betonun mekanik özellikleri üzerindeki etkisi incelenmiştir. Beton karışımlarında en büyük tane boyutu 22mm olan üç farklı agrega kullanılmıştır. Çimento dozajı 340 kg/m³, su/çimento oranı 0,45 olarak sabit tutulmuştur. Karışımlarda referans beton ve narinlik oranları 77 olan 4,5 kg/m³ oranında iki farklı makro sentetik lif ve narinlik oranı 80 olan 25kg/m³ oranında çelik lif kullanılarak 4 farklı tip beton hazırlanmıştır. Üretilen bu betonlara 7 ve 28 günlük basınç, yarma ve eğilme dayanımları, enerji depolama kapasiteleri ile durabilitesinin değerlendirilmesi amacıyla da donma çözülme deneyleri yapılarak karşılaştırılmıştır. Karayolları Genel Müdürlüğü Beton Yol Kaplamaları Teknik Şartnamesi'ne (2016) bağlı kalınarak yapılmıştır.

Anahtar kelimeler: Beton yol, makro sentetik lif, çelik lif, donma-çözünme dayanımı, basınç dayanımı, eğilme dayanımı, yarma dayanımı

1.Giriş

Lifli beton; betonların eğilme dayanımı, tokluk, darbe dayanımı gibi özelliklerinin artırılması amacıyla; çimento, agrega ve liflerin su ile karıştırılmasıyla oluşturulan beton tipi olarak tanımlanmaktadır. Lifler (fiber) taze beton içine katılan belirli boy/çap (narinlik) oranına sahip metal, polimerik, mineral veya doğal yapıdaki malzemelerdir.

Bilindiği üzere betonlar basınç yükü altında gevrek davranış göstermektedirler. Lifli betonlarda sağlanması gereken en önemli özellik liflerin beton içerisinde homojen olarak dağılması ve bu dağılımın beton karıştırıldıktan sonra da bozulmamasıdır. Çekme dayanımı yönünden zayıf olan betonların içinde homojen olarak yayılan liflerle betonun enerji yutma kapasitesi artırılarak betona sünek bir davranış kazandırmak amaçlanmaktadır.

Betona lif katkısının taze betonun akıcılığını ve işlenebilirliğini olumsuz etkilediği de bilinmektedir. Liflerin beton özelliklerine etkileri liflerin kullanım oranına, boy/çap oranına, uzunluğuna, çapına, su/çimento oranına, agrega maksimum tane boyutuna, agrega kompozisyonuna bağlı olarak değişmektedir.

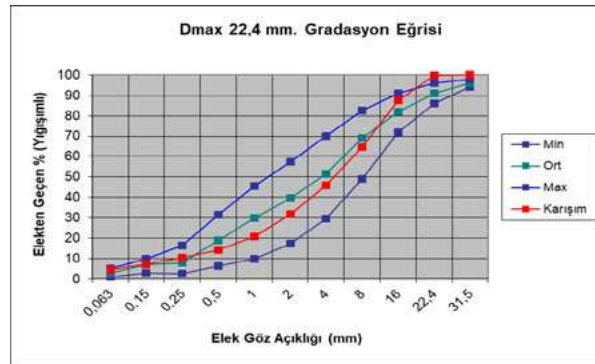
Bu çalışmada; lif kullanılmayan bir beton yol karışım dizaynı ile farklı lifler katılarak üretilen beton karışımlarının taze ve sertleşmiş haldeki özelliklerinin karşılaştırılması amaçlanmıştır.

2. Deneysel Çalışma

2.1 Kullanılan Malzemeler

2.1.1 Agrega

Beton karışımlarında kalker agregası kullanılmıştır. Agregalar 3 grup (0-5 mm, 5-12 mm, 12-25 mm) halinde temin edilmiştir. TS 706 EN 12620 (Beton Agregaları) standardına uygundur.



Şekil 1. Agrega Granülometri Eğrisi

Tablo 1. Seçilen Karışım Yüzdeleri

Elek (mm)	% 40	% 30	% 30	Karışım
	0-5 kırma	5-12mm	12-22 mm	
40	100,0	100,0	100,0	100
31,5	100,0	100,0	100,0	100
22,4	100,0	100,0	98,8	100
16	100,0	100,0	59,0	88
11,2	100,0	99,7	22,2	72
8	100,0	78,5	3,7	65
4	99,1	17,1	3,2	46
2	72,6	5,2	3,2	32
1	46,7	3,4	3,2	21
0,5	30,8	2,9	3,2	14
0,25	21,3	2,6	3,2	10
0,15	14,1	2,4	3,2	7
0,063	8,0	2,1	1,8	4

2.1.2 Çimento

Beton karışımları ve deneyler için kullanılan çimento, CEM II /A-LL 42.5 R Oyak Çimento Fabrikasına ait Portland çimentosudur. TS EN 197-1 standardına uygundur.

Tablo 2. Karakteristik Değer Olarak Tanımlanan Kimyasal Gereklr

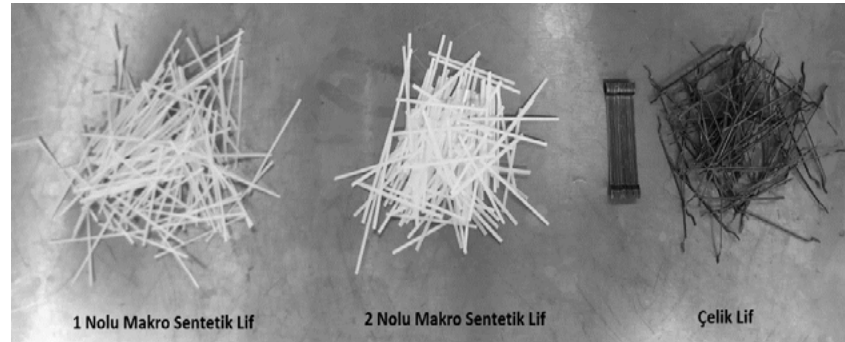
Potasyum Oksit	Sodyum Oksit	Sülfat Miktarı (SO ₃ olarak)	Klorür Muhtevası	Puzolonik Özellik
% 0,62	% 0,15	% 2,87	% 0,02	UYGUN

Tablo 3. Karakteristik Değerler Olarak Verilen Mekanik ve Fiziksel Gerekler

Priz Başlama (dakika)				Genleşme (mm)		
Dayanım Sınıfı	İstenen Değer	Deney Sonucu	Uygunluk Durumu	İstenen Değer	Deney Sonucu	Uygunluk Durumu
42,5 R	≥ 60	185	UYGUN	≤ 10	1,0	UYGUN
2 Günlük Basınç Dayanımı (MPa)				28 Günlük Basınç Dayanımı (MPa)		
Dayanım Sınıfı	İstenen Değer	Deney Sonucu	Uygunluk Durumu	İstenen Değer	Deney Sonucu	Uygunluk Durumu
42,5 R	≥ 20	26,4	UYGUN	≥42,5 ≤ 62,5	45,7	UYGUN

2.1.3 Lifler

Karışım da kullanılan ve Şekil 2’de görülen sentetik ve çelik liflerin özellikleri Tablo.4’de verilmektedir.



Şekil 2. Karışım da Kullanılan Lifler

Tablo 4. Kullanılan Liflerin Özellikleri

	Boy/Çap	Çekme Dayanımı (MPa)	Boyutlar (boyxçap) (mm)
1 Nolu Makro Sentetik Lif	77	550	54 x 0,70
2 Nolu Makro Sentetik Lif	77	550	54 x 0,70
Çelik Lif	80	1300	60 x 0,75

2.1.4 Kimyasal Katkılar

Karışım da kullanılan kimyasal katkıları TS EN 934-1 standardına uygun olup katkılara ait özellikler Tablo 5 ‘de verilmektedir.

Tablo 5. Kullanılan Kimyasal Katkıların Özellikleri

	Su azaltıcı / Akışkanlaştırıcı Beton Katkısı	Hava Sürükleyici Katkı
Malzemenin Yapısı	Lignin Sülfonat Esaslı	Yağ Alkolü ve Amonyum Tuzu Esaslı
pH	5-7	9-11
Özgül Ağırlık (kg/lt)	1,136 - 1,196	0,98 – 1,03
Klor iyon içeriği (%)	< 0,10	< 0,10

2.2 Karışım Bilgileri ve Numune Alımı

2.2.1 Beton Karışım bilgileri;

Çimento	: 340 kg/m ³
Su/çimento oranı	: 0,45
(0-5)mm Agrega (%40)	: 742 kg/m ³
(5-12)mm Agrega (%30)	: 555 kg/m ³
(12-22)mm Agrega (%30)	: 556 kg/m ³

Akışkanlaştırıcı Kimyasal Katkı	: % 1,1
Hava Sürükleyici Katkı	: % 0,14
Makro Sentetik Lif (% 0,19)	: 4,5 kg/m ³
Çelik Lif (% 1,05)	: 25 kg/m ³

Beton karışımları yukarıdaki bilgilere göre; Referans Beton (RB), Makro Sentetik Lifli Beton 1 (MSLB1), Makro Sentetik Lifli Beton 2 (MSLB2), Çelik Lifli Beton (ÇLB) olarak 4 farklı döküm yapılarak TS EN 12350-1 standardına uygun bir şekilde numuneler alınmıştır.

Referans betonun sıcaklığı yaklaşık 25°C ölçülmüştür. Numuneler sıcaklığı 20±5 °C olan kür odasında 24 saat bekletildikten sonra kalıplardan çıkarılarak 7 ve 28 gün boyunca 20±2 °C'deki kür havuzunda küre tabi tutulmuştur.

3. Deney Sonuçları

3.1 Taze Beton Deneyleri

Tablo 6. Taze Beton Karışımlarının Slump ve Hava İçeriği Değerleri

Taze Beton Deneyleri	RB	MSLB1	MSLB2	ÇLB
Slump (mm)	5	2	3	2
Hava Muhtevası (%)	5,6	5,7	6,0	5,9
Birim H. Ağırlık (kg/m ³)	2375	2362	2365	2385

3.2 Basınç Dayanımı Deneyi

Deneyler TS EN 12390-3 standardına uygun olarak yapılmış ve her karışım için 7 ve 28 günlük 3'er adet 150×150×150 mm'lik küp numuneler basınç dayanımı deneyi için kullanılmıştır. 4 karışım için ayrı ayrı üçer adet 7 ve 28 günlük numunelerin ortalama kırım sonuçları aşağıda verilmiştir.

Tablo 7. Basınç Dayanımı Sonuçları

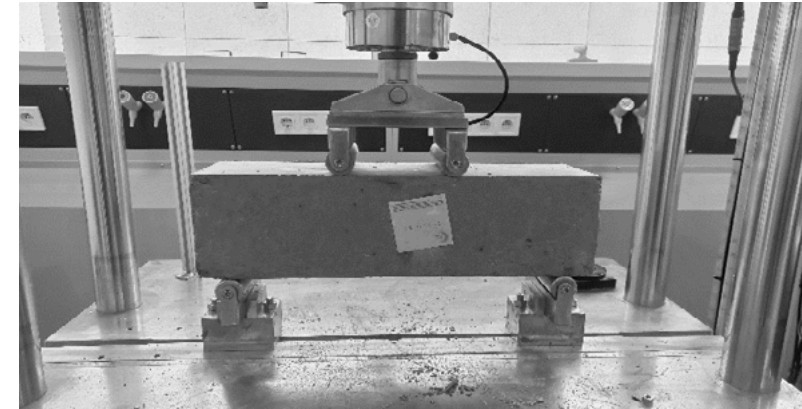
Basınç Dayanımı (MPa)	RB	MSLB1	MSLB2	ÇLB
7 günlük	38,2	38,0	37,8	39,1
28 günlük	49,5	48,7	49,0	50,1

Deney sonuçları 3 adet numunenin ortalamasıdır.

Sentetik lifler beton basınç dayanımını 7 ve 28 günlüklerde %0,5 %0,6 azalttığı görülmektedir. Çelik lifli betonda ise basınç dayanımında %0,8 lik bir artış sağladığı görülmüştür. Makro sentetik ve çelik liflerin beton basınç dayanımına önemli ölçüde etkilemediği görülmüştür.

3.3 Eğilme Dayanımı Deneyi

Deneyler TS EN 12390-5 standardına uygun olarak yapılmış ve her karışım için 7 ve 28 günlük 3'er adet 150×150×600 mm'lik kiriş numuneler kullanılmıştır. Kırım sonuçları aşağıda verilmiştir.



Şekil 3. Eğilme Dayanımı Tayini Deneyi

Tablo 8. Eğilme Dayanımı Sonuçları

Eğilme Dayanımı (MPa)	RB	MSLB1	MSLB2	ÇLB
7 günlük	3,8	4,3	4,2	4,6
28 günlük	5,1	6,0	5,9	6,4

Deney sonuçları 3 adet numunenin ortalamasıdır.

Sentetik lifler beton eğilme dayanımını 7 günlüklerde %10 - %13, 28 günlüklerde %16 - %18 artırdığı görülmektedir. Çelif lifli betonda ise eğilme dayanımında 7 ve 28 günlük sonuçlarda sırasıyla %20 ve %25'lik bir artış sağladığı görülmüştür.

3.4 Yarma Dayanımı Deneyi

Deneyler TS EN 12390-6 standardına uygun olarak yapılmış ve her karışım için 7 ve 28 günlük 3'er adet 150 mm'lik küp numuneler kullanılmıştır. Kırım sonuçları aşağıda verilmiştir.

Tablo 9. Yarma Dayanımı Sonuçları

Yarma Dayanımı (MPa)	RB	MSLB1	MSLB2	ÇLB
7 günlük	2,3	2,9	2,5	2,7
28 günlük	3,0	3,6	3,3	3,6

Deney sonuçları 3 adet numunenin ortalamasıdır.

Sentetik lifler beton yarma dayanımını 7 ve 28 günlüklerde %10 - %20 artırdığı görülmektedir. Çelif lifli betonda ise yarma dayanımında 7 ve 28 günlük sonuçlarda sırasıyla %17 ve %20'lik bir artış sağladığı görülmüştür.

3.5 Enerji Yutma Kapasitesinin Tayini

Her karışım için 3'er adet 600×600×100 mm'lik plaka numuneler enerji yutma kapasitesinin tayini deneyi için kullanılmıştır. Kırım sonuçları aşağıda verilmiştir.

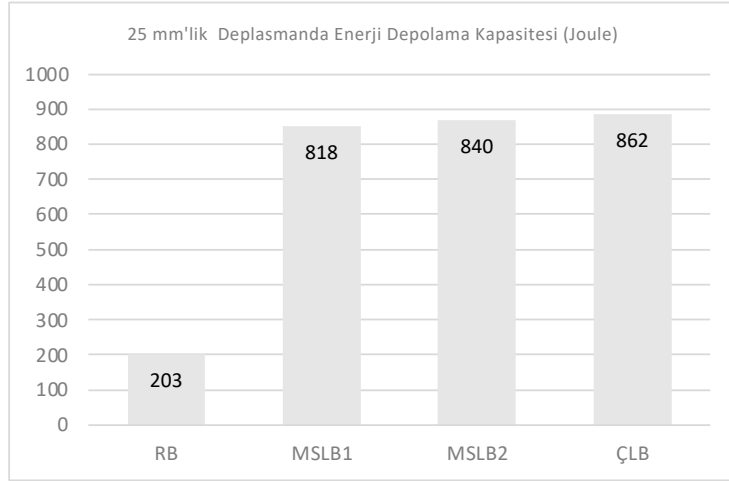
Tablo 10. Enerji Yutma Kapasitesini Tayini Deney Sonuçları

Enerji Yutma Kapasitesi (Joule)	RB	MSLB1	MSLB2	ÇLB
1 Nolu Num.	195	846	820	842
2 Nolu Num.	210	810	832	870
3 Nolu Num.	205	852	868	844
Ortalama :	203	818	840	862

Lifli betonların mekanik özellikleri içindeki önemli parametrelerden bir tanesi de enerji yutma kapasitesidir. Lifli betonların tokluğu lifsiz betonların tokluğundan çok daha üstün olduğu ve betonda ilk çatlağın meydana gelmesinden sonrada yük taşımaya devam edebilmesi liflerin betona kazandırdığı avantaj olarak görülmektedir.



Şekil 4. Enerji Yutma Kapasitesinin Tayini Deneyi



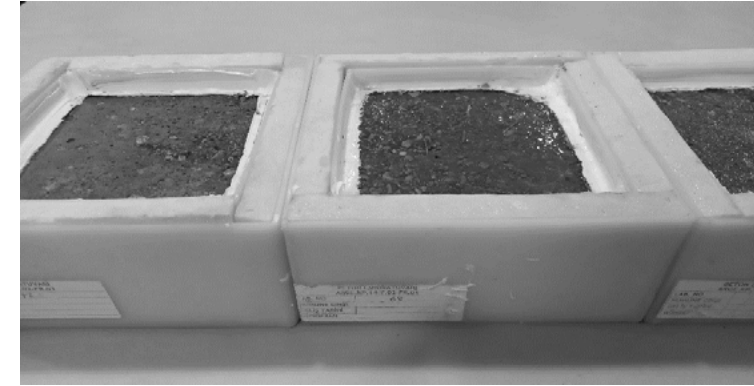
Şekil 5. Enerji Yutma Kapasitesi Grafiği

3.6 Donma Çözülme Dayanımı Deneyi

Deneyde her karışım için 150×150×150 mm'lik 2 adet küp numune olmak üzere toplam 8 adet numune kullanılmıştır. Donma Çözülme döngüleri Tablo 11'de gösterildiği gibi ayarlanarak toplam 28 döngü uygulanmıştır.

Tablo 11. Donma Çözülme Döngüleri

Süre (t), saat	Sıcaklık (T), °C		
	Üst Sınır	Anma Değeri	Alt Sınır
0	+24,0	+20,0	+16,0
5	-2,0	-3,0	-4,0
12	-14,0	-17,0	-20,0
16	-16,0	-18,0	-20,0
18	0,0	0,0	0,0
22	24,0	20,0	16,0



Şekil 6. Buz Çözücü Tuzlarla Donma Çözülme Deney Numuneleri

Tablo 12. Donma Çözülme Deneyi Kütle Kaybı Sonuçları

Buz Çözücü Tuz Etkisinde Donma Çözülme Direnci Kütle Kaybı (kg/m ²)	RB	MSLB1	MSLB2	ÇLB
28 Döngü	1,1	0,5	0,3	0,4

Deney sonuçları 3 adet numunenin ortalamasıdır.

Buz çözücü tuzlarla yapılan donma çözülme deney sonuçlarına göre olarak şahit betona oranla kütle kayıplarında; 1 numaralı makro sentetik lifli betonda % 55, 2 numaralı makrosentetik lifli betonda %73, çelik lifli betonda % 64 azalma görülmüştür.

4. Sonuç

Taze beton deneylerinden elde edilen sonuçlara incelendiğinde lif kullanılarak yapılan karışımlarda lifsiz betona göre işlenebilirliğin azaldığı, taze beton içerisindeki hava muhtevasının az miktarda arttığı ve birim hacim ağırlıklarında azalma görülmüştür. Beton yollarda çok kuru kıvamlı betonlar kullanılması sebebiyle çeşitli kimyasal katkıları kullanılarak işlenebilirlik artırılabilir. Ayrıca taşıma, karıştırma ve yerleştirme ekipmanlarının özellikleriyle de işlenebilirlik artırılabilir.

Makro Sentetik liflerin ve çelik liflerin lifsiz referans betona göre eğilme dayanımlarını artırdığı görülmüştür. Çelik lifli betonda sentetik lifli betonlara nazaran daha yüksek eğilme dayanım sonuçları elde edilmiştir.

Makro Sentetik liflerin ve çelik liflerin lifsiz referans betona göre yarma dayanımlarını artırdığı görülmüştür.

7 ve 28 günlük basınç dayanımı yönünden lifli betonların lifsiz referans beton göre basınç dayanımları az miktarda düşüş göstermiştir. Bu sonuçlar ihmal edilebilir seviyelerdedir.

Makro sentetik liflerin ve çelik liflerin donma-çözülme kaybı verileri incelendiğinde referans betona göre kütle kayıplarında azalmalar görülmüştür. Çelik lifli betonlarda açık hava tesirlerine maruz kalacağı düşünüldüğünde korozyon riski yüksektir ve buna bağlı olarak geçirimsizliğin artarak yolun durabilitesine olumsuz etki yaratacağı öngörülebilir.

Yapılan çalışmalarda makro sentetik ve çelik lifli betonların lifsiz referans betonlara göre enerji yutma kapasitelerini önemli oranda artırdığı görülmüş ve özellikle ağır trafik yükleri altındaki yüksek dayanımlı betonlarda istenilen bir özellik olan sünekliliğin elde edilmesinde iyileştirme sağlayacağı görülmektedir.

Yapılan çalışmalarda lifsiz beton yol karışımlarına ilave edilen makro sentetik ve çelik lifler sayesinde betonun yük ve eğilme altındaki dayanım artışına bağlı şekil değiştirme yeteneği ile enerji yutma kapasitesi, eğilme dayanımı ve eğilme altındaki davranışı lifsiz betonun özelliklerinden daha fazla olacağı görülmektedir. Lif katılarak betonun iyileştirilen bu özellikleri sayesinde rijit üstyapı yol kaplamalarının daha uzun ömürlü olması öngörülmektedir.

Kaynaklar

Karayolu Teknik Şartnamesi (2013).

Karayolları Genel Müdürlüğü Beton Yol Kaplamaları Teknik Şartnamesi (2016).

TS 10514 “Lif takviyeli betonun karışım oranları ve imalatı için kuralları” (2015).

TS EN 12350 – 2 “Beton - Taze beton deneyleri - Bölüm 2: Çökme (slump) deneyi” (2019).

TS EN 12350-7 “Taze beton deneyleri - Bölüm 7: Hava içeriğinin tayini - Basınç yöntemleri” (2019).

TS EN 12390-3 “Beton - Sertleşmiş beton deneyleri - Bölüm 3: Deney numunelerinin basınç dayanımının tayini” (2019).

TS EN 12390-5 “Beton - Sertleşmiş beton deneyleri - Bölüm 5: Deney numunelerinin eğilme dayanımının tayini” (2019).

TS EN 14488-5 “Lif Takviyeli Plaka Numunelerde Enerji Yutma Kapasitesinin Tayini” (2006).

Derzli Donatısız Beton Yolların Derzlerinde Polipropilen (PP) Liflerin Performansının Araştırılması

Taha Kadioğlu¹, Muhammet Vefa Akpınar²

¹Trabzon Büyükşehir Belediyesi, Trabzon, Türkiye

² Karadeniz Teknik Üniversitesi, İnşaat Müh. Bölümü, Trabzon, Türkiye

Özet

Uluslararası yollardan kırsal yollara kadar ihtiyaçlara göre beton yollar inşa edilmektedir. Beton yollar yüksek dayanımı, düşük bakım-onarım maliyetleri ile önemli bir kaplama tipidir. Ancak gevrek yapısı nedeniyle uzun süreli yorulmalar karşısında deformasyonlar (çatlak, yer değiştirme v.b) oluşmaktadır. Bu kapsamda Türkiye’nin en uzun kırsal yol ağına sahip olan Trabzon ilinde en yaygın olan derzli donatısız beton yollar baz alınmıştır. Özellikle derz bölgelerinde plak kalınlığı boyunca çatlakların oluştuğu ve plaklar arasında düşey deplasmanların oluştuğu görülmüştür.

Bu çalışmada C25/30 sınıf beton ile inşa edilen 6x16x0,2 mt. kesitlerine sahip derzli donatısız beton yolun derz bölgelerindeki polipropilen liflerin performansı araştırılmıştır. Bunun için polipropilen lifler beton plaklara 3 kg/m³, 4 kg/m³ ve 7 kg/m³ olarak farklı oranlarda uygulanmış, devamında ise lifsiz bir şahit beton plak yapılmıştır. Yapılan deneme çalışmalarında 28 günlük basınç deneyleri sırası ile 33,8 MPa şahit numunede, polipropilen liflerde ise 34,7 MPa, 35,1 MPa ve 34,9 MPa hesaplanmıştır. Yarmada çekme dayanımı şahit numunede 2,84 MPa, polipropilen liflerde ise sırasıyla 3,32 MPa, 3,48 MPa ve 3,85 MPa olarak hesaplanmıştır. Eğilmede çekme dayanımında da yarmada çekme dayanımına benzer katkı oranları elde edilmiştir. Derzli donatısız beton yollarda polipropilen liflerin beton dayanımını kayda değer miktarda değiştirmediği ancak tokluk ve enerji sönümleme kapasitesi ile yoldaki deformasyonları önemli ölçüde engellediği ve engelleyeceği görülmüştür. Bu amaçla Karadeniz Teknik Üniversitesi (KTU) bünyesinde bulunan HYT tesisi kullanılarak gerçek trafik yükleri altında 20 yıllık etkiyi 12 aya indirgeyerek deformasyon derecesi belirlenmektedir. Beton karışımında kullanılacak polipropilen liflerin miktarının optimizasyonu, derzlerdeki deformasyonların minimize edilmesi ile öngörülebilir ve sürdürülebilir bir tasarım ortaya konmaktadır. Böylece teknik şartnamedeki eksikliklerin giderilmesi beklenmekte ve bu konudaki çalışmalar hızla devam etmektedir.

Anahtar Kelimeler: Hızlandırılmış Yol Testi, Derzli Donatısız Beton Yollar, Polipropilen Lif, Sürdürülebilirlik.

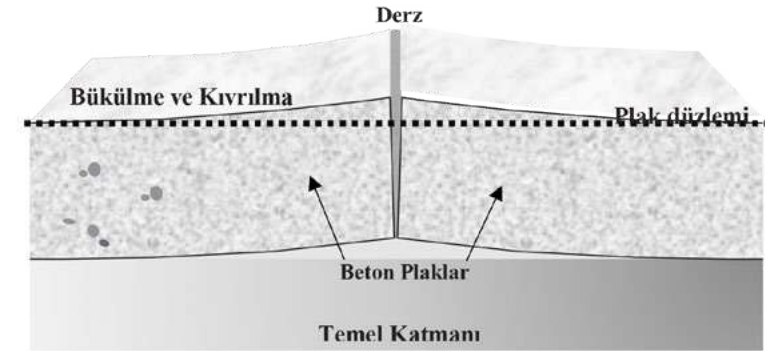
1- Giriş ve Literatür

Beton yolların olumlu yönleri olmasının yanında gevrek yapıya sahip olması nedeniyle, yapısında oluşan çatlaklardan dolayı yorulma dayanımı, aşınmaya karşı olan direnci, eğilme dayanımı ve üzerine gelen yükleri taşıma performansı düşmektedir (Monteiro & Mehta, 1993; Neville, 1995). Tekerlek yükleri gibi hareketli yükler, betonun özellikle kenar ve köşe noktalarında çatlaklar oluşturmakta, daha sonra bu çatlaklar beton yola rahatça yayılmaktadır. Beton yollarda yıllardır demir donatılar dayanıklı bir kaplama için kullanılmaktadır. Ancak gerek demirin maliyeti, paslanmaya yatkınlığı ve işçilik zorlukları alternatif seçeneklerin ortaya çıkmasını önemli hale getirmiştir. Bu nedenle lif takviyeli betonların yol kaplama betonu olarak kullanımına 1970'li yıllarda başlanmıştır. Lifli beton yol uygulamaları ile ilgili yapılmış olan araştırmalar oldukça fazladır. (ACI Committee 544, 1993). Bu kaplama uygulamaları; köprü plak kaplamaları, karayolu kaplama ve kaplama takviye tabakaları, havaalanları, taksi yolları, havayolu apronları ve endüstriyel zemin kaplamalarını da içermektedir. 1984'ten beri, Avrupa'da endüstriyel alanlarda 1 milyon m³ lif içerikli beton kaplama uygulamaları yapılmıştır (ASTM C 1018, 1992)

Beton karışımına belirli oranlarda fiberler katılarak, betonun enerji sönümleme seviyesi ve sünekliği artırılmaktadır. (Lee v.d., 2017). Rastgele ve eşit dağılımlı çelik lifler, betonda çatlak oluşumunu önemli ölçüde azaltır. Amerikan Beton Enstitüsü (ACI) beton matrisi içine çelik lif eklenmesinin, betonun tüm mekanik özelliklerini, özellikle de dayanıklılığı, çekme mukavemetini ve tokluğu artırdığını bildirmiştir (Institute, 1986). Böylece, betonun sünme ve enerji yutma kapasitesi artarak süneklik düzeyi yüksek beton elde edilir.

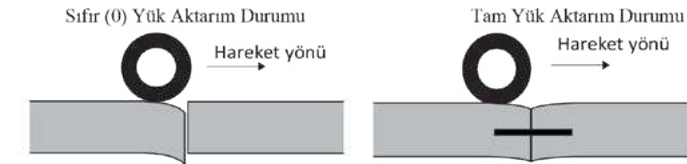
Tasarımı ve işçiliği iyi olan rijit kaplamalar uzun yıllar, bakım onarım ihtiyacı duymadan hizmet verebilmektedir (plaklar arasındaki derzlere koyulan derz dolgu malzemelerinin yenilenmesi hariç) (Tunç, 2004; Açar vd., 1998). Rijit kaplamaların mukavemet değerleri her ne kadar esnek kaplamaların mukavemet değerlerine göre yüksek olsa da yapıldığı andan itibaren çeşitli nedenlerden dolayı hasar oluşturabilecek gerilmeler ve deformasyonlar oluşabilmektedir (Tunç, 2004; Kozak, 2011; Ecevit, 2007). Bu deformasyonların ve gerilmelerin temel kaynakları şunlardır;

- I. Kötü tasarım, kötü imalat (işçilik)
- II. Kullanılan malzemelerde teknik yetersizlikler
- III. Kullanılan malzemelerin özelliklerinin iyi bilinmemesi
- IV. Trafik Yükleri (Tekerlek yükleri ve lastik basınçları)
- V. Tekerler arası mesafe
- VI. Teker yüklerinin plak üzerindeki konumu
- VII. Zemin reaksiyonu
- VIII. Çevresel etkenler, donma çözülme bozulmaları
- IX. Kimyasal bozulmalar, tuzlama çalışmaları ve diğer etkenler (Puyan, 2003; Bolat vd., 2010; FHWA, 2007).



Şekil 1. Bükülme ve kıvrılma durumlarının şematik gösterimi (FEBELCEM,2020).

Şekil 1'de kıvrılma ve bükülme olayları görülmekte olup, beton plakların bu tip hareketleri dış ortamdaki gece-gündüz sıcaklık değişiminden kaynaklı sıcaklık gradyanının etkisiyle ortaya çıkmaktadır. Bu durum sıcaklık ve rüzgar etkisine karşı önlemlerin alınmasındaki yetersizlik, betonun uzunluğu ve kalınlığı arasındaki orandaki sorunlar, yük aktarım yapamayan plak köşeleri ve derz bölgesi vb. nedenlerle kıvrılma durumunu iyice artıran nedenler olarak karşımıza çıkmaktadır. (URL-1).



Şekil 2. Tekerleklerin derzlerden geçerken aldığı durumlar.(FEBELCEM, 2020).

Şekil 2'de beton plaklar arası bağlantısız olarak (tam derz) iki beton plak arasında taşıt hareket ederken beton yolun derz bölgelerinde gelen etki nedeniyle aldığı durum gösterilmektedir. Bu gösterimde iki plak arasında hiçbir bağlantı olmadığından dış etkilere karşı beraber çalışmamaktadır. Zamanla derzler arasında soyulma, kopma, çatlaklar ve çökmeler oluşacaktır. Diğer gösterimde ise tamamen birbirine entegre olmuş ve birlikte çalışan beton plaklar görülmektedir. Bu gösterimde ise derz bölgeleriyle bağlantılı olan plaklar birlikte çalıştığından deformasyonların oluşumu son derece az gerçekleşecektir. Bu durumda da beton yolun yol konforu sağlanacak, servis ömrü artmış olacaktır.



Şekil 3. Trabzon Tonya ilçesi Çayırıçi Mahallesi derzli donatısız beton yolda derzlerde oluşan deformasyonlar

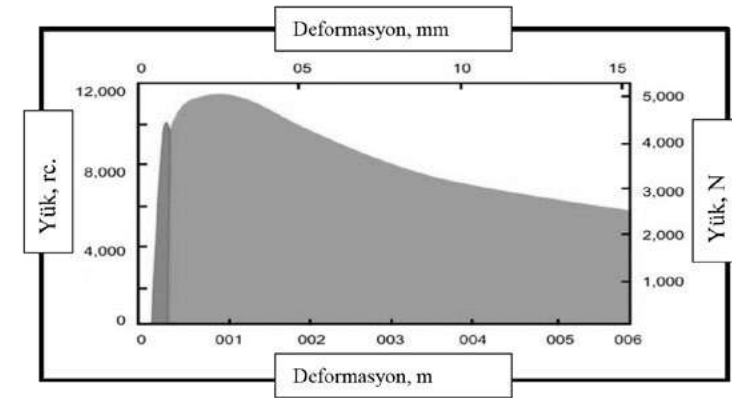
Şekil 3’de 2007 yılında Trabzon İl Özel İdaresince ihale edilen ve kontrollüğü tarafımızca yapılan beton yol ve son hali görülmektedir. HYT’de yaptığımız modellemeye altlık olarak ele aldığımız bu çalışma derzli donatısız olarak inşa edilen bir beton yoldur. Bu yolda her 4 metrede bir derz kesim işlemi yarım derzli olarak yapılmıştır. Yapılan gözlemlerde yıllar içerisinde trafik ve sıcaklık kaynaklı gerilmelere maruz kalmış olan yolun plaklarında lokal minimal çatlaklar dışında sorun oluşmamış, hiçbir bakım-onarım yapılmaksızın günümüzde de hizmet vermektedir. Ancak derz bölgelerinde özellikle yatay ve düşey yer değiştirmeler gözlemlenmektedir. Özellikle düşey düzlemde 1-1,5 cm aralığında kot farkları oluşmuştur. Laboratuvar çalışmaları ile arazide oluşan bu soruna çözüm getirilmesi ile gerek derzlerdeki oluşması muhtemel sorunlar engellenmiş olacaktır. Beton yol plaklarındaki polipropilen liflerin gerilmeleri karşılayıcı etkisi ile beton plaklarının derz bölgelerindeki performansı gösterilecektir

Yapılan bir çalışmada 12,5 mm ve 19 mm uzunluğundaki polipropilen liflerin % 0,1, % 0,3, % 0,5 hacimsel oranlarda kullanıldığında basınç dayanımına önemli bir etkisi olmadığını belirtmişlerdir. Polipropilen liflerin eğilme davranışının, tepe sonrası eğilme direnci ile karakterize edilebileceğini ileri sürmüşlerdir. % 0,3 ve daha az hacimsel oranlı ve 19 mm uzunluğundaki liflerin, tepe sonrası direncini arttırmak için daha uygun olduğu saptanmıştır. % 0,5 hacimsel oranda 12 mm uzunluğundaki liflerin daha etkili olduğu gözlemlenmiştir (Bayasi ve Zeng, 1993)

“Beton Yolların Yapısal Liflerle Dizaynı İçin Basitleştirilmiş Metot” başlıklı makalede; Donatısız betona parçalı makro liflerin eklenmesi yol betonlarının eğilme kapasitesini artıracığı belirtilmiştir. (Salah vd. 2006)

Geniş yollarda yeterli boyuna derz yapılmaması veya boyuna derzlerin donatı ile aşırı güçlü yapılması boyuna çatlaklara neden olabilir (Tunç, 2004; FHWA, 2007). Boyuna çatlaklara benzer nedenlerden dolayı enine çatlaklar da oluşabilir. Enine çatlaklar genellikle derz bölgelerine yakın yerlerde, döşeme kalınlığının lokal azaldığı veya çeşitli nedenlerden dolayı beton altında temel malzemesinin eksildiği yerlerde görülebilir.

Daha önce KTU İnşaat Mühendisliği Bölümü HYT tesisinde yapılan beton yol modellemelerinde dingil yükleri etkittirilen plaklarda yarım derzli, yarım derz ve tek sıra hasır donatılı ve de tam derzli olarak yapılmıştır. Sonuçlar incelendiğinde 64 kN çift tekerlekli yükleme altında, yarım derzlerdeki deplasman değerlerinin 0,843 mm ile yarım derzli ve hasır donatılı olan (0,402 mm) modele göre 2 kat daha fazla deplasman oluşturduğu görülmüştür. Tam derzli modelde ise 1,8247 mm ile yarım derzli modele göre 2 katından daha fazla düşey deplasman olduğu ortaya konulmuştur.(Çelik, 2019)

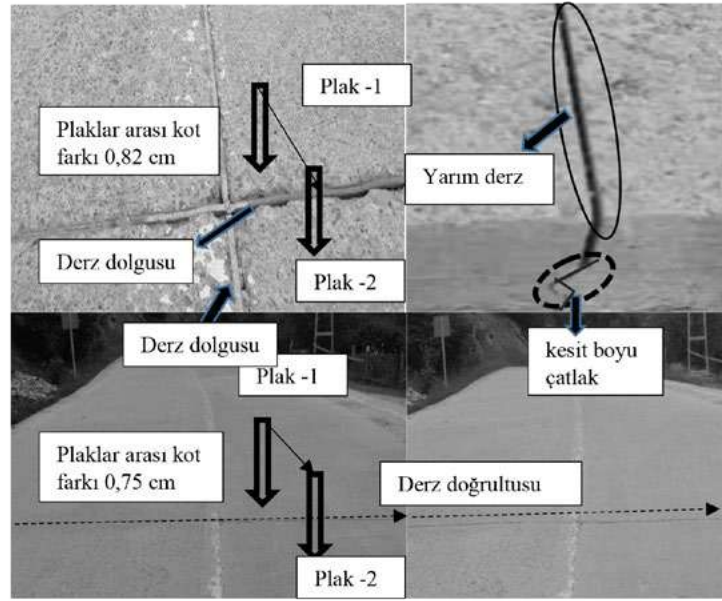


Şekil 4. Fiberli betonun yük-yer değiştirme grafiği (URL-1)

Şekil 4’deki grafikte donatısız beton ile fiber donatılı betona ait tipik bir yük-deformasyon eğrisi aşağıda gösterilmektedir. Fiberlerin esas katkısının betonun kırılma yüküne ulaştıktan sonra yani çekme kuvvetinin en yüksek düzeye erişmesinden sonra olduğu görülmektedir.

Fiberler beton karışımına 3 kg/m³ - 4 kg/m³ ve 7 kg/m³ aralığında eklenmektedir. Burada fiberin türü kadar önemli bir diğer etken fiberlerin boy/çap (L/d) oranıdır. Boy/çap arasındaki oran yükseldikçe betondaki çekme ve eğilme dayanımı yükselir. Ancak belirli bir orana eriştikten sonra dayanım değerleri azalmaya başlamaktadır. Bu nedenle optimum oranın tespit edilmesi yapılacak olan uygulamaların maliyetlerine pozitif katkılar sunmuş olacaktır. Bir başka karakteristik özellik ise eşdeğer eğilme dayanımı oranı (Equiva-lent Flexural Strength Ratio) olarak karşımıza çıkmaktadır. Bu oran kullanılarak fiberin çeşidi ve miktarı tespit edilecek, dolayısıyla beton yol boyutlandırılmalarında doğru ve güvenilir çözümler yapılabilir.

