



doc. dr. Bojan Čas, univ. dipl. inž. grad.

bojan.cas@fgg.uni-lj.si

Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo,

Katedra za operativno gradbeništvo,

Jamova cesta 2, 1000 Ljubljana



Znanstveni članek

UDK/UDC: 69.035.4:531.36:533.13

VPLIVI VZGONA NA OBJEKTE: ŠTUDIJA PRIMERA NADZOROVANEGA SPUŠČANJA DVIGNJENE PODZEMNE GARAŽE

BUOYANCY EFFECTS ON STRUCTURES: A CASE STUDY ON THE CONTROLLED LOWERING OF A RAISED UNDERGROUND GARAGE

Povzetek

V zadnjih desetletjih se znatno povečuje število nadzemnih kot tudi podzemnih etaž objektov, grajenih na pomembnejših lokacijah urbanih središč. Z razvojem mest se gradijo tudi obsežna podzemna komunalna infrastruktura, predori podzemnih železnic itd. Visoki ali nihajoči nivoji podzemnih vod lahko povzročijo, da se podzemne konstrukcije, ki tvorijo zaprt podzemni prostor, dvignejo zaradi delovanja vzgona. Prekomernemu vzgonu, ki nastopi, če se ne sprejmejo ustrezni projektni in izvedbeni varnostni ukrepi, se pogosto posveča premalo pozornosti. Konstrukcije objektov, poškodovanih zaradi vplivov vzgona, je treba temeljito preiskati, saj je mogoče le tako ugotoviti, ali je njihova sanacija sploh mogoča ali pa jih bo treba, zaradi tehnološke neizvedljivosti ali prevelikih sanacijskih stroškov, porušiti. V prispevku predstavimo metodologijo za obravnavo stanja objektov, ki jih je prizadel prekomerni vzgon, in to podpremo s študijo primera. Pokažemo, kako sta neustrezno načrtovanje in pomanjkljiva izvedba enega samega detajla podzemne garaže povzročila njen nenadni dvig. S temeljitim pregledom lokacije, poškodovanega objekta, projektne dokumentacije in dodatnimi izračuni je bil razvit tehnološki postopek za nadzorovano spuščanje podzemne garaže.

Ključne besede: vzgon, podzemna garaža, stabilnost proti vzgonu, dvig, nadzorovano spuščanje

Summary

In recent decades, both above-ground and underground storeys of buildings have increased substantially at high-value urban locations. With urban development, extensive underground utility infrastructure, subway tunnels, etc., are also being constructed. High or fluctuating groundwater levels can generate uplift forces on enclosed underground structures, yet engineers often overlook this excessive buoyancy hazard when precautions are insufficient. Structures damaged by buoyancy require a thorough investigation to assess rehabilitation feasibility or to determine whether removal is necessary due to technical or economic constraints. This article presents a methodology for evaluating buoyancy-affected structures and developing rehabilitation solutions, illustrated through a case study. An inadequate design and execution of a single detail of an underground garage caused its sudden uplift. Based on site examination, review of design documentation, and uplift stability verification, a controlled lowering and rehabilitation procedure was successfully developed and implemented.

Key words: buoyancy, underground garage, anti – floating stability, uplift, controlled lowering

1 UVOD

V zadnjih desetletjih se število kletnih etaž stavb, zlasti na pomembnejših lokacijah mestnih središč, izrazito povečuje. Z razvojem mest ter spremljajoče infrastrukture, ki je nujna za njihovo nemoteno delovanje, poteka tudi intenzivna gradnja podzemnih objektov, kot so npr. predori podzemnih železnic, komunalni vodi, galerije itd. Gradijo se tudi številni podzemni objekti za oskrbo mest z vodnimi viri in energijo ter objekti za zaščito mestnih območij pred škodljivimi vplivi visokih voda. Med načrtovanjem, gradnjo in obratovanjem teh objektov je ključnega pomena, da se zadostna pozornost nameni tudi vplivu delovanja podzemnih vod oziroma vplivu vzgona na navedene objekte. Vzgon predstavlja enega ključnih dejavnikov, ki vplivajo na stabilnost deloma ali v celoti vkopanih objektov, saj lahko povzroči njihove dvige in zasuke ter jih tako tudi poškoduje. V angleški terminologiji se pogosto uporablja izraz »anti-floating stability«, ki jasno nakazuje na potrebo po stabilnosti vkopanih objektov proti njihovem »plavanju« oziroma proti njihovem dvigu zaradi delovanja vzgona. Na območjih z visokimi ali nihajočimi podzemnimi vodami predstavlja tako odpornost podzemnih objektov na delovanje vzgona enega ključnih vidikov njihovega načrtovanja. Objekti, grajeni na teh območjih, kot so npr. objekti z globoko vkopanimi kletnimi etažami brez zadostne lastne teže ali predori podzemnih železnic z nizkim nadkritjem, so lahko izpostavljeni prekomernim dvigilnim silam, ki nastopijo kot posledica vzgona. Ustrezna ocena vzgona, ki na podzemne objekte deluje v zapletenih geoloških in hidroloških razmerah, je tako izjemno pomembna za zagotavljanje stabilnosti in nemotenega obratovanja tovrstnih objektov.

Prekomerni vplivi vzgona na vkopane dele objektov se lahko razvijejo že med gradnjo, ko še niso doseženi končni nivoji lastne in stalnih obtežb, ki se upirajo delovanju vzgona. Kot bomo pokazali, pa ni nujno, da se škodljivi vplivi vzgona na podzemne objekte pokažejo takoj po dokončanju njihove gradnje. Zato je v primerih nihajočih ali postopno naraščajočih nivojev podzemnih vod priporočljiva vzpostavitev monitoringa v tovrstnih hidroloških razmerah grajenih objektov, ki ga je treba sistematično in kontinuirno izvajati.

Inženirje in raziskovalce vsekakor zanima, kako ustrezno upoštevati vplive vzgona na podzemne objekte že v fazi njihovega projektiranja, zanima pa jih tudi, kako ravnati, ko vzgon tovrstne objekte tudi poškoduje. V prispevku tako predstavimo metodologijo za obravnavo objektov, ki so bili očitno izpostavljeni prekomernemu vzgonu. Njeno uporabnost prikažemo na konkretnem primeru trietažne podzemne garaže, ki se je, po skoraj desetletju nemotenega obratovanja, dvignila zaradi delovanja vzgona.

Vsebina pričujočega dela je bila predstavljena tudi v reviji Structures [Čas, 2025].

2 OZADJE

V strokovni in znanstveni literaturi je mogoče zaslediti številne objave avtorjev, ki obravnavajo vplive vzgona na podzemne objekte. Veliki podzemni objekti, kot so npr. podzemne garaže visokih stavb, podzemne galerije in predori podzemnih železnic, so na območjih visokih, nihajočih ali postopno narašča-

jočih podzemnih vod izpostavljeni velikim vzgonskim obtežbam, ki lahko te objekte tudi dvignejo ([Li, 2007], [Lu, 2020], [Sun, 2024], [Wong, 2001]). Za zagotavljanje ustrezne varnosti delovnega okolja so bočne površine izkopov gradbenih jam pogosto zaščitene z »vodotesnimi« geotehničnimi konstrukcijami, kot so npr. pilotne stene ali diafragme. Z njihovo izvedbo se ustvari bazenu podoben gradbiščni delovni prostor. Akumulacija vode v tem prostoru, ki je lahko posledica več dejavnikov, lahko povzroči dvige delno dokončanih ([Bikçe, 2018a], [Fu, 2015]) ali že zgrajenih podzemnih objektov ([Bikçe, 2018b], [Drdacky, 2010]). Prekomerno izkoriščanje podzemnih vod, ki vodi v znižanje njihovih nivojev, ali projekti, ki namerno zvišujejo nivoje podzemnih vod, predstavljajo zahtevne inženirske izzive in lahko pomembno vplivajo na stanje že zgrajenih nadzemnih in podzemnih objektov. Lu s soavtorji [Lu, 2020] je predstavil napredno numerično metodo za analizo vplivov naraščajočih nivojev podzemnih vod na obstoječi predor podzemne železnice. Sun s sodelavci [Sun, 2024] je opravil obsežne študije in podal analitično rešitev za določitev najmanjše višine nadkritja, ki je potrebna za zagotavljanje stabilnosti predorov proti delovanju vzgona v mehkih hribinah.

Ekstremni naravni pojavi, kot so cunamiji, plimovanje, poplavljanje rek, hiter vodni ali blatni tok kot posledica intenzivnih padavin, nepričakovano zvišanje nivojev podzemnih vod, lahko preplavijo območja z grajenimi objekti in posledično povzročijo njihove dvige, posedke in zasuke. Obvladovanje vplivov navedenih naravnih pojavov na grajene objekte predstavlja zahtevne inženirske in raziskovalne izzive ([Bikçe, 2018a], [Drdacky, 2010], [Fu, 2015]). Bikçe s sodelavci [Bikçe, 2018a] je na primeru poslovne stavbe z vkopanimi kletnimi etažami, ki so bile med gradnjo poplavljene, raziskoval vplive vzgona na nastanek obsežnih poškodb konstrukcij obravnavane stavbe. Avtorji nazorno prikažejo posledice prekomernega vpliva vzgona na objekte med njihovo gradnjo in poudarjajo pomen ustreznega upoštevanja vzgona že pri načrtovanju objektov. Drdacky [Drdacky, 2010] je analiziral karakteristične primere poškodb objektov kulturne dediščine ob poplavih. V študiji navaja, da lahko obtežbe, kot so horizontalni tlaki visokih vod, vzgon, dinamični vplivi valov in plavajočih predmetov, spremenjeni pogoji temeljenja, nastanek poplavnih pregrad, ledene ujme in poplavljalni učinki, povzročijo resne poškodbe objektov. Vsi navedeni vplivi lahko nastopijo tudi sočasno, v teh primerih pa so njihovi škodljivi vplivi še izrazitejši.

