

Primljen / Received: 25.9.2012.
 Ispravljen / Corrected: 12.12.2012.
 Prihvaćen / Accepted: 27.12.2012.

Dostupno online / Available online: 15.1.2013.

Idejni projekt uronjenog tunela u Izmiru

Autori:



Prof.dr.sc. **İsfendiyar Egeli**, dipl.ing.građ.
 Tehnološki Institut u Izmiru
 Odjel za građevinarstvo
isfendiyaregeli@iyte.edu.tr



Mr.sc. **Nisa Kartaltepe**, dipl.ing.građ.
 Tehnološki Institut u Izmiru
 Odjel za građevinarstvo
nisa5b@hotmail.com

Stručni rad

İsfendiyar Egeli, Nisa Kartaltepe

Idejni projekt uronjenog tunela u Izmiru

U radu se analizira mogućnost izgradnje uronjenog tunela ispod Izmirskog zaljeva. Rezultati istraživanja pokazuju da je izgradnja tunela izvediva ukoliko se na ispravan način obavi određeno poboljšanje tla. Za određivanje naknadnog poboljšanja gustoće tla, definirana je minimalna vrijednost SPT-N koja je kompatibilna s betonom predviđenim za izgradnju uronjenog tunela. Ovaj postupak omogućuje osiguranje minimalnog naknadnog poboljšanja krutosti međudjelovanja tla i građevine uz ispunjavanje svih ostalih geotehničkih kriterija. Navedeno je dokazano pomoću postojećih podataka o podmorskom tlu na kojem je predviđena izgradnja tunela.

Ključne riječi:

uronjeni tunel, podmorske građevine, poboljšanje tla, krutost veze između tla i građevine

Professional paper

İsfendiyar Egeli, Nisa Kartaltepe

Preliminary design of an immersed tunnel in Izmir

Possibilities for building the Izmir Bay Immersed Tube Tunnel are analyzed in the paper. Study results show that the tunnel construction is feasible if a particular soil improvement is conducted properly. A minimum SPT-N value, compatible with concrete to be used in construction of the immersed tube, is defined so as to enable subsequent improvement of soil density. This procedure enables achievement of the minimum post-improvement soil-structure interaction stiffness level, as well as fulfilment of all other geotechnical criteria. This was demonstrated using the existing data about sub-sea soil in which the tunnel construction is planned.

Key words:

Immersed tunnels, sub-sea structures, soil improvement, soil-structure interaction stiffness

Fachbericht

İsfendiyar Egeli, Nisa Kartaltepe

Vorplanung des Unterwassertunnels in Izmir

Die in der vorliegenden Arbeit durchgeführte Analyse der Ausführbarkeit eines Unterwassertunnels unter der Bucht von Izmir (IBITT - Izmir Bay Immersed Tube Tunnel) lässt darauf schließen, dass unter der Bedingung einer entsprechenden Bodenverbesserung, die Konstruktion des geplanten Bauwerks möglich ist. Um die nachträgliche Verbesserung der Bodendichte zu ermitteln, ist der minimale SPT-N Wert, kompatibel mit dem für die Ausführung vorgesehenen Betons, angenommen. Alle anderen geotechnischen Kriterien erfüllend, ermöglicht dieses Verfahren eine minimale nachträgliche Verbesserung der Steifigkeit der Boden-Bauwerk-Interaktion. Dies ist mittels bestehender Daten, die den Unterwasserboden im Gebiet der geplanten Erbauung des IBITT betreffen, erwiesen.

Schlüsselwörter:

Unterwassertunnel, Unterwasserstrukturen, Vorplanung, Bodenverbesserung, Wechselwirkung der Steifigkeit der Bodenstruktur

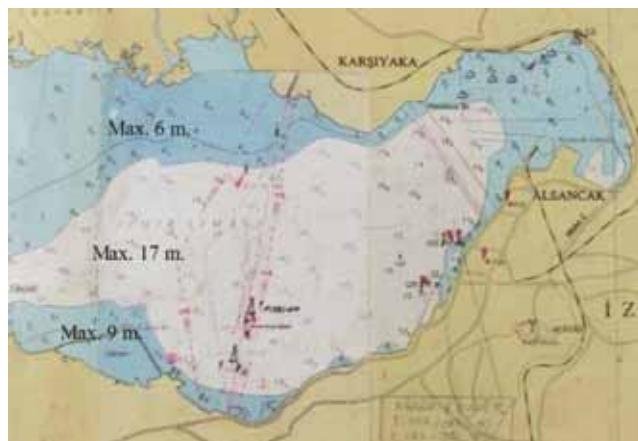
1. Uvod

Kako bi se smanjilo veliko prometno zagušenje u gradu Izmiru za stanovnike sjeverne i južne obale Izmirskog zaljeva, izrađena je prethodna studija opravdanosti te idejni projekt uronjene cijevi tunela na potezu İnciralti-Çiğli, slika 1. Predloženi uronjeni tunel (Izmir Bay Immersed Tube Tunnel - IBITT) projektirane je širine 40 m, dužine 7,6 km te pravokutnog poprečnog presjeka s 2 x 3 cestovna traka sa svake strane dok je u sredini predviđena dvokolosiječna željeznička pruga. Razlozi izgradnje tunela na navedenom potezu su slijedeći:

- Izmirski zaljev ima prilično nisku razinu mora (< 25 m) što znači da ispunjava kriterij maksimalne dubine od 60 m na kojoj je dopušteno građenje (slika 2.) [1, 2],
- tlo morskog dna čini mješavina uglavnom nekohezivnog vrlo rastresitog muljevitoz pijeska male nosivosti, ali može se poboljšati prikladnim tehničkim rješenjima za poboljšanje tla,
- mogućnost izbora pravocrtne trase uronjenog tunela od jedne do druge strane zaljeva kojom je moguće povezati obližnje cestovne i željezničke čvorove,
- uronjeni tunel s cijevi postavljenom u iskopani rov i zatrpanom odabranim nasipanim materijalom, povoljnija je varijanta od složenije mosne konstrukcije, s obzirom na ponašanje konstrukcije uslijed potresa,
- značajne uštede na temeljenju u odnosu na ostale čvrste konstrukcije prijelaza iz razloga što uronjena konstrukcija tunela iskorištava pojavu uzgona (Arhimedov zakon) koja omogućuje manji prijenos opterećenja na vrlo rastresita tla dna mora i vrlo male nosivosti,
- velike dubine temeljenja (< 100 m) za većinu predloženih varijanti prijelaza morskog zaljeva zahtijevaju da svi piloti budu lebdeći u rastresitim naslagama tla debljine od 30 m (na jugu) do 280 m (na sjeveru) što predstavlja velik rizik u vidu značajnih slijeganja pilota u ovoj potresnoj regiji.



Slika 1. Trasa predloženog uronjenog tunela u Izmirskom zaljevu



Slika 2. Maksimalne dubine vode u Izmirskom zaljevu u blizini predviđene trase tunela

2. Svrha projekta i približni troškovi

Izgradnja uronjenog tunela u Izmirskom zaljevu omogućiti će:

- izravnu vezu između dostupnih cestovnih i željezničkih priključaka u regiji Çiğli (na sjeveru) i Uçkuyular (na jugu),
- smanjenje zagušenja prometa u centru grada budući da više neće biti potrebe za obilaženjem Izmirskog zaljeva za dolazak u centar,
- skraćenje cestovne prometnice od Çiğlija do zračne luke Adnan Menderes za 8 km, a između autoceste Çeşme i državne ceste Izmir-Çanakkale za 40 km,
- jednostavnije i brže povezivanje centra Izmira i poslovnih zona čime će se povećati i ekonomska aktivnost grada,
- smanjenje potrošnje goriva u državi zbog skraćenih udaljenosti putovanja što će rezultirati smanjenim uvozom nafte čime se pozitivno pridonosi nacionalnom gospodarstvu,
- smanjenje zagađenja okoliša te povećanje kvalitete života stanovnika Izmira.