Temel prensiplerin aynı olmasına karşın, demir donatılı ve fiber donatılı beton arasında bir takım farklılıklar bulunmaktadır. Fiberler beton kesitin her yerine homojen olarak dağılırken; demir donatılar ise yapılan hesaplamalara göre ve belirli yerlere yerleştirilirler. Fiberlerin aralıkları çok az ve minimal boyutlara sahiptirler. Diğer taraftan ise demir donatılar daha düşük yoğunluklu olarak ve büyük aralıklarla beton yol kesiti boyunca yerleştirilirler. Fiberlerin betona olan en önemli katkısı, betonun tokluğunu (enerji yutma kapasitesi) önemli miktarda arttırmasıdır. Fiberler betona düşük dozajlarda eklenir ve betonda meydana gelen plastik rötre çatlaklarının azaltılmasında oldukça etkilidir.



Şekil 5. Derzli donatısız beton yolda derz bölgesinde oluşan yer değiştirmeler ve çatlak yayılımı

Şekil 5’de derzli donatısız beton yolda derz bölgelerinde dış yükler ve iklim koşullarından kaynaklı olarak derzlerde çatlağın kesit boyunca oluştuğu görülmektedir. Bu çatlak oluşumu tamamlandığında plaklar arası yük aktarımı ortadan kalkmaktadır. Bundan kaynaklı olarak beton plaklar arasında 0,75 cm ve 0,82 cm kot farkları Gerçek Zamanlı Ulusal Sabit GNSS Ağları veya Sürekli Çalışan Referans İstasyonları (Continuously Operating Reference Stations (CORS)) cihazı ile ölçülmüştür. Dolayısıyla trafik ve sıcaklık kaynaklı olarak zamanla plaklar ayrı ayrı çalışacakları için derzlerde yatay ve düşey deplasmanlar, çatlak ve kopmalar oluşmaktadır. Bu da yol stabilitesini bozarak yolun konforunu bozmaktadır. Ayrıca zamanla yolun kullanımı ile ilgili problemler bakım-onarım maliyetlerini kısa bir zaman içerisinde ortaya çıkaracaktır. İşte tam bu noktada plakların birlikte çalışmaya devam etmesi, üzerine gelen etkilerden kaynaklı oluşan gerilmeler karşılanması, oluşan enerjinin sönmülmesi önem arz etmektedir.

Yapılan beton yol uygulamalarında, beton yollardaki çatlakların engellenmesi için kürlleme, birtakım kimyasal katkı materyallerinin beton karışımına belirli oranlarda eklenmesi gibi yöntemlerin kullanıldığı görülmektedir. Çökme tipi deformasyonların en fazla derz kesim bölgelerinde olduğu ve derz bölgelerinde (1/4) oranında kesilen beton plağın daha sonra tüm kesit kalınlığı boyunca oluştuğu gözlemlenmektedir. Zamanla derz bölgelerindeki düşey yer değiştirmelerin yol konforunu da olumsuz yönde etkilemesi kaçınılmaz hale gelmektedir. Bununla birlikte fiber malzemelerin beton yollarda hangi oranlarda kullanılmasının çökme (düşey deplasman) ve çatlakları önüne geçilmesine yeterli olacağı konusu belirsizlikler barındırmaktadır. Buradan hareketle deformasyonların (çatlak, çökme vb.) önüne geçebilmek

için optimum fiber katkı miktarının belirlenmesi, derzlerin kesim aralıkları ve kalınlıklarının optimize edilmesi ile ilgili Amerikan Devlet Karayolları ve Ulaştırma Görevlileri Birliği (AASHTO) ve Karayolları Genel Müdürlüğü (KGM) Beton Yollar Teknik Şartnamelerinde yeterli bilgi bulunmamaktadır. Bu tip deformasyonların engellenmesi için yapılacak tasarımın öngörülebilir olması zaman ve maliyet kayıplarının önüne geçilmesinin sağlanması ve uzun servis ömürlü yolların yapılması son derece önemlidir. Bununla birlikte beton plağın tasarımı yapılırken yolun maruz kalacağı trafik yükü, hava koşulları da göz önünde tutulmak durumundadır.

Yapılan bir çalışmada, lifli beton ile lifsiz betonu doğrudan çekme testine tabi tutulmuş ve test sonuçları irdelenildiğinde ise lifli numunelerin taşıma gücünü lifler sıyrılıncaya kadar devam ettirdiği, lifsiz numunelerin ise gevrek davranış gösterdiği sonucuna varılmıştır. Dolayısıyla lif kullanımını ile betonun çekme dayanımını büyük oranlarda artırdığı ortaya konulmuştur (Karataş & Güneş, 2015)

Diğer bir çalışmada ise, EN 14488-5 standardı doğrultusunda (Çelik telli beton) ÇTB ve Polipropilen telli beton(PPTB)’lar üzerinde plak testleri yapılmış olup tel uzunlukları 30 mm, betonda Ç tel miktarı 35 (%0,45) ve 50 (%0,64) kg/m³, yüksek performanslı PP miktarını ise 7 (%0,78) ve 10 (%1,1) kg/m³ olarak belirlenmiştir. Buna göre 35 kg/m³ miktarında Ç tele sahip betonun ilk kırılma yükü 65 kN ve 25 mm deformasyondaki enerji yutma değeri 664 joule olarak belirlenmiştir. 50 kg/m³ miktarında tele sahip betonun ilk kırılma yükü 75 kN ve 25 mm deformasyondaki enerji yutma değeri 846 joule olarak belirlenmiştir. 7 kg/m³ miktarında PP tele sahip betonun ilk kırılma yükü 70 kN ve 25 mm deformasyondaki enerji yutma değeri 716 joule olarak belirlenmiştir. 10 kg/mm miktarında Ç tele sahip betonun ilk kırılma yükü 50kN ve 25 mm deformasyondaki enerji yutma değeri 751 joule olarak belirlenmiştir. Sonuç olarak tel oranının artması plak betonlarda kırılma yükünü ve enerji yutma miktarını arttırdığı, PP tel oranının artırılması durumunda ise betonun ilk kırılma yük direncini düşürmekte, ancak enerji yutma miktarını arttırdığı sonuçlarına ulaşılmıştır (Karataş & Güneş, 2015)

Polipropilen telli beton (PPTB) ve Çelik lifli beton (ÇLB)’lar üzerinde yapılan çalışmalarda Schmidt çekici ile yüksek sertliğe sahip yüzey ve basınç dayanımının ise lifsiz betona göre sırasıyla ÇLB ve PP lifli betonlarda daha yüksek dayanımlar gösterdiği ortaya konulmuştur. Aynı çalışmada yapılan aşınma deneyinde ise ÇLB’nun daha düşük aşınma kayıplarına ulaşılmıştır (Roesler vd., 2015)

Beton içerisinde %0,5-0,75-1 oranlarında kullanılan çelik lif ve %0,1 PP lif ile yapılan bir çalışmada; baz alınan içeriğinde lif bulunmayan betona göre çelik lifin oranı yükseldikçe sıkışık birim ağırlık artmakta olduğu, kapiler su emme oranı ile görünen boşluğun ise azaldığı görülmüştür. Bununla birlikte basınç dayanımı düşük lif oranında artışlar oluşmakta ve lif oranı arttıkça da basınç dayanımı ile ters bir orantılı değişimler göstermektedir. PP lifli betonda lifsiz betona göre sıkışık birim hacim ağırlıkta değişim olmamakta, kapiler su emme değerinde ise yaklaşık olarak %12, boşluk oranında ise yaklaşık %9 düşüş olmakta ve basınç dayanımında da yaklaşık %6 düşüş görülmüştür. Ayrıca çalışma kapsamında lifli betonlarda çelik lif oranının ya da lif türünün ultrasonik ses geçiş hızı mertebesindeki etkisinin kayda değer olmadığı ortaya konulmuştur (Yıldırım & Ekinci, 2006).

Tablo 1. Çelik ve polipropilen lif karşılaştırması (URL-2, URL-3)

	Çelik Fiber	Polipropilen Fiber
Kullanılan lif türü	CRETEFİBER STL 5035/ Ege Crete	MACRO 40 mm/Makro Beton
1 m ³ kullanım miktarı	15-60 kg	1-10 kg
Çekme gerilmesi	1100 Mpa	550-750 MPa
Uzunluk	35 mm	40 mm
Elastisite modülü	26500 MPa	3500 MPa
Maliyet (1m ³ betonda)	120 \$	30 \$

Tablo 1’de betonların içeriğinde kullanılan çelik ve polipropilen liflerin teknik özellikleri görülmektedir. Tabloya göre 1 m³ betonda ortalama 40 kg çelik lifin (120 \$) ve yine 1 m³ betonda ortalama 5,5 kg (30 \$) polipropilen lif kullanıldığı düşünüldüğünde m³ başına 4 katına ulaşan maliyet farkları oluşmaktadır. Bu nedenle polipropilen lifler yapılan çalışmada kullanılmaktadır. Ayrıca çelik liflerin beton yüzeyinde kalması, liflerin zamanla paslanarak yüzeyde leke bırakmasına ve eğer beton içerisinde demir varsa ona da korozyonun yürütmesine neden olabilmektedir. Polipropilen liflerde ise paslanma etkisi hiçbir şartta oluşmayacağı için daha kullanışlı hale gelmektedir.

Genel olarak yapılan yol projelerinde servis ömrü boyunca oluşacak olan deformasyonları görebilmek için 20 yıl gibi uzun yıllar boyunca beklemek gerekmektedir. Bu nedenle bu süreci daha kısa zamanlara indirmek için KTU İnşaat Mühendisliği Bölümündeki HYT (Hızlandırılmış Yol Testi) laboratuvarından faydalanılmaktadır.

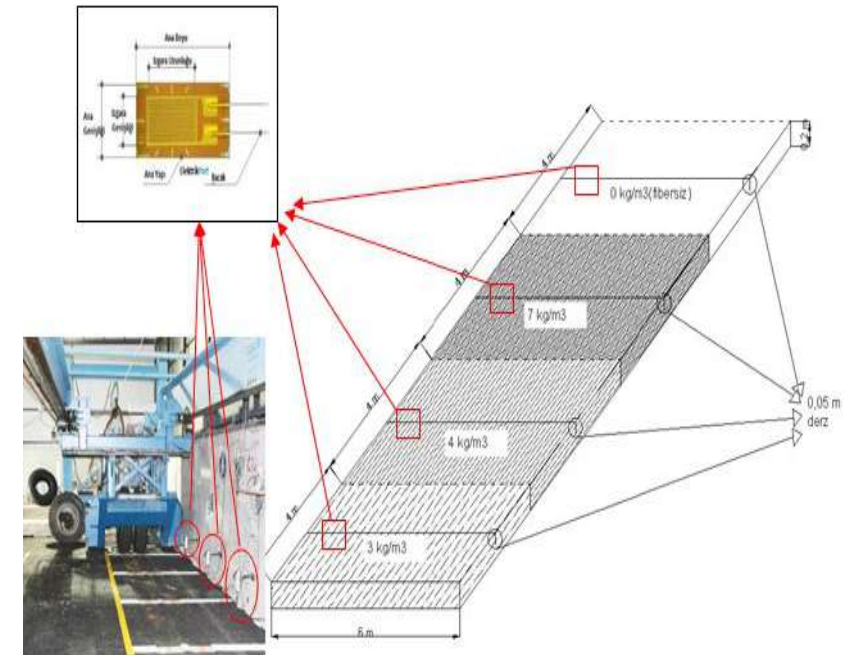
2. Yöntem ve Materyal

Bu kapsamda Türkiye’nin en uzun kırsal yol ağına sahip olan Trabzon ilindeki derzli donatısız beton yolların derz bölgelerindeki çatlakların oluşum ve gelişimleri ele alınmaktadır. Yapılan çalışmalardan betonlarda kullanılan polipropilen liflerin sertleşmiş beton karışımındaki basınç, yarmada-çekme ve eğilme dayanımları ölçülmüştür. Özellikle enerji yutma kabiliyetini yani beton karışımının tokluk değerini yükseltmesi dolayısıyla beton yolda oluşabilecek deformasyonları engelleyici etkileri olduğu irdelenmiştir. Buradan hareketle en çok gerilmenin olduğu derz birleşimlerinde düşey deplasmanları da engelleyici etkisi olacağı düşünülmektedir. Bu kapsamda 6 x 16 x 0,2 mt. ebatlarında C25/30 sınıfı beton plak imalatı yapılacaktır. Bu aşamada polipropilen lifli olarak yaygın olarak kullanılan 3kg/m³, 4 kg/m³ ve 7 kg/m³ oranlarında beton plakların üretilmesi, devamında ise şahit bir kontrol plak tasarlanmıştır ve bu beton kaplamasının derzleri 4 metrede bir ve h/4 oranında (5 cm) derinlikte kesilmiştir. Beton plakların tam bağ yapması için betonun priz almasını beklemeden birbiri ardınca beton yol uygulaması yapılmaktadır. Daha sonra çift dingil yükünün yol düzlemine üstüne etkittirilmesi ve HYT (Hızlandırılmış Yol Testi) laboratuvarında kayıt altına alınması sağlanması ile kayıt altına alınan beton yol plaklarının derz bölgelerinin oluşan deformasyonların (çökme, çatlama, yorulma v.b) ölçülmesi ve incelenmesi sağlanacaktır.

Derzli donatısız beton yolların C25/30 sınıfı betonun belirlenmesinin amacı, idarelerin (Belediyeler, Yatırım İzleme ve Koordinasyon Başkanlığı (YİKOB), Karayolları(KGM)) ihalelerinde yaygın olarak kullanılmalarıdır.

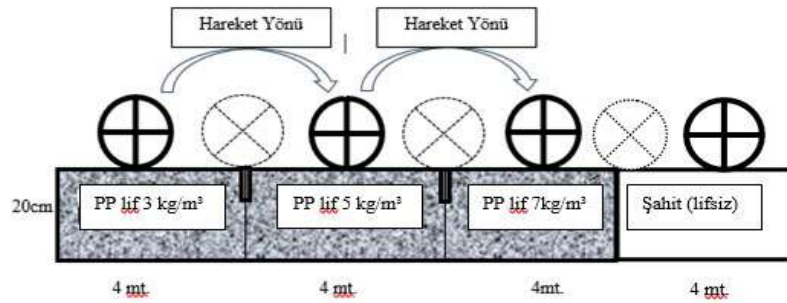
Çimento olarak TS EN 197-1 (2012) “Genel çimentolar-bileşim, özellikler ve uygunluk kriterleri” ne uygun olarak CEM I 42,5 R tipi Portland çimentosu kullanılmıştır.

Bütün beton karışımlarında Dmax = 22 mm kalker agregası kullanılmıştır. Agregaların TS EN 1097-6 standardına, agregaların elek analizleri ise TS EN 206 standardına göre gerçekleştirilmiştir. Beton karışımlarında toplam agregası içerisinde 0-5 mm aralığında %52, 5-12 mm aralığında %26 ve 12-22 mm aralığında ise %22 oranında kalker agregası olarak kullanılmıştır. Trafik yükü olarak HYT laboratuvarındaki çift dingilli kamyon tekerleri kullanılmaktadır.



Şekil 6. Derzli donatısız beton yol modellemesi (PP lifli ve lifsiz)

Şekil 6’de polipropilen lifli ve lifsiz beton yol kesiti görülmektedir. Beton plak 5 cm kalınlıkta ve her 4 metrede bir derz kesilerek yapılacaktır. Kesit boyunca 3 farklı oranda polipropilen fiber kullanılacak olup, hareketli dış yükler ile sıcaklıktan kaynaklanan deformasyonlar (çatlak, çökme v.b.) analiz edilecektir. Elde edilen deneysel ve gözlemsel sonuçlar irdelenecektir.



Şekil 7. Derzli donatısız beton yolda tekerleklerin hareket doğrultusu.

Şekil 7’de derzli donatısız beton yol modelinin kesitleri (kalınlık, uzunluk ve derz kesim kalınlıkları) ile Hızlandırılmış Yol Testi (HYT) laboratuvarındaki çift dingil yükünün beton plakların ve derzlerin üzerinden geçerken hareket etme şekli gösterilmektedir.

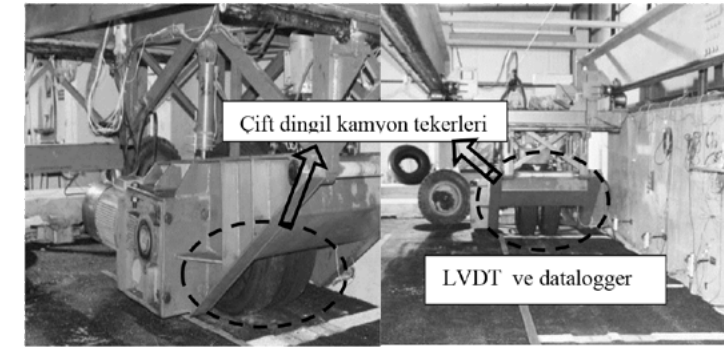
2.1 Beton Kaplamanın Oluşturulması

Kamu ihalelerinde yaygın olarak tercih edilen C25/30 sınıfı beton ile lifli ve lifsiz olmak üzere beton plak 6 mt. x 16 mt. x 0,2 mt. boyutlarında inşa edilmektedir. Beton yol sistemi her parçaya farklı miktarlarda olacak şekilde (3 kg/m³, 4 kg/m³ ve 7 kg/m³) EN 14889-2 Sınıf 2 ve ASTM C 1116 standartlarına uygun polipropilenden üretilen fiberler kullanılmıştır. Devamındaki şahit parçada ise lifsiz olarak inşa edilmiştir. Betonların tam bağ yapması için priz almasını beklemeden birbiri ardınca uygulanmıştır. Beton yol kaplamasının derzleri yapılan uygulamalara uyumlu olarak her 4 metrede bir 5 cm kalınlıkta kesilmiştir.

2.2 Hızlandırılmış Yol Testi (HYT) ile Analiz Edilmesi

Bu aşamada Türkiye’de bir ilk olan Karadeniz Teknik Üniversitesi İnşaat Mühendisliği Ulaşım Ana Bilim Dalına ait Hızlandırılmış yol testi laboratuvarı (HYT) kullanılmıştır. Beton yol kaplaması üzerinde şahit bölge ve fiberli bölge üzerinde belirli bir düzlem boyunca çift dingil yükü tekerleklerle etkittirilmektedir. Bilindiği üzere beton yol kaplamalarının en çok gerilme oluşan yerleri derz bölgeleridir. Özellikle bu bölgelerde oluşan gerilmeler sonucu plakların yatay ve düşey stabilizasyonunu sağlaması önem arz etmektedir. Trabzon bölgesinde yapılan birçok derzli donatısız beton yollarda sıcaklık, trafik yükü v.b. nedenlerle derz bölgelerinde kesit boyunca çatlak, çökme v.b. deformasyonlar oluşmuştur. İşte tam bu noktada derz bölgelerinde gerilmeleri karşılamak dolayısıyla deformasyonların önüne geçerek yol konforu ve servis ömrünü uzatmak için bu çalışma yapılmaktadır. Bu modellerle gerek şahit plak gerekse de fiberli bölgede oluşan tüm sonuçları kayıt altına alınmaktadır. Bunu yapmak için yolun hareket düzlemindeki ilerleyişini, yatay ve düşey hareketlerini strainjagellerle sensörleri vasıtası ile kayıt altına alınmakta ve bilgisayar ortamına aktarılmaktadır. Yol plaklarındaki özellikle derz bölgelerindeki uzun dönemli (20 yıl) gerilmelerden kaynaklı değişimleri görebilmek için 12 ay boyunca bu hareketli dingil etkisi sürdürülecektir.

Ayrıca 12 ay sonunda beton plak boyunca ısıtıcılarla sıcaklık etkisi de eklenerek gerilmelerin daha yüksek seviyelere ulaştırılması ve daha yüksek gerilmeler altındaki davranışları da incelenmesi düşünülmektedir.



Şekil 8. Hızlandırılmış Yol Testi Laboratuvarı (HYT)’den bir görünüm

Şekil 8’de Karadeniz Teknik Üniversitesi İnşaat Mühendisliği Ulaştırma Ana Bilim Dalına ait olan Hızlandırılmış Yol Testi düzeneği görülmektedir. Ülkemizde benzeri olmayan bu test cihazı ile her tipteki kaplamalarda gerçek yüklemeler altında uzun yıllar boyunca oluşacak olan yapısal davranışlar gerekli modellerle yapılmak suretiyle kısa bir zaman diliminde elde edilebilmektedir. O nedenle yapılmakta olan çalışmada derzli donatısız beton yollarda trafik yükü ve sıcaklık etkisinden kaynaklı olarak gerilmelerin derz bölgelerindeki deformasyonları gözlemlemek için önemlidir. Bu modellemede (fiberli ve fibersiz) beton plakta trafik ve sıcaklık etkisi ile oluşan gerilmelerin en yüksek mertebelerde olduğu derz bölgelerindeki deformasyonları engelleyici özelliklerinin ortaya konulması ile performansı araştırılmaktadır.

3. Bulgular

Yapılan polipropilen lifli beton numunelerinin eğilme dayanımı ve kırılma enerjileri irdelendiğinde Tablo 2’deki bulgulara erişilmiştir. Polipropilen liflerin beton içerisindeki oranı arttıkça kırılma enerjisinin ve eğilme dayanımının artış gösterdiği görülmüştür. Buna paralel olarak KTU İnşaat Mühendisliği Bölümü Hızlandırılmış Yol Testi (HYT) laboratuvarında yapılan derzli donatısız beton yol modellemesinde polipropilen liflerin optimum kullanılması ile çift dingil yükü ile yapılan yüklemelerden kaynaklı olarak beton yol plakı üzerindeki sönümlenen enerjinin, maksimum gerilme bölgeleri olan derzlerdeki deformasyonları karşılayarak çalışma sonunda beklenen sonuçları ulaşacağı öngörülmektedir.

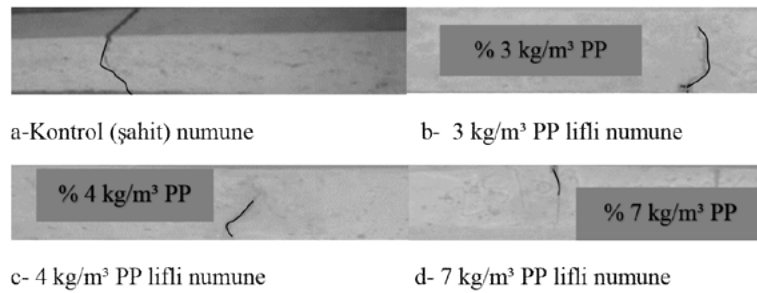
Tablo 2. Eğilme deney sonuçları

	Şahit	PP-1	PP-2	PP-3
Kırılma Enerjisi (J/m²)	44	1327	2249	3895
Eğilme Dayanımı (MPa)	4,24	4,39	4,53	4,84

Tablo 3. 28 günlük basınç ve yarmada çekme dayanımları

	Şahit	PP-1	PP-2	PP-3
Başınç Dayanımı (MPa)	33,8	34,7	35,1	34,9
Y. Çekme Dayanımı (MPa)	2,84	3,32	3,48	3,85

Tablo 3’de ise basınç dayanım sonuçlarının şahit ile polipropilen lifli numunelerdeki bulguları görülmektedir. Beton numunelerinin basınç dayanımı önemli oranda değişmezken, yarmada çekme dayanımı şahit numuneye göre 7 kg/m³ lifli beton numunesine göre yaklaşık olarak %35 oranında artış görülmektedir.



Şekil 9. Alınan PP lifli kiriş numunelerindeki çatlak yayılımı

Şekil 9’da polipropilen liflerin Hızlandırılmış Yol Testi (HYT)’de yapılan tasarımlara göre alınan numunelerin yapılan deneylerle etkittirilen yüklemelerde yapısında oluşan çatlaklar gözlemlenmektedir. Çatlakların oluşumuna bakıldığında polipropilen lif miktarı arttıkça çatlak yayılımının ters orantılı olarak büyük oranda engellendiği (azaldığı) görülmektedir.

4. Sonuçlar ve Öneriler

Yapılan deneylerde 28 günlük basınç deneyleri sırası ile 33,8 MPa şahit numunede, polipropilen lifli numunelerde ise 34,7 MPa, 35,1 MPa ve 34,9 MPa hesaplanmıştır. Yarmada çekme dayanımı şahit numunede 2,84 MPa, polipropilen liflerde ise sırasıyla 3,32 MPa, 3,48 MPa ve 3,85 MPa olarak hesaplanmıştır. Eğilmede çekme dayanımında da yarmada çekme dayanımına benzer katkı oranları elde edilmiştir. Derzli donatısız beton yollarda polipropilen liflerin beton dayanımını kayda değer miktarda değiştirmede ancak tokluk ve enerji sönümleme kapasitesi ile yoldaki deformasyonları önemli ölçüde engellediği gösterilmiştir. Özellikle günümüzde yaygınlaşmaya başlayan fiber teknolojisi ile betonun eğilmede çekme ve tokluk değerlerinin artırılmıştır. Üzerine gelen trafik yükleri, sıcaklık etkileri vb. gerilmeyi artıran faktörlerin absorbe edilmesi noktasında öne çıkmaktadır. Özellikle plak boyunca en çok gerilme oluşan derz birleşim yerlerinde yatay ve düşey deplasmanların, çatlakların yayılımının önüne geçilmesi sağlanabilecektir.

Derzli donatısız beton yollarda derz birleşim bölgelerinde kullanılan fiberlerin kullanımı, miktarları, derzlerin kalınlık, genişlik ve aralıklarının optimize edilmesi sağlanmış olacaktır. Yapılan laboratuvar çalışmalarının tamamlanması ile polipropilen liflerin optimizasyonu sağlanacaktır. Böylece Beton Yollar Teknik Şartnamesindeki katkı sağlanması hedeflenmektedir. Bu nedenle HYT tesisinde daha fazla deney yapılmasının gerçek uygulamaların sonuçlarını doğru bir şekilde analiz edebilme noktasında önemli olduğu görülmektedir. Bu çalışmalar betonla aderansı ve genişmesi iyi seviyelerde olan liflerle (cam, bazalt, paslanmaz çelik v.b.) yapılarak çeşitlendirilebilir. Bu nedenle bu ve buna benzer çalışmaların daha yoğun yapılması öngörülebilirliği, verimliliği ve sürdürülebilirliği artıracağı için önerilmektedir.

5. Kaynaklar

ACI Committee 544, Guide for Specifying Proportioning Mixing Placing and Finishing Steel Fiber Reinforced Concrete, ACI Materials Journal, Jan-Feb, 90(1), 94 -101, 1993.

Ağar, E., Sütas, İ. ve Öztaş, G., Beton Yollar, İstanbul Teknik Üniversitesi İnşaat Fakültesi Matbaası, İstanbul, 1998.

ASTM C 1018, 1992. Standart test methods for flexural toughness and first crack strength of fiber reinforced concrete (using beam with third point loading), American Society of Testing Materials, USA.

Bahadır, M. ve Özdemir, M. A., “Trabzon ve Rize’de Yağışın Mevsimsel Değişimlerinin Marginal ve Matrix Yöntemleri ile Belirlenmesi ve Trend Analizleri”, Uluslararası Sosyal Araştırma Dergisi, Cilt 4, Sayı 17, 2011.

Bayasi, Z., Zeng, J., Properties of Polypropylene Fiber Reinforced Concrete, ACI Materials Journal, 90(6), s. 605-610, 1993.

Bolat, H., Subaşı, S., Çullu, M. ve Akkaya, U., Beton yolları Bekleyen Tehlikeler, YapıTeknolojileri Elektronik Dergisi, 6, 1 (2010) 30-37.

- Buttlar, W., Dempsey, B., ve Bozkurt D., Evaluation of Reflective Crack Control Policy, Report No. ITRC FR 95/96-4, Final Report, Illinois Department of Transportation, , Illinois,1999.
- Çelik, M., Akpınar, M.V., «Uzun Süre Hizmet Veren Beton Yol Kaplamalarının Temel Malzemesi Olarak Yerinde Yeniden Kullanılması: Doğu Karadeniz Bölgesi Uygulamaları” 9. Beton Kongresi Antalya, 2015.
- Çelik M., “İşlevsel Hasarlı Beton Yollarda Asfalt Takviye Tabakası Kullanımının Mekanistik Ampirik Yöntemlerle Araştırılması” Doktora Tezi, Karadeniz Teknik Üniversitesi, Trabzon 2019.
- Ecevit, O., Karayollarında Rijit Üstyapı Uygulamaları ve Tasarımı, Yüksek Lisans Tezi, İstanbul Teknik Üniversitesi, İstanbul, 2007.
- European Concrete Paving Association (EUPAVE) ve Türkiye Çimento Müstahsilleri Birliği (TÇMB) ‘‘Derzli Donatısız Beton Yollar’’ için Tasarım Kılavuzu, FEBELCEM 2020.
- FHWA, Amerika Ulaştırma Bakanlığı Federal Karayolu İdaresi, Beton Yollar İçin Bütünleşik Malzeme ve Yapım Uygulamaları, Washington D.C., 2007.
- Güçlü Y., “Doğu Karadeniz Bölümü Kıyı Kuşağında İklim Konforu Şartlarının Kıyı Turizmi Yönünden İncelenmesi” Coğrafi Bilimler Dergisi CBD 8 (2), 111-136, 2010.
- Karatas, M., & Gunes, A. (2015). Engineering properties of self-compacting concrete produced by polypropylene and steel fiber. Periodica Polytechnica Civil Engineering, 59(2), 95-102
- Kozak, M., Beton Yollar ve Beton Yol Yapımının Araştırılması, Yapı Teknolojileri Elektronik Dergisi, 7, 1, 89-99 2011.
- Lee, J.-H. (2017). Influence of concrete strength combined with fiber content in the residual flexural strengths of fiber reinforced concrete. Composite Structures, 168, 216-225.
- Lee, J.-H., Cho, B., & Choi, E. (2017). Flexural capacity of fiber reinforced concrete with a consideration of concrete strength and fiber content. Construction and Building Materials, 138, 222-231.
- Metcalf, J., B., The Application of Full Scale Accelerated Pavement Testing, NCHRP Synthesis 235, Transportation Research Board, National Research Council, Washington, 1996.
- Monteiro, P., & Mehta, P. (1993). Concrete: Structure, properties, and materials. Prentice-Hall, Englewood Cliffs.
- Neville, A. M. (1995). Properties of concrete (Vol. 4): Longman London.
- Özcanan, S., Akpınar M.V., Esnek Üstyapılarda Kritik Tekerlek ve Aks Konfigürasyonların Mekanistik Analizlere Göre Tespit Edilmesi, İMO Teknik Dergi, 6625-6654, 2014.
- Puyan, M., S., Beton Yollarda Çatlak Denetimi, Yüksek Lisans Tezi, Trakya Üniversitesi, Edirne, 2003.

- Roesler, R.J., Altoubat, A.S., Lange, A.D., Rieder, K.A., Ulreich, R.G., “Effect of synthetic fibers on structural behavior of concrete slabs-on-ground” ACI Materials Journal, 103 (1): 3-8 (2006).
- Salah, A. Altoubat, J. R. Roesler, D. A. Lange, K. A. Rieder, “Simplified Method for Concrete Pavement Design with Discrete Structural Fibers” Construction and Building Materials, 2006
- Topçu, İ. B., Demirel, O. E., UYGUNOĞLU, T., Polipropilen Lif Katkılı Harçların Fiziksel ve Mekanik Özellikleri, Politeknik Dergisi, 91-96, 2017.
- TUİK, Köy Yolları Hakkında İstatistiksel Bilgiler <http://www.tuik.gov.tr> Türkiye İstatistik Kurumu, 2012.
- Tunç, A., “Kaplama Mühendisliği ve Uygulamaları”, Asil Yayın Dağıtım, Ankara, 2004.
- URL-1 <https://www.haberteknik.com.tr/betonda-sentetik-elyaf-ve-fiber-kullanimi/>
Son erişim tarihi: 15 Mart 2022.
- URL-2. <https://www.egecrete.com.tr/urunler/beton-katkilari-1/beton-icin-fiber-urunler-190/cretefiber-stl-5035-429/>
Son erişim tarihi: 29 Ağustos 2022.
- URL-3 <https://macrobeton.com.tr/urunler/macro-40-mm/>
Son erişim tarihi: 22 Temmuz 2022.
- Yıldırım, T.S., Ekinci, E.C., “Çelik, cam ve polipropilen lifli betonlarda donma çözülme etkilerinin araştırılması”, Fırat Üniv. Fen ve Müh. Bil. Dergisi, 18 (3): 359-366 (2006).

Beton Otoyol Bariyerlerinin Çok Ağır Hizmet Seviyesinde (H4b) Çarpışma Test Performansı

A.O. Atahan¹, E.Karaduman², E.Örtemiz², H.D. Yılmaz²

¹ İstanbul Teknik Üniversitesi, İnşaat Fakültesi, İstanbul, Türkiye

² İSTON İstanbul Beton Elemanları ve Hazır Beton Fabrikaları, İstanbul, Türkiye

Özet

Ülkemizde en yaygın ulaşım türü karayolu ulaşımıdır. Yük taşımacılığının % 70'i, yolcu taşımacılığının % 90'ı karayolu ile yapılmaktadır. 1950'den sonra karayolu yapımı artmış, ulaşım araçları çoğalmıştır. Ülkemizde 2022 yılı itibari ile karayolu uzunluğu toplam 65 bin km'yi aşmıştır. Karayollarının çok yaygın kullanılması beraberinde trafik kazalarının artışı da getirmektedir. Karayollarındaki trafik kazalarını önleyebilmek için çok çeşitli alanlarda çalışmalar yapılmaktadır. Bu çalışmalardan bir tanesi de yol kenarlarında ve refüjlerde kullanılan beton bariyerlerdir.

Bu çalışmada bölünmüş ve ağır vasıta trafiği olan yolların refüj bölümünde kullanılmak üzere H4b çok ağır hizmet performans seviyesine sahip beton bariyer tasarımı yapılmıştır. Çalışmanın ilk kısmında beton bariyer yüksekliği, uzunluğu, taban genişliği ve bağlantı geometrisi Karayolları Genel Müdürlüğü tarafından belirlenen standartlara uygun şekilde oluşturulmuştur. Geometrisi ve yapısal bütünlüğü oluşturulan beton bariyerin çarpışma simülasyonları yapılmıştır. Bu kısımda ilk olarak beton bariyerin sonlu elemanlar modeli detaylı şekilde oluşturulmuş, sınır şartları, mesnetlenmesi belirlenmiştir. Beton bariyer TS EN 1317 Çarpışma Test Standardı'nda belirtilen 900 kg ağırlığındaki araba (TB11 testi) ve 38.000 kg ağırlığındaki TIR (TB81 testi) çarpışma simülasyonu ile maruz bırakılmıştır. Çalışmanın ikinci kısmında, İtalya'nın Milano kentinde TS EN 1317-2'e uygun olarak yapılan çarpışma test sonuçları sunulmuştur. Yapılan çarpışma testleri İSTON beton bariyerinin karayollarında kullanım için yeterli performansta olduğunu göstermiştir. Tasarlanan bu beton bariyerinin düşük maliyet, yüksek performans, uzun ömür, sıfır bakım ve tamirat masrafları gibi avantajlarının ülkemiz trafik güvenliği ve ekonomisine katkı sunması beklenmektedir.

Anahtar Kelimeler: Beton bariyer, çarpışma testi, güvenlik, ulaşım, servis ömrü

This page is intentionally left as blank

Bu sayfa bilerek boş bırakılmıştır.

1. Giriş

Beton bariyerler ilk kez 1940'larda ABD Kaliforniya'da kullanıldı. Amaç, bariyere çarpan hatalı araçların kaza sonrası hasar durumunu en aza indirmek ve bariyerlerin bakım ihtiyacını ortadan kaldırmaktır. Yaygın olarak kullanılan New Jersey beton bariyeri ilk olarak 1955 yılında New Jersey'de uygulanmış ve 1959 yılında ise şu anda kullanılan tasarıma yükseltilmiş, ancak New Jersey bariyerinin geliştirilmesinde herhangi bir çarpışma testi yapılmamıştır. Tasarımda yapılan değişikliklerde gerçek kaza deneyimlerinden yola çıkılmıştır (Ray v.d., 1997).

1950'lerin başından itibaren trafik hacmi ve hızı değişmeye başladığında, araçların köprü raylarından geçmesini önlemek için beton köprü bariyerleri kullanılmaya başlanmıştır. Beaton (1956), tarafından Kaliforniya Eyaleti'nde 1955'te beton köprü bariyer tasarımlarını optimize etmek için bir dizi tam ölçekli çarpışma testi gerçekleştirilmiştir. O zamandan günümüze, bariyerin penetrasyonunu önleyebilecek ve bir aracı mümkün olduğunca az yolcu ölüm-yaralanma riski ve araç hasarı ile yönlendirebilecek beton yol veya köprü bariyerleri geliştirmek için birçok tam ölçekli çarpışma testi yapılmıştır. Sonuç olarak, bazı beton bariyerlerin New Jersey bariyeri, F-şekilli bariyer (1976) ve tek eğimli bariyer (1989) gibi bariyerlerin tatmin edici etki performansına sahip olduğu kanıtlanırken, bazı beton bariyerlerin ise uygun olmayan etki performansına sahip olduğu gösterilmiştir.

Avrupa'da, 1960'larda Alman DAV beton medyan bariyer, Belçika Trief beton korkuluk, Fransız Sabla beton korkuluk, İtalyan Sergad beton korkuluk ve İtalyan Vianini beton medyan bariyeri gibi çeşitli beton bariyerler geliştirilmiştir (Michie, 1971), ancak, bu somut engellerin çoğunun testler yapıldıktan sonra ve gerçek çarpışma deneyiminden sonra tatmin edici olmadığı görülmüştür. Avrupa ülkeleri de şu anda standart beton bariyerleri için New Jersey şeklini kullanmaktadır (FEMA,2000).

Avrupa'da yol güvenliğini sağlama ve trafik kazalarının sosyal boyutunu kontrol etme amaçlı, 2011-2020 yılları arasında kapsayan Avrupa Yol Güvenlik Programı ile ölümleri yarı yarıya azaltma planı oluşturulmuştur (Diamandouros, 2014). 2011-2020 Karayolu Güvenliği On Yıllık Eylem Planı adı altında, Mart 2010'da Birleşmiş Milletler Genel Kurulu A/RES/64/255 kararını almış, bu on yıl içerisinde, üye devletlerin, trafik kazalarında ölenlerin sayısını azaltmak için, ulusal planlar geliştirmesi ve önlemler alması gerektiği belirtilmiştir (Kadioğlu, 2014). Belçika'da yapılan araştırmaya göre tüm karayollarını kapsama alan trafik kazalarının istatistikleri değerlendirildiğinde, yolun çevresindeki bir bariyere çarpma nedeniyle ölümle sonuçlanma oranı %40'tır (Kadioğlu, 2014).

