





Gradbeni vestnik • GLASILO ZVEZE DRUŠTEV GRADBENIH INŽENIRJEV IN TEHNIKOV SLOVENIJE in MATIČNE SEKCIJE GRADBENIH INŽENIRJEV INŽENIRSKO ZBORNICE SLOVENIJE

UDK-UDC 05 : 625; ISSN 0017-2774

Ljubljana, julij 2010, letnik 59, str. 161-188

Izdajatelj:

Zveza društev gradbenih inženirjev in tehnikov Slovenije (ZDGITS), Leskoškova 9e, 1000 Ljubljana, telefon 01 52 40 200; faks 01 52 40 199 v sodelovanju z **Matično sekcijo gradbenih inženirjev Inženirske zbornice Slovenije (MSG IZS)**, ob podpori **Javne agencije za knjigo RS, Fakultete za gradbeništvo in geodezijo Univerze v Ljubljani** in **Zavoda za gradbeništvo Slovenije**

Izdajateljski svet:

ZDGITS: **mag. Andrej Kerin**
prof. dr. Matjaž Mikoš
Jakob Presečnik
MSG IZS: **Gorazd Humar**
mag. Črtomir Remec
doc. dr. Branko Zadnik
FGG Ljubljana: **doc. dr. Marijan Žura**
FG Maribor: **Milan Kuhta**
ZAG: **prof. dr. Miha Tomažević**

Glavni in odgovorni urednik:

prof. dr. Janez Duhovnik

Sodelavec pri MSG IZS:

Jan Kristjan Juteršek

Lektor:

Jan Grabnar

Lektorica angleških povzetkov:

Darja Okorn

Tajnica:

Eva Okorn

Oblikovalska zasnova:

Mateja Goršič

Tehnično urejanje, prelom in tisk:

Kočevski tisk

Naklada:

3000 izvodov

Podatki o objavah v reviji so navedeni v bibliografskih bazah COBISS in ICONDA (The Int. Construction Database) ter na

<http://www.zveza-dgits.si>

Letno izide 12 števil. Letna naročnina za individualne naročnike znaša 22,95 EUR; za študente in upokojnence 9,18 EUR; za družbe, ustanove in samostojne podjetnike 169,79 EUR za en izvod revije; za naročnike iz tujine 80,00 EUR. V ceni je vstrel DDV.

Poslovni račun ZDGITS pri NLB Ljubljana:

SI56 0201 7001 5398 955

Navodila avtorjem za pripravo člankov in drugih prispevkov

1. Uredništvo sprejema v objavo znanstvene in strokovne članke s področja gradbeništva in druge prispevke, pomembne in zanimive za gradbeno stroko.
2. Znanstvene in strokovne članke pred objavo pregleda najmanj en anonimen recenzent, ki ga določi glavni in odgovorni urednik.
3. Članki (razen angleških povzetkov) in prispevki morajo biti napisani v slovenščini.
4. Besedilo mora biti zapisano z znaki velikosti 12 točk in z dvojnimi presledki med vrsticami.
5. Prispevki morajo vsebovati naslov, imena in priimke avtorjev z nazivi in naslovi ter besedilo.
6. Članki morajo obvezno vsebovati: naslov članka v slovenščini (velike črke); naslov članka v angleščini (velike črke); znanstveni naziv, imena in priimke avtorjev, navadni in elektronski naslov; oznako, ali je članek strokoven ali znanstven; naslov POVZETEK in povzetek v slovenščini; naslov SUMMARY in povzetek v angleščini; naslov UVOD in besedilo uvoda; naslov naslednjega poglavja (velike črke) in besedilo poglavja; naslov razdelka in besedilo razdelka (neobvezno); ... naslov SKLEP in besedilo sklepa; naslov ZAHVALA in besedilo zahvale (neobvezno); naslov LITERATURA in seznam literature; naslov DODATEK in besedilo dodatka (neobvezno). Če je dodatkov več, so ti označeni še z A, B, C itn.
7. Poglavlja in razdelki so lahko oštevilčeni. Poglavlja se oštevilčijo brez končnih pik. Denimo: 1 UVOD; 2 GRADNJA AVTOCESTNEGA ODSEKA; 2.1 Avtocestni odsek ... 3 ...; 3.1 ... itd.
8. Slike (risbe in fotografije s primerno ločljivostjo) in preglednice morajo biti razporejene in omenjene po vrstnem redu v besedilu prispevka, oštevilčene in opremljene s podnapisi, ki pojasnjujejo njihovo vsebino.
9. Enačbe morajo biti na desnem robu označene z zaporedno številko v okroglem oklepaju.
10. Kot decimalno ločilo je treba uporabljati vejico.
11. Uporabljena in citirana dela morajo biti navedena med besedilom prispevka z oznako v obliki oglatih oklepajev: (priimek prvega avtorja, leto objave). V istem letu objavljena dela istega avtorja morajo biti označena še z oznakami a, b, c itn.
12. V poglavju LITERATURA so uporabljena in citirana dela razvrščena po abecednem redu priimkov prvih avtorjev in opisana z naslednjimi podatki: priimek, začetnica imena prvega avtorja, priimki in začetnice imen drugih avtorjev, naslov dela, način objave, leto objave.
13. Način objave je opisan s podatki: knjige: založba; revije: ime revije, založba, letnik, številka, strani od do; zborniki: naziv sestanka, organizator, kraj in datum sestanka, strani od do; raziskovalna poročila: vrsta poročila, naročnik, oznaka pogodbe; za druge vrste virov: kratek opis, npr. v zasebnem pogovoru.
14. Prispevke je treba poslati v elektronski obliki v formatu MS WORD glavnemu in odgovornemu uredniku na e-naslov: janez.duhovnik@fgg.uni-lj.si. V sporočilu mora avtor napisati, kakšna je po njegovem mnenju vsebina članka (pretežno znanstvena, pretežno strokovna) oziroma za katero rubriko je po njegovem mnenju prispevek primeren.

Uredništvo

Vsebina • Contents

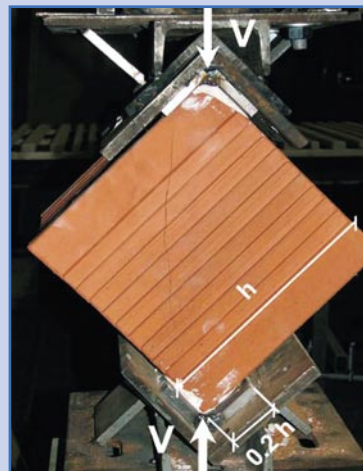
Članki • Papers

stran **162**

akad. prof. dr. Miha Tomaževič, univ. dipl. inž. grad.
mag. Polona Weiss, univ. dipl. inž. grad.

ROBUSTNOST KOT MERILO ZA UPORABO OPEČNIH VOTLAKOV NA POTRESNIH OBMOČJIH

ROBUSTNESS AS A CRITERION FOR USE OF HOLLOW CLAY
MASONRY UNITS IN SEISMIC ZONES

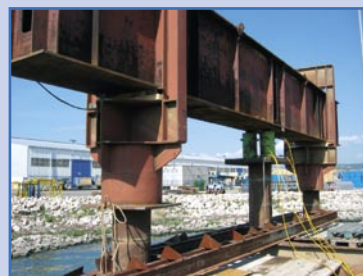


stran **176**

Gorazd Strniša univ. dipl. inž. grad.

STATIČNI IN DINAMIČNI TESTI NA PILOTIH V LUKI KOPER

STATIC AND DYNAMIC PILE LOAD TESTS IN THE PORT OF KOPER



Razpis IZS

stran **187**

NAGRADE IZS IN NAZIV ČASTNI ČLAN IZS

Obvestilo ZDGITS

stran **188**

SEMINAR ZA STROKOVNE IZPITE

Novi diplomanti

J. K. Juteršek, univ. dipl. inž. grad.

Koledar prireditev

J. K. Juteršek, univ. dipl. inž. grad.

Slika na naslovnici: Krhka strižna porušitev močno obremenjenega zidu med preiskavo
v laboratoriju, foto Miha Tomaževič

ROBUSTNOST KOT MERILO ZA UPORABO OPEČNIH VOTLAKOV NA POTRESNIH OBMOČJIH

ROBUSTNESS AS A CRITERION FOR USE OF HOLLOW CLAY MASONRY UNITS IN SEISMIC ZONES

prof. dr. Miha Tomažević, univ. dipl. inž. grad.

miha.tomazevic@zag.si

mag. Polona Weiss, univ. dipl. inž. grad.

polona.weiss@zag.si

Zavod za gradbeništvo Slovenije, Dimičeva 12, 1000 Ljubljana

Znanstveni članek

UDK: 624.042.7:693.2:699.841

Povzetek | Da bi se zidane konstrukcije med potresom obnašale po pričakovanjih, je treba preprečiti krhko lokalno porušitev zidakov. Čeprav robustne zidake danes zahteva tudi standard za projektiranje potresno odpornih zidanih konstrukcij, evrokod 8, v njem ni najti nikakršnih meril, po katerih bi lahko presodili, če zidaki ustrezajo v tem pogledu. Standard odločitev prepušča nacionalnim dodatkom. Da bi ugotovili, kaj vpliva na robustnost, in določili merila za zadostno robustnost, smo pri dveh stopnjah tlačne obremenitve s simulirano potresno obtežbo preiskali 22 zidov, ki smo jih sezidali iz 6 vrst zidakov, ki jih je najpogosteje najti na domačem tržišču. Na različne načine, s katerimi smo ponazorili obremenitve v zidakah med potresom, smo preiskali tudi same zidake. S primerjavo parametrov potresne odpornosti, ki smo jih ugotovili na zidovih, in mehanskih lastnosti posameznih zidakov smo nameravali ugotoviti, kaj pravzaprav določa ustrezno robustnost. Čeprav smo opravili zelo obsežne preiskave, posebnih mehanskih lastnosti oziroma razmerij med njimi, s katerimi bi lahko določili merilo, nismo ugotovili. Raziskave so pokazale, da je velikost razmerja med tlačnimi napetostmi, s katerimi je obremenjen zid, in tlačno trdnostjo zidovja ključni parameter, od katerega je odvisna robustnost zidakov. Zato smo predlagali, naj bo to razmerje tudi merilo za uporabo votlakov na potresnih območjih.

Summary | In order to provide adequate seismic behavior of masonry walls, local brittle failure of masonry units in the most stresses zones of structural walls should be prevented. Although robust behavior is required by the code, no specifications are given regarding the criteria to fulfill this requirement. To propose such criteria, a series of 22 masonry walls, built with 6 different types of hollow clay masonry units, currently available on the market, have been tested by subjecting them to cyclic lateral load at two levels of constant precompression. Besides, the strength characteristics of the units, like compressive strength orthogonal and parallel to the bed joints and tensile and shear strength of the units have been determined by standardized and specifically designed testing procedures. By correlating the parameters of seismic resistance of the walls and strength characteristics of the units, no specific indicator for robustness could have been determined on the basis of the mechanical characteristics of the tested units. It has been found that in all cases the level of precompression, i.e. the ratio between the compressive stresses in the walls and the compressive strength of masonry, represents the governing parameter.

1 • UVOD

Da bi izboljšala toplotnoizolativne in nosilnostne lastnosti zidanih konstrukcij, je opekarska industrija razvila nove oblike opečnih zidakov in nove tehnologije zidanja. Polno opeko so zamenjali votlaki, katerih oblika in materiali so bili zasnovani predvsem z željo, da bi zidovje ob izkoriščenih nosilnosti ustrezalo tudi današnjim strogim zahtevam za varčevanje z energijo, s čim tanjšo dodatno toplotno izolacijo. Z drugimi besedami: debelina zidov naj bi bila čim manjša, s čimer bi se zmanjšala poraba materiala, toplotna izolativnost pa naj bi se pri tem povečala. Zato so votlaki navadno izdelani iz poroziranih glinenih materialov, ki so že sami po sebi krhkejši kot navadna opeka, za zadrževanje prehoda toplote pa so izoblikovani z veliko količino lukenj, s tanko lupino in tankimi vmesnimi stenami. Medtem ko je nosilnost zidovja iz takšnih votlakov na navpično obtežbo navadno ustrezna, so že opravljene eksperimentalne raziskave pokazale, da se v primeru, če so zidovi ob hkratnih visokih tlačnih obremenitvah izpostavljeni dodatnim upogibom in strigom, ki nastanejo zaradi vodoravnih sil med potresom, vot-

laki v najbolj obremenjenih delih zidu lahko krhko porušijo (Tomažević, 2004). Lokalna krhka porušitev votlakov pa zelo neugodno vpliva na kapaciteto duktilnosti in sipanja energije, ki jo mora potresno odporna zidana konstrukcija zagotavljati med potresom. To seveda postavlja pod vprašaj uporabo marsikaterega votlaka, razvitega za zidanje na območjih, ki potresno niso ogrožena, na območjih, kjer lahko pričakujemo tudi močne potrese.

Da ne bi prišlo do lokalne krhke porušitve votlakov, evropski standard za projektiranje potresno odpornih konstrukcij evrokod 8 (SIST EN 1998-1: 2005) zahteva, da »morajo biti zidaki dovolj robustni, da se prepreči lokalna krhka porušitev«. Medtem ko je verzija evrokoda ENV za uporabo votlakov na potresnih območjih še določala maksimalno luknjičavost in minimalno dopustno debelino lupine in reber, pa v veljavnem standardu ni nobenega navodila oziroma priporočila, kako se določi, kaj pomeni »dovolj robustni«. Veljavni standard prepušča nacionalnemu dodatku, da »lahko izbere tip zidakov po SIST

EN 1996-1:2006, tabela 3.1, ki ustrezajo« zahtevi, da so dovolj robustni. Takšna odločitev pa nikakor ni preprosta, saj so v preglednici 3.1 zidaki, ki se uporabljajo za zidanje nosilnih zidov, razvrščeni v skupinah 1 in 2, pri čemer so v slednji votlaki, pri katerih se količina luknjičavosti giblje med 25 % in 55 % volumna votlakov, debelina lupine in reber pa ni manjša od 8 oziroma 5 mm (SIST EN 1996-1: 2006).

Da bi ugotovili, kaj vpliva na robustnost, in določili merila za zadostno robustnost, smo na Zavodu za gradbeništvo izvedli obsežno večletno raziskavo (Tomažević, 2008). Nekatere rezultate smo uporabili že takrat, ko smo primerjali veljavnost nekaterih splošno uporabljenih enačb za račun strižne odpornosti zidov. V tem prispevku bomo opisali tisti del raziskav, v katerem smo raziskovali, kako določiti parametre, ki vplivajo na robustnost opečnih votlakov, in še posebej, kako vplivne parametre iz vrednotiti oziroma določiti s preprosto preiskavo. Na podlagi z analizo rezultatov preiskav izpeljanih sklepov bomo predlagali določilo v zvezi z lastnostmi zidakov oziroma pogoji, pri katerih bo zagotovljeno, da bodo zidaki dovolj robustni, da se bodo zidane konstrukcije med potresom obnašale tako, kot predvidevamo s projektom.

2 • PROGRAM PREISKAV

Ker imajo proizvajalci opeke podobne cilje, kako optimizirati lastnosti konstrukcijskega zidovja v pogledu nosilnosti in toplotne izolativnosti, se opečni votlaki, ki jih najdemo na tržišču, tako po obliki kot po trdnostnih lastnostih med seboj razmeroma malo razlikujejo. Zato ni bilo lahko najti zidakov, pri katerih bi se lastnosti, ki vplivajo na njihovo robustnost (luknjičavost, debelina lupine in reber), med seboj toliko razlikovale oziroma bi se njihove vrednosti gibale v razmeroma širokem območju, da bi lahko pričakovali razlike v obnašanju. Ne glede na to smo med razpoložljivimi izbrali pet različnih tipov zidakov, za katere smo ocenili, da jih lahko uporabimo za raziskavo. Vsi votlaki po evrokodu 6 spadajo v skupino 2. Za primerjavo smo kot očitnega predstavnika robustnega zidaka vključili tudi perforirano opeko dvojne višine, ki jo lahko po evrokodu 6 uvrstimo v skupino 1. Eksperimentalni del raziskav smo opravili v dveh fazah. V prvi fazi smo najprej po ve-

Zidak	Ciklične strižne preiskave			Tlačne preiskave
	Predobremenitev (σ_0/f_c)			
	0,30	0,20	0,15	
B1	2 zidova	–	2 zidova	2 zidova
B2	2 zidova	1 zid	1 zid	2 zidova
B3	2 zidova	–	2 zidova	2 zidova
B4	2 zidova	2 zidova	–	2 zidova
B5	3 zidovi	–	3 zidovi	2 zidova
B6*	2 zidova	–	2 zidova	1 zid
B6**	1 zid	–	1 zid	1 zid

* Zidaki tipa B6, položeni prečno na dolžino zidu. Debelina zidu 24,9 cm.

** Zidaki tipa B6, položeni v vzdolžni smeri. Debelina zidu 12,3 cm.

Preglednica 1 • Program tlačnih in cikličnih strižnih preiskav zidov

Javnih standardih določili tlačno trdnost in geometrijske lastnosti zidakov, nato pa z vrsto posebej zasnovanih preiskav, s katerimi smo ponazorili obremenitve votlakov v zidu pri kombinaciji navpičnih in strižnih obremenitev med potresom, določili tudi natezno in strižno trdnost zidakov. Opravili smo tri vrste preiskav:

- diagonalno tlačno preiskavo, s katero smo določili natezno trdnost zidakov;
- cepilno preiskavo, s katero smo določili natezno cepilno trdnost, in
- strižno preiskavo, s katero smo določili strižno trdnost zidakov.

Medtem ko smo za določitev tlačne trdnosti preiskali po 6 zidakov istega tipa, kot zahteva standard (5), smo pri vseh vrstah dodatnih preiskav preiskali le po 5 enakih zidakov. Pri strižni

preiskavi so bili zidaki preiskani pri navpični sili, ki je v zidakih povzročala tlačne napetosti v velikosti približno 1/3 tlačne trdnosti.

V drugi fazi eksperimentalnega dela raziskav smo bodisi s ciklično strižno silo pri konstantni tlačni sili bodisi s tlačno silo preiskali 28 zidakov, ki smo jih sezidali iz vseh šestih tipov zidakov. Velikost tlačnih obremenitev, pri katerih smo izvedli ciklične strižne preiskave, je bila izbrana na podlagi ocene možnega območja velikosti projektnih tlačnih napetosti v zidovju dejanske konstrukcije zaradi navpične obtežbe. Če upoštevamo, da pri negotovih pogojih nadzora na gradbišču in kontrole kakovosti proizvodnje pri določanju projektne nosilnosti zidov upoštevamo delni faktor varnosti za materiale $\gamma_M = 3$, lahko ocenimo, da je predobremenitev v velikosti 30 % srednje vrednosti

tlačne trdnosti zidovja kritična obremenitev, pri kateri ne sme priti do krhke porušitve zidakov. Pri upoštevanju manjše vrednosti faktorja γ_M v primeru dokazljive kakovosti materialov in strogega nadzora na gradbišču (do $\gamma_M = 1,5$) bi bile tlačne obremenitve v zidovju lahko še mnogo višje. Da bi ugotovili tlačno trdnost zidovja in tako določili stopnjo predobremenitve zidov pri cikličnih strižnih preiskavah, smo preiskali po 2 zidova istega tipa. Program preiskav zidov je v preglednici 1. Pričakovali smo, da bomo na podlagi primerjave vrednosti parametrov potresne odpornosti zidov in vrednosti ustreznih mehanskih lastnosti zidakov, s katerimi so bili zidovi sezidani, ugotovili osnovne zakonitosti in vrednosti parametrov, s katerimi bomo določili pogoje za ustrezno robustnost zidakov.

3 • ZIDAKI

Zidaki, ki smo jih uporabili v raziskavi, so prikazani na slikah 2 in 3. Medtem ko je bil deklarirani trdnostni razred vseh votlakov B10 (tlačna trdnost 10 MPa), je bila perforirana opeka močnejša in je pripadala trdnostnemu razredu B20 (tlačna trdnost 20 MPa). Osnovne geometrijske lastnosti zidakov so povzete v preglednici 2, medtem ko so trdnostne in druge lastnosti zidakov navedene v preglednici 3. Vse lastnosti so bile določene v skladu z evropskimi standardi (SIST EN 772-1: 2002, SIST EN 772-3: 1999, SIST EN 772-13: 2002 in SIST EN 772-16: 2002). Kot lahko ugotovimo, se geometrijske in fizikalne lastnosti votlakov B1–B5 med seboj bistveno ne razlikujejo. Trdnostne lastnosti perforirane opeke z dvojno višino, B6, pa so precej drugačne.

Zasnovo diagonalne tlačne preiskave, cepilne oziroma strižne preiskave posameznega zidaka prikazujejo slike 3, 4 in 5. Pri diagonalni tlačni preiskavi so bili na vogalih v smeri obremenitve nameščeni čevlji (jekleni kotni profili), katerih podpora dolžina ni presegala 20 % dolžine zidaka. Da bi dosegli dober stik med zidakom in čevljem, smo stik med postavljeno zidakom in čevljem zapolnili z mavcem. Natezno trdnost zidaka, $f_{bt,d}$, smo izračunali z enačbo:

$$f_{bt,d} = \frac{0,707 V}{A_{w,d}}, \quad (1)$$

cepilno natezno trdnost z enačbo:



Slika 1 • Opečni votlaki B1, B2 in B3



Slika 2 • Opečna votlaka B4 in B5 ter perforirana opeka B6

$$f_{bt,s} = \frac{2V}{\pi h w}, \quad (2)$$

strižno trdnost pa z enačbo:

$$f_{bs} = \frac{H}{lw}. \quad (3)$$

V enačbah pomeni:

$f_{bt,d}$, $f_{bt,s}$, f_{bs} = diagonalno natezno, cepilno natezno oziroma strižno trdnost zidaka, V = navpično silo pri diagonalni oziroma razcepni porušitvi zidaka, H = strižno silo pri strižni porušitvi zidaka, $A_{w,d}$ = površina prereza zidaka v smeri tlačne sile (vzdolž diagonale), l , h oziroma w = dolžino, višino oziroma širino zidaka.

