

II. 2924

626.1

STUDIUL UNUI CANAL NAVIGABIL CERNA-VODĂ-CONSTANȚA

DE

BĂRGLĂZAN AUREL
SMIGELSCHI OCTAVIAN

INGINERI DIPLOMAȚI AI ȘCOLII POLITEHNICE DIN TIMIȘOARA

EXTRAS DIN „BULETINUL ȘTIINȚIFIC AL ȘCOALEI POLITEHNICE DIN TIMIȘOARA“



BIBLIOTECA CENTRALĂ
UNIVERSITATEA
"POLITEHNICA" TIMIȘOARA



00221849

TIMIȘOARA
TIPOGRAFIA CARTEA ROMÂNĂ
1929.

Ministerul Instrucțiunilor Publice

ȘCOALA POLITEHNICA
din TIMIȘOARA

Biblioteca

Nr.zeci 6123

Secțiunea 21. b.

Nr. de intrare _____

Nr. din catalog _____

STUDIUL UNUI CANAL NAVIGABIL CERNA-VODĂ-CONSTANȚA

DE

BARGLAZAN AUREL
SMIGELSKI OCTAVIAN

INGINERI DIPLOMAȚI AI ȘCOLII POLITEHNICE DIN TIMIȘOARA

Introducere

Dunărea este unul dintre cele mai vechi și mai importante fluvii ale continentului european.

Importanța deosebită se datorește în special poziției ei geografice și direcției cursului ei, căci traversează aproape întreaga Europă dela apus la răsărit trecând prin cele mai multe țări; ea este calea naturală cea mai scurtă care leagă centrele mari industriale din centrul și apusul Europei cu țările agricole și bogate în materii prime din continentul Asiatic. Deci este calea cea mai bună și mai ieftină pe care se poate face schimbul materiilor prime cu produsele fabricate.

Pentru a-și putea îndeplini acest rol important de arteră principală de comerț între cele două continente, este necesar, ca navigabilitatea pe întreg cursul ei să se poată face în cele mai bune condițiuni, neîntâmpinând nici un fel de dificultăți de orice natură ar fi ele, fie tehnice, fie politice.

Că acest rol important al ei a fost întrevăzut deja de mult, ne-o dovedește și numărul mare al oamenilor de știință, cari s'au ocupat cu chestiunea navigabilității Dunărei.

Cu toate aceste studii, mari progrese în domeniul navigabilității nu s'au făcut, fie din cauze politice cari în toate timpurile s'au opus, fie din cauza obstacolelor naturale, a căror înlăturare ar fi necesitat sume prea mari în raport cu rentabilitatea probabilă în acel timp.

Chiar și lucrările ce s'au făcut până acum pe cursul ei în vederea îmbunătățirii navigației, sunt de mică importanță.

Lucrările sau mai bine zis problemele mari a căror rezolvire ar asigura o perfectă navigabilitate pe Dunăre sunt în majoritate încă nerezolvate.

Una din multiplele probleme mari, ce se pun în legătură cu navigabilitatea Dunărei, — pe lângă aceia a Porților de Fier care e de o importanță covârșitoare atât din punct de vedere al navigabilității, cât mai ales din punct de vedere al forței considerabile, ce s'ar putea amenaja, — se pune tot pe teritoriul țării noastre o problemă și mai importantă, în special pentru noi, și anume: problema gurilor Dunării, sau mai bine zis: problema ieșirii la Marea Neagră, a cărei bună rezolvire va favoriza dezvoltarea economică a țării noastre.

Problema gurilor Dunării are o importanță deosebită nu numai din punct de vedere tehnic, deși și rezolvirea acestuia presupune o bună înțelegere politică și un larg concurs financiar al tuturor statelor riverane, ci în special, din punct de vedere politic ceiace ne dovedește faptul, că deja dela Congresul dela Viena din 1815 această problemă nu și-a pierdut nimic din gravitatea și actualitatea ei.

Tendința tuturor statelor mari și în special a celor riverane în toate timpurile de a pune stăpânire sau o quasi-stăpânire pe gurile Dunării, ne-a condus în mod fatal la crearea diferitelor comisiuni internaționale, cari au fost și sunt într'o anumită măsură jenante pentru comerțul nostru.

Toate aceste dificultăți vor fi înlăturate prin crearea unei noi ieșiri la Marea Neagră, impusă în special de condițiile tehnice tot mai rele de navigabilitate pe gurile actuale a căror menținere ar necesita sume tot mai mari, și în acelaș timp nu ar duce la rezolvirea în mod favorabil pentru noi a complexului de probleme politico-economice expuse mai sus.

Aceasta este problema al cărei studiu ne-am propus să-l facem conform enunțului proiectului, bine înțeles având în vedere toate problemele, ce se pot pune în legătură cu aceasta și anume: captarea de forță motrice și desecarea terenurilor inundabile.

În cele ce urmează vom studia în condițiunile arătate mai jos, proiectul unei amenajări de forță motrice pe un canal navigabil ce ar lega Cernavodă cu Constanța :

1. *a)* Canalul va fi adânc de 8,00 m. și larg de 100 m.

b) Se va studia decantarea într'o cameră dublă la gura canalului ;

c) Canalul se va considera nepereabil.

(Se va studia și alternativa de pereabil).

2. *a)* Centrala se va instala de preferință în interior.

b) Se va avea în vedere amplasamentul ecluzelor, ale căror dimensiuni generale numai se vor determina ;

c) Energia produsă se va utiliza la necesitățile orașelor importante din Dobrogea, la industria ce eventual ar lua ființă dealungul canalului navigabil și la desecarea a cca. 50.000 Ha. de teren inundabil.

Se va ține seama de aceste considerațiuni la fixarea factorului de sarcină, la determinarea centralei termice de ajutor (Diesel) și la aparatura centralei electrice.

3. Mașinile hidraulice și electrice (turbinele și alternatorii) se vor determina în dimensiunile necesare pentru fixarea lor pe plan.

4. Energia produsă va fi realizată continuă (fie hidraulic, fie termic) și se va cerceta care este cea mai economică soluție.

5. Piese de documentare utilizate sunt :

a) Cotele zilnice ale Dunărei la Cernavodă din 1900 până la sfârșitul lui 1926.

b) Harta Dobrogei (trei planșe) la 1/75.000 pentru toată regiunea dela Cernavodă la Constanța ;

c) Harta curbelor de nivel ale Dunărei la Cernavodă.

6. Piese de informațiuni :

a') Profilul fundului Dunărei ;

b) Harta cu curbele de nivel ale Dunărei între Cernavodă și Brăila ;

c) Harta gurilor Dunărei ;

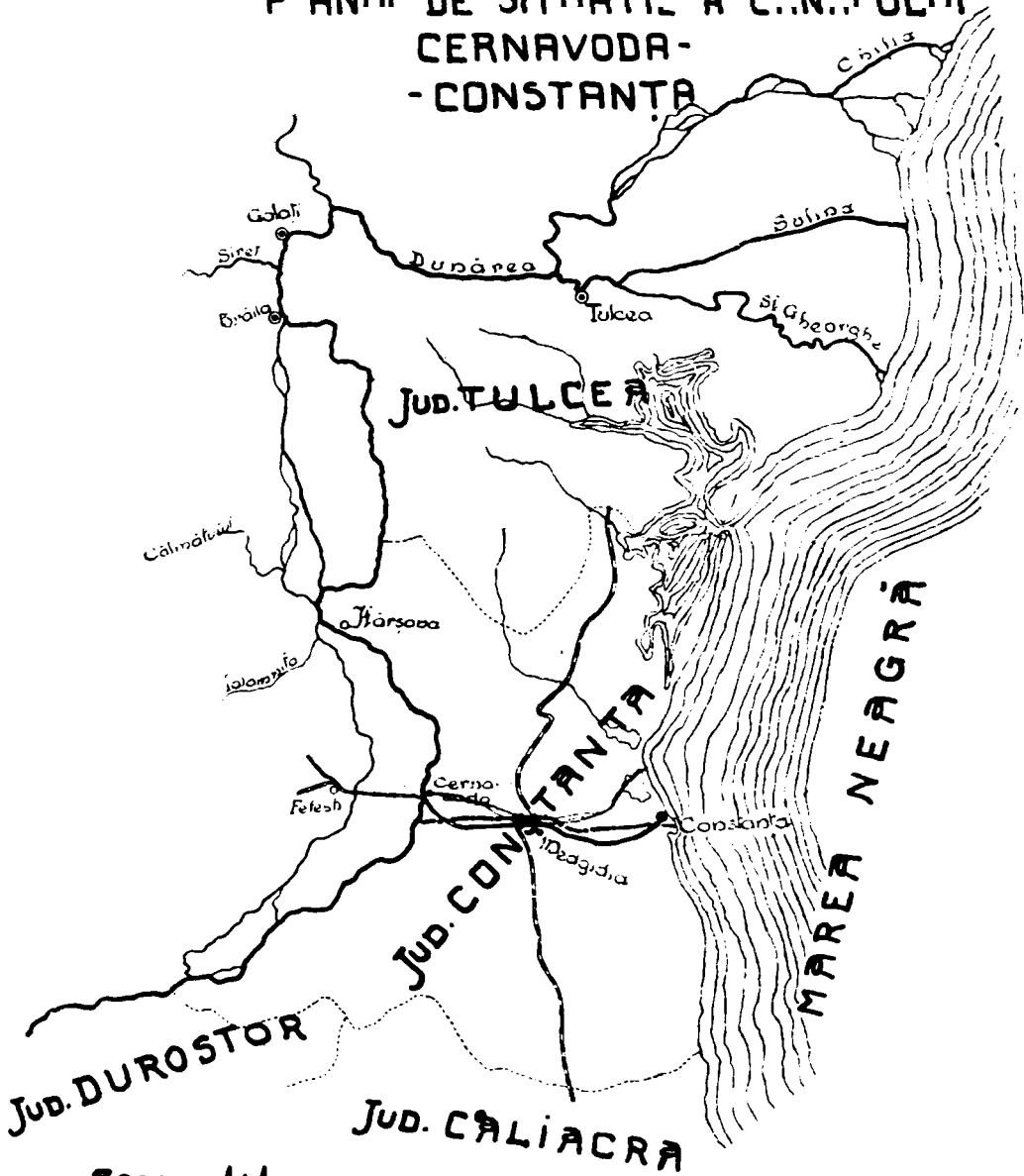
d) Broșura consultațiilor cu privire la anteproiectul d-lui Ing. Davidescu ;

e) Broșură cu uzura turbinelor ;

d) Papadopol.

Notă. Datele de sub *a*, *c* și *a'* sunt dela Serv. Hidr., primite prin d-l Prof. Ing. P. Nicolau

P ANII DE SITIIRATI A C.N.I.U.LII
CERNAVODA-
-CONSTANTA



Scara 1:1000000

CANALUL NAVIGABIL

1. Traseul Canalului

(Harta la scara 1/75.000)

Prin condițiunile alese și expuse mai sus traseul în linii mari e fixat. Într'adevăr traseul ales reprezintă cea mai scurtă distanță dintre Dunăre și Marea Neagră și totodată trece prin odepresiune naturală (Balta Carasu), ceea ce reduce mult volumul săpăturilor.

Pentru determinarea în detaliu a traseului am fixat următoarele principii, pe lângă condițiunile ce trebuie să le îndeplinească din punct de vedere economic și geologic :

— Traseul după posibilitate va fi drept, fiindcă astfel e mai simplu ; (de exemplu canalul Panama).

— Razele de curbură vor fi cel puțin $R = 2,0$ km. (după Hütte III, pag. 612).

Studiind harta am fixat următoarele traseuri posibile :

1. — Dela Dunăre până la Balta Carasu 2 traseuri posibile și anume :

a) Traseul întâi pleacă dela Cernavodă pe lângă Fabrica de Ciment și trece pe lângă Calea Ferată în Baltă.

b) Traseul al doilea pleacă din Dunăre lângă satul Cochirleni și pe Valea Mare taie coasta de 80 m. înălțime ajungând la baltă.

2. — Prin Balta Carasu am ales o singură soluție posibilă până aproape de satul Alacap, și anume un traseu aproape în linie dreaptă.

3. — Dela Alacap sunt iarăși două traseuri posibile :

a) Dela Alacap pe la Nazarcea în linie dreaptă la lacul Siut-Ghiol lângă Canara și cu vărsarea în Mare prin lacul Siut-Ghiol, lângă Mamaia ;

b) Dela Alacap traseul urmează linia ferată, iar dela satul Hasancea trece în linie dreaptă până cam la 1 km. sud de portul Constanța unde se varsă în Mare în golful din sudul Constanței.

Discuția traseurilor posibile

Porțiunea 1 dela Dunăre la Balta Carasu

Traseul a). Profilul longitudinal se vede pe planșa No. 1. Lungimea $L = 9,0$ km.

Din cauza razei minime de $R = 2,0$ km. canalul nu poate urma exact curbele văii Carasu pe unde trece Calea Ferată, așa că profilul longitudinal se prezintă cu o cotă de $+52$. Sub profilul longitudinal am introdus profilul secțiunilor. Evaluarea volumului am făcut-o cu metoda ce o vom indica mai târziu la traseul definitiv.

Costul canalului pe acest traseu se compune din :

Săpătură $20.200.000 \text{ m}^3$ à $1.20 \text{ Lei}^1)$	Lei 24.300.000
Adaus la săpătură până la km. 3,0 de oarece la Cernavodă, săpătura e mai scumpă și metodele de săpat fiind altele $6.000.000 \text{ m}^3$ à $0,30 \text{ Lei}$	„ 1.800.000
Exproprierea terenului cca. 100 Ha. à 3000 Lei	„ 300.000
Despăgubiri proprietarilor de imobile și Fabricii de Cement cca.	„ 2.000.000
3 Poduri (2 de C. F. și 1 de șosea à 500.000 Lei	„ 1.500.000
Mutarea Căii Ferate și a șoselei 3 km. à 35.000 Lei	„ 100.000
Total aproximativ	„ 30.000.000

Desavantajele acestui traseu sunt :

— adâncime mică în Dunăre la captare (-9 m.), deci captare desavantajoasă din punct de vedere al depunerii aluviunilor.

— lipsă de spațiu potrivit pentru un eventual port, ce ar lua ființă lângă captare, din cauza podului Regele Carol I și a satului Cernavodă.

Traseul b) Profilul longitudinal se vede pe planșa No. 2 lungimea $9,0$ km.

Captarea se face pe Valea Mare la Nord de satul Cochirleni, lățimea văii fiind aproximativ $600 - 1000$ m. Cota maximă de teren ce o atinge acest traseu este plus 80 . La km. $9,0$ se împreună cu traseul *a*).

Costul canalului pe acest traseu este (analog ca la traseul *a*) :

Săpătură până la km. $9,0$, $26.500.000 \text{ m}^3$ à 1.20 lei	Lei 31.800.000
Exproprierea terenului 150 Ha. à 1000 Lei	„ 150.000
Total rotund	„ 32.000.000

Avantajele acestui traseu în comparație cu traseul *a*) sunt :

— Captare mai avantajoasă, de oarece Dunărea are o adâncime de cca. $16,0$ m.

— Spațiu mai potrivit pentru amenajarea unui eventual port la captare, locul fiind liber și nu are cote prea mari în apropiere.

1) De oarece aproape toate costurile ce le-am întrebuințat sunt date în valute dinaintea războiului mondial am introdus și noi toate costurile în lei aur.

Desavantaj în comparație cu traseul *a*) este, costul mai ridicat. Inșă de oarece diferența este numai de 2.000.000 lei, ceiace în comparație cu suma totală a lucrării e foarte puțin (mai puțin de 1%) și având în vedere avantajele, am ales traseul *b*) Valea Mare-Balta Carasu.

Porțiunea 2 dela km. 9,0

(lângă Gara Anghel Saligny) până la km. 32,0 (aproape de Alacap).

Aici nu puteam înconjura balta urmând sinuozitățile malurilor, de oarece nu ne permitea raza minimă admisă, așa că am ales traseul cel mai scurt, adică linia dreaptă.

Acest traseu taie calea ferată în 2 locuri, în restul locurilor e destul de departe de C. F., așa că mutări de linii o să fie puține.

Porțiunea 3, dela km. 30,0 până la Mare

Traseul a). Profilul longitudinal este pe planșa No. 3. Lungimea dela km. 30,0 — 49,7, $L = 19,7$ km. pe uscat, împreună cu prelungirea în Mare $L = 30,0$ km.

Am încercat această posibilitate de oarece e cu aproape 10 km. mai scurtă pe uscat de cât traseul *b*) pe la Constanța. Cota maximă a terenului este +75.0.

Volumul de săpătură a întregului canal pe acest traseu este 178.000.000 m³. La aceasta mai trebuie adăogat dragajul ce trebuie făcut la ieșirea la Mare din lacul Siut-Ghiol care este aproximativ 5.000.000 m³. În Mare mai e nevoie de jeteuri pe ambele părți ale canalului maritim pentru protecție contra aluviunilor aduse de curentul maritim dela Deltă.

Avantajul acestui traseu este că e mai scurt, volumul de săpătură mai mic deci și costul probabil e ceva mai mic decât cel al traseului *b*).

Desavantajul este nesiguranța dela ieșirea la Mare, unde din cauza curentului maritim din Marea Neagră, care aduce aluviunile dela nord spre sud, va fi permanent nevoie de lucrări noi ca: dragaj permanent și prelungirea pe distanță prea mare a jeteurilor în Mare.

Traseul b). Profilul longitudinal pe planșa No. 3.

lungimea lui este dela km. 30,0 — 58,3 adică $L = 28,3$ km.

cu prelungirea în Mare $L = 30,0$ km.

Acest traseu urmează linia ferată care trece prin valea Carasu și devine din ce în ce mai strâmtă până dispare complect. Atinge cota maximă +55,0. Din dreptul satului Osmancea, unde valea începe să dispară, trece în linie dreaptă până la 1 km, sud de portul Constanța. În acest loc terenul prezintă o șea de coastă foarte largă, apropiativ la cota 50—55 m., lățimea ei fiind aproximativ 2 — 3 km. Pe aici trec și istoricele valuri ale lui Traian. N'ar fi prezentat nici un avantaj soluția urmării unei anumite cote, așa că pentru simplificare și pentru a avea lungimea cea mai redusă am ales linia dreaptă.

La gură, dacă prelungim canalul în Mare, ajungem tocmai la farul din portul Constanța ; deci prelungind puțin digul de apărare al portului, gura canalului va fi apărată de valuri, așa că nu mai e nevoie de nici o altă amenajare specială pentru necesitățile navigației.

Volumul de săpătură al întregului canal pe acest traseu este 193.000.000 m³ (profilul maselor planșa No. 2), deci cu 193.000.000 — 183.000.000 = 10.000.000 m³ mai mult ca traseul *a*).

Pentru a putea face o comparație din punct de vedere economic între traseul *a* și *b*, trebuie să luăm în considerare faptul că, costul jeteurilor dela gură în cazul traseului *a*, echivalează aproximativ costul săpăturii în plus dela traseul *b*.

Deci din punct de vedere al costului, cele două traseuri nu diferă.

În schimb la traseul *b*, avem următoarele avantaje :

— Gura canalului e cu mult mai bine apărată de aluviunile aduse de curentul maritim, prin portul și capul dela Constanța.

— Gura canalului e numai la 1 km. de portul Constanța, ceiace este foarte important pentru dezvoltarea viitoare a portului și a orașului.

Din cele de mai sus se vede foarte bine, că traseul *b*) prezintă avantaje cu mult mai mari decât traseul *a*). În consecință am părăsit soluția *a*) prin lacul Siut-Ghiol, adoptând definitiv soluția *b*) Alacap-Constanța.

Traseul întregului canal este prin urmare următorul :

Captarea pe Valea Mare lângă Cochirleni-Balta Carasu, 1 km. nord de Medgidia-Alacap-Murfatlar-Osmancea-Constanța.

Pe baza acestui traseu am făcut profilul longitudinal definitiv pe planșa No. 3 și 12.

2. Studiul geologic al traseului

Un studiu geologic detaliat al traseului nu se poate face fără a face cercetări la fața locului, așa că ceiace dăm mai jos, nu e decât o indicațiune generală asupra straturilor geologice, ce există cam prin Dobrogea de mijloc. Izvoarele de cari ne-am servit sunt :

Harta geologică a Institutului Geologic Român.

Din analele Institutului Geologic Român :

Anastasiu : Geologia regiunii Constanța-Cernavoda.

Macovei : Hidrologia Dobrogei de Sud.

Macovei : Dobrogea.

Murgoci : Tectonique de l'aire Cimmérienne.

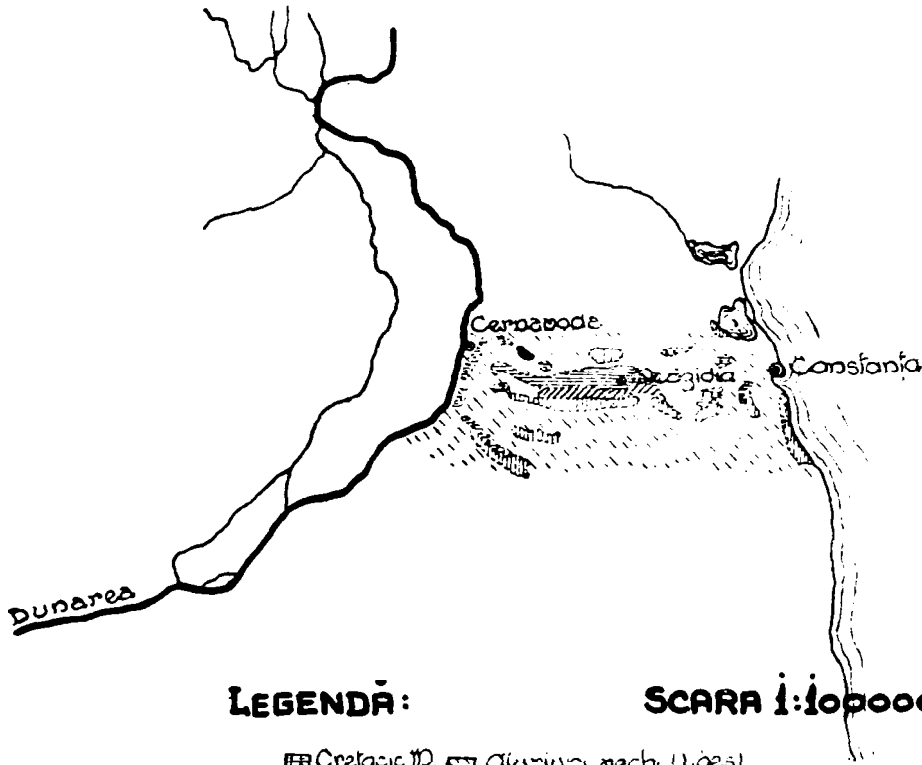
În linii generale geologia Dobrogei de mijloc e asemănătoare cu a Dobrogei de sud și se prezintă cam în modul următor : (vezi schița alăturată).

Podișul Dobrogean e acoperit la suprafață de un strat de loess (notat pe harta geologică : Aluviuni vechi), care are o grosime de aproximativ 15—30 m. ; în unele locuri acest loess e săpat complet, în altele e mai gros, chiar de 45 m. La baza sa loessul trece într'un strat de vreo 2—3 m. grosime de lut galben nisipos, care fiind aproape impermeabil reține o parte din apa meteorologică.

Sub acest strat sunt diferite roci calcaroase destul de dure ca : cretacicul mediu, jurasicul, sarmaticul, a căror stratificație e aproape orizontală cu o ușoară înclinare spre Mare (10°). Grosimea acestor straturi este foarte mare, în regiunea Dunării, straturile de apțian au o grosime de 150—200 m. ; în regiunea Mării sarmaticul atinge dela 60—70 m. grosime. Puțurile săpate pe podiș au atins uneori adâncimi de 50—60 m. ; astfel s'a putut constata, că straturile calcaroase dela bază au o duritate destul de mare ; sunt adevărate stânci calcaroase. Din aceste straturi la carierile de piatră dela Canara se produce vestita piatră de construcții (piatră de Canara). Portul Constanța a fost construit din aceiași piatră calcaroasă.

Părțile din regiunile joase, văile și în special regiunile băltoase, au la suprafață depozite moderne de pietrișuri și nisipuri aduse de apele meteorologice, ce se scurg prin văi (pe harta geologică notat cu Aluviuni noi).