Ülkemiz karayollarında 2021 yılında toplam 1 milyon 186 bin 353 adet trafik kazası meydana geldi. Bu kazaların 998 bin 390 adedi maddi hasarlı, 187 bin 963 adedi ise ölümlü yaralanmalı trafik kazasıdır. Yıl içerisinde meydana gelen ölümlü yaralanmalı trafik kazalarının %78,6'sı yerleşim yeri içinde %21,4'ü ise yerleşim yeri dışında meydana geldi. Ülkemiz karayolu ağında 2021 yılında ölümlü yaralanmalı trafik kazasına karışan toplam 308 bin 442 taşıtın %49,4'ü otomobil, %20,9'u motosiklet, %15,1'i kamyonet, %2,3'ü çekici, %2,3'ü minibüs, %2,2'si kamyon, %1,6'sı otobüs, %0,9'u traktör ve %5,3'ü diğer taşıtlardan oluştu (TÜİK, 2022).

Ülkemizde beton bariyerlerde ilk uygulama 1988 yılında İstanbul, İzmir ve İskenderun'da gerçekleştirilmiştir. Günümüzde, Türkiye ve Avrupa'da prefabrik beton bariyerler EN 1317 serisi standartlarda belirtilen çarpışma testlerine tabi tutularak performansının belirlenmesi ve Yapı Malzemeleri Yönetmeliği kapsamında CE işareti taşıması gerekmektedir. Çarpışma testleri esnasında farklı araçlar farklı hız ve açılarla bariyerlere çaptırılmakta ve bunun sonucunda bariyer performansı belirlenmektedir. Bariyerlerden beklenen performans gerekleri arasında; çarpan aracın bariyer tarafında tutulabilmesi, bariyerin yanal hareketi, çarpan aracın stabilitesi, çarpışmadan sonra aracın hareket doğrultusu ve yolculara gelen darbe etkilerini (ivmeleri) kısıtlamak sayılabilir (Şengün v.d., 2017).

2. TS EN 1317-2 Yol Güvenlik Sistemleri Standardı

Karayolu güvenliğini artırma amacı ile yolcular ve diğer yol kullanıcılarını korumak, yoldan çıkan taşıtları güvenli şekilde yolda tutmak için güvenlik bariyerleri kullanılır. Genellikle çelik, halat ve beton yapı malzemesi kullanılarak imal edilen bariyerler yol kenarında veya refüjde bulunur. İhtiyaç duyulan performansa göre tasarımı yapılır. Bu performans sınıfları ve gerekleri TS EN 1317-2 Standardı'nda tanımlanmıştır (TS EN 1317-2, 2011).

Tablo 1. EN 1317-2 Standardı Hizmet Seviyesi ve Kabul Testleri

	Hizmet Seviyesi	Kabul Testi
En Hafif Hizmet	T1	TB21
	T2	TB22
	T3	TB41 ve TB21
Normal Hizmet	N1	TB31
	N2	TB11 ve TB31
Ağır Hizmet	H1	TB11 ve TB42
	H2	TB11 ve TB51
	H3	TB11 ve TB61
Çok Ağır Hizmet	H4a	TB11 ve TB71
	H4b	TB11 ve TB81

Avrupa Çarpışma Test Standardı EN1317, yol güvenlik sistemlerinin çarpışma standartlarını içermektedir ve Avrupa Standardizasyon Komitesi tarafından düzenlenmektedir (TS EN 1317-2, 2011). EN1317 temel olarak sekiz ayrı kısımdan oluşmaktadır fakat bu çalışma otokorkulukların test metodları, çarpma testi kabul kriterleri ve sistemin performans sınıflarının bulunduğu 2. kısım ile ilgilidir. Türkiye'de TS EN1317 olarak kabul edilen bu standardın içerisinde bir otokorkuluk sisteminin hizmet seviyesine bağlı olarak yapılması gereken çarpışma testleri Tablo 1'de verilmiştir (TS EN 1317-2, 2011).

Bariyer sınıfları, araçları yolda tutma seviyelerine göre, geçici (T), normal (N) ve ağır (H) olmak üzere 3 farklı sınıfta tanımlanmıştır. N sınıfı sistem normal araçları (otomobil), H sınıfı sistem ağır vasıtaları (kamyonet, otobüs, tır vb.) kapsamaktadır (Tablo 1).

Örnek olarak, bir otokorkuluk sisteminin H4b hizmet seviyesini sağlayabilmesi için EN 1317-2’de belirlenen koşullarda TB11 ve TB81 çarpışma testlerinde başarılı olması gerekmektedir. TB11 testinde 900 kg. ağırlığındaki araç, 100 km/saat hızla ve 20 derecelik bir açıyla, TB81 testinde ise 38 tonluk TIR, 65 km/saat hızla ve 20 derecelik açıyla bariyere çarpıtılmaktadır. Tüm çarpışma testlerinin detayları Tablo 2’de gösterilmektedir (TS EN 1317-2, 2011).

Tablo 2. EN1317 Standardı Çarpışma Testi Kriterleri

Kabul Testi	Araç Ağırlığı ve Tipi	Çarpma Açısı ve Hızı
TB11	900 kg Otomobil	20 Derece 100 km/saat
TB21	1300 kg Otomobil	8 Derece 80 km/saat
TB22	1300 kg Otomobil	15 Derece 80 km/saat
TB31	1500 kg Otomobil	20 Derece 80 km/saat
TB32	1500 kg Otomobil	20 Derece 110 km/saat
TB41	10000 kg Kamyon	8 Derece 70 km/saat
TB42	10000 kg Kamyon	15 Derece 70 km/saat
TB51	13000 kg Otobüs	20 Derece 70 km/saat
TB61	16000 kg Kamyon	20 Derece 80 km/saat
TB71	30000 kg Kamyon	20 Derece 65 km/saat
TB81	38000 kg Tır	20 Derece 65 km/saat

Yapılan TB11 ve TB81 testleri sonucunda bir bariyerin TS EN1317-2 Standardı’na göre yeterli sayılabilmesi için bazı şartları yerine getirmesi beklenir. Bunlar: Test esnasında veya sonrasında aracın devrilmemesi, aracın içerisine bariyer parçası saplanmaması, bariyeri oluşturan uzunlamasına doğrultudaki elemanlarda kopma olmaması veya bariyerin tamamen ayrılması ve aracın bariyeri aşarak karşı tarafa geçmemesidir. TB11 testi hafif araçla yapıldığından bariyerler fazla hasar görmemektedir. TB11 testinin temel yapıma amacı aracın içerisinde bulunan yolcuların yaralanma risklerinin belirlenmesidir. Bu sebeple çarpışma esnasında araç içerisinde oluşan darbe şiddetleri x, y ve z yönlerindeki ivmelenmeler kullanılarak hesaplanır ve bu değer çarpışma şiddeti endeksi (ASI) olarak kaydedilir. ASI değerine karşılık gelen darbe şiddeti düzeyleri Tablo 3’te sunulmuştur. TS EN1317-2 Standardı’na göre bir kaza esnasında ciddi yaralanmaların ASI=1,9 seviyesinden sonra meydana geleceği kabul edilir ve ASI değerinin olabildiğince küçük değer alması istenir (TS EN 1317-2, 2011).

Tablo 3. EN1317 Standardı Darbe Şiddeti Düzeyleri

Darbe Şiddeti Düzeyi	Endeks Değeri
A	$ASI \leq 1,0$
B	$1,0 < ASI \leq 1,4$
C	$1,4 < ASI \leq 1,9$

TB81 testi çarpışma testleri içerisinde en yüksek darbe enerjisine sahip test olduğu için bu testte bariyerlerin yapısal yeterliği incelenir. Test esnasında bariyerlerde kalıcı hasarlar ve şekil değişimleri meydana gelir. TS EN 1317 Standardı’nda bariyerin araç çarpması durumunda yapacağı hareket miktarı çalışma genişliği (W) olarak tanımlanmıştır. Çalışma genişliği sistemdeki elemanların ve bağlantıların rijitliğine bağlı olarak değişmektedir. Deformasyon ölçülürken sistemin çarpışma testinden önceki trafiğe bakan tarafı ile çarpışma anında sistemin herhangi bir kısmı arasında oluşan maksimum mesafe ölçülür. Aracın herhangi bir kısmı sistemden daha fazla yanal olarak hareket edebilir. Bu durumda çalışma genişliği olarak bu mesafe alınmaktadır. Çalışma genişliği değerine göre belirlenen çalışma genişliği sınıfları Tablo 4’te verilmiştir (TS EN 1317-2, 2011).

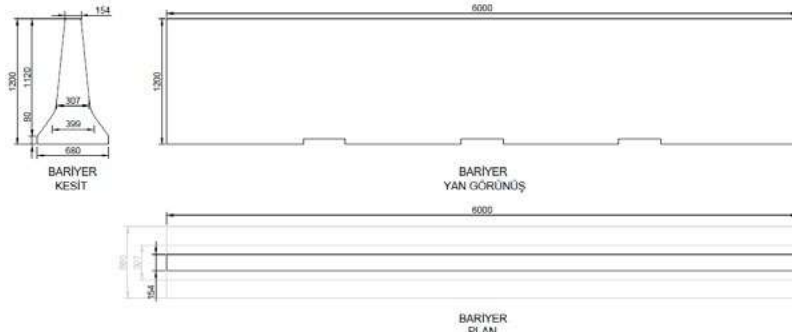
Tablo 4. EN1317 Standardı Çalışma Genişliği Sınıfları

Çalışma Genişliği Sınıfı Kodu	Çalışma Genişliği Mesafesi (m)
W1	$W \leq 0,6$
W2	$W \leq 0,8$
W3	$W \leq 1,0$
W4	$W \leq 1,3$
W5	$W \leq 1,7$
W6	$W \leq 2,1$
W7	$W \leq 2,5$
W8	$W \leq 3,5$

3. Çok Ağır Hizmet Seviyesinde Beton Bariyer Tasarımı

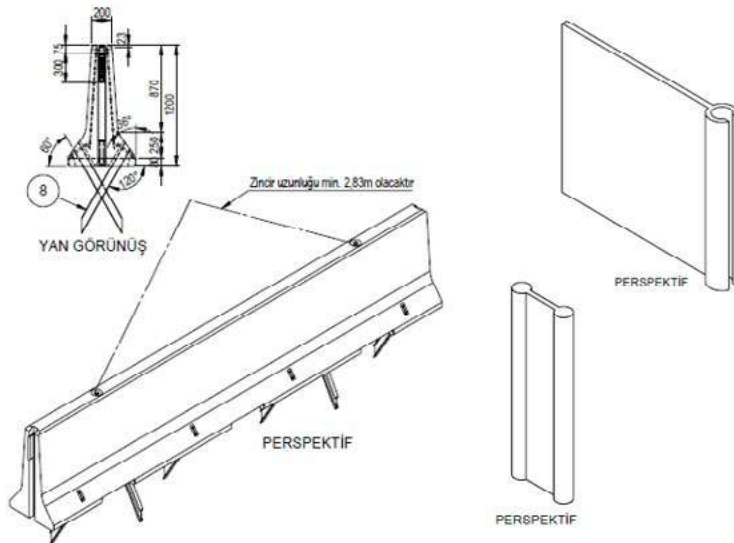
İSTON H4b beton bariyeri çift yönlü araç trafiğine göre üretilmiş 6.000 mm uzunluğunda, 680 mm taban genişliğinde ve 1.200 mm yüksekliğindedir (Şekil 1). Beton bariyerlerin üretiminde C40/50 dayanım sınıfında beton kullanılmıştır.

Blokların araç darbelerine dayanıklılığını artırmak ve sürekli bir zincir oluşturabilmesi için hem birbirlerine güçlü şekilde bağlanmış hem de taban zeminine çiviler ile sabitlenmiştir. Bloklar arası bağlantı, blokların içerisinde gömülü olarak bir uçtan diğer uca kadar uzanan 6.000 mm uzunluğundaki gergi elemanının ucunda bulunan Y şekilli döküm parçalarının I şekilli bir çelik profil ile birleştirilmesi ile sağlanmaktadır (Şekil 2).



Şekil 1. İSTON H4b beton bariyer ölçüleri

Bloklar yerine yerleştirildiğinde beton blokların uçlarında bulunan Y şekilli çelik yuvalar yan yana gelmektedir. Sağ ve sol yuvaların içerisine oturacak şekilde yerleştirilen 200 mm yüksekliğe sahip I profiller blokların sürekliliğini sağlamakta ve dolayısıyla yük aktarımını sağlamaktadır. Blokların zemin ile bağlantısı da oldukça sağlam olarak tasarlanmıştır. 6.000 mm uzunluğundaki her blokta standart olarak 4 adet ön tarafta ve 2 adet arka tarafta olmak üzere toplamda 6 adet 750 mm uzunluğunda ve 42x80 mm NPI profil çelikten özel imal edilmiş zemin çivileri kullanılmış ve beton bariyerlerin zemin ile sağlam şekilde bağlantısı sağlanmıştır (Şekil 2). Beton bloklar içerisinde ayrıca hasır çelik ve düz donatılar kullanılmak suretiyle araç darbelerine karşı mukavemeti artırılmıştır.



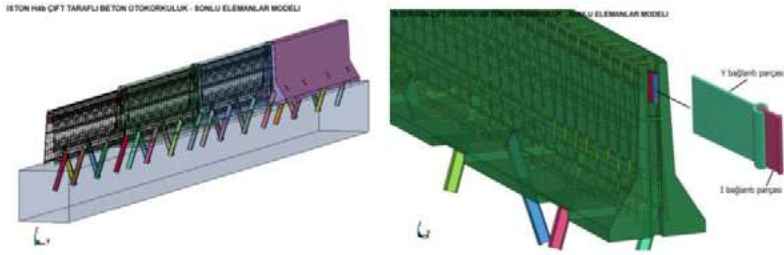
Şekil 2. İSTON H4b beton bariyer montaj ve birleştirme tasarımı

4. H4b Beton Bariyeri Simülasyon Çalışması

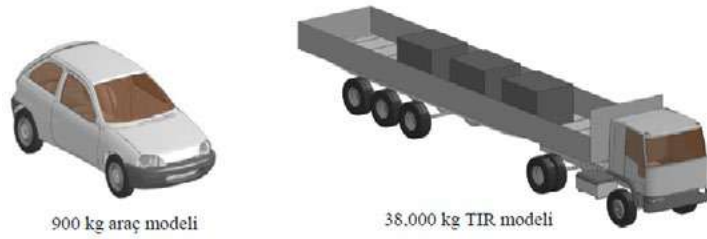
Çarpışma testleri sadece Avrupa’da yapılmakta olan oldukça maliyetli ve zaman gerektiren testlerdir. Son yıllarda, bilgisayar programları ve teknolojiye ilerlemeler sayesinde tasarlanan karayolu güvenlik tertibatlarının dinamik davranışlarının bilgisayar simülasyonları yardımıyla da belirlenmesi mümkün olmuştur. Gerçek testlerden önce sistemin çarpışma davranışını tahmin etmek, sistemdeki olası yetersizlikleri belirleyebilmek ve gerekirse iyileştirmeler yapmak için bu programlar günümüzde yaygın olarak kullanılmaktadır (Atahan, 2018), (LSTC, 2017), (Marzougui, 2002). Sonlu elemanlar yöntemi ile gerçekleştirilecek çarpışma simülasyonlarında, birçok önemli faktörün göz önünde bulundurulması gerekir. Beton bariyerlerin geometrisinin gerçekçi olarak oluşturulması, çarpışma sonuçlarının hassasiyetinde önemli bir etkiye sahip olacaktır. Ayrıca beton blokların malzeme, bağlantı, ağırlık, sürtünme, sınır şartları gibi özelliklerinin de sonuca direkt etkisinin olacağı açıktır (Marzougui, 2002).

İSTON H4b beton bariyerinin çarpışma test analizleri nonlineer dinamik etkileşimleri modelleyebilen sonlu elemanlar tabanlı analiz programı LS-DYNA kullanılarak yapılmıştır (LSTC, 2017). LS-DYNA nümerik bir analiz yöntemi olduğundan beton bariyerin sayısal model dosyasının hazırlanması gerekmektedir. Beton bariyeri ait model dosyası LS-DYNA’nın yardımcı programı olan LS-PrePost kullanılarak hazırlanmaktadır. Ayrıca LS-PrePost programı ile her türlü sayısal ve görsel sonuçlar alınabilmektedir. TB11 ve TB81 simülasyon çalışmasında kullanılacak 900 kg ve 38.000 kg ağırlığındaki araçlar, Amerikan National Crash Analysis Center (NCAC) tarafından kullanılan araç modelleri arasından seçilmiştir (Marzougui, 1996), (NCAC, 2008). Hazır olarak alınan araç modelleri ile oluşturulan beton bariyer modeli aynı ortamda açılabilir. Özet olarak sonlu elemanlar simülasyonlarının yapılmasında aşağıdaki adımlar kullanılmıştır:

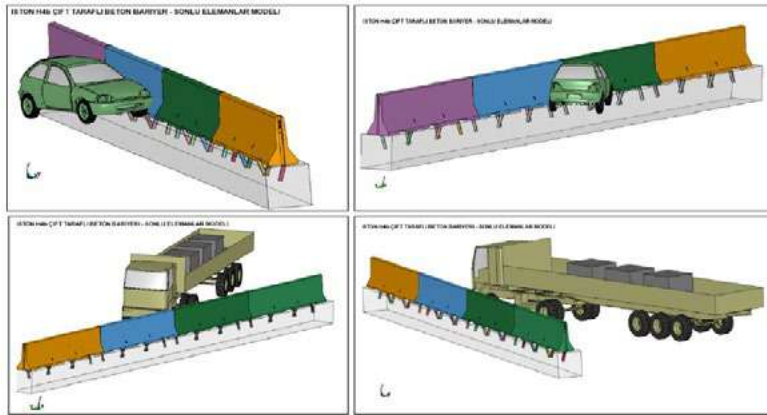
1. İSTON H4b çok ağır hizmet çift taraflı prefabrik beton bariyer çizimleri kullanılarak tasarımın katı modeli, geometrisi ve bağlantıları oluşturulmuştur.
2. Oluşturan bariyer geometrisi sonlu elemanlar yöntemi kullanılarak eleman ağına dönüştürülmüştür. Tamamlanmış beton bariyerin sonlu elemanlar ağı Şekil 3’te sunulmaktadır.
3. Beton bariyerin imalatında kullanılacak çelik ve beton malzemelerin laboratuvar şartlarında belirlenen karakteristik malzeme özellikleri modele tanımlanmıştır. Bu değerlerin doğru olarak kullanılması analizden elde edilecek davranış ile yapılacak gerçek çarpışma testinin uyumu için önemlidir.
4. Model hazırlandıktan sonra dinamik etkileşim programı LS-DYNA kullanılarak beton otokorkuluğa araç çarpması durumu incelenmiştir. Şekil 4’te TB11 testinde kullanılacak araç ve TB81 testinde kullanılacak TIR’ın sonlu elemanlar modelleri gösterilmiştir.
5. Eleman tipi, elemanların kalınlıkları, malzeme özellikleri, sınır şartları, araç hızı ve analiz süresi gibi değişkenler LS-DYNA girdi dosyasına tanımlandıktan sonra analizleri Şekil 5’te gösterildiği gibi başlatılmaya hazır duruma getirilmiştir.



Şekil 3. İSTON H4b Çok Ağır Beton Bariyerine Ait Sonlu Elemanlar Modeli

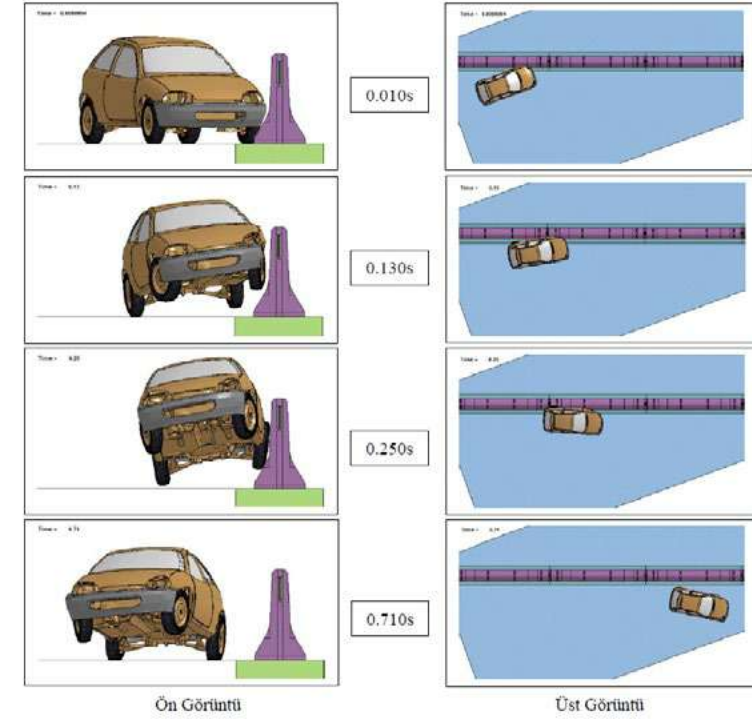


Şekil 4. Çarpışma Simülasyonunda Kullanılan Araç Modelleri



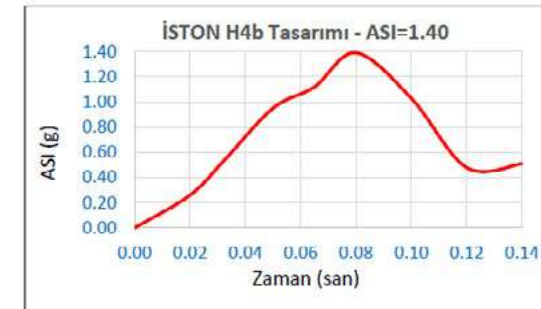
Şekil 5. TB11 ve TB81 Simülasyonları Öncesinde Modellerin Son Hâli

Şekil 6'da gösterilen TB11 simülasyonunda 900 kg ağırlığındaki araç 20 derece ve 100 km/sa hızla beton bariyerle çarpmasıyla birlikte bariyer yüzey geometrisini takip ederek yükselmeye başlamıştır. Araç bariyer ile paralel hâle geldikten sonra ilk çarpışmadan yaklaşık 0,4 saniye sonra bariyeri güvenli bir şekilde terk etmiştir. Simülasyon sonucuna göre 900 kg araç çarpışma sırasında içerisindeki yolculara ciddi yaralanma riskleri oluşturmamıştır.



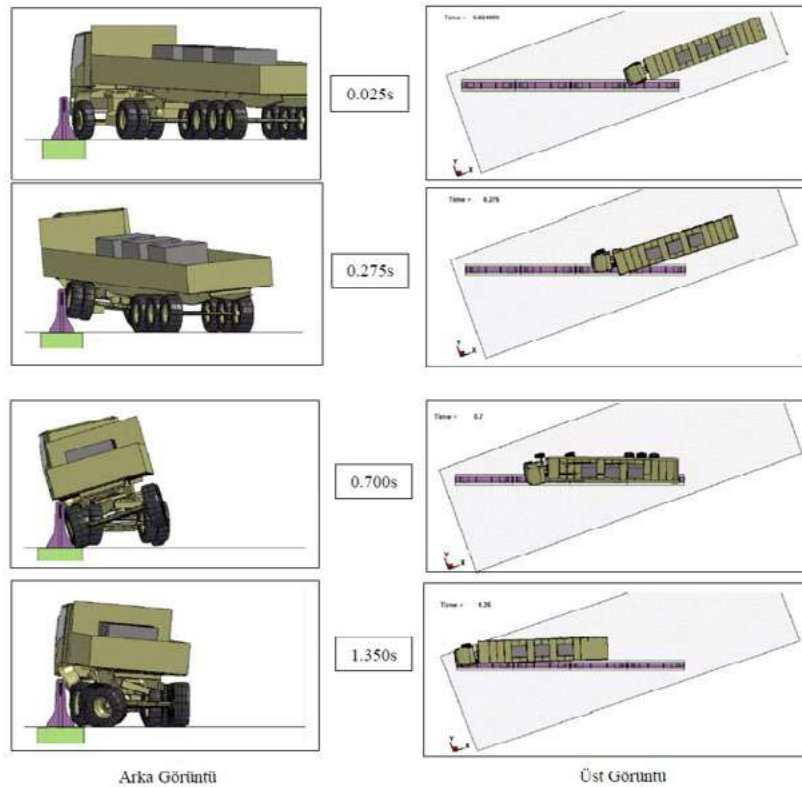
Şekil 6. İSTON H4b Bariyeri TB11 Simülasyonu Sonuçları

Şekil 7'de TB11 simülasyonu sonucunda elde edilen elde edilen ASI grafiği sunulmaktadır. Buradan görüleceği gibi çarpışma indeksi ASI değeri 1,4 civarında hesaplanmıştır ve TS EN1317-2 Standardı'na göre kabul edilebilir olan B sınıfı içerisinde olduğu belirlenmiştir.



Şekil 7. TB11 Simülasyonundan Elde Edilen ASI Grafiği

TB11 simülasyonu sonrasında beton bariyerin bu hafif çarpışmadan dolayı hasar görmeyeceği belirlenmiştir. TB11 simülasyonundan sonra Şekil 8’de gösterilen TB81 simülasyonu başlatılmıştır. Bu görüntülerden de görülebileceği gibi 38.000 kg ağırlığındaki TIR standartta belirtildiği gibi 20 derece açı ve 65 km/sa hızla bariyere çarpmıştır. TIR çarpmasıyla birlikte tam çarpma bölgesindeki bloklar geriye doğru hafifçe esnemiştir. Bloklar yere 6 adet çelik çiviyle sabitlendiği ve birbirlerine oldukça sağlam bağlandıkları için darbe kısa bir alan içinde sönümlenmiş ve Şekil 8’de gösterildiği gibi sistem yerinde kalmıştır. TB81 testi sonrasında 38.000 kg ağırlığındaki TIR’da ciddi hasar oluşmamış aracın dengesi bozulmadan güvenlik şeridine doğru yönelmiştir. Sistemin çalışma genişliğinin yaklaşık 800 mm, diğer bir deyişle W2 seviyesinde olduğu belirlenmiştir. 800 mm çalışma genişliği beton bariyerin 680 mm taban genişliği ve TIR çarptığında meydana gelen 120 mm esneme miktarı toplanarak elde edilmiştir. Beton bariyerlerde sistemin rijit olması sebebiyle arkaya doğru kayma gözlemlenmemiştir.



Şekil 8. İSTON H4b Beton Bariyeri TB81 Çarpışma Test Simülasyonu Sonucu

Tablo 5’te İSTON H4b beton bariyeri için yapılmış TB11 ve TB81 simülasyonlarına ait veriler sunulmaktadır. Tablodan görülebileceği gibi İtalya’da yapılması planlanan gerçek çarpışma testlerinin tek seferde olumlu sonuçlanacağı tahmin edilmiştir.

Tablo 5. TB11 ve TB81 Simülasyon Çalışmasından Elde Edilen Sayısal Değerler

Kriterler	TB11 Simülasyonu	TB81 Simülasyonu
Çarpışma Hızı (km/sa)	100	65
Çarpışma Açısı (derece)	20	20
Aracın Bariyere Paralel Olması (sn)	0,175	0,745
Deforme Olan Kısım Uzunluğu (mm)	-	4535
Hasar Alan Blok Sayısı (adet)	-	2
Aracın Sistemden Ayrılması (sn)	0,410	1,350
Aracın Çıkış Hızı (km/sa)	82	54,3
Aracın Bariyerdan Çıkış Açısı (derece)	13	5
Yaralanma İndeksi (ASI)	1,4 (B)	-
Çalışma Genişliği – W (mm)	-	800 (W2)

İSTON tarafından geliştirilen ve ağır vasıtaların yoğun şekilde bulunduğu bölünmüş yollarda kullanılmak üzere tasarlanan H4b çok ağır performans seviyesine sahip ve Karayolları Genel Müdürlüğü tarafından belirlenen standartlara uygun çift taraflı 6.000 mm uzunluk, 1.200 mm yükseklik ve 680 mm taban genişliğine sahip beton bariyer tasarımı geliştirilmiştir. Bu tasarımda, tasarım geometrisi, donatı detayları, bağlantı özellikleri gibi önemli karakteristikler TIR çarpması durumunda yeterli mukavemet gösterebilecek şekilde seçilmiştir. Aynı zamanda tasarımın küçük araç çarpması durumunda yaralanma risklerini belirli sınırların altında tutması sağlanmıştır. Tasarlanan H4b bariyerinin yeterliği LS-DYNA programı kullanılarak bilgisayar ortamında incelenmiştir. TB11 küçük araç çarpması durumunda ASI=B ve TB81 TIR darbesinde W2 çalışma genişliği performans değerlerine ulaştığı belirlenen tasarımın üretilmesi ve geçek çarpışma testine götürülmesi planlanmıştır.

5. H4b Beton Bariyeri Gerçek Çarpışma Testleri

Çarpışma testleri, hizmet sınıfı ve kullanım amacına göre beton bariyerlerin yeterliliklerini belirlemek için yapılan testlerdir. İSTON beton bariyerleri sırasıyla TB11 ve TB81 testleri yapılmak üzere İtalya’nın Milano kentine CSI çarpışma test merkezine götürülmüştür. Test sonuçlarına göre tasarımın yeterliliği hakkında kesin sonuçlara ulaşılmıştır.

TB11 ve TB 81 çarpışma testlerinin amacı güvenlik bariyerlerini gerçek saha koşullarında çarpışma testlerine tabi tutarak davranışlarını değerlendirmektir. Testler, TB 11 çarpışma testi için 900 kg kütleli otomobil ve TB 81 çarpışma testi için 38.000 kg kütleli tır ile yapılmıştır.

TB 11 çarpışma testinde otomobil 100 km/saat ve 20 derece açı ile bariyere çarpmıştır. TB81 testinde tır 65 km/saat hızla ve 20 derece açı ile bariyere çarpmıştır. Çarpmadan sonra güvenlik bariyeri ve araçların davranışı kaydedilmiştir.

TB11 testinde çarpışma indeksi ASI değeri 1,4 ölçülmüştür. TB 81 testinde araç bariyere fazla zarar vermeden W2 seviyesi olacak şekilde çalışma genişliği 800 mm'dir. Otomobilin düşük kütlesi nedeniyle bariyer hareketi oldukça küçüktür. Otomobil 20 derecelik açı ile güvenlik bariyerine çarparak hareket yönü bariyer ekseninde olacak şekilde uzaklaşmıştır. Test sırasında 900 kg kütleli otomobil ve 38.000 kg kütleli tır standartta tanımlanan kabul edilebilir alandan çıkmamıştır. Tablo 6'da çarpışma testlerinin sonuçlarına, Şekil 9 ve Şekil 10'da test görsellerine yer verilmiştir.

Tablo 6. TB11 ve TB81 test sonuçları

TB11		TB81	
Normalleştirilmiş Çalışma Genişliği	0,7 m	Normalleştirilmiş Çalışma Genişliği	0,8 m
Çalışma Genişliği Sınıfı	W2	Çalışma Genişliği Sınıfı	W2
ASI	1,4	Normalleştirilmiş Araç İhlali	2,9 m
Teorik Baş Çarpma Hızı (THIV)	24 km/sa	Araç İhlal Sınıfı	VI8
Şiddet Seviyesi	B		



Şekil 9. TB11 testi görselleri



Şekil 10. TB81 testi görselleri

6. Sonuç ve Değerlendirme

Bu çalışma kapsamında H4b sınıfı beton bariyerine yapılan çarpışma test sonuçları verilmiştir. Çarpışma test standardı TS EN 1317'ye göre beton bariyerine H4b çok ağır hizmet seviyesine göre TB11 ve TB81 testleri yapılmıştır. Ayrıca, gerçek çarpışma testi öncesinde, LS-DYNA programı kullanılarak beton bariyerlere araç çarpması durumu incelenmiştir. Gerçek çarpışma testlerinin sonuçları benzetimler ile kıyaslandığında birbirine oldukça yakın sonuçlar elde edilmiştir. TB 11 testinde çarpışma indeksi değeri (ASI) 1,4 civarında olup, TB 81 testine göre çalışma genişliği (W) 800 mm W2 seviyesindedir. Her iki çarpışma testi sonuçlarına göre beton bariyeri TS EN 1317 Standardı'na göre H4b çok ağır hizmet seviyesine göre kabul edilebilir sınırlar içerisinde kalmıştır ve test sonuçlarına göre ürün yeterliliğini kanıtlamıştır.

Kaynaklar

- Atahan, A.O., (2018). “Development of a heavy containment level bridge rail for Istanbul” Latin American Journal of Solids and Structures, 15(6), 1-14.
- Beaton, J. L. (1956). “Full Scale Tests of Concrete Bridge Rails Subjected to Automobile Impacts”, in Proceedings of the 35th Annual Meeting of Highway Research Board, 1956. p. 251–267.
- Diamandouros K., (2014). “Otokorkuluk Güvenlik Standartları, Sınıflandırılması ve Avrupa’da Gelişimi”, Beton Otokorkuluklar ve Karayolu Güvenliği Çalıştayı, 2014
- FEMA (2000). “Final Report of the Motorcyclists & Crash Barriers Project”, The Federation of European Motorcyclists Associations, Brussels, Belgium, 2000.
- Kadıoğlu H., (2014). “Beton Otokorkulukların Kullanılması”, Beton Otokorkuluklar ve Karayolu Güvenliği Çalıştayı, 2014.
- LSTC, LS-DYNA Kullanıcı El Kitabı, Livermore Software Technology Corporation, Livermore, CA, 2017.
- Marzougui D. Zaouk, A., and Kan, C.D. (2002). “Evaluation of Portable Concrete Barriers Using Finite Element Simulation” The National Crash Analysis Center (NCAC).
- Marzougui, D., Zaouk, A., and Kan, C.D., (1996). “Development of a C-1500 Pick-up Truck Model for Roadside Hardware Impact”, Transportation Research Board Annual Conference, Computer Simulation of Impact with Roadside Safety Features, Washington, DC.
- Michie, J D. “NCHRP Report 115, (1971): Guardrail Performance and Design”, Highway Research Board, National Research Council, Washington, D.C., 1971.
- NCAC, (2008). National Crash Analysis Center, George Washington Üniversitesi, Araç Modelleri, <http://www.ncac.gwu.edu/vml/models.html>, Washington, D.C.
- Ray, M H and McGinnis, R G. “NCHRP Synthesis 244, (1997): Guardrail and Median Barrier Crashworthiness - A Synthesis of Highway Practice”, Transportation Research Board/ National Research Council, National Academy Press, Washington, D.C., 1997.
- Şengün E., Kıran E., Yaman İ.Ö., (2017). “Türkiye’de Beton Yol ve Beton Bariyer Fırsatları”, Hazır Beton, Mayıs – Haziran, 2017, s. 80-81.
- TS EN 1317-2 Yol Güvenlik Sistemleri - Bölüm 2 (2011): Taşıt Parapetleri Dâhil Güvenlik Bariyerleri İçin Performans Sınıfları, Çarpma Deneyi Kabul Kriterleri ve Deney Yöntemleri, 2011.
- TÜİK, (2022). <https://data.tuik.gov.tr/Bulten/Index?p=Karayolu-Trafik-Kaza-Istatistikleri-2021-45658>

Silindirle Sıkıştırılmış Beton (SSB) ve asfalt takviye tabakasından oluşan kompozit bir üstyapının saha performansının irdelenmesi

A. Gür¹, Y. Abut²

¹ Kocaeli Büyükşehir Belediyesi, Kocaeli, Türkiye

² Yalova Üniversitesi, Ulaştırma Mühendisliği Bölümü, Yalova, Türkiye

Özet

Silindirle Sıkıştırılmış Beton (SSB) yol türü, tüm dünyada önemli bir kaplama alternatifi olarak kullanılmaktadır. Özellikle kırsal kesimlerde ve ikinci derece servis yollarında yaygın olarak kullanılan SSB, kolay üretilebilirliği, erken trafiğe açma ve asfalt ekipmanları ile serme sıkıştırma yapılabilmesinin yanında, bünyesinde geri dönüşümlü malzemeler kullanılabildiği için, birçok projede ekonomi sağlayabilmektedir. Bunun yanı sıra asfalt takviye tabakası (overlay), üstyapı yüzeyi için taşıma kapasitesinin artırılması veya farklı işlevsel hedefler için tasarlanabilmektedir. Bu çalışmada, Kocaeli Büyükşehir Belediyesi’nin denetiminde bulunan “Kocaeli İli Gölcük İlçesi Hisar (Asar) Deresi Yan Yolları ve Kavşakları Yapım İşii” kapsamında 2017 yılında inşaatı biten kompozit bir üstyapının (SSB üzerine asfalt takviye tabakası) 5 yıllık performansı irdelenmiştir. 2022 yılı itibarıyla yolun trafiğe açılmasının ardından geçen 5 yıllık süre içerisinde, kaplamada oluşan yüzey özelliklerinin değişimi, derz çatlağı gelişimi ve dağılımı, asfalt kaplamada meydana gelen birim hacim ağırlık ve sıkışma düzeyi kayıpları ve son olarak SSB kaplamadaki basınç dayanımı değişimleri incelenmiştir.

Anahtar Kelimeler: Silindirle Sıkıştırılmış Beton, Asfalt Takviye Tabakası, Kompozit Kaplama, Yansıma Çatlakları

1. Giriş

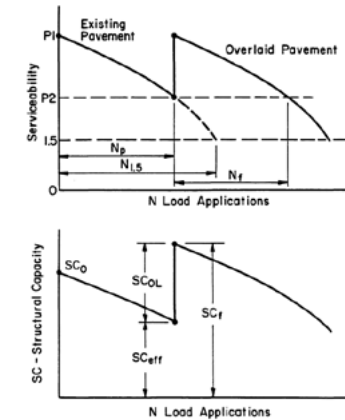
Silindirle Sıkıştırılmış Beton (SSB) yol türü, tüm dünyada önemli bir kaplama alternatifi olarak kullanılmaktadır (Rahmani v.d., 2020, Abut v.d., 2022, Sheikh v.d., 2022). Özellikle kırsal kesimlerde ve ikinci derece servis yollarında yaygın olarak kullanılan SSB, kolay üretilebilirliği, erken trafiğe açma ve asfalt ekipmanları ile serme sıkıştırma yapılabilmesinin yanında, bünyesinde geri dönüşümlü malzemeler kullanılabildiği için, birçok projede

ekonomi sağlayabilmektedir (Selvam v.d., 2022). Bununla birlikte, SSB kaplamasında, mevsim şartları ve trafik yükü etkisiyle zamanla bozulmalar gözlemlenebilmektedir. Özellikle termal genleşmeler nedeniyle yapısal bütünlük bozulabilmekte ve tekrarlı yükler altında yüzey dokusu aşınabilmektedir. Rehabilitate edilmediği takdirde ise SSB kaplama, yapısal ve işlevsel yeteneklerini hızla kaybedecek ve kullanıcılar için rahatsızlık ve hatta tehlikeye neden olacaktır. Yüzey tabakadaki bu rehabilitasyon yöntemleri arasında, rijit kaplama üzerine asfalt takviye tabakası (overlay) yapımı, yol idareleri tarafından benimsenen yaygın bir uygulamadır (Chen, 2008, Zhou v.d., 2012, Li ve Wen, 2014, Zhao v.d., 2020). Asfalt takviye tabakası, üstyapı yüzeyi için taşıma kapasitesinin artırılması veya farklı işlevsel hedefler için tasarlanabilmektedir. Örneğin yeni bir kompozit kaplama için asfalt takviye tabakasının birincil işlevi, alttaki beton kaplama için düşey sıcaklık ve nem farklılıklarını azaltmak ve bu farklılıkların neden olduğu beton plakaların kıvrılma (curling) ve eğilmesinin (warping) neden olduğu deformasyonları azaltmada bir nevi termal ve nem şiltesi görevi sağlamaktır (Manual H.D, 2020). Araştırmacılar ve yerel yönetimler, saha tecrübelerini bir araya getirirken tasarım kılavuzlarına atıfta bulunarak, vaka analizlerine dayalı asfalt takviye tabakası için tipik kaplama kalınlıkları önermişlerdir (Finn ve Monismith, 1984, Thompson, 1989, Schutzbach, 1989, Li v.d., 2011, Hajj v.d., 2019).

