

19-20

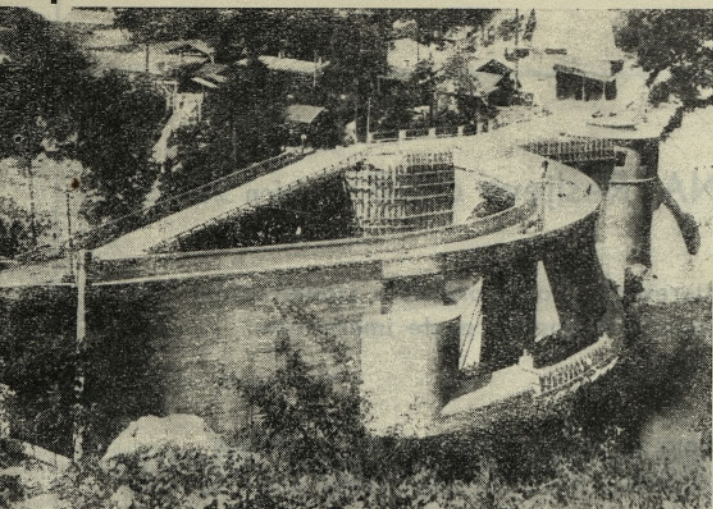


GRADBENI VESTNIK

1953

VSEBINA

Ing. Janko Drnovšek: UPORABA CEMENTNO-GLINASTIH SUSPENZIJ V INJEKCIJSKI TEHNIKI — Marjan Masterl: PREISKOVALNA, TESNILNA IN KONSOLIDACIJSKA DELA PRI GRADNJI HIDROELEKTRARN — Ing. Franc Adamič: NEKAJ KONSTRUKTIVNIH PROBLEMOV PRI GRADNJI PODZEMNIH VODNIH REZERVOARJEV — Ing. Vlasto Zemljič: ŠE O ŽELEZNIŠKI ZVEZI OTOČE—SOTESKA — Ing. Savo Janežič: TEHNIČNI PROBLEMI PRI USTVARJANJU TRAJNIH VODNIH AKUMULACIJ NA KRAŠKIH POLJIH — Ing. Marko Lavrenčič: REKONSTRUKCIJA PODSLAPJA JEZU V FUŽINAH NA LJUBLJANICI — Ing. Rudolf Jenko: PROBLEM DEBELINE ZGORNJEGA USTROJA PRI MODERNIZACIJI CEST — Ing. Stane Brcl: K VPRAŠANJU ČIŠČENJA ODPLAK — Ing. Vladimir Čadež: O GRADNJI HIDROCENTRALE KAPRUN — Dr. ing. Anton Kuhelj: IV. KONGRES MEDNAR. ZDRUŽENJA ZA MOSTOVE IN KONSTRUKCIJE — Dr. ing. Lujo Šuklje: POROČILO O 4. LETNI SKUPŠČINI JUGOSLOVANSKE SEKCIJE MEDNARODNEGA DRUŠTVA ZA MEHANIKO TAL IN FUNDIRANJE



Projektiranje

hidroelektrarne,
kalorične elektrarne,
transformatorske postaje,
daljnovodi,
niskonapetostno omrežje,
pregrade,
hladilni stolpi,
strellovodi

TEHNIČNA POSVETOVANJA

ELEKTROPROJEKT-LJUBLJANA

TELEFON: 21-205 • 21-076 • 21-272

LJUBLJANSKE OPEKARNE LJUBLJANA

DIREKCIJA: EMONSKA 2

Obrati

Brdo - telefon 20-886

Opeka - telefon 21-898

Vič - telefon 22-833

Izdelujemo

zidake, votlake, strešnike (vlečene, stiskane in bobrovec),
porolit, monta plošče, stropnjake, drenažne cevi itd.

Mestni projektivni biro

v Ljubljani

Kidričeva 1 — nebotičnik

Telefon 23-112, 20-816



Izdeluje idejne in glavne projekte
za vse vrste objektov visokih
in nizkih gradenj

MESTNA PLINARNA

LJUBLJANA, Resljeva c. 28 • Telefon 20-555

„AZBIT“,

obvešča vse zainteresirane, da je pričela z izdelovanjem
azbestno-bitumenske premazne paste imenovane

ki jo uporabljamo za izdelavo izolacijskih premazov
po hladnem postopku, t. j. brez segrevanja pred uporabo

„AZBIT“ se prodaja v vsaki količini in stane
din 155 — kg, franco plinarna. Pri večjih naročilih popust!

Strokovnjaki na razpolago!

Zahtevajte prospekte!

STROJNA TOVARNA

MIHA MARINKO

TRBOVLJE

Projektira, izdeluje in montira:

kompletne opreme jaškov, kompletne suhe in mokre separacije, transportne
naprave za rudnike in druge industrije: transportne trakove, gumijaste, jeklene
in verižne transporterje, vitle od 6 do 40 kWh, elevatorje in podobno

Vrši modernizacijo

rudnikov in drugih industrij

Dobavlja rezervne dele

odlitke iz sive, jeklene in barvne litine

Izdeluje modele

po vzorcih in dostavljenih načrtih

Ing. Janko Drnovšek

DK 627.823.46:541.182.6

Uporaba cementno-glinastih suspenzij v injekcijski tehniki

Suspenzijo imenujemo fino razpršeno porazdelitev ene snovi v neki drugi, v našem primeru v vodi, ne da bi se pri tem pojavilo raztapljanje snovi. Cementnoglinaste suspenzije so sicer po svoji materialni vsebini kombinacija cementnih in glinastih suspenzij, vendar pa imajo svoje specifične fizikalne lastnosti, ki so vzrok njihovih značilni tehnični aplikaciji. Da bomo natančno razumeli poglobitve značilnosti cementno-glinastih suspenzij, si oglejmo najprej razmere, ki se pojavljajo pri cementnih in glinastih oziroma bentonitnih suspenzijah.

Poglobitve fizikalne značilnosti cementnih suspenzij so predvsem hitra dekantacija (usedanje) kot posledica granulometričnih lastnosti cementa, fluiditeta, trdnost in gostota injicirane mase ter fenomeni, pojavljajoči se pri zapolnjevanju razpok v hribini med injekcijskim postopkom. Hitra dekantacija cementnih suspenzij je posledica granulometrične lastnosti cementov, ki so, gledano seveda iz merila zrnivosti injekcijske mase, grobozrnati. To utesne pri injekcijskih delih povzročiti velike neprijetnosti, lahko se namreč začepijo vhodi v posamezne razpoke hribine, ki jo želimo injicirati. Razumljivo je, da so se vsled tega pojavile težnje, da bi z dodajo različnih kemičnih substanc (koloidnih) dekantacijo cementnih suspenzij zmanjšali. V neposredni zvezi z dekantacijo je zrnavost cementov, od katere zavise penetracijske značilnosti cementnih suspenzij. Glede na to, da znaša velikost premerov cementnih zrn od 0,1 do 0,02 mm, je razumljivo, da je razpoka debeline 0,1 mm že tista mejna razpoka hribine, v katero more še prodrati cementna suspenzija. Preden so uporabljali visoko turbulentne mešalce pri pripravi injekcijske mase, je običajno znašalo razmerje med cementom in vodo cementnih suspenzij od 1 : 10 do 1 : 1, kar pa so smatrali že za zelo gosto mešanico in

jo uporabljali le v izrednih primerih. V takih pogojih si lahko sledeče predstavljamo fenomene, pojavljajoče se pri polnitvi razpok v hribini: zrnca cementa, ki jih voda kot medij transportira v razpoke hribine, sedimentirajo ob stenah razpok, kjer se hitrost pretoka zmanjša, tvoreč tanko površinsko kožico, ter se vežejo. Medtem ko je majhna količina vode potrebna za vezavo cementnih zrn, pa ostala, večja količina vode, ki ima le funkcijo medija za transport cementnih zrn, potuje po razpoki naprej, se torej odfiltrira v hribino. Ta pojav se ponavlja, razpoke se tako progresivno zapolnjujejo. Vendar pa se razpoka nikoli popolnoma ne zapolni, ostane še vedno neka lasasta špranja, po kateri se drenira čista voda. Zato lahko rečemo, da se z gornjim postopkom razpoka samo stanjša na tisto minimalno debelino, ki je manjša od premera posameznih cementnih zrn, v kateri zrnca ne morejo več potovati, ki je pa dovolj velika, da se skozi njo filtrira čista voda. Taka, v razpoki odložena cementna masa ima vedno gostoto ca 2,1 kg/dm³, kakršenkoli je bil količinski sestav cementne suspenzije. To je gostota cementne mase, ki jo dobimo, če pustimo dekantirati (usedati) v epruveti cementno suspenzijo. Bistven napredek smo dosegli, ko smo začeli uporabljati visoko turbulentne mešalce. Če pripravljamo cementno suspenzijo po tem načinu t. j. s pomočjo visoko turbulentnega gibanja dosežemo, da se popolnoma ločijo tudi tista cementna zrnca, ki so sicer po navadnem mešanju še vedno zlepljena med seboj. To se z drugo besedo pravi, da dobimo s tem homogeno cementno suspenzijo, katere fluiditeta je veliko večja od suspenzije, pripravljene po običajnem načinu. Z visoko turbulentnimi mešalci tipe S.I. F. je mogoče pripraviti cementno suspenzijo s skrajnim razmerjem cement: voda = 3 : 1, katere fluiditeta je pa še vedno zadostna za penetracijo v sicer

precej porozno hribino. Velika prednost tako pripravljenih cementnih suspenzij je, da se v razpokah hribine ne vrši več sedimentacija cementnih zrn ter odfiltriranje odvisne vode, temveč da je vsa injicirana masa podvržena procesu vezanja in strjevanja. Tako pripravljena injekcijska masa ima gostoto manjšo od 2,1 kg/dm³, kar pomeni, da lahko z isto količino cementa zapolnimo večji volumen razpok kot sicer z običajno pripravljeno cementno suspenzijo. Glede tlačnih trdnosti cementne mase moram omeniti, da so zelo visoke, saj lahko računamo s trdnostmi do 70 kg/cm². Govorimo torej lahko o znatnem konsolidacijskem efektu, ki ga hribini prinašajo cementne injekcije. Glede vpliva značaja talne vode na injiciranje cementne suspenzije moram poudariti, da mora biti čas vezanja cementne mase v pravilnem odnosu do značaja talne vode. V primeru stoječe talne vode ni velike nevarnosti, da bi voda cement izpirala, če uporabljamo normalno vezoče cimente. Veliko večja nevarnost se pojavlja v primeru tekoče talne vode. To pa lahko preprečimo s pazljivo metodo postopka injiciranja, s pravilno izbiro cementa, v kritičnih primerih celo s pomočjo akceleratorjev vezanja, kot sta na primer CaCl₂ in NaOH.

Je še veliko drugih fizikalnih pa tudi kemičnih problemov, ki se pojavljajo v zvezi z uporabo cementnih suspenzij pri injekcijskih delih, vendar ti niso tako važni in se zato ne bomo z njimi nadalje ukvarjali.

Pod glinastimi suspenzijami v injekcijski tehniki razumemo, v kolikor seveda ne gre za provizorna injekcijska dela, tiste glinaste suspenzije, ki imajo razvite tiksotropične lastnosti. Tiksotropija pa je lastnost koloidalnih suspenzij, pri katerih se pojavlja obratljivi prehod iz zgoščenega v tekoče agregatno stanje pod vplivom dinamično-statičnih faktorjev. V

stanju mirovanja se glinasta suspenzija zgosti, preide v gelasto stanje, kot posledica mrežaste strukturne zgradbe, ki jo tvorijo koloidalni delci, oklepajoč pri tem vodne celice. V stanju gibanja se pa ta struktura poruši, suspenzija postane zopet tekoča. Kot smo že omenili je tiksotropija izrazita lastnost koloidalnih suspenzij ter jo moramo zaradi tega pričakovati le pri tistih glinah, ki so izredno drobno zrnate, silno mastne, to je pri bentonitnih, katerih večina zrnca ima koloidalni značaj. Bentoniti so gline, sestoeče v glavnem iz tipskih mineralov glin, kot so: montmorilonit, haloizit, kaolinit, beidelit, nontronit itd. in katerih premeri zrnca sodijo v granulometrično območje od 0,02 do 0,0005 mm. Poudariti pa moramo, da je sicer koloidalni značaj eden izmed glavnih faktorjev, ne pa edini, da se pojavijo pri bentonitih tipične tiksotropične lastnosti. Poleg koloidalnosti so še različni kemični in elektrokemični faktorji, katere moramo paralizirati z dodajo različnih reaktivov in stabilizatorjev in ki jih moramo individualno za vsako posamezno kvaliteto bentonita posebej obravnavati. Glede na to, da je zelo malo ležišč kvalitetnih bentonitov, si v novjšem času prizadevajo, da bi z dodajo raznih stabilizatorjev, kot na primer CaCl_2 in drugih, ustvarili tiksotropične lastnosti tudi pri srednje kvalitetnih glinah, s čimer bi te suspenzije dobile mnogo širšo uporabnost. Prve uspehe na tem področju so že dosegli, vendar lahko pričakujemo še novih rezultatov. Poglavitne značilnosti bentonitskih suspenzij, uporabljenih v injekcijski tehniki, so predvsem: njihova velika odpornost proti vodnemu izpiranju, vsled česar so te suspenzije zelo uporabljive v terenih, kjer se pretaka podtalnica; skoro nepoznan pojav segregacije injekcijske mase, ki omogoča brezhibno zapolnitev večjih kavern v hribini (primerno za tesnilna dela na kraških terenih); toda le minimalna trdnost zgoščene injekcijske mase, zaradi česar moramo govoriti le o vodotesnilnem efektu, ki nam ga dajejo tiksotropične injekcije. Minimalna doza bentonita v vodi, da ima bentonitska suspenzija še tiksotropično lastnost, zavisi seveda od kvalitete samega bentonita, vendar lahko na splošno vzamemo kot minimalno dozo ca. 15 odst. teže vode. Mimogrede omenim še, da tiksotropija ni lastnost samo bentonitskih suspenzij, temveč je to splošna lastnost koloidalnih suspenzij. Sama izvedba tiksotropičnih injekcij je precej komplicirana ter uporabljamo ravno zaradi tega tiksotropične injekcije zelo redko.

Potem, ko smo pregledali poglavitne značilnosti cementnih in tiksotropičnih suspenzij, lahko preidemo k cementno-glinastim suspenzijam. Te uporabljajo v injekcijski tehniki šele kratek čas in sorazmerno redko. Velika ekonomija ter odlični rezultati,

ki so jih dosegli z uporabo teh suspenzij na zahodu, kjer ima posebno francoska družba S. I. F. — P. Bachy velikanske zasluge za rešitev problematike cementno-glinastih suspenzij ter za njihove prve injekcijske aplikacije, dajejo tem suspenzijam odlične karakteristike, zaradi česar jih bodo nedvomno kmalu začeli uporabljati po vsem svetu.

Koloidalna glinasta (bentonitska) suspenzija ima zelo veliko stabilnost. Cementna zrnca transportira v hribino, zaradi stabilnosti svoje suspenzije pa cementnim delcem hkrati preprečuje, da bi se med transportom usedala. Kot smo že prej videli, se glinasta suspenzija v stanju mirovanja zgosti kot posledica mrežaste zgradbe koloidalnih delcev, oklepajoč pri tem vodo, dočim postane v stanju gibanja zopet tekoča. V stanju mirovanja so zrnca cementa vključena v mrežasto strukturno zgradbo koloidalnih delcev in zaradi tega ne morejo sedimentirati. Zrnca cementa se celo sama zberejo v obliko bolj grobe mrežaste strukture, oklepajoč pri tem celice drobnejše strukturne mreže bentonitske suspenzije. Dočim je mrežasta struktura čiste bentonitske suspenzije obratljiva, je mrežasta zgradba bentonitske suspenzije, v kateri se nahajajo tudi (seveda zadovoljivo število) cementna zrnca, to je struktura cementno-glinaste suspenzije, neobratljiva, kar je posledica vezanja cementnih delcev. Razumljivo je, da bo zgoraj navedena lastnost cementno-glinaste suspenzije prišla do popolnega izraza le tedaj, če bo uporabljena glina imela tiksotropične lastnosti.

S tem, da dodajamo cementni suspenziji koloidalno substanco, eliminiramo eno izmed poglavitnih težav, ki se pojavljajo pri cementnih injekcijah, to je usedanje (dekantacijo) — seveda pa na račun zmanjšanja trdnosti ter gostote injicirane mase. Včasih zahteva hitra dekantacija cementnih suspenzij, da tudi pri izrazito cementnih injekcijah z dodajo seveda malenkostne količine koloidalne substance (ker nam gre seveda za konsolidacijski efekt) usedanje zmanjšamo, t. j. da dobimo stabilnejšo suspenzijo. (To se je zgodilo tudi pri injekcijskih delih na pregradi HE Moste—Žirovnica.) Že z majhnimi dodatki bentonitske substance, do 1,5% celotne teže suspenzije, se nam to v veliki meri posreči. V takih primerih, ko gre za »poboljšanje« cementne suspenzije z dodajanjem malenkostne količine bentonita, moremo opaziti, da dobimo tudi do 10% večje trdnosti injicirane mase, kot bi jo sicer dale popolnoma čiste cementne suspenzije. Vendar pa lahko tudi vidimo, da že pri malo večjem doziranju bentonita trdnost hitro pade, saj doseže pri 15% dozi bentonita morda le še 3—4 kg/cm². Seveda pa razmere med trdnostjo injicirane mase ter dozo bentonita

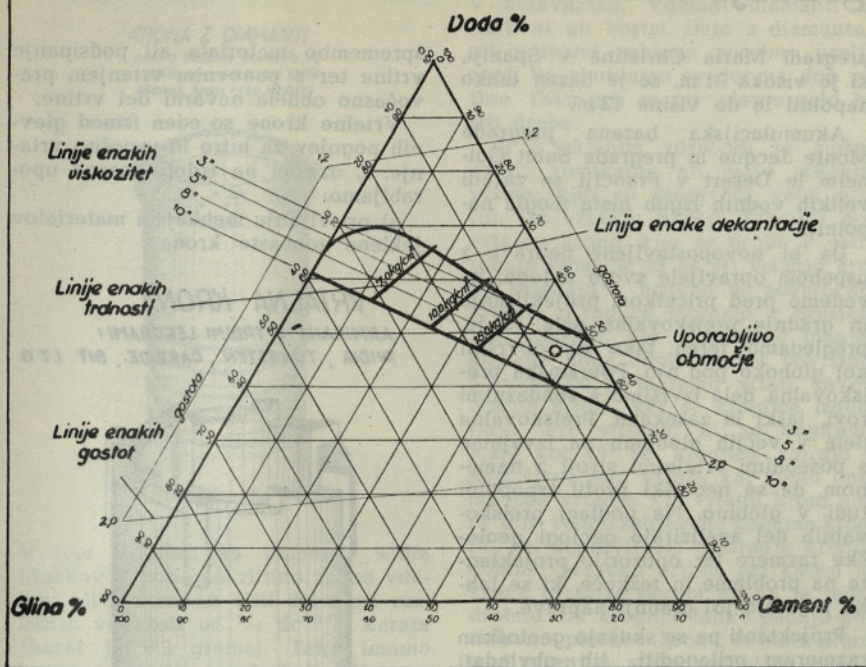
niso odvisne samo od njunega kvantitativnega razmerja, temveč tudi od njune kvalitete, ki jo je pa treba za vsak posamezen primer laboratorijsko preiskati. Zaradi nižjih trdnosti je področje glinasto-cementnih suspenzij omejeno predvsem na tista injekcijska dela, kjer želimo z injiciranjem ustvariti predvsem vodotesnilni efekt. Z manjšim doziranjem bentonitske substance (od 6 do 12%) pa dobimo še vedno trdnost (od 8 do 15 kg/cm²), ki prinaša sicer manj obremenjeni hribini še vedno omembe vreden konsolidacijski efekt.

Omenili smo že, da zadostuje že majhen dodatek bentonita za stabilno cementno suspenzijo, četudi vsebuje injekcijska masa večjo količino vode (doza vode mora biti seveda v pravilnem sorazmerju). Ta voda ostane ujeta v vezani (cement) in zgoščeni (bentonitska suspenzija) injicirani masi, ki ima zaradi tega zelo nizko gostoto. Vzemimo kot primer glinasto cementno suspenzijo mešanice: glina + cement + voda = 8% + 33% + 59% (utežnih procentov). Ob predpostavki, da je specifična teža cementa 3,1 ter gline 2,7, znaša gostota injicirane mase 1,38. Ta nizka gostota injicirane mase je pa velike ekonomske važnosti, saj nam omogoča, da s sorazmerno majhno količino trde substance zapolnimo velik volumen razpok v hribini.

Fizikalne lastnosti, ki jih morajo imeti cementno-glinaste suspenzije, pa tudi tehnične zahteve, ki jih stavljamo injekcijskim delom, omejujejo uporabljivo področje mešanice cementno-glinastih suspenzij pri injekcijskih delih. Specializirano francosko podjetje za injekcijska dela S. I. F. — P. Bachy je uvedlo v tehnično prakso zelo jasno in precizno definicijo uporabljivega področja cementno-glinastih suspenzij in to s pomočjo trofaznega diagrama, ki je shematično prikazan na sliki.

Vse cementno-glinaste suspenzije, sestoeče iz 3 posameznih komponent: gline, cementa in vode, so podane z dvema parametroma, dočim je tretji že s prvima dvema določen, saj so vse tri komponente v razmerju: glina v % + cement v % + voda v % = 1. Vendar celotno področje trikotnega diagrama, ki ga dobimo na podlagi razmerja $g + c + v = 1$, ni uporabljivo. Kot že omenjeno, omejujejo uporabljivo področje pogoji, ki jih moramo izpolniti pri sestavljanju glinasto-cementnih suspenzij. Na spodnji strani diagrama je uporabljivo področje omejeno s premo, ki ustreza premi enakih maksimalno dopustnih viskozitet suspenzij. Na levi strani omejujejo uporabljivo področje linije minimalno dopustnih tlačnih trdnosti injicirane mase, dočim je na zgornji strani uporabljivo področje omejeno s krivuljo enakega dopustnega usedanja suspenzije. Če dodamo zgornjim linijam še linije

Skica uporabljivega območja cementno-glinastih suspenzij.



enakih gostot, dobimo s tem vse podatke, ki so potrebni za določitev posameznih komponent dejanskim potrebam ustrezne cementno-glinaste suspenzije. Linije enakih gostot so definirane s sistemom vzporednih prem, ki jih lahko zelo preprosto določimo. Dajejo nam jasen pregled nad gostotami posameznih mešanic, saj vendar težimo po čim nižji gostoti mešanice. Linije enakih viskozitet nam na spodnji strani omejujejo področje ter na ta način zagotavljajo potrebno fluiditeto suspenzije, od katere pa v bistveni meri zavisi penetracijska sposobnost injekcijske mase v hribino. Na zgornji strani, kot smo že omenili, omejuje uporabljivo področje linija enakega usedanja (dekantacije). Na zahodu uporabljajo kot mejno, 5% usedanje, se pravi, da v epruveti, v kateri vršimo dekantacijo cementno-glinaste suspenzije, ne sme volumen čiste vode, ki že pokriva dekantirajočo suspenzijo, po 2 urah presegati 5% celotnega volumna. Linije enakih tlačnih trdnosti, ki omejujejo uporabljivo področje na levi strani, sicer za samo vodotesnost nimajo velikega pomena, imajo pa tem večji pomen za tiste primere, ko želimo ustvariti z injiciranjem poleg vodotesnilnega tudi konsolidacijski efekt. Širina področja

je pač odvisna od trdnosti, ki jo zahtevamo od injicirane mase. Razumljivo je, da je na desni strani uporabljivo področje omejeno le s stranico trikotnega diagrama.

Prve uporabe cementno-glinastih suspenzij pri injekcijskih delih na gradbiščih francoskih hidrocentral v BIN EL QUIDANE in ISSARLES (hidrocentrala MONTPEZAT) so dale odlične rezultate, kljub temu, da se je pri izvedbi pojavilo nekaj problemov, ki jih še ni moči natančno rešiti. Kot primer naj navedem injekcijska dela v ISSARLES, pri katerih sem bil navzoč. Ko so naredili izkop v tisti coni tunela, ki je bila predhodno že izinjicirana (tunel leži v tektonsko močno porušeni in krojenih biotitovih granitih), so ugotovili, da so bile vse razpoke, od najdebelejših z debelino preko 10 cm pa do najtanjših z debelino pod 1 mm, popolnoma zapolnjene z injekcijsko maso. Uporabljali so cementno-glinasto suspenzijo s sestavom: gline 6%, cementa 49% in vode 45%. Po izkopu so ugotovili, da je bila polnilna masa debelejših razpok izpolnjena iz mase, vsebujoče do 15% gline, katere trdnost je bila zaradi večje količine gline manjša (4 kg/cm²) od trdnosti, dobljene na poizkusnih kockah (15 kg/cm²). V drobnejših raz-

pokah pa so ugotovili nasprotno, to je, da je minimalna masa imela veliko večji procent cementa, kot ga je sicer vsebovala za injiciranje pripravljena cementno-glinasta suspenzija. Jasno je, da so bile vsed tega trdnosti injekcijske mase v finejših razpokah veliko višje od trdnosti poizkusnih kock (15 kg/cm²). Glede na ta dva pojava, ki pa nista splošna, lahko sklepamo, da se je med injiciranjem izvršila določena segregacija injekcijske mase. Vzrok te delne segregacije ni še popolnoma pojasnjen. Verjetno je temu vzrok turbulentno gibanje injekcijske mase v vrtni in debelejših razpokah hribine. Važni sta tudi vprašanji, kakšna je penetracijska sposobnost cementno-glinastih suspenzij in kakšna je njihova odpornost proti vodnemu izpiranju. Poizkusi so pokazali, da je penetracijska sposobnost cementno-glinastih suspenzij veliko večja od cementnih, kar je razumljivo glede na fizikalne lastnosti, ki jih imajo te suspenzije. Glede odpornosti proti vodnemu izpiranju pa naj omenim, da so rezultati preiskav pokazali, da so cementno-glinaste injekcije odporne napram izpiranju do pritiska vode 20 atm, kar pa v normalni tehnični praksi popolnoma zadovoljuje.

Predstinitirana je uporaba cementno-glinastih injekcij v primerih, kadar želimo z injiciranjem doseči predvsem vodotesnilni efekt, seveda pa pri tem ne smemo pozabiti na znaten konsolidacijski efekt, ki nam ga nudijo seveda primerno dozirane cementno-glinaste suspenzije. Pri presoji konsolidacijskega efekta, ki ga želimo doseči, naj omenim še to, da je uporaba cementno-glinastih suspenzij v injekcijskih delih koristna predvsem v hribinah, ki imajo primerne glinaste substance, kot so na primer: laporji, skrilavci, peščenjaki in pa v hribinah, v razpokah katerih se nahaja ilovica, v večini primerov preperinskega porekla, kot posledica tektonike in krojenja. Rezultati preiskav, izvedenih na Tiedemannovem strižnem aparatu, so pokazali, da je adhezija med ilovnato osnovo ter strjeno cementno-glinasto injekcijsko maso (po 3 dneh ob 4% dozi bentonita) pri vertikalni obremenitvi 200 gr za 50% večja od adhezije med ilovnato osnovo in čisto cementno injekcijsko maso pri sicer istih pogojih preizkusa.

Cementno-glinaste suspenzije so se pokazale kot izredno ekonomske za uporabo v injekcijski tehniki, ne toliko zaradi cene bentonita, ki ni veliko nižja od cementa, kot zaradi manjše gostote injekcijske mase, s čimer nam je omogočeno, da z relativno majhno količino trdne substance zapolnimo velik volumen razpok.

Preiskovalna, tesnilna in konsolidacijska dela pri gradnji hidroelektrarn

V zvezi s hitrim razvojem gradenj hidroelektrarn v naši državi je bilo potrebno izvesti tudi obsežna dela za preiskavo, tesnitev in utrditev temeljnih tal pri gradnji jezov, pregrad, rovov, strojnic in ostalih objektov.

V Sloveniji imamo že po naravi le malo geološko ugodnih mest za gradnjo visokih jezov in dolinskih pregrad. Če hočemo izravnati letni pretok vode, je nujno potrebno, da zgradimo akumulacijske bazene in smo zato dostikrat prisiljeni odločiti se tudi za mesta, ki bodo šele s posebnimi deli postala primerna za te namene. Moderna tehnika injiciranja omogoča danes zatesnitev in utrditev takih terenov, kjer še pred nekaj desetletji ne bi bilo mogoče niti pomisliti, da bi na njih lahko gradili vodne akumulacije.

Zaradi varnosti gradbenega objekta sta od številnih vprašanj, ki se postavljajo pred graditelje, najvažnejši dve:

1. ali je hribina, na kateri bo temeljena energetska naprava, dovolj nosilna in sposobna prevzeti napetosti, ki jih povzročajo pritiski zajeze-ne vode,

2. ali je kamenina dovolj vodotesna, da se voda iz zaježitvenega prostora ne bo prebila pod pregrado, okoli nje ali skozi boke zaježitvenega prostora.

Posebno ostro se varnostna vprašanja postavljajo pri gradnji pregrad z akumulacijskimi bazeni. Iz zgodovine gradenj pregrad so znani številni primeri:

a) da so se pregrade zaradi slabih nosilnih tal porušile,

b) da so bile vodne izgube tako visoke, da obratovanje hidrocentral ni bilo ekonomično, kar je predvsem kritično pri visokotlačnih napravah, kjer so običajno na razpolago manjše vodne količine ter pomenijo vodne izgube relativno občutnejšo energetsko škodo kot pri napravah z malimi padci in večjimi vodnimi količinami, in

c) da se akumulacijski bazeni niso dali napolniti.

Nekaj primerov:

Leta 1928 se je porušila zaradi slabih tal, še predno je bila končana, zemeljska pregrada Lafayette v ZDA, visoka 43 m.

Leta 1923 se je porušila pregrada Apishapa v ZDA, ki je bila zgrajena leta 1921.

Pri pregradah Cavalli, Camarassa in Tremp so se izgubljale občutne količine vode ter je bilo njihovo obratovanje neekonomično.

Pri polnjenju akumulacijskega bazena prostornine 28.000.000 m³ pri

pregradi Maria Christina v Španiji, ki je visoka 31 m, se je bazen lahko napolnil le do višine 12 m.

Akumulacijska bazena pregrade Monte Jacques in pregrade Saint Gulhelm le Desert v Franciji se zaradi velikih vodnih izgub nista mogla napolniti.

Da bi novopostavljene naprave z uspehom opravljale svojo nalogo, izvedemo pred pričetkom projektiranja in gradnje preiskovalna dela, to je, pregledamo teren tako na površini kot globoko pod njo. Površinska preiskovalna dela izvršimo s sondažnimi rovi, jaški in zasekami. Preiskovalna dela v večjih globinah pa izvajamo s posebnimi vrtnalnimi stroji z namenom, da se geološki profil izpopolni tudi v globino. Na podlagi preiskovalnih del analizirajo geologi geološke razmere ter opozorijo projektante na probleme in težkoče, ki se lahko pojavijo pri gradnji naprave.

Projektanti pa se skušajo geološkim razmeram prilagoditi, jih obvladati ter ugotavljajo, ali bo treba nosilnost in vodotesnost hribine povečati, skratka, če bodo potrebna konsolidacijska dela.

Preiskovalno vrtnanje

Preiskovanje zemljišča z vrtnjem obstoji v tem, da jemljemo iz raznih globlin vzorce zemljišča z natančno označbo, iz katere vrtnice in iz kakšne globine je jedro vzeto.

Rezultati tega vrtnja izpopolnijo geološki profil tal pod pregrado in so odločilni za zaščito objekta. Pri vrtnju si zato prizadevamo, da izvrtamo čim večjo dolžino vzorcev in zberemo vse podatke, ugotovljene med vrtnjem. Preiskovalno vrtnanje je odgovorno delo zlasti zato, ker z njim preiskujemo mesta bodočih pregrad in bi vsaka malomarnost imela zaradi velikih zajezenih vodnih mas lahko katastrofalne posledice.

Uspeh preiskovalnih del je odvisen predvsem od vestnosti vrtnalcev in pravilne izbire vrtnega pribora, to je vrtnalnih strojev, vrtnalnih kron in jedrnih cevi.

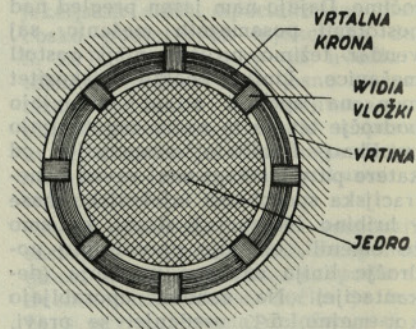
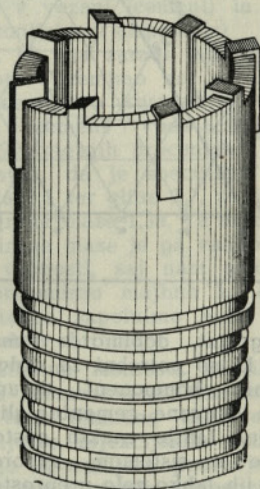
Za natančno ugotovitev, v kakšnem materialu vrtamo, so se za vezane hribine najbolj uveljavili rotacijski vrtnalni stroji, ki omogočajo vrtnanje v vseh smereh in dajejo nepoškodovana jedra. Za vrtnanje v hribini različnih trdot, kjer se plasti vezanega in nevezanega materiala menjajo in obstoji možnost zasipanja vrtnice, so bolj pripravi tisti vrtnalni stroji, pri katerih se pritisk na vrtnalno krono izvaja z ročico na vretenu (lafeti). Tam vrtnalec med vrtnanjem že na ročici občuti vsako

spremembo materiala ali podsipanje vrtnice ter s ponovnim vrtnjem pravočasno obdela nevarni del vrtnice.

Vrtnalne krone so eden izmed glavnih pogojev za hitro in uspešno vrtnanje. Z ozirom na trdoto terena uporabljamo:

a) pri vrtnju mehkejših materialov jeklene zobčaste krone,

VRTALNA KRONA
ARMIRANA S TRDIMI LEGURAMI:
WIDIA, TUNGSTEN, CARBIDE, BIT I.T.D.



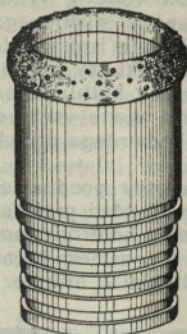
Slika 1a in b

b) za vrtnanje srednje trdega materiala jeklene krone, armirane s trdimi metali, kot n. pr. widia, tungsten, bit itd. Widia vložki so v vrtnalno krono vgrajeni tako, da je del teh pomaknjen na notranjo stran (gl. sliko 1a in b) in vrtnjo jedro nekoliko manjše, kot je profil jedrne cevi, kar omogoča nemoten vstop jedra v jedrno cev. Zunanji krog widia vložkov vrta vrtnico, ki je nekoliko večja od premera jedrne cevi, tako da odpade vsako trenje med vrtnico in jedrno cevjo. Vrtnalna krona z widia vložki ima delavno površino zobčasto zaključeno. Voda, ki vstopa pod pritiskom v vrtnalnem priboru skozi te

odprtine v vrtino, odplavlja izvrtani material na površino in hkrati hladi vrtalno krono.

c) Za vrtanje eruptivnih hribin uporabljamo diamantne krone (sl. 2).

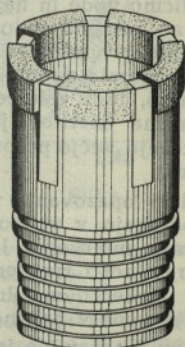
KRONA Z DIAMANTI
ROČNO VDELANI DIAMANTI V
LIKOSTI 1/4 - 1/8 K. PRI VRTITVI
KRONAH 1/10 - 1/30 KARATA



Slika 2.

V tem primeru so namesto widia vložkov v posebno zlitino ročno vdelani ali tovarniško vlti diamanti različnih velikosti od 1/4 do 1/30 karata (karat je 0.2 grama). Tako imamo krone z večjimi in z drobnimi diamanti in krone iz diamantnega prahu. Rob vrtalne krone z diamanti je okrogel, pri kronah z diamantnim prahom pa je raven. Krone iz diamantnega prahu imajo na notranji in zunanji strani plašča vrezane žlebiče za prehod splaka. (Sl. 3.)

**KRONA Z DIAMANTNIM
PRAHOM**



Slika 3.

Vrtalne krone z večjimi diamanti uporabljamo za vrtanje srednje trdih kompaktnih hribin, krone s finejšimi diamanti pa za trde, nekompaktne hribine. S kronami z diamantnim prahom lahko vrtamo v vseh hribinah, razen hribin, ki pri vrtanju dajejo mehak lepljiv splak, ki obda drobna zrna diamantnega prahu in onemogoči vrtanje (n. pr. marmor, apnenec, serpentin itd.) Ta vrsta kron je mnogo cenejša in uspešno zamenjuje drage krone z večjimi dia-

manti; izdelujejo jih v sedmih trdotnih stopnjah.

Pri nas uporabljamo diamantne krone, pri katerih so diamanti vdelani ročno, kar se lahko naredi tudi v delavnicah. Vdelani diamanti so karboni ali borts. Delo z diamantnimi kronami zahteva posebno pazljivost, ko spuščamo sveder na dno vrtine. Diamanti se pri udarcu zelo hitro drobe.

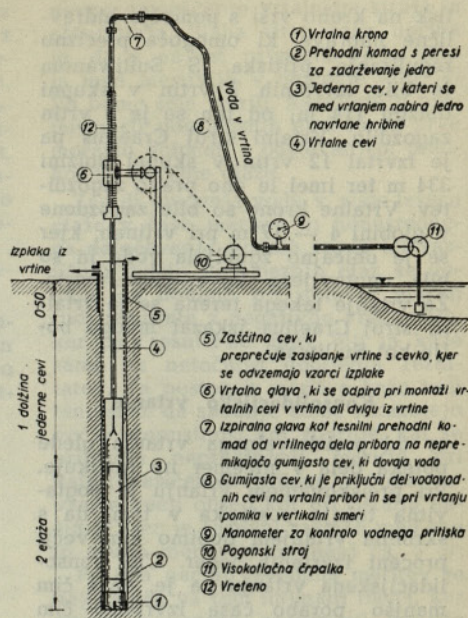
d) Z jeklenim zdrobom je možno vrtati vertikalne ali malo poševne vrtine, kjer so zahtevani večji profili. Pri vrtanju padajo kroglice pod vrtalno krono, kjer se drobce v ostre robate komade, ki se pri vrtanju krone zajedajo v hribino in povzročajo vrtanje. Kroglice moramo v presledkih dodajati, ker zdrobljene manjše komade voda odplavlja na površino. S kroglicami ne moremo vrtati kavernozih hribin, ker se kroglice izgubljajo. Pri vrtinah, ki so nagnjene manj kot 45° se kroglice zbirajo v najnižjem delu vrtine, kar zopet onemogoča vrtanje. Ob vrtalni kroni mora biti vedno zahtevana količina kroglic. Pri nepravilnem doziranju kroglic dobimo preozko vrtino, pri kateri se krona prehitro obrabi ali pa je jedro drobnost. Da kroglice lahko padajo pod delavno ploskev krone, se mora krona med vrtanjem stalno dvigati in spuščati. Vrtanje s kroglicami zahteva vrtalni stroj tipa Crælius, kjer se dviganje in spuščanje svedra lahko izvaja z ročico na vretenu. Kroglice so izdelane iz jekla in so električno kaljene, da dosežejo trdoto 8. Uporablja se dimenzije do 5 mm. Čim trša je hribina, tem manjši je profil kroglic. Pri vrtanju s kroglicami moramo nadzirati vodni pritisk, da ne bi odplavljal še neizrabljenih kroglic.

Vzorci navrtane hribine se nabirajo v jedrni cevi (sl. 4), ki je za vrtanje v kompaktnem in trdem materialu enojna, v krhkem, razpadlem materialu pa dvojna. Voda za izpiranje vrtine je v tem primeru popolnoma ločena od jedra. Za vrtanje v zelo porušeni hribini, kjer bi celo vrtanje notranje jedrne cevi povzročalo izpadanje jedra iz cevi, visi notranja cev prosto na osiščem krogličnem ležaju na vrhu zunanje jedrne cevi ter pri vrtanju ne rotira.

Da jedro ne izpada iz cevi, preprečuje pri dviganju vrtalnega pribora prehodni del (sl. 4/2) med krono in jederno cevjo, v katerem je nameščen obroč z jeklenimi vzmetmi.

Če ni mogoče izvrtati jedra, odvezujemo za pregled drobce izvrtane hribine, ki jih je voda dvignila na površino. Zato vrtamo s čistim splakom (čisto vodo).

V nevezanih hribinah - naplavinah (v pesku in produ, pomešanem s samci, v slabo vezanih konglomeratih) vrtamo udarno (perkusijsko) z udarci vrtalnega dleta, ki pada iz določene višine na hribino in jo postopoma drobi. Oblika dlet se ravna po trdoti hribine, ki jo vrtamo. Navrtani material dvigamo iz vrtine s pomočjo po-



Slika 4.

sebne priprave ali z vodo med vrtanjem, enako kot pri rotacijskih vrtalnih strojih. Do globine 30 m spuščamo in dvigamo vrtalno dleto ročno, nadaljnje ročno vrtanje pa zaradi teže vrtalnega pribora postaja neekonomično ter to delo opravlja stroj.

Pri perkusijem vrtanju ne dobimo jedra, temveč samo drobce izvrtane hribine. Vrtamo pod zaščito obložnih cevi, ki vrtanje usmerjajo in varujejo že izvrtani del vrtine pred podsipanjem ali pa pred vodo, ki bi poškodovala ostenje vrtin. Obložne cevi so brezšivne, da lahko vzdržijo napetosti, ki nastanejo pri obračanju cevi. Da prodira cev v vrtino hitreje in laže, navijemo na prvo obložno cev prehodni kos, ki ima nekoliko večji premer kot ostale cevi, spodnjo površino stene pa nazobčano ali zaostreno.

Obložne cevi uporabljamo tudi pri rotacijskem strojnem vrtanju v plasteh sipkega materiala. Strojno perkusijsko vrtanje uporabljajo pri gradnji hidroelektrarne Moste, kjer bodo injekcijsko zaveso na desni strani pregrade podaljšali v propustne prodne naplavine ali izdelali betonsko tesnilno steno.

Za preiskovalna dela pri pregradi HE Moste je bilo zavrtanih 24 preiskovalnih vrtin s strojnim rotacijskim vrtanjem v skupni dolžini 1438 metrov.

Preiskovalna dela za hidrocentralo Medvode so bila izvedena v l. 1947 in 1948 ter je bilo zanje izvrtanih 19 vrtin v skupni dolžini 448 m. Pri šestih vrtinah so morali z vrtanjem zaradi zagoditve vrtalnih kron predčasno prenehati. Za preiskovalna vrtanja so uporabljali dva vrtalna stroja: Crælius, pri katerem se pritisk na vrtalno krono izvaja z ročico in vrtalni stroj Sullivan, kjer se pri-

tisk na krono vrši s pomočjo hidravlične naprave, ki omogoča precizno reguliranje pritiska. S Sullivanom je bilo izvrtanih 7 vrtin v skupni dolžini 114 m; od teh se je 5 vrtin zagostilo. Vrtalni stroj Craelius pa je izvrtal 12 vrtin v skupni dolžini 334 m ter imel le eno pravo zagostitev. Vrtalne krone so bile zagostene v globini 4 — 17 m pri vrtinah, kjer se je običajno zgubljal voda in so bila ugotovljena kavernoza mesta. Za vrtanje takega terena se je vrtalni stroj Craelius izkazal mnogo boljše kot Sullivan.

Konsolidacijsko vrtanje

se od preiskovalnega vrtanja glede poteka dela v ničemer ne razlikuje. Pri preiskovalnem vrtanju je poglavitna težnja postopka v tem, da s skrbnim vrtanjem dobimo čim večji procent izvrtanih jeder. Cilj konsolidacijskega vrtanja pa je, da s čim manjšo porabo časa izvrtamo čim več metrov vrtin.

Konsolidacijsko vrtanje se iz ekonomskih razlogov odvija s hitrim tempom in zahteva za vrtanje zadostni vodni pritisk in zadostno množino vode. Male vodne količine povzročajo pri hitrem vrtanju posebno v kavernoznem terenu zagostitve vrtalnega pribora. Smer konsolidacijskih vrtin mora biti taka, da prereže čim več glavnih razpok in plasti hribine. Profil vrtalnih kron, ki bi bil manjši od 55 mm, ni zaželen, ker je za manjše profile težje izdelati tesnila, potrebna za tesnitev vrtine med meritvijo vodne propustnosti ali pri injiciranju. Svetovno znano švicarsko podjetje za konsolidacijska dela Swissboring, ki je v l. 1949 do 1950 izvajalo injekcijska dela pri dolinski pregradi Moste in Limberg Kaprun je uporabljalo le vrtalne krone profila 65.

Pri hidrocentrali Medvode so bili za vrtanje konsolidacijskih vrtin uporabljeni domači vrtalni stroji »Triglav«, (glej foto I.), ki so zaradi svojih majhnih dimenzij in majhne teže zelo okretni. (Vrtalni stroj je dolg 160 cm, širok 95 cm in 135 cm visok, težak je ca. 580 kg in se da razstaviti v lahko prenosne dele. Vrtalni stroj obratuje s tremi stopnjami pritiska na vrtalno krono). Obrati vretena se lahko regulirajo od 60, 95, 150 do 230 obratov na minuto. Za pogon služi elektromotor 6.2 Kw. »Triglav« stroji so bili izdelani v Tovarni avtomobilov v Mariboru po načrtih prof. Lobeta in doc. Černigoja s Tehnične visoke šole v Ljubljani. Stroj »Triglav« je dimenzioniran za vrtanje do globine 100 m s profilom vrtalne krone 55 milimetrov. V Mostah je stroj vrtal do globine 60 m s profilom 65 mm. Povprečna zmogljivost vrtanja v določit (6 kategorija) z Widia kronami $\varnothing$ 65 je v Medvodah skupno z namestitvijo pribora znašala 90 cm na uro.



Foto I

Meritev vodne propustnosti

Za meritev vodne propustnosti bi skoraj lahko trdili, da je najvažnejša faza injekcijskih del. Merimo jo pred in po injiciranju.

Pred injiciranjem ugotavljamo s temi meritvami, koliko je hribina propustna, potrebo in obseg injekcijskih del, izbiramo injekcijsko sredstvo, gostoto mešanice in način injiciranja.

Po injiciranju pa z meritvijo propustnosti preverimo, v kakšni meri smo uspeli zatesniti hribino in kontroliramo, ali je dosežena predpisana vododržnost.

Vodno propustnost določamo tako, da izmerimo množino vode, ki jo propuša zemljišče v 1 minuti iz vrtine dolžine 1 m pri določenem pritisku. Na način določevanja propustnosti so prvič uporabljali Američani pri preizkovanju temeljev za pregrado Olive Bridge leta 1907.

Švicarski geolog prof. Maurice Lugeon je na podlagi dolgoletnih izkušenj postavil kriterij o vodotesnosti terena. Pravi, da je teren praktično vododržen tedaj, če znašajo vodne izgube pri 30 m visoki pregradi ob pritisku 10 atm v 1 minuti 1 l na 1 m vrtine. Pri pregradah nižjih od 30 m lahko vodne izgube znašajo do 3 litre na minuto na 1 meter vrtine. Ali kratko, kriterij je strožji pri pregradah z večjimi višinami in manjšimi vodnimi količinami in manj strogi pri elektrarnah z majšimi padci in večjimi razpoložljivimi vodnimi količinami.