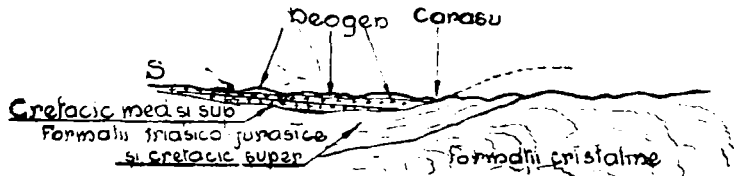
HARTA GEOLOGICĂ A REGIUNEI . CERNAVODA-CONSTANȚA



- ▨ Cretacic M
- ▨ Aluvioni vechi (loesi)
- ▨ Miocen Sarp
- ▨ Aluvioni moderne
- ▨ Pliocen
- ▨ Eocen

SECȚIE GEOLOGICĂ N-S ÎN DREPTUL ORĂȘULUI MEDGIDIA

Scara L: 1:150000
H: 1:150000



Analizând pe rând situațiunea dealungul traseului am ajuns la următoarele concluziuni :

Lângă Dunăre, la captare, stratul superior de loess este mai subțire ; pe harta geologică se vede cretacicul mediu, format la suprafață din nisipuri, gresii și pietrișuri, care la bază trec în argilă impermeabilă. Sunt straturi vechi, deci luând în considerare compoziția lor, destul de dure. Sub stratul de argilă se găsește cretacicul inferior puțin înclinat spre sud și cam la nivelul Dunării, compus din calcare în bancuri dure.

Aceiași stratificație se continuă până ce traseul ajunge la balta Carasu.

Pe toată lungimea bălții Carasu traseul trece prin aluviuni moderne până la km. 31,0 (lângă Alacap). Grosimea acestor aluviuni nu e mare și la bază trec în straturi argiloase impermeabile.

Dela Alacap începând, apare din nou stratul acoperitor de loess, care în vale are o grosime destul de mare ; fântânile săpate la Murfatlar numai în loess au o adâncime de 5 — 6 m.

Dela Murfatlar și în special dela Osmancea începând, unde se ridică cota terenului, săpătura pentru canal se va face la adâncime mai mare ; va trebui să studiem și constituția terenului la adâncime mai mare. Și aici stratul de loess se continuă până la Mare unde apare sarmaticul. Acelaș sarmatic se întinde sub toată regiunea aceasta, precum și spre Mare și are duritate destul de mare, după cum s'a constatat din fântânile săpate la adâncime de 50 — 60 m. E o adevărată stâncă calcaroasă.

Din punct de vedere al apelor suterane ne interesează în special regiunea din amonte de centrală, adică probabil în amonte de Murfatlar.

Plecând dela Dunăre D-l *Macovei* susține, că nivelul hidrostatic al apelor suterane trebuie să fie aproape acelaș ca și al Dunării. În regiunea bălților nivelul apelor suterane iarăși este ridicat, căci altfel nu ar fi bălți permanente. Regiunea dintre Alacap și Murfatlar are nivelul hidrostatic la o adâncime relativ mică, de oarece fântânile din regiune, au în general adâncimi de 5—6 m.

Regiunea cea mai nesigură din punct de vedere al nivelului apelor suterane ar fi cea dela km. 4—6 ; însă tot D-l *Macovei* susține, că nivelul hidrostatic al apelor suterane nu poate fi la o cotă mult mai joasă decât cota apelor Dunării, de oarece de-alungul Dunării pe o fâșie de 10 — 15 km., se resimte presiunea hidrostatică a Dunării, straturile fiind destul de impermeabile.

Adâncimea stratului impermeabil, dacă nu e tăiat de secția canalului nu ne interesează (după Koechlin vol. 1).

3. Profilele transversale ale canalului

Un canal navigabil, care servește totodată și la producere de forță motrice, trebuie considerat totdeanna ca un adevărat râu derivat și nici decum ca alte canale ce s'au construit numai pentru navigația în care viteza apei, dacă nu e tocmai zero, este în orice caz foarte mică. Astfel după cum vom vedea, viteza apei în canalul nostru va avea o mărime considerabilă, limitată de antrenarea materialului pereților. Pornind de la principiul de mai sus *R. Koehlin*, în vol. III, pag. 252 recomandă, să se țină seama de următoarele considerațiuni :

1. Proiectul canalului să fie astfel alcătuit, ca odată terminat canalul să nu mai fie nevoie de a fi pus la uscat pentru reparație.

2. Etanșeitatea pereților să fie asigurată, iar înălțimea digului să fie suficientă pentru apele cele mai mari.

Vom ține seamă de aceste recomandațiuni, nu numai la alegerea profilelor transversale ci la diferitele părți ale canalului: captarea, bazinul de decantare, amplasamentul ecluzelor și a centralei hidroelectrice și vărsarea în Mare.

Pentru alegerea profilelor transversale ne-am ales la începutul studiului următoarele condițiuni :

„Canalul va fi adânc de 8 m. și larg de 100 m.“

Aceste dimensiuni sunt date din nevoile navigației. Astfel adâncimea de 8 m. o vom considera la etiaj și lărgimea de o sută de metri la suprafață tot la etiaj.

Din studiul geologic și din studiul naturii terenului dealungul traseului se vede că nu putem adopta același profil transversal pe toată lungimea canalului, terenul fiind foarte variat.

În general avem 3 regiuni distincte :

1. Regiunea de rocă pământoasă, canalul în debleu, cota terenului între +12 și +20.

2. Regiunea de rocă aluvionară, canal cu diguri, cota terenului sub +12.

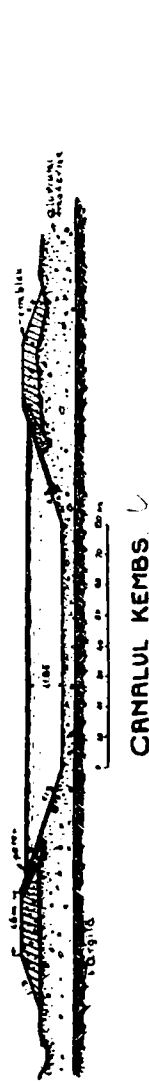
3. Regiunea de rocă stâncoasă, cota mai mult ca +20.

Pentru aceste trei regiuni am alcătuit câte un profil transversal tip.

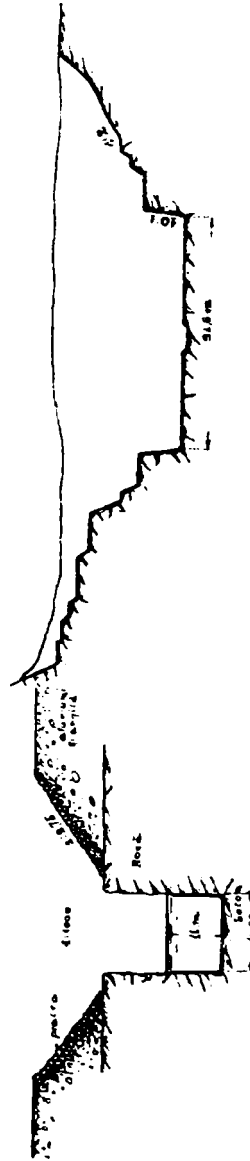
Pentru toate profilele transversale ne fixăm următoarele condițiuni :

— Pe cele două margini va fi câte un drum carosabil larg de 8 m., eventual pe una din părți va putea fi C. F. Acest drum totodată și creasta digului va fi la 1 m. înălțime față de apele mari obicinuite.

PROFILI TRANSVERSALE



CANALUL KEMBS



1:2000

CANALUL PANAMA

CANALUL CHIPRAWA-QUEENSTON

— Pentru a avea o variațiune mai uniformă a secțiunii de apă, alegem cota plus 2,0 față de etiaj pentru care să avem egalitate de secțiune.

— Pereții laterali și fundul canalului vor fi necăptușiți, numai în rambleu se va studia o căptușală specială.

Profilul transversal tip 1

(Planșa No. 4)

Singura soluțiune posibilă este un profil trapezoidal. Având adâncimea și lățimea dată, mai trebuie să alegem taluzul pereților laterali. Acest taluz depinde numai de taluzul natural sub apă a pământului în care se va săpa canalul.

Din punct de vedere geologic terenul e compus din roci sedimentare calcaroase (cretacic mediu și eventual jurazic) cari sunt acoperite de straturi de aluviuni vechi (loess), deci roci pământoase la care se poate admite un taluz destul de mare.

Pentru comparație cităm taluzurile admise la următoarele canale cu secțiuni mari :

Canalul Sues, taluz admis 1 : 2.

Canalul Amsterdam, taluz admis 1 : 2.

Canalul dela Jonage, taluz admis în teren de aluviuni noi 1 : 3.

Canalul dela Kembs, taluz admis în teren de aluviuni noi 1 : 3.

Canalul de aducere la centrala Beznau pe Aar, taluz admis în rocă pământoasă 1 : 2.

Canalul Bega, taluz admis în rocă pământoasă 1 : 1,5.

R. Koechlin în „Mec de l'eau“ II, la pag. 34, pentru canale cu debit mare admite în roci pământoase un taluz maxim de 1 : 2 sau mai bine 1 : 2,5 pe baza profilului de echilibru teoretic.

Jacquinet în „Canaux“ susține că la canale de navigație să se ia un taluz de 1 : 2 pentru părății laterali.

În concluzie alegem pentru secțiunea tip No. 1 taluzul 1 : 2 pentru părății laterali.

Apele mari normale au cota +6,0 față de etiaj deci drumul carosabil va fi la cota $8 + 6 + 1 = 15,0$ față de fundul canalului.

Cota maximum maximorum a apelor mari a fost în Iulie 1897 de 6,97 față de etiaj, deci cu 3 cm. mai jos de cât înălțimea aleasă pentru cota drumului.

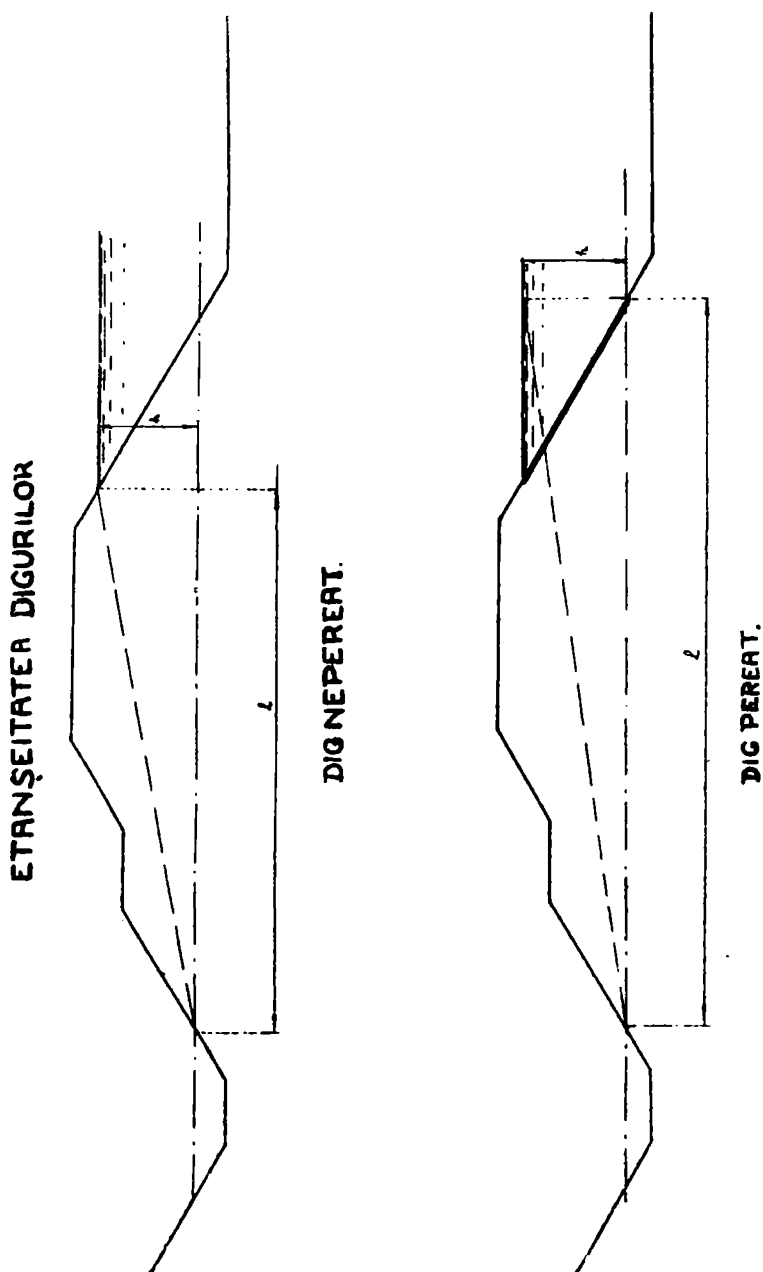
Drumul are cota +11,60 (cota etiajului este 4,59) și este orizontal pentru cazul când la centrală s'ar întrebuița un debit foarte mic și deci nivelul de apă ar rămânea constant. Dela acest drum în sus pentru siguranță menținem tot taluzul 1 : 2 în locurile unde cota terenului e mai ridicată.

Profilul transversal tip 2

(Planșa No. 4)

Din punct de vedere geologic terenul în care vom avea profilul aceasta este compus din aluviuni noi, pietrișuri și nisipuri cu puțină argilă cari la bază au aceleași roci calcaroase.

În general cota terenului corespunde cu cota apelor mici, deci partea în debleu a secțiunii este totdeauna sub apă. Cu toate că aluviunile noi nu admit un taluz așa de bun, totuși am admis pentru partea în debleu același taluz ca la profilul tip 1, din următoarele motive:



— Secțiunea fiind totdeauna sub apă partea aceasta din părății laterali nu e supusă la eforturi de distrugeri mari.

— E bine ca tipurile alese să fie cât de apropiate unele de altele.

La cota terenului natural am lăsat un prag orizontal de 2 m.; dela acest prag în sus digul e căptușit. Taluzul digului l'am ales 1 : 3 în interior,

ca fiind taluzul cel mai dulce ales la alte canale (ex. la Kembs pe Rhin). Taluzul exterior al digului este tot 1 : 3. Creasta digului are 8 m. lățime; la bază digul are 50 m. lățime pentru o înălțime de apă maximă 6 m. Pierderea de sarcină pe unitatea de lungime a apei de infiltrație, ce s'ar scurge prin acest dig ar fi: (R. Koechlin II, pag. 347):(vezi fig. dela pag. 56).

$$i = \frac{h}{l} = \frac{6}{50} = \frac{1}{8,5},$$

pentru dig de pietriș și prundiș Koechlin dă $i = \frac{1}{9}$.

Aceasta înseamnă că lățimea la bază a digului e destul de mare chiar dacă ar fi numai din pietriș și nisip.

Căptușala digului se face din beton de argilă și am ales-o în comparație cu canalul dela Kembs pe Rhin (proiect) și canalul dela Jonage pe Rhone. Grosimea maximă normală pe peretele lateral al căptușelei este de 3 m. Căptușala se execută în modul următor: betonul se prepară prin amestecarea argilei cu nisip și pietriș, se așează în straturi pe dig și se comprimă cu rulouri strat cu strat. Pragul orizontal servește la încastrarea căptușelii. Peste acest beton de argilă se va executa un fel de pereu primitiv din piatră brută, care va avea o grosime de aproximativ 0.50 m. și are rolul de-a proteja betonul de argilă.

Creasta digului are cota +11,60 (ca la secțiunea tip 1) și este orizontală, din același motiv ca la profilul 1.

Profilul transversal tip 3

(Planșa No. 5)

Acest profil transversal se va săpa în general în rocă de stâncă calcaroasă de duritate nu prea mare. Terenul are cote mari, în mediu cota +50.

Pentruca să reducem volumul săpăturii la minimum, dacă canalul n'ar servi și la navigație, ar trebui să alegem un profil dreptunghiular de lățime mică, cum s'a făcut la noua centrală dela Niagara (Chippawa Quenstone construită în 1917, unde canalul de aducere pentru debitul de 500 m³/sec. în rocă de stâncă calcaroasă are o lățime de de 14,63 m. față de o adâncime în stâncă de aproximativ 25.00 m., înălțimea de apă fiind 11.00 (vezi fig. p. 54).

Pentru a reduce într-o câțiva secțiunea vom părăsi lățimea de 100 m. la suprafață, analog cu situația, ce s'a avut la construcția canalului Panama, unde în regiunea stâncoasă s'a redus lățimea dela 150,00 m. la 91,50 m. din acelaș motiv.

Fixăm lățimea minimă a canalului la 80 m., ceiace ajunge pentruca două vapoare de cele mai mari dimensiuni să treacă unul lângă altul fără nici o stânjenire, acesta în comparație cu dimensiunile ecluselor.

Tipul de profil ales este cel adoptat și la canalul Panama (vezi fig. alăturată a canalului Panama).

Taluzul pereților laterali în albia propriu zisă l'am ales 10 : 1. Exemple de canale executate cu taluzuri asemănătoare sunt:

Canalul Manchester, talus admis 6 : 1 ;

Canalul Corint, taluz admis 5 : 1 pe o adâncime de 78 m. ;

Canalul dela centrala amintită dela Niagara, pereți verticali.

Evident că părăsind lățimea inițială va trebui să adâncim canalul, pentruca viteza apei să fie aceeaș și deci să fie secțiuni egale. Adâncimea mai mare din punct de vedere tehnic nu prezintă nici o greutate la executare și o vom determina ulterior.

Dela drumurile laterale în sus peretele urmează taluzul natural la zi al pământului.

Determinând tipurile de secțiuni trecem la localizarea lor pe traseu. Pe planșă am trasat alături de fiecare secțiune și curba suprafețelor.

Porțiunea 1. Km. 0,5 — 4,5.

Lungimea : $L = 4$ km.

Geologia : Aluviuni vechi, la bază calcare în bancuri.

Natura terenului : Cota între +12 și +20, vale destul de largă.

Profil transversal ales : tip 1.

Cota fundului : -3,50 (față de etiaj -8,00).

Cota la creasta digului : +11,60.

Secțiunea de apă la cota plus 2 față de etiaj : 880 m².

Porțiunea 2. Km. 4,5 — 6,5.

Lungimea : $L = 2$ km.

Geologia : Aluviuni vechi (loess), la bază stânci calcaroase.

Natura terenului : deal, cota maximă +80.

Profil transversal ales : tip 3.

Cota fundului : aprox. -4,70, față de etiaj -9,0.

Cota la creasta digului : +11,60.

Secțiunea de apă la cota +2,0 față de etiaj : = 880 m².

Adâncimea am determinat-o astfel ca la cota apei +2,0 față de etiaj să avem egalitate de secțiune cu secțiunea tip 1.

Porțiunea 3. Km. 8,0 — 31,0.

Lungimea : $L = 23$ km.

Geologia : Aluviuni noi.

Natura terenului : Baltă la cotă mică.

Profil transversal ales : tip 2.

Cota fundului : aprox. -4,0, față de etiaj -8,0.

Cota la creasta digului : +11,60.

Porțiunea 4. Km. 31,0 — 41,3.

Lungimea : $L = 10,3$ km.

Geologia : Aluviuni vechi (loess).

Natura terenului : Vale care se strâmtează, cota maximă + 24.

Profil transversal ales : tip 1.

Cota fundului : aprox. — 4,20, față de etiaj — 8,0.

Cota la creasta digului : + 11,60.

Porțiunea 5. Km. 43,0 — 57,5

(Aval centrală)

Lungimea : $L = 14,5$ km.

Geologia : Aluviuni vechi (loess), la adânimé stânci calcaroase.

Natura terenului : Podiș la cota medie + 50.

Profilul transversal ales : tip 3.

De oarece cota apei în aval de centrală este în funcție de cota Mării Negre, ea va varia între limite foarte mici. Din acest motiv adâncimea canalului în aval se va determina sau după un calcul de economie, sau după viteza maximă admisă. Acest calcul îl vom putea face numai după ce vom fixa soluțiunea pentru mărimea centralei ; în prima aproximație alegem adâncimea canalului 12,0 m. față de cota Mării Negre, pentruca să putem trasa curba suprafețelor.

Cota drumului depe margini o alegem în comparație cu înălțimile dela canalul Panama, + 4, deci adâncimea albiei cu taluzul 10 : 1 este în primă aproximație 16,0 m.

Etanșeitatea pereților

Din punct de vedere al etanșeității pereților R. Koechlin stabilește 2 cazuri (vol. II, pag. 348).

1. Când nivelul apelor suterane este mai ridicat de cât fundul canalului, însă stratul impermeabil este mai jos. Acesta este cazul cel mai obicinuit și mai favorabil.

2. Când nivelul apelor suterane este mai jos decât fundul canalului. În acest caz canalul va trebui în general căptușit.

La noi în general suntem în cazul 1, după cum am văzut la studiul geologic. Numai în porțiunea km. 4,0 — 6,0 există nesiguranță. Partea în aval de centrală nu ne interesează, după cum am mai spus, de oarece terenul înconjurător are o cotă cu mult superioară.

Dacă suntem în cazul 1, Koechlin recomandă, ca pereții să fie căptușiți până la nivelul apelor suterane. În cazul nostru pe lungimea dela km. 8,0 — 31,0 ($L = 23,0$ km.) pereții sunt căptușiți, așa că recomandațiunea de mai sus este îndeplinită. Pe restul lungimii, canalul este numai în debleu ; în partea aceasta n'am prevăzut nici o căptușală, căci tot după studiile lui R. Koechlin în general aluviunile aduse de apă, dacă nu sunt prea fine și dacă pereții canalului nu sunt prea poroși, în scurt timp după punerea în funcțiune a canalului, vor umple porii pereților, astfel încât se va obține o impermeabilitate destul de bună.

4. Captarea

(Planșa No. 5)

Captarea se poate face cu sau fără baraj de captare. Noi am făcut-o fără baraj de captare bazându-ne pe următoarele considerente: barajul de captare ar trebui să fie foarte lung deci foarte costisitor, Dunărea fiind foarte largă; apoi debitul ce îl derivăm din Dunăre e prea mic (între $1/3$ la etiaj și $1/7$ la ape mari din debitul total) prin urmare captarea se face ușor și fără baraj de captare, sau chiar fără pinten.

La captare n'am prevăzut niciun fel de construcții speciale ca vane, sau grătare, de oarece canalul este întrebuințat și pentru navigație. Pe de altă parte canalul nu se va mai pune niciodată la uscat, dupăcum am mai spus deja.

Fixat locul captării la 1 km. Nord de satul Cochirleni pe valea mare, să vedem condițiunile ce trebuie să le îndeplinească captarea propriu zisă pentru a fi bună.

După R. Koechlin captarea trebuie astfel făcută, încât o parte din materiile în suspensie aflate în apele Dunării să rămână în apele ce se duc mai departe pe râu, iar pe canal cantitatea de aluviuni să fie minimă. La noi această condițiune este în mare parte îndeplinită prin faptul, că imediat în amonte de captare Dunărea are o adâncime considerabilă (— 16 m.) și secțiune suficientă pentru a ușura o primă decantare a aluviunilor.

Captarea este aranjată aproape perpendicular pe direcția cursului Dunării, întrucât ne-au permis împrejurările locale, astfel că prin aceasta deviație sub un unghiu aproape drept a firelor de apă am realizat o altă decantare importantă a apei de pe canal. Tot pentru a ușura decantarea am aranjat captarea astfel încât cota fundului să fie mai mare decât cota de fund a Dunării, aceasta împiedcând trecerea în canal a materiilor mai grele ce plutesc aproape de fundul râului.

Forma captării este astfel aranjată încât viteza oricare ar fi debitul pe canal, să nu treacă de 1 m/sec., pentrucă o viteză mai mare ar favoriza antrenarea materiilor în suspensie. Astfel forma este asemănătoare unei racordări lărgite și lungite de oarece condițiunile de viteză sunt satisfăcute. Lungimea captării este 500 m.

Această formă satisface și nevoile navigației permițând o întoarcere ușoară pentru vase.

5. Bazinul de decantare

(Planşa No. 5)

Bazinul de decantare se face de obicei imediat după captare. Cum la traseul admis pe Valea Mare locul este foarte strâmt, și crearea unui bazin de decantare ar necesita săpătură prea multă, am plasat bazinul de decantare la prima lărgire a văii pe unde trece traseul, adică la km. 6,5, unde în prezent este baltă. Este astfel aranjat încât unghiul de aproape 90° al canalului să fie chiar la mijlocul bazinului de decantare, ceea ce favorizează și mai mult depunerea aluviunilor.