Monitoring objektov, grajenih v tleh s prisotnimi podzemnimi vodami, vključno z monitoringom podzemnih voda, omogoča pravočasno odkrivanje morebitnih negativnih vplivov vzgona, zgodnje prepoznavanje poškodb in podpira informirano odločanje o vzdrževanju teh objektov. Prepozno sprejemanje odločitev lahko povzroči nastanek in napredovanje poškodb podzemnih objektov do takšne mere, da njihova sanacija ni več mogoča in jih je treba porušiti [Song, 2017].

V računskih analizah deloma ali v celoti vkopanih podzemnih konstrukcij se njihova stabilnost praviloma preveri tudi z izračunom varnostnega faktorja proti delovanju vzgona, pri čemer se upošteva ravnovesje navpičnih sil [Fu, 2015]. Čeprav postopki za določitev varnosti proti delovanju vzgona v predpisih in standardih nekaterih držav niso podrobneje določeni, je zahteva po preverjanju vplivov vzgona vključena v nekatere mednarodne standarde, kot je npr. Evrokod 7 [SIST EN 1997-1:2004, 2005]. V tem standardu, poglavje 2.4.7.1 (1), je navedeno:

"Kjer je to smiselno, je treba preveriti, da niso presežena naslednja mejna stanja: izguba ravnovesja konstrukcije ali tal zaradi dvigov, ki jih povzroči tlak vode (vzgon) ali drugih vertikalnih vplivov."

Projektanti pristaniških in obalnih konstrukcij običajno ne podcenjujejo tveganj, povezanih z vzgomom [Bikč, 2018a], vendar navedenega ne moremo trditi tudi za projektante konstrukcij, grajenih na območjih brez stalnih površinskih ali podzemnih vod. Glede na specifičnosti območja gradnje je smiselno pričakovati, da bodo projektanti upoštevali vplive vzgona v vseh bistvenih fazah gradnje kot tudi v obdobju obratovanja objektov [Fu, 2015]. Čeprav standardi, kot npr. omenjeni Evrokod 7 [SIST EN 1997-1:2004, 2005], tej problematiki namenijo ustrezno pozornost, se pomanjkljiva implementacija v standardih podanih navodil in nerazumevanje temeljnih konceptov vzgona še vedno odraža v primerih resnih poškodb objektov, ki so bili izpostavljeni njegovemu prekomernemu delovanju.

Upoštevanje navedeno, bi morala, na območjih z visokimi, naraščajočimi ali nihajočimi nivoji podzemnih vod, odpornost podzemnih konstrukcij na delovanje vzgona predstavljati enega ključnih vidikov njihovega načrtovanja.

3 VZGON, POSEBNOSTI IN UKREPI PRI NAČRTOVANJU OBJEKTOV

Kot že omenjeno, je ob načrtovanju objektov na območjih s prisotnimi podzemnimi vodami treba ustrezno pozornost nameniti delovanju vzgona na te objekte. Preveritev odpornosti deloma ali v celoti potopljenih objektov je nujno izvesti za vse faze njihove gradnje kot tudi za fazo njihovega rednega obratovanja. Kljub dejstvu, da standardi, kot je npr. Evrokod 7 [SIST EN 1997-1:2004, 2005], podajajo ustrezna navodila, se v vsakdanji inženirski praksi še vedno pojavljajo težave.

Stabilnost proti delovanju vzgona se dokaže z izračunom varnostnega faktorja, ki predstavlja razmerje med lastno težo ter stalnimi obtežbami objekta in vzgomom, ki mu je izpostavljena konstrukcija objekta. Vrednost tega varnostnega faktorja mora vsekakor presegati 1,0. V nadaljevanju predstavimo osnovna načela preverjanja podzemnih konstrukcij na delovanje vzgona, ki so predstavljena v znanstveni literaturi ([Bikč, 2018a], [Fu, 2015]) in usmeritve ter navodila, kot jih podaja standard Evrokod 7 [SIST EN 1997-1:2004, 2005].

Na trdno telo, potopljeno v mirujočo tekočino, deluje sila vzgona. Sila vzgona deluje v nasprotni smeri sile teže in je, skladno z Arhimedovim zakonom, enaka teži izpodrinjene tekočine. Sila vzgona F_b je enaka produktu prostornine izpodrinjene tekočine V , gostote izpodrinjene tekočine ρ_f in gravitacijskega pospeška g :

$$F_b = V \cdot \rho_f \cdot g. \quad (1)$$

V skladu s pravilnikom GB 50007-2011, Code for design of building foundation, ki ga v prispevku omenja Fu s sodelavci [Fu, 2015], je izračun stabilnosti proti delovanju vzgona obvezen in mora biti natančno izveden v primeru, ko bi se podzemni objekt zaradi vzgona lahko dvignil. V [Fu, 2015] je predstavljen tudi pogoj, s katerim naj bi bila zagotovljena stabilnost objekta proti delovanju vzgona:

$$G_k/N_{w,k} \geq K_w, \quad (2)$$

kjer G_k predstavlja lastno težo in stalno obtežbo objekta, $N_{w,k}$ je vrednost vzgona, K_w pa varnostni faktor proti delovanju vzgona z najnižjo predpisano vrednostjo 1,05. Avtorji prispevka [Fu, 2015] predlagajo tudi višjo vrednost varnostnega faktorja K_w , upoštevaje stopnjo zahtevnosti različnih inženirskih objektov.

Skladno s standardom Evrokod 7 [SIST EN 1997-1:2004, 2005] je treba varnost delno ali v celoti vkopanih objektov pred negativnim delovanjem vzgona preveriti na naslednji način:

$$\frac{E_{stb,d}}{E_{dst,d}} = \frac{\gamma_{G,stb} \cdot G}{\gamma_{Q,dst} \cdot B} \geq 1, \quad (3)$$

kjer sta $E_{stb,d}$ in $E_{dst,d}$ računski vrednosti ugodno delujočih oziroma neugodno delujočih vplivov. G predstavlja lastno težo in stalne obtežbe objekta, B silo vzgona, $\gamma_{G,stb}$ predstavlja delni varnostni faktor ugodno delujočih stalnih vplivov, $\gamma_{Q,dst}$ pa delni varnostni faktor neugodno delujočih spremenljivih vplivov. Priporočeni vrednosti omenjenih delnih varnostnih faktorjev skladno s standardom Evrokod 7 [SIST EN 1997-1:2004, 2005] sta $\gamma_{G,stb}=0,9$ in $\gamma_{Q,dst}=1,5$.

Toda skladno z [Bond, 2008], kjer so podana dodatna pojasnila načel standarda Evrokod 7 [SIST EN 1997-1:2004, 2005], so vrednosti upoštevanih delnih varnostnih faktorjev pri obtežbi vode predmet obsežnih diskusij v geotehniški stroki. Ta naj bi predstavljala relativno dobro poznano obtežbo, še posebej, če je njen najvišji možni nivo blizu površja. Tako je predlagan inženirski pristop, kjer se, za nivoje podzemnih vod do najvišjega normalnega nivoja, ki je potrjen z večletnimi meritvami, obtežba vode poveča z delnim varnostnim faktorjem $\gamma_{Q,dst}=1,35$. Če pa bi nivo podzemnih vod dosegel najvišji možni nivo, pa naj bi se obtežba vode množila z delnim varnostnim faktorjem $\gamma_{Q,dst}=1,0$.

Če, ob predhodno navedenem, enačbo (3) pretvorimo v primerljivo obliko enačbe (2), bi, skladno s standardom Evrokod 7 [SIST EN 1997-1:2004, 2005] in [Bond, 2008], varnostni faktor proti delovanju vzgona lahko zavzel naslednje vrednosti:

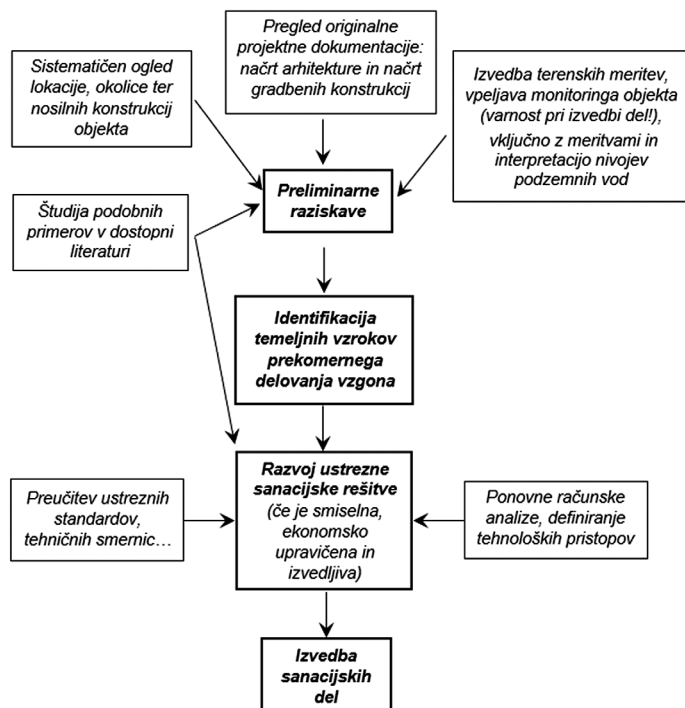
$$F_s = \frac{G}{B} \geq \frac{\gamma_{Q,dst}}{\gamma_{G,stb}} = \text{od } \frac{1,0}{0,9} \text{ do } \frac{1,35}{0,9} = \text{od } 1,11 \text{ do } 1,50. \quad (4)$$

V primerih, ko lastna teža ter stalne obtežbe objekta same ne zagotavljajo zadostne varnosti pred negativnim delovanjem vzgona, je mogoče uporabiti več različnih ukrepov. Podzemni objekt lahko s posebnimi strižnimi čepi ali sidri povežemo z obodno zaščitno masivno armiranobetonsko konstrukcijo gradbene jame, uporabiti pa je mogoče tudi geotehnična sidra [Bhaud, 2014]. Kadar bi delovanje vzgona lahko povzročilo težave že med gradnjo, ko končni nivoji lastne teže in stalnih obtežb konstrukcije še niso zagotovljeni, je mogoče objekt v gradnji tudi začasno dodatno obtežiti, npr. z uporabo vreč, napolnjenih s peskom, ki se vgradijo nad sistem temeljenja objekta [Fu, 2015]. Pri nedokončanem objektu je mogoče sprejeti tudi inženirski ukrep, s katerim dopustimo, da voda ob ekstremnih dogodkih poplavi notranjost objekta.