Bu çalışmada, Kocaeli Büyükşehir Belediyesi'nin denetiminde bulunan "Kocaeli İli Gölcük İlçesi Hisar (Asar) Deresi Yan Yolları ve Kavşakları Yapım İş'i" kapsamında 2017 yılında inşaatı biten kompozit bir üstyapının (SSB üzerine asfalt takviye tabakası) beş yıllık performansı irdelenmiştir. Projenin başlangıç aşamasında soğuk iklim şartları nedeniyle, esnek üstyapı inşaatı mümkün olamamış, bölge içerisinde hizmet veren sanayi kurum ve kuruluşlarından üstyapının öncelikli olarak tamamlanmasına dair ciddi talepler oluşmuştur. Ayrıca bölge içerisinde ilgili kurumlar tarafından yapılan alt yapı hatlarının kırmızı kota yakın olması (Plentmiks Alttemel kotunda), hem esnek üstyapı hem de alt yapıların inşaat esnasında zarar görme ihtimalinin yüksek olması ve yeni kurulacak organize sanayi bölgesinden gelecek ağır trafik yükü ile yeni imar planı nedeniyle iptal edilecek mevcut arterlerden aktarılabilecek olan trafik yükü toplamının, proje ömrü sürecinde hesaplanandan daha fazla olması nedeniyle esnek üstyapı tasarımı revize edilerek kompozit üstyapı şeklinde yeniden analiz edilmiştir. Tasarım ve yapım aşamalarının Gür ve Abut (2017)'de verilen bu projede, kompozit üstyapı tasarımı kısmında taban zemini SSB olarak çözülmüş ve kesit tahkikinde AASHTO, 1993 metodu kullanılmıştır. Bu tarz yapılarda rijit kaplamada derz bölgelerinden üste doğru zamanla "yansımaya çatlağı" denilen bir çatlak hareketinin geliştiği ve bu çatlak oluşumunun engellenmesi için de geotekstiller, geogridler, geokompozitler, çelik gridler veya ara tabaka inşaatı yöntemlerinin kullanılabileceği bildirilmiştir (Güngör ve Sağlık, 2009). Bu çalışmada ayrıca yansımaya çatlaklarının gelişiminin gözlemlenebilmesi için derz bölgelerinde geogrid uygulaması yapılmıştır. Bu sayede zamana bağlı çatlak gelişiminin gözlenmesi hedeflenmiş, ülkemiz koşullarında bitümlü sıcak karışımların rijit üstyapılarla beraber kullanılması durumunda ortaya çıkabilecek performans göstergeleri irdelenmiştir.

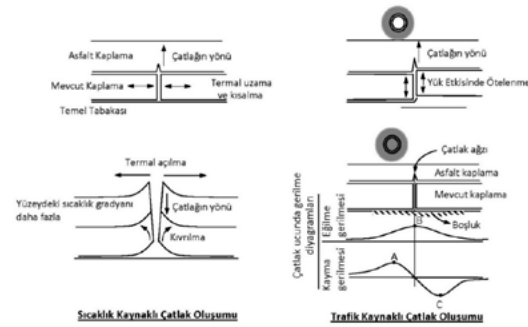
2. Asfalt Takviye Tabakası için Yansımaya Çatlağının Modellenmesi

Rijit kaplamalarda yüzeysel bozulmalar inşaat tamamlandıktan hemen sonra başlar ve döngüsel dingil yükleri, kaplamanın göçme anına kadar taşıyabileceği yük kapasitesini azaltırlar. Rijit bir kaplamanın iyi hizmet veremeyecek kadar hasar gördüğü bir noktada, mevcut kaplamayı rehabilitate etmek için, esnek bir kaplama yapılması performansı iyileştirebilmektedir. Şekil 1'de, tipik bir yol kaplamasında takviye tabakası kullanılması durumunda, servis kabiliyeti ve yapısal kapasite bağlamında oluşacak iyileşmeler gösterilmektedir (AASHTO, 1993).



Şekil 1. Takviye tabakası ile ortaya çıkan iyileşmeler (AASHTO, 1993).

Yansımaya çatlakları, büyük ölçüde asfalt kaplama altındaki süreksizliklerden (çatlak veya derzler) kaynaklanmaktadır. Çatlak gelişimi, katmanlar arasındaki termal genleşme farklılıkları ve trafik yükleri ile aşağıdan yukarı doğru ilerler. Yoğun çatlakların olduğu eski bir kaplama üzerine yapılacak olan yeni bir asfalt kaplamada ara yüzeyde çatlak sönmüleyici bir yapı (geosentetik, geogrid, çelik tel, vb.) kullanılmamış ise mevcut kaplamadaki çatlaklar, genellikle kaplama kalınlığının bir fonksiyonu olan bir sürenin sonunda yüzeye doğru hareket eder. Lytton, 1989'a göre, tekerlek yükünün mevcut kaplamada bir çatlaktan geçmesi o kesitte bir maksimum eğilme ve iki maksimum kayma gerilmesi olmak üzere üç kritik kesit tesirine neden olur. Çatlak hareketi arttıkça, çatlağın yüzeye doğru ilerlemesi hızlanır. Katmanlar arasındaki sıcaklık farklılıklarının rijit kaplamalarda meydana getireceği büzülme (contraction) veya kıvrılma (curling) hareketi ise, asfalt kaplamada ekstra yatay gerilmelere neden olur ve mevcut çatlakların açılma süreci hızlanır. Dolayısı ile bir yansımaya çatlağının doğru bir şekilde modellenebilmesi için trafik yükleri ve sıcaklık etkileri bir arada düşünülmelidir (Abut, 2019). Yansımaya çatlağı mekanizması sırasında kesitlerde oluşan kesit tesirleri ise Şekil 2'de gösterilmiştir (Nunn, 1989 ve Lytton, 1989).



Şekil 2. Sıcaklık farklılıkları ve trafik yükünün neden olduğu kesit tesirleri (Nunn, 1989 ve Lytton, 1989).

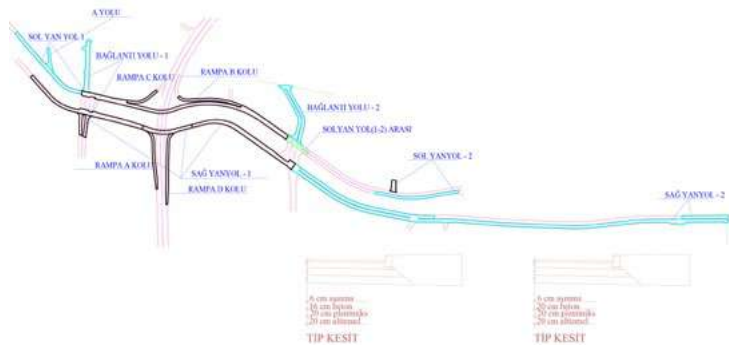
Paris'in çatlak büyüme yasası, asfalt gibi doğrusal olmayan visko-elastik malzemelerdeki çatlak yayılımı ve gerilme yoğunluğu faktörleri ile malzeme yorulma özelliklerini arasındaki ilişkiyi modellemek için kullanılabilir. Paris'in yasası matematiksel olarak şöyle ifade edilir (Anderson, 1995):

$$\frac{dc}{dN} = AK^n \quad (1)$$

Burada,
 dc/dN : Yük döngüsü başına çatlak ilerlemesi
 K : Gerilme yoğunluğu faktörü
 A, n : Deneyel olarak tespit edilen malzeme sabitleri

3. Kompozit Kaplama için Saha Uygulaması

Saha uygulaması, Şekil 3'te planı verilen ve Kocaeli Büyükşehir Belediyesi'nin denetiminde bulunan "Kocaeli İli Gölcük İlçesi Hisar (Asar) Deresi Yan Yolları ve Kavşakları Yapım İş'i" kapsamında 2017 yılında inşaatı biten kompozit bir üstyapıyı (SSB üzerine asfalt takviye tabakası) kapsamaktadır.



Şekil 3. Kompozit kaplama plan görüntüsü

3.1 Kaplamanın Yapısal Tasarımı

Kompozit üstyapı tasarımı, Karayolları Beton Yol Üstyapılar Projelendirme Rehberi (2019) direktifleri doğrultusunda, %85 güvenilirlik düzeyinde ve 20 yıl hizmet ömrü dikkate alınarak yapılmıştır. Proje için hesap şeridinde düşen günlük standart dingil yükü tekrerrür sayısı 3073 olarak öngörülmüştür. 20 yıllık süreç içerisinde ise yaklaşık 22,5 milyon tekrerrür sayısı beklenmektedir. Bölge için yapılan standart dingil yükü analizi Tablo 1'de verilmiştir. Projede taban zemini taşıma kapasitesi deneysel yolla tespit edilmiştir (CBR = %7). Taban zemininin zayıf olduğu bölgelerde yer yer kaya dolgu ve bu tabakanın üzerine de 20 cm kalınlığında ariyet ocağından temin edilen Seçme Malzeme tabakası yapılmıştır. Zemin ve dingil yükü parametrelerinin projesinden alındığı tasarımda 20 cm kalınlığındaki Kırmataş Alttemel ve 20 cm kalınlığındaki PMT üzerine serilecek olan SSB plak kalınlığı, aşağıdaki AASHTO 1993 deney yolu denklemi kullanılarak hesaplanmıştır.

$$\log_{10} W_{18} = Z_R S_0 + 7,35 \log_{10} (d+1) - 0,06 + \frac{\log_{10} \left[\frac{\Delta PSI}{4,5-1,5} \right]}{1 + \frac{1,624 \times 10^7}{(d+1)^{8,46}}} + (4,22 - 0,32 P_T) \log_{10} \left[\frac{S_c C_d (d^{0,75} - 1,132)}{215,63 J \left[d^{0,75} - \frac{18,42}{\left[\frac{E_c}{k} \right]^{0,25}} \right]} \right] \quad (2)$$

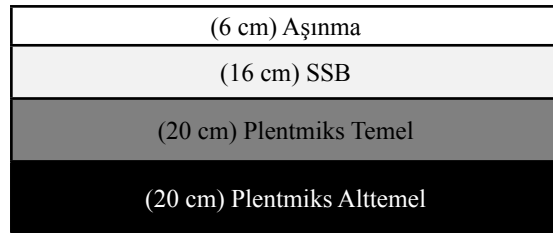
Burada,

W_{18} : Eşdeğer Dingil Yükü Tekerrür Sayısı (EDYTS)
 d : Kaplama Kalınlığı (inc)
 S_c : Beton Eğilme Dayanımı (psi)
 E_c : Betonun Elastisite Modülü (psi)
 k : Zemin Reaksiyon Modülü (lb/inc³)
 R : Güvenilirlik (%)
 Z_R : Normal Standart Sapma
 S_0 : Toplam Standart Sapma
 ΔPSI : Servis Yeteneği Kaybı
 P_i : İlk Servis Yeteneği
 P_T : Son Servis Yeteneği
 C_d : Drenaj Katsayısı
 J : Yük Transfer Katsayısı

Tablo 1. YOGT verileri

YOGT (YILLIK ORTALAMA GÜNLÜK TRAFİK)	Treyler	Kamyon	Orta Yüklü Ticari Taşıt	Otobüs	Otomobil	TOPLAM
	470	500	600	150	2000	
Trafik Artış Katsayısı r (%)	4	4	5	5	5	
İlk Trafik t_0	489	520	630	158	2100	
Son Trafik $T_s = t_0 \times (1+r)^t$	1071	1139	1672	418	5572	
Proje Trafik $T_p = 0,434(T_s - T_0) / \log(T_s/T_0)$	742	790	1067	267	3558	
Taşıt Eşdeğerlik Faktörü (TEF)	4,1	2,9	0,6	3,2	0,0006	
Hesap Şeridine Düşen Günlük Ortalama Standart Dingil Yüğü Tekerrür Sayısı ($W_g = (T_p/i) \times (TEF) \times (n)$)	1369	1030	288	384	1	3073
W_{18} : Eşdeğer Dingil Yüğü Tekerrür Sayısı (EDYTS) $T_{8,2} = W_g \times 365 \times 20$						22.435.361

SSB karışım tasarımında PCA (2004) metodu kullanılmıştır. Beton için maksimum dane çapı 19 mm, s/ç oranı 0,38-0,40 aralığında ve minimum 300 kg/m³ düzeyinde çimento dozajı belirlenerek, C30 düzeyinde bir beton sınıfı hedeflenmiştir. Proje tip kesiti Şekil 4'te verilmiştir.



Şekil 4. Kompozit üstyapı proje kesiti

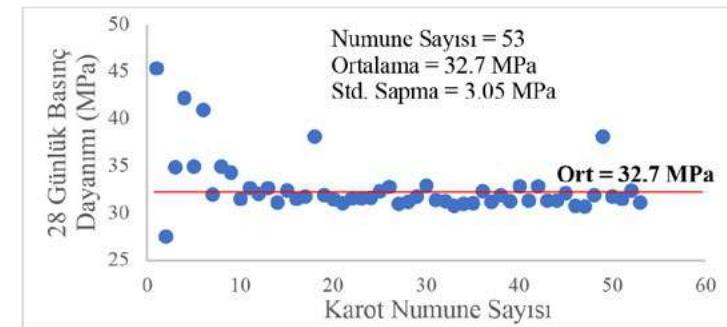
3.2 Kaplamanın Yapımı ve İzlenmesi

Kaplama yapımına başlamadan önce yükleniciden KGM, Beton Yol Kaplamaları Teknik Şartnamesi (BYŞ, 2016) 'ne uygun üretim yapabilecek bir beton santrali ile anlaşması istenmiştir. Beton santrali önerilerinden proje sahasına en yakın (13 km) ve SSB imalatı tecrübesi olan bir firma tercih edilmiştir. Santral tespitinden sonra, firmadan uygun bir

dizayn raporu ve bu dizayna uygun test üretimi yapılması istenmiş, dayanım testlerinin uygunluğundan sonra üretime onay verilmiştir. Uygun malzeme üretiminin ardından Ocak 2017 itibarıyla proje kapsamındaki yol imalatlarına başlanılmıştır.

Yüzey konforunun yanında proje kot ve kalınlıklarına uygun imalat yapılabilmesi için Plentmiks Alttemel serimi dâhil bütün tabakalar multipleks duygaya sahip finişer ile teşkil edilmiştir. Finişerin tek seferde serim yapmadığı kısımlarda ek yeri veya soğuk derz oluşmaması için iki finişer ile aynı anda serim yapılmıştır. Kamyonlar ile şantiye sahasına gelen SSB irsaliyeleri kontrol edilerek, nakliye süresinin yarım saati aşması durumunda malzemelerin kullanılması engellenmiştir. Örneğin, finişerdeki arızadan dolayı yaklaşık bir saat bekleyen üç tır SSB mamulü, deneme amacıyla şantiye sahasında uygun bir kesime serilmiş, 24 saat sonra bu kısımlar kontrol edildiğinde kaplamanın istenilen dayanıma ulaşmadığı tespit edilmiş ve akabinde bu kısımlar kaldırılarak sahadan uzaklaştırılmıştır. İmalatın bütün aşamalarında finişer ile serimin ardından 30 dk içerisinde silindirajın bitirilmesi sağlanmıştır. Saha gözlemleri ve sıkışma testleri ile (nükleer test cihazıyla) uygun silindir tipi ve pas sayısı tespit edilmiştir.

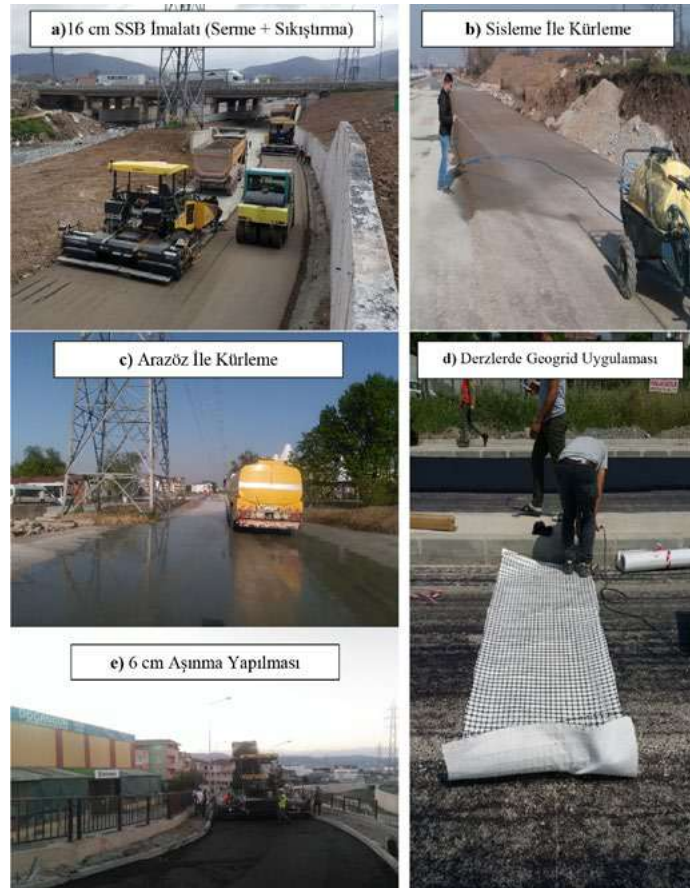
Nükleer test cihazıyla yapılan testlerde; birinci silindirajdan sonra %88-90, ikinci silindirajdan sonra %92-94, üçüncü silindirajdan sonra %95-97 ve dördüncü silindirajdan sonra da %97-100 düzeyinde sıkışma seviyeleri elde edilmiş, sıkışma düzeyinin %98 ve yukarısını sağlamasının ardından silindiraja son verilmiştir. Silindiraj işleminin tamamlanmasının ardından sisleme yöntemi ile yol yüzeyi kürlenmiş, 24 saat sonra 30 m aralıklar ile derz kesimi yapılmış, altı gün süreyle kaplama trafiğe kapatılarak kürlenme işlemine devam edilmiştir. Altıncı günün sonunda kaplama gövdesinden her 50 m'de 1 ve şaşırtmalı olacak şekilde karot numuneler (90 x 90 mm) alınmış, alınan numunelerin tek sayılı olanları 7. günde, çift sayılı olanları 28. günde basınç dayanımı testine tabi tutulmuştur. 28 günlük basınç dayanımı değerlerinin normal dağılım grafiği Şekil 5'te verilmiştir. Numune sayısının 53 olduğu bu deney setinin ortalaması 32,7 MPa ve standart sapması 3,05 MPa olarak tespit edilmiştir. 28 günlük hedef dayanımların elde edilmesinin ardından tretuvar ve diğer imalatlara başlanılmıştır.



Şekil 5. SSB karotlar için basınç dayanımı değişimi (2017)

Derz bölgelerinde yansıma çatlaklarının yukarıya doğru ilerlemesini engellemek adına, bazı bölgelerde geogrid uygulaması yapılmıştır. Ayrıca aynı trafik yükünde kompozit ve esnek üstyapı tabakalarının performanslarını gözlemleyebilmek için, Sol Yan Yol-2 sol şerit km:0+000 ile 0+600 arası kompozit üstyapı, km: 0+600 ile 1+000 arası esnek üstyapı, km:1+000 ile 1+150 arası kompozit üstyapı olarak inşa edilmiştir. Yine Sol Yan Yol-2 sağ şerit ve köprülülük kavşak kollarının tamamı (5800 m x 7 m boyutundaki güzergâh) kompozit üstyapı olarak inşa edilmiştir.

Son aşamada ise beton yol yüzeyindeki imalat hatalarının giderilmesi, güvenli ve konforlu bir sürüşün sağlanabilmesi için 6 cm kalınlığında Aşınma tabakası yapılmıştır. Bu tabakanın yapımından önce yüzeye CRS-1 (su bazlı bitüm emülsiyonu) tatbik edilmiştir. Uygulamalara ait görseller Şekil 6 ve Şekil 7’de verilmiştir.



Şekil 6. Kompozit kaplama yapım aşamaları (2017)



Şekil 7. Kaplamanın bitmiş hali (2017)

3.3 Kaplama Performansının Değerlendirilmesi

Bu bölümde, 2022 yılı itibariyle yolun trafiğe açılmasının ardından geçen 5 yıllık süre içerisinde, kaplamada oluşan yüzey özelliklerinin değişimi, derz çatlağı gelişimi ve dağılımı, asfalt kaplamada meydana gelen birim hacim ağırlık ve sıkışma düzeyi kayıpları ve son olarak SSB kaplamadaki basınç dayanımı değişimleri irdelenmiştir.

İlk etapta projede detaylı bir saha incelemesi yapılmıştır. Asfalt kaplama yüzeyinde yoğun trafik altında zamanla gelişen pürüzlülük kayıpları dışında ciddi bir problem gözlemlenmemiştir. SSB kaplamada yapım esnasında oluşturulan yarım derz bölgelerinde Bölüm 2’de detayları verilen yansıma çatlakları irdelenerek yönelim, doğrultu ve genişlikleri belirlenmiştir (Şekil 8, Tablo 2).



Şekil 8. Yansıma çatlaklarının yerinde incelenmesi (2022)

Tablo 2. Yansıma çatlaklarının belirlenen özellikleri (2022)

Derz No	km (veya koordinatlar)	Çatlak Önleyici Kullanıldı mı? (Rabis teli, geotekstil, çelik gabion vb.)	Çatlak Düzgün mü?	Çatlak tam derz noktasında mı?	Çatlak genişliği (mm)
1	1+195	Kullanılmadı	Evet	Evet	4-6
2	1+200	Kullanılmadı	Evet	Evet	2-3
3	1+300	Kullanılmadı	Evet	Evet	5-6
4	1+500	Kullanılmadı	Evet	Evet	3-4
5	0+100	Kullanılmadı	Evet	Evet	3-4
6	0+950	Kullanılmadı	Evet	Evet	1-2
7	0+100	Kullanılmadı	Evet	Evet	2-3
8	0+200	Kullanılmadı	Evet	Evet	2-3
9	Bağlantı yolu-1 0+150	Rabis Teli	Evet	Evet	4-5
10	Bağlantı yolu-1 0+180	Geotekstil	Yol eksenine kadar	Evet	2-4

Kaplama gövdesindeki yansıma çatlağı değişimi 2 mm ile 6 mm arasında seyretmektedir. Çatlak genişliği ortalaması 4 mm civarında (Ortalama = 3,8 mm, Standart Sapma = 1,2 mm) tespit edilmiştir. Yansıma çatlaklarının tamamının tam derinlikli ve düzgün yönlimli oldukları, yer yer çok geniş olmamakla birlikte dallanma yaptıkları ve Geotekstil kullanılan 10 numaralı derzde çatlağın sadece yol eksenine kadar ortaya çıktığı gözlenmiştir.

Çalışmanın ikinci etabında ise derz bölgesine yakın noktalardan 100 mm çapında karotlar alınarak, asfalt kaplama için birim hacim ağırlık ve sıkışma düzeyi, SSB kaplama için ise basınç dayanımı ve çatlak içerikleri tayin edilmiştir. Ayrıca yarım derzlerin zamanla tam derze dönüşüp dönüşmedikleri karotlar üzerinde yapılan görsel muayeneler ile irdelenmiştir (Şekil 9).



Şekil 9. Kaplama gövdesinden alınan karot numuneleri (2022)

Numune sayısının 8 olduğu SSB karotlarda basınç dayanımı değişimi 30,1 MPa ile 46,9 MPa arasında seyretmektedir. Ortalama basınç dayanımı 39,4 MPa (Standart Sapma = 6,5 MPa) olarak tespit edilmiştir. Bölüm 3.2’de verilen 28 günlük basınç dayanımı ortalaması 32,7 MPa (Standart Sapma = 3,05 MPa) olduğu düşünüldüğünde, geçen 5 yıllık sürede SSB kaplamanın taşıma kapasitesinde %20 ‘lik bir artış olduğu söylenebilir. Numune sayısının 7 olduğu asfalt karotlarda ise sıkışma düzeyi değişimi %97 ile %100 arasında seyretmektedir. Ortalama sıkışma düzeyi %98,1 (Standart Sapma = %1,2) olarak belirlenmiştir. Karayolları Teknik Şartnamesi, Bitümlü Sıcak Karışımlar (Aşınma Tabakası) kriterlerine göre tek değer ve ortalama ilgili kaplamanın sıkışma düzeyinin yeterli olduğu tespit edilmiştir.

4. Sonuç ve Öneriler

Bu çalışmada, Kocaeli Büyükşehir Belediyesi’nin denetiminde bulunan “Kocaeli İli Gölcük İlçesi Hisar (Asar) Deresi Yan Yolları ve Kavşakları Yapım İşİ” kapsamında 2017 yılında inşaatı biten kompozit bir üstyapının (SSB üzerine asfalt takviye tabakası) beş yıllık performansı irdelenmiştir. Bu çalışma sonucunda;

- Kaplama gövdesindeki yansımaya çatlağı değişimi 2 mm ile 6 mm arasında seyretmektedir. Yansımaya çatlaklarının tamamının tam derinlikli ve düzgün yönelimli oldukları, yer yer çok geniş olmamakla birlikte dallanma yaptıkları gözlenmiştir.
- 5 yıl sonra alınan SSB karotlarda basınç dayanımı değişimi 30,1 MPa ile 46,9 MPa arasında seyretmektedir. Ortalama basınç dayanımı 39,4 MPa (Standart Sapma = 6,5 MPa) olarak tespit edilmiştir. 28 günlük basınç dayanımı ortalaması 32,7 MPa (Standart Sapma = 3,05 MPa) olduğu düşünüldüğünde, geçen 5 yıllık sürede SSB kaplamanın taşıma kapasitesinde %20 ‘lik bir artış olduğu söylenebilir.
- Asfalt karotlarda ise sıkışma düzeyi değişimi %97 ile %100 arasında seyretmektedir. Ortalama sıkışma düzeyi %98,1 (Standart Sapma = %1,2) olarak belirlenmiştir. Karayolları Teknik Şartnamesi, Bitümlü Sıcak Karışımlar (Aşınma Tabakası) kriterlerine göre tek değer ve ortalama ilgili kaplamanın sıkışma düzeyinin yeterli olduğu tespit edilmiştir.
- Mevsim şartlarından ötürü bitümlü sıcak karışım imalatlarının yapılamadığı dönemlerde, yol inşaatlarına devam edilebilmesi taahhüt işlerinin süresini kısaltabilmektedir. Bu çalışma ile SSB kaplama üzerine yapılacak bitümlü sıcak karışım uygulamalarının bu tarz problemleri ortadan kaldıracakları gözlenmiştir.
- Ülkemizde kompozit üstyapılarla ilgili tecrübe düzeyi sınırlıdır. Yansımaya çatlaklarına karşı koruyucu önlemlerin alınması, takviye tabakası ile alternatif çözümlerin geliştirilmesi, kaplamalarda yaşam döngüsü maliyet analizlerinin yapılması gibi konularda teknik şartname ve yapım esaslarını içerir saha çalışmalarının yapılması, bu konudaki tecrübe havuzunu genişletecektir. Yapılan bu saha uygulamasıyla bu alandaki çalışmalara katkı sağlanması hedeflenmiştir.

Teşekkür

Yazarlar, saha uygulaması ve deneysel çalışmalar için verdiği desteğinden ötürü Kocaeli Büyükşehir Belediyesi’ne teşekkür eder.

Kaynaklar

- AASHTO, Guide for Design of Pavement Structures, *American Association of State Highway and Transportation Officials*, Washington DC., 1993.
- Abut, Y., Yansımaya Çatlağı Oluşumu Açısından Kompozit Bir Üstyapının Performansının Belirlenmesi., *1. Ulusal Beton Yollar Kongresi ve Sergisi*, Ankara, Türkiye, 13 Kasım 2019.
- Abut, Y., Yildirim, S. T., Ozturk, O., & Ozyurt, N. (2022). A comparative study on the performance of RCC for pavements casted in laboratory and field. *International Journal of Pavement Engineering*, 23(6), 1777-1790.
- Anderson, T. L. Fracture Mechanics, Fundamentals and Applications. CRC Press, Inc., Boca Raton, Fla., 1995.
- BYŞ-2016, Beton Yol Kaplamaları Teknik Şartnamesi, *Karayolları Genel Müdürlüğü*, Ankara, 2016.
- Chen, D. H. (2008). Field experiences with RDD and overlay tester for concrete pavement rehabilitation. *Journal of Transportation Engineering*, 134(1), 24-33.
- Finn, F. N., & Monismith, C. L. (1984). NCHRP synthesis of highway practice 116: Asphalt overlay design procedures. *TRB, National Research Council, Washington, DC*, 66.
- Güngör A.G., Sağlık A., Çalışkol A., Yansımaya Çatlaklarının Önlenmesinde Ara Tabakaların Kullanımı, *5. Ulusal Asfalt Sempozyumu*, Ankara, Türkiye, 18-19 Kasım 2009.
- Gür, A., Abut, Y., Silindirle Sıkıştırılmış Beton Üzerine BSK Aşınma Uygulaması ve Derz Bölgelerinde Geogrid Kullanılmasına Yönelik Bir Saha Çalışması, *7. Ulusal Asfalt Sempozyumu ve Sergisi*, Ankara, Türkiye, 29-30 Kasım 2017.
- Hajj, R., Filonzi, A., Smit, A., & Bhasin, A. (2019). Design and performance of mixes for use as ultrathin overlay. *Journal of Transportation Engineering, Part B: Pavements*, 145(3), 04019026.
- Karayolları Beton Yol Üstyapılar Projelendirme Rehberi (2019). *Karayolları Genel Müdürlüğü*, Araştırma ve Geliştirme Dairesi Başkanlığı, Üstyapı Geliştirme Şubesi Müdürlüğü, Ankara, Türkiye.
- Li, S., Liu, Z. H., & Chen, X. C. (2011). Application Technology of Thin Asphalt Concrete Overlay on Old Pavement. In *Advanced Materials Research* (Vol. 282, pp. 124-128). Trans Tech Publications Ltd.
- Li, X., & Wen, H. (2014). Effects of preoverlay pavement conditions and preoverlay repair methods on the performance of asphaltic concrete overlays. *Journal of Transportation Engineering*, 140(1), 42-49.
- Lytton, R. L. Use of Geotextiles for Reinforcement and Strain Relief in Asphalt Concrete. In *Geotextiles and Geomembranes*, Vol. 8, 1989, pp. 217-237.
- Manual, H. D. (2020). State of California Department of Transportation Chief, Division of Design P.O. Box 942874, Ms 28 Sacramento, California 94274 – 0001

- Nunn, M., An Investigation of Reflection Cracking in Composite Pavements in the United Kingdom, *Proceedings of 1st International RILEM Conference on Reflective Cracking in Pavements, Assessment and Control*, Liege, Belgium, 1989, pp. 146-153.
- Portland Cement Association (PCA), Guide Specification for Construction of Roller Compacted Concrete Pavements, *Portland Cement Association*, IS009, 1-14, 2004.
- Rahmani, E., Sharbatdar, M. K., & Beygi, M. H. A. (2020). A comprehensive investigation into the effect of water to cement ratios and cement contents on the physical and mechanical properties of Roller Compacted Concrete Pavement (RCCP). *Construction and Building Materials*, 253, 119177.
- Schutzbach, A. M. (1989). *Crack and seat method of pavement rehabilitation* (No. 1215).
- Selvam, M., Debbarma, S., Singh, S., & Shi, X. (2022). Utilization of alternative aggregates for roller compacted concrete pavements—A state-of-the-art review. *Construction and Building Materials*, 317, 125838.
- Sheikh, E., Mousavi, S. R., & Afshoon, I. (2022). Producing green Roller Compacted Concrete (RCC) using fine copper slag aggregates. *Journal of Cleaner Production*, 133005.
- Thompson, M. R. (1989). *Breaking/cracking and seating concrete pavements* (No. 144).
- Zhao, Z., Guan, X., Xiao, F., Xie, Z., Xia, P., & Zhou, Q. (2020). Applications of asphalt concrete overlay on Portland cement concrete pavement. *Construction and Building Materials*, 264, 120045.
- Zhou, F., Hu, S., Chen, D. H., & Scullion, T. (2012). RDD data interpretation and its application on evaluating concrete pavements for asphalt overlays. *Journal of performance of constructed facilities*, 26(5), 657-667.

Recent Advances in Rcc Roadway Construction in the USA

C. Zollinger

2nd Concrete Roads Congress and Exhibition in Ankara, Turkey

Abstract

Roller Compacted Concrete (RCC) is a no slump concrete that is placed by an asphalt paver and compacted with vibratory rollers similar to asphalt pavement construction. RCC has long history of good performance as a pavement for ports, container yards, and manufacturing plants. This paper will summarize a recent survey of uses of RCC, types of paving equipment and final surface through 2021 with a focus on the past 3 years in the United States as well as provide a few case studies on recent projects. The paper documents many of the benefits of using RCC on these types of projects such as speed of installation and traffic opening. Recent advances in mix design with admixtures, aggregate selection, as well as utilization of trowelling for a more aesthetically pleasing finish are also documented.

Key Words: Roller Compacted Concrete / High Density Asphalt Paving Machine / Pavement / Construction / Admixtures / Trowelled Rcc.

1. Introduction

Roller Compacted Concrete (RCC) is defined as a negative slump concrete mix which usually has been made up of aggregate, sand, cement, and water. The material has traditionally been produced in twin shaft horizontal pug mills located on the jobsite and delivered to the paver in dump trucks. The paving machines are large asphalt pavers which are equipped with high density screeds that compact the RCC material with tamper bars, pressure bars and vibration typically achieving greater than 90% compaction behind the screed. An average density achieved behind the screed is usually greater than 95% and while recently many projects have achieved near or greater than 98% behind the screed, we still recommend using rollers for at least 1 pass for additional compaction to ensure uniform compaction across the pavement surface. The material is then compacted to 98% density using dual steel drum rollers, pneumatic rollers or combination rollers, and final compaction is provided with a smaller dual steel drum roller or combination roller. While the RCC Pavement is still fresh, the surface is

sprayed with an admixture to facilitate power trowelling and brooming of the surface to give it the final texture. The RCC pavement is then cured using traditional concrete pavement curing compounds and saw cut using early entry saw technology or left to crack naturally.

As documented by Pittman and Anderton, this pavement construction process began in 1975 with test sections at the Army Corp of Engineers Waterways Experiment Station in Vicksburg, Mississippi and was followed by the first large scale project in 1984 at Fort Hood, Texas for a tank hardstand military application (Pittman 2009). By 1990, 51 projects and over 2.5 million SY (2.09 million SM) of RCC pavements had been constructed for military and industrial type facilities, with only a few roadway projects. During the 1990's, RCC construction came to a near standstill with only 22 projects and roughly 500,000 SY (418,063 SM) of RCC pavements constructed (Pittman 2009). During the first decade of 2000 (2000 – 2010), RCC use began to expand into various applications such as highway shoulders, however the major user remained industrial, military, and port applications with over 70 projects and 8.9 million SY (7.4 million SM) placed (Pittman 2012). Since the beginning of 2011, RCC utilization expanded into many other applications such as hike and bike trails, local streets and roads, commercial parking lots, while continuing to be used in traditional industrial type applications. According to a previous surveys conducted by the Author and updated recently, table 1 was developed to compare the growth of RCC over various time periods (Zollinger 2014 & 2019).

Table 1. Summary of RCC Pavement Area by Year Range

	1975 - 1999	2000-2010	2011-2015	2016-2020	2021
# of Projects	71	101	369	506	106
SY	2,999,771	8,933,250	8,596,454	12,023,499	3,078,982
SM	2,508,191	7,469,335	7,187,731	10,053,177	2,574,421
Avg Annual SM	100,327.63	746,933.51	1,437,546.13	2,010,635.39	2,574,421.21

RCC utilization continues to grow each year and over each time period by the total number of projects as well as the total area of RCC paved by an average annual rate of 11% since 2010. This can also be seen in the average annual square meters paved during each time period. RCC is continuing to be used on local streets and roads with an increase in residential roads and DOT highway applications such as asphalt shoulder replacements, as well as increased utilization by industrial sectors such as trucking logistics facilities, distribution warehouses for retailers, and container yards .

The Engineering and construction professions as well as the owners and developers continue to become more familiar with this pavement type especially related to the speed of installation and low cost. In addition, the contractors are developing the technology for mix design, mix production, and placement, as well the final surface texture continues to advance RCC growth into more pavement applications. This paper details a survey that was conducted by the author on the recent uses of RCC pavements, and is followed by a few of the case studies to highlight the advancements and uses.

2. RCC Projects From 2017 To 2021 Survey Summary

In 2022, the author conducted a survey of owners, contractors, material suppliers and consultants regarding RCC projects constructed across the United States. The survey was able to gather 519 projects covering over 13.4 million SY (11.2 million SM) covering 2017 - 2021. While this survey does not represent 100% of the RCC paved, it is estimated to represent 90% or higher based on the author's knowledge of the RCC market. The survey collected data for each RCC project on the market segment, application type, owner type, location, year of construction, paving area, thickness, final surface type, mixing plant type, and type of paving machine.

RCC utilization around the United States is clearly increasing in terms of area placed per year, types of applications, and number of projects per year. When combining the data collected in this survey, along with the other surveys conducted by Zollinger and Pittman, over 35.4 million SY (29.6 million SM) of RCC has been placed since 1975, and over 1,153 projects have been completed in that time. Since 2000, 32.6 million SY (27.3 million SM) have been placed in 1082 projects. Figure 1 combines the data with Zollinger and Pittman's previous studies and illustrates the growth of RCC over this time period in terms of cumulative and individual square yards of RCC per year.

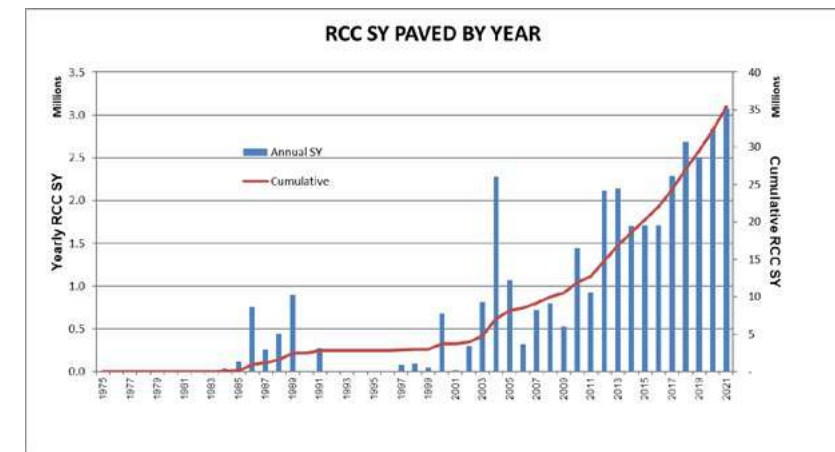


Figure 1. Summary of RCC SY Placed in the United States

Figure 2 combines the data with the previous studies and illustrates that as the number of RCC projects around the United States grows per year, the average size of the projects has steadied around 20,000 – 25,000 SY (16,000 – 20,900 SM). The project size stabilizing around that amount is due to the type of applications where RCC is being used. While large projects continue to utilize the pavement type, smaller projects such as roadways, and parking lots are becoming more common, however there is a minimum size that is economical and feasible due to logistics of the paver equipment and plant size and setup.