Numărul bazinelor

Deși prin enunțul proiectului ne-am propus să facem două camere de decantare, totuși am făcut o singură cameră și aceasta din următoarele motive: două bazine de decantare se fac numai pentru a putea pune la uscat pe unul din ele în timpul curățirii sau în timpul reparației. La noi pentru curățire nu e nevoie ca bazinul de decantare să fie pus la uscat, de oarece se poate foarte bine curăți și pe cale umedă cu ajutorul unor pompe speciale. Pe de altă parte după cum am mai amintit, canalul trebuie considerat ca un adevărat râu derivat, și deci trebuie astfel proiectat, ca să nu mai fie nevoie să-l punem la uscat în total sau în parțial. Punerea la uscat ar fi necesitat și porți foarte mari, ceea ce ar fi mărit mult costul bazinului.

Astfel am ales un singur bazin de decantare suficient de larg și lung pentruca atunci, când se face curățirea aluviunilor, cari de obicei se depun imediat la începutul bazinului, eventualele aluviuni ce s'ar ridica în timpul curățirii, să aibe loc și timp suficient pentru a se depune din nou tot în bazin. Lărgimea este suficientă pentru ca navigația să se facă fără stânjenire chiar în timpul curățirii.

Totuși pentru a fi asigurați, dacă s'ar simți nevoia încă unei camere, am lăsat loc suficient pentru amenajarea unui nou bazin pe latura de sud.

Pentru determinarea volumului bazinului de decantare trebuie să cunoaștem cantitatea de aluviuni în suspensie. La acest capitol ne'am folosit de indicațiile date în studiul d-lui Ing. I. Vidrașcu, „Regiunea inundabilă a Dunării“.

Greutatea medie anuală a aluviunilor în suspensie pe m^3 a fost între anii 1887 și 1911 de $0,211 \text{ kg./m}^3$ apă. Aceste aluviuni se depun sub formă de bancuri îngreunând circulația vapoarelor în special la gură.

Cantitățile maxime de aluviuni la gurile Dunării au fost în anii :

1870 . . .	150.000.000	tone
1901 . . .	118.000.000	„
1911 . . .	98.000.000	„

Raportate la cantitatea de apă aluviunile au fost în 1911, $1/305$.

Pentru dimensionarea bazinului de decantare vom lua media pe ultimii 50 ani și anume :

$$0,211 \text{ kg./m}^3 \text{ apă.}$$

În cartea d-lui *Antipa* este dată tot această medie.

Cantitatea de aluviuni ce se duce pe canal o calculăm în modul următor :

a) Scădem din data de mai sus 50% , ceea ce ar reprezenta cota parte a aluviunilor datorite râurilor Ialomița, Prut și Siret, datele de mai sus fiind luate la Galați :

$$0,211 - 0,211 \times 0,5 = 0,105 \text{ kg./m}^3 \text{ apă.}$$

b) Din cauză că la intrare apa pierde o parte din aluviuni captarea fiind destul de bine amenajată, mai micșorăm cantitatea de mai sus cu 40% . Avem :

$$0,105 - 0,105 \times 0,4 = 0,061 \text{ kg./m}^3 \text{ apă.}$$

c) De oarece nu toate aluviunile se vor depune în bazinul de decantare, o parte rămânând încă în suspensie am mai scăzut cifra de mai sus cu 10% . Avem deci :

$$0,061 - 0,061 \times 0,1 = 0,055 \text{ kg./m}^3 \text{ apă.}$$

Pentru un debit mediu de $1000 \text{ m}^3/\text{sec}$. debitul probabil ce îl vom deriva, avem cantitatea de aluviuni :

$$A = 1000 \times 0,055 = 55 \text{ kg./sec.}$$

Pe zi cantitatea de aluviuni va fi :

$$A = 55 \times 24 \times 3600 = 4.750.000 \text{ kg. pe zi.}$$

Transformând cantitatea de mai sus în m^3 avem (1 m^3 de nisip umed fiind 2000 kg.) :

$$\frac{4750000}{2000} = 2500 \text{ m}^3/\text{zi,}$$

din cauza că nisipul este ud, mărim volumul cu 30% , avem aproximativ :

$$2500 \times 1,3 = 3500 \text{ m}^3/\text{zi.}$$

Dimensionarea bazinului de decantare.

Debitul mediu pe canal este $1000 \text{ m}^3/\text{sec}$.

Pentru ca aluviunile să se depună, trebuie să avem în bazin o viteză de apă de $0,15 - 0,16 \text{ m}/\text{sec}$. După *Koechlin* viteza poate să fie uneori chiar și $0,30 \text{ m}/\text{sec}$. Secțiunea bazinului de decantare o calculăm pentru un debit mărit cu 10% anume $Q = 1100 \text{ m}^3/\text{sec}$.

Avem :

$$S = \frac{Q}{0,15 - 0,16} = 1100 \times \frac{1}{0,15 - 0,16} = 6600 \text{ m}^2.$$

Înălțimea apei la etiaj este de 8 m ., la apele mari este de $8 + 6 = 14 \text{ m}$.

Adâncimea bazinului o alegem aproximativ egală cu înălțimea medie de apă, adică : aproximativ 10 m ., la aceasta se adaugă 1 m . înălțimea crestei peste apele mari ; total deci adâncimea bazinului dela creastă până la fund este 25 m .

Profilul transversal al bazinului va fi trapezoidal cu pereții înclinați cu un taluz de $1 : 1,5$.

Secțiunea de apă la apele cele mai mari, dacă luăm o lățime de 300 m . la fund, este :

$$S = \frac{300 + 360}{2} \times 24 = 7920 \text{ m}^2,$$

iar viteza este :

$$v = \frac{Q}{S} = \frac{1100}{7920} = 0,14 \text{ m}/\text{sec}.$$

Secțiunea de apă la apele cele mai mici este :

$$S = \frac{300 + 340}{2} \times 18 = 5750 \text{ m}^2,$$

iar viteza pentru debitul minim de $600 \text{ m}^3/\text{sec}$. este :

$$v = \frac{Q}{S} = \frac{600}{5750} = 0,11 \text{ m}/\text{sec}.$$

deci nu întrece valoarea presupusă.

Lungimea bazinului o alegem pentru simetrie și pentru ca vasele să aibă o manevră ușoară : $L = 700 \text{ m}$.

Spațiul în care se pot depune aluviunile are o adâncime de 10 m ., deci volumul va fi :

$$v = 300 \times 10 \times 700 = 2100000 \text{ m}^3.$$

Timpu în care se umple bazinul cu aluviuni este, dacă într'o zi se depun $3300 \text{ m}^3/\text{zi}$:

$$\frac{2100000}{3300} = 650 \text{ zile}.$$

Vom presupune că curățirea bazinului se va face tot la 300 zile; astfel niciodată nu va fi plin, ceea ce ar îngreuna foarte mult depunerea de aluviuni. În 300 zile se depun :

$$3300 \times 300 = 990000 \text{ m}^3 \approx 1.000.000 \text{ m}^3,$$

sau aproximativ 2.000.000 tone la an.

Curățirea bazinului de decantare se va face cu ajutorul unor drage speciale. În Foerster II se dau datele unei drage cu pompă; debitul este $Q = 6000 \text{ m}^3/\text{oră}$ la o adâncime de lucru de 21 m., puterea mașinii 1500 HP. Această dragă lucrează cu un coeficient de 2 : 1 adică la o parte nisip scoate 2 părți apă. Astfel debitul real este de $Q = 2000 \text{ m}^3$ aluviuni și 4000 m^3 apă pe oră.

Lucrând cu un tip analog aluviunile din bazinul de decantare s'ar putea draga în :

$$\frac{1000000}{2000} = 500 \text{ ore},$$

la o zi de lucru de 10 ore va trebui să se lucreze 50 de zile.

Pereții laterali ai bazinului de decantare se vor perea cu pereaajul adoptat la diguri.

Determinarea suprafeței de perea.

Ea se împarte în trei părți și anume :

1. Suprafața de fund a bazinului care probabil va trebui acoperită cu un strat de piatră pentru a-și menține forma plană în urma dragării.
2. Suprafața laterală în debleu, care nu va fi căptușită cu strat impermeabil ci numai cu piatră.
3. Suprafața laterală în rambleu care se va căptuși cu pereaajul adoptat la diguri.

Calculul suprafețelor :

1. $S = 300 \times 700 + 83000 = \text{aprox. } 300000 \text{ m}^2.$

2. Lungimea suprafeței laterale este :

$$L = 2 \times 700 + 600 = 2000 \text{ m}.$$

Iar suprafața este :

$$S = L \times l = 2000 \times 32 = 65000 \text{ m}^2.$$

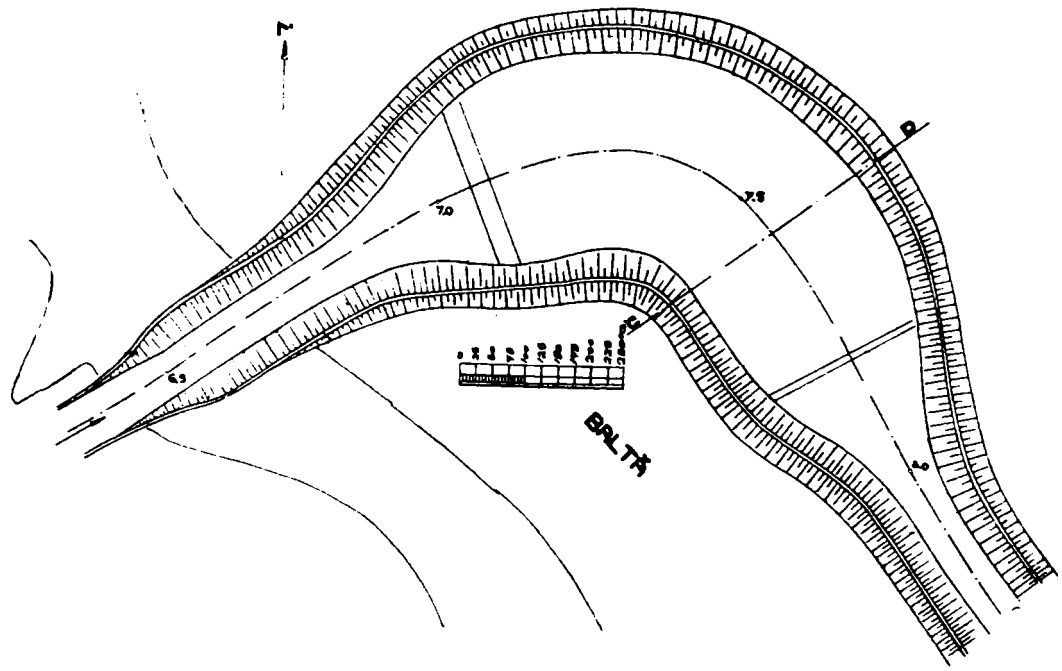
3. Lungimea suprafeței este ca la 2.

$$L = 2000 \text{ m}.$$

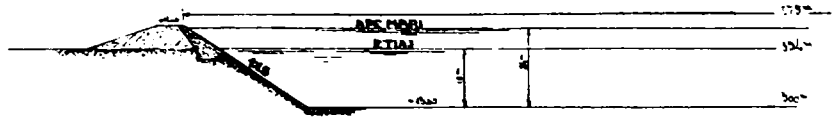
Suprafața este :

$$S = L \times l = 2000 \times 12 = 24000 \text{ m}^2.$$

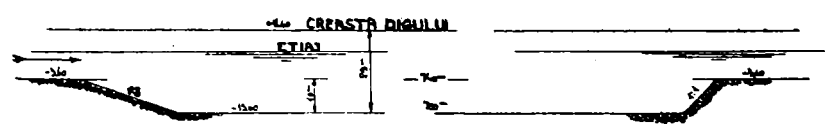
BAZINUL DE DECANTARE



C-D



SECȚIE LONGITUDINALĂ



6. Amplasamentul centralei hidraulice

Forma amplasamentului o vom descrie mai exact la partea tehnică a centralei hidraulice. Aici am făcut numai o schiță provizorie, pentru a putea evalua volumul săpăturii și pentru a putea face o discuție asupra alegerii locului centralei. Mai avem nevoie și de suprafețele pereate ale amplasamentului, pentru a putea introduce în deviz costul pereului.

Din punct de vedere teoretic centrala se poate plasa oriunde pe canal. Criteriile de alegere a locului centralei sunt: costul minim și condițiile locale. Cu cât centrala este mai aproape de mare cu atât săpătura pentru canal este mai puțină, canalul aval trebuind să se facă la o cotă mai joasă.

Cercetând condițiile locale observăm, că centrala nu se poate plasa chiar la Mare, căci terenul e abrupt și ar necesita săpătură prea multă amenajarea unui loc pentru centrală la litoralul Mării. Din motive de navigație iarăși nu e bine ca eclusa să fie expusă valurilor Mării.

Cercetând harta observăm că centrala se poate plasa la km. 42 (satul Osmancea) cu mică săpătură, la km. 36 fără săpătură (afară de cea necesară pentru fundațiuni).

Calculul de economie. Săpătură în plus la km 42,0 pentru amplasamentul centralei: (evaluat de pe schiță).

Suprafața de teren în amonte este: $800 \times 260 = 208000 \text{ m}^2$.

Grosimea pământului în plus 8 m.

Volumul în amonte $208000 \times 8 = \dots\dots\dots 1.660.000 \text{ m}^3$

Suprafața de teren în aval $600 \times 260 = 156000 \text{ m}^2$.

Grosimea pământului „ 9 m.

Volumul în aval $156000 \times 9 = \dots\dots\dots \underline{1.400.000 \text{ m}^3}$

Total volum în plus aprox. $3.000.000 \text{ m}^3$

Cost în plus la km. 42. Costul săpăturii în plus cu 1.20

lei/m³ este $\dots\dots\dots 3.000.000 \times 1.20 = 3.600.000 \text{ lei}$

Mutarea liniei de C. F. 300 m. lungime à 200 lei/ml. 60.000 „

Exproprierea terenului, fiind aproape de sat e aprox. $\underline{500.000 \text{ „}}$

Total $\dots\dots\dots \underline{4.160.000 \text{ lei}}$

Economia realizată pe canal la săpătură pe lungimea dela km. 36 — 42 = 6 km. este:

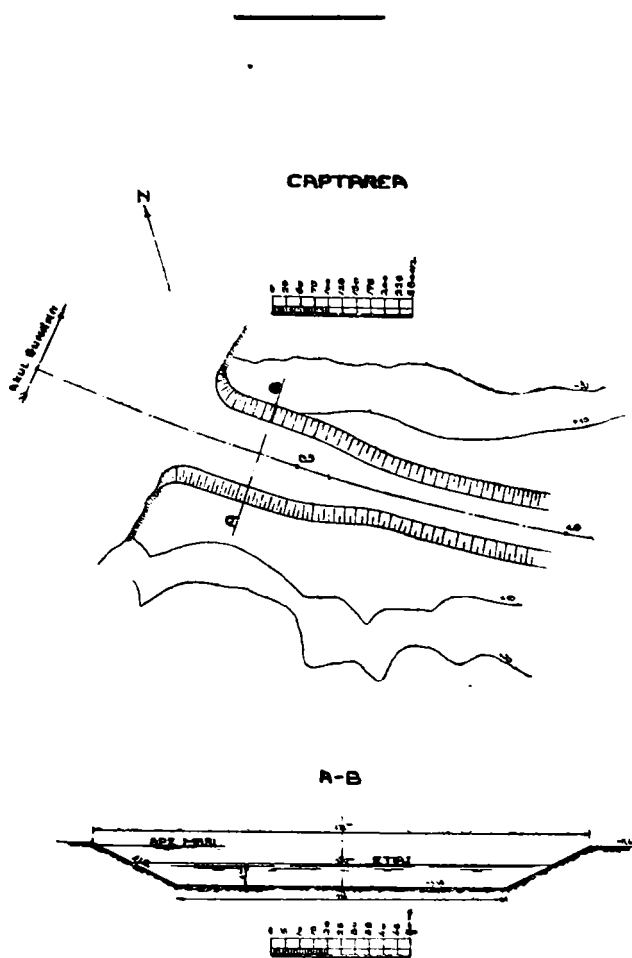
Cota medie a terenului pe această lungime este. + 19,0.

Diferența de suprafață între un canal de profil tip 1 în amonte și același tip în aval $4180 - 2900 = 1280 \text{ m}^2$ sau m^2/ml . Volumul de săpătură economisit este deci $1280 \times 6000 = 7.700.000 \text{ m}^3$. Economia la cost cu $1.20 \text{ lei}/\text{m}^3$ este lei 9.200.000.

Se vede deci că e mai mare economia realizată prin plasarea centralei la km. 42.

Pentru siguranță mai încercăm și plasarea centralei la km. 38,5: Economia realizată pe lungimea $38,5 - 42,0 = 3,5 \text{ km.}$, este în volum $1280 \times 3500 = 4.500.000 \text{ m}^3$, în lei à $1.20 \text{ lei}/\text{m}^3$ 5.400.000 lei.

În concluzie alegem locul centralei la km. 42,0.



7. Eclusele

Existența pe canal a centralei de forță motrice implică și crearea unor ecluse. Situația lor în plan se vede pe planșa amplasamentului centralei hidro-electrice. Pentru determinarea dimensiunilor generale ale ecluselor ne-am servit de exemplele de ecluse executate, și anume următoarele :

1. Uzina baraj Kachlet pe Dunăre cu ecluse de 250×24 m.
2. Eclusele dela canalul Panama : de $305,0 \times 33,5$ m.
3. Eclusele dela Ymoudin lângă Amsterdam, de dimensiunile 400×50 m. și adâncime de 15 m. Acestea sunt cele mai mari construite până azi.

Prin comparație cu dimensiunile acestor ecluse am ales pentru eclusele noastre următoarele dimensiuni :

$$300 \times 35 \text{ m.},$$

cu o singură treaptă de 12 m. la apele cele mai mari. Prevăzând o circulație intensă am lăsat loc pentru 2 ecluse paralele, pentru cele două sensuri de circulație.

Suprafața unei camere este :

$$S = 300 \times 35 = 10500 \text{ m}^2.$$

Cantitatea de apă ce intră și iese cu ocazia trecerii unui vas e în funcție de cota Dunărei ; din acest motiv vom da un tablou de pierderile de apă pentru fiecare cotă a Dunărei. Numărul deschiderilor pe zi l-am luat 30. Cu secțiunea dată înmulțită cu înălțimea respectivă de apă se poate calcula cantitatea de apă la zi. Dăm mai jos tabloul cu rezultatele :

Cota Dunării		h	h ₀	Volumul apei m ³	Consum de apă în m ³ /zi	Zile cu cota dată
pe miră	absolută					
0,0	4,5	3,5	0	37.000	1.110.000	33
1,0	5,5	4,5	0	47.000	1.400.000	56
2,0	6,5	5,5	0	57.500	1.700.000	66
3,0	7,5	6,5	0	68.000	2.040.000	67
4,0	8,5	7,5	0	78.500	2.360.000	143

Cantitatea anuală totală de apă pentru ecluse este :

$$Q = 33 \times 1.110.000 + 56 \times 1.400.000 + 66 \times 1.700.000 + 67 \times 2.040.000 + 143 \times 2.360.000 = 734.000.000 \text{ m}^3/\text{an.}$$

sau în mediu : $Q = \frac{734\ 000.000}{3600 \times 8650} = 23,2 \text{ m}^3/\text{sec.}$

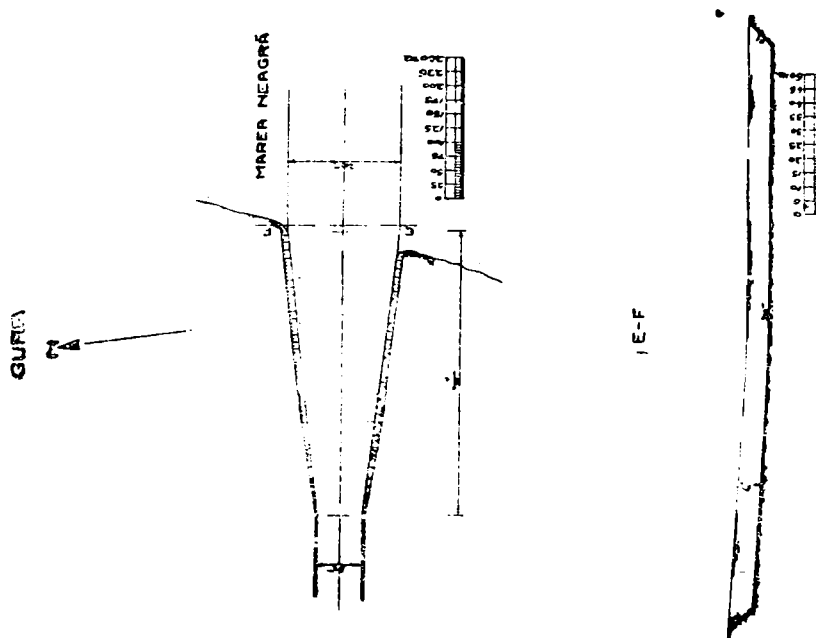
Pentru a ușura manevra vaselor în amonte și aval de eclusă am prevăzut câte o zonă moartă. Lungimea acestei zone am ales-o după indicațiile date în R. Koechlin. vol. III, pag. 254, în amonte 500 m. în aval 300 m.; avem nevoie de lungimele acestea atât de mari, de oarece viteza apei este mare pe canalul navigabil. Zona moartă e despărțită de canalul centralei printr'un părete despărțitor, care are dimensiunile unui adevărat baraj udat pe ambele părți. Lățimea la creastă este 10 m., pereții sunt pereaiți, și au un taluz de 1 : 1.

8. Vărsarea în Mare

La vărsarea în Mare a canalului trebuie să prevedem o racordare din următoarele motive :

Continuarea în Mare a canalului trebuie să fie mai largă din motive de navigație. Lățimea acestei continuări în Mare este 200 m. În Mare canalul nu e nevoie să fie mai adânc de 8 m.; canalul însă are înainte de vărsarea lui în Mare 12 m., deci trebuie să prevedem o trecere cât de dulce, pentru a evita formarea de turbioane, care ar îngreua intrarea vaselor în canal. Dacă s'ar face trecere bruscă dela o secțiune la alta pierderile de sarcină ar fi prea mari, deci ar scădea prea mult puterea.

În consecință am adoptat o racordare care se vede pe figura alăturată. Lungimea racordării este 500 m. Totodată prin acest dispozitiv am evitat dragarea unei cantități prea mari de pământ de pe fundul Mării.



9. Devizul canalului

Determinând toate părțile canalului în punctele 1 — 8, putem trece la compunerea devizului. Aici nu intră costul amenajării de forță motrică (centrala hidro-electrică), însă am prevăzut toate cheltuielile eventuale în legătură cu navigația.

În deviz am introdus următoarele capitole :

1. Lucrări pregătitoare (desecarea bălților).
2. Exproprierea terenului.
3. Terasamente și dragaj.
4. Pereuri și căptușeli.
5. Lucrări de artă (fără eclusă).
6. Eclusa.

7. Amenajarea eventuală a cursului Dunării în vederea navigației în aval de Cernavoda.

8. Proiectare, conducere și neprevăzute.

9. Interesele capitalului în timpul construcției.

Vom trata fiecare capitol în parte.

1. Lucrări pregătitoare. Pentru ca săpătura și digurile ridicate în valea Carasu să se poată face mai ușor, Balta Carasu va fi desecată înainte de începerea lucrărilor, sau în timpul lucrărilor, prin crearea unei scurgeri artificiale către Dunăre. O parte din săpătură s'ar putea executa și sub apă, deoarece e știut, că dragajul pământurilor aluvionare e mai eficient, decât săpătura lor la uscat. Digul însă, pentru a obține etanșeitarea necesară va trebui făcut la zi.

Pentru a evalua costul desecării nu avem date, mai cu seamă că datele nici nu se pot fixa, decât la fața locului, și atunci numai aproximativ. Pentruca să fim acoperiți, prevedem 1000 lei pe hectar.

Suprafața fiind 2500 ha. avem **lei 2.500.000.**

2. Exproprierea terenului. Vom considera că pentru canal avem nevoie de o fâșie de lățime medie de 300 m. În această suprafață nu intră terenul necesar pentru depozitarea pământului săpat, costul căruia îl vom introduce la costul săpăturii.

