4. POSVETOVANJE SLOCOLD

TEHNOLOGIJE V PREGRADNEM INŽENIRSTVU – NOVEJŠA IZVEDBENA DELA NA SLOVENSKIH PREGRADAH

---

z b o r n i k p r i s p e v k o v

u r e d n i k a

Andrej Kryžanowski

Andrej Širca

Fala, junij 2002

4. POSVETOVANJE SLOCOLD

TEHNOLOGIJE V PREGRADNEM INŽENIRSTVU – NOVEJŠA IZVEDBENA DELA NA SLOVENSKIH PREGRADAH

zbornik prispevkov

u r e d n i k a

Andrej Kryžanowski

Andrej Širca

Fala, junij 2002

CIP – Kataložni zapis o publikaciji
Narodna in univerzitetna knjižnica, Ljubljana

627.8(497.4)(063)(082)
621.311.21(497.4)(063)(082)

SLOVENSKI nacionalni komite za velike pregrade. Posvetovanje (4 ; 2002 ; Fala)
Tehnologije v pregradnem inženirstvu : novejša izvedbena dela na slovenskih pregradah : zbornik prispevkov / 4. posvetovanje SLOCOLD , Fala, junij 2002
urednika: Andrej Kryžanowski, Andrej Širca. – [Ljubljana] : Slovenski nacionalni komite za velike pregrade – SLOCOLD, 2002

ISBN 961-90207-3-1
1. Gl. stv. nasl. 2. Kryžanowski, Andrej. – I. SLOCOLD.

Posvetovanje (4 ; 2002 ; Fala) glej Slovenski nacionalni komite za velike pregrade. Posvetovanje (4 ; 2002 ; Fala

121835776

4. POSVETOVANJE SLOCOLD, TEHNOLOGIJE V PREGRADNEM INŽENIRSTVU – NOVEJŠA IZVEDBENA DELA NA SLOVENSKIH PREGRADAH

ZBORNIK PRISPEVKOV

Andrej Kryžanowski, Andrej Širca (urednika)

izdal: Slovenski nacionalni komite za velike pregrade – SLOCOLD
© SLOCOLD 2002

Naklada: 150 izvodov

UVODNA RAZMIŠLJANJA

Ob letošnji skupščini SLOCOLD prirejamo že četrtič strokovno posvetovanje na temo pregradnega inženirstva. Tematika letošnjega posvetovanja je namenjena predstavitvi aktualnih projektov in tehnološko-tehničnih rešitev pri izvajanju obnove in rekonstrukcij na pregradnih objektih.

V zadnjih letih so bili na področju pregradnega inženirstva, v Sloveniji izvedeni številni projekti, kjer so pri realizaciji le-teh imeli vodilno vlogo tudi člani našega društva. Žal se v javnosti premalo izpostavljajo zasluge naših strokovnjakov, ki negujejo izročilo naših predhodnikov pri izvajanju zahtevnih tehničnih projektov. Vse preveč je razširjeno mnenje, da je znanje moč enostavno kupiti, kot poljubno tržno kategorijo. Pozablja pa se, da se znanje v specifičnih panogah, kamor pregradno inženirstvo nedvomno sodi, ohranja le s prenosom znanja in izkušenj preko izvedenih projektov in strokovnih izmenjavah. Samo neprekinjenost izvajanja zahtevnih projektov je garant, da bomo tudi v bodoče lahko ohranjali in nadgrajevali doseženo raven tehničnega znanja v Sloveniji.

Pri delovanju našega društva je temeljno načelo izmenjava izkušenj in znanj, ki ga posedujejo naši člani. Brez podpore in dobre volje pri kolegih, ki so se, kljub svojim vsakodnevnimi obveznostmi, v polnem številu odzvali vabilu za pripravo prispevka nam ne bi uspelo pripraviti letošnjega posvetovanja na tako visoki tehnični ravni. Zato se na tem mestu vsem referentom še posebej zahvaljujem. Posebno se zahvaljujem tudi našim zvestim podpornim članom, ki so z donacijami društvu omogočili nemoteno delo društva ter pripravo zbornika v obliki, ki je pred vami. Nenazadnje gre zahvala tudi kolegom iz Inštituta za raziskavo materialov in aplikacije (IRMA), ki so nam nesebično pomagali pri pripravi in organizaciji posvetovanja ter s svojimi prispevki obogatili vsebino letošnjega srečanja.

predsednik SLOCOLD:

mag. Andrej Kryžanowski

Fala, 14. junij 2002

PODPORNI ČLANI

1. Dravske elektrarne Maribor d.o.o., Maribor
2. Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo, Ljubljana
3. GEOT d.o.o., Ljubljana
4. Geoinženiring d.o.o., Ljubljana
5. Gradbeno podjetje Grosuplje d.d., Ljubljana
6. Gradis GIZ d.o.o., Ljubljana
7. Gradis TEO d.d., Ljubljana
8. GZL Geoprojekt, Ljubljana
9. Holding Slovenske elektrarne d.o.o., Ljubljana
10. IBE d.d., Ljubljana
11. IRMA d.o.o., Ljubljana
12. Ministrstvo za obrambo URSZR
13. Nuklearna elektrarna Krško, Krško
14. Primorje d.d., Ajdovščina
15. Savske elektrarne Ljubljana d.o.o., Medvode
16. Soške elektrarne Nova Gorica d.o.o., Nova Gorica
17. Zavod za gradbeništvo Slovenije, Ljubljana

VSEBINA

UPORABA HIDROSTATSKEGA HORIZONTALNEGA INKLINOMETRA PRI MERITVAH POSEDKOV PREGRADE DRTIJŠČICA ***1***

Mojca RAVNIKAR TURK, Pavel ŽVANUT, Simon ŽIBERNA

SEIZMOLOŠKA OPAZOVANJA VELIKIH PREGRAD V REPUBLIKI SLOVENIJI ***9***

VINKO KOREN

SANACIJA HIDRAVLIČNIH RAZMER V PODSLAPJU HE VRHOVO ZA OMEJITEV NADALJNJEGA POGLABLJANJA DNA STRUGE POD JEZOM ***21***

Dušan CIUHA

UPORABA POLIMEROV PRI SANACIJI PRELIVA PREGRADE MOSTE ***33***

Jakob ŠUŠTERŠIČ

GRADBENI VIDIK POSODOBITVE OBJEKTOV HIDROELEKTRARN NA REKI DRAVI ***59***

Dušan Rajh, Vitoslav Dobnikar, Jože Milič

SANACIJA PREGRADE HE MEDVODE ***77***

Iztok LESKOVAR, Rudi BRINŠEK

OBNOVA IN DOINSTALACIJA HE NA SOČI - HE DOBLAR II IN HE PLAVE II ***85***

Alida REJEC, Miran KOMEL

DENIVELACIJA GLADINE NA PRODNI PREGRADI JAVORNIK Z UPORABO NATEGE ***93***

Uroš FERJAN

ANALIZE USTREZNOSTI ABRAZIJSKO ODPORNIH OBLOG NA EVAKUACIJSKIH OBJEKTIH PREGRAD ***101***

Andrej KRYŽANOWSKI

UPORABA HIDROSTATSKEGA HORIZONTALNEGA INKLINOMETRA PRI MERITVAH POSEDKOV PREGRADE DRTIJŠČICA

Mojca RAVNIKAR TURK, univ.dipl.inž.grad

mag. Pavel ŽVANUT, univ.dipl.inž.grad.

Simon ŽIBERNA, univ.dipl.inž.grad.

ZAG Ljubljana, Dimičeva 12, Ljubljana

1. UVOD

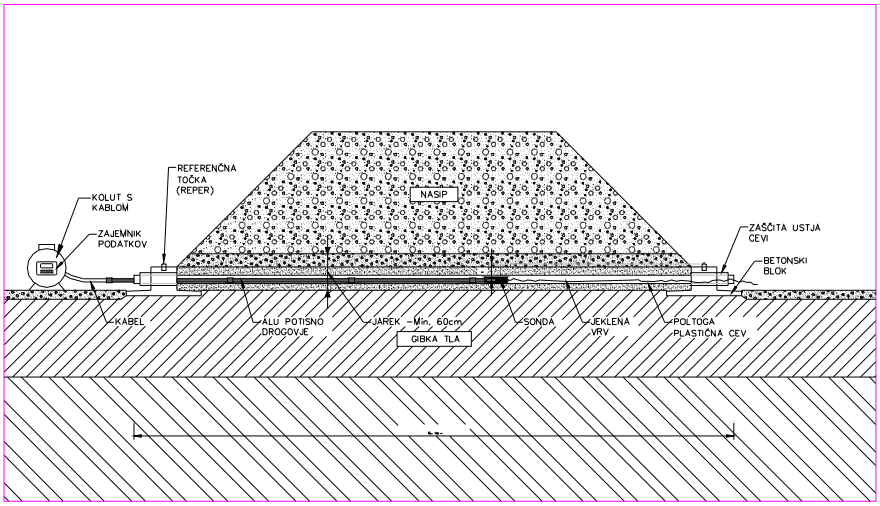
Zemeljske pregrade in visoki nasipi na slabše nosilnih in stisljivih temeljnih tleh spadajo med zahtevnejše geotehnične objekte. Pri takih objektih je potrebno računsko prognozo obnašanja objekta primerjati z dejanskim stanjem. Zato se poleg tehnologije gradnje, kontrole kvalitete materialov in izvedbe, običajno predpiše tudi program opazovanja objekta med gradnjo in po njej. Program opazovanja zajema vizualne kontrole ter različne meritve.

Pri nasutih pregradah se običajno spremljajo deformacije ter piezometrični nivoji oziroma porni tlaki. Pomike na površini spremljamo s pomočjo geodetskih meritev repernih točk. Vertikalne pomike v telesu pregrade običajno merilmo s pomočjo posedalnih plošč, horizontalne pa z meritvami vertikalne inklinacije v profiliranih vertikalnih ceveh. Pri pregradi Drtijščica smo prvič uporabili drugačno metodo za meritve posedanja v telesu pregrade in sicer s pomočjo hidrostatskega horizontalnega inklinometra.

2. METODA MERITEV

Hidrostatski horizontalni inklinometer je naprava za merjenje vertikalnih premikov gibkih konstrukcij (npr. zemeljskih pregrad ali nasipov) v izbranem profilu. Na reprezentativni lokaciji izvedemo jarek, v katerega vgradimo poltogo plastično cev z notranjim premerom najmanj 80 mm in največ 200 mm. Vgradnji cevi je potrebno posvetiti posebno pozornost. Najprej se izdela jarek širine 40 in višine 60 cm, nato se na peščeno posteljico položi cev, ki se jo zaščiti najprej s peskom, nato pa še s tamponskim materialom. Kadar je cev sestavljena iz večjega števila kosov, je le-te potrebno stikovati brez razmika. Pomembno je, da je cev po celotni dolžini vgrajena v jarku ter zasuta z ustreznim materialom. Ustje cevi mora biti vsaj na eni strani dostopno, zaščiteno s kapo in utrjeno z betonskim blokom, v katerega je vgrajen reper za geodetske meritve vertikalnih pomikov. Geodetska točka služi hkrati kot referenčna točka za posamezno meritev. Naprava meri tlak v kablu, ki je odvisen od višine merilne sonde v

plastični cevi glede na referenčno točko ob ustju. Kabel je sestavljen iz treh cevk, od katerih sta dve napolnjeni z vodo pod pritiskom. Z merilno sondo najprej izvedemo referenčni odčitek ob reperju, nato pa meritve tlaka na znanih dolžinah v cevi glede na njeno ustje. Meritve lahko izvajamo s poljubnim korakom dolžine (npr. pol metra, en meter, dva metra), vendar pa morajo biti koraki in začetna točka pri vsaki meritvi enaki. Metoda meritev je shematsko prikazana na sliki 1.



Slika 1: Shematski prikaz meritve.

Kadar je merilna cev dostopna le z ene strani, se sondo premika s pomočjo potisnega drogovja, kadar pa je dostopna z obeh strani, se jo lahko vleče skozi cev tudi s pomočjo jeklene vrvi, zato je izvedba meritve manj zamudna. Vse izmerjene razlike v tlaku oziroma višinske razlike se nanašajo na referenčno točko izven cevi. Meritev se izvaja v različnih fazah gradnje in po njej, pri čemer dobimo vertikalne pomike znanih točk v cevi z natančnostjo ±1 cm. Dobljene rezultate meritev korigiramo z geodetsko izmerjenim vertikalnim pomikom reperja in tako dobimo absolutne pomike izbranih točk v cevi.

3. IZVEDBA MERITEV

Za izvedbo meritev s hidrostatskim horizontalnim inklinometrom, s katerim smo izvajali meritve, so potrebni trije ljudje in sledeča oprema: sonda s kablom dolžine 100 m in zračno tlačilko; potisno aluminijasto drogovje oziroma jeklena vrv; naprava za zajemanje podatkov (zajemnik) ter računalniški program za obdelavo rezultatov meritev.

Po prihodu na mesto meritve položimo kolut s kablom in sondo ter zajemnik podatkov okoli dva metra od ustja cevi, nato pa prosti konec merilnega kabla povežemo z zajemnikom podatkov. Zaboj z aluminijastim drogovjem (dolžine palic so dva metra) položimo vzporedno z vgrajeno cevjo, med ustje in kolut. Pred začetkom meritve najprej preverimo tlak v cevi (predpisan delovni tlak

je med 1,5 in 2,5 bara). Nato postavimo kolut na lokacijo, kjer mora ostati nepremaknjen do konca meritve. Sondo pritrdimo na začetek drogovja in jo postavimo najprej na referenčno (znano) točko zunaj cevi, nato pa na prvo točko v cevi (0,5 ali 1,0 m) in začnemo z meritvijo. Zaradi večje natančnosti običajno izvajamo meritev dvakrat (dvojna natančnost) in sicer od ustja do konca cevi ter nazaj (kadar izvajamo meritev s pomočjo jeklene vrvi, jo običajno izvedemo dvakrat od konca cevi proti ustju). Potisno drogovje sproti sestavljamo in fiksiramo, kabel pa vstavljamo v utor v drogovju. Pri drugem delu meritve lahko pri vsakem koraku preverimo odstopanje od predhodnega odčitka, saj se razlika izpiše na zaslonu zajemnika. Izvedba meritev je prikazana na sliki 2.

Slika 2: Izvedba meritve

Rezultati meritev se shranijo v zajemniku ter v pisarni prenesejo na osebni računalnik, nato pa se z računalniškim programom obdelajo. Po meritvi se lahko vnese v datoteko z rezultati meritev še vertikalni pomik referenčne - geodetske točke ob ustju ter se rezultate natisne v obliki tabel ali diagramov. Lahko se izriše krivuljo vertikalnih pomikov vzdolž profila, ali pa relativne pomike glede na osnovno meritev. Izmerjene dejanske posedke vzdolž profila se nato analizira.

4. OPAZOVANJE POSEDANJA PREGRADE DRTIJŠČICA

Hidrostatski horizontalni inklinometer smo prvič uporabili leta 2001 pri kontroli posedanja zemeljske pregrade Drtijščica. Projekt za izvedbo objekta je izdelal VGI, d.o.o, objekt je gradil SCT, d.d. Višina pregrade je 18,1 m, kar jo po 'Pravilniku o tehničnem opazovanju visokih jezov' uvršča med velike pregrade. Dolžina po osi pregrade je 265 m, širina po dnu doline pa 150 metrov. Brežine so

izdelane z bermami, na zračni strani so v naklonu 1:4, na vodni pa 1:3. Kota vrha pregrade je 357,90 m. Suha stran pregrade je prikazana na sliki 3.

S projektom opazovanja je bila predvidena delna vzpostavitev sistema opazovanja pred oziroma med gradnjo, večino opazovalnih mest pa se je vzpostavilo po končani gradnji (2002).

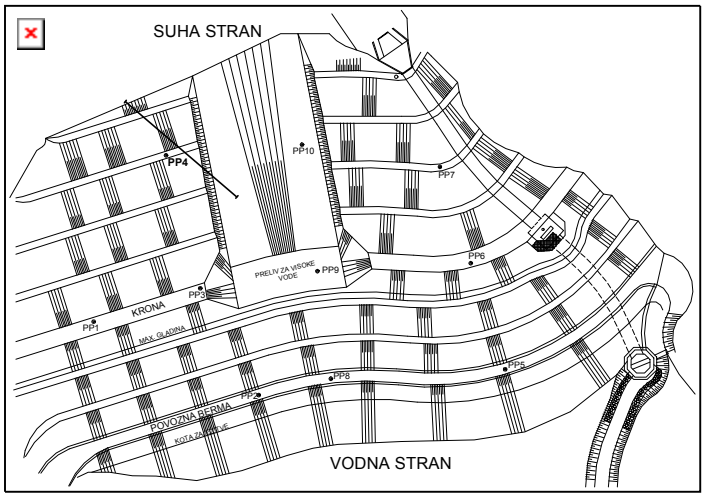
V času gradnje so se izvajale meritve vertikalnih pomikov na koti 341 m do 343 m s pomočjo posedalnih plošč. Višje v pregradi posedalne plošče niso bile vgrajene, tako da sesedanje samega telesa pregrade ni bilo opazovano.

Slika 3: Suha stran pregrade (marec 2002)

Plastično cev za meritve posedanja s pomočjo hidrostatskega horizontalnega inklinometra smo vgradili na suhi strani pregrade v jarek na koti 342,4 m, kar je 15,5 metrov pod koto krone pregrade. Dolžina merilne cevi je 54 m, začne se ob vznožju nasipa in konča pod prelivom za visoke vode, kjer je končna višina nasutja nad merilno cevjo okoli osem metrov. Največja višina nasutja je približno na razdalji 35 m od ustja in sicer 8,5 m. Položaj in absolutna višina vgrajene merilne cevi je bila geodetsko izmerjena (julija 2001). Najbližje merilne cevi se nahaja posedalna plošča PP4 in sicer okoli 22 metrov od ustja cevi. Situacija pregrade z lokacijo posedalnih plošč in profila za meritve s hidrostatskim horizontalnim inklinometrom je prikazana na sliki 4.

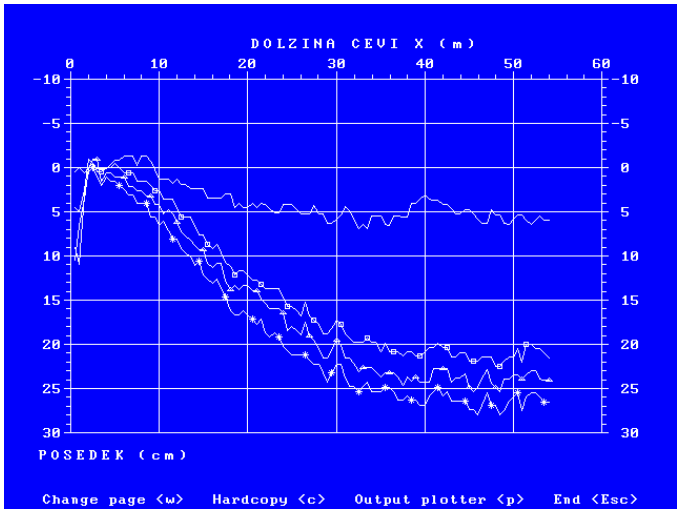
Osnovna meritev s hidrostatskim horizontalnim inklinometrom je bila izvedena 7.8.2001. Med gradnjo smo izvedli več meritev (13.9.2001, 3.10.2001, 19.3.2002). Rezultati teh meritev so prikazani na sliki 5. Na abscisi je podana dolžina cevi od ustja v metrih, na ordinati pa posedek v centimetrih - relativno

glede na osnovno meritev. Zgornja krivulja predstavlja 1. kontrolno meritev, spodnja pa zadnjo kontrolno meritev, ki je bila marca 2002. Če želimo izvrednotiti časovni potek posedanja, je potrebno iz tabel ali diagramov odčitati posedke v izbrani točki ter te podatke vnesti v novo tabelo.

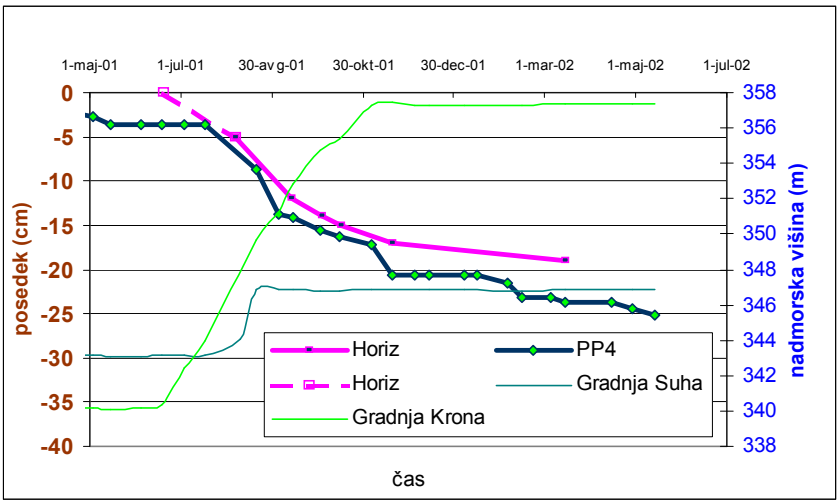


Slika 4: Situacija pregrade z vrisanimi opazovalnimi mesti med gradnjo

Rezultate meritev s hidrostatskim horizontalnim inklinometrom smo primerjali z geodetsko izmerjenimi posedki posedalne plošče PP4, ki se nahaja v neposredni bližini merilne cevi na oddaljenosti 22 m od njenega ustja (glej sliko 4). Kota vrha cevi, ki so pritrjene na posedalne plošče se meri z milimetrsko natančnostjo, vendar pa se napake v izmeri višine pojavijo pri nadviševanju oziroma stikovanju cevi ali pri nenadnih premikih cevi (poškodbe zaradi gradbiščnega prometa), tako da tudi izmera teh posedkov ni v milimetrskem velikostnem redu.



Slika 5: Posedki glede na osnovno meritev



Slika 6: Časovni diagram posedanja in dinamike gradnje pregrade

Primerjava dobljenih posedkov je prikazana na sliki 6. Na levi ordinati je prikazan posedek v centimetrih ('Horiz', 'PP4'), na desni pa nadmorska višina v metrih zaradi prikaza dinamike gradnje pregrade. Na časovnem diagramu je prikazano posedanje plošče PP4 ('PP4'), posedanje izmerjeno s horizontalnim inklinometrom ('Horiz') ter dinamika gradnje na območju PP4 ('Gradnja Suha') in na območju glinenega jedra oziroma krone pregrade ('Gradnja Krona'). Kljub temu, da meritve niso bile v enakih časovnih intervalih iz primerjave rezultatov meritev razvidno, da je velikostni red in časovni razvoj posedkov približno enak. Posedki izmerjeni z inklinometrom v marcu 2002, so manjši od posedkov PP4 za 5 cm. Verjetno je, da je nenadni posedek PP4 oktobra 2001 posledica poškodbe cevi in ne dejanskega posedanja plošče. Na sliki 7 je prikazano ustje cevi za meritve s hidrostatskim horizontalnim inklinometrom in območje pregrade, kjer te meritve potekajo.

Prednost meritev posedanja s hidrostatskim horizontalnim inklinometrom je, da ko je merilna cev vgrajena pod nivojem terena, ne moti gradnje in nato uporabe objekta, zato ni izpostavljena poškodbam. Tako je omogočena kontinuiteta pri meritvah posedanja. Meritev se izvaja v profilu s poljubnim korakom dolžine, tako da lahko izvrednotimo diferenčne posedke vzdolž profila. Pri vsakem koraku (meritvi v eni točki) merimo višinsko razliko glede na reper ob ustju, tako da so izmerjeni vertikalni pomiki neodvisni drug od drugega.

Glavna pomanjkljivost uporabljene naprave je relativno majhna natančnost posameznega odčitka (±1 cm), zato je naprava primerna le, kadar pričakujemo večje posedke objektov. Ker pa se posedki merijo pri večjem številu točk, se napaka pri povprečenju krivulje posedkov dejansko zmanjša. Kadar reperja ob ustju cevi ne moremo privzeti kot fiksno točko, je potrebno z geodetskimi meritvami izvrednotili tudi vertikalne pomike te točke. S to metodo merimo

vertikalne pomike pod površjem, ne moremo pa meriti horizontalnih pomikov. Pri lociranju same cevi je potrebno upoštevati, da votla cev nikoli ni izvedena popolnoma vodotesno, tako da lahko deluje kot drenaža.

Slika 7: Ustje cevi za meritve s hidrostatskim horizontalnim inklinometrom

5. ZAKLJUČEK

Posedanje zemeljskih pregrad je parameter, ki se meri med gradnjo, kakor tudi v celotni življenjski dobi objekta. Dejanski posedki so pomemben podatek za projektanta, da preveri računsko prognozo. Dejanski posedek celotnega nasipa je zaželen podatek za izvajalce in investitorja objekta zaradi obračuna količin vgrajenih materialov. Posedanje posameznih elementov pregrade, ki se kontinuirano nadaljuje tudi v času uporabe objekta, potrebuje upravljavec objekta za vrednotenje stanja objekta, zlasti pa pri planiranju sanacijskih del ali izračunih v primeru konstrukcijske spremembe objekta.

Hidrostatski horizontalni inklinometer je namenjen meritvam vertikalnih pomikov v telesu pregrade. Dobra stran te metode je, da ko je merilna cev vgrajena pod nivojem terena, zato ne moti gradnje in nato uporabe objekta. Ker ni izpostavljena poškodbam, omogoča kontinuiteto pri meritvah posedanja. Potrebno pa je upoštevati omejitve te metode. Zato je smiselno, da se za meritve vertikalnih deformacij v telesu pregrade uporabljajo tako posedalne plošče, kakor tudi meritve posedanja v profilu.

VIRI

Ravnikar Turk, M., *et al.* (2001). Uporaba hidrostatskega horizontalnega inklinometra pri kontroli posedanja nasipov, 2. Šukljetovi dnevi, Maribor.

SEIZMOLOŠKA OPAZOVANJA VELIKIH PREGRAD V REPUBLIKI SLOVENIJI

Vinko KOREN, univ.dipl.inž.geol.

Geoinženiring, d.o.o., Dimičeva ulica 14, Ljubljana

1. TEHNIČNA IN SEIZMOLOŠKA OPAZOVANJA

V Republiki Sloveniji se izvaja tehnično in seizmološko opazovanje velikih pregrad. Pravne osnove za ta opazovanja so:

- Pravilnik o tehničnem opazovanju visokih jezov (Ur. l. SFRJ 7/1966)
- Pravilnik o tehničnih normativih za seizmično opazovanje visokih pregrad (Ur. l. SFRJ 6/1988) in
- Pravilnik o opazovanju seizmičnosti na območju velike pregrade (Ur. l. RS 92/1999).

Po navedenih pravilnikih je bilo potrebno na obstoječih objektih vzpostaviti **tehnično opazovanje** do 24.02.1967, **seizmično opazovanje** do 22.01.1994 in **opazovanje seizmičnosti** do 27.11.2000. Za nove objekte je potrebno pričeti z opazovanjem inducirane seizmičnosti tri leta pred začetkom polnitve zbiralnika. Z dnem uveljavitve Pravilnika o opazovanju seizmičnosti se v Republiki Sloveniji preneha uporabljati pravilnik o tehničnih normativih za seizmično opazovanje velikih pregrad.

1.1 Tehnično opazovanje

Tehnično opazovanje na hidroenergetskih pregradah je bilo vzpostavljeno v letih 1968 - 70 na vseh, takrat obstoječih objektih. Ob vzpostavitvi je to opazovanje zajemalo geodetske meritve, vizuelne preglede objekta, meritve vibracij, sprememb v betonu in delovanja razpok, opazovanje precejnih podzemnih voda (piezometerski tlaki in filtracijske hitrosti po metodi VDP (vodoprepustnosti) in dekoncentracije) ter vizuelne preglede obale bazena (inženirsko geološko kartiranje). Ob vzpostavitvi sistema so bili odvzeti tudi vzorci betona iz objekta in vzorci kamnin pod in ob objektu. Na izbranih vzorcih so bile izvedene laboratorijske preiskave za določitev fizikalno mehanskih karakteristik. Te karakteristike so bile privzete, kot izhodiščne vrednosti, ker je bil sistem vzpostavljen bistveno kasneje kot je bil objekt zgrajen.

1.2 Opazovanje seizmičnosti

Seizmično opazovanje po pravilniku iz leta 1988 je bilo vzpostavljeno samo na manjšem število hidroenergetskih pregrad, opazovanj po pravilniku iz leta 1999 pa do sedaj (junij 2002), še ni na nobenem objektu. Oba pravilnika o opazovanju seizmičnosti zahtevata: (1) opazovanje inducirane seizmičnosti in (2) opazovanje dinamičnega obnašanja pregrade.

Opazovanje inducirane seizmičnosti je zaznamovanje in zapisovanje sprememb potresne dejavnosti, ki nastane zaradi vode v zbiralniku, zajezene v prostoru za veliko pregrado. Opazovanje dinamičnega obnašanja pregrade pa je zaznamovanje in zapisovanje odziva telesa in temelja pregrade na potres. V pravilniku iz leta 1999 je opazovanje dinamičnega obnašanja razširjeno še na prosto površje ob pregradi. Prosto površje je območje v neposredni bližini pregrade, na katerega obstoj in nihanje pregrade ne vplivata na odziv tal ob potresu. Opazovanje inducirane seizmičnosti je obvezno na pregradah, katerih višina je nad 40 m in je časovno omejeno. Odločbo o prenehanju sprejme pristojno ministrstvo. Opazovanje dinamičnega obnašanja pregrade, pa je obvezno za vse velike pregrade in traja ves čas njihove eksploatacije, to je dokler je za njimi akumulacija. V pravilniku so navedene zahteve za:

- število in razporeditev opazovalnih mest na pregradi in ob njej
- karakteristike in povezave seizmoloških instrumentov
- seizmološkega opazovalca in
- poročila (letna in posebna).

Zahtevano število in karakteristike inštrumentov so minimalne in jih ni možno zniževati. Poročila o opazovanju je potrebno dostavljati tudi ministrstvu in to v obliki, ki jo predpiše minister. Za opazovanje inducirane seizmičnosti se zahtevajo seizmografi, za opazovanje dinamičnega obnašanja pregrade pa akcelerografi. Seizmografi imajo senzorje za merjenje pomika, akcelerografi pa za merjenje pospeška. Za vsak objekt je potrebno izdelati poseben projekt opazovanja seizmičnosti. Projekt odobri pristojno ministrstvo.

2. POTRESNA OGROŽENOST REPUBLIKE SLOVENIJE

Geografsko je Slovenija v mediteransko-transazijskem potresnem pasu, ki poteka od Sredozemskega morja, preko Himalaje do Kitajske. Na področju Alp se stikata Afriška in Evroazijska litosferska plošča. Del Afriške plošče, ki sega v Alpe, je Jadranska mikroplošča.

2.1 Tektonska zgradba

Na področju Slovenije se stikajo štiri geotektonske enote, to je: Vzhodne Alpe, Dinaridi, Jadransko predgorje in Panonski bazen. Ozemlje Slovenije je razkosano s številnimi prelomi in samo glavnih regionalnih, kot so: Idrijski, Žužemberski, Savski, Labodski, Ljutomerski in drugi, je preko deset. Posamezni prelomi v prelomnih conah so imeli v različnih geoloških obdobjih različne vloge. Glavne prelomne cone so:

- Periadriatska, ki poteka v smeri zahod-vzhod med Karavankami na severu in Julijskimi Alpami ter Posavskim hribovjem na jugu
- Zagrebška ali Srednjemadžarska, ki poteka v smeri jugozahod-severovzhod med Zagrebom in Krškim proti srednji Madžarski
- Idrijska, ki poteka od Julijskih Alp v smeri Dinarskega gorstva, to je od severozahoda proti jugovzhodu.

2.2 Seizmičnost

Potresi so ovrednoteni po različnih primerjalnih lestvicah učinkov (stopnja intenzitete) in z energijo sproščeno ob potresu (magnituda). Najpogosteje se uporabljajo tri primerjalne lestvice, ki imajo 12 stopenj:

- **MCS** (Mercalli - Cancani - Sieberg)
- **MSK** (Medvedev - Sponheuer - Karnik) in
- **EMS** (European Macroseismic Scale) in
- **Richterjeva magnitudna**, ki je instrumentalna. Povezava med energijo in magnitudo je logaritemska in lestvica navzgor ni omejena. Do sedaj najmočnejši evidentirani potres (Čile 1960) je imel magnitudo 8,9.

Ozemlje Slovenije ima zmerno potresno aktivnost, potresi pa so posledica premikanja blokov v zgornjih delih Zemljine skorje. Večina potresov se pojavlja v prelomnih strukturah, ki potekajo v dinarski (severozahod-jugovzhod) smeri in prečno na njo, ter ob meridionalnih (sever-jug) prelomih. Večja potresna nevarnost je v pasu, ki poteka od severozahoda proti jugovzhodu države, predvsem pa na območju zahodne Slovenije, Ljubljane in bližnje okolice ter Brežic. Čeprav potresi pri nas ne dosegajo prav velikih vrednosti, pa je, zaradi plitvih žarišč, njihov učinek lahko zelo velik. Mnogi seizmologi so mnenja, da so v delu Evrope, ki vključuje tudi Slovenijo, možni potresi do magnitude 6.8, kar je kategorija rušilnih potresov. Na Slovenskem in v bližnji soseščini je bilo do sedaj evidentiranih ca 100 potresov z intenziteto 7 ali več po MSK lestvici. Najpomembnejši so (podatki so iz različnih virov):

25.01.1348: na območju Zilske doline. Ta potres je zajel tudi ca 70 % slovenskega ozemlja, njegova intenziteta v zgornji dolini Save in v zgornjem delu Posočja pa je utegnila biti 9-10 po MSK lestvici.

26.03.1511: Idrija-Cerkno, intenziteta 10 po MSK in magnituda 6,0.

09.11.1880: Zagreb z okolico, intenziteta 9 po MSK in magnituda 5,9.