Ta kriterij je po svetu še vedno v veljavi in se ga držimo tudi pri nas, vendar z razliko, da ne jemljemo dosledno pritiska 10 atm, temveč različne pritiske, ki so pač odvisni od višine pregrade. (N. pr. pri pregradi Moste 10 atm, višina 53 m, pri HE Medvode 6 atm, višina 19 m).

Preiskave izvajamo s stalnim vodnim pritiskom, ki ga dosežemo s centrifugalno črpalko zadostne kapacitete in enakomernega teka. Primer slabo izvedenih meritev propustnosti je bil slučaj preiskovalnih vrtin za HE Mavčice. Preiskave so bile izvršene z običajno enocilindrsko batno čr-

palko, ki se uporablja za vrtalna dela. Na manometru se ni dalo doseči enakomernega pritiska in je vsak gib črpalnega bata povzročil dvig ali padec pritiska. Zato so dobljene vrednosti vodnih izgub dejansko prenizke.

Če črpalke ne ustrezajo, lahko merimo vodno propustnost z rezervoarjem, ki ga postavimo poleg vrtine in napolnimo z vodo. Potrebni enakomerni pritisk vode v vrtini ustvarimo z uvajanjem stisnjenega zraka v rezervoar. Vodne izgube odčitamo na vodokazni cevki, ki istočasno kaže količino vode v kotlu. Ta način meritve je zaradi znane vsebine rezervoarja in enakomernega pritiska najbolj natančen.

Vsaka meritev poedine etaže traja 5 do 10 minut. Med preiskavo z vodnim števcem kontroliramo količino vode, ki je v posameznih časovnih intervalih odtekla v hribino. (Foto II.)

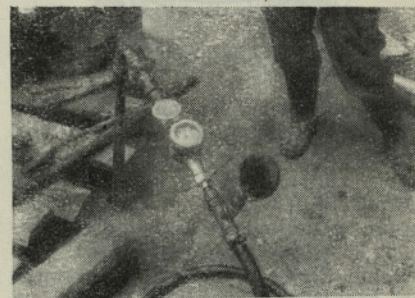
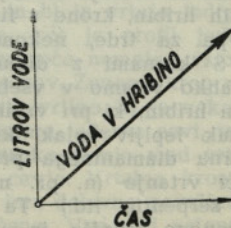


Foto II

Točnost dobljenih rezultatov vodnih izgub je odvisna od tega, koliko je bila zasičena hribina z vodo pred meritvijo. Če preiskave propustnosti izvedemo preden je hribina vpila zadostno količino vode in napolnila vse praznine, ne merimo množine vode, ki jo hribina propuša, temveč tudi vodo, ki je morala napolniti razpoke, ali na kratko, tudi volumen praznin. Tako izvršena meritev je netočna, rezultati kažejo večjo propustnost kot je dejanska.

Na podlagi opazovanja vodnih količin, ki odtekajo v vrtino v določenih časovnih intervalih, lahko sklepamo o pravilnosti izvedene meritve. Obstojijo sledeči značilni primeri sprejemanje vode v hribino:

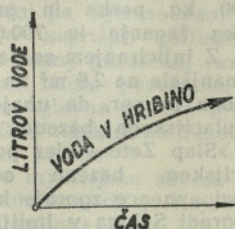
1. Meritev je pravilno izvedena tedaj, ko je pretok vode skozi hribino enakomeren in ko v določeni časovni enoti odteče vedno enaka količina vode. To dosežemo, če pričnemo me-



Slika 5.

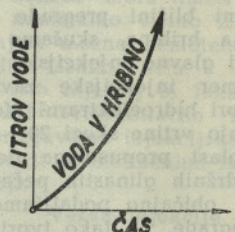
riti propustnost šele tedaj, ko je hribina že nasičena z vodo. Pritisk vode je v vrtini konstanten in se število ter velikost razpok v času meritve ne spreminjata (slika 5).

2. Če diagram vodnih izgub pada s časom meritve, je to znak, da hribina pred meritvijo ni vpila zadosti vode — v hribini še ni nastopilo stacionarno vodno stanje. V tem primeru merimo v začetku preiskave volumen razpok, zato so začetne vodne izgube večje, in manjše, ko se praznine popolnijo in ko pričnemo meriti propustnost. Na ta pojav je paziti predvsem v hribini, ki leži nad nivojem talne vode. Zmanjševanje vodnih izgub povzroči tudi nestalni vodni pritisk ali primer, da se z uvajanjem vode v vrtino in hribino počasi zapirajo nekatere razpoke z materialom, ki je od vrtanja ostal v vrtini (primer slabo izprane vrtine). (Slika 6.)



Slika 6.

3. Če vodne izgube med meritvijo pri enakem vodnem pritisku naraščajo, je to znak, da se večajo ali na novo odpirajo razpoke zaradi vodnega pritiska (pritisk vode je v tem primeru previsok). (Slika 7.)



Slika 7.

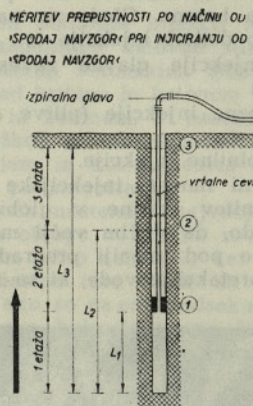
Meritev vodne propustnosti moramo zaradi kontrole pravilnosti meritve večkrat ponoviti. Pri ugotavljanju propustnosti je zelo važno, da ima cev obturatorja zadostno odprtino in je manometer za ugotavljanje pritiska vode v vrtini priključen direktno na obturatorjevo cev.

Točno sliko o propustnosti terena dosežemo z meritvijo krajših etaž. To je z razdelitvijo celotne vrtine na več manjših odsekov — etaž, ki jih omejimo z obturatorjem — tesnilom (slika 16 in 18) ter ugotovimo vodno propustnost za vsak odsek posebej. Razpoke niso vse enako velike ali enakomerno porazdeljene v hribini. Vsak del vrtine je različen po svojem sistemu razpok, širini, dolžini in medsebojni zvezi razpok. Zaradi tega daje čim manjša dolžina tega odseka

tem jasnejšo sliko propustnosti. Iz prakse dela je ugotovljeno, da se z dolžino etaže ca. 5 m že lahko dosežejo popolnoma zadovoljivi rezultati. Točnost dobljenih rezultatov za posamezne etaže je odvisna tudi od načina, s katerim merimo propustnost, predvsem pa od tega, koliko obturator v resnici omejuje merjeno etažo in se voda pri tem ne dviga izven območja merjene etaže.

Meritve propustnosti lahko izvedemo na tri načine:

1. Od spodaj navzgor pri načinu injiciranja od spodaj navzgor (sl. 8 in 18.). V tem primeru izvrtamo vrtino do končne globine. Vodno propust-



Slika 8.

nost merimo neprekinjeno po etažah v smeri od spodaj navzgor. Prva etaža je omejena z obturatorjem 5 m nad dnom vrtine, druga 10 m, tretja 15 m nad dnom itd. Ko je etaža zatesnjena s tesnilom, spustimo vodo v vrtino, da napoji vse razpoke. Ko je hribina nasičena z vodo in je na manometru izkazan predpisan vodni pritisk, zabeležimo stanje vodnega števca in pustimo, da voda pod pritiskom teče v vrtino 10 minut. Po pretečenem času 10 minut ponovno odčitamo stanje vodnega števca. Razlika med drugim in prvim odčitanjem je količina vode, ki je otekla v vrtino od dna do vrha zatesnjene etaže.

Pri meritvi naslednje etaže dvignemo tesnilo za nadaljnjih 5 metrov višje. Tako je druga etaža dolga 10 m, naslednja pa 15 m itd. Rezultate o propustnosti druge, tretje in naslednjih etaž dobimo z odštevanjem že predhodno izmerjenih etaž, (sl. 8) na primer:

$$2 \text{ etaža} = L_2 - L_1$$

$$3 \text{ etaža} = L_3 - L_2$$

$$3 \text{ etaža} = L_4 - L_3$$

Koeficient propustnosti ali vodne izgube reducirane na 1 m vrtine in na čas 1 minute izračunamo tako, da ugotovljene vodne izgube poedinih etaž delimo z dolžino preiskanih etaž in številom minut trajanja poskusa.

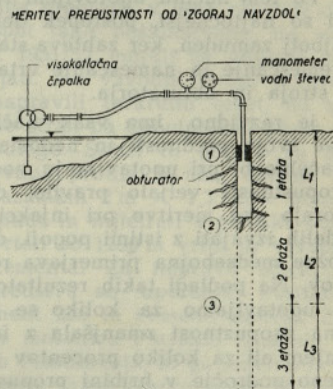
Prednost tega načina je le v hitrem napredovanju del. Vodno propustnost merimo neprekinjeno od dna do vrha ter odpade vsako premeščanje in po-

novno nameščanje vrtalnega stroja in obturatorja. Slaba stran tega načina je, da v največ primerih voda uha-ja med meritvijo v območje etaž, ki jih bomo šele merili. Rezultate o propustnosti posameznih etaž razen prve moramo določati z odštevanjem predhodno merjene etaže.

Zaradi dviganja vode v višje ležeče etaže v času meritve in neposrednega določevanja vodnih izgub ter različnih dolžin posameznih etaž se dogaja, da dobimo pri gotovih etažah tudi rezultate z negativno vrednostjo, kar pa v resnici ne more biti in kaže samo na netočnost dobljenih rezultatov. Ta postopek meritve kaže tudi tendenco, da spodnje etaže izkazujejo večjo propustnost kot zgornje, kar se pripisuje neprekinjeni meritvi, pri kateri nasičeno hribino z vodo zavzame večji obseg kot pri ostalih načinih, kjer je časovni razmah med eno in drugo meritvijo najmanj ca. 5 ur.

Po tem načinu izvedena meritev je najcenejša pa tudi najmanj točna, ker zgoraj navedene netočnosti kvarijo pravo sliko propustnosti posameznih etaž, posebno pa v hribini, kjer so vodne izgube visoke. Po tem načinu se je ugotavljala vodna propustnost pri injekcijski zavesi pregrade Moste (gl. Gradbeni Vestnik 1951, štev. 3—4, str. 6).

2. Od zgoraj navzdol pri načinu injiciranja od spodaj navzgor (sl. 9 in 18). V tem primeru izvajamo meritev propustnosti v povezavi z vrtanjem po



Slika 9.

etažah z vrha navzdol. Postopek izvajamo tako, da izvrtamo prvo etažo, umaknemo vrtalni stroj in izmerimo propustnost. Stroj postavimo ponovno na vrtino in jo poglobimo za nadaljnjih 5 metrov. Pri meritvi druge etaže je tesnilo v višini prve etaže, da omejuje vodno dolžino ene same etaže. Vrtanje in meritev propustnosti se tako menjavata dokler vrtina ne doseže predpisane globine.

Prednosti tega načina so v tem, da izkazujejo vodne izgube neposredno za vsako etažo posebej in tako odpade možnost nastopanja negativnih rezultatov. Opisani način je zaradi odstranjevanja in ponovnega postavljanja vrtalnega stroja in obturatorja

zamudnejši. Obstojajo še vedno možnost, da voda uhaja v času meritve ponovno v področja že merjenih etaž nad obturatorjem in v območja pod nezavrtanim delom vrtnice. Ta način meritve zaradi nedoločene zgornje in spodnje meje merjene etaže še vedno kvari pravo sliko o propustnosti posameznih etaž. Dobljeni rezultati vodnih izgub po tem načinu so nekoliko večji od dejanskih.

O točnosti prve ali druge metode dela se lahko prepričamo brez bistvenih stroškov pri injiciranju od spodaj navzgor, če izmerimo propustnost pri isti vrtnici najprej z vrha navzdol in nato še od spodaj navzgor.

3. Meritve propustnosti z vrha navzdol pri injiciranju z vrha navzdol.

V tem primeru povežemo meritve vodne propustnosti še s tretjo fazo dela, z injiciranjem. Pri vsaki etaži se odvijajo vse tri faze dela v sledečem zaporedju: izvrtamo vrtnico, izmerimo propustnost in vrtnico takoj injiciramo (sl. 18.). Po injiciranju etažo ponovno prevrtamo in poglobimo za naslednjo etažo. Pri vsakem postopku dela je vsaka novo izvrtana etaža zgoraj omejena s predhodno injicirano etažo. Obturator leži vedno v že injicirani etaži, kjer dobro tesni.

Zaradi dobre tesnitve obturatorja in predhodno injicirane etaže se voda ne more več dvigati v področja že merjenih etaž. Netočnost meritve pri tem postopku obstoji v nedoločljivi spodnji meji in v tem, ker se pozna vpliv od predhodno injicirane etaže. Po tem načinu ugotovljeni rezultati so najtočnejši, postopek dela pa najbolj zamuden, ker zahteva stalno premeščanje in nameščanje vrtalnega stroja in obturatorja.

Kot je razvidno, ima vsak način meritve svoje prednosti in nedostatke. Načelno bi pri ugotavljanju vodne propustnosti veljalo pravilo, da se morajo vse meritve pri injekcijskih delih izvajati z istimi pogoji, da je možna medsebojna primerjava rezultatov. Na podlagi takih rezultatov lahko ugotavljamo za koliko se je prvotna propustnost zmanjšala z injiciranjem ali za koliko procentov je določeno področje v hribini propustnejše od drugega.

Ugotovljene rezultate vodne propustnosti naneseemo v razviti profil injekcijske zaveso po vrtninah in etažah. Tako opremljeni profili nam nazorno kažejo stopnjo propustnosti na posameznih mestih injekcijske zaves in omogočajo pravilno določitev lege kontrolnih ali dodatnih vrtnic.

Iz prakse dela je ugotovljeno, da se meritvam vodne propustnosti ne posveča zadostne pozornosti, kljub temu, da so te meritve ena od glavnih kontrol učinkov izvršenih injekcijskih del. Tako n. pr. pri ugotavljanju vodne propustnosti v kontrolnih vrtninah desne polovice injekcijske zaves za HE Medvode uporabljeni vodni pritisk ni bil stalen.

S pritiskom do 3 atm je bilo preiskanih 10 odst. vseh etaž,

s pritiskom 4 atm 29 odst. vseh etaž, s pritiskom 5 atm 19 odst. vseh etaž, s pritiskom 6 atm 42 odst. vseh etaž.

Na podlagi tako izvršenih meritve vodne propustnosti je težko z gotovostjo trditi, da je dosežena potrebna zatesnitev hribine in za koliko procentov se je zmanjšala propustnost hribine po opravljenih injekcijskih delih.

Injiciranje

Pod pojmom injiciranje razumemo vbrizgavanje raznih injekcijskih suspenzij, raztopin in emulzij v izvrtane konsolidacijske vrtnice z namenom, da povečamo nosilnost in vododržnost hribine ali da zatesnimo stike, ki so nastali kot posledica krčenja betona. Glede na namen in globino delimo injekcije v:

1. injekcije glavne zaves (globinske)

2. vezne injekcije (plitve ali kontaktne) in

3. polnilne injekcije.

Glavni namen injekcijske zaves je tesnitev hribine v globino pod pregrado, da v čim večji meri preprečimo pod temelji pregrade škodljivo pretakanje vode, ki se skuša iz

vilnih razpokah, kanalih in kavernah. Nujnost injekcijskih del v takih hribinah potrjujejo primeri pregrad Monte Jacque, Castillon, Camarassa itd.

Camarassa je ločna pregrada, visoka 92 m, temeljena na kavernozne apnenice in dolomite srednje Jure. Dno bazena ob pregradi je na koti 285, vrh pregrade pa na koti 377. Med gradnjo so nizvodno od pregrade naleteli na manjše izvire, katerim pa tedaj niso posvečali kakšne posebne pažnje. Ob času zaježitve, posebno ko je voda akumulacijskega bazena narasla do kote 364, so ti izviri pod pregrado narasli na 12 m³ na sekundo. To ne bi bilo še najhujše, če ti izviri ne bi letno narasli za okoli 5%. Da so zatesnili in utrdili ta kraška področja, so za injekcijsko zaveso zavrtali naknadno 224 vrtnic v skupni dolžini 132.000 m in vgradili 40.734.300 kg cementa, 129.516.000 kg peska in gramoza, 112.000 kg žaganja in 790.000 kg bitumena. Z injiciranjem so se vodne izgube zmanjšale na 2,6 m³ na sekundo. Podoben primer, da uhaja voda iz akumulacijskega bazena, je pri pregradi »Slap Zete«, kjer ponori v akumulacijskem bazenu odvajajo vodo skozi apnenice zgornje krede.

Pri pregradi Spluga v Italiji, katere levi bok je naslonjen na triadne apnenice, je 16 vrtnic skupne dolžine 402,50 m sprejelo 209.550 kg cementa.

Globinske injekcije izvajamo vzdolž celotne pregrade na njeni vzvodni strani. Vrtnice morajo segati do globine, pri kateri so vodne hitrosti tako majhne, da ni nevarnosti podzemne erozije in so vodne izgube nepomembne (20 do 50 m). Če se v neposredni bližini pregrade nahaja vododržna hribina, skušamo nanjo priključiti glavno injekcijsko zaveso. Tak primer injekcijske zaves je izveden pri hidroelektrarni Medvode, kjer segajo vrtnice skozi 20 — 30 m debelo plast propustnega dolomita do vododržnih glinastih pečenjakov.

Zaveso običajno podaljšamo še v boke pregrade, da tako tvori nekaj podzemeljski podaljšek pregrade, ki preprečuje, da bi voda pregrado obšla. Maurice Lugeon imenuje te injekcije »zaveso v širino«. Pri pregradi Moste je »zavesa v širino« podaljšana 90 m od stika pregrade s hribino v levi bok in 120 m na desno stran pregrade. Ta del zaves bo potrebno verjetno še podaljšati skozi prepustne naplavine.

Injekcijsko zaveso lahko izvedemo eno, dvo ali trivrstno. Večvrstno zaveso izvedemo zato, da hribino konsolidiramo tudi v širino. Pri trovrstni zavesi najprej injiciramo zunanji vrsti ter s tem zatesnimo večje razpoke. Z injiciranjem srednje vrste zapolnimo še ostale finejšje razpoke in event. z injekcijskim sredstvom finejšega granulacijskega sestava.

Pri pregradi Moste je bila po projektu predvidena trovrstna zavesa, pri kateri bi srednjo vrsto injicirali z drugim injekcijskim sredstvom. To

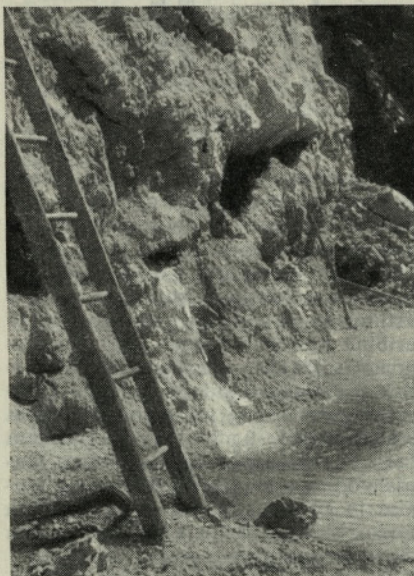


Foto III

akumulacijskega prostora prebiti skozi hribino v spodnjo vodo. Voda pod pritiskom s svojim učinkom (vzgon oz. pritisk vode v porah) zmanjšuje težo pregrade in ogroža njeno stabilnost. Pretakanje vode pod temelji pregrade pa je škodljivo, ker voda postopoma odnaša tesnilne snovi iz razpok, izpira milonitne partije, odpira z usledlinami izpolnjena kavernozna področja in tako širi razpoke, zmanjšuje nosilnost hribine in povzroča naraščanje vodnih izgub iz akumulacijskega bazena. Zlasti je važna izvedba injekcijske zaves v kraških apnencih in dolomitih, v katerih obstoja široka mreža cirkuliranja podzemne vode po šte-

namero pa so med delom opustili zaradi težav pri izvedbi injekcij z glino in vodnim steklom (silikatne injekcije). Srednjo vrsto so zato prav tako injicirali s cementom.

Razna injekcijska sredstva so n. pr. uporabili pri pregradi Lokvarka (hidroelektrarna Vinodol). Najprej so injicirali zunanji vrsti z bentonitno — cementnimi injekcijami, nato pa srednjo s cementom. Cementno-bentonitne injekcije so v tem primeru imele namen preprečiti, da bi se cementna suspenzija zaradi posebnih geoloških razmer ne razlivala po nepotrebnem iz območja tesnilne zaves.

Injekcijsko zaveso lahko izvedemo stopničasto, tako da sega le del vrtin do potrebne globine. V zgornjih conah, kjer so uporabljeni pritiski najmanjši, hribina pa najbolj razrahljana zaradi erozije in razstreljevanja, so zato potrebni manjši razmaki vrtin. V globini pa, kjer so dani pogoji za uporabo najvišjih pritiskov in je hribina manj porušena, razmak med vrtinami lahko povečamo. Tako je izvedena glavna zavesa pri pregradi Bajer (hidroelektrarna Vinodol) in pri pregradi Moste.

Trasa injekcijske zaves mora biti tako položena, da je najbolj učinkovita. Dostopna mora biti za naknadno popravilo, hkrati pa ne sme motiti ostalih gradbenih del. Vzdolž injekcijske zaves se po potrebi izdelajo prehodni hodniki, v katerih so vgrajene piezometerske cevi. Cevi segajo skozi beton pregrade do hribine in se z njimi v času zaježitve in obratovanja hidroelektrarne zasleduje učinek injekcijske zaves. Kontrolni hodnik mora imeti do pod oboka minimalno višino 2,70 m, da je v njem možno nemoteno izvajati naknadna tesnilna dela.

To vrsto injekcij bi lahko imenovali tudi »visokotlačne injekcije«, ker vbrizgavamo injekcijska sredstva v vrtino z visokotlačnimi injekcijskimi stroji.

Vezne injekcije

uporabljamo za ustvarjanje tesne zveze med hribino in betonom in da konsolidiramo in povežemo z betonom hribino, ki se je razrahljala zaradi eksploziva, ki smo ga uporabili pri izkopu temeljev ali rova. Vezne injekcije izvajamo po celotni površini temelja tako, da v hribino že pred betoniranjem temeljev zavrtamo kratke vrtine ter vanje vtaknemo plinske cevi. Cevi postavljamo tudi tam, kjer so večje razpoke, konce cevi pa obložimo s kamenjem. Injiciranje izvedemo skozi cevi takrat, ko je preko temeljev zabetonirana 4 — 5 m debela plast betona. Če med gradnjo cevi ni mogoče vgraditi, moramo beton naknadno vrtati. Pri pregradi Moste so bile vezne injekcije izvedene pod pregrado in ob bokih pregrade. Vrtine so bile vrtane s profilom 76 mm v razmakih po 2 metra in 2 — 5 m globoko. Injicirane so bile z nizko-

tlačnimi kotli s pritiskom 6 kg na cm². Dalje so bile vezne injekcije izvedene za utrditev razrahljane cone, dovodnih rovov in talnega izpusta pod pregrado v obliki krožne zaves.

Pri pregradi Bajer hidroelektrarne Vinodol, ki temelji na konglomeratih in peščenjakih, so vezne injekcije vrtali naknadno z vzvodne strani skozi beton poševno pod temelje. Zavrtali so 11.016 m in porabili za to 34 t cementa. Injicirali so z nizkotlačnimi kotli pod pritiskom 8 kg na kvadr. cm. Predno izvedemo vezne injekcije, moramo zapolniti stik med hribino in betonom s polnilnimi injekcijami.

Polnilne injekcije

Namen polnilnih injekcij je, da z njimi zapolnimo delovne stike med posameznimi betonskimi bloki, praznine med hribino in betonom ali med oblogo in betonom, ki nastanejo zaradi težko ali nevestnosti med betoniranjem in kot posledica krčenja betona po betoniranju.

V rovih nastanejo največje praznine za oblogo v temenu rova, kjer se beton težko nabija in ker se cev zaradi lastne teže vsede ali popusti opaž. Tako so na enem odseku dovodnega rova hidroelektrarne Mavrovo zaradi kontrole odprli oblogo v temenu rova in ugotovili, da je med oblogo rova in hribino 30 cm visoka praznina. V tej praznini so bili ostanki trhljih desk. Pri polnilnih injekcijah segajo vrtine le skozi beton ali oblogo do špranje. Nekaj primerov polnilnih injekcij:

1. Pri hidroelektrarni Medvode je nastal zaradi delovnega postopka stik med steno pretočnega polja in betonom desne turbinske sesalne cevi in praznine za jekleno oblogo sesalne cevi. Stik in praznine bodo injicirali s cementom skozi cevi, izpuščene v ta namen.

2. Tlačna cev pri hidrocentrali Moste, svetlobnega premera 2,60 m, je znotraj obložena z jekleno pločevino. Betonirali so jo v dveh plasteh betona, in sicer so najprej zabetonirali v rovu izravnalni ali osnovni beton, nato pa postopoma montirali in vbetonirali jeklene cevi, dolge 6 m. Razmeroma velika dolžina jeklenih cevi je v horizontalnem delu cevovoda povzročila težave pri nabijanju betona v temenu cevi in segregacijo betona pod dnom cevi, kjer so se nabirala med betoniranjem bolj groba zrna betona. Zaradi teh težav pri betoniranju in delno tudi zaradi krčenja betona so med posameznimi stiki in na imenovanih mestih nastale praznine; ugotovili so jih po zvoku ki je bil slišati pri udarjanju na jeklene cevi. Kontrolno vrtanje je pokazalo, da so bile posamezne praznine za jekleno cevjo globoke tudi 4 cm.

Te praznine so nato injicirali s pritiski do 4 atm. s Simpleks črpalko, injekcijsko mešanico 1:8 do 1:1, v spodnjih vrtinah pa s cementno malto. Vrtine so v profilu cevovoda vr-

tali radialno v obliki trikotnika, ki je imel vrh v dnu cevovoda. Pri skupni dolžini cevovoda 126.60 m so vgradili 30.680 kg cementa in 4.300 kg peska profila 7—8 mm, kar predstavlja:

pri pesku	$\frac{4300}{1700}$	= 2.50 m ³ praznin
pri cementu	$\frac{30680}{2000}$	= 15.34 m ³ praznin

ob cevovodu je skupno

17.84 m³ praznin,

kar odgovarja ca 2 cm široki praznini za oblogo.

3. Pri pregradi Bajer hidroelektrarne Vinodol so s temi injekcijami zapolnili stik med betonom in naknadno izdelano oblogo iz umetnih kvadrov. Pri injiciranju 37 m² obloge so vgradili 1.155 kg cementa, kar predstavlja srednjo debelino cementne plasti ca 1 cm in kaže, da kljub pazljivemu zidanju obloge ostanejo prazna mesta, ki bi lahko propuščala vodo. Injicirali so z nizkotlačnimi kotli vsebine 250 l domače konstrukcije s pritiskom 4.5—6 atm.

4. Betonska pregrada Pack v Avstriji je bila zgrajena l. 1930 z agregatom, ki je vseboval premalo finih frakcij. Pri poizkusni zaježitvi so ugotovili, da je beton zelo propusten, in so morali praznine v betonu naknadno zapolniti s cementnimi injekcijami. Zvrtali so 1945 metrov vrtin in vgradili 207 kub. metrov betona. Zaradi slabe kvalitete betona v pregradi in mehke vode je bila pregrada v letih od 1929 do 1951 spet tako poškodovana, da so jo v l. 1951/52 morali že vdrugeč popravljati. Na vzvodni strani pregrade so napravili torkretni omet, na nizvodno stran pa dobetonirali 80 cm debelo oblogo. Skozi to oblogo so zavrtali vrtine profila 55 mm, dolžine 3 m, v razmakih 2 m × 1.35 m v beton pregrade in injicirali s pritiski 4 atm. Izvrtali so 1280 m vrtin in vgradili 62 t cementa. Za napravo injekcijskega sredstva so uporabili Portland cement 225 in cement, nazvan ZKS, to je mešanica Portland cementa, Trasa in Plastimenta, ki ga izdelujejo Österreich. Trass-Werke, obrat Mühldorf. V tem primeru so polnilne injekcije konsolidirale porozni beton in stik betona z oblogo. Injicirali so po načinu od znotraj navzven s Hänny črpalkami.

Injekcijska sredstva

izbiramo po preiskavah, ki smo jih naredili na terenu in v laboratoriju. Vsaka hribina zahteva glede na značaj razpok, velikost praznin in gibanje talne vode posebno injekcijsko sredstvo, ki je lahko tesnilno ali konsolidacijsko ali prvo in drugo hkrati.

Glina je najcenejše injekcijsko sredstvo ter jo uporabljamo tam, kjer predvidevamo velike porabe injekcijskega sredstva in potrebujemo samo tesnilni učinek. Zaradi koloidnih zrn injiciramo z glino hribine, pri ka-

terih se je cement izkazal za pregrobo injekcijsko sredstvo in vbrizgana glina ni izpostavljena prevelikemu pritisku izpirajoče vode. Z glino lahko injiciramo razpoke do velikosti ca. 0.03 milimetra.

Cement je injekcijsko sredstvo, ki hribino hkrati tesni in utrdi. Uporabljamo ga za tesnenje večjih razpok, za polnitev kavern (v obliki malte) tam, kjer je treba hribino zatesniti in ji povečati nosilnost. Zaradi vsestranske uporabe ima cement absolutno prednost pred ostalimi injekcijskimi sredstvi in ga zato tudi največ uporabljamo.

Za polnjenje finih razpok uporabljamo posebno vrsto fino mletega Portland cementa, imenovanega koloidni cement. Ta cement mora po evropskih predpisih vsebovati 50% zrn, ki so manjša od 0.01 mm, ostala zrna pa ne smejo biti večja od 0.03 mm. S koloidnim cementom dosežemo nekoliko večji učinek. Z njim lahko zatesnimo razpoke širine ca. 0,07 mm. Pretirano fino mleti cementi so za injekcijska dela neuporabni, ker prehitro vežejo.

Glina - cement. Dodatek gline cementni suspenziji ima namen omejiti porabo cementa, ki je dražji od gline, tam, kjer potrebujemo veliko količino injekcijskega sredstva in kjer so za konsolidacijo terena dovoljene manjše trdnosti.

Mešalno razmerje gline in cementa in trdnosti injekcijskega sredstva je razvidno iz tabele. Pri mešanici

Kg gline na 100 kg mešanice	Trdnost v kg/cm ² po 28 dneh
0	280
5	295 — 305
10	285 — 295
15	270
20	255 — 260
25	240 — 245
30	225
35	200 — 205
40	185 — 195
45	170 — 190

gline in cementa mora glina vsebovati najmanj 15 % aluminija in 40 % silikatov.

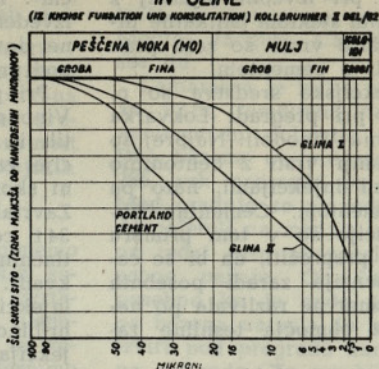
Glino in cement pa lahko tudi vbrizgavamo v hribino ločeno (zaporedoma), da dosežemo boljše zatesnitev. Glina s svojimi koloidnimi zrnimi velikosti 0.002 mm zapolni vse razpoke, v katere cementna zrna, ki so povprečne debeline 0.05 mm, ne morejo vstopiti. (Slika 10.)

Bentonit* - cement. V primerih, kjer moramo injicirati hribino, v kateri se pretaka talna voda s tako hitrostjo, da bi vsako drugo injekcijsko sredstvo izprala — odnesla, še preden bi vezalo, injiciramo s tikso-

* Večina bentonitov je nastala zaradi kemične spremembe vulkanskega pepela. Bentonit se praktično nahaja v vseh državah zah. od reke Mississippi v Tennesseeju in v Alabami. Po velikosti nahajališča in čistoti je na prvem mestu bentonit iz Wyominga v ZDA ($Al_2O_3 \cdot 4SiO_2$).

NORMALNI PORTLAND CEMENT		
%	ZIRNA MANJŠA KOT	M/M
99.9	0.1	
88.7	0.05	
67.2	0.04	
52.5	0.03	
38.4	0.02	
GLINA ST. I		
100	0.1	
90	0.05	
80	0.02	
50	0.005	
GLINA ST. II		
100	0.1	
90	0.05	
80	0.016	
50	0.004	

GRANULOMETRIČNI SESTAV CEMENTA IN GLINE

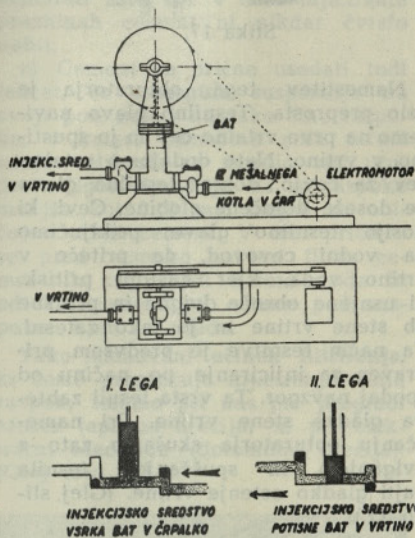


8 atm., in za injiciranje praznin, ki niso večje od prostornine kotla (100 do 200 l), da je zagotovljeno neprekinjeno injiciranje. Če so praznine večje, moramo vzporedno vezati več kotlov na eno vrtino. Injekcijsko sredstvo vbrizgavamo v vrtino po gumijastih ceveh s stisnjenim zrakom, ki ga dovajamo v kotel. (Slika 11.)

Batno črpalko Simpleks uporabljamo kjer so zahtevani pritiski do 16 atm. Pogon črpalke je lahko ročni ali strojni. Simpleks črpalka je zaradi male teže in dimenzij lahko prenosljiva ter pripravna za dela, ki zahtevajo stalno premeščanje črpalke. Črpalka je enocilindrska z vertikalnim batom, ki pri prvem gibu

SIMPLEKS BATNA ČRPALKA ZA INJEKCIJSKE PRITISKE 16 AT

POGON: MEHANIČNI ALI ROČNI



Slika 12.

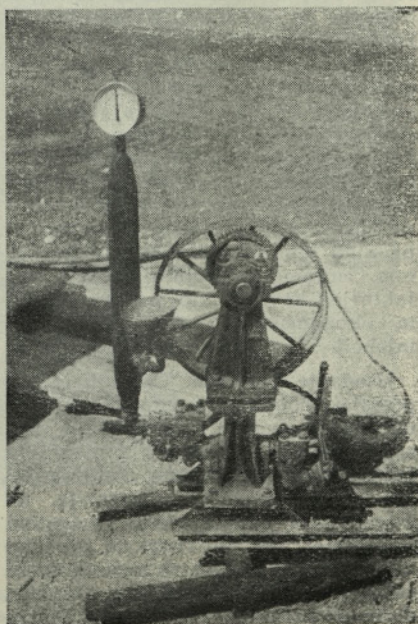
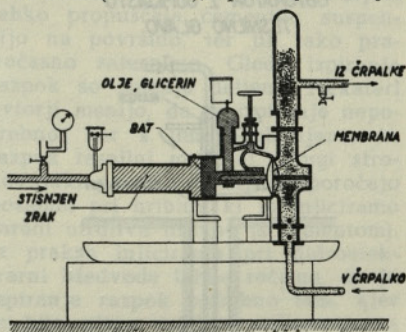


Foto IV

bata vsesa injekcijsko sredstvo iz mešalca v črpalko, pri drugem gibu pa ga potisne v vrtino. (Slika 12 in foto IV.)

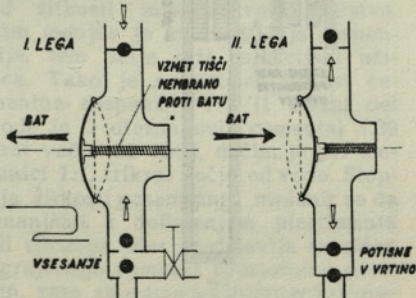
Injekcijsko črpalko Drina uporabljamo pri izvedbi injekcijskih zavese, pri katerih je potreben maksimalni pritisk 42 atm. in kjer potrošnja injekcijskega sredstva ni prevelika. Črpalko lahko reguliramo »na veliko dobavo«, katera doseže maksimalni pritisk 18 atm. in daje največjo količino 46 l na minuto, ter »na malo dobavo« z maksimalnim pritiskom 42 atm. in največjo dobavo 16,5 l na minuto. Črpalka je batna, poganja jo stisnjen zrak (6 atm.). Pritisk bata se prenaša s pomočjo glicerina ali olja na gumijasto membrano, ki s spreminjanjem svoje lege pri premikanju bata črpa injekcijsko sredstvo v črpalko in ga potiska iz črpalke v vrtino. Najobčutljivejši del črpalke je gumijasta membrana, ki pri gostejši konsistenci injekcijske mase rada počí. V Medvodah je baterija dveh med seboj zvezanih črpalk delovala pri naslednji mešanici: 100 l vode, 50 kg cementa in 20 kg peska. Hitrost delovanja črpalke in višina pritiska je odvisna od požiralne zmogljivosti vrtnice. Največja hitrost sprejemanja cementne suspenzije je bila ugotovljena v Medvodah na vrtini št. 2 pri pritisku 2 atm. 260 l/min (cementna suspenzija mešanice 1:8—1:1). Drina črpalke so izdelane v Mariboru v Tovarni avtomobilov Tezno in se po potrebi lahko zvežejo v baterijo črpalk. V tem primeru je potreben med baterijo črpalk in kompresorjem zračni kotel. (Slika 13. in foto V.)

Injektor. Za izvedbo injekcijskih zavese, kjer so potrebni pritiski do 100 atm. (135 atm.), uporabljamo injektor.



MEMBRANSKA ČRPALKA DRINA 42 AT

POGON: STISNEN ZRAK 6 AT



Slika 13.

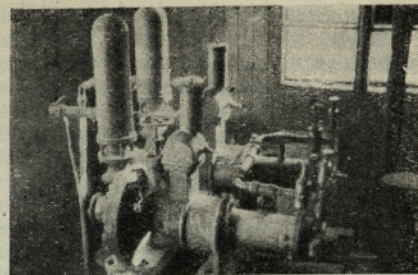
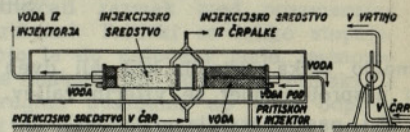


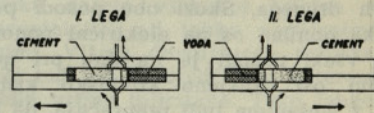
Foto V

tor. Injektor je preprosta batna črpalka z dvema horizontalno ležečima batoma. Bata sta med seboj vezana z okvirjem tako, da je eden od batov v skrajni legi vsesavanja, drugi pa v končni tlačni legi. Injektor poganja visokotlačna črpalka (pri hidrocentrali Moste trobatna črpalka »Tripleks« za pritisk do 140 atm.), tako da se voda dovaja pod pritiskom v oba cilindra izmenoma. Odpiranje in zapiranje ventilov za dovod in odvod vode iz cilindrov regulira posebna avtomatska naprava (krmilje) na injektorju. Prostornina enega cilindra znaša ca. 15 l. Pri povprečni porabi napravi injektor ca. 3 premike na minuto, kar znese ca. 45 l na minuto. Hitrost premikanja batov in pritisk v cilindrih narašča glede na to, kako je hribina že nasičena z injekcijskim sredstvom. Pri injiciranju vrtnice št. 2437 in 2441 v Mostah je bila na pr. dosežena zmogljivost injektorja celo 70 do 100 l/min pri pritisku od 0-2 atm. (cementna suspenzija mešanice 1:10 do 1:2), kar je



INJEKTOR - BATNA INJEKCIJSKA ČRPALKA ZA PRITISKE DO 100 AT

POGON NA HIDRAULIČNI PRITISK



Slika 14.

pač odvisno od požiralne zmogljivosti vrtnice.

Ker pride pri batnih črpalkah injekcijsko sredstvo v cilindri, ni pripo-

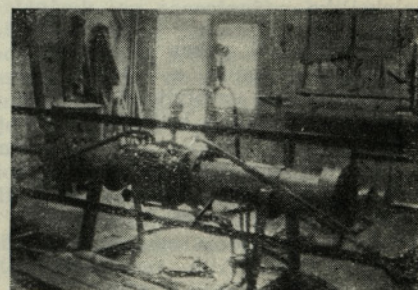
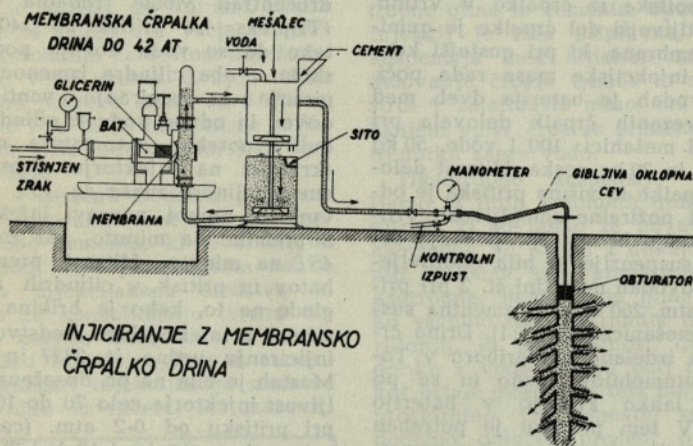


Foto VI

ročljivo uporabljati malt, ker pesek poškoduje ostenje cilindrov. Injektor so pri nas uporabljali pri izvedbi injekcijske zavese hidrocentrale Mošte, kjer se je pokazalo, da ima tudi ta včasih premajhno zmogljivost zlasti zato, ker ne moremo injicirati z malto. (Slika 14. in foto VI.)

Mešalec za injekcijske suspenzije. Dosegljivost injekcije je predvsem odvisna od tega, do kakšne stopnje lahko injekcijsko sredstvo premešamo. Teži se za tem, da v injekcijskem sredstvu z mešanjem dosežemo čim večjo razpršenost zrn, cementa ali podobnega v suspenzijski tekočini. Za mešanje uporabljamo posebne mešalce, v katerih se injekcijsko sredstvo do vgraditve meša s po-



Slika 15.

močjo zraka, vrtečih kril ali dveh v nasprotno smer se vrtečih valjev.

Pri nas uporabljamo Swissborin-gove mešalne kotle (t. zv. koloidni mešalec, glej sliko 15). Mešalec tvori dva kotla krožnega profila 56 cm z vsebino 100 l, nameščena drug vrh drugega. Skozi obe posodi poteka gonilna os na električni pogon. V vsaki posodi je na dnu pri gonilni osi pritrjeno kovinsko krilo, ki z mešanjem tudi preprečuje, da bi se injekcijsko sredstvo vsedalo na dno posode. Kotla sta zato dva, da lahko injekcijsko sredstvo neprekinjeno pripravljamo. Zgornji kotel služi kot mešalna posoda, spodnji pa kot rezervoar, iz katerega črpamo injekcijsko mešanico.

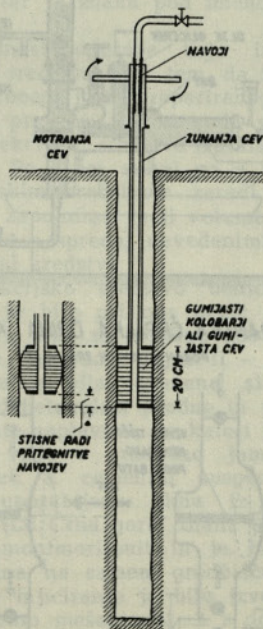
Obturator ali paker je gumijasto ali usnjeno tesnilo, s katerim med injiciranjem ali meritvijo vodne propustnosti zatesnimo vrtino pri določeni legi.

Pri plitvih ali polnilnih injekcijah, kjer je dolžina vrtine minimalna, uporabljamo gumijasto tesnilo (slika 16). To tesnilo s pridom uporabljamo za tesnenje tistih vrtin, iz katerih se zaradi komuniciranja z vrtino, ki jo injiciramo, dviga injekcijsko sredstvo.

Ta obturator tvori dve vodovodni cevi, vtaknjeni druga v drugo. Notranja cev je daljša ter nosi gumijasto tesnilo. Obturator namestimo tako, da ga spustimo v vrtino do določene globine, nato pa s pomočjo navojev na notranji cevi dolžino tesnila skrajšamo, zaradi česar se gumijasto tesnilo razmakne v širino in s tem pritiska na stene vrtine. Ti obturatorji odlično tesnijo tudi v takem terenu, kjer ni mogoče izvrtni vrtine z gladkimi stenami, ker se guma prilagodi površini stene.

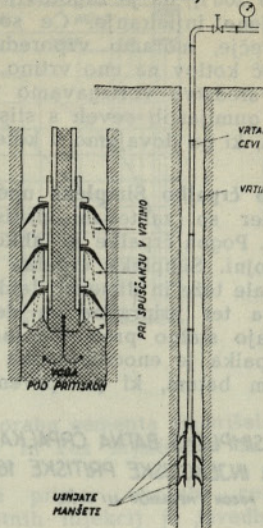
Za tesnenje vrtin v večjih globinah uporabljamo usnjeno tesnilo, ki se od gumijastega razlikuje v tem, da je tesnilna glava sestavljena iz usnatih obrocev, ki so odprti proti dnu vrtine (slika 17).

OBTURATOR Z GUMIJASTO TESNILNO GLAVO



Slika 16

OBTURATOR S TESNILNO GLAVO IZ USNJATIH MANŠET (PODJETJA SWISSBORING - ŠVICA)



Slika 17.

Namestitev tega obturatorja je zelo preprosta. Tesnilno glavo navijemo na prvo vrtalno cev in jo spustimo v vrtino. Nato dodajamo vrtalno cev za cevjo, dokler tesnilna glava ne doseže določene globine. Cevi, ki nosijo tesnilno glavo, priključimo na vodni cevovod, da pride v vrtino voda, kjer nastopi pritisk, ki usnjene obrobe dvigne in pritiska ob stene vrtine in jo tako zatesni. Ta način tesnitve je predvsem pripraven za injiciranje po načinu od spodaj navzgor. Ta vrsta tesnil zahteva gladke stene vrtine. Pri nameščanju obturatorja skušamo zato z dviganjem in spuščanjem tesnila najti gladko ostenje vrtine. (Glej sliko 17.)

Cementne injekcije

so s svojim univerzalnim učinkom (tesnitev in utrditev) najuspešnejše. Zaradi preproste in hitre izvedbe so tudi najcenejše in zato po drugih injekcijskih sredstvih, ki so običajno dražja ali bolj komplicirana za izvedbo, segamo šele tedaj, ko se prepričamo, da cementne injekcije niso dosegle svojega namena. Da bi tako do kraja izrabili vse dane razpoložljive možnosti, ki jih nudi tehnika injiciranja s cementom, moramo podrobno poznati vse faktorje, ki vplivajo na kvaliteto in ekonomsko izvedbo cementnih injekcij.