4 METODOLOGIJA

Ko prekomerni vplivi vzgona na že zgrajene objekte ali objekte med gradnjo postanejo očitni in se praviloma kažejo v obliki dvigov, zasukov objektov, razpok itd., je nastalo stanje nujno obravnavati sistematično.

Na sliki 1 prikazujemo diagram poteka dela, z uporabo katerega je mogoče ugotoviti temeljne vzroke, ki so pripeljali do škodljivega vpliva vzgona na objekt. Če je to tehnološko izvedljivo, smiselno ter ekonomsko upravičeno, je mogoče izvesti postopek sanacije, s katerimi te prekomerne vplive omejimo ali tudi v celoti odpravimo.



Slika 1. Diagram poteka dela za ugotavljanje vzrokov prekomernega delovanja vzgona in razvoj sanacijskih ukrepov

Če se dela lahko izvajajo varno, se najprej izvede sistematičen ogled lokacije objekta, njegove okolice ter pregled nosilnih konstrukcij. Izdelata se t. i. kataster poškodb objekta z meritvami premikov, zasukov, razpok itd., ki so nastali kot posledica delovanja vzgona. Poleg navedenega je treba temeljito preučiti vso razpoložljivo projektno in drugo dokumentacijo objekta, kot so poročila o preiskavah temeljnih tal in arhivske meritve nivojev podzemnih vod. Vsekakor se pregledajo tudi načrti s področja arhitekture vključno z detajli in načrti s področja gradbeništva z izračuni, ki dokazujejo stabilnost obstoječe konstrukcije proti delovanju vzgona.

Že v fazi preliminarne raziskave je smiselno v razpoložljivi literaturi poiskati podobne primere objektov, poškodovanih zaradi delovanja vzgona. Če je le mogoče, se vzpostavijo meritve nivojev podzemnih vod neposredno na lokaciji objekta s piezometri in monitoring oziroma spremljanje stanja nosilnih konstrukcij objekta. To lahko vključuje preproste meritve, kot so npr. opazovanje delovanja razpok z namenskim merilom in meritve dviga ali posedenja objekta z uporabo standardnega merilnega traku. Priporočljivo je, da se čim prej vpelje tudi geodetska spremljava stanja poškodovanega objekta. Pred nadaljevanjem del je treba monitoring izvajati toliko časa, da se prepoznajo zakonitosti spreminjanja nivojev podzemnih vod kot tudi zakonitosti obnašanja objekta. Na podlagi navedenih aktivnosti bo mogoče vsaj okvirno prepoznati temeljne vzroke prekomernega delovanja vzgona na poškodovani objekt.

Da bi bilo mogoče omejiti ali v celoti odpraviti vzroke prekomernega vzgona, je v fazi razvoja ustrezne sanacijske rešitve smiselno podrobno preučiti literaturo, ki se navezuje na podobna stanja objektov. V tej fazi se preučijo tudi standardi, tehnične smernice in predpisi, ki podajajo strokovna navodila, kako obravnavati vplive vzgona na objekte, ki so deloma ali v celoti potopljene. Za omejitev ali odpravo škodljivih vplivov vzgona je treba izdelati projektno dokumentacijo, katere sestavni del morajo biti tudi verodostojne računske analize stabilnosti proti delovanju vzgona. Praviloma se razvije tudi posebna tehnološka rešitev, ki predstavlja osnovo za izvedbo sanacijskih del.

V specifičnih primerih so lahko okoliščine izvedbe sanacijskih del tehnološko zelo zahtevne ali pa so poškodbe konstrukcij objekta zaradi prekomernega vzgona tako obsežne, da izvedba sanacijskih del ni ekonomsko upravičena in je treba objekt porušiti [Bikçe, 2018a].

5 ŠTUDIJA PRIMERA

5.1 Splošno

V tem poglavju bomo predstavili trietažni objekt podzemnih garaž, ki ga je poškodoval prekomerni vzgon. Po okvirno osmih letih obratovanja se je objekt v obdobju le treh dni neenakomerno dvignil. Nerazumljivo je bilo, zakaj se je objekt dvignil šele po tako dolgem obdobju po dokončanju gradnje, tudi ob dejstvu, da pred dvigom na širši lokaciji ni bilo ekstremnih padavinskih dogodkov, poplav, potresov ali drugih izrednih dogodkov, ki bi lahko povzročili nenaden in nepredviden dvig nivojev podzemnih vod ali npr. likvifikacijo temeljnih tal.

Poškodbe objekta in okolice, ki so prikazane na sliki 2, so se odražale v obliki dvigov in zasukov objekta, poškodb na stikih s sosednjimi objekti, deformiranja bližnjih vozniških površin in razpok v armiranobetonski konstrukciji objekta, skozi katere je podzemna voda vtekala v notranjost garaž. Podzemne vode so vtekale tudi v notranjost kletne etaže sosednjega objekta 1 (glej tudi sliko 6) tik ob obravnavani podzemni garaži. Ob preliminarne ogledu objekta smo ugotavljali tudi, da so bili v preteklosti že izvedeni poskusi tesnjenja teh razpok, vzrokom za vtekanje podzemnih vod skozi »vodotesno« izvedene obodne stene garaž pa očitno ni bila namenjena primerna in zadostna pozornost.

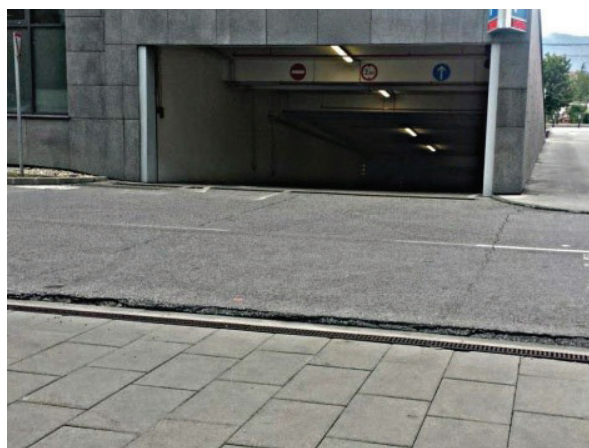
Začetne geodetske meritve so pokazale, da se je podzemna garaža, na nivoju temeljenja v tretji podzemni etaži, v primerjavi s projektnimi nivoji, dvignila neenakomerno. Na jugozahodnem vogalu so dvigi znašali okvirno 1,7 cm, vzdolž vzdolga obodne stene garaž pa kar do 14,5 cm. V več mesecih izvajanja geodetskih meritev, od poletja do pozne jeseni 2018, se je objekt postopoma posedel, s posedki vse do 3,2 cm. Očitno je bilo, da podzemna garaža še vedno ni stabilna.

Kot bomo pokazali v nadaljevanju, je bilo že v fazi projektiranja predvideno, da bo podzemna garaža grajena v območju s prisotno podtalnico.

Po pregledu obsežne literature s podobno tematiko smo ugotovili, da ta obravnava predvsem podzemne objekte z izvedenim t. i. nadkritjem, ki praviloma deluje ugodno in pomaga stabilizirati konstrukcije, izpostavljene obtežbam vzgona ([Lu, 2020],



Slika 2. Dvigi obravnavane podzemne garaže in poškodbe, ki so se pojavile na stikih z okoliškimi objekti



Slika 3. Poškodbe bližnjih voznih površin, ki se kažejo v obliki razpok in diferenčnih dvigov



Slika 4. Neuspeli poskusi tesnjenja razpok v vkopanih obodnih stenah in vtekanje podzemnih vod v notranjost garaž

[Sun, 2024]), objekte, ki so bili med gradnjo izpostavljeni prevelikemu vzgonu in jih je bilo treba porušiti [Bikçe, 2018a], ali objekte med gradnjo, ki so jim zagotovili stabilnost proti vzgonu z dodajanjem mas [Fu, 2015]. Analiz objekta z enakim ali podobnim stanjem in poškodbami v preučeni literaturi žal nismo odkrili.

Nad obravnavano trietažno podzemno garažo namreč niso bile zgrajene nadzemne etaže ali nadkritje, ki bi dodatno stabiliziralo objekt proti delovanju vzgona, predvsem pa je podzemna garaža praktično brez večjih posebnosti, razen prikazanih razpok in zamakanj, delovala skoraj desetletje po dokončanju gradnje.

Na konkretni študiji objekta, poškodovanega zaradi delovanja vzgona, želimo prikazati dopolnjevanje akademskega in praktičnega, inženirskega področja. Prikazati želimo, kako ravnati v situaciji, ko stanje objekta zahteva ukrepanje za omejitev napredovanja njegovih poškodb. Sistematično bo analiziran nastanek vzrokov za dvige podzemne garaže, ki so, kot bo pokazano, očitno nastali kot posledica prekomernega vzgona. Prikazan bo tudi razvoj tehnološke rešitve, s katero smo dvignjeno podzemno garažo nadzorovano spuščali in se po dokončanju posegov približali njenim projektnim nivojem. Aktivnosti, ki smo jih opravili, sledijo osnovnim korakom metodologije, predstavljene v predhodnem poglavju.

5.2 Sistematičen ogled lokacije, okolice in stanja privzdignjene konstrukcije

Trietažna podzemna garaža s tlorisnimi dimenzijami 70,2 m × 43,2 m je bila zgrajena na območju s praktično ravnim terenom, približno 1900 m od večjega vodotoka in na območju, kjer je prisotna podtalnica. Urejene parkirne površine nad vkopanim objektom nivojsko okvirno sovpadajo z nivojem okoliškega terena in so povezane z voznimi površinami ob sosednjih objektih. Objekt nima nadzemnih etaž, ki so sicer značilne za številne podzemne objekte v urbanih središčih.