14.04.1895: Ljubljana-Vodice, intenziteta 8-9 po MSK in magnituda ok. 6.

29.01.1917: Brežice, intenziteta 8 po MSK in magnituda 5,7.

20.06.1974: Kozjansko, intenziteta 7 po MSK in magnituda 4,7.

06.05.1976: Furlanija, intenziteta 9-10 po MSK in magnituda 6,5.

12.04.1998: Zgornje Posočje, intenziteta 7-8 po EMS-98 in magnituda 6.

V preteklem stoletju je bilo potresno najaktivnejše leto 1998. Seizmografi državne mreže potresnih opazovalnic so zapisali več kot 2000 lokalnih potresov in 286 jih je imelo magnitudo večjo od 1,5. Najmočnejši potres je bil 12.04.1998 v Zgornjem Posočju (intenziteta 7-8 po EMS in magnituda 6) z nadžariščem ca. 8 km jugovzhodno od Bovca in zariščno globino 7,6 km. Začasna mreža prenosnih potresnih opazovalnic je zabeležila več kot 7000 popotresov. Potres so čutili prebivalci celotne Slovenije, pa tudi Italije, Švice, Avstrije, Nemčije, Češke, Slovaške, Madžarske, Hrvaške ter Bosne in Hercegovine. Strokovnjaki sklepajo, da se je glavni potres zgodil ob subvertikalnem prelomu, ki poteka v smeri severozahod - jugovzhod in ima značaj desnega zmičnega preloma. Pretrg v globini je bil velikosti 10 km x 7 km in ni dosegel površine.

2.3 Seizmična območja

Po uradni seizmološki karti: potresna intenziteta za povratno dobo 500 let iz leta 1987 je v Sloveniji 17 seizmičnih območij. Največji delež državnega ozemlja (95,48 %) pripada 7 in 8 stopnji po MSK lestvici in na teh področjih je tudi 97,90 % vsega prebivalstva Slovenije. Podrobnejši podatki so v naslednji preglednici.

Stopnja po MSK	Št. območij	Delež površine v %
6	2	2,73
7	1	74,11
8	12	21,37
9	2	1,79
Skupaj:	17	100,00

Nova karta potresne nevarnosti Slovenije ima projektni pospešek tal. Karta je izdelana 2001 leta za povratno dobo 475 let in v skladu s predstandardom Eurocode 8, Projektiranje potresno odpornih konstrukcij ter bo stopila v veljava predvidoma 2002 leta. Tudi po tej karti je v Sloveniji 17 območij, projektni pospeški pa so od 0,100 do 0,250 g v stopnjah po 0,025 g. Področja glavnih rek so v conah:

- Sava: od 0,150 g do 0,250 g
- Drava: od 0,100 g do 0,125 g in
- Mura: 0,100 g

Karta se bo lahko neposredno uporabljala za projektiranje manj pomembnih objektov, za pomembnejše, ki zahtevajo večjo potresno varnost, pa bo potrebno, podobno kot do sedaj, določiti projektne potresne veličine s podrobnimi preiskavami njihovih lokacij.

3. POTRESNA VARNOST IN SEIZMOLOŠKA OPAZOVANJA

Potres je pojav, ki ga ne moremo nadzorovati, lahko pa spremljamo in merimo njegove parametre in posledice. Potresno najbolj ranljivi so gradbeni objekti, njihove porušitve pa so velika materialna škoda in pogosto zahtevajo tudi številne žrtve. Posebno nevarne so porušitve velikih pregrad. Po podatkih ICOLD-a (International Committee on Large Dames), za leto 2002 je na svetu 45.000 velikih pregrad, v gradnji pa še 1600. Potresna varnost objekta na določeni lokaciji je odvisna od **potresnih veličin**, upoštevanih v projektu, **izgradnje** in **vzdrževanja**.

Ne glede na ustrezen projekt so v objektu možne tudi skrite napake in poškodbe, ki jih je utrpel, npr. pri preteklih potresih. Take napake in poškodbe lahko bistveno povečajo njegovo potresno ranljivost. Spreminjajo se tudi kriteriji potresne varnosti in mnogi objekti, ki so bili projektirani za potres, ne ustrezajo v celoti danes uveljavljenim kriterijem.

Z današnjimi znanji in tehnologijami je možno razmeroma zanesljivo ugotoviti stanje objekta, oceniti njegovo potresno odpornost in izvesti ukrepe, ki bodo zagotovili da bo njegovo obnašanje med potresom sprejemljivo. Pogoj za zanesljive ocene, uspešne sanacije in ojačitve pa so podatki. Ti morajo biti zadostni tako po kvaliteti kot po številu.

Za seizmološko opazovanje pregrad je dolgo veljalo mnenje, da je pomembno predvsem za znanstvene namene, in da se izvaja samo na potresno ogroženih področjih. Z novimi spoznanji in dejstvom, da so bile potresno ogrožene tudi pregrade na področjih, opredeljenih za nepotresna (npr. Oroville

Dam v ZDA leta 1975), so se ta stališča spremenila. Sodoben koncept seizmološkega opazovanja pregrad je, da se na vseh velikih pregradah opazuje odziv pregrade na tresenje tal (*Strong motion monitoring*) in seizmičnost področja (*Reservoir seismicity networks*). V skladu s tem konceptom je tudi sedaj veljaven pravilnik v Republiki Sloveniji. Po tem pravilniku je zahtevano opazovanje:

- inducirane seizmičnosti na pregradah, katerih višina je večja od 40 m, in
- dinamičnega obnašanja pregrade ob delovanju potresa za vse velike pregrade.

Za opazovanje seizmičnosti so zahtevani seizmografi, za dinamično obnašanje pa akcelerografi. Število inštrumentov in njihova razporeditev je odvisna od višine pregrade. **Najmanjše število potrebnih inštrumentov** je en seizmograf za pregrade višine 40 - 100 m in dva akcelerografa za pregrade višine do 30 m, eden od akcelerografov mora biti v temelju pregrade, drugi pa na prostem površju. Z analizo poškodb nastalih ob potresu in podatkov seizmoloških opazovanj je možno:

- določiti parametre potresa na pregradi in v njeni okolici
- preveriti projektne predpostavke, to je oceniti ali so poškodbe večje ali manjše od predvidenih
- oceniti odziv pregrade na potrese, ki bodo močnejši od registriranih
- načrtovati eventuelne potrebne dodatne preiskave in
- odločati o eventuelno potrebnih popravilih in ojačitvah.

Na današnji stopnji tehnološkega razvoja, ko je napovedovanje potresov še zelo nezanesljivo, so seizmološka opazovanja velikih pregrad neobhodno potrebna za ugotavljanje njihove potresne varnosti.

4. PROJEKT OPAZOVANJA SEIZMIČNOSTI PREGRADE HE MOSTE

Projekt opazovanja seizmičnosti pregrade HE Moste je bil izdelan na Geoinženiringu d.o.o.. V projektu so podatki o pregradi, geologiji in seizmičnosti področja, seizmoloških inštrumentih, kabelskih povezavah, prenosu podatkov in Centru seizmološkega opazovanja. V tem prispevku je povzetek o inštrumentih, prenosu podatkov in Centru seizmološkega opazovanja.

4.1 Podatki o pregradi

HE Moste obratuje od leta 1952 in je prva elektrarna na Savi. Pregrada je v ozki soteski pri naselju Žirovnica, strojnica pa ca 650 m dolvodno. Med pregrado in strojnico je dovodni rov. Pregrada je betonska, ločno - težnostna. Njena višina je 60 m, dolžina krone (na prelivu) pa 44,80 m. Leta 1964 je bila pregrada z leseno konstrukcijo zvišana za 1,25 m. V pregradi sta dve galeriji in centralni jašek. Spodnja galerija ima tudi hodnik do vhoda na nizvodni strani pregrade. Na desnem boku pregrade so stopnišča do galerij in strojnica glavne zapornice talnega izpusta, na levem pa je vtok v dovodni rov. Temelj in boki pregrade so v tektonski leči dolomitiziranega apnenca in dolomita. Neposredno ob pregradi (dolvodno) je Savski prelom. Po uradni seizmološki karti je pregrada v območju potresne intenzitete 7 po MSK lestvici.

4.2 Opazovalna mesta

Za opazovanje so predvideni 4 akcelerografi in 1 seizmograf. Akcelerografi so v temelju pregrade (spodnja galerija), telesu pregrade (centralni jašek), desnem boku (okroglo stopnišče) in na prostem površju (desna stran pregrade, ca 190 m od njenega središča). Seizmograf je ob akumulaciji Završnica ca 1,7 km vzhodnojugovzhodno od pregrade. Akcelerografi v pregradi so na betonskih podstavkih in zavarovani s pokrovom. Akcelerograf na prostem površju in seizmograf sta v seizmološkem jašku, katerega dno je v isti kamnini kot temelj pregrade. Seizmološki jašek je zavarovan proti streli in z Faradejevo kletko.

4.3 Inštrumenti

Predvideni inštrumenti imajo 3 senzorje pomika v seizmografu oziroma 3 senzorje pospeška v akcelerografu, napravo za zajemanje podatkov, seizmični sprožilec, GPS (Global Positioning System) sprejemnik za časovno kodo in baterijsko podporo.

Senzorji pomika so inercijskega tipa, odprto-zančni in pasivni. Imajo kalibracijsko tuljavo in so postavljeni v tri ortogonalne smeri. Osnovne karakteristike so občutljivost 70 % dušenih pasivnih senzorjev najmanj 150

VS/m, dinamični obseg ≥ 120 dB, frekvenčno območje najmanj od 1 do 50 Hz in temperaturno območje med - 20° C in +45° C. **Senzorji pospeškov** so inercijskega, aktivnega in zaprto-zančnega tipa, imajo kalibracijsko tuljavo in so postavljeni v tri ortogonalne smeri. Osnovne karakteristike so: merilni obseg ± 1 g, dinamični obseg ≥ 120 dB, frekvenčno območje širše od DC in do 100 Hz ter temperaturno območje med -20° C in +45° C

Naprava za zajemanje podatkov ima 3 kanale, pasovno propustni filter na vhodu algoritma za proženje, lokalni spomin (25 min) in analogno digitalni pretvornik, najmanj 16 bitov. Zahtevane karakteristike naprave za zajemanje podatkov so: PEM (preddogodkovni pomnilnik) nastavljiv na najmanj 30 s, PERT (podogodkovni pomnilnik) nastavljiv na najmanj 30 s, vzorčevanje najmanj 200 Hz sinhrono na vseh komponentah, maksimalni zamik med kanali 10 μs, večopravilnost, avtomatično posredovanje podatkov po vsakem proženju, samokontrola in avtomatično javljanje (signaliziranje) kritičnih pogojev delovanja in daljinski doseg za nastavitve in kontrolo.

Seizmični sprožilec ima 2 prožilna algoritma in sicer STA/LTA (Short time average to long time average) in pragovni prožilnik. Pri STA/LTA je nivo proženja nastavljiv vsaj v razponu 2 do 20, pri pragovnem prožilniku pa na 0,01 % merilnega obsega inštrumenta ali nižje. **GPS sprejemnik** za časovno kodo zagotavlja absoluten čas, s katerim naprava za zajemanje podatkov opremi registrirane seizmične signale. Največja dopustna napaka je ± 1 ms. **Baterijska podpora** obsega glavno baterijo za 24 urno avtonomno delovanje inštrumenta in baterijo za lokalni spomin naprave za zajemanje podatkov. Baterija za lokalni spomin preprečuje izgubo podatkov v primeru daljše okvare omrežne napetosti in/ali glavne baterije.

Orientacija in povezava inštrumentov. Senzorji inštrumentov na prostem površju so usmerjeni v skladu s seizmološko prakso v Z, N-S in E-W (navpično, sever-jug in vzhod-zahod) smer, na pregradi (temelj, telo in bok) pa v smeri osi pregrade, pravokotno na njo in navpično. Akcelerografi so tudi povezani po master/slave načinu z nastavljivim uteženim koincidenčnim proženjem. Na vseh kablih (napajalnem, podatkovnem in antenskem) je pred inštrumentom protistrelna zaščita.

4.4 Prenos podatkov

Podatkovni kabli od akcelerografov se zaključijo na pregradi v strojnici glavne zapornice talnega izpusta, od tam pa je povezava z upravno zgradbo HE Moste. Podatkovni kabel od seizmografa se zaključi na pregradi Završnica v objektu nad vtokom, od koder je povezava (optični kabel) z upravno zgradbo HE Moste. Od upravne zgradbe HE Moste do Centra seizmološkega opazovanja je prenos podatkov po obstoječem digitalnem komunikacijskem sistemu (optični kabli) lastnika pregrade, to je Savskih elektrarn Ljubljana. Linije za prenos podatkov morajo omogočiti hitrost najmanj 9600 baud-ov. Naprave, instalirane

na HE za prenos seizmičnih signalov na digitalno omrežje, morajo imeti zagotovljeno 20 min. avtonomijo delovanja v primeru izpada električne energije.

4.5 CSO - Center seizmološkega opazovanja

CSO bo na HE Medvode v upravni zgradbi Savskih elektrarn Ljubljana in bo skupen za vse obstoječe pregrade na Savi, to je: Moste, Mavčiče, Medvode in Vrhovo, možno pa bo priključiti tudi vse naslednje. V upravni zgradbi je tudi Center vodenja in vse obstoječe HE na Savi so z njim povezane po digitalnem telekomunikacijskem sistemu. Vsaka HE ima svoj LAN (Local aperture network), ki je priključen na WAN (Wide aperture network) Savskih elektrarn. Po tej povezavi bo potekala tudi povezava med CSO in instrumenti. V CSO bo možno:

- upravljati sistem, to je: nastavljati in pregledovati parametre zajemanja podatkov, izvajati diagnostične ukaze, testirati in kontrolirati delovanje vsake komponente sistema in
- avtomatično ali ročno zajeti podatke iz vsakega inštrumenta, jih grafično prikazati, pregledati in arhivirati, ne pa tudi podrobno analizirati.

Upravljanje sistema in zajem podatkov bo preko posebnega PC namiznega računalnika v CSO. Vsak seizmološki inštrument bo možno upravljati tudi neposredno, t.j. na njegovi lokaciji, preko PC prenosnega računalnika. Prav tako bo s tem računalnikom možen prenos podatkov iz lokalnega spomina. Predvidena oprema v CSO je:

- PC namizni računalnik: najmanj Pentium III, 500 MHz, RAM 128 MB in trdi disk 10,6 GB
- PC prenosni računalnik: najmanj Pentium III, 500 MHz, RAM 64 MB, trdi disk 6,4 GB in avtonomija 3 ure.
- operacijski sistem: Windows 98 in Windows NT
- programski paket za upravljanje in nadzor
- programski paket za terensko delo
- programska oprema za pripravo arhiva in rezervnega arhiva ter
- programski paket za analize zapisov močnih potresov.

Naprave za zajemanje podatkov na seizmoloških inštrumentih lahko zajemajo in shranjujejo podatke v katerem koli standardnem seizmološkem formatu ali v lastnem formatu proizvajalca. V primeru lastnega formata je potreben program za pretvorbo podatkov v standardne formate. Datoteke s seizmološkimi podatki morajo imeti glavo s podatki o parametrih zajemanja, absolutnem času in njegovi kvaliteti ter inštrumentu in kanalu. Naprave v CSO

bodo priključene na obstoječo brezprekinitveno napajanje (UPS) v Centru vodenja.

5. SKLEPNE UGOTOVITVE

Velike pregrade so objekti z dolgo življenjsko dobo in med njimi je veliko starih in zelo starih. Porušitev velike pregrade praviloma povzroči velike materialne škode in zahteva številne žrtve. Realen vzrok za porušitev so tudi potresi, oziroma nezadostna potresna varnost. Potresi so zelo nepredvidljivi in lahko povzročijo velike škode tudi na področjih, ki veljajo za potresno manj ali celo neogrožena. Varnost pred potresi zagotavljajo potresno varni objekti.

Potresna odpornost objekta se tekom časa, to je v njegovi življenjski dobi, lahko spreminja in jo je potrebno stalno preverjati. Na današnji tehnološki stopnji so zato najprimernejše analize na osnovi seizmološkega in tehničnega opazovanja. Objekte, katerih potresna odpornost ni zadostna, je potrebno ojačati, eventuelne poškodbe pa sanirati.

Po podatkih SLOCOLD-a (Slovenski komite za velike pregrade) je v Sloveniji 34 velikih pregrad in od teh 18 hidroenergetskih. Dejstvo, da je seizmološko opazovanje, ki je obvezno že od leta 1994, do sedaj (junij 2002) vzpostavljeno le na manjšem številu teh objektov, kaže, da se njihovi **lastniki in upravljalci premalo zavedajo svoje odgovornosti za potresno varnost in da podcenjujejo nevarnost potresov**.

V Republiki Sloveniji še ni organa, ki bi spremljal varnost velikih pregrad. To bi bilo možno s strokovnim pregledom poročil o opazovanjih in eventuelno potrebnih ukrepih (sanacije in ojačitve). Za to delo bi bilo potrebno na nivoju države ustanoviti strokovno komisijo za varnost velikih pregrad. S tem bi poenotili odnos do opazovanj in eventuelno potrebnih ukrepov. Komisija bi morala imeti tudi pravico zahtevati dodatne preiskave, v primeru, da so podatki opazovanj nezadostni ali dvomljivi.

VIRI

- Jože Boštjančič, Vida Koprivec, Vinko Koren: Metode opazovanja visokih jezov v Republiki Sloveniji (ZRMK, Razprave - izbor publikacij II, 1973 - 1980, Ljubljana 1980)
- Ina Cecić, Mladen Živčić, Andrej Gosar in Tamara Jesenko: Potresi v Sloveniji 1998 (Potresi v letu 1998, Uprava RS za geofiziko, Ljubljana 1999)
- John Dunnicliff: Geotechnical Instrumentation for Monitoring Field Performance (John Wiley & Sons, Inc. 1988)
- Eurocode 8; Projektiranje potresnoodpornih konstrukcij, Del 1-4 (SIST ENV 1998 -1-4: 2000/sl)
- Vinko Koren, dr. Vladimir Mihailov, dr. Amadej Trnkoczy: Projekt opazovanja seizmičnosti pregrade HE Moste. Faza: PGD, PZI (Geooinženiring d.o.o., Ljubljana 2001).
- dr. Janez Lapajne, dr. Barbara Šket Motnikar, Polona Zupančič: Nova karta potresne nevarnosti - projektni pospešek tal namesto intenzitete (Gradbeni vestnik, junij 2001).
- dr. Ladislav Placer: Tektonska zgradba (Enciklopedija Slovenije, zvezek 13, Ljubljana 1999)
- Vladimir Ribarič: Katalog potresov 792 - 1981 (Seizmičnost Slovenije, I knjiga, Seizmološki zavod SR Slovenije, Ljubljana 1982).
- Vladimir Ribarič: Uradna seizmološka karta: potresna intenziteta za povratno dobo 500 let.
- dr. Miha Tomaževič: Obstoječi gradbeni objekti in razvoj potresnega inženirstva - primer zidanih stavb (Gradbeni vestnik, marec 2002 in april 2002).
- Uradni list SFRJ, št. 7/1966: Pravilnik o tehničnem opazovanju visokih jezov.
- Uradni list SFRJ št. 31/1981: Pravilnik o tehničnih normativih za graditev objektov visoke gradnje na seizmičnih območjih.
- Uradni list SFRJ, št. 6/1988: Pravilnik o tehničnih normativih za seizmično opazovanje visokih jezov.
- Uradni list RS, št. 92/1999: Pravilnik o opazovanju seizmičnosti na območju velike pregrade.
- Bojan Ušeničnik: Potres (Encikl. Slovenije, zvezek 9, Ljubljana 1995).
- Polona Zupančič. Ina Cecić, Andrej Gosar, Ladislav Placer, Marjan Poljak, Mladen Živčić: Potres 12. aprila 1998 v Krnskem pogorju (Zgornje Posočje, Slovenija) in njegove seizmotektonske značilnosti (Geologija 44/1, Ljubljana 2001).
- Mladen Živčić, Ina Cesić, Andrej Gosar in Polona Zupančič: Potres 12. aprila 1998 v zgornjem Posočju - osnovne značilnosti (Potresi v letu 1998, Uprava RS za geofiziko, Ljubljana 1999).

SANACIJA HIDRAVLIČNIH RAZMER V PODSLAPJU HE VRHOVO ZA OMEJITEV NADALJNJEGA POGLABLJANJA DNA STRUGE POD JEZOM

Dušan CIUHA, univ.dipl.inž.grad.

Inštitut za hidravlične raziskave, Hajdrihova 28, 1000 Ljubljana

1. UVOD

Hidroenergetski objekt, ki pregrajuje Savo v Vrhovem sestavljata strojnica s tremi cevnimi agregati za instalirani pretok Qi = 500 m3/s in jez s petimi enakimi pretočnimi polji za prevod visoke vode, Q1% = 3100 m3/s. V vseh pretočnih poljih je prelivni prag višine 2m in podslapje dolžine 20, širine 15 ter globine 2,3 m. Za vzdrževanje zajezitve in za regulacijo pretoka je v vsakem pretočnem polju segmentna radialna zapornica razpetine 15 m in višine 8,6 m, nadvišana z radialno zaklopko 2,0 x 12,3 m.

2. POŠKODBE BREŽIN IN DNA STRUGE SAVE DOLVODNO OD JEZU

Obratovanje hidroelektrarne Vrhovo od vsega začetka spremljajo težave povezane z vsemi vrstami plavin, ki jih Sava priplavi v območje pregradnega objekta. Pri obratovanju zapornic ob visokih vodah, ko je količina plavajočih plavin zelo velika, so se pokazale slabosti zasnove objekta jezu, ki so izražene v težavah pri obratovanju z zapornicami in v obsežnih poškodbah spodnje struge Save dolvodno od jezu. V strugi Save dolvodno od pregradnega objekta so bile brežine večkrat poškodovane v različnih odsekih vse do okrog 700 m dolvodno od jezu. Po poškodbah so bile izvršene sanacije z utrditvami, nazadnje po visokih vodah leta 1998, s težko skalometno oblogo v betonu v celotnem odseku in obsegu dosega gladin.

Poleg poškodb brežin so bile ugotovljene izjemno obsežne poškodbe dna neposredno pod jezom, kjer je vodna erozija do leta 1997 izdolbla tolmun do globine 7 m pod prvotnim nivojem dolomitne podlage. Obseg poškodb pod jezom se je večkrat ugotavljal z meritvami globine dna struge. Ob prvi izmeri leta 1994 je bila poglobitev dolomitnega dna struge okrog 3 m. Izmera leta 1995 je pokazala nadaljevanje poglabljanja, zato je bila na podlagi projekta VGI istega leta v celotni širini jezu položena ob peto jezu zaščitna zložba iz težkih skal in betonskih kock. V zaščitno zgradbo je bilo vgrajeno okrog 60 skal teže do 2 t, 75 betonskih kock teže 2,5 t in 200 betonskih kock teže 7 t (400 m3). Zaščitna

zgradba je bila zložena v pasu od 6,5 m do 7 m, v dolžini 90 m. Namen zaščitne zgradbe je bil zaščititi peto jezu in preprečiti nadaljnje širine poglabljanje dna. Ker ni bil znan vzrok in tudi ne mehanizem poglabljanja, se je aktivistični sanacijski ukrep ponesrečil. Vodni tok je sčasoma zaščitno zložbo porušil, skale in betonske kocke pa je odplavil najprej v tolmun in večino tudi iz tolmuna. Poleg tega so se v naslednjih dveh letih poškodbe dna močno in zaskrbljujoče povečale, saj so nastale v tem času relativno največje, do 1,9 m velike dodatne poglobitve tolmuna. Meritve leta 1997 so pokazale, da je erozijski tolmun dosegel po celotni širini jezu globino od 6 m do 7 m na oddaljenosti okrog 18 m od pete jezu. Prostornina erodiranega materiala dna je bila ocenjena na 13.000 m3. V kolikor se ne zaustavi napredovanje erozijskih poškodb rečnega dna pod jezom, obstaja nevarnost, da bo nekega dne ogrožena stabilnost pregradnega objekta,

3. VZROKI ZA NASTANEK POŠKODB V SPODNJI STRUGI

Po neuspeli sanaciji z zaščitno zgradbo in z namenom preprečiti črni scenarij glede možne nestabilnosti objekta, so leta 1998 Savske elektrarne naročile pri Hidroinštitutu modelno raziskavo na hidravličnem fizičnem modelu v merilu 1:38. Namen in cilji raziskave so bili: ugotoviti vzroke za pojav in učinke kritičnih hidravličnih razmer, ki so botrovale k nastanku poškodb v spodnji strugi ter določiti ustrezne sanacijske ukrepe. Raziskave, ki so še v teku, je leta 2000 podprlo tudi Ministrstvo za znanost v okviru nacionalne liste aplikativnih projektov.

Ob visokih vodah Save, ko se na hidroelektrarni spopadajo s hudimi obratovalnimi težavami pri prevajanju velike količine plavajočih plavin preko pretočnih polj jezu, se občasno pojavljajo v strugi pod jezom kritične hidrodinamične razmere, ki so posledica manevriranja z zapornicami v pretočnih poljih na jezu. Glavni problem je, da je v praksi nujno potrebno nesimetrično obratovanje zapornic v pretočnih poljih, nesimetrično obratovanje pa ni skladno s projektno predvidenim simetričnim obratovanjem, pri katerem je zagotovljeno stabilno delovanje podslapij. Ob projektiranju ni bila problematika prevajanja plavajočih plavin niti pričakovana niti obravnavana, zato jez v Vrhovem, skupaj s hidromehansko opremo vred ni bil niti konstrukcijsko niti obratovalno usposobljen za take primere. Glede na zasnovo pretočnih polj in skladno z obratovalnimi navodili torej ni dovoljeno obratovati z zapornicami nesimetrično, to je dvigniti posamezno zapornico bolj od drugih in z vodnim tokom pod dvignjeno zapornico odplaviti nakopičene plavine. Pri nesimetričnem obratovanju se namreč pojavi t.i. nestabilno delovanje podslapij, to je izskok vodnega skoka iz podslapja v spodnjo strugo. V spodnji strugi se vzpostavijo kritične hidrodinamične razmere, ki so posledica delovanja erozijskega učinka viška kinetične energije vodnega toka. Vodni skok v katerem se izvrši disipacija viškov kinetične energije je namreč v celoti izven podslapja.

Nestabilnost vodnega skoka v podslapjih HE Vrhovo nastopi pri naraščanju pretoka ob visokih vodah pri pretokih nad Q = 900 m3/s in pod Q = 2000 m3/s. Pojavi se bodisi pri prostem prelivanju v posameznem pretočnem polju, bodisi pri

nesimetrično dvignjeni posamezni zapornici, bodisi pri prehitrem dviganju vseh zapornic hkrati. Vsi omenjeni načini obratovanja niso dovoljeni z obratovalnim pravilnikom, vendar so pri visokih vodah Save bolj ali manj nujni in pogosto tudi neizogibni ob odplavljanju velikih količin ob zapornice nakopičenih plavajočih plavin. Zaporedno obratovanje posameznega pretočnega polja je tako rekoč edini možen način obratovanja zapornic na jezu in edini izhod v skrajni sili. Pojavi se zelo redko, vendar ima izjemno velik učinek na erozijo struge dna za podslapji. Pri takem izjemno neugodnem načinu nesimetričnega obratovanja zapornic na jezu nikakor ni mogoče v podslapju obdržati stabilnega vodnega skoka.

Ko deroči vodni tok odskoči iz podslapja, pada voda v obliki slapa neposredno v spodnjo strugo, kjer se izvrši celotna disipacija kinetične energije. Hidrodinamične obremenitve na dno struge za podslapji so v tem primeru izrazito povečane. Ocenjeno je napredovanje poglobitve za okrog 1 m pri enournem nestabilnem delovanju podslapja. Ker je dolomitna podlaga plastovita, obstaja tudi možnost pojava školjčnih lomov terena in s tem možnost širjenja poškodb dna tudi izven vplivnega območja povečanih hidrodinamičnih obremenitev, tudi pod temeljno ploskev jezu.

S hidravlično raziskavo je bilo tudi ugotovljeno, da je v relativno kratkih podslapjih disipacija kinetične energije nepopolna tudi pri stabilnem delovanju podslapij, kjer je prisotna le 2D disipacija pri izjemno nizkih Frude-ovih številih deročega toka. Del disipacije viška kinetične energije se vedno izvrši tudi izven podslapij, zato nosi vodni tok višek kinetične energije navzdol po strugi, kar povzroča hidrodinamične preobremenitve in poškodbe obeh brežin spodnje struge Save v razdalji do več sto metrov od jezu.

4. SANACIJSKI UKREPI ZA »VARNO« OBRATOVANJE JEZU HE VRHOVO

Hidravlična raziskava je opozorila na nujnost izvedbe analitično utemeljenih sanacijskih ukrepov, ki bodo omogočili varno obratovanje jezu s tem, da bo:

- možno nesimetrično obratovanje zapornic, pri visokih vodah nad 900 m^3/s in bo
- omejeno do preprečeno nadaljnje poglabljanje tolmuna izza pete jezu.

Glede na nujnost nesimetričnega in hitrega odpiranja zapornic ob nastopu visokih voda in pri evakuaciji plavajočih plavin, je izvedba sanacijskih ukrepov na HE Vrhovo nujna.

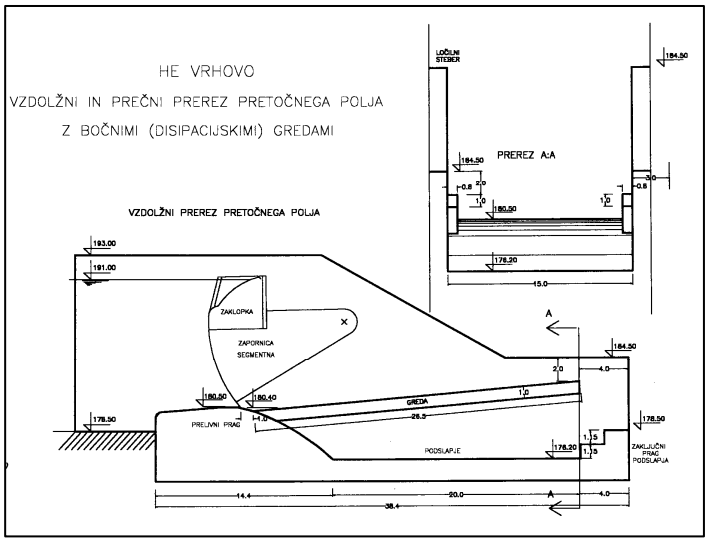
Znatni napori raziskave so bili usmerjeni k ugotavljanju učinkov načrtovanih sanacijskih poznanih in klasičnih ukrepov za povečanje možnosti disipacije viška kinetične energije. Pri tem so bile upoštevane izhodiščne predpostavke, ki pa so se šele tekom raziskave izkazale kot napačne. Zato so se vsi raziskani in ob enem možni sanacijski ukrepi pokazali kot neprimerni zaradi različnih vzrokov.

Ukrepi so bili bodisi izvedbeno vprašljivi, bodisi hidravlično neučinkoviti (ni delovalo), bodisi so bili nesprejemljivi zaradi omejevanja proizvodnje električne energije. Prav tako noben od ukrepov ne bi izpolnjeval obeh sanacijskih zahtev hkrati. Obravnavani so bili naslednji ukrepi: poglobitev in podaljšanje podslapij, vgradnja usmernikov in razbijačev v podslapja, preoblikovanje zaključnega praga podslapij, dvig spodnje vode s pragom, zmanjšanje specifičnega pretoka z dograditvijo še enega pretočnega polja, utrditev tolmuna - izvedba sekundarnega podslapja. Končno je bilo ugotovljeno, da bi bilo cilje sanacije možno doseči le z drastično spremenjeno zasnovo jezu in zapornic, objekt preprojektirati in s tem predvideti zahtevnejše in drage sanacijske ukrepe.

Po izčrpanju realno možnih ukrepov in leto dni po izteku roka za dokončanje raziskave pa je bil modelno preverjen hidravlični učinek izvirne hidrotehnične konstrukcije, z imenom »bočna disipacijska (ciuhova) greda«. Rešitev obravnavane problematike z vgradnjo bočnih gred v podslapja pregradnega objekta v dosedanji hidrotehnični praksi še ni bila poznana. Z vgradnjo disipacijskih gred na bočne zidove podslapij pa bo mogoče na HE Vrhovo, kjer že obstaja sorazmerno globok erozijski tolmun, učinkovito in ceneno preprečiti večino najbolj rušilnih hidrodinamičnih dogodkov v spodnji strugi pod jezom, to je pri nesimetričnem obratovanju zapornic ob visokih vodah.

V pretočnih poljih v katerih so vgrajene bočne grede je v podslapjih povečana stabilnost vodnega skoka. Vodni skok, ki je generator disipacije kinetične energije, je stabilen v podslapju v širšem območju hidravličnih robnih pogojev, s tem pa je zmanjšano trajanje učinka kritičnih hidrodinamičnih obremenitev na dno in brežine struge Save ob peti jezu in dolvodno, ki nastopijo bodisi pri nesimetričnem bodisi pri hitrem dviganju zapornic. Učinek bočnih gred na povečano stabilnost delovanja podslapij je bil določen na hidravličnem modelu po primerjalni metodi, ki je slonela na ugotavljanju meje stabilnosti delovanja, za podslapje z gredami in brez gred. Merilo učinkovitosti je nivo gladine spodnje vode, pri kateri deluje podslapje stabilno pri različnih kombinacijah nivoja zgornje vode in odprtja zapornice.

Rezultati modelnih poizkusov so pokazali, da podslapje z gredami deluje stabilno tudi pri 1,0 m do 1,8 m nižji spodnji vodi, kot podslapje brez gred. Razlog za večjo disipacijsko sposobnost je povzročena 3D disipacija kinetične energije v podslapju z vgrajenimi bočnimi disipacijskimi gredami, ki je učinkovitejša od 2D disipacije v podslapju brez gred.



Slika 1: Pretočno polje z bočnima disipacijskima gredama v podslapju.