Usedanje cementa. Cementna suspenzija vode in cementa, mešana po utežnem razmerju, ima manjšo prostornino, kot je skupna prostornina ločene vode in cementa. Zato razpoke, polne cementne suspenzije, ne morejo biti napolnjene s cementom vse dokler pod pritiskom ne izločimo vode, ki ni potrebna za vezavo, in se cement ne prične usedati v razpoke. Cement se prične usedati iz sledečih vzrokov:

a) Zaradi oslabelega injekcijskega pritiska, s katerim potiskamo injekcijsko sredstvo v praznine. Moč injekcijskega pritiska pada zaradi trenja navzven od vrtine in je nekje dosežena meja, kjer je hitrost premikanja suspenzije tako majhna, da se pri njej zaradi nezadostnega gibanja začne cement usedati.

b) V zelo propustni hribini, kjer se injekcijsko sredstvo razliva v velike praznine, pada injekcijski pritisk zaradi večjega odtoka suspenzije v praznine in premajhne kapacitete injekcijske črpalke ali cevovoda. V tem primeru se cement prične usedati že v neposredni bližini injekcijske vrtine, ki nadaljnim delcem zapre pot v tiste praznine, ki bi se še lahko zapolnile, če bi uporabili črpalke ali cevovod večje zmogljivosti. Tako injicirane vrtine ne moremo smatrati za uspešno izvedeno ter jo moramo po vezavi cementa ponovno injicirati zato ker v tako injiciranih prazninah cement ni nikdar čvrsto nabit.

c) Cement se prične usedati tudi takrat, če cementna suspenzija na svoji poti naleti na tako fine razpoke, v katere cementna zrna zaradi svoje velikosti ne morejo več prodreti. Ugotovljeno je, da so razpoke manjše kot 0.10 mm mejne za običajno mleti cement. V tem primeru se pred razpoko ustvari filter cementnih zrn, skozi katere voda še odteka, cement pa ostane pod razpoko, kjer se useda.

Tako imenovani učinek filtriranja, ki često preprečuje injiciranje finih razpok, imamo pri nas pri pregradi Moste (apnena brečija) in pri elektrarni Medvode (dolomitna brečija). (Glej foto VII.)

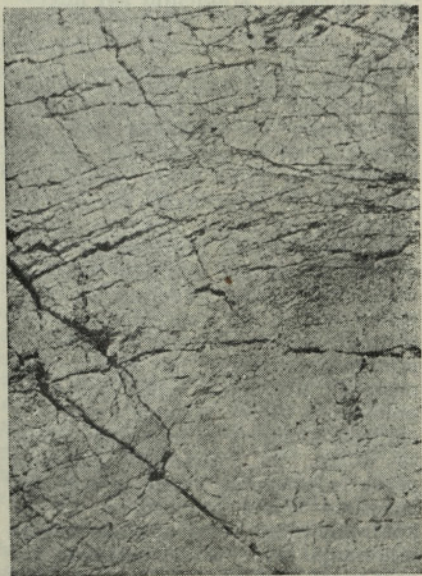


Foto VII

Razpoke se začno polniti s cementom tam, kjer se cement najprej usede in tako ustvari čep iz cementnih jeder. Ta skraja do določene meje

še odvaja vodo, z nadaljnjim injiciranjem pa se čep vedno večja v smeri vrtine in tako postopoma zapolni razpoko in vrtino. Usedli cement je toliko gostejši in čvrsteje nabit, kolikor večji je bil uporabljeni injekcijski pritisk ali pritisk odtekače vode skozi usedli cement.

Iz ekonomskih razlogov želimo, da se usedanje cementa prične v čim večji oddaljenosti od vrtine, da tako lahko povečamo razmak vrtin in zmanjšamo njih število.

Izpiranje vrtine in hribine. Iz vrtine, pripravljene za injiciranje, moramo predhodno temeljito izprati z vodo material, ki se je med vrtanjem usedel na stene vrtin. Običajen način izpiranja je tak, da v vrtino spustimo do dna cev in vanjo pod pritiskom dovajamo vodo; pri tem voda odnaša material na površino skozi vrtino. Kot boljši način izpiranja priporočajo obratni postopek, kjer vodo po cevi izsesamo iz vrtine, v vrtino pa jo dovajamo poleg cevi in se izpiranje izvaja od vrha navzdol. Zaradi sesalnega učinka izperemo pri tem načinu poleg sten vrtine tudi še razpoke v notranjosti vrtine. Po tem postopku izpiramo tudi hribino. V ta namen izvrtamo več vrtin. Pri srednji vrtini sesamo vodo, pri ostalih vrtinah pa jo hkrati potiskamo v vrtine. Nastali pritisk na srednji vrtini sesa iz razpok vodo, ki nosi s seboj izbrani material. Izpiramo toliko časa, dokler voda na sesalni vrtini ne postane popolnoma čista.

Očiščenim razpokam s tem povečamo sprejemljivost za injekcijsko sredstvo, po drugi strani pa med izpiranjem tudi ugotovimo velikost in smer razpok, zveze med vrtinami in mesta, ki bi med injiciranjem lahko propuščala cementno suspenzijo na površino, ter jih tako pravočasno zatesnimo. Glede izpiranja razpok so mnenja deljena. Nekateri avtorji menijo, da je izpiranje nepotrebno, ker s tem odplavljamo iz razpok tesnilni material. Drugi strokovnjaki pa to izpiranje priporočajo posebno pri hribini, ki jo injiciramo zaradi utrditve hribine (s cementom). Iz prakse injiciranja pri hidroelektrarni Medvode lahko rečemo, da je izpiranje razpok potrebno tam, kjer je bila glina nalahno sedimentirana v večjih razpokah in kavernah.

Konsistenca cementne mešanice. Dosegljivost injekcij je tudi odvisna od žitkosti injekcijskega sredstva. Čim manjša je koncentracija suspenzije, tem dalje seže injekcijski učinek. Tako je na primer žitkost cementne suspenzije 1:2 (1 utežni del vode in 2 utežna dela cementa) 1.39 krat večja od vode, dočim je pri mešanici 1:1, trikrat večja od vode. Stopnja žitkosti posameznih mešanic se da zmanjšati z dodajanjem plastimenta ali sličnega. Ker predstavlja množina vgrajenega cementa prostornino praznin, zato skušamo pri injiciranju vgraditi čim več cementa, da tako zmanj-

šamo možnost obstoja nezapolnjenih mest v hribini. Iz zgornjih vzrokov pričnemo v normalnih primerih injicirati z najredkejšo koncentracijo n. pr. 1 : 8, to je 12.5 kg cementa na 100 litrov vode in z njo zapolnimo tiste fine razpoke, v katere gostejše koncentracije ne morejo prodreti. Če se ne pokaže tendenca padanja porabe cementne suspenzije, zvišujemo med injiciranjem v doglednem času konsistenco n. pr. po naslednjem redu: 1 : 8, 1 : 4, 1 : 2, 1 : 1 in dalje z dodajo peska, žagovine itd., kar je pač odvisno od prostornine razpok, ki jih injiciramo. Sprememba konsistence je umestna le tedaj, če pri uporabi naslednje koncentracije ne pride do ostre spremembe v požiralni zmogljivosti vrtine. Posebno koncentracijo cementne suspenzije zahtevamo fine razpoke, večje špranje, kaverne in kaverne, po katerih se pretaka voda; določimo jo pa na podlagi rezultatov merjenja vodopropustnosti hribine. Glede trajanja ubrizgavanja ni nobenega pravila in je predvsem odvisno od tega, kako vrtina sprejema cementno suspenzijo. Vsekakor pa mora biti injiciranje s cementom končano v 2-3 urah, to je, preden je cement pričel vezati.

Injekcijski pritiski. Injiciranje je učinkovito in ekonomično tedaj, če so dani pogoji za uporabo maksimalnih pritiskov. Visoki pritiski potisnejo cementno suspenzijo tudi v tiste razpoke, ki jo pri uporabi nizkih pritiskov ne sprejemajo. Z višino pritiskov se tako širi radij injekcijskega učinka, kar nam dovoljuje povečati razmak med posameznimi vrtinami. Pritiski se lahko stopnjujejo le do določene meje, imenovane maksimalni dovoljeni pritiski. Z drugimi besedami, do meje odpora, ki ga povzročata lastna teža hribine in trenje. Pri določevanju maksimalnih dovoljenih pritiskov vpliva kot glavni faktor lega plasti hribine, ki jo injiciramo. Najmanjši odpor proti pritisku dajejo vsekakor hribine s horizontalnimi ali lahko nagnjenimi plastmi. Višina dovoljenega pritiska zavisi tudi od zaporedja, po katerem so bile vrtine injicirane. Tako lahko pri vmesnih vrtinah, ki ležijo med že injiciranimi vrtinami, injekcijski pritisk povečamo. Čeprav bi poznali vse navedene faktorje, ne more imeti računanje maksimalnih dovoljenih pritiskov svoje prave vrednosti, ker nikakor ne moremo ugotoviti natančnih leg posameznih plasti, velikosti in smeri razpok, niti kako se bo injekcijsko sredstvo pomikalo v hribini. Zato določimo injekcijske pritiske na podlagi izkušenj, pridobljenih pri injiciranju podobnih hribin. Inženir V. V. Kotulski je glede na dovoljene pritiske razdelil hribine v III. grupe:

I. usedline, hribine s horizontalnimi ali lahko nagnjenimi razpokami (plastaste hribine),

II. kompaktne hribine z razpokami, ki sodijo v I. kategorijo in III. ka-

tegorijo z ostrimi nagibi (usedline in plastaste); z močnejšimi razpokami, razpadle ali tektonsko porušene hribine (granita, gabra itd.) s horizontalnimi razpokami in

III. kompaktne masivne eruptivne hribine z vertikalnimi ali malo iz vertikalne smeri nagnjenimi razpokami.

Za površinsko injiciranje predlaga sledeče vrednosti: (vezne injekcije)

Red vrtine	Pritisk v atmosferah		
	I grupa	II grupa	III grupa hribine
Prvi	1 — 2	2 — 3	3 — 5
Tretji	2 — 3.5	5 — 5	5 — 7

Za globinsko injiciranje po načinu z vrha navzdol, kjer je vzeta dodatna obtežba predhodno injicirane etaže: (injekcijska zavesa).

Red vrtine	Specifični dovoljeni pritisk v atm na dolžinski meter obtežive		
	I grupa	II grupa	III grupa hribine
Prvi	0.5 — 0.75	1 — 1.5	2 — 3
Tretji	1 — 1.5	2 — 3	4 — 6

Pri injekcijski zavesi pod pregrado Vlasina, ki so jo injicirali iz kontrolnega hodnika, so bili dovoljeni pritiski računani po obrazcu prof. dr. ing. Alojza Mysliveca, ki se glasi:

$$P = C \times H \times Gw$$

P = injekcijski pritisk v kg na cm²

C = koeficient, ki je odvisen od kohezije hribine in se jemlje od 1.5 do 2

H = debelina plasti pod injicirano etažo

Gw = prostorninska teža hribine t/m³

Maksimalni dovoljeni pritisk je bil določen

$$P = \frac{1.5}{10} \times 30 \times 2.1 = 9.45 \text{ zaokroženo } 10 \text{ atm.}$$

Pri pregradi Bajer je bil specifični dovoljeni pritisk vzet 1 atm/m¹.

Maksimalne dovoljene pritiske za injekcijsko zaveso hidroelektrarne Medvode so določili na podlagi izkušenj injekcijskih del pri pregradi Moste, na 1.5 atm. na globinski meter.

Če uporabljeni pritiski prekoračijo mejo dovoljenih pritiskov, se pri tem teren ne konsolidira več, temveč se prične plast hribine nad injicirano cono dvigati. Da bi se med injiciranjem to ne dogajalo, pritiske stalno kontroliramo in popravljamo, da ne prekoračijo predpisane dovoljene meje. V primeru, da nismo na jasnem, ali hribino dvigamo ali ne, ugotavljamo možne deformacije s preciznim niveliranjem v posameznih horizontalnih hribine nad etažo, ki jo injiciramo. Eden izmed na površini vidljivih dokazov, da se hribina dviga, je

lahko vračanje injekcijske mešanice po končanem injiciranju iz vrtine. Med injiciranjem dvignjena plast hribine leži na še tekoči cementni suspenziji. V trenutku, ko je injiciranje ustavljeno, pa se hribina zaradi lastne teže usede v prvotno lego, ter pri tem potisne odvišno injekcijsko sredstvo iz vrtin na površino. Pri pomnjam, da vračanje cementa iz vrtine lahko povzroči tudi stisnjeni zrak v hribini, oziroma se injekcijska suspenzija vrača iz horizontov, ležečih nad vrhom vrtine. Ta pojav se dogaja v določenih okoliščinah že tedaj, ko merimo propustnost hribine za vodo. V tem primeru naj nam bo vračanje vode iz vrtine opozorilo, da morajo biti injekcijski pritiski manjši od pritiska, s katerim smo merili propustnost. Kritično višino v tem primeru določimo s preizkusi z vodo pod pritiski 1—10 atm. in pri tem pazimo, pri katerem pritisku se je pokazal občuten skok pri vodnih izgubah.

Pri pravilnem injiciranju mora injekcijski pritisk kontinuirno naraščati, enako kot se polnijo praznine v hribini, — dokler ni dosežena končna zapolnitev in predpisani dovoljeni pritisk. Končni pritisk zasičenja hribine, imenovan tudi refuzni pritisk, moramo držati najmanj 20 minut, da res dosežemo polno zapolnitev razpok, da tudi pri občutno povečanem pritisku razpoke ne bi več sprejele injekcijskega sredstva.

Če kakorkoli prekinemo injiciranje, čeprav za kratek čas, povzroči to mirovanje cementne suspenzije, ločitev cementa od vode in nastajanje cementnih čepov. Ti čepi se z nadaljnjim injiciranjem le delno razkroje, ostanejo pa še vedno delci tega čepa, ki pri nadaljnjem injiciranju zaprejo injekcijski masi vstop v še neinjicirane razpoke. Zaradi tega pri prekinjenem injiciranju vedno vtisnemo manj cementa. Kot smo omenili, med injiciranjem stalno kontroliramo injekcijske pritiske. Iz teh beležk pa hkrati lahko sklepamo, kaj se med injiciranjem dogaja v vrtini.

V primeru, da je začetni pritisk normalno naraščal, predno pa je dosegel predpisani pritisk pa hitro padel, je to znak, da je injekcijski pritisk hribino porušil ali da se je cementna suspenzija razlila v novo votlino. Če se pritisk v določenem času več ne dvigne, pomeni to, da se je cementna suspenzija prebila nekje na površino. Vsako prodiranje cementne suspenzije na površino povzroča škodo na porabljenem cementu in učinku injekcije zaradi padca pritiska. V takem primeru moramo prodiranje cementa na površino hitro preprečiti s tem, da zatesnimo dotična mesta, uporabiti gostejšo konsistenco, hitro vzežati cement, all prekiniti z injiciranjem. Take vrtine ne moremo smatrati za zainjicirane, temveč jo moramo po vezavi cementa ponovno injicirati.

Pri izvedbi injekcijskih del pri pregradi Vlasina, ki so jih izvajali iz kontrolnega hodnika, se je cementno mleko pri injiciranju vrtine IV/29 prebilo skozi ca 11 m visoko plast nabite gline (jedro pregrade) do krone pregrade in se razlilo po površini ca 25 m na široko. Injicirali so neprenehoma 2 dni in vzbrizgali 7.070 kg cementa ali 37.771 l cementne suspenzije s pritiskom do 17 atm. in uporabljali pritiske, ki so bili skoraj še enkrat večji od dopustnih pritiskov, določenih po obrazcu profesorja Mysliveca.

Pri injekcijskih delih hidroelektrarne Medvode je cementno mleko po injiciranju na desnem krilu pod pritiskom izstopilo iz tal pod podom gradbiščne pisarne, ki je bila od vrtine oddaljena ca 15 metrov.

Solpenetrit. V primeru injiciranja hribine, ki je na gosto preprežena s finimi razpokami in kjer moč injekcijskih pritiskov hitro pada navzven od vrtine, se cement naglo usede in nabrekne, predno je napolnil vse tiste razpoke, ki bi jih zaradi velikosti cementnih zrn sicer še mogel izpolniti. Da zadržimo proces usedanja cementa, dodajamo cementni suspenziji do 2% (na težo cementa) Solpenetrta (kemični proizvod, izdeluje Švica). Z dodatkom Solpenetrta (2%) injicirajo pri pregradi Moste.

Razmak vrtin. Razmak med vrtinami mora biti tolikšen, da se radiji injekcijskih učinkov posameznih vrtin križajo, kar pomeni, da ne ostanejo vmesni neinjicirani prostori. Razmak med vrtinami določimo po načinu približevanja vrtin s poizkusnim injiciranjem.

Na podlagi geološkega in geotehniškega pregleda terena določimo poizkusno mesto, število vrtin in razmak. Vrtine se zavrtajo v obliki kvadrata, enakokrakega trikotnika ali v premi črti.

Skupino poizkusnih vrtin postavljamo dosledno v traso bodoče injekcijske zaves. Te preiskave nam tudi pokažejo, ali bo zavesa eno, dvo ali trovrstna in kako bodo vrtine postavljene v injekcijski zavesi, zamaknjeno ali druga nasproti drugi.

Pri kvadratnem poizkusnem polju vrtamo v vsakem vogliču kvadrata vrtino, v sredini kvadrata pa kontrolno vrtino do iste globine. Vse izvržane vrtine skupno s kontrolno preizkusimo glede na vodno propustnost. Kontrolno vrtino sedaj zapolnimo s finim peskom, vrtine v ogliščih kvadrata pa injiciramo drugo za drugo. Po injiciranju izperemo pesek iz kontrolne vrtine in ponovno izmerimo vodno propustnost. Če na kontrolni vrtini sedaj opazimo učinek injiciranja in če rezultat ustreza Lugeonovem kriteriju je razmak med vrtinami pravilno določen. V obratnem primeru vrtamo vmesne vrtine med že injiciranimi vrtinami in kontrolno vrtino in to ponavljamo, dokler ne dobimo zahtevane tesnitve in pravega razmaka med vrtinami.

V praksi injiciranja danes bolj uporabljamo poizkusno polje v obliki enakokrakega trikotnika s kontrolno vrtino v težišču trikotnika. Delo poteka enako kot pri kvadratnem poizkusnem polju.

Pri hidroelektrarni Medvode so razmak vrtin določali s poizkusnimi polji v premi črti. Po tej metodi določamo razmak med vrtinami tako, da zavrtamo po tri vrtine v premi črti na treh poskusnih mestih. Srednja vrtina je v tem primeru kontrolna vrtina.

N. pr.: na prvem mestu z razmakom krajnih vrtin 10 m, na drugem mestu z razmakom krajnih vrtin 7 m, na tretjem mestu z razmakom krajnih vrtin 4 m.

Najprej izvrtamo pri vsakem poizkusnem mestu krajni vrtini, izmerimo propustnost hribine in jih nato injiciramo. Nato na vsakem poizkusnem mestu zavrtamo vmesno vrtino in izmerimo njeno vodno propustnost. Rezultate vmesnih vrtin primerjamo z rezultati krajnih vrtin; če pri tem zasledimo učinek injiciranja in če rezultat ustreza Lugeonovemu kriteriju, smatramo razmak med vrtinami za pravilno določen. Če pa učinka injiciranja ne opazimo, vmesne vrtine zainjiciramo in ponovno izvrtamo vmesno vrtino med krajno in prvo vmesno vrtino, ter pri njej izmerimo vodno propustnost. To ponavljamo toliko časa, dokler pri vmesnih vrtinah ne ugotovimo zadostnega učinka injiciranja. Ta metoda ima to pomanjkljivost, da ni znana propustnost vode na srednji (kontrolni) vrtini pred injiciranjem. Če pa postopek izvedemo tako, kot je opisano v primeru kvadratnega polja, ta nedostatek odpade.

Vrstni red injiciranja. Najboljše rezultate injiciranja dosežemo, če tudi nadaljnje injiciranje izvajamo po zgoraj omenjenem načinu približevanja, ki ima sledeče prednosti:

a) Med injiciranjem lahko vzdolž celotne injekcijske zavese stalno kontroliramo pravilnost izbranega razmaka in ga po potrebi popravljamo;

b) pri postopnem zblizevanju vrtin je onemogočeno, da bi cementno mleko med injiciranjem vstopilo v sosednje izvrtane vrtine. Vrtine prvega reda so toliko oddaljene druga od druge, da ne komunicirajo, dočim so vrtine drugega reda ločene druga od druge z že injiciranimi vrtinami prvega reda. Ta vrstni red injiciranja pa delno moti predhodno izpiranje hribine, ker je komuniciranje z injiciranimi vrtinami prekinjeno;

c) pri injiciranju s postopnim približevanjem vrtin lahko pri injekcijah drugega in tretjega reda maksimalni dovoljeni pritisk postopoma zvišujemo, kar zboljšuje kvaliteto injiciranja;

d) taka zaporednost injiciranja omogoča, da najprej zapolnimo večje razpoke, ki zahtevajo svoj način in-

jevanja, in nato iz drugih vrtin injiciramo fine razpoke, ki zahtevajo zopet drugi način injiciranja. Tako postopoma dosežemo zahtevano konsolidacijo terena.

Kdaj smatramo vrtino za dokončno zainjicirano. Injiciranje je končano tedaj, kadar hribina pod maksimalnim pritiskom ne more več sprejeti injekcijskega sredstva najredkejše mešanice.

Lugeon pravi, da je injiciranje končano tedaj, če vrtina pri pritisku 40–45 atm. v 5 minutah ne sprejme več kot 25 litrov injekcijskega sredstva. Pri nas je v veljavi pravilo, ki pravi, da se vrtina smatra tedaj za zainjicirano, če v 30 minutah pri maksimalnem dovoljenem pritisku ugotovimo, da hribina ne sprejema več injekcijske mešanice 1 : 8.

Kontrola izvedenih injekcijskih del. Uspeh izvedenih injekcijskih del preverimo s kontrolnimi vrtinami, ki jih izvrtamo po končanih delih skozi mesta, za katera predpostavljamo, da so najslabše zatesnjena oz. najbolj propustna. To so ali etaže, ki so pokazale pred injiciranjem visoko propustnost, ali mesta, kjer je bilo vgrajenega največ cementa, ki predstavlja v tem primeru volumen prvotnih praznin. Da omejimo število kontrolnih vrtin, jih vrtamo tako, da sekajo več vrtin injekcijske zavese (diagonalno) hkrati. Kontrolnim vrtinam izmerimo vodno propustnost in ugotovimo, če rezultati ustrezajo Lugeonovemu kriteriju. V primeru, da so vodne izgube na določenem mestu prevelike, moramo teren dodatno injicirati z vmesnimi vrtinami, dokler ne ugotovimo zahtevane tesnitve.

Pri izvedbi injekcijskih del se ne smemo zanašati samo na končno kontrolo, temveč moramo uspeh injiciranja zasledovati že med samim delom, ker nam vsaka vmesna vrtina lahko služi kot kontrola. Uspeh injiciranja lahko presodimo, če primerjamo rezultate propustnosti hribine pred in po injiciranju, po porabi cementne suspenzije, po njeni koncentraciji, po uporabljenih pritiskih in po času trajanja injiciranja.

Poleg navedenih kontrol daje metoda injiciranja z vrha navzdol, pri kateri je za injiciranje naslednje etaže potrebno ponovno prevrtati že injicirano etažo — jedra usedlega cementa. Iz opazovanja tokovnic (letnic) odloženih cementnih zrn lahko sodimo o kvaliteti in učinku injiciranja. Cementna zrna se v določenem zaporedju usedajo na stene vrtine; bolj groba zrna dajejo temnejšo barvo, koloidalna pa svetlejšo. Usedanje cementa je zvezano z delovanjem črpalke (pritisk) kar je razvidno v cementnem jedru v oblikah linij temnejše in svetlejše barve. Če so te linije kakorkoli prekinjene, pomeni to določene nepravilnosti injiciranja, ki jih strokovnjaki lahko ugotovijo. Če se razpoke niso popolnoma zatesnile, ostane ob končanem po-

stopku v izvrtanem cementnem jedru delno odprt ali s cementom napolnjen kanal, ki pa ima čisto drugi izgled kot pod pritiskom usedli cement.

Zanimiva kontrola, kako hribina sprejema cementno suspenzijo, bi bila ta, če bi zavrtali in injicirali nekaj vrtin v hribino na takem mestu, kate-rega bi zaradi nadaljnjih gradbenih del morali odstraniti. Na ta način bi natančno ugotovili, kako daleč sega injekcijsko območje in v kakšne razpoke cementna suspenzija še prodre.

Ena izmed praktičnih kontrol, ali se je z izvedbo injekcijske zavese hribina zadostno zatesnila, je tudi sistematično merjenje vodnih količin, ki pronicajo skozi injekcijsko zaveso. Tak je primer drenažnega jaska v kontrolnem hodniku hidroelektrarne Medvode, kamor so bile izpeljane vse drenažne vode prve gradbene jame, ki so jih pred in po injiciranju merili.

Črpalna postaja. Injekcijsko črpalko postavimo v težišče del, da so izgube cementa in trenje v ceveh čim manjše in ni nevarnosti, da bi se cevovod zamašil. Postaja mora stati višje, kot so vrtine, da injekcijsko sredstvo samo teče v vrtino, kar je važno za izpiranje cevovoda po injiciranju. Za sporazumevanje osebja v črpalni postaji in pri vrtini (obturatorju) med injiciranjem morajo črpalke stati na vidnem mestu. Če to ni mogoče, je potrebna za nemoten potek injekcijskih del telefonska zveza.

Merilne naprave. Za pravilno izvedbo injekcijskih del je nujno, da so injekcijski stroji opremljeni z natančnimi merilnimi pripravami, manometri in manografi, ki grafično beležijo višine injekcijskih pritiskov, ter registrirnimi merilci, ki beležijo

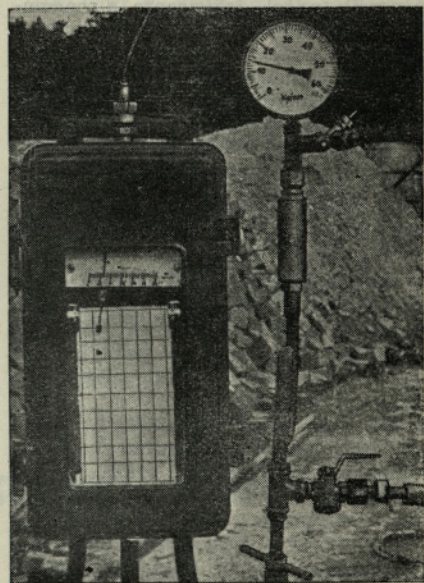


Foto VIII

količino vbrizgane injekcijske mešanice v istem času. (Glej foto VIII.) Edino s temi merilnimi napravami lahko

ugotavljamo, kaj se med injiciranjem dogaja v hribini pod površino in moremo pravočasno ukrepati o nadaljnjem, boljšem načinu dela.

Tehnična dokumentacija. Podatke, ki jih dajejo med injiciranjem merilne naprave in vse posebnosti, ki smo jih opazili med delom, vnašamo sproti v dnevnik injiciranja, ki služi za pravilno dispozicijo del, po injiciranju pa kot dokument, s kakšnimi pogoji je bila vrtina injicirana. Dnevnik injiciranja mora biti tako voden, da je za vsako etažo določene vrtnine razvidno sledeče:

1. poraba injekcijskega sredstva,
2. njegova konsistenca,
3. injekcijski pritiski,
4. čas injiciranja in
5. ostale posebnosti, zapažene med injiciranjem.

Za morebitno naknadno dopolnjevanje injekcijske zavese mora izvajalec po izvršenih injekcijskih delih izdelati elaborat s sledečimi prilogami:

1. do 5.,
- a) situacijo injekcijske zavese z vrtinami,
- b) podolžni razviti profil zavese, iz katerega je razviden geološki profil, rezultati propustnosti hribine za vodo in zgoraj navedeni podatki od 1. do 5.
- c) kritično poročilo o izvršenih injekcijskih delih in
- d) arhiv izvrtanih jeder.

Projekt injekcijskih del. Za izvedbo injekcijskih del je treba predhodno izdelati projekt, ki mora vsebovati potrebne načrte, podroben tehnični popis del in proračun. Projektni elaborat izdelamo na podlagi teren- skih in laboratorijskih preiskav in poizkusnega injiciranja na terenu.

Če se med izvajanjem del zaradi nevestnosti v čimerkoli ne držimo zgornjih načel injiciranja s cementom, dobimo slabe rezultate injiciranja in povišujemo stroške, v najboljšem primeru pa niso izkoriščene vse razpoložljive tehnične možnosti, ki jih injiciranje s cementom nudi.

Delovni postopek

V praksi injiciranja uporabljamo dva načina, in sicer od spodaj navzgor in od zgoraj navzdol.

Injiciranje od spodaj navzgor uporabljamo v kompaktni hribini, kjer so stene vrtnine razmeroma gladke in obturator v njih dobro tesni in kjer je globina injekcijske zavese že vnaprej določena.

Pri injiciranju razrahljanih hribin po tem načinu namestimo v vrtino obložno cev do vrha etaže, katero imamo namen injicirati. V tem primeru obturator tesni v zaščitni cevi (obložni). Po injiciranju dvignemo injekcijsko cev in obturator skupno z zaščitno cevjo do naslednje etaže.

Način injiciranja od spodaj navzgor je veliko hitrejši, za izvedbo preprostejši in cenejši kot način od vrha navzdol. Glavni pogoj je, da obturator dobro tesni in da hribina ni pre-

več razpokana. V obratnem primeru se često dogaja, da cementno mleko obide skozi razpoke ter obturator od vrha zalije s cementom ter ga vklene. Po tem načinu je bila izdelana injekcijska zavesa pri pregradi Moste.

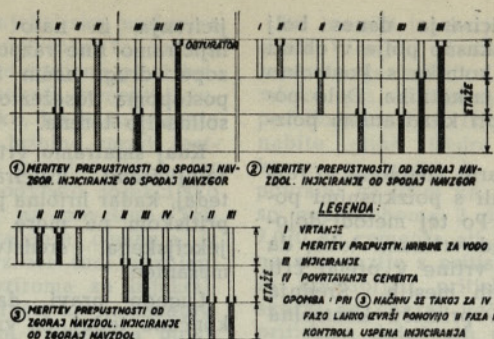
Vrtino injiciramo neprekinjeno, ker pri injiciranju naslednjih etaž ni treba čakati zaradi vezave cementa. Ta način injiciranja ima to prednost, da dolžino etaže lahko z obturatorjem poljubno spreminjamo glede na sprejemljivost hribine za injekcijsko sredstvo.

Injiciranje z vrha navzdol je počasnejše, za izvedbo bolj komplicirano in dražje, vendar kvalitetnejše od prvega ter sigurno vodi do cilja. Pri injiciranju po sistemu z vrha navzdol je popolnoma vseeno, kolikšna je porušenost ali razrahljanost hribine, ker je etaža, v kateri tesni obturator že konsolidirana s predhodnim injiciranjem. Zato uporabljamo to metodo dela dosledno tam, kjer je hribina močno porušena.

Postopek dela je naslednji: Najprej izvrstimo vrtino do globine prve etaže, izmerimo propustnost in etažo izperemo in injiciramo. Za izvrstanje druge etaže moramo ponovno prevrtati že injicirano etažo. Pri injiciranju druge etaže namestimo obturator na dno predhodno injicirane etaže. Po tem vrstnem redu napreduje injiciranje v smeri z vrha navzdol, dokler vrtina ne doseže predpisane globine. Pri tem se ni bati, da bi obturator slabo tesnil ali da bi ga cementno mleko zalilo.

Ker moramo pri tem stalno premešati, spuščati in dvigati vrtalni, merilni in injekcijski pribor ter ponovno vrtati, je ta način dela zamuden.

Prednosti tega načina, ki odtehtajo zgoraj navedene slabe strani, so:



Slika 18.

a) zainjicirana zgornja etaža tvori za naslednjo etažo nepropusten strop, ki med injiciranjem spodnje etaže preprečuje, da bi se cementna suspenzija dvigala navzgor, to je v smer najmanjšega odpora in obenem največje možnosti odpiranja razpok;

b) ker je to injiciranje zvezano s ponovnim vrtanjem, lahko obenem kontroliramo propustnost prve etaže še po injiciranju. Če dobimo pri tem nezadovoljive rezultate, ponovno injiciramo prvo etažo skupno z naslednjo ter s tem dosežemo temeljito zagostitev terena;

c) zainjicirano (konsolidirano) vrh- njo etažo lahko smatramo kot dodatno obtežbo, ki dovoljuje zvišanje injekcijskega pritiska pri naslednjih etažah, s čimer se povečava učinek injekcije;

d) pri injiciranju po tej metodi dela odpadejo neuspele vrtnine, ne izgublamo časa za reševanje injekcijskih priprav, ki so se začepile v vrtini, kar je normalen pojav injiciranja od spodaj navzgor in

e) v primeru slabih rezultatov propustnosti hribine lahko pri tem načinu vrtino še vedno poglobimo za eno ali dve etaži, dokler ne dobimo zahtevane vodotesnosti hribine.

Odločili se bomo za en ali drug postopek dela pač glede na to, koliko časa imamo za izvedbo injekcij na razpolago, predvsem pa glede na stopnjo varnosti objekta.

Podjetje za preiskovalna in konsolidacijska dela elektrosond

Zaradi gradenj številnih elektrarn se je pokazalo, da je nujno ustanoviti podjetje, ki bo izvrševalo zgoraj opisana dela. Koncem leta 1947 je bilo v Beogradu ustanovljeno podjetje Elektrosond. Novo podjetje se je l. 1948 preselilo v Zagreb, kjer so

Opravljeno delo	Izvršeno v metrih v letu					Skupaj
	1948	1949	1950	1951	1952	
Preiskovalno in konsolidacijsko vrtanje	3.693	14.819	23.875	37.748	52.796	132.931
Meritev propustnosti hribine	1.037	4.173	13.897	24.422	35.112	78.641
Injiciranje	1.037	4.680	18.889	23.358	32.216	80.180
Skupno operacij	5.767	23.672	56.661	85.528	120.124	291.752

bili na razpolago boljši prostori. Razvoj podjetja je najlepše razviden iz dela, ki ga je podjetje opravilo od ustanovitve do l. 1952. (Glej str. 192.)

V letu 1948 je podjetje lahko izvršilo le 4% predvidenega plana, dočim je v l. 1951 plan že prekoračilo za 22%. Zmogljivost podjetja se je občutno dvignila v l. 1949, ko so prejeli 34 novih garnitur vrtalnih strojev »Triglav«, črpalk »Putri« in injekcijskih strojev »Drina« domače izdelave (izdelki Tovarne avtomobilov v Mariboru). Če računamo, da se povprečno na leto na gradbišču izvede ca 11.000 m vseh operacij, lahko Elektrosond danes opravlja injekcijska dela na najmanj 8 gradbiščih hkrati. Od ustanovitve do danes je podjetje sodelovalo pri sledečih hidroelektrarnah: Moste, Medvode, Mariborski otok, Vuzenica, Vinodol-Lokvarka, Jajce II., Jablanica, Medjuvršje, Vlasina, Vrla II., Mavrovo in Kokin Brod itd. Samo pri hidroelektrarni Medvode in Moste je bilo v l. 1951 izvedenih 28.161 m vseh operacij, kar je predstavljalo eno tretjino zmogljivosti podjetja v tem letu.

Tehnika injiciranja pri nas naglo napreduje. Medtem ko čitamo v Gradbenem Vestniku l. 1951, št. 3—4, str. 64, da je injiciranje z drugimi injekcijskimi sredstvi razen s cementom še nemogoče zaradi neprimernih injekcijskih naprav, transportnih možnosti itd., Elektrosond sedaj že leto dni injicira s cementno-glinastimi in cementno-bentonitnimi injekcijami na mestih, ki bi bila trd oreh tudi za inozemska podjetja, kot je to primer injekcijskih del za hidrocentralo Jajce II.

Upamo, da bodo izkušnje injekcijskih del pri hidroelektrarnah v doglednem času s pridom prenešene tudi na ostala gradbena področja.

LITERATURA

1. Ing. Rudolf Podgornik: Injiciranje pri hidrocentrali Moste. — Gradbeni Vestnik l. 1951, št. 3—4, str. 61.
2. Ing. Vitomir Joksič: Ispitanje i konsolidacija terena u odnosu na objekte elektroprivrede. — Elektroprivreda 1951, št. 3, str. 89.
3. Ing. Vitomir Joksič: Rad Elektrosonda u 1951 god. — Elektroprivreda 1952, št. 2, str. 68.

Ing. Franc Adamič

PREGLED VRTANJA IN INJICIRANJA ZA GLAVNO TESNILNO ZAVESO PRI RAZNIH PREGRADAH

ZAP.ŠTEV.	PREGRADA	NAJVEČJA DOLŽINA KRONE	HRIBINA	SKUPNA DOL- ŽINA VRTIH INJECIJSKE ZAVESJE M	PORABA CEMENTA		OPOMBE
					SKUPAJ TON	NA 1 M ² VRTINE KG	
1	CAMARASSA (ŠPANJIA)	92 222	DOLOMIT, APNENEC, SREDNJI JURA KRAJ RAZPOKE	49 621 ^{*)}	40 734	820	*) POVRTAVANJE 82 TON M ²
2	SANTA GIUSTINA (ITALIJA)	150	APNENEC	33 000	3 800	108	NEDOVRŠENO
3	MOSTE (JUGOSLAVIJA)	53 60	APNENA BREČIJA	34 877	1 277	36	NEDOVRŠENO
4	PIEVE DI CADORE (ITALIJA)	110 ^{**)} 400	RAZPOKAN DOLOMITIZIRAN APNENEC	32 000	1 246	70	**) NAD DNOM DOLINE
5	CASTILLON (FRANCIJA)	101 ^{*)} 200	APNENEC RAZPOKAN PRELOMI	10 225	5 195	507	
6	MEDVODE (JUGOSLAVIJA)	21 ^{*)} 60	DOLOMIT - DOLOMITNA BREČIJA	7 830	412	52	NEDOVRŠENO **) NAD DNOM DOLINE
7	LIMBERG (AVSTRIJA)	120 550	APNENI SLJUDNI ŠKRILJAVEC	7 342	594	80	
8	SAUTET (FRANCIJA)	130 80	APNENEC	6 380	3 750	590	
9	GENESBIAT (FRANCIJA)	104 140	APNENEC (URGONEN) LAPORAST APNENEC, DE- ŠNI BREG RAZPOKS	4 165	277	66	
10	BAJER (JUGOSLAVIJA)	8 120	PEŠČENJAKI	1 700	138	81	

4. Ing. Branislav Kujundžić: U nekim uticajima na injektiranju hidro-tehničkih tunela pod pritiskom. — Elektroprivreda 1952, št. 3, str. 100.

5. Ing. Ervin Nonweiler: Oblaganje uzvodne plohe masivnih pregrada. — Saopštenje sa prvog savetovanja stručnjaka Jugoslavije u visokim branama, str. 147.

6. Tehn. Gustav Greiner: Iskustva stečena na injekcionim radovima na pregradi Bajer, HE Vinodol. — Saopštenje sa prvog savetovanja stručnjaka Jugoslavije o visokim branama, str. 181.

7. Ing. Bogdan Rajčević: Problematika injektiranja kod nas. Gradjevinarstvo 1951, št. 11 — 12.

8. Ing. Bogdan Rajčević: Injektiranje. — Izdala Gradjevinska knjiga, Izdavačko preduzeće NR Srbije — Beograd 1952.

9. Ing. Vladimir Rizen: O raznim standardima pribora za istražno bušenje. — Izdanje izdavačkog preduzeća Saveta za energetiku i ekstraktivnu industriju Vlade FLRJ Beograd, 1950.

10. Ing. V. V. Kotulski: O osnovnim pravilima za izvršenje radova na cementnom injektiranju. — Elektroprivreda 1949, št. 2, prevod ing. V.

Joksiča iz Hidrotehničke stroiteljstvo št. 11 za l. 1948.

11. Ing. V. V. Kotulski: O dozvoljenem pritisku pri injektiranju temelja vodojaža. — Elektroprivreda 1950 št. 9, str. 376, prevod ing. V. Joksiča iz Hidrotehničke stroiteljstvo št. 5, za l. 1949.

12. Karl Terzaghi — Rilph B. Peck: Mehanika tla, I. del. Prevod ing. Dušan Radović Beograd, 1951.

13. Dr. Luka Marić: Petrografija za studente arhitekture, gradjevinarstva, likovne i primjenjene umjetnosti, Zagreb, 1951.

14. Dr. ing. e. h. Armin Schoklitsch: Kostenberechnungen in Wasserbau und Grundbau.

15. Curt F. Kollbrunner: Fundation und Konsolidation, Band II, Zürich 1947-48.

16. Maurice Lugeon: Barrage et géologie. — Lausanne 1933.

17. Dr. ing. H. Wagner: Taschenbuch des chemischen Bautenschutzes, Stuttgart 1941.

18. König: Die neuzeitliche Einpresstechnik, die Wasserwirtschaft 1952/4.

Ob zaključku članka se zahvaljujem ing. M. Kleindienstu za vse njegove strokovne nasvete.

DK 624.035.4:628.13

Nekaj konstruktivnih problemov pri gradnji podzemnih vodnih rezervoarjev

V strokovni literaturi je konstruktivnim problemom in detaljom vodnih rezervoarjev odmerjen dokaj skop prostor. Ta članek je nekak zaključek, do katerega sem prišel na podlagi člankov v tujih revijah in delno lastnih opazovanj in računov. Po-

doba je, da je ravno pri oblikovanju vodnih rezervoarjev še mnogo nejasnosti, da so mnenja še zelo deljena, posebno glede izbire oblike rezervoarja. Kadar govorimo o konstrukciji rezervoarja, je navadno na prvem mestu poudarjena potreba po solid-

nosti gradnje, o ceni je govor šele na drugem mestu. To je razumljivo, ker gre za objekte, ki naj dolga leta, izpostavljeni koroziji, pod zemljo v skrajno neugodnih razmerah, služijo svojemu namenu. Zunanja stran zidov stropa je nedostopna in po-

škodb ne moremo ugotavljati sproti. Popravila poškodovanih rezervoarjev so zelo draga in njih uspeh zelo dvomljiv.

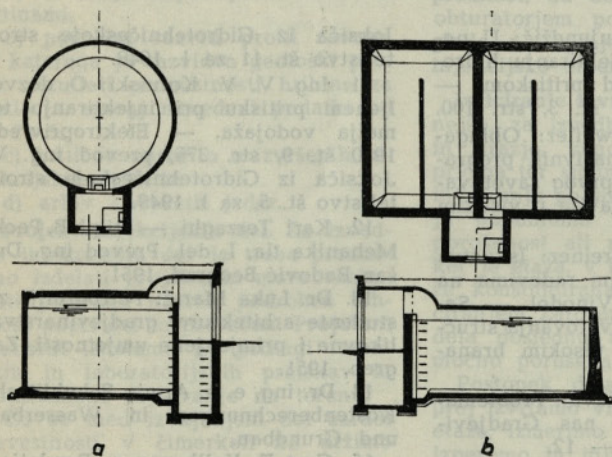
Pri nas gradimo povečini male rezervoarje nekako do 200 m^3 , tu in tam do 500 m^3 , večji so prav redki. Za te velikosti je prišla nekako v navado okrogla, cilindrična oblika s kupolo. S preprostim računom lahko ugotovimo, da je poraba materiala pri takem rezervoarju najmanjša, izvedba pa ne preprosta. Opaž za okroglo steno, posebno pa za kupolo je drag, tudi polaganje armature je zamudno. Če nimamo na razpolago izvežbane delovne sile, je bolje, da si izberemo drugačno obliko. Kot vemo, je kupola zelo odporna za centrične obremenitve, medtem ko pri ekscentričnih odpove, ako venec nima izredno velike togosti. Zato se bomo rezervoarjem s kupolo izogibali na pobočjih, kjer pričakujemo drsenje plasti in na prelomnicah. Če uporabimo ravno ploščo, si delo znatno poenostavimo — sl. 1a. Ta rešitev

prezreti zemeljskega pritiska, ki je pri majhnih okroglih rezervoarjih podrejene važnosti, ker ustvarja v glavnem v stenah pritiske. Mali rezervoarji pod 100 m^3 so navadno enocelični, nad 100 m^3 pa dvocelični. Ponekod priporočajo dve celici že nad 25 m^3 . Pri enoceličnih pravokotnih rezervoarjih je najugodnejše razmerje stranic (zunanji zidov) $1:1$ z dvema celicama $1:1.33$, s tremi $1:1.5$.

Rezervoarji srednje velikosti — do nekaj tisoč kubičnih metrov — pridejo pri nas bolj redko v poštev. Za projektanta - konstruktivca predstavljajo težji problem, ki se ga je treba lotiti z vso resnostjo. Predvsem je treba temeljito proučiti teren, na katerem bo stal rezervoar. Če pričakujemo neenakomerna posedanja, bomo izbrali konstrukcijo, ki je dovolj elastična, da brez škode prenese manjše deformacije. Temu pogoju najbolj ustreza okrogel ali pravokoten tloris z gobasto krovno ploščo. Pri slabem terenu lahko konstruiramo kot

Notranje stene so gladke, robov in kotov je mnogo manj kot pri rebrastih ploščah, čiščenje je s tem olajšano. Da je za dno gobasta plošča uporabnejša od rebraste ni treba posebej poudarjati. Tudi v ekonomskem pogledu gobaste plošče niso neugodne. Slika 2 kaže okrogel rezervoar vsebine 750 m^3 , slika 3 pa pravokotnega z dvema celicama, vsebine $1000 + 200\text{ m}^3$. Kot podlaga za temelje obodnih sten je podložni beton boljši od gramoza, ker onemogoča odplakanje materiala in bolje prenaša robne napetosti v teren. Izbira oblike pri rezervoarjih srednje velikosti je še težji problem kot pri majhnih. Če pri okroglem rezervoarju povečujemo tloris, postaja višina plašča v razmerju s polmerom vse manjša in manjša, napetosti v horizontalnem pasu se zmanjšujejo in so le podrejene važnosti.

Glavni del obremenitve vodnega zemeljskega pritiska prevzame vertikalni pas, prednosti okrogle oblike ne pridejo več do veljave. Pač pa ima

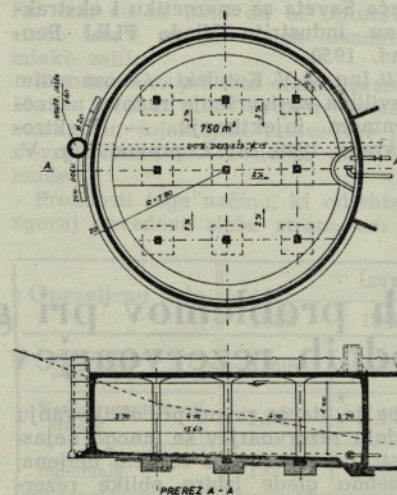


Slika 1.

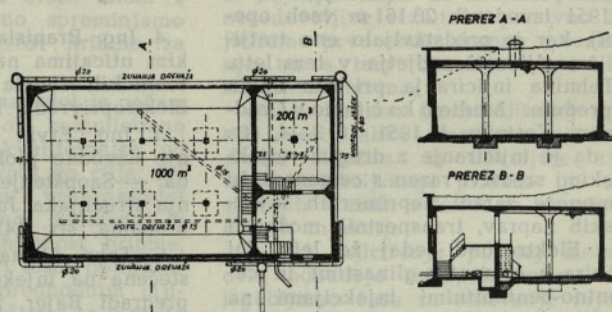
velja samo za majhne rezervoarje. Prosto ležeča plošča hitro postane neekonomična, zato je priporočljivo, da jo vpmemo v cilindrično steno. Pri tem moramo posebno paziti na dodatne obročne napetosti, ki nastanejo v valju. Vpeto ploščo je pri višini nasipa 1 m in razpetini 5.50 m še mogoče obdržati v zmernih dimenzijah. Pri nekaj nižjem nasipu ali dodatni toplotni izolaciji to tudi pri nekaj večji razpetini ni problem.