Za potrebe analize troškova izgradnje ovog tunela, korištene su jedinične cijene iz projekta Marmaray, uronjeni tunel koji se trenutno gradi u Istanbulu u Turskoj [1]. Uronjena cijev tunela u Marmarayju duga je 1,4 km i 15,3 m široka, a troškovi izgradnje tunela po jednom kilometru tunela iznose oko 100 milijuna USD. Izmirski tunelski cijev predviđena ovim idejnim projektom duga je 7,6 km i široka 39,8 m. Obje tunelske cijevi sadrže dvokolosiječnu željezničku prugu, a izmirski tunel sadrži još i 2 x 3 cestovna traka s obje strane. Za procjenu troškova izgradnje tunela u Izmiru, jedinična cijena tunela Marmaray pomnožena je omjerom "širina" dvaju tunela i "visinom". Dobivena je približna cijena u iznosu od 2 milijarde USD [(39.8/15.3)x7,6x100]. Međutim, ta cijena predstavlja donju granicu troškova s obzirom na to da pretpostavljena jedinična cijena ne pokriva troškove za jaružanje, iskope i zatrpavanja

te znatno poboljšanje tla potrebno za izgradnju IBITT tunela. Poboljšanje tla potrebno je zbog vrlo rahlog i debelo uslojenog tla morskog dna iznad čvrste stijene koja je na većoj dubini sa sjeverne strane prijelaza. Dakle, ukupni procijenjeni troškovi za izgradnju mogli bi iznositi blizu 3 milijarde USD. Nadalje, ako se postojeća izmirska luka s kontejnerskim terminalom (Alsancak) ne premjesti na lokaciju Çandarlija (kao što je planirano), troškovi jaružanja i nasipavanja dodatno će se povećati za 10%, kao i dubine jaružanja koje će se udvostručiti na ukupnu dubinu od 25 m. U tom bi slučaju troškovi izgradnje narasli na gotovo 3,3 milijarde USD. Koristeći ovu procjenu troškova, treba naravno razmotriti i povrat ulaganja ove investicije s maksimalnim "Build-Operate-Transfer" (BOT) periodom od 30 godina. BOT predstavlja način financiranja izgradnje objekata infrastrukture. Privatni investitori preuzimaju odgovornost za financiranje i gradnju, te održavanje i upravljanje infrastrukturnim objektom tijekom određenog razdoblja. Svoj ulog i troškove pokrivaju naplatom usluga od korisnika na osnovi koncesije.

Prema istraživanjima turske državne uprave za ceste (KGM), očekuje se da će 40 000 vozila na dan u jednom smjeru koristiti tunel. Također, tursko ministarstvo prometa i veza garantirati će predviđeni BOT broj ponuditeljima tijekom nadmetanja. To znači da će Ministarstvo subvencionirati uspješnog ponuđača ako se broj spusti ispod 40 000 vozila/dan po smjeru tijekom bilo kojeg dana u svom radu za vrijeme BOT razdoblja. Tako ustrojen koncept po principu individualnog plaćanja za cestovni prijevoz te subvencioniranje troškova elektrificirane dvokolosiječne pruge, naplaćivanjem cestarine od 7,5 USD po vozilu u jednom smjeru, dnevni prihod u oba smjera dostigao bi 0,6 milijuna, a godišnji 219 milijuna USD. Tunel bi, stoga, mogao povratiti troškove izgradnje u razumnom roku od 15 godina. Dodatni prihod od dodatnih godina unutar 30-godišnjeg BOT perioda i od dodatnih vozila rezerviran je za dobit tunela, za njegovo održavanje i operativne troškove i bit će izvor dodatnih prihoda za uspješnog ponuđača. Ako se promotri interes države, ona će uštedjeti na troškovima za uvoz goriva, jer trenutno 40 tisuća vozila/dan u jednom smjeru nepotrebno putuje 40 km oko Izmirskog zaljeva, trošeći pritom oko 180 000 litara/dan goriva odnosno 0,44 milijuna USD dnevno odnosno 161 milijun godišnje ili 2,42 milijarde dolara u 15 godina. To odgovara otprilike 73,3% cijene tunela. Drugim riječima, pretpostavljajući da će jedinična cijena goriva ostati konstanta (2,45 USD po litri) kroz sljedećih 20,5 godina, količina goriva koju će država uštedjeti bit će jednaka cijeni tunela. Trenutno je cijena goriva u Turskoj jedna od najviših u svijetu, a neminovno će se nastaviti povećavati kao što se očekuje i porast potražnje goriva u odnosu na zalihe goriva kroz idućih nekoliko desetljeća. Trenutačne zalihe goriva već sada jedva pokrivaju potražnju vječno rastuće populacije industrijaliziranog svijeta. Uzimajući u obzir današnju stopu naftne potražnje, u projekcijama za budućim

potrebama, pretpostavlja se rast potražnje. Najkasnije do 2050. godine očekuje se iscrpljenje većine svjetskih rezervi nafte, a cijena će goriva nastaviti rasti. Dakle, država će uštedjeti mnogo novca koji trenutno odlazi u inozemstvo za plaćanje sve skupljeg goriva, a na razini globalnog okruženja, smanjit će se neželjene emisije stakleničkih plinova. Vozači automobila uštedjet će na vremenu putovanja (današnje putovanje oko zaljeva u oba smjera traje 1,5 do 2 sata) te na novčanim izdacima za gorivo (umjesto plaćanja 7,0 USD za 2,85 litara goriva potrošenih na putovanje u oba smjera, putnici će rado platiti 7,5 USD za prolaz vozila ako će im to uštedjeti vrijeme). Ako se uzme u obzir samo korisnička naknada, uspješna tvrtka povratit će investicijske troškove (od oko 3 milijarde USD) za maksimalno 15 godina i ostatak ponuđenog BOT razdoblja radit će za svoju dobit. To znači da će izgradnja tunela biti ekonomski izvediva i isplativa. Međutim, postoje nejasnoće u troškovima izgradnje projekta zbog ograničenih podataka o morskom dnu i podložnim tlama, koji utječu na tip, proširenje i troškove poboljšanja tla koje treba biti izvedeno. Kad se dobije više podataka od istražnih radova na mjestu gradnje, ovaj idejni projekt i njegova procjena troškova trebali bi biti preispitani i revidirani ako se pokaže potrebnim.

3. Osobine idejnog projekta uronjenog tunela

U prvom su redu pribavljene informacije o već provedenim istraživanjima o tlu, lokacijama postojećih željezničkih i cestovnih priključaka, ostalim predloženim trasama cesta i željeznica i analizirana je najkraća i najpovoljnija moguća pravocrtna os budućeg tunela. Da bi se donijela odluka o načinu postavljanja osi s minimalnim troškovima građenja, istovremeno omogućujući sigurnost pod statičkim i dinamičkim opterećenjima, kriteriji su bili sljedeći:

- izbjegavanje prelaska etabliranih rasjednih linija;
- poduzimanje dodatnih sigurnosnih mjera u vezi s obližnjim rasjednim linijama uključujući i provođenje mjera zaštite od požara, izljeva opasnih kemikalija, električnih kvarova, ulaska vode u tunel pod statičkim i dinamičkim (potresnim) opterećenjem;
- pasivno pružanje poboljšane sposobnosti prigušenja djelovanja dinamičkih sila na konstrukciju (odabirom pravocrtne linije osi) i aktivno (ugradnjom fleksibilnih elastomernih spojeva);
- osiguranje da će tunelski elementi pod statičkim opterećenjem biti u tlaku;
- pravilan odabir lokacija za smještaj ulaza i izlaza iz tunela kako bi se izbjegle prometne gužve. Stoga je u ovom idejnom projektu predviđeno da je najprikladnije pravocrtnu tunelsku os postaviti između İnciraltija i Çiğlija kao što je prikazano na slici 1, a maksimalne dubine vode u blizini predložene osi su ispod 25 m, slika 2.

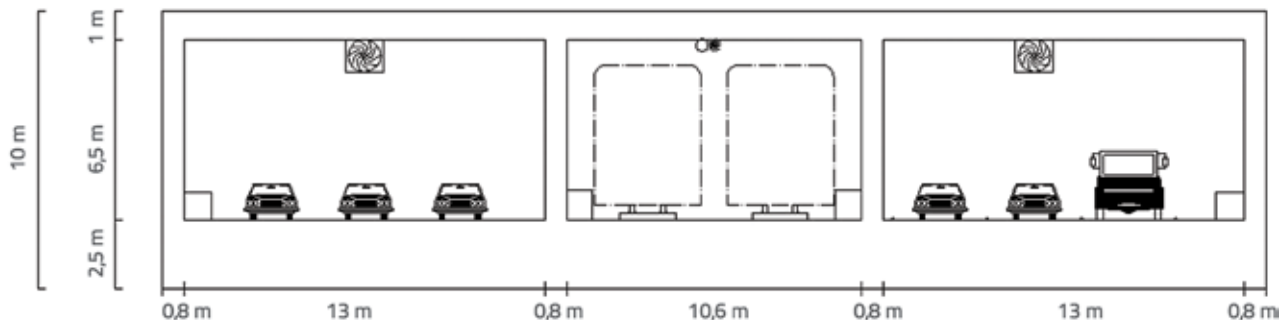
Ukupna dužina tunela (od južnog do sjevernog ulaza) je 7,58 km sa 76 prefabriciranih uronjenih tunelskih elemenata

dužine oko 100 m. Postojeći podaci o bušotinama dobiveni iz Državnih luka i Nadležnih tijela zračnih luka (DLH) upućuju na to da postojeća maksimalna dubina vode iznad tunela iznosi oko 17,5 m u sadašnjim uvjetima (tj. ako je tunel smješten u iskopani rov gdje će se gornja razina tunela nalaziti na trenutačnoj razini morskog dna). Međutim, ako se postojeća izmirska morska luka ne premjesti u blizinu Çandarlija, kako bi se omogućilo velikim brodovima da koriste luku i zaljev, tunel bi se trebalo smjestiti u dublji kanal da bi se omogućila dubina mora od minimalno 27 m, što drugim riječima znači da bi se tunel trebao smjestiti u rov deset metara niže nego što je predviđeno kako bi se omogućio prolaz velikih brodova. Projekt ne predviđa premještanje luke na novu lokaciju zbog čega se ne predviđa ni spužtanje tunelske osi. Donošenje ove odluke očekuje se tek nakon što se završi potpuna studija izvedivosti koja će obuhvaćati detaljnu analizu predviđenog projekta. S obzirom na to da se ceste projektiraju s većim dopuštenim uzdužnim nagibom od željeznica, odabran je jednak maksimalni nagib i za cestu i za željeznicu i to prema maksimalnom uzdužnom nagibu podzemne željeznice. Za južnu dionicu tunela duljine 1120 m odabran je maksimalni nagib od 2,5 %, dok je za sjevernu dionicu dužine 2800 m usvojen blaži nagib od 1,0 %. Ravna srednja dionica (s nagibom od 0 %) dugačka je 5,56 km i sastoji se od 60 elemenata,