Costul exproprierei pe unitatea de suprafață l-am luat după informațiile primite :

1 ha. teren arabil lei 1000.

1 ha. teren în apropierea orașului sau satului lei 3000.

1 ha. baltă sau regiunea inundabilă lei 200 — 600.

Suprafețele le-am evaluat pe porțiuni și le-am introdus în tabloul ce urmează :

No.	L o c u l	Suprafața în ha.	Cost unitar lei/ha.	Cost total lei
1	km. 0,0 — 6,0	$300 \times 6000 = 180 \text{ ha.}$	1000. —	180,000 —
2	km. 6,0 — 31,0	$300 \times 25000 = 750 \text{ ha.}$	200. —	150,000. —
3	km. 31,0 — 41,5	$300 \times 10500 = 315 \text{ ha.}$	2000. —	630,000. —
4	km. 43,0 — 58,5	$300 \times 15500 = 465 \text{ ha.}$	1000. —	465,000. —
5	Centrala	60 ha.	3000. —	180.000. —
Total				1.605.000. —

3. Terasamente și dragaj. Capitolul cel mai important este cel al terasamentelor ; din acest motiv am făcut o analiză mai exactă a lui.

Manualul de care ne-am servit la acest capitol este Foerster (Tasch. b. f. Bauing.), Am mai ținut seamă și de indicațiile date în Hütte III, la capitolul Kanalbau (pag. 580). Pentru comparație am cercetat și articolele din reviste, care tratează lucrări executate mai cu seamă din punct de vedere al costului și anume :

— Canalul Panama, de Franzius în Z. d. V. D. I. 1915, pag. 442.

— Canalul Panama, de Létay Lajos în Vizügyi Közlemények, Budapesta anul 1915, pag. 50.

— Canalul Erie-Ontario-Hudson în America de Nord, Vizügyi Közlemények 1911, pag. 42.

— Canalul Bega, tot în Vizügyi Közl.

La acest capitol am procedat în ordinea următoare :

a) *Determinarea planului general al executării lucrărilor.* Săpăturile se vor executa numai pe cale mecanică, aceasta din punctul de vedere al duratei și al costului lucrării. Mașinile întrebuințate vor fi escavatoare cu cupe (Eimerketten-Bagger), escavatoare cu lingură (Löffel-Bagger) și alte mașini speciale. Pentru determinarea costului am considerat numai primele două feluri de mașini.

După modul de săpare canalul se împarte în trei părți :

1. Porțiunile unde cota terenului este mai mică decât $+16 - +18$, deci cam la nivelul sau sub nivelul crestei digului. Aici pământul e ridicat de însăși mașina de săpat la nivelul exterior și e depozitat pe cele două laturi ale canalului cu o foarte mică deplasare laterală.

2. Porțiunile de canal, unde cota terenului e mai mare decât $+20$. Aici săparea e mai grea, fiindcă pământul trebuie ridicat în sus sau transportat în lungul canalului la un loc de descărcare. Am făcut ipoteza, că până la adâncimi de maximum 30 m. se poate ridica pământul la nivelul exterior fie direct de mașină fie prin rampe, sau plane înclinate special amenajate și numai restul

se va transporta în lungul canalului, aceasta din motivul că având de făcut un transport foarte lung (în mediu 12 km.), costul transportului ar fi prea mare. Adâncimea de 30 m. am admis-o, ca o adâncime care din punct de vedere tehnic al ridicării pământului pe plan înclinat nu e prea mare. Metoda ridicării pământului pe plan înclinat s'a întrebuințat la construcția canalului Erie-Hudson, unde cantitatea totală de pământ escavat a fost aproximativ 100.000.000 m³; deci o lucrare comparabilă ca dimensiuni.

3. Porțiunile intermediare le-am tratat după situația pe teren.

Notăm că ipotezele de mai sus asupra modului de săpare nu sunt singurele posibile; le-am admis numai pentru a putea face o evaluare mai exactă a costului săpăturilor.

b) Determinarea și împărțirea în categorii a pământurilor.

Determinarea naturii pământurilor am făcut-o după datele geologice, de oarece n'am putut studia la fața locului terenul la diferite adâncimi, acest studiu necesitând cheltueli prea urcate. Ne-am condus numai după datele geologice, ce le-am dat în studiul geologic al traseului.

Pe baza calității straturilor am împărțit pământurile în următoarele categorii date în tabloul din Foerster, pag. 1276;

— Aluviunile vechi, ca loessul, gresiile, pietrișurile mari intră la pământurile categoria III.

— Aluviunile moderne, ca nisipuri, pietrișuri fine din regiunile de baltă intră la categoria I și II.

— Straturile calcaroase mai dure (stânci calcaroase), ca cretacicul mediu și inferior, și cele asemănătoare ca jurazicul superior și sarmaticul intră la categoria V.

Straturi mai dure decât categoria V-a nu credem să fie, căci în Dobrogea de mijloc și Sud nu sunt roci eruptive sau roci sedimentare metamorfizate.

În devizul detaliat pentru săpături am introdus la fiecare poziție unele geologia straturilor și alături categoria de pământ corespunzătoare.

c) Evaluarea volumelor.

Evaluarea volumelor am făcut-o după metoda obicinuită la proiectarea de căi ferate și șosele.

Am trasat profilul longitudinal al canalului la scară mare (vezi planșa alăturată). Având secțiunile profilelor transversale determinate, am trasat sub profilul longitudinal profilul secțiunilor. Aici intră evident secțiunea totală de escavat. Am simplificat profilul trasându-l prin drepte orizontale pentru a ușura însumarea. Volumul săpăturii la captare, bazin de decantare, centrală și gură (vărsarea în Mare) l-am calculat aparte și l-am introdus în profilul secțiunilor după cum urmează:

— La captare avem volum în plus față de secțiunea canalului pe o lungime de 300 m. și o lățime de 150 m.

lățimea în plus . . . 150 — 100 = . . . 50 m.
 lungimea 300 m.
 grosimea . . . dela cota — 4 la + 12 . 16 m.
 volumul . . . 50 × 300 × 16 = . 240.000 m³

In profil l-am repartizat pe lungimea de 1000/3 m. :

$$\frac{240.000}{1000/3} = 720 \text{ m}^3/\text{ml. sau m}^2$$

— Dragaj la captare: aproximativ . . . 100.000 m³

— Săpătura la bazinul de decantare am determinat-o în felul următor :
 Planimetrând pe hartă la scara 1: 10000 am aflat la baza bazinului de decantare o suprafață de 200,000 m²; înălțimea medie fiind 18 m., volumul este deci :

$$200,000 \times 18 = 3.600.000 \text{ m}^3.$$

La aceasta se mai adaugă volumele laterale cca. 1.000.000 m³. Volumul total este :

$$v = 3.600.000 + 1.000.000 = 4.600.000 \text{ m}^3.$$

Repartizat pe lungimea de 1 km. (loc lăsat pe profilul secțiunilor) este :

$$\frac{4.600.000}{1000} = 4.600 \text{ m}^3/\text{ml.},$$

sau o secțiune uniformă de : 4600 m².

— Determinarea săpăturii la centrala hidraulică. Cota terenului este + 20. Săpătură până la cota + 12 :

suprafața terenului 60 Ha = 600000 m² grosimea 8 m.

volumul . . . 8 × 600000 = . . . 4800000 m³

Săpătură pe canalul de aducere amonte eclusă :

$$\frac{95 + 129}{2} \times 18 \times 770 = 1550000 \text{ m}^3$$

Săpătură pe canalul aval eclusă :

$$\frac{84 + 129}{2} \times 23 \times 600 = 1410000 \text{ m}^3$$

Săpătura pe canalul de aducere la centrală :

$$\frac{240 + 216}{2} \times 16 \times 600 = 2200000 \text{ m}^3$$

Săpătură pe canalul de evacuare al centralei :

$$\frac{200 + 250}{2} \times 25 \times 500 = 2800000 \text{ m}^3$$

Săpătură pentru locul eclusei :

$$6000 \times 24 = 1440000 \text{ m}^3$$

Săpătură pentru locul centralei :

$$24 \times 220 \times 30 = 160000 \text{ m}^3$$

Total săpătură pentru amplasamentul centralei . . 14360000 m³

In profil repartizat pe lungimea de 1,66 Km. este :

$$\frac{14360000}{1660} = 8600 \text{ m}^3/\text{ml.}$$

sau o secțiune uniformă de : 8600 m².

— La vărsarea în Mare avem volum în plus față de secțiunea canalului pe o lungime de 500 m.

lățimea în plus	. 200 — 80 = 120	sau în mediu	60 m.
lungimea		500 m.
grosimea	dela cota — 10 la + 30	40 m.
volumul	. . 60 × 40 × 500 =	1200000 m ³

— Dragaj la vărsarea în Mare :

lățimea canalului	200 m.
lungimea	„	1500 m.
grosimea medie	3 m.
volumul	. . 200 × 1500 × 3 = 900000 m ³

În profil săpătura e repartizată pe lungimea de 2/3 Km.

$$\frac{1200000}{2/3 \times 1000} = 1800 \text{ m}^3/\text{ml.}$$

sau o secțiune uniformă de: 1800 m³.

În profil dragajul e repartizat pe lungimea de 5/3 Km.

$$\frac{900000}{5/3 \times 1000} = 540 \text{ m}^3/\text{ml.}$$

sau o secțiune uniformă de: 540 m³.

Integrând suprafața de sub profilul maselor am obținut *curba integrală a volumelor*, sau profilul maselor pe care l-am trasat sub profilul secțiunilor. Astfel am obținut pentru volumul total al săpăturilor cifra de

$$193.000.000 \text{ m}^3.$$

Pentru alcătuirea devizului parțial al săpăturilor am trasat pentru fiecare pozițiune în parte profilul maselor corespunzător, trecându-l cu No. respectiv în deviz. Pentru diguri am procedat în mod analog. Am trasat profilul secțiunilor sub axă și profilul maselor, trecându-l în deviz sub numele de rambleu. Volumul total de rambleu este :

$$14.100.000 \text{ m}^3.$$

Se compensează cu mică deplasare longitudinală cu debleul din acel loc.

d) *Impărțirea maselor*, și determinarea distanțelor de transport.

La acest punct soluțiile se impun prin situația locului. Astfel am introdus la fiecare pozițiune distanțele orizontale și verticale de transport, pe cari le-am determinat din studiul planului de situație. Până la 4 Km. majoritatea pământului săpat e împrăștiat pe cele două margini cu deplasări longitudinale mici. Dela Km. 4 până la Mare având cantități foarte mari, a trebuit să considerăm și o deplasare longitudinală mai lungă a maselor. Pentru a avea minim de cost, cantitatea cea mai mare de pământ transportat este depus la Mare lângă gura canalului, și numai o mică parte este transportată către locurile de baltă, unde e un teren potrivit pentru depozitare. Într'o coloană următoare am introdus suprafața de teren necesară pentru depozitarea și costul lui. Acest teren nu intră în capitolul exproprii, deoarece costul lui e cuprins aici.

1) *Analiza costurilor unitare la săpătură propriu zisă* (Foerster pag. 1279).

Costul total la m^3 se compune din :

a) Cheltueli indirecte repartizate la $1 m^3 \frac{C_i}{Q}$, $Q =$ cantitatea totală de săpătură.

b) Cheltueli directe notate c , cari depind de mașina utilizată. Sau în formulă :

$$C_s = \frac{C_i}{Q} + c.$$

Vom analiza pe rând cele două componente.

a) Cheltueli indirecte :

Admițind 100 escavatoare, avem după Foerster partea de amortisment, dobânda și reparație ce revine la un escavator, $C_i = (90 G + 1000)$ Mărci unde $G = 230$ tone greutatea unui escavator. Pentru 100 escavatoare :

$$C_i = 100 (90 \times 230 + 1000) = 2.200.000. \text{ Mărci} = 2.800.000 \text{ lei,}$$

Repartizat la $1 m^3$ de săpătură pentru $Q = 193.000.000 m^3$

$$\frac{C_i}{Q} = \frac{2800000}{193000000} = 1,45 \text{ bani}/m^3.$$

b) Cheltueli directe c , se calculează după datele indicate în Foerster, pag. 1279, în modul următor :

— La un escavator cu cupe (Eimerbagger) cu 10 ore de lucru la zi și pentru roci pămâtoare se poate lua :

$$c = \left(3,3 + \frac{1250}{q} + \frac{c_a}{t} \right) \times 1,24 \text{ în bani}/m^3$$

cifra 1,24 este factorul de transformare din valuta germană în cea românească, q este cantitatea escavată în m^3 pe oră și este pentru un escavator mare

$$q = 375 m^3 \text{ pe oră la pământ categoria III}$$

$$q = 500 \text{ " " " " " " II}$$

$$q = 600 \text{ " " " " " " I.}$$

$c_a = 35$ Pf. cheltueli anexe din cauza adâncimii de lucru

$t =$ adâncimea medie la care lucrează escavatorul.

Inlocuind avem :

$$c = \left(3,3 + \frac{1250}{375} + \frac{35}{10} \right) \times 1,24 = 13 \text{ bani}/m^3 \text{ la pământ cat. III}$$

$$c = \left(3,3 + \frac{1250}{500} + \frac{35}{10} \right) \times 6,24 = 12 \text{ bani}/m^3 \text{ la pământ. cat. II.}$$

$$c = \left(3,3 + \frac{1250}{600} + \frac{35}{10} \right) \times 1,24 = 11 \text{ bani}/m^3 \text{ la pământ cat. I.}$$

Pentru un escavator de putere medie se dau în Foerster următoarele cheltueli:

Pământ categoria I	$c = 18$ bani/m ³
„ „ II	$c = 24$ bani/m ³
„ „ III	$c = 32$ bani/m ³ .

Comparând datele acestea cu cele obținute mai sus cu ajutorul formulei, și pentru a fi asigurați alegem următoarele costuri:

Pământ categoria I	$c = 12$ bani/m ³
„ „ II	$c = 18$ bani/m ³
„ „ III	$c = 24$ bani/m ³

— La un escavator cu lingură întrebuințat la pământuri mai tari, tot în Foerster, pag. 1280 se dă următoarea formulă:

$$c = \left(6,0 + \frac{1320}{q}\right) \times 1,24 \text{ bani/m}^3.$$

Pentru un escavator de cel mai mare tip capacitatea este dată de formula:

$$q = y \times 675 \text{ m}^3/\text{oră},$$

y fiind un coeficient de volum ce depinde de categoria pământului și este:

la pământ categoria II	. . .	$y = 0,33$ deci	. . .	$q = 220$ m ³ /oră
„ „ „ III	. . .	$y = 0,20$ „	. . .	$q = 130$ m ³ /oră
„ „ „ V	. . .	$y = 0,12$ „	. . .	$q = 80$ m ³ /oră.

Astfel costul este:

la pământ categoria II	. . .	$c = \left(6,0 + \frac{1320}{220}\right) \times 1,22 = 15$ bani/m ³
„ „ „ III	. . .	$c = \left(6,0 + \frac{1320}{130}\right) \times 1,24 = 20$ bani/m ³
„ „ „ V	. . .	$c = \left(6,0 + \frac{1320}{80}\right) \times 1,24 = 28$ bani/m ³ .

Pentru pământurile categoria II și III menținem consturile anterioare fiind mai mari, iar la cele de categoria V, le mărim pentru siguranță la $c = 30$ bani/m³. Acest pământ fiind în general stâncos, stâncile trebuiesc sfărâmate în prealabil cu exploziv. Costul sfărâmării cu exploziv se poate lua după Foerster. pagina 1276, cam 12 — 24 bani/m³. Alegem o cifră mai aproape de limita inferioară de oarece nu e nevoie de sfărâmare prea mare a stâncilor și anume: adaus pentru exploziv 15 bani/m³ la pământ cat. V.

Pentru costul săpăturii am alcătuit următorul tablou :

Categoria de pământ	I	II	III	V	
Cheltueli indirecte C_i/Q	1,45	1,45	1,45	1,45	bani/m ³
Cheltueli directe c .	12,0	18,0	24,0	30,0	„
Adaus de explosivi	—	—	—	15,0	„
Cost total la 1 m ³ c_s	13,4	19,4	25,4	46,4	“

f) Transportul pământului săpat. Capitolul transportului pământului săpat este poate cel mai însemnat, din motivul, că pe de-o parte reprezintă costurile cele mai mari, pe de altă parte din punct de vedere tehnic pune pe constructor în situațiuni foarte grele.

De oarece scopul nostru este numai să facem o evaluare a costului transportului, am simplificat problema în felul următor: am considerat că transportul se va face cu metodele obicinuite și anume: cale ferată normală, îngustă, și în puține locuri vagonete trase de cai, pentru care avem în Foerster date metodele de evaluare a costurilor. La construcție se vor întrebuița desigur alte metode, pentru cari însă costurile în nici un caz nu pot fi mai mari, decât cele ce urmează mai jos.

Vom calcula costurile unitare la transport pentru 1 m³ și diferite distanțe. Costul total la transport ca și la săpătură se compune din două părți:

a) Cheltueli indirecte C_i .

b) Cheltueli directe c :

$$c_t = \frac{C_i}{Q} + c.$$

a) Cheltuelile indirecte cuprind partea ce revine din dobândă, amortisment și reparații.

Vom încerca să evaluăm materialul rulant, calea necesară precum și costul lor. Toate datele le vom lua cu ceva în plus, pentru siguranță.

Numărul vagoanelor necesare este (după Foerster, pag. 1287): pentru 1 m³ în 1 oră:

$$n = 0,05 + \frac{1}{\nu} (0,333 + 0,00017 d) \text{ vagoane/m}^3 \text{ și oră,}$$

unde $d = 10000$ m. distanță medie de transport: $\nu = 5$ m³ volumul unui vagon

$$n = 0,05 + \frac{1}{5} (0,333 + 0,00017 \times 10000) = 0,46 \text{ vagoane/m}^3 \text{ și oră.}$$

Presupunând că durata săpăturii ar fi 1200 zile lucrătoare sau vreo 4 ani, avem de săpat :

$$\frac{200.000.000}{1200} = 166.060 \text{ m}^3 \text{ pământ/zi,}$$

și cu 10 ore de lucru la zi :

$$16.600 \text{ m}^3 \text{ pământ/oră.}$$

Deci numărul total de vagoane este :

$$N = n \times 16.600 = 0,46 \times 16.600 = 8000 \text{ vagoane,}$$

adăugând 10% de rezervă $N = 9000$ vagoane, cu o greutate proprie în mediu de 3 tone.

Greutatea vagoanelor este : $G_v = 3 \times 9000 = 27000$ tone.

Numărul vagoanelor la un tren este :

$$n = 10 \frac{L}{v} \text{ unde } L = 25 \text{ tone greutatea locomotivei}$$

$$n = 10 \frac{25}{5} = 50 \text{ vagoane/tren.}$$

Numărul locomotivelor necesare este deci : $N_1 = \frac{8000}{50} = 160$ locomotive, la care se adaugă cele de rezervă $\frac{1}{3}$, deci :

$$N_1 = \frac{4}{3} \times 160 = 220 \text{ locomotive.}$$

Greutatea unei locomotive fiind 25 tone, greutatea totală a lor este :

$$G_1 = 25 \times 220 = 5500 \text{ tone.}$$

Lungimea căii ferate cu 2 linii pe tot traseul și cu lungimea liniilor de garaj este aproximativ :

$$L = 1,33 \times 2 \times 60 = 160 \text{ km.}$$

cu o greutate de 100 tone/km. am greutatea liniei :

$$G_L = 16.000 \text{ tone.}$$

Costul vagoanelor este de 600 lei/tona.

$$C_v = 600 G_v = 600 \times 27.000 = 16.200.000 \text{ lei.}$$

După tabloul din Foerster, pag. 1274, se poate lua pentru $\frac{1}{2}$ vagoane în procente din valoare :

Amortisment și dobânda în 4 ani	75%
Reparații anual	20%
Total	95%

Cheltuelile indirecte pentru vagoane sunt deci $0,95 \times C_v = 15.400.000 \frac{1}{2}$ lei.

Costul locomotivelor considerând 1800 lei/tonă este :

$$C_1 = 1800 \times G_1 = 1800 \times 5500 = \text{aprox. } 10.000.000 \text{ lei,}$$

Analog ca la vagoane :

Amortisment și dobânda în 4 ani . . .	68%
Reparații 4% anual	16%
Total . . .	84%

Cheltuelile indirecte pentru locomotive sunt deci :

$$0,84 \times C_1 = 8.000.000 \text{ lei.}$$

Costul liniei ferate cu 200 lei/tona este :

$$C_L = 200 \times G_1 = 200 \times 16.000 = 3.200.000 \text{ lei,}$$

analog avem :

Amortisment și dobândă în 4 ani . . .	65%
Reparații 2% anual	8%
Total . . .	73%

Cheltueli indirecte pentru linie sunt : $0,75 \times 3.200.000 = 2.340.000$ lei

Costul remizelor și altor clădiri (global) 1.000.000 „

Insumând obținem cheltueli indirecte total $C_i = 27.140.000$ lei.

Repartizat la 1 m³ săpătură :

$$\frac{C_i}{Q} = \frac{27.140.000}{193.000.000} \times 100 = 14 \text{ bani/m}^3.$$

b) Cheltuelile directe de transport orizontal la o cale ferată normală se compun din două părți :

1. Cheltueli anexe c_a
 2. Cheltueli pure de transport c_t .
1. Cheltueli anexe c_a sunt :

$$c_a = 1,1 + 0,51 s + 0,076 s \nu + \left(0,0098 + 0,000116 s + \frac{350}{Q} \right) d,$$

unde :

- $\nu = 5 \text{ m}^3$ este volumul vagonului,
- $Q = 193.000.000 \text{ m}^3$ cantitatea totală de săpat,
- $s = 30$ bani salariul pe oră a unui salahor,
- $d =$ distanța de transport în metri.

Inlocuind avem :

$$C_a = 1,1 + 0,51 \times 30 + 0,076 \times 30 \times 5 + \left(0,0068 + 0,000116 \times 30 + \frac{350}{193.000.000} \right) d$$

$$c_a = 27,8 + 0,01328 \times d.$$

2. Cheltuelile pure de transport c_t sunt :

$$c_t = \frac{S_1}{L} (0,0333 + 0,005 \times v + 0,000017 d)$$

unde :

$S_1 = 40$ L salariul muncitorilor mecanici la transport de 1 oră.

$L =$ forță de tracțiune a locomotivei.

Inlocuind avem :

$$c_t = 40 (0,0333 + 0,005 \times 5 + 0,000017 d)$$

$$c_t = 2,33 + 0,00068 d.$$

Cheltueli directe sunt deci :

$$c = c_a + c_t = 27,8 + 0,01328 d + 233 + 0,00068 d = 30,13 + 0,01396 d$$

$$c = (30,13 + 0,01396 d) \text{ în bani/m}^3.$$

Inlocuind diferitele distanțe de transport am obținut următorul tablou pentru cheltuelile directe de transport :

Distanța în m.	1000	1500	2000	5000	10000	20000
Cheltuelile totale la distanța dată în bani/m ³	44	51	58	100	170	309
Cheltuiială la distanța dată pentru 1 km. transport în bani/m ³ km.	44	34	29	20	17	15,5

La pante se va adăuga următoarea cantitate :

$$c_p = \frac{S_1}{L} (0,0042 + 0,0006 v + 0,000002 d) p \text{ bani/m}^3,$$

unde :

$p =$ panta în ‰

$S_1 = 40$ L. salariul mecanicilor

$v = 5$ m³ volumul unui vagon.

Inlocuind avem :

$$c_p = (0,288 + 0,00008 d) p \text{ bani/m}^3.$$

Costul transportului la distanțe scurte nu depinde de distanță, iar formula de mai sus dă o valoare prea mare fiind dată pentru cale ferată normală, deci vom alege :

Costul transportului la 100 m. sau mai puțin $c = 20$ bani/m³

„ „ „ 300 m. (cu C. F. îng.) $c = 27$ „

Rezumând calculele de mai sus pentru determinarea costurilor unitare am alcătuit tablourile ce urmează.

Tablou rezumativ pentru costuri de săpături și transport.