Za prostornino do ca 80 m^3 na celico je taka rešitev lahko izvedljiva in ekonomsko upravičena. Kadar nam razmere narekujejo majhno globino, je nedvomno najcenejši pravokotni rezervoar z masivnimi stenami, prekrit z ravno, običajno kontinuirno ploščo — sl. 1b. Izvedba takega rezervoarja je zelo preprosta. Stene armiramo samo ob priključkih na dno in eventualno, zaradi večje varnosti pred razpokami z mrežo na 25 do 30 cm . Pri večji globini je priporočljivo, da tudi pri pravokotnem rezervoarju stene armiramo, sicer postanejo zelo masivne. Pri tem ne smemo

gobasto ploščo tudi dno. Poleg elastičnosti imajo omenjene plošče še nekatere prednosti, zaradi katerih so posebno uporabne pri rezervoarjih.



Slika 2.

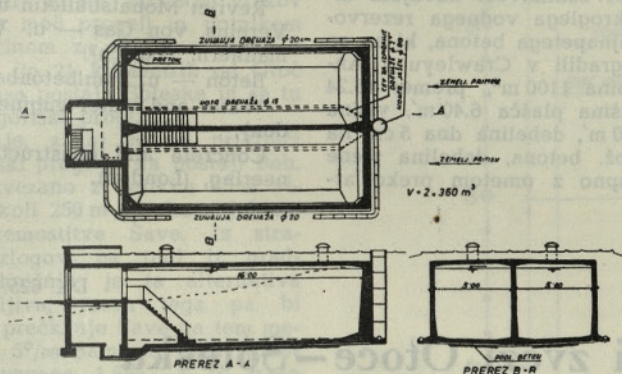


Slika 3

pravokotni rezervoar nekatere prednosti pred okroglim. Opaž se poenostavi, s pravilno porazdelitvijo stebrov in predelnih sten dosežemo statično jasno konstrukcijo, ki omogoča dokaj točen račun in razmeroma preprosto armaturo. Zemljišče lahko bolje izkoristimo, dosežemo v estetskem pogledu zadovoljivejšo rešitev, ki ne kvarijo okolice, kar je važno zlasti v mestih — v parkih. Razen tega je pri pravokotnih rezervoarjih priključek armature komore preprostejši. Če gradimo na vrhu griča, si lahko tloris prosto izbiramo, na pobočjih pa je drugače. Pravokotni rezervoar je lažje prilagoditi terenskim zahtevam. Rezervoar po sliki 3 je n. pr. primeren za trdno pobočje, kjer se ni bati velikih pritiskov. Kot vidimo, je postavljen z daljšo stranico vzporedno k plastnicam. V primeru da nastajajo veliki zemeljski pritiski, je priporočljiva oblika po sliki 4, kjer je krajša stranica paralelna k plastnicam, čeprav se izkop s tem nekaj poveča. V takem je najboljša dobro armirana okvirna konstrukcija z ojačeno zadnjo steno. Pri podajnem terenu je lahko talna plošča izvedena tudi v obliki gobe, kar sicer znatno podraži konstrukcijo, je pa najtrajnejša in najsolidnejša rešitev.

Posebno pozornost je treba posvetiti drenažam: izkušnje namreč kažejo, da trajnost zgradbe v veliki meri zavisi od brezhibnega delovanja drenaž. Najbolje je, da ima vsak večji rezervoar dva ločena sistema drenaž, zunanjsega in notranjskega, glej tloris sl. 3. Ločena sta s temelji obodnih sten oz. s podložnim betonom. Če rezervoar pušča, dobro služi ločitev sistemov za določitev mesta propustnosti. Drenaže morajo biti izvedene tako, da je možna kontrola na več mestih in po možnosti tudi izpiranje. Za notranjo drenažo zadostujejo cevi premera 15 cm, za zunanjo so boljše premera 20 cm. Včasih se namreč zgodi, da so ob zaključku del cevi že do polovice napolnjene z materialom, zato ni priporočljivo uporabljati premajhnih profilov. Med gradnjo je treba paziti, da v drenaže ne zaide ce-

pravokotni rezervoar nedvomne prednosti pred okroglim. Pri prvem jo lahko vgradimo v sam pravokotnik tlorisa, kot je to pri rezervoarju na sl. 3 ali pa jo priključimo z eno stranico naslonjeno na celice, kot je to na sl. 4. Pri drugem komore ni mogoče priključiti tako, da ne bi povzročala motenj v predpostavljanih stanjih napetosti v cilindrični steni in kupoli. Pri malih rezervoarjih take motnje lahko zanemarimo, pri večjih pa moramo paziti. Armaturna komora služi razen za namestitev zasunkov in merilnih naprav tudi kot prostor za dostop v celice. Če hočemo rezervoar vzdrževati v higiensko neoporečnem stanju, ga moramo čistiti dvakrat na leto. Pri malih rezervoarjih zadostuje za vhod v vodno celico odprtina minimalne velikosti, nekako 80×80 cm, z železno lestvico do dna.



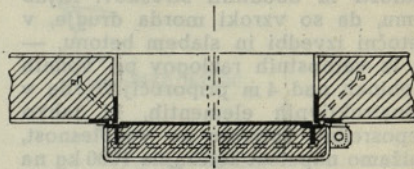
Slika 4.

ment; če se to zgodi, jih je treba izplakniti, preden se cement strdi. Cevi morajo biti položene tako, da voda ne odteka vanje in da ne izstopa na nezaželenih mestih. To dosežemo s pravilno namestitvijo odprtini z z betonsko podlago. Sl. 5 a in b kažeta prereze pravilno položene zunanje in notranje drenaže. Cevi so na betonski podlagi in imajo odprtine za dotok vode zgoraj in ob strani. Drenaže ali kanalizacija v neposredni bližini rezervoarja ne smejo biti pregloboko položene, da ne pride do odplakovanja materiala izpod temeljev. Sl. 5 c kaže kontrolni jašek za notranjo drenažo, kot ga uporabljajo v Švici. Kos cevi 600 mm, dolžina 300 mm s prirobnico je zabetoniran v prag (vuto) v dnu rezervoarja — brez uporabe bitumena in podobnih tesnil. Pokrov je pritrjen z vijaki iz bron ali nerjavečega jekla.

Nadaljnji problem je oblika in namestitev armaturne komore. Tu ima

Pri večjih mora biti dostop udobnejši, najboljše so stopnice, kot jih vidimo na slikah 3 in 4. Zanimivo pri obeh rezervoarjih je tudi to, da je strop vodnih celic v isti višini kot strop armaturne komore. Predeljena sta z vodotesnimi vrati, ki so opisana v naslednjem odstavku. Kot prednosti take razporeditve navajajo: Konstrukcija stropa je monolitna po vsej zgradbi, izolacija je neprekinjena; dostop v celico je krajši in udobnejši, v arhitektonskem pogledu dosežemo boljše rešitve, ki ne motijo okolice. Zadnje velja posebno v gostem naselju ali v parkih, kjer lahko tak rezervoar vgradimo v teren tako, da je viden le del spodnje stene, nad celicami pa ostane teren skoro v prvotni višini. Nadalje moramo omeniti, da pri armaturni komori ne smemo preveč štediti s prostorom. Če vzamemo pri malih rezervoarjih minimalne dimenzije, ki jih zahteva cevje, dobimo komore, v katerih se

en sam človek komaj giblje in nima niti prostora, da bi odložil kako manjšo prtljago ali orodje. Celica, ki je za kak meter širša v vsako smer, kot je to nujno potrebno, je prav malo dražja od minimalne, omogoča pa udobno kretanje pri čiščenju in popravilih. Vodovodne naprave so zelo drage in nekaj tisoč dinarjev, ki jih porabimo za večjo celico, je relativno neznamen, a upravičen izdatek.



Slika 6.

Slika 6 kaže vodoravni rez že omejenih vodotesnih vrat, kakršne uporabljajo v Švici. Na zunanji strani je najmanj 2 mm debela pločevina, privarjena na okvir iz »T« profilnega železa. Notranjo stran tvori železobetonska plošča, ki jo betonirajo na vodoravno položeni pločevini z okvirom, nato pa prevlečejo z vodotesnim ometom. Gumijasto tesnilo (gobasta guma) je prilepljeno v utor na okviru. Na stiku je topo sklenjeno, brez vulkaniziranja. Na pragu je majhen odvodni žleb za kondenzno vodo in za vodo, ki eventualno pronica v prav neznatnih količinah. Preden vrata zaprejo, namažejo tesnilo z vazelinom. Vrata so 0.65 — 0.70 m široka in 1.70 m visoka. V notranjosti je nujno potreben betonski podest vsled montaže. Opisana vrata uporabljajo pri rezervoarjih v Zürichu že 10 let in so se baje zelo dobro izkazala glede vodotesnosti in trajnosti.

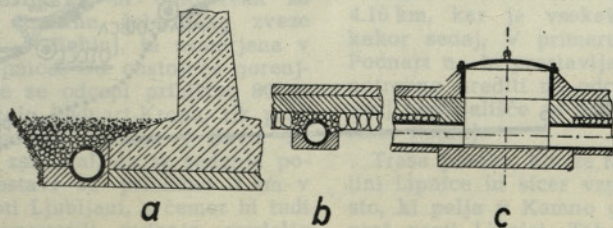
Posebne važnosti pri rezervoarjih je notranji, vodotesni omet. Spodaj opisana izvedba izvira iz Nemčije, od koder so jo prevzeli tudi v Švici. Betonska podlaga mora biti groba, kolikor pa ni, jo je treba nekoliko obtolči. Nato sledi omet v sledečem vrstnem redu:

a) Brizgan omet s 350 kg navadnega Portland cementa na $1 m^3$ peska. Debelina plasti ca. 2 mm.

b) Grobi omet s 450 kg navadnega Portland cementa za $1 m^3$ peska. Debelina plasti ca. 5 mm.

c) Fini omet z malto s 650 kg belega Portland cementa s kremenčevim peskom, v debelini ca. 5 mm.

d) Fino zglajen omet s cementno kašo iz belega Portland cementa, v debelini ca. 3 mm (samo cement in voda). Za obe plasti pod tč. c in d je potrebno ca. 9 kg belega Portland cementa na $1 m^2$ stene. Važni so tudi časovni presledki. Plast pod c ne sme biti nanešena prekmalu za plastjo b. Omet je treba do prve polnitve vzdrževati v vlažnem stanju, da ne nastanejo vsled krčenja razpoke. Zanimivo je, da starejši avtorji svarijo pred uporabo mešanice samega cementa in vode ravno vsled prevelikega kr-



Slika 5.

čenja. Kot mi je znano, pri nas opisanega ometa še nismo uporabljali in je zato težko reči, kako bi se obnesel, če bi uporabljali naš beli cement.

Za železobetonske rezervoarje je pri nas predpisana največja napetost železa 1200 g na cm². Za majhne globine, to je do ca. 4 m, to popolnoma ustreza. Pri večjih globinah se je tu in tam zgodilo, da rezervoarji niso bili vodotesni, kar povzroča mnogo neprijetnosti in dodatnih stroškov. Kljub temu, da so vzroki morda drugače, v netočni izvedbi in slabem betonu, — je iz varnostnih razlogov pri vodnih globinah nad 4 m priporočljivo, da v konstruktivnih elementih, ki lahko neposredno vplivajo na vodotesnost, znižamo napetost železa na 1000 kg na cm².

V novejšem času se je tudi pri gradnji rezervoarjev v inozemstvu, posebno v Ameriki in Angliji, uveljavil prejnapiet beton. Ta omogoča da ostane rezervoar pri zelo majhni porabi sicer kvalitetnega materiala tudi pri velikih globinah nepropusten. Najbolj pogosta oblika prejnapietih celic je okrogla s kupolo. V stenah in v kupoli je nekaj navadne armature, v glavnem pa prenaša ob-

težbo vode prejnapieta armatura oz. beton, v katerem s pomočjo napetega kvalitetnega jekla ustvarijo tolikšno tlačno napetost, da ta ostane v njem tudi pri polni natezni obremenitvi. Jeklo za tako armaturo je navadno v obliki žic debeline 5–6 mm in mora imeti visoko trdnost (10.000 do 18.000 kg/cm²) pa tudi primerno elastičnost. Pri cilindričnih stenah takih rezervoarjev je vertikalna armatura navadno položena v posebne ure ali cevi v steni in je napeta s pomočjo hidravličnih dvigal, horizontalna pa je spiralno navita s posebnim strojem, ki teče okrog rezervoarja in ji daje predvideno napetost. Vsa prejnapieta armatura se montira na že strjen beton. Načini montaže so različni in pravkar opisani in edini. Po montaži armaturo zavarujejo s plastjo cementne malte ali torkret-betona. Kot zanimivost navajam dimenzije okroglega vodnega rezervoarja iz prejnapietega betona, ki so ga nedavno zgradili v Crawleyu v Angliji. Vsebina 1100 m³, premer 15,24 metrov, višina plašča 6,40 m, višina kupole 1,90 m, debelina dna 5 cm na 8 cm podlož. betona, debelina stene 10 cm, skupno z ometom preko ar-

mature 12 cm, debelina kupole 5 cm. Celotni rezervoar je izdelan v torkret-betonu, prav tako omet, ki pokriva armaturo. Razmerje cementa in peska je bilo 1:4 in 1:3,5. Na Holandskem so zgradili s prejnapietim betonom čistilne naprave za odplake. Vsaka ima vsebino 1.700 m³ in ima pri globini ca. 10 m cilindrično steno debelo samo 12 cm. Ugotovili so, da bi pri izvedbi v navadnem ojačenem betonu porabili približno 3 kratno količino betona in 5 kratno količino jekla. Vse kaže, da so konstrukcije v prejnapietem betonu ekonomske, zahtevajo le kvalitetnejši material in skrbnejšo izvedbo. Glede trajnosti pa je danes še težko izreči sodbo, ker ga ravno pri gradnji rezervoarjev še premalo časa uporabljajo.

Literatura:

Revije: Monatsbulletin des Schweiz. Vereins von Gas — u. Wasserfachmännern, (Zürich);

Beton — u. Stahlbetonbau, (Berlin); Water and water engineering (London);

Concrete and constructional engineering, (London).

Ing. Vlasto Zemljčič

DK 625.111 (497.12)

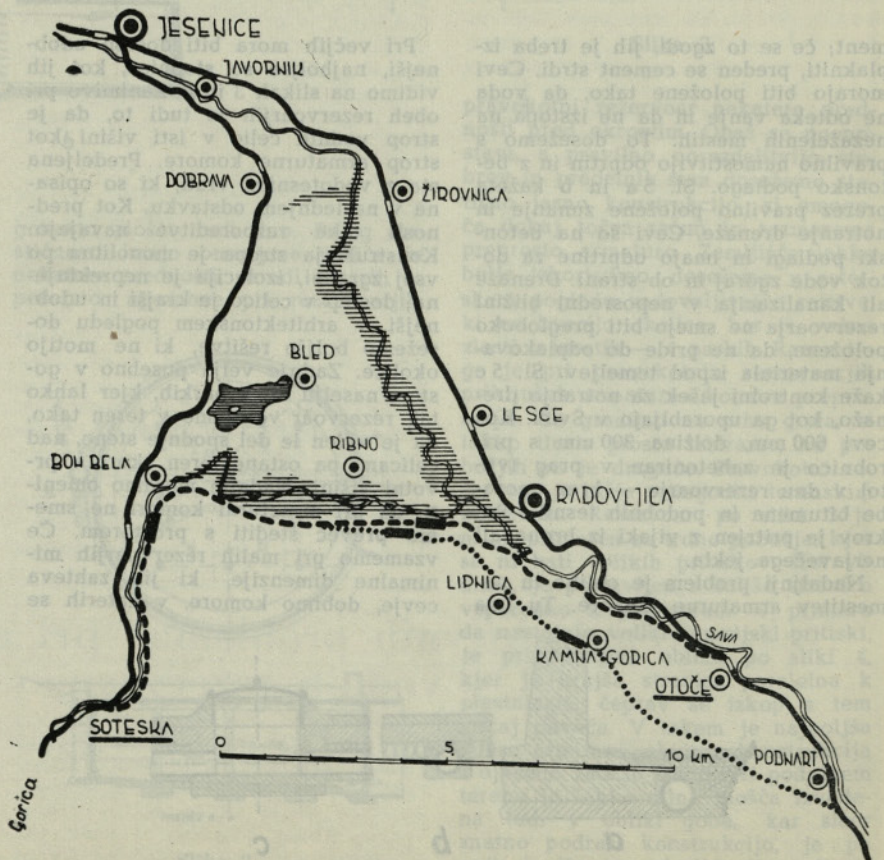
Še o železniški zvezi Otoče—Soteska

V svojih člankih »Katere železnice bi bilo treba pri nas graditi« razpravlja v »Slov. poročevalcu« univ. prof. ing. Hrovat o novih železniških zvezah v LR Sloveniji. Med drugimi prepotrebnimi progami opisuje tudi skrajšanje zveze Ljubljana — Boh. Bistrica z odcepom v Otočah oz. Podnartu na gorenjski progi in s priključkom v Soteski na goriški progi.

V naslednjem bi dodal še nekaj podatkov in vsaj v glavnem prikazal, kaj pridobimo s to važno zvezo predvsem v gospodarskem oziru.

K opisu variant v »SP« še sledeče:

Najpomembnejša v prometno-tehničnem, gospodarskem in turističnem oziru je varianta Otoče-Soteska (sl. 1.). V Otočah odcepimo progo s takojšnjim vzponom 90/00, trasa sama pa poteka do železniškega mostu čez Savo vzporedno s sedanjo gorenjsko progo. Tu se obe ločita in nova trasa poteka po desnem bregu Save in se, še vedno dvigajoč se z 90/00, približuje projektirani prehradi HC Radovljice, ki jo doseže v km 5,5. Od omenjene pregrade je trasa oddaljena cca 60 m v horizontalnem in 4 m v vertikalnem smislu (mišljena je krona pregrade). Po grobih predpostavkah in geološki karti (miocen in srednja triada — retijski dolomitni skladi, deloma mlajši interglacialni prod) se ni bati, da bi dinamični vplivi mimovozečih vlakov kakorkoli škodljivo delovali na pregrado.



Slika 1.

V km 5,9, kjer doseže trasa koto 448 m, se zmanjša vzpon na 1,5‰, ki ga obdrži veseskozi do priključka na goriški progi v postaji Soteska. Med km 7,0 in 8,0 je predvidena postaja Lipnica, od katere sta naselji Lipnica in Kamna gorica oddaljeni 3,5 oz. 4,5 km. Trasa poteka tu po severnem pobočju Jelovškega masiva oz. po desnem bregu Save. V turističnem pogledu bo ta trasa nekaj svojevrstnega: z vožnjo ob bodočem umetnem jezeru — bazenu HC Radovljice (sl. 1), bodo imeli potniki edinstveni užitek, ki bo še stopnjeval turistično privlačnost in lepote Gorenjske.

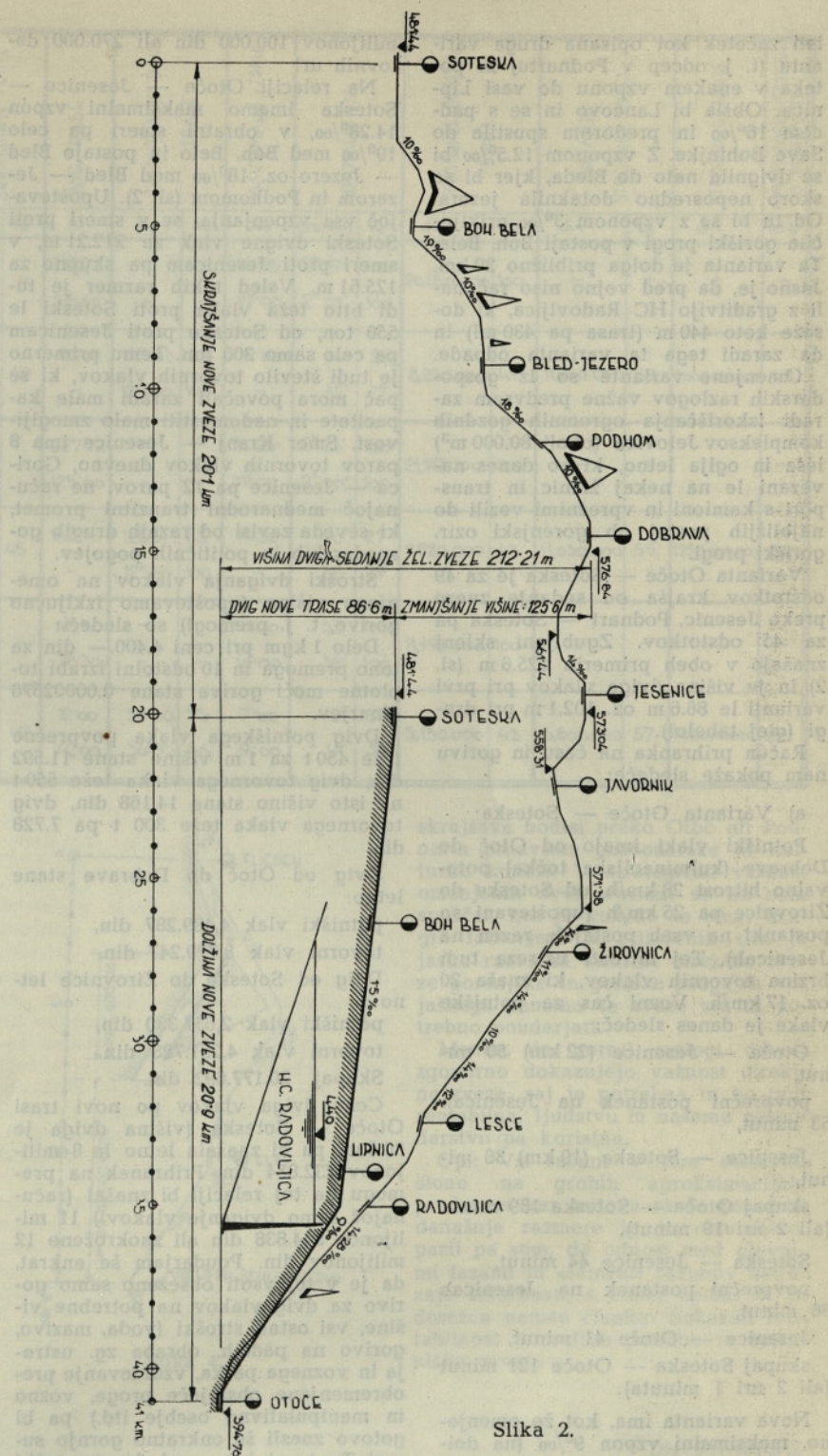
Popolnoma vzporedno s Savo zavije trasa nato proti jugu in pride med km 14,0 in 15,0 na postajico Boh. Bela (nasproti sedanje postaje). Omenjena postajica je potrebna na tem mestu zaradi križanja vlakov (propustna moč proge!) in potnikom ter domačinom za direktno zvezo z Ljubljano. Po 21 kilometrih od Otoč se doseže trasa postajo Soteska in se tu priključi goriški progi.

Vprašanje, zakaj se ne priključi trasa goriški progi že na postaji Boh. Bela, je zvezano z velikim 45 m visokim in okoli 250 m dolgim objektom zaradi premostitve Save. Iz strateških razlogov, pa tudi iz gradbeno - tehničnih, je ta alternativa nesprejemljiva, razen tega pa bi zahtevalo prečkanje Save na tem mestu vzpon 5‰ namesto sedaj predvidenega vzpona 1,5‰. S to traso se izognemo trem mostovom čez Savo (pri Otočah, Jesenicah in Soteski) ter še nekaterim objektom (n. pr. Vintgar), kar je zlasti važno za primer vojne.

Ta trasa poteka po srednje težkem terenu: na vsej dolžini ni nobenega večjega in težjega objekta, ki bi povzročal gradbene stroške, nasprotno pa se znižajo obratovalni stroški na relaciji Ljubljana — Bohinj in obratno, kot bomo to videli kasneje.

Če bi imeli zaradi bližine pregrade bodoče HC Radovljice kake pomisleke, utemeljene s predhodnimi geološkimi raziskovanji terena tam okoli, bi se temu lahko izognili tako, da bi spremenili odcep od gorenjske proge. Namesto v Otočah, bi se odcepila ta varianta v Podnartu, vendar pa bi obdržala približno isti vzpon, t. j. 9‰. S tem bi se trasa pri mestu, kjer je predvidena pregrada, že toliko odmaknila od nje, da ji noben dinamični vpliv ne bi več škodoval.

Druga varianta, ki pride v poštev pri razmišljanjih in odločitvah za gradnjo direktne železniške zveze Ljubljana — Bohinj, je usmerjena v dolino Lipnice. Od obstoječe gorenjske proge se odcepi približno 900 m pred postajo Podnart-Kropa, tik pred izlivom potoka Lipnice v Savo. Ta odcep bi zahteval, da se sedanja postaja prestavi za približno 1 km v smeri proti Ljubljani, s čemer bi tudi bolj uravnovesili sedanjo razdaljo postaj Št. Jošt — Podnart (7,65 km) in



Slika 2.

Podnart — Otočce (3,16 km) na 6,65 in 4,16 km, kar je vsekakor ugodneje kakor sedaj, V primeru, da postaje Podnart ne bi predstavljali, pa bi bilo potrebno urediti na odcepnem mestu vsaj postajališče za potniške vlake v smer Bohinj.

Trasa poteka, kot že rečeno, po dolini Lipnice in sicer vzporedno s cesto, ki pelje v Kamno gorico, in naprej proti Lipnici. Takoj za Kamno gorico je predvidena istoimenska po-

staja (6,8 km oddaljena od Podnarta oz. odcepa na gorenjski progi). Najvišjo točko doseže trasa tik pred Lancovim in sicer koto 500 m. Do tu ima trasa povprečen sklon 14,5‰, od omenjene kote dalje pa poteka horizontalno po pobočju in bregovih bodočega jezera ter se v km 11,5 prve variante tej priključi. Varianta je v celoti dolga 24,2 km.

Tretja, predvojna zamisel skrajšane zveze Ljubljana — Bohinj predvideva

isti začetek kot opisana druga varianta (t. j. odcep v Podnartu) in poteka v enakem vzponu do vasi Lipnica. Obšla bi Lancovo in se s padcem 16‰ in predorom spustila do Save Bohinjke. Z vzponom 12,5‰ bi se dvignila nato do Bleda, kjer bi se skoro neposredno dotaknila jezera. Od tu bi se z vzponom 30‰ priključila goriški progi v postaji Boh. Bela. Ta varianta je dolga približno 20 km. Jasno je, da pred vojno niso računali z graditvijo HC Radovljica, ki doseže koto 440 m (trasa pa 430 m) in da zaradi tega ta varianta odpade.

Omenjene variante so iz gospodarskih razlogov važne predvsem zaradi izkoriščanja ogromnih gozdnih kompleksov Jelovice (okoli 80.000 m³) lesa in oglja letno, ki so danes navezani le na nekaj žičnic in transport s kamioni in vprežnimi vozili do najbližjih postaj ob gorenjski ozir. goriški progi.

Varianta Otoče — Soteska je za 49 odstotkov krajša od sedanje zveze preko Jesenic, Podnart — Soteska pa za 45 odstotkov. Zgubljeni skloni znašajo v obeh primerih 125,6 m (sl. 2) in je višina dviga vlakov pri prvi varianti le 86,6 m oz. 102,1 m pri drugi (glej tabelo!).

Račun prihranka na času in gorivu nam pokaže sledeče:

a) Varianta Otoče — Soteska:

Potniški vlaki imajo od Otoč do Dobrave (kulminacijska točka) potovalno hitrost 28 km/h, od Soteske do Žirovnice pa 25 km/h (upoštevani so postanki na vseh postajah, razen na Jesenicah). Tej hitrosti ustreza tudi brzina tovornih vlakov, ki znaša 20 oz. 17 km/h. Vozni čas za potniške vlake je danes sledeč:

Otoče — Jesenice (22 km) 50 minut,

povprečni postanek na Jesenicah 53 minut,

Jesenice — Soteska (19 km) 36 minut,

skupaj Otoče — Soteska 139 minut (ali 2 uri 19 minut).

Soteska — Jesenice 44 minut,

povprečni postanek na Jesenicah 36 minut,

Jesenice — Otoče 41 minut,

skupaj Soteska — Otoče 121 minut (ali 2 uri 1 minuta).

Nova varianta ima, kot že omenjeno, maksimalni vzpon 9‰ (na dolžini 5,9 km). Računajoč po današnjih razmerah, bi vozili potniški vlaki na tem vzponu z minimalno hitrostjo 30 km/h, na vsem ostalem odseku z vzponom 1,5‰ pa s hitrostjo 46 km na uro. S postanki na vmesnih postajah bi potreboval vlak od Otoč do Soteske 34 minut, oz. 32 minut v smeri Soteska — Otoče. Prihranek na času v primeri z zvezo preko Jesenic je 1 ura 45 min., oz. 1 ura 29 min. Pri 300 potnikih dnevno in povprečni plači 30 din na uro prihranimo samo na času vožnje po novi progi 8

milijonov 100.000 din ali 270.000 delovnih ur!

Na relaciji Otoče — Jesenice — Soteska imamo maksimalni vzpon 14,28‰, v obratni smeri pa celo 19‰ med Boh. Belo in postajo Bled — Jezero oz. 18‰ med Bled — Jezero in Podhomom (sl. 2). Upoštevajoč vsa vzpenjanja, se v smeri proti Soteski dvigne vlak za 212,21 m, v smeri proti Jesenicam pa skupno za 125,61 m. Vsled takih razmer je tudi btto teža vlaka proti Soteski le 550 ton, od Soteske proti Jesenicam pa celo samo 300 ton. Temu primerno je tudi število tovornih vlakov, ki se pač mora povečati zaradi male kapacitete in nadomestiti malo zmogljivost. Smer Kranj — Jesenice ima 8 parov tovornih vlakov dnevno, Gorica — Jesenice pa 12 parov, ne računajoč mednarodni tranzitni promet, ki seveda zavisi od raznih drugih gospodarskih in političnih pogojev.

Stroški dviganja vlakov na omenjene višine (upoštevamo izključno gorivo, t. j. premog!) so sledeči:

Delo 1 kgm pri ceni 4.400.— din za tono premoga in 10 odstotni izrabi toplotne moči goriva stane 0.00002576 dinarjev.

Dvig potniškega vlaka povprečne teže 450 t za 1 m višine stane 11.592 din, dvig tovornega vlaka teže 550 t na isto višino stane 14.168 din, dvig tovornega vlaka teže 300 t pa 7.728 din.

Dvig od Otoč do Dobrave stane letno:

potniški vlak 4.489.287 din,

tovorni vlak 8.779.247 din.

Dvig od Soteske do Žirovnice letno:

potniški vlak 2.657.330 din,

tovorni vlak 4.251.728 din.

Skupaj 20.177.692 din.

Cena dviga vlakov po novi trasi Otoče — Soteska (višina dviga je 86,6 m) pa bi znašala letno le 8 milijonov 232.854 din. Prihranek na premogu na tej relaciji bi znašal (računajoč samo dviganje vlakov!) 11 milijonov 944.838 din ali zaokroženo 12 milijonov din. Poudarjam še enkrat, da je v tej vsoti obseženo samo gorivo za dvig vlakov na potrebne višine, vsi ostali stroški (voda, mazivo, gorivo na padcih, obraba zg. ustroja in voznega parka, vzdrževanje preobremenjene obstoječe proge, vožno in manipulativno osebje itd.) pa bi gotovo znesli še enkratno gornjo sumo! Tu torej leže med drugim težki

milijoni. Če gledamo enostransko, samo s stališča eksploatorja, t. j. JDŽ, bi imele samo te z novo zvezo okoli 25 milijonov letnega prihranka! S splošno narodnega, gospodarskega in kulturnega stališča pa je ta zveza sploh neocenljive vrednosti.

Računajoč po današnjih cenah bi stala gradnja omenjene proge 1 milijardo dinarjev, kar bi bilo mogoče izplačati samo s prihranki, ki bi jih imela železnica s to progo, v približno 41 letih.

b) Varianta Podnart — Soteska.

Potovalni čas preko Jesenic znaša:

Podnart — Jesenice — Soteska 146 minut (ali 2 uri 26 minut).

Soteska — Jesenice Podnart 126 minut (ali 2 uri 6 minut).

Potovalna brzina je ista kot v prvem primeru, t. j. 28 oz. 25 km/h.

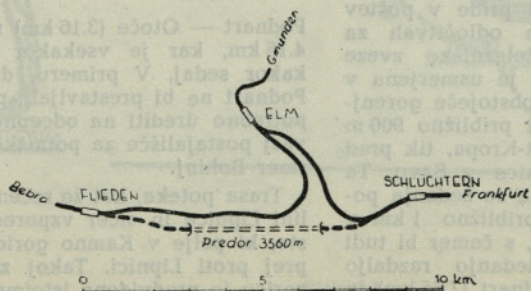
Potovalni čas po novi trasi bi se bistveno ne spremenil od časa pri prvi varianti. Za potniške vlake proti Soteski bi znašal 40 min., v nasprotni smeri pa 36 minut. Prihranek na času pri istem številu potnikov ostane skoro isti in se tudi v odnosu na celotni prihranek ne spremeni.

Dvigalna višina na obstoječi progi v smeri proti Soteski znaša 227,72 m, s to varianto pa jo zmanjšamo na 102,11 m ali za 55 odstotkov.

Pri istem številu vlakov dnevno in isti obremenitvi so letni stroški dviga 21.147.470 din. Analogno računu pri prvi varianti pa bi znašali stroški dviga po novi trasi 9.516.362 din, prihranek pa bi bil 11.631.108 din. S tem letnim prihrankom in nekaj večjo dolžino variante kot je prva (24,2 km) bi se gradnja izplačala nehalo v 54 letih. Seveda, v kolikor so prihranki po tej trasi vsled večje dolžine in večjih vzponov manjši od prve, pa je ta varianta v toliko boljša, ker se neposredneje dotakne naselij ob njej in še bolj približa gozdna bogastva Jelovice svetu, kar je seveda za eksploatorja bistvene važnosti!

Pregled vseh važnejših elementov nam podaja jasneje tabela na strani 199.

Vzemimo za primerjavo še primer, ki ga omenja že prof. Hrovat: popolnoma podoben našemu, vendar v mnogo pomanjšani meri, kar zadeva velikost, glede na gradnjo pa znatno težji, je primer direktne zveze Flieden — Schlüchtern v Nemčiji (sl. 3) na progi Bebra — Frankfurt. Maksimalna sklonitost obstoječe proge

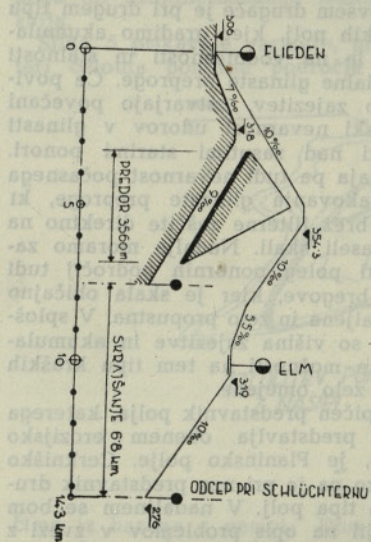


Slika 3.

SMER	DOLŽINA TRASE		ŠIRJAJŠANJE TRASE		DVIG TRASE		ZMANJŠANJE DVIGA TRASE		MAKSIMALNI VZDOLJ		DOTOVALNI ČAS		STROŠKI CELOTNEGA DVIGA		ZNIŽANJE STROŠKOV DVIGA		STROŠKI GRADNJE		AMORTIZACIJA GRADNJE S PRIHODKI
	km	%	km	%	m	m	%	‰	ure-min	%	din	%	din	%	din	%	din	leta	
OTOČE - JESENICE - SOTESKA	41,0	100	-	-	212,21	-	-	14,28	2 ^h 19'	100	20,180.000	100	-	-	-	-	-	-	-
SOTESKA - JESENICE - OTOČE					125,60	-	-	19,00	2 ^h 01'	100									
OTOČE - SOTESKA	20,9	51	20,1	49	86,68	125,53	59	9,00	34'	25	8,230.000	41	11,940.000	59	1.000.000.000	41			41
SOTESKA - OTOČE					-	125,60	100	-	32'	27									
PODNAVRT - JESENICE - SOTESKA	44,2	100	-	-	227,72	-	-	14,28	2 ^h 26'	100	21,147.000	100	-	-	-	-	-	-	-
SOTESKA - JESENICE - PODNAVRT					125,60	-	-	19,00	2 ^h 06'	100									
PODNAVRT - SOTESKA	24,2	55	20,0	45	102,11	125,61	55	14,50	40'	27	9,520.000	45	11,630.000	55	1250.000.000	54			54
SOTESKA - PODNAVRT					-	125,60	100	-	36'	29									
FLIEDEN - ELM - SCHLÜCHTERN	14,3	100	-	-	48,30	-	-	10,00	33'	100	11,998.000	100	-	-	-	-	-	-	-
SCHLÜCHTERN - ELM - FLIEDEN					78,30	-	-	10,00	36'	100									
FLIEDEN - SCHLÜCHTERN	7,5	52	6,8	47	12,00	36,30	75	7,00	12'	37	5,130.000	43	6,868.000	57	909.000.000	66			66
SCHLÜCHTERN - FLIEDEN					42,00	36,30	46	9,00	14'	39									

preko Elma se je zmanjšala z direktno zvezo samo za 1^o/100, višina dviga vlakov za 46 oz. 75 odstotkov (v našem primeru Otoče — Soteska 59 oz. 100 odstotkov!) Zveza je skrajšana za 47,5 odstotkov, medtem ko je pri otoški varianti skrajšana za 49 odstotkov. Razlike sicer — relativno — niso v teh elementih (glej gornjo tabelo) tako občutne; važnejše je to, da poteka v nemškem primeru od 7,5 km nove direktne zveze kar 48 odstotkov proge v predoru (sl. 4)!

Če računamo letni prihranek na dvigu tako kot pri naših variantah, znaša v Nemčiji skoro 7 milijonov din, gradnja skrajšane zveze s 3560 m dolgim predorom pa velja 909 milijonov dinarjev — odplačevanje bi trajalo torej 66 let. Namen vsega pa je bilo res samo skrajšanje omenjene železniške zveze in prihranek na času (brzovlak n. pr. vozi po novi zvezi 18 minut manj nego po stari preko Elma!), medtem ko prinaša naša



Slika 4.

skrajšava bodisi preko Otoč ali Podnarta predvsem gospodarske in kulturne koristi! V strateško važnost omenjenih dveh variant se ne bom spuščal, ker je končno to stvar drugih faktorjev. Iz priloženih slik je jasno razvidna važnost direktne zveze gorenjske in goriške proge in vojaškega pomena te zveze res ni potrebno poudarjati.

Menim, da gornji razlogi dovolj zgovorno dokazujejo važnost direktne zveze, saj je potrebna in bo tudi rentabilna, ljudstvu in našemu gospodarstvu pa koristna.

Op.: Vsi računi v tem sestavku slone na grobih aproksimacijah, predvsem kar zadeva razne cene; za današnje razmere je to razumljivo, pazil pa sem, da odnosi med glavnimi fazami in elementi računov ustrezajo stvarnosti, s čimer upam, da je dosežen namen članka: dokazati rentabilnost in veliko potrebo te železniške zveze.

Ing. Savo Janežič

DK 551.481,242

Tehnični problemi pri ustvarjanju trajnih vodnih akumulacij na kraških poljih

Kraško področje zavzema pretežni del goratih predelov Jugoslavije. Mladi, v vodi lahko topni apnenci, so na tem območju ustvarili pogoje za nastanek kraških fenomenov. S svojim najseverozahodnejšim delom sega kras tudi daleč na slovensko ozemlje, kjer so se nekateri kraški pojavi razvili prav do viška. Cela vr-

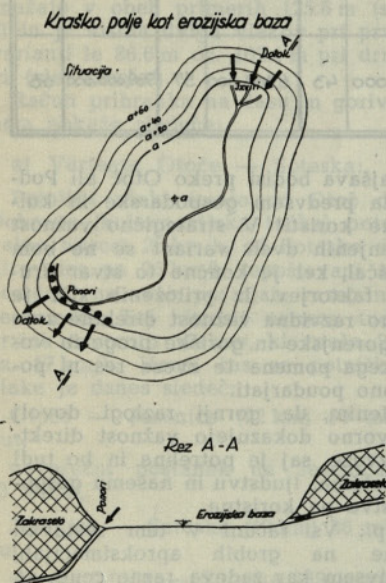
sta kraških jam, med katerimi sta najlepši Škocjanska in Postojnska jama, ter cela vrsta kraških polj, med katerimi sta največji Cerkniško in Planinsko polje, — so značilnosti slovenskega krasa.

Poglavitna značilnost kraških polj je ta, da so to od vseh strani zaprte

doline brez površinskega odtoka in običajno tudi z minimalnim površinskim dotokom. Voda doteka v glavnem iz kraških izvirov, to je iz podzemnega sistema, ki odvodnjava višje ležeče predele ali polja, odteka pa skozi cel sistem požiralnikov ali ponorov, ki skozi podzemne kanale odvajajo vodo v nižje ležeče predele.

Dejstvo, da se pretok pretežnega dela voda, ki odteka s kraškega področja, vrši preko kraških polj, ter ugodno morfološko izoblikovanje kraških polj nas silijo k razmotrivanju možnosti za ustvaritev stalnih vodnih akumulacij na kraških poljih. Izraz »stalne« uporabljam zato, ker skoro vsa kraška polja predstavljajo zaradi redno se pojavljajočih poplav nekake nestalne akumulacije, ki samo ublažujejo visokovodne valove nižje ležečim predelom. Glavni in edini problem, kako ustvariti akumulacijo na kraškem polju, je torej v tem, da preprečimo vodne izgube skozi ponore oziroma ponorna področja, pravilneje rečeno, da zmanjšamo vodne izgube do ekonomsko sprejemljive meje. Način, kako doseči ta smoter, je odvisen od vsakokratnih lokalnih razmer in pogojev in ga ne moremo posplošiti.

Na kratko bom opisal dva tipa kraških polj, ki nudita povsem različne pogoje za izvedbo akumulacije. Prvi tip kraškega polja je prikazan na sliki 1. Pri njem predstav-

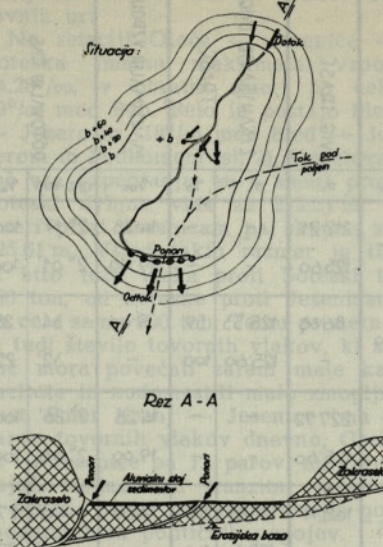


Slika 1.

lja dno obenem erozijsko bazo in ves odtok vode preko polja je površinski. V uzvodni smeri, to je proti vodnemu dotoku, se erozijska baza počasi dviguje ustrezno vodnemu padcu, dočim se nizvodno — torej v smeri vodnega odtoka — običajno naglo spušča. Podlago polju tvori torej zdrava, nezakrasela hribina.

Drugi tip kraškega polja je prikazan na sliki 2. V tem primeru je erozija segla že mnogo globlje, kot je situirano dno polja. Del vodnega odtoka se vrši površinsko, del pa podzemno pod poljem. Voda se deloma izgublja že v ponorih, ki so mestoma tudi v samem dnu polja. Boljšo ali slabšo vodotesnost dna ustvarja torej pri tem tipu zgolj različna debelina aluvialnih ali diluvialnih glinastih sedimentov, dočim moramo računati s popolno propustnostjo bregov.

Kraško polje iznad erozijske baze



Slika 2.

Prvi tip kraškega polja nam zaradi razmeroma zdravega dna in zaradi dejstva, da se erozijska baza v bregovih dviguje, nudi dokaj ugodne pogoje za izvedbo akumulacije. Višino zajezev bodo v tem primeru omejevali verjetno le ekonomski momenti.

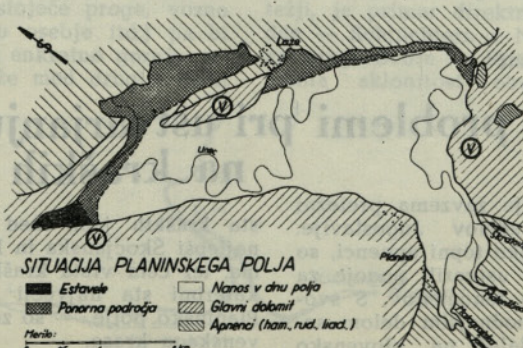
Povsem drugače je pri drugem tipu kraških polj, kjer gradimo akumulacijo le na vodotesnosti in stalnosti aluvialne glinaste preproge. Če povišamo zajezev, ustvarjajo povečani pritiski nevarnost udorov v glinasti plasti nad zasutimi starimi ponori. Obstaja pa tudi nevarnost počasnega odplakovanja glinaste preproge, ki leži brez filterne zaščite direktno na zakraseli skali. Nadalje moramo zaščititi poleg ponornih področij tudi vse bregove, kjer je skala običajno razgaljena in zelo propustna. V splošnem so višina zajezev in akumulacijske možnosti na tem tipu kraških polj zelo omejene.

Tipičen predstavnik polja, katerega dno predstavlja obenem erozijsko bazo, je Planinsko polje. Cerkniško jezero pa je pri nas predstavnik drugega tipa polj. V nadaljnjem se bom omejil na opis problemov v zvezi z izvedbo akumulacije na Planinskem polju.

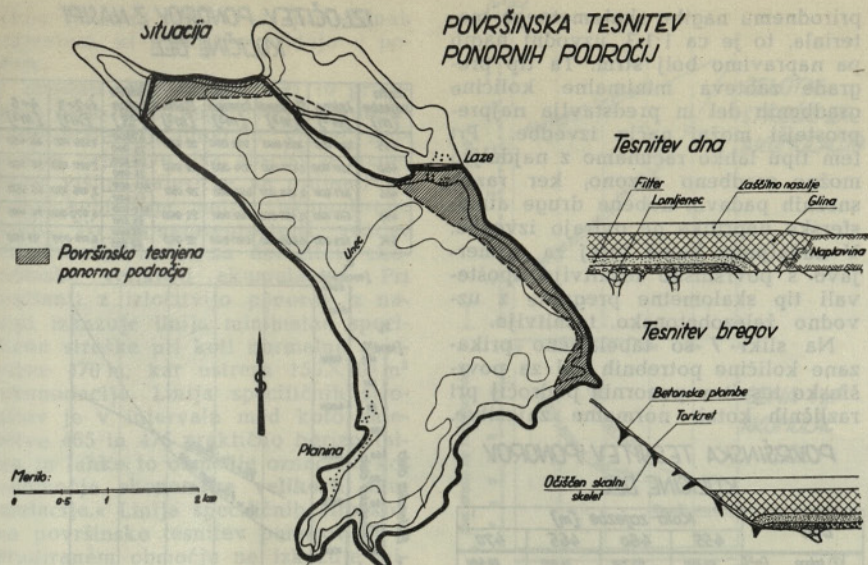
Na sliki 3 je prikazano Planinsko polje. Označena je smer dotoka iz glavnih treh izvirov (Skratovka, Malenščica in Malograjska jama). Načrtano je področje estavel ter ponorno področje. Nadalje je iz te slike razviden grob geološki pregled. Izvorna cona se nahaja torej v apnencu. V apnencu se nahaja tudi pretežni del ponorov. Le manjši del ponorov leži v dolomitu v bližini kontaktne cone med apnencem in dolomitom. Unec meandrirajo po polju, in v času nizkih voda se vsa njegova voda izgublja že v ponornem področju, lokalno imenovanem »Milavčevi ključi«. Šele ko vodna množina Unca preseže konzumacijsko sposobnost teh ponorov (t. j. ca 15 m³/sek) odteka del vode v glavno ponorno področje v »Babni dol«.