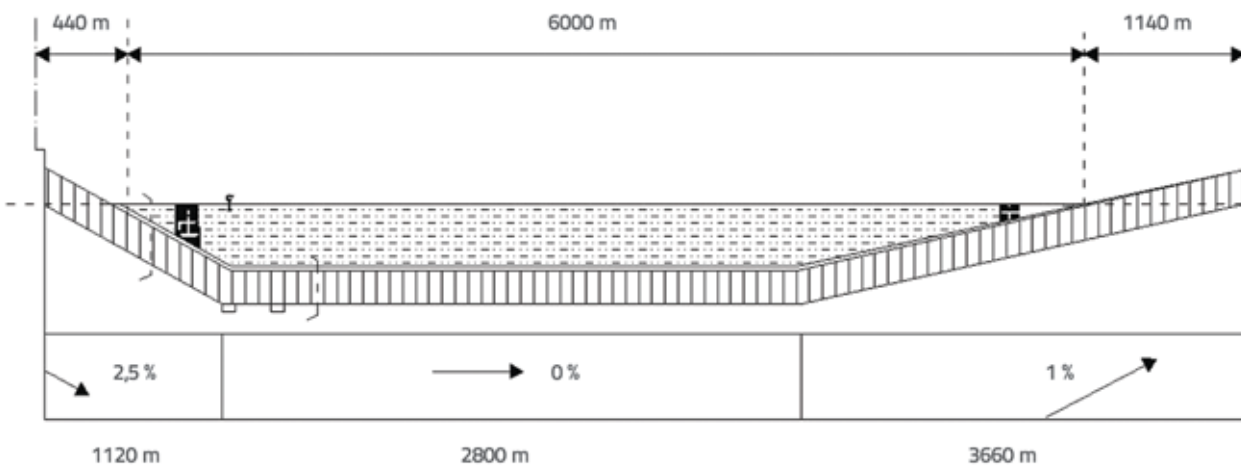
dok će nagnute rubne dionice biti dužine 2 km i sastojat će se od 16 elemenata. Jedan element nagnute južne dionice prelazi preko umjetnog uskog nasipa koji formira zaljev, gdje je razina tla 1 m iznad razine mora, pri čemu je nužno postavljanje odgovarajućega tunelskog elementa "cut and cover" metodom. Svi ostali elementi tunela na ravnoj srednjoj dionici bit će izvedeni "tehnikom izvođenja uronjenog tunela" [1]. Svaki tunelski element ima visinu 10 m i širinu 39,8 m. Na sredini će se nalaziti 10,6 m širok željeznički koridor predviđen za dvokolosiječnu željezničku prugu dok će dva rubna odjeljka sa svake strane željezničkog koridora imati po 2x3 cestovna traka. Poprečni i uzdužni presjeci tunela prikazani su na slikama 3 i 4 [2].

4. Nosivost podmorskog tla Izmirskog zaljeva

Granično stanje nosivosti je po definiciji maksimalni kapacitet nosivosti tla bez pojave posmičnog sloma i s nedopustivo velikih ukupnih i diferencijalnih slijeganja. Granična nosivost računa se prema dva različita kriterija: a) granična nosivost "q_{ult}" podijeljena s faktorom sigurnosti "FS" i b) dopuštene vrijednosti slijeganja. Manja vrijednost u ta dva slučaja uzima se kao "neto dopuštene vrijednosti nosivosti" q_{a(net)} vrijednost. Za određivanje dopuštene vrijednosti nosivosti u pogledu posmičnog sloma, vrijednost



Slika 3. Poprečni presjeci tunela u Izmiru



Slika 4. Uzdužni presjek uronjenog tunela u Izmiru

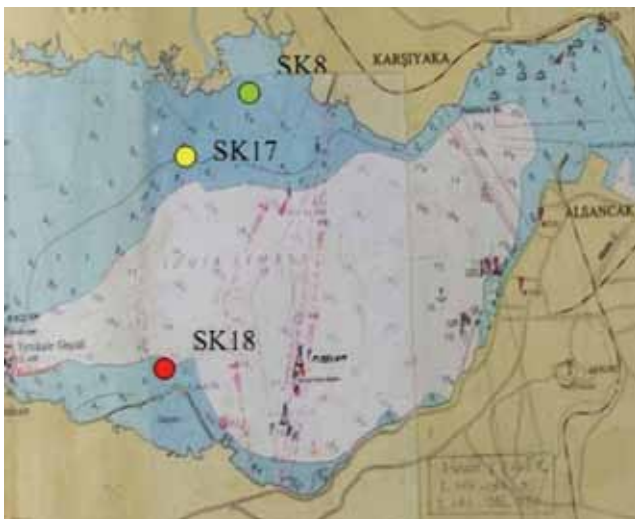
graničnog stanja nosivosti dijeli se s odabranim faktorom sigurnosti "FS", tada se maksimalno stanje naprezanja prije posmičnog sloma q_a (ili $q_{a(1)}$) dobiva na sljedeći način:

$$q_a = \frac{q_{ult}}{FS} \quad (1)$$

gdje " q_{ult} " predstavlja granično stanje nosivosti podmorskoga podložnog tla i računa se pomoću izraza (2) [3]:

$$q_{ult} = 0,04882 (3 \cdot N^2 \cdot B \cdot R_w'' + 5 \cdot (100 + N^2) \cdot D \cdot R_w) \text{ [kPa]} \quad (2)$$

U jednadžbi 2; faktor 0,04882 predstavlja korekciju zbog pretvorbe iz izvorne jednadžbe u imperijalnom sustavu mjera (PSF) u SI sustav (kPa), N predstavlja standardni penetracijski otpor, B je širina temelja (39,8 m), R_w'' i R_w su faktori korekcije srednje razine mora, čije su obje vrijednosti u našem slučaju jednake 0,5, D je ukopana udaljenost (m) ispod morskog dna koja je jednaka visini elementa uronjenog tunela (10 m). Što se tiče standardnoga penetracijskog testa (N), vrijednosti korištene u izrazu 2 su prosječne vrijednosti N od tri bušotine iz Izmirskog zaljeva izvedene od strane Državnih luka i Nadležnih tijela zračnih luka (DLH). Odabrane su bušotine najbliže lokaciji predložene trase tunela. Lokacije bušotina prikazane su na slici 5 [2].



Slika 5. Lokacije bušotina (najbližih tunelu) za standardni penetracijski test - SPT

Prema istraživanjima na toj lokaciji iz 1985. godine koja sadrže podatke o raznim bušotinama i rezultatima njihovog ispitivanja koje su vodile Državne luke i Nadležna tijela zračnih luka (DLH), za većinu profila tla ustanovljeno je da u slojevima postoje mješavine nekohezivnih restresitih mješavina pješčanog mulja ukupne debljine između 30 i 280 m ispod morskog dna. Na mjestu gdje se predviđa postavljanje južnog portala (Üçkuyular) čvrsta stijena se nalazi oko 35 m ispod razine dna, dok se čvrsta stijena sjevernog portala nalazi na dubini od 285 m ispod postojećeg dna, što je oko 1 m iznad

postojeće srednje razine mora. Korištenjem rezultata tih istraživanja, korigirane srednje vrijednosti SPT-N za prvi odsječak duljine 1,1 km od južnog portala (Üçkuyular) iznose 29, a za zadnji odsječak duljine 2,8 km od sjevernog portala iznosi 3. Vrijednost korekcije za srednji odsječak dužine 3,7 km iznosi 4. Granična nosivost za srednji odsječak koja pokriva većinu trase dobiva se iz izraza (2), za SPT-N = 4 i faktor sigurnosti FS = 3:

$$q_{ult} = 0,04882 (3 \cdot 4^2 \cdot 39,8 \cdot 0,5 + 5 \cdot (100 + 4^2) \cdot 10 \cdot 0,5) \text{ [kPa]} \quad (3)$$

$$q_{ult} = 188,2 \text{ [kPa]} \quad (4)$$

$$q_a \text{ ili } q_{a(1)} = 188,2/3 = 62,7 \text{ [kPa]} \quad (5)$$

Iznos od 62,7 kPa predstavlja dopušteni nosivi kapacitet, q_a ili $q_{a(1)}$ s gledišta posmične čvrstoće. Ustanovljeno je da maksimalna dopuštena vrijednost slijeganja za uronjene tunele Hong Konga sa sličnim podložnim tlima i svojstvima, iznosi 25 mm [4]. Primjenjujući taj kriterij, maksimalna dopuštena slijeganja mogu se izračunati pomoću izraza (6), prema [3]:

$$q_{a(2)} = 35 \cdot (N_{cor} - 3) \cdot \left(\frac{B + 0,3048}{2B} \right)^2 \cdot R_w \text{ [kPa]} \quad (6)$$

$$N_{cor} = N \cdot \left(\frac{50}{p' + 10} \right) \quad (7)$$

gdje N_{cor} predstavlja korigiranu vrijednost SPT-N izračunatu jednadžbom (7), a p' porast maksimalnoga efektivnog naprezanja nakon izgradnje sloja tla između morskog dna i čvrste stijene i dan je izrazom (8):