5. ZAKLJUČEK

Na jezu HE Vrhovo bo z izvedbo raziskanega sanacijskega ukrepa, to je z vgradnjo bočnih disipacijskih gred v podslapja pretočnih polj, možno vzpostaviti nesimetrično obratovanje zapornic. Ob tem bo izpolnjen ključni pogoj za varnost objekta jezu, saj bo preprečeno nadaljnje poglabljanje erozijskega tolmuna pod jezom. Nesimetrično obratovanje zapornic na jezu je potrebno zagotoviti zaradi nujnosti evakuacije plavajočih plavin skozi posamezno pretočno polje pri visokih vodah Save. Dvig posamezne zapornice do prostega preliva je praktično edini možen način evakuacije velike količine pred zapornicami nakopičenih plavajočih plavin.

Ob koncu leta 2001 so Savske elektrarne vgradile bočni disipacijski gredi v prvo pretočno polje na jezu HE Vrhovo. Ker se v obdobju po vgraditvi še niso pojavile dovolj visoke vode, preizkus učinkovitosti delovanja v naravi še ni izvršen.

Za prvo podslapje in za vsa preostala, ki bodo opremljena z bočnimi gredami bodo določeni novi dovoljeni načini obratovanja zapornic na osnovi (1) meritev in opazovanj delovanja podslapij z gredami v naravi, (2) modelne simulacije terenskih meritev ter (3) primerjalne analize terenskih in modelnih rezultatov.

Nesimetrično obratovanje zapornic, to je dvig posamezne zapornice, bo mogoče varno uporabljati le pri pretokih večjih od 900 m3/s, saj pri nižjih pretokih

še vedno obstaja možnost nestabilnega delovanja podslapij, s tem pa obstaja nevarnost napredovanja poglabljanja struge pod jezom.

Vzroki poglabljanja dna in rušenja brežin bi morale biti nujna izhodišča za bodočo ustrezno zasnovo dotočnega dela, jezu, pretočnih polj in podslapij pregradnega objekta HE Boštanj. Ob visokih vodah Save se bodo plavajoče plavine pojavljale tudi na dolvodnih savskih stopnjah v praktično enakih količinah. Evakuacija plavin bo omogočena le s hitrim dviganjem posameznih zapornic do prostega preliva, da pa bi to lahko potekalo brez nevarnosti pred prekomernimi poškodbami spodnje struge, je nujno zagotoviti stabilen vodni skok s popolno disipacijo viškov kinetične energije v podslapjih.

Slika 2: HE Vrhovo, pogled na pregradni objekt z dolvodne strani levo strojnica, desno 5 pretočnih polj.

Slika 3: Tipično nestabilno delovanje podslapij pri pretoku Q >1000 m^3/s.

Slika 4: Stabilno delovanje podslapij z nepopolno disipacijo pri pretoku Q > 2000 m^3/s.

Slika 5: Vgradnja disipacijskih gred v pretočno polje. V strugi pod jezom so na dolvodnem robu tolmuna vidni ostanki porušene zaščitne zgradbe (betonske kocke teže 2,5 t in 8 t).

6. DODATEK

POVZETEK IZ GRADIVA ZA PATENTNO PRIJAVO: PRETOČNO POLJE HIDROTEHNIČNEGA OBJEKTA Z IZBOLJŠANIM UČINKOM IZNIČENJA KINETIČNE ENERGIJE: BOČNE DISIPACIJSKE GREDE V PODSLAPJU Z IZJEMNO MALIM FROUDOVIM ŠTEVILOM

6.1 UVOD

V postopku za podelitev patentnega varstva je izum iz področja izničenja kinetične energije v pretočnem polju hidrotehničnega objekta. Originalna tehnična rešitev je nastala ob izvedbi hidravlične modelne raziskave v Hidroinštitutu, kot nadgradnja možnih ukrepov za sanacijo podslapij hidroelektrarne Vrhovo. Raziskava je bila izvršena leta 1999 za Savske elektrarne Ljubljana.

Praktična izpolnitev vseh pogojev, tudi ekonomskih, za učinkovito izničenje škodljivega viška kinetične energije v pretočnih poljih pri nizkih hidrotehničnih stopnjah je hidravlično in konstrukcijsko zahtevna naloga. Količina oddane kinetične energije je pri nizkih Frude-ovih številih v t.i. nepopolnem vodnem skoku šibka, za povečanje učinkovitosti izničenja energije pa so potrebne obsežne in s tem drage konstrukcije podslapja in s tem pretočnega polja kot celote. V tovrstnih podslapjih so neučinkovite tudi konstrukcije, ki so poznane za povečanje izničenja energije v podslapjih z večjim hidravličnim padcem, kar vse omejuje do onemogoča ukrepe za zadostno zaščito spodnje struge pred erozijskimi poškodbami.

6.2 SPLOŠEN OPIS PROBLEMA DISIPACIJE KINETIČNE ENERGIJE PRI NIZKIH STOPNJAH

Pri pretoku vode skozi pretočno polje se znaten delež potencialne energije pretvori v kinetično energijo, ki je nezaželena oz. celo škodljiva. Kinetična energija ima izjemno močan vpliv na pretočne razmere, vrsto oz. obliko toka in še zlasti na erozijo. Pri pregradnih hidrotehničnih objektih vselej obstoji potreba po izničenju odvečnega dela kinetične energije, ker sicer povzroča prekomerne erozijske učinke na dno struge in na brežine, ne zgolj v območju neposredno za pretočnim poljem, marveč tudi še na precejšnji oddaljenosti od objekta.

V podslapju pretočnega polja, ki obratuje pri razmeroma majhnih višinskih razlikah in razmeroma velikih pretokih, torej pri izjemno nizkih vrednostih Froude-ovega števila, je učinkovito izničenje kinetične energije mogoče le v dovolj obsežnih podslapjih. Z zmanjšanjem potrebne globine ali dolžine podslapja, pa v

podslapju tudi ni mogoče uporabiti znanih konstrukcij za izničenje energije, ki so učinkovite pri večjih padcih, to je rezalcev, usmernikov in razbijačev. S pravilno zasnovo vzdolžnega prereza pretočnega polja je mogoče vzpostaviti hidravlične razmere, ki v predvidenih okvirih pretokov in višinskih razlik preprečijo ali zmanjšajo nastajanje nezaželenih učinkov erozije spodnje struge zaradi deleža kinetične energije.

Ključnega pomena je zasnova podslapja. Sproščanje viška kinetične energije, t.j. disipacija energije, se praviloma izvrši v vodnem skoku v utrjenem, erozijsko odpornem območju, podslapju. Podslapje je običajno betonska poglobitev med območjem neposredno pod prelivnim pragom ali drčo in nad rečno strugo, ki je dolvodno od pregradnega objekta. Treba je upoštevati, da je vzdolžni profil pretočnega polja vselej izračunan in zgrajen za določene pogoje obratovanja, ki pa so v praksi lahko zelo spremenljivi. Problemi nastopijo pri velikih povečanjih pretočnih količin, kjer se občutno poveča delež viška kinetične energije, ki ogroža spodnjo strugo.

Za zagotavljanje učinkovite disipacije, torej izničenja odvečne oziroma neželene kinetične energije vodnega toka, je znana cela vrsta ukrepov. V območje dna podslapja se v pričakovanju povečanih disipacijskih učinkov lahko vgradijo razbijači, različnih oblik in velikosti. Taki ukrepi so lahko do določene mere učinkoviti le pri dovolj veliki višinski razliki med zgornjo in spodnjo gladino vode, oziroma pri razmeroma veliki globini podslapja, torej v območju še dovolj visokega Froude-ovega števila. Tako teoretični izračuni kot tudi izsledki iz prakse kažejo, da pri manjših višinskih razlikah oz. pod vsakokratno spodnjo mejno vrednostjo Froude-ovega števila, tovrstni ukrepi izgubijo sleherni učinek in namen.

Način za učinkovito disipacijo kinetične energije je lahko tudi zmanjšanje specifičnega pretoka s povečanjem pretočne širine. S tovrstnimi ukrepi je realno mogoče računati kvečjemu pri načrtovanju novih pregradnih objektov, vendar tudi načrtovanje novega objekta z bodisi veliko pretočno širino bodisi s poglobljenim in podaljšanim podslapjem pomeni znatno povečanje investicijske vrednosti objekta. Ti ukrepi zahtevajo razširitev pregradnega objekta s pripadajočo hidromehansko opremo, temeljenje na bistveno večji globini in dolžini kot sicer, hkrati pa tudi temu primerno višji in večji okvir konstrukcije. Sanacija obstoječih objektov po teh načinih niti približno ne more biti racionalna.

6.3 BOČNE DISIPACIJSKE GREDE

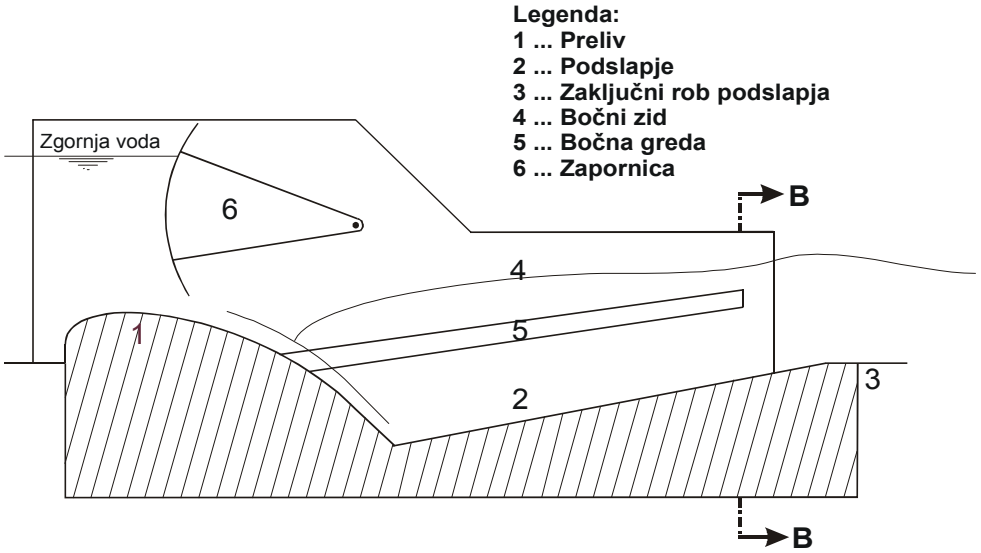
Izum temelji na rešitvi problema, kako v pretočnem polju pri razmeroma majhnih višinskih razlikah gladine in razmeroma velikih pretokih, torej pri izjemno nizkih vrednostih Froude-ovega števila in ob zanemarljivem zmanjšanju svetlega prečnega prereza pretočnega polja, bodisi pri načrtovanju novega hidrotehničnega pregradnega objekta, bodisi na osnovi ekonomsko sprejemljive sanacije že obstoječega objekta, doseči učinkovito disipacijo oziroma izničenje

odvečne kinetične energije, ter na ta način obvarovati spodnjo strugo in brežine vodotoka pred prekomerno erozijo.

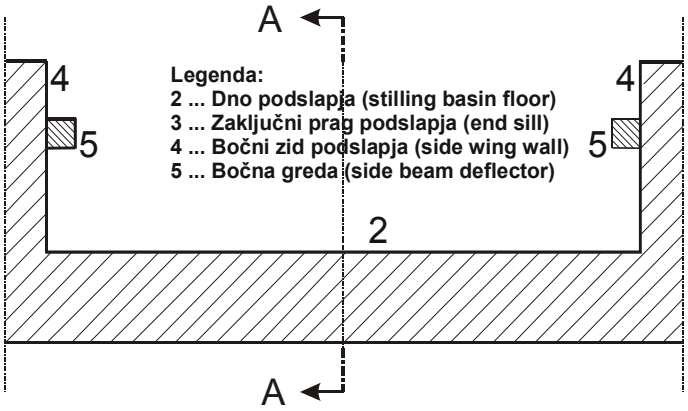
V območju vsake bočne stene pretočnega polja je predvidena, v smeri toka potekajoča disipacijska bočna greda - disipacijska greda - bočna greda - ciuhova greda, ki poteka vse od območja preliva do območja zaključka podslapja.

Izum je konkretiziran z različnimi primeri izvedbe, od katerih je tipična oblika ureditve podslapja prikazana na spodnjih skici, ki kažejo pretočno polje objekta z izboljšanim disipacijskim učinkom v vzdolžnem A-A in prečnem prerezu B-B ter nekaj karakterističnih osnovnih prečnih profilov disipacijske bočne grede. Svetli presek podslapja je z vgradnjo bočnih disipacijskih gred le neznatno zmanjšan, konstrukcijsko izvedbeno so grede lahko zelo enostavne, so ekonomsko ugodnejše glede na ostale možne izvedbe podslapij, omogočajo izvedbo manjšega, tj. plitvejšega, krajšega in ožjega podslapja; kar pomeni bistveno pocenitev pretočnega polja.

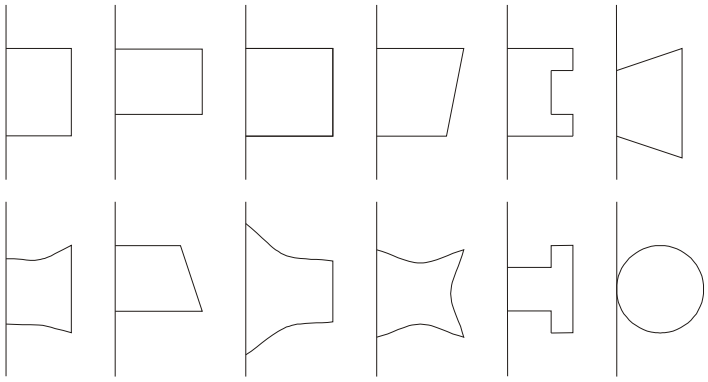
Podolžni prerez pretočnega polja, A-A



Prečni prerez podslapja B - B



Prečni prerezi BOČNE GREDE - 5/1
(Side Beam cross sections)



UPORABA POLIMEROV PRI SANACIJI PRELIVA PREGRADE MOSTE

Jakob ŠUŠTERŠIČ

IRMA Inštitut za raziskavo materialov in aplikacije, Ljubljana

1.0 UVOD

Polimerne kompozite (betone, malte, premaze, kontaktna sredstva) lahko razdelimo na :

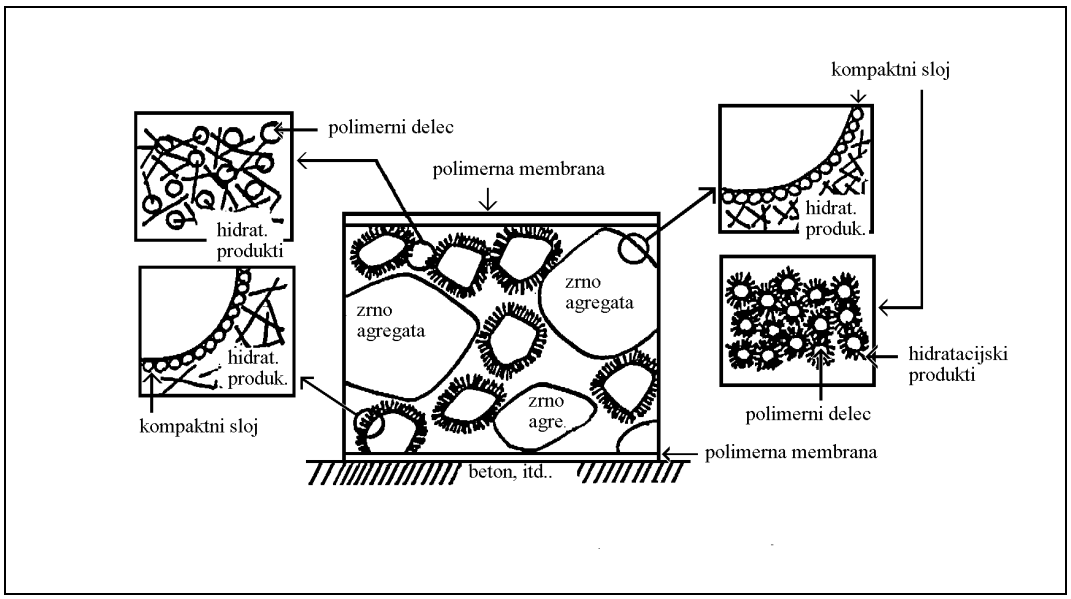
- čiste polimerne kompozite (kjer je vezivna komponenta samo polimer),
- s polimerom modificirane kompozite (kjer je vezivna komponenta sestavljena iz polimera in cementa) in
- s polimerom impregnirane kompozite (kjer se element iz betona ali naravnega kamna impregnira z monomerom, ki po določeni tehnološki obdelavi preide v polimer in s tem se dodatno poveže porozna struktura betona ali kamna).

Pri sanaciji preliva pregrade Moste so se uporabljali s polimerom modificirani kompoziti (PMK) (malte za sanacijo in prevleka, ki je glavni predmet obravnave). Po definiciji[1] je PMK kompozitni material, ki ga sestavljajo portland cement, agregat in organski polimeri, dispergirani ali redispergirani v vodi. Polimerna disperzija se imenuje lateks, ki se v praksi zelo pogoto uporablja. V primerjavi s strjenim normalnim kompozitom imajo PMK na splošno večjo sprijemno trdnost, manjšo prepustnost, večjo odpornost na vpliv zmrzovanja odtaljevanja in večjo upogibno trdnost. Seveda so te in druge lastnosti odvisne od sestave PMK in uporabljenih komponent.

Mnogi naravni polimeri (beljakovine, živalski klej, ječmen, pivo, vosek, kri, maslo, kazein, sir, bombaž, sesirjeno mleko, gnoj, jajca, beljak, brestovo lubje, smokvin sok, sadni sokovi, gluten, gumi-arabika, svinska mast, keratin, slad, mleko, melasa (sladkorni sirup), olje, riž, rženo testo, žafran, šelak, škrob, sladkor, tanin, urin, zelenjavni sokovi, vino, trava)[2] so se uporabljali že v preteklosti za izgradnjo različni gradenj: kitajski zid (221 p.n.š.)[3], ometi za zidne poslikave v jamah v Indiji (Ajanta Caves, Sirgiria Caves, Bagh Caves; iz 4. - 6. stoletja)[4-6], objekti v Egiptu[7], stene v Chan in San Pedro de Raachi v Peruju[8], ometi v Gani[9], štukature na Catholic University v Peruju[10], štukature v Italiji[11,12], malte v Turčiji[13].

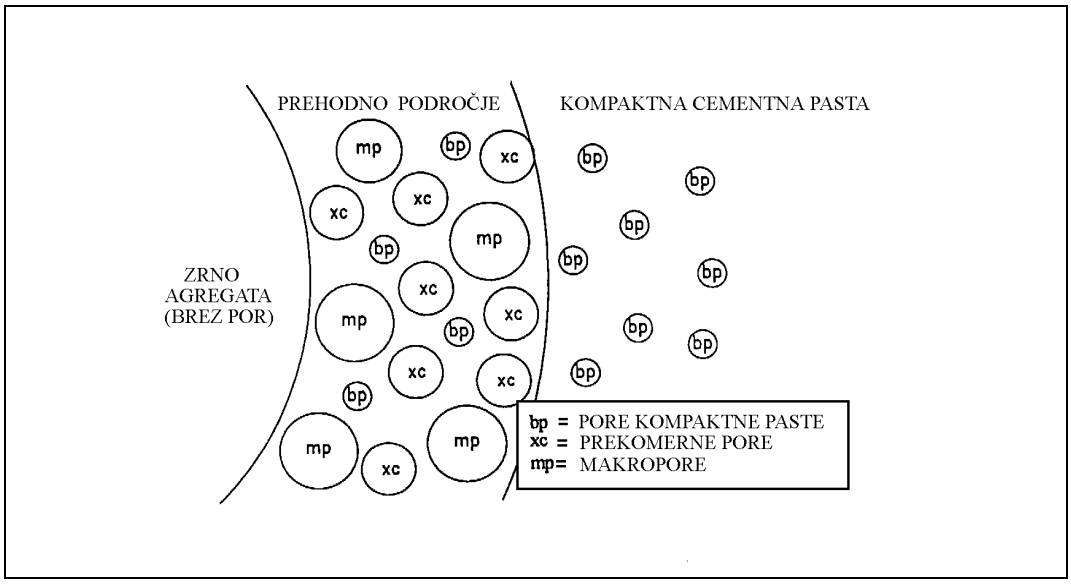
Prvi sintetični polimeri so se začeli uporabljati že od 1909[14,15] in so v sodobni tehnologiji betona skoraj povsem nadomestili naravne polimere. V primerjavi z naravnimi polimeri se sintetični polimeri proučujejo (tudi njihova obstojnost v betonih) bolj na znanstvenih osnovah. Številni rezultati preskusov in raziskav izkazujejo visoko stopnjo obstojnosti s polimerom modificiranih betonov[16-21], ki smo jih že citirali v prvem delu naloge. Polimerno modificirani betoni bodo obstojni, če se pri projektiranju in proizvodnji upoštevajo značilnosti njihove strukture in inženirske lastnosti, posebno v resničnih pogojih uporabe. Velika pozornost mora biti posvečena izboru primerne vrste polimera.

Za razumevanje mikrostrukture polimerno modificiranega betona smo izbrall model avtorjev Sakaija in Sugita[22], ki je shematično prikazan v sliki 1 (prav tako slika 1 v prvem delu naloge).



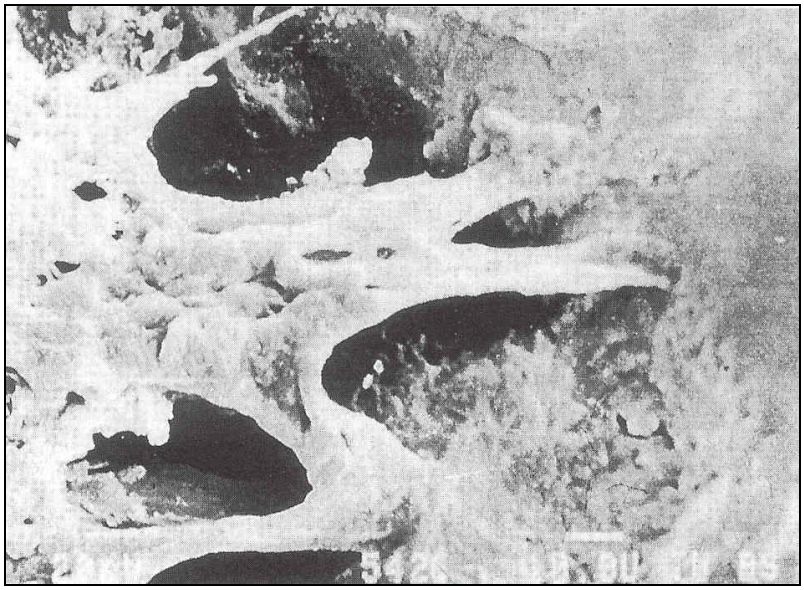
Slika 1: Model kompozitnega mehanizma polimerno modificiranega betona[22].

Na mejni površini med zrnom agregata in strjeno cementno pasto oziroma cementnim kamnom se opazi podvojena količina polimera. Ta zapolnjuje porozno strukturo prehodnega področja, ki je 3 krat bolj porozna v primerjavi s kompaktno cementno pasto, kot je razvidno iz shematičnega prikaza modela mejne površine v sliki 2[23]. Na ta način se povečuje sprijemnost med zrni agregata in cementnim kamnom in s tem se povečujejo mehanske ter obstojnostne lastnosti polimerno modificiranih betonov.

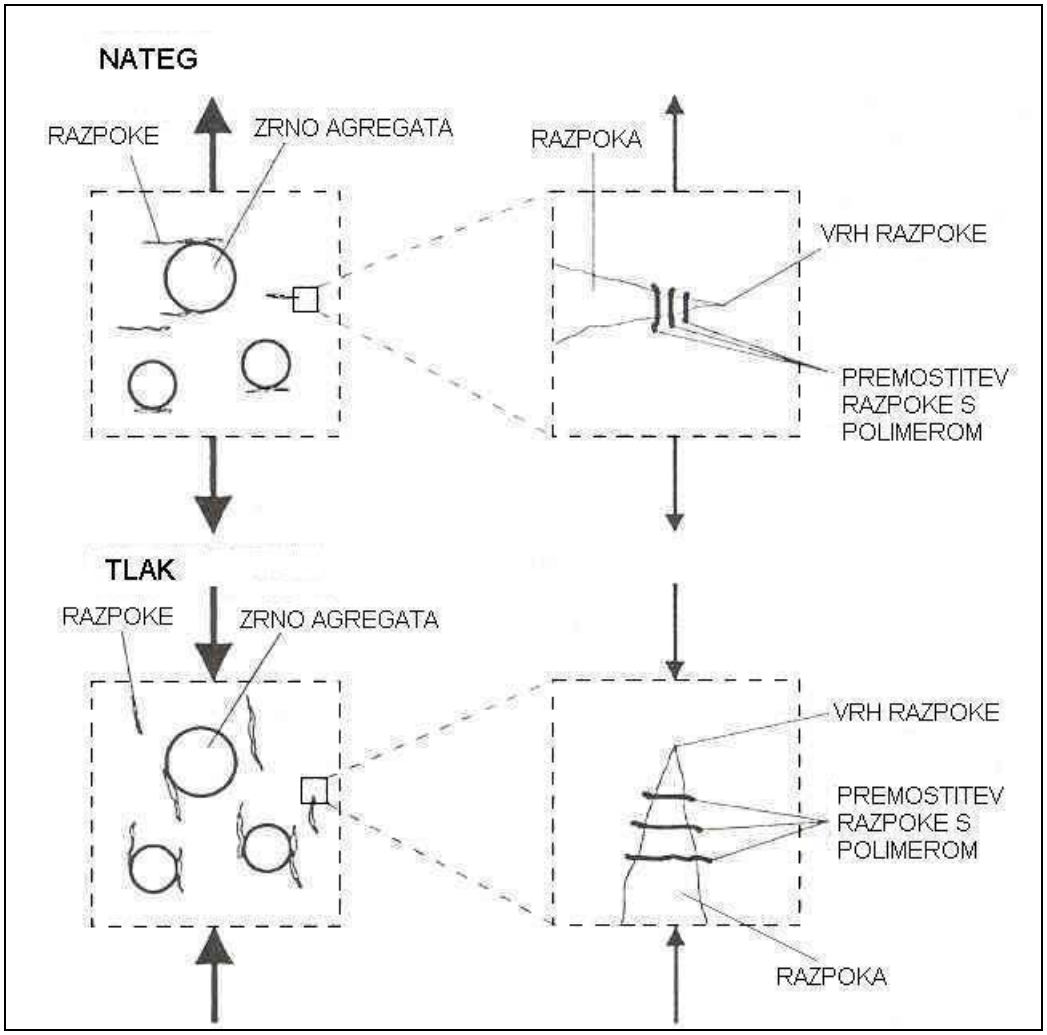


Slika 2: Shematični prikaz razdelitve malte na mejni površini med cementno pasto in zrnom agregata, kot hipoteza modeliranja[23].

Porazdeljni delci polimera v kompaktni cementni pasti (slika 1) predstavljajo oviro za napredujočo razpoko, ki se na tem mestu razveji. Za to je potrebno veliko energije, kar pomeni da so polimerno modificirani betoni bolj duktilni v primerjavi z normalnimi betoni brez polimera. Duktilno obnašanje tega kompozita je posledica premostitve razpok v polimerno modificiranih kompozitnih materialih s polimerom. Ta vpliv pa je lepo razviden iz mikroskopskega posnetka razpoke v polimerno modificirani malti[24], ki jo podajamo v sliki 3. Ta premostitev razpok se pojavi pri delovanju tlačne in natezne obtežbe elementa iz PMM, kot je shematično prikazano v sliki 4.



Slika 3: Premostitev razpoke s polimerom v polimerno modificirani malti[24,25].



Slika 4: Shematični prikaz premostitve razpok, ki so nastale pri delovanju tlačnih in nateznih obtežb, s polimerom[24].

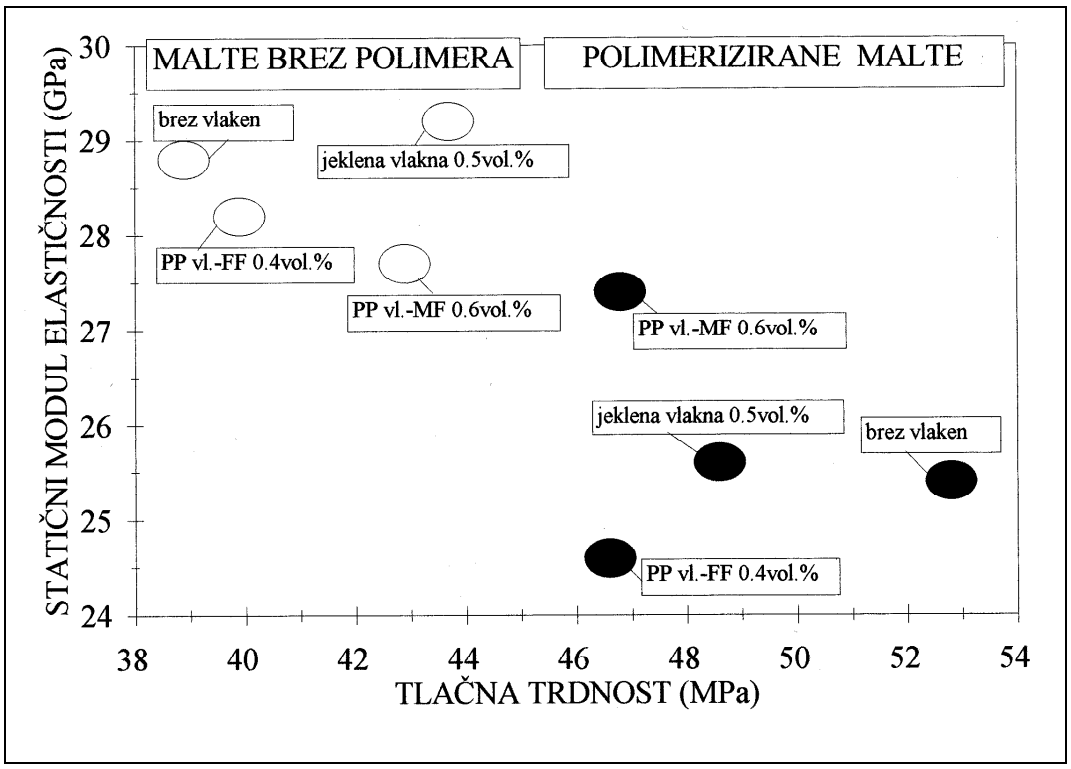
Prikazana zgornja membrana v shematičnem prikazu modela mikrostrukture polimerno modificiranega betona (slika 1) nastane po vgraditvi in strjevanju tega betona. Avtorja tega modela (Sakai in Sugita) predpostavljata, da ta membrana preprečuje prodor škodljivim ionom v notranjost betona. Avtorja poudarjata, da bi bilo potrebno to predpostavko še natančneje raziskati. Po našem mišljenju ta membrana nima posebnega vpliva na obstojnost polimerno modificiranih betonov. Že sama struktura teh betonov zagotavlja njihovo tesnost in zaradi prej opisanih značilnosti se povečuje tudi njihova abrazijska odpornost. Lahko pa ima vpliv v fazi strjevanja, ko deluje kot zaščitna membrane pred hitrim izhlapevanjem vode iz betona ali malte.

2.0 MEHANSKE IN OBSTOJNOSTNE LASTNOSTI PMK

Višja je trdnost betona, bolj krhek je njegov odziv. Iz diagramov napetost-specifična deformacija betonov z različnimi trdnostmi[26] je razvidno, da čim višja je tlačna trdnost, bolj strm je nagib padajočega dela diagrama. Če je nagib padajočega dela vertikalen, bi naj pomenilo, da je obnašanje materiala podobno klasičnemu krhkemu materialu, kot je steklo. Seveda pa beton ni tako krhek kot steklo ali duktilen kot jeklo. Zato se lomno mehanske metode, ki so bile razvite za steklo in jeklo ne morejo direktno uporabiti za beton[27].

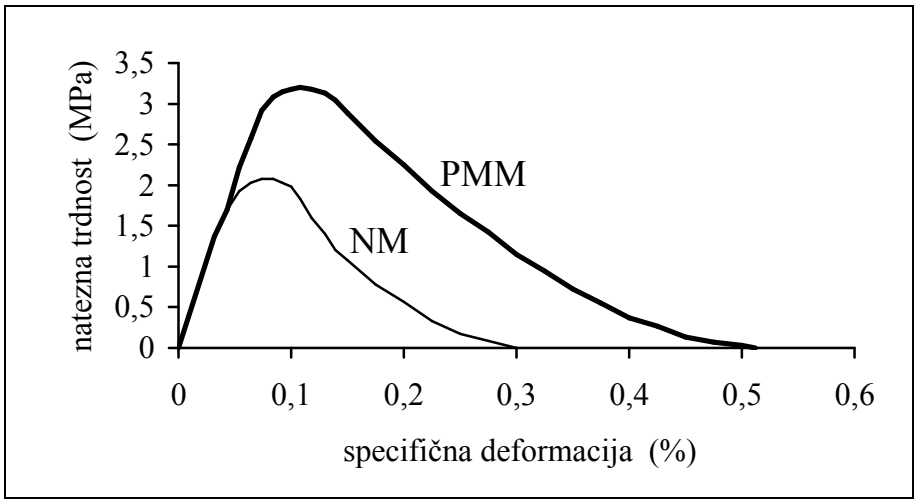
Zadostna količina polimera bo povečala največjo deformacijsko zmogljivost, duktilnost in žilavost betona s portland cementom[28]. Ta izboljšava je odvisna od razmerja polimer-cement. S povečevanjem tega razmerja na splošno znižujemo modul elastičnosti, medtem ko ostaja vrednost Poissonovega števila enaka ali celo večja v primerjavi z betonom brez polimera[28-30].