Celotna konzumacijska sposobnost znaša ca. 50 m³/sek in je odvisna predvsem od trenutne zamašenosti ponorov in podzemnih kanalov. Pri dotočnih vodnih množinah iznad omenjenih količin prične poplavljanje polja. Dno polja in del bregov leži v glavnem dolomitu. Akumulacijo lahko ustvarimo torej tako, da izločimo področje estavel iz akumulacijskega bazena ter da preprečimo vodne izgube v ponornem področju. Možnosti, da si zajezena voda najde nova pota, ki naj bi vodila mimo Planinskega polja, so majhne. V smeri izvornega področja imajo podzemni vodni kanali znaten padec, kar kaže na postojnski in cerkniški rokav Malograjske jame — padec teh kanalov naznačuje obenem padec erozijske baze. V smer izvornega področja smo torej zavarovani pred vodnimi izgubami. Dolomitna bariera med izvorno in ponorno cono je vsekakor manj vodopropustna kot apnenec in bo preprečevala, da bi voda obšla Planinsko polje. Potrebno pa bi bilo prav to bariero na severovzhodnem bregu polja ter zapadni breg v Grčarevcu podrobno preiskati glede vodotesnosti ter glede možnosti event. potrebnih injekcij. Mesta, kjer bi bilo potrebno izvesti te preiskave, so naznačena v sliki 3 z V.

Za dosego akumulacije sta možna dva principiela načina gradnje, in sicer:



Slika 3.



Slika 4

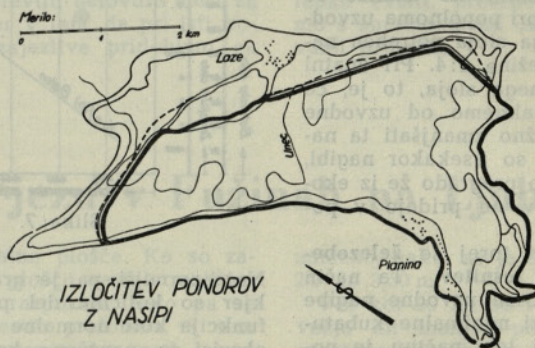
1. površinska tesnitev ponornih področij in propustnih bokov,

2. izločitev ponornih področij z nasipi iz akumulacijskega bazena.

Na sliki 4 je prikazana varianta s površinsko tesnitvijo ponornih področij. Z nasipi je izločeno le področje estavel ter Babni dol, ki predstavlja največje ponorno področje. Šrafirane površine označujejo predele, ki bi jih bilo potrebno površinsko tesniti. V poštev za tesnitev bi prišlo približno 98 ha dna ter 34 ha bregov. Prerez na isti sliki prikazuje sestavo tesnilnega sloja v dnu in na bregovih. V dnu smo predvideli sledeč način izvedbe tesnilne preproge: najprej odstranimo aluvialni sloj sedimentov in popolnoma razgalimo skalni skelet. Večje luknje v skalni podlagi založimo z velikimi skalnimi bloki, naravni relief skalnega dna nato nekoliko izravnamo z lomljencem, na kar raztresemo večslojni filter kot podlago za tesnilni sloj gline. Tesnilni sloj bi nasuli in komprimirali v plasteh ter na površini zaščitili s krovnim zaščitnim nasutjem. Glinasti material, ki bi prišel v poštev za tesnilni sloj, bi bilo možno dobiti v Babnem dolu, na Unškem polju in v samem dnu Planinskega polja. Vsi ti materiali imajo razmeroma zelo nizek koeficient propustnosti stopnje 10^{-8} do 10^{-9} , vendar so njihove ostale geomehanske značilnosti dokaj neugodne. Indeks plastičnosti se giblje v mejah od 36 do 48 odstotkov; vgrajevanje takega materiala bi bilo silno težavno in bi bilo potrebno glino mešati s peščenim materialom, če bi hoteli doseči boljšo komprimacijo. Nadalje znaša prirodna vlaga teh glin ca 30 odstotkov, dočim se giblje optimalna vlaga med 20 in 25 odstotki — sušenje materialov s tako nizkim koeficientom propustnosti pa je silno dolgotrajno. Kot notranjega trenja variira med 16° in 17° — materiala torej ni mogoče uporabiti za oblogo brežin, ki so bolj strme kakor 1:3.5. V danem primeru so vse bre-

žine polja bolj strme in lahko glinasti material uporabimo zgolj za tesnilni sloj v dnu. Prerez II na isti sliki (11) prikazuje način tesnenja propustnih brežin. Predvideli smo izčiščenje skalnega skeleta z vodnim curkom, plombiranje lukenj, razpok in škrap ter končno napravo torkretnega ali asfaltbetonskega tesnilnega sloja.

Slika 5 prikazuje varianto, pri kateri celotna ponorna področja izlo-



Slika 5.

čimo iz bazena z nasipi. Dno tako ustvarjenega bazena leži v nezakraselem glavnem dolomitu. Prirodni glinasti krovni sloj v dnu nam predstavlja le še dodatno varnost proti vodnim izgubam. Na ta način ločimo bazen tudi od najbolj propustnih bregov in bo event. potrebna injekcijska zavesa le v bokih, kjer se nasipi priključijo na bregove.

Pri tej varianti je prvenstvene važnosti izbira tipa pregrade glede na možnosti pridobivanja materiala, na ekonomske vidike in na čas gradnje. V poštev prihajata predvsem sledeča dva tipa pregrad:

1. nasuta zemeljska,
2. nasuta skalometno glinasta,
3. nasuta skalometna:
 - a) z glinasto tesnitvijo,
 - b) z železobetonsko tesnitvijo.

Nasuta zemeljska pregrada bi imela pri glinastem nasipnem materialu že omenjenih geomehanskih značilnosti obojestranske nagibe ca 1:4. Če bi hoteli razpoložljivo glino izboljšati z dodajo peska, bi bilo to zelo težavno delo, predvsem pa delo, ki zahteva vestnosti, kakršne pri tolikih kubaturah, kot bi prišle v poštev, ne bi bilo možno zagotoviti. Nadalje bi naš klimat z razmeroma kratko suho poletno dobo zelo zmanjšal število delovnih dni in v zvezi s tem podaljšal čas gradnje. Ker bi tudi količine razpoložljivega materiala v Babnem dolu ne zadoščale, bi bilo potrebno del glinastega materiala transportirati z Unškega polja. Zgoraj naštetimi momenti torej izključujejo uporabo zemeljske pregrade.

Pod skalometno glinasto pregrado je mišljena pregrada, pri kateri nasipamo glinasti in skalometni material v ločenih slojih, nakar kamen z velikimi vibratorji (n. pr. Kellerjevi Mamut vibratorji) uvibriramo v glino. S tem dosežemo vodotesnost celotne mase; ker pa se kamenje dotika med seboj, ostane kot notranjega trenja zelo visok. Glina v tem primeru služi le za izpolnitev praznin med kamenjem. Na opisani način je možno izvesti bodisi celotno pregrado bodisi samo tesnilno jedro; v tem primeru je ostali del pregrade iz navadnega skalometa.

Skalometni material bi lahko pridobivali vzdolž celotne pregrade, ta-

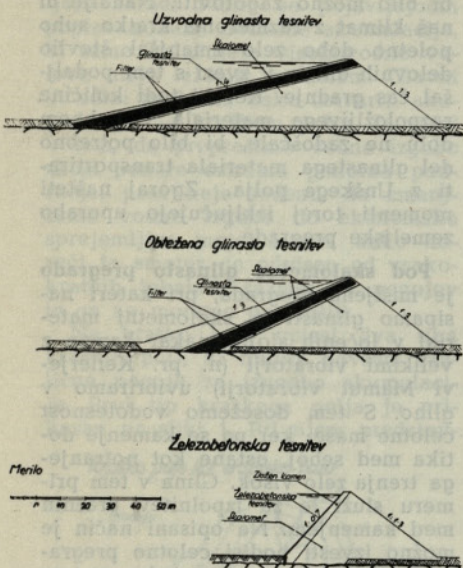
ko da bi odprli poljubno število delovnih mest, upoštevajoč način gradnje ter zahtevani termin dograditve.

Tudi pri tem načinu bi vremenske neprilike znatno ovirale delo. Zaradi zelo raztegnjene gradnje bi bilo potrebno veliko število vibratorjev, nekatere izvedbe pa bi lahko povzročila katastrofo. V primeru nepravilnega razmerja količin obeh materialov ali nezadostnega zvibriranja lahko pride namreč do tega, da se kameniti material ne dotika med seboj, marveč nekako plava v glini. To lahko povzroči drsine ali pa se zgodi, da niso zapolnjeni vsi prostori med kamenjem, s čemer so dani pogoji za pronicanje vode in s tem za izpiranje glinastega materiala. Pri skalometni pregradi z glinasto skalometnim jedrom pa bi izvedba filtrnega

sloja predstavljala še posebno težavo.

Nadaljni tip je skalometna pregrada z uzvodnim tesnilnim slojem (prikazana na sliki 6). Študirali smo

Tipi skalometnih pregrad



Slika 6.

možnost glinaste ter betonske uzvodne tesnitve. Stabilitetne analize so pokazale, da je pri popolnoma uzvodni legi tesnilnega sloja potreben nagib uzvodne brežine 1:4. Pri znatni obtežitvi tehničnega sloja, to je, če tesnilni sloj umaknemo od uzvodne površine, je možno zmanjšati ta nagib do 1:3. To so vsekakor nagibi, ki za skalometno pregrado že iz ekonomskih vzrokov ne pridejo v poštev.

Preostane nam torej še železobetonska uzvodna tesnitev. Ta način nam omogoča strme uzvodne nagibe in s tem v zvezi minimalne kubature pregrade. Pri tem načinu je potrebno sezidati podložni sloj suho zloženega kamna, ki naj prepreči večje lokalne deformacije in v zvezi s tem razpokanje tesnilne plošče. Razpoke, ki se pri tem tipu tesnitve običajno pojavljajo v bokih zaradi neenakih posedov nasipa nekonstantne višine, bodo v našem primeru omejene le na boke, kjer se nasip priključi na bregove, dočim bodo v ostalem delu nasipa nastopile zaradi konstantne višine nasipa več ali manj enakomerno deformacije nasipa. V zadnjem času uporabljene monolitne nedilatirane armiranobetonske tesnitve so pokazale dober rezultat. Ne zahtevajo podložnega betona in vmesnih bitumenskih premazov, temveč uporabimo razmeroma gosto armaturo majhnega prereza, zaradi česar nastanejo pri temperaturnih razlikah le lasne razpoke.

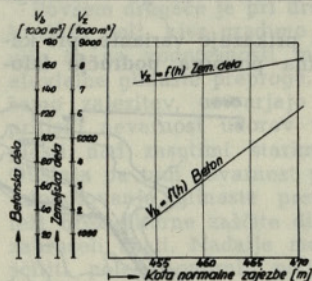
Da je način gradnje čim bolj preprost, vzamemo nizvodni nagib enak

prirodni nagibu skalometnega materiala, to je ca 1:1,3, uzvodni nagib pa napravimo bolj strm. Ta tip pregrade zahteva minimalne količine gradbenih del in predstavlja najpreprostejši možni način izvedbe. Pri tem tipu lahko računamo z najdaljšo možno gradbeno sezono, ker razen snežnih padavin nobene druge atmosferske nepravilnosti ne ovirajo izvedbe. V nadaljnjem bomo torej za primerjavo s površinsko tesnitvijo upoštevali tip skalometne pregrade z uzvodno železobetonsko tesnitvijo.

Na sliki 7 so tabelarično prikazane količine potrebnih del za površinsko tesnitev ponorov področij pri različnih kotah normalne zaježitve.

POVRŠINSKA TESNITEV PONOROV KOLIČINE DEL

Delo	Kota zaježbe [m]			
	455	460	465	470
1. Izločilo [m ³]	52 000	62 750	74 800	86 600
2. Skalomet [m ³]	171 000	351 000	632 000	761 000
3. Zložen kamen [m ³]	57 750	73 200	93 400	112 100
4. Beton [m ³]	2 950	2 950	2 950	2 950
5. Žel beton [m ³]	4 300	6 600	9 100	12 100
6. Izločilo v delu [m ³]	2 912 000	2 912 000	2 912 000	2 912 000
7. - - - - - [m ³]	85 000	170 000	260 000	341 000
8. Lamele [m ³]	489 150	489 150	489 150	489 150
9. Filter [m ³]	880 500	880 500	880 500	880 500
10. Glini [m ³]	1 960 000	1 960 000	1 960 000	1 960 000
11. Zložen kamen [m ³]	784 000	784 000	784 000	784 000
12. Beton [m ³]	21 000	42 000	64 000	85 300
13. Torkret [m ³]	85 000	170 000	205 000	341 250
14. 1-2-3-4-5-6-7-8-9-10-11-12-13	2 411 140	7 682 500	7 912 450	8 346 350
4+5+12+13	34 200	63 550	93 050	124 350



Slika 7.

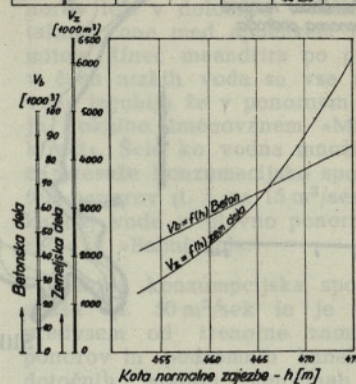
Najnazornejši pa je grafični prikaz, kjer so količine del prikazane kot funkcija kote normalne zaježitve. Na abscisi so nanešene kote normalne zaježitve, na ordinati pa količine del. Zaradi preglednosti sta risani le dve liniji, in sicer linija vsot vseh zemeljskih del ter linija vsot betonskih ter železobetonskih del. Vidimo, da pri površinski tesnitvi ponorov količina zemeljskih del le neznatno raste z rastočo zaježitvijo, večja se le količina betonskih del pri plombiranju brežin.

Na sliki 8 so na isti način prikazane količine del za varianto izločitve ponorov z nasipi. Vidimo, da pri tej varianti zemeljska dela naglo rastejo z rastočo zaježitvijo — porast količine zemeljskih del ni linearen, temveč raste po nekem eksponentnem zakonu. Količine betonskih del pa naraščajo počasneje in linearno.

Slika 9 prikazuje linijo polnitve akumulacijskega bazena za obe varianti. Pri koti normalne zaježitve 470.000 m znaša velikost izrabljivega akumulacijskega prostora pri povr-

IZLOČITEV PONOROV Z NASIPI KOLIČINE DEL

Kota zaježbe [m]	Izločilo [m ³]	Skalomet [m ³]	Zložen kamen [m ³]	Beton [m ³]	Žel beton [m ³]	1-2-3 [m ³]	4+5 [m ³]
455	324 150	823 000	232 000	22 950	57 800	1 539 150	46 450
460	370 500	1 477 000	174 000	22 950	58 500	2 217 100	56 750
465	417 900	2 238 000	160 200	22 950	59 000	3 106 100	65 550
470	465 800	3 485 000	130 000	22 950	59 500	4 479 800	76 450
475	523 000	4 607 000	150 000	22 950	59 500	6 419 800	91 150



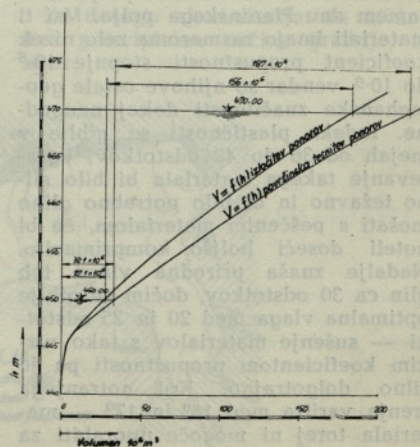
Slika 8.

šinski tesnitvi ponorov $187 \times 10^6 \text{ m}^3$, pri varianti z izločitvijo ponorov pa $156 \times 10^6 \text{ m}^3$. Pri površinski tesnitvi ponorov pridobimo torej ca 16 odstotkov več akumulacijskega prostora.

Proračun stroškov za izvedbo akumulacije je bil napravljen za čas gradnje 4 let, pri čemer je upoštevana čim popolnejša mehanizacija vseh del. Celotni stroški za razne višine zaježitve so grafično prikazani v grafikonu na sliki 10. Vidimo, da stroški za površinsko tesnitev ponornih področij mnogo počasneje naraščajo z rastočo višino zaježitve kot stroški za izločitev ponorov z nasipi. Linija stroškov pa je vendar za prvo omenjeno varianto stalno nad linijo stroškov za izločitev ponorov — absolutni iznos stro-

46 PLANINA

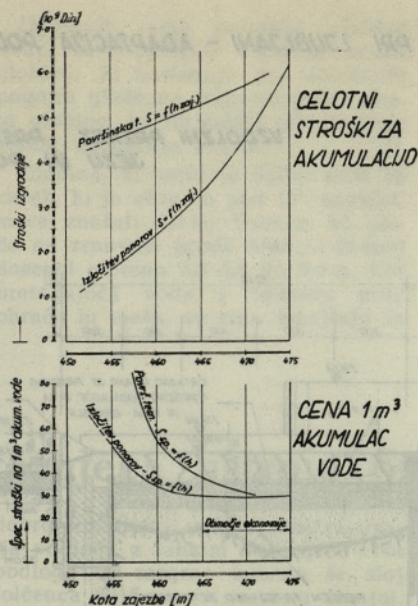
LINIJ POLNITVE AKU. BAZENA



Slika 9

škov je torej višji, vsaj pri višinah zaježitve, ki praktično pridejo v poštev.

Spodnji grafikon na sliki 10 prikazuje ceno kubičnega metra akumulirane vode kot funkcijo višine normalne zaježitve. Na abscisi je nanešana višina zaježitve na ordinati pa cena kubičnega metra akumulirane vode. To je najpreprostejši, vendar enostranski način za določitev ekonomske velikosti akumulacije. Pri varianti z izločitvijo ponorov z nasipi izkazuje linija minimalne specifične stroške pri koti normalne zaježitve 470 m, kar ustreza $156 \times 10^6 \text{ m}^3$ akumulacije. Linija specifičnih stroškov je v intervalu med koto zaježitve 465 in 475 praktično horizontalna in lahko to območje označimo kot »območje ekonomske velikosti akumulacije.« Linija specifičnih stroškov za površinsko tesnitev ponorov pa v študiranem območju ne izkazuje minima, temveč ima v celotnem intervalu tendenco padanja. Ekonomska kota normalne zaježitve oziroma velikost akumulacije je torej v tem primeru znatno večja. Do kote normalne zaježitve 470 m, torej pri višinah zaježitve, ki praktično pridejo v poštev, pa je absolutni iznos specifičnih stroškov stalno večji kot za varianto izločitve ponorov z nasipi. Pri večjih višinah zaježitve pa bi predvidena dvometerska debelina tesnilnega glinastega sloja ne zadoščala. Povečanje debeline tega sloja pa bi pomenilo zopet znatno povečanje specifičnih stroškov. V izdelavi imamo podrobnejšo študijo za določitev ekonomske velikosti akumulacije, v ka-



Slika 10.

teri bo igralo najvažnejšo vlogo pravilno vrednotenje prevržene sezone, to je akumulirane energije. Omenjena študija se nahaja v zaključni fazi in kaže, da ne bo bistveno spremenila prikazanih rezultatov.

Če vsestransko primerjamo oba možna načina za izvedbo trajne vodne akumulacije na Planinskem polju, moramo ugotoviti sledeče: prednost površinske tesnitve je v praktično neomejenem številu delovnih mest za čas gradnje ter v tem, da pri isti koti normalne zaježitve pridobimo ca

16 odstotkov več akumulacijskega prostora. Poleg tega, da je ta način znatno dražji, pa je njegova slaba stran predvsem v tem, da je uspeh celotne zgradbe odvisen od vestnosti pri izvedbi tesnilne, predvsem pa filterne plasti. Nevestnost ene same delovne grupe nam lahko povzroči kasnejše defekte — izpiranje tesnilnega sloja in s tem ponovno odpiranje ponorov. Poleg velike denarne škode, ki bi jo utrpeli, ker bi morali ustaviti obrat in izprazniti dragoceno akumulacijo, je v tem primeru tudi popravilo takih defektnih mest silno težavno. Silno težavno bi bilo namreč ponovno ustvariti kontinuiteto pretrganih filternih plasti.

Menim, da je v danih okoliščinah izločitev ponorov z nasipi najprimernejši način za izvedbo akumulacije. Poleg tega, da je ta način znatno cenejši od površinske tesnitve, je tudi končni uspeh mnogo jasnejši. V bazenu ostane torej le nezakrasedi del dna polja in se glavna problematika v pogledu vodotesnosti bazena omeji na mesta, ki so bila v pregledni situaciji polja 10 označena z V. V tem območju bo potrebno preizkusiti vodotesnost bregov ter v primeru, da se ugotovi velika vodopropustnost, izvršiti tudi serijo poskusnih injekcij. Za popolnoma točno omejitev ponornih področij pa je potrebno izvršiti v mejni coni vrsto sondažnih zasikov do skalne podlage polja.

Omenjene preiskave so nujne v sedanjí razvojni fazi projekta, ko se lahko event. presenečenjem izognemo s spremembami oziroma dopolnitvami projekta.

Ing. Marko Lavrenčič

DK 627.823.7

Rekonstrukcija podslapja jezu v Fužinah na Ljubljani

Fužinski jez je zgrajen na naravnem konglomeratnem pragu v strugi Ljubljane. Tu so že od nekdaj izkoriščali vodni padec. Na tem mestu je bil zgrajen mlin, po katerem je dobilo bližnje naselje svoje ime Fužine.

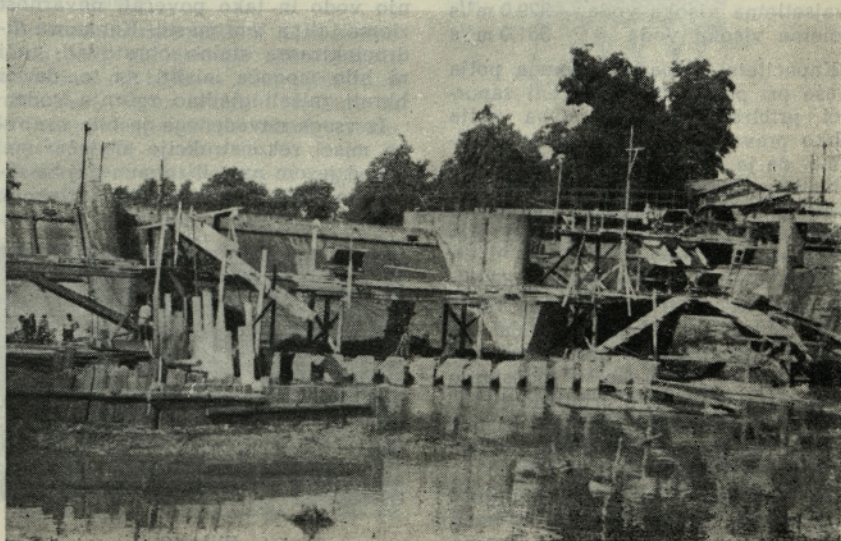
Stari jez je bil nekako pred 30 leti obnovljen. Obnovljeni jez je iz betonskega podstavka, na katerem je postavljena gibljiva strešna hidravlična konstrukcija. Ta del jezu tvorita dve polji po 18 m širine in 2,5 m višine ter služi za avtomatično vzdrževanje iste višine vodne gladine nad jezom.

Podslapje, ki preprečuje erozijsko delovanje prepadajoče vode, je tvorila 50 cm debela železobetonska plošča, zgrajena v višini dna spodnjega rečnega korita. Dolžina podslapja je znašala 8,0 m. Železobetonska plošča dna je bila na prehodu v naravno strugo zaključena s plitvejšim pragom, opremljena z vrsto Rehbovskih zob. Ker se je dno za podslapjem poglobilo, je pod temelji pronicajoča voda pričela odplavljati ma-

terial izpod talne plošče. Ko so zaradi tega pod ploščo nastale votline, je ta najprej razpokala, nato pa se je na več mestih prelomila. S tem je bilo zavarovanje dna pod jezom

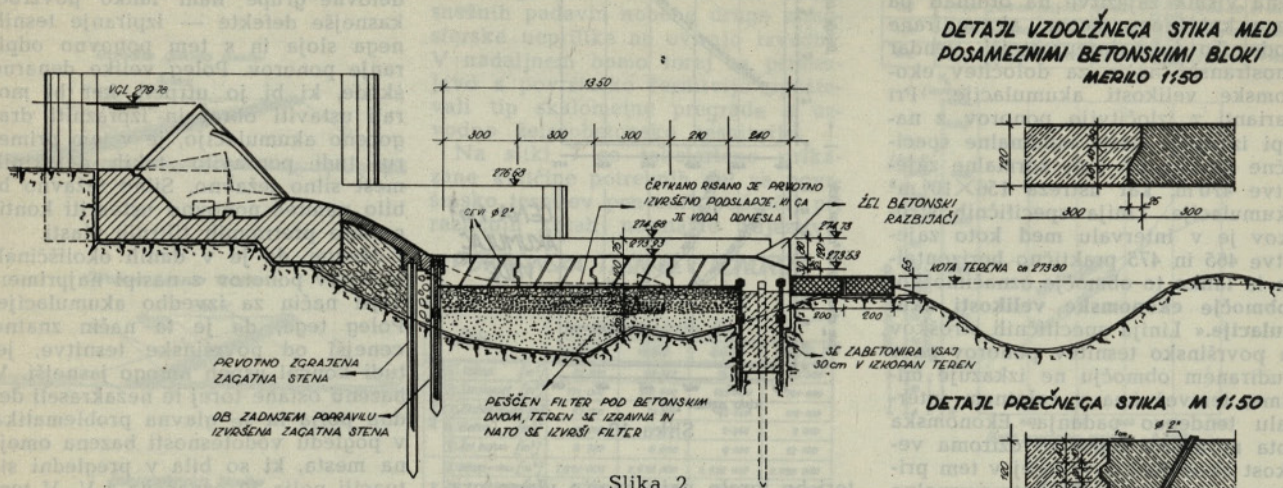
uničeno, nakar se je dno poglobilo za 2,0 do 3,50 m.

Več kot 20 let so vršili vsako leto večja ali manjša popravila, da bi ogroženo zgradbo zavarovali.



Slika 1

VZDOLŽNI PREREZ PREKO LEVEGA PRETOČNEGA POLJA
JEZU IN PODSLAPJA - MERILO 1:100



Slika 2

Geološka zgradba tal pod jezom in v bližnji okolici je preprosta. Na obeh bregovih Ljubljane in v dnu struge je viden konglomerat, ki je pravzaprav zlepljen savski prod iz ledene dobe. Zlepljenost ni enakomerna in se trdnjši konglomerati menjajo z rahleje sprijetimi oziroma popolnoma sipkimi predeli. Formacije izpod dna struge niso znane, vendar lahko domnevamo, da segajo med konglomerat in prod jeziki glinastih naplavin in preperlega skrilavca, ker leži jez v bližini vzhodja gričevja zgrajenega iz karbonskih skrilavcev in peščenjakov. Poleg tega je na tem mestu več izvirkov čiste, verjetno savske vode.

Karakteristične povprečne vodne množine v profilu jezov so sledeče:

Najnižja	7,8 m³/s
srednja letna	60,3 m³/s
trimesečna	87,5 m³/s
povprečna visoka voda	256,0 m³/s
petletna visoka voda	292,0 m³/s
dvajsetletna visoka voda	329,0 m³/s
stoletna visoka voda	361,0 m³/s

Kapaciteta enega pretočnega polja znaša pri popolnoma spuščeni zapornici približno 132 m³/s. Oba polja lahko prevajata 264 m³/s, iz česar vidimo, da je bilo podslapje zaradi avtomatičnega delovanja zapornic obremenjeno z vsemi visokimi vodami, ki trajajo vsako leto najmanj tri mesece.

Vzemimo za primer najneugodnejši slučaj, ki lahko tekom obratovanja nastane, namreč, kadar prepada voda samo preko enega pretočnega polja. Pri tem je treba v podslapju vsako sekundo uničiti približno 10.000 KM odvišne energije, dno je pri tem najbolj obremenjeno, spodnja voda pa na najnižji koti.

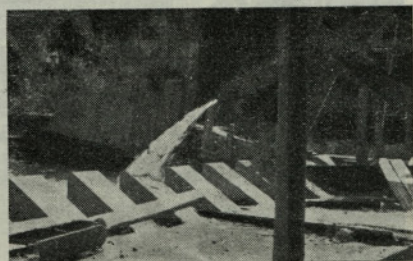
Za uničenje energije prepadajoče vode v tem primeru pa mora imeti podslapje drugačne dimenzije, kot pa

jih je imelo prvotno zgrajeno. Globina vode v podslapju bi morala znašati vsaj 2,0 m pod dnem struge izpod jezov, vodna blazina pa bi morala biti najmanj 12,0 m dolga. Če primerjamo te količine s prvotno zgrajenimi, vidimo, da je bilo porušeno podslapje preplitvo in prekratko. Poleg teh nepravilnosti je na dno podslapja škodljivo deloval tudi vzgon skozi propustne plasti pronicajoče vode in izvirkov.

Če bi hoteli pod jezom ustvariti solidno podslapje ustrezne globine in dolžine, bi morali izvesti vsa betonska dela v suhem pri nižani gladini oziroma izčrpani stavbni jami. Način temeljenja obstoječega jezov ni poznan. Ohranjeni so le nekateri načrti večjih vzdrževalnih posegov in to v glavnem samo na strani proti spodnji vodi. Iz tega razloga ni bilo mogoče dopustiti, da bi znižali gladino vode v podslapju, ker bi s tem zvišali razliko med zgornjo in spodnjo vodo in tako povečali nevarnost zloma tal na tem mestu. Ker mora hidroelektrarna stalno obratovati, tudi ni bilo mogoče misliti na to, da bi hkrati znižali gladino zgornje vode.

Iz vsega navedenega je bila osnovna misel rekonstrukcije sledeča:

Pod jezom nastali tolmun naj bi zasuili in prekrili s težnostnim tlakom.



Slika 3

Prepadajoča voda bi po tem tlaku drla preko podslapja in padala v spodnje korito, kjer bi si ustvarila naraven tolmun. Ta tolmun pa bi bil toliko oddaljen od jezovne zgradbe, da njegova globina zanj ne bi več predstavljala posebne nevarnosti. Rekonstrukcija je bila izvedena na sledeči način.

Kotanj izpod jezov so na mestu porušenega podslapja pri prehodu v strugo Ljubljane od te ločili s prečno dvojno zagatno steno, ki je bila zabita do trdne konglomeratne podlage. Material med obema zagatnicama so nato izkopali, nastali prostor pa zabetonirali. Ko je bilo mesto podslapja ločeno od spodnje vode, so od tu odstranili vse preostale dele polomljene plošče starega dna podslapja. Ves prostor med jezovno zgradbo in prečno betonsko zagatnico so najprej pod vodo izravnali s prodrom. Na tako izravnavo podlago so do višine nekaj nad gladino spodnje vode položili obratni filter. Nato so filter zavarovali z 1,20 m debelimi betonskimi ploščami v velikosti 3,0 krat 3,0 m in tako težkimi, da jih deroka voda ne bi mogla odplaviti. V vsako ploščo sta bili vgrajeni pod naklonom 60° v smeri toka dve cevi profila 2", ki naj bi odvajali pod ploščo proniklo vodo in zmanjševali vzgon. Posamezne plošče so v prečni smeri med seboj vklenjene tako, da je posedanje mogoče, toda na tak način, da ne more med dvema ploščama nastati vertikalna stopnja. Vzдолžni stiki pa dopuščajo medsebojno posedanje plošč.

Prepadajoča voda dere preko tega težkega tlaka, ki varuje filter ter pada v spodnje korito na mestu, kjer poglobitve dna ne morejo ogroziti stabilnosti novega dela, predvsem pa ne jezovne zgradbe same.

Tlak je na koncu prekritega podslapja opremljen z vrsto zob, ki raz-

prušejo vodni curek. (Glej vzdolžni prerez jezua slika 2 ter dve fotografiji sliki 1 in 3.) Zobje višine 80 cm so po 60 cm narazen ter se dvigajo od horizontalnega tlaka pod kotom 45° navzgor, prostor med zobmi pa pada pod kotom 15° navzdol.

Na mestu, kamor bo padala pre-takajoča voda, so tla iz sipkega proda, deloma iz kosov konglomerata. Zaradi večje varnosti smo pri računu, kako globok tolmun bo tu nastal, upoštevali, da je ves material sipke.

Ing. Rudolf Jenko

Problem debeline zgornjega ustroja pri modernizaciji cest

Prvo vprašanje, na katerega nujno naletimo pri modernizaciji obstoječe cestne mreže, je nedvomno vprašanje nosilnosti temeljnih tal in debeline zgornjega ustroja. Za sodobni promet so značilne velike statične in dinamične obtežbe in velike hitrosti. Razumljivo je, da stare ceste, zgrajene v preteklosti v popolnoma drugih razmerah, ne morejo več vzdržati tega prometa in da bolj ali manj pospešeno propadajo.

Problem rekonstrukcije cestne mreže že tako v splošnem nikakor ni preprost. Zlasti velja to glede potrebne debeline in vrste zgornjega ustroja. Ne pojavljajo se namreč zgolj statične in dinamične obtežbe, ampak tudi atmosferski vplivi. Po novejših izkušnjah je pa intenzivnost prometa prav tako zelo odločilen faktor, čeprav je to v marsičem na prvi pogled nepričakovano. Jasno je, da zahteva zamotanost tega vprašanja podrobnejše razmišljanje prav tako teoretičnega, kakor tudi praktičnega značaja, ker je le tako mogoče priti do jasnih, preprostih in praktično uporabljivih zaključkov. Naloga, ki nam je pri rekonstrukcijah postavljena glede nosilnosti cest, je v tem, da predvsem analiziramo stanje in vrsto zgornjega ustroja obstoječih cest, da preiščemo učinkovanje sodobnega prometa ter vseh ostalih vplivov in njih posledice, da za predvideni bodoči promet dimenzioniramo po sodobnih načelih potrebno debelino zgornjega ustroja in končno da izberemo primerno utrđitev vozišča.

Nosilni sloj naših cest — z izjemo nekaj novih betonskih cest — je zgrajen bodisi na telfordskem (t. j. s kamnito podlago) bodisi na makadamskem principu. Staroavstrijska navodila za gradnjo in vzdrževanje gramoznega vozišča državnih cest iz leta 1903 predpisujejo za navedena dva načina sledeče:

Pri uporabi kamnite podlage naj bodo piramidasti kamni visoki 10—15 cm, stranice osnovne ploskve 6—9 cm. Pri slabo nosilnih, podajnih tleh je priporočljivo vzeti kamne z višino 18—20 cm in s stranicami osnovne ploskve 10—12 cm. Kamni naj bodo

Ugotovili smo potrebne globine vode za formacijo vodnega skoka globine, ki nastanejo pri določenih pogojih glede na zrnavost proda dna, in globine, ki jih lahko pričakujemo zaradi obrušenja proda.

Globina, ki ustvarja vodni skok za curek, ki je obrnjen pod 15° navzdol, mora znašati 4,0 m. Tolmun bo glede na zrnavost proda ($d_{90\%} = 40$ mm) dosegel globino od 5,0 do 6,0 m. Ker pretekajoča voda v tolmu prod obrača in meša, se zrna manjšajo in

drobe. Ko se prod toliko zmanjša, da ga voda lahko odplavi, se tolmun poglobi.

Tako bi kotanja pod jezom lahko dosegla globino 38,0 m. To lahko preprečimo s tem, da postopoma dodajamo večje prodnike, torej, da vzdržujemo globino tolmana na isti koti.

Če bomo nadzorovali globino tolmana po večjih povodnjih in izpolnjevali zgornje pogoje, potem v bodočnosti ni pričakovati resnejših poškodb jezovne zgradbe.

DK 825.731

dobro zaklinjeni, nato pa naj se uvalja podloga z lahkim valjarjem. Na podlogo se razgrne končno še sloj tolčenca 8015 cm (v nasutem stanju), ki naj bo uvaljan s težjim valjarjem.

Pri makadamskem nosilnem sloju zahtevajo citirana navodila pri koherentnem, vodonepropustnem spodnjem ustroju najprej 20—30 cm debelo plast peska, na to pa 40—50 cm močni sloj tolčenca in sicer tako, da so v spodnji polovici dimenzije zrn večje kakor v zgornji. Žal so ta način uporabili le redko.

Debelina nosilnega sloja variira torej po navedenih predpisih približno od 15—32 cm za telford in od 60—80 cm za makadam. Osnovna ploskev piramidastih kamnov znaša od 60—150 cm².

Nekatere nove in rekonstruirane ceste po prvi svetovni vojni so bile zgrajene po starojugoslovanskih tipih, ki so predpisovali za kamnito podlago 20 cm, za vrhno plast tolčenca 15 cm, skupno torej 35 cm. Pri makadamu je znašala skupna debelina 25 cm, na skalnatih tleh pa 20 cm.

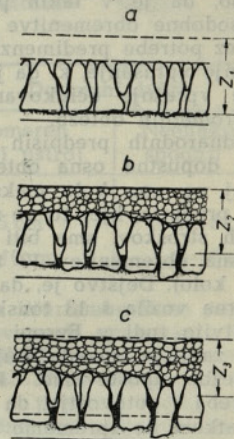
Po takratnem splošnem pojmovanju o funkciji kamnite podlage in makadama so na važnejših cestah uporabljali prvi način, medtem ko je bil drugi način dovoljen na manj prometnih cestah.

Pri cestah, zgrajenih v XIX. stoletju ali prej, pa moremo ugotoviti, da je večina od njih — med njimi tudi važnejše — brez kamnite podlage in da imajo le relativno tenek makadamski sloj.

Važno je vsekakor, da si pogledamo podrobneje, kakšna je bila izvedba enega in drugega načina. Pri tem je mogoče ugotoviti sledeče:

Po tradicionalnem načinu izvedbe kamnite podlage so bili kamni postavljeni na zniivelirani planum in nato zaklinjeni. (Sl. 1a). Samo po sebi je razumljivo, da nikdar ni bilo mogoče doseči polaganja kamnov z enakimi osnovnimi ploskvami, ampak da so se te med seboj zelo razločevale. Ko je bil razgrnjen sloj tolčenca in ko so začeli z valjanjem, je seveda nujno moralo priti do tega, da so se

kamni različno pogrezali v spodnji ustroj; to je imelo za posledico istočasno vtiskavanje temeljnih tal v praznine med tlakom, ki znašajo tudi pri dobrih izvedbah včasih do 40 odstotkov. Ta pojav je pri takem delu seveda neizogiben. (Sl. 1b). Saj je že dolgo znano, da je trenje med zaklinjenimi kamni razmeroma zelo majhno in da moramo zato računati s točkasto obtežbo. V teku let se to seveda še stopnjuje, ker tudi z rednim dosipavanjem in valjanjem ne moremo odpraviti teh neenakomernosti v podlagi. Tako torej vidimo, da nimamo čvrstega monolitnega nosilnega sloja, ampak neko mešanico kamna in vtisnjenega mehkega zemljinskega materiala in da se de-



Slika 1.

belina zgornjega ustroja (Z_1 , Z_2 , Z_3) stalno manjša. Schaible navaja primere z neke 14 let stare kamnite podlage, debele 20 cm, pri kateri je na 36 kg kamna odpadlo 26 kg ilovice. Take primere najdemo pa tudi na naših cestah kaj pogosto. Nadalje lahko opazimo, da je prišlo zaradi pomanjkljivega trenja med kamni do znatnih pregrupacij samih kamnov, tako, da so izrinjeni iz prvotne lege v povsem nepravilne položaje.

Pokazalo se je tudi to, da so se posamezni kamni že pri samem valjanju pogosto prevračali in celo zdro-

bili, zlasti če kvaliteta kamna ni ustrezala zahtevanim predpisom.

Jasno je, da je tak nosilni sloj tudi zelo občutljiv za zmrzlinke učinke tal, posebno pa še pri odjugi. Saj ima v večini primerov sam nosilni sloj v sebi toliko koherentnega materiala, da se že v njem samem pojavlja heterogeno zamrzovanje.

Dosti boljše so razmere pri makadamskem nosilnem sloju. Sicer tudi pri njem zapazimo infiltracijo temeljnih tal tam, — kjer niso uporabljali filtrskega sloja iz peska. Vendar je ta infiltracija precej manjša, zlasti kjer je bil tolčenec pravilno granuliran, t. j. da zrnatost ni bila prevelika. Pri makadamu tudi ne zapazimo tako močne valovitosti planuma spodnjega ustroja, ker je pač razdelitev pritiska pri valjanju dosti ugodnejša.

Ugotoviti je pa treba tudi še to, da je k slabemu stanju telforda in makadama močno pripomogla tudi slaba kvaliteta uporabljenega kamna, ki je pod vplivom vode in mraza začel razpadati. Škodljiva je bila tudi navada, da so pri valjanju tolčenca vplakovali drobnozrnat, odplakljive primesi »za boljši sprijem«, kajti tak material lahko prav občutno poslabša kvaliteto nosilnega sloja.

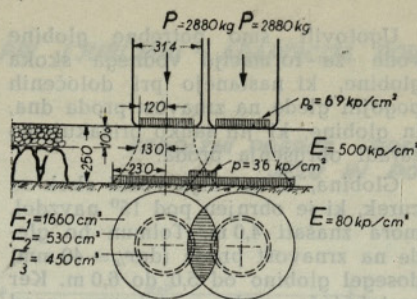
Z malimi izjemami je torej kvaliteta nosilnega sloja na obstoječih starih cestah taka, kakor sem opisal zgoraj. Pri dobro nosilnih tleh so sicer bistveno boljše razmere, vendar to ni važno, ker na takih tleh tudi za močne prometne obtežbe fundiranje ni prav nič težavno. Nasprotno lahko ugotovimo, da je v takih primerih celo za sodobne obremenitve zgornji ustroj brez potrebe predimenzioniran.

Naslednje vprašanje, ki ga je treba rešiti, je vprašanje učinkovanja sodobnih prometnih obtežb.

Po mednarodnih predpisih je maksimalno dopustna osna obtežba 10 ton, torej na eno kolo maksimalno 5 ton. V primerih, kjer to ne zahteva prevelikih stroškov, sme biti maksimalna osna obremenitev 13 ton (6.5 ton na 1 kolo). Dejstvo je, da so danes tovorna vozila s 13 tonsko osno obremenitvijo tudi v Evropi že zelo pogosta, zato je seveda nujno, da tako obtežbo upoštevamo. Pričakovati je treba z gotovostjo, da bo prišlo v kratkem do sprememb v mednarodnih predpisih, kar se po vojni promet začelja zopet naglo razvijati.

Kakšne napetosti se morejo pojaviti v temeljnih tleh, bomo pokazali na praktičnem primeru.

Zadnja os tovornega vozila Krupp-Titan je maksimalno obremenjena z 11.52 tonami. Na dvojno kolo (sl. 2.) odpade torej 5760 kg, oziroma na vsako kolo 2880 kg. Če računamo debelino zgornjega ustroja starih cest povprečno 25 cm in teoretično izračunamo za statično obtežbo napetosti temeljnih tal, dobimo maksimalno napetost $\sigma_{\max} = 3.6 \text{ kp/cm}^2$ in sicer na območju, kjer se spodnji dve obtežilni ploskvi prekrijeta. Pri tem je



Slika 2.

polmer krožne kontaktne ploskve enak 12 cm, polmer obtežilne ploskve na spodnjem ustroju pa 23 cm. Temu ustrezni maksimalni usedeck znaša ca 1.7 cm, če računamo s prožnostnim modulom spodnjega ustroja 80 kp/cm², kar približno velja za težko gnetno glino ali ilovico. Za zgornji ustroj pa računamo s prožnostnim modulom ali ilovico. Za zgornji ustroj pa računamo s prožnostnim modulom 500 kp/cm², ker ta vrednost ustreza po izkušnjah opisani kvaliteti. Napetost na kontaktni površini znaša ca 7.0 kp/cm² (za inflacijski pritisk v pnevmatiki $p_i = 6.25 \text{ atm.}$).

Vidimo torej, da znaša usedeck samo pri statičnem učinkovanju že ca 2 cm, medtem ko danes dopuščamo vrednost največ 0.5 cm. Poleg tega se pa pri tej debelini zgornjega ustroja, tudi če deluje samo statična obtežba, že pojavljajo ireverzibilne plastične deformacije, ker bi morala potrebna kohezija doseči vrednost ca 0.48 kp/cm², medtem ko znaša stvarna kohezija predpostavljene zemljine le okrog 0.1 kp/cm².

Toda to še ni vse. Pomisliti moramo, da računa računana oz. predpostavljena razdelitev pritiska ustreza sicer dosti dobro makadamu, ne pa kamniti podlagi.

V primeru kamnite podlage bi morali imeti na območju spodnje obtežilne ploskve (kroga), ki meri ca 1660 cm², vsaj 16 kamnov s približno površino 100 cm². Na prvi pogled je jasno, da praktično tega nikdar ne moremo doseči, ampak da je na tej površini postavljeno manj kamnov, t. j. da je specifični pritisk večji od računanega. Še slabše je seveda, če je trenje med kamni le majhno, kar je pri kamniti podlagi, kakor je že omenjeno, reden pojav. Obremenilna ploskev na vrhu kamnov znaša ca 530 cm². Zaradi pomanjkanja trenja prevzame ta ploskev skoro celotno obremenitev, kar pomeni, da znaša napetost tal ca 5.5 kp/cm². Nadalje je treba omeniti, da običajno ne upoštevamo dinamičnih učinkov, ker ti trajajo le desetinko sekunde in vztrajnost mase zgornjega ustroja ne dovoljuje v tem kratkem času polni razmah tega učinka. Toda to velja le za normalne prometne obremenitve. Pri intenzivnejšem prometu — včasih že pri 1000—2000 vozilih na dan, je treba pa ta vpliv upoštevati, ker pride že do znane ustrujenosti materia-

la. Koeficient sunka pa doseže po nemških, švicarskih in ameriških meritvah za pnevmatike z visokim tlakom vrednost 2—3, kar bi pomenilo v našem primeru, da naraste na 8 do 12 kp/cm², oziroma pri pomanjkljivem trenju celo 11—17 kp/cm², kar seveda tla redko lahko prenesejo.

Pa tudi pri znatno manjših obremenitvah pride že do preobremenitve tal. Če n. pr. računamo napetosti za obtežbo 2.0 toni na eno kolo, dobimo pri istih supozicijah kakor prej maksimalno napetost temeljnih tal ca 2.0 kp/cm². Plastične deformacije se pa pojavijo že pri statični obremenitvi, ker bi bila potrebna kohezija 0.26, medtem ko znaša njena stvarna vrednost le okrog 0.1.

Kakšen je vpliv povečanja intenzivnosti prometa, naj prikazemo na poizkusih, ki jih je Shannon izvedel pri gradnji letališča Dow Field (USA).