Na zahodni strani so tik ob obravnavani podzemni garaži kletne etaže sosednje stavbe, klet sosednje stavbe na njeni južni strani pa je oddaljena približno 3,5 metra.

Izvedene so bile predhodne, enostavne meritve dvigov podzemne garaže z uporabo tračnega metra, ki jih prikazujemo tudi na sliki 2. Na mestih, kjer se garaža navezuje na okoliške objekte, so se pojavile poškodbe v obliki deformacij voznih površin, ki so predstavljene na sliki 3. Kot prikažemo na sliki 4, so se v armiranobetonskih obodnih stenah podzemne garaže pojavile številne razpoke, skozi katere je podzemna voda vtekala v notranjost garažnih prostorov.

5.3 Pregled poročila o preiskavah temeljnih tal

Na območju gradnje z okvirno površino 5000 m² je bilo izvedenih deset raziskovalnih vrtin globine do 25 m. V preglednici 1 je predstavljena karakteristična sestava temeljnih tal na območju obravnavane garaže z rezultati SPT-testov. Ta je grafično predstavljena tudi na sliki 5.

Globina (m)	Profil tal	SPT - N (št. udarcev)
0,00–1,30	umetno nasutje	/
1,30–2,30	melj srednje in nizke plastičnosti (MI/ML)	10–14
2,30–3,90	dobro zrnat pesek (SW)	8–22
3,90–7,60	dobro zrnat gramoz (GW)	> 50
7,60–25,00	melj/glina (MI/CI)	> 50

Preglednica 1. Karakteristična sestava temeljnih tal in rezultati SPT-testov, pridobljeni iz raziskovalnih vrtin

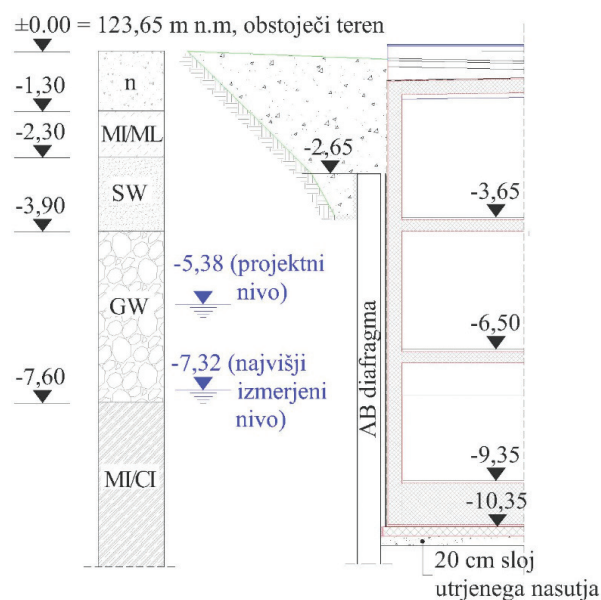
5.4 Preiskave nivojev podzemne vode

Po temeljitem pregledu originalne projektne dokumentacije smo ugotovili, da je bila podzemna garaža projektirana na arhivske meritve nivojev podtalnice v piezometru, ki se je nahajal 300 m od območja gradnje. Projektni nivo podtalnice je znašal 118,27 m n. m. oziroma 5,38 m pod površino tal. Tako je bilo predvideno, da ob najvišjem nivoju podtalnice nad dnom temeljne plošče nastopi potopitev garaže za okvirno 4,9 m.

Po zaznanem dvigu garaže je bil ob njenem jugovzhodnem vogalu vgrajen dodatni piezometer za spremljanje nivojev podtalnice neposredno ob objektu. Meritve nivojev podtalnice v tem piezometru so predstavljene v preglednici 2. Iz njih je

meritev št.	datum	nivo podzemne vode, merjeno od terena [m]	absolutni nivo podzemne vode [m n. m.]	ocenjena potopitev garaže [m]
1	22. 8. 2018	7,32	116,325	3,025
2	24. 10. 2018	7,56	116,085	2,785
3	2. 11. 2018	7,54	116,105	2,805
4	6. 11. 2018	7,59	116,055	2,755
5	29. 11. 2018	7,45	116,205	2,905
6	3. 1. 2019	7,40	116,255	2,955
7	5. 2. 2019	7,67	115,985	2,685

Preglednica 2. Meritve nivojev podtalnice v dodatno vgrajenem piezometru ob jugovzhodnem vogalu garaže



Slika 5. Prerez robnega območja podzemnih garaž z varovalno konstrukcijo gradbene jame, sestava temeljnih tal s projektnim in najvišjim izmerjenim nivojem podzemnih vod

razvidno, da so nivoji podtalnice v obdobju okvirno pol leta, v neposredni bližini garaže, nekoliko nihali (115,985 m n. m.–116,325 m n. m.), vendar so bili ti skoraj 2 m in več pod nivojem podtalnice, ki je bil upoštevan v originalnem statičnem izračunu.

Na sliki 5 je na prikazanem prerezu robnega območja podzemnih garaž grafično ponazorjen tudi nivo podtalnice, ki je bil upoštevan pri izdelavi projektne dokumentacije in njen najvišji izmerjen nivo skladno z rezultati meritev, podanimi v preglednici 2.

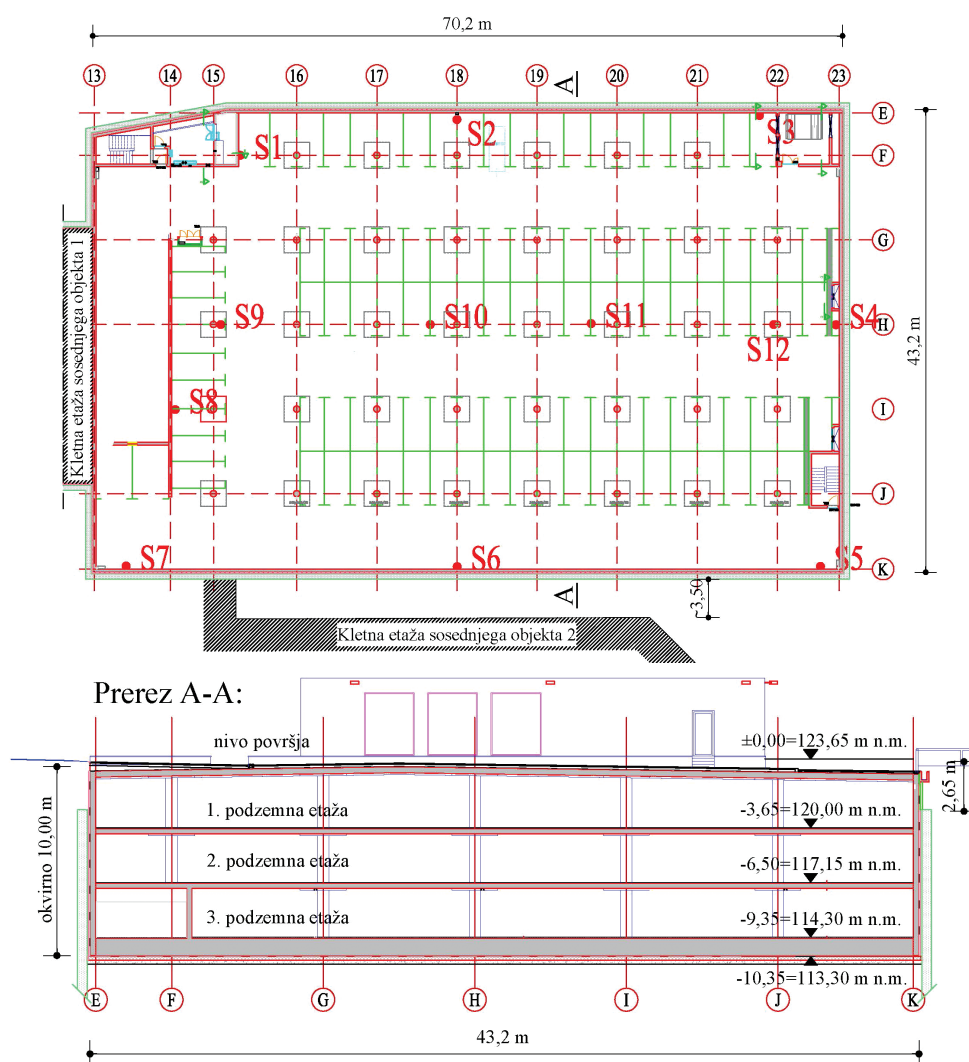
5.5 Pregled načrta arhitekture z detajli, varovalna konstrukcija gradbene jame in tehnološki postopki gradnje

Kot prikazujemo na sliki 6, je bila trietažna podzemna garaža, s tlorsnimi dimenzijami 70,2 m × 43,2 m zgrajena v gradbeni jami, z dnom temeljne plošče na nivoju okvirno 10,35 m pod urejenim okolnim terenom. Bruto površina vsake podzemne etaže je okvirno 3020 m², skupna lastna teža in stalna obtežba konstrukcije pa znaša skoraj 190 MN (mase 19.000 ton).

Nosilna konstrukcija podzemne garaže je v celoti armirano-betonska. Navpične konstrukcijske elemente tvorijo obodni zidovi debeline 30 cm in okrogli notranji stebri premera 60 cm. Vodoravne nosilne elemente predstavljajo 95 cm debela temeljna plošča, medetažne plošče debeline 25 cm in vrhnja, stropna plošča debeline 30 cm. Medetažne in stropna plošča so nad vsemi notranjimi stebri lokalno ojačane z vutami. Po preverjanju bistvenih dimenzij obravnavane stavbe smo ugotovili, da je bila dimenzijsko zgrajena v skladu z arhitekturno zasnovo.

Varovalno konstrukcijo gradbene jame, ki je prikazana tudi na sliki 7, je predstavljala 50 cm debela armiranobetonska diafragma, ki je bila nivojsko sidrana z vgradnjo začasnih geotehničnih sider. Zgornji rob diafragme je bil izveden okvirno 2,65 m pod končno urejenim nivojem okolnega terena.