Polimerno modificirani betoni oziroma malte imajo nižje module elastičnosti v primerjavi z istimi brez polimera. Ta razlika je razvidna iz slike 5[31]. Čeprav imajo vse podane polimerno modificirane malte večje tlačne trdnosti v primerjavi z maltami brez polimera, so pripadajoče vrednosti statičnih modulov elastičnosti manjše od istih pri maltah brez polimera.



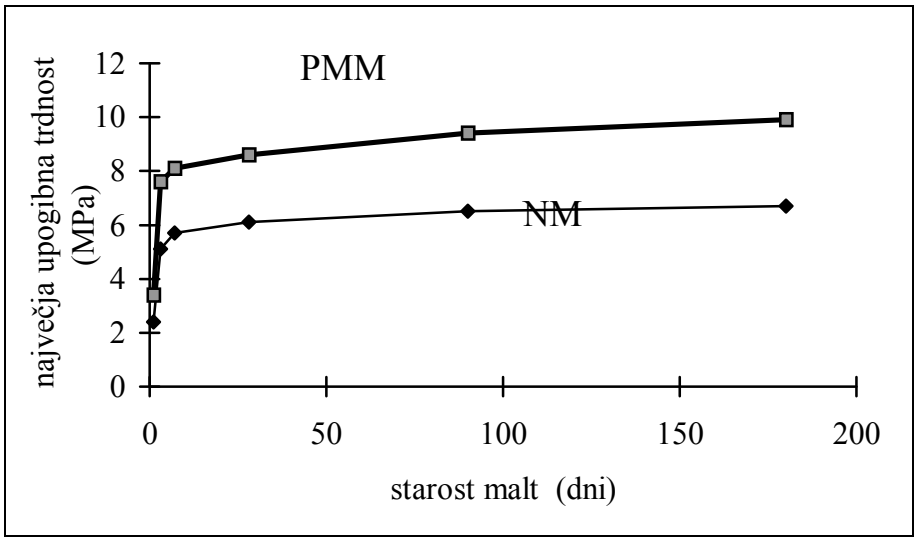
Slika 5: Medsebojna odvisnost tlačne trdnosti in pripadajočih statičnih modulov elastičnosti polimerno modificiranih malt in malt brez polimera[31].

Značilna diagrama σ-ε PMM (s polimerom modificirane malte) in nemodificirane malte, ki smo ju dobili pri preskusu čistega natega, podajamo v sliki 6[32].



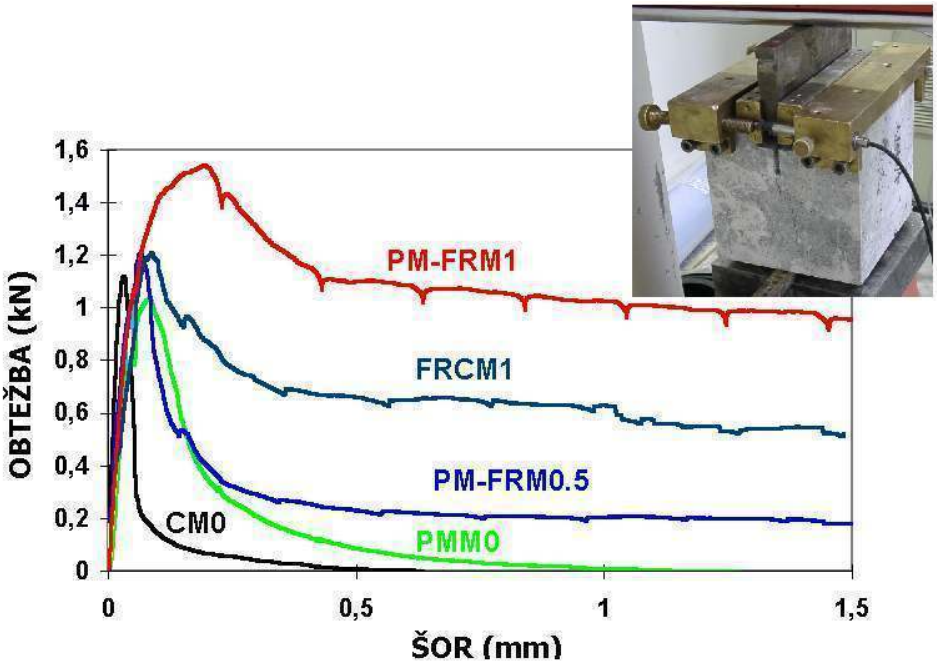
Slika 6: Značilna diagrama σ-ε PMM in nemodificirane malte (NM) pri natezni obtežbi[32].

Rezultati kažejo, da smo z dodajanjem stiren-butadien kopolimernega lateksa malti povečali duktilnost, čeprav se je povečala tudi trdnost malte (pri natezni obtežbi od 2.1 MPa na 3.3 MPa, pri tlačni obtežbi: od 38.9 MPa na 52.8 MPa). Zelo se je povečala največja upogibna trdnost fu, ki smo jo določali po štiritočkovni upogibni metodi[33]. Pri starosti malt 180 dni je bila vrednost fu PMM za več kot 50% večja od fu nemodificirane malte (slika 7)[32].



Slika 7: Največja upogibna trdnost f_u nemodificirane malte (NM) in PMM s stiren-butadien kopolimernim lateksom v odvisnosti od starosti malt[32].

Vpliv dodanega polimera na duktilno obnašanje malte brez in z jeklenimi vlakni, ki smo jih preskusili po metodi cepitve z zagozdo[35 – 39], je razvidno iz slike 8[34]. Očiten je skupni učinek polimera in vlaken, ki precej povečata duktilnost in žilavost malte.



Slika 8: Značilni diagrami obtežba – ŠOR malte brez polimera in vlaken (CM0), PMM brez vlaken (PMM0), PMM z 0,5 vol.% jeklenih vlaken (PM-FRM0.5), malte brez polimera in 1 vol.% jeklenih vlaken (FRCM1) in PMM z 1 vol.% jeklenih vlaken (PM-FRM1); diagrame smo dobili pri preskusu malt po metodi cepitve s klinom (zgoraj desno)[34].

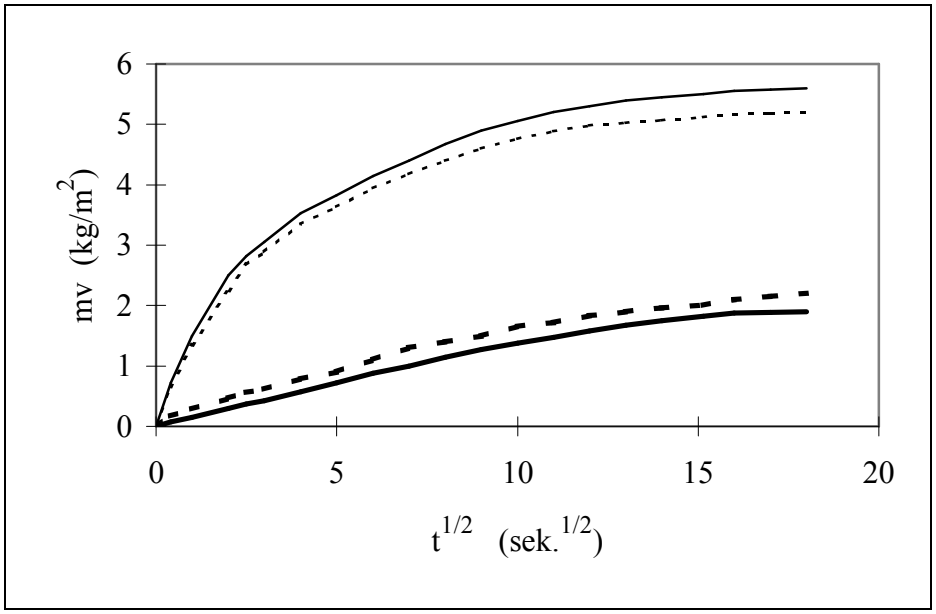
Z namenom, da bi določili vpliv polimera in primerjalno tudi mineralnega dodatka MD na osnovi mikrosilike na poroznost betona in obstojnost na vpliv zmrzovanja-tajanja ob prisotnosti soli za tajanje, smo pripravili dve seriji betonov (malt), kot je prikazano v tabeli 1[40].

Tabela 1: Sestave malt in betonov s polimerom in mineralnim dodatkom MD na osnovi mikrosilike in rezultati meritev izgube mase po 25 ciklih zmrzovanja –tajanja ob ptisotnosti soli za tajanje.

oznaka	MD (% m/m)	polimer (% m/m)	izguba mase (mg/mm^2)
P1	-	-	0,32
P2	-	10	0,01
M1	-	-	0,36
M2	10	-	0,02

Malte P1 in P2 imajo D_{max} = 4 mm, betoni M1 in M2 pa D_{max} = 22 mm.

Vsi ostali parametri sestav malt in betonov iz tabele 1 so enaki. Pri obeh vrstah kompozitov opazujemo vpliv zatesnitve mikro-strukture s polimerom in MD ter posledično ta vpliv na obstojnost proti zmrzovanju-tajanju ob prisotnosti soli za tajanje. Naredimo lahko tudi relativno primerjavo med etalonom malte in betona s kompoziti, ki smo jim dodali polimer ali MD. Iz tabele 1 je razvidna velika relativna razlika med rezultati meritev izgube mase, ki je pri malti s polimerom (P2), kakor tudi pri betonu z MD (M2) precej manjša v primerjavi z izgubo mase etalonske malte (P1) in betona (M1). Taki rezultati so pričakovani, ker smo z dodanim polimerom zatesnili mikro-porozno strukturo malte, kot je razvidno iz shematičnega prikaza modela v sliki 1. Podoben učinek dosežemo z dodanim MD, pri čemer pa je model nekoliko drugačen. Učinek tesnjenja mikro-strukture malte in betona s polimerom, oziroma MD kažejo tudi rezultati meritev kapilarne absorpcije vode, ki jih prikazujemo v sliki 9.



Slika 9: Količina absorbirane vode na enoto površine m_v, kot funkcija časa pri preskusu kapilarne absorpcije na preskušancih malte brez (P1) in s polimerom (P2) ter betona brez (M1) in z MD (M2).

Količina absorbirane vode na enoto površine je znatno manjša pri malti s polimerom in pri betonu z MD v primerjavi z malto, oziroma betonom brez polimera, oziroma MD.

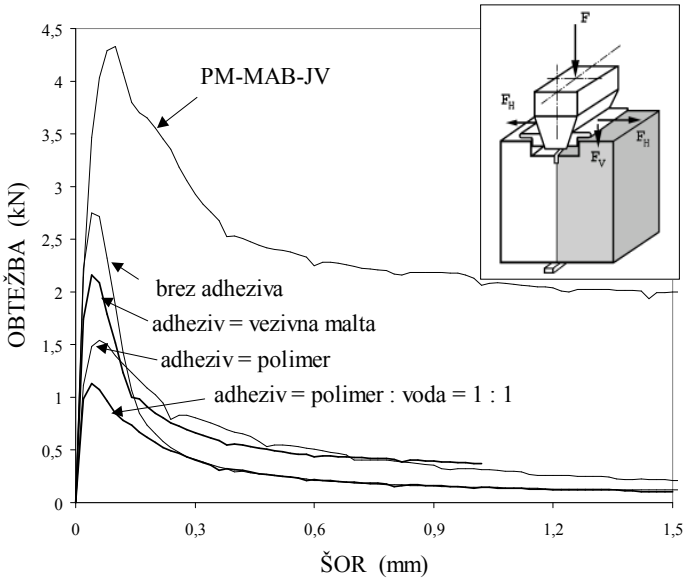
3.0 VEZIVNE KARAKTERISTIKE MED PLASTMI BETONA Z UPORABO PMK - ADHEZIVA

V praksi se uporablja veliko različnih načinov izvedbe povezovanja (lepljenja) starega (že strjenega) in svežega betona. Pri vsakem pa moramo predhodno pripraviti površino starega betona, to pomeni, da površino očistimo vseh nečistoč, operemo z vodo pod visokim pritiskom in odstranimo odvečno

vodo iz vdolbin. Kot adheziv se v praksi uporablja vezivna malta, polimer, razredčeni polimer z vodo ali pa se adhezivno sredstvo ne uporablja.

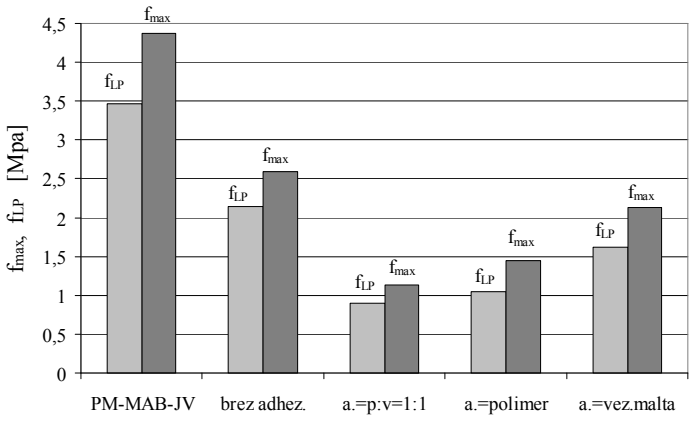
Različni parametri vplivajo na trdnost stika med betonskimi plastmi. V glavnem je odvisna od fizikalnih in kemijskih karakteristik in od oblike ter načina priprave površine osnovnega betona. Toda, pri tem pa si še vedno zastavljamo vprašanja: kako ta stik deluje in katere karakteristike lahko uporabimo za oceno obnašanja stika med delovanjem zunanjih obtežb? Odgovore na ta vprašanja smo poskušali poiskati v okviru raziskovalnega projekta[41], katerega rezultate na kratko povzemamo v nadaljevanju.

Pripravili smo osnovne plošče iz mikroarmiranega in s polimerom modificiranega betona z jeklenimi vlakni (PM-MAB-JV).Tlorisne dimenzije plošč so bile 1,0 × 1,0 m in so bile 7,5 cm debele. Zgornje plasti iz enakega betona in z enako debelino (7,5 cm) smo vgradili na osnovne plošče po 28 dneh. Pred vgrajevanjem smo površine plošč oprali z vodo pod visokim pritiskom. Uporabili smo štiri načine izvedbe stika med svežim in strjenim betonom: (1) brez adheziva; (2) z adhezivom = voda : polimer = 1 : 1; (3) z adhezivom = polimer; (4) z adhezivom = vezivna malta = polimer + cement + pesek + voda. Uporabljeni polimer je bil kopolimer stiren-butadien. Iz tako pripravljenih plošč iz dveh plasti smo izrezali preskušance – kocke z robom 15 cm in z zarezo do globine 5 cm, ki smo jih preskušali po metodi cepitve z zagozdo [35 – 39]. Zareza je potekala vzdolž stika med plastema. Pri preskusu smo dobili delovne diagrame obtežba – ŠOR (širina odpiranja razpoke). Značilne diagrame za vse štiri načine izvedbe stika med plastema betona podajamo v sliki 10 in za primerjavo tudi diagram PM-MAB-JV.



Slika 10: Značilni diagrami obtežba – ŠOR stikov med starimi in svežimi plastmi iz PM-MAB-JV z ali brez adheziva ter za primerjavo diagram PM-MAB-JV.

Trdnost na meji proporcionalnosti f_{LP} in največjo trdnost f_{max} smo določili v smeri delovanja horizontalne komponente zunanje obtežbe FH, ki smo jo dobili iz diagrama obtežba – ŠOR (slika 10). Povprečne f_{LP} in f_{max} PM-MAB-JV in vseh stikov med plastmi PM-MAB-JV podajamo v sliki 11.

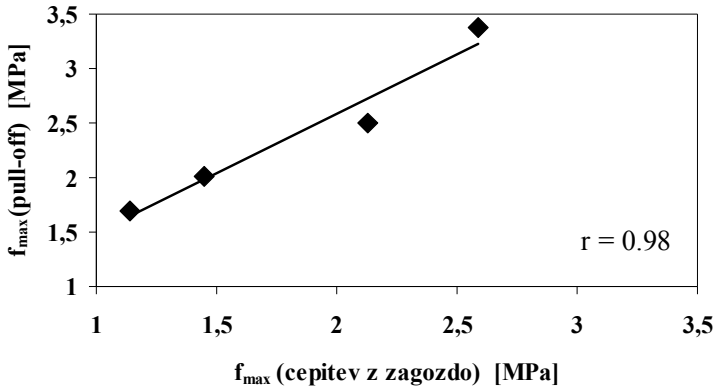


Slika 11: Povprečne trdnosti na meji proporcionalnosti f_{LP} in največje trdnosti f_{max} PM-MAB-JV in vseh stikov med plastema betona.

Po pričakovanju so trdnosti PM-MAB-JV dosti večje v primerjavi s trdnostmi vseh stikov, med katerimi pa so največje trdnosti stika brez adheziva. Trdnosti stikov se zmanjšajo z uporabo adheziva, ki v vseh primerih vsebuje polimer. V zadnjem, kjer je uporabljena vezivna malta, ki vsebuje poleg polimera tudi cement, pa se trdnosti nekoliko povečajo.

Dobili smo zelo dobro korelacijo med povprečnimi največjimi trdnostmi vseh stikov, ki smo jih ugotovili pri preskusih po metodi cepitve z zagozdo in trdnostmi, ki smo jih ugotovili s preskusom po odtržni (Pull-off) metodi (slika 12). Toda, trdnosti ugotovljene s preskusom po metodi cepitve z zagozdo so manjše v primerjavi s trdnostmi, ugotovljenimi s preskusom po odtržni metodi. Razlog za to razliko bi lahko bil v tem, da poteka zareza vzdolž stične površine med obema plastema pri preskusu po metodi cepitve z zagozdo. Pri preskusu po odtržni metodi pa se valj zareže preko stične površine, zato poteka oslabitev prečnega prereza v betonu spodnje plasti in ne na stiku med obema plastema.

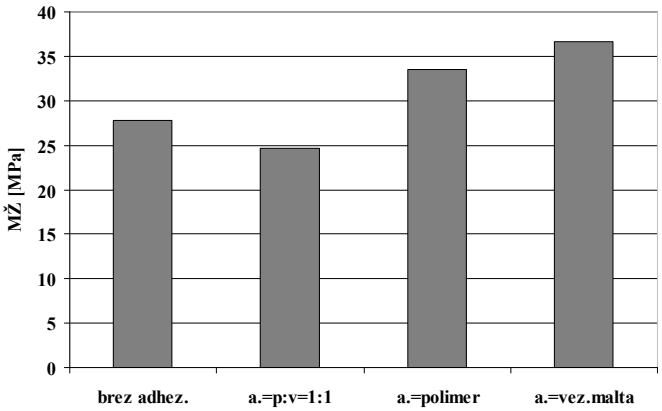
Obnašanje stika po nastanku prve razpoke in ko zunanja obtežba še deluje na preskušanec, lahko dobro izrazimo z modulom žilavosti MŽ, ki predstavlja razmerje med f_{LP} in faktorjem krhkosti B ($\mathbf{MŽ} = \frac{\mathbf{f_{LP}}}{\mathbf{B}}$). MŽ predstavlja naklonski kot premice, ki povezuje f_{LP} (ordinatna os) in faktor krhkosti B (abscisna os). Pri isti f_{LP} bo MŽ večji, čim manjša bo krhkost B.



Slika 12: Korelacija največjih trdnosti vseh stikov med plastema betona, ugotovljenimi pri preskusih po metodi cepitve z zagozdo in po odtržni (Pull-off) metodi.

Iz diagramov obtežba – ŠOR, ki so podani v sliki 10 je razvidno, da ima kompozit PM-MAB-JV dosti boljše obnašanje v razpokanem stanju v primerjavi z vsemi preskušenimi stiki. Zato je tudi MŽ tega kompozita dosti večji od MŽ stikov. Če primerjamo MŽ stikov samih (slika 13), pa je razvidno, da je MŽ stika brez adheziva manjši od MŽ stikov z adhezivom (s polimeroma in z vezivno malto), razen od MŽ stika z adhezivom, ki ga predstavlja razredčeni polimer z vodo.

Zato je uporaba razredčenega polimera, ki se v praksi dostikrat uporablja iz ekonomskega vidika, vprašljiva, zaradi slabega obnašanja po nastanku razpoke, oziroma razveze. Tak stik je najmanj duktilen v primerjavi z drugimi vrstami stikov. Podoben primer lahko nastopi tudi, ko želimo uporabiti polimer kot adheziv, pa ga zaradi prevelike količine vode v vdolbinah na površini osnovnega betona tako močno razredčimo, da dobimo stik z majhnim MŽ, oziroma manj duktilen stik.



Slika13: Modul žilavosti MŽ vseh preskušanih stikov (brez in z adhezivom)

4. OBNAŠANJE S POLIMEROM MODIFICIRANE PREVLEKE

Betonske površine preliva pregrade Moste so bile poškodovane zaradi abrazijskega delovanja z vodo nošenih delcev, izmeničnega in stalnega zmrzovanja in tajanja vode v kapilarnih porah betona ter zaradi stalnega močenja in sušenja betonskih površin (slika 14). Najprej so se odstranili vsi poškodovani in odstopljeni deli površin, ki so se nato oprale z vodo pod visokim pritiskom. Na mesta odstranjenih betonskih plasti so se ročno (slika 15) ali strojno - z brizganjem (slika 16) vgradile s polimerom modificirane malte (PMM). Z namenom, da bi se dosegla homogenost saniranih površin in zaradi enotnega izgleda so se vse površine preliva pregrade po sanaciji prekrile s polimerno modificirano prevleko (slika 17).

Vendar pa še vedno obstajajo vprašanja o obstojnosti tanke prevleke na pregradi in katere lastnosti te prevleke vplivajo na obnašanje med uporabo. Zato smo raziskali naslednje lastnosti polimerno modificirane prevleke (PMP)42, ki jih obravnavamo tudi v tem prispevku: mehanske lastnosti PMP, sprijemljivostne lastnosti med sanirano betonsko površino in tanko prevleko, odpornost proti podvodni abrazijski, odpornost proti kapilarnemu pritisku vode in odpornost na vpliv zmrzovanja in tajanja ob prisotnosti soli za tajanje.

Slika 14: Poškodovane betonske površine preliva pregrade Moste pred sanacijo.

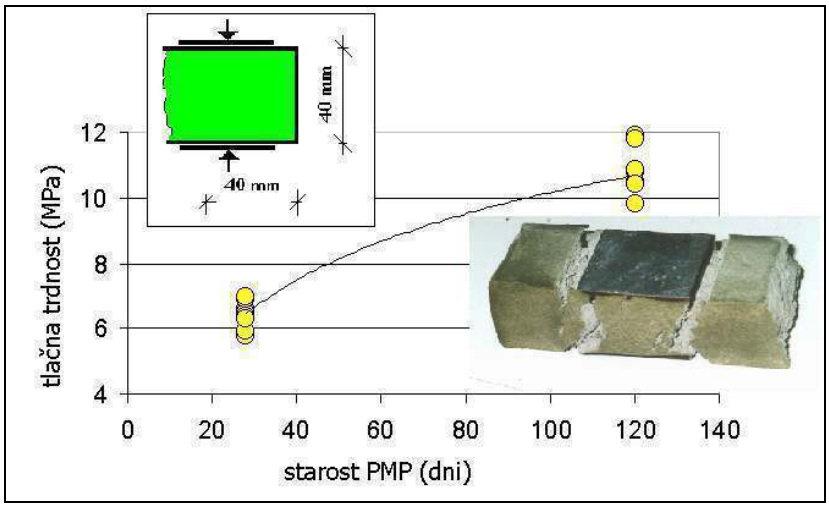
Slika 15: Ročno vgrajevanje s polimerom modificirane malte (PMM).

Slika 16: Strojno vgrajevanje (brizganje) s polimerom modificirane malte (PMM).

Slika 17: Po sanaciji so se betonske površine preliva pregrade Moste prekrile s polimerno modificirano prevleko (PMM).

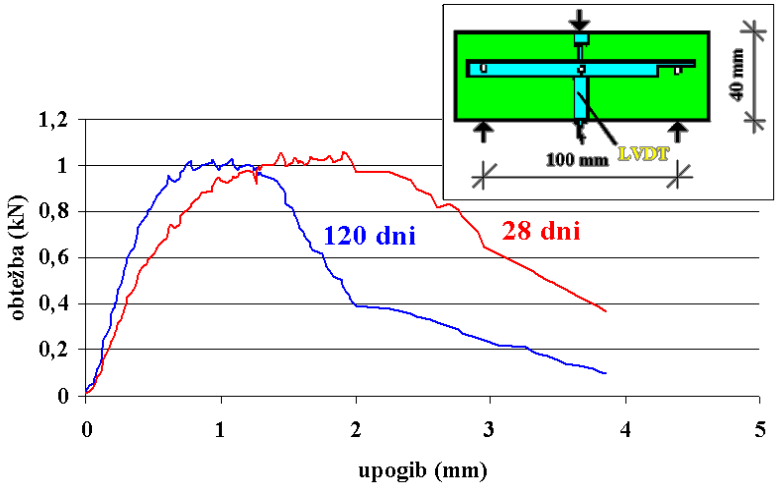
4.1 Mehanske lastnosti PMP

Tlačna trdnost se je ugotavljala na polovičkah prizmic (na kockah z robom 4 cm) po preskusu obnašanja PMP, obremenjene na upogib (slika 18, levo zgoraj). Med delovanjem tlačne obtežbe je bila razvidna velika deformabilnost PMP (slika 18, desno spodaj). S starostjo PMP tlačna trdnost narašča, kar je razvidno iz korelacijske krivulje v sliki 18. Povprečna trdnost 6,5 MPa pri starosti PMP 28 dni se poveča pri starosti 120 dni na 10,7 MPa.



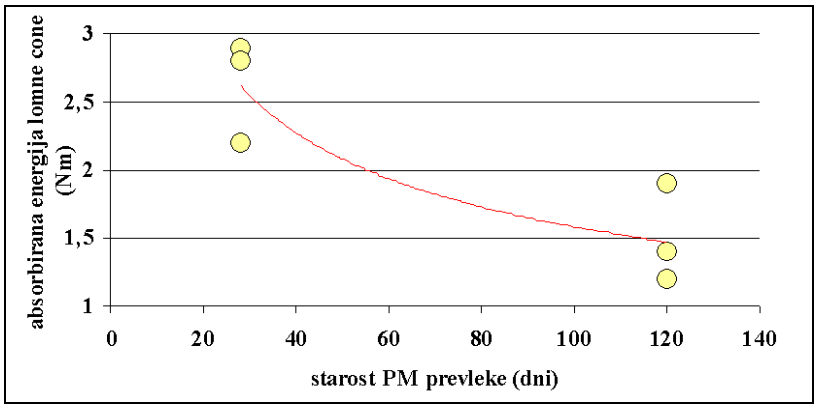
Slika 18: Tlačna trdnost v odvisnosti od starosti PMP.

Za določitev upogibne trdnosti PMP in za ocenjevanje obnašanja med delovanjem upogibne obtežbe se je uporabila tri-točkovna upogibna konfiguracija na prizmicah z dimenzijami 40 mm × 40 mm × 160 mm (slika 19, desno zgoraj). Razpon podpor je znašal 100 mm. Največja trdnost je s starostjo PMP ostala nespremenjena (slika 19). Povprečna vrednost 2,5 MPa je enaka pri starosti PMP 28 in 120 dni.



Slika 19: Značilna diagrama obtežba – upogib pri starosti PMP 28 in 120 dni.

S starostjo pa se spremeni obnašanje PMP v razpokanem stanju. Površina pod diagramom obtežba – upogib se pri starosti PMP 120 dni zmanjša v primerjavi s površino pri starosti 28 dni (slika 19). Površina pod diagramom obtežba – upogib predstavlja absorbirano energijo. Ko se pojavi prva razpoka, se proces loma nadaljuje samo v coni loma, ki se nahaja okoli prve razpoke. Površina pod diagramom od prve razpoke do konca diagrama predstavlja absorbirano energijo cone loma. Če se ta površina povečuje, se povečuje tudi absorbirana energija, oziroma žilavost. Posamezne vrednosti absorbirane energije cone loma PMP, izračunane iz površin pod diagrami obtežba – upogib (od katerih sta v sliki 19 prikazana značilna diagrama), so pri starosti 28 dni večje od vrednosti absorbirane energije pri starosti 120 dni (slika 20).



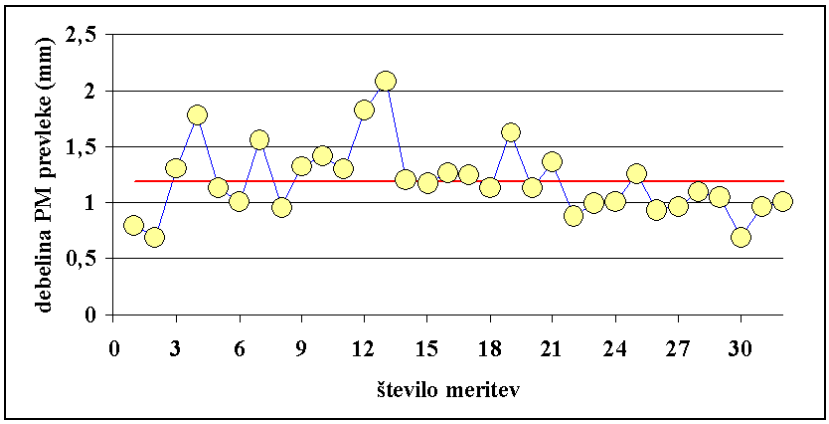
Slika 20: Absorbirana energija cone loma v odvisnosti od starosti PMP.

Ugotovljeni rezultati merjenih lastnosti PMP izkazujejo, da s starostjo trdnosti ostajajo enake ali pa se nekoliko povečujejo, pri tem pa se njihova žilavost, oziroma duktilnost zmanjšuje.

4.2 Sprijemljivost PMP s saniranimi betonskimi površinami

PMP je bila nanesena ročno s čopičem na sanirane betonske površine v dveh slojih. Debelina prevleke se je merila na več mestih po celotni sanirani površini preliva pregrade Moste. Posamezne vrednosti se nahajajo v območju od 0,69 mm do 2,09 mm (slika 21).

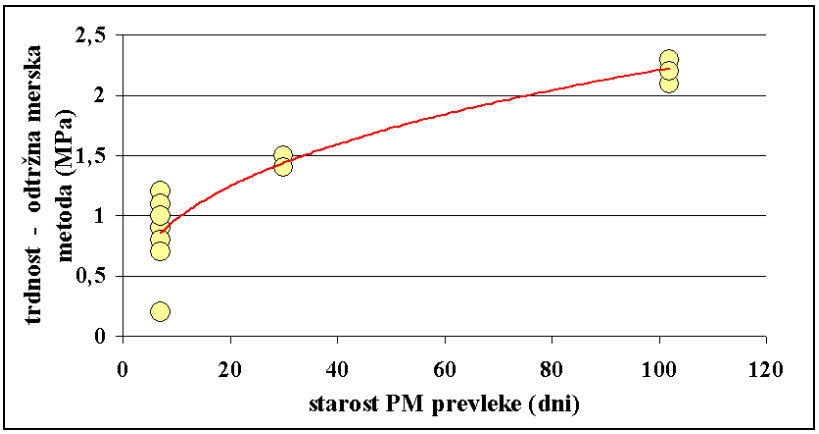
Povprečna debelina nanesene PMP je znašala 1,20 mm. Podobne vrednosti debeline so bile ugotovljene tudi pri PMP, ki so bile nanesena na površine betonskih preskušancev v laboratoriju na enak način, kot je bil uporabljen na prelivu pregrade.



Slika 21: Debelina PMP, merjena na več mestih po celotni sanirani površini preliva pregrade.

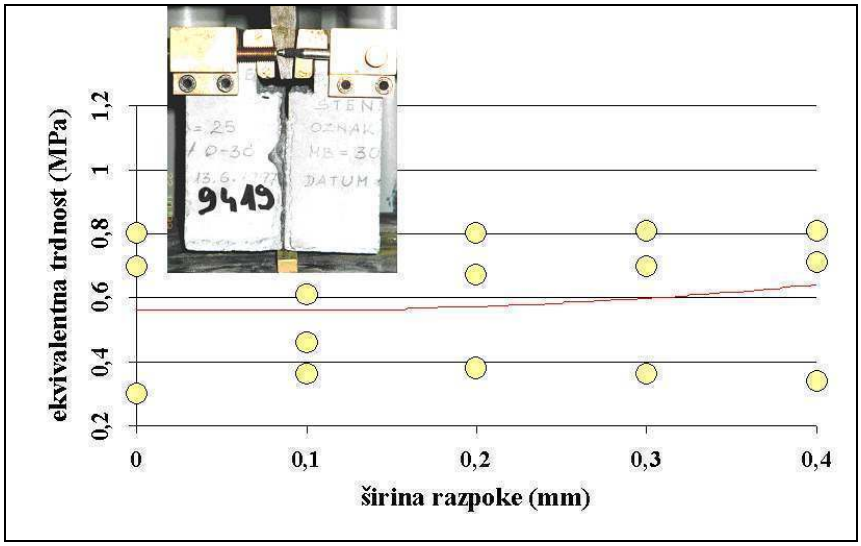
Sprijemna trdnost med PMP in betonsko površino se je merila z odtržno preskusno metodo po 7, 30 in 102 dnevu po nanosu prevleke na sanirane betonske površine na prelivu pregrade in na površine betonskih preskušancev v laboratoriju. Iz slike 22 je razvidno zmerno povečevanje sprijemne trdnosti glede na starost PMP.

Povprečne vrednosti sprijemne trdnosti znašajo: 0,93 MPa (pri starosti 7 dni), 1,5 MPa (pri starosti 30 dni) in 2,2 MPa (pri starosti 102 dni). Najpogosteje je prišlo do kohezijskega odtrganja prevleke od podlage. To pomeni, da se prišlo do pretrga po PMP, oziroma natančneje po stični površini med dvema slojema prevleke. Povprečni deleži kohezivnega pretrga so znašali 80 % (pri starosti 7 dni), 92,5 % (pri starosti 30 dni) in 85 % (pri starosti 102 dni). Preostali manjši delež odtržne površine je potekal po stiku med PMP in betonsko površino (adhezijsko odtrganje).