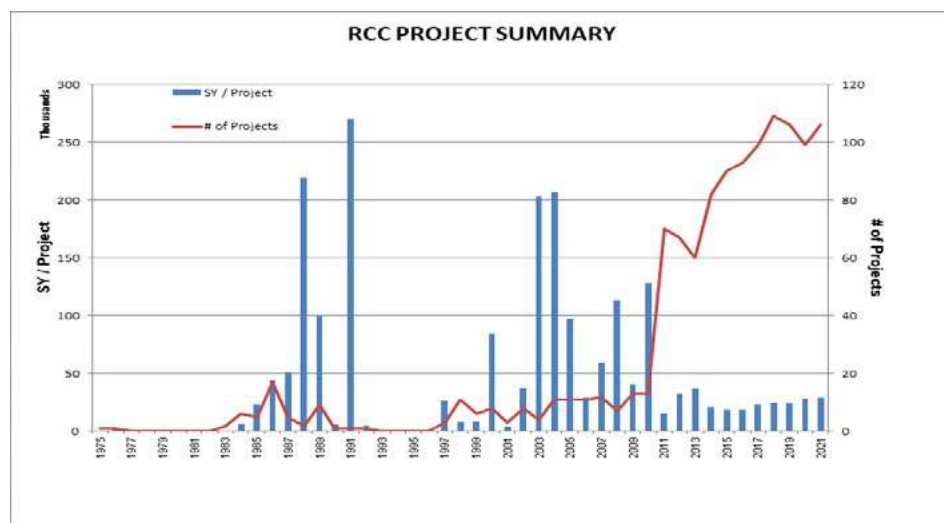


Figure 2. Summary of RCC Projects in the United States

One key aspect of determining if RCC is the right solution for a project, is the total size as well as the shape of the paving area. Due to the nature of the market dynamics, most of the contractors are mobilizing plants and paving equipment to the project site, which requires the size of the project to be large enough to justify the mobilization. However, the local market in Columbus, OH has become established where a typical pavement design includes RCC topped with asphalt. In mature markets like Columbus, the demand for RCC has allowed concrete suppliers to supply RCC from fixed locations, and smaller projects have become feasible. In that particular market, the average project size is 13,000 SY (10,870 SM). In other markets, certain concrete suppliers have partnered with paving contractors to produce RCC for specific projects through the use of ready mix trucks. The survey data shows the large majority of the projects (50-60%) are between 1,000 and 10,000 SY (836-8,361 SM) followed by 27-50% projects between 10,000 and 100,000 SY (8,361 – 83,612 SM). While larger projects are typically a good fit for RCC, there are not as many of those projects every year as only 4-5% of the projects are that size. While 0 - 8 % of the projects are smaller than 1,000 SY (836 SM)

Between 2018 and 2021, RCC was paved by 28 different contractors, with 5 contractors paving over 1 million SY (836,127 SM) each, and 7 contractors paving more than 100,000 SY (83,612 SM) each. The contractors who are paving the larger volumes have become “on-purpose” RCC installers where RCC paving is everything they do. They are investing significant time conducting business development activities for the purpose of introducing future owners to the paving solution.

For this survey, the projects were classified as commercial, industrial, intermodal, port, and roadways. For clarification, industrial projects are classified as distribution centers, equipment yards, etc. While Intermodal yards and ports could also be classified as industrial, the large amount of RCC being paved in these types of projects historically justified separating them. Figure 3 summarizes the statistics for the different applications. As can be seen, the industrial, intermodal and port applications have historically been the largest market segments using RCC, however in recent years, the roadway segment is rapidly increasing. Over the past 10 years, significant progress has been made in better understanding the design criteria as well as the construction considerations that are necessary for a successful RCC project on the industrial pavements as detailed in the paper presented by Fares Abdo (Abdo 2022). The primary reason for the roadway growth is private developers using RCC for construction of residential neighborhoods, as well more public agencies are looking for long term durable pavement alternative to asphalt. The two key areas of the country where RCC residential neighborhoods are being paved with RCC is Columbus, OH and Houston, TX. They are using RCC due to the lower cost of installation, faster speed of construction combined with long-term proven durability. The state Departments of Transportation continue to grow in use with a number of them using RCC to replace failed asphalt shoulders. The first RCC shoulder application was I-285 on the west side of Atlanta, GA in 2005. Those shoulders are still in perfect condition 17 years later.

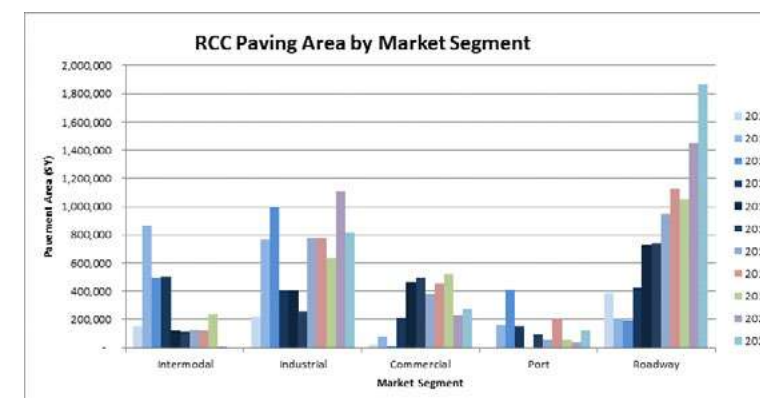


Figure 3. Summary of RCC Projects By Segment 2011-2021

As has been the case since 2000, the primary user of RCC is the private industry, followed by public agencies, while military use has become significantly smaller even though it was the first user of RCC in the United States. The private owners are using RCC specifically for the lower cost of installation compared to alternatives as well as the speed of construction. In the past 4 years, we have really seen the public use of RCC increase dramatically, predominantly by residential neighborhoods. While the residential neighborhood projects are funded privately, they are required to obtain public approval of the pavement type, hence the reason for categorizing them as public sector. Figure 4 summarizes the data by owner type.

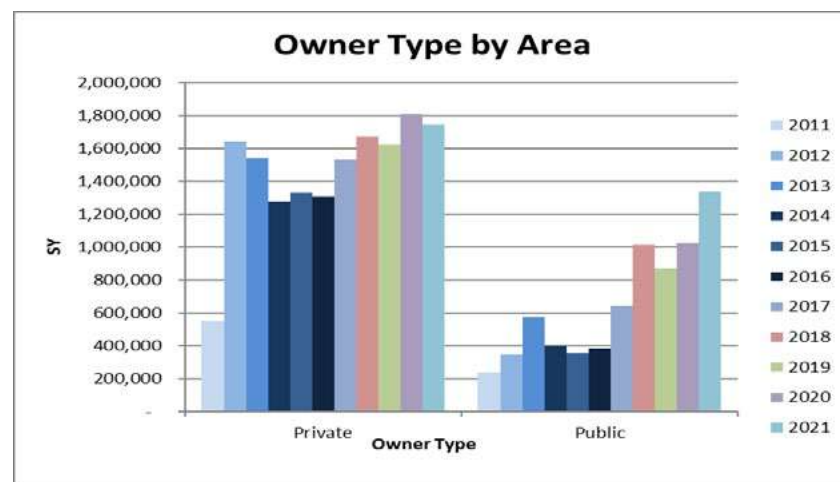


Figure 4. RCC Summary by Owner Type 2011 – 2021

While RCC has historically been paved with high density paving machines which utilize tamper bars or pressure bars to achieve greater than 90 percent density behind the paver, the use of standard asphalt paving machines had been used on smaller projects with thinner pavements. However, the recent survey indicates after 2019 as shown in Figure 5, only high-density paving machines are being used to pave RCC. The reason for this evolution is largely due to the recognition of the improved construction quality by both the specifiers and the contractors. We have seen some contractors enter the market with intentions of using a standard density machine and soon realizing their need to use high density paving equipment. This evolution demonstrates the RCC market is maturing. The biggest challenge to RCC growth is the high-density machines are very large and are not typically used on smaller projects or areas that have tight radius.

3. Mix Design and Aggregate Selection

The traditional RCC mix has only included the basic ingredients of aggregate, sand, cement, and water. The RCC pavement mix design is developed in such a way to ensure the highest possible density, stability under the heavy screed and rollers during placement, achieve acceptable strength for the future loading, and provide surface durability during service. Traditionally, highest density has been achieved through selecting a combination of well graded aggregate with a maximum size of 3/4 inch (19 mm) and a local sand source. Using this approach, it usually results in higher sand percentage and lower coarse aggregate percentage than conventional concrete. Due to the use of pug mills for on-site production, the contractor usually only has two aggregate bins which are attached to the pug mill to work with and achieve the needed combined gradation. The water content is then determined through an optimum moisture / maximum density proctor test (ASTM D 1557) using a mid –

range cement content such as 14% by weight of dry materials. Finally, compressive strength specimens are fabricated using a range of cement contents (typically 12 to 15%) according to ASTM C 1435. The design cement content is determined by plotting the compressive strength versus cement content and identifying the amount of cement needed to achieve the design compressive strength with the appropriate amount of over-design.

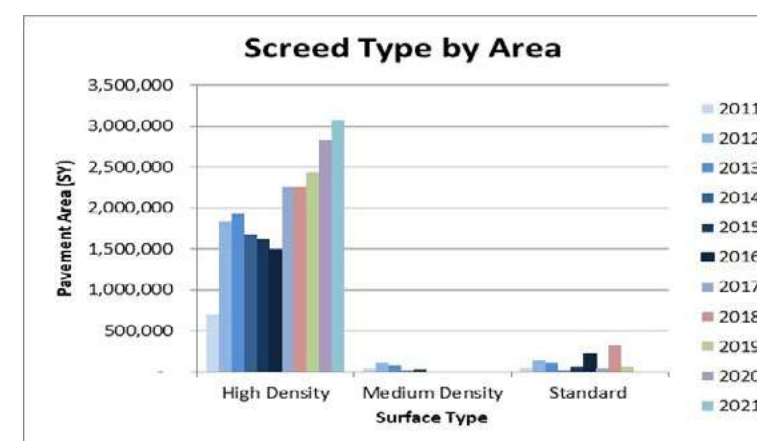


Figure 5. RCC Summary by Paver Type 2011 – 2021

A recent development on RCC projects is to achieve very high densities with the paving machine. Often the density behind the paver is greater than 96% and routinely over 98% thereby meeting the density specification with the paving machine alone. While a few years ago there was tremendous debate whether or not a roller is still required to provide a long-term durable pavement under these conditions, the consensus has become that a roller must be used for at least 1 roller pass in order to ensure consistent compaction across the width and length of the pavement. Regardless of that requirement, the ability to achieve this extremely high density with the paver alone has been determined to be influenced by many factors including the paver screed setup and operation, stiffness of the underlying support layer, as well as the mix characteristics such as moisture content, aggregate properties, and cement content. While most of the aggregate selection criteria has historically focused on the combined gradation or durability properties such as abrasion, a recent development is consideration of aggregate and sand shape, specifically focusing on the angularity. The angularity of the coarse and fine portions of the mix predominantly affect the workability of the mix in terms of compaction and stability. For example, when using rounded coarse aggregates and natural sands, it is well known the contractor will experience mix stability problems under the screed making it very difficult to achieve final grade. On the other side of the spectrum, when using crushed coarse aggregate and manufactured sands with highly angular aggregates, the contractor may struggle to achieve 98% compaction even with heavy rollers and the pavement structure will not be uniformly compacted throughout the full depth of the pavement. The RCC Pavement Council funded research at The University of Illinois for the purpose of understanding this concept further. In the paper titled Aggregate Source Effects on RCC Green Properties (Ouellet, Scott & Roesler 2021) detailed the impact of crushed versus rounded aggregates with

varying void contents filled with paste. They showed how RCC mixtures containing crushed aggregates achieved maximum green strength and stability with underfilled voids, while RCC with rounded aggregates required overfilling the voids. This work is continuing to include field verification and calibration.

Admixtures are also continuing to see growth in RCC mix designs, however due to the nature of RCC pugmills being set up near projects, contractors have not implemented them on a broad basis. There continues to be great debate as to the value of the admixtures and what can be accomplished with them. There have been admixtures introduced into the market for the purpose of enhancing compaction, or holding moisture content during hot, windy, and dry conditions or to extend the haul time.

4. Production Advancements

Historically RCC has been produced in continuous mixing, twin shaft - pugmill type mixers that are easily transported from one site to another and set up in one day with two to three workers. The operation of these plants is also very simple with only 1 plant operator and 1 loader typically required. These plants operate in a continuous mode thereby allowing for very high production rates, ranging from a rating of 400 to 1000 short tons (363 to 909 metric tons) per hour. During the 2014 to 2016 time period, pugmill plants that operate by weigh batching were introduced to the market, however they are still not very common, and have had some operational challenges keeping up with the demands of high production and are not likely to increase in use as the volumetric plants do a very good job in terms of consistency, high quality production, and performance. The mobile pugmill plants come with 2 aggregate hoppers, so when additional aggregates are needed, a common practice is to include auxiliary 3 or 4 bin hoppers to the plant set up as shown in Figure 10.



Figure 6. Pugmill Mixing Plant

Figure 7 illustrates that while the pugmill plant historically was the dominant plant type used in RCC production, the Central mix tilt drum and traditional dry batch plants were being used on smaller projects where slower production is appropriate. However, recently the pugmill plant is the only plant type that has been used for RCC production. The central batch twin shaft mixing plants and spiral shaft mixing plants, while are efficient at producing high quality RCC, they have not gained the market share that was anticipated a few years ago. The reason for this the growth in availability of pugmill plants, their efficiency and high production, while being done at low operational costs.

5. Final Surface Types

As was stated in the introduction, RCC is placed by asphalt type paving equipment and is finished with heavy dual steel drum rollers, which leaves a final surface appearance similar to asphalt, except the color is gray, this is typically referred to as a “Natural” Finish. Historically, the final surface provided by this equipment is what was used by the owner, however in the past 10 years RCC pavements are beginning to utilize other surface finishes such as diamond grinding and asphalt. While the natural surface finish has proved to be durable when properly placed, owners are now requesting an improved surface appearance like conventional concrete. The trowelling of RCC surfaces with the use of water has been tried as far back as the early 1980’s in Spain, however, however around 2014 contractors began to experiment with applying admixtures to the surface and applying power trowels to provide an enhanced surface finish. Those admixtures appear to make the trowelling process easier, even providing enough paste workability to broom or tine the finished surface, and remain durable over time. The development of the process took a few years to gain market share as the contractors and specifiers evaluated the technique for durability, skid resistance, and smoothness.

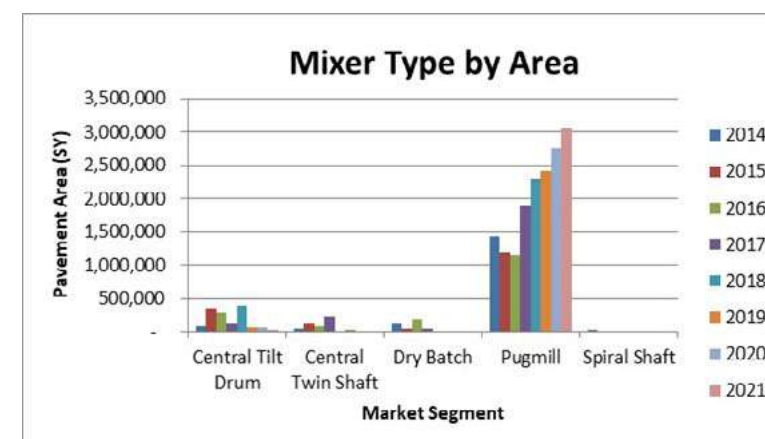


Figure 7. Mixing Plant Type used between 2014 - 2021

A summary of the surface type by areas is provided in Figure 7. As the survey shows, based on the surface area of RCC placed, the trowelled finish is now the most used surface type as compared to natural and asphalt surfaces since 2019. This is largely due to trowelled finishes making the surface appearance more palatable to the owner, easier to provide an acceptable finish for the contractor, and overall makes RCC easier to construct. The RCC Pavement Council has conducted recent laboratory research at Middle Tennessee State University into the durability of this solution as well as comparing the different admixtures that have been used. The laboratory study did not indicate statistical significance between the different admixtures, including water or the natural finish. It should be noted that additional research is needed on this topic, and field validation is being discussed as a follow up study to this laboratory evaluation.

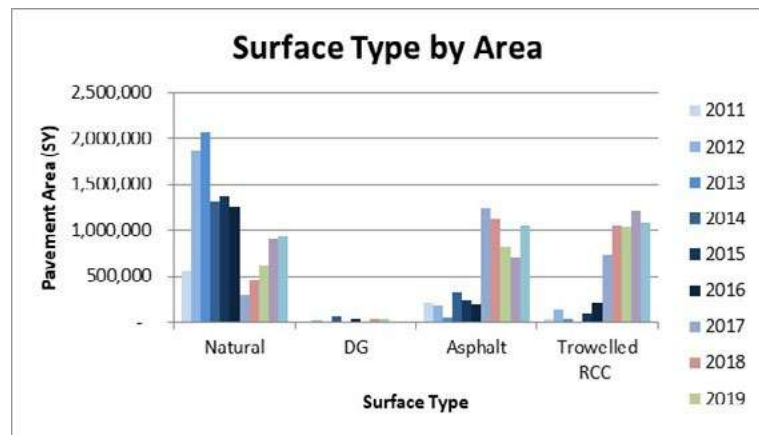


Figure 8. RCC Surface Types by Pavement Area

6. Project Applications

As was stated above in the paper, RCC continues to be utilized in many different applications and project types, as well as find new uses. Below are some of the projects detailing those applications.

In the spring of 2014, the Public Works Department of Liberty County, TX approved the use of Roller Compacted Concrete pavements for the construction of residential roadways by a local developer. The project consisted of 122,000 SY (102 K SM) of 5 inch thick (12.7 cm) RCC placed on 6 inches (15.2 cm) of cement stabilized subgrade. The pavement is 22 ft (6.7 M) wide and has been saw cut at 11 ft (3.3M) wide by 12 ft (3.6 M) long. This same developer has continued to use RCC for subdivision paving ever since the first initial project as shown in Figure 9.

Overall, the developer has now constructed over 232 miles of RCC pavement. Through the years, the project has evolved due to developer and contractor experience. As an example, the RCC pavement is now 6, 7, or 8 inches (15, 17.5, or 20 cm) and the subgrade is being stabilized 6 inches (15 cm) with cement rather than fly ash as the traffic loading has increased. The contractor has also observed significant volumetric change in the concrete paving due to temperature swings. The RCC Pavement Council has observed these volumetric changes and funded research at Texas A&M University focused on volumetric change of RCC pavements. The contractor has implemented best practices from the conclusions made in the paper. It has been noted that roadway applications in the shape of a ribbon of RCC are behaving slightly different than large more square shaped applications such as distribution warehouse paving. As an example of the improved solutions, expansion joints are being placed approximately every 500 ft (152 m), as well as at intersections. We have even seen instances where a conventional concrete slab is placed at the “T” intersection for the purpose of improved construction joints. These solutions appear to have had a positive impact on performance of the pavements.

In 2007, The Port of Houston began a major plan to expand their cargo and container storage capacity in preparation for the Panama Canal Expansion. During their planning stages, they evaluated RCC Pavements and decided to allow contractors to turn in alternate bids to conventionally reinforced concrete pavements on their first project at the Bayport Container Terminal Phase 1. Due to the significant cost savings as well as being able to reduce construction time by 4 months, that project used RCC pavements of 14 and 18 inches (35.5 and 45.7 cm) thick for approximately 50 acres (202 K SM). Since 2007, the Port of Houston has completed over 300 acres (1.5 M SM) of RCC paving with over 10 projects completed as shown in Figure 10.



Figure 9. RCC Paving Area in Liberty County, TX



Figure 10. RCC Paving Area at Port of Houston, TX

The reconstruction of East 45th Street North located in Wichita, Kansas is the first major arterial roadway reconstructed with the full depth reclamation with cement and trowelled RCC finish in Kansas. The exiting asphalt pavement suffered from thermal cracks, rutting, and potholes as shown in Figure 11. The project was 0.5 mile long (800 m) and included milling up the top 3 inches (7.5 cm) of asphalt, and then stabilizing with slurry cement the bottom 10 inches (25.4 cm) of remaining asphalt and aggregate base to create a durable, water resistance base material. The RCC pavement was 7 inches (18 cm) was placed full width 24 ft wide (7.3 m) on top of the stabilized base, and saw cuts were installed at skewed angles. After 6 years old, the RCC is performing very well with limited cracks as shown in Figure 12.



Figure 11. Pre-existing condition of Asphalt on East 45th Street, Wichita, KS



Figure 12. Completed RCC Paving at East 45th Street, Wichita, KS

In 2016, Alabama DOT decided to use RCC for the first time as the final riding surface on one of their travel lanes on McAshan Road in Bessemer, AL. As the existing hot mix asphalt and aggregate base was in very bad conditions with rutting, potholes, and fatigue cracking, they were looking for a more durable solution. However, the construction technique required the roadway to be kept open for traffic at all times. The RCC pavement design required 10 inches (25.4 cm) thick to be placed over 9,000 SY (7500 SM). The RCC was placed in 20 ft (6 m) widths which included both the travel lane and shoulder. The RCC was later diamond ground for smoothness on the higher speed roadway.



Figure 13. Installation of RCC Paving at McAshan Road in Bessemer, AL

7. Conclusions

RCC continues to increase in utilization around the United States into many different project types. The past five years has seen over 13.3 million SY (11 million SM) of RCC placed. As RCC continues to grow in utilization, the technology is developing along with it. Recent advances have occurred related to mix design such as understanding aggregate shape as well as size distribution, as well as admixtures to improve the finished surface appearance. With an expected increase in the use of RCC, advancements are expected to continue and likely increase in the rate of development.

References

- ASTM D 1557 (2002) “Standard Test Method for Laboratory Compaction Characteristics of Soil Using Modified Effort”
- ASTM C 1170 (1998) “Standard Test Method for Determining Consistency and Density of Roller-Compacted Concrete Using a Vibrating Table”
- ASTM C 1435 (2006) “Standard Practice for Molding Roller-Compacted Concrete in Cylinder Molds Using a Vibrating Hammer”
- Cornell, Chris (2011), email correspondence and personal Microsoft Excel data file
- International Grinding and Grooving Association (2009) “Roller Compacted Concrete Grinding in Aiken, SC” CPR – Rebuilt to Last
- JOHNSON, Andy (2009), email correspondence and personal Microsoft Excel data file
- PITTMAN, David; ANDERTON Gary (2009) “The Use of Roller-Compacted Concrete Pavements in the United States”: MAIREPAV 6, Torino, Italy
- PITTMAN, David; ANDERTON Gary (2012) “Characteristics of Roller-Compacted Concrete Pavements in the United States.” MAIREPAV 7, Auckland, New Zealand
- ZOLLINGER, Corey (2014), “Recent Advances and Uses of Roller Compacted Concrete Pavements in the United States.” 12th International Symposium on Concrete Pavements, Prague Czech Republic
- ZOLLINGER, Corey (2019), “Recent Advances and Uses of Roller Compacted Concrete Pavements in the United States.” 1st Concrete Roads Congress and Exhibition, Ankara, Turkey
- ABDO, Fares (2022), “Design and Construction Considerations to Maximize the Benefits of RCC Pavements.” 2nd Concrete Roads Congress and Exhibition, Ankara, Turkey
- Ouellet, J., Scott, G., and Roesler, J.R. (2021), Aggregate Source Effects on RCC Green Properties, 12th ICCP, Minneapolis, MN, <https://www.doi.org/10.33593/oyhv8x11>.
- Issa, Issa Mahmoud (2021). Material Characterization of Roller-Compacted Concrete Pavements. Doctoral dissertation, Texas A&M University. Available electronically from <https://hdl.handle.net/1969.1/196417>.

Silindirle Sıkıştırılmış Beton Yol Uygulamaları – Van Örneği

M. Tapan¹, A. Özvan²

¹ Van Yüzüncü Yıl Üniversitesi, Mühendislik Fakültesi, İnşaat Mühendisliği Bölümü, Van, Türkiye
² Van Büyükşehir Belediyesi, Genel Sekreter Yardımcısı, Van, Türkiye

Özet

Türkiye genelinde ve Van özelinde kırsal köy yollarında yapılan yol kaplamaları uygulamalardaki teknik aksaklıklar sebebiyle çok kısa ömürlü olmaktadır. Geçmiş deneyimlerden elde edilen bilgilere göre kırsal köy yollarında yapılan sathi kaplamaların birçok köyde birkaç yıl içinde hizmet dışı kaldığı bilinmektedir. Bitümlü sıcak karışım yöntemiyle yapılan kırsal köy yollarında ise sathi kaplama yollara göre hizmet süresinin arttığı fakat uygulamalardaki teknik aksaklıklar sebebiyle yol servis ömrünün beton yollara göre göreceli olarak çok daha az olduğu bilinmektedir. Bölgenin çetin kış koşulları dikkate alınarak minimum bakım onarım maliyeti gerektiren ve uzun yıllar bozulmadan hizmet verebilecek beton yol uygulamalarının en efektif çözüm olduğu düşünülerek 2021 yılında Van genelinde Türkiye’nin en soğuk bölgesinin de içinde bulunduğu toplam 58.7 km uzunluğunda köy yolu silindirle sıkıştırılmış beton yol uygulaması ile yapılmıştır. Bu bildiride, Van’da ilk defa yapılan silindirle sıkıştırılmış beton yol uygulamalarında karşılaşılan sorunlar, yapılan çalışmalar neticesinde elde edilen tecrübe ve bilginin paylaşılması amaçlanmıştır.

Keywords: silindirle sıkıştırılmış beton yol, kırsal köy yolları, SSB yol yapımı, SSB yol tasarımı, kalite kontrol

1 Giriş

Beton yol uygulamaları 20. yüzyıl ortalarına doğru Amerika Birleşik Devletleri, Fransa, Belçika ve Almanya gibi gelişmiş ülkelerde yaygınlaşarak yapılmaya başlanmıştır (Çetin, 2009). Beton yol yapımı son 50 yıl içerisinde Avusturya, İspanya, İngiltere, Kanada ve Güney Afrika gibi ülkelerde de tercih edilmiştir. Dünya nüfusunun çok büyük bir kısmını barındıran Hindistan ve Çin gibi ülkelerde de son yıllarda büyük beton yol projeleri başlatılmıştır (Darter, 1993). Rijit kaplama olarak da bilinen beton yolların servis performansının zayıf taban

zeminleri üzerinde esnek üst yapılara göre daha iyi olduğu, yapılan birçok bilimsel çalışma ve sektörel deneyimlerle ortaya konmuştur (Şekil 1).



Şekil 1. Sathi kaplama köy yolu (solda), silindirle sıkıştırılmış beton köy yolu (sağda)

Gün içinde ve mevsimler arası sıcaklık farklılıklarının fazla olduğu karasal iklimli bölgelerde tekerlek izi ve çatlak oluşumunu engelleyebilecek asfalt kaplamaların tasarlanması oldukça güçtür. Geçmiş yıllarda yapılan bilimsel çalışmalar ve pratik deneyimler bu tip bölgelerdeki yol uygulamalarında beton yol kaplaması kullanımının daha uygun bir seçenek olduğunu göstermektedir (Çelik ve Akpınar, 2015).

Özellikle son yıllarda, Türkiye'nin birçok ilinde (Denizli, Samsun, Antalya, Kocaeli, Afyon v.s.) yerel idareler tarafından özellikle kırsal yollarda yol kaplamasının gerek yaş beton kaplamalara ve gerekse esnek asfalt kaplamalarına kıyasla çok daha ekonomik olarak inşa edilebilen silindirle sıkıştırılmış beton kaplama olarak yapıldığı görülmektedir.

2021 yılı Mayıs ayında Van Büyükşehir Belediyesi tarafından ilk pilot uygulaması yapılan SSB yol uygulaması (Şekil 2) sonrası SSB ile kırsal köy ve grup köy yollarının bir kısmının SSB yöntemiyle yapılmasına karar verilmiştir.

2021 yılı içerisinde Başkale, Saray, Muradiye ve Türkiye'nin en soğuk bölgesi olarak bilinen Çaldıran ilçelerinde yol platform genişliği 6 m olan toplam 58.7 km silindirle sıkıştırılmış beton yol imalatı gerçekleştirilmiştir. Bu çalışmada, 2021 yılı içerisinde Van Büyükşehir Belediyesi Fen İşleri Dairesi Başkanlığı tarafından yapılan silindirle sıkıştırılmış beton yol uygulamalarına ait tasarım, imalat ve kalite kontrol çalışmalarında karşılaşılan sorunlar ve elde edilen tecrübe ve bilgi paylaşılarak, yolların zaman içerisindeki performanslarının belirlenmesine yönelik yapılan çalışmalar hakkında da kısa bilgi verilerek gelecekte yol performansının belirlenmesi amacıyla yapılabilecek bakım/onarım stratejileri hakkında bilgiler verilmektedir.



Şekil 2. 8 Mayıs 2021 yılında Van Büyükşehir Belediyesi tarafından yapılan ilk silindirle sıkıştırılmış beton yol uygulaması

2. Van'da Yapılan Silindirle Sıkıştırılmış Beton Yolların Tasarımı

SSB yolların kalitesi, hem beton bileşenlerinin malzeme kalitesine hem de bunların doğru kullanımına bağlıdır. SSB yolların yapısal davranışı eşdeğer beton yolların davranışı ile benzerdir (Yaman ve Ceylan, 2015). SSB kaplamaların en az 10 cm kalınlıkta olması belirtildiğinden Van'daki uygulamalarda düşük trafik yüklerinin bulunduğu kırsal yollarda sıkıştırılmış kaplama kalınlığı 12 cm olarak belirlenmiştir. Sadece deneme amaçlı Çaldıran ilçesinde bir köy yolu sıkışmış beton kalınlığı 15 cm olacak şekilde imal edilmiştir. Aşağıda, Van'daki SSB yol imalatlarının tasarımında dikkate alınan hususlar ve yol imalatında kullanılan beton tasarımları hakkında kısa bilgi verilmektedir.

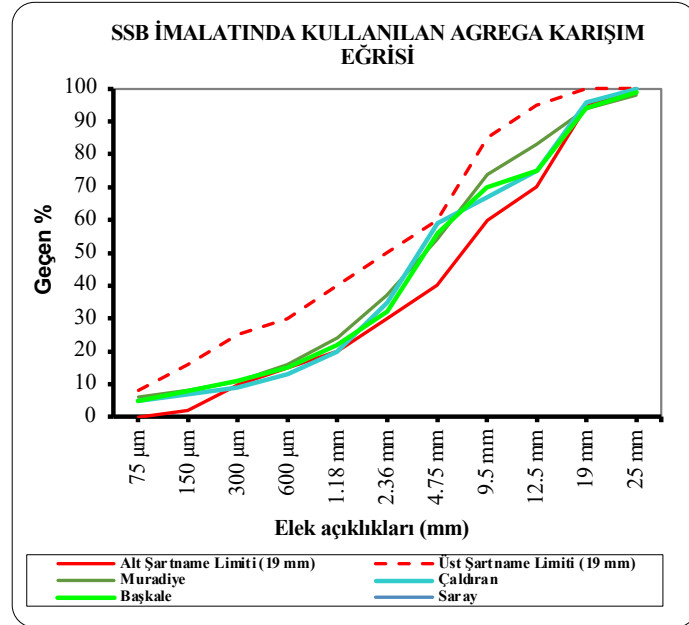
2.1 SSB Uygulamalarında Kullanılan Betonun Tasarımı

Silindirle sıkıştırılmış yollarda kullanılan beton geleneksel beton kaplamada kullanılan aynı malzemelerin (bağlayıcı malzemeler (çimento, uçucu kül, cüruf vb.), iri ve ince agregası, su ve gerekirse kimyasal katkı) farklı oranlarda karıştırılmasıyla elde edilmektedir. Silindirle sıkıştırılmış beton yolun kalitesi için, geleneksel beton kaplama yollarında olduğu gibi betonu oluşturan bileşenlerin doğru seçimi oldukça önemlidir.

Silindirle sıkıştırılmış beton yollarında beton karışımının ağırlıkça %85'ini iri ve ince agregası oluşturdugundan agregaların neme karşı hassas olması, betonun rahat işlenebilirliği, yoğunluğu, mekanik dayanımları, ısı özellikleri, dayanıklılığı ve yüzey düzgünlüğü gibi farklı faktörler nedeniyle, uygun agregası gradasyonunu seçmek, başarılı bir SSB yolun önemli bir parçasıdır. Dolayısıyla, 2021 yılında Van'da yapılan SSB yol imalatlarında kullanılacak agregaların tane boyu dağılımı, su emme miktarı, özgül ağırlığı, plastiklik indisi, aşınma dayanımı, alkali-silika reaktivite özellikleri ve dayanıklılıkları Türkiye Çimento Müstahsilleri Birliği Beton

Laboratuvarında yapılan deneylerle tespit edildi. Şekil 3’de SSB beton karışımında kullanılan toplam agrega karışımının agrega gradasyon eğrisi ve şartnamelerde belirtilen alt ve üst limitleri gösterilmektedir.

Van’daki SSB yol kaplama imalatında betonun işlenebilirliğini artırarak ayrıştırmaları azaltıp yüzey düzgünlüğünü arttırmak amacıyla maksimum dane boyutu 19 ile 25 mm arasında agregalar seçilmiştir.



Şekil 3. Van’daki SSB yol imalatında kullanılan agrega gradasyon eğrisi ve şartnamelerde belirtilen limitler

SSB yol imalatında kullanılacak betona ait karışım tasarımı Türkiye Çimento Müstahsilleri Birliği Yapı Malzemeleri Laboratuvarında zemin sıkıştırma yöntemi kullanılarak belirlenmiştir (Şekil 4).

Beton tasarımı yapılırken ilk olarak SSB yolun maksimum sıkışma oranı için gerekli olan su miktarı belirlenmiş ve bu su miktarı kullanıldığında betonun istenilen mühendislik özelliklerine sahip olması için gereken bağlayıcı miktarı belirlenmiştir. Çizelge 1’de Van’da 2021 yılında yapılan 1 m³ SSB için tasarım karışım oranları ve basınç dayanımları verilmektedir.



Şekil 4. TÇMB Yapı Laboratuvarında yapılan SSB yol imalatında kullanılacak beton deneme karışımları

Silindire sıkıştırılmış beton yol imalatı için kullanılacak hazır beton santralinde deneme üretimleri yapılmıştır (Şekil 5). Hazır beton santralinde yapılan deneme üretiminden numuneler alınmış, 7 günlük numune basınç deneyleri yapıldıktan sonra SSB imalatına başlanmıştır. Yapılan bu deneme üretimlerinde laboratuvarında yapılan testler neticesinde belirlenen su miktarının artırılmasının gerekliliği görülmüştür. Örneğin Saray ilçesinde yapılacak SSB yol uygulaması için belirlenen 138 kg su 145 kg’a çıkartılmıştır.



Şekil 5. Hazır beton santralinde hazırlanan deneme beton üretimi ve numune alımı

Çizelge 1. Van'daki SSB yol imalatında kullanılan 1 m³ SSB için tasarım karışım oranları ve basınç dayanımları.

SSB yolun yapıldığı yer		Çaldıran	Muradiye	Saray	Başkale
Bağlayıcı	Cem-I 42.5 R (kg)	320	320	320	320
Agrega	19-25 mm (kg)	180	-	-	-
	15-22 mm (kg)	-	347	413	232
	12-19 mm (kg)	360	-	-	380
	5-12 mm (kg)	280	591	411	317
	0-5 mm (kg)	1187	1090	1202	1179
Su	Şebeke Suyu (kg)	101	124	138	112
Basınç Dayanımı	7 günlük (MPa)	39.32	34.53	38.85	35.62
	28 günlük (MPa)	48.13	47.87	42.76	40.87

2.2. Zemin, Temel Altı ve Temel Tasarımı

Van'da yapılan SSB yolların tamamı daha önce sathi kaplama olarak yapıp hizmet veren kırsal köy yolları olduğundan sathi kaplama sınırlararak yol reglajı yapıp sonrasında sıkışmış kalınlığı 15 cm olan plent-miks temel (PMT) tabakası tasarlanarak imal edilmiştir (Şekil 6). Yapılan temel imalatının %97'in üzerinde sıkışma oranına sahip olacak şekilde sıkışma ölçümleri yapılmıştır. Yapılan kontroller sonucunda gerekli sıkışmanın sağlanmadığı görüldüğünde %98 sıkışmayı sağlayacak şekilde sıkıştırmaya devam edilmiştir.



Şekil 6. Plent-miks temel imalatı

3. Van'da Silindirle Sıkıştırılmış Beton Yol Yapımı

Laboratuvarda yapılan beton karışım tasarımı ile hazır beton santralinde deneme üretimi yapıldıktan sonra taban zemini hazırlanan ve temeli yapılan yollarda SSB imalatına başlanmıştır (Şekil 4). Beton nakli damperli kamyonlarla gerçekleştirilmiş, beton da kesikli üretim olarak tabir edilen tesislerden tedarik edilmiştir. Tüm yollarda SSB herhangi bir modifikasyon yapılmadan asfalt sericilerle yerleştirilmiştir (Şekil 7). Asfalt sericilerin tamamı şerit boyunca betonun referans yaş yoğunluğunun %80'ine kadar sıkıştırdıktan sonra kaplamanın dayanımı ve dayanıklılığı açısından oldukça önemli olan silindirle sıkıştırma işlemi gerçekleştirilmiştir. İlk sıkıştırma 10 tonluk çift tamburlu titreşimli, çelik bandajlı silindirle yapılmış sonrasında 20 tonluk lastik tekerlekli silindirle sıkıştırma işlemine devam edilmiştir. Son olarak da çelik bandajlı silindirle sıkıştırma işlemi tamamlanmıştır (4-6 geçiş) (Şekil 7).

SSB imalatında kullanılan betonun istenilen mukavemet ve dayanıklılığa sahip olması için oldukça büyük öneme sahip olan SSB kürü sıkıştırma işlemi tamamlandıktan hemen sonra geleneksel sulama yöntemiyle yapılmıştır (Şekil 8). SSB yollarda, 6 m aralıklarla enine kontrollü derz kesimi SSB plak kalınlığının 1/3'ü oranında derinlikte yapılmıştır.



Şekil 7. Asfalt serici ile betonun yerleştirilmesi ve çelik bandaj ve tekerlekli silindirlerle sıkıştırılması



Şekil 8. SSB'nin geleneksel sulama yöntemiyle kürlenmesi

4 Van'da Silindirle Sıkıştırılmış Beton Yol Yapım İşi Kapsamında Karşılaşılan Sorunlar

Van Büyükşehir Belediyesi yol ağı kapsamında, Çaldıran, Muradiye, Saray ve Başkale ilçelerinde yapılan yol yapım çalışmaları esnasında yerinde yapılan incelemelerde tespit edilen aksaklıklar aşağıda maddeler halinde belirtilmektedir.