Izkopu gradbene jame znotraj oboda izvedene varovalne diafragme je sledila izvedba temeljenja garaž. Na 20-centimetrski sloj utrjenega nasutja se je izvedla armiranobetonska plošča debeline 20 cm. Na njeno površino so bili vgrajeni



Slika 6. Tloris (vključno z razporeditvijo geodetskih reperjev v 3. podzemni etaži) in karakteristični prečni prerezi obravnavane garaže

hidroizolacijski sloji z dodatnim vrhnjim zaščitnim slojem betona (5 cm). Navedeno je predstavljalo podlago za izdelavo armiranobetonske temeljne plošče debeline 95 cm.

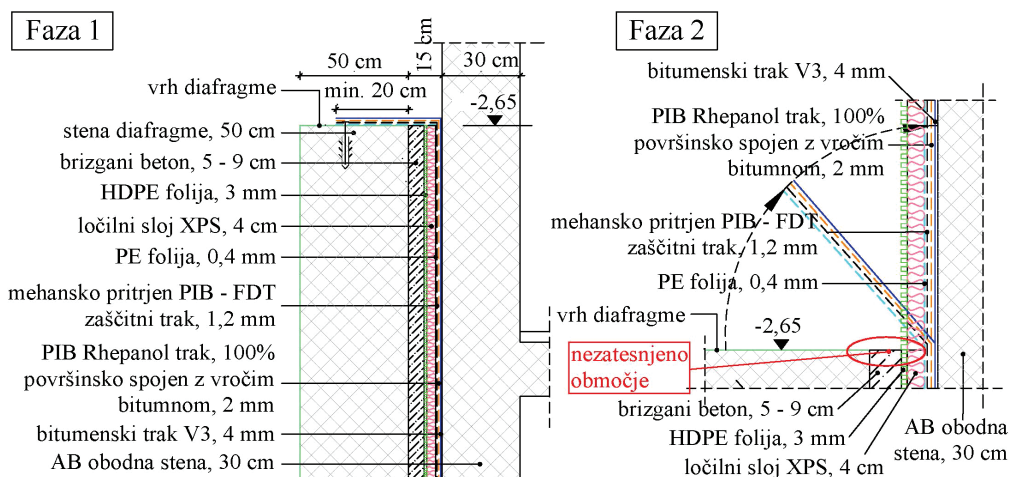
diafragme, z vodoravnim zaključkom, pritrjeni PE-folija, zaščitni trak PIB-FDT, PIB Rhepanol in bitumenski trakovi. V drugi fazi, po dokončanju obodnih zidov garaže nad nivojem vrha



Slika 7. Armiranobetonska diafragma, izkopna dela v gradbeni jami in izravnava površin diafragme s slojem brizganega betona

Kot je prikazano na sliki 7, so bile površine odkopane armiranobetonske diafragme izravnane z nanosom okvirno 5–9 cm sloja brizganega betona. Na tako pripravljeno površino sta se vgradila 3 mm HDPE-folija in ločilni sloj iz 4 cm debelih plošč iz ekstrudiranega polistirena. Na ta sloj se je namestil dodatni vodotesni sloj v obliki PE-folije in mehansko sidranega PIB-FDT zaščitnega traku. Sledila je vgradnja hidroizolacijskih trakov PIB Rhepanol z uporabo vročega bitumna in končno še vgradnja površinsko zlepljenih bitumenskih trakov. Po dokončani

diafragme, so se vodoravni zaključki hidroizolacijskih slojev premestili na zunanjo vertikalno površino obodnih zidov in se tudi podaljšali vse do vrha objekta. Slika 8 jasno prikazuje, da je v skladu z arhitekturno zasnovo vrh armiranobetonske diafragme, skupaj s HDPE-folijo in ločilnim slojem ekstrudiranega polistirena, po drugi fazi namestitve hidroizolacijskih slojev ostal nezatesnjen, torej brez ustreznih vodoravnih hidroizolacijskih zaključkov.



Slika 8. Prva in druga faza vgradnje hidroizolacijskih slojev ob vrhu armiranobetonske diafragme

izvedbi vseh hidroizolacijskih slojev se je pristopilo k izvedbi obodnih armiranobetonskih sten debeline 30 cm, ki so se gradile z uporabo enostranskih opažev.

Na sliki 8 je predstavljen arhitekturni detajl – izvedba hidroizolacijskih slojev ob vrhu armiranobetonske diafragme. Ti so se vgradili v dveh zaporednih fazah. V prvi fazi so bili na vrh

5.6 Pregled načrtov s področja gradbeništva z računskimi analizami

Po pregledu načrtov s področja gradbeništva smo ugotovili, da je bila opravljena precej preprosta analiza stabilnosti objekta proti delovanju vzgona, ki pa ni skladna z načeli standarda

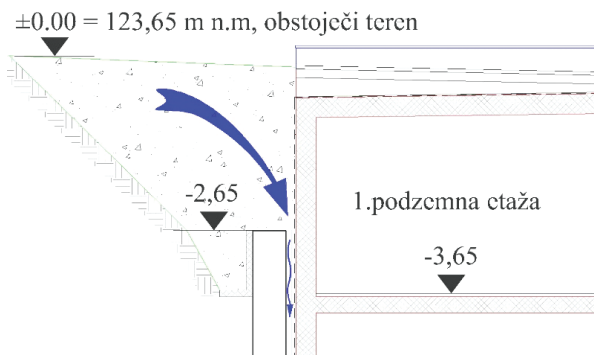
Evrokod 7 [SIST EN 1997-1:2004, 2005] in Bond [2008]. V izračunih je bilo upoštevano, da znašata lastna in stalna obtežba podzemne garaže 59 kN/m^2 . Kot že omenjeno, je bilo predvideno, da lahko, merjeno od dna temeljne plošče, največja globina potopitve objekta doseže okvirno 4,9 m. Tako je bil izračunan naslednji varnostni faktor F_s proti delovanju vzgona:

$$F_s = \frac{G}{B} = \frac{59 \text{ kN/m}^2}{4,9 \text{ m} \cdot 10 \text{ kN/m}^3} = 1,2 > 1. \quad (5)$$

Kljub navedenemu pa še vedno ni bilo razumljivo, zakaj je podzemna garaža skoraj desetletje od dokončanju njene gradnje obratovala brez težav, povezanih z vzgonom.

5.7 Najverjetnejši razlog dviga podzemne garaže

Kot smo predhodno predstavili v preglednici 2, so meritve nivojev podtalnice tik ob objektu izkazovale nivoje, ki so bili za 2 m in več pod nivojem podtalnice, ki je bil upoštevan v originalnih računskih analizah. Na podlagi ugotovitev, da je znašala največja potopitev podzemne garaže 3,025 m (v originalnih izračunih upoštevana potopitev 4,9 m), smo zaključili, da le podtalnica ni mogla povzročiti prekomernega vzgona in dviga objekta. Ob potopitvi garaže za 3,025 m znaša namreč, skladno s standardom Evrokod 7 [SIST EN 1997-1:2004, 2005] in ob inženirsko celo prekomerno konservativnem upoštevanju $\gamma_{Q,dst}=1,5$, varnostni faktor proti delovanju vzgona $F_s=1,17>1$.



Slika 9. Območje netesnosti in vtekanja podzemne vode v prostor med zunanjo in notranjo steno "dvojne kadi" (levo) in vtekanje podtalnice v sloj utrjenega nasutja pod temeljno ploščo (desno)

Tako se nam je zastavilo naslednje vprašanje: "Ali je mogoče, da se neposredno ob objektu nahaja nivo podzemne vode (npr. ujeta voda), zaradi katerega bi lahko bila garaža izpostavljena prekomernemu vzgonu, ki bi povzročil njene dvige?"

Po podrobni preučitvi načrtov arhitekture smo ugotovili, da je bila podzemna obodna konstrukcija garaže zgrajena po sistemu "dvojne kadi". Zaščita gradbene jame v obliki armiranobetonske diafragme predstavlja njeno zunanjo steno, 30 cm debele obodne armiranobetonske stene garaže pa notranjo steno "dvojne kadi". Med zunanjo in notranjo steno "dvojne kadi" so nameščeni ločilni sloj v obliki plošč iz ekstrudiranega polistirena in hidroizolacijski sloji.

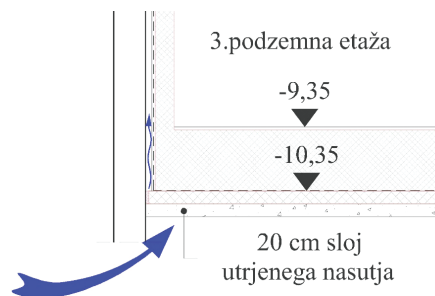
Na podlagi vseh zbranih podatkov smo ugotovili, da najverjetnejši vzrok za dvig garaže predstavlja neustrezno izveden detajl hidroizolacijskih slojev na vrhu diafragme v kombinaciji z dolgotrajnim vtekanjem in akumulacijo podzemne vode v

medprostoru "dvojne kadi". Navedeno nazorno prikazujemo na sliki 8 (druga faza vgradnje hidroizolacijskih slojev) in na sliki 9. Ker vrh vkopane armiranobetonske diafragme v času terenskih ogledov ni bil dostopen, smo našo hipotezo potrdili z dodatnimi raziskavami pred izvedbo sanacijskih del, ki so predstavljene v nadaljevanju prispevka.

Razumljivo je seveda tudi, da je podtalnica, po dokončanju gradnje, vtekala tudi pod objekt v območje sloja 20 cm utrjenega nasutja pod temeljno ploščo in se, kot je prikazano na sliki 9, v medprostoru "dvojne kadi" dvigovala do vzpostavitve njenega nivoja v okolni hribini.

Kot smo že omenili, se je podzemna garaža, tlorisno gledano, dvignila neenakomerno. Razlogov za navedeno je najverjetneje več, vendar menimo, da so bistveni naslednji:

1. trietažna podzemna garaža je zgrajena tik ob kletni etaži sosednje stavbe vzdolž njene zahodne stranice (kjer je bil izmerjen tudi najmanjši dvig), druge stranice garaže pa so omejene z armiranobetonsko diafragmo,
2. napetosti, ki so se med dvigovanjem razvile kot posledica trenja na površinah vkopanih obodnih sten garaže niso bile enake po vsem obodu podzemne garaže in
3. lastna teža in stalne obtežbe garaže niso enakomerno porazdeljene po njenem tlorisu.