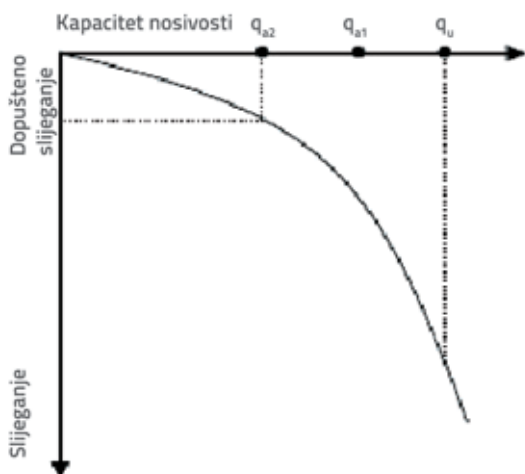
$$p' = \gamma' \cdot h \quad (8)$$

Uronjena jedinična težina tla pod vodom γ' iznosi polovicu debljine rahlog sloja između morskog dna i vrha čvrste stijene. Ako vrijednost p' prijeđe graničnu vrijednost od 281,2 kPa, tada se uzima vrijednost p'' s obzirom na to da su podmorska tla po prirodi nekohezivna (zrnata) [3]. Uzimajući u obzir prosječnu dubinu čvrste stijene (h) od 150 m na srednjem dijelu trase i zasićenu vrijednost težine tla od 18 kN/m³ (ili uronjena jedinična težina od 8 kN/m³), p' na dubini od 75 m iznosi 600 kPa i premašuje graničnu vrijednost od 281,2 kPa koja se stoga uzima kao vrijednost p' . Ako se u izraz (3) uvrsti vrijednost za SPT- $N_{cor} = 4$, dobiva se maksimalni nosivi kapacitet tla od 4,4 kPa za maksimalno dopušteno slijeganje od 25 mm, izraz (9), [3]. Jednadžba 9 razvijena je da se izračuna $q_{a(2)}$ za maksimalno dopušteno slijeganje od 25 mm.

$$q_{a(2)} = 35 \cdot (4 - 3) \cdot \left(\frac{39,8 + 0,3048}{2 \cdot 39,8} \right)^2 \cdot 0,5 \quad (9)$$

Kad se usporede obje dopuštene vrijednosti kapaciteta nosivosti dobivene iz jednadžbe (5) i jednadžbe (9), manja od te dvije ($q_{a(2)}$) uzima se kao mjerodavna vrijednost "neto dopuštene

nosivosti" duž osi, uključujući i srednju dionicu. Kako je vidljivo, radi se o maloj vrijednosti što upućuje na nužnost poboljšanja tla. Općenito, najveće dopuštene vrijednosti slijeganja utječu na proračun neto vrijednosti dopuštene nosivosti kao što je prikazano na slici 6 [5]. Horizontalna os označava kapacitet nosivosti u opterećenom stanju gdje je $q_{a(2)} \leq q_{a(1)} \leq q_{granično}$.



Slika 6. Ovisnost "dopuštenog kapaciteta nosivosti" o "dopuštenim slijeganjima"

S druge strane, prosječna vrijednost SPT-N u sjevernoj četvrtini trase je 3, uključujući i sjeverni portal, gdje ukupna debljina rastresitog tla doseže do 280 m ispod razine morskog dna i iznad čvrste stijene. To odgovara gotovo nuli neto dopuštenog nosivog kapaciteta $q_{a(neto)} = 0$ kPa) i stoga je poboljšanje tla na potezu trase tunela nužno da bi se izbjeglo pretjerano ukupno i diferencijalno slijeganje koji su štetni za konstrukciju tunela.

5. Statička analiza za proračun slijeganja

Iako postoji snažna mehanička veza između suhih čestica mješavina nekohezivnih rastresitih pijesaka i muljeviti pijesaka, veze među česticama u mješavinama u mokrom stanju ispod vode i pod utjecajem seizmičke aktivnosti (potresi) mogu se raskinuti, a unutarnje se trenje može anulirati, zbog čega nastaje likvefakcija te se mogu pojaviti prekomjerna slijeganja i pukotine [5]. Zbog toga je potrebno pronaći maksimalnu neto vrijednost povećanja vertikalnog naprezanja P'_{neto} uslijed djelovanja nastalih gradnjom tunela i djelovanja same konstrukcije, uključujući i mogućnost da tunel bude privremeno ispunjen vodom, ali da ne pluta ako se voda isprazni. Navedeno se proračunava iz jednadžbe (10), a proračunom je dobivena vrijednost od 75,2 kPa.

$$P'_{neto} = P_{pun} + P_{morska\ voda} + P_{zaštitni\ sloj} + P_{promet} + P_{uzgon} \quad (10)$$

gdje je:

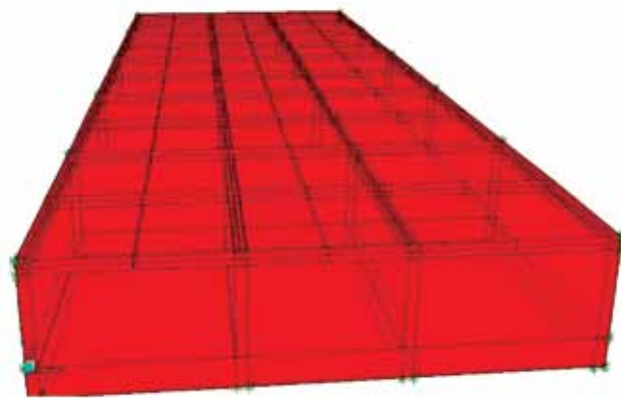
P'_{neto} - maksimalno neto povećanje vertikalnog naprezanja nastalo izgradnjom tunela (75,2 kPa),

- P_{pun} - maksimalno povećanje vertikalnog naprezanja/m na razini temelja od djelovanja same konstrukcije ispunjene vodom (159,2 kPa),
- $P_{morska\ voda}$ - djelovanje aktivnog tlaka/m morske vode visine 18,5 iznad tunela (179,7 kPa),
- $P_{zaštitni\ sloj}$ - maksimalno povećanje vertikalnog naprezanja/m uzrokovano postavljanjem zaštitnog kamena iznad tunela (23,5 kPa),
- P_{promet} - doprinos maksimalnom povećanju vertikalnog naprezanja zbog djelovanja opterećenja od prometa vozila u tunelu (5,4 kPa),
- P_{uzgon} - djelovanje negativnog naprezanja morske vode na razini temelja tunela (290,7 kPa).

Kako bi se izračunala ukupna slijeganja, treba se izračunati neto tlak na tlo morskog dna na razini temeljenja (tj. podloge). Kako se uronjeni tuneli grade u rovovima, potrebno je uzeti u obzir rasterećenje tlaka na razini temeljenja. Neto porast tlaka na temeljno tlo tunela iznosi 63,1 kPa, a dobiven je pomoću izraza (11) korištenjem uronjene težine iskopanog tla iz rova.

$$P_{iskopa} = H_{larka} + Y'_{tla} \quad (11)$$

Ako se od vrijednosti 75,2 kPa proračunate izrazom (10) oduzme vrijednosti 63,1 kPa proračunate izrazom (11), dobiva se neto porast tlaka na temelje tunela od 12,1 kPa. Dobivena mala razlika neto opterećenja proizlazi iz različitih jediničnih težina, volumena u poprečnom presjeku tunela koje zauzimaju beton i voda u odnosu na volumen iskopanog tla koje pokriva cijelo područje poprečnog presjeka. Navedena vrijednost za tunel Marmaray u Istanbulu, iznosi 15,0 kPa [1].