Oznaka zidaka	B1	B2	B3	B4	B5	B6
Dolžina, l (mm)	188	238	189	331	244	254
Širina, w (mm)	288	282	292	292	297	122
Višina, h (mm)	189	234	188	189	236	121
Prostornina lukenj (%)	58	55	53	54	51	25
Debelina lupine (mm)	9,8	10,8	11,4	11,7	11,8	21,6
Debelina reber (mm)	6,5	6,7	7,2	7,4	6,8	7,3
Kombinirana debelina lupine in reber – prečno (% širine)	20	41	35	33	35	46
Kombinirana debelina lupine in reber – vzdolžno (% dolžine)	24	18	24	21	24	48

Preglednica 2 • Geometrijske lastnosti preiskanih zidakov

Oznaka zidaka	B1	B2	B3	B4	B5	B6
Povprečna tlačna trdnost, $f_{b,m}$ (MPa)	18,2	11,4	12,8	11,4	10,2	29,1
Faktor oblike, δ	1,14	1,14	1,14	1,07	1,13	1,04
Normalizirana tlačna trdnost, f_b (MPa)	20,7	13,0	14,6	12,2	11,5	30,3
Tlačna trdnost vzporedno z naležnimi regami, $f_{b,n}$ (MPa)	5,0	3,0	1,5	3,8	5,9	16,0
Bruto gostota (kg/m^3)	806	811	880	863	860	1446
Neto gostota (kg/m^3)	1941	1798	1860	1866	1756	1925
Koeficient vodovpojnosti (%)	11,0	11,6	14,2	13,4	13,8	11,4

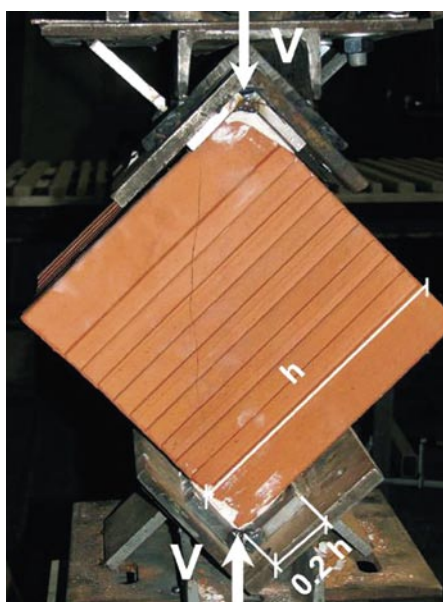
Preglednica 3 • Mehanske in druge fizikalne lastnosti preiskanih zidakov

Za cepilne preiskave zidakov ni bilo treba posebej pripraviti. Za strižno preiskavo pa smo na vsaki strani zidaka nanесли približno 10 mm debeli sloj cementne malte, s katerim smo izravnali naležno površino v višini 1/3 višine zidaka in preprečili, da bi med nanašanjem strižne sile prišlo do drobljenja robov in izboklin (slika 6a). Med strižno preiskavo so bili zidaki obremenjeni s tlačno silo oziroma predobremenitvijo v velikosti 30 % srednje tlačne trdnosti zidaka. Zidaki so bili zgoraj v smeri delovanja vodoravne strižne sile podprti, ležali pa so na plošči z valjčnimi ležišči, da bi se zmanjšalo trenje.

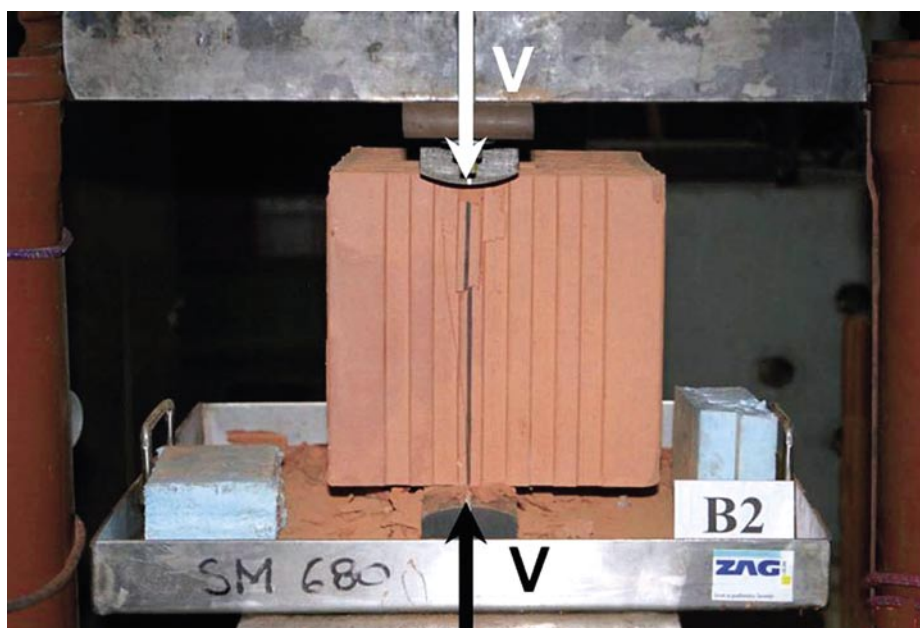
Medtem ko so se zidaki med diagonalno tlačno in cepilno preiskavo porušili tako, da so se razcepili vzdolž delovanja tlačne sile, je bila porušna ravnina pri strižni preiskavi v večini primerov usmerjena diagonalno (glej sliko 6b), v nekaj primerih pa so se zidaki zdrobili brez izrazite porušne ravnine.

Rezultati preiskav zidakov so povzeti v preglednici 4. Kot rečeno, so v preglednici navedene povprečne vrednosti, dobljene s preiskavo 5 zidakov istega tipa. Za lažjo primerjavo so tudi v preglednici 4 navedeni podatki o luknjičavosti in tlačnih trdnostih pravokotno na in vzporedno z naležno rego.

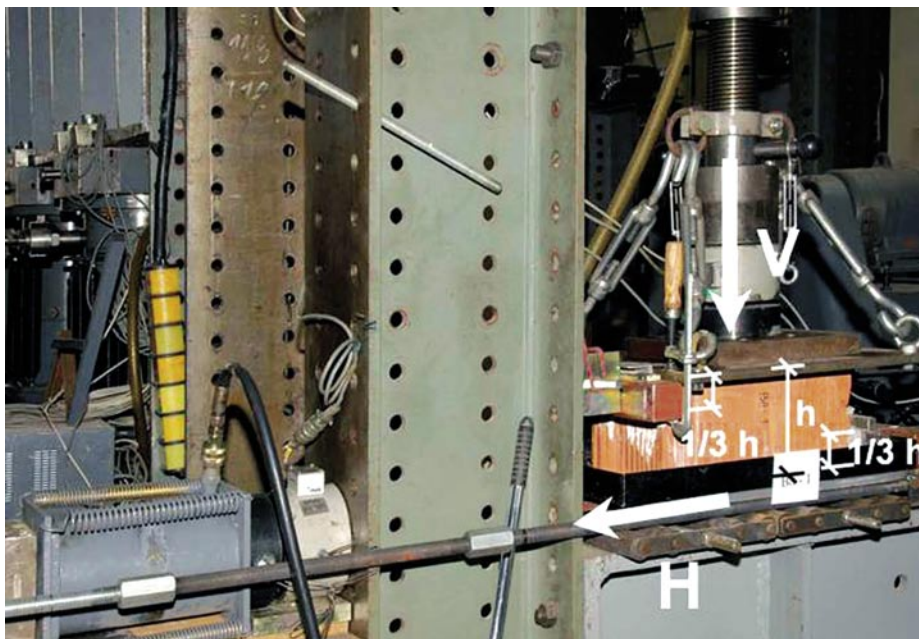
Kot je bilo pričakovati, so vrednosti vseh parametrov za perforirano opeko dvojne višine (zidake B6), bistveno večje kot za druge opečne votlake. Ker smo zidove z zidaki B6 sezidali enkrat tako, da so bili postavljeni prečno (zidovi B6), drugič pa tako, da so bili postavljeni vzdolžno (zidovi B6t), smo v obeh



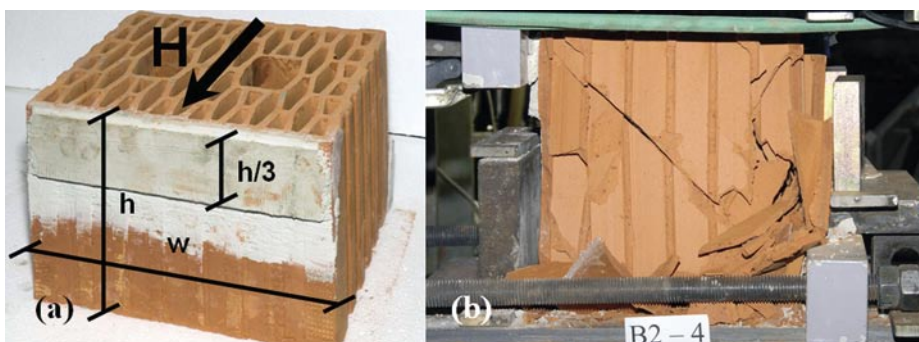
Slika 3 • Diagonalna tlačna preiskava votlaka B2



Slika 4 • Cepilna preiskava votlaka B2



Slika 5 • Zasnova strižne preiskave



Slika 6 • Votlak tipa B2, pripravljen na strižno preiskavo (a), in votlak istega tipa po končani strižni preiskavi (b)

smereh določili tudi njihovo diagonalno in cepilno natezno ter strižno trdnost.

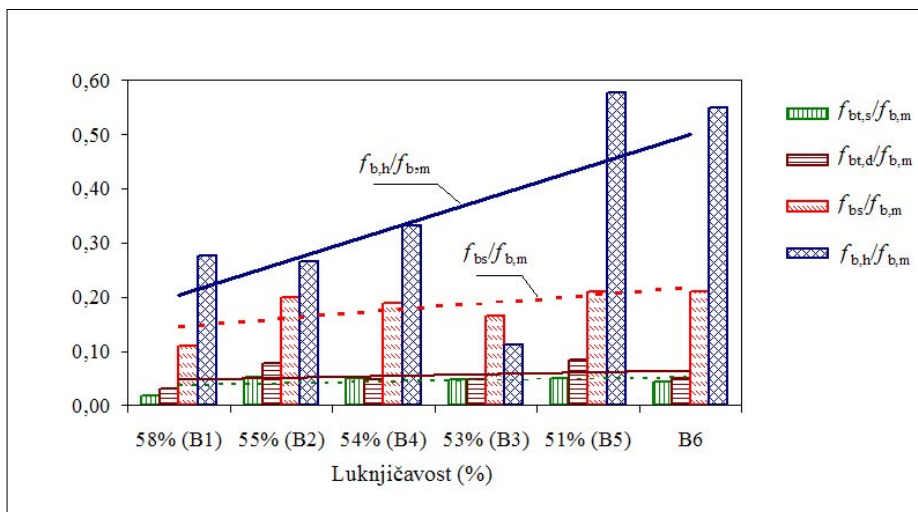
Na podlagi rezultatov, ki so podani v preglednici 4, lahko samo ugotovimo, da so zidaki, ki jih uvrstimo v skupino 1 po evrokodu 6, močnejši in robustnejši kot zidaki, ki jih uvrstimo v skupino 2. Lahko tudi ugotovimo, da se vrednosti natezne in še posebej strižne trdnosti votlakov B1–B5, ki spadajo v skupino 2, med seboj bistveno ne razlikujejo, tako da kakšne očitne povezave med trdnostjo votlakov in njihovo obliko s preiskavami nismo odkrili. Z drugimi besedami: na podlagi opravljenih preiskav ni mogoče predlagati parametra in še manj njegove vrednosti, s katero bi postavili mejo med krhkim in robustnim obnašanjem zidakov med potresom.

Ker kakovost zidakov določa tlačna trdnost, smo analizirali tudi razmerja med srednjo tlačno trdnostjo zidakov, pravokotno na naležne rege, $f_{b,m}$, in drugimi trdnostnimi parametri: tlačno trdnostjo, vzporedno z naležnimi regami ($f_{b,h}/f_{b,m}$), diagonalno oziroma cepilno natezno trdnostjo ($f_{bt,d}/f_{b,m}$ oziroma $f_{bt,s}/f_{b,m}$) ter strižno trdnostjo ($f_{bs}/f_{b,m}$). Rezultati so prikazani na sliki 7, kjer so omenjena razmerja vrisana v odvisnosti od luknjičavosti posameznih tipov zidakov. Kot lahko ugotovimo, samo razmerje med obema tlačnima trdnostma, pravokotno in vzporedno na naležne rege, kaže nekoliko izrazitejši trend naraščanja z manjšanjem luknjičavosti. Pri votlaku B3, pri katerem razmerje ne leži na regresijski črti, je bila vrednost tlačne trdnosti vzporedno z naležnimi regami manjša od dopustne po evrokodu 8 ($f_{b,hmin} = 2,0$ MPa). Obenem pa lahko ugotovimo, da je bilo razmerje pri perforirani opeki B6 z luknjičavostjo 25 %, ki spada v skupino 1, celo nekoliko manjše kot pri votlaku B6 z luknjičavostjo 51 %.

Če primerjamo razmerje med strižno in tlačno trdnostjo, je trend manj izrazit, še manj pa je luknjičavost vplivala na razmerja med diagonalno oziroma cepilno natezno in tlačno trdnostjo.

Zidak	Luknjičavost (%)	$f_{b,m}$ (MPa)	$f_{b,h}$ (MPa)	$f_{bt,d}$ (MPa)	$f_{bt,s}$ (MPa)	f_{bs} (MPa)
B1	58	18,2	5,0	0,57	0,35	2,02
B2	55	11,4	3,0	0,88	0,59	2,28
B3	53	12,8	1,5	0,63	0,59	2,12
B4	54	11,4	3,8	0,56	0,59	2,15
B5	51	10,2	5,9	0,86	0,53	2,14
B6	25	29,1	16,0	1,49	1,27	6,10
B6f	25	29,1	–	0,51	0,63	5,22

Preglednica 4 • Srednje vrednosti mehanskih lastnosti preiskanih zidakov



Slika 7 • Odvisnost med različnimi trdnostnimi parametri in luknjičavostjo zidakov

4 • PREISKAVE ZIDOV

Da bi dopolnili informacije, ki smo jih dobili z različnimi vrstami preiskav posameznih vrst zidakov, smo obnašanje istih zidakov, vendar to pot kot sestavnih delov nosilnega zidovja, raziskali tudi tako, da smo z njimi sezidali enako velike zidove in jih preiskali na način, s katerim smo simulirali obremenitve, nastale med odzivom zidane konstrukcije na potres (glej preglednico 1). Vse zidove smo sezidali na armiranobetonskih podstavkih in jih na vrhu zaključili z armiranobetonskimi vodoravnimi vezmi. Za zidanje smo uporabili navadno, predhodno zmešano malto Kemamix G (proizvajalec Kema Puconci) trdnostnega razreda M5.

4.1 Tlačne preiskave

Postopek preiskave za določitev tlačne trdnosti zidovja, na podlagi katere smo določili velikost tlačnih obremenitev v zidovih med cikličnimi strižnimi preiskavami, je potekal v skladu s standardom EN (SIST EN 1052-1:1999), le da smo v 5000 kN stiskalnici preiskali samo po dva vzorca istega tipa. Zasnova preiskave je razvidna na sliki 8, povprečne dimenzije preizkusnih zidakov in rezultati preiskav pa so zbrani v preglednici 5. V preglednici so navedene tudi srednje vrednosti trdnosti zidakov, $f_{b,m}$, in dejanske trdnosti malte, f_m , ki smo jo določili na prizmah 4/4/16 cm na dan preiskave.



Slika 8 • Tipičen zid med tlačno preiskavo

Zidak	Število zidov	l (cm)	h (cm)	t (cm)	$f_{b,m}$ (MPa)	f_m (MPa)	f_m (MPa)	$1,2f$ (MPa)
B1	2	100,7	142,4	28,4	18,2	7,69	5,7	8,3
B2	2	101,3	150,4	28,0	11,4	4,82	5,8	5,2
B3	2	101,0	143,2	28,9	12,8	5,79	5,4	6,0
B4	2	99,9	142,5	28,6	11,4	4,92	5,7	5,0
B5	2	101,9	150,1	30,0	10,2	5,0	4,1	4,8
B6	1	107,3	146,5	24,9	29,1	5,70	6,5	12,1
B6t	1	105,7	146,8	12,3		2,13	6,6	9,0

Preglednica 5 • Dimenzije in mehanske lastnosti materialov zidakov za tlačne preiskave. Rezultati preiskav (povprečna tlačna trdnost zidovja, f_c) so primerjani s predvidevanji po evrokodu 6 ($1,2f$)

Simboli v preglednici 5 pomenijo:

l, h, t = dolžino, višino in debelino zidov,
 f_c = srednjo vrednost tlačne trdnosti zidovja, dobljeno s preiskavo,
 f = karakteristično tlačno trdnosti zidovja, ocenjeno po evrokodu 6.

Za primerjavo smo tlačno trdnost zidovja ocenili tudi z empirično enačbo, ki jo za določanje karakteristične tlačne trdnosti zidovja, f , predlaga evrokod 6 (3):

$$f = K f_b^\alpha f_m^\beta \quad (4)$$

V enačbi so K , α , in β konstante. Pri zidkih skupine 2 in malti za splošno uporabo se upoštevajo vrednosti $K=0,45$, $\alpha=0,7$, in $\beta=0,3$. Pri zidkih B6, ki spadajo v skupino 1, se upošteva $K=0,55$.

Izračunane vrednosti karakterističnih trdnosti smo pretvorili na srednje vrednosti tako, da smo jih v skladu z definicijo karakteristične trdnosti pomnožili z 1,2. Lahko ugotovimo, da se dejanske in ocenjene vrednosti v primeru votlakov dobro ujemajo med seboj z izjemo zidov iz votlakov tipa B1. Pri zidovih, sezidanih z zidki B6, ki spadajo v skupino 1, pa ocena po evrokodu 6 močno preceni dejansko tlačno trdnost zidovja.

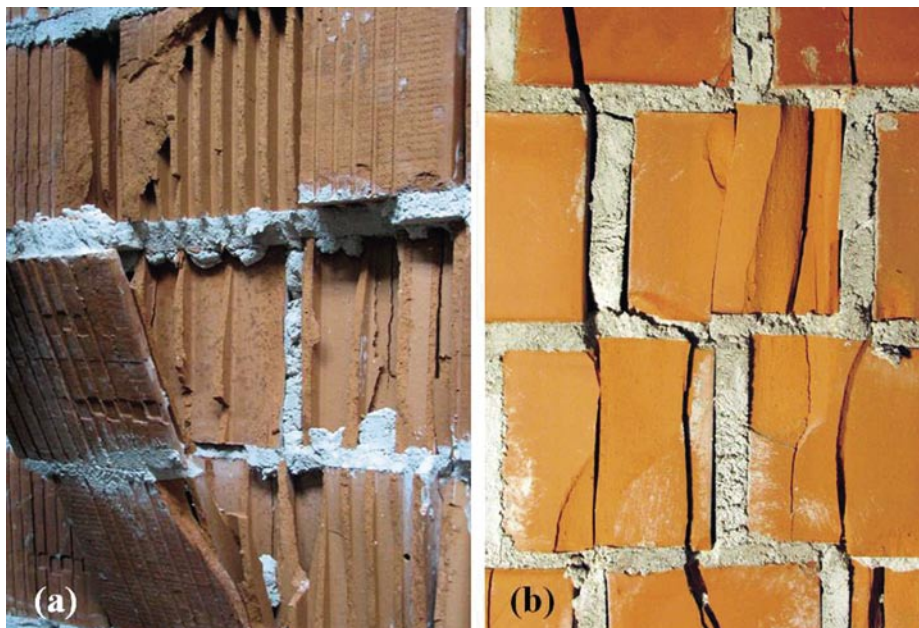
Medtem ko so se pri zidovih, sezidanih iz votlakov (zidovi B1–B5), pred porušitvijo začele uklanjati in drobiti stene lupine votlakov (slika 9a), so v zidovih, sezidanih iz perforirane opeke (zidovi B6), nastale običajne navpične razpoke (slika 9b). Pri zidovih, sezidanih iz votlakov, smo po koncu preiskave ugotovili tudi drobljenje votlakov v notranjosti zidu. Čeprav je razlika med načinom porušitve zidov iz votlakov in perforirane opeke očitna, pa na podlagi opravljenih preiskav zidakov ni bilo mogoče predlagati parametra in še manj njegove vrednosti, s katero bi postavili mejo med krhkim in robustnim obnašanjem zidakov med potresom.

Na sliki 10, na kateri predstavljamo izmerjene odvisnosti med napetostmi in deformacijami, je lepo vidna razlika med krhkim obnašanjem zidov, sezidanih z votlaci (zidaki B1–B5 skupine 2), in zidov, sezidanih s perforirano opeko (zidaki B6 skupine 1). Kot prej pa tudi na podlagi primerjave odvisnosti med napetostmi in deformacijami pri tlaku ne moremo ugotoviti, kateri parametri vplivajo na robustnost zidakov.