I. Partea din cost ce nu depinde de distanța de transport.

Categoria de pământ	I	II	III	V	
Costul săpăturii propriu zise	13,4	19,4	25,4	46,4	bani/m ³
Cheltuieli indirecte de transport	14,0	14,0	14,0	14,0	„
Total . .	27	33	39	60	„

II. Partea din cost ce depinde de distanța de transport.

Distanța	0,1	0,3	1,0	1,5	2,0	5,0	10,0	20,0	Km.
Costul transportului	20	27	44	51	58	100	170	309	b/m ³
Costul transportului redus la 1 Km.	200	90	44	34	29	20	17	15,5	b/m ³ Km.

III. Adaos de pantă :

$$c_p = (0,288 + 0,00008 d) p$$

unde :

d = distanța în metri

p = panta în m. la mie.

g) *Devizul parțial al terasamentelor.* După ce am determinat dela a) la f) toate datele necesare am alcătuit devizul parțial al terasamentelor în tabloul alăturat. In acest deviz am introdus și săpătura umedă.

DEVIZ PARȚIAL PENTRU TERASAMENTE ȘI DRAGAJ.

No. pos.	Locul săpăturii sau a umplerii Natura terenului și geologia lui.	Modul de săpare și modul și locul întrebuințării pământului.	Categ. de pământ	No. profil maselor planșa No. 2.	Cantități				Costul Terasamentelor							
					de săpat Mil. m ³	dist. de transp. m.	adaos de pantă		Teren de depozitare Ha	Săpătură b/m ³	La 1 m ³ Transport			Total b/m ³	Parțial Mil. Lei	Total Mil. Lei
							dist.	panta ‰			Ori- zonal b/m ³	Ad. de pantă b/m ³	Expro- pie b/m ³			
1	<i>Km. 0,3 — 4,0</i> Sub cota 17, vale lată, 600-800 m. Geologia: Aluviuni vechi, la bază cret med u.	Mașina: Escavator cu adâncime mare de lucru, pământul se ridică la nivelul exterior și se împărăștie pe gros de 5 m.	III V	1	7,12	1000	500	30	150 Ha à 1000 L.	45	44	10	2	101	7,191	7,191
2	<i>Km. 4,0 — 7,0</i> Între cota 17 și 80 Sea de deal. Geologia: la suprafață aluviuni vechi, la bază calcare dure.	Până la adâncimea 15 m. se va împărăștia pe margini.	III	2	3,92	300	300	30	30 Ha à 1000 L.	39	27	9	1	76	2,980	15,340
		Restul se va săpa și transporta în baltă la scurtă distanță.	IV și V	3	10,66	2200	1000	10	200 Ha à 200 L.	50	61,5	3,4	0,4	116	12,360	
3	<i>Km. 8, — 30,7</i> Baltă la cota mică Geologia: aluviuni moderne.	Pământul se întrebuințează la dig.	I-III	4	24,30	150	—	—	—	33	18	—	—	51	12,400	15,220
		Rambleu	III	5	14,10	—	—	—	—	—	—	—	—	20	2,820	
4	<i>Km. 30,7 — 30,0</i> Sub cota 15 vale largă Geologia: aluviuni noi în strat mai subțire.	Ca la pos. No. 1	III	6	12,70	500	500	15	300 Ha à 1000 L.	30	30	5	3	77	9,780	9,780
		Ca la pos. 2 etapa I.	III	7	6,83	300	300	20	150 Ha à 1500 L.	39	27	6	3	75	6,130	12,080
5	<i>Km. 38,0 — 41,3</i> Cota între 15 și 25 vale strimțată, cu sate. Geologia: aluviuni vechi.	Ca la pos. 2 etapa II., dist. de transp. mai mare.	V	8	4,06	5000	1000	10	150 Ha à 2000 L.	60	100	4	7	171	6,950	
		Ca la post. 2 Etapa I.	III	9	38,65	300	300	20	1000 Ha à 1000 L.	39	27	6	3	75	29,000	155,660
		Până la 30 m. ridicat și împărășiat.	IV- V	10	21,00	2000	300	100	750 Ha à 1000 L.	50	58	31	3	142	29,800	
6	<i>Km. 43, — 58,3</i> Cota între 25 și 27. Podiș întins. Geologia: aluviuni vechi, la bază calcare dure.	Ca la pos. 5 Etapa II dist. de transp. mai mare.	V	11	6,20 38,00	15000 7500	2000 1000	5 15	200 Ha à 500 L.	60 60	240 139	3 5	1 1	304 205	18,860 78,000	
		Ca la pos. 3	II	12	2,66	300	—	—	—	31	27	—	—	60	1,580	4,000
7	<i>Km. 7, — 8,0</i> Bazinul de decantare. Geologia: aluviuni med	Ca la pos. 6 etapa II	III-IV	—	2,00	500	100	150	—	45	32	44	—	121	2,420	
		Ca la pos. 5 etapa I.	III	13	4,15	300	300	20	100 Ha à 1500 L.	39	27	6	3	75	3,120	20,020
8	<i>Km. 41,3 — 43,0</i> Amplasamentul centralei. Geologia: ca la pos. 5.	" " " 5 " II.	V	—	10,0	5000	1000	10	300 Ha à 1500 L.	60	100	4	5	169	16,900	
		Dragaj.	II	—	1,02	—	—	—	—	—	—	—	—	82	0,840	0 840
Total . .														240,331	240,331	

g) *Rezumat.* Pentru a putea compara costurile admise în deviz cu rezultatele obținute la diferite lucrări executate, am făcut următorul rezumat pe capitole.

№	Felul lucrării	Cantitatea în m ³	Cost unitar Lei/m ³	Cost total Lei
1	Terasament uscat	192.250.000	1,231	236.671.000
2	Rambleu	14.100.000	0,200	2.820.000
3	Terasament umed	1.020.000	0,823	840.000
	Total . . .	207.370.000	1,160	240.331.000

Dăm mai jos costurile obținute la diferite lucrări de acest gen. Notăm, că costurile din America sunt din anii 1912, deci pe vremea când dolarul era mai depreciat, iar totodată e cunoscut faptul, că în America salariile sunt mai mari decât în Europa.

La construcția canalului Panama în condiții speciale, cu mult mai grele, costul săpăturii la 1 m³ a fost, fără cheltueli generale, în 1912 :

Terasament uscat 3,60 Lei/m³
 Dragaj 1,00 „
 Cantitatea totală de pământ 180,000,000 m³

La construcția canalului Erie—Ontario—Hudson (anul 1910) s'au obținut următoarele costuri la lucrări executate de antreprenori, deci cuprins și beneficiul lor :

Cantitatea totală 106.000.000 m³
 Săpătura uscată 1,25 — 2,25 Lei/m³
 Săpătura umedă 0,75 — 7,18 „
 Pereu uscat de piatră 12,50 — 21,25 Lei/m³

La construcția canalului Bega :

Săpătura în regie, uscată 0,35 — 0,76 Lei/m³
 „ „ „ umedă 0,70 — 1,06 „

Seria de prețuri a Serviciului lucrărilor noi ale C. F. R. după Papadopol a fost înainte de războiul mondial :

dela 0,80 Lei/m³ pentru distanța de transport de 25 m.
 la 2,45 „ „ „ „ „ 2000 m.

În concluzie credem, că costurile admise în deviz nu vor fi prea mici, luând în considerare cantitatea enormă de 193.000.000 m³ pământ, ce trebuie deplasat. S'a constatat de altfel și la construcția canalului Panama, că săpătura a fost mai ieftină decât s'a luat în deviz.

4. **Pereuri și căptușeli.** Conform proiectului, canalul dela Km. 7.0 până la km. 31,0 va fi pereat. Tot așa și bazinul de decantare și canalul de aducere și de evacuare la centrală și la eclusă.

Suprafețele de peret sunt următoarele :

a) La digurile canalului (Km. 8,0 — 31,0) :

$$S = 50 \text{ m}^2/\text{ml. măsurat pe profilul transversal ; pe toată lungimea}$$

$$S = 50 \times 25.000 = 1.250.000 \text{ m}^2.$$

b) La bazinul de decantare : în rambleu : $S = 24.000 \text{ m}^2$, în debleu : $S = 64.800 \text{ m}^2$. pe fundul bazinului : $S = 300.000 \text{ m}^2$.

c) La centrală și eclusă : în debleu : $S = 140.000 \text{ m}^2$; pe fundul canalului : $S = 326.000 \text{ m}^2$.

Pereul în rambleu (cu căptușală impermeabilă), se va face în modul următor : digul se va căptuși mai întâi cu beton de argilă făcut din argila procurată de prin apropierea canalului și amestecată cu nisip. Acest beton se așează în straturi subțiri, cari se presează cu un rulou mecanic. De oareca argila și nisipul se găsesc în apropiere, vom considera un cost mai mic. În comparație cu betonul de ciment care la o grosime de 30 cm. costă cam 8—10 Lei/m², alegem costul acestui beton de argilă 4 Lei/m².

Peste acest beton de argilă se va arunca un strat de 30 — 50 cm. grosime de piatră brută în bucăți nu prea mici, un fel de pereu uscat cu manopera redusă la extrem. Costul manoperei la pereu uscat obicinuit după Papadopol (la No. 1819) este 1,32 Lei/m². Considerând și costul cioplirii din gros a pietrei și costul procurării ei vom alege costul pereului 3 Lei/m².

Costul căptușelii este deci în rambleu :

Beton de argilă	4.00 Lei/m ²
Pereu uscat	3.00 „
Total	7,00 Lei/m ²

În debleu nu e nevoie să căptușim pereții cu o căptușală impermeabilă, deci costul pereului în debleu va fi numai : 3.00 Lei/m².

Pe fundul bazinului de decantare și a canalului la centrală vom face un pereu analog cu cel din debleu.

Cu datele de mai sus am alcătuit următorul deviz parțial pentru pereuri.

No.	Locul și felul	Suprafața în m ²	Cost unitar Lei/m ²	Costul total Lei
1	Digul canalului, căptușală și pereu în rambleu	1.250.000	7,00	8.750.000.—
2	Bazinul de decantare, pereu în rambleu.	24.400	7,00	170.000.—
3	Bazinul de decantare, pereu în debleu.	64.800	3,00	194.000.—
4	Bazinul de decantare, pereu pe fund.	300.000	3,00	900.000.—
5	Centrala și eclusa, pereu în debleu.	140.500	3,00	420.000.—
6	Centrala și eclusa, pereu pe fund.	326.000	3,00	978.000.—
Total : Lei . . .				11.412.000.—

5. Lucrări de artă (fără eculsă). Lucrările de artă ce le avem sunt :

a) Poduri de C. F. și de șosele :

la Km. 13,0 un pod de C. F.

” ” 23,0 ” ” ” șosea și un pod de C. F. în dreptul orașului Medgidia,

” ” 36,0 ” ” ” ”

” ” 55,0 ” ” ” C. F.,

” ” 54,0 ” ” ” șosea,

” ” 58,0 ” ” ” C. F.,

” ” 58,0 ” ” ” șosea.

Total 8 poduri.

Costul unui pod în comparație cu datele din Papadopol dela poduri executate cari variază între : 900 Lei/ml. la un pod de 50 m. deschidere și 10000 Lei/ml. la podul dela Cerna-voda, alegem pentru un pod de aproximativ 150 m. deschidere :

3000 Lei/ml. total $150 \times 3000 = 450.000$ Lei sau rotund 500.000 Lei.

b) Mutare de C. F. și șosele.

Costul unui Km. C. F. după Papadopol (la No. 4542) este rotund 25.000. — Lei/Kml.

Costul unui Km. de șosea de 6 m. lățime, împietruită, este rotund 50.000. — Lei/Kml.

Lungimea C. F. de mutat :

la Km. 13,0 . . . 4 Km.

” ” 23,0 . . . 2 ”

” ” 55,6 . . . 4 ”

” ” 58,0 . . . 2 ”

Total : 12 Km..

Lungimea șoselei de mutat :

la Km. 13,0 . . . 3 Km.

” ” 23,0 . . . 2 ”

” ” 36,0 . . . 2 ”

dela Km, 30,0 la 33,0, șoseaua

Medgidia — Alacap . 5 ”

la Murfatlar . . . 4 ”

la Km. 55,0 . . . 4 ”

” ” 58,0 . . . 2 ”

Total : 22 Km.

c) Pentru amenajarea unor eventuale porturi sau alte lucrări pentru navigație alegem suma globală de : Lei 5.000.000.—

Pentru iluminatul canalului (semnalizări) alegem suma globală de Lei 1.000.000.—

Cu datele de mai sus am alcătuit următorul deviz parțial pentru lucrări de artă.

No.	Lucrarea	Cantitatea	Cost unitar	Cost total Lei
1.	Poduri de C. F. și de șosele	8	500.000	4.000.000.—
2.	Mutare de C. F.	12 Km.	25.000	300.000.—
3.	Mutare de șosea	22 „	50.000	1.100.000.—
4.	Lucrări civile	—	—	5.000.000.—
5.	Iluminatul și semnalizări	—	—	1.000.000.—
Total: Lei				11.400.000.—

6. **Costul ecluselor.** Pentru stabilirea costului ecluselor ne-am servit de costul următoarelor exemple de ecluse executate :

— Eclusele dela Panama :

la Gatun, 3 scări, 28.778.000.— Dolari
 „ Pedro Miguel, simplă, 12.600.000.— „
 „ Mira Flores, 2 scări, 20.000.000.— „

Eclusele noastre sunt ecluse cu o singură scară. Având în vedere faptul că la noi în general munca este mai ieftină decât în America, în comparație cu exemplele de mai sus am ales costul global al ecluselor : Lei 15.000.000.—

7. **Amenajarea eventuală a cursului Dunării,** în vederea navigației în aval de Cernavodă. În regiunea dela Cernavodă la Galați Dunărea are vre-o câteva bancuri, cele mai însemnate fiind la Topalu. Deoarece n'am avut la dispoziție o hartă a fundului Dunării n'am putut evalua mai exact costul eventual al lucrărilor de amenajare ; totuși pentru siguranță prevedem la acest capitol suma de **Lei 10.000.000.—**

8. **Proiectare, conducere și neprevăzute.** Sumele ce intră în acest capitol le trecem cu 10% din deviz.

9. **Interesele capitalului în timpul construcției.** Aici iarăși e greu de făcut o evaluare mai precisă ; le trecem cu 6% din deviz. adică interesele întregului capital pe un singur an.

In rezumat devizul canalului este următorul :

No.	Lucrarea	Cantitatea	Cost unitar Lei	Cost total Lei
1.	Lucrări pregătitoare	—	—	2.500.000.—
2.	Exproprierea terenului	—	—	1.605.000.—
3.	Terasamente și dragaj m ³	207.370 000	1,16	240.331.000.—
4.	Pereuri și căptușeli m ³	2.105.000	5,44	11.412.000.—
5.	Lucrări de artă (fără eclusă)	—	—	11.400.000.—
6.	Eclusa	—	—	15.000.000.—
7.	Amenajarea cursului Dunării pentru navigație	—	—	10.000.000.—
8.	Proectare, conducere, neprevăzute	10%	—	31.752.000.—
9.	Interesele capitalului în timpul construcției	6%	—	21.000.000.—
Total : Lei				345.000.000.—

STUDIUL HIDRAULIC

1. Studiul hidraulic al Dunării

După ce am studiat din punct de vedere tehnic și al costului canalul navigabil, vom trece la studiul energiei hidraulice, ce se poate capta cu ajutorul canalului. Înainte de-a trece la studiul propriu zis al energiei, vom face un studiu scurt al Dunării, căci orice problemă de acest fel necesită o cunoaștere prealabilă cât se poate de amănunțită a caracterului și regimului apelor ei.

În cazul problemei noastre e necesară cunoașterea bună a întregului curs și în special a Dunării românești, care reprezintă 1/3 din lungimea totală și 1/2 din lungimea navigabilă a ei. Tot pe teritoriul țării noastre se află și 36% din bazinul hidrografic al Dunării. E bine să cunoaștem și diferitele lucrări hidraulice mai importante din amonte, căci toate acestea au influență asupra regimului apelor Dunărei.

Caracteristicile mai importante ale Dunării sunt :

Lungimea totală a fluviului este 2.900 Km.

Suprafața bazinului este 820.000 km².

Debitul maxim ce s'a observat la Galați este 35.000 m³/sec.

Debitul minim este 2000 m³/sec.

Variația maximă de nivel este 10,5 m.

Dunărea este al doilea fluviu European ca mărime, Volga fiind primul ; însă întrece Volga în ceea ce privește debitul mediu, deoarece debitul mediu al Dunării este 7230 m³/sec. Cantitatea totală de apă ce o varsă anual în Marea Neagră este 228 miliarde m³, deci o cantitate considerabilă (aceasta constituie elementul cel mai de valoare al unui râu). Cantitatea mare de apă se datorește formei și poziției bazinului ei, care este foarte bogat în precipitațiuni atmosferice și are pante mari, cari permit o scurgere ușoară și repede a apelor meteorologice.

Câteva date caracteristice ale bazinului Dunării ar fi următoarele :

— e înconjurat de toate părțile cu ziduri muntoase ca Alpii, Alpii Dinarici, Balcanii, Jura Germaniei, Munții Boemei și ai Moraviei și Carpații.

— precipitațiunile mijlocii anuale sunt : 100 — 150 cm/an.

Numărul afluenților cari adună aceste precipitațiuni este de 120, dintre cari 34 navigabili

Cursul Dunării după regiunile pe cari le străbate, cu diferite caractere hidrografice, se poate împărți în trei părți :

1. Cursul superior, dela Donau-Eschingen în Baden și până la Greifenstein, cu o lungime de 902 Km. și cu următoarele caracteristici :

Regim de apă Alpin adecă maximum în Iunie și minim în Ianuarie.

Panta mijlocie 93 cm/Km.

Viteza medie variază între 2,0 și 3,5 m/sec.

Adâncimea este 1 — 2 m.

2. Cursul mijlociu, dela Greifenstein la Turnu-Severin. cu o lungime de 1043,8 Km.

Aici influența apelor alpine scade asupra regimului ei, creșterile de apă din Iunie rămân ceva mai mici ca cele din Mai, iar apa începe să se tulbure.

Panta mijlocie este între 5 și 16 cm/Km.

Viteza până la Porțile de Fier este 0,9 m/sec., la Porțile de Fier este aproape 5 m/sec.

Adâncimea navigabilă se poate considera pe aceasta porțiune 1,60 m.

3. Cursul inferior sau Dunărea Românească, se întinde dela Turnu-Severin până la Guri, cu o lungime de 955 Km.

Partea aceasta se mai împarte în următoarele 3 părți :

a) Regiunea cataractelor : dela Baziaș la Cetatea, 270 Km.

b) Regiunea de câmpie, dela Cetatea la Galați, 634 Km.

c) Regiunea Deltei, dela Galați la Mare, 151 Km.

Regimul apelor pe cursul inferior este următorul : creșterile apelor încep pela mijlocul sau finele lui Februarie, în Martie avem o mică descreștere, ca pe urmă prin Aprilie și Mai să avem cele mai mari ape, scad apoi până la etiaj prin August Septembrie, în Octombrie crește puțin, iar în Ianuarie scade din nou la etiaj. (Vezi graficul variației cotelor).

La noi apele mari vin cu o regularitate foarte mare, numai la anumite epoci și atunci avem inundațiile, cari acopăr o suprafață de aproape 1 milion hectare. Această suprafață inundată are rolul unei supape de siguranță, căci dacă n'ar exista această depresiune naturală, atunci albia ar trebui să fie cu mult mai lată pentru a putea debita apele viiturilor. De fapt avem situația dela râurile cu două albii : albie minoră și albie majoră.

a) Regiunea cataractelor.

Lungimea este 270 Km. Apele Dunării pe această regiune sunt strânse numai în albia minoră. Lărgimea albiei variază între 170 și 1200 m. Malurile sunt formate din stânci. Adâncimea variază între 0,80 m. și 52 m. la etiaj.

Diferența între nivelul apelor mici și mari variază foarte mult chiar la secțiuni apropiate.

Panta la Porțile de Fier este la etiaj, 20 cm/Km..

Viteza variază între 0,30 m/sec. și 5 m/sec.

b) Regiunea de câmpie a Dunării.

Lungimea este 634 Km. Aici Dunărea are 2 alpii. Albia majoră cuprinde toată regiunea inundabilă, formând foarte multe bălți. La Silistra se împarte în două brațe mai mari, Borcea și Dunărea Mare pe o lungime de 123 Km. Lățimea albiei minore variază între 600 și 1000 m. Distanța între cele două brațe la Cernavodă este aproape 30 Km.

Pantele sunt aproape uniforme pe toată lungimea. Panta medie este 5 cm/Km.

Adâncimea variază între 2 și 13 m. Intinderea regiunii inundabile are o mare influență asupra pantelor superficiale.

c) Regiunea Deltei.

Lungimea 151 Km. În această regiune nu avem nici un afluent. Suprafața totală inundabilă este aproximativ 500.000 Ha. Pantele sunt foarte slabe.

Pe toată lungimea dela Cetatea până la Marea Neagră malurile sunt formate din aluviunile proprii, numai în unele părți apar la suprafață roce mai dure.

Date hidrografice ale Dunării. Dela serviciul hidrografic al M. L. P. am primit prin D-l Prof. Ing. P. Nicolau cotele zilnice ale Dunării luate la Cernavodă pe anii 1900 — 1925. Pentru calculele noastre însă am folosit numai datele pe anii 1900 — 1916, de oarece sunt suficiente și apoi pe restul anilor datele sunt discontinue, lipsind anii de război.

Cota etiajului de pe miră corespunde cu cota +4,589 față de Marea Neagră.

Cota maximă la Cernavodă a fost în 1897 Iunie + 6,97, iar cota minimă a fost — 1,02 în Noembrie 1921.

Cota maximă normală este + 6,01.

Cota minimă normală este — 0,10.

Din datele hidrografice obținute apoi am făcut mediile lunare pe anii 1900 — 1916 pe care le dăm în tabloul alăturat.

Din cotele medii lunare am făcut un an mediu după cum urmează :

Luna Ianuarie, cota medie	+ 3,10	Luna Iulie,	cota medie	+ 3,28
„ Februarie „ „	+ 3,40	„ August „ „	+ 3,26	
„ Martie „ „	+ 4,20	„ Septembrie „ „	+ 1,88	
„ Aprilie „ „	+ 4,68	„ Octombrie „ „	+ 2,06	
„ Mai „ „	+ 4,66	„ Noembrie „ „	+ 2,37	
„ Iunie „ „	+ 4,26	„ Decembrie „ „	+ 2,90	

Cota medie anuală pe 17 ani este + 3,07 față de 0 al etiajului.

(Vezi figura alăturată).