Slika 22: Sprijemna trdnost, ugotovljena z odtržno mersko metodo v odvisnosti od starosti PMP.

Duktilnost oprijema PMP z betonsko podlago se je ocenjevalo na osnovi rezultatov meritev po metodi cepitve z zagozdo, na podoben način, kot je opisan v poglavju 3.0. Polovice betonskih kock z robom 15 cm so se zlepile s PMP, kot je razvidno iz slike 23, zgoraj levo. Prevleka se je nanesla v dveh slojih, na enak način, ki je bil uporabljen na prelivu pregrade. Preiskave so se izvajale 7. dan po pripravi preskušancev. Duktilnost se je ocenjevala na osnovi dobljenih rezultatov ekvivaletne trdnosti do izbranih širin razpoke ŠR = 0,1, 0,2, 0,3 in 0,4 mm (slika 23).



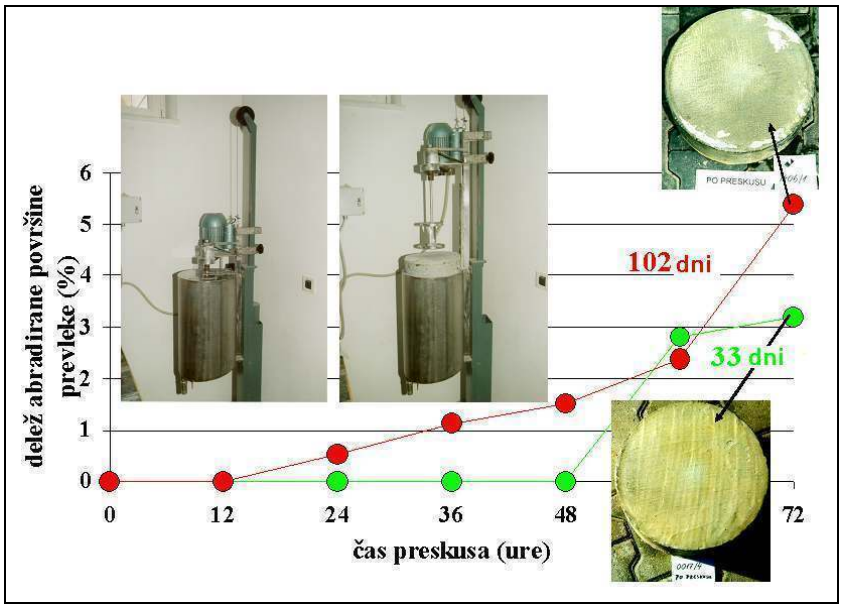
Slika 23: Ekvivalentna trdnost do izbrane širine razpoke ŠR = 0,1, 0,2, 0,3 in 0,4 mm, izračunana iz površine pod diagramom obtežba – ŠOR (širina odpiranja razpoke), ki se je dobil s preskusom po metodi cepitve z zagozdo – slika zgoraj levo.

Iz slike 23 je razvidna velika disperzija rezultatov, hkrati pa je razvidno, da se ekvivalentne trdnosti do širine razpoke 0,4 mm ne spreminjajo glede na trdnost pri prvi razpoki, ki se je ugotovila na začetku širjenja razpoke (ŠR = 0). Ekvivalentne trdnosti izkazujejo, da je oprijem PMP z betonsko površino duktilen.

Povprečna največja trdnost 0,70 MPa, ugotovljena z metodo cepitve z zagozdo je manjša od povprečne sprijemne trdnosti 0,93 MPa, ugotovljene z odtržnim preskusom. Sprijemna trdnost, ugotovljena po metodi cepitve z zagozdo je manjša v primerjavi s sprijemno trdnostjo, ugotovljeni po odtržni metodi, ker je stik med PMP in betonsko površino pri metodi cepitve z zagozdo oslabljen zaradi začetne zareze, ki poteka v smeri stika (slika 23, zgoraj levo).

4.3 Odpornost PMP proti podvodni abraziji

Odpornost PMP proti podvodni abraziji se je izvajala po metodi, podani v ASTM C 1138. Ta metoda je bila razvita v Structures Laboratory, U.S. Army Engineer Waterways Experiment Station[43, 44]. S to metodo se je že ocenjevala odpornost različnih betonov in malt proti podvodni abraziji: različne vrste betonov (betoni z različnimi vrednostmi v/c)in polimerni betoni[43, 44], podvodni betoni[45], mikroarmirani betoni[43, 46-48] , malte z mikrosiliko ter z in brez vlakni[49], betoni z različnimi vrstami agregata in betoni z različno obdelanimi površinami[43, 44].



Slika 24: Vpliv starosti PMP na odpornost proti vodni abraziji.

Preskusi odpornosti obravnavane PMP proti podvodni abraziji so se izvajali 33 in 102 dni po nanosu PMP na predhodno pripravljene površine betonskih preizkušancev s premerom zgornje in spodnje površine 29,5 cm in z debelino 10 cm. Jeklene kroglice, ki jih nosi krožni tok vode, povzročijo abrazijo površine

preizkušanca. Vsakih 12 ur, do 72 ur (6 meritev), se meri masa preizkušanca na zraku in v vodi. Zaradi relativno zelo majhnih izgub mase PMP med preskusom je bilo nemogoče natančno določiti maso preizkušanca vsakih 12 ur. Zato se je lahko ocenjevala izguba prevleke zaradi podvodne abrazije samo z deležem obrabljene površine prevleke. S takim ocenjevanjem je bilo ugotovljeno, da se s starostjo PMP njena odpornost proti podvodni abraziji zmerno zmanjšuje (slika 24).

Po dokazu odpornosti nepoškodovane površine PMP proti podvodni abraziji pa še vedno obstaja vprašanje odpornosti poškodovane PMP, ki lahko nastopi med uporabo. Zato se je pripravila površina preskušanca tako, da se PMP zarezala po vsej debelini in v širini 10 mm po celotnem premeru preskušanca (slika 25a).

Slika 25: PMP na betonskem preskušancu z 10 mm široko zarezo pred preskusom podvodne abrazije (a) in po preskusu, ki je trajal 72 ur (b).

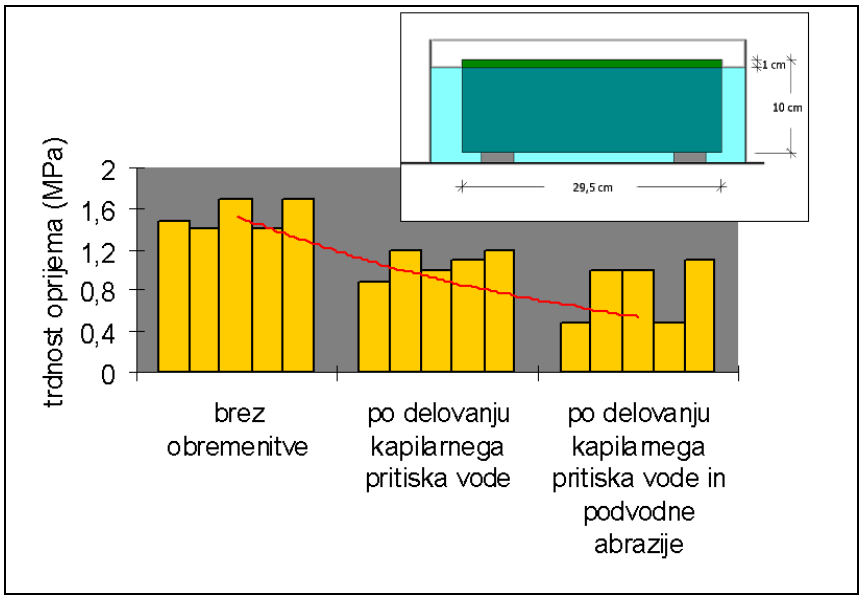
Starost PMP na začetku preskusa je bila 38 dni. Zmerna izguba prevleke je bila ugotovljena po 72 urah v smeri delovanja vodnega toka , ki je nosil jeklene kroglice, kot je razvidno iz slike 25b. Delež obrabljene površine PMP je bil približno enak kot pri preskusu nepoškodovane površine (površine brez zareze). Toda zaradi zareze v PMP se je obrabljat tudi beton preskušanca v okolici zareze. Podobno obnašanje je bilo ugotovljeno med preskusom poškodovane površine PMP (PMP z zarezo) pri starosti 105 dni.

Prav tako je bila ugotovljena relativno dobro odpornost PMP proti obrabi z brušenjem po Böhmejevi metodi pri starosti 44 dni. Povprečna vrednost izgube mase zaradi brušenja je bila 6,1 cm3/50 cm2. Take vrednosti se običajno dobijo z betoni visokih trdnosti in ki so pripravljeni z agregatom visokih trdnosti.

4.4 Odpornost proti kapilarnemu pritisku vode

Odpornost PMP proti kapilarnemu pritisku vode se je merila v skladu s priporočeno metodo50 na preskušancih z enakimi dimenzijami in naneseno PMP, kot so bili pripravljeni za preskus podvodne abrazije. Preskušanci so se postavili v vodo po 28 dneh od nanosa PMP tako, da je bil nivo vode 1,0 cm pod stično površino med PMP in površino betona (slika 26 – zgoraj desno). Preskušanci so stali v vodi 30 dni. Izvajala se je stalna vizualna kontrola površine. Na nobeni površini ni bilo opaženo odstopanje PMP od površine betona.

Po končanem preskusu odpornosti PMP proti kapilarnem pritisku se je na prvem preskušancu merila sprijemna trdnost med PMP in betonsko podlago po odtržni metodi. Na drugem preskušancu se je merila sprijemna trdnost po končanem preskusu odpornosti PMP proti kapilarnemu pritisku vode in odpornosti PMP proti podvodni abraziji. Če se primerjajo ugotovljeni rezultati sprijemne trdnosti, ki so se ugotovili na zgoraj opisani način, z rezultati sprijemne trdnosti PMP z betonsko podlago preskušanca, ki predhodno ni bil preskušan, se ugotovi zmerno zmanjševanje sprijemne trdnosti (slika 26).



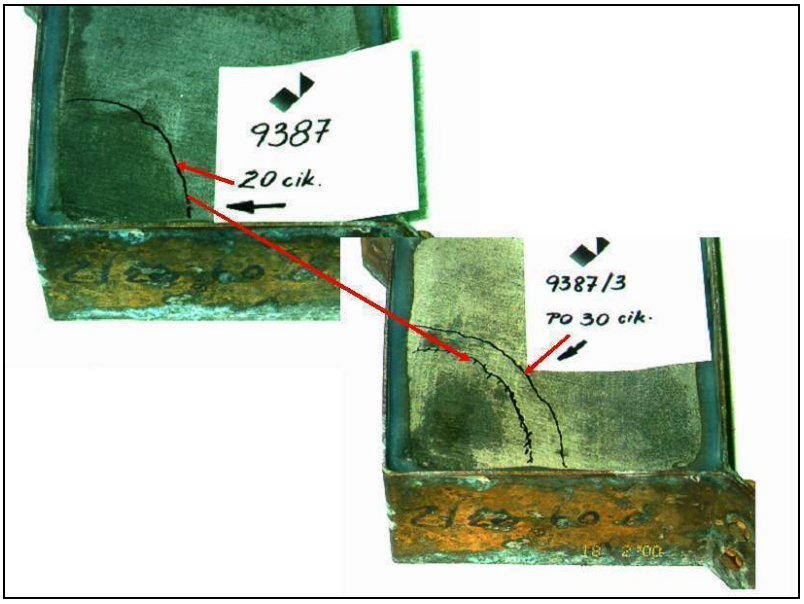
Slika 26: Sprijemna trdnost, ugotovljena z odtržno mersko metodo v odvisnosti od predhodne obremenitve (oziroma predhodnega preskušanja) PMP: (1) brez predhodne obremenitve, (2) po preskusu odpornosti proti kapilarnemu pritisku vode, (3) po preskusih odpornosti proti kapilarnemu pritisku vode in odpornosti proti podvodni abraziji.

Rezultati sprijemne trdnosti iz slike 26 izkazujejo, da kapilarni pritisk vode zmanjšuje sprijemno trdnost med PMP in betonsko podlago. Če je taka prevleka še dodatno obremenjena, na primer z abrazijsko obtežbo, se sprijemljivost med PMP in betonsko površino še poslabša.

4.5 Odpornost na vpliv zmrzovanja in tajanja ob prisotnosti soli za tajanje

Odpornost površine PMP proti luščenju zaradi delovanja zmrzovanja in tajanja ob prisotnosti soli za tajanje se je merila po ISO/DIS 4846.2, tč. 4 in 5. Ugotovljena povprečna rezultata globine odluščenja (0,02 mm) in izgube mase (0,004 mg/mm^2) po 30 ciklih sta dosti manjša od zahtevanih vrednosti po »samo« 25 ciklih (največja dovoljena globina odluščenja sme znašati 1,0 mm in največja izguba mase 0,2 mg/mm^2).

Toda, na enem vogalu tretjega preskušanca je PMP odstopila od betonske površine, ker je zmrznila voda, ki se je nahajala na stiku med PMP in betonsko površino (slika 27).



Slika 27: Povečanje nepovezane površine PMP po 30 ciklih preskusa odpornosti na vpliv zmrzovanja in tajanja ob prisotnosti soli za tajanje.

Ta pojav se je prvič opazil po 16 ciklih in do 20 cikla se je površine nepovezanosti zmerno povečevala. Do konca preskusa (do 30 ciklov) se je ta površina povečala še za približno 25 %.

5.0 ZAKLJUČEK

Na osnovi ugotovljenih rezultatov preskusov, ki so se obravnavali v tem prispevku, se lahko podajo naslednji zaključki:

- tlačna trdnost PMP in sprijemna trdnost med PMP in betonsko površino se s starostjo povečujeta, medtem ko ostaja upogibna trdnost nespremenjena,

- duktilno in žilavo obnašanje PMP je bilo ugotovljeno med delovanjem zunanje obtežbe, ki pa se s starostjo zmanjšuje (povečuje se krhkost),
- PMP zagotavlja duktilno povezavo z betonsko površino,
- PMP izkazuje relativno dobro odpornost proti podvodni abraziji,
- sprijemljivost PMP z betonsko podlago se zmanjšuje, ko deluje kapilarni pritisk vode v betonu,
- PMP izkazuje odpornost na vpliv delovanja zmrzovanja in tajanja ob prisotnosti soli za tajanje; toda, če se voda nahaja na stični površini med PMP in betonsko površino, PMP odstopi od površine, ker ta voda zmrzne.

Podobno obnašanje je bilo ugotovljeno na PMP, ki se je nanesla na sanirane betonske površine preliva pregrade Moste, po enem letu uporabe.

LITERATURA

1. ACI Committee 548. State-of-the-Art Report on Polymer-Modified Concrete. 1996 ACI Manual of Concrete Practice. ACI 548.3R-95. str. 47.

2. Chandra S. Historical background of polymers used in concrete. ICPIC VIII International Congress on Polymers in Concrete. Proceedings. Katholieke Universiteit Leuven, Technological Institute of the Royal Flemish Society of Engineers. Ed.: D. Van Gemert. 1995. str. 3 - 11.

3. Huang Yiun-Yuang Polymerizing the Concrete. Proceedings of 6th International Congress on Polymers in Concrete. Shanghai. Kitajska. 1990. str 3.

4. Singh M. Natioanl Laboratory for Conservation of Cultural Property, Lucknow. India. 1990.

5. Shamasatri R. Abhilashitasht Chintamani. Mysore, India. 1976.

6. Sivaramamurty C. Chitrasutra of Vishnu Dharmotra. New Delhi, India. 1978.

7. Sayre E.V. Deterioration and Restoration of plaster, concrete and mortar in preservation and conservation, principles and practices. Ed. Sharon Timmars. Washington. 1977.

8. Clifton J. Technical note 934. US Dept. of Commerce. Washington. 1977.

9. Schrenkenbach H., Abanka J. Construction Techn. For a tropical developing country (Univ. of Sc. & Techn.). Kumasi, Gana.

10. Ernesto A.m Hredia Z., Juan J., bariola B., Neumann J., Mehta P.K. Improving the moisture resistance of adobe structures. Material & Structure, 21. 1988. str. 213 - 221.

11. Plat Hugh The jewel house of art and nature, Elizabeth Aso, London. 1653. 72 str.

12. Bostock J., Riley H.T. The natural history of Pliny. Vol. III. London, Henry G. Bohn. 1855. 79 str.

13. The Land and Building News. Mortars and Cements. 23rd August. 1856. 538 str.

14. Baekland L.H. US patent, No. 939, 966. 1909.

15. Varegyas M.E. French patent, No. 438, 061. 1911.

16. Swamy, R.N. Durability of concrete composites with polymers. VIIIth ICPIC International Congress on Polymers in Concrete. Proceedings. Eds.: D. Van Gemert, K.U. Leuven. 1995. str. 21 - 26.

17. ACI Committee 548. State-of-the-Art Report on Polymer-Modified Concrete. 1996 ACI Manual of Concrete Practice. ACI 548.3R-95. str. 47.

18. Ohama Y., Demura K. Properties of polymer-modified mortars with chemical admixtures. Proceedings of the 7th International Conference on Mechanics and Technology of Composite Materials. Central Laboratory of Physico-Chemical Mechanics. Sofia. 1994. str. 144 - 149.

19. Ramakrishnan V. Properties and Applications of Latex-Modified Concrete. Advances in concrete technology. Ed. V.M. Malhotra. CANMET 1992. str. 807 - 858.

20. Zajc A., Korla J. Freeze-thaw resistance with and without deicing salts of polymer cement concrete. VIIIth ICPIC International Congress on Polymers in Concrete. Proceedings. Eds.: D. Van Gemert, K.U. Leuven. 1995. str. 245 - 250.

21. ACI Committee 548. Guide for the Use of Polymers in Concrete. 1996 ACI Manual of Concrete Practice. ACI 548.1R-92. str.70.

22. Sakai E., Sugita J. Composite Mechanism of Polymer Modified Cement. Cement and Concrete Research, Vol. 25, No. 1. 1995. str. 127 - 135.

23. Bourdette B., Ringot E., Ollivier J.P. Modelling of the Transition Zone Porosity. Cement and Concrete Research, Vol. 25, No. 4. 1995. str. 741 - 751.

24. Schorn H. Fracture Behaiour of PCC. Adhesion between Polymers and Concrete. Proceedings of 2nd International RILEM Symposium. ISAP '99. RILEM, 1999. Dresden. str. 35 – 44.

25. Konietzko A. Polymerspezifische Auswirkungen auf das Tragverhalten modifizierter zementgebundener Betone (PCC). Dissertation. Technische Universität Carolo-Wilhelmina zu Braunschweig. 1998.

26. Shah S.P., Ahmad S.H. Structural Properties of High Strength Concrete and its Implications for Precast Prestressed Concrete. Journal, Prestressed Concrete Institute, Vol. 30, No. 6, 1985. str. 92 - 119.

27. Shah S.P. Fracture Toughness for High Strength Concrete. ACI Materials Journal. May-June 1990. Title no. 87-M29. str. 260 - 265.

28. Ohama Y., Hashimoto. Study of Mix Proportioning of Polymer-Modified Concrete. Part 4, Deformation Characteristics (in Japanese). Nihon-Kenchiku-Gakkai Tohoku-Shiba Kenkyu-Hokokushu, (31), 1978. str. 119 - 122.

29. Knab L.I., Sprinkel M.M., Lane O.J. Preliminary Performance Criteria for the Bond of Portland-Cement and Latex-Modified Concrete Overlays. NISTIR 89-4156. National Institute for Standards and Technology. Gaithersburg, Maryland, Nov. 1989.

30. Bell R.L., Dingley R.G. The Mechanical Properties of Hydrated Portland Cement Paste Modified with a SBR-Latex. Polymers in Concrete, Proceedings, 1st International Congress on Polymers in Concrete. The Concrete Society/Construction Press Ltd. Lancaster, England, 1976.

31. Šušteršič J. Uporaba betonov visokih zmogljivosti pri sanacijah in posebnih delih. Zbornik gradiv in referatov 2. slovenskega kolokvija o betonih: Sanacije betonskih objektov. IRMA. 1995. str. 49 - 55.

32. Šušteršič J. Polymers in High Performance Concrete. International ICPIC Workshop on Polymers in Concrete for Central Europe. Proceedings. IRMA. 1996. Ed. A. Zajc. str. 69 - 74.

33. ASTM (1989) Standard Test Method for Flexural Toughness and First-Crack Strength of Fiber Reinforced Concrete (Using beam with Third-Poit Loading). Book of ASTM Standards, Part 04.02. ASTM, Philadelphia. ASTM C 1018 - 89. str. 499 - 505.

34. Šušteršič J., Ukrainczyk V., Zajc A., Šajna A.: Evaluation of Post-Crack Behavior of Polymer Cement Steel Fibre Reinforced Concrete. IXth ICPIC'98 International Congress on Polymers in Concrete. Bologna, September 14 – 18, 1998. ICPIC (1998). str. 409 – 417.

35. Tschegg, E.K.: AT-390328: Prüfeinrichtung zur Ermittlung von bruchmechanischen Kenwerten sowie hiefür geeignete Prüfkörper. (1986).

36. Linsbauer H., Tschegg, E.K.: Die Bestimmung der Bruchenegie an Würfelproben. Zement und Beton, 31 (1986) 1, str. 38 - 40.

37. Tschegg, E.K.: Patent application No. 48/1990. Lasteinleitungsvorrichtung. (1990).

38. Tschegg, E.K.: New Equipments for Fracture Tests on Concrete. Materialprüfung 33 (1991) 11 - 12. München 1991, str. 338 - 342.

39. Tschegg, E.K., Stanzl S.E.: Adhesive Power of Bonded Concrete. Fracture Processes in Concrete, Rock and Ceramics. RILEM. (1991). E.&F.N. Spon. str. 809 – 818.

40. Zajc A., Šušteršič J., Šajna A. Freeze-thaw resistance with and without deicing salts of high performance concrete for thin toppings of outside industrial floors. V: NARAYAN-SWAMY, R... (ur.). Infrastructure regeneration and rehabilitation improving the quality of life through better construction : a vision for the next millenium : proceedings of International Conference held at the University of Sheffield, 28 June - 2 July, 1999. Sheffield: Sheffield Academic Press, 1999, str. 853-859.

41. Šušteršič J., Šajna A., Ukrainczyk V., Zajc A. Characteristics of bond between concrete layers. V: OHAMA (ur.). Second International RILEM Symposium on Adhesion between polymers and concrete, Dresden, Germany, September 14-17, 1999. [Paris]: RILEM, 1999, str. 83-92.

42. Šušteršič J., Kryžanowski A., Petrič B., Zajc A., Leskovar I. Performance of PCM coating on repaired surface of concrete dam and stilling basin. V: The tenth International congress on polymers in concrete and ICPIC/ICRI International concrete repair workshop, May 21-25, 2001, Honolulu, Hawaii. [S.l.: s.n.], 2001, 11 f.

43. Liu, T.C. “Technical Report No. C-78-4”, U.S. Army Engineering Waterways Experiment Station, Vicksburg, 1980.

44. Liu, T.C. “Abrasion Resistance of Concrete”, ACI Journal, Sept.-Oct., 1981, pp. 341 – 350.

45. Hester, W.T., Khayat, K.H. and Gerwick, Jr., B.C. “Properties of Concretes for Thin Underwater Placements and Repairs”, ACI SP 114, 1989, V. 1, pp. 713 – 731.

46. Liu, T.C. and McDonald, J.E. “Abrasion-Erosion Resistance of Fiber-Reinforced Concrete”, Cement, Concrete and Aggregate, 1981, 2 (3), pp. 93 – 100.

47. Šušteršič J., Mali E. and Urbančič S. “Erosion-Abrasion Resistance of Steel Fiber Reinforced Concrete”, ACI SP 126, 1991, V. 2, pp. 729 – 743.

48. Šušteršič J. “Resistance of Over 1-Year-Old SFRC Exposed to Long-Term Erosion-Abrasion Loading”, Proceeding of RILEM Symposium Fiber Reinforced Cement and Concrete, 1992, pp. 860 – 871.

49. Berra M., Ferrara G. and Tavano S. “Behaviour of High Erosion-Resistant Silica Fume-Mortars for Repair of Hydraulic Structures”, ACI SP 114, 1989, V. 2, pp. 827 – 847.

50. Hillemeier B., Stenner R., Flohrer C., Polster H. “ Instandsetzung und Erhaltung von Betonbauwerken”, Beton-Kalender 1999, pp. 595 – 720.

GRADBENI VIDIK POSODOBITVE OBJEKTOV HIDROELEKTRARN NA REKI DRAVI

Dušan Rajh, univ.dipl.inž.grad.

Dravske elektrarne Maribor, Obrežna 170a, Maribor

Vitoslav Dobnikar, univ.dipl.inž.grad.

IRMA Inštitut za raziskavo materialov in aplikacije, Ljubljana

Jože Milič, dipl.inž.grad.

IBE, Maribor

1. UVOD

Posodobitev hidroenergetskih objektov v Sloveniji in še posebej na reki Dravi se v javnosti prikazuje v glavnem kot strojno in elektro tehnološki projekt, saj glavnino del in s tem tudi vlaganj dejansko predstavljajo izdelava in montaža nove turbinske, generatorske in ostale opreme. V pričujočem prispevku smo avtorji poskušali prikazati prenovo hidroenergetskih objektov na reko Dravi tudi iz gradbeno - konstruktivnega in hidrotehničnega vidika v različnih fazah investicijskega procesa:

Odločanje o pristopu k prenovi in njenem obsegu V tem poglavju so predstavljena osnovna načela pristopa k odločitvi o potrebi po prenovi in določitvi njenega obsega

Raziskovalna dela in načrtovanje Ker gre pri prenovi hidroenergetskega objekta v bistvu za njegovo rekonstrukcijo je z potrebnimi raziskavami, projektno dokumentacijo in izvedbo v prvi vrsti bilo potrebno zagotoviti njegovo varnost in stabilnost, za načrtovano življensko dobo zagotoviti uporabnost že vgrajenih gradbenih proizvodov…. in končno zagotoviti, da je objekt kot celota primeren za rekonstrukcijo. V tem delu prispevka so predstavljene opravljene naslednje aktivnosti:

- Presoja varnosti pregradnega objekta
- Ocena kakovosti vgrajenih betonov na HE Vuhred
- Povečanje moči in proizvodnje hidroenergetskega objekta s povečanjem energetskega padca.

Izvedba V fazi izvedbe del so v prispevku predstavljene pridobljene izkušnje s postopki rušitvenih del kjer je bila posebej v prvi fazi uporabljena takrat za naš prostor nova tehnologija rušenja betonov z vodnim curkom visokega pritiska ter predstavljena tehnologija podvodnih izkopov v območju spodnje vode pregradnega objekta HE Vuzenica.

2. GENERALNI PRISTOP K ODLOČITVI O PRENOVI

2.1 Opredelitev problema in cilji

Posodobitev hidroenergetskega objekta pomeni v končni fazi združitev »starega v novo« s ciljem doseganja maksimalne možne učinkovitosti posegov vse v okviru predvidenih stroškov. Določitev konkretnega obsega posodobitve je naloga, ki se v funkciji časa nenehno spreminja. Po eni strani s starostjo gradbenih objektov in opreme, po drugi pa s spremembami zahtev obratovalnega okolja HE. Pogoj za hitro in učinkovito oceno obsega prenove je stalna spremljava in identifikacija stanj v celotnem obratovalnem obdobju.

Odločitev o potrebi po prenovi objekta in njenem obsegu temelji na temeljiti interdisciplinarni analizi stanja različnih parametrov ki se nanašajo na obstoječe objekte in njihove dele in vgrajeno opremo, ter zastavljenih kriterijih in ciljih ki jih želimo s prenovo objektov doseči, vse z upoštevanjem veljavne regulative.

2.2 Analiza stanja

Globalna zasnova objekta in hidrološke razmere Obsega: stabilitetno presojo objektov in njihovih delov; funkcionalnost objekta HE in njegovih delov; hidrološke razmere v dosedanji obratovalni dobi, višina instalacije, dosežena moč in proizvodnja (ocena morebitnih odstopanj glede na projektirane parametre).

Vplivi objekta na okolje Od vseh sprememb, ki so se zgodile v času od načrtovanja in izgradnje objektov pa do danes so tiste, ki se nanašajo na okolje največje. Pri tem ne gre le za vpliv objekta na okolje temveč tudi za vpliv okolja na obratovanje objekta HE. Spremembe vplivov obratovalnega okolja se manifestirajo predvsem z zmanjševanju dovoljenih emisij v vodo, ozračje in okolico - spremembe v poselitvi območij, spremembe v načinu ravnanja z gradbenimi in posebnimi odpadki (olja in maziva, akumulatorske baterije, …). Obenem pa se nenehno zaostrujejo tudi obratovalni pogoji:

- nižanje vrednosti dovoljenih sprememb naravnega rečnega režima (volumen akumulacije, instaliran pretok, obratovalni režim, spremembe gladin ….)
- rast vrednosti za ekološko sprejemljive pretoke
- zahteve po vse večji varnosti tako objekta, kakor tudi njegovega okolja

Elektrodistribucijski sistem Obsega analizo sedanjih in bodočih potreb omrežja - s širitvijo omrežja se pomen nekoč pomembnih objektov zmanjšuje.

Stroški obratovanja Obsega analizo **dejanskih** obratovalnih stroškov v času obratovanja in primerjava z planiranimi.

Stroški vzdrževanja Obsega analizo dejanskih stroškov vzdrževanja v času obratovanja in primerjava z planiranimi.

Prihodek in dobiček

Stanje objekta in opreme Obsega: (1) ***gradbeni del*** (analiza dejanskih hidravličnih izgub naprave, kvaliteta izvedbe konstruktivnih elementov in ocena morebitnih že izvedenih sanacijskih del …); (2) ***strojni del*** (inventarizacija opreme z oceno iztrošenosti, analiza obratovalnih razmer, analiza okvar in havarij v obratovalni dobi, analiza posegov izvršenih po izgradnji objekta…); (3) ***elektro del*** (popis tehnične opremljenosti objekta, stanje iztrošenosti obstoječe opreme, analiza napak, ki so se zgodile v obratovalni dobi)

2.3 Določitev kriterijev za posobitev objekta

Odločitev temelji na rezultatih analize stanja, ki so podrobneje prikazani zgoraj. Po izvršeni analizi morajo biti za nadaljnje aktivnosti izpolnjeni naslednji pogoji:

- objekt HE ne dosega povprečja standardov varnosti, zanesljivosti obratovanja in varovanja okolja
- stroški obratovanja in vzdrževanja so v porastu
- tehnični parametri objekta in njegova proizvodnja nista v skladu s projektiranimi vrednostmi
- ekonomski izračun dopušča določen obseg vlaganj v obstoječ objekt

2.4 Opredelitev ciljev in ukrepov za posodobitev objekta

Zagotoviti je potrebno naslednje:

- zagotovitev varnosti osebja, okolja, objekta, vgrajene opreme in obratovanja
- zagotovitev izboljšanja tehničnih karakteristik naprave in zanesljivosti njenega obratovanja
- zmanjšanje stroškov obratovanja z ukrepi kot so: avtomatizacija vodenja, možnost daljinskega prenosa podatkov…
- zaščita okolja med prenovitvenimi deli in po njih
- določitev tehničnih rešitev z ki dajejo najboljše ekonomske rezultate (vključno z možnostjo povečanja instalacije objekta)

3. RAZISKOVALNA DELA IN NAČRTOVANJE

V okviru raziskovalnih del in načrtovanja obsega prenove so predstavljene nekatere izključno gradbeno - hidrotehnične aktivnosti ki jih je bilo potrebno opraviti pred in v fazi načrtovanja prenove objektov:

Cilj analize stanja gradbenih objektov in njihovih konstrukcijskih delov je bila kot že rečeno - zagotoviti njegovo varnost in stabilnost, za načrtovano življenjsko dobo zagotoviti uporabnost že vgrajenih gradbenih proizvodov…. in končno zagotoviti, da je objekt kot celota primeren za rekonstrukcijo.

Položaj proizvajalcev (dobaviteljev) električne energije na odprtem trgu, pa bo od proizvajalca še bolj kot doslej zahteval stalne aktivnosti na področju optimizacije proizvodnih objektov s ciljem maksimiranja proizvodnje in s tem poslovnega izida družbe.

Ena od aktivnosti prilagajanja proizvajalcev električne energije iz hidroelektrarn bodočim novim razmeram odprtega trga je tudi stalna težnja za povečanje energetske učinkovitosti obstoječih objektov. To pomeni maksimalno možno izrabo energetskih potencialov (moči in energije) na lokacijah obstoječih HE. V okviru tega cilja so predstavljene aktivnosti za Povečanje moči in proizvodnje hidroenergetskega objekta s povečanjem energetskega padca.

3.1 Zagotovitev varnosti in stabilnosti objekta

Kot sestavni del analize in ocene stanja pregradnega objekta je bila izdelana »Presoja varnosti pregradnega objekta«. Le ta opredeljuje varnost objekta iz naslednjih vidikov:

- analize stanja na podlagi podatkov tehničnega opazovanja (monitoringa) objekta
- analize globalne statične stabilnosti pregrade in napetostnih stanj konstrukcij pri statičnih obremenitvah
- rezultatov dinamične analize pregradnega objekta

Rezultati analiz so pokazali, da so objekti globalno stabilni, napetostna stanja ki nastopajo pri statičnih obremenitvah uporabljenega matematičnega modela pa pa so v obsegu normale in pod napetostmi, ki so dopustne za uporabljene materiale.

3.2 Primerjalne raziskave betonov na HE Vuhred

Kot v primeru prenove – faze 1, je tudi v primeru prenove – faze 2 zamenjana primarna strojna oprema (turbine, generatorji), kar ima za posledico gradbene posege v obstoječe konstruktivne elemente HE.

Zato se je investitor odločil za predhodno preveritev stanja betonskega dela objektov, ki obsega preveritev tlačne trdnosti betonov posameznih konstruktivnih elementov ter določitev MB teh elementov oz. sklopov, ugotovitev vodotesnosti betonov, določitev prostorninske mase betonov in globine karbonatizacije na betonih izpostavljenih vplivom atmosferilij. Primarna analiza stanja v smislu doseganja tlačnih trdnosti betonov je pomembna predvsem za objekt HE Vuhred, kjer se je že v fazi gradnje ugotovilo, da določeni betoni niso izpolnjevali kriterijev iz projekta.