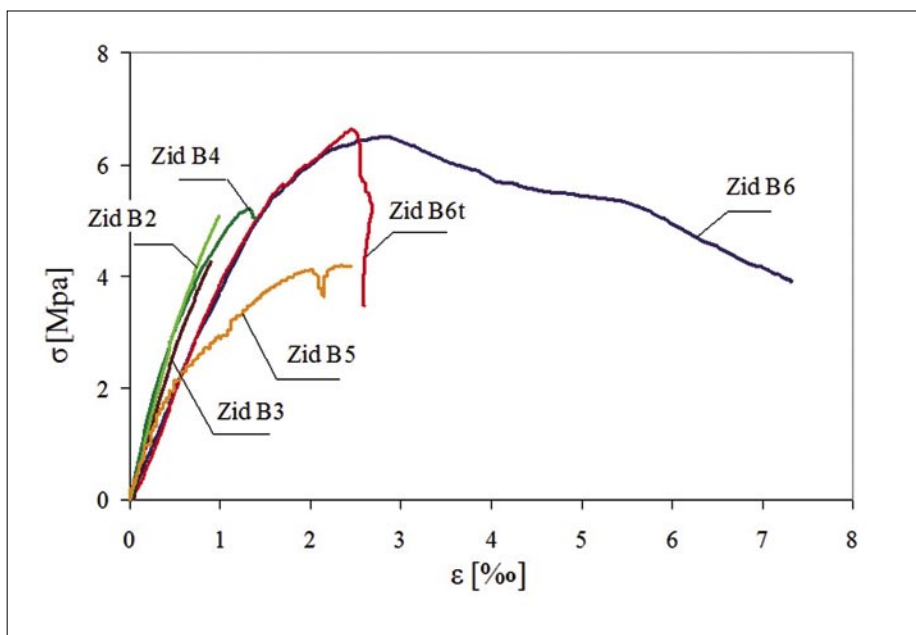
Razlike v obnašanju zidov B6 in B6t, ki so sezidani z enakimi zidaki, lahko pripišemo smeri, v kateri so bili zidaki položeni, in spremembi vitkosti zidov. Medtem ko je bila debelina zidov B6, pri katerih so bili zidaki položeni prečno na ravnino zidu, 24,9 cm, je bila debelina zidov B6t, pri katerih so bili zidaki položeni vzdolžno, le 12,3 cm.

4.2 Ciklične strižne preiskave zidov

Da bi raziskali, kako se posamezni tipi zidakov obnašajo kot sestavni elementi nosilnih zidov, ki so izpostavljeni potresni obtežbi, smo zidove obremenili s konstantno navpično silo, ki je predstavljala navpično obtežbo, in s programiranimi, ciklično delujočimi vodoravnimi pomiki, s katerimi smo simulirali vodoravno potresno obtežbo. Obe vrsti obtežbe sta na zid



Slika 9 • Detalji porušnega mehanizma pri tlaku a) uklon lupine in drobljenje votlakov pri votlaku B4 in b) navpične razpoke v zidkih B6



Slika 10 • Odvisnosti med napetostmi in deformacijami, ugotovljene s tlačno preiskavo zidov

delovali v višini zaključne armiranobetonske vezi. Ker so bili temeljni bloki, na katerih so bili sezidani zidovi, togo pritrjeni v preizkuševalno ploščad, so zidovi med preiskavo delovali kot navpične konzole. Preizkuševalna naprava je bila sestavljena iz jeklenega, diagonalno podprtega okvira ter hidravličnih batov, ki so povzročali navpično in vodoravno obtežbo.

Zidove smo pred preiskavo opremili z merilniki pomikov, s katerimi smo merili vodoravne pomike, zasuke zidov in deformacije v obeh diagonalnih smereh. Med hidravlične bate in zid smo vstavili dinamometre, s katerimi smo v vsakem trenutku lahko izmerili sile, ki so delovale na zid. Preizkuševalno napravo in način pritrditve merilnikov prikazuje slika 11.



Slika 11 • Tipičen zid med ciklično strižno preiskavo

Dimenzije zidov in parametri preiskave, tj. velikost navpične sile, ki je med ciklično strižno preiskavo delovala na zidove, V , povprečne tlačne napetosti v vodoravnem prerezu zidov, σ_o , in razmerje med tlačnimi napetostmi in tlačno trdnostjo zidovja, velikost predobremenitve, σ_o/f_c , so navedeni v preglednici 6.

Zidovi so bili med preiskavo obremenjeni s konstantno navpično silo in z vsiljenimi vodoravnimi pomiki, ki jih je povzročal programski hidravlični bat, ki je bil na eni strani na sredini višine zaključne zidne vezi pritrjen na enega od stebrov preizkuševalnega okvira, na drugem pa je bil z jeklenim elementom s členkoma na obeh koncih povezan z zidom (slika 11). Potresno obtežbo smo simulirali z vsiljenimi, ciklično spreminjajočimi se vodoravnimi pomiki v višini preklade, ki smo jim stopnjema povečevali amplitudo. Pri vsaki stopnji oziroma koraku smo pomik trikrat ponovili, da se je upadanje togosti in nosilnosti lahko ustalilo. Oblika vsiljenih pomikov, s katerimi smo kontrolirali gibanje hidravličnega bata, in stopnja povečevanja amplitud je bila enaka v vseh primerih: $\pm 0,25$ mm, $\pm 0,5$ mm, $\pm 0,75$ mm, $\pm 1,0$ mm, $\pm 1,5$ mm, $\pm 2,0$ mm, $\pm 2,5$ mm, $\pm 3,0$ mm, $\pm 4,0$ mm, $\pm 5,0$ mm, $\pm 6,0$ mm, $\pm 8,0$ mm, $\pm 10,0$ mm itd. Enaka oblika vsiljenih pomikov je omogočila lažjo primerjavo obnašanja posameznih tipov zidov, saj smo za analizo rezultatov preiskav izmerjene vrednosti pri enakih amplitudah

Zidak	Zid	Število zidov	l (mm)	h (mm)	t (cm)	f_c (MPa)	V (kN)	σ_o (MPa)	σ_o/f_c
B1	B1/1	2	100,4	142,6	28,5	5,7	551,0	1,92	0,34
	B1/2	2	99,9	143,1	28,5		274,8	0,96	0,17
B2	B2/1	2	101,9	150,4	28,1	5,8	490,2	1,71	0,29
	B2/1a	1	100,7	151,0	28,1		388,2	1,37	0,24
	B2/2	1	101,4	150,5	28,1		268,0	0,94	0,16
B3	B3/1	2	100,8	141,2	29,0	5,4	488,5	1,67	0,31
	B3/2	2	100,6	142,3	29,2		259,2	0,88	0,16
B4	B4/1	2	99,5	142,3	28,9	5,7	464,7	1,62	0,28
	B4/2	2	99,6	141,3	28,7		261,7	1,00	0,18
B5	B5/1	3	102,7	151,2	30,0	4,1	367,7	1,19	0,29
	B5/2	3	102,9	151,1	30,0		183,9	0,60	0,15
B6	B6/1	2	106,3	146,9	25,2	6,5	524,3	1,95	0,30
	B6/2	2	107,2	146,1	25,2		273,9	1,01	0,16
B6t	B6t/1	1	105,2	147,0	12,0	6,6	259,5	2,05	0,31
	B6t/2	1	105,3	146,0	12,2		136,5	1,06	0,16

Preglednica 6 • Dimenzije zidov in parametri za ciklične strižne preiskave (povprečne vrednosti)

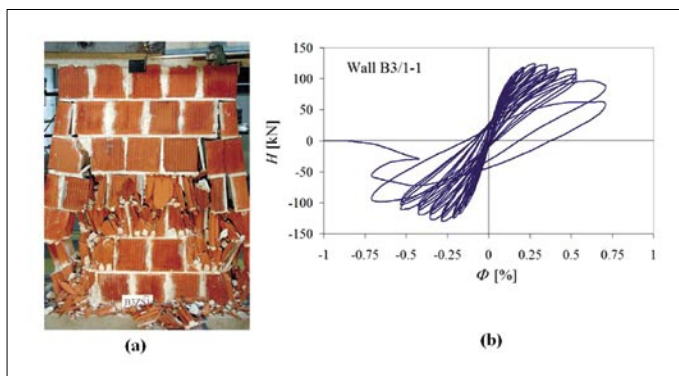
za posamezne tipe zidov lahko povprečili, tako da smo med seboj primerjali povprečne vrednosti.

Po pričakovanjih so se vsi zidovi porušili strižno z izrazitimi razpokami, nastalimi v smeri obeh diagonal. Zaradi vrste zidovja, katerega obnašanje smo raziskovali (nearnirano zidovje), geometrije preizkušancev (razmerje višina proti dolžini $h/l = 1,45$), stopnja predobremenitve ($\sigma_o/f_c = 0,15-0,32$) in pogojev vpetosti (navpična konzola), je na začetku preiskave, pri nekoliko povečanih pomikih prišlo do sukanja zidov. Praviloma so na natezni strani stika med temeljem in zidom na začetku preiskave nastale vodoravne, natezne razpoke. V nekaj primerih so takšne razpoke nastale v naležni regi nad prvim slojem zidakov. Kmalu nato so se pojavile diagonalno usmerjene razpoke, ki so v odvisnosti od velikosti predobremenitve potekale bodisi po zidakih (višja predobremenitev) bodisi po naležnih in navpičnih regah (praviloma pri nižji predobremenitvi) bodisi deloma po regah, deloma po zidakih. V tej fazi so v tlačnih vogalih zidu razpoke nastale tudi v zidakih. Pri povečanih amplitudah pomikov so se predvsem pri višji stopnji predobremenitve vzdolž diagonalne razpoke

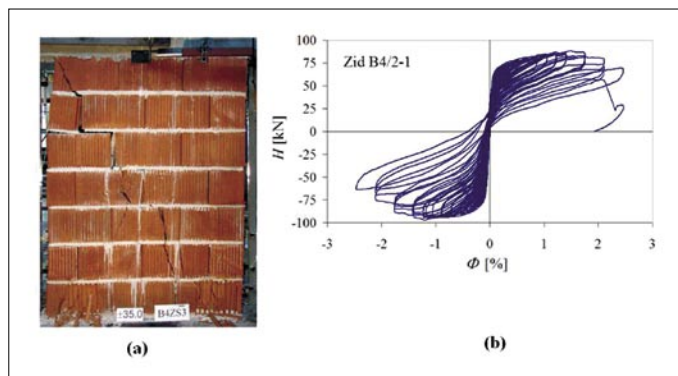
izbočile zunanje stene votlakov, v končni fazi pa so se na sredini zidov zdrobili posamezni zidaki. Pri vseh vrstah zidovja je bilo drobljenje zidakov bistveno izrazitejše pri višji kot pri nižji stopnji predobremenitve.

Kot tipični primer poškodb v končni fazi preiskave so na slikah 12–15 predstavljene poškodbe, ki so nastale med preiskavo zidov, sezidanih z votlaki tipov B3 in B4, pri višji in nižji stopnji predobremenitve. Na istih slikah so prikazane tudi histerezne odvisnosti med vodoravno obtežbo in zasukom zidov, tj. razmerjem med pomikom zgoraj in višino zidu, $\Phi = d/h$ (in %). Na slikah se jasno razloči razlika v porušnem mehanizmu ter kapaciteti nosilnosti in duktilnosti enakih zidov, vendar pri različnih navpičnih obremenitvah.

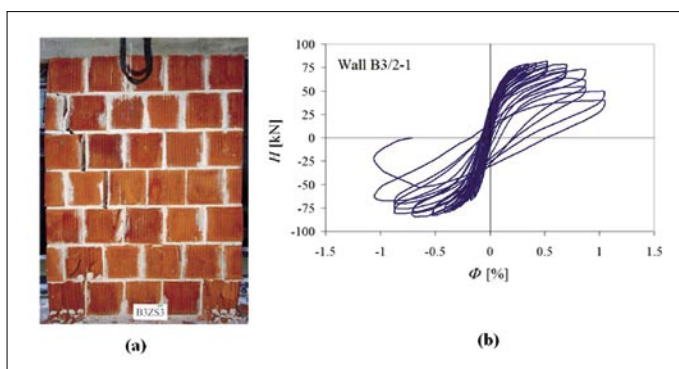
Za primerjavo je na slikah 16 in 17 predstavljeno tudi stanje za zidove tipa B6, ki so bili sezidani s perforirano opeko. Proti pričakovanju, ki bi bilo lahko osnovano na rezultatih preiskav posameznih zidakov, smo pri obeh stopnjah predobremenitve ugotovili razmeroma krhko obnašanje tudi pri zidovih tipa B6. Še več, kapaciteta pomikov zidov tipa B6 ni bila nič večja kot kapaciteta pomikov pri zidovih, sezidanih iz očitno krhkejših votlakov.



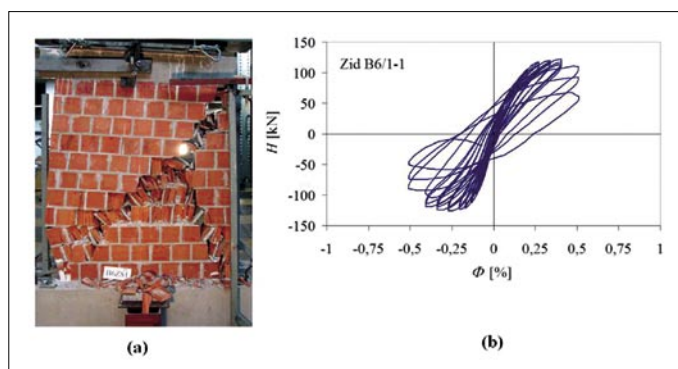
Slika 12 • Preiskava zidu B3 pri predobremenitvi $0,28 f_c$
a) poškodbe ob koncu preiskave in
b) histerezne zanke, ugotovljene s preiskavo



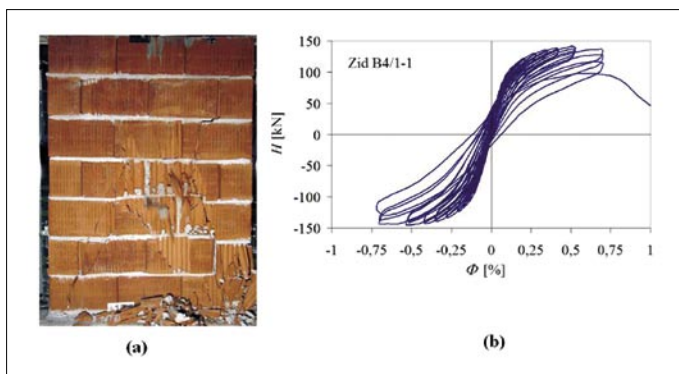
Slika 15 • Preiskava zidu B4 pri predobremenitvi $0,18 f_c$
a) poškodbe ob koncu preiskave in
b) histerezne zanke, ugotovljene s preiskavo



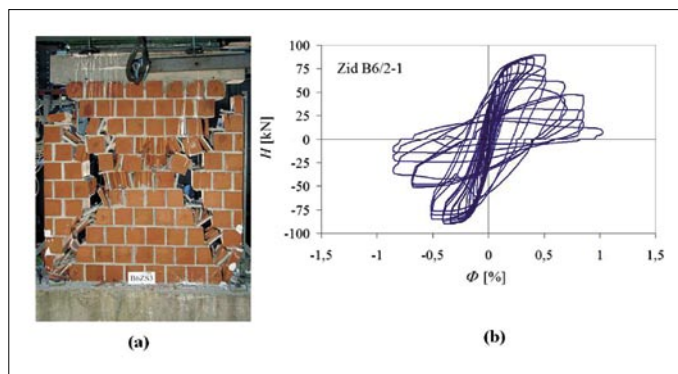
Slika 13 • Preiskava zidu B3 pri predobremenitvi $0,15 f_c$
a) poškodbe ob koncu preiskave in
b) histerezne zanke, ugotovljene s preiskavo



Slika 16 • Preiskava zidu B6 pri predobremenitvi $0,31 f_c$
a) poškodbe ob koncu preiskave in
b) histerezne zanke, ugotovljene s preiskavo



Slika 14 • Preiskava zidu B4 pri predobremenitvi $0,31 f_c$
a) poškodbe ob koncu preiskave in
b) histerezne zanke, ugotovljene s preiskavo

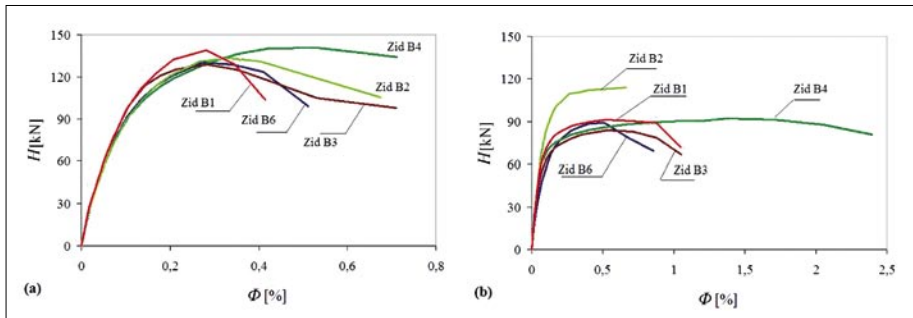


Slika 17 • Preiskava zidu B6 pri predobremenitvi $0,16 f_c$
a) poškodbe ob koncu preiskave in
b) histerezne zanke, ugotovljene s preiskavo

Če primerjamo poškodbe in kapaciteto pomikov zidov pri različnih stopnjah predobremenitve, lahko ugotovimo, da je lokalna krhka porušitev votlakov pri višji stopnji predobremenitve neugodno vplivala na duktilnost in sposobnost sipanja energije pri ciklični potresni obtežbi. Vpliv predobremenitve se lepo vidi na sliki 18, kjer so za vsako vrsto

preiskanega zidovja in za obe stopnji predobremenitve prikazane povprečne ovojnice histereznih odvisnosti med vodoravno silo in pomikom, izraženim v odstotkih višine zidu. Pri oceni kapacitete pomikov moramo upoštevati, da je zaradi načina preiskave in vrste zidovja (navpična konzola z razmeroma visokim razmerjem med višino in dolžino, togo nearmi-

rano zidovje) na začetku preiskave, dokler zid še ni razpokal, prišlo do sukanja zidu. To se odraža v obliki histereznih zank, ki imajo pred nastankom strižnih razpok v zidovih značilno obliko črke S (slike 12b–17b). Histerezne zanke kažejo, da so se zidovi pri višji stopnji predobremenitve manj sukali kot zidovi pri nižji stopnji. V tem pogledu se obnašanje zidov,

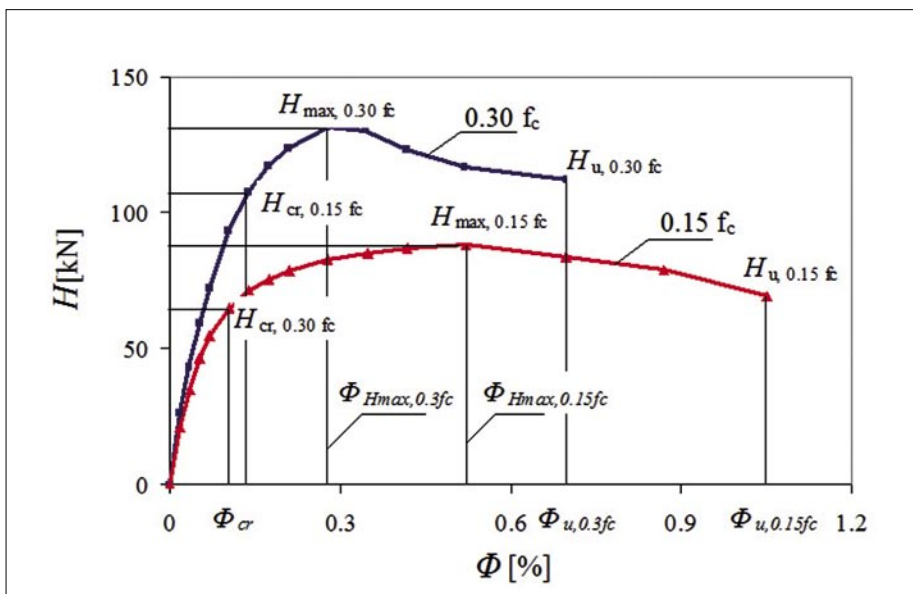


Slika 18 • Odvisnosti med vodoravno silo in zasukom zidov, dobljene s preiskavo zidov pri $0,3 f_c$ (a) in pri $0,15 f_c$ (b)

sezidanih iz zidakov B1 skupine 1, ni bistveno razlikovalo od obnašanja zidov, sezidanih iz votlakov B1–B5 skupine 2. Žal poskusi, da bi izmerjene pomike korigirali z upoštevanjem vrtenja zidov, niso dali realističnih vrednosti. Na srečo pa vrtenja zidov po nastanku strižnih razpok ni več opaziti.

Na podlagi ugotovljenih odvisnosti med vodoravno silo in pomikom ne moremo ugotoviti bistvenega vpliva oblike in mehanskih

lastnosti zidakov na odpornost zidov. Kot kažejo rezultati, je tudi v tem primeru ključno vlogo odigrala stopnja predobremenitve. S povečano predobremenitvijo se je povečala tudi odpornost zidov, zmanjšala pa se je duktilnost. Zidovi, preiskani pri nižji stopnji predobremenitve, so se precej bolj deformirali kot zidovi, preiskani pri višji stopnji. Ker so krivulje odpornosti, ki jih za posamezno stopnjo predobremenitve prikazuje slika 18,



Slika 19 • Primerjava med povprečnimi krivuljami odpornosti, dobljenimi s preiskavo zidov pri višji in nižji stopnji predobremenitve

σ_0/f_c	Φ_{cr} (%)	Φ_{Hmax} (%)	$\frac{\Phi_{Hmax}}{\Phi_{cr}}$	Φ_u (%)	$\frac{\Phi_u}{\Phi_{cr}}$
0,30	0,14	0,28	2,01	0,70	5,07
0,15	0,11	0,52	4,97	1,05	10,01

Preglednica 7 • Primerjava povprečnih vrednosti zasukov zidov, izmerjenih pri mejnih stanjih in obeh stopnjah predobremenitve

podobne, jih za medsebojno primerjavo ni treba normalizirati. Zato na sliki 19 primerjamo kar povprečne ovojnice vseh zidov, ki so bili preiskani pri enaki stopnji predobremenitve. Ko smo računali povprečje za zidove, preiskani pri nižji stopnji predobremenitve, smo upoštevali samo zidove tipov B1, B3 in B6.