Slika 7. Prostorni model segmenta tunelske cijevi duljine 100 m

Usporedbe radi, dopuštena nosivost tla za maksimalnih 25 mm ukupnog slijeganja je 4,4 kPa. To znači da su dopuštena ukupna i diferencijalna slijeganja prevelika za tunelsku konstrukciju (prije poboljšanja tla) te se ne mogu tolerirati. Potrebno je provesti poboljšanje tla kako bi slijeganja na potezu trase bila unutar dopuštenih granica. Korištenjem računalnog programa SAP 2000 te primjenom metode konačnih elemenata (MKE)

dobiven je vertikalni pomak (slijeganje) tla ispod tunelskog segmenta duljine 100 m. Za potrebe proračuna tunelski segment je podijeljen na 335 čvrstih elemenata, slika 7. Koeficijent reakcije podloge dobiven je korištenjem modula elastičnosti te postupkom granične nosivosti. U proračunu je korištena manja od navedene dvije vrijednosti iz aspekta sigurnosti.

Iznos vertikalnog slijeganja ovisi ne samo o gore prikazanom opterećenju nad tlom, nego i o koeficijentu reakcije podloge (k_s), koji je povezan s modulima elastičnosti (E). Ako je vrijednost modula elastičnosti tla velika, to znači da je tlo visoke gustoće i očekuju se manje vrijednosti slijeganja. Moduli elastičnosti tla dobivaju se kao rezultati laboratorijskih ispitivanja provedenih na neporemećenim uzorcima tla iz tri bušotine prethodno izbušene u blizini predviđene trase tunela u sklopu prethodnih ispitivanja tla u Izmirskom zaljevu (slika 5). Ta ispitivanja uključena su u izvješća koja vode Državne luke i Nadležna tijela zračnih luka (DLH) regionalne uprave u Alsancak-Izmir, Turska [2, 3, 4]. Prethodna istraživanja pokazuju da vrijednosti modula elastičnosti variraju između 2 i 20 MPa. Dok se ne provedu detaljna istraživanja tijekom izrade sljedeće studije izvedivosti, kao minimalne vrijednosti koristiti će se $E = 2$ MPa i Poissonova vrijednost $\mu = 0,35$ za proračun ukupne vrijednosti slijeganja ispod elementa tunelske cijevi prema MKE, za fazu koja prethodi poboljšanju tla tehnikom kompakcijskog injektiranja. Korištenjem usvojenih podataka, pomoću izraza (12) [6] dobiva se koeficijent (vertikalni) reakcije podloge (k_s) u iznosu od 233,672 kPa/m (N/m^3) [2].

$$k_s = \frac{1}{B \cdot E'_s \cdot I_s \cdot I_f} \text{ [kPa/m]} \quad (12)$$

gdje je:

B' - polovica širine tunela (m);

E'_s - korigirani modul elastičnosti ($1-\mu^2/E_s$; za $\mu = 0.35$; $E_s = 2$ MPa);

I_s i I_f - faktori utjecaja (0,575 i 0,85) dobiveni prema [6].

S druge strane, korištenjem drugog empirijskog izraza (13), prema [6], dobiva se koeficijent reakcije podloge k_s u iznosu od 175 kPa/m, prema [2]:

$$k_s = 40000 \times q_a \text{ [kPa/m]} \quad (13)$$

gdje je vrijednost 40000 konstanta, " q_a " neto dopušteni kapacitet nosivosti (manji od promatranih vrijednosti $q_{a(1)}$ i $q_{a(2)}$, dakle $q_a = 4,4$ kPa).

S obzirom na to da je koeficijent reakcije posteljice (k_s) dobiven izrazom (13) manji od vrijednosti iz izraza (12), usvojena je vrijednost od 175 kPa/m. Koristeći usvojenu vrijednost za temeljno tlo s efektivnim povećanjem tlaka od 12,1 kPa, provedena je analiza pomaka primjenom računalnog programa SAP 2000 kako bi se dobili podaci o postavljanju tunela na podmorsko tlo [2]. Proračunom je dobiveno ukupno

slijeganje podmorskog tla na razini temelja u iznosu od 65,9 mm što je iznad maksimalnoga dopuštenog slijeganja od 25 mm [4]. To upućuje na nužnost poboljšanja tla. Poboljšanjem tla moguće je smanjiti diferencijalna i ukupna slijeganja, ali ipak je potrebno provjeriti da li će slijeganja ostati unutar dopuštenih granica od 12 i 25 mm [4].

6. Preliminarna seizmička analiza tunela

Općenito gledano, ukopane konstrukcije izgrađene pod zemljom manje su ugrožene potresnim djelovanjem u odnosu na iste konstrukcije izgrađene na razini tla [7]. Do ranih 1960-ih utjecaj od potresa nije bio nužno uzet u obzir kod proračuna ukopanih građevina [8]. Zapravo, prvi uronjeni tuneli pokazali su da mogu biti pod štetnim djelovanjem potresa kao i tuneli iznad zemlje. Ukopani tuneli Alamada u San Franciscu izgrađeni u razdoblju od 1927. do 1963. nisu projektirani s obzirom na potresno djelovanje. Tijekom potresa Loma Prieta 1983. godine, na oknima za ventilaciju tunelskih cijevi pojavile su se pukotine kroz koje se do cijevi probila voda. Ako se pri projektiranju tunela uzme u obzir potresno opterećenje (kao kod BART tunela u San Franciscu ili kod tunela južne luke u Osaki), dobiva se postojanost i sigurnost tunela tijekom potresa iste jačine [9].

Seizmičko djelovanje i projektiranje tunela drugačije je nego za građevine iznad zemlje. Ukopani tuneli ograničeni su tlima oko rova te nisu izloženi povećanim vibracijama, dok za nadzemne građevine ne postoji učvršćenje tlom pa se gotovo u potpunosti osjećaju vibracije od potresa. Djelovanje potresa na tunel jednako je djelovanju na okolno tlo stoga podnose manje deformacije tijekom potresa [8]. Dvije su vrste deformacija koje se pojavljuju na ukopanim tunelima tijekom potresa:

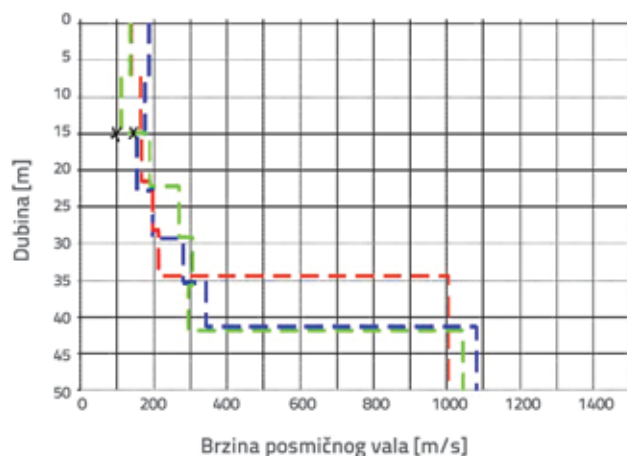
- **Aksijalne i bočne deformacije:** Aksijalna je deformacija najrazorniji tip od ove dvije deformacije koje se pojavljuju tijekom potresa. Aksijalna krutost ukopanih tunela iznosi jednu desetinu vertikalne krutosti [10] pa bi se u svakom idejnom projektu aksijalne deformacije trebale izračunati i uspoređivati s dopuštenim vrijednostima.
- **Deformacije nastale skupljanjem:** Ako potresni val djeluje vertikalno na tunelsku os, nastaje deformacija skupljanjem. Ako je tunelska konstrukcija izgrađena na način da se mogu ublažiti djelovanja koja uzrokuju te deformacije, takav tunel će biti sigurniji [10]. Dinamički parametri za projektiranje ovog tunela preuzeti su iz projekta Izmir Metro - Faza 1 [11], kako je navedeno:
 - magnituda potresa prema Richterovoj ljestvici: $M=7$
 - duljina potresnog vala: 730 m
 - period potresnog vala: 4,62 s
 - mjerena brzina posmičnog vala, $V_s = 100$ m/s
 - brzina posmičnog vala ili prividna brzina seizmičkog vala, $C_a = 130$ m/s
 - kut udara posmičnog vala na tunel brzine V_s , $\beta=45^\circ$ (u odnosu na uzdužnu os)
 - potresno ubrzanje tla: 0,34 g

Na mjestu predviđene trase IBITT tunela ne nalazi se nijedan poznati rasjed. Međutim, postoji nekoliko neaktivnih i sekundarnih rasjeda koji su prikazani na slici 8 [2]. Veliki aktivni rasjed Gülbahçe Fault koji se pruža u smjeru sjever-jug udaljen je od trase tunela (južno) 80 km. Taj rasjed obično generira potrese maksimalno prema Richterovoj ljestvici: 4-6, koji su plitki (uobičajena dubina ispod morskog dna, $d < 5$ km) i čiji epicentri obično leže u južnom Egejskom moru unutar 20 km udaljenosti (južno) od mjesta Siğacık koje se nalazi oko 60 km jugozapadno od predviđene tunelske trase.



Slika 8. Prisutnost poznatih rasjeda blizu predložene trase tunela

Izmjerene brzine posmičnog vala na podmorskom tlu na lokacijama Izmirskog zaljeva u blizini predviđene trase [12], prikazane su na slici 9, [12]. Mjerenja su obavljena na tri lokacije unutar 50 m udaljenosti od predloženog tunela. Uzimajući srednju dubinu tunelske konstrukcije kao dubinu od 15 m ispod dna mora, dobivena je brzina od 100 m/s.