- Beton santralinde yapılan incelemelerde, karışım süresinin 15-35 sn arasında olduğu gözlemlenmiştir. Çimento hamuruyla agreganın kaplanmasının sağlanabilmesi için karışım süresinin asgari 50 sn olarak ayarlanması gerekmektedir. Ülkemizde yapılan SSB yollarda bu hususa özen gösterilmesi ve hazır beton tesislerinin beton yol için üretime başlamadan önce bu konularda bilgilendirilmesinin sağlanması gerekmektedir.
- Yolda lokal bölgelerde yetersiz kür uygulaması kaynaklı tozular oluştuğu gözlemlenmiştir. Ayrıca, imalat sırasında beton santralinin piyasaya yaş beton verdiği bu nedenle bazı kesimlerde SSB kıvamının değiştiği gözlemlenmiştir. Kaliteli beton yol imalatı için hazır beton tesislerinin bu hususlara dikkat etmesini sağlamak gerekmektedir.
- SSB seriminde lastik tekerlekli silindirin prizi tamamlanmamış SSB plak üzerinde uzun süre duraksamalar yaptığı, bu kesimde ondülasyonların oluşacağı belirtilmiştir.
- Yolu boyuna ve enine yüzey düzgünlük kontrollerinin yapılmadığı, şartname gereğince master getirilip, kontrollerin yapılmadığı ve derz yapımında geç kalındığında doğal derz oluşumunun başladığı tespit edilmiştir. Doğal derzlerin oluşumunu engellemek için derz kesiminin zamanında yapılması gerekmektedir.
- Hazır beton santralinde SSB üretimi esnasında çimento ve suyun aynı anda miksera verildiği ve bu sebeple beton içerisinde topaklanma sorunlarının yaşandığı gözlemlenmiştir.
- Beton naklinde kullanılan kamyonların damper temizliğinin yapılması ve nakliye sırasında SSB'nin hidratasyonu için gerekli karışım suyunu kaybetmemesi için kamyon brandalarının kullanılmadığı görülmüştür.
- SSB yol imalatı için beton taşıyan kamyon damperlerinin yıkandıktan hemen sonra taşıma yaptığı tespit edilmiştir. SSB yol için uygun olmayan kıvamda beton oluşmasına ve SSB yolda yapısal bozulmalara neden olacak damper içinde kalması muhtemel su birikintisine dikkat edilmediği görülmüştür.
- Hazır beton santralinde, SSB üretimi sırasında geleneksel beton üretimi de yapıldığı görülmüştür. SSB'nin kıvamının değişmesine ve yapısal bozukluklara sebep olabilecek bu durumun engellenmesi için SSB üretiminin süreklilik arz edecek şekilde olması gerekmektedir.

5. Van'da Silindirle Sıkıştırılmış Beton Yolların Performansı

2021 yılında imalatı tamamlanan SSB yollar 2022 yılı Mart ayında gözlemsel olarak incelenmiş ve yolların performansı belirlenmiştir. Yapılan incelemede yolların performansının çok iyi olduğu fakat yukarıda yazılan ve yol yapım aşamasında da fark edilen bazı aksaklıklardan

dolayı yolların belirli kısımlarında bazı yapısal hasarların meydana geldiği tespit edilmiştir (Şekil 9). Yarma-dolgu geçişlerinde yeterli sıkıştırmanın yapılmadığı 100 metrelik bir kesimde beton yolda zeminden kaynaklanan çatlama olduğu tespit edilmiştir (Şekil 10).



Şekil 9. 2021 yılında yapılan beton yolların durumu (Mart 2022)



Şekil 10. 2021 yılında imalatı tamamlanan beton yollarda zemin problemlerinden kaynaklı çatlamlar

2021 yılında Van'da imalatı tamamlanan yollarda platformdan veya şevlerden gelen yüzeysel suları toplayıp uygun yerlere deşarj eden yüzeysel drenaj yapısı olan hendeklerinin bazı yollarda yapılmadığı bazı yollarda ise beton kaplamasının tamamlanmadığı tespit edilmiştir (Şekil 11). SSB yolların öngörülen servis ömürleri boyunca hizmet verebilmesi için yol

güzergahı boyunca yağıştan kaynaklı ve yüzeysel sularının yoldan uzaklaştırılması için bu hendeklerin yapımı ve sonrasında da bakımı çok önemlidir.



Şekil 11. Hendek imalatı yapılmamış yollar

6. Sonuçlar

Sathi kaplama ve asfalt kaplama yöntemleriyle imal edilen kırsal köy yollarının, servis ömürlerinin beton yollara göre göreceli olarak çok daha az olması sebebiyle, 2021 yılında Van genelinde Türkiye'nin en soğuk bölgesinin de içinde bulunduğu toplam 58.7 km uzunluğunda köy yolu, silindirle sıkıştırılmış beton yol uygulaması ile yapılmıştır. Sürdürülebilir ulaşım politikaları kapsamında yerli ve milli kaynaklar kullanılarak, Van'da ilk defa yapılan silindirle sıkıştırılmış beton yol uygulamalarında karşılaşılan sorunlar, yapılan çalışmalar neticesinde elde edilen tecrübe ve bilgi paylaşılarak ülkemizde son zamanlarda birçok belediyenin uygulamaya koyduğu SSB yolların daha kaliteli inşa edilmesine katkı sağlayacaktır. Yapılan gözlemsel incelemelerde, soğuk iklimlerde beton yolun performansının çok yüksek olduğu yüksek sıcaklık farklılıklarına ve çetin kış koşullarına maruz kalan beton yollarda herhangi bir deformasyon olmadığı ve beton yolların herhangi bir bakım onarım ihtiyacına gerek kalmaksızın serviste olduğu görülmüştür. Bildiri kapsamında belirtilen yerlerdeki kısmi olarak görülen çatlak ve deformasyonlar ise taban zeminindeki kayma ve oturmalarından kaynaklanmaktadır. Van'da yapılan SSB yol imalatlarında tespit edilen kusurların göz önüne alınarak yapılması durumunda bu şekilde kısmi deformasyon ve çatlakların oluşmayacağı düşünülmektedir.

Kaynakça

- Darter, M. I., (1993). Report on the 1992 U.S. Tour of European Concrete Highways, Federal Highway Administration, FHWA-SA-93-012.
- Çetin, O., (2009). Beton Yollarda Yeni Teknolojiler - Silindirle Sıkıştırılan Beton, İstanbul Teknik Üniversitesi, Fen Bilimleri Enstitüsü, Yüksek Lisans Tezi.
- Çelik, M., Akpınar M.V., (2015). Uzun Süre Hizmet Veren Beton Yol Kaplamalarının Temel Malzemesi Olarak Yerinde Yeniden Kullanılması: Doğu Karadeniz Bölgesi Uygulamaları, 9. Ulusal Beton Kongresi Bildiriler Kitabı.
- Yaman, İ. Ö., Ceylan H., (2015). Silindirle Sıkıştırılmış Beton Yollar, Türkiye Mühendislik Haberleri, No. 487

Silindirle Sıkıştırılmış Beton (SSB) Yol Uygulamalarında Yoğunluk Sıkışma-Dayanım İlişkisi ve Stabilite Çözümleri

Ali Şahin GÜNGÖR¹, Mustafa DALYAN², Erhan TÜRKER³

¹ Çanakkale İl Özel İdaresi Yol ve Ulaşım Hizmetleri Müdürlüğü, Çanakkale, Türkiye

Özet

Türkiyede İl ve Köy yollarında yol üstyapısı olarak genel olarak Bitümlü Sıcak Karışım (BSK), Sathi Kaplama, Klasik Beton ve Silindirle Sıkıştırılmış Beton (SSB) kullanılmaktadır. Genel olarak esnek üstyapılar tercih edilmekle beraber, petrolde dışa bağımlılık ve maliyetlerin yüksek olması birçok idareyi alternatif arayışlara sevk etmiştir. Bu arayışın sonucu olarak ülkemizin kırsal bölgelerinde köy yollarında Silindirle Sıkıştırılmış Beton (SSB) yollar tercih edilmeye başlanmıştır. Silindirle Sıkıştırılmış Beton (SSB) köy yollarında beklenen sürüş konforunu sağlamakta, asfalt finişeri ile imalatı yapıldığından hızlı bir şekilde tamamlanmakta, uzun ömürlü ekonomik çözüm sunmaktadır. Tüm bu özellikleri Silindirle Sıkıştırılmış Beton (SSB) Yolların kırsalda hızla yaygınlaşmasını sağlamıştır. Çanakkale İl Özel İdaresi de 2020 yılında 78 km Silindirle Sıkıştırılmış Beton (SSB) yol yaparak dönüşümünü güçlü bir şekilde başlatmıştır. Başarılı uygulamalarının neticesinde 2021 yılı itibarıyla de esnek üstyapı imalatını bırakarak rijit üstyapı olan Silindirle Sıkıştırılmış Beton (SSB) yollara ağırlık vermiş ve yol ağını 250 km'ye çıkarmıştır. Çanakkale İl Özel İdaresi Silindirle Sıkıştırılmış Beton (SSB) Yolların stabilitesini artıran birçok çözümü getirmekle beraber, yaygınlaşmasını politika olarak benimsemiştir. Bu yayın kapsamında 2022 yılında imalatı yapılan Silindirle Sıkıştırılmış Beton (SSB) Yollardan alınan karotların 28 günlük basınç dayanımları ve yoğunluklarının karşılaştırması yapılarak sıkışmanın stabilite için önemi araştırılmıştır. Bunun yanında serüven içerisinde stabilite problemleri için sunduğumuz çözümler anlatılmıştır.

Anahtar Kelimeler: Silindirle Sıkıştırılmış Beton; Stabilite

This page is intentionally left as blank

Bu sayfa bilerek boş bırakılmıştır.

1. Giriş

Çanakkale ili köy yolları İl Özel İdaresi sorumluluğunda olup; yol üst yapıları Bitümlü Sıcak Karışım(BSK), Sathi Kaplama, Stabilize, Donatılı ve Donatısız Geleneksel Beton ve Silindirle Sıkıştırılmış Beton (SSB)’ dan oluşmaktadır. Toplam 4850 km olan yol ağının 50 km’ sini Geleneksel beton yollar ve 250 km’ sini Silindirle Sıkıştırılmış Beton Yollar (SSB) oluşturmaktadır.

Silindirle sıkıştırılmış beton (SSB) uzun yıllardır tüm dünyada yollarda ve barajlarda kullanılan bir tekniktir. Bu teknikle üretilen beton kıvam, uygulama teknikleri vb. koşullar göz önüne alındığında geleneksel (yaş) betondan bir takım farklar ile ayrılmaktadır. 1940’lı yıllardan itibaren başta ABD olmak üzere bazı ülkelerde ilk denemeleri yapılan silindirle sıkıştırılmış beton (SSB) yol, iri ve ince agreganın sürekli gradasyon verecek şekilde, uygun oranda su ve çimento ile karıştırılmasıyla üretilen betonun finişerle serilip, silindirlerle sıkıştırılmasıyla yapılan üstyapı kaplama tabakasıdır. [TÇMB, SSB Yollar Teknik Şartnamesi, 2018]

Bu bildirinin amacı sıkışmanın beton basınç dayanımına ve yolun yıllar içindeki stabilitesine etkisini ortaya koymak, ondülasyonlara sebebiyet vermeden yeterli sıkışmanın nasıl yapılacağını gözlem ve tecrübelerle aktarmaktır. Bunun yanı sıra stabilizeye katkı sunan diğer çözümleri paylaşmaktır.

2. Karot Numunesi Alınması ve Sınıflandırılması

Bu çalışma kapsamında Çanakkale’ nin farklı ilçelerinde 2022 yılında yapılan 8 farklı yoldan karot alınmıştır. Her günün imalatından 1 takım (3 adet) olacak şekilde toplam 45 takım(135 adet) 73 mm çapında karotlar laboratuvara taşınmıştır. Karotlar çap ve yüksekliği yaklaşık olarak eşit olacak şekilde başkılanmış, yükseklik ve ağırlıklar ölçülmüş, görsel muayene yapılarak yoğunluklar gözlemlenmiştir. Tüm veriler kayıt altına alındıktan sonra beton presinde basınç dayanımı testine tabi tutulmuştur. Elde edilen sonuçlar Tablo 1, Tablo 2, Tablo 3 ve Tablo 4’ de sınıflandırılmıştır.

Tablo 1. Sınır Değer Üzerindeki Bazı Karot Dayanımları

Yol Adı	Numune No	Karot Çapı (mm)	Karot Yüksekliği (mm)	Karot Ağırlığı (g)	Hacim (cm ³)	Yoğunluk (g/cm ³)	Basınç Dayanımı (MPa)
Daloba	4-1	73.00	74.00	752.00	309.56	2.43	41.84
Daloba	4-2	73.00	75.00	778.00	313.74	2.48	43.13
Daloba	4-3	73.00	73.00	740.00	305.38	2.42	39.94
Daloba	8-1	73.00	75.00	763.00	313.74	2.43	33.09
Daloba	8-2	73.00	74.00	752.00	309.56	2.43	39.23
Daloba	8-3	73.00	75.00	767.00	313.74	2.44	33.98
Uluköy	6-1	73.00	74.00	755.00	309.56	2.44	36.72
Uluköy	6-2	73.00	72.00	743.00	301.20	2.47	39.40
Uluköy	6-3	73.00	76.00	790.00	317.93	2.48	28.86
Boğaz	2-2	73.00	73.00	744.00	305.38	2.44	31.40
Boğaz	3-1	73.00	74.00	745.00	309.56	2.41	39.11
Hıdırlar	2-1	73.00	73.00	740.00	305.38	2.42	34.41
Hıdırlar	2-2	73.00	73.00	743.00	305.38	2.43	35.84
Hıdırlar	2-3	73.00	73.00	735.00	305.38	2.41	31.95
Yağdıran	2-1	73.00	72.00	736.00	301.20	2.44	37.87
Yağdıran	2-2	73.00	72.00	724.00	301.20	2.40	47.17
Yağdıran	2-3	73.00	74.00	758.00	309.56	2.45	45.61
Yağdıran	3-1	73.00	72.00	714.00	301.20	2.37	34.60
Yağdıran	3-2	73.00	72.00	710.00	301.20	2.36	31.18
Yağdıran	3-3	73.00	72.00	727.00	301.20	2.41	31.54
Yeniköy	2-1	73.00	72.00	720.00	301.20	2.39	30.23
Yeniköy	2-2	73.00	72.00	715.00	301.20	2.37	28.41
Yeniköy	2-3	73.00	72.00	724.00	301.20	2.40	36.22
Örencik	3-1	73.00	73.00	749.00	305.38	2.45	39.83
Örencik	3-2	73.00	72.00	747.00	301.20	2.48	37.89
Örencik	3-3	73.00	74.00	750.00	309.56	2.42	35.74
Dalyan	1-1	73.00	75.00	773.00	313.74	2.46	51.92
Dalyan	1-2	73.00	72.00	741.00	301.20	2.46	51.66
Dalyan	1-3	73.00	73.00	733.00	305.38	2.40	39.02
Dalyan	4-1	73.00	75.00	780.00	313.74	2.49	42.60
Dalyan	4-2	73.00	75.00	762.00	313.74	2.43	46.42
Dalyan	4-3	73.00	76.00	776.00	317.93	2.44	40.09
						Ort.	38,02

Tablo 2. Tablo 1 Yoğunluk Grupları

Yoğunluk(g/cm ³)	Basınç Dayanımı(MPa)
2.45-2.49	42,32
2.40-2.44	37,45
2.36-2.39	31,10

Tablo 3. Sınır Değer Altında Kalan Karot Dayanımları

Yol Adı	Nu mu ne No	Karot Ç a p ı (mm)	Karot Y ü k s ekliği (mm)	Karot Ağırlığı (g)	Hacim (cm ³)	Yoğunluk (g/ cm ³)	Basınç Dayanımı (MPa)
Daloba	2-2	73.00	72.00	713.00	301.20	2.37	23.42
Daloba	7-1	73.00	76.00	773.00	317.93	2.43	23.92
Daloba	10-1	73.00	75.00	755.00	313.74	2.41	22.63
Uluköy	1-3	73.00	73.00	730.00	305.38	2.39	19.76
Uluköy	2-1	73.00	73.00	727.00	305.38	2.38	24.87
Uluköy	2-3	73.00	72.00	702.00	301.20	2.33	13.48
Uluköy	3-3	73.00	72.00	727.00	301.20	2.41	22.94
Uluköy	4-1	73.00	72.00	715.00	301.20	2.37	10.85
Uluköy	4-2	73.00	74.00	725.00	309.56	2.34	9.32
Uluköy	5-1	73.00	71.00	711.00	297.01	2.39	20.93
Boğaz	1-1	73.00	73.00	723.00	305.38	2.37	17.80
Boğaz	1-2	73.00	74.00	730.00	309.56	2.36	25.45
Boğaz	1-3	73.00	74.00	721.00	309.56	2.33	14.46
Boğaz	2-1	73.00	74.00	743.00	309.56	2.40	18.73
Boğaz	3-2	73.00	73.00	720.00	305.38	2.36	14.22
Boğaz	3-3	73.00	72.00	718.00	301.20	2.38	21.05
Hıdırlar	3-2	73.00	73.00	695.00	305.38	2.28	24.08
Yağdıran	1-2	73.00	73.00	700.00	305.38	2.29	13.55
Yeniköy	1-2	73.00	73.00	704.00	305.38	2.31	16.53
Örencik	1-1	73.00	72.00	710.00	301.20	2.36	20.62
Örencik	2-1	73.00	73.00	720.00	305.38	2.36	21.07
Dalyan	2-3	73.00	74.00	753.00	309.56	2.43	25.45
						Ort.	19,32

Tablo 4. Tablo 3 Yoğunluk Grupları

Yoğunluk(g/cm ³)	Basınç Dayanımı(MPa)
2.40-2.43	22.73
2.38-2.39	21.65
2.28-2.37	17.30

Köy yolları imalatında idaremizin birinci önceliği yol üstyapı stabilitesinin korunması ve buna bağlı ekonomik ömrünün uzun olmasıdır. Silindirle sıkıştırılmış beton yol stabilitesini etkileyen; Alttemel ve Temel imalatı, Beton imalat reçetesi, Sıkışma oranı, Kütleme ve İklim koşulları gibi pek çok faktör vardır. Çalışmamızda aynı iklim koşullarında ortak reçeteyle imalatı yapılan yollarda stabiliteyi korumak için yeterli sıkışmanın önemi deneysel ve gözlemsel olarak irdelenmiştir.

Tablo 5. C30/37 Beton Reçetesi Karışım Miktarları

Malzeme	Miktar
0-5 mm Agregası	850 kg
5-15 mm Agregası	550 kg
15-22 mm Agregası	650 kg
Çimento(CemI 42.5)	300 kg
Su	95 lt
Toplam	2.445

3. Karotlarda Yoğunluk-Basınç Dayanımı İlişkisi

Beton yol kaplamaları teknik şartnamesi gereği C30/37 betondan alınan her bir karot numunesinin 28 günlük basınç dayanımı $f_{ck} > 4$, yani 26 N/mm²’ye eşit veya daha büyük olmalıdır. Herbir takımın ortalama basınç değeri ise $f_m > f_{ck} + 4$, yani 34 N/mm²’ye eşit veya daha büyük olmalıdır. [KGM, Beton Yol Kaplamaları Teknik Şartnamesi, 2016]

Yapılan 8 farklı yoldan alınan 45 takım ve 135 adet karot numunesinin basınç testleri neticesinde, 113 adet karot değerinin sınır değer üzerinde kalan 22 adet numunenin ise sınır değeri altında olduğu tespit edilmiştir. Sınır değeri üzerindeki numunelerden seçilen 32 adet numune Tablo 1’de verilmiş ve bu numuneler Tablo 2’de 3 farklı yoğunluk aralıklarında gruplandırılmıştır. Sınır değeri altındaki numuneler ise Tablo3’de verilmiş ve Tablo4’de farklı yoğunluk aralıklarında gruplandırılmıştır.

Yoğunluğu 2,36 g/cm³’ün altındaki tüm numelerin sınır değeri altında, 2,43 g/cm³’ün üzerindeki tüm numunelerin ise sınır değeri üzerinde olduğu görülmüştür. Yoğunluk değeri 2,36 g/cm³-2,43 g/cm³ arasında kalan numunelerin basınç dayanımlarındaki farklılıklar ise bir diğer önemli faktör olan kürlenmenin yeterliliği ile alakalı olduğu değerlendirilmiştir.

28 günlük karot basınç dayanımı sınır değeri altında kalan yol kısımları Şekil 1’de ve sınır değeri üzerindeki yol kısımlarına ait fotoğraflar Şekil 2’de verilmiştir. Fotoğraflar yollar trafiğe açıldıktan bir süre sonra, karot sonuçlarının stabiliteyle karşılaştırılması amacıyla çekilmiş ve incelenmiştir.



Şekil 1. Stabilite Kaybı Yaşamaya Başlamış Yol Kısımları



Şekil 2. Stabilitesini Koruyan Yol Kısımları



Şekil 3. Stabilite Çözümleri

4. Değerlendirme, Sonuç ve Öneriler

Bu bildiri kapsamında aynı mevsimsel şartlar altında imalatı yapılan 8 adet yolun karotları üzerinden yoğunluk-basınç dayanımı ilişkisi irdelenmiştir. Bunun yanı sıra SSB' nin bazı stabilite sorunlarına çözüm önerileri getirilmiştir. Çalışma sonuçları aşağıda maddeler halinde verilmektedir.

- Betonun sıkışma oranı ve buna bağlı yoğunluğu arttıkça beton basınç dayanımı artmaktadır. Yeterli kürlemenin mukavemete ve stabiliteye etkisinin de olmazsa olmaz olduğu görülmüştür.
- Basınç dayanımı sınır değerinin altında olan yol kısımlarının kısa süre içerisinde bozulmaya başladığı ve diğer kısımların ise stabilitesini ilk gün gibi korumaya devam ettiği görülmüştür.
- Bir stabilite sorunu olan yol kenarı şevlerinin serbest bırakılması neticesinde dağılarak bozulması, imalat esnasında el kompaktörü ile sıkıştırılarak çözüme kavuşturulmuştur. Şekil 3' de sol üstte görünen uygulama 2020 yılında ilk kez idareimizce uygulanmıştır.
- Bir diğer stabilite sorunu, betondaki içsel gerilmeler sebebiyle ilk 1 yıllık dönemde boyuna çatlakların oluşmasıdır. Bu problemi SSB uygulaması yapan tüm kurumların yaşadığının yerinde tespiti neticesinde idareimiz tarafından boyuna derz kesme

çalışmalarına başlanmıştır. Şekil 3’de yer alan görsellerde yeterli boyuna derz derinliğine sahip olan ve olmayan yol kısımları gösterilmiştir. En az 1/4h derinliğinde derz kesilen kısımlarda çatlak derz bölgesinde oluşurken sık kısımlarda derz kanalından dışarıya çıkarak platforma yayıldığı görülmektedir. Söz konusu yeterli derinlikte enine ve boyuna derz kesilerek betonun çatlamasının büyük ölçüde önüne geçilebilmektedir.

- SSB imalatında birinci öncelik yol stabilitesini korumak ve ekonomik ömrü uzatmaktır. Bunun yanında yol standardını yükseltmek için ondülasyonların önüne geçmek ve yol konforunu artırmak da önem arz etmektedir. Bunun için doğru bir sıkıştırma gerekir. Asfalt finişeri ile serilen betonun silindir altında hareket etmemesi için sıkıştırma işlemi lastik tekerlekli silindir ile başlar ve ardından demir bandajlı silindir ile devam eder. Demir bandajlı silindir lastik tekerlekli silindir gittiği son çizgiyi asla geçmemeli ve silindir önünde malzeme yığılmasına izin verilmemelidir. Demir bandajlı silindir ilk olarak küçük vibrasyon uygulamalı ve farklı sıkışmalara sebebiyet verilmemelidir. Daha sonra büyük vibrasyon ile devam etmeli ve yeterli sıkıştırma sağlanana kadar devam edilmelidir. Yapılan deneysel ve gözlemsel çalışmalar neticesinde yeterli sıkıştırma ve yol konforunun bu uygulama yöntemiyle sağlanabildiği görülmüştür.

Kaynaklar

TÇMB (2018). SSB Yollar Teknik Şartnamesi

KGM (2016). Beton Yol Kaplamaları Teknik Şartnamesi

Design and Construction Considerations to maximize the Benefits of RCC Pavements

F. Abdo

2nd Concrete Roads Congress and Exhibition in Ankara, Turkey

Abstract

Since the 1970’s, roller compacted concrete (RCC) pavements have been gaining recognition steadily in North America (Pitman and Anderson, 2009; Harrington, Abdo, Adaska, and Hazaree, 2010; Zollinger, 2022). The RCC pavement design procedures, material handling, and construction means and methods have improved greatly and continue evolving. Today, RCC is one of the most accepted pavement methods used in the United States for commercial and industrial applications, and for streets and roads in some regions of the country. Much needed research sponsored by the RCC Pavement Council and other stakeholders is ongoing to continue improving the design and construction methods. While RCC mixtures and construction techniques have improved significantly, very few projects implemented adjustments in the site civil and structural designs to optimise the overall project site development and maximize the benefits of RCC pavements, especially for commercial and industrial facilities. This paper focuses on key design and construction elements that site civil designers, pavement designers, owners, and construction contractors should consider not only to capitalize on what RCC pavements have to offer but also to reduce the maintenance cost over the service life of the pavement.

Keywords: concrete pavement, roller compacted concrete, rcc, design, construction, rcc equipment

1. Introduction

Since the 1970’s, roller compacted concrete (RCC) pavements have been gaining recognition steadily in North America (The RCC pavement design procedures, material handling, and construction means and methods continue evolving. Today, RCC is one of the most accepted pavement methods used in the United States for commercial and industrial applications, and for streets and roads in some localities. Much needed research sponsored by the RCC Pavement Council and other stakeholders is ongoing to continue improving the design and construction

methods. While RCC mixtures and construction techniques have improved significantly, very few projects implemented adjustments in the site civil and structural designs to optimise the overall project site development and maximize the benefits of RCC pavements, especially for commercial and industrial facilities.

The following is a list of some of the major RCC pavement advancements over the past few decades:

- Harsh RCC mixes gave way to more workable yet stable mixes producing tighter surfaces with better appearance;
- Very conservative thickness design methods have been replaced with newer methods to better align the pavement structural design with field performance;
- No saw-cuts for crack control or very wide crack control joint spacing used on older projects have been replaced with much shorter joint spacing on newer projects;
- No joint seals for the most part have been replaced by joint seals or joint fillers;
- No mix admixtures were used for most older projects but now many projects utilize hydration retarding admixtures and sometimes other additives to facilitate better compaction;
- Older traditional surface finishing has been limited to what the pavers and rollers could produce but now many projects utilize sprayed-applied finishing aid products and ride on trowel machines to produce trowelled RCC surface; and
- Most experienced RCC contractors have modified the paving equipment to avoid the need to cut and waste the edge of the paving run after rolling (Figure 1).



Figure 1: (a) Older cold longitudinal joint method of RCC pavement construction requiring saw-cutting and removal of 6 to 12 inches (150 to 300 mm) at the edge. (b) Advanced screed with end gates, edge shoes, and additional edge compaction devices capable of compacting the RCC at the edge of the paving lane, thereby eliminating saw-cutting and waste.

In the remainder of this paper, the author provides a brief synopsis of the latest trends related to mixture and thickness designs, and highlights in more details what it would take to have successful RCC pavement installations starting with appropriate site civil designs, followed by planning proper sequence of construction, and describing useful construction means and methods techniques.

2. RCC Pavements Latest Design Trends in the United States

2.1. Mixture Optimization

When RCC pavements began gaining recognition in the 1980's, most mixtures utilized a single aggregate stockpile such as dense graded aggregate base products, or two stockpiles, one for coarse aggregate and the other for fine aggregate. Surface appearance was not a major concern. As such, coarse aggregates having a maximum aggregate size of 1.5 inches were commonly used. Over time, it became clear that mixes containing larger aggregates not only produce rougher surface texture but also tend to segregate more and are more difficult to compact to a high density as compared to mixes containing well graded combined aggregates with maximum size of aggregates of 1.0 inch or smaller. To reduce segregation, improve surface appearance, and achieve high density with less compaction efforts, current mixes utilize:

- Three or four aggregate sizes blended to produce a well-graded combined gradation
- Maximum size of aggregate of 3/4 or 1/2 inches
- Hydration inhibitors or retarding admixtures are now used on some projects depending on the quality of aggregates used, prevailing environmental conditions of temperature, wind and humidity, haul time, etc.

For more information on latest trends of mixture design, readers are encouraged to review the "*Specification for Roller-Compacted Concrete Pavements as Exposed Wearing Surface*" published by the RCC Pavement Council in 2021 and the "*Guide Specification, Roller-Compacted Concrete Pavements as Exposed Surface*" published by the American Concrete Pavement Association in 2014. Furthermore, ongoing research at the University of Illinois, Urbana Champaign, USA, sponsored by the RCC Pavement Council, is revealing promising innovative technology, which may in the future lead to adopting a new mixture design method based on optimized paste content for the combined aggregates available for specific projects (Ouellet, Scott & Roesler, 2021).

2.2. Structural Design Methods

Structural design methods used to determine the required thickness for RCC pavements are the same that are used for plain undowelled conventional concrete pavements. Designers and material specifiers should be familiar with the aggregates readily available for, and acceptable to use in, the RCC mix for the project. To optimize the design, specified strength used in the structural design should consider the potential strength gain using the locally available aggregates and reasonable cementitious contents. Designing based on a higher strength then is typically achieved or a much lower strength as compared to the potential of the aggregates should be avoided.

To determine the required thickness, RCC Pave was the first computer program specifically developed for RCC pavements in the United States. The Portland Cement Association produced and released the software in 1987. The software was primarily developed for

industrial applications and heavy loads with less than 700,000 total repetitions (Harrington, Abdo, Adaska, and Hazaree, 2010). The design method followed the PCA design method for conventional concrete but with a higher level of conservatism. The maximum stress ratio was set at about 0.38. As RCC mixtures and construction equipment and techniques improved, the higher level of conservatism ceased to be justified. The software is no longer supported by the PCA or the RCC industry in the United States.

The United States Army Corps of Engineers (USACE) procedure for RCC was released in 1992¹. It is similar to the USACE's method for conventional concrete, but it assumes zero load transfer at joints.

Several additional design methods have been used including StreetPave by the American Concrete Pavement Association (ACPA) and design procedures for streets, local roads, and parking lot developed by the American Concrete Institute (ACI).

Currently, most RCC pavement designers use www.PavementDesigner.org, a free web-based pavement design tool for streets, local roads, parking lots, and intermodal/industrial facilities. The software was developed by the ACPA, PCA, the National Ready Mix Concrete Association, and the RCC Pavement Council.

Recent research at the Louisiana Transportation Research Center (Wu, Z., Rupnow, Mahdi, 2017) and (Mahdi, M., et. al, 2022) concluded that most RCC fatigue models currently being used may be very conservative.

The RCCPC members recognized that none of the current design methods is adequate to design RCC pavements supporting stacked containers at intermodal and port facilities. These loaded containers are typically stacked up to 6 high, imposing heavy concentrated loads at the castings located at the four corners of the bottom container (Figure 2). Current design methods typically produce pavement thicknesses thicker than what has been verified to work well in the field. To understand what design method is most suitable to predict the RCC thickness needed at these facilities, the RCCPC is sponsoring a research fellowship at Iowa State University. Dr. Halil Ceylan and Dr. Emin Sengun commenced this research recently in 2022.



Figure 2: (a) General view of RCC pavement at a container handling facility, and (b) a close-up view of a container corner casting bearing on RCC pavement

2.3 Site Civil Design Considerations

Even with extensive promotion and technical support services provided by the RCC and cement industries over the past 20 years or so, most site civil designers remain unfamiliar with the advantages and limitations of RCC pavements method of construction. Consequently, most of the industrial and commercial projects are designed with either conventional concrete or asphalt methods of construction in mind. Many projects, where RCC offers valuable solutions, continue to be designed without an RCC option being considered. In these situations, the RCC contractors often provide value engineered RCC proposals and convert the original designs to RCC during the bid process or after award of contract.

RCC's cost savings and speed of construction are reduced if the design and construction sequence do not allow for fast construction. Ideally, determining during the civil design phase if RCC would be a good choice for the project, and designing the project accordingly will add value. With this approach, owners and users can benefit from higher quality pavements at reduced initial cost and less cost of ownership over the entire service life of the pavement.

Where possible, site grading plans are typically prepared to balance the cut and fill earthwork, thereby eliminating additional cost of hauling materials offsite or bringing in borrowed soil. On commercial sites like large warehouses surrounded by mostly rectangular-shaped paving areas, the designers should consider, and when possible incorporate, the following:

- a. If the in-situ subgrade soils react normally with cement, a cement stabilized soil base layer should be evaluated and compared with a base layer using virgin aggregates. Other options to consider for the base layer include beneficiating the in-situ soil with borrowed granular materials or recycled materials. If in-situ soil is selected

to be incorporated in the base layer, the grading plan should account for the needed soil to meet the finish grade requirements for the project while to the extent possible balancing the cut and fill quantities.

- b. It is desired to grade the site following mostly unidirectional slope from the building wall to the edge of the pavement. The slope should be not less than 0.75 percent, or preferably not less than 1 percent. When compared with multidirectional grading, unidirectional grading would not only save time and cost on placing the RCC layer, but also on grading the subgrade and the base layer supporting the RCC surface layer (Figure 3).
- c. Pavement designs would require drainage structures to be in the field of the pavement when (1) the distance from the building wall to the edge of pavement is too long for adequate drainage, and/or (2) balancing the cut and fill earthwork and maintaining the desired finish elevations do not work with one continuous slope from the building wall to the pavement edge. In these situations, designers should consider incorporating open channel drainage systems, parallel to the parking drive isles, with paved over culverts at selected locations for positive drainage and vehicle crossings. This grading and drainage approach eliminates the need to have numerous underground drainage structures in the field of the pavement, thereby avoiding possible distresses at numerous locations. It also reduces initial cost and long-term pavement maintenance cost. As an example, Bohler Engineering of Raleigh, North Carolina used this approach for a large distribution center in the United States. Morgan Corp. of Spartanburg, South Carolina, working as a subcontractor to Caddell Construction, completed the site development and RCC paving successfully in 2021 (Figure 4).



Figure 3: Example of an ideal layout for RCC paving with drainage structures located at the outer edges of the pavement and the pavement on each side of the building has a unidirectional slope from the building wall to the edge of the pavement.



Figure 4: Example where open drainage channels were used in lieu of underground storm drainage system

- d. Where the underground structures must be built within the field of the pavement, designers should have the structures lined up in straight lines. In addition, where possible the lines of drainage structures on multiple sides of the building should be at equidistance from the building exterior walls (Figure 5) to allow pavers with fixed-width screeds to transition from one side of the building to another side without downtime to modify the width of the screed. This alignment will help the RCC paving equipment to produce better pavements at a faster rate of production.

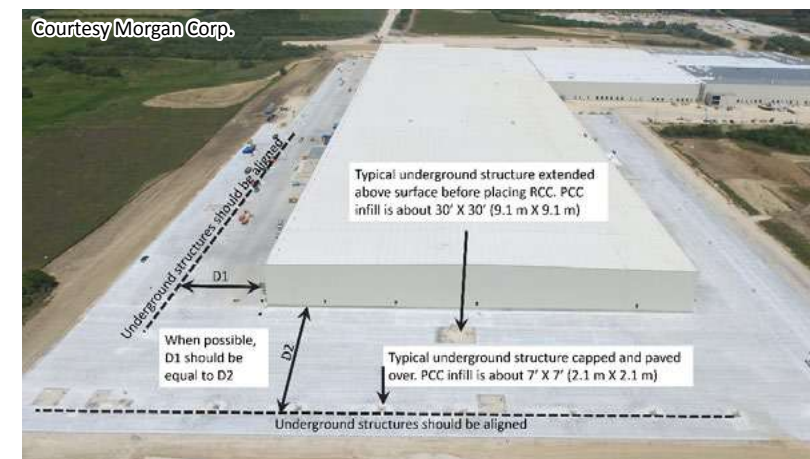


Figure 5: Recommended details when the structures must be within the field of the RCC pavement. PCC denotes Portland cement concrete or conventional concrete.

3. RCC Pavements Construction Means and Methods Trends

3.1 Mixing Equipment

The two methods of mixing RCC are described in detail in the *Guide for Roller-Compacted Concrete Pavements 2010*. These methods utilize continuous and batch-type mixers.

Continuous pugmill mixers are the most used for projects in the United States. These mixers can produce consistent product at a rate generally ranging from 200 to 600 tons per hour, and a few plants in RCC paving service are rated up to 900 tons per hour. For large sized projects, three or four bins blending hoppers are typically used when more than 2 aggregate sizes are used in the mix. The blending hopper is calibrated to blend the aggregates at the proportions required per the approved mix design, and the combined aggregates are conveyed to the hopper of the mixing plant (Figure 6). These plants are equipped with a silo to feed Portland cement or blended cement. An auxiliary silo can be positioned adjacent to the mixing machine to augment the cement feed to maximize the plant output or to feed a supplementary cementitious product. Water and sometimes admixtures are introduced at the mixing chamber. A surge hopper is sometimes utilized to permit non-stop mixing while changing haul trucks. This plant set up is also recommended when the RCC pavement compacted thickness is more than 10 or 11 inches (250 or 275 mm), requiring dual lift method of construction. The plant set up shown in Figure 6 maximizes the output of the plant in order to feed two paving trains operating back-to-back for dual-lift construction.

For smaller-sized projects where high production rate is not needed, contractors may elect to use much less cement storage and may not use a surge hopper. Also, for small projects where only 2 aggregates are used in the mix, contractors may elect inserting a buffer plate in the hopper of the pugmill mixer and feed the aggregates directly to the mixer hopper (Figure 7). This would eliminate the need to use a blending hopper and would reduce the size site needed to set up the mixing operation.



Figure 6: Aerial and elevation views of continuous pugmill mixing operation for large-sized RCC paving projects



Figure 7: RCC mixing plant set-up preferred for smaller-sized projects or projects that do not require very high production rate

Batch-type mixers are also used for smaller-sized projects. These projects generally require less than 200 tons per hour production rate. The mixers generally consist of tilt drum mixers or horizontal shaft mixers or pugmill batch mixers. They produce one batch at a time.

3.2 RCC Paving Machines

Achieving proper strength and durability requirements of RCC require the use of paving machines capable of spreading the material without excessive segregation and paving screeds and rollers capable of compacting the RCC to a high density. Paving machines and density requirements can be found in the *Specification for Roller-Compacted Concrete Pavements as Exposed Wearing Course*, published by the RCC Pavement Council. RCC pavers should have suitable weight and stability, and be equipped to spread, compact, and place the RCC mixture to the required thickness, cross slope, edge, and surface texture. Equipment that does not provide compaction during paving should not be used.