Na podlagi ugotovljenega nastanka poškodb in izmerjenih odvisnosti med vodoravno silo in pomiki lahko na krivuljah odpornosti določimo tri mejna stanja, ki karakterizirajo obnašanje zidov pri potresni obtežbi:

- mejno stanje nastanka poškodb (razpok), ki je določeno s pomikom, d_{cr} , oziroma z zasukom zidov, $\Phi_{cr} = d_{cr}/h$ (in %), ko v njih nastanejo prve razpoke oziroma poškodbe, ki povzročijo očitno spremembo togosti;
- stanje dosežene maksimalne odpornosti, H_{max} , tj. stanje, pri katerem je med preiskavo izmerjena največja vodoravna sila, ki deluje na zid;
- končno mejno stanje, ki je določeno z maksimalnim doseženim pomikom (zasukom) zidu pri porušitvi, d_u (Φ_u).

Mejna stanja so označena tudi na sliki 19.

Da bi lažje analizirali kapaciteto deformabilnosti, v preglednici 7 primerjamo povprečne izmerjene vrednosti zasukov pri mejnih stanjih in obeh stopnjah predobremenitve.

Ko preverjamo končno mejno stanje in mejno stanje uporabnosti, moramo tudi pri zidanih konstrukcijah upoštevati zahtevo za preprečitev porušitve in zahtevo za omejitev poškodb. Ko upoštevamo zahtevo za omejitev poškodb, konstrukciji omejimo velikost pomika, ki ga sme doseči med potresom ((Zonta, 2001), (Alcocer, 2004), (Tomažević, 2007)). Raziskave so pokazale, da se območja etažnih zasukov, pri katerih se pri zidanih konstrukcijah dosežejo posamezna mejna stanja, gibljejo (Tomažević, 2007):

- pri mejnem stanju nastanka poškodb: $\Phi_{cr} = 0,2-0,4$ %;
- pri maksimalni odpornosti: $\Phi_{Hmax} = 0,3-0,6$ %;
- pri projektnem končnem mejnem stanju: $\Phi_u = 1,0-1,2$ %;
- pri mejnem stanju porušitve: $\Phi_u = 1,2-5,4$ %.

Kot lahko ugotovimo, se vrednosti, navedene v preglednici 7, razmeroma dobro ujemajo s pričakovanimi pri mejnem stanju nastanka poškodb in maksimalni odpornosti. Pri končnem mejnem stanju pa je samo kapaciteta pomikov, dosežena med preiskavo z nižjo stopnjo predobremenitve, komaj še sprejemljiva, saj dosega le vrednost, ki je

Zid	σ_o/f_c	H_{max} (kN)	$K_{\sigma_o} = \sqrt{\sigma_{o1}/\sigma_{o2}}$	
			Dejansko	Pričakovano
B1/1	0,34	140,6	1,53	1,41
B1/2	0,17	92,0		
B2/1	0,29	133,7	1,13	1,10
B2/1a	0,24	118,0		
B2/2	0,16	90,9	1,47	1,35
B3/1	0,31	128,7	1,53	1,39
B3/2	0,16	84,2		
B4/1	0,28	141,7	1,51	1,25
B4/2	0,18	93,9		
B5/1	0,29	106,7	1,81	1,39
B5/2	0,15	59,0		
B6/1	0,30	131,0	1,43	1,37
B6/2	0,16	91,6		
B6t/1	0,31	73,1	1,54	1,39
B6t/2	0,16	46,9		

Preglednica 8 • Primerjava med dejanskim in pričakovanim povečanjem strižne odpornosti zaradi vpliva stopnje predobremenitve

Zid	σ_o/f	Meja poškodb		Maksimalna odpornost		Končno mejno stanje	
		E_{inp} (kNm)	E_{sys} (kNm)	E_{inp} (kNm)	E_{sys} (kNm)	E_{inp} (kNm)	E_{sys} (kNm)
B1/1	0,34	2,12	0,57	4,20	1,07	11,57	4,28
B1/2	0,17	7,94	1,84	10,29	2,36	22,88	6,64
B2/1	0,29	3,16	0,88	5,91	1,61	17,00	5,59
B2/1a	0,24	1,44	0,39	1,44	0,39	2,15	1,19
B2/2	0,16	0,68	0,18	0,68	0,18	1,77	0,51
B3/1	0,31	1,79	0,54	5,00	1,34	14,35	4,74
B3/2	0,16	9,52	2,01	9,52	2,01	23,70	6,79
B4/1	0,28	10,20	2,25	12,19	2,73	19,04	4,73
B4/2	0,18	31,27	7,19	50,26	11,76	72,03	18,78
B5/1	0,29	8,95	1,35	8,95	1,35	27,36	6,52
B5/2	0,15	10,58	1,56	10,78	1,62	43,29	9,73
B6/1	0,30	3,54	0,97	4,85	1,37	13,41	5,40
B6/2	0,16	2,39	0,71	12,42	3,63	20,07	7,86
B6t/1	0,31	2,56	0,77	2,56	0,77	5,56	2,20
B6t/2	0,16	1,83	0,46	5,10	1,37	15,67	6,27

Preglednica 9 • Kumulativna vhodna in disipirana histerezna energija pri mejnih stanjih

bila ugotovljena za projektno in ne dejansko končno mejno stanje. Praktično v nobenem primeru zidovi niso dosegli pomikov, ki so bili ugotovljeni s predhodnimi preiskavami pri dejanski porušitvi.

Da bi preverili, če lokalna krhka porušitev zidakov vpliva na potresno odpornost, smo pričakovani učinek povečanja odpornosti zaradi povečanja predobremenitve ocenili z računom. V ta namen smo uporabili znano enačbo za račun strižne odpornosti nearmiranega zidu, R_w , ki sta jo predložila Turnšek in Čačovič (1971):

$$R_w = A_w \frac{f_t}{b} \sqrt{\frac{\sigma_o}{f_t} + 1}, \quad (5)$$

kjer je f_t natezna trdnost zidovja, ki jo po dogovoru definiramo z glavno natezno napetostjo, nastalo v zidu pri maksimalni odpornosti, če predpostavimo, da je zidovje elastičen, homogen in izotropen material, A_w je površina vodoravnega prereza zidu, b je faktor porazdelitve strižnih napetosti. O veljavnosti enačbe smo nedavno razpravljali (Tomažević, 2009). V skladu z enačbo pričakovani vpliv povečanja tlačnih napetosti na strižno odpornost zidu izrazimo enostavno z razmerjem: $K_{\sigma_o} = \sqrt{\sigma_{oH}/\sigma_{oL}}$ kjer je σ_{oH} oziroma σ_{oL} povprečna tlačna napetost v vodoravnem prerezu zidu pri višji oziroma nižji stopnji predobremenitve. Rezultati so navedeni v preglednici 8.

Vidimo, da so vrednosti faktorja povečanja v pričakovanem območju raztrosa rezultatov. Lahko torej sklepamo, da krhka lokalna porušitev oziroma robustnost zidakov na velikost odpornosti ne vpliva.

Da bi potrdili opažanja med preiskavo, smo analizirali tudi razmerja med vhodno in disipirano energijo, ki jih dobimo med preiskavo posameznega zidu. Kapaciteto sipanja energije smo analizirali s primerjavo med kumulativno vhodno energijo, E_{inp} , potrebno za deformacijo zidu od začetka preiskave do pomika, pri katerem razmerje analiziramo, in disipirano histerezno energijo do istega trenutka. Kumulativno vhodno energijo smo definirali kot skupno delo hidravličnega bata, opravljeno na celotni poti od začetka preiskave do deformacije zidu pri obravnavani amplitudi pomika. V posameznem ciklu obremenjevanja, tj. za potisk zidu od neobremenjenega položaja do amplitudnega vrha ter potisk zidu od razbremenjenega položaja do amplitudnega vrha v nasprotni smeri, vhodno energijo izvednotimo z enačbo:

$$\Delta E_{\text{inp},i} = \int_{(H=0)_i}^{(H=0)_{i+1}} dE_{\text{inp}} \quad (6)$$

kjer je:

$$dE_{\text{inp}} = \begin{cases} 0, & \text{if } Hdu \leq 0 \text{ and} \\ Hdu, & \text{if } Hdu > 0 \end{cases}$$

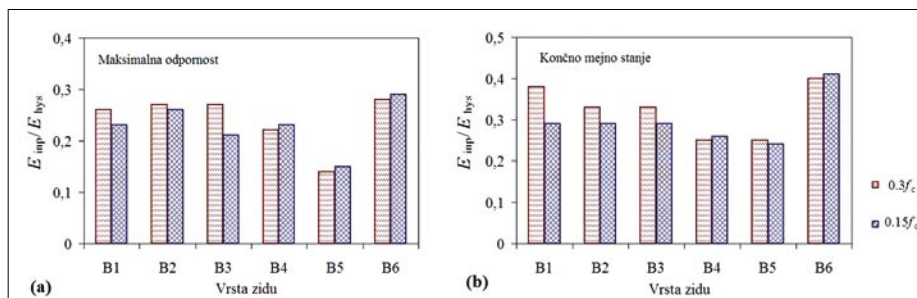
kjer je u pomik hidravličnega bata. Kumulativna energija od začetka preiskave do obravnane amplitude se izračuna kot vsota:

$$E_{\text{inp}} = \sum_{i=1}^k \int_{(H=0)_i}^{(H=0)_{i+1}} dE_{\text{inp}} \quad (7)$$

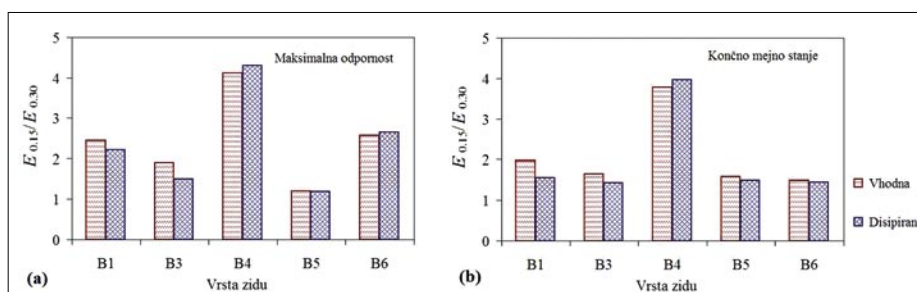
Disipirano energijo smo izvednotili na podlagi izmerjenih histereznih odvisnosti med vodoravno silo in pomikom. Količino disipirane energije v enem ciklu obremenjevanja predstavlja površina histerezne zanke med dvema zaporednima amplitudnima vrhovoma, kumulativno disipirano energijo pa vsota površin vseh histereznih zank od začetka preiskave do obravnane amplitude pomika. Izračunane vrednosti kumulativne vhodne in disipirane energije pri doseženih mejnih stanjih so navedene v preglednici 9.

Razmerja med kumulativno vhodno in disipirano histerežno energijo pri maksimalni odpornosti in končnem mejnem stanju so za obe stopnji predobremenitve grafično predstavljena na slikah 20a in 20b. Razmerja med vhodno energijo pri predobremenitvah $0,15 f_c$ in $0,30 f_c$ oziroma razmerja med disipirano energijo pri $0,15 f_c$ in $0,30 f_c$ so pri maksimalni odpornosti in končnem mejnem stanju prikazana na slikah 21a oziroma 21b. Lahko ugotovimo, da je bilo pri vseh preiskanih zidovih več energije za doseganje maksimalne odpornosti in končnega mejnega stanja potrebno v primeru nižje kot v primeru višje stopnje predobremenitve. Ravno tako lahko ugotovimo, da pri obeh mejnih stanjih disipira več energije pri nižji kot pa pri višji stopnji predobremenitve.

Zanimivo pa razmerje med vhodno in disipirano histerežno energijo ni bilo v veliki meri odvisno od stopnje predobremenitve. Kot kaže slika 20, je bilo razmerje nekoliko višje pri višji kot pri nižji stopnji pri zidovih tipov B1, B2, in B3, medtem ko je bilo praktično enako pri obeh stopnjah predobremenitve v vseh drugih primerih. V povprečju se je s histereznim obnašanjem disipiralo 22 % (24 %) vhodne energije pri maksimalni odpornosti in 30 %



Slika 20 • Razmerje med vhodno in disipirano energijo pri maksimalni odpornosti (a) in končnem mejnem stanju (b)



Slika 21 • Razmerje med vhodno energijo in razmerje med disipirano energijo pri predobremenitvah $0,15 f_c$ in $0,30 f_c$ pri maksimalni odpornosti (a) in končnem mejnem stanju (b)

Zid	luknjičavost (%)	$f_{b,m}$ (MPa)	$f_{b,m,neto}$ (MPa)	f_c (MPa)	$f_{c,neto}$ (MPa)	$f_c/f_{b,m}$
B1/1	58	18,2	43,3	5,7	13,6	0,31
B1/2	58	18,2	43,3	5,7	13,6	0,31
B2/1	55	11,4	25,3	5,8	12,9	0,51
B2/1a	55	11,4	25,3	5,8	12,9	0,51
B2/2	55	11,4	25,3	5,8	12,9	0,51
B3/1	53	12,8	27,2	5,4	11,5	0,42
B3/2	53	12,8	27,2	5,4	11,5	0,42
B4/1	54	11,4	24,8	5,7	12,4	0,50
B4/2	54	11,4	24,8	5,7	12,4	0,50
B5/1	51	10,2	20,8	4,1	8,4	0,40
B5/2	51	10,2	20,8	4,1	8,4	0,40
B6/1	25	29,1	38,8	6,5	8,7	0,22
B6/2	25	29,1	38,8	6,5	8,7	0,22
B6t/1	25	29,1	38,8	6,6	8,8	0,23
B6t/2	25	29,1	38,8	6,6	8,8	0,23

* izračunane na podlagi bruto vrednosti z upoštevanjem predpostavke, da je površina nosilnega prereza zidakov sorazmerna z luknjičavostjo

Preglednica 10 • Primerjava med luknjičavostjo in bruto oziroma neto* vrednostmi tlačne trdnosti zidakov in zidovja

(32 %) pri končnem mejnem stanju in nižji (višji) stopnji predobremenitve. Razmerje med kumulativno vhodno in disipirano histerezno energijo je bilo največje pri zidu, sezidanem z zidaki B6 iz skupine 1.

Skoraj dvakrat več vhodne energije kot pri višji stopnji predobremenitve (štirikrat več pri zidovih, sezidanih z zidaki B4) je bilo potrebne za doseganje maksimalne odpornosti in končnega mejnega stanja pri nižji stopnji predobremenitve (slika 21). Podobno je bilo štirikrat več energije tudi disipirano pri nižji kot pri višji stopnji predobremenitve. Odvisnosti, ki smo jih izvedli pri zidovih tipa B6, sezidanih s perforirano opeko B6 iz skupine 1, se niso posebej raz-

likovale od odvisnosti, ki smo jih opazili med preiskavo zidov, sezidanih z zidaki B1–B5 iz skupine 2.

To nakazuje, da razmerje med tlačnimi napetostmi v zidu in tlačno trdnostjo zidovja določa obnašanje zidovja pri cikličnih strižnih obtežbah, kot je potresna obtežba. Stopnja predobremenitve bo torej parameter, s katerim bodo predpisani pogoji za doseganje zadostne robustnosti. Oblika in mehanske lastnosti zidakov so pomembni parametri, vendar so posredno vključeni v predhodno ugotovitev. Vrednosti trdnostnih parametrov, ki jih uporabljamo pri zidanih konstrukcijah, so vrednosti, dobljene z upoštevanjem bruto prereza površine zidakov oziroma zidov, in ne

vrednosti, ki bi jih dobili, če bi upoštevali dejansko nosilno površino opečnega materiala. Vendar že preprosta primerjava pokaže, da tudi v primeru, ko bi upoštevali vrednosti, ki bi jih dobili s predpostavko, da se nosilni prerez zidu zmanjša sorazmerno z luknjičavostjo, ne bi prišli do drugačnega sklepa. Poskus takšne analize je prikazan v preglednici 10, kjer so primerjana razmerja med bruto in neto tlačnimi trdnostmi votlakov in zidov, sezidanih z njimi.

Lahko ugotovimo, da o neposredni odvisnosti med luknjičavostjo zidakov in trdnostjo materiala zidakov, razen v primeru zidakov tipov B2 in B4 ter perforirane opeke B6, težko govorimo.

5 • SKLEPI

Čeprav smo opravili vrsto različnih preiskav posameznih opečnih votlakov in zidov, sezidanih z njimi, nismo dobili neposrednega odgovora na vprašanje, kako na podlagi oblike in mehanskih lastnosti določiti in ovrednotiti merila za določitev zadostne robustnosti. Preiskave posameznih zidakov so pokazale, da le razmerje med tlačno trdnostjo, vzporedno na naležne rege, in tlačno trdnostjo, pravokotno nanje, nakazuje trend večanja z manjšanjem luknjičavosti zidakov. Vendar je bilo po drugi strani podobno razmerje kot pri votlakih z 51 % luknjičavosti ugotovljeno tudi pri perforirani opeki, kjer je bila luknjičavost le 25 % in ki jo lahko uvrstimo med zidake skupine 1. Razmerja med drugimi parametri, katerih vpliv smo tudi raziskovali, kot so razmerja med strižno in tlačno trdnostjo, diagonalno natezno in tlačno trdnostjo ter cepilno natezno in tlačno trdnostjo, pa so le malenkostno odvisna od luknjičavosti. Tudi v tem primeru so bila podobna razmerja kot pri votlakih ugotovljena pri perforirani opeki.

Medtem ko na podlagi preiskav posameznih zidakov ne moremo narediti nobenega trdnega sklepa v povezavi z robustnostjo, tlačne preiskave zidov nedvoumno pokažejo, da je obnašanje votlakov precej krhkejše kot obnašanje perforirane opeke. Znova pa med posameznimi tipi zidakov nismo opazili nobenih pomembnih razlik, ki bi jih lahko pripisali vplivu oblike ali luknjičavosti.

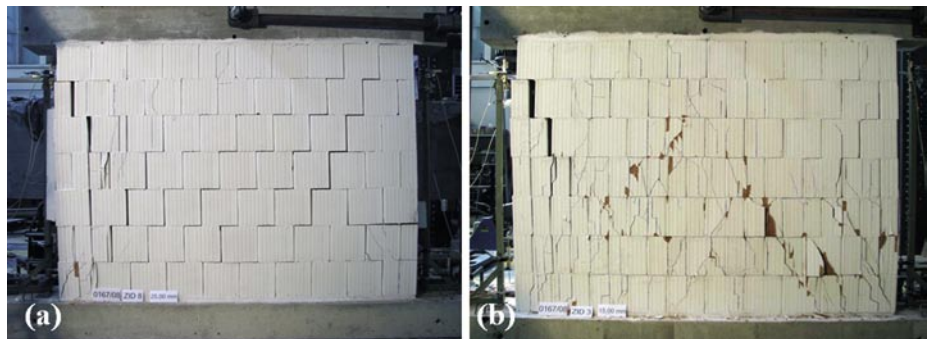
Proti pričakovanjem oblika in mehanske lastnosti posameznih zidakov niso vplivale niti na obnašanje zidov pri potresni obtežbi. Se

je pa pri preiskavi s ciklično vodoravno in konstantno navpično obtežbo kot prevladujoč pokazal vpliv predobremenitve, tj. razmerja med tlačnimi napetostmi v vodoravnem prerezu zidov in tlačno trdnostjo zidovja. Pokazalo se je, da so se enaki votlaki v zidovih, ki so bili izpostavljeni manjši predobremenitvi, obnašali monolitno, medtem ko je bilo njihovo obnašanje pri višjih stopnjah predobremenitve popolnoma krhko. Čeprav primer, ki ga prikazuje slika 22, ni bil dobljen v okviru projekta, katerega rezultate predstavljamo v tem prispevku, je dobra ilustracija ugotovitve. Medtem ko so se votlaki, podobni votlakom tipa B5, pri nizki stopnji predobremenitve pri obremenitvi z vodoravno ciklično delujočo silo vrteli kot toga telesa, tako da so poševno usmerjene razpoke potekale po naležnih in navpičnih regah, so se pri višji stopnji predobremenitve drobili. Kot

je videti, so v obeh primerih strižne razpoke sledile poteku polaganja zidakov. V odvisnosti od obnašanja votlakov je bilo tudi obnašanje zidov manj ali bolj duktilno.

Analiza odvisnosti med vhodno in disipirano histerezno energijo je ravno tako potrdila prevladujoč vpliv predobremenitve. Kapaciteta duktilnosti in sipanja energije je bila le neznatno odvisna od oblike in luknjičavosti zidakov: v vseh primerih je prevladoval vpliv predobremenitve.

Na podlagi analize rezultatov raziskav, ki smo jih predstavili v tem prispevku, lahko torej sklenemo, da je treba zahteve in priporočila za doseganje zadostne robustnosti opečnih votlakov v primeru njihove uporabe na potresnih območjih osnovati na omejitvi projektnih tlačnih napetosti v zidovih v odvisnosti od tlačne trdnosti zidovja, ne pa na podlagi oblike in trdnostnih lastnosti samih votlakov. Na podlagi rezultatov te in nekaterih drugih študij lahko utemeljeno predlagamo, da v primeru, če se za nosilno zidovje na potresnih



Slika 22 • Tipične razpoke pri končnem mejnem stanju, dobljene s ciklično strižno preiskavo dolgih zidov, sezidanih z zidaki tipa B5, pri predobremenitvi $0,05 f_c$ (a) in $0,15 f_c$ (b) (Tomaževič, 2009a)

območjih uporabljajo opečni votlaki skupine 2 po evrokodu 6, projektne tlačne napetosti v zidovju v nobenem primeru ne smejo presegati 15 % karakteristične tlačne trdnosti

zidovja ($\sigma_a/f < 0,15$). Če se uporabljajo zidaki skupine 1, pa se omejitev lahko dvigne na 20 % tlačne trdnosti zidovja ($\sigma_a/f < 0,20$). Kot kažejo rezultati preiskav, ob tem niso potrebne

nobene dodatne zahteve glede oblike in mehanskih lastnosti zidakov razen tistih, ki so že zahtevane v standardih (SIST EN 1998: 2004, SIST EN 1996: 2006).