Slika 9. Izmjerene brzine posmičnog vala (V_s) podmorskog dna u blizini predložene trase tunela

Dobivena vrijednost je vrlo blizu vrijednosti $V_s = 130$ m/s korištenoj pri projektiranju konstrukcije prvog dijela Izmirskog metroa (između postaja Halkapınar i Üçyol) koji je u uporabi

već nekoliko godina [11]. Umjesto uzimanja brzine posmičnog vala (V_s) koristit će se prividna brzina seizmičkog vala (C_a) prema izrazu (14), [15-18]:

$$C_a = V_s / \sin \beta \quad (14)$$

Uzimajući u obzir kut udara od $\beta = 45^\circ$ tada se pomoću izraza (14), dobiva vrijednost C_a od 140 m/s. Neki istraživači [13, 14] preporučuju korištenje vrijednosti $C_a > 1000$ m/s za Kaliforniju i Japan, EC 8 [19] sugerira da se koristi vrijednosti $C_a = 1000$ m/s kao donja granica. S obzirom na to da je ograničena dostupnost detaljnoga lokalnoga terenskog ispitivanja kojim bi se opravdalo korištenje drugih vrijednosti i preporuka koja je dana u [2, 11, 12], procijenjeno je da se za ovu fazu projekta koristi vrijednost $C_a = 130$ m/s, sve dok se ne provedu daljnja terenska istraživanja za višu fazu projekta.

Za potresnu analizu idejnog projekta tunela, modelirano je 18 tunelskih elemenata, svaki duljine 100 m, čime je dobiven jedan odsječak tunela dužine 1800 m koji odgovara otprilike duljini 3 vala. Analiza primjenom programa SAP 2000 provedena je u svrhu:

- proračuna maksimalnog naprezanja koji bi se mogao pojaviti u betonskoj tunelskoj oblozi zbog aksijalne deformacije cijevi tijekom potresa $M=7$
- utvrđivanja potrebe za poboljšanjem tla zbog dinamičkih opterećenja koja djeluju tijekom potresa.

Usvojeni model konstrukcije tunela sastoji se od 1926 elemenata, duljine 20 m te ukupno 3456 čvorova. Istaknuto je da, za razliku od bušenih podzemnih tunela izgrađenih u tvrdj stijeni, gdje se deformacije tunela i podzemne šupljine stvaraju odvojeno, ukopane konstrukcije (poput uronjenih/ ukopanih tunela) izgrađenih u rastresitim tlima donekle ostaju u interakciji (pretpostavlja se da se jednako deformiraju) s okolnim tlom tijekom potresa [10].

S obzirom na to da temeljna tla tunela općenito variraju od vrlo rastresitih do rastresitih zrnatih muljeva i pijeska, međudjelovanje (jednaka deformacija) između tunela i okolnog tla treba se detaljnije obraditi idejnim i glavnim projektom. Iz tog je razloga koeficijent reakcije podloge temeljnog tla (174,5 kPa/m) u proračunu simuliran oprugama na čvrstoj podlozi. Da bi se omogućila fleksibilnost u pokretu, između dvije postavljen je elastomerni zglob modula elastičnosti $E = 3$ MPa i Poissonovog koeficijenta $\mu = 0,49$ koji omogućuje bočne pomake do 0,3 m. Nadalje, po uzoru na projektne kriterije Marmarajskog tunela [1], na oba kraja srednjeg dijela tunela (gdje je nagib 0%) postavljen je seizmički zglob koji dopušta bočne diferencijalne pomake do 0,5 m između dva tunelska segmenta.

Srednji dio tunela koji nije u nagibu dug je 3660 m i sastoji se od 36 segmenata duljine 100 m. Ukupna duljina srednjeg dijela približno je jednaka duljini 6 očekivanih potresnih valova $M = 7$ u Izmiru (tj. 600 m). Umjesto korištenja modela duljine 6 valnih duljina potresa, korišten je model duljine 3 valne duljine potresa odnosno 1800 m. To odgovara duljini od 18

tunelskih segmenata. Također, model omogućava da se svaka ulazna (portalna) jedinica tunela može slobodno pomicati tijekom potresa $M = 7$ bez ugrožavanja sigurnosti. Stoga se može smatrati da je prihvaćeni model prikladan, a proračun deformacija točan. Kao što je ranije ustanovljeno, ukopane konstrukcije uronjenog tunela temeljene na rastresitom tlu u interakciji su s tlom koje ih okružuje i primaju jednak broj deformacija u području aktivnih rasjeda [10]. Taj fenomen se također smatra točnim za ovaj tunel i njegovo temeljno tlo kako je prikazano na slici 10 [2].



Slika 10. Deformacija tunela uzrokovana u spojenim prefabriciranim betonskim elementima uslijed djelovanjem potresa magnitude $M = 7$

Budući da ne postoji nijedna nacionalna specifikacija za projektiranje tunela u Turskoj, za proračun opterećenja u ovom projektu, preuzete su smjernice od država koje se nalaze u istim potresnim regijama Dalekog istoka [4], kao što je prikazano u izrazu (15):

$$1DL + 1LL + 1EU \quad (15)$$

gdje je:

DL - stalno opterećenje, djelovanje uronjene težine tunela uključujući i uronjenu težinu zaštitnog sloja iznad tunela i težinu stupca vode iznad tunela,

LL - promjenjivo opterećenje, težina vozila unutar tunela i sl.,

EU - potresno opterećenje, djelovanjem bočnih pomaka tijekom potresa.

Uz pretpostavku da tunel pretrpi najveću štetu pri udaru potresnog vala $M = 4$ pod kutom od 45° na uzdužnu os tunela (u slučaju maksimalne visine potresnog vala visine 1 m) [10], bočni pomak tunela (y_i) 90° prema uzdužnoj osi dobiven je pomoću izraza (16):

$$y_i = D \cdot (\cos \alpha) \cdot \left(2\pi \cdot \frac{x_i}{L / \cos \alpha} \right) [m] \quad (16)$$

gdje je:

D - visina vala (m)

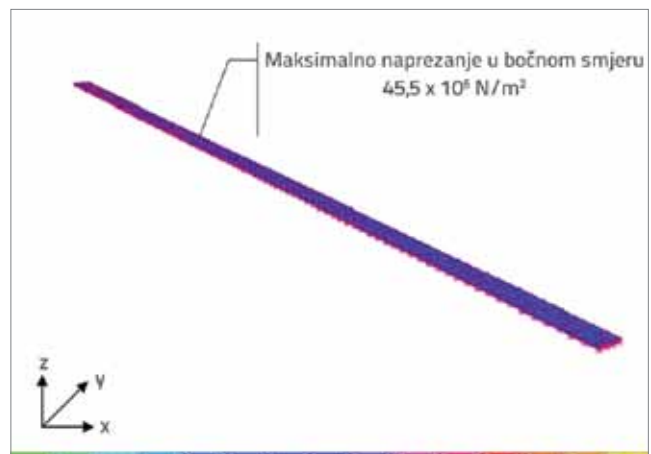
α - kut između uzdužne osi tunela i smjera kretanja vala (stupnjevi)

L - duljina potresnog vala (m)

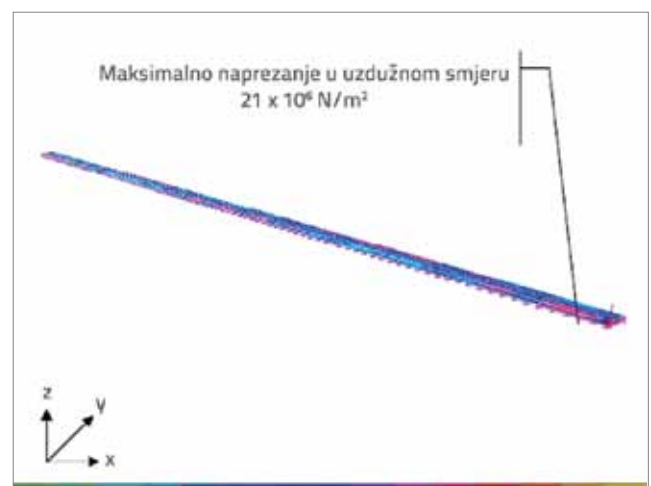
x_i - uzdužni pomak tunela duž uzdužne osi (m)

y_i - bočni pomak tunela pod kutom od 90° na uzdužnu os (m)

Dobiveno maksimalno tlačno naprezanje u bočnom smjeru iznosi $45,5 \times 10^6 \text{ N/m}^2$, a u uzdužnom $21 \times 10^6 \text{ N/m}^2$, slike 11 i 12 [2].