5.8 Nadzorovano spuščanje dvignjene podzemne garaže

5.8.1 Uvod

Po preučitvi rezultatov večmesečnih geodetskih meritev in izvedbi terenskih pregledov je bilo mogoče zaključiti, da se konstrukcija podzemne garaže še vedno dviguje in na določenih delih celo poseda, torej ni stabilna. Da bi v največji možni meri omejili nastale posledice ter obseg nadaljnjih poškodb, je bilo nujno čim prej izvesti ustrezne sanacijske posege. Zaradi časovnih omejitev žal ni bilo mogoče izvesti podrobnejših numeričnih simulacij, dodati pa je treba, da bi bile dodatne računske analize objekta vsekakor koristne.

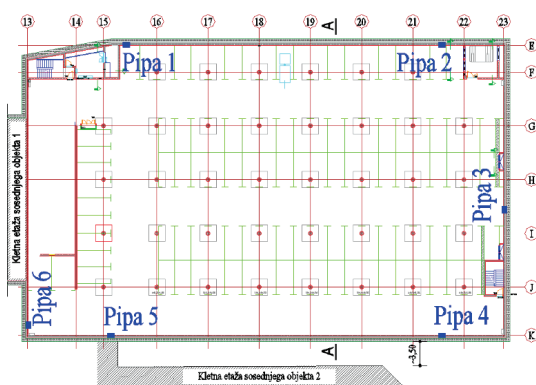
Cilj upravljalca objekta je bil, da se podzemna garaža po izvedenih sanacijskih ukrepih povrne v lego, kot jo je zavzemala

po končani gradnji. Tako je bil pripravljen projekt sanacije, ki je vključeval tudi razvoj tehnološke rešitve za nadzorovano odvajanje podzemne vode, ujete v medprostoru "dvojne kadi", in posledično nadzorovano spuščanje trietažne podzemne garaže.

5.8.2 Program nadzorovanega spuščanja

Program nadzorovanega spuščanja podzemne garaže so sestavljali naslednji bistveni koraki:

1. izdelava izpustnih mest v tretji kleti garaže, vključno z namestitvijo opreme za spremljanje tlaka in pretoka ujete podzemne vode iz prostora med zunanjo in notranjo steno "dvojne kadi",
2. izboljšanje in nadgradnja obstoječega geodetskega monitoringa garaže in njene okolice,
3. namestitev merilcev delovanja karakterističnih razpok v vseh etažah podzemne garaže.

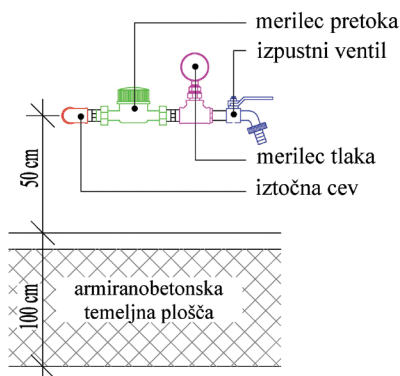


Ker je debelina obodne armiranobetonske stene znašala 30 cm, se je na predvidenih izpustnih mestih najprej, s tehnologijo kronskega vrtanja, izvedla izvrtina premera 50 mm in globine 25 cm. V tako pripravljene izvrtine so se namestili standardni injekcijski nastavki zunanjega premera 50 mm. Kot je prikazano na sliki 10, se je na zunanji navoj injekcijskega nastavka namestil standardni vodovodni ventil. Končna faza prevrtanja obodne stene, s katero smo dosegli vmesni prostor med notranjo in zunanjo steno »dvojne kadi«, v kateri naj bi bila ujeta podzemna voda, se je izvedla preko odprtega vodovodnega ventila in vzdolž notranjosti vgrajenega injekcijskega nastavka.

Slika 11 prikazuje, da so bila vsa izpustna mesta opremljena tudi z merilnikom vodnega tlaka (manometrom) z območjem meritev do 0,6 bara, z občutljivostjo 0,01 bara ter z merilnikom pretoka vode.



Slika 10. Tlorisna razporeditev izpustnih mest za odvajanje ujete vode, injekcijski nastavek z nameščenim in odprtim ventilom ter iztekanje ujete vode po prevrtanju notranje stene "dvojne kadi"



Slika 11. Merilna oprema izpustnega mesta za nadzorovano odvajanje ujete podzemne vode

5.8.3 Izpustna mesta ujete vode

V obodnih stenah tretje kleti podzemne garaže je bilo, 50 cm nad vrhom temeljne plošče, vzpostavljenih šest izpustnih mest za odvajanje ujete podzemne vode. Tlorisna razporeditev izpustnih mest, označenih kot Pipa 1–6, je prikazana na sliki 10. Ujeta voda se je nadzorovano odvajala v notranjost garažnih prostorov, od tam pa preko zbirnega jaška z vgrajeno črpalko v črpalni sistem odvajanja površinskih voda s parkirnih mest.

5.8.4 Geodetski monitoring

Za spremljanje vertikalnih premikov podzemne garaže in njene okolice je bila vzpostavljena geodetska mreža 27 geodetskih reperjev. Poleg navedenega so bile izvajane tudi meritve vertikalnosti vseh štirih notranjih vogalov podzemne garaže. Vzpostavljena je bila mreža naslednjih geodetskih reperjev:

1. 4 geodetski reperji, označeni z G1–G4, na parkirnih površinah vrhnje etaže,

2.12 geodetskih reperjev z oznakami S1-S12 na površinah tretje podzemne etaže (njihova tlorsna razporeditev je prikazana tudi na sliki 6).

3.11 geodetskih reperjev z oznakami K1, R1-R10, nameščenih na okoliških stavbah.

Za določitev višine izhodišnega geodetskega reperja P1, ki je bil okvirno 50 m severozahodno od stranice podzemne garaže, na kateri so bili izmerjeni manjši dvigi, je bila uporabljena oprema TRIMBLE R8s (GNSS). Okvirno 200 m od reperja P1 je bil, za spremljavo njegove stabilnosti, vzpostavljen dodatni geodetski kontrolni reper. Meritve višin vzpostavljenih geodetskih reperjev so bile izvedene z uporabo visokonatančnega digitalnega nivelirja Stonex D1 s podatkom, da je standardna deviacija 1,5 mm na kilometer dvojnega nivelmana.

5.8.5 Monitoring razpok v armiranobetonskih konstrukcijah garaže

Z namenom spremljanja morebitnega napredovanja obstoječih razpok v armiranobetonskih obodnih stenah in medetažnih ploščah garaže se je vzpostavil tudi njihov monitoring. Rezultati tega monitoringa so bili namenjeni takojšnjemu ukrepanju oziroma prekinitvi postopka izpuščanja ujetih vod, če bi se izkazalo, da se v armiranobetonskih konstrukcijah pojavljajo nove, nepredvidene razpoke ali se obstoječe razpoke nenadzorovano širijo.

Sistem spremljanja razpok je vključeval 22 razpok v najnižji, tretji podzemni etaži, 24 razpok v drugi etaži in deset razpok v najvišji, prvi etaži garaže. Meritve širin razpok so bile izvajane na obstoječih, najširših razpokah, ki so bile bodisi opremljene s kovinskimi čepi, na katerih so se izvajale meritve poligona, bodisi so bile preprosto opremljene s tankimi stekelci, ki so bila nameščena nad razpokami. Poligonske meritve širin razpok, z natančnostjo 0,01 mm, so se izvajale na desetih razpokah v tretji in na dveh razpokah v drugi podzemni etaži, spremljanje preostalih razpok pa je imelo kontrolni značaj.

5.8.6 Izvedba nadzorovanega spuščanja garaže in rezultati

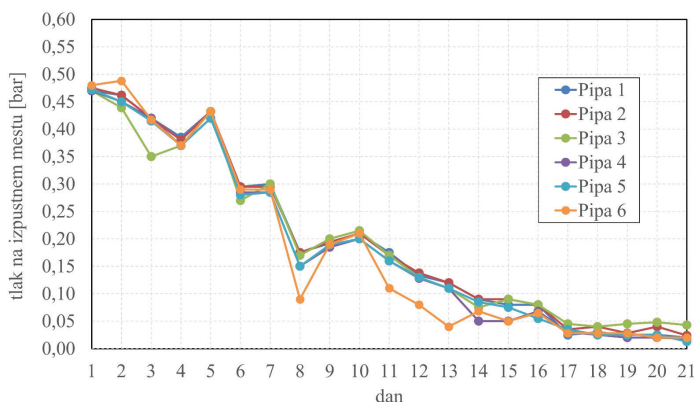
V obdobju obilnih padavin v jeseni 2019, ko se je glede na pretekle izkušnje pričakovalo nadaljnje dvigovanje podzemne garaže, se je pristopilo k nadzorovanemu izpustu ujetе podzemne vode iz medprostora "dvojne kadi". Cilj spuščanja je bil podzemno garažo povrniti v lego, kot jo je zavzemala pred dvigom oziroma v njeno osnovno, projektirano lego.

Nadzorovan izpust ujetе podzemne vode je trajal 21 dni, z nekaj prekinitvami, ki so skupaj trajale 35 ur. Te so bile potrebne za čiščenje merilne opreme na izpustnih mestih, saj je ujeta voda vsebovala tudi nekaj nečistoč. Izpust ujetе podzemne vode je bil končan, ko se je tlak vode na manometrih izpustnih mest ustalil pod 0,03 bara, kar je pomenilo, da se nivo ujetе vode v medprostoru "dvojne kadi" nahaja približno 80 cm nad vrhom armiranobetonske temeljne plošče.