6 • ZAHVALA

Raziskave, ki jih predstavljamo v tem prispevku, so bile opravljene v okviru raziskovalnega projekta L2-6417 in raziskovalnega programa

P2-0274, ki ju je med letoma 2003 in 2008 financirala Javna agencija za raziskovalno dejavnost RS, sofinancirale pa so jih Goriške

opekarne, d. d., iz Renč. Za prispevek pri eksperimentalnem delu raziskav bi se avtorja rada zahvalila nekdanjemu sodelavcu dr. Vlatku Bosiljkovu in dr. Francesci da Porto z univerze v Padovi, ki je Zavod za gradbeništvo Slovenije s štipendijo NATO obiskala v času izvajanja preiskav.

7 • LITERATURA

- Alcocer, S. M., Arias, J. G., Flores, L. E., Some developments on performance based seismic design of masonry structures, Performance-Based Seismic Design, Concepts and Implementation, Eds. Fajfar, P., Krawinkler, H. PEER Report 2004/05, Berkeley, 33–44, 2004.
- Bosiljkov, V., Tomažević, M., Lutman, M., Optimizacija oblike zidakov in tehnologije zidanja na potresnih območjih, Poročilo ZAG, Zavod za gradbeništvo Slovenije, 2004.
- SIST EN 1052-1: 1999, Metode preskušanja za zidovje – 1. del: Ugotavljanje tlačne trdnosti, 1999.
- SIST EN 772-3: 1999, Metode preskušanja zidakov – 3. del: Ugotavljanje neto prostornine in odstotnega deleža lukenj v opečnih zidkih s tehtanjem v vodi, 1999.
- SIST EN 772-1: 2002, Metode preskušanja zidakov – 1. del: Določevanje tlačne trdnosti, 2002.
- SIST EN 772-13: 2002, Metode preskušanja zidakov – 13. del: Določevanje neto in bruto gostote suhih zidakov (razen za naravni kamen), 2002.
- SIST EN 772-16:2002, Metode preskušanja zidakov – 16. del: Določevanje mer, 2002.
- SIST EN 1998-1: 2005, Evrokod 8, Projektiranje potresnoodpornih konstrukcij – 1. del: Splošna pravila, potresni vplivi in pravila za stavbe, 2005.
- SIST EN 1996-1: 2006, Evrokod 6, Projektiranje zidanih konstrukcij – 1. del: Splošno – pravila za armirano in nearmirano zidovje, 2006.
- Tomažević, M., Bosiljkov, V., Lutman, M., Vpliv robustnosti opečnih votlakov na obnašanje zidov pri potresni obtežbi, Gradbeni vestnik, 53 (9), 213–222, 2004.
- Tomažević, M., Weiss, P., Vpliv robustnosti opečnih votlakov na obnašanje zidov pri potresni obtežbi, Poročilo ZAG/0964/04-1, Zavod za gradbeništvo Slovenije, Ljubljana, 2008.
- Tomažević, M., Damage as a measure for earthquake-resistant design of masonry structures: Slovenian experience. Canadian Journal of Civil Engineering, 34 (11), 1403–1412, 2007.
- Tomažević, M., Gams, M. Matija., Strižna odpornost nearmiranih zidov: preiskave in račun, Gradbeni vestnik, 58 (11), 267–281, 2009.
- Tomažević, M., Gams, M., Lu, S. Modelling of shear failure mechanism of masonry walls, 11th Canadian Masonry Symposium, CD-ROM, McMaster University, Canada Masonry Design Centre, Toronto, Paper A1-5, 2009.
- Turnšek, V., Čačovič, F. Some experimental results on the strength of brick masonry walls, Proceedings of the 2nd international brick-masonry conference, British Ceramic Society, Stoke-on-Trent: 149–156, 1971.
- Zonta, D., Zanardo, G., Modena, C., Experimental evaluation of the ductility of a reduced-scale reinforced masonry building, Materials and Structures, 34: 636–644, 2001.

STATIČNI IN DINAMIČNI TESTI NA PILOTIH V LUKI KOPER

STATIC AND DYNAMIC PILE LOAD TESTS IN THE PORT OF KOPER

Gorazd Strniša, univ. dipl. inž. grad.

SLP, d. o. o., Ulica Gradnikove brigade 4,
1000 Ljubljana, slp@siol.net

Strokovni članek

UDK: 624.154

Povzetek | Večina objektov v Luki Koper je temeljena na zabitih pilotih. Za kontrolo in določitev nosilnosti pilotov ter za kontrolo ustreznosti izvedbe je bilo izvedenih več statičnih in dinamičnih obremenilnih testov z analizo prirastka nosilnosti s časom. V članku so poleg tega predstavljeni tipi pilotov, ki se uporabljajo pri izvedbi objektov v Luki Koper, s poudarkom na jeklenih cevih pilotih brez konic.

Summary | Most of Port Koper constructions are based on driven steel pipe piles. For many years past a lot of pile static and dynamic load tests have been performed to check piles bearing capacity. Pile bearing capacity changes after initial driving have also been analysed. In the paper, the pile types used in Port Koper are presented with the emphasis on steel open pipe piles.

1 • UVOD

Skoraj celotno področje Luke Koper je refulirano. To pomeni, da je bil za poglobitev morja izveden izkop morskih sedimentov. Izkopani oziroma izčrpani morski sedimenti so se odložili v pripravljene bazene z obodom iz kamnitega materiala, se tam odcedili in delno konsolidirali. Preko tako pripravljene podlage je bil nato izveden nasip iz kamnitega materiala, ki predstavlja površino v zaledju obal Luke Koper. Vse obale in druge konstrukcije v Luki Koper pa so izvedene na zabitih jeklenih pilotih.

Sestava tal

Sestava tal na področju Luke ni popolnoma enakomerna, vendar je po celotnem področju prisotnih nekaj tipičnih slojev, ki jih lahko na grobo definiramo po naslednjem vrstnem redu:

1. umetni nasip iz drobljenca in refuliran material iz židke ter lahkognetne morske naplavine (debelina do 6 m);
2. morske naplavine lahkognetne konsistence debeline več kot 20 m;

3. zaglinjen in zameljen prodno-peščeni sloj s plastmi gline in melja;
4. preperina fliša, ki je lahko debela tudi preko 5 m;
5. kompaktni fliš, ki se pojavlja na kotah do -60 m NMV.

Prva nosilna plast je zaglinjen in zameljen prodno-peščeni sloj, ki se nahaja globlje od kote -25 m in je lahko debel preko 25 m. To pomeni, da morajo biti piloti v Luki Koper na pretežnem delu dolgi od 30 m do preko 50 m. Dolžine pilotov lahko torej zelo variirajo, tako da sami piloti predstavljajo velik strošek naložbe. Za ustrezno in racionalno projektiranje in tudi v skladu z veljavnimi predpisi in normami je torej treba računske nosilnosti pilotov preverjati s testiranjem.

Tipi pilotov

V Luki Koper sta se do nedavnega uporabljala predvsem dva tipa pilotov:

- jeklene spiralno varjene cevi premera 812 mm z debelino stene 12,5 mm s konico in

- jeklene spiralno varjene cevi premera 508 mm z debelino stene 8,5 mm s konico.

Oba standardna tipa pilotov imata kovinsko konico, napolnjeno z betonom.

Osnovna dva tipa pilotov sta pokrivala skoraj celoten potreben spekter obremenitev projektiranih konstrukcij obal v Luki Koper ter sta hkrati omogočala transport in zabijanje iz kopnega in iz pontonov na morju. Ob zabijanju teh pilotov se je že med zabijanjem (iz hitrosti prodiranja pilota v tla) zaznalo, kdaj je konica pilota dosegla tla z večjim odporom.

Problem pri uporabi teh pilotov je počasnejše zabijanje pri zabijanju pilotov s premerom 508 mm, pa tudi preseganje tlačnih trdnosti materiala pilota med zabijanjem. Ta problem je bil prisoten tudi pri uporabi manjših zabijal.

Za nekatere objekte, kot so garažno-skladiščni objekti, nekateri premostitveni objekti itd., se uporabljajo tudi uvrtni armiranobetonski piloti premerov do 150 cm.

Že leta 1985 se je razmišljalo o uporabi zabitih betonskih pilotov večjih premerov. Zaradi več vzrokov se betonski prednapeti piloti premera 70 cm (PAB70) v Luki Koper ne uporabljajo kljub ugodnim rezultatom

statičnega in dinamičnega testa. Glavni vzroki so težave z dolžinami, težo in s tem povezane težave z manipulacijo, zabijanjem in spajanjem. Določen problem ostaja tudi sam spoj, ki nima ustrezne katodne zaščite. Glavne prednosti jeklenih pilotov ostajajo zelo prilagodljiva dolžina ter enostavnost manipulacije in transporta po morju, v zadnjem času pa še relativno ugodna cena.

Obstaja še tretji standardni tip pilotov, ki pa je bil uporabljen le redko in predvsem na severnem delu lokacije Luke Koper. To so jekleni piloti brez konice, zapolnjeni z betonom. Ti piloti so se uporabljali zato, ker je na severnem delu debelina težkognetne glin, zaglinjenega proda ter preperine fliša, ki pokriva flišno podlago, zelo tanka in imajo zato zabiti piloti s kovinsko konico na teh lokacijah nosilnost

le na sami konici in minimalno nosilnost po plašču, s tem pa minimalno natezno nosilnost in bočni odpor. Zato so se uporabili piloti, pri katerih se jeklena cev brez konice zabije v flišno preperino, nato pa se z ustrezno opremo očisti notranjost cevi ter izvrti še 4 m do 6 m v flišno podlago. Po vgradnji armature se vgradi beton. S tem se doseže večja tlačna in natezna nosilnost pilota.

Zadnja tri leta se v Luki Koper v večjem obsegu uporabljajo piloti brez konice. To je posledica pričetka gradenj zalednih površin za že izvedenimi obalami. Glede na izkušnje zabiti piloti s konicami povzročajo pomike na obstoječih konstrukcijah obale. Obstajajo pa še drugi razlogi za uporabo pilotov brez konic, ki so zanimivi za projektante, investitorja in izvajalca del. Glavne prednosti pilotov brez konic so:

- dodelava kupljenih cevi je minimalna,
- zabijanje je hitrejše,
- izrivanje zemljine pri izvedbi je manjše kot pri pilotih s konico.

Piloti brez konice imajo lahko vgrajeno membrano z odprtino ali pa dodatke na konici v obliki privarjenih profilov na zunanji ali notranji strani cevi, tako da je povečana nosilnost konice pilota.

Piloti brez konice se dejansko niso začeli uporabljati šele pred kratkim, ampak so bili uporabljeni že v letu 1987 na objektu »Silos za glinico«. Ti piloti premera 812 mm so imeli vgrajeno membrano z odprtino. Testni pilot na tem objektu je bil zabiti do kote -45 m MNV, 18 m v slabo granularno prodno peščeno meljasto in glineno zemljino, ki na tej lokaciji sega do kote -53 m NMV.

2 • TESTIRANJE PILOTOV

Poznamo na grobo dva tipa testov osne nosilnosti pilotov. To sta statični obremenilni test (v nadaljevanju SOT) in dinamični obremenilni test (v nadaljevanju DOT).

Testiranje osne tlačne nosilnosti pilotov lahko razdelimo na:

1. Statične teste
 - a. SOT – do porušitve oz. mejne nosilnosti pilota po zemljini
 - b. SOT – do izkoristka reakcije oz. do izvleka nateznih pilotov
 - c. SOT – za potrditev računске nosilnosti pilota s faktorjem, na primer, $F = 1,5$ ali $F = 2,0$
2. Dinamične teste
 - a. DOT ED – samo ob koncu zabijanja (End of Driving – ED)
 - b. DOT RD – (ReDriving – RD_dni) pri ponovnem zabijanju čez nekaj dni od ED

Seveda je pravi cilj obremenilnih testov definiranje končne, tj. mejne nosilnosti testiranega pilota. Šele če poznamo končno, mejno nosilnost pilota (R_u ; ang.: ultimate – skrajna, zadnja, končna), lahko projektanti glede na poznane ali izbrane obremenitve projektirajo objekte, tako da imajo ustrezne (ne prevelike in ne prenizke) varnostne koeficiente na mejno nosilnost pilotov. Če pravih mejnih vrednosti ne poznamo ali če so testi izvedeni le za potrditev računskih vrednosti, potem so takšni objekti projektirani neracionalno.

Statični obremenilni test (SOT)

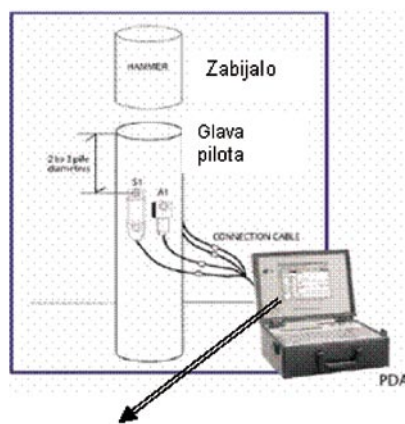
Statični obremenilni testi se morajo izvesti do porušitve pilota po zemljini, tako da se doseže tista obremenitev, pri kateri se pogrezanje pilota ne ustavi. Definicij, kaj je mejna nosilnost pilota, je veliko, najenostavnejši in v praksi največkrat uporabljeni pa sta definiciji po DIN 4026 in ASTM 1143 – (Davisson, 1972), kot je to razvidno iz slike 3.

V Luki Koper so se izvajali statični testi predvsem z izvlečnimi piloti. Za večino statičnih testov, ki se niso izvedli do porušitve testnega pilota, je bil vzrok porušitev izvlečnega pilota. Test se izvede tako, da se pričakovana mejna nosilnost pilota razdeli na vsaj osem obremenilnih stopenj. Najprej se testni pilot obremeni do polovice računsko pričakovane mejne

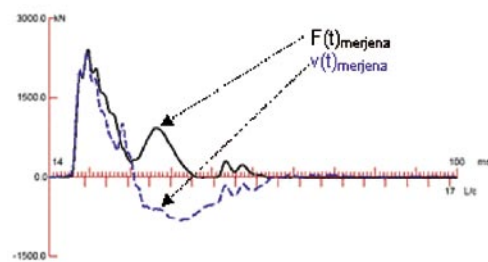
nosilnosti, nato pa v celoti razbremeni. Sledi obremenjevanje po stopnjah do porušitve oz. do izkoristka reakcije. Obremenitev pilota se lahko poveča šele po tem, ko se pomiki v posamezni obremenilni stopnji zmanjšajo pod 0,25 mm na uro (0,025 mm/6 minut). Če pri obremenilni stopnji tudi po več urah ne pride do umiritve pomikov pilota pod 0,25 mm/uro, se pri tej stopnji obremenjevanje prekine in pilot postopoma razbremeni. Iz tako določenih grafov obremenitev – pomik (sliki 8 in 9) se na osnovi DIN 4026, ASTM 1143 – (Davisson, 1972), ali katerega od drugih postopkov določi mejna nosilnost pilota.

Dinamični obremenilni test (DOT)

29. julija 1985 je bil v Luki Koper izveden prvi dinamični obremenilni test (DOT) na prednapetem armiranobetonskem pilotu premera 70 cm ali kratko PAB70. Test se je izvedel po izvedbi statičnega obremenilnega testa.



Slika 1 • Dinamični obremenilni test – DOT



DOT ni samo kontrola statične nosilnosti v času zabijanja, ampak precej več. Dinamične obremenilne teste izvajamo z opremo, ki se imenuje PDA (Pile Driving Analyser).

Dinamični preizkus nosilnosti pilota na terenu izvedemo tako, da na pilot, ki ga preizkušamo, pritrdimo senzorje osno-simetrično, približno 2 premera pod glavo pilota, jih povežemo z analizatorjem PDA in pilot začnemo zabijati z ustreznim zabijalom. Meritve se v PDA obdelajo, tako da dobimo ob vsakem udarcu zabijala na zaslonu takojšen prikaz poteka sile na glavi pilota in hitrosti pomika glave pilota ($F_{merjeno}(t)$ in $v_{merjeno}(t)$) v odvisnosti od časa (slika 1).

S PDA kontroliramo delovanje zabijala, kontroliramo zveznost ali stopnjo in lokacijo more-

bitne poškodbe pilota, merimo in analiziramo sile v pilotu med zabijanjem in na osnovi teh meritev določimo statično mejno nosilnost pilota v času izvedbe testa. Za določitev statične nosilnosti pilota se uporablja program CAPWAP (kratko CW), katerega rezultat je simulacija statičnega obremenilnega testa pilota, ki je bil merjen s PDA. Tako določena statična nosilnost velja seveda samo za čas izvedbe dinamičnega testa. Če izvedemo več dinamičnih testov na istem pilotu v različnih časih po zabitju, lahko ugotovljamo spremembe statične nosilnosti pilota s časom. Za hitro in manj natančno določanje statične nosilnosti pilota med zabijanjem se uporablja postopek CASE, ki na osnovi merjenih vrednosti deformacij in pospeškov na glavi

pilota za vsak udarec izračuna statično nosilnost pilota (RMX) v odvisnosti od izbranega koeficienta dušenja (J). Določitev koeficienta dušenja je izkustvena. V večini primerov se J določi na osnovi primerjav z izvedeno analizo CW, katere primerljivost s statičnim testom je bila dokazana na stotinah primerjav po vsem svetu.

Dinamični testi se izvajajo med samim zabijanjem in z relativno majhnimi zastoji na gradbišču. Če se meritve s PDA izvajajo med zabijanjem pilota od začetka pa do kote, kjer se zabijanje ustavi, lahko na osnovi meritev opazujemo spremembe napetosti v pilotu, energije zabijala, zveznost pilota, nosilnosti pilota po globini. Tak graf imenujemo PDILOT (slika 4).

3 • TESTI V LUKI KOPER

Skupaj je bilo v Luki Koper po dostopnih podatkih izvedenih 20 statičnih obremenilnih testov, od katerih jih je 11 izvedel Inštitut za matematiko, fiziko in mehaniko – IMFM (prof. Ivan Sovinc in dr. Geza Vogrinčič, (Vogrinčič, 1991)), druge pa SLP Ljubljana (SLP, 1985-2010).

Od leta 1985 je bilo v fazi izvedbe del ali kot spremljavo statičnim obremenilnim testom izvedenih preko 140 dinamičnih obremenilnih testov.

V nadaljevanju bodo podrobneje predstavljeni testi na jeklenih cevni pilotih brez konic.

Veliko obalnih konstrukcij v Luki Koper je že zgrajenih. Te so povezane z zaledjem s

prečnimi mostovi. Zaradi boljšega izkoristka prostora se je pričelo graditi zaledne površine. Zasip teh površin zaradi nestabilnosti brežin ni mogoč. Potrebna je torej izvedba platoja na pilotih. Predstavljeni bodo rezultati testov SOT in DOT na dveh lokacijah, kjer je bila preverjana nosilnost pilotov brez konic.

Testi na zaledju veza 11

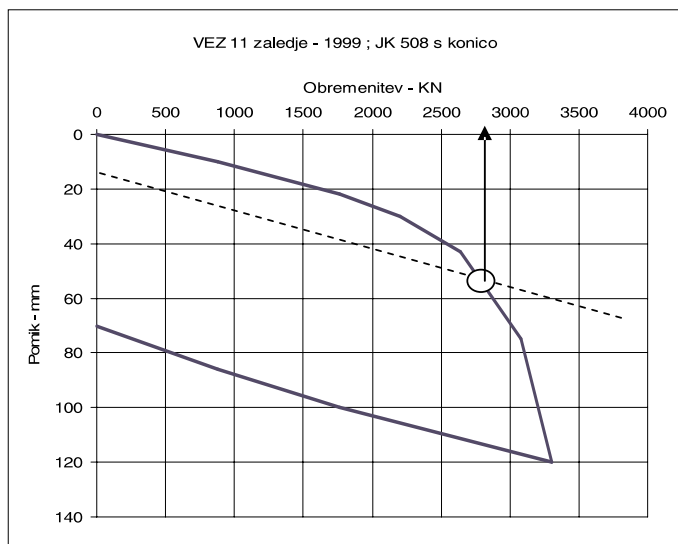
Obala veza 11 (slika 2) je bila projektirana na pilotih 812 s konico, zaledje pa na pilotih 508 s konico. Po projektu je bilo predvideno, da se najprej izvede zaledje, nato pa obala.

V oktobru leta 1999 so bili zabiti testni piloti za preverbo prvotno predvidenih pilotov zaledja veza 11. Zabiti so bili trije piloti 508 s konicami do kote -45 m. Groba sestava tal je razvidna na sliki 5. Na srednjem pilotu je bil 25 dni po zabitju izveden statični obremenilni test. Robna pilota sta služila kot izvlečna pilota. Kot je razvidno iz grafa obremenitev – pomik (slika 3), je bila dokazana mejna nosilnost $R_u \approx 2900$ kN. Pri obremenitvi 3300 kN je prišlo do popolne porušitve pilota po zemljini. Rezultati meritev so bili še sprejemljivi, čeprav nekoliko pod pričakovanimi vrednostmi.