Slika 11. Naprezanje u betonu u bočnom smjeru tijekom potresa magnitude $M=7$ prije poboljšanja tla



Slika 12. Maksimalno naprezanje u betonu u uzdužnom smjeru tijekom potresa magnitude $M = 7$ prije poboljšanja tla

Budući da su dobivena maksimalna naprezanja veća od projektirane tlačne čvrstoće betonske podloge (20 MPa), nužno je provesti poboljšanje tla. S poboljšanjem temeljnog tla uronjenog tunela postiže se dobivanje tlačnih

naprezanja u betonskoj oblozi tunela unutar dopuštenih vrijednosti. Poprečni presjek tunela u izvedenom rovu nakon provedenog poboljšanja tla i nakon zatrpavanja rova oko tunela prikazan je na slici 13 [2].



Slika 13. Konačni poprečni presjek nakon zatrpavanja tunela u rovu nakon poboljšanja tla

7. Poboljšanje temeljnog tla uronjenog tunela

Koristeći postojeće podatke o podmorskim profilima tla za proračune slijeganja, u idejnoj fazi projektiranja ustanovljeno je da je nužno poboljšanje podmorskog tla ispod tunela. Najprikladnija metoda poboljšanja je takozvano "kompakcijsko injektiranje" koje je također primijenjeno na Marmarajskom projektu [1] i na nekim drugim projektima širom svijeta sa sličnim temeljnim tlima.

Kompakcijsko injektiranje je metoda poboljšanja tla kojom se može ostvariti in situ zbijanje rastresitih do vrlo rastresitih mješavina muljevutih pijesaka. Ovom metodom smanjuje se udio finih čestica (< 30 %) da se postigne najbolja učinkovitost metode koja se postiže povećanjem tlaka nadsloja ili debljinom tla ispod površine morskog tla. Površinski sloj nanosa na dnu mora debljine < 1 m s velikim (> 30 %) udjelom finih čestica može se ukloniti ili umiješati in situ s čistim pijeskom da bi se poboljšala učinkovitost metode. Metoda podrazumijeva injektiranje morta od finog cementa vrlo krute konzistencije (slijeganje < 25 mm) pod umjerenim tlakom (oko 10 do 70 bara) u tlo kroz cijev promjera 100 do 150 mm. Proces injektiranja počinje na dnu izbušene rupe (kad je dostignuta maksimalna dubina poboljšanja) i nastavlja se kontinuirano pri čemu se smanjuje dubina injektiranja ili se u fazama povlači zaštitna kolona (koja štiti stijenke bušotine od urušavanja).

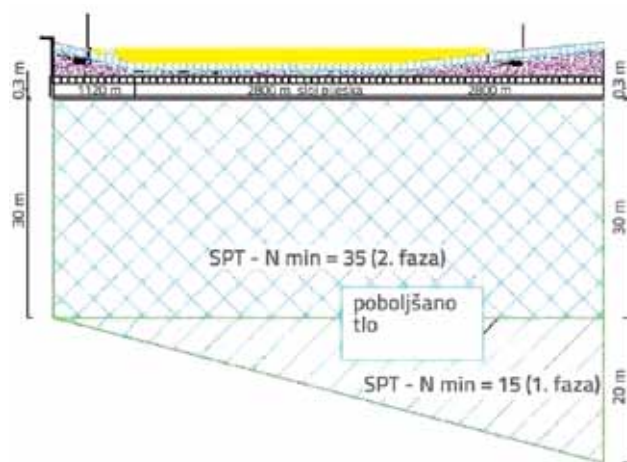
U okolnom tlu u fazi injektiranja pri širenju cijevi za injektiranje nastaju posmične deformacije oko cijevi. Te deformacije uzrokuju gušću raspodjelu čestica tla. Pomaci čestica tla pod pritiskom uzrokovani su volumetrijskom kompakcijom, a in situ cementiranje injektiranim finim cementnim talogom koji povećava posmičnu čvrstoću tla in situ. Metoda zahtijeva kontrolno ispitivanje kvalitete izvedenog zahvata da bi se

provjerilo je li dostignuta potrebna gustoća ili ne (poput statičkog penetracijskog pokusa) za uvjete prije i poslije. Također, u morskoj su vodi poželjni brzo stvrdnjavajući i trajni cementi [4].

Primjenom ove metode, podtla mogu postati kruća, a njihova svojstva poboljšana, nosivost povećana, rizik od likvefakcije smanjen, kratkotrajna (tijekom gradnje) i dugoročna (30 godina nakon izgradnje) ukupna i diferencijalna slijeganja ostaju u dopuštenim granicama, a odgovor tla na očekivano poprečno i uzdužno dinamičko opterećenje tijekom potencijalnog $M = 7$ potresa poboljšan. U idejnoj je fazi projektiranja uočeno da minimalna gustoća tla u varirajućim debljinama treba biti poboljšana na način da se postigne minimalna vrijednost $SPT-N = 35$ nakon poboljšanja tla. Ta će vrijednost omogućiti da maksimalni tlak u betonskoj podlozi (zbog aksijalne deformacije tunela uzrokovane poprečnom potresnom silom koja djeluje pod kutom od 45 stupnjeva na uzdužnu os tunela) ostane u dopuštenim granicama od 20 MPa.

Metoda poboljšanja tla u idejnom projektu predložena je za minimalnu debljinu od 30 m gdje se zahtijeva minimalni $SPT-N = 35$ za kompletnu dužinu trase tunela (7,6 km) i širinu od 42 m (2 m više od ukupne širine tunela). Kako bi se osigurala potrebna kvaliteta, potrebno je provoditi stalne kontrole radova na poboljšanju tla. Ispod poboljšanog krutog sloja debljine 30 m, predviđena je još jedna manje kruta zona trokutastog oblika (minimalne vrijednosti $SPT-N = 15$), čija se debljina kreće od 0 m na južnoj strani do 20 m na sjevernoj strani, zbog debljeg rastresitog nanosa iznad čvrste stijene, slika 14.

Pri radovima na poboljšanju tla, za prvu se fazu preporučuje poboljšanje svojstava podtla trapezoidne zone, a u drugoj fazi provodi se stabilizacija gornjih 30 m na cijeloj duljini trase. Kako bi se osiguralo jednoliko rasprostiranje opterećenja na podlogu, iznad poboljšanog tla, ali ispod dna tunela, potrebno je ugraditi sloj pijeska debljine 30 cm. Uzdužni presjek tunela nakon poboljšanja tla kompaktnim injektiranjem prikazan je na slici 14 [2].



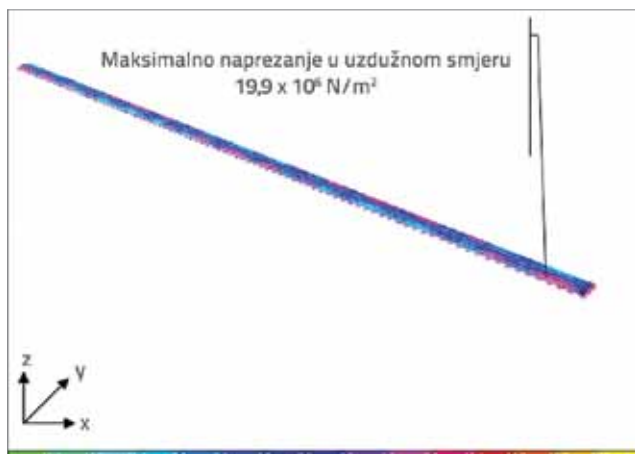
Slika 14. Uzdužni presjek podložnog tla tunela nakon poboljšanja tla

Stanje naprezanja betonske tunelske cijevi u uzdužnom i poprečnom smjeru nakon poboljšanja tla prikazano je na

slikama 15 i 16 [2]. Rezultati analize proračuna provedenih u sklopu idejnog projekta tunela, gdje su razmatrana ponašanja tunelske cijevi prije i nakon provedenog poboljšanja tla, prikazana su u tablici 1.

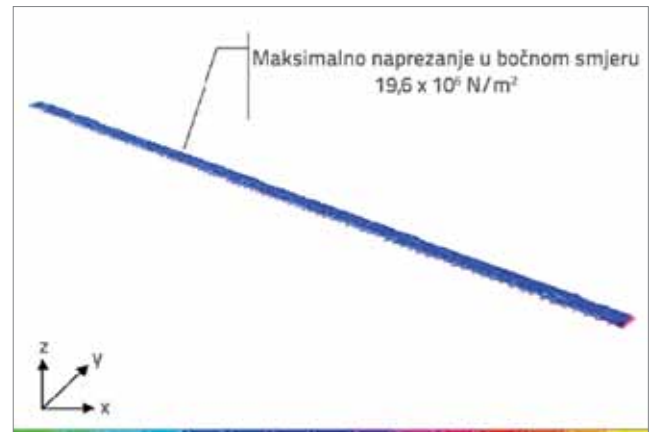
Tablica 1. Rezultati analize proračuna u sklopu idejnog projekta tunela prije i poslije poboljšanja tla

Kriterij	Prije poboljšanja tla [$N_{Av} = 4$]	Nakon poboljšanja tla [$N_{Av} = 35$]
Nosivost [t/m ²]	0,44	14,27
Rizik od likvefakcije tla	FS < 1,25 (visok rizik od likvefakcije)	FS > 1,25 (mali rizik od likvefakcije)
Minimalno slijeganje [cm]	6,59	2,2 < 2,5 [4] (zadovoljava)
Maksimalno naprezanje u betonskoj podlozi tunela zbog aksijalnih deformacija [MPa]	45	19,6 - 19,9 < 20 (zadovoljava [21])



Slika 15. Maksimalno naprezanje u betonskoj oblozi tunela u uzdužnom smjeru tijekom potresa magnitude M=7 (nakon poboljšanja tla)

Projektiranje konstrukcije i određenih pojačanja zbog statičkih i dinamičkih (potresnih) sila te proračuna naprezanja i momenata savijanja, proces je koji se inače provodi u fazi glavnog projekta. U okviru ovog idejnog projekta, u proračunima su korišteni određeni vertikalni koeficijenti reakcije podloge za procjenu dopuštene nosivosti podložnog tla ispod temelja tunela, kao i za procjenu očekivanih maksimalnih (vertikalnih) ukupnih i diferencijalnih slijeganja, prije i poslije određene metode poboljšanja tla. Ako se učini bilo kakva promjena u specifikaciji i u opsegu metode poboljšanja tla, proračuni se moraju ponoviti.