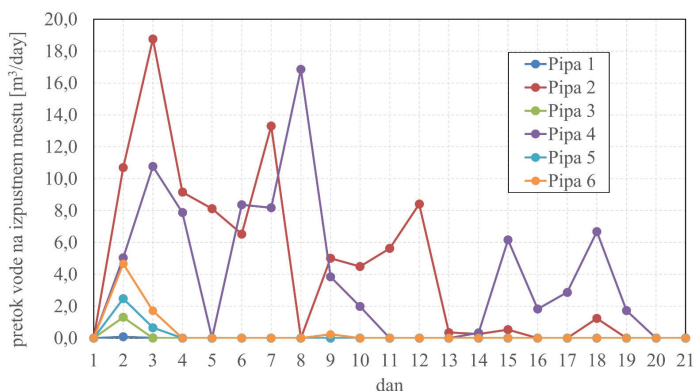
Na sliki 12 je prikazan časovni razvoj tlakov ujetе podzemne vode na izpustnih mestih.

Na sliki 13 so prikazani izmerjeni dnevni pretoki, na sliki 14 pa skupni pretoki ujetе podzemne vode na posameznih izpustnih mestih.

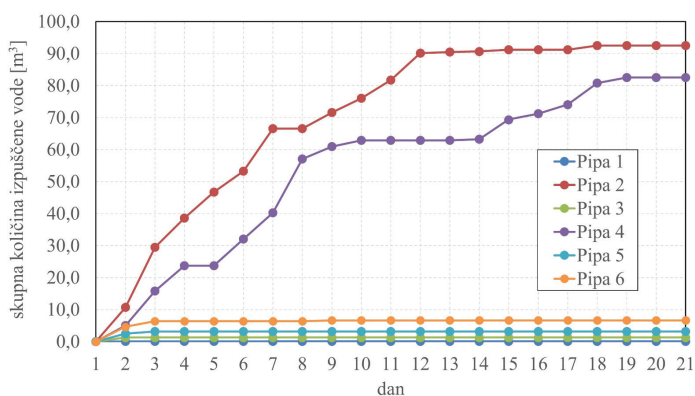
Monitoring karakterističnih razpok, preko katerih so bila nameščena kontrolna stekelca, je pokazal, da se ta, med nadzorovanim spuščanjem, niso poškodovale. V preglednici 3 so predstavljeni rezultati poligonskih meritev širin razpok v drugi in tretji podzemni etaži. Pozitivne vrednosti predstavljajo širjenje, negativne pa zapiranje razpok.



Slika 12. Časovni razvoj tlaka ujetе podzemne vode na izpustnih mestih



Slika 13. Dnevni pretoki ujetе podzemne vode na posameznih izpustnih mestih



Slika 14. Skupni pretoki ujetе podzemne vode na posameznih izpustnih mestih

3. etaža	začetna meritev [mm]	končna meritev [mm]	razlika [mm]
R1	46,85	46,86	+0,01
R2	78,17	78,14	-0,03
R7	42,69	42,66	-0,03
R12	42,89	42,87	-0,02
NR3	44,84	44,81	-0,03
R17	43,25	43,25	±0,00
R23	40,32	40,32	±0,00
R28	38,56	38,58	+0,02
NR23	42,80	42,79	-0,01
NR27	39,14	39,14	±0,00
2. etaža			
NR9	47,78	47,77	-0,01
NR23	42,47	42,48	+0,01

Preglednica 3. Rezultati poligonskih meritev širin karakterističnih razpok v drugi in tretji etaži podzemne garaže (R – monitoring vzpostavljen ob prvem pregledu, NR – ob dodatnem pregledu)

Na podlagi meritev razlik, ki so prikazane v zadnjem stolpcu preglednice 3, smo zaključili, da je večina razpok med spuščanjem objekta praktično mirovala.

Med postopkom spuščanja podzemne garaže je bilo opravljenih več geodetskih meritev višin vzpostavljene mreže re-

perjev, dodatne geodetske meritve pa so bile opravljene tudi po končanem postopku nadzorovanega spuščanja. V drugem in tretjem stolpcu preglednice 4 so prikazane projektne kote na mestih vgrajenih reperjev in prve meritve njihovih višin. Na podlagi teh podatkov so bili ocenjeni tudi dvigi podzemne garaže, ki so navedeni v četrtem stolpcu preglednice 4. V petem in šestem stolpcu te preglednice so prikazane meritve višin vzpostavljenih reperjev pred nadzorovanim spuščanjem in po njem. Na osnovi teh meritev so v zadnjem stolpcu preglednice 4 izračunani posedki garaže v postopku njenega nadzorovanega spuščanja.

Monitoring geodetskih točk, vzpostavljenih na okoliških objektih, je pokazal, da so rezultati meritev v območju natančnosti uporabljene geodetske opreme, kar pomeni, da na teh točkah, posledično pa tudi okoliških objektih, med postopkom nadzorovanega spuščanja garaže, ni bilo opaženih premikov.

5.8.7 Analiza rezultatov nadzorovanega spuščanja podzemne garaže

Na podlagi vseh preliminarno zbranih podatkov smo bili mnenja, da najverjetnejši vzrok za dvig obravnavane podzemne garaže predstavlja prekomerni vzgon, ki je nastopil kot posledica nenadzorovanega in dolgotrajnega vtekanja podzemnih vod v vmesni prostor »dvojne kadi« (glej tudi sliki 8 in 9). Ta hipoteza se je potrdila nemudoma po vzpostavitvi izpustnih mest, saj je ujeta voda začela iztekati iz prostora med diafragmo in obodnimi stenami garaže. Kot je razvidno s slike 12, so meritve tlaka ujetih vod na izpustnih mestih znašale 0,47 do 0,48 bar. Navedeno, upoštevaje dejstvo, da so bila izpustna mesta izvedena 1,50 m nad dnom temeljne plošče, ustreza potopitvi podzemne garaže za 6,20–6,30 m. Ugotovili smo, da nivo podzemne vode ob zunanjih površinah obodnih zidov garaže znatno presega najvišje arhivske meritve nivojev

reper	projektna kota [m n. m.]	višina (prva geodetska meritev) [m n. m.]	ocena dviga [cm]	višina (ob pričetku izpusta vode) [m n. m.]	višina (ob zaključku izpusta vode) [m n. m.]	posedek [cm]
1	2	3	3 - 2	4	5	5 - 4
S1	114,33	114,3921	6,21	114,3726	114,3726	0,00
S2	114,37	114,4309	6,09	114,4011	114,3761	-2,50
S3	114,37	114,4755	10,55	114,4432	114,3739	-6,93
S4	114,37	114,5146	14,46	114,4813	114,3865	-9,48
S5	114,37	114,4946	12,46	114,4610	114,3563	-10,47
S6	114,37	114,4538	8,38	114,4263	114,3667	-5,96
S7	114,4	114,4168	1,68	114,4035	114,3910	-1,25
S8	114,37	114,4038	3,38	114,3851	114,3790	-0,61
S9				114,3796	114,3734	-0,62
S10				114,4061	114,3773	-2,88
S11				114,4003	114,3637	-3,66
S12				114,3936	114,3649	-2,87

Preglednica 4. Reperji, meritve njihovih višin ter izračunani dvigi in posedki podzemne garaže

podtalnice tik ob objektu (potopitev garaže za 3,025 m, glej poglavje 5.4) kot tudi nivoje potopitve garaže, predvidene v originalnih računskih analizah (potopitev garaže za 4,9 m, glej poglavje 5.6). Nekontrolirano vtekanje, akumulacija in posledično dvigovanje nivojev ujetih podzemnih vod ob obodu objekta pri zasnovi objekta niso bili predvideni, posledično tudi projektantske računske analize objekta proti delovanju vzgona navedenega niso upoštevale.

Če na podlagi izmerjenih nivojev ujetih podzemnih vod ob objektu ponovno izračunamo varnostni faktor proti delovanju vzgona, na način, kot je to naredil projektant, torej skladno z enačbo (5), ki sicer ni skladna z veljavno zakonodajo, ugotovimo naslednje:

$$F_s = \frac{G}{B} = \frac{59 \text{ kNm}^{-2}}{6,20 \text{ m} \cdot 10 \text{ kNm}^{-2}} = 0,95 < 1. \quad (6)$$

Varnostni faktor proti delovanju vzgona, izračunan skladno z [Bond, 2008], ob upoštevanju $\gamma_{Q,dst}=1,35$, bi izkazoval vrednost 0,63, skladno z navodili standarda Evrokod 7 [SIST EN 1997-1:2004, 2005] pa še nižjo vrednost 0,57.

Na podlagi predstavljenega je razumljivo, zakaj se je obravnavana podzemna garaža dvignila, saj varnost pred neugodnim delovanjem vzgona očitno ni bila zagotovljena.

Upošteva se potopljene površine obodnih sten garaže, ocenjeno debelino sloja ujete vode v medprostoru »dvojne kadi« ter ocenjeno količino vode v gramozni blazini pod temeljno ploščo, smo domnevali, da bo količina ujete vode, ki jo bo treba odvesti med nadzorovanim spuščanjem podzemne garaže, znašala okvirno 150–200 m³. Vsota vseh skupnih pretokov na vseh izpustnih mestih je pokazala, da je iz medprostora »dvojne kadi« izteklo 186,12 m³ ujete vode, kar se dobro sklada z našo preliminarno oceno. Ob tem pa naj izpostavimo tudi pogosto laično in napačno prepričanje, da velika masa/teža popolnoma ali delno potopljenega podzemnega objekta, že sama po sebi, zagotavlja zadostno varnost pred negativnim delovanjem vzgona. Kot je bilo predhodno omenjeno, je lastna teža, vključno s stalnimi obtežbami obravnavane garaže, znašala skoraj 190 MN (mase 19.000 ton). Na podlagi skupne količine izpuščene vode je razvidno, da je teža vode, zajete v vmesnih slojih »dvojne kadi« in pod temeljno ploščo, ki je povzročila dvig garaže, znašala približno le 1 % lastne teže in stalnih obtežb garaže. Mogoče je sklepati celo o nižji vrednosti, če upoštevamo verjetnost, da je med 21-dnevnim nadzorovanim spuščanjem podzemna voda, ob občasnih intenzivnih padavinah, še naprej vtekala med armiranobetonsko membrano in obodne stene garaže.