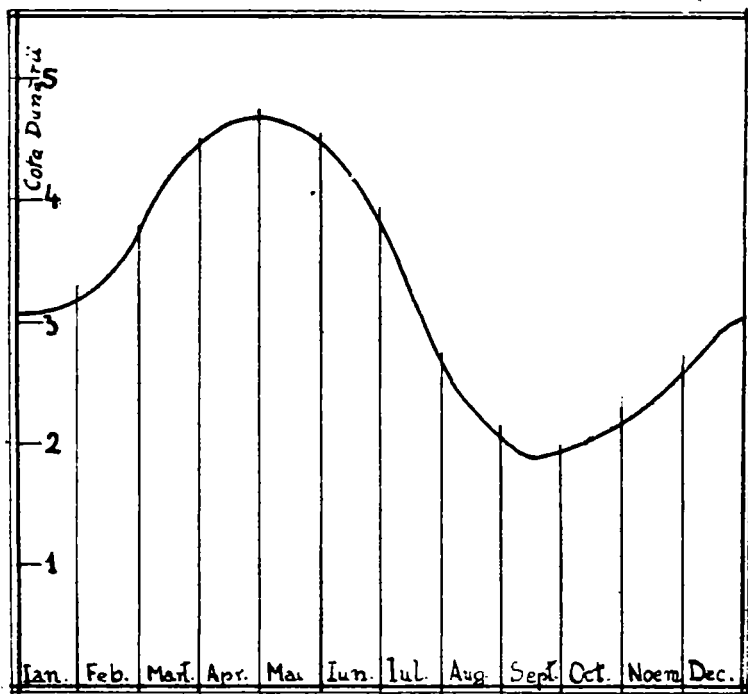
Cotele medii lunare ale Dunării la Cerna-vodă

Pe anii 1900 — 1916

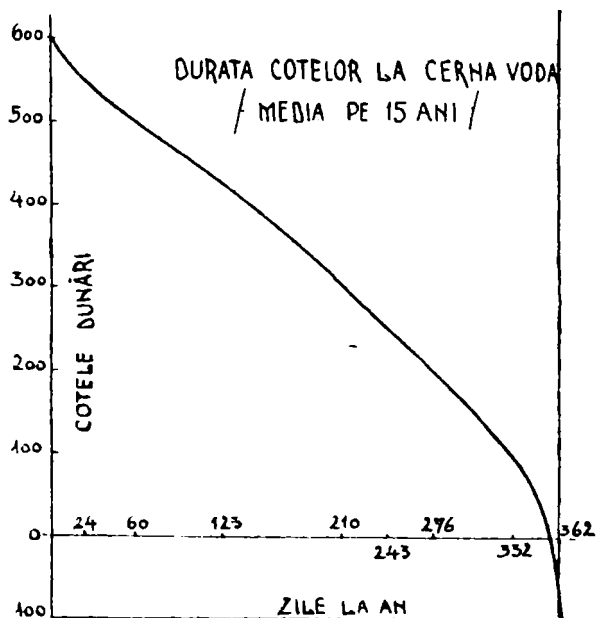
Anul	1900	1901	1902	1903	1904	1905	1906	1907	1908	1909	1910	1911	1912	1913	1914	1915
Ianuarie	506	257	312	530	233	200	182	400	135	120	390	343	313	300	296	468
Februarie	545	247	428	206	350	350	188	440	198	156	433	345	445	228	380	506
Martie	463	473	435	206	400	438	420	540	362	472	350	344	451	270	522	583
Aprilie	507	530	425	356	380	490	425	570	425	482	405	450	503	375	585	592
Mai	567	390	462	400	353	508	400	595	480	453	501	450	455	376	515	570
Iunie	477	380	508	372	275	450	512	533	256	254	558	443	466	324	538	490
Iulie	380	316	410	350	097	252	400	313	120	266	440	214	280	485	494	430
August	280	215	215	215	026	103	212	166	130	178	296	068	238	565	352	353
Septembrie	075	230	086,5	112	116	079	190	092,5	100	136	350	061	414	483	186	305
Octombrie	049	238	191	110	253	267	151	980	— 010	172	220	085	488	233	318	444
Noembrie	240	167	115	200	204	390	226	053,5	— 007	206	430	095	523	232	214	546
Decembrie	292	310	240	410	248	376	244	128	064	330	435	113	440	314	260	528

Cota medie pe anii 1900 — 1916 este : 307.

Cotele medii lunare ale Dunărei la Cerna-Voda pe anii 1900-1916.



Tot din datele hidrografice am extras durata cotelor, pe care le-am introdus în tabloul alăturat. Din datele acestea am alcătuit curba de durată a cotelor.



Durata cotelor Dunării la Cerna-vodă.

(0 la miră are cota 4,589 față de Marea Neagră)

In șirul întâi sunt cotele Dunării, în celelalte durata cotelor în zile din an.

Anul	Zile	Sub 0	0	50	100	150	200	225	250	275	300	325	350	375	400	425	450	500	550	600
1900	366	—	366	337	325	305	294	272	268	256	242	226	210	202	198	178	146	103	54	10
1901	365	—	365	365	365	342	287	253	223	189	176	158	136	121	103	78	62	45	2	—
1902	365	—	365	355	322	291	267	251	229	209	202	196	189	180	172	138	89	31	5	—
1903	365	—	365	354	331	309	253	230	205	191	181	173	161	114	82	55	25	24	12	—
1904	366	6	360	332	315	279	235	219	197	162	120	100	93	72	35	—	—	—	—	—
1905	365	—	365	357	332	290	272	262	246	228	211	201	187	171	158	140	89	50	3	—
1906	365	—	365	365	451	312	271	235	197	168	156	151	146	132	89	69	52	24	—	—
1907	365	—	365	340	289	241	207	205	202	201	188	169	166	161	158	147	130	106	73	7
1908	366	50	316	284	243	170	128	123	118	114	103	93	88	78	54	48	39	—	—	—
1909	365	—	365	365	344	287	220	190	166	149	127	112	102	97	84	81	78	1	—	—
1910	365	—	365	365	365	365	353	348	335	323	309	290	271	241	204	165	105	57	17	—
1911	365	—	365	316	266	202	196	194	189	185	174	160	134	115	103	69	31	—	—	—
1912	366	—	366	366	366	366	364	349	319	307	300	291	277	270	255	213	179	88	24	7
1913	365	—	365	365	365	345	324	314	302	279	239	197	174	138	100	86	80	54	31	—
1914	365	—	365	365	365	342	323	313	283	265	249	225	202	189	182	179	166	120	41	2
1915	365	—	365	365	365	365	365	365	357	355	347	341	310	294	283	273	254	196	108	13
1916	283	—	283	283	283	275	260	252	249	235	214	190	167	154	144	138	129	98	29	—
Total	6137	56	6071	5879	5592	5086	4620	4385	4085	3816	3538	3273	3013	2729	4204	2065	1654	1002	402	39
Durata cotelor în %	0,0915	99,0	96,0	91,2	82,8	75,5	71,0	66,6	62,2	57,7	53,5	49,1	44,6	39,3	33,8	29,6	16,6	6,5	0,47	
Durata cotelor în zile pentru 1 an ideal.	3,34	362	350	332	302	276	260	243	227	210	195	179	163	143	123	98,5	60,6	24	1,7	

2. Energia hidraulică disponibilă

Vom studia energia hidraulică maximă ce se poate capta pe canalul deja studiat la capitolul I., în funcțiune de cotele apei la captare, stabilind pe urmă cu ajutorul curbei de durată a cotelor o curbă de durată a puterilor maxime ce se pot capta. Această curbă este numai o curbă de durată aproximativă, deoarece neavând mărimea centralei nu avem toate datele necesare pentru facerea unui plan hidraulic exact.

Cu această curbă de durată a puterilor vom face un calcul de rentabilitate, cu ajutorul căruia, și luând în considerare posibilitățile de vânzare a energiei electrice, vom stabili mărimea economică a centralei.

Energia hidraulică este dată de formula aproximativă :

$$HP = 10 Q H_n = 10 Q (H_T - h),$$

unde : H_T = căderea totală dela Dunăre la Marea Neagră,

h = pierderea de sarcină pe canal.

Pentru mișcarea apei în canal am întrebuințat formula dela mișcarea permanentă, neuniformă a apei în canale cu fața liberă, (cursul de Hidraulică, pag. 295) :

$$h = Q^3 \left[\frac{1}{2g} \left(\frac{1}{a_n^2} - \frac{1}{a_1^2} \right) + \sum \frac{L}{c^2 a^3 R} \right]$$

unde : h este pierderea de sarcină piezometrică pe canal,

a_1, a_2, \dots, a_n , secțiunile variabile ale canalului,

L , lungimile diferitelor tronsoane considerate cu secțiuni egale.

R , raza hidraulică a secțiunii,

c , coeficientul de viteză a lui Chézy.

În această formulă vom neglija termenul :

$$\frac{Q^3}{2g} \left(\frac{1}{a_n^2} - \frac{1}{a_1^2} \right);$$

adică diferența de sarcină viteza între secția finală și secția inițială, de care secțiunile sunt aproape egale. Cantitatea aceasta variază între 1 și 2‰ din pierderea de sarcină totală, deci pentru calculul aproximativ, ce-l facem la acest capitol nu are nici o importanță.

Avem deci pierderea de sarcină pe canal :

$$h = Q^3 \sum \frac{L}{a^2 c^2 R}, \text{ în metri.}$$

Inlocuind în formula energiei avem :

$$HP = 10 Q (H_T - h) = 10 Q \left(H_T - Q^2 \sum \frac{L}{a^2 c^2 R} \right).$$

Observăm din această formulă că :

1. Pentru o anumită cota a apei la Dunăre și deci pentru anumită înălțime de apă sau o anumită secțiune de apă în canal, cantitatea $\sum \frac{L}{a^2 c^2 R}$ este constantă și nu depinde de debit, dacă suprafața apei este paralelă cu fundul canalului.

2. In consecință de oarece debitul, ce îl putem deriva din Dunăre, nu e limitat, pentru fiecare cotă a apei la Dunăre există un debit optim și deci o pantă superficială optimă a apei, pentru care puterea este maximă, de oarece Q este singura variabilă din formula de mai sus.

Pentru a afla maximul puterii vom anula derivata :

$$\frac{d HP}{d Q} = 10 \left[H_T - Q^2 \sum \frac{L}{a^2 c^2 R} - 2 Q^2 \sum \frac{L}{a^2 c^2 R} \right] = 0,$$

sau :

$$h = Q^2 \sum \frac{L}{a^2 c^2 R} = \frac{H_T}{3},$$

o relație cunoscută la canalele, a căror secțiune se limitează.

Dacă procedăm pe calea indicată mai sus, am făcut implicit ipoteza, că pentru diferitele cote ale apei la Dunăre, sau diferitele debite optime, vom avea diferite pante de fund ale canalului, corespunzătoare diferitelor pante de suprafață ale apei. In realitate însă panta de fund va fi una și aceeași pentru toate înălțimile de apă. Vom neglija eroarea ce se face din această cauză, rămânând să vedem la calculele definitive ale soluției admise panta definitivă și dacă se pot neglija erorile din cauza pantei fixe.

In partea din aval de centrală a canalului, care e în legătură directă cu Marea, cota apei, după cum am mai spus și la capitolul secțiunilor, e aproape constantă și din motivele expuse acolo adâncimea o luăm și aici în prima aproximație 12,0 m., rămânând ca la calculele definitive dela soluțiunea aleasă să vedem dacă e nevoie de o rectificare.

La profilul No. 2 adâncimea la etiaj este 9 metri din motivele arătate la capitolul secțiunilor.

In concluzie procedeul ce-l vom întrebuința la calculul curbei de sarcină este următorul :

Pentru fiecare cotă a apei la Dunăre corespunde un H_T egal cu cota absolută a apei. Împărțind prin 3 pe H_T obținem pe h ; luând pentru adâncimea de apă corespunzătoare cotei cantitatea $\sum \frac{L}{a^2 c^2 R}$ (în aval se va lua totdeauna pentru adâncimea de 12 m), vom putea calcula debitul corespunzător din formula :

$$Q = \sqrt{\frac{h}{\sum \frac{L}{a^2 c^2 R}}}$$

și puterea :

$$HP = \frac{2}{3} 10 Q H_T = 10 Q (H_T - h)$$

Pentru a ușura calculul am trasat pentru fiecare tronson de aceeași secțiune a canalului curbele următoarelor cantități în funcțiune de adâncimea de apă :

a , secțiunea udată,

R , raza hidraulică,

c , coeficientul de viteză din formula lui Chézy :

$$h_{Q=1} = \frac{h}{Q^2} = \frac{L}{a^2 c^2 R},$$

perderea de sarcină pentru debitul de 1 m³/sec.

Coeficientul de viteză c l-am determinat cu formula lui Kutter și Ganguillet și din tabloul din Hütte III. pag. 558, deoarece R. Koechlin în vol. I. recomandă pentru secțiuni mari, cu rază hidraulică mare utilizarea acestei formule, neexistând altele mai exacte. Coeficientul de asperitate al pereților, n l-am luat între 0,025 și 0,030, corespunzător canalelor necăptușite și râurilor mai regulate. Panta de fund am luat-o în prima aproximație între 0,025 la 0,050‰.

Calculul cantităților pentru fiecare tronson l-am făcut în tablourile ce urmează :

Tronson I. (Km. 0,5 — 4,5), L = 4,0 Km.

Adâncimea $\delta =$	8	9	10	11	12	13	15	m.
Secțiunea $a =$	672	774	880	990	1105	1220	1470	m ²
Raza hidr. $R =$	6,4	7,2	7,8	8,4	9,1	9,7	10,9	m.
Coef. de vit. $c =$	66	67	68	70	71	72	73	
$h_{Q=1} =$	0,318	0,206	0,140	0,100	0,074	0,055		$\times 10^{-6}$

Tronson II. (Km. 4,5 — 6,5), L = 2,0 Km.

Adâncimea $\delta =$	9	10	11	12	13	16	m.
Secțiunea $a =$	710	790	880	960	1040	1280	m ²
Raza hidr. $R =$	7,4	8,1	8,6	9,2	9,9	11,6	m
Coef. de vit. $c =$	60	61	62	63	65	68	
$h_{Q=1} =$	0,152	0,106	0,079	0,060	0,048	0,030	$\times 10^{-6}$

Tronson III. (Km. 8,0 — 31,0), L = 23,0 Km.

Adâncimea $\delta =$	8	9	10	11	12	13	15	m.
Secțiunea $a =$	672	779	889	1002	1118	1237	1482	m ²
Raza hidr. $R =$	6,5	6,8	7,4	8,2	8,7	9,4	10,5	m.
Coef. de vit. $c =$	66	66	67	69	70	71	74	
$h_{Q=1} =$	1,58	1,29	0,88	0,61	0,42	0,31	0,20	$\times 10^{-6}$

Tronson IV. (Km. 31,0 — 41,3), L = 10,3 Km.

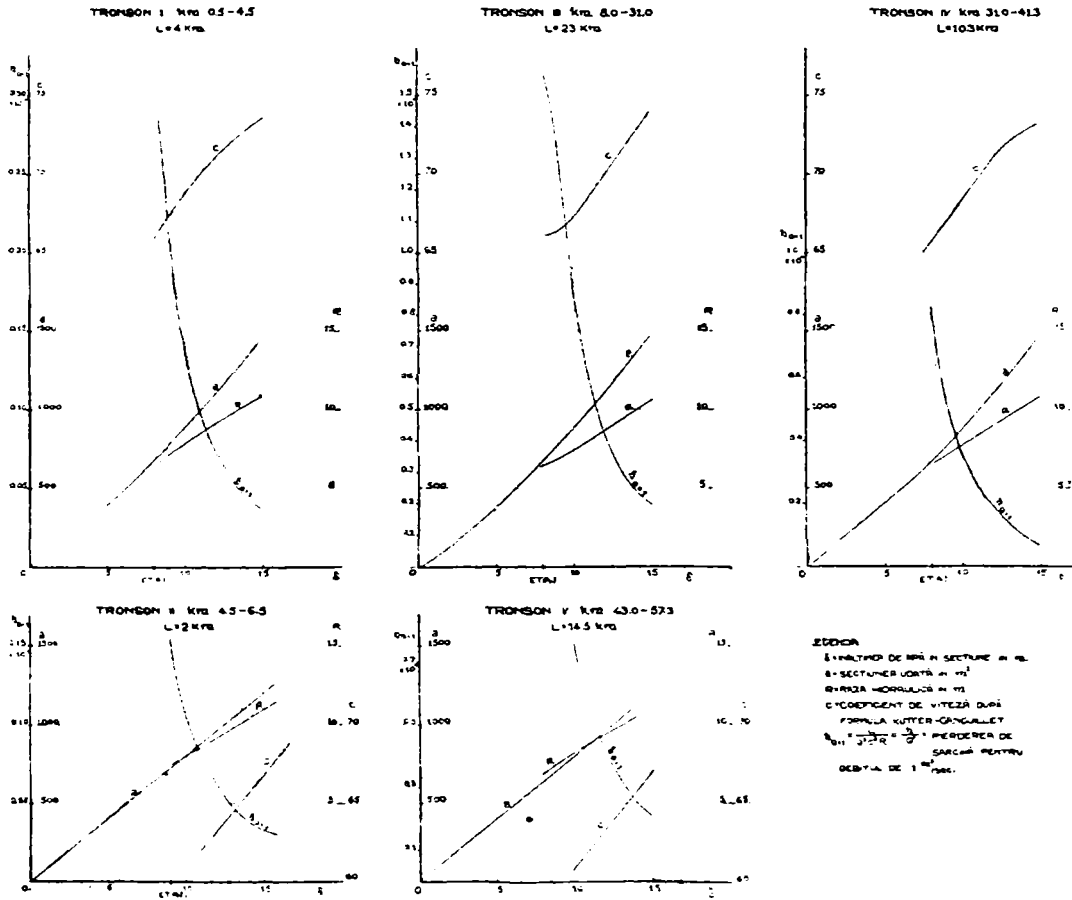
Adâncimea $\delta =$	8	9	10	11	12	13	15	m.
Secțiunea $a =$	672	774	880	990	1105	1220	1470	m ²
Raza hidr. $R =$	6,5	7,2	7,8	8,4	9,1	9,7	10,9	m.
Coef. de vit. $c =$	66	67	68	70	71	72	73	
$h_{Q=1} =$	0,820	0,530	0,360	0,256	0,191	0,141	0,070	$\times 10^{-6}$

Tronson V. (Km. 43,0 — 57,3), L = 14,5 Km.

Adâncimea $\delta =$	10	11	12	13	14	15	m.
Secțiunea $a =$	805	886	967	1048	1129	1211	m ²
Raza hidr. $R =$	8,2	8,9	9,4	10,0	10,5	11,0	m.
Coef. de vit. $c =$	61	62	63	65	66	67	
$h_{Q=1} =$	0,735	0,542	0,415	0,313	0,250	0,208	$\times 10^{-6}$

Rezultatele calculelor din tablourile de mai sus, le-am introdus în diagramele alăturate.

CURBELE CARACTERISTICE ALE TRONSOANELOR DE ACEEAȘ SECȚIUNE A CANALULUI „CERNAVODĂ-CONSTANTA.”



Debitele le-am calculat cu formula de la pag. 96, impunând perderilor de sarcină pe canal să fie 1/3 din căderea totală, ce ne stă la dispoziție pentru diferitele cote ale apelor Dunării.

1. Cota apei la Dunăre este +0,0 (pe miră).

$$H_T = 4,5 \text{ m.}$$

$$h = \frac{H_T}{3} = 1,5 \text{ m.}$$

$$\sum h_{Q=1} = \sum \frac{L}{a^2 c^2 R} = 0,318 \times 10^{-6} + 0,152 \times 10^{-6} + 1,580 \times 10^{-6} + 0,820 \times 10^{-6} + 0,415 \times 10^{-6} = 3,285 \times 10^{-6}$$

$$Q = \sqrt{\frac{h}{\sum \frac{L}{a^2 c^2 R}}} = \frac{1,5}{\sqrt{3,285 \times 10^{-6}}} = 670 \text{ m}^3/\text{sec.}$$

$$HP = \frac{2}{3} \times 10 \times Q \times H_T = \frac{2}{3} \times 10 \times 4,5 \times 670 = 20.000.$$

2. Cota apei la Dunăre este +1,0.

$$H_T = 5,5 \text{ m.}$$

$$h = 1,83 \text{ m.}$$

$$h_{Q=1} = (0,206 + 0,106 + 1,290 + 0,530 + 0,415) \times 10^{-6} = 2,547 \times 10^{-6}$$

$$Q = \sqrt{\frac{1,83}{2,547 \times 10^{-6}}} = 850 \text{ m}^3/\text{sec.}$$

$$HP = 2/3 \times 10 \times 5,5 \times 850 = 31.000.$$

3. Cota apei la Dunăre este +2,0.

$$H_T = 6,5 \text{ m.}$$

$$h = 2,16 \text{ m.}$$

$$h_{Q=1} = (0,140 + 0,079 + 0,880 + 0,360 + 0,415) \times 10^{-6} = 1,874 \times 10^{-6}$$

$$Q = \sqrt{\frac{2,16}{1,874 \times 10^{-6}}} = 1050 \text{ m}^3/\text{sec.}$$

$$HP = 2/3 \times 10 \times 6,5 \times 1050 = 46.000.$$

4. Cota apei la Dunăre este +3,0.

$$H_T = 7,5 \text{ m.}$$

$$h = 2,5 \text{ m.}$$

$$h_{Q=1} = (0,100 + 0,060 + 0,610 + 0,256 + 0,415) \times 10^{-6} = 1,441 \times 10^{-6}$$

$$Q = \sqrt{\frac{2,5}{1,441 \times 10^{-6}}} = 1300 \text{ m}^3/\text{sec.}$$

$$HP = 2/3 \times 10 \times 7,5 \times 1300 = 65.000.$$

5. Cota apei la Dunăre este +4,0.

$$H_T = 8,5 \text{ m.}$$

$$h = 2,83 \text{ m.}$$

$$h_{Q=1} = (0,074 + 0,048 + 0,420 + 0,191 + 0,415) \times 10^{-6} = 1,148 \times 10^{-6}$$

$$Q = \sqrt{\frac{2,83}{1,148 \times 10^{-6}}} = 1550 \text{ m}^3/\text{sec.}$$

$$HP = 2/3 \times 10 \times 8,5 \times 1550 = 88.000.$$

6. Cota apei la Dunăre este +5,0.

$$H_T = 9,5 \text{ m.}$$

$$h = 3,16 \text{ m.}$$

$$h_{Q=1} = (0,055 + 0,038 + 0,310 + 0,141 + 0,415) \times 10^{-6} = 0,959 \times 10^{-6}$$

$$Q = \sqrt{\frac{3,16}{0,959 \times 10^{-6}}} = 1800 \text{ m}^3/\text{sec.}$$

$$HP = 2/3 \times 10 \times 9.5 \times 1800 = 115.000$$

7. Cota apei la Dunăre este +6,0.

$$H_T = 10,5 \text{ m.}$$

$$h = 3,5 \text{ m.}$$

$$h_{Q=1} = (0,044 + 0,033 + 0,250 + 0,100 + 0,415) \times 10^{-6} = 0,842 \times 10^{-6}$$

$$Q = \sqrt{\frac{3,5}{0,842 \times 10^{-6}}} = 2000 \text{ m}^3/\text{sec.}$$

$$HP = 2/3 \times 10 \times 10.5 \times 2000 = 140.000.$$

Din calculele de mai sus am compus următorul tablou rezumativ de durată a puterilor.

Durata cotei, zile la an	362	332	276	210	145	60	1,7
Cota la Dunăre	+ 0,0	+ 1,0	+ 2,0	+ 3,0	+ 4,0	+ 5,0	+ 6,0
Căderea brută, H_T m.	4,5	5,5	6,5	7,5	8,5	9,5	10,5
Perdere de sarcina, h m.	1,50	1,83	2,16	2,50	2,83	3,16	3,50
$h_{Q=1}$	3,285	2,547	1,874	1,435	1,148	0,959	0,842 $\times 10^{-6}$
Debitul, Q, m ³ /sec.	670	850	1050	1300	1550	1800	2000
Căderea netă H_n , m.	3,0	3,67	4,34	5,00	5,67	6,34	7,00
Puterea, HP	20000	31000	46000	65000	88000	115000	140000

Pe schița alăturată am trasat curbele de durată pentru: H_n , Q, și HP.

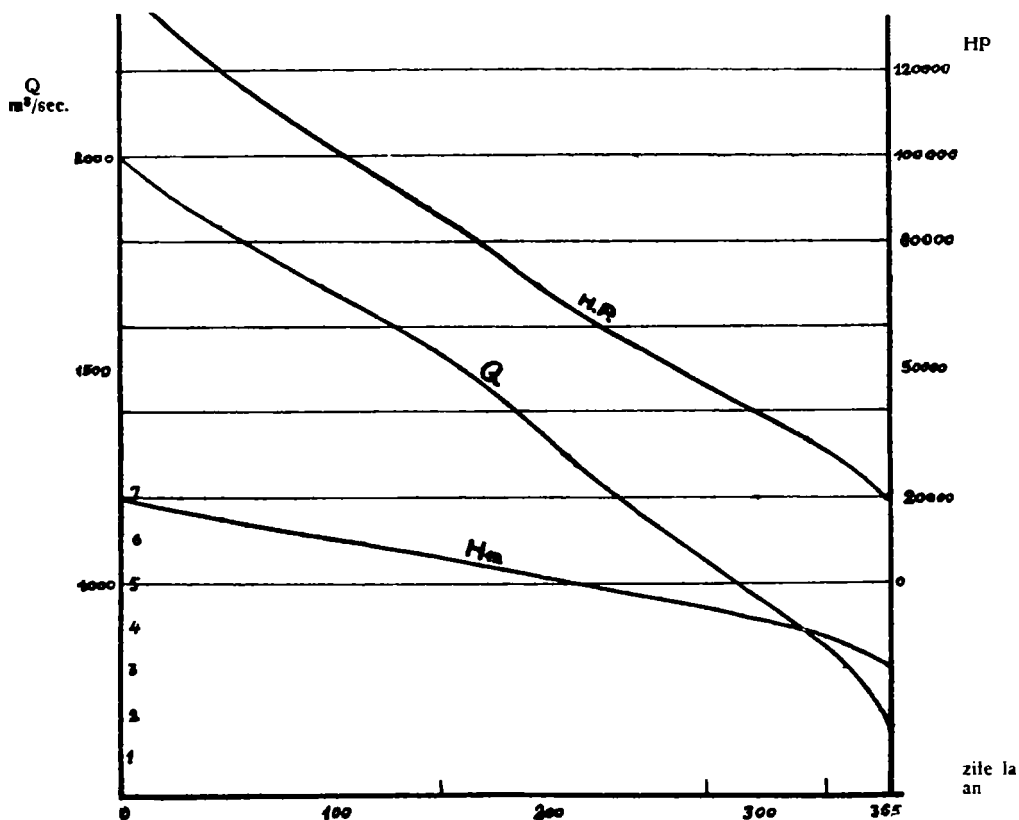
Măsurând pe planșă ariile energiei hidraulice pentru diferite puteri instalate, am obținut următorul tablou, în care am introdus în procente partea de energie, ce poate fi acoperită de centrala hidraulică și partea ce trebuie acoperită de centrala termică de ajutor, în cazul că energia produsă va fi realizată continuă.