Slika 16. Maksimalno naprezanje u betonskoj oblozi tunela u poprečnom smjeru tijekom potresa magnitude M=7 (nakon poboljšanja tla)

Važan parametar u fazi glavnog projekta je ponašanje fleksibilnih zglobova (gumene brtve i sekundarne vodootporne membrane) između tunelskih sekcija. Elastomerne brtve moraju imati vodonepropusna svojstva te izdržati određene uzdužne pomake tunelskih sekcija. Ako se brtve nađu pod povećanih vlačnim opterećenjem, može doći do njihova popuštanja. Stoga je potrebno ugraditi sekundarne brtvene zglobove kao mjeru opreza. Nadalje, povezivanje dva tunelska elementa predviđeno je na način da se postigne tzv. druga linija obrane, kako bi se preuzele određene vlačne sile koje se javljaju kao posljedica naprezanja uzrokovanih potresom. Stoga je pri projektiranju elastomernih brtvi obavezno potrebno provjeriti mogućnost preuzimanja naprezanja po m' oboda brtve kako bi se utvrdile dopuštene razine opterećenja (obično 4-8 MN/m). Nadalje, budući da ispravno projektiranje uronjenog tunela izbjegava potpunu dekompresiju gumenih brtvi, dobra je inženjerska praksa redovito provjeravati status ispravnosti brtvi te nakon svakog potresa poduzeti nužne mjere opreza ako je potrebno predvidjeti i njihovu zamjenu ili odabrati brtve izrađene od čvršćih novijih materijala.

8. Zaključak

Preliminarni rezultati dobiveni u ovoj studiji pokazali su da ako se ispravno provede kompaktno injektiranje kao metoda poboljšanja, moguće je izgraditi uronjeni tunel u Izmirskom zaljevu. Najvažniji činjenica kod poboljšanja tla je dobiti odgovarajuću minimalnu vrijednost krutosti podloge kako bi se ostvarilo najbolje međudjelovanje konstrukcije i tla tijekom jakih potresa (M=7). Za ovakvo poboljšanje tla, SPT-N vrijednost mora biti kompatibilna s betonskom oblogom tunela. To se može nazvati usklađivanjem "minimalnog poboljšanja krutosti podloge i međudjelovanja tla i građevine" što je prvi put predstavljeno u nekom projektu uronjenog tunela, uz ispunjavanje drugih geotehničkih

kriterija (ispunjavanje maksimalnog dopuštenog nosivog kapaciteta, maksimalnih dopuštenih ukupnih diferencijalnih slijeganja i minimalni rizik od likvefakcije).

Nadalje, korištenjem postojećih podataka o podtlima, prvi put je pokazano da će se s ispunjavanjem kriterija "minimalna razina krutosti nakon poboljšanja podloge "kod projektiranje uronjenog tunela, tada svi ostali uobičajeni geotehnički kriteriji biti ispunjeni, što znači da je taj kriterij zapravo i najstroži.

Zahvala

Ovaj se rad temelji na istraživanju provedenom na Institutu za diplomatske studije (GSI) i Građevinskom odjelu Izmirskog Instituta za tehnologiju (Izmir, Turska). Autori zahvaljuju kolegama Prof. Gürsoy Turan i Prof. Engin Aktaş na inženjerskoj podršci kod razmatranja konstrukcije tunela te Državnim lukama i Nadležnom tijelu zračnih luka (DLH) regionalnog ureda u Izmiru na ustupanju potrebnih raspoloživih geotehničkih podataka o tlima u blizini položene trase.

LITERATURA

- [1] Marmaray Project <http://marmaray.com>, Istanbul, Turkey.
- [2] Kartaltepe N.: "Preliminary Design and Analysis for an Immersed Tube Tunnel across the Izmir Bay", M.Sc. Thesis, Civil Engineering Dept., www.iyte.edu.tr, Izmir, Turkey, 2008.
- [3] Teng, W.C.: "Foundation Design", Prentice-Hall Inc., Englewood Cliffs, N.J., USA, 1962.
- [4] Egeli, I.: "Western Harbour Crossing Immersed Tube Tunnel: Design and Construction Aspects" Internal Report, MGSL, Hong Kong, China, 1996.
- [5] Çiniciođlu, S.F.: "Zeminlerde Statik ve Dinamik Y¼kler Altında Tařıma G¼c¼ Anlayıřı ve Hesabı Yapı Tasarımı Kurs Notları." (in Turkish), İMO, Istanbul, 2005.
- [6] Bowles, J.E.: "Foundation Analysis and Design", Mc Graw Hill, International Ed., Singapore, 1988.
- [7] Kouretzis, G.P.: Bouckovalas, G.D., Gantes, C.J.: "3-D Shell Analysis of Cylindrical Underground Structures under Seismic Shear (S)-Wave Action", Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 26, pp.909-921, 2006.
- [8] Taylor, P.R., Hisham H.I., Yang, D.: "Seismic Retrofit of George Massey Tunnel", Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 34(4-5), pp.519-542, 2005.
- [9] Anastasopoulos I, Gerolymos N., Drosos V., Georgarakos T., Kourkoulis R. and Gazetas G.: "Behaviour of deep immersed tunnel under combined normal fault rupture deformation and subsequent seismic shaking". Bulletin of Earthquake Engineering, 6(2), pp.213, 2007.
- [10] Wang, J. W.: "Seismic Design of Tunnels: A Simple State-of-the-Art Design Approach", Internal Report, Parsons Brinckerhoff Inc., N.Y., USA, 1993.
- [11] Tezcan, S.: "İzmir Metrosu 1.ci Kısım (Halkapınar-¼çyol Hattı) Tasarımı ve İnřaatı- Tasarım Deđerlendirme Özetı" (in Turkish), DEU-M¼h.Fak.Sunumu, www.deu.edu.tr, Buca-Izmir, Turkey, 2007.
- [12] Atakan, K., Bjerrum, L.W., Gungor, T., Ims, M., Rodriguez, M., Sari, C., Walderhaug, H.: "İzmir'de Sismik Tehlikeyi Belirlemek için Deprem Senaryolarına Dayalı Yer Hareketi Sim¼lasyonları ve Paleomanyetik Çalıřmalar", Izmir-ARA Semp., www.izmirafetriski.org, Tepekule-Izmir, Turkey, 2009.
- [13] O'Rourke, M.J., Bloom, M.C., Dobry R.: "Apparent propagation velocity of body waves", Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 10, pp.283-294, 1982.
- [14] Okamoto, S., "Introduction to Earthquake Engineering", 2.nd ed., Tokyo Univ. Press, Tokyo, 1984.
- [15] Kiyomiya, O.: "Earthquake resistant design features of immersed tunnels in Japan", Tunneling and Underground Space Technology, 10(4), pp.463-475, 1995.
- [16] Abrahamson, N.A., Schneider, J.F., Stepp, J.C.: "Empirical spatial coherency functions for soil-structure interaction analyses", Earthquake Spectra, 7(1), pp.1-27, 1991.
- [17] Power, M.S., Rosidi, D., Kaneshiro, J.: "Vol. 3 Strawman: Screening, evaluation and retrofit design of tunnels", Internal Report, National Center for Earthquake Engineering Research, NY, USA, 1996.
- [18] Hashash, Y. M. A., Hook, J. J., Schmidt, B., Yao, J.I.: "Seismic design and analysis of underground structures", Tunneling and Underground Space Technology, 16, pp.247-293, 2001.
- [19] Eurocode 8, (EC8): 'Design Provisions for Earthquake Resistance of Structures', European Commission for Standardization, Brussels, Belgium, 2002.
- [20] Tezcan, S.S., Ozdemir, Z.: "Liquefaction Risk Analysis and Mapping Techniques", Bogazici University-YOEA Foundation Publication no.CV-318 (ISBN:975-93005-1-6), Bebek-Istanbul, 2004.
- [21] TS-500-Betonarme Yapıların Tasarım ve Yapım Kuralları (in Turkish), Turkish Standards Institute (TSE), Ankara, Turkey, 2000.