Po izvedbi testa pa se ni pričelo izvajati zaledje, ampak se je najprej izvedla obala. V letu 2006 se je pokazala potreba po izvedbi zaledja. Računske obremenitve pilotov so ostale enake. Ker bi bila uporaba pilotov



Slika 2 • Lokaciji testnih pilotov na zaledju veza 11 in veza 7b



Slika 3 • Rezultat SOT na pilotu 508/8 mm s konico, kota konice -45 m NMV

Ši.	LOKACIJA	Kota fliša	Tip pilota	Kota konice	Zabit	Testiran	RD	Ru kN	Pomik -SOT (mm)	Dosežena Ru
1	SIPKI TOVORI 50 M OD HALE TH	-56	JK812	-39,1	25. 11. 1978	9. 12. 1978	14	4800	22	>4800
2	OBALA ZA KONTEJNERJE POMOL I PRI V-10	-53	JK812	-41,0	4. 2. 1981	12. 2. 1981	6	6000	45	6000
3	TERMINAL ZA PREMOG PRI VRTINI TP-6	-33	JK812	-28,0	23. 6. 1982	30. 6. 1982	7	6000	28	>6000
4	ŽITNI SILOS OBALA OV VRTINI OS-3	-50	JK812	-40,7	27. 12. 1984	29. 1. 1985	31	5800	64	5800
5	SILOS ZA ŽITARICE – STROJNIC	-38	JK812	-40,2	12. 12. 1984	12. 2. 1985	90	7200	39	>7200
6	SILOS ZA ŽITARICE – STROJNIC	-38	JK812	-40,2	12. 12. 1984	12. 3. 1985	120	8550	53	8550
7	SILOS 60000 t LK, STROJNICA, VRTINA ZS1	-39	PAB70	-44,0	26. 4. 1985	10. 5. 1985	14	5400	25	>5400
8	SILOS ZA ŽITARICE – STROJNIC	-38	JK812	-40,2	15. 8. 1985	17. 12. 1985	120	6300	39	>6300
9	SILOS TGA – SIPKI TOVORI	-55	JK812 + m (1)	-45,0	19. 6. 1987	6. 7. 1987	17	5100	26	5100
10	RAZŠIRITEV KONTEJNERSKI T 2 POMOL I	-54	JK812	-40,0	19. 12. 1988	4. 1. 1989	14	4600	30	>4600
11	RAZŠIRITEV KONTEJNERSKI T 2 POMOL I	-54	JK812	-43,8	30. 1. 1989	28. 2. 1989	28	4650	31	4650
12	ŽIVINSKI TERMINAL F-15	-50	JK508	-38,2	19. 4. 1997	8. 5. 1997	20	3100	49	>3100
13	TERMINAL ZA ŽELEZO – L48	-42	JK508	-45,0	5. 10. 1999	28. 10. 1999	25	2800	70	2800
14	VEZ 7, LOKACIJA 1 PILOT P2	-59	JK508	-42,0	7. 12. 2006	9. 1. 2007	32	6500	55	6500
15	JET R-8 LUKA KOPER	-41	JK508	-25,5	7. 2. 2007	22. 3. 2007	45	1100	11	1000
16	VEZ 11, PILOT P2- POR	-49	JK508+ m(2)	-45,0	27. 3. 2007	15. 5. 2007	48	3650	45	>3650
17	VEZ 7, LOKACIJA 2 PILOT P5 X401330, Y 46378	-58	JK508	-42,0	25. 4. 2007	19. 6. 2007	37	5300	52	5300
18	VEZ 12 TEST-LUKA KP X402398, Y = 46882	-48	JK812	-36,0	8. 5. 2007	19. 6. 2007	40	6750	41	>6750
19	VEZ 7A ZALEDJE, TESTNI PILOTI. E44	-50	JK812 b (3)	-42,2	15. 9. 2008	21. 10. 2008	36	4900	40	4900
20	VEZ 7A ZALEDJE, TESTNI PILOTI. D44	-50	JK812 b+HEA (4)	-42,2	17. 9. 2008	4. 11. 2008	49	5500	65	5500

LEGENDA

JK812 jeklena cev premera 812,8 mm, debelina stene 12,5 mm z jekleno konico, zapolnjeno z betonom

JK508 jeklena cev premera 508 mm, debelina stene 8,5 mm z jekleno konico, zapolnjeno z betonom

PAB70 betonski prednapeti votel pilot premera 70 cm in debelino stene 19,4 cm, stikovani in z betonsko konico

1 membrana z odprtino 45 cm v cevi na lokaciji 16 m nad dnom

2 membrana z odprtino 20 cm v cevi na lokaciji 12 m nad dnom

3 jeklena cev premera 812,8 mm, debelina stene 12,5 mm brez konice

4 jeklena cev premera 812,8 mm, debelina stene 12,5 mm brez konice s privarjenimi profili 3x HEA 30 dolžine 2 m na zunanji strani cevi na spodnjem koncu

RD število dni po zabitju

RU_SOT dosežena maksimalna obremenitev pri testu

ED End of Driving – konec zabijanja

Preglednica 1 • Seznam SOT testov Luki Koper

508 s konicami zaradi možnosti izrivanja zemljine za obstoječo obalo 11 prenevarna, se je pristopilo k preverjanju nosilnosti pilotov 508 mm brez konice in s spodnjim koncem pilota na koti -45 m NMV, kar je enako kot testni piloti JK508 s konicami iz leta 1999. Da bi zagotovili ustrezno nosilnost konice, je bila na oddaljenosti 12 m od spodnjega konca pilota izvedena jeklena membrana z odprtino 20 cm, skozi katero lahko med zabijanjem prodira voda in židka ter lahkognetna zemljina.

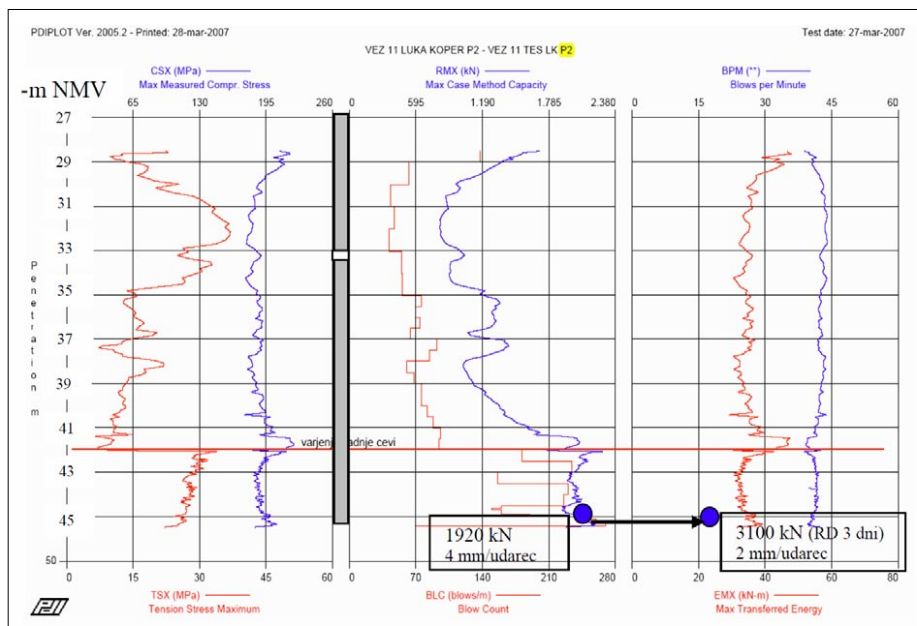
Zabijanje testnega kota P2 z membrano je bilo poleg standardnih meritev pogrezkov spremljano tudi s PDA. Med zadnjim delom zabijanja, od kote konice -37 m NMV do -45 m NMV, je odpor zemljine naraščal, zadnje tri metre zabijanja pa je bil dokaj konstanten. Ob delovanju zabijala D30 s ca. 39 do 42 udarcev na minuto so bili pogrezki 250 do 350 ud/meter zabijanja (ca. 3–4 mm/udarec), kar pomeni dokaj počasno zabijanje. Na osnovi meritev PDA od kote -27 m do -45 m NMV je bil izdelan graf PDILOT (slika 4), iz katerega so po globini (koti spodnjega konca pilota) podane maksimalne tlačne napetosti v pilotu med zabijanjem (CSX-MPa), največje natezne napetosti med zabijanjem (TSX-MPa), statična nosilnost pilota, določena po metodi CASE za vsak udarec med zabijanjem (RMX-kN), pogrezki pilota med zabijanjem (udarci BLCT/meter), število udarcev zabijala na minuto (BPM), iz česar se lahko določi višina padca bata zabijala, ki je bila med 2,4 m do 2,7 m, ter prenesena energija iz zabijala v pilot za vsak udarec (EMX-kN-m).

Voda v testnih pilotih je bila ob koncu zabijanja na koti ca. $-9,0$ m NMV, zemljina v pilotu pa na koti $-13,1$ m NMV. Glede na to, da je teren na koti ca. -4 m NMV, je bilo torej iztisnjeno le ca. 8 m zemljine, kar se skoraj ujema z globino diafragme v sloju prodno-peščene zemljine, kar je ca. 7 m (slika 5).

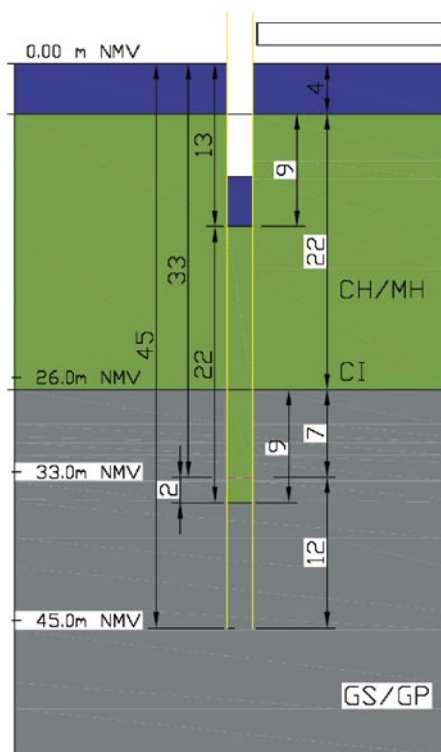
Izriv zemljine je bil bistveno manjši kot pri pilotih s konicami. Glede na to, da je membrana zadržala in porivala pred sabo ves prodni material, je bilo pričakovati, da bo tudi nosilnost ustrezna.

Statična nosilnost testnega pilota, določena z analizo CW ob koncu zabijanja, je bila $Ru_{CW,ED} = 1920$ kN. Že po treh dneh je nosilnost narasla na več kot 3100 kN. Iz primerjave meritev PDA (slika 6) ob koncu zabijanja in po treh dneh ter distribucije odpora, kot je bil določen v analizi CW, je viden velik prirastek nosilnosti s časom.

Pogrezek pilota pri testu PDA po treh dneh od zabijanja je bil le 2 mm/udarec, kar je glede



Slika 4 • Pilot P2 – rezultati zabijanja po globini



Slika 5 • Pilot 508/8 mm z membrano brez konice (pilot P2)

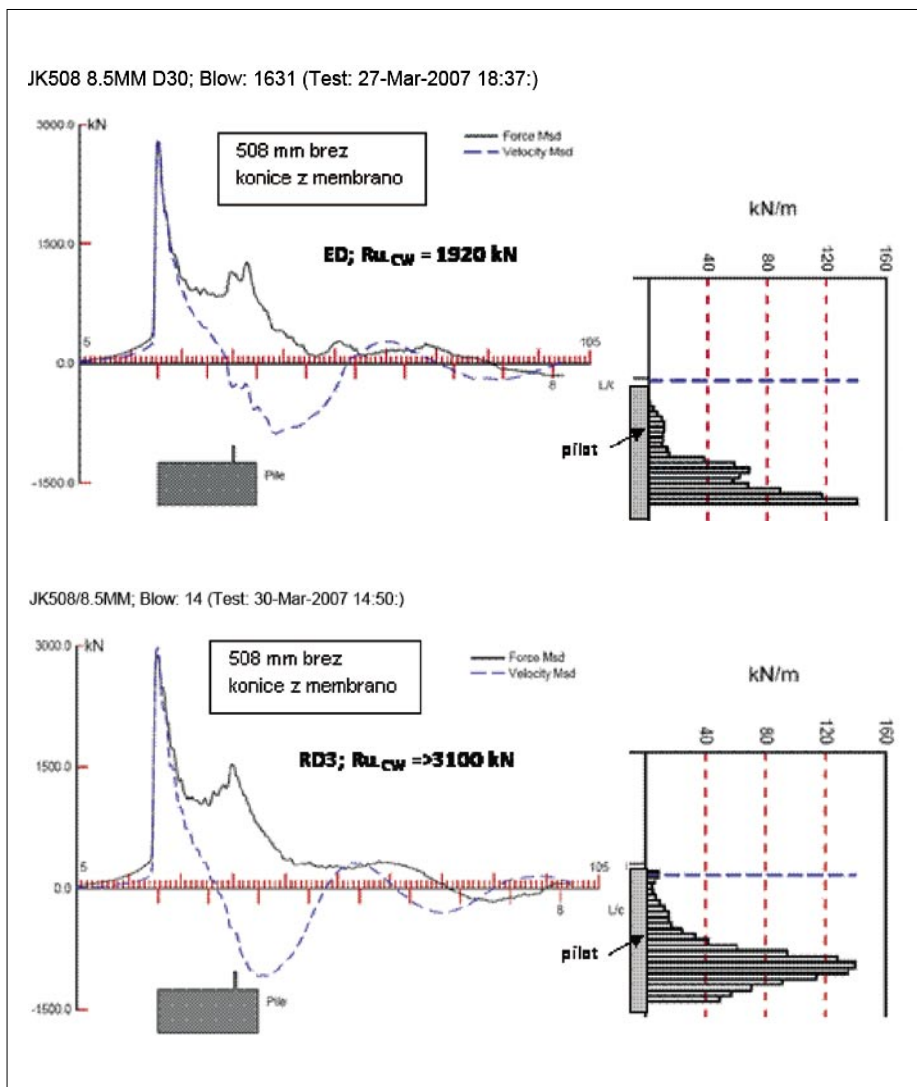
na izkušnje pomenilo, da pri tem testu skoraj zagotovo ni bil aktiviran ves odpor zemljine. To je mogoče sklepati tudi iz distribucije odpora pri rezultatu analize CW (slika 6, spodaj desno). Odpori po plašču pred konico, pri rezultatu meritev po treh dneh (RD3), namreč izkazujejo manjšo nosilnost, kot je bila ob koncu zabijanja (ED), kar je nemogoče za

tovrstne zemljine. Da bi aktivirali celoten odpor zemljine pri tem testu DOT, bi torej potrebovali večje zabijalo.

Statični test na pilotu P2 je bil izveden 48 dni po zabijanju. Obremenjevanje pilota je razvidno iz spodnjega grafa na sliki 8, iz katerega je razvidno, da je pri vseh obremenitvah do 3650 kN prišlo do popolne umiritve pomikov pilota in da mejna nosilnost pilota po zemljini ni bila presežena. Test je bil prekinjen, ker je bila statična obremenitev pilota že preko 270 MPa in je bila na meji dovoljenih obremenitev za kakovost jekla testnega pilota.

Na spodnjem grafu na sliki 9 so predstavljeni rezultati statičnega testa pilota P2 v primerjavi s statičnim testom na enakem pilotu s konico (leto 1999) in v primerjavi s simulacijo statičnega testa na osnovi analize CW. Primerjava s simulacijo statičnega testa na osnovi analize CW ni povsem ustrezna, saj je bil test PDA, ki je osnova za analizo CW, izveden le tri dni po zabijanju (RD3), statični test pa je bil izveden 48 dni po zabijanju. Kljub temu pa se rezultati ne razlikujejo veliko, saj niti pri SOT niti pri DOT ni bila dosežena mejna nosilnost. Večje odstopanje je vidno pri grafu pilota s konico, ki je bil izveden le 25 dni po končanem zabijanju.

Kot je razvidno iz slike 9, so bili pomiki pilota s konico (1999) že pri obremenitvi 2250 kN večji kot pomiki pilota brez konice z diafragmo. Pri obremenitvi 3000 kN pa je bila razlika v pomikih že ogromna, saj je bil pomik pilota s konico že 7 cm, pomik pilota brez konice z diafragmo pa le 3,6 cm.



Slika 6 • Meritve PDA na pilotu brez konice z membrano (2007) ob koncu zabijanja (ED) in po treh dneh (RD3) ter distribucija odpora po plašču pilota, določena z analizo CW iz meritev PDA

Razlika v nosilnosti je lahko le delno posledica nekoliko različne sestave tal na eni in drugi testni lokaciji, glavni vzrok za različne rezultate pa je pripisati različni konsolidaciji zemljine ob pilotih v času izvedbe testov.

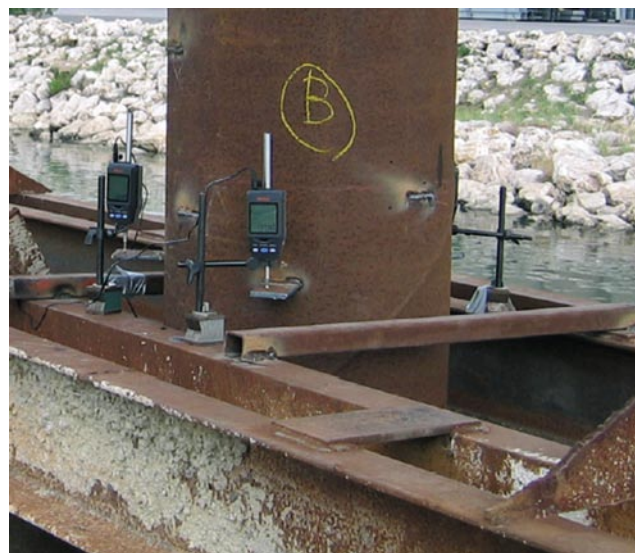
Osnovni pogoj, da je nosilnost pilota brez konice enaka nosilnosti pilota s konico, je, da je čep zemljine, ki je znotraj pilota, dovolj velik in da je trenje med notranjo steno pilota in notranjo zemljino (čepom) večje kot odpor oz. nosilnost zemljine pod celotno površino konca pilota.

Na osnovi meritev in analiz pilota brez konice in brez diafragme je mogoče zaključiti:

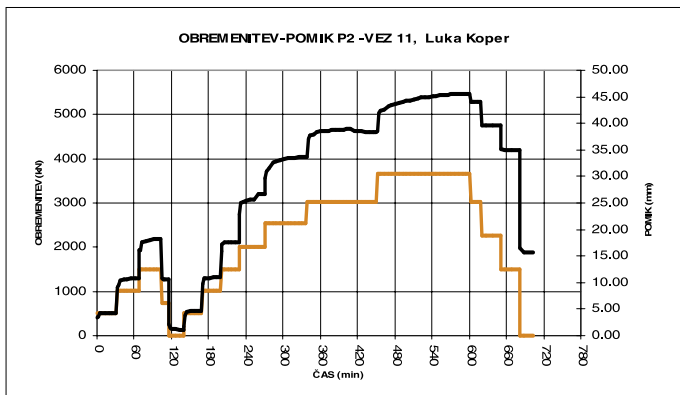
- piloti brez diafragme se zabijajo enako hitro kot piloti z diafragmo,
- nosilnost ob koncu zabijanja (ED) je podobna kot pri pilotih z diafragmo,
- pogrezki ob koncu zabijanja so tudi podobni (ca. 3–4 mm/udarec zabijala D30, ki deluje s hitrostjo ca. 40 udarcev na minuto),
- nivo zemljine v pilotu je od 9 do 10 m nižje kot na dnu morja oz. na koti –13 m NMV,
- nosilnost po 11 dneh od zabitja, določena z analizo CW, je bila $Ru_{CW} = > 3773 \text{ kN}$.

Rezultati na pilotih brez diafragme so torej zelo podobni oz. skoraj enaki rezultatom pilotov z diafragmo.