Achieving high density is also a function of the aggregate shapes and textures, mixture design, paving machine compaction effort, and the rolling operation. The RCCPC recommends using paving machines capable of placing RCC material to a minimum of 90 percent of the wet reference density, with the RCC moisture content being close to the optimum moisture content of the mix as determined by the Modified Proctor method (ASTM D1557).

The vast majority of RCC pavements in the United States have been constructed using pavers equipped with high-density screeds that have two or more compaction devices such as: dual tamper bars, a tamper bar and pressure bar, or a tamper bar and dual pressure bars. Additional paving machines with screeds having a single tamper bar and a pressure plate are

being evaluated and may prove to be adequate for RCC lifts up to 10 inches thick. However, the author does not have sufficient data to render an opinion on this type of screed as of this writing.

Most contractors continue to pave RCC using the cold joints method of construction. Generally, cold joints develop when the time lapse between two successive placement runs is more than an hour. However, most longitudinal cold joints are planned where one paving run is placed on one day and the adjacent run is placed the following day or later. For this method of construction, experienced contractors have modified the paving screeds with end gates, placement shoes, and sometimes compaction devices mounted to provide additional compaction at the edges of the run (Figure 1b). These modifications have been proven to provide adequate RCC density at the edges of the pavement run without the need to use a roller in vibratory mode. Prior to implementing these modifications, contractors needed to roll the edge to achieve the required density. But doing so damages the edge, which requires saw-cutting and wasting 6 to 12 inches of RCC from the leading edge of each run. The screed modifications and added edge compactors were major developments not only to save cost but also to reduce waste and improve the RCC sustainability attributes.

For uncommon applications where the ride quality and smoothness of the pavement are not of concern, non-high density asphalt type pavers may be used for pavements 6 inches thick or less, provided that rolling equipment will be adequate to compact the full depth of the RCC to the required density. It is highly recommended to construct a demonstration strip, confirm that the RCC engineering properties are met, and obtain the approval of the engineer and the owner prior to production placement.

3.3 Construction Planning and Coordination for Successful Installations

To maximize the cost savings and place the pavement at a fast rate, it is of utmost importance to plan the sequence of construction to avoid delays due to obstacles in the field of the pavement or construction of other trades.

For large-sized projects, construction planning starts with the selection of a site to set up the mixing plant. Where possible, the haul distance from the mixing plant to all placement locations should be kept as short as possible. This saves cost as the number of haul trucks needed to feed the paver is directly related to the haul distance and time.

A placement plan for the project should be prepared identifying each day's placement. Close coordination with the subgrade preparation, underground utilities installation, and base layer installation is required to avoid delays. In addition, a joint layout plan should be superimposed on the placement plan to ensure the final RCC panels are properly sized and shaped to avoid RCC cracking.

For pavements surrounding building exterior walls such as tilt-up walls, coordination must take place to keep the pavement operations at a safe distance away from the building walls being erected.

In regions where rain is expected during the construction timeframe, the sequence of paving should be planned to avoid trapping water at the edge of the paved RCC after rain events.

As stated earlier, it is advantageous to locate the underground utility structures outside the field of the pavement. Where this is not possible or feasible, the construction sequence should be planned to avoid creating obstacles in front of the paving equipment. RCC contractors paving high-quality RCC at a fast rate require the underground structures to be brought to the surface of the pavement's base layer, then the structures to be temporarily covered with rigid plates and paved over with RCC. Subsequently, the RCC contractors saw-cut the RCC full depth and remove the RCC and the cover plate to allow the utility contractor to bring the structure up to the design finish elevation. The RCC contractor will then install isolation joints and infills the space with conventional concrete. This sequence of construction as illustrated in Figure 8 provides for the highest quality of RCC paving and at the most efficient production, especially when pavers with fixed screeds are being utilized.



Figure 8: Four step illustration of sequence of construction at underground utilities.
Note reinforcement and/or dowels may be required by the engineer prior to infilling with conventional concrete

3.4 Jointing Trends

Many of the early RCC projects paved in the 1980s and 1990s did not incorporate saw-cut joints. The RCC was allowed to crack on its own. Generally, the RCC cracks were spaced at 30 to 60 feet apart and sometimes at shorter spacing. During the 2,000s, most projects incorporated crack control joints spaced at about 25 to 30 feet apart. Lessons learned from these projects included:

1. Without saw-cutting, the widely spaced cracks were sometimes too wide to maintain good aggregate interlock for shear-load transfer at the self-forming cracks.

2. Crack-control saw-cut joints spaced at more than 15 feet apart sometimes developed cracks that were also too wide for effective shear load transfer.
3. Some projects experienced excessive curling and warping. This was more evident on a few ports and intermodal facilities where the RCC pavements were more than 10-inches thick paved using the dual lift method of construction. Curling may have caused de-bonding of the two lifts at the corners of the RCC panels, which may have led to corner cracking on some projects.

Over the past 10 years or so, the RCC industry in the United States started using shorter crack control joint spacing to reduce mid-panel cracking, reduce curling and warping, keep the cracks tight, and provide better joint efficiency from aggregate interlock. Generally, current jointing trends utilize about 15 feet (4.5 m) maximum joint spacing for pavements 7 inches (175 mm) thick or thicker, and about 24 to 30 times the pavement thickness for thinner pavements.

Current trends for incorporating isolation joints in RCC pavements are similar to what is typically done for plain conventional concrete. Because RCC contains less cementitious materials and lower water content as compared to conventional concrete, it typically contracts less during curing. The reduced drying shrinkage provides less room for the RCC to expand during hot weather conditions. For this reason, pavement buckling due to thermal expansion have been reported to have taken place on a few projects. Generally, these pavements were 7 inches (175 mm) thick or less. To mitigate the potential for thermal distress, current trends are to use wider or more frequent expansion joints in RCC pavements, especially when the pavement is constructed during the cold season of the year in geographical areas that experiences extended hot weather conditions during the summer months, and for streets and roads and long parking areas.

3.5 Finishing Trends

Up to mid to late 2010s, RCC finishing was limited to what could be achieved using the paver screed followed by the compaction rollers. Over the past five years or so, new sprayed applied finishing aid products became available, which proved to be effective to trowel RCC. More and more projects are being constructed where the RCC is trowelled using ride-on trowel machines. Some projects receive light broom finish or burlap finish. When performed soon after rolling and before the RCC surface dries, the trowel finish improves appearance and tightens the surface, which may also produce better abrasion or ravelling resistance. Trowel-finished RCC is expected to continue evolving and more finishing aid products are expected to become available. The technology at this time can produce a finished RCC surface that is close to trowelled conventional concrete, but with less paste generated at the surface. Good quality RCC mix, placement, and compaction are pre-requisite to successful trowelled RCC pavement. Trowelling RCC to improve the appearance of otherwise unacceptable RCC must be avoided.

4 Conclusions

RCC pavements in the United States have come a long way over the past five decades and continue evolving. Equipment modifications and improved mixture designs have been proven to produce better and more durable pavements, which helped the RCC market to continue growing not only for heavy duty industrial and commercial applications but also for city streets and roads and highway shoulders. Recent developments using admixtures in the mix and finishing aids on the surface may advance RCC further by reducing waste, improving appearance, and reducing wear and tear on the equipment.

Structural and layout improvements have been the results of limited research and field performance. Ongoing research to improve mixture design and to better predict the performance of RCC in the field based on laboratory testing is very promising. It is envisioned that new mixture design methods will be developed, which will help to predict the performance of the green RCC, as it is placed with pavers and rolled with rollers, without having to wait until a field test strip is constructed. Further research is essential to gain better understanding of RCC pavements volumetric behavior, and to improve mixture and thickness design methods and construction techniques.

References

- Harrington, Abdo, Alaska, and Hazaree, 2010. "Guide for Roller-Compacted Concrete Pavements." Iowa State University and the Portland Cement Association Publication SN298
- American Concrete Institute, ACI 327R-14, 2014. "Guide to Roller-Compacted Concrete Pavements"
- Pitman and Anderson, 2009. "The use of roller-compacted concrete pavements in the United States," Presentation at the Sixth International Conference on Maintenance and Rehabilitation of Pavements and Technological Control (MAIRE PAV 6), Torino, Italy
- Zollinger, 2022. "Recent Advances in RCC Roadway Construction in the USA." 2nd Concrete Roads Congress and Exhibition in Ankara, Turkey
- "Specification for Roller-Compacted Concrete Pavements as Exposed Wearing Surface." The RCC Pavement Council, Version 1.0, October 2021. <http://rccpavementcouncil.org/category/resources/>
- American Concrete Pavement Association (ACPA) Guide Specification, 2014. "Roller-Compacted Concrete Pavements as Exposed Wearing Surface."
- Ouellet, Scott and Roesler, 2021. "Aggregate Source Effects on RCC Green Properties," Proceedings of the 12th ICCP, Minneapolis, MN, <https://www.doi.org/10.33593/oyhv8x11>
- Z. Wu., Rupnow, and Mahdi. Roller Compacted Concrete over Soil Cement Under Accelerated Loading. LTRC Project Number 12-7P. Louisiana Transportation Research Center, Baton Rouge, 2017.
- Moinul Mahdi, Sobhani, Wu, Liu, and Xie, Development of a Fatigue Damage Model for Roller Compacted Concrete Pavement Based on inSitu Saw-Cut Beams and Accelerated Pavement Performance, Transportation Research Board I-12, 2022.

This page is intentionally left as blank

Bu sayfa bilerek boş bırakılmıştır.

Silindirle Sıkıştırılmış Beton Yol Kaplamasında Ultrasonik Yöntem İle Basınç Dayanım Gelişiminin Araştırılması

Mert Can ÖZTÜRK¹, Muhammet Vefa AKPINAR²

¹Araştırma Görevlisi, Abant İzzet Baysal Üniversitesi, İnşaat Mühendisliği Bölümü, Bolu, Türkiye

²Prof. Dr., Karadeniz Teknik Üniversitesi, İnşaat Mühendisliği Bölümü, Trabzon, Türkiye

Özet

Yakın tarihteki artan uygulamaları ile silindirle sıkıştırılmış beton yollar, ekonomik olmasının yanı sıra uzun proje ömrü ve yüksek dayanım gücü konusunda sağladığı avantajlar ile ön plana çıkmaktadır. Sağladığı avantajlar sıkıştırma yüzdesi birçok faktöre bağlı olmasına karşın bu çalışmada yüksek dayanım ve dayanıklılık hususlarında kritik rol oynayan kaplama basınç dayanımı üzerinde odaklanılmıştır. Arazide aynı çalışma sahasındaki iki farklı imalat kalitesinde kaplama bölgesi üzerinden birebir ultrasonik yöntem (ultrasonic pulse velocity-UPV) ölçümler alınarak testler yapılmıştır. Bu kapsamda yapılan çalışmanın silindirle sıkıştırılmış beton yollar hususunda oluşturulacak güncel yönetmelikler için katkı sağlaması amaçlanmaktadır.

Anahtar Kelimeler: Silindirle Sıkıştırılmış Beton Yol, Ultrasonic Pulse Velocity Test, Basınç Dayanım

1. Giriş

Yolların yapımı ve sürdürülebilirliğinin son yıllarda önemli bir problem olarak karşımıza çıkmasına karşın SSB yolların kullanımı bu durumu gidermek için yaygınlaşmaktadır (Zdiri v.d., 2008). Ülkemiz içinse genelinde yeni sayılabilecek uygulamalar olmasına rağmen esnek kaplamalar ile karşılaştırıldığında görülen özellikle ekonomik avantajı sayesinde silindirle sıkıştırılmış beton (SSB) yollar ileri dönemde önemli ulaşım hedefleri arasında yer almaktadır (TÇMB, 2018). Sağladığı ekonomik olma avantajıyla beraber diğer esnek yol kaplamalarına kıyasla yüksek dayanım ve dayanıklılık konusunda da başarılı sonuçlar vermektedir (Harrington v.d., 2010).

SSB; su, çimento ve agrega içerdiği için su/çimento oranı düşük geleneksel betona fazlasıyla benzese de bazı prosedürler, uygulama metodları hususlarda önemli farklılıklar göstermektedir (Choi ve Hansen, 2005). Karışım, titreşimli silindirler tarafından sıkıştırılabilecek kıvamda olmalıdır (Burns ve Saucier, 1978; ACI 327R, 2014). Özellikle SSB kaplama 28 günlük beton basınç dayanımı ile karakterize edilmesine rağmen geleneksel betondan farklı olarak kaplamanın daha erken yaşlarda toplam yükleri taşıması vaat ettiği avantajları sağlaması hususunda önem arz etmektedir (Zdiri v.d.).

SSB yollar için beton basınç dayanımı kabullerinde farklılıklar bulunmaktadır. Amerikan Beton Enstitüsü'ne göre 21-35 MPa tasarım basınç dayanımına sahip betonlar için 28 günlük basınç dayanımını 8.3 MPa'dan fazla olmasını istemektedir (ACI 214R, 2011). Ülkemiz silindirle sıkıştırılmış beton yollar şartnamesi ise alınan art arda alınan herhangi 4 karot numunelerinin sonuçlarına bağlı iki eşitsizlik koşulu sunmaktadır (TÇMB, 2018).

Beton basınç dayanımının gözlenmesinde geleneksel yöntemlerin özellikle rastgele düzende karot numuneler alınmasının kaplama kalitesi değerlendirmesinde eksiklikler oluşturabilir. Tahribatsız yöntemlerin kullanımı ile imalat sonrası beton malzemenin kalitesi kontrolünün daha verimli izlenebileceği ve ayrıca mekanik testler ile bağlantılar kurulabileceği de belirtilmelidir (Hannachi ve Guetteche 2012). Kalite kontrol süreçlerinde malzemenin yoğunluk ve diğer özelliklerinin gözlenmesi hususunda da tahribatsız yöntemler sürece katkı sağlayacaktır. Elektromanyetik ölçümler, statik ve dinamik yoğunluk cihazları da tahribatsız olarak ilgili hususta kullanılmaktadır. Bu çalışmada sadece malzemenin basınç dayanım değerleri ölçülmüş ve ultrasonik yöntem tercih edilmiştir (IAEA, 2002). Kullanılan tahribatsız ultrasonik pulse velocity (UPV) yöntemi bazı hassasiyetlere sahip olsa da özellikle da gerek tek başına gerekse de diğer tahribatsız yöntemlerle kombine şekilde sıklıkla ve başarıyla kullanılmaktadır (Hannachi ve Guetteche, 2012; Mahure v.d., 2011; Cristofaro v.d., 2019; Nobile, 2015). Çalışma kapsamında UPV ölçümler için Karadeniz Teknik Üniversitesi bünyesinde bulunan Pundit PL200-PE cihazı kullanılmıştır.

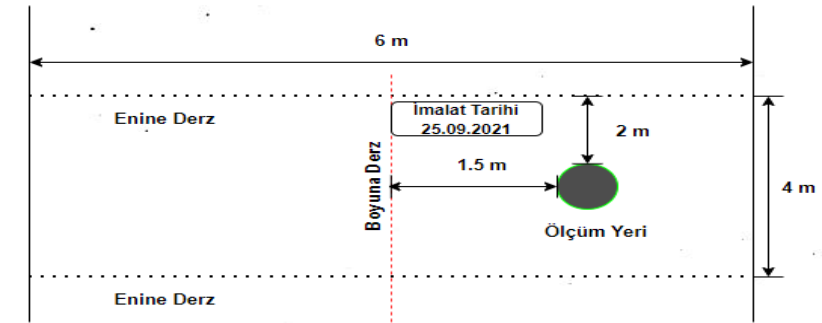
2. Materyal ve Yöntem

Çalışmalar Doğu Karadeniz bölgesinde sıfırdan SSB yol çalışması yapılan bir kesimde yürütülmüştür. Daha geniş kapsamlı bir çalışmanın parçası olarak belirlenen 2 ayrı kaplama bölgesinde ölçümler alınmıştır. Ölçümler 5 farklı tarihte alınmış olup ilgili tarihlerdeki hava ve kaplama yüzey sıcaklıkları Tablo-1'de sunulmuştur. Kullanılan ölçüm cihazından daha sağlıklı veriler elde edilebilmesi için yağmur olmayan kuru havalarda çalışma yürütülmüştür (Corbett, 2016). Ölçüm yapılan tarihlere ilişkin hava ve kaplama yüzey sıcaklıklarına ait bilgiler Tablo 1'de verilmiştir.

Tablo 1. Ölçüm yapılan tarihteki hava ve kaplama yüzey sıcaklığı değerleri

Ölçüm Numarası Ölçüm Tarihi	Hava Sıcaklığı (°C)	Kaplama Yüzey Sıcaklığı (°C)
1. Ölçüm 29.09.2021	22	17
2. Ölçüm 04.10.2021	17	13
3. Ölçüm 11.10.2021	16	10
4. Ölçüm 18.10.2021	20	11
5. Ölçüm 26.10.2021	12	10

Çalışmanın yapıldığı sahada 20 cm kaplama kalınlığı sıkıştırma sonrası 18 cm kalınlık ölçülmüştür. Saha boyunca 300 doz C30/37 beton kullanılmıştır. Şerit genişliği 3 m ve enine derzler mesafe 4 m'dir. Seçilen iki farklı kaplama bölgesi A ve B olarak isimlendirilmiştir. İki ölçüm bölgesinin de imalat tarih 25.09.2021'dir. Ayrıca her iki ölçüm yeri boyuna ve enine derzler arasında kalan kaplama alanının tam ortası olarak seçilmiştir. İlgili ölçüm düzeni Şekil 1'de yer almaktadır.



Şekil 1. A ve B bölgeleri için belirlenen ölçüm düzeni

Çalışma Gümüşhane İl Özel İdaresi ve yüklenici firma bünyesinde yürütülmüştür. A bölgesinde silindirle sıkıştırma aşaması beklenenden 25 dk geç gerçekleşmiştir. İmalat sonrasında yüzeyin kolaylıkla aşındığı ve agregaların segregasyona uğradığı gözlenmiştir. B bölgesi için ise ideale yakın imalat aşaması gerçekleşmiştir. Segregasyon görülmeyen daha pürüzsüz bir kaplama elde edilmiştir. Her iki bölge için imalat sonrası küreme çalışması aynı düzeyde ve sıkıntısız gerçekleştirilmiştir. İmalat aşamasına ait görüntüler Şekil 2'de ve ilgili bölgeler için kaplama yüzeylerine ait görüntüler Şekil 3'de sunulmuştur.

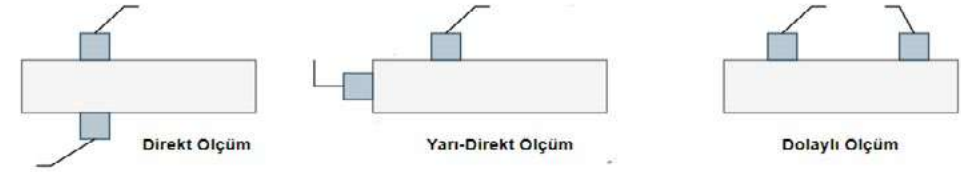


Şekil 2. SSB imalat aşamasına ait resimler



Şekil 3. Sırasıyla A ve B bölgeleri için kaplama yüzeyleri

Laboratuvar ortamı yerine sahadan birebir ölçüm yapılması amaçlandığı için UPV cihazı problemleri ile sadece kaplama yüzeyinden Pundit PL200-PE cihazıyla ölçüm alınmıştır. Bu sebeple problemler, dolaylı ölçüm şekline uygun kullanılmıştır. Dolaylı ultrasonik ölçümlerde ölçüm yapılan yüzeyde dış maddelerin bulunması ve yüzeyin pürüzlü olması sonuçları ve sonuçların güvenilirliğini etkileyebilmektedir (Yaman v.d., 2001). Ölçümlerin doğruluğunun etkilenmesi için dolaylı ölçüme uygun prosedürler yerine getirilmiştir. Ölçüm öncesi yüzey temizlenmiş ve problemlerin kaplamaya temas ettiği noktada jel türevi malzeme kullanılarak ölçümler alınmıştır. Sıkıştırma sonrası kaplama kalınlığı 18 cm gözlemlendiği için ölçüm yaparken iki prob arası mesafe yine 18 cm tercihen alınmıştır. Tüm ölçümler Tablo 1’de belirtilen tarihlerde ve saat 10:00 ile 12:00 arasında yapılmıştır. Şekil 4’te ölçüm yöntemlerine bağlı prob düzenleri gösterilmiş olup Şekil 5’te ise ölçüm aşamasına ait resimler sunulmuştur.



Şekil 4. Ölçüm yöntemleri ve ilgili prob düzenleri



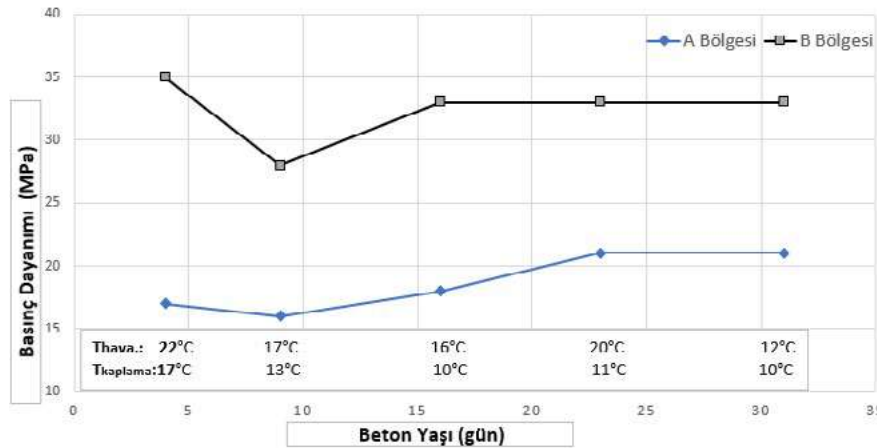
Şekil 5. Ölçüm aşamalarına ait resimler

3. Bulgular ve Tartışma

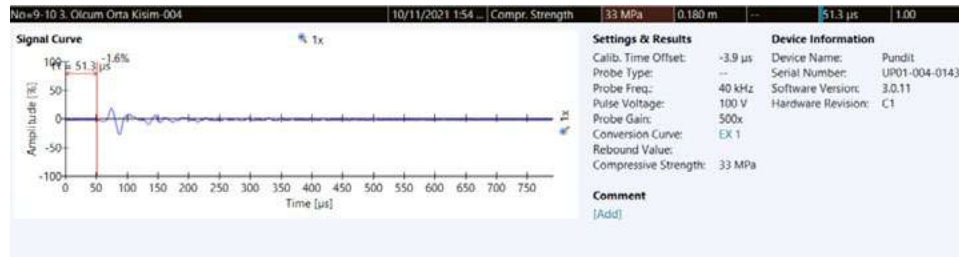
Pundit PL200-PE cihazı yazılımı sayesinde darbe/ses hızı ve geri dönüş süresine bağlı olarak bulunan basınç dayanımı değerlerini çeşitli uluslararası yönetmeliklere bağlı olarak korelasyon veya SONREB eğrileri ile otomatik ve hızlı bir şekilde sunabilmektedir (Corbett, 2016; S.E.T., 2016). Bu ölçümlerde British Standardına uygun hız ve dönüş süresine bağlı otomatik yazılım ile ölçüm sonuçları elde edilmiştir (BS EN 12504-4., 2004). İmalat sonrası malzemenin yaşına bağlı A ve B bölgelerine ait ilgili sonuçlar Tablo 2’de sunulmuştur. Ayrıca verilerin görselleştirilmesi ve karşılaştırmalar yapmak amacıyla veriler Şekil 6’da grafik halinde sunulmuştur. Şekil 7’de örnek bir ölçüm değeri verilmiştir.

Tablo 2. A ve B bölgelerinde ölçümler sonucu elde edilen basınç dayanımları değerleri

Ölçüm Numarası Ölçüm Tarihi	Beton Yaşı (gün)	Ölçüm Bölgesi Basınç Dayanımları (MPa)	
		A	B
1. Ölçüm 29.09.2021	4	17	35
2. Ölçüm 4.10.2021	9	16	28
3. Ölçüm 11.10.2021	16	18	33
4. Ölçüm 18.10.2021	23	21	33
5. Ölçüm 26.10.2021	31	21	33



Şekil 6. A ve B bölgelerine ait basınç dayanımları grafiği



Şekil 7. B bölgesi 3. ölçüme ait basınç dayanım veri örneği

Cihaz kalibrasyon ofseti 3,9µs olarak görülmektedir. Elde edilen veriler ACI 214R'ye göre değerlendirildiğinde A ve B bölgelerindeki basınç değerleri ilgili standartın altında kalmaktadır (ACI 214R, 2011). Ulusal olarak standartta göre basınç dayanım verileri incelendiğinde ise A bölgesi yine standartın altında kalmaktadır. B bölgesi hem tüm ölçümlerde hem de ortalama basınç dayanımı değeri olarak standart koşullarını sağlamaktadır. Buradan yola çıkarak sıkıştırma işlemi ideal ölçüde gerçekleştirilememiş ve kaplama yüzeyi segregasyonu olmuş A bölgesi beklediği üzere düşük basınç dayanımları sunmuştur. B bölgesi ise sunduğu değerler açısından yeterli kalitede imalat yapıldığını göstermektedir. Bu hususta ideal sıkıştırma zamanının önemi görülmektedir. Ek olarak Şekil 6'dan net olarak görüleceği üzere basınç dayanımı değerleri ortalama olarak beklenen düzeyde olmasına karşın özellikle iki ölçüm değerinde dengesizlikler görülebilmektedir.

4. Sonuç

Gümüşhane Organize Sanayi Bölgesi'nde imalatı tamamlanan SSB yolun iki farklı bölgede yapılan bu çalışma ile en önemli faktörlerden biri olan basınç dayanımı gelişimi incelenmiştir. Çalışmanın özgün değerini arttırmak ve konuya güncel bir bakış açısı getirebilmek amacıyla UPV yöntemi kullanılarak basınç dayanımı verileri elde edilmiştir. Elde edilen veriler ışığında yapılan çalışmanın kapsadığı hususlar şu başlıklar ile değerlendirilebilir;

- İdeal sıkıştırma zamanı büyük önem arz etmektedir. Bu durum sağlanmadığı takdirde imalat kalitesinde önemli düşüş görülmektedir. Kaplama yüzeyinde görülen segregasyon ile beraber elde edilen basınç dayanımı verileri bu durumu desteklemektedir.
- Elde edilen verilere bakıldığında iyi kalitede yapılan imalat ile düşük kaliteli imalat arasındaki basınç dayanımı farkının yaklaşık 1,5-2 kat mertebesinde olduğu görülebilmektedir. İmalat kalitesi beklenildiği üzere kritik bir rol oynamaktadır.
- SSB yol kaplamaları için çok önemli bir faktör olan erken yaşta beton basınç dayanımı konusu yapılan ultrasonik yöntemle yaklaşık olarak gözlenebilmektedir. Ayrıca bu çalışma özelinde düşük kalitedeki imalat bölgesindeki 1 günlük beton basınç dayanımı değerinin 16-17 MPa seviyelerinde olduğu görülebilmektedir.
- Yapılan çalışmada beton basınç gelişimi eğrisinin genç yaşta çok hızlı yükseltme kaydettiği hemen sonrasında neredeyse sabit ilerlediği görülmektedir.

Kaynaklar

- ACI Committee 214R, (2011). Guide to evaluation of strength results of concrete (ACI 214R-11), ACI manual of concrete practice. Farmington Hills, MI: American Concrete Institute.
- ACI Committee 327R, (2014). Guide to roller-compacted concrete pavements (ACI 327R-14). Farmington Hills, MI: American Concrete Institute.
- Burns, C. D., & Saucier, K. L. (1978, March). Vibratory Compaction Study of Zero-Slump Concrete. In Journal Proceedings (Vol. 75, No. 3, pp. 86-90).

- BS EN 12504-4, (2004). Testing concrete. Part 4: Determination of ultrasonic pulse velocity
- Choi, Y. K., & Hansen, K. D. (2005). RCC/Soil-cement: What's the difference?. Journal of materials in civil engineering, 17(4), 371-378.
- Corbett, D. (2016, June). Advances in ultrasonic testing - Research into the application of dry point contact transducers. 19th World Conference on Non-Destructive Testing (WCNDT 2016), Munich.
- Cristofaro, M. T., Viti, S., & Tanganelli, M. (2020). New predictive models to evaluate concrete compressive strength using the SonReb method. Journal of Building Engineering, 27, 100962.
- Hannachi, S., & Guetteche M. (2012). Application of the combined method for evaluating the compressive strength of concrete on site. Open Journal of Civil Engineering, 2012.
- Harrington, D. S., Abdo, F., Adaska, W. S., Hazaree, C., Ceylan, H., & Bektas, F. (2010). Guide for roller-compacted concrete pavements (No. Item Code: SN298). Ames, IA, USA: National Concrete Pavement Technology Center, Iowa State University.
- IAEA (International Atomic Energy Agency). (2002). Guidebook on non-destructive testing of concrete structures, Training Course Series No. 17. Vienna: IAEA.
- Mahure, N. V., Vijn, G. K., Sharma, P., Sivakumar, N., & Ratnam, M. (2011). Correlation between pulse velocity and compressive strength of concrete. International Journal of Earth Sciences and Engineering, 4(6), 871-874.
- Nobile, L. (2015). Prediction of concrete compressive strength by combined non-destructive methods. Meccanica, 50(2), 411-417.
- Screening Eagle Technologies, (2016). Pundit PL200-PE Operating Instructions. Switzerland.
- TMÇB, (2018). Silindirle sıkıştırılmış beton yollar teknik şartnamesi. Ankara.
- TMÇB, (2018). Ülkemizin Yeni Yolu Silindirle Sıkıştırılmış Beton Yollar. Ankara.
- Yaman, I. O., Inci, G., Yesiller, N., & Aktan, H. M. (2001). Ultrasonic pulse velocity in concrete using direct and indirect transmission. ACI Materials Journal, 98(6), 450.
- Zdiri, M., Ben Ouezdou, M., & Neji, J. (2008). Theoretical and experimental study of roller-compacted concrete strength. Magazine of Concrete Research, 60(7), 469-474.

Rijit Kaplamaların Birim Fiyatlarının Oluşturulması ve Türkiye Devlet Yolları Ağında Esnek ve Rijit Kaplamaların İlk Yapım Maliyetlerinin Karşılaştırılması

B. Akbelen¹, İ.Ö. Yaman²

¹TÜRKÇİMENTO, Ankara, Türkiye

²Orta Doğu Teknik Üniversitesi, Ankara, Türkiye

Özet

Yol üstyapı tipleri genel olarak esnek (asfalt) ve rijit (beton) kaplamalar olarak ikiye ayrılır. Bu iki yol üstyapı tipi, kullanılan bağlayıcı malzemeler, yapım yöntemleri ve yük aktarım mekanizması gibi faktörlere bağlı olarak birbirinden farklılaşmaktadır. Bu nedenle uzun ömürlü ve ekonomik yol üstyapı yapım projelerinde ilk önemli adım teknik ve ekonomik parametrelere göre doğru tip seçimidir. Dünyada beton ve asfalt yolların maliyetini karşılaştırmayı amaçlayan birçok çalışma olmasına rağmen Türkiye’de beton yol uygulamalarının çok yaygın olmaması ve beton yolların resmi birim fiyatlarının eksikliği bu çalışmaların ülkemizde henüz yapılamamış olmasına neden olmaktadır. Bu çalışma, literatürdeki eksikliği gidermek amacıyla KGM devlet yolu ağında beton ve asfalt yolların ilk yapım maliyetlerini karşılaştırmayı amaçlamaktadır. Çalışma kapsamında aynı yol sınıfı, proje ömrü, trafik yükü, zemin ve çevre/iklim koşulları altında resmi yerel rehberler kullanılarak beton ve asfalt yollar tasarlanmıştır. Sonrasında Derzli Donatısız Beton Yollara (JPCP) ait birim fiyat, analiz ve tarifler hazırlanmıştır. Son olarak, KGM karayolu ağının devlet yollarında kullanılacak beton ve asfalt kaplamaların ilk yapım maliyetleri eşdeğer yıllık maliyet yöntemi kullanılarak karşılaştırılmıştır.

Sonuç olarak, iyimser bir senaryo olarak faiz oranı %5 olarak alındığında JPCP’nin yüksek, orta ve düşük hacimli yollar için BSK’ya göre yaklaşık %32, %25 ve %20 oranlarında ekonomik olarak verimli olduğu tespit edilmiştir. %15’lik olası bir faiz oranı senaryosu için, JPCP, özellikle düşük dayanımlı zeminler için yüksek ila orta trafik hacimli yollarda uygun görünmektedir.

Yukarıda belirtilen bulgular, ABD'nin eyaletler arası/şehirler arası yollar gibi trafiğin yoğun olduğu yollarda neden beton yolların yaygın olarak kullanıldığını açıklamaktadır.

Anahtar Kelimeler: beton yollar, asfalt yollar, beton yol birim fiyat analiz ve tarifler, yıllık eşdeğer maliyet karşılaştırması

1. Giriş

Esnek malzemeler, yük altında daha büyük deformasyonlar sergilemektedir.. Rijit malzemeler ise bu tür deformasyonlar göstermezler ve yüke daha fazla direnç gösterirler. Üstyapılarda bu iki farklı malzeme türü, esnek ve rijit üstyapıların tanımlanmasına yol açmıştır. Ayrıca esnek ve rijit kaplamaların bir arada kullanılmasından oluşan kompozit kaplamalar da bulunmaktadır.

Genel olarak asfalt yollar olarak bilinen esnek kaplamaların ana bağlayıcısı ham petrol işleme tesisinin bir yan ürünü olan bitümdür. Trafik yükü etkisi altında, yükü alt tabakalara aktarırken, yükü küçük alanlara dağıtarak oldukça esnek bir davranış sergilerler. Asfalt yollar, esnek davranışlarından dolayı altlarında çeşitli kalınlıklarda çeşitli tabakalarla birlikte inşa edilmektedir.

Rijit (beton) yollar, trafik yüküne karşı daha rijit bir davranış sergiler. Bu kaplamalarda ana bağlayıcı olarak portland çimentosu ve diğer bazı ek çimentolu malzemeler kullanılır. Beton yollar, rijit davranışları nedeniyle yükü daha geniş bir alana dağıttıkları için daha az sayıda ve daha ince tabakalarla inşa edilirler.

Her iki yol üstyapı tipinin de farklı avantaj ve dezavantajları vardır. Bu nedenle proje gereksinimleri, bölgesel koşullar, tasarım parametreleri ve ekonomik kaygılar göz önünde bulundurularak her bir üstyapı projesi için doğru üstyapı tipinin seçilmesi gerekmektedir.

Örneğin, asfalt yollar genellikle sürüş esnasındaki sessizliği ve konforu ile ön plana çıkarken, nispeten daha kısa servis ömrüne sahip olmaları ve sık bakım-onarım gereksinimleri dikkat çekicidir.

Öte yandan, beton yolların kullanım ömrü daha uzundur ve bakım-onarım gereksinimi düşüktür. Bu nedenle trafiğin yoğun olduğu yollarda tercih edilirler. Ayrıca beton yolların inorganik bileşenlerden oluşmaları nedeniyle yanıcı olmayan yapısı tünellerde yangın güvenliğini artırdığı için bir tercih sebebi olmaktadır. Beton yollar JPCP, JRCP, CRCP, SSB olmak üzere dört farklı kategoride incelenebilir (Yoder ve Witczak, 1975).

Derzli donatısız beton yollar (JPCP), enine ve boyuna donatıların kullanılmadığı, sadece derzlerde kayma demiri ve bağ demirlerinin kullanıldığı beton yol tipidir. Kayıtlarda farklı örnekler bulunsun da, dünyanın en eski beton yolunun (çünkü hala kullanılabilir durumda) 1891 yılında Ohio, ABD'de inşa edilen JPCP tipi kaplama olduğu düşünülmektedir (Rao vd., 2013). Bu nedenle dünyada 130 yılı aşkın bir süredir beton yolların kullanıldığı söylenebilir.

Derzli donatılı beton yollar (JRCP), kayma ve bağlantı demirlerine ek olarak, derz aralığını artırmak için bir miktar boyuna donatının kullanıldığı yol kaplama tipidir.

Son yıllarda hızla gelişme gösteren sürekli donatılı beton yollar (CRCP) enine ve boyuna derz içermeyen yol kaplama tipidir ve bu nedenle tüm kaplama kesiti için sürekli enine ve boyuna donatı kullanımı vardır.

Bu üç temel tipin yanı sıra başka beton kaplama tipleri de mevcuttur. Örneğin, silindire sıkıştırılmış beton (SSB) yollar, son 70 yıldır dünyada özellikle limanlarda, depo alanlarında, askeri üslerde ve yerel yollarda sıklıkla kullanılan beton yol tipidir.

İlk üç kaplama benzer tekniklerle üretilse de SSB kaplamalar farklıdır. SSB yollar, asfalt yolların yapım tekniği ile betonun mukavemet ve dayanıklılığını birleştiren bir beton kaplama tipidir. SSB yollar daha hızlı yapım ve kısa sürede trafiğe açılabilirleriyle diğer tiplerden ayrılmaktadır.

Türkiye'de yol ağı genel olarak ikiye ayrılabilir; i) belediyeler ve il özel idarelerin sorumluluğunda olan yerel yollar ve ii) Karayolları Genel Müdürlüğü'nün (KGM) sorumluluğunda olan ulusal yollar.

01.01.2022 tarihi itibarıyla KGM'nin 68.526 km'lik bir yol ağı bulunmaktadır ve bu yol ağının yaklaşık %40'ı asfalt yollardan, yaklaşık %55'i ise sathi kaplamadan oluşmaktadır (KGM, 2022). KGM yol ağında sadece 4 farklı pilot projede toplam 8.1 km beton yol olduğu bilinmektedir (Komut vd., 2019). KGM yol ağında beton yol uygulamaları henüz bu deneme kesimlerinin ötesine geçmemiştir.

Yerel yollara ilişkin resmi olarak açıklanmış bir veri bulunmamakla birlikte, yaklaşık 400.000 km'lik bir yol ağının olduğu tahmin edilmektedir. Öte yandan yerel yönetimlerin yol ağında 15.000 km'den fazla beton yol olduğu tahmin edilmektedir. Ayrıca yerel yol ağında SSB yol uzunluğunun 1.000 km'yi aştığı bilinmektedir (Abut, 2017). Özellikle yerel yol ağında beton yol uygulamaları hızla gelişmesine rağmen yol yapımı için gerekli kılavuzların hazırlanması devam etmektedir. Yerel yol ağında sıklıkla kullanılan SSB yolların teknik özellikleri ve birim fiyat kılavuzları Çevre, Şehircilik ve İklim Değişikliği Bakanlığı tarafından Mart 2020'de resmi olarak yayınlanmıştır.

Öte yandan, KGM yol ağında kullanılan beton yol tiplerine (JPCP ve CRCP) ilişkin teknik şartnamelerin ve tasarım kılavuzlarının resmi olarak yayınlanması son derece sevindirici olsa da beton yollar için resmi birim fiyatların bulunmaması önemli bir eksiklik olarak karşımıza çıkmaktadır.