Pred samim pričetkom zasnove projektne naloge, smo pregledali obstoječo dokumentacijo, ki nam je služila za lažji izbor preiskovalnih mest na podlagi projektiranih vrst betonov za posamezne elemente, ter za pregled zabeleženih poškodb na objektu.

Odvzemna mesta vzorcev Določitev mest odvzemanja vzorcev temelji na vrsti konstruktivnega elementa in na njegovi poziciji oz. legi v objektu glede na ugotovljeno stanje v času tekoče kontrole spremljanja gradnje objekta in na dejstvu, da bi pri vrednotenju rezultatov preiskav dobili čim bolj realno sliko o

kakovosti vgrajenega betona, ter da bi z izborom elementov in porazdelitvijo mest čim bolj natančno preverili projektirane klase betona za posamezne elemente.

Rezultati preiskav betona - HE Vuhred Podani rezultati tlačne trdnosti so končni z upoštevanjem vseh korekcijskih faktorjev vsled oblike preskušanca in metode preskusa z upoštevanjem faktorja starosti skladno s standardom JUS U.M1.048. Preskus vodotesnosti smo izvajali na vzorcih betona, ki so najbolj izpostavljeni delovanju vodnega pritiska (na vzorcih iz sten pretočnih polj) in na vzorcih nosilcev žerjavne proge, da se ugotovi njihova skompaktiranost. Globino karbonatizacije smo ugotavljali na vzorcih betona, ki so izpostavljeni vplivom atmosferilij (na vzorcih nosilcev žerjavne proge). Rezultati preiskav tlačne trdnosti posameznih vzorcev so prikazani v tabeli 1.

tabela 1: Rezultati preiskav betona

Oznaka vzorca	Tlačna trdnost (Mpa)	Prostor. masa (kg/m3)	Prodor vode pri 7 bar (cm)	Globina karbonaticazicje (mm)
V1	46,5	2493	3,2	12
V2	36,7	2486	3,4	16
V3	48,1	2536	0,9	15
V4	37,5	2484	-	15
V5	43,5	2487	-	10
V6	47,8	2542	-	14
V7	40,9	2487	-	16
V8	43,6	2404	-	12
V9	64,3	2459	-	6
V10	64,1	2471	-	10
V11	58,7	2416	-	10
V12	43,0	2392	-	8
V13	36,8	2434	5,8	10
V14	45,7	2381	-	10
V15	54,3	2489	1,3	10
V16	53,1	2363	-	6
V17	41,4	2528	-	-
V18	45,0	2445	-	-
V19	60,6	2436	-	-
V20	31,2	2401	-	-
V21	51,9	2466	-	-
V22	65,7	2444	-	-
V23	32,1	2375	-	-
V24	36,6	2411	-	-
V25	54,3	2462	-	-
V26	24,3	2343	Skozi valj	-
V27	67,5	2473	-	-
V28	45,5	2443	-	-

Za primerjavo izračuna dobljenih rezultatov preiskav karakteristične trdnosti posameznih vzorcev na 28 dnevno trdnost, s katero se definira tudi marka betona, je v tabeli 2. podan prikaz posameznih rezultatov preračunanih na starost 28 dni.

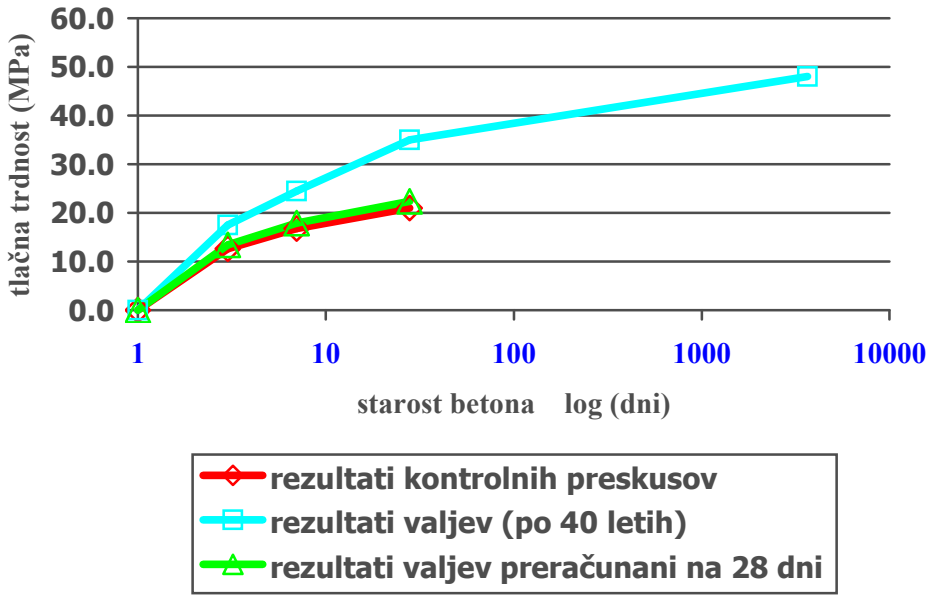
Analiza rezultatov Na osnovi primerjave rezultatov tekoče kontrole, ki jo je vršil izvajalec del na gradbišču in rezultatov preiskav preračunanih na 28 dnevno trdnost je razvidno, da dobljeni rezultati zelo natančno odražajo sliko ugotovitev preiskav kontrole v času gradnje. Iz primerjave rezultatov dobljenih na osnovi valjev brez upoštevanja faktorjev preračuna na 28 dni, z rezultati preračunanimi na 28 dnevno starost je upoštevan izračunan faktor 1/2,36. Kar pomeni, da so vzorci z leti pridobivali ca 5,9 % trdnosti / leto glede na začetno ugotovljeno starost po 28 dneh.

Tabela 2: Tlačna trdnost vzorcev

Oznaka vzorca	Tlačna trdnost, pri 28 dneh (Mpa)
V1	21,3
V2	16,8
V3	22,0
V4	17,1
V5	19,9
V6	21,8
V7	18,7
V8	19,9
V9	30,3
V10	30,2
V11	27,6
V12	20,2
V13	17,3
V14	21,5
V15	25,6
V16	25,0
V17	19,5
V18	21,2
V19	28,5
V20	14,7
V21	24,4
V22	30,9
V23	15,1
V24	17,2
V25	25,5
V26	11,5
V27	31,7
V28	21,4

Tabela 3: Rezultati preiskav kontrole v času gradnje

Oznaka vzorca	Tlačna trdnost (Mpa)	Zahtevana MB (Mpa)	Mesto vgradnje
1734	14,2	22	Turbinski steber 2
1737	13,2	22	Turbinski steber 2 – strop
1759	17,3	30	Turbinski steber 2 - stena
1766	21,5	22	Turbinski steber 2 – blok
1768	22,1	30	Turbinski steber 2 - spirala
1840	11,8	22	Tubinski steber 2 – stena
1918	16,1	22	Nosilec preko vtoka
2230	21,0	30	Turbinski steber 2 – stožec
2683	21,8	30	Turbinski steber 1 – stožec
2695	17,4	30	Turbinski steber 1 – obroč
2703	26,7	30	Turbinski steber 1 - gonilnik



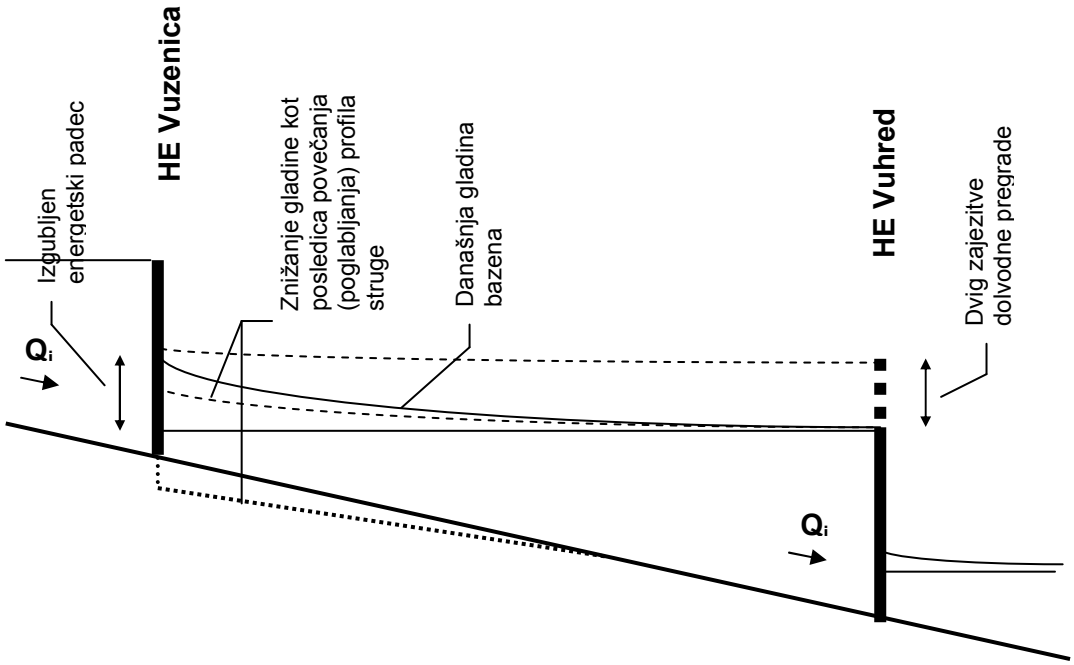
Slika 1: Primerjava rezultatov tekoče kontrole in kontrolnih preizkusov

3.3 POVEČANJE MOČI IN PROIZVODNJE HE VUZENICA

Obratovalni režim celotne verige Dravskih elektrarn in s tem tudi odratovalni režim HE Vuzenica, za katerega so značilni nenehno spremenljivi pretoki agregatov ki se gibljejo v mejah od Q=0 m^3/s, do Q=Qi (450 m^3/s - za stanje pred prenovo in 550 m^3/s – za stanje po prenovi agregatov) ima pri nizkih pretokih za posledico sedimentacijo drobnih delcev v območju tik pod elektrarno.

Pri višjih pretokih so hitrosti vode v koritu tik pod elektrarno vsled majhnega aktivnega preseka razmeroma visoke, tik pod elektrarno odložene drobne frakcije pa se takrat transportirajo dolvodno in se zopet odlagajo na mestih kjer so hitrosti vode v strugi manjše. Poleg tega se tik pod elektrarno v reko Dravo kot desni pritok izliva potok Crkvenica, ki v ustju izliva odlaga v dravsko strugo ob visokih vodah transportiran pesek in gramoz.

Meritve gladin reke Drave dolvodno HE Vuzenica pokazale, da zaradi zajezitve na koti 316.63, ki ga povzroča dolvodno ležeča HE Vuhred nastopi v spodnji vodi HE Vuzenica dvig gladine, ki znaša pri pretoku Q = 500 m3/s; 130 cm (kota sp. vode 317.93). Dvig gladine sicer ne presega vrednosti, ki so običajne za verigo HE, vseeno pa je to za HE Vuzenica izgubljen energetski padec, ki ga je možno v principu zmanjšati na dva načina: (1) dvig zajezitve pregrade dolvodne HE Vuhred ali (2) poglobitev struge pod elektrarno.



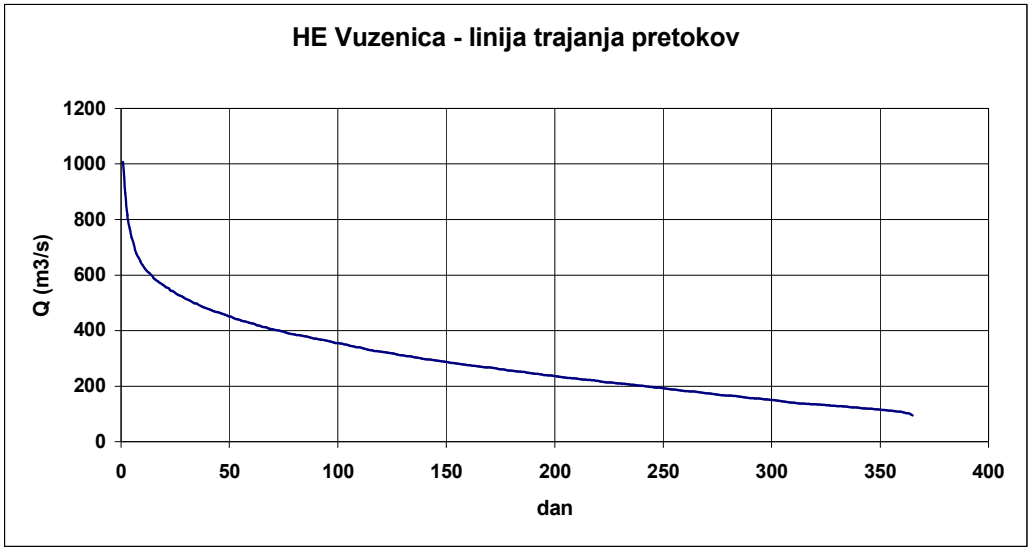
Slika 2: Prikaz možnosti povečanja hidravličnega padca na HE Vuzenica

Prvi način - dvig kote zajezitve zgornje vode dolvodne HE je na prvi pogled pripravnejši. S takim posegom se poveča padec dolvodne elektrarne, se pa obenem zmanjša padec gorvodne. Pri tem je izgubljen padec gorvodne elektrarne manjši od pridobljenega na dolvodni, energetska bilanca pa je pozitivna. Kote zajezitve hidroenergetskega objekta pa ni moč brez nadaljnega zviševati, saj to vpliva na stabiliteto jezovne zgradbe.

Drugi način – povečanje pretočnega profila rečnega korita pod elektrarno (poglabljanje in širitev) in s tem znižanje gladine spodnje vode ne vpliva na padec dolvodne elektrarne, energetski padec objekta pa se poveča zaradi znižanja gladine spodnje vode. To je v tehnično-tehnološkem smislu tudi način, ki je v nadaljevanju podrobneje prikazan.

Namenski cilji tega podprojekta so bili maksimizirani ekonomski učinki vlaganj v projekt v primerjavi z opcijo, da se vlaganja ne izvršijo, medtem ko so bili **objektni** cilji kvaliteta izvedbe projekta v vsakem njegovem delu, njegova pravočasna izvedba, kakor tudi dosežena ekonomičnost. V nadaljevanju so kratko predstavljeni parametri ki vplivajo na moč in proizvodnjo hidroenergetskega objekta (pretoki, padci in izkoristki naprav) in ki so služili kot osnova za energetski račun in s tem učinkov projekta:

Hidrologija reke Drave Hidrologija reke Drave je bila obdelana že večkrat, tako na osnovi podatkov nekdanjih vodomerskih postaj Dravograd in Maribor, po izgradnji objektov na Dravi pa se vršijo kontinuirane meritve pretokov v rečnih profilih HE. Za izračun letne proizvodnje so uporabljeni razvrščeni pretoki za povprečje 40 let iz letnih linij trajanja. Krivulja trajanja pretokov je prikazana z grafom na sliki 3.



Slika 3: Krivulja trajanja za profil HE Vuzenica

Izkoristljiv pretok Kot je razvidno iz povprečne linije trajanja pretokov reke Drave se energetsko izkoristljiv pretok giblje med Q 100% = 95 m^3/s do Q 1% = 1008 m^3/s. Osnovni projektiran izkoristljiv (instaliran) pretok je znašal Qi = 450 m^3/s, ki se je s projektom revitalizacije in doinstalacije objekta povečal na Qi = 550 m^3/s. Odločitev za doinstalacijo je bila sprejeta na podlagi obširnih predhodnih del , študij in raziskav, upoštevaje

razpoložljivo modernejšo opremo in razvoj tehnologije pri načrtovanju in izdelavi hidravličnih strojev v letih od izgradnje HE do danes. Povečanje instaliranega pretoka je z ozirom na oskrbo Slovenije z električno energijo pretežno iz termoelektrarn zelo pomembno pri pokrivanju konic obtežbe z večjo močjo iz HE na Dravi. Faktor instalacije (Qi/Qs) se je tako povečal iz 1.57 na 1.92.

Padec Padec ki ga turbinski stroj lahko izkoristi na nizkotlačni hidroelektrarni kot je obravnavana HE Vuzenica imenujemo neto padec naprave.

Neto padec	(H_n)	je razlika med energijskima nivojema t.j. med energijskim nivojem tik pred vtokom v spiralo in energijskim nivojem vode neposredno za iztokom iz sesalne cevi

Neto padec lahko torej izrazimo:

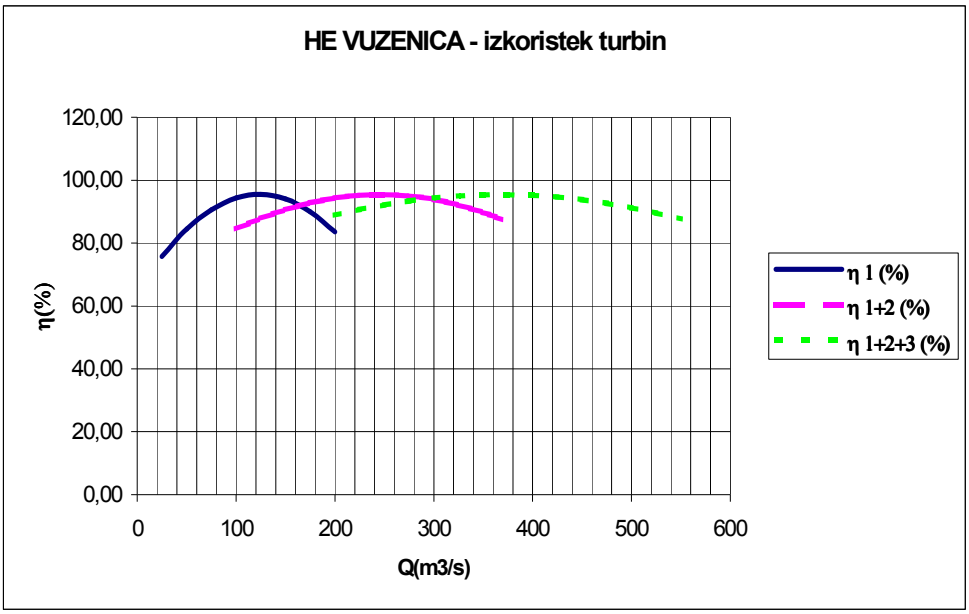
$$H_n = H_b + \frac{v^2{}_0}{2g} - \Sigma dh - \frac{v^2}{2g}$$

pri čemer pomeni:

H_b	bruto padec naprave
v_0	hitrost vode pred vtokom
Σdh	vsota hidravličnih izgub pred vtokom v spiralo
dhv	lokalna izguba na vtoku (zoženje prereza)
dhr.....	lokalna izguba na vtočni rešetki
dhn	lokalna izguba niš pomožnih zapornic
dhp	linijska (trenjska) izguba vtočnega objekta do vtoka v spiralo
v	hitrost vode za iztokom iz sesalne cevi

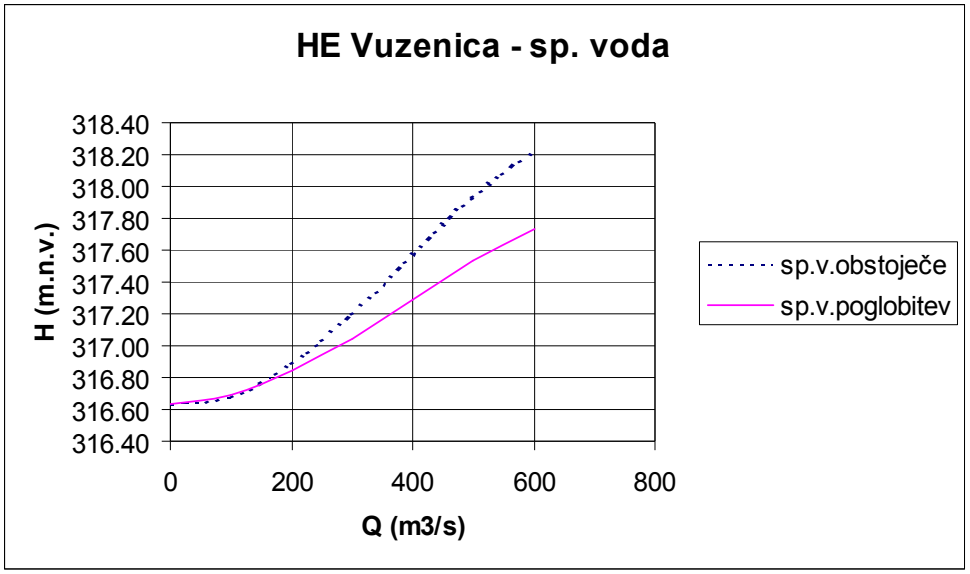
Padec HE se toraj lahko poveča z znižanjem gladine spodnje vode in zmanjšanjem odtočne hitrosti vode tik za iztokom. To je tehnično možno z povečanjem pretočnega profila (poglabljanje in širitev) rečnega korita pod elektrarno. Struga pod pregradnim profilom je obenem že akumulacijski bazen dolvodno ležeče HE Vuhred, tako da je učinke zajezitve in s tem povečanja pretočnega profila moč izračunati z iteracijskem reševanjem osnovne energijske (Berniullijeve) enačbe med posameznimi odseki bazena za stanje pred in po posegu.

Pretvorba energije Pretvorba razpoložljive hidravlične energije v mehansko in kasneje v električno se na HE izvrši s pomočjo strojev za pretvorbo energije: turbinskega agregata, generatorja in transformatorja. Ker gre za pretvorbo energije (energija položaja in energija gibanja) realne tekočine - vode s pomočjo mehanskih strojev v katerih se del energije izgubi (toplotne izgube, vibracije, kavitacija...) govorimo o skupni izgubi objekta pri pretvorbi hidravlične energije v električno. Razmerje med teoretično razpoložljivo hidravlično energijo (močjo) in dejansko izkoriščeno oznečujemo z koeficientom η_i Energetski izkoristek hidroelektrarne na njenem pragu (η) tako predstavlja zmnožek izkoristkov posameznih strojev. Izkoristek turbinskih agregatov HE Vuzenica v odvisnosti od pretoka je prikazan na sliki 4.



Slika 4: Diagram izkoristka turbinskih agregatov na HE Vuzenica

Hidravlične razmere v akumulacijskem bazenu Hidravlični model gladin bazena je izvršen z enodimenzionalnim modelom za neenakomerni tok in je umerjen za pretok 500 m^3/s. Iz rezultatov izračuna izhaja, da znaša enoten koeficient hrapavosti bazena po Manningu ng= 0.0225 (k = 44). Koeficient hrapavosti je kot že omenjeno izračunan z iteracijskim postopkom, izhajajoč iz znanih gladin bazena pod elektrarno HE Vuzenica pri znanih pretokih, znanih (izmerjenih) gladinah, ter znanih geometrijskih karakteristikah rečnega korita. Pridobljen energetski padec s poglabljanjem struge pod pregrado HE Vuzenica glede na obstoječe stanje je za posamezne pretoke podan v sliki 5. kot razlika med spodnjima vodama.



Slika 5: Hidravlični padec, pridobljen s poglobitvijo

Povečanje moči in proizvodnje objekta Povečanje moči in srednje letne proizvodnje povprečnega hidrološkega leta je izračunano kot razlika med močjo in proizvodnjo pred gradbenimi posegi za povečenja padca HE in proizvodnjo po dokončanih delih (po variatah). Rezultati izračuna pa kažejo na: (1) Povečanje moči objekta za 1.9 MW; (2) Povečanje srednje letne proizvodnje za 6.9 GWh; (3) Skupna količina izkopa ca. 48,000 m3.

4. IZVEDBA GRADBENIH DEL

4.1 Rušitvena dela v področju spiralnega stožca

Odločitev, da se v sklopu prenove zamenja obstoječ gonilnik z novim večjega premera (4.65 na 4.85m na objektih Mariborski otok, Ožbalt, Vuhred in Vuzenica in 4.49 na 4.70m v Dravogradu) je pomenila, da je potrebno zamenjati dva pomembna vbetonirana dela turbinske opreme in sicer tako gonilnikov obroč, kakor tudi jekleno oblogo stožca sesalne cevi

Način odstranitve jeklene obloge je bil izveden na klasičen način - s plamenskim rezanjem. Že v času načrtovanja pa je bil študiran optimalen način izvedbe rušitvenih del dela armiranobetonske konstrukcije spiralnega stožca, ki predstavlja skupaj s konstrukcijo predvodilnika vitalni del statične zasnove turbinskega stebra.

Po izvedeni primerjavi različnih možnih načinov izvedbe rušitvenih del (klasični način rušenja z pnevmatskimi oz. hidravličnimi kladivi, kombinaciji vrtanja in rezanja betona z verižnimi žagami, odstranjevanju betona z vodnim curkom visokega pritiska ….) sta se projektant in naročnik odločila, da se ža v projektni in razpisni dokumentaciji predvidi način odstranjevanja betona z vodnim curkom:

Raziskave so na podlagi detajlnih podatkov in napotkov za delo na področju odstranjevanja in rezanja betona z vodnim curkom visokega pritiska v primerjavi s klasičnimi metodami (odstranjevanje z pnevmatskimi kladivi, abrazivne metode) podale sledeče zaključke, ki so obenem tudi prednosti te metode:

- razmeroma dobri pogoji dela (minimalna obremenitev s hrupom, delo v praktično brezprašnem okolju, nobenih vibracij, ki se prenašajo na operaterja naprave, majhno število potrebnih delavcev)
- sprejemljivi stroši za opravljeno delo
- prihranek na času
- na betonski konstrukciji ne prihaja do sekundarnih mikro razpok
- vgrajena jeklena armatura ostane po posegu nepoškodovana in obenem očiščena rje
- možost selektivnega odstranjevanja betona v odvisnosti od globine poškodb
- odlična sprijemljivost kontakta stari-novi beton vsled primerne hrapavosti površne po končani odstranitvi načrtovanega sloja.

Oprema za izvedbo del Za izvedbo rušitvenih del obstoječh betonskih konstrukcij v območju spiralnega stožca je bila predvidena sledeča oprema:

- visokotlačna vodna črpalka kapacitete ca 200 l/s in delovnim tlakom 1000-1200 bar, s pripadajočim pogonskim diesel agregatom in instalacijami za odvzem, dovod in pripravo (čiščenje) vode.
- garnitura izstopnih šob z upravljalno napravo (robot), ter pripadajočim dovodnim visokotlačnim cevovodom.

Glede na konstrukcijsko izvedbo robota, je tehnologija poteka in izvedbe del naslednja: Rušitvena dela se pričnejo na zgornjem robu konstrukcije - pragu spiralnega stožca, v višini ki jo narekuje širina roke robota, po kateri se pomika garnitura izstopnih šob(e). Rušitvena dela se glede na globino rušitev izvajajo v treh fazah:

- I. faza: področje do notranje ravnine obstoječih reber jeklene obloge

- II. faza: področje sekundarnega betona in zaščitni sloj armature primarnega betona
- III. faza: področje do projektirane globine rušitev

Slika 6: Prikaz tehnologije rušenja primarnega betona

4.2 Gradbena dela pri poglabljanju struge pod pregrado

Skladno z razpisom del, je bila tehnologija izvedbe prepuščena bodočemu izvajalcu in opremi s katero razpolaga, ki pa je moral pri delu upoštevati naslednje omejitve: (1) transporti gradbene mehanizacije in izkopanega materiala se lahko vršijo le v dravski strugi in obeh rečnih obrežjih; (2) dela se lahko izvajajo le v zimskem času – obdobju brez vegetacije; (3) Izvajalec mora med izvajanjem del le ta izvajati na tak način, da ne bo prihajalo do motenj pri obratovanju objekta HE.

Tehnične rešitve obdelane v projektni dokumentaciji pa so predvidevale naslednjo tehnologijo podvodnih izkopov:

Priprava dostopnih poti Dostopne poti se izvedejo z izvedbo začasnih nasipov s krono nad vodno gladino, ki potekajo od trdne brežine v dravsko strugo v dolžini in številu, ki zadoščajo za izvedbo izkopov v strugi do projektirane globine. Nasipi se izvedejo iz gramoza izkopanega iz dravske struge in se izvajajo s hidravličnim bagrom opremljenim z globinsko žlico). Razporeditev transportnih poti ter njihovo število je odvisno od lokacije deponije in uporabljene mehanizacije.

Podvodni izkop, nakladanje in transporti Dela se izvedejo z globinsko žlico v premeru dosega roke bagra, ki se po izvedbi transportne poti (nasipa) pomika vzvratno, pri tem pa za seboj vrši tako izkop dna struge, kakor tudi v prvi fazi izvedenega nasipa, ki služi kot stojišče bagra in obenem kot transportna pot. Bager nalaga izkopani material na demperje ki ga odvažajo v začasno oz. stalno deponijo. Na mestih, kjer se v koritu nahaja material IV. do V. ktg. je bilo predvideno pred izvedbo transportnih poti izvesti razstreljevanje hribine. Dela se izvedejo s predhodno izvedbo vrtin do s projektom predvidene globine, vstavljanjem eksploziva in razstreljevanjem.

Deponije Glavno začasno deponijo je bil izvajalec del dolžan urediti v neposredni bližini gradbišča. Na začasno deponijo se z demperji dovaža material iz izkopa ter se osušen naklada na kamione in odvaža na trajno deponijo. Sama izvedba del je potekala na podoben način kot je to bilo predvideno z razpisom. Glavna razlika je bila v tem, da je izbran izvajalec razpolagal z plavajočim bagrom, ki ga je uporabljal v vseh fazah dela

Slika 7, 8: Prikaz izvedbe bagranja dna pod pregrado

SANACIJA PREGRADE HE MEDVODE

Iztok LESKOVAR, univ.dipl.ing.gradb.
IRMA, Institut za raziskavo materialov in aplikacije, Ljubljana

Rudi BRINŠEK, univ.dipl.ing.gradb.
Savske elektrarne, Ljubljana

1. UVOD

Hidroelektrarne so gotovo ene od najbolj zahtevnih objektov tako v pogledu novogradnje, kot v pogledu sanacije. Poleg ostalega so izpostavljene stalnim dinamičnim obremenitvam, močnim mehanskim obremenitvam (abrazija, zmrzovanje) in izrazitim korozijskim procesom vsled visoke stopnje vlažnosti. Poškodbe se tako pojavljajo na vseh delih pregrade, tako na masivnih betonih, kot na vitkih, armiranobetonskih konstrukcijah. Zaradi velike nevarnosti, ki grozi okolici v primeru porušitve je večina visokih pregrad predmet rednega gradbenega monitoringa. Po drugi strani ti objekti zahtevajo redno vzdrževanje oz. pravočasne sanacijske posege, ki zagotavljajo njegovo varnost in funkcionalnost. V nadaljevanju je opisan eden od takšnih posegov na hidroelektrarni Medvode na reki Savi, kjer je bila v letu 1998 izvedena celovita sanacija pregradnega objekta.

2. O OBJEKTU

Po vojni se je intenzivirala gradnja velikih energetskih objektov na reki Savi z izgradnjo HE Moste (1952) in HE Medvode (1953). Prvotno je bila načrtovana gradnja sklenjene verige HE do meje s Hrvaško, ki pa je zaradi različnih vzrokov zastala za dobo 30 let do izgradnje HE Mavčiče (1986) in HE Vrhovo (1994).

HE Medvode leži nad sotočjem Save s Soro, pri naselju Medvode. Jezovna zgradba je betonsko-težnostnega tipa z akumulacijo, ki služi kot kompezacijski bazen pri vršnemu obratovanju vzvodno ležeče HE Mavčiče. Elektrarna obratuje v dnevno-pretočnem režimu in vršno v verigi s HE Mavčiče v konicah potrošnje el. energije.

Pregrada leži na mestu, kjer je Sava vrezala brzice v dolomitu, ki je večji del razpokan in prepreden z votlinami. Tesnitev pregradnega profila in stabilizacija temeljnih tal je izvedena z injekcijsko zaveso. Globina zavese je 27-45 m. Jezovna zgradba je kombinirano stebersko–obrežnega tipa. Vgrajeni ima pretočni polji, ki sta opremljeni z dvojnima tablastima zapornicama, z zajezitveno

višino 17,5 m. Prevodnost pretočnih polj je 2400 m3/s. V turbinskih stebrih, ob obrežju sta nameščena dva agregata (kaplanovi turbini), ki dajeta v konici 20 MW moči.

2.1. Tehnični opis objekta

Pregrada je gradbene višine 34,5 m. Krona pregrade se nahaja na koti 333,50, najnižja kota temeljenja pa na koti 299,00. Normalna zajezitev je na koti 328,50, povprečna spodnja voda v podslapju pa na koti 309,00. Pregradni objekt sestavljajo naslednji funkcionalni deli:

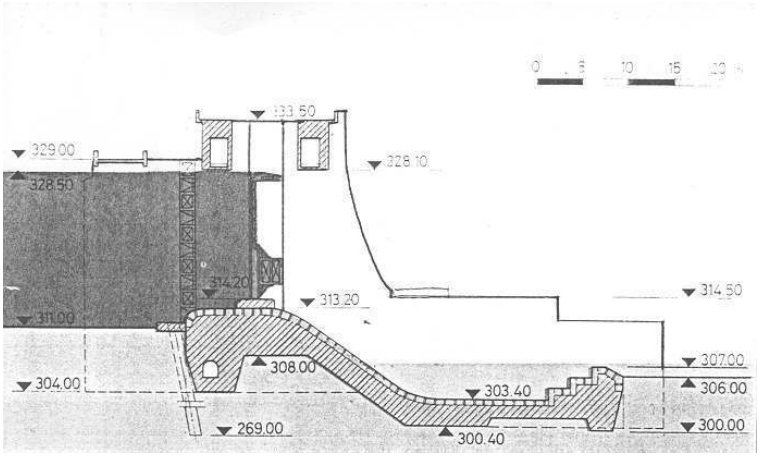
- levo in desnoobrežna turbinska trakta (max. širine 20 m) s turbinskima iztokoma v podslapju,
- srednji steber (širina 8,0 m),
- levo in desno pretočno polje (širina 15,0 m) ob srednjem stebru,
- leva in desna obrežna zgradba (širina 30,0 m oz. 25,0 m).