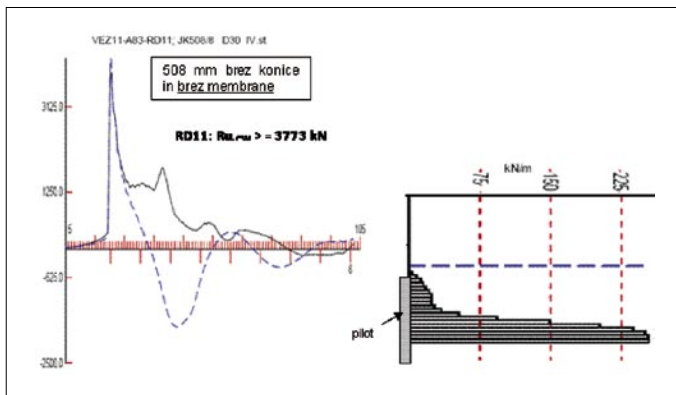
Na osnovi statičnega obremenilnega testa na pilotu premera 508 mm brez konice z membrano lahko ugotovimo, da je mejna statična nosilnost testnega pilota enaka ali večja kot 3650 kN. Podobno nosilnost izkazuje v takšnih geotehničnih razmerah tudi pilot brez konice in diafragme. V času izvedbe objekta sta bila poskusno zabita še dva pilota



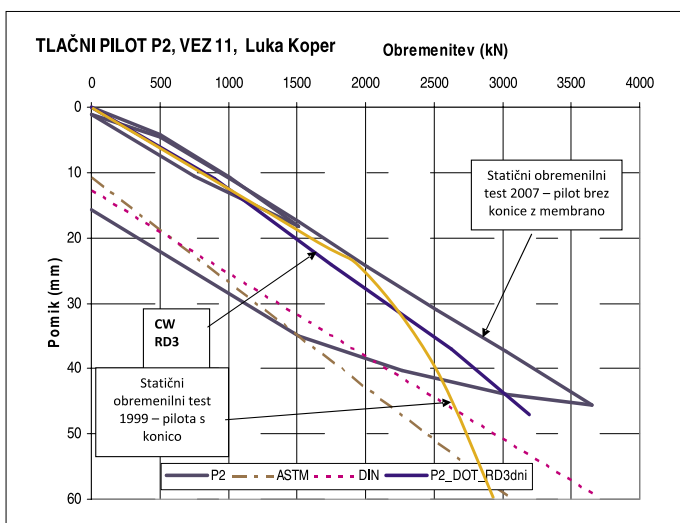
Slika 7 • Konstrukcija in oprema za izvedbo testa SOT



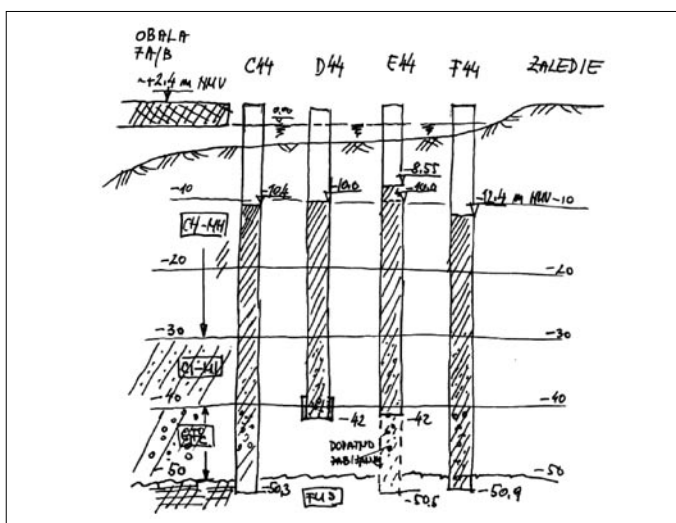
Slika 8 • Obremenjevanje testnega pilota ob izvedbi statičnega testa pilota P2



Slika 10 • Meritev PDA na pilotu brez konice in brez membrane (2007) po enajstih dneh (RD11) ter distribucija odpora po plašču pilota, določena z analizo CW iz meritev PDA



Slika 9 • Rezultati statičnega testa pilota P2 (leto 2007, pilot brez konice z membrano 48 dni po zabijanju), analiza CW za meritev PDA, ki je bila izvedena 3 dni po zabijanju, in statični test na pilotu s konico iz leta 1999, ki je bil testiran 25 dni po zabitju



Slika 11 • Testni piloti v osi 44 vez 7b zaledje

brez konice in tudi brez diafragme. Pilota sta bila testirana med zabijanjem s PDA. Ponovni test s PDA se je izvedel nato še 11 dni po zabitju (slika 10).

Testi na vezu 7b zaledje

Pri projektiranju izvedbe zaledne površine za obalo vez 7 je bilo potrebno zaradi večjih obremenitev uporabiti pilote večjega premera. Tudi na tej lokaciji je bila obala že izvedena, zaledje pa še ne. Enako kot pri vezu 11 so bili zaradi čim manjšega izriva zemljine predvideni piloti brez konice. Na osnovi izkušenj pri testiranju na vezu 11 testni piloti na tej lokaciji niso imeli diafragme.

S slik 11 in 12 so razvidni testni piloti, ki so bili zabiti v osi 44 (slika 12) zaledja veza 7b. Vsi piloti so jeklene cevi – 812 mm brez konice. Izjema je le pilot D44, ki je imel na spodnjem

koncu privarjene tri profile HEA30 v dolžini 2 m, tako da je imel izvedeno nekakšno razširitev. Pri izvedbi testov smo želeli ugotoviti, kakšna je nosilnost obeh tipov pilotov na koti –42 m, ko je konec pilotov 10 m v težkognetni meljni glini in 2 m v zaglinjenem produ. Pilota na obeh skrajnih koncih sta bila zabita do fliša in sta med testom služila kot natezna oz. izvlečna pilota.

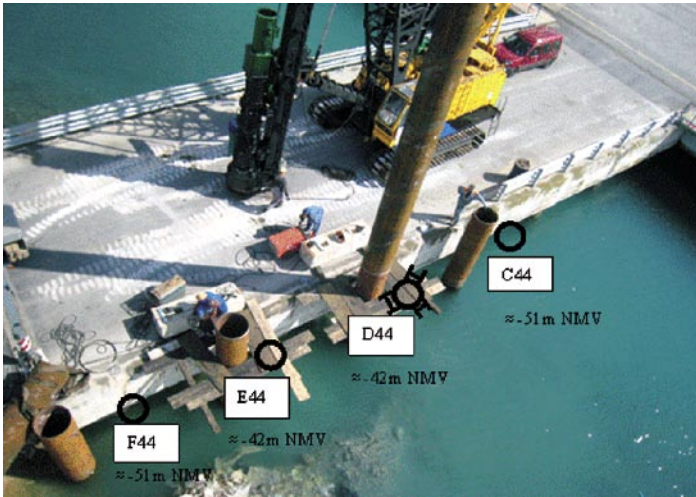
Piloti D44, E44 in F44 so bili spremljani v zadnjem delu zabijanja do konca zabijanja. Po treh dneh so bile z zabijalom D62 na obeh testnih pilotih (E44 in D44) izvedene ponovne meritve s PDA z namenom ugotovitve prirastka nosilnosti v času 3 dni.

Po 36 dneh od zabijanja je bil izveden statični test na pilotu E44, tako da sta pilota F44 in D44 delovala kot izvlečna pilota. Pri obremenitvi 5400 kN je prišlo do porušitve testnega

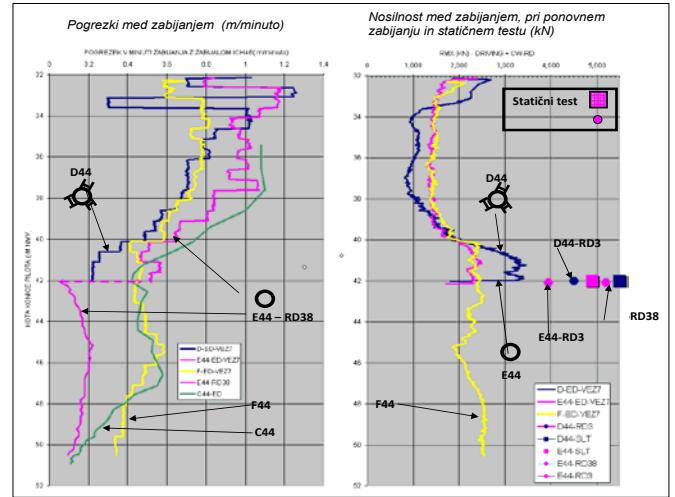
pilota E44. Ocenjena mejna nosilnost testnega pilota E44 je bila $R_u \approx 4900$ kN.

Nato je bil pilot E44 zabiti do flišne podlage. Po skupaj 50 dneh od zabijanja je bil tudi na pilotu D44, ki ima privarjene profile HEA30, izveden statični test. Pri obremenitvi 5600 kN je prišlo do porušitve testnega pilota D44. Mejna nosilnost testnega pilota D44 je bila ocenjena na $R_u \approx 5500$ kN.

Zabijanje testnih pilotov je predstavljeno na sliki 13. Na levem je prikazan pogredek pilotov med zabijanjem v m/minuto zabijanja, na desnem pa statična nosilnost pilotov med zabijanjem, določena po metodi CASE iz meritev PDA med zabijanjem. Poleg tega so s krogci prikazane nosilnosti pilotov v različnih časih po zabitju, določene z analizo CW, s kvadrati pa statična nosilnost pilotov, določena z statičnim obremenilnim testom.



Slika 12 • Lokacija pilotov v osi 44



Slika 13 • Rezultati zabijanja testnih kolov

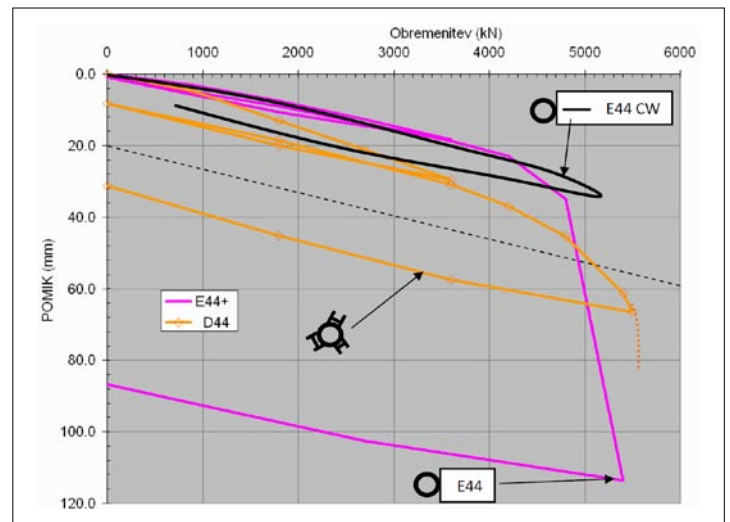
Iz slike 13 levo je vidno, da je bila hitrost zabijanja vseh pilotov do kote ca. -40 m primerljiva, od tu dalje pa je zabijanje pilota D44, ki ima privarjene profile HEA30, precej počasnejše. Iz slike 13 desno je vidno, da je imel pilot D44 do kote ca. -38 m manjšo statično nosilnost (določena po metodi CASE) v času zabijanja kot drugi merjeni piloti. Vzrok za to je skoraj zagotovo manjša nosilnost po plašču, ker so privarjeni profili HEA precej bolj porušili zemlino ob pilotu kot piloti brez profilov HEA. Na koti, kjer se prične bolj nosilen zaglinjen prod, pa se nosilnost pilota D44 s profili HEA močno poveča glede na druge pilote. Še ena zanimivost je dodatno zabijanje pilota E44 od kote -42 m do kote ca. -50,5 m NMV. Iz slike 13 levo je vidno, da

so pogrezki (m/minuto zabijanja) v prvem metru zabijanja bistveno manjši kot ob koncu zabijanja, nato pa se povečajo. Kljub temu so še vedno bistveno manjši (≈ 20 cm/minuto) kot pri drugih dveh pilotih, ki sta bila za bita do kote ca. -51 m NMV v istem dnevu ($\approx 40-60$ cm/minuto). Statična testa sta se izvedla, kot je prikazano na sliki 14. Povzetek rezultatov meritev zabijanja testnih pilotov in analiz nosilnosti v času zabijanja (CW) in rezultatov statičnih testov (SOT) je razviden iz preglednice 2. Prava primerjava med rezultatom dinamičnega testa in analizo CW (Ru_{CW}) ter statičnim testom je možna samo pri pilotu E44, kjer je bil dinamični test izveden po statičnem testu.

Odstopanje je $\approx 6\%$. »Šet-up« je jasno viden iz primerjav meritev pri dinamičnih testih, ki so bile na istem pilotu izvedene ob koncu zabijanja in v različnih časih po zabijanju (slika 16). Površina med obema merjenima krivuljama (sila - $F(t)$, in hitrost pomika, pomnožena z valovno odpornostjo - $v(t) \cdot EA/c$), predstavlja celoten odpor zemljine proti zabijanju. Ta je sestavljen iz dinamičnega odpora zemljine, ki je predvsem odvisen od zrnivosti zemljine in iz statičnega odpora. Z analizo CW se določi delež statičnega odpora zemljine. Kot je razvidno iz slike 16, je povečanje odpora zemljine s časom veliko. To je razvidno tudi iz navedenih statičnih nosilnosti, določenih z analizo CW.



Slika 14 • Izvedba statičnega testa na pilotu D44



Slika 15 • Primerjava rezultatov statičnih testov na pilotih D44 in E44 ter dinamičnega testa (CW) na E44, izvedenega dva dni po statičnem testu

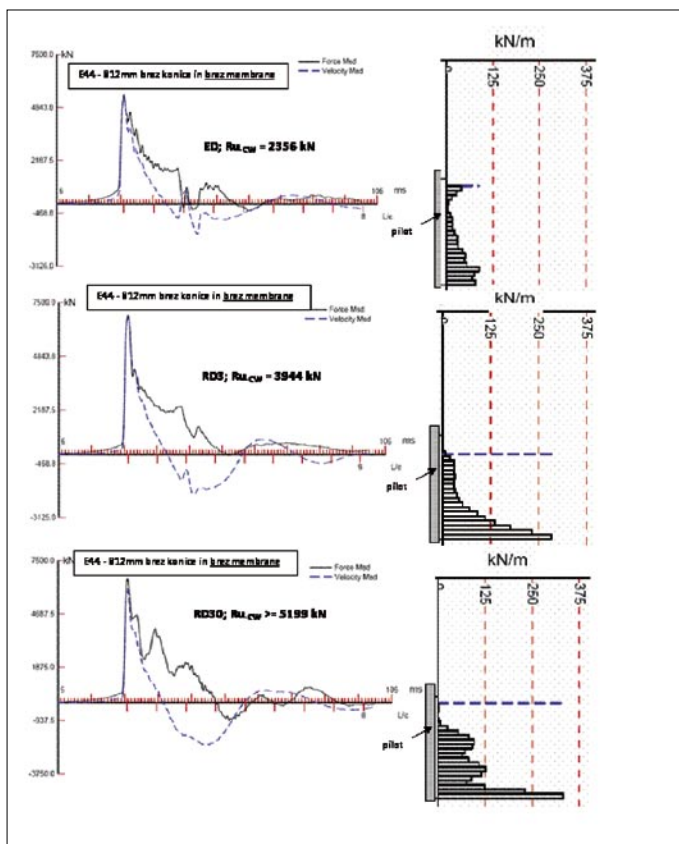
No.	Pilot	kota konice	RD	ZAB.	Pos	Pos	Ru_CW	SOT
		m NMV	Dni	tip	cm/min	mm/ud	kN	kN
1	C44	-50	1	ICE46	9	2.4	5229	
2	D44	-42	0	ICE46	23	5.9	3019	
3	E44	-42.1	0	ICE46	50	12.7	2356	
4	F44	-51	0	ICE46	32	8.4	2757	
5	D44	-42	3	D62	17	4.5	4508	5500 *1
6	E44	-42.1	3	D62	31	8.5	3944	
7	E44	-42.1	38	ICE46	6	1.5	5199	4900 *2

Prirastek nosilnosti v 30 dneh je več kot dvakraten ($F_{setup} = >2$). Seveda so lahko prirastki še bistveno večji. Iz literature in izkušenj so poznana povečanja nosilnosti tudi za več kot petkrat ((Fellenius, 1989), (Svinkin, 1994)).

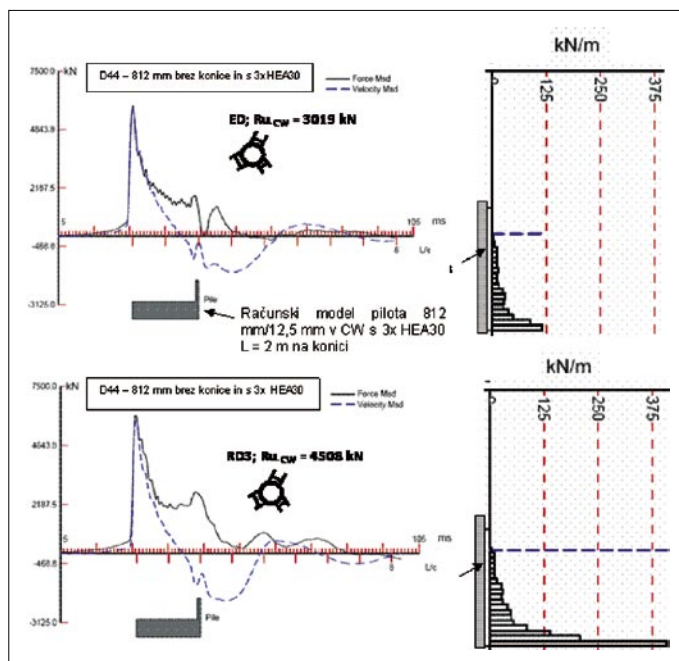
*1 ---- statični test izveden 36 dni od zabijanja (po DIN $> Ru = 5300$ kN);

*2 ---- statični test izveden 50 dni od zabijanja

Preglednica 2 • Testni piloti v osi 44



Slika 16 • Meritev PDA na pilotu E44 premera 812 mm brez konice in brez membrane ob koncu zabijanja (ED) po treh dneh (RD3) in po tridesetih dneh (RD30) ter distribucija odpora po plašču pilota, določena z analizo CW iz meritev PDA



Slika 17 • Meritev PDA na pilotu D44 premera 812 mm brez konice in s 3x HEA30 L = 2 m na konici ob koncu zabijanja (ED) in po treh dneh (RD3) ter distribucija odpora po plašču pilota, določena z analizo CW iz meritev PDA

4 • SKLEP

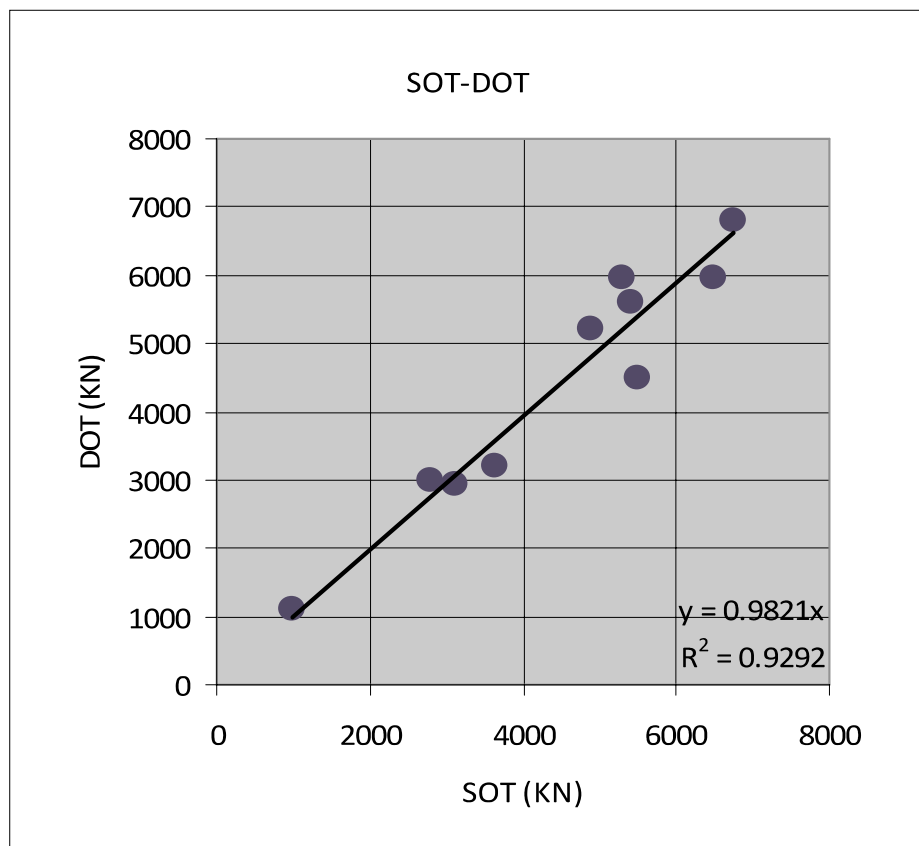
V zadnjih letih je bilo nedvomno ugotovljeno, da je treba statične ali dinamične teste pilotov izvesti minimalno 30 dni po zabitju pilota, še bolje pa 40 dni, če želimo dokazati končno, tj. mejno nosilnost zabitega pilota v Luki Koper. To velja predvsem za pilote s konico. Če izvajamo teste prej, tvegamo, da bo naš rezultat manjši kot dejanska končna mejna nosilnost pilota.

Analize sprememb nosilnosti ne bi bile mogoče brez uporabe dinamičnih meritev in analiz. Rezultati statične nosilnosti pilotov, določene na osnovi dinamičnega testa (DOT), so bile tudi v Luki Koper večkrat potrjene. Seveda je treba primerjati samo tiste rezultate, ki so primerljivi, to pa so samo tisti rezultati statičnega in dinamičnega testa, pri katerih sta oba testa izvedena v približno enakem času od zabijanja, in da je pri obeh testih dosežena mejna nosilnost pilota, kar pomeni, da je pri obeh testih aktiviran celoten odpor zemljine. Obe meritvi morata biti izvajani z ustrezno in kalibrirano opremo, pridobljeni podatki pa morajo biti visoke kakovosti in v skladu s standardi.

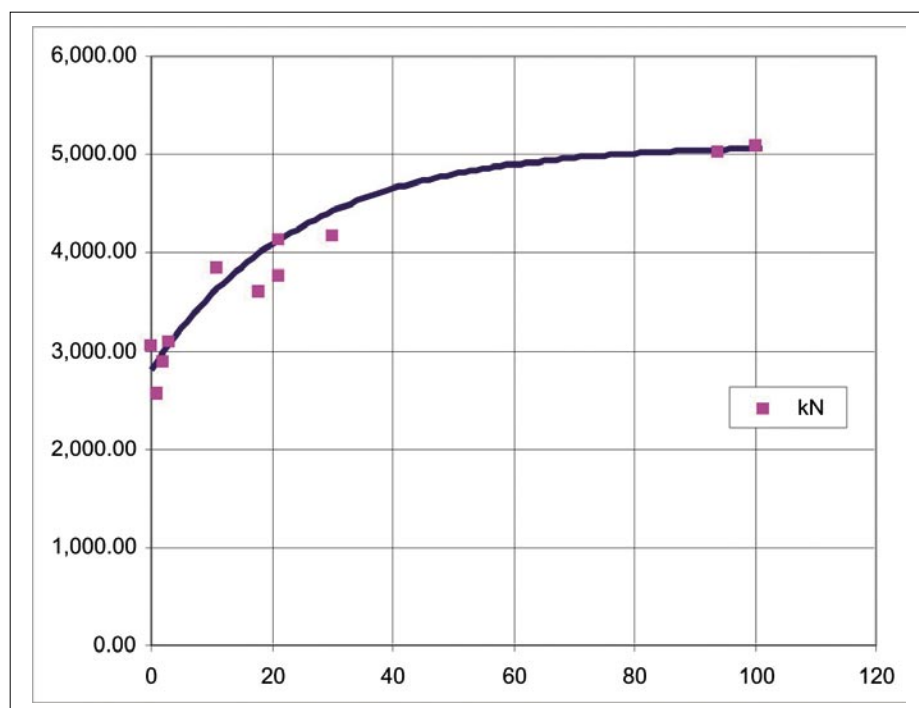
Interpretacijo meritev dinamičnega obremenilnega testa (CW) mora izvesti ustrezno kvalificiran inženir s certifikatom Foundation QA. Tudi pri primerjavah rezultatov statičnih in dinamičnih testov v Luki Koper so bili pridobljeni dokaj spodbudni rezultati, ki so predstavljeni na sliki 18. Pri interpretaciji slike 18 se je treba zavedati, da tudi rezultat statičnega testa ni popolnoma enolično določena vrednost.