Puterea instalată	20000	40000	60000	80000	100000	120000	HP
Energie hidrolică	100,0	94,4	87,6	79,8	71,4	68,4	%
Energie termică	0,9	5,6	12,4	20,2	28,6	31,6	%

Concluzii. Studiind curba de sarcină putem stabili următoarele concluzii :

1. Deoarece cota aval rămâne constantă, iar cota amonte variază între 3 și 7 m., fiind minimă la etiaj și maximă la ape mari, căderea netă la centrală este și ea minimă la etiaj și maximă la ape mari, deci tocmai invers, decât la centralele obicnuite de cădere mică.

2. Debitele variază și ele cu cota dela Dunăre, deci avem debitul minim la etiaj și maxim la ape mari. Din acest motiv puterea variază între limite foarte mari, și anume: între 18000 HP la ape mici și 142000 HP la apele mari. Centrala termică de ajutor va fi foarte mare. La centrale obicnuite cu cădere mică puterea hidrolică se menține constantă aproape tot anul, deoarece căderea e maximă la ape mici și minimă la ape mari.



PLAN HIDRAULIC PROVIZORIU.

3 Cu toate cele spuse mai sus partea din energia totală ce e luată de centrala hidrolică este destul de mare, de ex. pentru o putere instalată de 100000 HP, ce o avem timp de 100 zile la an, abia scade aria energiei hidrolice la 70% din aria energiei totale.

COSTUL DE PRODUCȚIE ȘI RENTABILITATEA AMENAJĂRII

1. Ipotezele considerate

Pentru a putea face o discuție generală de rentabilitate a amenajării, am făcut șase ipoteze asupra condițiilor economice, cari variază cu situația economică generală, din timpul când se va construi amenajarea. Determinarea unor anumite condițiuni economice este foarte grea, deoarece necesită o cunoaștere aprofundată a economiei politice. Din ipotezele determinate mai jos pe urmă am ales una, pe care în capitolul V. am tratat-o mai detaliat.

Deoarece canalul servește atât la navigație cât și la forță motrice, prima variabilă asupra căreia se pot face ipoteze, este venitul probabil al navigației pe canal. Am făcut ipoteza, că după construcția canalului aproape toată navigația la gurile Dunării nu se va mai face pe actualul canal al Sulinei, ci pe viitorul canal și pe cursul Dunării dela Cernavodă la Galați. Totodată am presupus, că condițiile de navigație fiind cu mult superioare pe noul canal, în curând vom avea o circulație mai intensă, decât pe actualul canal navigabil al Sulinei.

Ca indicație pentru fixarea sumei probabile ce se va încasa, ne-am folosit de datele ce le dăm în tabloul ce urmează, obținute dela sediul C. E. D. Galați, în cari se vede tonajul, în tone reg. al vaselor, ce au circulat pe canalul Sulina, și încasările totale anuale ale C. E. D.

Incasările C. E. D.

No.	Anul	Tonaj	Suma încasată Lei aur	Observațiuni
1.	1911	2.508.954	3.726.747,44	înainte de război
2.	1912	1.631.086	2.452.952,23	” ” ”
3.	1913	1.545.210	2.379.406,72	” ” ”
4.	1914	1.230.933	1.881.136,64	anormal, fiind război
5.	1915	22.507	37.301,17	” ” ”
6.	1920	977.322	3.633.462,03	” ” ”
7.	1921	1.072.677	9.271.298,55	Grupa întâi
8.	1922	1.029.859	10.129.986,94	” ”
9.	1923	1.306.280	12.941.053,94	” ”
10.	1924	1.206.210	11.623.660,55	” ”
11.	1925	1.271.324	4.620.841,79	” doua
12.	1926	1.510.719	5.585.156,66	” ”
13.	1927	1.347.857	5.030.653,24	” ”

Din aceste date nu considerăm datele pe anii antebelici reprezentând o situație economică cu totul diferită de cea de azi, și anii de război, cari sunt anormali din cauza închiderii Mării Negre în timpul războiului.

Anii postbelici se pot împărți în două grupuri :

a) anii 1921 — 24 cu încasări ce variază între 9.200.000. — și 12.900.000. — Lei aur.

b) anii 1925 — 27 cu încasări între 4.600.000 și 5.500.000. — Lei aur

În anul 1928 se pot prevedea încasări mai mari, deoarece la 1. III. 1928 s'a introdus noul tarif cu taxele majorate.

Astfel am făcut următoarele ipoteze, bazându-ne pe cele două grupuri de ani :

a) Navigația pe canal ar produce un venit anual de 8 000.000.— Lei aur.

b) Navigația pe canal ar produce un venit anual de 4.000.000.— Lei aur.

O a doua variabilă, care depinde de situația economică generală a țării, este dobânda capitalului. E știut că dobânda capitalului investit în lucrări de centrale hidraulice înainte de război era între 4 și 5%. La lucrări hidraulice propriu zise, cum sunt canalele de navigație, a fost și mai mică, mai cu seamă în cazul capitalurilor mari; de exemplu la canalul Panama dobânda este 3%.

După război dobânda a crescut mult, însă nu se pot lua în considerare dobânzile dela noi din țară, ele reprezentând și acum o situație încă anormală.

Astfel am făcut asupra dobânzii următoarele trei ipoteze :

a) Dobânda este de 4%

b) „ „ „ 5%

c) „ „ „ 6%, aceasta fiind o dobândă cam mare.

În concluzie avem următoarele ipoteze pentru discuția rentabilității amenajării :

1.—	Navigația	aduce	un	venit	anual	de	8.000.000.—	dobânda	4%
2.—	„	„	„	„	„	„	8.000.000.—	„	5%
3.—	„	„	„	„	„	„	8.000.000.—	„	6%
4.—	„	„	„	„	„	„	4.000.000.—	„	4%
5.—	„	„	„	„	„	„	4.000.000.—	„	5%
6.—	„	„	„	„	„	„	4.000.000.—	„	6%

Costul de instalație

Costurile sunt date în milioane Lei

Ipoteza 1.

No. cr.	Lucrarea	20.000 HP	40.000 HP	60.000 HP	80.000 HP	100.000 HP	120.000 HP
		14.700 Kw	29.500 Kw	44.000 Kw	59.000 Kw	73.500 Kw	88.500 Kw
A. Centrala hidraulică							
1	Canal	175,00	175,00	175,00	175,00	175,00	175,00
2	Construcția centralei	1,20	2,40	3,60	4,80	6,00	7,20
3	Construc. electro-mec.	3,40	6,80	10,20	13,60	17,00	20,40
B. Linia de transport							
4	200Km. linie de 120 KV	4,00	4,00	4,00	4,00	4,00	4,00
C. Centrala termică de ajutor							
5	Puterea $HP_T = HP_h - 20.000$	—	10,00	20,00	30,00	40,00	50,00
Total		183,60	198,20	212,80	227,40	242,00	256,60
La 1 HP hidraulic în Lei		9180	4960	3350	2840	2420	2140

Ipoteza 2.

Nr. cr.	Lucrarea	20.000 HP	40.000 HP	60.000 HP	80.000 HP	100.000 HP	120.000 HP
		14.000 Kw	29.500 Kw	44.000 Kw	59.000 Kw	73.500 Kw	88.500 Kw
A. Centrala hidraulică							
1	Canal	202,0	202,0	202,0	202,0	202,0	202,0
2	Construcția centralei	1,2	2,4	3,6	4,8	6,0	7,2
3	Cons. electro-mecanice	3,4	6,8	10,2	13,6	17,0	20,4
B. Linia de transport							
4	200 km. linie de 220 KV	4,0	4,0	4,0	4,0	4,0	4,0
C. Centrala termică de ajutor							
5	Puterea $HP_T = HP_h - 20000$	—	10,0	20,0	30,0	40,0	50,0
Total		210,6	225,2	239,8	254,4	269,0	283,6
La 1 HP hidraulic în Lei		10500	5640	4000	3180	2690	2360

Ipoteza 3

No. cr.	Lucrarea	20.000 HP	40.000 HP	60.000 HP	80.000 HP	100.000 HP	120.000 HP
		14.7000 Kw	29.500 Kw	44.000 Kw	59.000 Kw	73.500 Kw	88.500 Kw
1	Analog ca la ipoteza 1						
2-5	Canal	223,0	223,0	223,0	223,0	223,0	223,0
	Ca la ipoteza 1	8,6	23,2	37,8	52,4	67,0	81,6
	Total	231,6	246,2	260,8	275,4	290,0	304,6
	La 1 HP hidraulic în lei	11500	6160	4350	3440	2900	2504

Ipoteza 4

1	Canal	259,5	259,5	258,5	259,5	259,5	259,5
2-5	Ca la ipoteza 1	8,6	23,2	37,8	52,4	67,0	81,6
	Total	268,1	282,7	297,3	311,9	326,5	341,1
	La 1 HP hidraulic în lei	13400	7080	4960	3900	3260	2840

Ipoteza 5

1	Canal	273,5	273,5	273,5	273,5	273,5	273,5
2-5	Ca la ipoteza 1	8,6	23,2	37,8	52,4	67,0	81,6
	Total	282,1	296,7	311,3	325,9	340,5	355,1
	La 1 HP hidraulic în lei	14100	7430	5280	4070	3400	2960

Ipoteza 6

1	Canal	284,0	284,0	284,0	284,0	284,0	284,0
2-5	Ca la ipoteza 1	8,6	23,2	37,8	52,4	67,0	81,6
	Total	292,6	307,2	321,8	336,4	351,0	365,6
	La 1 HP hidraulic în lei	14600	7680	5350	4200	3510	3010

Din tablourile costurilor de instalație putem scoate următoarele concluzii :

1., Costul de instalație scade cu puterea centralei hidraulice și aceasta din motivul, că costul canalului nu depinde de puterea centralei.

2., Costul de instalație cel mai mic pe HP la ipoteza 1. este 2140.— Lei/HP, la ipoteza 6. este 3040.— Lei/HP. După cursul de Centrale Hidraulice limita teoretică de rentabilitate (cea practică este ceva mai joasă) a costului de instalație înainte de război era în Anglia 56 L. St. sau 1400.— Lei, iar după război s'a urcat la 210 L. St. sau 5250 — Lei. Comparând cifra de după război cu rezultatele noastre, observăm că chiar la ipoteza 6., cea mai dezavantajoasă ipoteză, de la puterea de 60.000 HP în sus costul de instalație este sub costul limită de rentabilitate.

4. Costul de producție.

7. *Descrierea metodei întrebuintate.* Evaluarea costului de producție am făcut-o după metoda indicată în R. Koechlin III. pag. 273 și urm. O evaluare exactă a costului de producție se poate face foarte greu, deoarece nu sunt date suficiente și datele existente nu sunt ordonate.

Notăm costul de producție a unui KWan cu c

dacă e produs pe cale hidraulică „ „ c_h

dacă e produs pe cale termică „ „ c_t

c se compune din două părți :

1., c_1 Cheltueli fixe în raport cu factorul de sarcină (F.S.) pe KWan, pe cari le exprimăm în procente din capitalul investit. Cuprind următoarele cheltueli :

Dobânda capitalului și amortismentul,
reparații și întreținere,
administrație generală și o parte din personal.

Notăm cu K capitalul investit pentru o centrală de putere P . Atunci avem :

$$c_1 = \alpha \frac{K}{P},$$

unde α este procentul admis.

În cazul nostru pentru diferitele lucrări, ca : construcții hidraulice și civile, mașinării etc., avem diferite procente, așa că vom avea :

$$c_1 = \sum \alpha_i \frac{K_i}{P}$$

Diferitele procente α_i le dăm în tabloul ce urmează. Dobânda capitalului am trecut-o cu 4%, pentru dobânzile de 5% resp. 6% se va mai adăuga 1% resp. 2%. Pentru canal procentele α le-am dat în tabloul dela pag. 106. Pentru centrala termică am considerat numai dobânda de 6%, deoarece se știe că la timp de amortizare mai scurt, dobânda este mai mare.

No.	Proveniența	Întreținere, administrația și alte chelt.	Amortisment	Total (cuprins, dobânda)	Obs.
1.	Construcția centralei	1,0	0,5	5,5	Dobânda 4%
2.	Construcții electro-mecanice.	2,0	3,0	9,0	„ 4%
3.	Centrala termică	—	4,5	10,5	„ 6%

Amortismentul l'am luat pentru construcții civile 50 ani (pentru canal 80 ani), pentru mașinării, la centrala hidraulică 20 ani, la centrala termică 15 ani.

2., c_2 cheltueli proporționale cu energia produsă. La o centrală hidraulică se compun din : costul uleiurilor și o mică parte din personal ; la o centrală termică : combustibilul, uleiurile și alte materiale și o parte din personal. Le-am trecut și acestea în tabloul ce urmează.

1. Cheltueli de exploatare la o centrală hidraulică (Norvegia).	10.— Lei/HP an = 7,50 Lei/KW an.
2. Cheltueli de exploatare fixe la centrală termică din România.	6 bani/KW oră sau 525.— Lei/KW an la o utilizare continuă.

Deoarece energia hidraulică trebuie transportată la locul de utilizare, vom adăuga la costul ei c_h și costul transportului.

Costul transportului se compune din două părți :

— r_1 partea ce provine din energia pierdută pe linie și care este egală cu :

$$r_1 = c_h \left(\frac{1}{\eta} - 1 \right)$$

unde c_h este costul de producție la centrală a energiei hidraulice,
 $\eta = 0,90$ randamentul transportului.

Inlocuind randamentul avem :

$$r_1 = c_h \left(\frac{1}{0,90} - 1 \right) = 0,11 c_h$$

— r_2 partea ce provine din dobânda, amortismentul și întreținerea liniei, pe care o exprimăm în procente din costul de instalație al liniei și anume acelaș procent ca la construcțiile electro-mecanice ale centralei.

Costul de producție la locul de utilizare al energiei hidraulice este :

$$c'_h = c_h + r_1 + r_2$$

Insumând costul energiei hidraulice $c'_h = c_{1h} + c_{2h} + r_1 + r_2$ cu costul energiei termice de ajutor $c_t = c_{1t} + c_{2t}$, obținem costul energiei mixte pe KWan $c_m = c'_h + c_t$.

2. *Costul de producție a unui KWan în funcție de puterea instalată a centralei hidraulice.*

Acest studiu l-am făcut pentru cele 6 ipoteze considerate. Ne-am servit de datele de mai sus și de tablourile costurilor de instalație, compunând pentru fiecare ipoteză câte un tablou, în care se văd costurile totale de producție și costul de producție a unui KWan continuu pentru diferite mărimi ale centralei hidraulice. Costul energiei hidraulice l-am obținut înmulțind costul de instalație respectiv cu procentul din tabloul de mai sus.

La c_{2t} am introdus cheltuelile proporționale cu numărul de KWore produse de centrala termică de ajutor, pe cari le-am aflat astfel, că am înmulțit costul unui KWan continuu termic cu procentul de energie termică produsă luat din tabloul dela pag. 102 cap. II.

Pentru comparație dăm mai jos și costul unui KWan la o mare centrală termică în cazul unei utilizări continue (F. S. = 1).

Costul se compune din :

c_{1t} , partea proporțională cu capitalul instalat ; la procentul de 10,5% și la un capital de 500.— Lei/HP = 680.— Lei/KW. avem :

$$c_{1t} = 10,5 \times 680 \times 1/100 = 71.— \text{ Lei/KWan.}$$

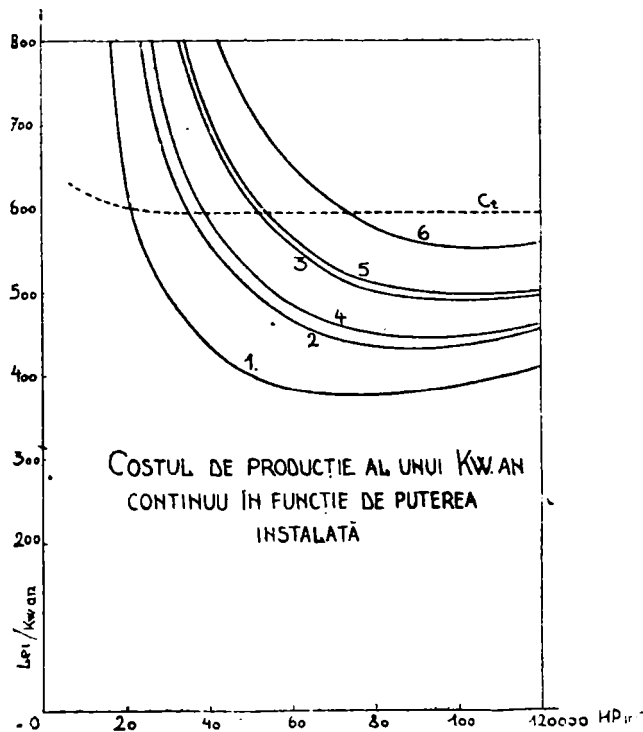
c_{2t} , partea proporțională cu numărul de KWore produs ; cu 6 bani KWoră și 8760 ore la an avem :

$$c_{2t} = 6 \times 8760 \times 1/100 = 525.— \text{ Lei/KWan}$$

Deci costul total al unui KWan termic la o utilizare continuă este :

$$c_t = c_{1t} + c_{2t} = 71 + 525 = 596.— \text{ Lei/KWan.}$$

Toate calculele pentru costurile de producție le-am făcut introducând rezultatele direct în tablourile alăturate.



Pe graficul alăturat am reprezentat costul de producție a unui KWan în funcție de puterea centralei pentru cele 6 ipoteze considerate. Pentru comparație am trasat și costul unui KWan la o mare centrală termică în cazul utilizării continue, care nu variază cu puterea, decât la puteri instalate mici.

IPOTEZA 1.

COSTUL DE PRODUCȚIE AL UNUI KWan IN FUNCȚIE DE PUTEREA CENTRALEI HIDRAULICE.

Proveniența costului	Modul de calcul (procente din capital)	Notafia	20.000 HP 14.700 KW		40.000 HP 29.500 KW		60.000 HP 44.000 KW		80.000 HP 59.000 KW		100.000 HP 73.500 KW		120.000 HP 88.500 KW			
			Total Mil. Lei	Costul 1 KWan	Total Mil. Lei	Costul 1 KWan	Total Mil. Lei	Costul 1 KWan	Total Mil. Lei	Costul 1 KWan	Total Mil. Lei	Costul 1 KWan	Total Mil. Lei	Costul 1 KWan		
<i>A) Energia hidroelectrică</i>																
Cheltuieli fixe pe KWan, proporționale cu capitalul investit:																
a) Canalul	4,681%	C_{1h}	8,191		8,191		8,191		8,191		8,191		8,191			
b) Construcția centralei	5,5 "		0,066		0,132		0,198		0,264		0,330		0,396			
c) Constr. electro-mecanice.	9,0 "		0,306		0,612		0,918		1,225		1,530		1,840			
Cheltuieli proporționale cu energia produsă.			10 Lei/HPan		C_{2h}	0,200		0,400		0,600		0,800		1,0		
Total cost. l en. hidr.				C_h	8,763	596	9,335	317	9,907	25	10,480	178	11,051	151	11,627	132
<i>B) Costul transportului.</i>																
Cheltuieli provenite din energia pierdută pe linie.			$0,11 \times C_h$	r_1		65		35		25		20		17		15
Cheltuieli proporționale cu capitalul investit.			9%	r_2	0,36	24	0,36	12	0,36	8	0,36	6	0,36	5	0,36	4
Total costul en. hidr. la locul de utilizare.				C'_h		685		364		258		204		173		151
<i>C) Energia termică.</i>																
Cheltuieli proporționale cu capitalul investit,			10,5%	C_{1t}		—	1,05	36	2,10	48	3,15	54	4,20	57	5,25	59
Cheltuieli proporționale cu energia produsă.			525 Lei/KWan	C_{2t}		—		37		74		115		158		200
Total costul energiei mixte.				C_m		685		437		380		373		388		400

Ipooteza 2.

COSTUL DE PRODUCȚIE AL UNUI KWan IN FUNCȚIE DE PUTEREA CENTRALEI HIDRAULICE.

Proveniența costului	Modul de calcul (procente din capital)	Notafia	20.000 HP 14.700 KW		40.000 HP 29.500 KW		60.000 HP 44.000 KW		80.000 HP 59.000 KW		100.000 HP 73.500 KW		120.000 HP 88.500 KW	
			Total	Costul	Total	Costul	Total	Costul	Total	Costul	Total	Costul	Total	Costul
			Mil. Lei	1 KWan	Mil. Lei	1 KWan	Mil. Lei	1 KWan	Mil. Lei	1 KWan	Mil. Lei	1 KWan	Mil. Lei	1 KWan
<i>A) Energia hidroauidă.</i>														
Cheltueli proporționale cu capitalul investit.		C_{1h}												
a) Canalul.	5,602%		11,30		11,30		11,30		11,30		11,30		11,30	
b) Construcția centralei.	6,5 „		0,078		0,156		0,234		0,312		0,39		0,468	
c) Constr. electro-mecanice	10,0 „		0,34		0,68		1,02		1,36		1,70		2,04	
Cheltueli proporționale cu energia produsă.	10 Lei/HPan	C_{2t}	0,20		0,40		0,60		0,80		1,0		1,2	
Total costul en. hidr.		C_h	11,918	812	12,536	426	13,154	299	13,772	234	14,390	196	15,008	170
<i>B) Costul transportului</i>														
Cheltueli provenite din energia pierdută pe linie.	$0,11 \times C_h$	r_1		90		47		33		26		22		19
Cheltueli proporționale cu capitalul investit.	10%	r_2	0,40	27	0,40	14	0,40	9	0,40	7	0,40	5	0,40	4
Total costul en. hidr. la locul de utilizare.		C'_h		929		487		341		267		223		193
<i>G) Energia termică.</i>														
Analog ca la ipoteza 1.		C_{1t}	—			36		48		54		57		59
		C_{2t}	—			37		74		115		158		200
Total costul energiei mixte.		C_m		929		560		463		436		438		452

Ipoteza 3.

COSTUL DE PRODUCȚIE AL UNUI KWan IN FUNCȚIE DE PUTEREA CENTRALEI HIDRAULICE.

Proveniența costului	Modul de calcul (procente din capital)	Notăția	20.000 HP 14.000 KW		40.000 HP 29.000 KW		60.000 HP 43.000 KW		80.000 HP 59.000 KW		100.000 HP 73.500 KW		120.000 HP 88.000 KW		
			Total Mil. Lei	Costul 1 KWan	Total Mil. Lei	Costul 1 KWan	Total Mil. Lei	Costul 1 KWan	Total Mil. Lei	Costul 1 KWan	Total Mil. Lei	Costul 1 KWan	Total Mil. Lei	Costul 1 KWan	
<i>A) Energia hidroelectrică.</i>															
Cheltuieli proporționale cu capitalul investit.															
a) Canalul.	0,557%	C_{1h}	14,60		14,60		14,60		14,60		14,60		14,60		
b) Construcția centralei.	7,5 „		0,09		0,18		0,27		0,36		0,45		0,54		
c) Constr. electro mecanice.	11,0 „		0,374		0,75		1,12		1,50		1,87		2,24		
Cheltuieli proporționale cu energia produsă.															
	10 Lei/HPan	C_{2h}	0,20		0,40		0,60		0,80		1,0		1,2		
Total costul en. hidr.			C_h	15,264	1040	15,93	541	16,69	380	17,26	293	17,92	244	18,58	210
<i>B) Costul transportului.</i>															
Cheltuieli provenite din energia pierdută pe linie.															
	$0,11 \times C_h$	r_1		115		60		42		32		27		23	
Cheltuieli proporționale cu capitalul investit.															
	11%	r_2	0,44	30	0,44	15	0,44	10	0,44	7	0,44	6	0,44	5	
Total costul en. hidr. la locul de utilizare.			C'_h		1185		616		432		332		277		238
<i>C) Energia termică.</i>															
Analog ca la ipoteza 1.															
		C_{1t}		—		36		48		54		57		59	
		C_{2t}		—		37		74		115		158		200	
Total costul energiei mixte.			C_m		1185		689		554		501		492		497

ipoteza 4.