Bu nedenle KGM yol ağı üzerine yapılması planlanan bir beton yol üstyapısının ilk yapım maliyetinin gerçekçi bir analizini yapmak oldukça güçtür. Bu çalışma, KGM yol ağı için beton yolların birim fiyatları için bir model önererek yukarıda belirtilen gerçekleri ortadan kaldırmayı amaçlamaktadır. Bu kapsamda çalışmanın ilk aşamasında KGM yol ağında kullanılacak beton yolların (sadece JPCP için) birim fiyatları ve yapım aşamalarının açıklamaları oluşturulmuştur.

Daha sonra aynı trafik yükü, aynı çevre ve iklim koşulları, aynı malzeme ve zemin özellikleri dikkate alınarak, beton ve asfalt yollar yapısal olarak tasarlanmış ve resmi tasarım kılavuzlarında kullanılan yöntemle tabaka kalınlıkları elde edilmiştir. Daha sonra aynı yöntem ve parametrelerle tasarlanan her iki yol üstyapı tipi için resmi birim fiyatlar dikkate alınarak eşdeğer yıllık maliyet yöntemi kullanılarak ilk yapım maliyetine dayalı objektif bir maliyet karşılaştırması hazırlanmıştır.

2. Esnek ve Rijit Kaplamaların Yapısal Tasarımı

Daha önce de belirtildiği üzere, KGM 68.526 km'lik yol ağına sahiptir. Bu yol ağı, otoyollar, devlet yolları ve il yolları olarak ayrılmaktadır. Otoyollar, yayaların, hayvanların ve motorsuz araçların giremeyeceği, sürücülerin girip çıkabileceği sınırlı sayıda yer ile sadece izin verilen motorlu araçların kullanabileceği hızlı akan trafik için geniş yollar olarak tanımlanabilir. Devlet yolları, illeri birbirine bağlayan yollar olarak tanımlanabilir. Son olarak il yolları, ilçeleri illere bağlayan yollar olarak tanımlanabilir. Çalışma kapsamında KGM yol ağı kapsamında devlet yolları esas alınmıştır.

Çalışma kapsamında tüm tasarım parametreleri KGM'nin resmi rehberlerine (KGM, 2008, 2019) uygun olarak seçilmiştir.

Genel olarak ele alınan parametreler trafik yükleri, zemin sınıfları ve malzeme özellikleri kapsamında değerlendirilebilir. Asfalt ve beton yolların yapısal tasarımlarında kullanılan trafik hesap parametreleri farklı araç tiplerine bağlı olarak Tablo 1' de verilmektedir.

Tablo 1. Trafik Parametreleri

Araç Tipi	Trafik Artış Katsayısı	Taşıt Eşdeğerlik Faktörü
Treyler	4	4,10
Kamyon	4	2,90
Otobüs	4	3,20
Orta Yüklü Ticari Taşıt	5	0,60
Otomobil	5	0,0006

Ayrıca, çalışma kapsamında sadece Devlet Yolu dikkate alındığı için ilgili şerit dağıtma faktörü şerit sayısına bağlı olarak Tablo 2'de belirtildiği gibi alınmıştır.

Tablo 2. Şerit Dağıtma Faktörü

Yol Sınıfı	İki Yöndeki Şerit Sayısı	Şerit Dağıtma Faktörü
Devlet Yolu	4	0,90

Her iki yol üstyapı tipini yapısal tasarımlarında yedi farklı zemin sınıfı dikkate alınmıştır. Zemin sınıflar temelde üç ana gruba (zayıf, orta ve yüksek dayanımlı zeminler) ayrılmış olup ayrıca zayıf dayanımlı zeminler kendi içerisinde beş farklı sınıfta ele alınmıştır.

Zemin sınıflarına bağlı olarak beton yolların tasarımında kullanılmak üzere zemin yatak katsayıları ilgili KGM rehberi esas alınarak belirlenmiştir. Benzer şekilde asfalt yolların tasarımında kullanılan Esneklik Modülü değerleri temsili CBR değerlerine göre KGM rehberlerinden faydalanılarak belirlenmiştir. Zemin sınıflarına bağlı olarak belirlenen parametreler Tablo 3'de verilmektedir.

Tablo 3. Zemin Sınıfları

Zemin Sınıfı	Temsili CBR Değeri (%)	Esneklik Modülü (MR) (psi)	Zemin Yatak Katsayısı (k) (psi)
Zayıf Dayanımlı Zemin-1	1	1800	48
Zayıf Dayanımlı Zemin-2	2	3100	76
Zayıf Dayanımlı Zemin-3	4	4750	120
Zayıf Dayanımlı Zemin-4	6	6750	154
Zayıf Dayanımlı Zemin-5	8	8300	180
Orta Dayanımlı Zemin	15	12600	234
Yüksek Dayanımlı Zemin	50	28000	501

Trafik ve zemin parametrelerinin yanı sıra tasarımlarda her iki yol üstyapı tipi için kullanılan malzeme özellikleri Tablo 4 ve Tablo 5 'de verilmektedir.

Tablo 4. Beton Yollar için Malzeme Özellikleri

Özellik	Birim	Değer
Basınç dayanım sınıfı	-	C 35/45
Karakteristik silindirik dayanımı (f_{ck})	MPa	35
Karakteristik küp dayanımı (f_{ck})	MPa	45
TS 500 standardına göre ortalama eğilme dayanımı	MPa	4,2
TS 500 standardına göre ortalama kopma modülü	psi	610
AASHTO standardına göre ortalama kopma modülü	psi	709
Ortalama kopma modülü	psi	660
Elastisite modülü	MPa	33.000
Elastisite modülü	psi	4.783.244

Tablo 5. Asfalt Yollar için Malzeme Özellikleri

Tabaka Adı	M.S. (kg)	CBR (%)	SBD (kg/ cm ²)	İzafi Mukavemet Katsayısı
Taş mastik asfalt (TMA)	-	-	-	0,44
Asfalt betonu aşınma tabakası	≥ 900	-	-	0,42
Asfalt betonu binder tabakası	≥ 750	-	-	0,40
Bitümlü temel	≥ 600	-	-	0,36
Temel tabakaları				
Çimento bağlayıcılı granüler temel	-	-	35-55	0,23
Plekn-miks temel	-	≥ 120	-	0,15
Granüler temel	-	≥ 100	-	0,14
Alttemel tabakaları				
Kırmataş alttemel	-	≥ 50	-	0,13
Kum-çakıl alttemel	-	≥ 30	-	0,11

Belirtilen parametrelerin dışında ayrıca her iki yol üstyapı tipi için güvenilirlik değerleri ilgili KGM rehberlerinden elde edilmiştir. Ayrıca, servis ömrü KGM rehberleriyle uyumlu olarak beton yollar için 30 yıl ve asfalt yollar için 20 yıl alınmıştır.

Tablo 6. Diğer Parametreler

Parametre	Beton Yollar	Asfalt Yollar
Güvenilirlik (%)	95	85
Standart sapma (Z_R)	-1,645	-1,037
Toplam standart sapma (S_0)	0,35	0,45
Başlangıç servis yeteneği indeksi (P_0)	4,5	4,2
Son servis yeteneği indeksi (P_f)	2,5	2,5
Servis ömrü (yıl)	30	20

Belirlenen parametreler ışığında yedi farklı zemin sınıfı ve üç farklı trafik kategorisi için elde edilen tabaka kalınlıkları Tablo 7 ve Tablo 8’de verilmektedir.

Tablo 7. Beton Yollar için Tabaka Kalınlıkları

Eşdeğer Dingil Yükü Tekerrür Sayısı ($T_{8,2}$)	CBR (%)	Zemin Yatak Katsayısı (pci)	Beton Plak Kalınlığı (cm)	Plent-miks Temel Kalınlığı (cm)	Koruyucu Tabaka Kalınlığı (cm)
468.631.612	1	48	43	20	60
	2	76	42	20	40
	4	120	42	20	30
	6	154	42	20	20
	8	180	42	20	0
	15	234	41	20	-
	50	501	40	20	-
129.789.263	1	48	36	20	60
	2	76	35	20	40
	4	120	35	20	30
	6	154	35	20	20
	8	180	34	20	0
	15	234	34	20	-
	50	501	33	20	-
11.736.392	1	48	25	20	55
	2	76	25	20	35
	4	120	24	20	25
	6	154	24	20	20
	8	180	24	20	0
	15	234	23	20	-
	50	501	22	20	-

Tablo 8. Asfalt Yollar için Tabaka Kalınlıkları

Eşdeğer Dingil Yükü Tekerrür Sayısı (T_{82})	CBR (%)	MR (psi)	Tabaka Kalınlıkları (cm)					
			TMA Aşın- ma	Binder	B. Temel	Temel	Altte- mel	Koru- yucu Tabaka
468.631.612	1	1.800	4	14	18	20	20	85
	2	3.100	4	14	17	20	15	60
	4	4.750	4	13	16	20	15	40
	6	6.750	4	11	16	20	15	25
	8	8.300	4	10	16	20	15	20
	15	12.600	4	11	14	20	15	-
	50	28.000	4	10	14	20	15	-
129.789.263	1	1.800	4	12	14	20	15	80
	2	3.100	4	10	13	20	15	55
	4	4.750	4	8	14	20	15	35
	6	6.750	4	8	13	20	15	20
	8	8.300	4	7	12	20	15	20
	15	12.600	4	7	12	20	15	-
	50	28.000	4	7	12	20	15	-
11.736.392	1	1.800	4	12	0	15	15	75
	2	3.100	4	11	0	15	15	50
	4	4.750	4	10	0	15	15	35
	6	6.750	4	10	0	15	15	20
	8	8.300	4	10	0	15	15	20
	15	12.600	4	10	0	15	15	-
	50	28.000	4	10	0	15	0	-

2. Rijit Kaplamaların Birim Fiyatlarının Oluşturulması

Bu çalışma, ülkemizde derzli donatısız beton yollarla (JPCP) ilgili birim fiyatların bulunmaması eksikliğini gidermeyi amaçlamaktadır. Bu amaçla, JPCP yapımı için malzeme, ekipman tipleri ve ekip ihtiyaçlarını belirlemek için tüm yapım aşamaları incelenmiştir. Daha sonra bu ihtiyaçlara yönelik kullanım miktarları belirlenmiş ve analizlerde kullanılabilirliği açısından mevcut birim fiyatlar incelenmiştir.

Bilindiği üzere beton yol yapımının ilk adımı malzeme, ekipman ve ekibin temini ve şantiyeye nakliyesidir. Daha sonra donatılar (kayma ve bağ demiri) hazırlanır ve yerleştirilir. Akabinde beton üretilir, şantiyeye taşınır ve serilir. Sonraki adımlar, kaplamanın yüzey bitirme ve kürleme işlemleridir. Yapımda son adım derz kesimidir. Bu nedenle, maliyet karşılaştırma çalışmaları için ilgili tüm maliyet kalemlerinin resmi olarak mevcut olması gerekir. Çalışma kapsamında yapımın her aşaması için tüm mevcut resmi birim fiyatlar incelenmiştir. Birçok yapım aşaması için kullanılacak resmi birim maliyet kalemleri mevcut olmakla birlikte önemli bir eksik vardır.

Beton serimi aşamasında kullanılan kayar kalıplı finişerin rayiç fiyatı resmi olarak mevcut değildir. Bu nedenle beton yolların birim fiyat analizlerinin oluşturulabilmesi için eksik rayiç fiyatın belirlenmesi gerekmektedir. Bu kapsamda, üretici firmalardan ilgili ekipman için fiyat teklifleri toplanmış ve genel piyasa koşullarını yansıtacak şekilde rayiç fiyat belirlenmiştir.

Tablo 9. Yeni Oluşturulan Rayiç Fiyat

Tahmini Poz No.	Tanım	Rayiç Fiyat
10.120.(...)	Yol veya saha betonu dökülen imalatlar için kayar kalıplı beton finişeri	25.500.000 TL

Sonrasında devlet yollarında JPCP için ilk yapım maliyetini hesaplamak amacıyla yeni oluşturulan ve mevcut resmi rayiç fiyatlar kullanılarak altı farklı birim fiyat analizi hazırlanmıştır. Yapımın her aşamasına karşılık gelecek şekilde oluşturulmuş birim fiyat analizleri aşağıda (Tablo 9 - Tablo 14) verilmiştir. Belirtilen birim fiyat analizleri hazırlanmadan önce Belçika ve Türkiye'de JPCP yapım şantiyeleri ziyaret edilmiş ve video kayıtları yapılmıştır. Daha sonra, Bu incelemelere bağlı olarak ekip ve ekipman kullanım miktarları tespit edilmiştir.

Tablo 10. Yol veya Saha Betonu Dökülen İmalatlar İçin Kayar Kalıplı Beton Finişerinin Bir Saatlik Ücreti

Poz No.	Tanım	Ölçü Birimi	Miktar	Birim Fiyat (TL)	Tutar (TL)
***	Amortisman 0,000114 Yedek Parça 0,000061 Tamir Bakım 0,000015 Sermaye Faizi, Sigorta 0,000037 Nakil, Montaj, Demontaj 0,000016 Kayar Kalıplı Beton Finişeri		0,000243	25.500.000	6.196,50
Malzeme					
10.160.1026	Mazot (motorin) (makine yağı, benzin, üstübü vb. dahil)	kg	37,44	12,69	475,11
İşçilik					
10.100.1055	Operatör makinist	sa	1,3	40	52
10.100.1057	Operatör yardımcısı	sa	2,6	33	85,8
10.100.1059	Yağcı	sa	0,4	25,5	10,2
Genel Toplam (TL/sa)					6819,61

Tablo 11. Betonun Yerleştirilmesi

Poz No.	İşin Adı	Ölçü Birimi	Miktar	Birim Fiyat (TL)	Tutar (TL)
***	Yol veya Saha Betonu Dökülen İmalatlar için Kayar Kalıplı Beton Finişerinin Bir Saatlik Ücreti	sa	0,0143	6819,61	97,52
19.100.1001	Ekskavatörün 1 saatlik ücreti (100 hp)	sa	0,0092	343,48	3,16
10.100.1061	Topoğraf	sa	1,364	37,50	51,15
10.100.1015	Betoncu ustası	sa	1,364	34,50	47,06
10.100.1060	Formen	sa	0,341	50,00	17,05
10.100.1062	Düz işçi	sa	1,364	25,00	34,10
Genel Toplam (TL/m³)					250,04

Tablo 12. Beton Yüzeyinin Perdahlanması ve Pürüzlendirilmesi

Poz No.	İşin Adı	Ölçü Birimi	Miktar	Birim Fiyat (TL)	Tutar (TL)
10.100.1015	Betoncu ustası	sa	0,090	34,50	3,11
10.100.1060	Formen	sa	0,015	50,00	0,75
10.100.1062	Düz işçi	sa	0,060	25,00	1,50
Genel Toplam (TL/m²)					5,36

Tablo 13. Parafinik Esaslı Kür Malzemesi ile Kür Yapılması

Poz No.	İşin Adı	Ölçü Birimi	Miktar	Birim Fiyat (TL)	Tutar (TL)
10.300.2063	Parafinik esaslı kür malzemesi (sıvı)	kg	0,35	9,50	3,33
10.100.1015	Betoncu ustası	sa	0,08	34,50	2,76
Genel Toplam (TL/m²)					6,09

Tablo 14. Derz Kesimi ve Doldurulması

Poz No.	İşin Adı	Ölçü Birimi	Miktar	Birim Fiyat (TL)	Tutar (TL)
19.100.1093	Derz kesme makinesi	sa	0,010	64,21	0,64
19.100.1025	Kompresör (250 HP)	sa	0,010	372,41	3,72
10.300.2158	Polietilen fitil (çap= 6 mm)	m	1,000	0,35	0,35
10.300.2233	Reaksiyon reçine esaslı (iki veya daha fazla bileşenli) derz dolgusu	kg	0,216	40,00	8,64
10.100.1068	Birinci sınıf usta	sa	0,050	34,50	1,73
10.100.1062	Düz işçi	sa	0,050	25,00	1,25
Genel Toplam (TL/m)					16,33

3. Türkiye’de Esnek ve Rijit Kaplamaların İlk Yapım Maliyetlerinin Karşılaştırması

Çalışma kapsamında asfalt yol üstyapılar için resmi birim fiyat analizleri ve son bölümde elde edilen beton yol birim fiyat analizleri kullanılarak her iki yol üstyapı tipi için ilk yapım maliyetleri hesaplanmıştır. Maliyet hesaplamalarının tamamında kamu otoriteleri tarafından yayınlanan resmi birim fiyatlar ve 2022 yılı rayiç fiyatları kullanılmıştır. Çalışmada kullanılan üstyapı geometrik özellikleri, Karayolu Projelendirme Rehberi’nde yer alan devlet yollarının geometrik standartları dikkate alınarak belirlenmiştir. İlgili özellikler Tablo 15’de verilmiştir.

Tablo 15. Devlet Yollarının Geometrik Özellikleri

Özellik	Değer
Yön sayısı	2
Aynı yöndeki şerit sayısı	2
Şerit genişliği (m)	3.5
İç emniyet şeridi genişliği (m)	1
Dış emniyet şeridi genişliği (m)	2.5
Platform genişliği (m)	21
Yol uzunluğu (m)	1,000
Yön sayısı	21,000

3.1 Temel, Alttemel ve Koruyucu Tabakaların Yapım Maliyeti

Çalışma kapsamında Tablo 17 ve Tablo 18’de verilen resmi birim fiyatlar kullanılarak taban, alttemel ve koruyucu tabaka maliyetleri hesaplanmıştır. Temel ve alttemel tabakalarının maliyetleri hesaplanırken birim fiyatlara dâhil olmayan tüm giderler ayrı ayrı hesaplanarak dikkate alınmıştır. Parametreler, KGM Birim Fiyat Analiz ve Tarifleri kitabı ile Çevre, Şehircilik ve İklim Değişikliği Bakanlığı Birim Fiyat Kitabı dikkate alınarak seçilmiştir. Seçilen parametreler Tablo 16’da verilmiştir.

Tablo 16. Birim Fiyat Dâhil Olmayan Masrafları Hesaplamak için Seçilmiş Parametreler

Parametre	Değer
Taşıma Katsayısı	530
Güçlük Katsayısı	1
Temel - Alttemel agregası ocak-plent arası taşıma mesafesi	10 km
Karışım suyunun plente taşıma mesafesi	1 km
Temel-Alttemel malzemesi plent-serim yeri taşıma mesafesi	10 km
Sulama suyunun serim yeri taşıma mesafesi	10 km
Temel-Alttemel Su Muhtevası	4,5 %
Kuru Agregası Yüzdesi	0,957 %
Su Yüzdesi	0,043 %

Tablo 17. Plent-miks Temel Alttemel Tabakası Yapılması (Birim Fiyata Dahil Olmayan Masraflarla Birlikte)

Poz No.	İşin Adı	Ölçü Birimi	Miktar	Birim Fiyat (TL)	BF Dahil Olmayan Masraflar (TL)	Toplam Tutar (TL)
6100/3	Plent-miks temel yapılması (kırılmış ve elenmiş ocak taşı ile)	ton	1	99,64	22,31	121,95
6100/3-1	Plent-miks alttemel yapılması (kırılmış ve elenmiş ocak taşı ile)	ton	1	87,18	22,31	109,49

Koruyucu tabaka yapım maliyetleri hesaplanırken, zayıf zemin tabakasının kazınması ve taşınması, ariyet ocağından malzeme getirilmesi, malzemenin serilmesi/sıkıştırılması ve sıkıştırma işlemi için gerekli suyun işyerine taşınması maliyetleri dikkate alınmıştır.

Tablo 18. 1 m³ Koruyucu Tabakası Yapılması

Poz No.	İşin Adı	Ölçü Birimi	Miktar	Birim Fiyat (TL)	Toplam Tutar (TL)
15.005	Zayıf zeminin (Bitkisel toprak vs.) kazılması ve kullanılması (100 m ye taşıma dahil)	m ³	1,000	4,39	4,39
15.006/B	Ekskavatörle her cins küskülüğün kazılması ve kullanılması	m ³	0,500	10,83	5,42
15.010/B	Ekskavatörle yumuşak kayanın kazılması ve kullanılması (Ariyet ocağından getirilecek veya depoya gidecek kazılarda)	m ³	0,500	22,74	11,37
15.047	Arazöz ile sulama	ton	0,100	26,36	2,64
15.052/4	Titreşimli silindirle sıkıştırma yapılması (9-11 ton -11 ton dahil - statik ağırlık ve 18-22 ton dinamik kuvvette titreşimli silindir + paletli traktör takriben 66-86 HP)	sa	0,010	539,26	5,39
07.005/K	Zayıf zemin malzemesinin taşınması (M=10 Km, A=1)	m ³	1,000	20,27	20,27
07.005/K	Koruyucu tabaka için gerekli seçme malzemenin serim yerine taşınması (M=10 Km, A=1)	m ³	1,000	20,27	20,27
07.005/K	Koruyucu tabaka için gerekli sulama suyunun serim yerine taşınması (M=10 Km, A=1)	ton	0,066	11,26	0,74
Genel Toplam (TL/m ³)					70,49

3.2 Beton Yolların İlk Yapım Maliyeti

Beton Yolların ilk yapım maliyetlerinin hesaplanmasında bir önceki bölümde belirtilen birim fiyatlar kullanılmış olup yapım aşamalarına ek olarak kayma demiri ve bağ demiri maliyetleri de dikkate alınmıştır. Maliyet hesaplamasında miktarlar KGM tarafından hazırlanan Rijit Üstyapılar Projelendirme Rehberi'nde önerilen donatı çapları (Tablo 19 ve 20) kullanılarak belirlenmiştir.

Tablo 19. Önerilen Kayma Demiri Çapları

Plak Kalınlığı (d)	Önerilen Donatı Çapı (Ø)
d ≤ 28 cm	32 mm
28 cm < d ≤ 34 cm	38 mm
35 cm ≤ d ≤ 40 cm	44 mm

Tablo 20. Önerilen Bağ Demiri Çapları

Plak Kalınlığı (d)	Önerilen Donatı Çapı (Ø)
d ≤ 30 cm	12-14 mm
30 cm < d	16-20 mm

Sonuç olarak, devlet yollarında JPCP'nin ilk yapım maliyetleri, üç farklı trafik kategorisi, otuz yıllık servis ömrü ve yedi farklı zemin sınıfı dikkate alınarak Tablo 21'de verilmiştir.

Tablo 21. Derzli Donatısız Beton Yollar İlk Yapım Maliyeti

Trafik Kategorisi	CBR (%)	İlk Yapım Maliyeti (TL/km)
468.631.612 (Yüksek Trafik Yüğü)	1	12.087.052
	2	11.582.243
	4	11.426.459
	6	11.272.084
	8	10.967.564
	15	10.778.554
	50	10.589.544
129.789.263 (Orta Trafik Yüğü)	1	10.763.981
	2	10.259.172
	4	10.103.388
	6	9.949.013
	8	9.186.744
	15	9.186.744
	50	8.997.734
11.736.382 (Düşük Trafik Yüğü)	1	8.123.230
	2	7.808.841
	4	7.464.752
	6	7.387.740
	8	7.083.220
	15	6.894.210
	50	6.705.200

3.3 Asfalt Yolların İlk Yapım Maliyeti

Çalışma kapsamında asfalt yolların toplam ilk yapım maliyetinin hesaplanmasında kullanılan birim fiyatlar tabaka tipleri ve tabaka kalınlıklarına göre Tablo 22, Tablo 23 ve Tablo 24'de verilmektedir. Bu birim fiyatlar hâlihazırda KGM tarafından resmen olarak yayınlanmakta ve kullanılmaktadır.

Asfalt yol tabakalarının birim fiyatları hesaplanırken bazı maliyetlerin (malzemelerin taşınması, bitümün ısıtılması vb.) birim fiyat analizlerine dâhil edilmemesi nedeniyle hesaplamalara ayrıca eklenmesi gerekmektedir. Bu kapsamda, birim fiyat analizine dâhil edilmeyen diğer giderlerin hesaplanmasında KGM ve Çevre, Şehircilik ve İklim Değişikliği Bakanlığı Birim Fiyat Analiz Kitapları dikkate alınarak seçilen parametreler kullanılmıştır.

Tablo 22. Bitümlü Sıcak Temel Tabakası Yapılması (Birim Fiyata Dahil Olmayan Masraflarla Birlikte)

Poz No.	İşin Adı	Ölçü Birimi	Miktar	Birim Fiyat (TL)	BF Dahil Olmayan Masraflar (TL)	Toplam Tutar (TL)
KGM/6214	14 cm Sıkışmış Kalınlıkta 1 m ² Asfalt betonu bitümlü sıcak temel tabakası yapılması (kırılmış ve elenmiş ocak taşı ile) (TİP-A)	m ²	1	57,6	115,2	172,8
KGM/6213	13 cm Sıkışmış Kalınlıkta 1 m ² Asfalt betonu bitümlü sıcak temel tabakası yapılması (kırılmış ve elenmiş ocak taşı ile) (TİP-A)	m ²	1	53,59	106,9	160,6
KGM/6212	12 cm Sıkışmış Kalınlıkta 1 m ² Asfalt betonu bitümlü sıcak temel tabakası yapılması (kırılmış ve elenmiş ocak taşı ile) (TİP-A)	m ²	1	49,57	98,8	148,3
KGM/6211	11 cm Sıkışmış Kalınlıkta 1 m ² Asfalt betonu bitümlü sıcak temel tabakası yapılması (kırılmış ve elenmiş ocak taşı ile) (TİP-A)	m ²	1	45,55	90,5	136,1
KGM/6210	10 cm Sıkışmış Kalınlıkta 1 m ² Asfalt betonu bitümlü sıcak temel tabakası yapılması (kırılmış ve elenmiş ocak taşı ile) (TİP-A)	m ²	1	41,54	82,3	123,8
KGM/6209	9 cm Sıkışmış Kalınlıkta 1 m ² Asfalt betonu bitümlü sıcak temel tabakası yapılması (kırılmış ve elenmiş ocak taşı ile) (TİP-A)	m ²	1	37,51	74,1	111,6
KGM/6208	8 cm Sıkışmış Kalınlıkta 1 m ² Asfalt betonu bitümlü sıcak temel tabakası yapılması (kırılmış ve elenmiş ocak taşı ile) (TİP-A)	m ²	1	33,5	65,8	99,3

Tablo 23. Binder Tabakası Yapılması (Birim Fiyata Dahil Olmayan Masraflarla Birlikte)

Poz No.	İşin Adı	Ölçü Birimi	Miktar	Birim Fiyat (TL)	BF Dahil Olmayan Masraflar (TL)	Toplam Tutar (TL)
KGM/6308	8 cm Sıkışmış Kalınlıkta 1 m ² Asfalt betonu binder tabakası yapılması (kırılmış ve elenmiş ocak taşı ile)	m ²	1	35,1	77,1	112,3
KGM/6308/S	8 cm Sıkışmış Kalınlıkta 1 m ² Asfalt betonu binder tabakası yapılması (kırılmış ve elenmiş sert taşı ile)	m ²	1	38,4	92,6	131,0
KGM/6307	7 cm Sıkışmış Kalınlıkta 1 m ² Asfalt betonu binder tabakası yapılması (kırılmış ve elenmiş ocak taşı ile)	m ²	1	30,9	67,5	98,4
KGM/6307/S	7 cm Sıkışmış Kalınlıkta 1 m ² Asfalt betonu binder tabakası yapılması (kırılmış ve elenmiş sert taşı ile)	m ²	1	33,7	81,0	114,8
KGM/6306	6 cm Sıkışmış Kalınlıkta 1 m ² Asfalt betonu binder tabakası yapılması (kırılmış ve elenmiş ocak taşı ile)	m ²	1	26,7	57,9	84,5
KGM/6306/S	6 cm Sıkışmış Kalınlıkta 1 m ² Asfalt betonu binder tabakası yapılması (kırılmış ve elenmiş sert taşı ile)	m ²	1	29,1	69,5	98,6
KGM/6305	5 cm Sıkışmış Kalınlıkta 1 m ² Asfalt betonu binder tabakası yapılması (kırılmış ve elenmiş ocak taşı ile)	m ²	1	22,5	48,2	70,7
KGM/6305/S	5 cm Sıkışmış Kalınlıkta 1 m ² Asfalt betonu binder tabakası yapılması (kırılmış ve elenmiş sert taşı ile)	m ²	1	24,5	57,9	82,4

Tablo 24. Aşınma Tabakası Yapılması (Birim Fiyata Dahil Olmayan Masraflarla Birlikte)

Poz No.	İşin Adı	Ölçü Birimi	Miktar	Birim Fiyat (TL)	BF Dahil Olmayan Masraflar (TL)	Toplam Tutar (TL)
KGM/6454/S-M	4 cm Sıkışmış Kalınlıkta 1 m ² TMA Aşınma tabakası yapılması (kırılmış ve elenmiş sert taş ve modifiye bitüm ile) (TİP-1)	m ²	1	25,3	72,2	97,5

Sonuç olarak, devlet yollarında asfalt yolların ilk yapım maliyetleri, üç farklı trafik kategorisi, yirmi yıllık hizmet ömrü ve yedi farklı zemin sınıfı için Tablo 25’de verilmiştir.

Tablo 25. Asfalt Yollar İlk Yapım Maliyeti

Trafik Kategorisi	CBR (%)	İlk Yapım Maliyeti (TL/km)
245.000.004 (Yüksek Trafik Yüğü)	1	14.853.773
	2	13.908.893
	4	12.991.678
	6	12.123.905
	8	11.754.732
	15	11.193.962
67.500.000 (Orta Trafik Yüğü)	50	10.902.857
	1	12.802.934
	2	11.508.439
	4	10.983.151
	6	10.490.839
	8	9.893.232
6.000.000 (Düşük Trafik Yüğü)	15	9.584.483
	50	9.584.483
	1	8.488.694
	2	7.794.911
	4	7.266.428
	6	7.032.223
	8	7.032.223
	15	6.724.883
	50	5.914.595

3.4 Beton ve Asfalt Yolların İlk Yapım Maliyetlerinin Karşılaştırılması

Beton ve asfalt yollar farklı yapıları gereği birbirinden farklı servis ömürlerine sahiptir. Bu nedenle, beton ve asfalt yolların ilk yapım maliyetlerini karşılaştırmak amacıyla farklı servis ömürlerinin en küçük ortak katları için eşdeğer yıllık maliyetleri hesaplanabilir. Bu durumda JPCP ve BSK kaplamalar sırasıyla 30 ve 20 yıl için tasarlandığından, en küçük ortak katları yani 60 yıl için ekonomik analiz yapılabilir. Böyle bir analiz yapmak için, BSK ve JPCP tipi kaplamalar için net bugünkü değer (NPV) ve eşdeğer yıllık maliyetin (EAC) hesaplanması gerekir. BSK ve JPCP kaplamalar için net bugünkü değerler ve eşdeğer yıllık maliyetler aşağıda verilen bağıntılarla hesaplanmıştır.

$$NPV_{HMA} = ICC_{HMA} \left(1 + \frac{1}{(1+i)^{20}} + \frac{1}{(1+i)^{40}} \right)$$

$$NPV_{JPCP} = ICC_{JPCP} \left(1 + \frac{1}{(1+i)^{30}} \right)$$

$$EAC_{HMA/JPCP} = NPV_{HMA/JPCP} \frac{i(1+i)^{60}}{(1+i)^{60}-1}$$

Bağıntılarda görüleceği üzere yapılan hesaplamalarda enflasyon oranı parametresi dikkate alınmaktadır. Bu çalışma kapsamında farklı koşulları temsil etmek için iyimser, olası ve en kötü durum olmak üzere üç farklı senaryo oluşturulmuştur. İyimser senaryo için, literatür incelemesine bağlı olarak %5'lik bir faiz oranı belirlenmiştir. Muhtemel senaryo için son on altı yıllık ortalama Üretici Fiyat Endeksi (ÜFE) dikkate alınarak %15 faiz oranı seçilmiştir. Son olarak, pandemi etkisini de içerecek şekilde son üç yılın (2018-2021) ortalama ÜFE dikkate alınarak en kötü senaryo için %40 faiz oranı belirlenmiştir. Beton ve asfalt yollar için hesaplanan eşdeğer yıllık maliyetler Tablo 26'da verilmektedir.

Tablo 26. Beton ve Asfalt Yollar Eşdeğer Yıllık Maliyet Karşılaştırması

CBR (%)	i = % 5		i = % 15		i = % 40	
	Beton Yollar Eşdeğer Maliyet (TL/km)	Asfalt Yollar Eşdeğer Maliyet (TL/km)	Beton Yollar Eşdeğer Maliyet (TL/km)	Asfalt Yollar Eşdeğer Maliyet (TL/km)	Beton Yollar Eşdeğer Maliyet (TL/km)	Asfalt Yollar Eşdeğer Maliyet (TL/km)
1	786.280	1.191.905	1.840.860	2.373.061	4.835.021	5.948.619
2	753.442	1.116.086	1.763.978	2.222.105	4.633.089	5.570.215
4	743.308	1.042.486	1.740.252	2.075.570	4.570.772	5.202.890
6	733.265	972.854	1.716.741	1.936.933	4.509.020	4.855.365
8	713.456	943.230	1.670.362	1.877.953	4.387.207	4.707.519
15	701.160	898.232	1.641.576	1.788.364	4.311.600	4.482.943
50	688.865	874.873	1.612.790	1.741.856	4.235.993	4.366.361
1	700.212	1.027.341	1.639.357	2.045.415	4.305.771	5.127.302
2	667.374	923.467	1.562.474	1.838.605	4.103.839	4.608.884
4	657.240	881.316	1.538.748	1.754.684	4.041.522	4.398.517
6	647.198	841.812	1.515.237	1.676.032	3.979.770	4.201.357
8	597.611	793.859	1.399.143	1.580.557	3.674.850	3.962.028
15	597.611	769.084	1.399.143	1.531.231	3.674.850	3.838.381
50	585.316	769.084	1.370.357	1.531.231	3.599.243	3.838.381
1	528.428	681.155	1.237.170	1.356.166	3.249.426	3.399.541
2	507.976	625.484	1.189.288	1.245.326	3.123.666	3.121.695
4	485.593	583.077	1.136.883	1.160.895	2.986.024	2.910.049
6	480.583	564.284	1.125.154	1.123.478	2.955.218	2.816.255
8	460.774	564.284	1.078.776	1.123.478	2.833.405	2.816.255
15	448.478	539.622	1.049.990	1.074.377	2.757.798	2.693.172
50	436.183	474.602	1.021.203	944.924	2.682.191	2.368.669

Tablo 27. Trafik Kategorileri ve Zemin Sınıflarına Göre Ekonomiklik Oranı

TRAFİK	CBR %	EKONOMİKLİK ORANI					
		i %5	Ort.	i %15	Ort.	i %40	Ort.
Yüksek Hacim	1	52%	37%	29%	17%	23%	11%
	2	48%		26%		20%	
	4	40%		19%		14%	
	6	33%		13%		8%	
	8	32%		12%		7%	
	15	28%		9%		4%	
	50	27%		8%		3%	
Orta Hacim	1	47%	35%	25%	14%	19%	9%
	2	38%		18%		12%	
	4	34%		14%		9%	
	6	30%		11%		6%	
	8	33%		13%		8%	
	15	29%		9%		4%	
	50	31%		12%		7%	
Düşük Hacim	1	29%	20%	10%	2%	5%	-2%
	2	23%		5%		0%	
	4	20%		2%		-3%	
	6	17%		0%		-5%	
	8	22%		4%		-1%	
	15	20%		2%		-2%	
	50	9%		-7%		-12%	

Bu kapsamda, KGM yol ağında kullanılacak beton kaplama tiplerine (JPCP ve CRCP) ilişkin resmi teknik şartname dokümanları ve tasarım rehberleri son beş yıl içerisinde yayınlanmıştır. Ancak beton yolların resmi birim fiyatlarının bulunmaması önemli bir eksiklik olarak göze çarpmaktadır. Bu çalışmayla öncelikle KGM devlet yolu ağında Derzli Donatısız Beton Yollar için birim fiyat analizleri hazırlanmıştır. Sonrasında aynı koşullar altında tasarlanan beton ve asfalt yolların ilk yapım maliyetleri eşdeğer yıllık maliyet yöntemiyle karşılaştırılmıştır.

Sonuç olarak, iyimser ve olası enflasyon senaryolarında beton yolların asfalt yollardan daha ekonomik olduğu ve ekonomiklik oranının ortalama %21 seviyesinde olduğu tespit edilmiştir. En kötü senaryoda ise beton yolların çoğunlukla asfalt yollardan daha ekonomik olduğu, sadece en düşük trafik yüklerinde ve en sağlam dayanımlı zeminlerde asfalt yolların daha ekonomik hale geldiği görülmüştür. Beton yolların lehine ekonomiklik oranının trafik hacmindeki artış ve zemin dayanımındaki azalmayla doğru orantılı olarak arttığı görülmüştür. Bu durumun ağır taşıt trafiğinin olduğu yüksek hacimli yollarda ve zayıf dayanımlı zeminlerde beton yolların daha yaygın kullanımını açıkladığı düşünülmektedir.

Son olarak, yol üstyapılarının 20 yıldan daha fazla servis ömürlerinde hizmet verdiği düşünülürse kapsamlı bir ekonomik değerlendirme için bakım-onarım maliyetleri gibi ileri dönem maliyetlerin de dikkate alındığı Yaşam Döngüsü Maliyet Analizi yönteminin uyarlanması daha faydalı sonuçlar doğuracağı söylenebilir.

Referanslar

AASHTO Guide for Design of Pavement Structures; AASHTO, 1993

Beton Yol Kaplamaları Teknik Şartnamesi; KGM, 2016

Beton Yol Üstyapılar Projelendirme Rehberi; Kaşak S., Komut M.; KGM, 2019

İnşaat ve Tesisat Birim Fiyat Listesi; T.C Çevre ve Şehircilik Bakanlığı, 2022

Karayolları Esnek Üstyapılar Projelendirme Rehberi, Sağlık A., Güngör A. G.; KGM, 2008

Karayolu Tasarım El Kitabı; KGM, 2005

Karayolu Teknik Şartnamesi; KGM, 2013

Otoyollar ve Devlet Yollarının Trafik Dilimlerine Göre yıllık Ortalama Günlük Trafik Değerleri ve Ulaşım Bilgileri; KGM, 2020

Yol, Köprü, Tünel, Bitümlü Kaplamalar, Bakım ve Trafik İşlerine Ait Birim Fiyat Listesi; KGM, 2022

4 Sonuç ve Öneriler

Rijit (beton) ve esnek (asfalt) kaplamalar birbirlerine göre çeşitli avantaj ve dezavantajlara sahiptir ve bu nedenle üstyapı seçimi yapılırken tüm parametreler göz önünde bulundurulmalıdır.

Türkiye yol ağına bakıldığında, özellikle belediyelerin ve yerel yönetimlerin sorumluluğunda olan yollarda beton yol kullanımında artış eğilimi olduğu açıkça görülmektedir. KGM'nin sorumluluğunda olan ulusal yollarda beton yol kullanılsa da beton yol konusunda giderek artan bir farkındalık bulunmaktadır.



T.C. ULAŞTIRMA VE
ALTYAPI BAKANLIĞI



YOLLAR YATIRIM VE KURULUŞU
T.C. ULAŞTIRMA VE ALTYAPI BAKANLIĞI



TÜRKÇİMENTO



EUPAVE
EUROPEAN CONCRETE PAVEMENT ASSOCIATION

www.byk22.betonyol.org.tr