Na spodnjem ustroju iz puste ilovice so položili nosilni sloj (kamnita podlaga in tolčenec), ki je skupno z obrabnim slojem (asfaltni beton) meril 61 cm. Vozilo s kolesno obremenitvijo 9070 kg pri 4 kratni vožnji na dan ni povzročilo nikakih poškodb ali deformacij. Če pa je znašalo število dnevnih voženj 40, potem je navedena debelina zgornjega ustroja odpovedala že pri kolesni obremenitvi 3175—4536 kg.

Posebno uničujoč pa je učinek sodobnih težkih vozil v dobi odjuge, ko so temeljna tla bolj ali manj nasičena z vlago in je zaradi tega njihova nosilnost bistveno zmanjšana. Zato je razumljivo, da začenjajo vozišča razpadati. Razumljivo je pa tudi to, da tega nikakor ne moremo preprečiti s tem, da bi ojačili vrhni obrabni sloj. Tudi najtežja utrditev je zapisana propadanju, če debelina in kvaliteta nosilnega sloja ne ustrežata nosilnosti temeljnih tal. Izjema je seveda betonsko vozišče, ker ima betonska plošča kakor znano dvojno funkcijo, in sicer funkcijo nosilnega in obrabnega sloja. V praksi poznamo mnogo primerov, kjer so najlažje površinske obdelave zaradi močnega nosilnega sloja imele pri najtežjem prometu zelo dolgo življenjsko dobo. Propadanje obrabne plasti in sploh zgornjega ustroja je vselej povzročila ali nestrokovna izvršitev vozišča, ali pa nezadostna debelina nosilnega sloja. Sama obraba — zlasti če imamo na cesti promet zgolj z motornimi vozili — ne povzroča propadanja vozišča.

Do sedaj smo govorili le o gibkem zgornjem ustroju starega cestnega omrežja. Potrebno pa je, da si prav tako ogledamo betonska vozišča novejšega datuma, ker je tudi na njih mogoče opaziti odločilen vpliv pogostosti prometa.

Kakor je znano, so znašale debeline betonskih plošč v Evropi približno 15 cm za malo do srednje obremenjene ceste, 20 cm za srednje obremenjene in 22 do 25 cm za težek promet ali pa za plošče na nekonsolidi-

ranem spodnjem ustroju. Dokler je bil promet glede obtežbe koles in števila vozil razmeroma omejen, so te dimenzije zadoščale, v kolikor ni prišlo do poškodb zaradi drugih vplivov, kakor so n. pr. posedanja napov ali zaščitnega sloja, zmrzovalni učinki, slab beton i. p. Kakor hitro je pa prišlo do občutnega naraščanja hitrosti in teže vozil ter njihovega števila na dan, so se tudi na betonskih ploščah začeli pojavljati risi in razpoke kot znaki preobremenitve. Kako se javlja ta vpliv povečanja obtežbe in števila vozil, kažejo nekateri primeri statistike Public Roads Administration v ZDA.

Na neki 10 let stari betonski cesti z debelino plošče 20 cm, armirano z železno mrežo, je 8-tonsko tovorno vozilo pri 137.000 vožnjah povzročilo 2%, 10-tonsko vozilo pa 22 odstotkov reg. Čeprav je torej osna obtežba narasla samo za 2 toni, se je pri istem številu voženj pojavilo 11 krat več poškodb. Isto 8-tonsko vozilo je pri 175.700 vožnjah povzročilo, da je razpokalo 8 odstotkov vseh betonskih plošč, za 10 tonsko vozilo pa je znašal ta odstotek pri enakem številu voženj že 40, t. j. petkrat več. Na neki drugi poizkusni cesti je 175.000 voženj z vozilom 9 ton/os povzročilo 37,5 m razpok, 170.000 voženj z 11,2 ton/os pa 225,0 m. Na isti cesti se je pri 115.000 vožnjah z vozili 16 ton/os pojavilo 180 m razpok (risov), pri 87.000 vožnjah z vozili 22,4 ton/os pa 975 m. Pri 40 odstotnem povečanju osne obtežbe se je torej kljub 24 odstotnem znižanju števila voženj pojavilo 5,4 kratna dolžina razpok, kakor v prvem primeru.

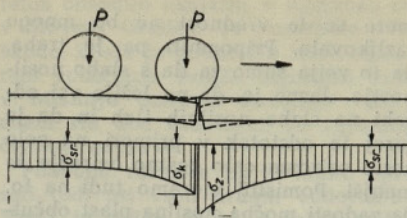
Do podobnih rezultatov je prišel tudi Shannon pri že omenjenih poizkusih na letališču Dow Field. Betonsko vozišče z debelino 18 cm je brez poškodb vzdržalo 4 vožnje na dan. Pri istih pogojih se je pa porušilo, ko se je število dnevni voženj povečalo na 40.

Vpliv povečanja statične prometne obtežbe in njene intenzivnosti je torej evidenten.

Če pogledamo, kakšne poškodbe se pojavljajo na betonskih voziščih, vidimo, da gre predvsem za poškodbe na regah in za rise in razpoke, ki so posledica ali temperaturnih vplivov ali prekoračene upogibne napetosti zaradi podajnosti podlage.

Rege so najboljčutljivejša mesta na betonskem vozišču. Tudi pri najboljši izvedbi ni mogoče doseči, da bi prečili udarjanje koles. Ti udarci nujno povzročijo, da se material pod rego močneje komprimira kakor v sredini plošče. Skozi rege prodira površinska voda in to še pospešuje. Razen tega seveda znatno vpliva tudi kondenzna voda. Večja komprimacija pa povzroči večje posedanje podlage in s tem se seveda znatno povečujejo upogibne napetosti in zelo pogosto se na takih mestih pojavljajo razpoke.

Posebno jasno se vidi učinek prometa na nezmožničenih ploščah. Po-



Slika 3.

dobno kakor pri železniških tirnicah na stiku, potiskajo kolesa rob plošče navzdol. Pri tem nastane stopnja, na katero udari kolo (sl. 3). Ta dinamični vpliv še bolj poveča napetost, ki se pojavi pri ponižanju plošče. Posledica tega je, da se te plošče tudi bolj pogreznejo, kar se more povsem jasno videti na ploščah z enosmernim prometom.

Predvsem iz teh razlogov smo v regah začeli montirati mozničke. Podobno velja tudi za stike in za navidezne rege, čeprav pri njih nastanejo stopnje v manjši meri, ker je trenje precej večje, zlasti pri navideznih regah. Vendar se tudi pri teh dveh vrstah v teku let pod vplivom zmrzovanja tal in pogosto se ponavljajočih dinamičnih obtežbah pojavljajo iste poškodbe, zlasti pa pri nehomogenem spodnjem ustroju. Poudariti je treba pri tem, da tudi prvovrsten peščenogramozen material, ki ga redno uporabljamo pod betonsko ploščo, ne more teh učinkov na regah preprečiti, ker je ta material za udarce in tresljaje zelo občutljiv in se tudi pri taki podlagi nujno pojavljajo opisane praznine. Bogate izkušnje v tem

pogledu so dobili Nemci predvsem na avtomobilski cesti Karlsruhe - Mannheim, ki je bila zgrajena na popolnoma homogenem pesku. Vkljub dobri nosilnosti tega materiala so se zaradi povečanja prometa pojavile l. 1949 stopnje (do 4 cm) na 10 km. Ta dolžina se je l. 1950 že povečala na 25 km, tako da so morali l. 1951 sanirati ta odsek. Pri tem se je povsod na regah in stikih pokazala prej opisana močnejša komprimacija. Deloma je prišlo pri tem tudi do izpiranja peska izpod rege zaradi pronicanja meteorne vode. Enake izkušnje so imeli že pred vojno na avtomobilski cesti München - Nürnberg.

Če govorimo o rekonstrukciji cest in o potrebni debelini zgornjega ustroja, se moramo nujno dotakniti tudi vprašanja zaščite proti škodljivim učinkom zamrznjenja tal.

Danes poznamo zanesljive metode, s katerimi zavarujemo vozišča tako, da popolnoma izločimo vplive zamrznjenja tal. Toda teh metod iz ekonomskih razlogov pač ni mogoče zagovarjati, ker zahtevajo zelo velike stroške. Pa tudi s tehničnega stališča ne bi bile sprejemljive. Pri tem vprašanju se moramo predvsem zavedati tega, da so učinki zamrznjenja tal za ceste nevarni šele takrat, kadar presegajo neko določeno mejo, ki zavisi seveda od konstrukcije zgornjega ustroja, zlasti pa od načina površinskega obrabnega sloja, t. j. od utrditve vozišča. Na podlagi praktičnih izkušenj navaja Ruckli za posamezne vrste utrditev sledeče dopustne dvige:

Vrsta utrditve	Dopustni dvigi	
	Enakomeren spodnji ustroj	Neenakomeren spodnji ustroj
Površinska obdelava, vse vrste bitumenskih ali terovih vozišč	2—5 cm	1—3 cm
Betonska vozišča	dō 10 cm	4—5 cm

Pri tem pa avtor pripominja, da navedene vrednosti seveda ne morejo biti splošno veljavne.

V praksi nam je torej postavljena naloga, da učinke zamrznjenja tal omejimo do določene meje s tem, da izberemo primerno debelino zaščitnega sloja. Občutno olajšavo nam pomenijo pri tem novejšje ugotovitve švicarskih in nemških preiskav, ki dopuščajo za pešeno gramozen material, uporabljen za zaščito, znatno večji odstotek primesi finoziarnatega materiala z granulacijo $\phi < 0,02$ mm, kakor to zahteva znani Casagrandejev kriterij. Tak material je seveda dosti cenejši.

Pri dimenzioniranju debeline zaščitnega sloja pa zopet ne smemo upoštevati samo lastnosti tal, hidroloških in klimatskih razmer in vrst utrditve, ampak tudi intenzivnost prometa. Schaible je na cestnem kongresu v Düsseldorfu (1952) navedel, da se je

n. pr. na Württemberškem pojavilo 72 odstotkov vseh opazovanih zmrzlin-skih poškodb na močno obremenjenih cestah (4000—8000 vozil na dan), in sicer v pretežni večini takrat, ko je debelina zgornjega ustroja znašala manj kot 30 cm.

Taki pojavi so za časa odjuge povsem razumljivi. Majhna nosilnost tal mora pri pogostih obremenitvah imeti za posledico občutnejše deformacije. Toda tudi ko so tla zamrznjena, more taka obtežba učinkovati zelo močno in povzročiti večje ali manjše poškodbe. Res je sicer, da so tla v zamrznjenem stanju bolj nosilna. Toda zaradi nastalih dvigov se občutno povečajo dinamični učinki. Za dinamično učinkovanje so pa zamrznjena tla zelo občutljiva. Seizmične meritve, ki jih je izvedel Bendel 1934/35 na cestah v okolici Luzerna, so pokazale, da so bili nihalni pospeški za 240 do 375 odstotkov večji od pospeškov v nezamrznjenih tleh.

Na podlagi prej navedenega smemo zaključiti sledeče:

Propadanje obstoječih cest je v prvi vrsti posledica nepravilnega razmerja med debelino in kvaliteto nosilnega sloja zgornjega ustroja in med prometno obremenitvijo. Zato je treba pri rekonstrukciji cestne mreže posvetiti temu vprašanju posebno pozornost.

Pri dimenzioniranju pa je nujno, da upoštevamo ne samo statične in klimatske faktorje, ampak tudi bodoči promet, ker je pri intenzivnem prometu treba računati z dinamičnimi učinki, ki občutno povečajo potrebno debelino zgornjega ustroja. Nedvomno pa ni priporočljivo, pri predpostavljajanju bodočega prometa biti preveč ozkosrčen, saj so izkušnje pokazale povsod, da promet zlasti na moderniziranih cestah mnogo hitreje narasča, kakor pa je bilo to predvideno. Zavedati se je treba tudi tega, da ne rekonstruiramo cest za kratko dobo, ampak za bodočnost.

V kolikor gre za gibki gornji ustroj, je tako gledanje upravičeno tem bolj, ker stroški za pravilno debelino nosilnega sloja niso tako veliki, kakor se to zdi na prvi pogled. Pri novih cestah oz. pri preložitvah, kjer gre za odkup sveta, zemeljska in zidarska dela, za objekte, za utrditev vozišča, za opremo itd., znašajo stroški za nosilni sloj le neznaten odstotek. Za švicarske razmere znaša ta odstotek največ do 5 odstotkov od celokupnih stroškov. Tudi za naše raz-

mere se ta vrednost ne bo mnogo razlikovala. Pripomniti pa je treba, da to velja samo za tla s slabo nosilnostjo. Jasno je, da ne ležijo vsi odseki na slabo nosilnih tleh in da je torej ta odstotek v primeri na celo cesto oziroma celo cestno omrežje še manjši. Pomisliti moramo tudi na to, da zadosti močna nosilna plast občutno poveča trajnost in stabilnost same utrditve, ker je obraba razmeroma malenkostna. Zato zlasti v prvih etapah, ko promet še ni dosegel določene meje, brez pomislekov lahko izvedemo lažje in cenejše utrditve, s čimer dosežemo gotovo lepe prihranke. Dražje cestne utrditve moremo brez kakršnihkoli težav zgraditi takrat, kadar povečan promet povzroči temu primerno povečano obrabo vozišča.

Pri rekonstrukcijah, kjer trasa poteka še naprej po stari cesti, pa tudi ne bodo navedene razmere bistveno drugačne.

Jasno je tudi to, da so vzdrževalni stroški pri zadosti močnem nosilnem sloju občutno manjši kakor v primerih nezadostne debeline.

Končno je treba poudariti, da lahko s pametno konstrukcijo nosilnega sloja znatno znižamo običajne stroške za zgornji ustroj. Kakor je znano, so napetosti razmeroma hitro zmanjšujejo v globino. Zaradi tega nikakor ni potrebno, da vso debelino zgornjega ustroja naredimo z visokovrednim kamnitim materialom, ampak same zgornji, najbolj obremenjeni sloj, debel ca 15 do 20 cm. Za ostali del

lahko brez najmanjše škode uporabljamo manj vreden material, tudi jamski gramoz slabše vrste. Poskrbeti je treba le za primerno komprimacijo, ki naj ustreza maksimalnim dopustnim usedom, in za to, da material ne zamrzne heterogeno. Ta kriterij pa po prej navedenih novjših izkušnjah tudi ne stavlja posebno velikih zahtev glede kvalitete materiala.

LITERATURA

Anleitung zur Herstellung und Pflege der Schotterfahrbahn der Reichstrassen 1903 (in den im Reichsräte vertretenen Königreichen und Ländern);

Crantz, Die Bedeutung des Untergrundes und des Unterbaues für die Haltbarkeit der bituminösen Fahrbahnbeläge, Strasse und Autobahn, 1952, No. 1, 2, 3;

Herion, Das Problem der Überlastung der Strassen durch den LKW (Die Bauwirtschaft, 1952, No. 42/43);

Ruckli, Der Einfluss der Verkehrslasten auf die Strassenkosten (Schweiz. Archiv für Verkehrswissenschaft und Verkehrspolitik) 1950, No 4; Der Frost im Baugrund (Springer, 1950);

Schaible: Einflüsse des Untergrundes auf Betondecken (Beton- und Stahlbetonbau, 1952, No 10);

Frostschäden - Untersuchungen (Referat na cestnem kongresu v Düsseldorfu, oktober 1952);

Frostschäden und deren Verhütung im Strassenbau (Bautechnik, 1950, No 12).

Ing. Stane Bricl

DK 628.3

K vprašanju čiščenja odplak

Voda je prav tako kot zemlja in rude naravno bogastvo, ki ga ni mogoče povečati ali nadomestiti. Z razvojem gospodarstva pa postaja vedno bolj in bolj očitno, da voda ni samo osnovni element življenja, ampak tudi element, brez katerega ni industrializacije. Industrija nujno potrebuje za svoje obratovanje industrijsko uporabno vodo.

Za razvoj in koncentracijo industrije, za večanje naselij ob industrijskih središčih, za razvoj kmetijstva pa je potrebno vedno več in več vode. Z zviševanjem življenjskega standarda raste poraba vode tudi za individualne potrebe. Vodo pa v glavnem črpamo iz naravnih virov, ki so omejeni. Vodne množine naravnih vodotokov imajo namreč na daljšo dobo neko svojo stalno gornjo mejo. Vidimo torej, da moramo pri razvoju našega gospodarstva to dejstvo nujno upoštevati.

Kaj pa kakovost vode? Industrija, poljedelstvo, ribogojstvo, vodna oskrba, higiena, obrt in drugi žele in zahtevajo naravno, čisto vodo. To pa bi lahko imeli le takrat, kadar sami te vode ne bi onečiščevali s svojimi

odplakami. Kakšno pa je v tem pogledu stanje pri nas? Naši vodotoki so vedno bolj obteženi z odplakami industrije in naselij. Ta obtežitev je dosegla tako mero, da že ovira nadaljnji razvoj našega gospodarstva. Potrebno bo ukreniti vse, da bi se to onečiščevanje zmanjšalo ter da bi se kakovost vode zboljšala. Naši vodotoki imajo vedno več fizikalno-kemičnih, bioloških in bakterioloških primesi. Vsi dosedanja napori, da bi pripravili našo industrijo do tega, da bi svoje odplake čistila, pa so imeli le minimalne uspehe. V času predaprilske Jugoslavije so se industrija in naši rudniki znali znebiti te obveznosti s pomočjo podkupovanja odločujočih uradnikov v Beogradu. Ti so že poskrbeli, da sklepi številnih strokovnih komisij niso bili realizirani. Po osvoboditvi pa je bilo marsikdaj slišati očitek, da zahteve po čiščenju odplak ovirajo industrijski razvoj. Stara, že od prej obstoječa industrija onečiščuje vodo naprej, pri novih industrijskih objektih pa so čiščenje odplak največkrat predvideli v popolnoma nezadostnem obsegu. Posledice takega stanja so precej občutne.

Sposobnost vode, da se očisti sama, t. j. biološko oksidacijo vode, pri nas daleč precenjujejo. Tekoča voda sicer precej hitro predela odpadne snovi, ki niso strupene. Tudi v rečnih rokavih in tam, kjer je voda mirna, n. pr. v zajezenih prostorih, se vrši intenziven razkroj. Gnijoči sedimenti pa porabijo mnogo kisika, ki ga potem primanjkuje fauni in flori, predvsem pa ribam. Stopnja onečiščenja, kakršna je v naših vodotokih danes, pa onemogoča zadovoljivo samočiščenje rek in potokov. Samočiščenje ne zmore več predelati ogromne množine odplak. Koliko časa je bilo potrebno, da se voda sama očisti, smo imeli priložnost opazovati na Muri in sicer po osvoboditvi v l. 1945. Mura pravzaprav ni več reka v običajnem smislu besede, ampak je odvodni kanal avstrijske industrije. Mura je bila koncem zadnje vojne onečiščena skoro do skrajne možne meje. V začetku l. 1945 pa je vsa avstrijska industrija obstala in v glavnem ni obratovala vse do jeseni istega leta. Mura se je v pol leta spremenila iz industrijskega odvodnega kanala s temnorjavo umazano vodo v naravno reko s popol-

noma čisto zeleno vodo. Seveda pol leta ni zadostovalo, da bi se obnovila tudi fauna in flora. Danes je Mura zopet preobtežena z odplakami.

Glede odvajanja odplak je stanje na naših vodotokih sledeče:

Savo obremenjujejo odplake sledečih večjih obratov: železarna (Jesenice), usnjarne (Tržič, Kranj, Litija), papirne tovarne (Tržič, Radeče, Videm ob Savi), tekstilne tovarne (Tržič, Kranj, Medvode, Litija), kemična industrija (Medvode, Sevnica), rudniki (Zagorje, Trbovlje, Hrastnik, Brestanica) razen tega po Ljubljani vsa industrija Ljubljane in Vrhnike ter po Savinji ves celjski industrijski bazen. Stara pravda z bivšo TPD in sedanji rudniki ob Savi za čistost njihovih odpadnih vod še vedno ni končana. Še vedno je kopanje v Savi od Trbovelj pa vse do Zagreba skoro onemogočeno, savski gramoz pa neuporabljiv v gradbene namene. Sava prevzema med vsemi slovenskimi rekami največ odplak, če izvzamemo Muro. Nujno je torej, da pri bodočih lokacijah in projektih za industrijo v savskem bazenu resneje in temeljiteje upoštevamo pravilno rešitev čiščenja odplak. Na Dravi obtežitev z odpadnimi vodami industrije in naselij ni tako neznosna in nevarna, ker se zaradi velikih množin pretočne vode koncentracija priteka-jočih odpadnih vod hitro zmanjša.

Muro sem omenil že zgoraj. Na našem ozemlju se obtežitev Mure z odpadnimi vodami in snovmi bistveno ne poveča.

Dosti slabše pa so razmere na drugih naših rekah in potokih.

Savinjo obtežujejo odplake tekstilne industrije (Polzela, Št. Pavel pri Preboldu, Laško), zlasti pa celjska industrija (tovarna pločevinastih posod, cinkarna itd.) ter rudnik Laško.

Tržiška Bistrica odvaja odplake tržiške tekstilne in usnjarske industrije.

Ljubljana je silno obtežena zaradi usnjarske industrije na Vrhniki ter ljubljanskih tovarn.

Pako onečiščuje usnjarna v Šoštanj. Dravinja prevzema odplake železarne v Zrečah ter usnjarne v Konjicah. Mislinjo obtežuje usnjarna v Slovenj Gradcu. Arbitražno sodišče je

letos obsodilo usnjarno v Konjicah in v Slovenj Gradcu, da poravnata vso škodo, ki sta jo povzročili ribištvu zaradi spuščanja svojih odpadnih vod v Mislinjo oziroma Dravinjo. Obenem sta obe zadolženi, da zgradita čistilne naprave.

Podobne razmere pa bi lahko opisali tudi pri vseh drugih vodotokih. Vrsta je dolga in bi ji težko prišli do konca. Onečiščevanje naših površinskih in talnih vod vedno bolj narašča in že skoro ogroža ljudsko zdravje ter ovira oskrbo ljudi z neoporečno vodo. Zaradi preobteženosti z odplakami naše vode vedno težje uporabljamo v industrijski namene, ker onesažene vode, upoštevajoč ekonomičnost, ni mogoče filtrirati tako, da bi bila uporabna kot industrijska voda.

Vprašanje čiščenja odpadnih vod naših mest in naselij ter izkoriščanje odpadnih snovi v poljedelske namene, je ostalo nerešeno, čeprav je znano, da so Švicarji vpeljali ta način gnojenja že pred dve sto leti. Intenzivnejše poljedelske proizvodnje ne dosežemo samo z mehanizacijo kmetijstva. Upoštevati pa je treba dejstvo, da je z vedno večjo motorizacijo kmetijstva na razpolago vedno manj naravnega gnojila, ki ga pa lahko nadomestimo le s predelavo in izrabo odpadnih snovi. Tak način povečevanja donosov na hektar se je v naprednejših državah že močno uveljavil.

Mnenje, da se izplačajo čistilne naprave le v mestih, ki imajo nad 100.000 prebivalcev, je praksa v drugih razvitejših državah že davno ovrгла.

Pri nas še lahko omejimo onečiščevanje naših vodotokov do meje, ki bi še omogočala zdrav razvoj gospodarstva. Mislim pa, da bi bilo potrebno opozoriti investitorje in projektante, da posvetijo odpadnim vodam večjo pozornost. Nekatere naše največje, sedaj nastajajoče tovarne teh vprašanj še niso razčistile, kot n. pr. tovarna aluminija v Kidričevem, termoelektrarna Šoštanj in druge. Naravnost nerazumljivo je, kako malo se zavedajo nekateri, da je ureditev industrijskih obratnih vod prav tako

temeljno vprašanje pri graditvi naše industrije, kot so objekti sami. Saj vendar tehnološki procesi v nobeni naši tovarni brez vode niso izvedljivi.

Prav tako važno pa je čiščenje odplak. To vprašanje je treba obravnavati pri zasnovi programa gradenj. Velja nai pravilo: »Bolje je preprečiti kot zdraviti.« Zahteve po stopnji in intenzivnosti čiščenja odplak pa je treba prilagoditi danim razmeram. Čiščenje odplak bo moralo biti pri malih odvodnikih gotovo intenzivnejše kot pri večjih, kjer je veliko lažje doseči neškodljivo razredčenost. Seveda so predhodno potrebne biološko-kemične raziskave za določitev kakovosti vode odvodnika, ki odvaja tudi odplake uzvodneje ležečih obratov.

Vprašanje rentabilnosti čiščenja odplak pa je najbolj boleče. Praksa dokazuje, da je čiščenje odplak gospodarska in sanitarna nujnost, ki pa zelo obremenjuje rentabilnost obratov. Pri vsakem čiščenju odpadnih vod je zato treba misliti na to, kako bomo odpadne snovi uporabili ter s tem zmanjšali stroške čiščenja. V naprednejših državah se je tehnika izkoriščanja odpadnih snovi že zelo razvila. Pri tem pa se mora uveljaviti načelo, da odpadnih snovi ne bomo izkoriščali zato, da bi iz tega vlekli dobičke, ampak zato, da s tem preprečimo večjo škodo v drugih panogah gospodarstva. To načelo je zlasti važno, kadar produkte čiščenja oddajamo drugim interesantom. Ti bodo te proizvode radi prevzemali le takrat, kadar bo njih cena res minimalna. Posebno je to važno pri izkoriščanju odpadnih vod in snovi v poljedelske namene. Ker moramo naše kmetovalce na ta nov vir gnojil šele privaditi, nam bo to uspelo le, če bodo imela ta gnojila tako nizko ceno, da bo korist za kmetovalce očitna. Zato tudi ne gre, da bi industrijskim obratom predpisovali najpopolnejše čistilne naprave, ker bi te preveč obremenile njihovo rentabilnost. Bistvo težav leži prav v tem, da predpišemo take naprave, ki bodo tehnično ustrezale, bodo pa, gospodarsko gledane, še znosne.

Ing. Vladimir Čadež

DK 627.8 (436)

O gradnji hidrocentrale Kaprun

Največje in obenem najvišje ležeče gradbišče v Avstriji je gradnja visokotlačne akumulacijske hidrocentrale Kaprun.

Avstrijcem je uspelo s pomočjo USA po vojni zgraditi toliko novih električnih central, da se je proizvodnja električne energije od leta 1948 pa do konca leta 1952 več kot podvojila. Tako ima Avstrija danes letno kapaciteto 8 milijard kWh. Ta količina že sedaj krije vse potrebe in že se ukvarjajo z mislijo, kako bi izva-

žali električno energijo v sosedne države.

V primerjavi z našo državo je avstrijska letna kapaciteta v letu 1952 3 krat večja od naše.

Kljub temu so pa v gradnji centrale, ki v gornji številki niso upoštevane.

Samo HC Kaprun in pa pretočna Braunau - Simbach, ki sta sedaj v gradnji, bosta dali letno tolikšno kapaciteto, kot jo je imela predvojna Jugoslavija.

O Kaprunu se je pri nas že večkrat govorilo, predvsem o neposrednem vplivu, ki ga ima na naše dravske elektrarne. Saj je znano, da padavinskemu področju Drave odvzamejo nekaj vode za veliko centralo Kaprun, ki porabljen vodo odvaja v Salzach. Pri Dravi to ni bistvenega pomena, kar bomo kasneje videli.

Največji in najdaljši gorski masiv Avstrije so Visoke in Nizke Ture, ki se raztezajo v smeri vzhod-zahod ca 170 km daleč.

Izraba vodnih sil tega gorstva je poverjena družbi Tauernkraftwerke ali TKW, ki je sedaj največji investitor v Avstriji.

Zaradi velike višine Visokih Tur z največjim vrhom Grossglockner (3797 m), lahko ugodno izrabijo vodne množine, ki se izpod ledenikov izlivajo na jugu v Dravo, na severu pa v Salzach.

V hidrocentrali Kaprun je na zelo zadovoljiv način rešeno vprašanje izrabe ledeniških vod, predvsem odтока največjega vzhodnoalpskega ledenika Pasterze pod Grossglocknerjem potoka Möll in Leiter. Ta voda iz južnega pobočja Tur se akumulira v zajetju Margaritze ter predstavlja 45 odstotkov celotne vodne množine hidrocentrale Kaprun, ki ima glavne naprave na severnem pobočju.

V območju potoka Kaprun, ki zbira vodo severnega pobočja Tur, se akumulira voda severnega pobočja v dveh velikih akumulacijskih bazenih. Tja dovajajo tudi vodo južnega pobočja. Po tlačnih rovih dovajajo tako zbrano vodno množino iz severnega in južnega pobočja Velikih Tur v dve centrali skupnega instaliranega učinka 300.000 KW.

Imamo dve stopnji. Gornja je računana s srednjo vodno množino 36 m^3 v sek in ima padec 355 m. Spodnja ali glavna stopnja je pa računana na vodno količino $32 \text{ m}^3/\text{sek}$ ter ima padec 889 m. Celoten padec je torej 1244 m.

Poleg tega je na zaključku doline Kaprun manjši akumulacijski bazen, ki krije potrebe same elektrarne. Vodna množina znaša $1 \text{ m}^3/\text{sek}$, padec 66 m.

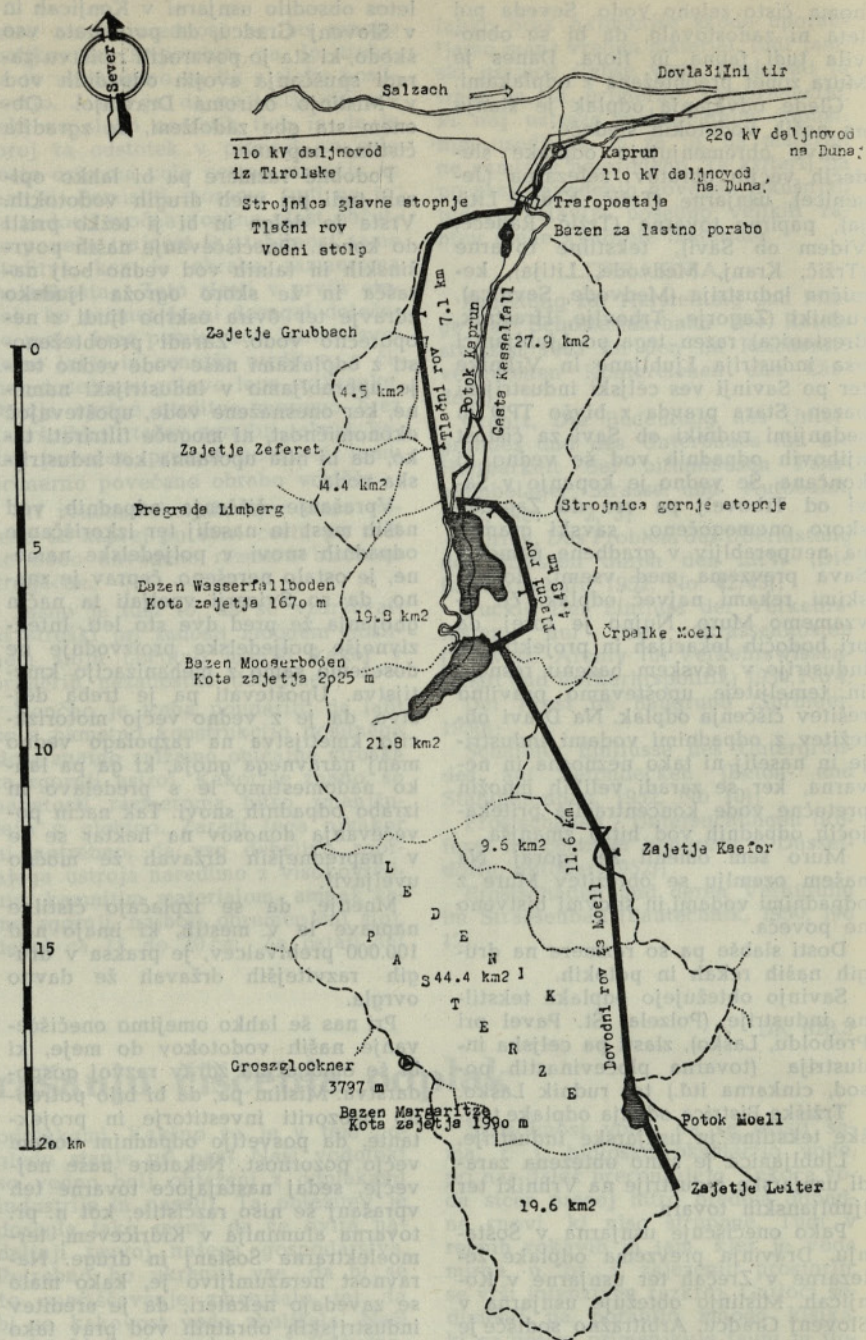
Elektrarna zgornje stopnje bo imela zmogljivost 100.000 KW, glavne stopnje 200.000 KW, spodnja mala stopnja pa 660 KW.

Letna kapaciteta vseh stopenj Kaprunske hidrocentrale, ki bo zgrajena do leta 1956, bo 600 milijonov KWh.

V zajetju Margaritze je zgrajen akumulacijski bazen vsebine 1 milijon m^3 . Potok Leiter je speljan v to zajetje po 1,8 km dolgem dovodnem rovu s prosto vodno gladino. Margaritze ima dve pregradi, severno in južno, srednjih višin 60 m in 20 m. Kota zajezone vode je 1990 m. Padavinsko območje Mölla znaša 44.4 km^2 , Leiter pa 19.6 km^2 . Letna akumulacija teh dveh področij znaša 112.4 milijonov m^3 ali 46 odstotkov celotne naprave Kaprun.

Po 11,6 km dolgem dovodnem rovu profila 2,60 m dovajajo vodno množino $17 \text{ m}^3/\text{sek}$ (srednja vodna množina Drave pri Schwabecku in Lawamündu je $274 \text{ m}^3/\text{sek}$) na severno pobočje Tur tik pod zgornjo veliko pregrado Mooser. Mimogrede na pol poti zajeame še potok Käfer.

Dolinska pregrada Mooser, ki so jo šele pričeli graditi in ki jo bosta sestavljali dve pregradi, bo zajela omenjene vode iz južnega pobočja in pa odtok ledeniških vod severnega



pobočja in to na koti 2025 m. Padavinsko območje pripadajočega severnega pobočja znaša 21.8 km^2 .

V določenem času bodo vodo iz dovodnega rova morali črpati v zajetje Mooserboden, ki bo ustvarilo akumulacijski bazen vsebine 68 milijonov kubičnih metrov.

Iz Mooserboden-a bodo odvajali vodo po 4,48 km dolgem tlačnem rovu premera 3,20 m najprej do vodnega stolpa. Od tam pa po tlačnem rovu ϕ 2,60 m, dolžine 520 m v strojnico zgornje stopnje, ki leži tik pod drugo veliko pregrado Limberg, ki pa je že dograjena. Ta pregrada je ustvarila akumulacijski bazen vsebine 80 milijonov kub. metrov s koto zajezone vode 1670 m, t. j. 355 m nižje od bodoče gornje zajezone vode.

V strojnici, ki je v gradnji, bosta montirani 2 protitlačni Francis turbin z generatorjema po 50 MW ter dve črpalni jakosti po 77.500 KS.

Iz te centrale zgornje stopnje bodo speljani kabli visoke napetosti skozi poseben rov, ki je dolg 2,8 km, da bo tako napeljava zavarovana pred plazovi.

Ta rov se konča že v dolini, po kateri je nato speljan dvojni daljnovod visoke napetosti 110 KV do centrale glavne stopnje pri Kaprunu. Zanimivo je, da ta rov uporabljajo sedaj v zimskem času za prevoz raznega materiala s poševnim dvigalom do zgornje strojnice.

Iz zajetja Limberg pregrade t. j. Wasserfallboden, odvajajo v glavni stopnji vodo po 7.1 km dolgem rovu

Ø 3,20 m do vodnega stolpa na Maiskogel. Spotoma zajame še dva potoka Zeferet in Grubbach s padavinskim področjem 9,9 km². Od vodnega stolpa se pa potem strmo spuščajo do glavne centrale v Kaprunu 4 jeklene visokotlačne cevi profilov 1100 do 1250 mm dolžine 1200 m.

V centrali so montirane 4 skupine dvojnih Peltonovih turbin in to 2 skupini po 45 MW in 2 po 55 MW, skupaj 200 MW, poleg tega pa dva mala agregata po 330 KVA za lastno potrebo.

V transformatorjih ob strojnici dobimo tok visoke napetosti 110 KV, ki se po daljnovodih prenaša dalje po omrežju.

To bi bili v glavnem najvažnejši podatki.

5. novembra preteklega leta je bil najlepši dan našega potovanja, ki smo ga izrabili za ogled te tehnično in pokrajinsko edinstvene centrale. Ko smo zjutraj ob 8. dobili v pisarni TKW v Zell am See od investitorja potrebne podatke, prospekte in karte, so nas kmalu odpeljali na gradbišče. Za ogled gradnje v višini preko 2000 metrov nismo bili ravno primerno oblečeni, z nizkimi čevlji in klobuki na glavi in še to v času, ko je bilo v tej višini že pol metra snega.

8 km je bilo do Kapruna, kjer se pa nismo ustavili, ker smo hoteli videti predvsem objekte v gradnji. Vozili smo se še 7 km, dokler nismo obstali ob spodnji postaji žičnice pri planinskem domu Kesselfall. Bilo je 4 stopinje pod ničlo, ko smo čakali, da pridemo na vrsto.

Ves čas ogleda smo oblegali našega vljudnega spremljevalca Dunajčana, ki nam je rad dal vse podatke, ne da bi pri tem poveljeval in hvallil te res velike gradnje.

Prve zamisli projekta te gradnje so že iz leta 1924. Glavni projekt pa je bil izdelan pod vodstvom prof. Grenga iz Graza v letih 1938 do 1940. Projektant pregrad pa je ing. Böhmer, sedanji direktor TKW, kateremu smo tudi najavili naš obisk. Pri projektu so sodelovali še razni inozemski strokovnjaki.

Tako kot pri vsaki gradnji, je bila tudi pri tej najvažnejši izvedba vseh pripravljalnih del. Predvsem je bilo treba urediti prevoz ogromnih količin gradbenega materiala na vsa mesta gradnje, ki se razteza ca 25 km daleč. Velike težave povzročajo še danes plazovi, ki se jim je bilo treba kar najbolj izogniti.

Ves gradbeni material, razen kamnitega agregata, dovažajo po novo zgrajeni normalnotirni progi iz Bruck-Fuscha do centrale Kaprun ob zaključku doline.

Od tam prevažajo cement po 7.4 km dolgi žičnici do velikih pregrad. Ostali gradbeni material pa prevažajo po novo zgrajeni cesti do poševnega dvigala, ki dviguje tovore 431 m visoko do nove ceste, ki vodi najprej do pregrade Limberg in nato še do zgornje pregrade Mooserboden.

Po tej dobro zgrajeni cesti lahko najtežji kamioni prevažajo težke strojne dele, gradbeni material in ljudi na glavna delovna mesta obeh pregrad. Poleg tega imajo še tri žičnice, ki oskrbujejo prevoz ljudi in lahkega gradbenega materiala. Te lahko po potrebi prestavijo na druga delovna mesta. Ko so gradili pregrado Limberg, je posebna žičnica prevažala kamniti material iz Mooserbodena v 4 km oddaljeno betonarno pregrado Limberg. Pri prevozih gradbenega materiala uporabljajo v vedno večjem obsegu težke prekucnike ameriške tipe Euklid, vsebine 10 do 17 m³.

V gradbeni sezoni je zaposlenih pri gradbenih delih ca 3500 delavcev, ki stanujejo v lesenih barakah 5 naselij, od katerih se največje nahaja v višini 2000 m v Mooserdnu; tu je prostora za 2000 delavcev. Pozimi se delo omeji na minimum ter se število delavstva giblje okoli 800.

Tedensko je predpisanih 48 ur dela, vendar delajo dnevno po 10 ur v dveh izmenah. Delavci delajo nepretrgoma 14 dni, nakar imajo 3 dni dopusta, da gre domov k svojim družinam. Ženske delovne sile ni. Pri tej gradnji so delavci dobro plačani, ker imajo najrazličnejše dodatke, posebno zaradi velike višine, ter zaslužijo mesečno od 2000 do 3500 šilingov. Največ zaslužijo monterji, ki zaslužijo mesečno do 30.000 šilingov.

Tehnična kadra je dovolj, celo preveč, tako da tehniki opravljajo posle kvalificiranih delavcev, ker so tako bolje plačani. Tako n. pr. strojni inženir vodi žerjav itd. Investitor ima s projektanti vred 60 inženirjev in tehnikov, gradbena podjetja pa okoli 20. Pri podjetju zasluži tehnično osebje ca eno tretjino več kot pri investitorju.

Zaradi obsežnosti gradbenih del je zaposlenih pri gradnji 10 gradbenih podjetij, ki tvorijo skupaj tako imenovano Arbeitsgemeinschaft — ARGE; tak način gradnje smo zasledili tudi pri drugih državah. Najmočnejše podjetje vodi in koordinira delo vseh gradbenih podjetij.

Pri vseh gradnjah, ki smo jih obiskali na našem potovanju, smo ugotovili, da so investitorji v tehničnem pogledu zelo močni in da mnogo pomagajo izvajalcem. Tako je n. pr. v Kaprunu investitor oskrbel vso težko mehanizacijo, ki je njegova last, kot n. pr. vse kabelske žerjave, žičnice, bagre, kamione in celo lesene barake za delavce. Izvajalec barake samo postavi in jih vzdržuje ter jih po uporabi vrne investitorju. Tudi cement investitor sam dobavlja ter ima posebnega inženirja v cementarni, ki nadzira vsako odposlano vagonsko pošiljko. Vse preiskave materiala, razen določitve sejalne krivulje, vrši investitor; zato ima poseben laboratorij za preiskavo materiala, ki je po njihovih izjavah sedaj najboljši v Avstriji. Dnevno vršijo preiskavo beto-

na, čemur posvečajo veliko pozornost.

Kapital za gradnjo prispevajo v enakih delih država, deželna vlada in pa družba TKW. Dela oddajajo najcenejšim ponudnikom na osnovi srednje povprečne mezde delavcev. Ker se pa plače delavcev stalno menjavajo, se cena gradbene storitve temu primerno spreminja. Tudi spremembe v cenah materiala obračunavajo posebej.

Po strukturi cene gradbene storitve odpade 40 odstotkov na material, 60 odstotkov pa na plače. Pribitek na plače se suče od 250 do 450 odstotkov, kar je odvisno od stopnje mehanizacije zaračunanih del.

Pripravljalna dela, ki so zelo velika, zaračunavajo posebej.

Po žičnici smo se v 12 minutah pripeljali v 550 m višje ležeče naselje Zeferet, od koder smo po izhojeni gazi kmalu prišli do vrha poševnega dvigala, ki prevažajo iz doline tovore do 60 ton ali pa 100 ljudi na platoju 4.50 krat 9.00 m. Osnova razdalja tirnic je 3.60 m. V skalo je izsekana strojnica za to dvigalo, ki ga ženeta dva motorja po 200 KS. Velik derik žerjav ob strojnici prenaša vse tovore na težke kamione, ki od tu dalje po solidni gorski cesti prevažajo material na določena mesta.

Pri stojnici nas je že čakal avto, s katerim smo se odpeljali po cesti, ki gre skoro 2 km skozi predore, osvetljene z neonsko razsvetljavo, do pregrade Limberg. Ta velika pregrada, kjer je vgrajenih 460.000 m³ betona, je že izgotovljena; za njo se je v soncu in snegu lepo svetlikala akumulirana voda. Pod pregrado, ki je 120 m visoka, so ta dan končavali z betoniranjem strojnice gornje stopnje.

V tej strojnici bosta montirani veliki črpalke s kapaciteto 12.500 litrov v sek, ki sodita med največje na svetu. Vprašanje črpanja vode nazaj za pregrado je zelo delikatno, na kar nas je opozoril ing. Kapper, vodja gradbišča pretočne centrale Braunau-Simbach.

Pregrado Limberg so začeli graditi jeseni l. 1948 ter jo dovršili septembra 1951. Mesečno so zabetonirali 33.000 m³ betona, ali povprečno dnevno 1600 m³. Za dostavo predvsem betona so postavili 4 kabelske žerjave dolžine 450 m, nosilnosti 8,5 do 12 ton. Beton so dovažali iz betonarne na levem bregu v posodah vsebine 4 kub. metre na vsakih 5 minut. Cement so iz Kapruna dovažali v betonarno direktno po žičnici, ki je v 24 urah prevozila 400 ton cementa v rinfuznem stanju. S posebnimi 40 tonskimi kontenerji so cement dovažali v Kaprun.

Gramoz so pridobivali v Mooserdnu, kjer je široka prodnata dolina. Preko nje so montirali 3 kabelske žerjave, ki so bili razpeti od enega brega na drugega v razdalji 800 m do separacije na levem bregu. Nosilnost vsakega žerjava je bila 12 ton.

S temi kabelskimi žerjavi so prenašali prodec v veliko separacijo na desnem bregu Mooserdna. To separacijo smo si ogledali. V njej so naprave za drobljenje, pranje, sejanje in sortiranje v 4 frakcije. Prenosi frakcij se vrše po 12 transportnih trakovih skupne dolžine 1000 m. Granuliran in pran agregat se zbira v 8 velikih bunkerjih vsebine 10.000 m³.

Posebna žičnica je dovažala sortiran agregat v betonarno Limberg, kjer so bili nameščeni 3 regulus mešalci kapacitete po 60 m³/h, dnevne kapacitete 1600 m³.

Za lažje vgrajevanje in vodotesnost so uporabljali dodatek plastiment v količini pol odstotka teže cementa. Pri temperaturi 2—3 pod ničlo so z betoniranjem prenehali in beton pokrili preko zime s suhim agregatom. Doza cementa na 1 m³ betona je bila 240—270 kg. Vodo cementni faktor se je gibal od 0.52 do 0.57. Povsod so uporabljali vibratorje Wacker in Precédé, ki so se dobro obnesli. Pri vrtanju rogov so uporabljali vrtna kladiva Böhler.

Pregrada Limberg je ločna, visoka 120 m, dolžina krone 354 m, široka ob kroni 6 m, ob vznožju 41 m. Izkop je bilo 90.000 m³ v skali.

Ko smo si ogledali pregrado Limberg, nas je avto potegnil po dobri cesti do gradbišča zgornje pregrade, ki jo šele gradijo. Znašli smo se v izredno lepi planinski pokrajini, obdani od samih preko 3200 m visokih vrhov Visokih Tur. Proti Mooserdnu, kjer bo po dograditvi dveh velikih pregrad nastalo jezero vsebine 68 milijonov m³, se plazijo z vseh stra-

ni ledeniki, izpod katerih izvira voda, ki jo zajemajo za to HC. Tam so nas presenetili tudi gamsi, ki so se oprezno pomikali proti nam in iskali poti v dolino.

Zgornjo Mooser pregrado, ki bo zajela vodo na koto 2025 m, bosta sestavljali dve pregradi; zahodna bo visoka 90 m, vzhodna pa 85 m. V obe pregradi bo vgrajenih 900.000 m³ betona.