Pretočni polji premoščajo na koti 333,50 štirje mostni nosilci. Na tej koti poteka preko celotne dolžine pregradnega objekta žerjavna proga z medosno razdaljo 12,5 m. Mostni nosilci škatlastega prereza imajo zunanjo širino 3,5 m in višino 4,85 m. Na koti 329,00 se nahajata dva mostna nosilca zvrnjenega I prereza skupne širine 5,9 m in višine 2,0 m. Nosilci (pasnice) se pri normalni zajezitvi nahajajo pod, plošči obeh mostov pa nad vodno gladino. Na eni strani imajo vsi mostni nosilci fiksna ležišča (tudi mostovi na koti 333,50), na drugi pa so ta izvedena kot nihajni AB bloki.

Pregradni objekt je dilatiran v štirih glavnih vertikalnih dilatacijah in sicer med obema obrežnima zgradbama in turbinskima traktoma ter na koncih vseh mostov med turbinskima traktoma in srednjim stebrom pregrade. Po celotni dolžini krone pregrade (L=135 m) je na koti 333,5 m na gorvodni in dolvodni strani izdelana arm. betonska masivna varovalna ograja, višine 1,1 m. Enaka ograja je izdelana tudi iznad gorvodnih krilnih zidov na koti 329,0 in ob nišah glavnih in pomožnih zapornic.

Na kroni zgradbe se v turbinski osi in nad desnoobrežno zgradbo nahajajo tri snemljive kupole oz. arm. betonske lupine, premera 8,0 m. Na krovu pregrade se ob nišah glavnih zapornic nahajajo štirje arm.betonski pokrovi (dim. 2,5 x 5,0 m), pod katerimi se nahajajo dvižni mehanizmi zapornic. Skozi obe obrežni zgradbi potekata na koti 329,00 v prečni smeri prehoda širine 1,6 m. Ob obeh prehodih sta na severni strani izdelani tudi stopnišči.

Severna fasada obrežnih zgradb in turbinskih traktov (med kotama 329,00 in 333,50) je arm.betonska stena (popleskana z akrilno barvo), južna fasada (med kotama 314,5 in 333,50) pa je obložena z betonskimi ploščami. Južno fasado predstavljajo tudi vertikalni profilirani zaključek srednjega stebra in obeh sten turbinskih traktov, ki se nahajata neposredno ob pretočnih poljih.



Slika 1: Pregrada HE Medvode – prerez čez pretočno polje

Zgornje pohodne površine obrežnih in zunanjih masivnih sten turbinskih iztokov v podslapju se nahajajo na koti 314,50, na dolvodni strani pa se stene stopenjsko znižajo najprej na koto 312,00 in nato na koto 310,00. Na obrežnih stenah je prehod na stopnjah zagotovljen z betonskimi stopnicami, širine 0,70 m. Neposredno iznad obrežnih sten turbinskih iztokov se nahajata tudi arm.betonska podporna zidova. Preko obeh turbinskih iztokov sta ob stopnjah izdelana dva mostova, prvi na koti 314,50, drugi pa na koti 312,00. Mostova sta obrnjenega U prereza, širine 2,0 m, višine 1,0 m in debeline pasnic ter plošče 0,2 m.

3. OBSEG PROJEKTA SANACIJE IN ZAŠČITE BETONSKIH POVRŠIN

3.1. Preiskave stanja

Pred začetkom sanacijskih del je, kot pri vseh tovrstnih projektih bilo potrebno ugotoviti stanje, obseg in vrste poškodb ter vzroke za njihov nastanek. V ta namen so bili na pregradi izvedeni naslednji pregledi in preiskave:

- vizualni pregled vseh površin (luščenje, hrapavost, prisotnost razpok, korozijske poškodbe, mehanske poškodbe, vlaženje betona in zaledja, siganje, poraslost z vegetacijo),
- preskus oprijemljivosti zgornjih plasti betona s podlago s pretrkavanjem površin na področjih, kjer je podan sum na odstopanje slojev betona,
- odvzem vzorcev betona z vrtanjem valjev za ugotavljanje:
- kakovosti betona,
- globine razpok,
- površinske vodovpojnosti betona,
- kartiranje razpok na posameznih konstrukcijskih elementih,

- določitev globine karbonatizacije betona konstruktivnih elementov ,
- preiskava na vsebnost kloridov v betonu,
- meritve oprijema obstoječe barve s podlago na arm.betonskih masivnih ograjah,
- meritve odtržne trdnosti površinskega sloja betona,
- izvedba potapljaškega pregleda obeh mostov na koti 329,00,
- merjenje debeline zaščitnega sloja betona nad armaturo po posameznih konstrukcijskih elementih pregrade, z namenom ugotovitve minimalne debeline prekrivnega sloja betona
- preveritev količin (izmere površin) posameznih konstrukcijskih elementov.

3.2 Poškodbe

Na betonskih elementih so bile prisotne večinoma poškodbe, ki so tipične za tovrstne objekte:

- zmrzlinske poškodbe, zlasti v področju nihanja vodne gladine,
- erozijske poškodbe v področju vtočnih in iztočnih objektov ter prelivov,
- odprti delovni stiki v masivnih betonih,
- razpoke,
- na armiranobetonskih konstrukcijah korozija armature in z njo povezane poškodbe na zaščitnih plasteh betona.

Poseben problem so predstavljale dilatacije in izlivniki na krovnem delu objekta, skozi katere je ob vsakem večjem deževju voda zatekala v notranjost objekta. Obstoječa izolacija je svinčena, krov pa je bil v preteklosti že saniran.

3.3 Izhodiščni pristop k izvedbi sanacije

Osnovna izhodišča pri projektiranju sanacije so bila:

- odstraniti degradiran material (beton, cementno malto, barvo) do globine zdravega, čvrstega betona in nadomestitev odstranjenega betona z novim materialom,
- čiščenje in AK zaščita armature na področjih, kjer je ta korodirana in povzroča poškodbe na betonih,
- sanacija razpok, ki predstavljajo diskontinuiteto v betonu, ogrožajo statično varnost elementov in/ali omogočajo vstop vode in drugih medijev v beton; sanacija razpok se opredeli na površinsko sanacijo in globinsko sanacijo (injektiranje),

- preprečitev zamakanja in pronicanja vode skozi beton konstrukcijskih elementov,
- zagotovitev neoviranega termičnega delovanja konstrukcijskih elementov,
- zagotovitev trajnosti objekta z izvedbo površinske zaščite betonov,
- estetski kriterij.

Slika 2: Betonske površine levega turbinskega iztoka med izvedbo injektiranja in reparacij

4. SANACIJA

Na osnovi zgornjih izhodišč je bil izdelan projekt sanacije (Gradis, Biro za projektiranje Maribor), ki je bil osnova za izvedbo sanacije. Sanacija je bila razdeljena v tri ločene faze, ki so se delno prepletale oz.sledile druga drugi. Prva faza je zajemala nizvodno področje pregradnega objekta, druga krono pregrade in tretja vzvodni del. Pomembnejši posegi, ki so bili izvedeni v okviru sanacije so bili naslednji:

- priprava in čiščenje betonskih površin z vodnim curkom pod visokim pritiskom,
- injektiranje konstruktivnih razpok in razpok, skozi katere pronica voda,
- žlebljenje in površinsko tesnenje mirujočih razpok in delovnih stikov,
- peskanje in protikorozijska zaščita razgaljenih armaturnih palic,
- reparacija vseh poškodb; v primeru obsežnejših površin po postopku brizganih betonov, v primeru manjšega obsega pa z ročnim ali strojnim nanosom polimeriziranih cementnih malt,
- nanos novih zaščitnih plasti betona nad armaturo,
- izravnava površin s polimeriziranimi cementnimi prevlekami,
- izvedba zaščitnega polimernega premaza ali polimerizirane cementne zaščitne preplastitve,

- popolna menjava obstoječih dilatacij in vgradnja novih izlivnikov z električnim gretjem ter menjava hidroizolacije v področju dilatacij izlivnikov in tira žerjavne proge.

Za injektiranje razpok in delovnih stikov, skozi katere je pronicala voda, ali pa so bile vlažne ter delno zasigane, so bili uporabljeni različni materiali. Nabrekajoča cementna silikatna injektirna masa je bila uporabljena za sanacijo razpok in delovnih stikov večjega obsega oziroma širin. Tudi na področjih, kjer je bilo potrebno tesniti zaledje betonskih elementov (npr. obrežni zidovi) je bilo injektirano z injektirnimi masami cementnega izvora. Vse razpoke, skozi katere je pronicala ali v večjem obsegu dotekala voda, so bile tesnjene z poliuretanskimi smolami, ki nabrekajo v stiku z vodo. Postopek, se je v tem primeru moral na določenih mestih večkrat ponoviti, saj so se pogoji v času padavin bistveno spreminjali, mesta pronicanja pa selila iz enega na drugo področje. V skrajnem primeru, je bilo na razpokah potrebno vgraditi drenažno cev in zaledno vodo kontrolirano odvesti preko sistema odvodnih cevk.

Razpoke konstruktivnega značaja, kot tudi aktivne razpoke manjših širin so bile zapolnjene z vbrizgavanjem elastične epoksidne injekcijske smole, ki ima dobro sprijemljivost tudi na vlažne betonske površine. Delovni stiki in razpoke, ki so bile umirjene in suhe ter brez sledov sige so bile zatesnjene zgolj z izžlebljenjem in površinsko tesnitvijo s polimeriziranimi cementnimi maltami.

Na vseh betonskih površinah pregrade, zlasti pa v področju nihanja vodne gladine ter pronicanja vode skozi razpoke, delovne stike in porozna mesta v betonu so bila obsežna področja zmrzlinsko poškodovanih betonov. Posledice zmrzovanja so bili odstopanje zgornje 3 do 5 cm debele plasti betona nad bloki iz masivnih betonov ter krušenje in luščenje betona. Odstranitvi poškodovanih betonov z vodnim curkom pod visokim pritiskom, ali z lahkimi odkopnimi kladivi, je sledila reparacija poškodb. V primeru obsežnejših površin se je sanacija izvajala z brizganim betonom. Uporabljen je bil suhi postopek. Masa za brizganje, je bila pripravljena v mešalnici za izdelavo suhih malt. Malte za brizganje so bile mikroarmirane in polimerizirane, mineralni dodatki pa so zagotavljali nizek odstotek odpada in dobro kohezivnost malte. Nabrizgane malte so bile finalno zaglajene, v večini primerov brez nanosa dodatne zaključne plasti.

Na mestih, kjer so bile reparacije manjšega obsega so se reparacije izvajale s polimeriziranimi cementnimi maltami, ročno ali z uporabo manjših strojev za mokro nanašanje sanirnih malt.

Sanaciji razpok in delovnih stikov ter reparacijam poškodovanih površin je sledila izravnava površin s polimeriziranimi cementnimi masami. Postopek zagladitve je bil uporabljen tam, kjer je bilo iz estetskih razlogov potrebno doseči geometrijsko lepo oblikovane in izravnane površine z ravnimi robovi in prehodi (ograje, čelne površine stebrov, vzvodna fasada krovnega dela pregrade).

Na mostnih konstrukcijah je bil za razliko od masivnih betonskih delov glavni problem korozija armature. Sanacija je obsegala klasičen postopek za sanacijo tovrstnih poškodb, to je odstranitev betonov v okolici korodirane armature, čiščenje in zaščito razgaljenih armaturnih palic ter obnovo zaščitnih plasti betona. Na nosilcih mostne konstrukcije je bila zaradi premajhnih zaščitnih plasti betona nad armaturo (karbonatizacija je že zajela področje armature) izvedena tudi dodatna plast mikroarmirane in polimerizirane cementne malte, z namenom realkalizirati beton in s tem izboljšati njegovo zaščitno sposobnost proti koroziji armature. Malta je bila nanešena z brizganim postopkom. Za **zaščito** betonskih površin sta bila v osnovi izbrana dva sistema in sicer :

- polimerizirana cementna preplastitev in
- sistemska zaščita s polimernimi materiali.

Prvi sistem je bil uporabljen na vseh betonskih površinah, ki so v področju nihanja vodne gladine ter tam, kjer obstaja možnost vlaženja iz zaledja torej na površinah, na katerih je bilo potrebno poleg zaščite površin zagotoviti tudi čim večjo paropropustnost zaščitnega sistema.

Slika 3: Desni turbinski iztok med izvedbo sanacije

Tankoslojna polimerizirana cementna preplastitev je bila prvotno uporabljena tudi na pohodnih horizontalnih površinah turbinskih iztokov, srednjega stebra in mostov na dolvodni strani pregrade. Po prvi zimi se je preplastitev začela luščiti. Na osnovi rezultatov dodatnih preiskav stanja teh površin se je izvajalec skupaj s projektantom odločil za spremembo zaščitnega sistema. Ponovna sanacija je bila izvedena z brušenje prvotne preplastitve do zdrave osnovne betonske podlage in izvedbo impregnacije s silan-siloksani. Na vseh ostalih površinah so bili za zaščito uporabljeni polimerni materiali.

V okviru sanacije je bila izvedena tudi sanacija dilatacij in menjava vseh izlivnikov na krovu pregrade. Gotovo pa bo v prihodnje potrebna tudi celotna

menjava izolacije krova, saj je prvotna kombinirana svinčeno bitumenska izolacija že dotrajana. Zamakanje v spodnje prostore se lokalno kljub saniranim dilatacijam in izlivnikom nadaljuje.

Slika 4: Pogled na pregrado po končani sanaciji

5 ZAKLJUČEK

Sanacija betonskih in armiranobetonskih konstrukcij HE Medvode je bila tako kot sanacija večine hidroenergetskih objektov strokovno zelo zahteven in obsežen projekt. Z načinom izvedbe sanacije, rezultati meritev med izvedbo in kasnejšim rednim opazovanjem so pridobljene izkušnje, ki so gotovo dobra osnova za podobne posege na tovrstnih objektih.

OBNOVA IN DOINSTALACIJA HE NA SOČI - HE DOBLAR II IN HE PLAVE II

Alida REJEC, univ.dipl.inž.grad.

Miran KOMEL, univ.dipl.inž.grad.

Soške elektrarne Nova Gorica, Erjavčeva ulica 20, Nova Gorica

1. UVOD

V maju 1993 je IBE iz Ljubljane izdelal feasibility študijo povečanje inštalacije HE na Soči - Doblar II in HE Plave II, ki utemeljuje upravičenost izgradnje HE Doblar II in HE Plave II, kar je potrdila tudi revizija te študije, ki jo je v letu 1994 po naročilu Evropske banke za obnovo in razvoj izdelalo Švicarsko konzultantsko podjetje Colenco.

Tudi študije Vrednost energije in moči HE Doblar II in HE Plave II v razvojnih scenarijih elektroenergetskega sistema Slovenije (Elektroinštitu Milan Vidmar, Ljubljana 1994), Ocena vrednosti energije in moči HE na Spodnji Savi in Soči (Univerza v Ljubljani, Fakulteta za elektrotehniko in računalnišatvo, Ljubljana 1994) in Slovenia Energy Sector Investment Master Plan - Prioritisation of investment projects (Coopers & Lybrand) ocenjujejo izgradnjo teh dveh elektrarn kot najprimernejšo možnost za pokrivanje potreb slovenskega elektroenergetskega sistema. Pri tem povdarjajo zlasti njun pomen pri pokrivanju potreb po vršni energiji ter regulacijski in rezevni moči.

Projekt izgradnje dveh novih hidroelektrarn Doblar II in Plave II je vključen v Osnovni program graditve objektov, ki je sestavni del Strategije učinkovite rabe in oskrbe Slovenije z energijo. Projekt omogoča uresničitev usmeritev v razvoju energetike, ki bo zagotovila povečan delež hidroenergije in drugih obnovljivih virov energije ter višajo stopnjo samooskrbe v energetiki.

2. TEHNOLOŠKO TEHNIČNE REŠITVE Z OSNOVNIMI PODATKI

Reka Soča izvira v južnem delu Julijskih Alp pod prelazom Vršič na višini okrog 1000 m. Ima izrazito hudourniški značaj. Na razmeroma kratkem toku (136,5 km) ima velik padec ter je zaradi tega od nekdaj bila predmet preučevanja in študiranja možnosti njenega energetskega izkoriščanja.

Do prve svetovne vojne planirane gradnje na Soči niso bile realizirane. Po prvi svetovni vojni so Italijani začeli delati številne študije in projekte za izkoriščanje potenciala Soče. Za srednjo Sočo je družba Sade iz Benetk izdelala

študijo in dobila pooblastilo za izgradnjo elektrarn od Kobarida do Gorice. V letih 1936-1940 sta bili zgrajeni dve elektrarni: HE Doblar (1939) in HE Plave (1940). Ostale delno že začete gradnje je preprečila druga svetovna vojna.

Slika 1: Položaj hidroelektrarn na Soči.

Elektrarni HE Doblar in HE Plave v vsem času od puščanja v pogon nista bili deležni resnejših obnovitvenih del. Glede na starost in izrabljenost objektov in opreme elektrarn HE Doblar in HE Plave, ki so v pogonu pod polno obremenitvijo že več kot 50 let, obstaja realna nevarnost, da se v prihodnosti zgodi večja okvara oziroma izpad elektrarne. Po drugi svetovni vojni se je nadaljevalo s študiranjem možnosti izkoriščanja reke Soče in Idrijce. Spremenjena vloga hidroelektrarn v strukturi proizvodnje električne energije je narekovala gradnjo vodnih elektrarn z vse večjimi specifičnimi inštalacijami. Revidirane so višine inštalacij ne samo novih, ampak tudi obstoječih elektrarn.

V postopku priprave projekta sta obdelana dva objekta HE Doblar II in HE Plave II, ki predstavljata izgradnjo vzporednih derivacijskih elektrarn. Z gradnjo the objektov bo realizirano povečanje inštalacije obstoječih starih elektrarn HE Doblar I in HE Plave I ob sočasnem povečanju proizvodnje električne energije na obravnavanem odseku reke Soče. Projektni parametri bazirajo na obstoječih hidroloških in geoloških podatkih ter minimalnih dodatnih geoloških raziskovalnih delih. Objekt HE Doblar II leži v debeloskladovitih volčanskih apnencih s posameznimi vložki rožencev. Območje objekta HE Plave II je zgrajeno iz krednih in terciarnih flišnih sedimentov z debelimi plastmi apnenih breč in peščenjakov ter bloki apnenca in laporja.

Tabela 1: Osnovni tehnični podatki.

	HE Doblar II	HE Plave II
derivacija-tunel	D=6.4 m	D=6.4m
	L=3900 m	L=5570 m
instalirani pretok	Qi=105 m^3/s	Qi=105 m^3/s
bruto padec	Hbr=48.5 m	Hbr=27.5 m
število agregatov	n=1	n=1
turbina	Kaplan, vertikalna	Kaplan, vertikalna
generator	trifazni, sinhronski	trifazni, sinhronski
odvod v 110 kV omrežje		
inštalirana moč	Pn=40 MW	Pn=20 MW
letna proizvodnja	Wl=199 GWh	Wl=116 GWh

Z zgraditvijo elektrarn - HE Doblar II in HE Plave II, ki vzporedno derivacijski elektrarni obstoječim HE, se izvrši poenotenje inštaliranega pretoka (180 m3/s) na verigi elektrarn na Soči. Vlogo čelnega bazena verige prevzema obstoječi akumulacijski bazen HE Doblar I. Novi derivacijski elektrarni maksimalno izkoriščata objekte in vso infrastrukturo starih elektrarn (obstoječi pregradi akumulacijska bazena, stikališča in daljnovode). Ker se uporablja

obstoječe akumulacijske bazene HE Doblar I in HE Plave I in ker so skoraj vsi objekti elektrarn HE Doblar II in HE Plave II podzemni, je v celoti ocena vpliva na okolje zmerna glede na zatečeno stanje naravnega in človekovega okolja. V času izgradnje objektov se izvaja redno opazovanje vodnega in obvodnega okolja, bivalnega okolja ter stanovanjskih objektov v vplivnem območju gradnje. Rezultati monitoringa bodo osnova za določitev obratovalnega režima elektrarne.

Za predstavljeni projekt se predvideva rok izgradnje 45 mesecev, tako da bosta objekta dokončana do konca leta 2001. Predračunska vrednost investicije je 185 mio DEM, skupaj s stroški kredita pa 206 mio DEM. Od tega znašajo gradbena dela cca 110 mio DEM, od katerih je vrednost tunelov cca 60%. Za načrtovani projekt je sprejeta Uredba o lokacijskem načrtu za obnovo in doinstalacijo obstoječih hidroelektrarn na Soči-HE Doblar II in HE Plave II ter pridobljeno v letu 1997 Enotno dovoljenje za gradnjo. Pripravljalna dela so se izvajala v letu 1997, z izgradnjo glavnih objektov pa se je pričelo v aprilu 1998. Trenutno potekajo dela na vseh objektih HE Plave II, to je strojnici z vodostani, glavnem dovodnem rovu ter vtočnem objektu. Na objektih HE Doblar II pa so v izvedbi podzemni objekti strojnice s povezovalnim in pristopnim tunelom ter portalni objekti glavnega dovodnega rova ter iztočnega tunela.

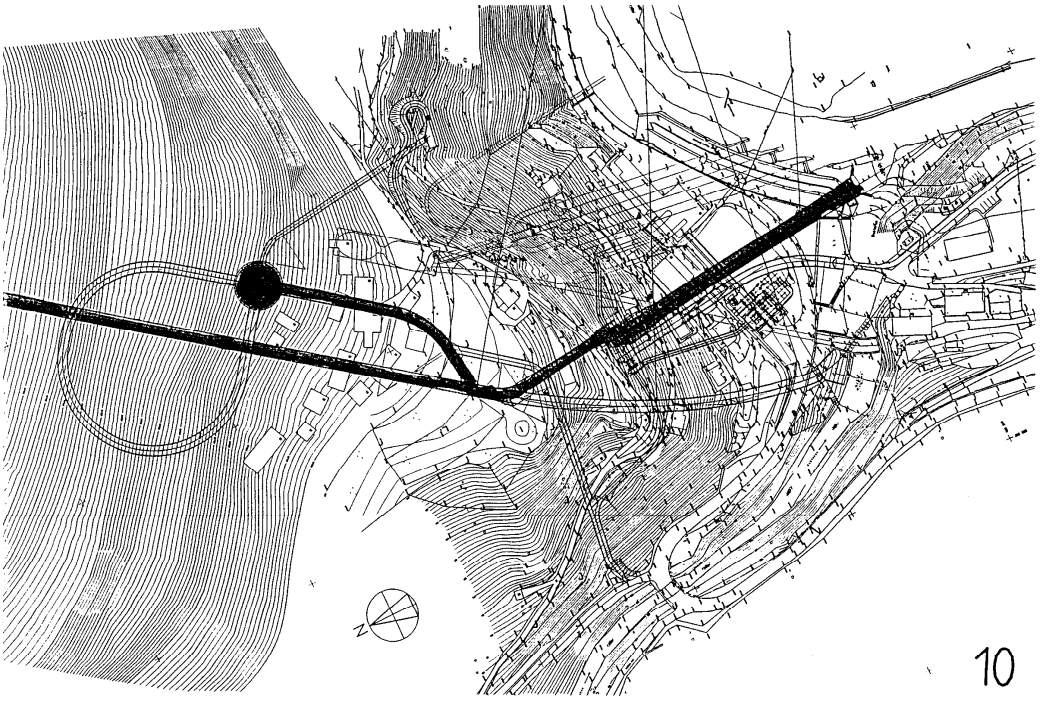
3. OPIS OBJEKTOV

3.1 HE DOBLAR II

Vtočni objekt v tlačni tunel je postavljen na desnem bregu Soče okrog 100 m vzvodno od obstoječega vtoka in pregrade Podsela HE Doblar I. Na vtoku so namesčene grobe rešetke (11 x 14.5 m) ter za njimi zasilna tablasta zapornica dimenzij 7 x 7 m. Elementi tablaste zapornice visijo nad vtokom v tlačni tunel. Na platoju nad vtokom v tunel je postavljena pomožna naprava za vlaganje in dvig zapornic. Predvideno je strojno čiščenje rešetk. Čistilni stroj je postavljen na tirnicah na platoju nad vtokom. Predvidevamo kamionski odvoz materiala, ki se bo nabral ob čiščenju rešetk. Dostop do vtočnega objekta je omogočen z izgradnjo okrog 50 m podaljška obstoječega pristopnega tunela od pregrade Podselo.

Trasa tunela poteka po desnem bregu Soče vzporedno s traso obstoječega tunela HE Doblar I. Tlačni tunel HE Doblar II je krožne oblike, ima svetli premer 6.4 m in dolžino 3900 m. Na odseku pri potoku Ušnik tunelska cev premošča omenjeni potok. Na tem delu je tunel izdelan kot masivna armirano betonska premostitvena konstrukcija, v kateri je v dnu predvidena odprtina za evakuacijo voda Ušenika. Pred podzemno strojnico, ki je locirana v hribu neposredno ob obstoječi strojnici HE Doblar I, je postavljen vodostan. Vodostan svetlega premera 26 m in višine 32 m je podzemne izvedbe z asimetrično dušilko na dnu in povezovalno pentljo. Pomožni dostopni tunel v času gradnje je predelan in ima funkcijo odzračevalnega jaška.

Dimenzije strojnične dvorane v osnovi so 15 x 39 m. Vertikalna Kaplan turbina, generator in predturbinska loputa so nameščeni v vertikalnem krožnem jašku, ki ima notranji premer 20.5 m. Pristopni tunel za transport opreme in dostop do strojnice dolžine 110 m ima vzdolžni nagib 7% in omogoča dostop na montažni prostor na koti 120 m n.m. V kaverni nad koto 120 m n.m., nasproti montažnemu platoju, so v treh etažah nameščeni ostali potrebni tehnološki in visokonapetostni prostori, aku-prostor, TK-prostor, delavnica, priročno skladišče, pisarne in sanitarije. Strojnici stare in nove elektrarne sta med seboj povezani s posebnim tunelom za osebni dostop personala.



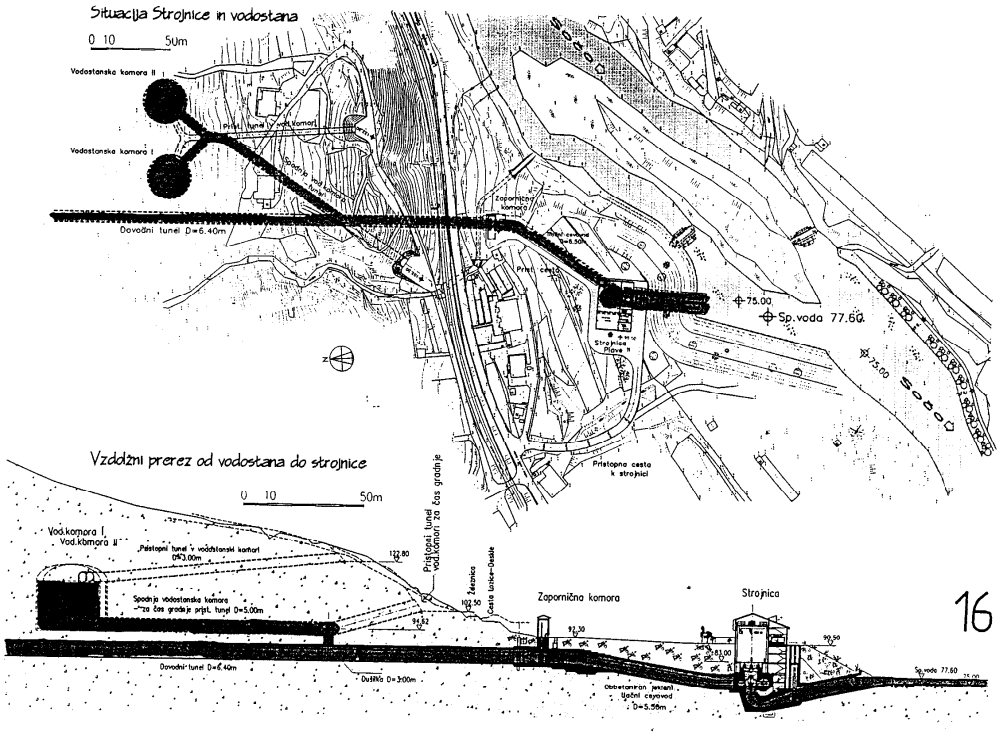
Slika 2: Situacija HE Doblar II.

Blok transformator in stikališče so postavljeni ba obstoječem zunanjem elektrarniškem platoju ob strojnici HE Doblar I. Od strojnice do blok transformatorja so kabelske povezave namesčene v posebnem kabelskem tunelu dolžine 70 m.

Voda izpod turbine je speljana po odvodnem tunelu dolžine 150 m, podkvaste oblike svetlih dimenzij 9.0 x 7.5 m. Tunel je po celotni dolžini obložen z betonsko oblogo. Odvodni tunel deluje pod pritiskom tudi v primeru najnižjih gladin vode v koritu Soče. Dolžina odvodnega tunela (150 m) je na meji, kjer so možne rešitve z in brez spodnjega vodostana. S platoja pred vhodom v strojnico je mogoč dostop do manipulativnega platoja nad turbinskim iztokom. S tega platoja je mogoča manipulacija s predvidenima zapornicama za zapiranje turbinskega iztoka.

3.2 HE PLAVE II

Vtočni objekt HE Plave II je postavljen na desnem bregu Soče vzvodno od obstoječega zajetja HE Plave I, tik pod regionalno cesto Nova Gorica – Tolmin. Vtočna odprtina, dimenzij 20,0 x 7.5 m je zaradi velikega razpona razdeljena z delilnim zidom na dva eneka dela. Opremljena je s finimi rešetkami, čiščenje rešetk je predvideno s čistilnim strojem. Za preprečevanje zaprojevanja vtočnega objekta sta pod vtočno odprtino izvedena dva odpeskovalna kanala, ki v času prodonosnih pretokov odvajata prod direktno v nizvodno strugo.Tunel HE Plave II ima svetli premer 6.4 m in dolžino 5570 m ter poteka po desnem bregu Soče-vzporedno s traso obstoječega tunela HE Plave I.



Slika 3: Situacija in prerez HE Plave II.

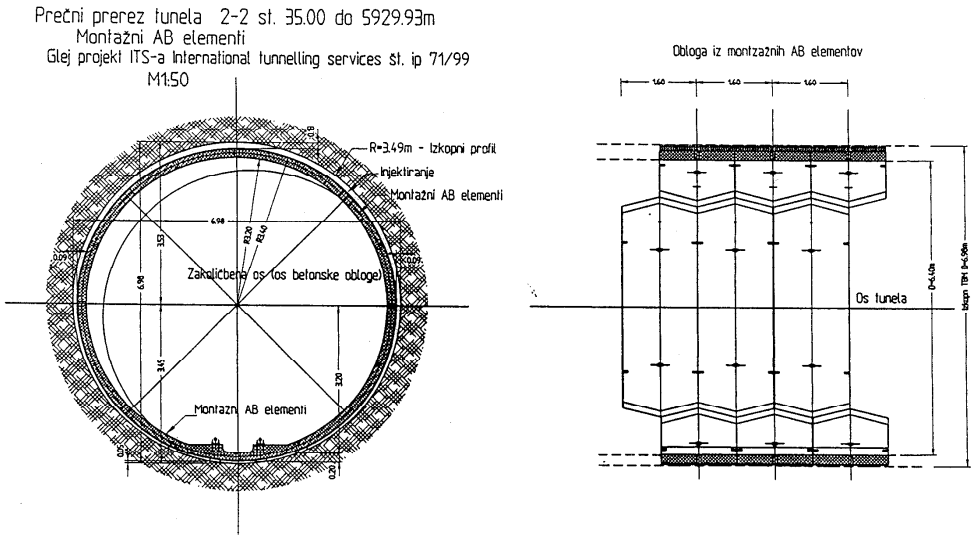
Pred strojnico, ki je locirana na desnem bregu Soče cca 800 m gorvodno od obstoječe strojnice, sta postavljena vodostanska jaška, premera 26.0 m in višine 32.0 m. Vodostan je poszemne izvedbe z asimetrično dušilko na dnu. Strojnica zunanje izvedbe ima tlorisne dimenzije 31.0 x 22.0 m. Zgradba je armiranobetonske izvedbe z montažno strešno konstrukcijo. Do elektrarniškega platoja pred vhodom v strojnico je speljana dostopna cesta. V skupnem strojniškem prostoru je postavljena ena Kaplan turbina in generator. V strojnici elektrarne je za potrebe montaže in remontov elektrostrojne opreme vgrajeno mostno dvigalo z elektromotornim pogonom. Dvigalo pokriva celotno področje generatorske etaže strojnice in montažnega prostora. V prizidku strojnice proti

bregu so nameščeni ostali potrebni tehnološki in visokonapetostni prostori, komanda, aku-prostor, TK-prostor, priročno skladišče, pisarna in sanitarije. Na fasadi strojnice proti Soči imamo predvidena okna in odprtine za zračenje.

Blok transformator in stikališče so postavljeni na zgornjem elektrarniškem platoju tik ob strojnici. Nizvodno od strojnice HE Plave II oziroma strojnice HE Plave I, so predvidena dela na poglabljanju struge reke Soče. namen the del je znižanje gladine spodnje vode do nivoja, ki ga izkorišča obstoječa HE Plave I (77.0 m n.m.). Skupna količina izkopa je okrog 65000 m^3.