Monitoring obstoječih razpok se je izvajal tudi zaradi zavedanja nevarnosti, da bi se med spuščanjem podzemna garaža lahko »zataknila« med stene obodne armiranobetonske diafragme. Navedeno bi lahko povzročilo resne dodatne poškodbe, najverjetneje v obliki novih ali širjenja obstoječih razpok. Postopek nadzorovanega spuščanja je bil zasnovan tako, da bi ga v tovrstnem primeru lahko takoj prekinili s preprostim zaprtjem ventilov na izpustnih mestih. Ker se preko kontrolnih razpok nameščena tanka stekelca niso poškodovale, lahko sklepamo, da se je podzemna garaža med nadzorovanim spuščanjem premikala praktično kot togo telo.

Primerjava prvih geodetskih meritev višin in meritev višin ob začetku izpustov ujetih podzemnih vod (glej tudi preglednico 4) je pokazala, da se je garaža že pred začetkom sanacijskih del nekoliko posedla. Ti posedki so znašali do 3,4 cm. Natančnega vzroka teh posedkov sicer ni bilo mogoče določiti, ocenjujemo pa, da jih je deloma mogoče pripisati vtekanju podzemne vode skozi razpoke v obodnih stenah v notranjost garaže in posledičnemu zniževanju nivoja ujete podzemne vode v medprostoru »dvojne kadi«. Poleg navedenega pa je mogoče tudi, da se je nivo ujete vode zniževal zaradi tendence izenačitve z nivojem okolne podtalnice. Med postopkom nadzorovanega spuščanja se je vzhodna stran garaže, ki se je tudi najbolj dvignila, posedla tudi do 10,47 cm. Če primerjamo projektne nivoje površin vozišča v tretji podzemni etaži z doseženimi nivoji po njenem spuščanju, je očitno, da se garaža ni popolnoma povrnila v njeno projektirano lego, se je pa tej zelo približala. O razlogih, zakaj se podzemna garaža ni povsem povrnila v prvotno lego, bi bilo mogoče obširno razpravljati. Kot morebitne razloge lahko zgolj izpostavimo npr. trenje oziroma neenakomerne strižne napetosti na površinah vkopanih obodnih sten garaže, ki so se razvile ob spuščanju ali morebitne lokalne spremembe nivoja in/ali strukture nasutja pod temeljno ploščo zaradi strujanja ujete vode med njenim izpustom.

6 SKLEP

Vplivom vzgona na podzemne objekte v območjih z visokimi ali nihajočimi nivoji podzemnih vod se pogosto namenja premalo pozornosti. V specifičnih okoliščinah lahko vzgon predstavlja resno tveganje za varnost podzemnih objektov že med njihovo gradnjo kot tudi v obdobju njihovega predvidenega obratovanja. Škodljivo delovanje vzgona na objekte se kaže v obliki njihovih značilnih poškodb, kot so dvigi, posedki, zasuki in npr. razpoke, preko katerih podzemne vode vtekajo v notranjost podzemnih objektov. Vendar ni nujno, da se bodo prekomerni vplivi vzgona pokazali že takoj po zaključku gradnje.

V prispevku smo predstavili trietažno podzemno garažo, ki je skoraj desetletje po njeni izgradnji obratovala brez bistvenih težav. Zaradi prekomernega vpliva vzgona pa se je v obdobju le treh dni dvignila. Temeljit pregled lokacije, okolice, stanja dvignjenega objekta ter originalne projektne dokumentacije je nakazoval, da se je garaža dvignila zaradi vzgona, ki je nastopil kot posledica dolgotrajnega in nadzorovanega vtekanja podzemnih vod v vmesni prostor »dvojne kadi«, ki sta jo sestavljali armiranobetonska varovalna konstrukcija gradbene jame in obodne stene garaže. Sanacijska dela so sledila osnovnim korakom v prispevku predstavljene metodologije, ki je omogočila tudi razvoj tehnološke rešitve za uspešno in nadzorovano spuščanje podzemne garaže.

Na podlagi temeljite obravnave konkretne, zaradi vzgona dvignjene podzemne garaže ugotavljamo, da je nujno že v fazi predhodnih terenskih preiskav zadostno strokovno pozornost nameniti meritvam nivojev podtalnice na lokaciji gradnje. Vsekakor se podzemni objekti naj ne bi načrtovali na podlagi arhivskih meritev nivojev podtalnice v piezometrih, ki so več 100 m oddaljeni od območja gradnje, razen če se ustrezno strokovno utemelji primerljivost hidroloških razmer.

Veljavna zakonodaja nalaga projektantom podzemnih objektov, da že v fazi izdelave projektne dokumentacije izvedejo računske analize z dokazom varnosti proti delovanju vzgona, ki so skladne z veljavnimi standardi s področja gradbenih konstrukcij. Vsakršno poenostavljanje lahko namreč vodi do resnih poškodb objektov že med njihovo gradnjo kot tudi po njihovem dokončanju. V fazi načrtovanja pa je nujno zadostno pozornost nameniti tudi načrtovanju detajlov. Navedeno je še posebno pomembno v primerih, ko se detajli izvedejo v več zaporednih fazah in so po končani gradnji nedostopni za redne preglede in morebiti potrebno vzdrževanje. Nenatančna ali celo nepravilna izvedba detajlov, ki posledično omogoča nenadzorovan dotok podzemnih vod v prostor ob podzemnem objektu, lahko privede do njegovih resnih poškodb.

Pomanjkljivosti, ki bi nastopile v fazi izdelave projektne dokumentacije, je mogoče odpraviti s strokovno verodostojno recenzijo ali revizijo projektne dokumentacije, nadzor nad gradnjo tovrstnih zahtevnih objektov pa mora biti zaupan izkušenim nadzornim inženirjem kot tudi institucijam, ki med gradnjo temeljito nadzirajo kakovost izvedenih del.

Poudariti pa je treba tudi nujnost izvajanja dolgoročnega sistematičnega monitoringa podzemnih objektov, še posebno, če so ti grajeni v območjih z nihajočimi ali celo postopno naraščajočimi podzemnimi vodami. Tovrsten monitoring naj bi vključeval geodetsko spremljanje kot tudi meritve nivojev podtalnice v neposredni bližini vkopanih objektov. Ob pojavu razpok v armiranobetonskih elementih vkopanih objektov je nujno sistematično spremljati tudi njihovo morebitno napredovanje. Če okolne podzemne vode skozi nastale razpoke celo vtekajo v objekt, je to resno opozorilo glede stanja objekta, saj se bo obseg poškodb najverjetneje le še povečeval. V tovrstnih primerih je nujno izvesti izredni pregled stanja podzemnega objekta, vključno s pregledom njegove dokumentacije in ponovno računsko analizo stabilnosti objekta proti delovanju vzgona.

7 ZAHVALA

Predstavljeni rezultati so pridobljeni v sklopu dela programske skupine Mehanika konstrukcij (P2-0260), ki ju financira Javna agencija za znanstvenoraziskovalno in inovacijsko dejavnost Republike Slovenije. Za finančno pomoč se jih iskreno zahvaljujemo.

8 LITERATURA

Bhaud, D.P., Chore, H.S., Effect of buoyancy on stitched raft of building having three basements in presence of ground anchors. *International Journal of Advances in Science Engineering and Technology*, 2(4), 67–6, 2014.

Bikçe, M., Örnek, M., Cansiz, Ö.F., The effect of buoyancy force on structural damage: A case study. *Engineering Failure Analysis*, 92, 553–12, <http://dx.doi.org/10.1016/j.engfailanal.2018.06.014>, 2018a.

Bikçe, M., Examining the risk of flotation in structures, *International Advanced Researches and Engineering Journal*, 2(2), 80 – 5, 522655(dergipark.org.tr), 2018b.

Bond, A., Harris, A., *Decoding Eurocode 7*, Taylor & Francis, 2008.

Čas B., Šporin J., Buoyancy effects on structures: a case study on the controlled lowering of a raised underground garage, *Structures*, 71, 1–13, <https://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S2352012424022756>, 2025.

Drdacky M., Flood damage to historic buildings and structures. *Journal of Performance of Constructed Facilities*, 24(5), 439–6, [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)CF.1943-5509.0000065](https://doi.org/10.1061/(ASCE)CF.1943-5509.0000065), 2010.

Fu, Z., Bai, Q., Discussion on anti-floating stability of tall building basement, *Proceedings of the 3rd International Conference on Advances in Energy and Environmental Science*, Atlantis Press, 81 – 3, <https://doi.org/10.2991/icaees-15.2015.15>, 2015.

Li, J., Sun, W., Study on design of uplift piles and calculation of float in underground structures, *Structural Engineering International: Journal of the International Association for Bridge and Structural Engineering (IABSE)*, 23(2), 80–4, 2007.

Lu, D., Li, X., Du, X., Lin, Q., Gong, Q., Numerical simulation and analysis on the mechanical responses of the urban existing subway tunnel during the rising groundwater. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 98, 1–12, <https://doi.org/10.1016/j.tust.2020.103297>, 2020.

SIST EN 1997-1:2004, *Evrokod 7: Geotehnično projektiranje – 1. del: Splošna pravila*, 2005.

Song, G., Wang, C., Wang, B., Structural Health Monitoring of Civil Structures, *Applied Sciences*, 7, 789–3, <https://doi.org/10.3390/app7080789>, 2017.

Sun, W., Liu, H., Zhang, W., Liu, S., Han, L., Analytical solution of the shallowest overburden thickness of special shaped shield tunnel in layered soil. *Acta Geotechnica*, 19, 4621–4636, <https://doi.org/10.1007/s11440-023-02154-2>, 2024.

Wong, I.H., Methods of resisting hydrostatic uplift in substructures, *Tunnelling and Underground Space Technology*, 16(2), 77–9, [https://doi.org/10.1016/S0886-7798\(01\)00037-2](https://doi.org/10.1016/S0886-7798(01)00037-2), 2001.