Najzanimivejša betonarna, kar smo jih videli na našem potovanju, je stala na hribčku med obema bodočima pregradama. Pol ure smo se vzpenjali po 50 m visokem stolpu, da smo si ogledali tako imenovano Johnson betonarno. Na vrhu betonarne so postavljeni silosi za cement v sredini, okoli pa 6 silosov za 6 frakcij gramoza. Pod vsakim silosom je avtomatična tehnica, ki stehta količino materiala, ki pride iz silosa. Od teh merilnih naprav pod silosi gredo cevi, ki vodijo v eno samo cev, kjer se združijo cement in frakcije gramoza. Pod to cevjo je montiran poseben vrtiljiv ustnik, ki dovaja material v 4 mešalce, vsebine po 7500 l. Mešalci so vrtiljivi okoli horizontalne osi, da lahko iztresejo beton v spodaj ležeč bunker za beton, ki ima 4 prekate, za vsak mešalec po enega. Ta 4-delni silos leži tako visoko, da lahko zapelje podenj avto s posodo za beton. Doziranje cementa, frakcij gramoza in vode, kakor tudi mešanje in praznjenje betona se vrši električno iz posebnega komandnega prostora, kjer je montirana stikalna plošča z gumbi. S pritiskom na gumbe je možno izdelati 12 mešaníc betona. Ves pro-

ces izdelave betona upravlja 1 strojnik z enega mesta, sicer je pa pri celotni napravi zaposlenih vsega le 5 ljudi.

Kapaciteta te najmodernejše Johnson betonarne je 200 m³/h, tako da z njo lahko dnevno izdelajo v dveh izmenah 4000 m³ betona.

Za prevoz betona so postavljeni 4 kabelski žerjavi dolžine 500 m. Nosilne vrvi imajo premer 62 mm, dvigalne 22 mm. Žerjavi tečejo po tirih, ki leže na posebnem železnem ogradju. Vsi 4 kabelski žerjavi zavzemajo celo območje nad pregrado. Kiblo za beton vodijo s pomočjo telefona, ker strojnik ne vidi, kam se beton ali drug material iztrese.

Tudi za to pregrado uporabljajo isto separacijo kot za pregrado Limberg, ki sem jo prej opisal.

Znočilo se je že, ko smo končali z ogledom gradnje te velike HC. S sijajno razsvetljenega gradbišča v višini 2000 m smo se po žičnici odpeljali do nižje ležečega naselja, od tam pa z avtomobilom do končne postaje posevne dvigala.

Zopet smo gazili po snegu, sedaj v temi, do žičnice pri Zeferet. Ni bilo treba dolgo čakati, da smo prišli na vrsto in se v veliki strmini spustili v dolino. Pri tem smo morali počestno paziti, da smo obdržali ravnotežje, da ne bi pri veliki hitrosti in strmem nagibu zdrknili v dolino.

V planinskem domu Kesselfall smo dočakali nato avtobus, ki nas je pripeljal nazaj v Zell am See, kjer smo zaključili ogled te najzanimivejše in najlepše centrale našega potovanja.

Dr. ing. Anton Kuhelj

DK 061.3:624.2+624.023 (42)

IV. kongres Mednar. združenja za mostove in konstrukcije

(Cambridge in London od 25. avgusta do 5. septembra 1952.)

UVOD

Mednarodno združenje za mostove in konstrukcije, ali krajše A. I. P. C. (kratica za francoski naslov: Association internationale des ponts et charpentes) prireja praviloma vsaka štiri leta mednarodne kongrese, katerih naloga je seznaniti strokovnjake z napredkom teorije in prakse pri konstruiranju, proračunu in gradnji mostov in drugih konstrukcij v posameznih državah. Mednarodno združenje je na povabilo angleške skupine (sekcije) priredilo svoj četrti kongres v Angliji in sicer tako, da je bila prva polovica kongresa, ki je bila v glavnem posvečena predavanjem, v starem univerzitetnem mestu Cambridge, središče ekskurzij v drugi polovici kongresa (od 30. VIII. do 5. IX.) pa je bil London.

Kongres je brez dvoma dobro uspel. Udeležilo se ga je okrog 384 delegatov in 23 držav, ki so z velikim zanimanjem zasledovali diskusijo in

ki so imeli priliko ogledati si razne inženirske konstrukcije, mostove in laboratorije v Veliki Britaniji. Priljubljeni odbor je razdelil delegatom pred začetkom kongresa zajetno knjigo, v kateri je bilo natisnjenih 53 razprav, ki so jih strokovnjaki raznih držav predložili kongresu. Na kongresu samem je šest mednarodno priznanih strokovnjakov skušalo na posameznih zasedanjih podati kratko vsebino vseh natisnjenih člankov, ki so se dotikali določenega področja, ostali čas pa je bil posvečen prispevkom v diskusiji, kjer so posamezni udeleženci skušali dopolniti ali popraviti vsebino člankov. Vodstvo kongresa je preskrbelo poslušalcem kratke izvlečke k diskusijskim prispevkom, ki so smeli trajati največ 10 minut. Poleg tega je bila dovoljena na kongresu tudi prosta diskusija k vsem strokovnim vprašanjem, toda čas govora je bil omejen tu na 5 minut.

S tem, da je bilo odpravljeno čitanje člankov in z dokaj strogo disciplino pri diskusiji se je vodstvu posrečilo, da so mogli udeleženci prisostvovati vsem zasedanjem. S tem so se izognili slabosti velikega števila sodobnih kongresov, kjer morda zaradi obširne tvarine zaseda več odsekov istočasno, tako da se more seznaniti vsak udeleženec samo z enim delom problemov.

Na ekskurzijah z izhodiščem v Cambridge-u so imeli udeleženci med drugim priliko videti institut Britanskega združenja za raziskovanja pri varenju (British Welding Research Association) v Abingtonu, kakor tudi zanimivosti Cambridge-a in okolice. V Londonu so si mogli udeleženci ogledati razne zanimive stavbe in mostove, dalje razne tovarne v okolici, zanimivosti v univerzitetnem mestu Oxford, predvsem pa institute Državnega fizikalnega laboratorija (National Physical Laboratory), Im-

perial College-a, Društva za mehaniko tal (Soil Research Station). Daljše ekskurzije pa so vodile na Škotsko, v Severni in Južni Wales.

Organizacija kongresa, ki jo je vodil poseben odbor, je bila brezhibna. Nekoliko težko je tujec v Cambridge-u iskal kongresne prostore, toda po prijavi in sprejemnem uradu je bilo vse urejeno. Tudi ni manjkalo med kongresom raznih sprejemov pri zastopnikih vlade in znanosti. Zato bo ostal kongres verjetno vsem udeležencem v najbolj prijetnem spominu. Pisec teh vrstic je posebno hvalen zastopniku tovarne Murex Welding Works v Walham Cross-u za ljubeznivo pomoč pri iskanju strokovne literature o angleškem jeclarstvu, in gospodu majorju F. C. Maitland-u, ki je kot sekretar društva britanskih inženirjev - konstrukterjev podrobno pojasnil namen in potek izpitov, ki jih ima navedeno društvo za svoje članstvo.

Ker mislim, da bodo čitatelje Gradbenega Vestnika najbolj zanimala predavanja, sem splošni potek kongresa orisal samo v glavnih potezih in bom v ostalem delu članka poročal predvsem o vsebini referatov in o strokovnih vprašanjih, ki so se mi zdela najbolj zanimiva. O popolnosti seveda ne more biti govora, ker zasluzi večina člankov vso pozornost in bi bil potreben zato zelo obširen referat, katerega pa ne bi mogli uvrstiti v Vestnik.

Osnove trdnostnih proračunov in varnost konstrukcij

Vse kongresu predložene razprave je strokovni odbor razvrstil v tri področja: splošna vprašanja, jeklene konstrukcije in masivne gradnje. Vsako področje se je delilo najprej na dva oddelka in vsak oddelek na več odsekov. Poročilo o predloženih razpravah je v vsakem posameznem oddelku prevzel — kakor omenjeno — po en strokovnjak, nakar so sledili diskusijski prispevki k člankom in svobodna diskusija. Med diskusijskimi prispevki pa je bilo tudi veliko takih, ki so podajali samo pregled novjših raziskovanj, katerih opis ni mogel pripravljalni odbor objaviti v knjigi predhodnih obvestil, ker jih je prejel prepozno.

Referent za prvi oddelek splošnih vprašanj, v katerem so avtorji v 9 razpravah obravnavali vprašanja osnov za trdnostne proračune in varnosti, je bil profesor E. Torroja (Madrid). V svojem pregledu je najprej poudaril, da so članki tega oddelka navidezno sicer daleč narazen, da pa je skupna vez vseh vprašanje varnosti konstrukcije. Po klasični teoriji je varnost razmerje med napetostjo na meji plastičnosti in napetostjo, ki se pojavi na najbolj obremenjenih mestih nosilca. V najnovejši dobi se nagibajo strokovnjaki vedno bolj k mnenju, da so bremena pri porušitvi ali pri popolnem iznakaženju zgradbe merodajna za

varnost konstrukcije in da je zato varnostni količnik razmerje med bremenom, ki bi zgradbo porušila, in dejanskimi bremenom. Po tej teoriji se smejo n. pr. v okvirnih konstrukcijah pojaviti na določenih mestih plastične napetosti, če niso zvezane s tem nedopustno velike deformacije. To pa je mogoče v glavnem šele tedaj, če prekoračijo napetosti na tolikih mestih mejo plastičnosti, da bi postala konstrukcija s členki na vseh teh mestih statično predoločena in s tem gibljiv mehanizem. V takem primeru se namreč cela konstrukcija ne more več upirati vplivu bremen, če jih še nekoliko povečamo čez mejo, pri kateri so napetosti v zadnjem od zgoraj navedenih mest prekoračile mejo plastičnosti in vsa zgradba se zruši ali pa vsaj nevarno deformira.

V razpravi je dalje poudarjeno, da bi bilo treba prav za prav razstaviti skupni varnostni količnik na dva faktorja ne in nr. Prvi faktor upošteva, da se lahko pojavijo v proračunu ali izvedbi napake, tako da računamo z manjšimi silami, kakor se v resnici pojavijo, ali pa da so vsaj njihovi učinki večji (če uporabimo n. pr. pri izvedbi nosilce manjših prečnih dimenzij kakor smo jih pri proračunu sponirali). Z varnostnim faktorjem ne pomnožena sponirana bremena morajo biti tolikšna, da bodo učinkovita bremena na konstrukciji le v silno redkih primerih prekoračila te vrednosti. Drugi faktor nr pa upošteva, da more imeti gradivo zaradi neenakomernosti ali zaradi slabe izdelave manjšo mejo plastičnosti oz. manjšo trdnost, kakor jo navadno podajajo v strokovnih knjigah. Meja plastičnosti razmeroma slabega, toda ravno še uporabnega gradbenega materiala ne sme biti nikdar (razen v posameznih silno redkih primerih, katerih pojav je po teoriji verjetnosti izredno malo verjeten) manjša od normalne vrednosti za napetost na meji plastičnosti, deljene s faktorjem nr.

Skupni varnostni faktor n lahko torej razdelimo na dva faktorja ne in nr, od katerih moramo prvega z danimi bremenom množiti, z drugim pa moramo dano povprečno trdnost oz. mejo plastičnosti deliti. Očitno je, da smemo večkrat združiti obe količini v eno samo: $n = n_e \cdot n_r$, toda včasih lahko z ločenim upoštevanjem obeh znižamo gradbene stroške, ne da bi hkrati znižali tudi varnost. Zaradi premajhnega števila eksperimentalnih podatkov ni mogoče določiti obeh faktorjev pri jeklenih konstrukcijah. Pri betonu pa so bila zaradi močne odvisnosti njegove trdnosti od množine vode in cementa, od kakovosti primesi itd., potrebna zelo obširna raziskovanja, ki so dala za ne in nr naslednji enačbi

$$n_e = 1 + \frac{n}{3}, \quad n_r = \frac{3n}{n+3}$$

V šestih člankih prvega oddelka, ki se bavijo s temi vprašanji, pa ni

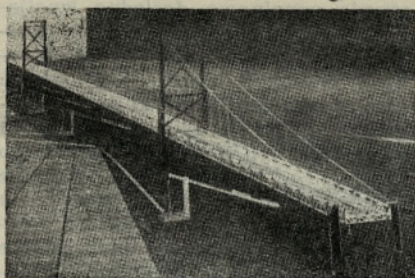
seveda popolnoma dosledno izpeljano gornje načelo, ki ga zastopa predvsem prof. Torroja. Pač pa se pojavlja v posebnem članku o proračunu varnostnega količnika, ki sta ga spisal prof. Torroja in ing. A. Paez, in so podana obširna navodila, kako matematično določiti razne količnike varnosti. Vodilo pri teh proračunih so najmanjši skupni izdatki za stavbo, všteti sem seveda tudi izdatke za zavarovanje, ki šele določijo absolutne vrednosti posameznih varnostnih količnikov.

Ostalih pet razprav tega odseka se bavi predvsem s proračunom in eksperimentalnimi rezultati raziskovanj na jeklenih okvirnih konstrukcijah in kontinuirnih oz. vpetih nosilcih. Razen članka g. A. Lazard-a iz Pariza izvirajo vse razprave iz šole prof. J. F. Bakerja z univerze v Cambridge-u.

V svojem referatu se je prof. Torroja dotaknil tudi vrste vprašanj, ki so zelo pomembna pri dimenzioniranju po novih teorijah. Tako n. pr. vprašanja uporabe večkrat statično nedoločenih sistemov pri podajnih temeljih, dalje vprašanje prenašanja rezultatov kratkotrajnih preizkušenj lezenja jeklenih nosilcev na zgradbe, kjer sloni n. pr. lastna teža na nosilni konstrukciji celo desetletja itd. Poleg teh bremen imamo na drugi strani tudi kratkotrajna spremenljiva bremena, ki povzročajo nihanja mostov in drugih nosilnih konstrukcij. Pri nihanjih zelo podajnih sodobnih nosilcev postanejo večkrat neprijetne že deformacije same na sebi, čeprav niso zvezane z nedopustnimi napetostmi. Značilni zgled za to je viseči most v Whitestone-u pri New Yorku, pri katerem so morali povečati togost cestniških nosilcev samo pod vplivom močnega neenakomernega vetra, ki pa niso prav nič ogrožala ne trdnosti in ne stabilnosti konstrukcije.

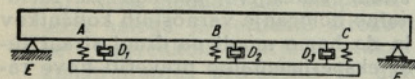
V celoti je treba zato priznati, da je tudi načelno zelo težko definirati varnostni količnik tako, da bi ga mogli uporabiti v vseh primerih; pa tudi če bi to šlo, bi imeli večkrat velike računske težave pri kvantitativnem obdelovanju raznih vplivov na količnik. Treba bo tudi še veliko poskusov, da bomo mogli dobiti na eni strani zanesljivo podlago za racionalno določanje varnostnih količnikov in da bomo mogli na drugi strani tudi eksperimentalno preveriti nove računske metode. Članek M. R. Horne-a iz šole v Cambridge-u je pokazal, da se da s pravilnim oblikovanjem jeklenih okvirjev prihraniti 16 odstotkov na teži konstrukcije; s podrobno analizo obeh količnikov re in nr pa bi se dalo doseči še za 10 do 20% prihrankov.

Poleg člankov o problemu varnosti in določanju varnosti z upoštevanjem plastičnih lastnosti gradiva, je obsegal prvi oddelek še tri razprave, ki so se vse bavile z dinamičnimi vplivi na mostovih. Prva daje rezul-

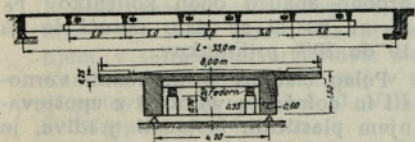


Slika 1.: Model mostu čez reko Severn v Angliji za eksperimentalno določanje nihanj pod vplivom vetra

tate modelnih preizkusov nihanj projektiranega visečega mostu čez reko Severn v Walesu (Anglija), katerega glavna odprtina ima razpetino 987 metrov. Modelni preizkusi so bili izvršeni v Državnem fizikalnem laboratoriju v letih 1946 do 1951 in so obsegali tako preiskave na modelih posameznih odsekov cestišča kakor tudi na modelu celega nosilca nad srednjo razpetino, ki je bil zgrajen v merilu 1 : 100. Poskusi so pokazali, da so tudi modelni rezultati za odseki mostu dovolj zanesljiva podlaga za oblikovanje celotne konstrukcije. Udeležencem ekskurzije v Državni fizikalni laboratorij so pokazali nekaj poskusov z modelom celega mostu, dalje so imeli priliko videti modele odsekov in spremembe, ki jih je laboratorij predlagal konstrukterjem, da bi zvečal odpornost naprave proti vplivom vetra. V dveh krajših filmih, od katerih je eden strokoven, drugi pa namenjen širšemu občinstvu, so v laboratoriju pokazali tudi poskuse in rezultate pri nihanju posameznih odsekov in nihanja celega mostu pri raznih izvedbah. Iz filmov se je jasno videlo, da začnejo upogibna nihanja veliko prej kakor torzijska. Z naraščajočo hitrostjo vetra se seveda spreminja oblika in velikost valov, v splošnem pa so amplitude torzijskih nihanj znatno večje kakor pri upogibnem valovanju. Znano katastrofo mostu čez sotesko Tacoma v ZDA so tudi res povzročila torzijska nihanja cestišča, ki so imela v sredi razpetine vozle.



Slika 2.a: Shema pomožnega nosilca za dušenje nihanj na mostovih



Slika 2.b: Konstruktivna izvedba na mostu v okolici Beljaka

Prof. E. Friedrichs s tehniške visoke šole v Grazu je v svojem članku podal zanimiv primer dušenja nihanj mostu s tem, da se obesi na most znatno manjša dodatna stalna masa (desetinka mase mostu), katera visi na njem na elastičnih vezeh, ki pa so opremljene še z dušilci. Taka masa zmanjša pri pravilni izbiri elastičnih in dušilnih konstant vsiljena nihanja mostu pri prvotni kritični frekvenci v znatni meri. Sicer se pojavijo pri nekoliko večji in nekoliko manjši vzbujevalni frekvenci, kakor je kritična, za malenkost povečana nihanja mostu, toda amplitude tudi tu niso nevarne. Predlagani način dušenja vsiljenih nihanj je avtor uporabil na primeru železobetonskega mostu v Beljaku, kjer so morali prvotno zaradi velikih amplitud znižati dopustno obtežbo in zmanjšati hitrost vozil.

V zadnji razpravi prvega oddelka podaja dr. A. Hilleberg iz Stockholma pregled rezultatov za proračun količine ϵ , ki določa preobremenitev nosilne konstrukcije zaradi gibanja bremena po mostu (dinamična preobremenitev). Strogo določevanje te količine je tudi za najbolj preprost primer nosilca na dveh podporah, čez katerega se giblje breme s konstantno hitrostjo, zelo zamotana naloga. Toda delo, ki ga je na tem področju že opravila Tehniška visoka šola v Stockholmu pod vodstvom prof. G. Wästlunda, obeta, da se bo dalo dobiti s sistematičnimi raziskovanji boljši vpogled v to vrsto pojavov, kakor smo ga imeli doslej.

Razvoj proračunskih metod

O razpravah drugega oddelka je poročal prof. P. Lardy z zvezne tehniške visoke šole v Zürichu in generalni sekretar A. I. P. C. Od predloženih so tri razprave obravnavale analitične metode teorije elastičnosti, ena se je bavila z numeričnim določanjem uklonskih sil, 11 ostalih razprav pa je obravnavalo razna druga vprašanja določanja napetosti in deformacij v nosilcih raznih vrst.

Prof. T. van Langendonck iz S. Paula v Braziliji je obravnaval problem določanja torzijskih napetosti v rombu in v raznih sestavljenih presekih z ortogonalnimi funkcijami, ki imajo obliko homogenih polinomov v koordinatah x in y . Pri razvrstitvi iskanih količin v vrste se na ta način znatno skrajša določevanje faktorjev pri posameznih členih in računi se vsaj načelno dajo prikazati v skrajšani obliki.

Metoda prof. van Langendoncka se da uporabiti tudi pri drugih primerih, kjer se lahko rešitev naloge izrazi s funkcijami, ki zadoščajo Laplace-ovi diferencialni enačbi. Za zgled podaja avtor tudi porazdelitev strižnih napetosti v rombu, ki je v smeri ene diagonale obremenjen s strižno silo, in primerja dobljene rezultate s približno teorijo po Gra-

shofu, ki pa — kakor znano — v dveh ogliščih ne zadošča ravnotežnim pogojem.

V »prispevku k elastični teoriji lupin« je pisec tega članka predložil kongresu nekaj misli, kako osvoboditi diferencialne enačbe upogibne teorije tankih lupin nepotrebnih členov, ki samo zamotajo račune, ne da bi povečali njihovo točnost. Če se namreč držimo pri tankih lupinah Navier-ove hipoteze o ravnih presekih, smo že opustili člene določene velikosti in zato nima pomena, uvažati na drugih mestih ravno take člene, ki rezultata nikakor ne morejo popraviti. Vsa izvajanja se opirajo v ostalem na diferencialno geometrijo ploskev in nimajo zato raznih drobnih napak in nejasnosti, ki so se vlekale doslej skozi splošno teorijo lupin, ker so avtorji pri nazornem izvajanju osnovnih enačb spregledali določene spremembe v razmerah na deformirani osrednji ploskvi.

Ing. A. Holmberg je navedel približno metodo za določevanje napetosti v pravokotnih ploščah pod vplivom zelo splošnih obtežb, če veljajo na raznih robovih razni pogoji. Namesto da bi zadostil pogojem na vseh 4 robovih, se pisec omeji na dva nasprotna, na ostalih dveh robovih pa zadosti pogojem samo v po eni točki. Metoda je res nekoliko groba, toda v praksi je dala kljub temu zadovoljive rezultate.

W. J. van der Eb iz Delfta podaja najprej pregled proračunov za določanje uklonskih sil palic v takih okvirih, kjer so vezne pločevine v smeri palic razmeroma široke. Kot drugo nalogo pa podajo uklonske razmere v palici, ki je v enakih razdaljah elastično oprta in kjer sta opori v začetni in končni točki tudi pomakljivi v prečni smeri.

Zadnja skupina člankov v drugem oddelku obravnava celo vrsto vprašanj o približnem določanju in merjenju napetosti in deformacij v raznih vrstah nosilcev. Prof. C. D. Williams iz Auguste (ZDA) pokaže kako se da s primerno definicijo stabilnega ravnotežja določiti mejo napetosti v tlačenih pasovih upogibnih nosilcev. Z uporabo metode zaporednih približkov se da izračunati kritična napetost v takih delih ob upoštevanju porazdelitve upogibajočih obtežb po nosilcu, načina pritrditve obeh krajev pasu in spreminjanja presekov po razpetini. K. Bentley iz Cambridge-a razširja približno energijsko metodo S. Timoshenka za določanje kritičnih sil pri bočnem izmikanju na nosilce, pri katerih ne smemo enega glavnega vztrajnostnega momenta proti drugemu zanemariti, in na nosilce iz snovi, ki ne sledijo Hookovemu zakonu.

J. Duthel obravnava teorijo elastične nestabilnosti (uklona) iz znane predstave, da imajo nosilci že pred obremenitvijo nepravilno obliko, ki povzroči n. pr. upogib palic pri po-

ljubno majhnih tlačnih silah. Kritične vrednosti za tlačne sile niso pri tem načinu obravnavanja določene kot točke razmejitve ravnotežja, temveč kot one vrednosti, pri katerih se nosilec popolnoma oddalji od prvotne lege (divergenca ravnotežja). Po njegovi metodi je treba določiti varnost proti uklonu pri dani obtežbi z verjetnostnim računom. Nadaljnje zaključke njegove teorije, ki tesno poveže uklon z upogibom in bočno izmikanje z uklonom v elastičnem sredstvu, so dokaj dobro potrdili številni poskusi v laboratoriju Tehničnega instituta za gradnje in javna dela v Parizu.

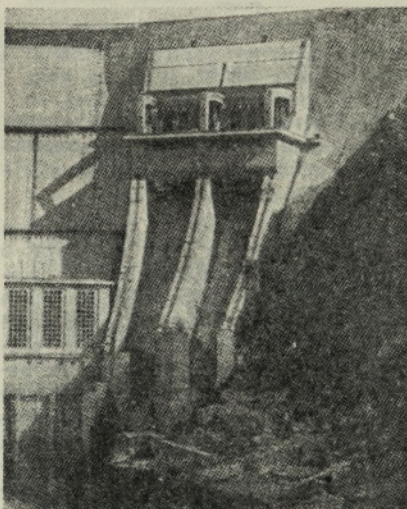
S. P. Banerjee iz Londona podaja metodo za približno določanje deformacij upogibnega nosilca na elastični podlagi. V ta namen uvede dve vrsti reakcij, od katerih je ena določena s togimi pomiki nosilca, drugo vrsto pa določajo predvsem njegove elastične deformacije. Izrazi za pomike osi in za upogibne momente so v obeh primerih preprosti in se dajo zelo lahko uporabiti za določanje prave obremenitve nosilcev. R. Pascal je podal teoretična in eksperimentalna raziskovanja o poteku napetosti v vpetih delih upogibnih nosilcev. Približni teoretični izrazi ne dajo zadovoljivih rezultatov. Zato so izvedli v laboratoriju Francoskih državnih železnic vrsto poskusov na modelih iz znanega umetnega stekla tipa »plexi«. Ti poskusi so vodili k pojmu vpetostnega tečaja in prehodnega območja v vpetem delu in so omogočili pravilno tolmačenje raznih pojavov pri obremenitvi takih nosilcev čez mejo plastičnosti. Ker so potrebni za določevanje stopnje vpetosti pri raznih konstrukcijah še nadaljnji poskusi, podaja nekaj navodil za izvedbo takih poskusov kakor tudi za praktično izvedbo vpetij pri velikih zgradbah.

Prof. P. Lardy podaja v zgoščeni obliki metodo za določanje vpliva elastičnosti tal na napetosti v dolinskih pregradah masivnega tipa. Vzame, da je problem deformacij ravninski in nadomesti enačbi za Airyjevi funkciji pregrade in tal z diferenčnima enačbama, ki jih reši z relaksacijsko metodo. Številčni primeri pokažejo, da je vpliv podajnosti tal na potek napetosti v bližini temeljev zelo velik in da jo moramo v proračunih vsaj približno vedno upoštevati.

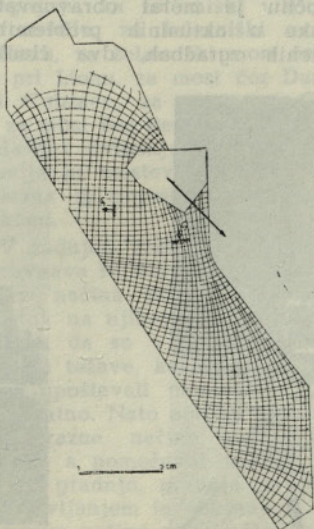
O eksperimentalnih metodah, ki morajo v številnih primerih nujno dopolnjevati teoretične proračune, razpravlja 5 člankov. H. J. Kist, A. L. Bouma in J. G. Hageman iz Delfta (Nizozemska) razpravljajo o eksperimentalnem določanju napetosti v ploščah pod vplivom točkovne sile. Poskuse so izvedli na jeklenih ploščah, sile in deformacije so pa merili z električnimi upornimi elementi. M. Rocha iz Lisbone podaja

pregled sedanjega stanja eksperimentalnih metod za analizo nosilnih konstrukcij tako v elastičnem kakor v plastičnem območju. Razprava obravnava najprej pogoje, katerim mora model zadoščati. Nato obravnava posebne pogoje pri modelnem raziskovanju dvodimenzionalnih nosilcev in paličastih konstrukcij, na koncu pa obširno opiše izdelavo modelov, gradbeni material za modele, prenašanje sil in opazovanja na modelih. M. Rocha in F. Borges obravnavata v nadaljnjem članku rezultate fotoelastičnih raziskovanj ravninskih deformacijskih problemov pri vplivu podajnosti tal na napetosti v vodovodu, pretočnih odprtini ločne dolinske pregrade pri Castelo de Bode in zatvorničnih opor na isti pregradi.

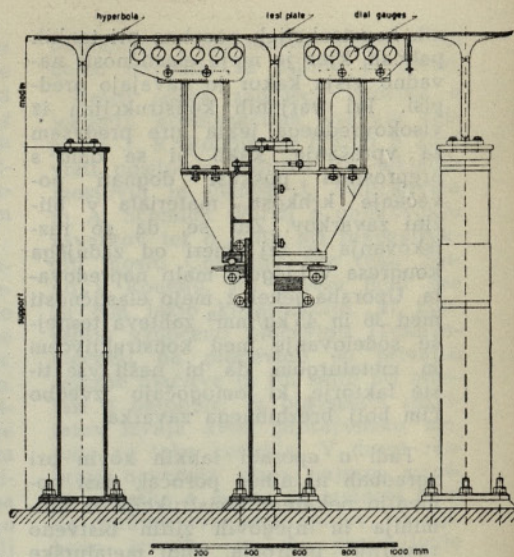
Ing. J. G. Hageman iz Delfta podaja rezultate zelo skrbno izvedenih me-



Slika 3a: Pretočni odprtini v dolinski pregradi pri Castelo de Bode



Slika 3b: Trajektorije napetosti v nosilnem elementu ob taki odprtini



Slika 4: Merilne naprave za jekleno ploščo s podporami v posameznih točkah in prehodi v obliki hiperboloidov

ritev napetosti na jeklenem modelu srednjega polja v železobetonske plošče na posameznih podporah pod vplivom enakomerne obtežbe in koncentriranih sil. Primerjava s teoretičnimi rezultati A. M. Haasa, ki nadomesti glave podpor s hiperboloidi, pokaže, da so teoretične vrednosti za napetosti do 15% nad eksperimentalnimi. Dalje se je pokazalo, da se napetosti na jeklenem modelu zelo dobro ujemajo z meritvami prof. M. Roša na betonskih nosilcih in da tudi predpisi ameriškega društva gradbenih inženirjev v glavnem zelo dobro upoštevajo eksperimentalne rezultate. Končno obravnava razprava C. Benita (Madrid) eksperimentalno določanje napetosti pri prostorskem stanju z znano fotoelastično metodo razrezanja modela. Da bi se mogel pravilno upoštevati vpliv masnih sil, predlaga C. Benito za snov modela želatino, ki se obremeni pri 20 stopinjah C in nato shladi na 2 stopinji C, preden se model razreže. Delo obširno opisuje sestavino želatine in vse operacije med poskusi, ki so deloma nove. Kontrolni poskusi na dveh primerih, katerih rešitve so znane, so pokazali zadovoljivo skladnost med rezultati teorije in poskusov.

Osnovna vprašanja pri jeklenih konstrukcijah

O razvoju splošnih vprašanj pri jeklenih zgradbah je poročal H. Louis, generalni inšpektor za mostove in ceste iz Bruxellesa. O vprašanju uporabe visoko vrednih jekel in lahkih kovin ni bila predložena nobena razprava. Zdi se, da bi se dalo pri razčlenitvi varnostnega količnika na posamezne faktorje nekoliko zvišati napetosti v zakovičenih jekle-

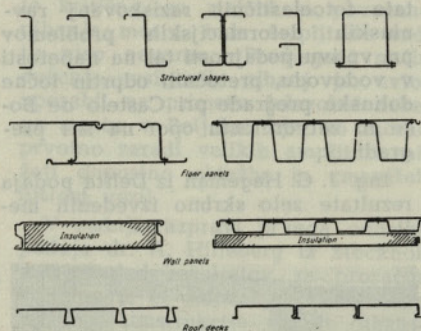
nih konstrukcijah posebno pri tankih palicah, kjer je meja elastičnosti navadno višja kakor jo navajajo predpisi. Pri varjenih konstrukcijah iz visokovrednega jekla gre predvsem za vprašanje, kako bi se dalo s preprostimi poskusi dognati povečanje krhkosti materiala v bližini zavarkov. Zdi se, da so raziskovanja v tej smeri od zadnjega kongresa v Liege-u malo napredovala. Uporaba jekel z mejo elastičnosti med 36 in 45 kg/mm² zahteva tesnejše sodelovanje med konstruktivcem in metalurgom, da bi našli vse tiste faktorje, ki omogočajo izvedbo čim bolj brezhibnega zavarka.

Tudi o uporabi lahkih kovin pri zgradbah ni nihče poročal, dasi pomenijo nekatere konstrukcije iz aluminija in njegovih zlitin bistveno razširitev področja. Tudi metalurške in mehanične lastnosti takih kovin so dokaj natančno preiskane, tako da ni v tem pogledu nobenih posebnih ugank več.

O varjenju in varjenih zvezah so bile predložene kongresu štiri razprave. W. Gerritsen iz Bilthovena (Nizozemska) podaja v svojem članku o varjenju in varjenih zvezah najprej pregled raznih načinov varjenja in se nato bolj podrobno zadržuje na onih vprašanjih, ki so važna za take inženirje in tehnike, kateri sodelujejo bodisi pri konstruiranju in izvedbi ali pa pri kontroli zvarjenih zgradb. Nadalje podaja nekaj navodil za konstruiranje in predlaga posebne tečaje tako za konstruktorje, kakor tudi za nadzorne organe. Razprava W. van der Eb-a podaja eksperimentalne rezultate statistične trdnosti čelnih zvarkov proti slam, ki oklepajo s širino zavarka na najožjem mestu razne kote. Iz poskusov sledi, da ustreza pri zavarkih za prelome pod vplivom sil v raznih smereh še najbolj stara in v splošnem zavržena Mariotte-Poncelet-ova hipoteza, po kateri je merodajen za pretrganje največji specifični raztezek. Poskusi so tudi pokazali, da pada

trdnost zavarka z naraščajočo debelino.

J. Erega iz Zagreba poroča o izkušnjah pri predhodnem ogrevanju varjenih mest na mostovih čez Savo pri Zagrebu in čez Mrežnico pri Generalskem stolu. Ker je postopek dovolj natančno popisane v dostopni literaturi (Gradjevinski vestnik 1940 in Bauingenieur 1941) mislimo, da ni potrebno zadrževati se dalje na tem vprašanju. V zadnjem članku



Slika 6a: Konstruktivne oblike tankih jeklenih nosilcev za nosilna ogrodja, pode, stene in strešna kritja

tega oddelka poroča M. E. Ibbotson iz Middlesbrough-a (Vel. Britanija) o izdelavi in postavljanju velikih žerjavskih nosilcev. Že pri osnutku takih nosilcev mora konstruktor poznati proizvodne zmožnosti in imeti pregled, kaj jeklarne izdelujejo za navadne cene in kaj sme od njih pričakovati samo proti doplačilu. Dalje obravnava obdelovanje plošč in profilov pred in med izdelavo nosilcev in daje zglede za njihovo konstrukcijo in postavljanje.

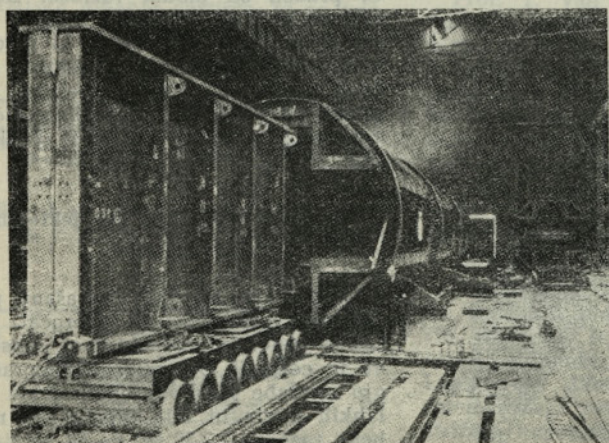
Izvedbe jeklenih konstrukcij

Poročevalec za ta oddelek je bil prof. L. Grelot iz Pariza. V svojem poročilu je moral obravnavati tri članke o aktualnih problemih pri jeklenih zgradbah, dva članka o

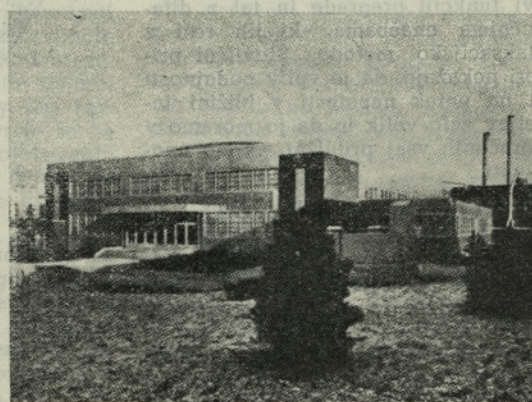
zgradbah iz lahkih kovin, tri članke o posebnih načinih postavljanja in dva članka o konstruktivnih podrobnostih. V prvem odseku je najprej poročal prof. G. Winter iz Ithace (ZDA) o uporabi lahkih jeklenih nosilcev pri visokih gradnjah v ZDA. Nosilci so izdelani iz tople valjane pločevine in iz trakov v debelinah od 0,8 do 3,8 mm. Za medsebojno vezavo služijo vijaki, zakovice in točkasti zavarki. Visoke zgradbe iz takih profilov so v ZDA zelo razširjene, kadar gre za zmerne obtežbe in razpetine ali kadar se dajo taki nosilci neposredno uporabiti kot stene, tla ali strehe. V razpravi so navedene najvažnejše oblike lahkih nosilcev in podatki o njihovi uporabi za skladišča, montažne dvorane, stanovanjska in celo za šolska poslopja.

Članek prof. Ch. Massonnet-a iz Liège-a se bavi z eksperimentalnimi raziskovanji o uklonski odpornosti stojin pri polnostenskem nosilcu z razpetano 13 m in višino 1 m. Po kratkem uvodu opiše avtor poskuse, ki so v zadnji stopnji vodili do porušitve nosilca in izvaja iz poskusov naslednje zaključke: 1. Vzbočitev stojine je zvezen pojav in se zato ne pojavi nenadoma v izraziti obliki. 2. Povprečna vrednost kritične obtežbe je večja kakor ona, ki sledi po znanih Timoshenkovih obrazcih. 3. Nosilec ostane praktično elastičen do bremen, ki so za 20 do 180 % večja od onih po Timoshenkovih obrazcih. 4. Obremenitev pri porušitvi je dva do trikrat večja od kritične obremenitve in je odvisna predvsem od odpornosti pasov in prečk. 5. Začetne vzbočitve stojine nimajo škodljivega vpliva na kritično silo pri izbočitvi. Zato predlaga avtor za vzbočitev znatno manjše varnosti, kakor so bile doslej v navadi.

V poslednjem članku prvega odseka poročata prof. Wästlund in L. Ostlund iz Stockholma o poskusih na mešanih nosilcih, ki so sestavljeni iz jeklenega spodnjega dela in iz betonske plošče. Od vezi, ki naj



Slika 5: Priprava za serijsko varjenje težkih žerjavskih nosilcev



Slika 6b: Reprezentativna zgradba, kjer so v izdatni meri uporabljali jeklene nosilce

prenašajo strižne napetosti z jeklenega dela na betonski del, so se najbolj obnesle pentlje iz okroglega železa, ki jih privarimo na jekleni nosilec in nato zabetoniramo. Pri upogibnih poskusih takih nosilcev s pozitivnimi upogibnimi momenti se je pokazalo, da naravna stična ploskev med obema deloma ne zadošča, temveč so potrebne vmesne vezi. Pri upogibnih poskusih z negativnimi momenti se je pokazalo, da smemo upoštevati pri proračunu napetosti vpliv armature v betonu, če so zveze med obema zelo trdne. Tudi pri prenapetem betonu pomaga beton nositi celo velike negativne momente.

V drugem odseku četrtega oddelka poroča S. K. Ghaswala iz Bombaya o osnovnih pojmih konstruiranja v aluminijevih zlitinah, M. A. in T. O. Lazarides (London) pa poroča o trdnostnih proračunih za »Dom iznajdb« na Britanskem festivalu 1951 v Londonu. V prvi razpravi skuša prenesti avtor bogate konstrukcijske izkušnje letalskih konstruktorjev v aluminijevih zlitinah na gradbeno področje. Tu se omeji v glavnem na splošni pregled, pri katerem pa upo-

števa vse novejšje pridobitve, kakor lupinske konstrukcije, tzv. nosilce tipa »sandwich« (kjer sta dve tenki nosilni lupini zvezani med seboj z zelo lahko »sredico«, ki preprečuje uklon) in nosilnost predvsem statično nedoločenih naprav tudi po prekoračenju meje plastičnosti na enem ali več mestih.

Dom iznajdb je v statičnem pogledu dokaj zamotana prostorska predalčna konstrukcija, ki ima obliko ploščatega krogelnega odseka in se na 24 mestih oboda opira na tla. Premer oboda stavbe je okrog 136 m. Celo ogrodje in kritina sta iz aluminijevih zlitin. Ker je nosilno ogrodje 318 krat statično nedoločeno, so za njegov proračun uporabili kombinirano metodo relaksacij in prenosa bremen. V članku je podan samo splošni potek proračunov, ki so bolj področno opisani v posebni knjigi (London 1952).

V tretjem odseku četrtega oddelka opisujeta najprej H. ten Bokkel Huinink in A. H. Foest značilne zglede za gradnjo štirih mostov čez velike reke v Holandiji. Srednjo razpetino cestnega ločnega mostu čez reko Lek v bližini mesta Vianen so postavili v glavnem s plavajočimi žerjavi, ker zaradi plovbe ni bilo mogoče postaviti večjih odrov, pri ostalih treh (cestni most čez Ren pri Arnhemu, železniška mosta čez Oude Maas pri Dordrechtu in čez Waal pri Zaltbommel) pa je šlo za nadomestitev zasilnih konstrukcij s stalnimi. Zaradi omejitev v transportnih napravah in deloma tudi zaradi ozirov na zasilne naprave so morali graditelji končnih mostov poiskati razne kompromisne rešitve, ki so v razpravi podrobno opisane.

J. Cholous in A. Delcamp (Pariz) opisujeta razne posebne postopke pri dviganju 7 mostov, ki so bili porušeni med zadnjo vojno v Franciji. Gre za cestni most čez Saono pri Bragny-ju, za železniški viadukt pri Serrouvillu, za železniški most pri Bollènu, za železniški most čez Saono pri Lionu, za most čez Dardogno pri Cubzacu, za most pri Carontu in za most čez Ren pri Rappenheimu. Dela pri dviganju, ravnanju in postavljanju mostov so dokaj obširno opisana in pojasnjena s skicami in slikami.

V zadnjem članku tretjega odseka obravnava H. Shirley Smith (London) vpliv načina postavljanja jeklenih mostov na njihovo konstrukcijo. Poudarja, da so v preteklosti večkrat nastale težave, ker pri konstruiranju niso upoštevali montažnih možnosti in obratno. Nato opiše v splošnih obrisih razne načine postavljanja z odrom, s pomožnimi nosilci, prostonosno gradnjo, gradnjo na plavacih z vstavljanjem in obešanjem. Za posamezne načine podaja številne zglede na visečih mostovih in obravnava nekatere posebne probleme pri varjenih konstrukcijah. Sledi opis

posameznih montažnih priprav in delno navodila za njihov proračun.

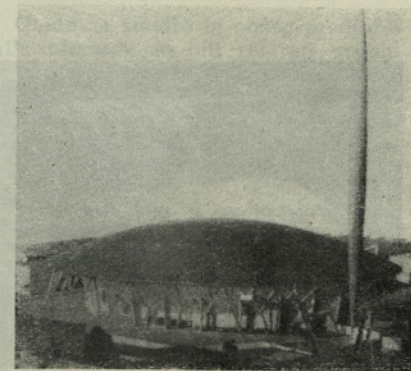
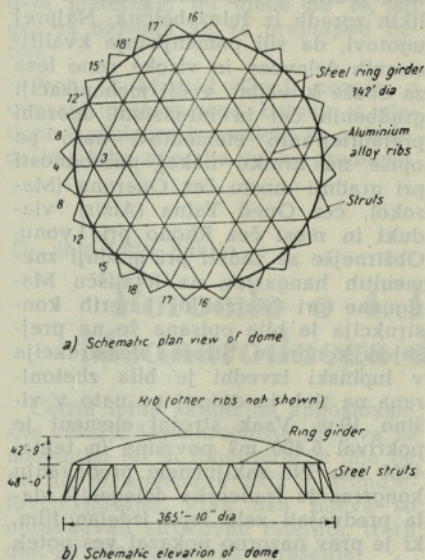
Četrty odsek zadnjega oddelka o jeklenih konstrukcijah vsebuje razpravo J. R. Robinsona (Pariz) o novi vrsti nosilnega cestišča pri jeklenih mostovih in članek J. Veličkoviča in A. Schmida (Pariz) o oblikovanju zavarkov ter o delih pri rekonstrukciji mostu Corneille čez reko Seinno v Rouenu. Pri prvem delu gre za čim lažjo konstrukcijo, ki uporablja vzhbočeno pločevino (Tonnenbleche); na pločevino so privarili železne ojačitve in jih zalili pri montaži z betonom. Iz poskusnih rezultatov izvaja avtor proračunsko metodo za taka cestišča. V drugi razpravi navedeta pisca najprej splošne podatke o mostu in preideta nato na osnutke zvarjenih spojev, na njihovo izvedbo in na postavljanje mostu.

Osnove betonskih konstrukcij in lastnosti betona

O razpravah petega oddelka je poročal prof. G. Wästlund iz Stockholma. Snov je bila razdeljena na 4 odseke, od katerih se je nanašal prvi na vprašanja sestave betona in na vplive njegove izdelave in transporta na osnutek zgradbe, drugi je obravnaval mehanične lastnosti betona, tretji lastnosti betona pri menjajoči se in trajni obtežbi in končno četrti korozijska vprašanja.

V prvi skupini poroča K. F. Antia iz Bombaya o najbolj racionalni izbiri primesi v betonu, ki naj ima določeno trdnost. Gospodarski pomen najbolj povoljnih množin posameznih primesi je izredno velik posebno v krajih, kjer je treba dovažati cement na velike razdalje (Indija). Avtor podaja pregled vpliva vodno-cementnega faktorja na lastnosti betona in se tu kakor v ostalih vprašanjih posebno ozira na Indijo z njenim tropičnim podnebjem, ki nekoliko spremeni lastnosti betona. Čeprav ne raste pri majhnih vrednostih vodno-cementnega faktorja 28-dnevna trdnost betona v indijskem podnebjem v toliki meri kakor v zmernem podnebjem, je treba tudi tu težiti k čim manjšim množinam vode, v kolikor seveda ne trpi pri tem sposobnost nanašanja v šablone. Članek se posebno bavi z vplivom zrnavosti peska oz. gramoza in z vplivom relativne množine cementa na lastnosti betona. Na koncu podaja navodilo za določevanje najbolj povoljnih razmerij dodatkov pri predpisani trdnosti in pojasni postopek na zgledu.

A. Joissel (Pariz) poroča o posebnem vprašanju take izbire sestavnih delov, da se doseže največja kompaktnost betona. Če vzamemo na abscisni osi namesto premera zrn d kar določeno potenco d^m in na ordinatni osi množino vseh delcev, katerih premer je manjši od d, postane idealna granulometrična krivulja celega agregata v suhem stanju za



Slika 7 a, b: Shema nosilne konstrukcije in model »Doma iznajdb« v Londonu

najbolj kompakten beton premical Eksponent m variira pri tem med $\frac{1}{4}$ in $\frac{1}{6}$, tako, da se srednja vrednost ujema s podatki A. Caquot. Obrazci in diagrami se ne ozirajo seveda na vprašanje, ali je konsistenca taka, da se da beton brez izrednih težav tudi uporabiti pri betoniranju. Tudi vprašanje odpornosti proti mrazu in stabilnosti nista pri tej študiji prišli v poštev.