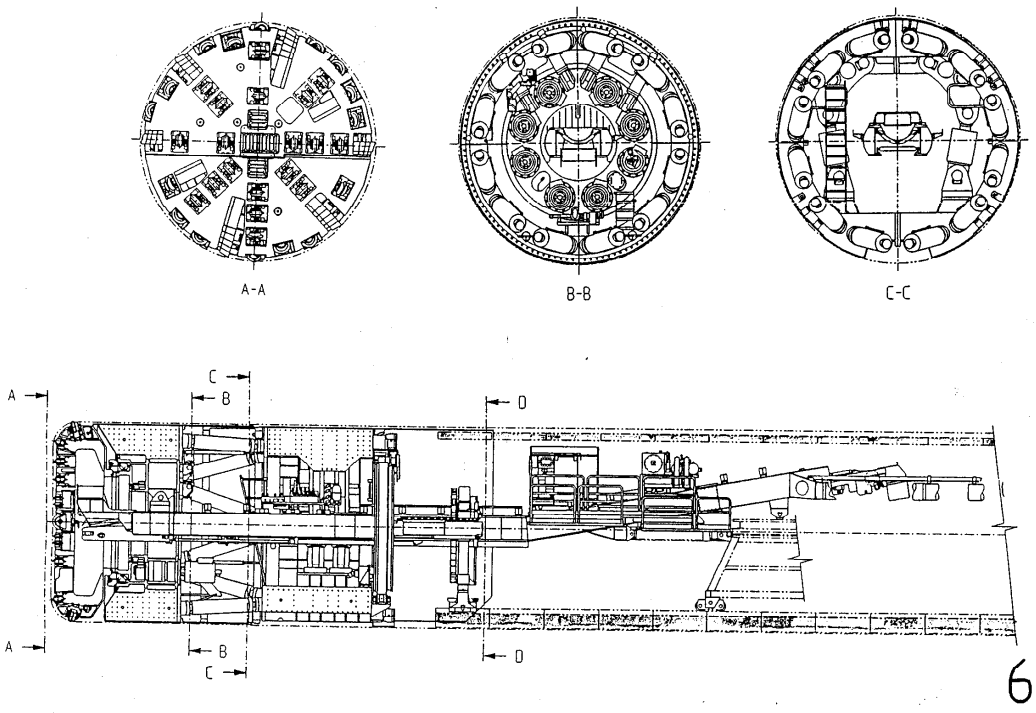
4. TEHNOLOGIJA IZGRADNJE DOVODNIH TUNELOV

Skupna dolžina obeh tunelov znaša okrog 10 km, kar omogoča ekonomsko upravičeno uporabo 'full face' vrtalnega stroja –TBM (tunel boring machine), ki izvaja izkop celotnega preseka istočasno. Tovrstni stroj je v Sloveniji uporabljen prvič. Celotna dolžina kompozicije stroja z vrtalno glavo in ostalimi deli znaša okrog 120 m, za obratovanje je potrebna priključna moč 3 MW. Istočasno z izkopom se izvaja tudi montaža betonske obloge s pomočjo prefabriciranih segmentov, debeline 20 cm v obliki satovja. Vmesni prostor med hribino in betonskimi elementi je zapolnjen z monogranuliranim agregatom in zainjeciran v dveh fazah. Na ta način je dosežen popoln stik med hribino in oblogo. Uporabljata se dve vrsti betonskih segmentov enakih dimenzij in sicer MB 30 za dobre in MB 40 za slabše geološke razmere. Segmenti se izdelujejo v specializiranih obratih izvajalcev Primorja in SCT. V pričakovanih geoloških pogojih je povprečno napredovanje izkopa in montaže segmentov 30 m na dan.



7

Slika 4: Prečni prerez tunela in obloge.



6

Slika 5: Prerez vrtalnega stroja TBM.

DENIVELACIJA GLADINE NA PRODNI PREGRADI JAVORNIK Z UPORABO NATEGE

Uroš FERJAN, univ.dipl.inž.grad.

Javno vodnogospodarsko podjetje Kranj, d.d., Mirka Vadnova 5, Kranj

1. UVOD

Že prva leta po izgradnji HE Moste je bilo opaženo intenzivno zaprojanje akumulacijskega volumna. S ciljem preprečevanja pojava sta bili v naslednjih letih zgrajeni dve prodni pregradi – Javornik in Hrušica. Pregrada na Javorniku je bila zgrajena zelo preprosto – cca 5 m visoka zložba iz palvis košar, ki je bila kasneje zaradi ranljivosti prevlečena z betonsko oblogo. Problem take pregrade je bil in ostaja še danes – evakuacija vode. V akumulacijski volumen letno prispe do 10.000m^3 plavin, ki ga jih je iz vode zelo težko odstranjevati, še težje pa je ločevanje med inertnim muljem in uporabnim (in komercialno zanimivim) prodom. Našteti problemi niso zgolj teoretični ampak so se pokazali tudi v praksi. V najkrajšem času je torej potrebno vzpostaviti sistem za denivelacijo gladine, ki bo omogočal odvzem in ločevanje plavin že pri izkopu – torej nad vodno gladino. Sistem za denivelacijo mora biti tak, da bo čim manj ali najbolje nič ne posegal v pregrado, da ne bo odnašanja mulja dolvodno ob denivelaciji in seveda ekonomsko upravičen.

2. SPLOŠNO, OPIS PROBLEMATIKE

Sava – naša najdaljša reka je v ozki dolini Kavčke pri vasi Moste blizu Jesenic pregrajena z najvišjo pregrado v Sloveniji – pregrado za HE Moste, zgrajeno leta 1948. Za njo je nastala približno 4km dolga akumulacija. Sava je v svojem zgornjem toku (v ta del spada tudi obravnavano območje) precej prodonosna reka in že v prvih letih po izgradnji pregrade so opazili, da se je akumulacija hitro polnila z rinjenimi in lebdečimi plavinami. Ta opažanja so sprožila značilne praznitve akumulacije v letih 1952, 1959 in 1974, kar pa je zaradi velike kalnosti povzročilo škodo na ribjem življu. Z razmahom železarske industrije in razvojem mesta Jesenice je v akumulacijo gravitiralo vse več polutantov tako, da bi ob eventualnem odpiranju talnega izpusta povzročili pravo ekološko katastrofo daleč dolvodno.

2.1 Prodna pregrada Javornik

Z namenom zadržati predvsem plavine (pa tudi polutante) je bila leta 1953 v korenu zajezbe zgrajena prodna pregrada Javornik. Njen začetni volumen je znašal cca 500.000m3. Ta prostor je bil kasneje znatno zmanjšan z gradnjo železniškega nasipa železarne Jesenice in tudi obratovanje železarne je znatno vplivalo na zmanjševanje oz. zapolnjevanje akumulacijskega volumna.

V času gradnje prodne pregrade je primanjkovalo klasičnega gradbenega materiala (beton, armatura,…), zato je bila prvotna pregrada zgrajena iz palvis košar, polnjenih z večjimi prodniki, ki so bile zložene v petstopenjski jez; krona in podslapje pa so bili obloženi z leseno oblogo.

Zaradi dotrajanosti palvis mrež je bila v osemdesetih letih obnovljena krona pregrade; na vse stopnje in podslapje je bila izvedena preplastitev z betonsko ploščo, horizontalni deli stopenj in podslapje pa so bili še dodatno prekriti z leseno oblogo. V takem stanju se je pregrada ohranila do danes.

Ker se je material v prodni pregradi Javornik hitro kopičil, interesa po izkoriščanju materiala s strani gradbenih podjetij pa zaradi neprimernost materiala ni bilo, se je akumulacijski volumen hitro zapolnil in zopet so se vse plavine (vključno z polutanti) kopičile v akumulaciji Moste. Zato je bil leta 1973 zgrajen še prodni zadrževalnik Hrušica kot dodatni ukrep za zadrževanje plavin. Njegova začetna prostornina je znašala 20.000m3, kar naj bi pomenilo letno prodonosnost. Toda samo v mokrem letu 1965 je Sava v štirih mesecih odložila 100.000 m3 materiala.

2.2 Opis zatečenega stanja prodne pregrade Javornik

Akumulacijski volumen je bil nazadnje čiščen v poletnih mesecih leta 2002; pred tem pa leta 1998. Ob vseh praznitvah se je pojavljal stalen problem, kako kontrolirati odvzem plavin. Prodna pregrada namreč nima možnosti denivelacije vode. Problemov, ki se s v zvezi tem pojavljajo, je več; pri klasičnem načinu odvzema – z bagrom se pojavlja problem, ker se voda ob prvih zajemih skali in potem bagerist dela dobesedno po občutku – kontrola je možna šele naslednji dan, ko se voda zbistri. Ekonomsko najugodnejše je direktno nakladanje izkopanega materiala na transportna sredstva in odvoz na deponijo; pri tem se naklada moker material, zaradi velike količine vode, ki se transportira, je učinek dela precej znižan, poleg tega se pojavlja onesnaževanje javnih prometnic. Morda so vsi ti problemi tudi vzrok, da se plavine v akumulaciji niso praznile bolj redno. Potrebno je še dodati, da količine proda za odvzem kljub temu niso tako velike, da bi bilo ekonomsko investirati v dražje in efektivnejše tehnologije, ki bi se izognile navedenim problemom (žični bager, plavajoči bager,...)

3. CILJ PROJEKTA IN POGOJI INVESTITORJA

Edini cilj projekta je poiskati tehnično in tehnološko rešitev za denivelacijo gladine vode v akumulaciji. Na ta način bi bilo možno odvzemanje proda po klasičnem postopku, brez zgoraj navedenih problemov. Po izvedbi denivelacijskega objekta se bo akumulacijski volumen prodne pregrade redno čistil, s čimer bi se obnavljal prostor za vsakoletne nove rinjene plavine. Te naj bi se čistile direktno (z bagrskim odvzemom), zato pa potrebujemo suho gradbeno jamo višine 2m. Odvzem proda naj bi predvidoma potekal ob času srednjih (ali srednjih nizkih) pretokov, zato mora biti s sanacijo pregrade zagotovljena možnost odtekanja srQn do Qsr.

4. MOŽNI NAČINI DENIVELACIJE VODE

Osnovna projektna naloga ne definira načina oz. tehnologije denivelacije. Po preučitvi vseh pogojev in razmer na terenu se izkaže veliko možnih rešitev (med katerimi je ena optimalna).

Izgradnja prodnih izpustov na pregradi. Varianta je bila obširno obdelana v projektu št. proj.: 5/97, »Sanacija akumulacijskega volumna prodne pregrade Javornik«, U. Ferjan, D. Vodnjov, VGP Kranj 1997; Glavna pomanjkljivost variante je bila velika cena gradbenih del in predvsem obeh zapornic.

Varianta z bypassom – obtok vode okrog pregrade. Leva stran je zelo problematična, saj je prostora med pregrado in industrijskimi vodi Železarne Jesenice zelo malo – cca 6m. Poleg tega pomeni bypass velika gradbena dela, z zapornico na začetku. Desna stran: Tu je poleg problemov z leve strani še dodaten problem z zemljišči, ki niso last niti SEL niti niso vodna zemljišča.

Varianta s prevrtanjem pregrade (za prodni izpust). Načeloma obstajata dve vrsti vrtanja: *a) vrtanje z vodnim curkom*: Poleg vrtine bi bilo potrebno vgraditi še cevi, ostali prostor pa zainjektirati, ker je pri tlaku 4 do 5m že problem zaradi izpiranja. Še največja pomanjkljivost pa je premer cevi, ki je navzgor zelo omejen: na vsega 250mm. Takih vrtin bi morala biti cela vrsta, potem je tu še problem vtoka v cevi (zamašitev, odkop in lociranje zasutih cevi oz čepov). *b) vrtanje z rezili*: Varianta takoj odpade zaradi sestave pregrade: rezila bi namreč zapletla za palvis mrežo in vrtanje bi bilo prekinjeno; poleg tega taki vrtalni stroji težko spreminjajo smer vrtanja, vrtino je potrebno zainjektirati.

Varianta z sifonsko cevjo. Preko pregrade se napelje toliko sifonskih cevi, da je njihova skupna zmogljivost večja ali enaka potrebni količini črpanja vode. Na podlagi preučitve vseh alternativ je bila ta varianta izbrana za najustreznejšo in sicer zaradi naslednjih prednosti:

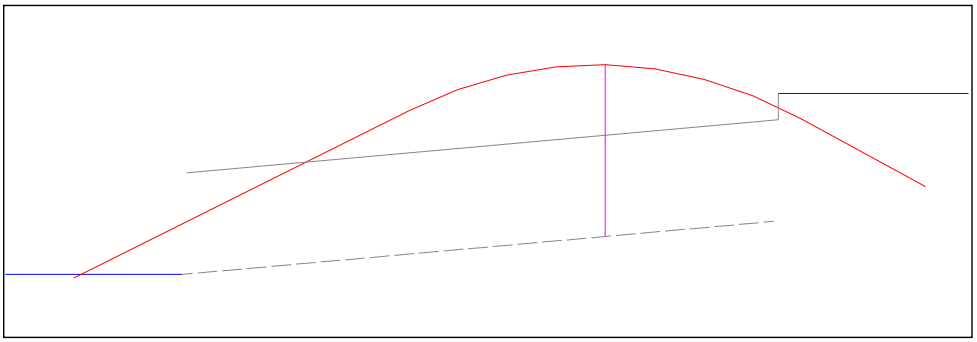
- ni poseganja v pregrado,
- ni odnašanja mulja in plavin v dolvodno akumulacijo,
- število sifonskih cevi se prilagaja trenutni potrebi po črpanju vode,
- zagon je enostaven – z nalivalno črpalko,
- elementi so demontabilni: ko ni več potrebe po črpanju se lahko pospravijo stran s pregrade, kar zagotavlja dolgo življenjsko dobo cevem,
- ekonomsko bistveno ugodnejše od vseh ostalih variant.

5. Dimenzioniranje

5.1 Karakteristični pretoki

Karakteristični pretoki za dimenzioniranje so povzeti po študiji: št. proj.: C-161, "Vodnogospodarski ureditveni načrt povodja Save Dolinke - Idejna zasnova Save Dolinke od km 18.50 do 46.30 ", F. Rojnik, J. Pintar, D. Burja, R. Fazarinc, Ljubljana, december 1993, Vodnogospodarski inštitut, Hajdrihova 28 Ljubljana. Karakteristični pretoki znašajo Q_{sr}= 11 m^3/s in Q_{100}= 298 m^3/s.

Hidravlični račun natege, L= 39,0 m , d= 0,47 m



5.2 Hidravlični preračun natege

	začetno stanje (polna akumulacija)	končno stanje (prazna akumulacija)	
viš. razlika med sp vodo in temenom natege **Hbr** =	5,40 m	5,40 m	
od gladine do kritične točke **h1** =	**0,50 m**	**2,90 m**	
razlika med zg in sp. vodo **Hglad** =	4,90 m	2,50 m	
dolžina cevi **L** =	39,00 m	39,00 m	
dolžina cevi do kritične točke**L1** =	14,00 m	14,00 m	
hrapavost ostenja **lambda** =	0,015	0,02 m	
notranji premer cevi **dn** =	0,47 m	0,47 m	
izgube:			
vtok	0,5	0,5	
koleno:	0,1	0,1	
iztok:	0,1	0,1	
v =	**6,01 m/s**	**3,11 m/s**	
v^2/2g =	1,84 m	0,49 m	
delta **E1** =	0,83 m	0,22 m	
delta **E2** =	1,49 m	0,40 m	
max. podtlak **p-** =	**2,81 m**	**3,52 m**	**< 7,5 m**
pretok skozi eno cev **Q1** =	**1,02 m3/s**	**0,53 m3/s**	
Qpotrebni =	8,0 m3/s	/	
potrebno število cevi **n** =	**8**	8	
Qdejanski =	8,17 m3/s	4,2 m3/s	

6. IZVEDBA

6.1 Tehnične lastnosti izbranih sifonov

Vodilni merilo za izbiro sifonov je njihova skupna pretočnost, ki naj znaša vsaj cca 8 m^3/s. (Podatek o srednjem nizkem pretoku ni na voljo) in pa izvedljivost celotnega sistema.

Material: Na trgu je moč dobiti več možnih proizvajalcev (ponudnikov) cevi, ki se bistveno ločujejo le po materialu za izdelavo sifonske cevi: jeklo, polietilen, PE-HD, poliester,... Glede na specifičnost potreb se je najbolj uporaben material izkazal PE-HD. Teža cevi: 27.5kg/m.

Premer cevi: Premer je pogojevala predvsem pretočnost posamezne cevi oz. njihovo skupno število. Iz hidravličnega računa je razvidno, da je izbrana cev ϕ 500m, z notranjim premerom d=47cm. Za učinkovito odvajanje vode potrebujemo 8 takih cevi. Ko se gladina že delno denivelira, je učinek seveda manjši, zaradi manjšega potenciala.

Linija osi cevi: Je izbrana tako, da se čim bolj prilagaja obliki pregrade. Za potrebe točne izdelave delavniškega načrta bo potrebno dodatno posneti prečni prerez pregrade na mestu prehoda cevi – ob levi strani.

Stikovanje cevi: Glede na veliko število lomov osi in omejenost dolžine posameznega kosa glede na težo cevi (27.5kg/m), bo cev potrebno razrezati na tolikšne kose, da bo izvedba možna z bagrskimi prevozi + ročnimi prenosi na mikrolokacijo vgradnje. Shemo razreza glej priloge. Stikovanje: s prirobnicami: na eni strani stika leteča, na drugi laminirana prirobnica.

6.2 Zagon sifonskih cevi

Za pravilno delovanje (oz. za delovanje nasploh) je potrebno zagotoviti teoretične hidravlične pogoje: zrakotesnost cevi in sklenjen zgornji in spodnji vodni stolpec. Za zrakotesnost je poskrbljeno z izvedbo cevi, za sklenitev stolpca je potrebno sledeče:

- na gorvodni strani: cev mora biti potopljena v vodo,
- na temenu sifonske cevi naredi gasilski priključek, kjer se potem voda nalije do vrha cevi,
- na dolvodni strani: je potrebno cev potopiti v vodo ali vsaj deloma preprečiti iztekanje v času nalivanja,
- zagon: Po končanem nalivanju se odprtina na temenu zamaši, odpre čep na sp. strani cevi in razlika teže vodnih stolpcev potegne vodo v dolvodni smeri.

6.3 Testna sifonska cev

Kljub razmeroma dobremu teoretičnemu poznavanju sifonskega delovanja se predlaga izdelava testne sifonske cevi, pri čemer se na terenu dodela dodatne potrebne ukrepe za pravilno delovanje sistema. strošek testne sifonske cevi se ocenjuje na 1.500.000 SIT, kar je primerljiv strošek glede na eventualne raziskave na modelih. Obstaja pa zelo velika verjetnost, da bo testna sifonska cev tudi ena od cevi v bodočem sistemu praznjenja akumulacije prodne pregrade Javornik.

7. GROBA OCENA DEL

Glede na zbrane ponudbe proizvajalcev oz. distributerjev se oceni, da strošek nabave, dobave, izdelave in montaže sifonskih cevi – 8 kos, vključno z sidranjem in enkratnim zagonom (praznjenjem akumulacije) znaša cca 10.000.000 SIT.

8. ZAKLJUČEK

S pričujočim projektom je dokazano, da je sifonski učinek v določenih primerih zelo učinkovito sredstvo za odvajanje vode iz bazenov. Predvsem nas je presenetila njegova ekonomska utemeljenost. Ena od bistvenih prednosti pa je denivelacija vode v akumulaciji brez poseganja v pregrado (ki je grajena iz palvis košar, in praktično ne dovoljujejo poseganja).

ANALIZE USTREZNOSTI ABRAZIJSKO ODPORNIH OBLOG NA EVAKUACIJSKIH OBJEKTIH PREGRAD

mag. Andrej KRYŽANOWSKI univ. dipl. ing. gradb.

Savske elektrarne Ljubljana, Gorenjska 46, Medvode

1. SPLOŠNO

Betonske površine vodnih zgradb so nenehno izpostavljene rušilnim procesom delovanja vodnega toka. Na betonskih površinah vodnih zgradb se v splošnem pojavljajo tipične erozijske poškodbe, ki so posledica delovanja dveh rušilnih procesov: abrazije in kavitacije. Pod pojmom abrazije označujemo učinkovanje trdnih delcev z vodnim tokom na izpostavljene betonske površine. S pojmom kavitacije pa učinkovanje parnih mehurčkov na izpostavljene dele betonskih konstrukcij, kot posledica hidrodinamičnih procesov. Stalna izpostavljenost betonskih površin in zagotavljanje normalne obratovalne sposobnosti objektov sta povezana procesa, ki zahtevata zaradi kompleksnosti problematike znatno večje angažiranje investicijskih sredstev tako v fazi načrtovanja in gradnje, kot vzdrževanja objekta tekom eksploatacije in to iz razloga, ker z napredovanjem degradacijskih procesov lahko sčasoma pride tudi do ogrožanja stabilnosti same konstrukcije.

Glede na poznavanje procesov je najučinkovitejša rešitev, da se preprečijo vzroki za nastanek erozijskih poškodb. Pojav kavitacije na vodnih zgradbah je možno odpraviti s sodobnimi konstrukcijskimi principi, ki verjetnost pojave fenomena skoraj v celoti izključujejo. Varovanje konstrukcij pred abrazijskimi poškodbami pa se ob ustreznimi konstrukcijskimi rešitvami rešuje z zaščitnimi oblogami iz abrazijsko odpornimi materiali. Trend razvoja na tem področju gre v smer optimiranja tehnično-tehnoloških rešitev ter analiz ustreznosti materialov, z upoštevanjem naslednjih kriterijev: (1) visoka odpornost na fizikalno-kemijske procese delovanja vodnega toka, (2) dostopnost uporabljenih materialov, (3) izvedljivost in ekonomičnost izvedbe, (4) minimalni stroški vzdrževanja, (5) trajnost izvedbenih rešitev. Predvsem slednje je iz vidika zmanjševanja stroškov vzdrževanja in hkratnim zagotavljanjem normalne obratovalne pripravljenosti objektov izrednega pomena.

2. ANALIZE OBSTOJNOSTI BETONOV NA ABRAZIJO

V inženirski praksi se za zaščito konstrukcij pred abrazivnim delovanjem vodnega toka največkrat uporabljajo zaščitne obloge iz kakovostnejšega materiala z ustreznimi fizikalnimi karakteristikami. Zaradi številnih prednosti in

zadoščanju vseh zahtevanih kriterijev obstojnosti se pri zaščiti izpostavljenih površin na vodnih zgradbah pretežno uporabljajo betonske obloge. Beton, kot vsestransko uporabljeni gradbeni material ima v vseh vidikih nesporne prednosti pred ostalimi, ki ga odlikujejo: cenenost in dostopnost vhodnih komponent, izredna vgradljivost, ekonomika izvedbe, odpornost na fizikalno-kemijske procese, omogoča naknadne sanacijske ukrepe in sorazmerno majhni stroški pri vzdrževanju objektov. Prednost betona pred ostalimi materiali je v tem, da lahko s posebnimi dodatki bistveno izboljšamo odpornostne karakteristike.

2.1 Proces abrazije

Proces abrazivnega delovanja vodnega toka je večfazni: poškodbe betonskih površin so posledica hidrodinamičnih procesov vodnega toka in abrazivnega delovanja plavajočih delcev ob podlago. Vplive vodnega toka pri procesu porušitve lahko izrazimo s strižnimi napetosti na površini, ki so posledica učinkovanja vodnega toka in normalnimi napetosti, kot posledica tlaka v vodnem telesu. Plavajoči trdni delci učinkujejo na površino na načine, ki izhajajo iz karakterističnega gibanja delcev: rotacije, translatornega gibanja, saltacije in kombinacije naštetih.

Posledica abrazivnega delovanja plavajočih delcev je formiranje drobnih razpok na površini in v notranjosti betonske strukture. Nastanek razpok je posledica prekoračitve dopustnih nateznih trdnosti betona. Vodni tok z vlečnimi in tlačnimi silami pospeši razširjanje razpok in s slabitvijo strukture (utrujanje materiala) ter porušitvijo notranjih vezi v strukturi prične odnašati delce cementnega veziva in agregata. Proces razgradnje se nadaljuje v notranjost strukture – nastanejo vidne poškodbe. Pri razvitem turbulentnem vodnem toku, s spremljajočimi dinamičnimi pojavi (pulzacije tlakov, vibracije konstrukciji, udarci delcev ob podlago) pa je proces razgradnje pospešen. Porušitev betonske strukture lahko nastopi tako po cementnem kamnu, kot agregatu. Največkrat je merodajna porušitev po stični ploskvi med cementnim vezivom in agregatom, kjer ponavljajoči dinamični procesi širijo začetne razpoke in slabijo kontakt. Posledice abrazivnega delovanja vodnega toka so značilne poškodbe, ki jih karakterizira hrapavo, neenakomerno razjedena površina z udorinami in otoki različne kvalitete v osnovni strukturi.

Intenziteta abrazivnega delovanja vodnega toka je odvisna od hidrodinamičnih lastnosti: prvi od merodajnih kriterijev s katerim lahko kvalitativno opišemo vplive na betonske površine je hitrost vodnega toka, drugi pa fizične karakteristike plavajočih delcev (oblika, velikost, teža, trdota ...). Na osnovi opazovanj velja, da se obseg poškodb na betonskih konstrukcijah pri abrazivnem delovanju vodnega toka izraža premo sorazmerno s potenco hitrosti vodnega toka (običajno med 2 in 3). Za poznavanje procesa in obsega delovanja abrazije je potrebno torej za vsak objekt opredeliti karakteristike vodotoka (poznavanje rečne dinamike, karakteristike nošenega materiala) z vsemi relevantnimi značilnostmi objektov in strukture (namembnost objekta, lastnosti materialov v konstrukciji, stanje objektov, vzdrževanje, ipd.).

2.2 Odpornost betonov na proces abrazije

Eden od značilnih kriterijev za odpornost so mehanske lastnosti betonov oz. bolj primerno je če razpravljamo o kvaliteti cementnega veziva. Običajni betoni s svojimi lastnostmi ne ustrezajo karakteristikam, ki bi izkazovale ustrezno abrazijsko odpornost materialov (utrujanje materiala, natezna trdnost, abrazijska odpornost, strižna trdnost ....). Izboljšanje mehanskih karakteristik betona oz. cementnega veziva je možno z posebnimi ukrepi (specialni dodatki) in postopki pri izvedbi (nizek vodocementni faktor, ustrezna finalna obdelava površin, nega betona). Odpornost betonov na pojav mikrorazpok ter ojačitev makrostrukture se poveča z dodatkom vlaken, ki so lahko jeklena (ojačitev makrostrukture – veziva in agregata), ali polimerna vlakna (ojačitev mikrostukture - cementnega veziva). Za izvedbo boljše oprijemljivosti med agregatom in cementnim vezivom, se ob primerni graduaciji agregata in tipa agregata (drobljenec, ustrezne fizikalno-kemijske lastnosti materiala) uporabi dodatek k cementu (mikrosilika) ali pa kot modificirano vezivo (uporaba polimerov). Z navedenimi postopki se lahko bistveno poveča odpornost materialov.

3. OPIS METOD RAZISKAV

Na osnovi standardiziranih postopkov za ugotavljanje fizikalnih lastnosti betona (tlačna trdnost, natezna trdnost, udarna trdnost, odpornost proti utrujanju, odpornost na obrabo ipd.) je možno dobiti vrsto primerljivih parametrov na osnovi katerih lahko ugotavljamo posredno tudi odpornost materiala na abrazijsko delovanje vodnega toka. Realno pa je mogoča preveritev ustreznosti le ob simulaciji pogojev, ki vladajo v naravi. V praksi se je uveljavila vrsta eksperimentalnih metod, ki bolj ali manj realistično ponazarjajo proces abrazije. Cilj vsem eksperimentalnim metodam je to, da v realnem eksperimentalnem času pridobimo relevantne parametre za oceno kvalitete materiala. Pri tem moramo upoštevati dejstvo, da je zaradi kompleksnosti problematike možno le primerjalno vrednotenje rezultatov. Zatorej je smiselno, da se uporabi tista eksperimentalna metoda, ki da v kratkem eksperimentalnem času realne podatke in je hkrati možna kvalitativna oz. kvantitativna medsebojna primerjava rezultatov raziskav iz drugih virov.

3.1 Standardizirana metoda po ASTM

Raziskava abrazijske odpornosti po standardizirani metodi (ASTM C 1138) je bila razvita z namenom simulirati naravne pogoje delovanja vodnega toka z abrazivnimi delci na betonske površine. V cilidrično posodo vstavimo betonski vzorec, ki je v celoti potopljen. Na površino vzorca položimo jeklene krogle, različnih dimenzij. Eksperiment poteka tako, da s posebnim mešalom ustvarimo krožno gibanje vodnega toka in jeklenih krogel po površini betonskega vzorca. Hitrost vodnega toka je tolikšna, da je gibanje krogel tekom celotne raziskave zgolj translatorno, brez dinamičnih učinkov na podlago. Raziskava poteka v celoti 72 ur, pri čemer se vsakih 12 ur meri izguba mase vzorca, ki ga posušimo in stehtamo. Ocena odpornost materiala na abrazivno delovanje vodnega toka temelji na podlagi izgube mase betonskega preizkušanca. Ocena odpornosti je

lahko zgolj kvalitativna, ki jo dobimo na osnovi interpretacije rezultatov primerjalnih analiz betonov s podobnimi karakteristikami

3.2 Metoda po modificiranem postopku ÖDK

Metoda je bila razvita za potrebe raziskav abrazijske odpornosti betonov pri gradnji HE na Donavi. V cilindrični posodi, ki je napolnjena z vodo in kremenčevimi zrni so po obodu nameščeni betonski preizkušanci. Z rotacijo posode okoli horizontalne osi je ustvarjeno translatorno gibanje abrazivnih delcev po površini betonskega vzorca. Raziskava poteka v celoti 24 ur, pri čemer pa se smer vrtenja ciklično spreminja v polurnem intervalu. Ocena odpornost materiala na abrazivno delovanje vodnega toka temelji na podlagi izgube mase betonskega preizkušanca. Interpretacija rezultatov raziskave temelji na kvalitativni primerjavi betonov podobnih karakteristik.

3.3 Metoda z vodnim curkom

Princip metode je tak, da betonski preizkušanec točkovno obremenjujemo z vodnim curkom pri veliki hitrosti. Postopek je bil razvit za potrebe raziskav abrazijske odpornosti betonov pri gradnji HE Vrhovo z namenom, da se uporabi metoda raziskav, ki je enostavna za uporabo, zahteva kratek eksperimentalni čas in je izredno selektivna glede na kvaliteto betonskih preizkušancev. Obremenitev v posamezni točki (pritisk 460 bar, hitrost 330 m/s) traja 60 s, skupaj 9 točk na preizkušanec. Ocena odpornost materiala temelji na podlagi volumetrično opredeljene izgube mase betonskega preizkušanca. Interpretacija rezultatov raziskave temelji na kvalitativni primerjavi betonov podobnih karakteristik.

3.4 Standardizirana metoda mehanskega obrusa

Raziskava, ki je standardizirana (preiskava po Böhme-ju) je namenjena preveritvi odpornosti betonov na mehanski obrus, ki ga povzroča rotirajoča jeklena plošča in abrazivni delci z učinkovanjem na površino betonskega vzorca. Metoda sicer ne ponazarja dejanskega rušilnega procesa abrazivnega delovanja vodnega toka, je pa zaradi enostavnosti izvedbe in razširjenosti uporabe primerna za kasnejše kvalitativne primerjalne analize rezultatov raziskav z ostalimi metodami.

4. INTERPRETACIJA REZULTATOV

Rezultati odpornosti betonov so interpretirani na način, da so zajete tako fizikalne značilnosti porušitvenih procesov, kot vloga in karakteristike materiala. Analizo rezultatov lahko interpretiramo na dva načina: (1) s *koeficientom abrazije*, ki je opredeljen z razmerjem med prostornino erozijske poškodbe in prostornino betonskega preizkušanca ter (2) s *koeficientom abrazijske odpornosti*, ki je opredeljen z razmerjem med deformacijsko energijo in težo erozijske poškodbe.

Koeficient abrazije so zajete geometrijske karakteristike poškodb. S koeficientom abrazijske odpornosti pa so zajete karakteristike preiskovanega materiala, način obremenitve preizkušanca in vpliv trajanja raziskave.

Rezultati raziskav, opredeljeni s karakterističnimi koeficienti ne podajo absolutne ocene ustreznosti posameznega preizkušanca, temveč je možna samo kvalitativna primerjava med vzorci materialov podobnih karakteristik. V ta namen je potrebno izvesti statistične analize karakterističnih faktorjev materialov, ki vplivajo na odpornost materialov. Na podlagi statističnih in primerjalnih analiz so potrjene korelacije med posameznimi raziskovalnimi metodami ter potrjene zahteve po ustrezni trdnosti betonov, kot zaščitni ukrep za varovanje evakuacijskih objektov na pregradah pred abrazijskim delovanjem vodnega toka.

5. ZAKLJUČEK

Poškodbe betonskih površin na pregradnih objektih, zaradi abrazijskega delovanja vodnega toka, so eden od ključnih problemov, ki se pojavlja pri vzdrževanju objektov. Za zagotovitev ustrezne zaščite izpostavljenih delov konstrukcij so bile razvite ustrezne tehnologije materialov, ki zagotavljajo potrebne trdnostne karakteristike. Vzporedno z razvojem novih tehnologij pa se razvijajo tudi raziskovalne metode s katerimi dokazujemo ustreznost uporabljenih materialov. Trend razvoja gre v smeri, da so metode raziskav čim bolj vsestransko uporabne ter, da je možna primerjava rezultatov. V tem slučaju so v prednosti standardizirane metode, ki omogočajo primerjave med materiali ustreznih karakteristik. Ob tem pa se uporabljajo tudi specialne metode raziskav, ki so razvite za specifične namene, za potrebe posameznih raziskav. Cilj vseh raziskav je opredeliti ključni parameter, ki signifikantno vpliva na abrazijsko odpornost materialov.

VIRI

Kryžanowski, A. (1991): Analiza mehanične odpornosti betonov na erozijsko in abrazijsko delovanje vodnega toka, Magistrska naloga, Univerza v Ljubljani.

Kryžanowski, A. Šebenik, I. (1989): Primerjalna analiza mehanske odpornosti različnih vrst betonov na erozijsko delovanje vode, GIP Gradis-RE, Ljubljana.