Po začetku uporabe dinamičnih meritev s PDA smo začeli bolj razmišljati o učinku utrjevanja zemljine oz. konsolidaciji zemljine ob pilotu po zabijanju. Zanimivo je namreč, da se med zabijanjem prvih pilotov v zaglinjen prodno-peščeni sloj na vsaki novi lokaciji v Luki Koper postavlja vprašanje, kje je najugodnejša kota konice. Pogrezki med zabijanjem pilota v sloj zaglinjenega proda so dokaj enakomerni, kot da ima pilot v času zabijanja v ta sloj ves čas enako nosilnost. Z meritvami PDA med zabijanjem je možno ugotoviti, da se nosilnost med zabijanjem res zelo malo spreminja. Ti enakomerni pogrezki so lahko prisotni tudi več deset metrov. To je razvidno že iz grafov PDIPLLOT na slikah 4 in 13.

Vzrok za tako obnašanje je povečan porni tlak vode med plaščem pilota in zemljino, ki zelo zmanjša trenje med steno plašča pilota



Slika 18 • Primerjave izvedenih testov SOT in DOT v Luki Koper



Slika 19 • Naraščanje nosilnosti - testirani piloti v fazi izvedbe zaledja vez 7b - zaledje

in zemljino. Poleg tega je v trenutku zabijanja zemljina ob plašču dejansko porušena in stisnjena. Vsa voda, ki je bila še trenutek pred zabijanjem na lokaciji pilota, je stisnjena ob pilot in je v povečanem tlaku. Ta povečani (porni) tlak vode je seveda odvisen od prepustnosti zemljine. Slabše kot je zemljina prepustna, višji so porni tlaki in bolj je zmanjšana nosilnost po plašču in dalj časa traja, da se tlaki vode vrnejo na normalno stanje.

»Setup« učinek pilotov brez konic je nedvomno hitrejši kot pri pilotih s konicami, kar je seveda razumljivo, saj je porušitev zemljine pri uporabi pilota brez konice manjša in je povečanje pornih tlakov med zabijanjem manjše kot pri pilotih s konico.

Na hitrost »setup« učinka pa nedvomno zelo vplivajo aktivnosti okrog opazovanega pilota. Zabijanje večjega števila pilotov, ki v celoti ali delno izrivajo okolno zemljino, lahko poveča

porne tlake širšega področja ter tako še dodatno upočasnijo konsolidacijo in »setup« učinek. To bi bilo možno ugotovljati tudi iz meritev nosilnosti pilotov premera 812 mm brez konic in brez membran, ki so bile izvajane med operativnim zabijanjem pilotov za zaledje veza 7b. Iz izvedenih predhodnih preiskav, kjer so bili zabiti le štiri piloti, bi bilo namreč pričakovati, da bo nosilnost med 4500 do 5000 kN dosežena že v 30 do 40 dneh. Iz rezultatov (slika 19) pa je razvidno, da je bila takšna nosilnost dosežena šele po več kot 40 dneh.

Vsekakor »setup« učinek ni popolnoma jasn in ga trenutno ni možno popolnoma jasno definirati in napovedati. S testom DOT je pri zabitih pilotih relativno preprosto ugotovljati prirastke nosilnosti. Problem pa se pojavi pri tekoči kontroli, ker v fazi izvedbe skoraj v nobenem primeru ni možno izvajati testov 20 ali celo 50 dni po zabitju pilotov. V tem času

je običajno na glavah pilotov že izvedena zgornja konstrukcija. Zato si želimo, da bi bilo na osnovi testov DOT, izvedenih ob koncu zabijanja ali pa le nekaj dni po zabijanju, možno napovedati končno oz. mejno nosilnost pilota. V ta namen se največ uporablja Skov–Denverjev postopek (1988) ki pa zaradi logaritma v formuli nima asimptote vrednosti, kar ne ustreza realnim razmeram.

Analiza prirastkov nosilnosti s časom bo v nadaljevanju nedvomno vodila v ustrežnejšo napoved mejnih, končnih nosilnosti pilotov na osnovi testov DOT ob koncu zabijanja.

Za dobro izvedbo temeljenja objekta morajo imeti piloti ustrezno varnost glede na projektno obtežbo, hkrati pa mora biti izbrana tehnologija takšna, da omogoča čim hitrejšo in cenejšo izvedbo. Uvajanje jeklenih pilotov brez konice pri temeljenju objektov v Luki Koper je korak v to smer.

5 • LITERATURA

Davison, M. T., High capacity piles, Proc., Lecture Series, Innovations in Foundation Construction, ASCE, Illinois Section, 1972.

Fellenius, B. H., Riker, R. E., O'Brien, A. J., Tracy, G. R., Dynamic and static testing in soil exhibiting set-up, Journal of Geotechnical Engineering, 115(7): 984–1001, 1989.

Fuller, R. M., Hoy, H. E., Pile load tests including quick-load test method, conventional methods and interpretations, HRB 333: 76–86, 1970.

GRL and Associates, Inc., CAPWAP – Case Pile Wave Analysis Program, Manual, Cleveland, Ohio, 1993.

Rausche, F., Likins, G. E., Goble, G. G., A rational and Usable Wave Equation Soil Model Based on Field Test Correlation, FHA, Washington, D. C., 1994.

SLP, d. o. o., Poročila o izvedbi statičnih in dinamičnih testov v Luki Koper, 1985–2009.

Svinkin, M. R., Set-up effects of cohesive soils in Pile Capacity, 1994.

Vogriničič, G., Vedenje preizkusnih kolov, obremenjenih s tlačno osno silo, 1991.



Objavljamo Razpis za podelitev

NAGRADE IZS ZA INŽENIRSKI DOSEŽEK NA PODROČJU GRADITVE OBJEKTOV

NAGRADE IZS ZA ŽIVLJENJSKO DELO NA PODROČJU GRADITVE OBJEKTOV

NAZIVA ČASTNI ČLAN IZS

Poznate objekt z izvirno projektantsko, tehnološko ali drugo rešitvijo? Je bil pri njegovem načrtovanju ali izvedbi uporabljen inovativen pristop? Je zanj značilna racionalnost, morda optimalnost rešitve?

Člana IZS, ki je zaslužen za izvirnost, inovativnost, racionalnost, predlagajte za kandidata in nam posredujte razloge, zaradi katerih menite, da si zasluži nagrado za izjemne inženirske dosežke oz. nagrado za življenjsko delo.

Ker cenimo tudi prispevek k strokovnosti in vsebinski kakovosti delovanja zbornice, vas vabimo, da izpostavite tudi takšnega posameznika kot kandidata za prejemnika naziva častni član.

Predloge za podelitev Nagrade IZS za inženirske dosežke, Nagrade IZS za življenjsko delo ter Naziv častni član IZS lahko posredujejo:

- člani IZS,
- upravni odbori matičnih sekcij,
- upravni odbor IZS.

Upravnim odborom posamezne matične sekcije lahko predloge posredujejo tudi njihovi člani.

Obrazložitev namena in merila za podelitev nagrad oz. naziva, ter postopek predlaganja in izbora, so določeni

v Pravilniku o podeljevanju Nagrade IZS za inženirski dosežek na področju graditve objektov, Pravilniku o podeljevanju Nagrade IZS za življenjsko delo na področju graditve objektov in Pravilniku o podeljevanju Naziva častni član IZS, ki so objavljeni na spletni strani IZS <http://www.izs.si/index.php?id=41>.

Končno odločitev bo sprejel upravni odbor zbornice na osnovi predloga odbora za nagrade. Nagrade in nazivi bodo podeljeni ob 10. jubilejnem Dnevu Inženirske zbornice Slovenije, 18. novembra 2010 v Ljubljani.

Vljudno Vas vabimo, da vložite Vaše cenjene predloge na naslov: INŽENIRSKA ZBORNICA SLOVENIJE, Odbor za nagrade IZS, Jarška cesta 10/b, 1000 Ljubljana, s pripisom »za razpis«, in sicer do **1. oktobra 2010**.

Obrazložitev predlogov morajo biti vložene skladno z določili, ki so navedeni v pravilnikih. Predlogov, ki ne bodo vsebovali vseh elementov določenih v pravilniku, odbor ne bo obravnaval.

Predsednik Odbora za nagrade
Inženirske zbornice Slovenije
dr. Željko Vukelić, univ.dipl.inž.rud. in geotehnol., I.r.

ZADNJI PRIPRAVLJALNI SEMINAR IN IZPITNI ROK ZA STROKOVNE IZPITE ZA GRADBENO STROKO V LETU 2010

	SEMINAR	IZPITI	
		Osnovni in dopolnilni	Revidiranje
Datum	4.–6. 10. 2010	9. 11. 2010 (po potrebi še 8. in 10. 11. 2010)	21. 10. 2010

A. PRIPRAVLJALNI SEMINARJI:

Seminarje organizira **Zveza društev gradbenih inženirjev in tehnikov Slovenije (ZDGITS), Leskoškova 9E, 1000 Ljubljana;**

Telefon: (01) 52-40-200; Fax: (01) 52-40-199; e-naslov: gradb.zveza@siol.net; gradbeni.vestnik@siol.net.

Uradne ure:

ponedeljek, torek, četrtek od 10.00 do 14.00 ure;
sreda od 12.00 do 16.00 ure.

V petek NI URADNIH UR za stranke!

Seminar vključuje **izpitne programe** za:

1. odgovorno projektiranje (osnovni in dopolnilni strokovni izpit)
2. odgovorno vodenje del (osnovni in dopolnilni strokovni izpit)
3. odgovorno vodenje posameznih del
4. Investicijski procesi in vodenje projektov (za kandidate, ki opravljajo dopolnilni strokovni izpit; predavanje se odvija v okviru rednih seminarjev).
5. Kandidati drugih strok lahko poslušajo posamezna predavanja v okviru rednih seminarjev.

(Vsi posamezni programi so dostopni na spletni strani IZS – MSG:
<http://www.izs.si>, v rubriki »Strokovni izpiti«)

Cena za udeležbo na seminarju (za predavanje in literaturo) po izpitnih programih pod 1., 2. in 3. točko znaša 613,00 EUR z DDV, pod 4. točko pa 87,63 EUR z DDV. Cena za udeležbo na posameznem predavanju je 87,63 EUR z DDV.

Kotizacijo za seminar je potrebno nakazati ob prijavi na poslovni račun ZDGITS: **SI56 0201 7001 5398 955**, kopijo dokazila o plačilu pa priložiti k prijavi!

Prijavo je potrebno poslati organizatorju (ZDGITS) najkasneje 15 dni pred pričetkom seminarja (z obvezno prilogo dokazila o plačani kotizaciji)!

Prijavni obrazec je mogoče dobiti na spletni strani ZDGITS (<http://www.zveza-dgits.si>).

Izvedba seminarja je odvisna od števila prijav (najmanj 20).

B. STROKOVNI IZPITI

potekajo pri **Inženirski zbornici Slovenije (IZS), Jarška 10-B, 1000 Ljubljana**. Informacije o strokovnih izpiti in izpitnih programih je mogoče dobiti na spletni strani IZS <http://www.izs.si> ali po telefonu (01) 547-33-19 ob uradnih urah (ponedeljek, sreda, četrtek, petek: od 08.00 do 12.00 ure; v torek od 12.00 do 16.00 ure).

NOVI DIPLOMANTI

UNIVERZA V LJUBLJANI, FAKULTETA ZA GRADBENIŠTVO IN GEODEZIJO

VISOKOŠOLSKI STROKOVNI ŠTUDIJ GRADBENIŠTVA

Gregor Vončina, Analiza stroškov komunalnega opremljanja stavbnih zemljišč in komunalnega prispevka na območju Mestne občine Nova Gorica in Občine Šempeter – Vrtojba, mentor izr. prof. dr. Maruška Šubic-Kovač

Aleksander Kožman, Ekonomska upravičenost investiranja v večstanovanjsko stavbo v času recesije, mentor izr. prof. dr. Maruška Šubic-Kovač

Vladka Mohorko, Vpliv izbora najugodnejšega ponudnika na uspešnost nepremičninskega projekta, mentor izr. prof. dr. Maruška Šubic-Kovač

Primož Kaiser, Cenilne linije za izvedbo kanalizacije, mentor izr. prof. dr. Jože Panjan, somentor izr. prof. dr. Maruška Šubic-Kovač

Jernej Merzel, Primerjalna analiza cen stanovanj in zemljišč v Občini Trebnje in Mestni občini Novo mesto v obdobju 2000–2008, mentor izr. prof. dr. Maruška Šubic-Kovač

Jure Ferjančič, Statični izračun poslovno skladiščnega objekta po standardih Evrokod, mentor doc. dr. Sebastjan Bratina

UNIVERZITETNI ŠTUDIJ GRADBENIŠTVA

Liliana Poropath, Primerjava analize in dimenzioniranja obstoječega poslovnega objekta po standardih JUS in Eurocode, mentor izr. prof. dr. Franc Saje

Irena Ranfl, Razvejana struga Soče v Bovški kotlini, mentor prof. dr. Matjaž Mikoš, somentor viš. pred. mag. Rok Fazarinc

Miha Pirih, Projektiranje betonskih konstrukcij s pomočjo modela za vezmi in razporami, mentor doc. dr. Jože Lopatič

Miha Gašperšič, Presoja investicije v kamnolom, mentor doc. dr. Primož Banovec

Simon Marinko, Uporaba okolja Vico software za pripravo ponudbenega predračuna in termiskega plana, mentor doc. dr. Jana Šelih, somentorja asist. dr. Aleksander Srdić in viš. pred. dr. Tomo Cerovšek

Jurij Jekovec, Mestni kolesarski sistem, mentor doc. dr. Tomaž Maher, somentor viš. pred. dr. Peter Lipar

Blaž Goljevšček, Analiza nosilnosti AB "pi" plošče v običajnih pogojih in pogojih požara, mentor doc. dr. Sebastjan Bratina, somentor asist. dr. Tomaž Hozjan

Aljaž Pudgar, Uporaba prostorsko umeščenih fotografij pri gradnji objektov, mentor doc. dr. Primož Banovec, somentor viš. pred. dr. Tomo Cerovšek

Gašper Osolnik, Informacijska podpora vodenju projektov z vidika inženiring podjetja, mentor doc. dr. Jana Šelih, somentor asist. dr. Aleksander Srdić

Miha Krečič, Odpravljanje neskladij projektne dokumentacije z uporabo informacijskih modelov stavb, mentor doc. dr. Primož Banovec, somentor viš. pred. dr. Tomo Cerovšek

Ladislav Klinc, Razvoj orodja za izdelavo integriranih modelov v programu Sketchup, mentor izr. prof. dr. Tatjana Isaković, somentor viš. pred. dr. Tomo Cerovšek

Milan Benić, Načrtovanje infrastrukture za pešce, mentor doc. dr. Tomaž Maher, somentor viš. pred. dr. Peter Lipar

UNIVERZITETNI ŠTUDIJ VODARSTVO IN KOMUNALNO INŽENIRSTVO

Teja Jeglič, Modeliranje različja nafte v Tržaškem zalivu, mentor doc. dr. Dušan Žagar, somentor dr. Gregor Petkovšek

Marko Degenek, Zbiranje in ravnanje z odpadnimi baterijami, mentor izr. prof. dr. Viktor Grilc

Apolonija Lebeničnik, Idejna študija odvajanja in čiščenja odpadnih voda v naseljih Prekopa, Stopnik in Čeplje, mentor izr. prof. dr. Jože Panjan, somentor asist. dr. Mario Krzyk

DOKTORSKI ŠTUDIJ GRADBENIŠTVA

Robert Klinc, Spletne storitve nove generacije kot infrastruktura za obvladovanje virtualnih

organizacij, mentor prof. dr. Žiga Turk, somentor doc. dr. Matevž Dolenc

UNIVERZA V MARIBORU, FAKULTETA ZA GRADBENIŠTVO

VISOKOŠOLSKI STROKOVNI ŠTUDIJ GRADBENIŠTVA

Jernej Jevševar, Rušitev objektov stare termoelektrarne Trbovlje, mentor doc. dr. Andrej Štrukelj

Borut Smej, Zimsko vzdrževanje javnih cest na območju Cestnega podjetja Murska Sobota, mentor pred. mag. Vlasta Rodošek

UNIVERZITETNI ŠTUDIJ GRADBENIŠTVA

Miha Eder, Primerjava pristopov k zagotavljanju učinkovite rabe energije v zgradbah, mentor izr. prof. dr. Dean Korošak

Tomaž Jurič, Tehnični vidik zagotavljanja kakovosti pri gradnji objektov, mentor doc. dr. Andrej Štrukelj

Darko Makovec, Lesen razgledni stolp na Goleku pri Zrečah, mentor red. prof. dr. Miroslav Premrov, somentor Matjaž Tajnik, univ. dipl. inž. grad.

Eva Rapoc, Zasnova nizkoenergetske montažne lesene hiše, mentor red. prof. dr. Miroslav Premrov, somentorja Vesna Žegarac Leskovar univ. dipl. inž. arh. in Matjaž Tajnik, univ. dipl. inž. grad.

UNIVERZA V MARIBORU, FAKULTETA ZA GRADBENIŠTVO – EKONOMSKO POSLOVNA FAKULTETA

UNIVERZITETNI ŠTUDIJ GOSPODARSKEGA INŽENIRSTVA

Florjan Plevčak, Primerjava armiranobetonskega in lesenega mostu ter trg lesenih mostov, mentorja red. prof. dr. Miroslav Premrov-FG in doc. dr. Aleksandra Pisnik Korda-EPF, somentor Matjaž Tajnik, univ. dipl. inž. grad.

Rubriko ureja • **Jan Kristijan Juteršek**, univ. dipl. inž. grad.

KOLEDAR PRIREDITEV

3.-6.8.2010

SMSB 10
8th International Conference on Short and Medium Span Bridges 2010
Niagara Falls, Ontario, Kanada
www.csce.ca/2010/smsb

8.-10.8.2010

Advances in Bridge Engineering - II
Daka, Bangladeš
www.iabse-bd.org

16.-17.9.2010

First international workshop Design of concrete structures using EN 1992-1-1
Praga, Češka
<http://concrete.fsv.cvut.cz/dcs2010/>

17.9.2010

11. Šukljjetovi dnevi
Protokolarni center Brdo, Kranj, Slovenija
www.sloged.si

22.-24.9.2010

34th IABSE Annual Meetings and IABSE Symposium
Benetke, Italija
www.iabse.ethz.ch/conferences/calendarofevents

30.9.-1.10.2010

6th "CCC" Central European Congress on Concrete Engineering
Marianske Lazne, Češka
www.cbsbeton.eu/en/ccc2010

7.-8.10.2010

SDGK 2010
32. zborovanje gradbenih konstruktorjev Slovenije
Bled, Slovenija
www.sdgk.si

10.-11.10.2010

7th International Workshop on Design and Performance of Sustainable and Durable Concrete Pavements
Sevilla, Španija
www.vbk.tudelft.nl

11.-12.10.2010

ASBI 22nd Annual Convention
Vancouver, Canada
www.asbi-assoc.org/news/convention

13.-15.10.2010

11th International Symposium on Concrete Roads
Sevilla, Španija
www.2010pavimentosdehormigon.org/content.php

15.11.-16.11.2010

State-of-the-art Bridge Deck Erection: Safe and Efficient Use of Special Equipment
Bangkok, Tajska
www.iabse.org/pdf/Bangkok-invitation.pdf

8.-10.6.2011

fib Symposium: "Concrete engineering for excellence and efficiency"
Praga, Češka
www.fib2011prague.com

15.-17.6.2011

ICMS 2011
12th International Conference on Metal Structures
Wroclaw, Polska
www.icms2011.pwr.wroc.pl/index_pliki/Page300.htm

10.-15.7.2011

13th International Conference on Wind Engineering
Amsterdam, Nizozemska
www.icwe13.org

1.-4.8.2011

ICASP 11 - The International Conference on Applications of Statistics and Probability in Civil Engineering (ICASP)
Zürich, Švica
www.icasp11.ethz.ch

7.-11.8.2011

9th Symposium on High Performance Concrete Design, Verification and Utilization
Christchurch, Nova Zelandija
www.hpc-2011.com

20.-23.9.2011

IABSE Annual Meetings and IABSE Symposium
London, Anglija
www.iabse.ethz.ch/conferences/calendarofevents

25.-30.9.2011

24th World Road Congress
Mexico City, Mehika
www.piarc.org/en/

22.-25.10.2011

The Third International Congress and Exhibition PCI Annual Convention/Exhibition & National Bridge Conference
Salt Lake City, Utah, ZDA
<https://netforum.pci.org/eweb/startpage.aspx?site=2010conv&design=no>

Rubriko ureja • **Jan Kristjan Juteršek**, ki sprejema predloge za objavo na e-naslov: msg@izs.si