V drugi skupini imamo samo prispevek D. A. Stewarta (London) o določanju betonske mešanice za gradnjo mostov in drugih zgradb. V prvem delu razprave preišče avtor vpliv raznih faktorjev (vibracije, vrste dodatkov, največje velikosti zrn in delež peska) na fizikalne lastnosti betona. Pri tem upošteva tudi odpornost proti zmrzovanju, čim večjo prostorninsko obstojnost in druge praktično važne lastnosti. Navodila za izdelavo dobrega betona, ki jih daje v ostalem delu svoje razprave, omogočajo res določanje primesi v taki sestavi, da se dajo doseči znatni prihranki na cementu, ne da bi trpela kvaliteta betona. Zanimivo pa bi bilo preiskati, kakšna odstopanja od določenega tehnično najbolj idealnega razmerja posameznih sestavin bi dala pri danem gramoznem materialu najbolj ugodno gospodarsko rešitev.

M. Prot (Pariz) je objavil v knjigi predhodnih obvestil za IV. kongres čisto kratek članek o konstrukciji stroja za preizkušanje betonskih palic na nateg in tlak, kjer je mogoče menjati naglico nanašanja bremena v območju od nekaj minut do enega meseca in držati po potrebi obtežbo v konstantni višini poljubno dolgo časa.

V četrtem odseku obravnavajo trije članki vprašanje korozije betona in železnih vložkov. Prof. F. Campus obravnava vzroke korozije in poudarja, da gre skoraj vedno za zunanje vzroke, med katerimi so nekateri zelo preprosti, kakor zelo čista voda, morska voda in spremembe v zraku. V več krajih so bile posebno prizadete montažne zgradbe, ponekod v Ameriki so povzročili veliko škodo tudi kemični vplivi cementa na primese. Sledi podroben opis pogoste korozije zaradi sprememb v ozračju, predvsem zaradi sprememb temperature in vlažnosti kakor tudi korozije v čisti vodi. Kot učinkovite nasprotne mere predlaga čim večjo resnično gostoto betona in zadostno pokritje vložkov z betonom.

M. Prot opisuje metode in naprave za hitro preizkušanje korozijskih sposobnosti betona proti morski vodi. Da bi se pospešila korozija, uporabljajo pri preizkušnjah tanke plošče in skrbijo za naglo kroženje vode. Kot mero odpornosti vzamejo čas, v katerem se plošča pod lastno težo zlomi.

L. Séméac in N. Boutron (Marseille) poročata o izkustvih s korozijo betona v mostovih in konstrukcijah

na železnici. V splošnem so sicer betonske zgradbe pokazale veliko odpornost, toda pri slabi izvedbi ali neugodnih razmerah je prišlo hitro do znatnih poškodb. Posebno trpijo v tem pogledu kurilniške zgradbe in železniški podvozi, kjer pridejo deli konstrukcije v neposreden stik s plini. Pri pravilni izbiri konstrukcijskih oblik pa se dajo tudi v takih primerih doseči veliki uspehi. Avtorja priporočata montažno gradnjo, pri kateri ni izvedba posameznih delov v toliki meri odvisna od številnih faktorjev, ki se vrhu tega še od primera do primera spreminjajo.

Pereča vprašanja pri betonskih zgradbah. Prejnapeti beton

Poročevalec tega oddelka F. G. Thomas (Watford, Anglija) je moral obdelati 5 člankov o aktualnih problemih pri betonskih gradnjah in tri članke o prejnapetem betonu. Prispevek, ki ga je spisal L. P. Brice (Pariz), govori o teoriji tvorbe razpok v železobetonu pri upogibu in o opazovanjih, ki so jih v tem pogledu napravili. Zveza med železnimi vložki in betonom je samo pri zelo majhnih deformacijah popolna. V bližini razpok se pojavi vedno prenos sil v obliki trenja. Iz posebnih poskusov na vložkih se dajo teoretično pojasniti naslednje točke: a) Navidezno raztezanje betona v nateznem območju se da pojasniti z nastankom »blokov« med razpokami in z drsenjem vložkov. b) Širina razpoke je obratno sorazmerna skupni sprijemni sili vložkov, medtem ko ostane vsota širin vseh razpok konstantna. Poboljšanje sprijemne sile pomeni število razpok. c) Razdalje med razpokami pri upogibu se dajo vnaprej določiti z zadostno natančnostjo. d) Razmerje n za plastično deformacijo železa in betona je odvisno od vrste faktorjev in se da izračunati. e) Nelinearnost med obtežbo in deformacijami se da teoretično pojasniti in trajni upogibki se dajo izračunati.

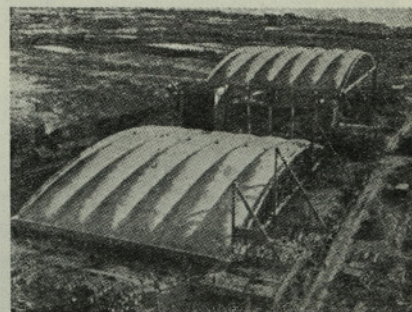
Prof. H. Nylander (Stockholm) poroča v svojem članku o poskusih pri neenakomernem krčenju železobetonskih nosilcev. Vpliv železnih vložkov na zmanjšanje krčenja je bil razmeroma majhen proti vplivom, ki nastanejo zaradi segregacije debelih frakcij betona. Napetosti v pravokotnih ploščah, ki nastanejo zaradi neenakomernega krčenja, se dajo na podlagi eksperimentalnih opazovanj izračunati in so včasih zelo velike. S tem, da so pokrili sveže nanešen beton s plastjo gramoza, ki so ga nato z vibracijo pomešali z betonom, se je posrečilo segregacijo debelejših sestavin znatno zmanjšati ali celo poravnati.

H. J. Cowan in S. Armstrong (Sheffield) sta najprej podala pregled objavljenih rezultatov o torziji železobetona in navajata nato obrazce za napetosti, ki se dajo uporabiti tako

v elastičnem, kakor tudi v plastičnem območju. Nato opišeta poskuse na normalno velikih nosilcih, ki sta jih istočasno obremenila na torzijo in upogib. Z dodatnimi upogibnimi momenti se torzijska trdnost zveča. Izkaže se, da se najbolj ujema s poskusi tista teorija trdnosti, ki združuje Rankinovo teorijo glavnih napetosti s Coulombovo teorijo notranjega trenja.

V zvezi z razpravami o pojmu varnosti je važen tudi članek, ki sta ga napisala prof. E. Torroja in A. Paez (Madrid) o proračunu železobetona in prejnapetega betona na lom. V ta namen sta raziskala eksperimentalne ugotovitve o porazdelitvi napetosti, ki se pojavijo pri čistem upogibu, tlaku in ekscentričnem tlaku, in sta navedla analitične izraze za obremenitve pri prelomu. Z obrazci se dajo obravnavati tudi nosilci v obliki črke T in sicer z upoštevanjem deformacij, ki nastanejo zaradi lezenja betona.

Eden izmed redkih člankov, ki se bavi s konkretnimi izvedbami betonskih gradenj, je prispevek N. Esquilana (Pariz) o sodobnih primerih velikih zgradb iz železobetona. Najprej ugotovi, da sili pomanjkanje kvalificiranih delavcev in visoke cene lesa za opaže k vedno večji mehanizaciji gradbenih del in intenzivni uporabi prefabriciranih elementov, nato pa opiše na kratko nekaj podrobnosti pri gradnji mostu čez Ouergha (Maroko), čez Oued Tafna (Alžir), viadukt in most čez Rhono pri Lyonu. Obširnejše se zadržuje pri gradnji znamenitih hangarjev na letališču Marignane pri Marseillu, katerih konstrukcija je bila opisana že na prejšnjem kongresu. Strešna konstrukcija v lupinski izvedbi je bila zbetonirana na tleh in dvignjena nato v višino 19 m. Vsak strešni element je pokrival 6.400 m² površine in tehtal 4200 ton. Na zaključnem predavanju kongresa je francoska delegacija dala predvajati zelo lepo izdelan film, ki je prav nazorno pokazal ves potek dela in impozanten izgled stavb po dovršitvi.



Slika 8.: Gradnja in dviganje lupinskih streh na letališču Marignane pri Marseille-u

Napredek v projektiranju in izvedbi stavb iz prejnatega betona

V sklopu teh vprašanj je objavil P. W. Abeles obširno eksperimentalno razpravo o uporabi visokovrednega jekla v navadnih (ojačenih) in prejnatega betonskih upogibnih nosilcih. Uvodoma je poudaril, da se dajo pri zadostni sprijemni sili med jeklom in betonom doseči tudi v prvem zelo visoke napetosti, tako da pride v poštev uporaba jeklenih žic izredno visoke trdnosti tako pri navadnem kakor pri prejnatega betonu. Nato se dotakne avtor na kratko pojava razpoklin in vprašanja elastičnosti v prejnatega betonu. Pri preizkušanju železobetonskih nosilcev na utrujanje so se razpoke po en milijonkratni ponovitvi popolnoma zaprle, čim je bilo odstranjeno breme. Pri upoštevanju lomnih upogibnih momentov se ostane na varni strani, če se vzame pravokotno porazdelitev napetosti v betonu, ki je enaka 0,60 kratni tlačni napetosti kocke. V diagramih in proračunih so pokazani rezultati trdnostnih preiskav, iz katerih sledi, da smemo pri dobri zvezi med betonom in jeklom računati z velikimi trdnostmi tako v enem, kakor tudi v drugem materialu, ne glede na to, ali gre za navadni ali za prejnatega beton.

Prof. G. Magnel (Gent) poroča o uporabi prejnatega betona v statično nedoločenih nosilcih in pokaže, da ima taka uporaba velike prednosti.

Neprijetno pri tem je, da n. pr. povzroči razmeroma mali premiki žic po višini razmeroma velike spremembe v podpornih momentih in s tem tudi v celotnem poteku momentov. Te in podobne težave (kakor n. pr. veliko trenje v žicah, katerih os se večkrat prelomi) ne smejo po mnenju avtorja preveč oplašiti konstrukterja, ker se beton sam prilagodi spremenjenim razmeram in se napetosti zaradi sprememb pri gradnji v resnici le ne spremenijo toliko, kakor bi morali pričakovati po proračunih. Tudi varnosti pri prejnatega betonu so navadno tolikšne, da majhne razlike proti proračunskim vrednostim prav nič ne ogrožajo stavbe. Važno je samo, da se dajo prejnatega betonu v jeklu določiti z natančnostjo približno 5%. Nato pokaže nekaj zgledov kontinuirnih nosilcev in okvirjev iz prejnatega betona v Belgiji in v Kongu. V dodatku navaja nato še nekaj eksperimentalnih podatkov o zmanjšanju napetosti v žicah zaradi trenja.

Kot zadnjega navajamo prispevek H. Lossiera in M. Bonnetta (Pariz) o mostu čez Seino pri Villeneuve — Saint Georges-u. Most ima tri odprtine z razpetinami 41,00 + 78,20 + 41,00 m z nihalnima vmesnima podporama. V srednjem polju je obešen poseben nosilec dolžine 39,11 m. Most je v notranjščini napet z gibkimi kabli, pri katerih se da napetost poljubno naravnati. Oblika in napetost kablov je urejena tako, da se pri

najbolj neugodni obremenitvi ne pojavijo v betonu natezne napetosti. V članku so poleg tega opisani posamezni važni deli mostu, potek gradnje, trdnosti betona in jekla in trdnost zavarkov.

Diskusija

Govorniki so v diskusiji dopolnili veliko trditev in rezultatov, ki so jih posamezni avtorji objavili v svojih člankih. Posebno dragoceni so podatki, ki so jih naknadno podali avtorji o eksperimentalnih in teoretičnih preiskavah, katere ob času pisanja poročil še niso bile zaključene. V splošnem pa lahko rečemo, da bistveno novih rezultatov diskusija ni dala, pač pa so izravnali in pojasnili nekatere resnične ali tudi navidezne nasprotne trditve v posameznih pismenih prispevkih, kar smo v našem pregledu po možnosti upoštevali. Posebno živahne razprave so bile o možnostih in izgledih prejnatega betona, kjer je bila večina mnenja, da bo treba še veliko delati, preden bo postal ta način gradnje tako vsakdanji in domač, kakor n. pr. konstrukcije iz železobetona. Nekaj novih razprav, ki so — kakor omenjeno — prišle prepozno za prehodno knjigo člankov, je podajalo predvsem podrobnosti o raznih zanimivih zgradbah, vendar si bo mogoče ustvariti popolno sliko teh prispevkov šele tedaj, ko bodo izšli tudi ti članki v zaključni knjigi kongresa v polnem obsegu.

Dr. ing. Lujo Šuklje

DK 061.3:624.131+624.15(497.1)

Poročilo o 4. letni skupščini jugoslovanske sekcije Mednarodnega društva za mehaniko tal in fundiranje

Cetrta letna skupščina Jugoslovanske sekcije Mednarodnega društva za mehaniko tal in fundiranje je bila od 14. do 16. novembra 1952 v Arandjelovcu (Srbija). Prva dva dneva so obravnavali strokovne referate, tretji dan pa organizacijska vprašanja.

A. STROKOVNI REFERATI

Glede na število in obseg predloženih referatov so bili referati podani v posnetkih. Vsak referent je imel pol ure časa za prikaz rezultatov svojih raziskav. Dopoldne je sledil referat referatu, popoldne se je v istem vrstnem redu razvijala diskusija po pismenih prijavah.

V tem poročilu o skupščini bo podana vsebina referatov v kratkih posnetkih. Iz diskusij bodo navedene najtehtnejše pripombe in prikazana nasprotna mišljenja. Referati bodo razvrščeni po sekcijah, po katerih so urejeni v mednarodnih publikacijah. (Po tem načelu so bili v glavnem razvrščeni tudi na skupščini.)

I. sekcija: Splošne teorije, lastnosti tal, klasifikacija, inženirska geologija.

1. Branko Ladanji: Klasifikacija in identifikacija tal.

V referatu, ki je bil objavljen v 7. — 8. številki revije *Gradjevinar* 1952 (Zagreb), je prikazal avtor v zelo pregledni obliki način klasifikacije, kakršen je bil predlagan za sondažna dela pri gradnji kanala Sisak—Zagreb. Zrnavost in preproste metode identifikacije, izvršene na mestu sondiranja, določajo osnovni del naziva zemljine. Dopolnilne prilastke določamo z geotehničnimi laboratorijskimi preiskavami.

Predlagana klasifikacija je bila osnovana in preizkušena na tisoč vzorcih zemljin. Od teh jih je bilo 250 v laboratoriju popolno preiskanih, 750 pa grobo identificiranih.

V diskusiji sta A. Strmac in L. Šuklje opozorila, kakšne koristi bi imela, zlasti pri sestavi sondažnih zapisnikov, uvedba enotne splošne kvalifikacije in identifikacije. Treba bi bilo izdati ustrezne predpise ali navodila in potem pripraviti kratke strokovne tečaje za vodje sondažnih ekip. Prav tako sta z referentom so-

glašala, da bo treba na nekaterih področjih uporabljati še naprej obstoječe specialne klasifikacije.

V diskusiji je bilo predlagano, naj bi razprava referenta, ki ima za objavo pripravljeno tudi pregledno poročilo vseh važnejših obstoječih splošnih in specialnih klasifikacij, služila kot osnova za razpravo o dopolnitvi začasnih predpisov za temeljenje, kjer je ravno klasifikacija pomanjkljivo obdelana. Avtor je nato izrazil mnenje, da bi bilo dobro počakati še na zaključke tretje mednarodne konference.

II. in III. sekcija: Laboratorijske in terenske raziskave.

2. Ervin Nonveiller: Strižna odpornost debeložrnatih nekoherentnih zemljin.

E. Nonveiller je podal poročilo o strižnih raziskavah nasipnega materiala iz karbonskega skrilavca za pregrado Lokvarka. Kot strižnega odpora so raziskovali hkrati 1) z merjenjem prirodnega žeznega kota nasutih piramid, visokih 1,5 do 4 m, 2) z

merjenjem nagiba drsine, nastale v materialu, nasutem v zaboj, čigar sprednja ploskev je vrtljiva okrog spodnjega robu, 3) s striženjem materiala v okvirnem strižnem aparatu velikosti 100 cm krat 100 cm krat 45 cm, 4) s triaksialnimi preizkusi vzorcev profila 45 cm, visokih 100 cm, 5) s strižno preiskavo strižnih frakcij 0/3 v običajnih laboratorijskih strižnih aparatih.

Najzanesljivejše rezultate so dali triaksialni preizkusi. Pokazali so tudi, da se z dobrim zbijanjem kot trenja povečava in strižne deformacije zmanjšajo. Če pa je strižna odpornost izčrpana in pride do večjih deformacij, tedaj v stadiju teh večjih zdrskov strižni kot ni več bistveno odvisen od začetne gostote. Za račun stabilnosti priporoča avtor to bolj ali manj konstantno vrednost kota strižnega odpora. To vrednost podajajo z zadovoljivo približnostjo tudi raziskave z merjenjem ježnega kota nasutih piramid. Na raziskave zdrsnitve v zaboju z vrtljivo sprednjo stranjo je preveč vplivalo trenje ob stenah, na raziskave v velikem strižnem aparatu pa omejena možnost deformiranja velikega zrnja v razmeroma majhnem okviru. — Raziskave so tudi pokazale, da narekuje strižno odpornost drobnejša frakcija zrn, če ima v skupni količini primeren delež.

Na vprašanje D. Krsmanovića je referent pojasnil, da so dosegli pri triaksialnih raziskavah največje vrednosti normalnih napetosti (trdnost) običajno pri deformacijah v velikosti 3 do 5 odstotkov višine vzorca.

3. Bogdan Rajčević, Terenski preizkusi v velikem merilu.

Referat vsebuje podatke o preiskavah strižne odpornosti oziroma kota notranjega trenja za razkrojene skrilavce zrnivosti 20/150 in za rečni prod. Izvedli so meritve ježnega kota v nasutih piramidah, nagiba drsin v zabojih kvadratnega prereza s stranico 100 cm (stene so bile obložene s pločevino) z okretno sprednjo stranico in strižne sile za striženje v velikih pravokotnih okvirnih strižnih aparatih (100 cm krat 100 cm), pri nizkih normalnih tlakih (do 0,28 kg na kv. cm).

V diskusiji je L. Šuklje opozoril, da je treba pri presoji strižne odpornosti upoštevati deformacije, ki so glede na značaj raziskovanega problema dopustne, in da iz rezultatov za tlake do 0,28 kg/cm² ne moremo zanesljivo sklepati na strižno odpornost pri večjih tlakih. — Referent je pripomnil, da nameravajo v bodoče izvajati strižne preizkuse s hidravličnimi stiskalnicami v rovih, kjer more hribina prevzeti reakcije velikih pritiskov.

IV. sekcija: Fundacije konstrukcij in nasipov. Dopustna obremenitev. Opazovanje usedanj.

4) Ivan Sovinc, O dimenzioniranju okroglih elastičnih plošč na elastični podlagi.

Reakcije tal, ki odločajo o momentih, merodajnih za dimenzioniranje, določuje avtor tako, da izenačuje deformacije plošče z relativnimi deformacijami tal. Pri tem vzame najprej prosto ploščo, ki je ne obremenjujejo vpetostne dvojice.

Upošteva osnosimetrično obremenitev. Razstavi o na kolobarjaste, enakomerne bremenske elemente. Za deformacijo plošče, ki jo povzroči takšna kolobarjasta obremenitev, uporabi Bayerjeve osnovne rešitve za enakomerno obremenitev po vsej plošči, po osrednji krožni površini ali po perifernem kolobarju. Za primer, da je vsa obremenitev sestavljena iz treh takšnih kolobarjastih elementov z enakimi širinami, je avtor Bayerjeve nastavke izračunal; v razpredelnici in na diagramu podaja količnike, ki omogočajo zelo preprosto in hitro preračunati upogibke in momente.

Za račun deformacij tal, ki jih vzame kot elastično izotropni polprostor, je uporabil avtor Schleicherjeve osnovne rešitve za enakomerno obremenjeno gibko krožno ploščo. Tudi tu je dobil vpliv posameznih kolobarjastih elementov s superpozicijo rezultatov za pozitivne in negativne krožne površine. Z izračunanjem eliptičnih integralov, ki jih vsebujejo Schleicherjeve enačbe, je podal za razdelitev krožne plošče v tri pasove po tretjinskih razdeliščih polmera v razpredelnici in v diagramih količnike, ki omogočajo neposreden preračun usedkov za dane konstante obremenitve in tal.

V tako dobljenem izrazu za deformacije plošče in deformacije tal vstavi znano dejansko obtežbo in znano reaktivno obtežbo, ki je znana samo po celotni vrednosti. Z izenačenjem deformacij plošče in reaktivnih deformacij površine polprostora dobi sistem linearnih nehomogenih enačb s toliko neznankami, kolikor je kolobarjastih pasov. Za primer 3 pasov, ki je v razpravi podrobno obdelan, dobi neznane reaktivne pritiske iz dveh takšnih enačb in iz ravnovesnega pogoja na zelo preprost način.

Ob koncu nakaže avtor tudi iterativni račun za upoštevanje vpliva robnih vpetostnih momentov.

Pripomba poročevalca: Osnovno metodo avtorjeve raziskave v mehaniki tal splošno uporabljajo. Za krožne plošče jo je na podoben način uporabil Habel, čigar rešitev avtor citira. Podobne probleme rešujeta tudi Žemočkin in Sinicyn. Račun, ki ga je podal avtor, ima to odliko, da je zelo pregleden ter za tehniško prakso prikladen in enostavno uporaben. Glede na to, da so temeljna tla vedno kolikor toliko nehomogena in da dajo zato računi za deformacije tal vsekakor samo aproksimativne vrednosti, bo za vpliv reaktivnih pritiskov pod okroglimi ploščami običajnih rezervarjev redukcija na tri bremenske pasove večino zadovoljila.

D. Krsmanović je v diskusiji opozoril na pomoč, ki jo nudijo moderni računski stroji pri reševanju velikega števila linearnih enačb v primerih, ko bi bila poenostavitve z majhnim številom bremenskih pasov pregreba.

5. Lujo Šuklje, Stabilnost brez-krajnih bremenskih prog na zelo malo propustni, omejeno debeli plasti.

V tej razpravi je podano poročilo o analitičnih in modelnih raziskavah, ki jih je izvedel avtor spomladi leta 1952 v Laboratoires du Bâtiment et des Travaux Publics (Service Sol et Fondations) v Parizu.

Obravnavata stabilnost brez-krajnih, enakomerno širokih prog, ki imajo simetričen profil oblike pravokotnika, trikotnika ali parabole ali oblike, sestavljene iz teh likov. Privzete so drsine, ki oklepajo s površino kot 45°. Ker je suponorana zelo majhna propustnost, se strižna odpornost med obremenjevanjem ne menja. Analitične rešitve so bile izvedene za primer, da sestoji celotna prvotna strižna odpornost samo iz kohezije, da je torej v vseh točkah in v vseh smereh plasti konstantna.

Hkrati so bila določena zdrsna področja oziroma lege kritičnih drsin. Raziskan je bil vpliv drsenja na dnu plasti za primer, da je adhezija na dnu manjša od strižne odpornosti v plasti sami.

Analitični rezultati so bili preverjeni z 12 modelnimi raziskavami. Zemljinsko plast je pri teh preizkusih predstavljal konsistenten kolomaz. Rezultati modelnih raziskav se skladajo z analitičnimi rezultati, če upoštevamo tudi velikost strižnega odpora zoper učinek tlakov, ki se vzbude v plasti pod notranjim delom bremenske proge.

Upoštevajoč rezultate analitičnih in modelnih raziskav, je skušal avtor razjasniti tudi vpliv širine bremenske proge in debeline zemljinskega sloja na dopustno obremenitev s togimi ploščami.

6. Herbert Meischneider: Geotehnična analiza neenakomernega usedanja nadvoza pri Gramočniku na avtomobilski cesti Beograd — Zagreb.

Opornika nadvoza sta se med usedanjem obračala na zunanjo stran, to je proti priključenima, okrog 10 m visokima nasipoma, ki so ju nasuli šele potem, ko sta bila opornika že zgrajena. Svetli razpon se je ob polagoma pojemajoči intenzivnosti deformiranja v pičlih dveh letih povečal za blizu 20 cm, tako da je bilo treba s hidravličnimi stiskalnicami pomakniti železobetonsko voziščno ploščo z glavnimi nosilci in s tem spet zagotoviti opiranje na pomičnih ležiščih.

Geomehanska analiza, temelječa na geotehničnih preiskavah vzorcev iz naknadno izvršenih sond, je potrdila domnevo, da je nastalo pod učinkom obtežbe z nasipoma večje usedanje na zunanjih straneh (proti nasipoma), kar je povzročilo, da so se temelji

od osi nadvoza sukali navzven. Ilov-
nata tla so vsebovala glenovitejša, zelo
stisljive lege. Občuten pa je bil zla-
sti vpliv 140 do 200 cm debelega šot-
nega sloja v globini okrog 13 m pod
dnom temelja (okrog 15 m pod povr-
šino terena). Zaradi majhne propust-
nosti zemljin je konsolidacija počas-
na. Vendar so po opazovanju časov-
nega razvoja razmikov v zvezi z geo-
mehanskimi analizami prišli do zak-
ljučka, da večja sanacijska dela ne
bodo potrebna.

V diskusiji je E. Nonveiller
kratko poročal o podobnem sukanju
opornika proti nasipu na mostu pre-
ko Save pri Fosanski Gradiški. Nasip
je bil visok 11 m; občutne deforma-
cije so trajale približno 1 leto, ko se
je opornik, temelječ na prašnato gle-
nastem pesku, usedel za 10 cm in od-
maknil za 15 cm.

7. Branko Žeželj, **Analiza usedanja in sanacija tvorniškega dim- nika.**

Dimnik je bil plitvo temeljen na
homogeni puhličasti ilovici. Ker jo je
premočila voda, se je dimnik neena-
komerno usedal in se nagnil. Avtor
je uravnaval in zavaroval dimnik tako,
da je del obtežbe prenesel s hidrav-
ličnimi stiskalnicami na dva nova po-
ševna opornika.

8. Herbert Meischerder in Predrag Pandurović, **Učinek zabijanja kolov Franki na gostoto tal.**

Raziskave so bile izvedene za kol
 ϕ 41 mm v drobnem pesku s praš-
natimi primesmi in za dva enaka ko-
la v podobnih, nekoliko bolj plastič-
nih tleh; koli so bili dolgi 210 do
230 cm. Avtorja sta preiskala v la-
boratoriju gostoto intaktnih vzorcev
tal, ki so jih vzeli iz soseščine kola
v raznih razdaljah in sicer pred za-
bijanjem in po njem. Hkrati sta upo-
rabila tudi penetracijsko metodo, ki
pa je dala manj zanesljive rezultate.
— Preiskave so pokazale, da so pri-
tiski, ki nastanejo pri zabijanju, zgo-
stili tla do razdalje 2,3 d v prvem in
4,3 d v drugem primeru, merjeno od
osi kola s premerom d. Avtorja za-
ključujeta, da je priporočilo, ki ga
dajejo za razstoj kolov naši časni
predpisi za fundiranje, pravilno.

V diskusiji je bilo izraženo obžalo-
vanje, da avtorja nista mogla izvesti
več raziskav, da bi lahko dala sploš-
nejše zaključke za vpliv zabijanja
glede na vrsto tal, dimenzije (dolži-
no) in sistem kolov oziroma zabija-
nja.

VI. sekcija: Ceste, avtostrade, aero- dromi.

9. Borislav Ristić, **Izkustva z gradnje avtostrade Beograd — Za- greb.**

Pri gradnji avtomobilske ceste Beo-
grad — Zagreb so skušali sistema-
tično uvesti geotehnična raziskova-
nja za pravilen izbor nasipnega in
tamponskega materiala, za dimenzio-
niranje tamponskega sloja in za
kontrolno komprimacije nasipov in
tamponskega sloja. Uvedba teh me-

tod ni bila zadostna, zato tudi uspeh
ni bil popoln. — Tamponski sloj so
dimenzionirali glede na količnik re-
lativnega krčenja po Jakyju (ta
količnik je funkcija meje krčenja,
meje židkosti in suhe prostorninske
teže, op. L. Š.), glede na gladino pod-
talnice in glede na višino ka-
pilarnega vzpenjanja. Prvotni strogi
Jakyjev kriterij so omilili tako,
da so za betonska vozišča uporabljali
tampon debeline med 25 in 40 cm,
za asfaltna pa med 15 in 20 cm. —
Komprimacijo nasipov in tampona so
presojali po relativni gostoti. Avtor
navaja, da bo treba v bodoče upo-
rabljati povsod uvedeno metodo po
Proctoru.

Važnejša praktična izkustva: Nasi-
pe lahko pustimo čez zimo, ne da bi
vgradili cestišče, če so pravilno kom-
primirani, na površini uvaljani, obli-
kovani z zadostnim prečnim padcem
in če se po njih ne vrši nikak pro-
met. — Tampon je treba polagati na
suho, nerazmočeno podlago ob ugod-
nem vremenu in komprimirati ga je
treba z vibratorji. — Posebno je tre-
ba paziti na pravilen priključek na-
sipov k opornikom premostitvenih
konstrukcij, opornike pa je treba di-
menzionirati na zemeljne pritiske, ki
morejo presegati zdrsne, upoštevajoč,
da včasih pritiski med vgrajevanjem
presegajo končne pritiske.

V diskusiji (Ž. Djukić, V. Jev-
djević, D. Manojlović) je bi-
lo poudarjeno, da so pomoč geoteh-
nike pri gradnjah cest in zlasti že-
leznic doslej premalo uporabljali,
marsikje pa sploh nič, in da so —
kolikor so jo uporabljali — izkustva
premalo sistematično zbirali in izko-
riščali. — L. Filipović je dodal
zanimivo poročilo o stabilizaciji tal s
cementom pri gradnji naših vojnih
letališč.

VIII. sekcija: Stabilnost pobočij in nasipov. Problemi podzemne vode.

10. Ervin Nonveiller, **Stabil- nost pobočij nasipov z nehomogenim prerezom.**

Na podlagi rezultatov modelnih
raziskav prihaja avtor do zaključka,
da se stabilnost heterogenih profilov
ne sme presojati po običajnih raz-
iskavah z zveznimi krožnimi drsina-
mi, ker se resnične drsine na stični
ploskvi dveh različnih materialov
lomijo. Pregradni nasip z glinatim je-
drom in s predležnim nekoherentnim
nasipom je mogoče natančneje raz-
iskati tako, da vzamemo skozi glina-
to jedro krožno drsino, skozi pred-
ležni nasip pa ravninsko drsino, kar-
kšno narekuje teorija o zdrsnem ze-
meljnem odporu. Dimenzioniranje
profilov po takšnih natančnejših ana-
lizah zahteva manjšo potrošnjo na-
sipnega materiala (ožji profil). Var-
nostni količnik določa avtor z raz-
merjem med največjim razpoložljivim
drsnim odporom (E_m) predležnega
dela nasipa in med odporom (E_p), ki
je potreben za preprečenje zdrsne
po krožni drsini skozi jedro.

V diskusiji je L. Šuklje opozo-
ril, da zdrsne v jedru tudi v pri-
meru, da je »mirni« pritisak sprednje-
ga dela nasipa na jedro manjši od
 E_p , ni nujna. Vse je odvisno od
tega, pri kolikšnih deformacijah se
aktivira po eni strani polni strižni
odpor zemljine v jedru in po drugi
strani določena vrednost zemeljnega
odpora v sprednjem delu nasipa.

11. Lujo Šuklje, **Izkustva iz analize dveh velikih plazov v Jugo- slaviji.**

Referent je analiziral plaz pri Lu-
poglavu v Istri, razvit v eocenskem
flišu, in ogromni plaz pri Zalesini ob
progi Zagreb — Rijeka, ki je nastal
v rabeljskih skladih. Opozoril je zla-
sti na vpliv, ki ga moreta imeti na
zdrsne vzgon in strujni pritisak pod-
talnega toka. (Referat je bil priobčen
v dveh delih v **Gradbenem vestniku**
(št. 17/18)*. Zato tu ne podajamo ob-
sežnejšega posnetka razprave.

V diskusiji je S. Szavitz-Nos-
san dodal podatke o saniranju pla-
zov v bližnji okolici postaje pri Za-
lesini, I. Orović in V. Vlaji-
savljević pa sta obravnavala po-
drobne tehnične probleme sanacije
obeh omenjenih plazov. D. Kršma-
nović je opozoril na vpliv, ki ga
lahko imata vzgon in strujni pritisak
na stabilnost pobočij akumulacijskih
bazenov hidrocentral. Takšni proble-
mi so sedaj zelo aktualni pri veliki
akumulaciji za HE Jablanico, ni pa
jim bila posvečena potrebna pažnja.

12. Vujica Jevdjević, **O go- stitvi temeljnih tal pri dolinskih pre- gradah.**

Opirajoč se na osnovno enačbo la-
minarnega gibanja vode skozi zem-
ljine po Darcyjevem zakonu.

$$q = k I S$$

(q = vodna količina (pretok) v enoti
časa, k = količnik propustnosti, I =
hidravlični padec, S = celotni pre-
točni profil) loči avtor 3 načine bor-
be zoper vodne izgube: 1. zmanjšanje
pretočnega prereza ($S = 0$) pri $k =$
 0 , čemur bi konstruktivno pristajale
rešitve z diafragmo, s togimi zastori
in poglobitev objekta do nepropust-
ne podlage, 2. zmanjšanje količnika
propustnosti, čemur naj bi ustrezale
razne vrste injektiranja, in 3. zmanj-
šanje padca $I = h/l$ (h = hidravlična
višina), to je podaljšanje dolžine
strujnic (l) z raznimi oblikami in vr-
stami konstrukcij.

Prvi način je — po izvajanjih re-
ferenta — najzanesljivejši, a navad-
no tudi najdražji. Zato je treba v
vsakem primeru dobro preudariti, ali
ni mogoče z injeksijskimi metodami
doseči cenejši in zadovoljiv učinek
in ali ne predstavljajo že konstruk-
cije, ki podaljšajo strujno pot, naj-
ekonomičnejši, pa še vedno dovolj
varen ukrep. Injeksijska dela naj se
izvršijo, kolikor so res potrebna.

* Vsi ostali referati s skupščine v
Arandjelovcu so izšli v št. 2/3 časo-
pisa »Naše Gradjevinarstvo« 1953
(Beograd).

Pri tem naj bi upoštevali možnosti injektiranja s cenejšimi sredstvi (glini), potrebno stopnjo varnosti in prirodne pogoje za kolminiranje. — Avtor navaja primer tesnjenja gradbene jame za pregrado HE Zvornik, kjer bi bilo mogoče po njegovem mnenju s kombiniranjem injektiranja in podaljšanja strujne poti doseči zadovoljiv in cenejši učinek kot z izvedenim trojnim betonskim zagatom. Prav tako meni, da bi pri borbi zoper izgube in za stabilnost pod pregradnim nasipom HE Ovčar Banja podaljšanje poti z vodoravno glinasto preprogo in zmanjšanje propustnosti s kombinacijo lesenega zagata in glinastih injekcij ob upoštevanju motnosti vode zagotovilo kolmacijo, zadovoljivo zmanjšanje izgub in potrebno varnost.

Iz diskusije: M. Verčon je izrazil mnenje, da pri Zvorniku injekcije ne bi bile izvedljive in da se pri Ovčar Banji na proces kolmacije niso mogli zanesti, ker se je v drenažah pojavljala motna voda. — E. Nonveiller je opozoril, da je proces kolminiranja dolgotrajen, konstrukcija pa mora biti že v začetku vododržna in varna; zato se na vpliv kolmiranja ne smemo univerzalno zanesti.

13. Savo Janežič, **Sanacijska dela v akumulacijskem bazenu HE slap Zete.**

Jez na Slapu Zete so postavili že pred vojno na kraškem ponornem področju. Že pri nezajezeni vodi so ponori požirali okrog 40 odstotkov nizke vode. Največji ponor je na desnem bregu tik pred jezo, ob levem bregu pa je prav tako blizu jezu niz ponorov. Tudi sredi struge se je izgubljala voda v špranjah gole skale. Vzhodneje pokriva apnenčvo skalo kompaktna nepropustna glina, nad njo pa so peščene in prodne naplavinne. Tako je bilo mogoče sanacijska dela omejiti na ponore in špranje blizu jezu.

Glavne ponore so najprej potapljači založili s fašinami in z velikim kame-njem. Nato so potopili spodnjo fašinsko preprogo in kotanjo nad njo zapolnili s lomljenecem. Preko tega so razpeli s starimi jeklenimi vrvmi armirano zgornjo fašinsko preprogo kot podlago dvoslojnemu peščenemu filtru. Gostilni sloj iz gline nad njim so priključili deloma na zagatni zasip, deloma na plombirano skalo, deloma na breg (nad gladino visoke vode), deloma (na levem bregu) na stari že precej zakolmirani pregradni nasip. Preko gostilnega sloja so na-

suli zaščitni nasip iz prašnate in prašnato peščene zemljine, zavarovan proti vodi z oblogo iz betonskih kvadrov, zgoraj pa (zoper visoke vode) z vrbovim popletom. — Špranje in manjše ponore v razgaljeni skali pred jezo so zaplombirali z betonom. Dno, ki je bilo prekrito blizu jezu samo s tanko ščitno plastjo gline, so zavarovali zoper erozijski učinek vode s tem, da so prag jezu za 70 cm dvignili.

Visoka voda je presenetila izvajalce malo pred zaključkom del in onemogočila, da bi bila dela na vseh mestih solidno dokončana. 7 mesecev potem se je pojavil kvar na vogalu zasipa desnega ponora, ki je bil tu samo provizorno zavarovan. Avtor domneva, da je zato voda dobila dostop pod izolacijski sloj in na enem mestu pretrgala filter. — Kasneje se je pojavil znak prodora vode tudi na nasprotnem vogalu. Na zavarovanju levega brega se je pojavil kvar lokalnega značaja. — Avtor upa, da bi bilo mogoče kvare odpraviti in da se bodo izkazala sanacijska dela vendarle kot uspešna, če bi se defektna mesta takoj razkrila in obnovila. — Vsekakor predstavljajo ta dela dragoceno izkušnjo za tesnitve, ki bodo potrebne na kraških akumulacijah.

V diskusiji je E. Nonveiller izrazil pomislek, da bi mogle fašine strohniti in da bi lahko to povzročilo pretiranje filtrov in obloge. — Referent je pojasnil, da so spodnje fašinske preproge pod gladino spodnje vode, usedanje, ki ga bo povzročilo trohnenje zgornjih preprog, pa bo enakomerno in filtrov ne bo ogroževalo.

B. Rajčević, ki je leta 1950 predlagal, naj bi se sanacija izvedla z glinasto tesnilno zaveso in z glinastimi tesnilnimi injekcijami, je označil sanacijo kot nepotreben in neuspeh poizkus; ponovil je — v nekaj izpremenjeni obliki — svoje mnenje, da bi sanacija z navpičnim gostilnim zastorom predstavljala cenejšo in zanesljivejšo rešitev. — Odgovorili so mu L. Šuklje, naknadno pa pismeno tudi avtor S. Janežič in idejni projektant M. Kleindienst. Izjavili so, da predlog B. Rajčevića, kakor ga je formuliral leta 1950, tehnično ni bil izvedljiv in da tudi iz hidrogeoloških ozirnov ni bil sprejemljiv. Ne takrat ne v tej diskusiji pa B. Rajčević svojega predloga ni podal toliko jasno in utemeljeno, da bi bilo mogoče o njem stvarno razpravljati.

B. ORGANIZACIJSKI DEL SKUPŠČINE

Poročilo o delu sekcije v preteklem letu je podal sekretar L. Šuklje. O raziskovalnem delu članov sekcije je izdala sekcija (v smislu pravil Mednarodnega društva) kratko letno poročilo v francoščini na 5 straneh.

Iz razprave o poročilu sekretarja naj omenimo ugotovitev E. Nonveillera, da so bili sicer letnim skupščinam sekcije predloženi mnogi kvalitetni referati, da pa bi mogli pričakovati več poročil o raziskovalnem delu številnih in že dobro opremljenih geotehničnih laboratorijev v državi. — Iz diskusije je tudi ponovno izzvenela zahteva, naj se sondažne ekipe izvezbajo in opremijo tako, da bodo podatki sondaž za pravilno zasnovno temeljnih konstrukcij res uporabni.

Skupščina je izrazila svoje začudenje, da celo v strokovnih krogih razširjajo govorice o tem, da so gradnje objektov na področju Novega Beograda ustavili zaradi neuspešnih fundacij. O teh fundacijah so bili predloženi sekciji in objavljeni v strokovnih revijah (Gradjevinarstvo) referati, iz katerih lahko vsak tehnik spozna, da so izmerjene deformacije s predvidenimi v skladu ter da so temelji obeh velikih objektov (Predsedništva vlade in Reprezentativnega hotela) stabilni in varni. Obžalovati pa je treba, da z merjenjem deformacij pri Reprezentativnem hotelu ne nadaljujejo.

Skupščina je izrazila priznanje podjetjem in ustanovam, ki kot izredni člani delo sekcije tudi gmotno podpirajo.

Skupščina je razpravljala o pripravi za 3. mednarodno konferenco in je izvolila delegate sekcije za to konferenco.

Za leto 1953 je izvolila skupščina za predsednika B. Žežlja, za sekretarja in delegata pri izvršnem odboru Mednarodnega društva L. Šukljeta, za ostale člane Odbora sekcije pa L. Filipovića, D. Krsmanovića, N. Najdanovića, E. Nonveillera, M. Puha, S. Szavitza - Nossana in K. Žernovskega.

Naslednja letna skupščina bo spomladi leta 1954 v Sarajevu.

POLOKROGLI SLEMENJAK

(SALONITNI IZDELKI)

Tehnični podatki:



Dimenzija	Teža kg	Debelina
1200×280	7,44	8 mm

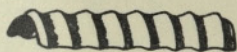
Proizvod izdeluje:
»15. SEPTEMBER«
tovarna cementa in
salonita
ANHOVO - SLOVENIJA

Uporaba: Za kritje grebenov, so polkrožne oblike in se dobavljajo izrezani ali neizrezani.

ANHOVO — VALOVITI SLEMENJAK

(SALONITNI IZDELKI)

Tehnični podatki:



Dimenzije: 1050×360 mm
Teža: 7,90 kg
Debelina: 8 mm

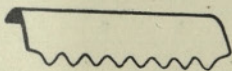
Proizvod izdeluje:
»15. SEPTEMBER«
tovarna cementa in
salonita
ANHOVO - SLOVENIJA

Uporaba: Za kritje slemen.

SLEMENJAK — ŠED

(SALONITNI IZDELKI)

Tehnični podatki:



Dimenzije: 1210×355 mm
Teža: 10,15 kg
Debelina: 8 mm

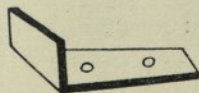
Proizvod izdeluje:
»15. SEPTEMBER«
tovarna cementa in
salonita
ANHOVO - SLOVENIJA

Uporaba: Za kritje slemen.

POCINKANI PRITRDILEC

(SALONITNI IZDELKI)

Tehnični podatki:



Dimenzije: 20×50×20 mm
Poraba: 3 kom. na m slemen
6 kom. pc. žebličkov.
Teža za 1000 kom. 8,5 kg.

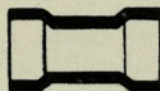
Proizvod izdeluje:
»15. SEPTEMBER«
tovarna cementa in
salonita
ANHOVO - SLOVENIJA

Uporaba: Služi za pritrditev slemenjakov na ravne plošče.

DVOJNI PRIKLJUČEK

(SALONITNI IZDELKI)

Tehnični podatki:



Ø	50	80	100	125	150	175	200	250	300	350
kg	0,88	1,75	2,19	2,80	3,35	4,38	5,60	6,20	7,90	9,60

Proizvod izdeluje:

»15. SEPTEMBER«

tovarna cementa in
salonita

ANHOVO - SLOVENIJA

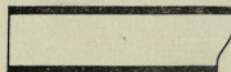
Uporaba: Rabimo ga pri kanalizacijskih in odtočnih ceveh, kjer so cevi brez priključka.

TLAČNE CEVI

(SALONITNI IZDELKI)

Tehnični podatki:

Tip Atm delovni pritisk	Ø	50	60	80	100	125	150	175	200	250	300	350	400	450	500
B 7	debelina	8	8	8	9	9	12	13	14	17	20	24	28	31	34
	kg	3,10	3,60	4,65	6,50	8,00	12,80	16,10	19,80	30,00	42,20	59,20	79,00	98,40	120,00
C 10	debelina	8	8	9	10	13	15	18	20	25	30	35	40	45	50
	kg	3,10	3,60	5,30	7,25	11,85	16,35	23,00	29,00	45,40	65,00	89,00	116,00	147,00	181,50
D 15	debelina	9	9	11	14	17	20	24	27	34	40	47			
	kg	3,50	4,10	6,60	10,55	16,00	22,45	31,50	40,45	63,70	89,70	123,00			
E 20	debelina	10	10	14	17	21	25	30	34	42	50				
	kg	4,00	4,65	8,70	13,15	20,25	28,90	40,60	52,50	81,00	115,50				
	Ø	25				32			40		45				
J 30	debelina	6				7			8		9				
	kg	2,85				4,02			6,00		7,50				



Proizvod izdeluje:

»15. SEPTEMBER«

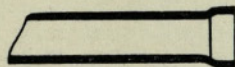
tovarna cementa in
salonita

ANHOVO - SLOVENIJA

Uporaba: Služijo za tlačne vodovode, cevi in za plinovode. So zelo ekonomične, ker so lahke, odporne, ne rjavijo in zato odlično nadomeščajo železne cevi. Cevi se dobavljajo za vse premere do 175 mm v dolžini 3000 mm, a za premere od 200 mm navzgor pa v dolžini 4000 mm. Dodaje se do 5% krajših cevi. — Podatki v tabeli se tičejo dolžine 1000 mm vseh vrst tlačnih cevi.

KANALIZACIJSKE CEVI

(SALONITNI IZDELKI)



Tehnični podatki:

Dolžina v mm	Ø	50	80	100	125	150	175	200	250	300	350
1000	debelina	5	5	6	7	7	7	8	8	9	9
	kg	1,45	2,80	4,20	5,20	7,20	8,40	10,90	13,60	18,40	21,50
Priključek	kg	0,36	0,56	0,79	0,80	1,16	1,50	1,62	2,16	2,76	3,23

Uporaba: Uporabljajo se pri vseh odtokih in kanalizacijah.

Zelo so odporne proti kislim in agresivnim vodom.

Izdelujejo se v dolžinah 4000, 3000 mm in krajše. Po naročilu se izdelujejo tudi posebni komadi raznih oblik in premerov.

Proizvod izdeluje:

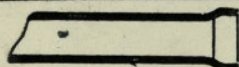
»15. SEPTEMBER«

tovarna cementa in
salonita

ANHOVO - SLOVENIJA

DIMOVODNE CEVI

(SALONITNI IZDELKI)



Tehnični podatki:

Dolžina v mm	Ø	80	100	125	150	175	200	250	300	350
1000	debelina	4,5	5	6	6	6,5	6,5	6,5	7,5	8,5
	kg	3,10	3,75	4,65	5,60	7,70	8,60	12,30	14,60	19,30
Priključek	kg	0,56	0,69	0,77	1,10	1,27	1,56	1,69	2,45	2,74

Uporaba: Uporablja se za izdelavo vseh vrst dimnikov, pri visokogradnjah za odstranjevanje smeti, v bolnicah za higienski odvod perila in posteljnine. V poljedelstvu rabimo te cevi pri gradnjah kmečkih sušilnic za sadje in zelenjavo.

Izdelujejo se v dolžinah 4000, 3000 mm in krajše.

Proizvod izdeluje:

»15. SEPTEMBER«

tovarna cementa in
salonita

ANHOVO - SLOVENIJA