COSTUL DE PRODUCȚIE AL UNUI KWan ÎN FUNCȚIE DE PUTEREA CENTRALEI HIDRAULICE.

Proveniența costului	Modul de calcul (procente din capital)	Notația	20 000 HP 14.700 KW		40.000 HP 29.500 KW		60 000 HP 44.000 KW		80.000 HP 59.000 KW		100 000 HP 73 000 KW		120 000 HP 88.500 KW	
			Total Mil. Lei	Costul 1 KWan	Total Mil. Lei	Costul 1 KWan	Total Mil. Lei	Costul 1 KWan	Total Mil. Lei	Costul 1 KWan	Total Mil. Lei	Costul 1 KWan	Total Mil. Lei	Costul 1 KWan
<i>A) Energia hidroelectrică.</i>														
Analog ca la ipoteza 1.														
A) Canalul.	4,681%	C _{rh}	12,20		12,20		12,20		12,20		12,20		12,20	
B) Construcția centralei.	5,5 "		0,066		0,138		0,198		0,264		0,33		0,396	
C) Construcții electro-mecanice.	9,0 "		0,306		0,612		0,918		1,225		1,53		1,84	
Analog ca la ipoteza 1.	10 Lei/HPan	C _{zh}	0,20		0,40		0,60		0,80		1,0		1,2	
Total costul energiei hidroelectrice.		C _h	12,772	868	13,344	453	13,916	316	14,489	245	15,06	205	15,636	177
<i>B) Costul transportului.</i>														
Ca la ipoteza 1*	0,11 × C _h 9,0%	r ₁ r ₂		96 24		50 12		35 8		27 6		23 5		20 4
Total costul en. hidr. cu transp.		C _{th}		988		515		359		278		233		201
<i>C) Energia termică.</i>														
Ca la ipoteza 1.		C _{rt} C _{zt}	—	—		36 37		48 74		54 115		57 158		59 200
Total costul energiei mixte la ip. 4.		C _a		988		588		481		447		448		460

Ipozeza 5.

COSTUL DE PRODUCȚIE AL UNUI KWan IN FUNCȚIE DE PUTEREA CENTRALEI HIDRAULICE.

Proveniența costului	Modul de calcul (procente din capital)	Notafia	20.000 HP 11.700 KW		40.000 HP 29.500 KW		60.000 HP 44.000 KW		80.000 HP 59.000 KW		100.000 HP 73.500 KW		120.000 HP 88.500 KW	
			Total Mil. Lei	Costul 1 KWan	Total Mil. Lei	Costul 1 KWan	Total Mil. Lei	Costul 1 KWan	Total Mil. Lei	Costul 1 KWan	Total Mil. Lei	Costul 1 KWan	Total Mil. Lei	Costul 1 KWan
<i>A) Energia hidroelectrică.</i>														
Ca la ipoteza 1.		<i>C_{rh}</i>												
A) Canalul.	4,602%		15,30		15,30		15,30		15,30		15,30		15,30	
B) Construcția centralei.	6,5 "		0,078		0,156		0,234		0,312		0,39		0,468	
C) Construcții electro-mecanice.	10,0 "		0,34		0,68		1,02		1,36		1,70		2,04	
Ca la ipoteza 1.		<i>C_{zh}</i>	0,2		0,4		0,6		0,8		1,0		1,2	
Total costul energiei hidroelectrice.		<i>C_h</i>	15,918	1080	16,536	562	17,154	390	17,772	302	18,39	250	18,908	214
<i>B) Costul transportului.</i>														
Ca la ipoteza 1.	10%	<i>r₁</i> <i>r₂</i>		120 27		62 14		42 9		34 7		28 5		24 4
<i>C) Energia termică.</i>														
Ca la ipoteza 1.		<i>C_{rt}</i> <i>C_{at}</i>		— —		36 37		48 74		54 115		57 158		59 200
Total costul energiei mixte la ip. 5.		<i>C_m</i>		1227		711		564		512		498		501

Ipozeza 6.

<i>A) Energia hidroelectrică.</i>														
Ca la ipoteza 1.		<i>C_{rh}</i>												
A) Canalul.	6,557%		18,62		18,62		18,62		18,62		18,62		18,62	
B) Construcția centralei.	7,5 "		0,09		0,18		0,27		0,36		0,45		0,54	
C) Construcții electro-mecanice.	11,0 "		0,374		0,75		1,12		1,50		1,87		2,24	
Ca la ipoteza 1.		<i>C_{zh}</i>	0,2		0,4		0,6		0,8		1,0		1,2	
Total costul energiei hidroelectrice.		<i>C_h</i>	19,284	1310	19,95	677	20,61	469	21,28	361	21,94	298	22,60	256
<i>B) Costul transportului.</i>														
Ca la ipoteza 1.	11%	<i>r₁</i> <i>r₂</i>		145 30		75 15		52 10		40 7		33 6		28 5
<i>C) Energia termică.</i>														
Ca la ipoteza 1.		<i>C_{rt}</i> <i>C_{at}</i>		— —		36 37		48 74		54 115		57 158		59 200
Total costul energiei mixte la ip. 6.		<i>C_m</i>		1485		830		653		577		552		548

Din tablourile și din graficele alăturate putem scoate următoarele concluzii :

1. Pe figură se vede că pentru fiecare ipoteză considerată în cazul utilizării continue vom avea o regiune, unde costul unui KWan este mai mic, decât costul de producție la o mare centrală termică. Astfel :

la ipoteza 1.	regiunea rentabilă începe de la puterea 25.000 HP în sus
” ” 2.	” ” ” ” 36.000 HP ” ”
” ” 3.	” ” ” ” 52.000 HP ” ”
” ” 4.	” ” ” ” 40.000 HP ” ”
” ” 5.	” ” ” ” 56.000 HP ” ”
” ” 6.	” ” ” ” 75.000 HP ” ”

2. Pentru fiecare ipoteză considerată avem câte un cost de producție minim și anume :

la ipoteza 1.	la puterea de 70.000 HP	costul de prod. min.	372 Lei/KWan
” ” 2.	” ” ” 80.000 HP	” ” ” ”	436 ”
” ” 3.	” ” ” 100.000 HP	” ” ” ”	492 ”
” ” 4.	” ” ” 80.000 HP	” ” ” ”	447 ”
” ” 5.	” ” ” 100.000 HP	” ” ” ”	498 ”
” ” 6.	” ” ” 120.000 HP	” ” ” ”	548 ”

Aceste minime însă nu sunt bine difinite, căci curbele în partea respectivă au o rază de curbură foarte mare.

3. Exprimând costul de producție minim al amenajării noastre în diferitele ipoteze, în procente din costul de producție al unui KWan la o mare centrală termică, avem :

la ipoteza 1	62%	la ipoteza 4	75%
” ” 2	73%	” ” 5	84%
” ” 3	82%	” ” 6	92%

Din aceste cifre se vede că amenajarea nu are o rentabilitate prea mare.

2. *Costul de producție minim a unei KWore în funcție de ore de utilizare la an.*

În realitate amenajarea de forță motrice nu va funcționa cu un factor de sarcină de 100%, cum l-am considerat mai sus, ci va avea un factor de sarcină mai mic. Pentru ca să ne dăm seama de rentabilitatea amenajării și în cazul, când nu mai avem o utilizare continuă, am calculat costul de producție al unei KWore în funcție de orele de utilizare la an pentru puterea, ce dă costul de producție minim pe KWan.

Calculul l-am făcut în modul următor :

1. Pentru costul energiei hidraulice am luat din tabloul respectiv costul total c'_h a unui KWan cuprins și transportul electric și l-am împărțit cu numărul de ore de utilizare la an.

2. Pentru costul energiei termice de ajutor am luat din tabloul respectiv partea ce nu depinde de numărul de KWore c_{1t} , și am împărțit-o cu numărul de ore de utilizare, iar partea fixă din costul unei KWore (6 bani/KWore)

corespunzător lui c_{21} , am înmulțit-o cu raportul în procente dintre aria energiei termice de ajutor și aria totală, luat din tabloul dela pagina 102.

Pentru comparație am dat și costul de producție al unei KWore la o mare centrală termică.

Calculule fiind foarte simple am trecut rezultatele direct în tablourile alăturate.

Costul de producție minim al unei KWore pentru cele 6 ipoteze în funcție de ore de utilizare la an, în bani pe KWore.

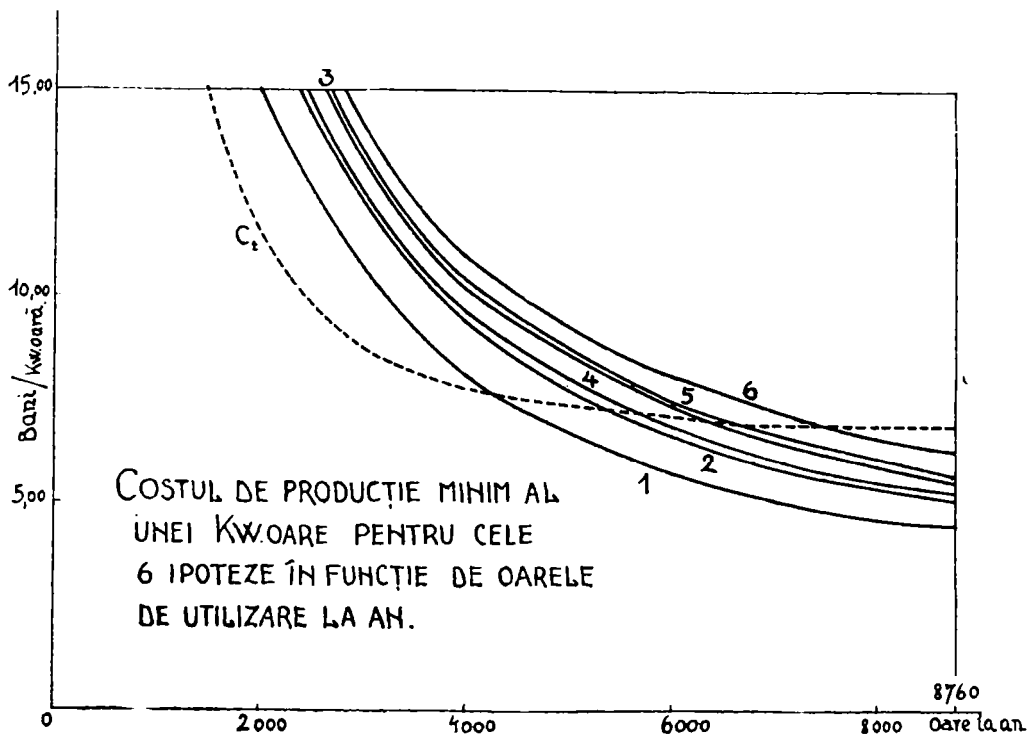
Nr.	Proveniența costului	Costul pe KWan	2000	4000	6000	8000	8760	ore la an
Ipoteza No. 1.			P = 70.000 HP					
1	Energia hidraulică cuprins transportul electric	230 Lei	11,5	5,75	3,83	2,88	2,62	
2	Energia termică :							
	a. Partea variabilă	50 „	2,5	1,25	0,83	0,63	0,57	
	b. Partea fixă, $e_f = 18\%$	6 b/KWore	1,1	1,08	1,08	1,08	1,08	
	Total costul unei KWore		15,1	8,08	5,74	4,59	4,27	b/Kwore
Ipoteza No. 2.			P = 80.000 HP					
1	Energia hidraulică cuprins transportul electric	267 Lei	13,3	6,68	4,45	3,34	3,05	
2	Energia termică :							
	a. Partea variabilă	50 „	2,7	1,35	0,90	0,67	0,62	
	b. Partea fixă, $e_f = 22\%$	6 b/KWore	1,4	1,32	1,32	1,32	1,32	
	Total costul unei KWore		17,4	9,35	6,67	5,33	4,99	b/Kwore
Ipoteza No. 3.			P = 100.000 HP					
1	Energia hidraulică cuprins transportul electric	227 Lei	13,9	6,92	4,62	3,46	3,16	
2	Energia termică :							
	a. Partea variabilă	57 Lei	2,8	1,43	0,95	0,71	0,65	
	b. Partea fixă, $e_f = 30\%$	6 b/KWore	1,9	1,80	1,80	1,80	1,80	
	Total costul unei KWore		18,6	10,15	7,37	5,97	5,51	b/Kwore

Nr.	Proveniența costului	Costul pe KWan	2000	4000	6000	8000	8760	ore la an
Ipoteza No. 4. P = 80 000 HP								
1	Energia hidraulică cuprins transportul electric	278 Lei	13,9	6,95	4,63	3,48	3,18	
2	Energia termică :							
	a. Partea variabilă	54 „	2,7	1,35	0,90	0,67	0,62	
	b. Partea fixă, $e_f = 22\%$	6 b/KWore	1,4	1,32	1,32	,32	1,32	
	Total costul unei KWore		18,0	9,62	6,85	5,47	5,12	b/Kwore
Ipoteza No. 5. P = 100.000 HP								
1	Energia hidraulică cuprins transportul electric	283 Lei	14,2	7,08	7,42	3,54	3,23	
2	Energia termică :							
	a. Partea variabilă	57 „	2,8	1,43	0,95	0,71	0,65	
	b. Partea fixă, $e_f = 30\%$	6 b/KWore	1,90	1,80	1,80	1,80	1,80	
	Total costul unei KWore		18,9	10,31	7,47	6,05	5,68	b/Kwore
Ipoteza No. 6. P = 120.000 HP								
1	Energia hidraulică cuprins transportul electric	289 Lei	14,5	7,22	4,82	3,61	3,30	
2	Energia termică :							
	a. Partea variabilă	59 „	2,9	1,48	0,99	0,74	0,67	
	b. Partea fixă, $e_f = 38\%$	6 b/KWore	2,4	2,28	2,28	2,28	2,28	
	Total costul unei KWore		19,8	10,98	8,09	6,63	6,25	b/Kwore

Costul de producție la o mare centrală termică în bani pe Kwore.

Nr.	Proveniența costului	Costul pe KWan	2000	4000	6000	8000	8760	ore la an
1	Partea variabilă	71,6 Lei	3,58	1,79	1,19	0,90	0,82	
2	Partea fixă	6 b/KWore	8,00	6,00	6,00	6,00	6,00	
	Total costul unei KWore		11,58	7,79	7,19	6,90	6,82	b/Kwore

Rezultatele tablourilor le-am trecut pe figura alăturată sub formă de diagrame.



Din tablourile alăturate și din diagrame putem scoate următoarele concluzii :

Din curbele costului de producție se vede, că în comparație cu o mare centrală termică rentabilitatea începe :

la ipoteza 1 la 4300 ore de util., cu un cost de 7,6 bani/KWoră.

”	”	2	”	5420	”	”	”	”	”	”	7,3	”
”	”	3	”	6300	”	”	”	”	”	”	7,08	”
”	”	4	”	5700	”	”	”	”	”	”	7,18	”
”	”	5	”	6500	”	”	”	”	”	”	7,06	”
”	”	6	”	7500	”	”	”	”	”	”	6,90	”

deci în general la un număr mare de ore de utilizare la an. Amenajarea de forță motrice nu va fi rentabilă, dacă consumatorii vor fi cei obicinuiți azi în orașele noastre, pentru cari numărul de ore de utilizare la an, nu e mai mare decât 3000. Va trebui, deci să căutăm și industrii mari pentru consumarea energiei produse, cari au un coeficient de utilizare cu mult mai bun (până la 7000 ore).

REPARTIZAREA ENERGIEI PRODUSE

La fixarea factorului de sarcină, și la fixarea mărimii centralei termice de ajutor, vom ține seama de condițiunile fixate la începutul studiului nostru și anume :

— Energia produsă se va utiliza la necesitățile orașelor importante din Dobrogea, etc.

— la industria ce eventual ar lua ființă de-alungul canalului navigabil,

— la desecarea a cca. 50000 Ha. de teren inundabil.

1. **Orașele mai importante**, cari ar putea fi deservite de această centrală electrică sunt : Galați, Brăila, Constanța, Tulcea și eventual și alte orașele mai mici, cari vor lua o dezvoltare mai mare în viitor.

Pentru aflarea consumului de energie actual al acestor orașe ne-am servit de datele statistice ale Minist. de Ind., unde am aflat următoarele :

Forța instalată în orașul Galați pe diferite industrii este :

Industria alimentară	2889	HP.
„ ceramică	18	„
„ chimică	255	„
„ diverse	67	„
„ hârtie	45	„
„ lemnului	706	„
„ metalurgică	4264	„
„ de piele	331	„
„ textilă	186	„
Uzini electrice	518	„
Total	9279	HP.
	sau :	6800 KW

În întregul județ Covurlui este o forță instalată de 9823 HP = 7200 KW
Vom lua în calculele noastre această ultimă cifră.

Forța instalată în orașul Brăila pe diferite industrii este :

Industria alimentară	5075 HP.
„ chimică	22 „
„ de hârtie	82 „
„ lemnului	337 „
„ de zidărie ,	1650 „
„ mecanică	667 „
„ de piele	85 „
„ textilă	7 „
Uzina electrică și de gaz	2720 „
Total .	10645 HP.
	sau : 7900 KW

In întregul județ Brăila forța totală instalată este :

$$12898 \text{ HP} = 9500 \text{ KW.}$$

In județul Constanța forța totală instalată este :

$$5727 \text{ HP} = 4200 \text{ KW.}$$

In județul Tulcea forța instalată este :

$$1487 \text{ HP} = 1100 \text{ KW.}$$

Forța totală instalată în aceste 4 județe este :

Județul Covurlui	9823 HP.
„ Brăila	10645 „
„ Constanța	5727 „
„ Tulcea	1387 „
Total .	27582 HP.
	sau : 20500 KW.

Datele de mai sus le-am luat din „Statistica Industriilor din România“ a Min. de Ind. pe anul 1924.

Tot din statistică am constatat, că, 80% din aceasta forță este produsă de mașini cu aburi, în general cu un randament foarte scăzut, deci se impune o utilizare cât mai mare a energiei electrice, evident prin modernizarea în același timp a acestor industrii.

Având în vedere dezvoltările viitoare și necesitățile crescânde, apoi și regiunile din apropiere depe teritoriul altor județe, vom considera o putere mărită cu 20%, adică :

$$P = 1,2 \times 20500 = 24600 \text{ KW.}$$

Din aceasta putere o parte o vom considera furnizată continuă, pentru industriile alimentare și altele de aceeași natură. Această parte o luăm aproximativ 25%, adică :

$$24600 \times 0,25 = 6150 \text{ KW.}$$

pentru care considerăm un factor de sarcină de 100%. Vom avea deci energia necesară :

$$6150 \times 8750 = 54.000.000 \text{ KWore/an.}$$

Restul ce rămâne :

$$24600 - 6150 = 18450 \text{ KW.}$$

este partea corespunzătoare pentru luminat, tracțiune etc., pe cari le-am presupus că au un factor de sarcină mediu de 45%, sau 3000 ore de utilizare pe an. Energia necesară este deci :

$$18450 \times 3000 = 55.300.000 \text{ KWore/an.}$$

repartizată pe cele douăsprezece luni cu o medie lunară de

$$\frac{55.300.000}{12} = 4.600.000 \text{ KWore/lună.}$$

2. Industria ce eventual ar lua ființă dealungul canalului. Aceste industrii ar putea fi următoarele :

- a) Industria de Cement,
- b) Industria de Cyanamidă calcică,
- c) Exploatarea minereului de cupru dela Altântepe,
- d) Energia necesară manevrelor din porturi (Silozuri),
- e) Industria distileriilor de petrol,
- f) Industria morăritului.

Vom încerca să stabilim pentru fiecare industrie în parte forța necesară.

- a) Industria de Cement.

Având în vedere împrejurimile foarte bogate în calcaruri potrivite pentru fabricarea cimentului, presupunem că în apropierea canalului va lua o desvoltare importantă industria cimentului. La Cernavodă există deja o fabrică de ciment.

Pentru stabilirea energiei necesare acestor industrii ne-am orientat după consumul de energie al fabricii de ciment din Turda. La Turda pentru o producție de 25 — 30 vagoane ciment la zi, există o forță instalată de 5000 KW.

Considerând aceeași producție și la industria depe canal, vom avea nevoie de o forță de :

$$5000 \text{ KW.}$$

cu un factor de sarcină aproape 100%. Energia necesară este :

$$5000 \times 8750 = 43.500.000 \text{ KW.ore/an.}$$

- b) Industria de Cyanamidă calcică.

O altă industrie care se poate desvolta prin apropierea canalului este industria de Cyanamidă calcică, deoarece materiile prime se afă în apropiere. Această industrie consumă o cantitate importantă de energie electrică, căci majoritatea proceselor chimice ce se produc, se fac cu ajutorul unor furnale electrice. Pentru stabilirea energiei necesare la aceste industrii ne servim de datele din cartea : „Nitrogen products committee“ Final Report pag. 48. Aici

se dă, că pentru 1 Kgr. de Nitrogen fixat avem nevoie de 16,5 KWore sau 2 KWan pentru 1 tonă de Nitrogen fixat, aici se cuprinde și forța măcinatului și a transportului.

Factorul de sarcină al acestor industrii este dat în cartea citată între 0,95, și 1,00; alegem F.S. = 1.00.

Pentru o forță instalată de 10.000 KW., producția va fi conform celor de mai sus:

$$10.000/2 = 5000 \text{ tone/an.}$$

Energia anuală necesară este:

$$10.000 \times 8750 = 87.500.000 \text{ KWore/an.}$$

Rămânem la aceste cifre.

Ca date comparative cităm Societatea „Nitrogen“ din D.-Sânmărtin Județul Târnava-mică. Această Societate are o forță instalată de aproximativ 20.000 KW.,

c) Exploatarea minereului de cupru dela Altântepe.

În apropierea canalului lângă satul Altântepe este o regiune în care se găsesc minereuri de cupru, a căror bogăție s'a studiat în timpul din urmă în vederea exploatării.

La exploatarea acestui minereu este nevoie de o forță considerabilă atât pentru extracție, cât mai ales pentru rafinarea cuprului. Forța necesară o luăm în comparație cu alte exploatări de cupru: 2000 KW. Considerând un factor de sarcină de 100%, energia necesară este:

$$2000 \times 8750 = 17.500.000 \text{ KWore/an.}$$

d) Energia necesară manevrelor diu porturi.

Evident că pe marginea canalului, în porturi, vor fi multe instalații necesare la încărcarea și descărcarea vaselor, silozuri și alte diferite mașini de tracțiune în porturi.

Forța instalată pentru acestea o luăm: 5000 KW. Considerând un factor de sarcină de 85%, (cca. 7500 ore/an), energia necesară este:

$$5000 \times 7500 = 37.500.000 \text{ KWore/an.}$$

e) Distilării de petrol.

O industrie care va lua o dezvoltare foarte mare este în special industria distilării produselor țiteiului, cari de aici vor fi expoartate pe calea apei.

Pentru a afla forța necesară la aceste distilării, trebuie să cunoaștem cantitatea ce se exportă. Datele ce urmează le-am luat din M. P. R., și anelele statistice și economice.

Exportul petrolului a fost în ultimii ani:

In anul 1923	600.000 tone
„ „ 1924	886.995 „
„ „ 1925	788.823 „
„ „ 1926	1451.265 „

Media pe acești ani este :

$$\frac{3727083}{4} = 931770 \text{ tone.}$$

După M. P. R. prin portul Constanța se exportă 70% și prin Giurgiu 19%. Industria care va lua ființă va trebui să acopere aprox. 85% din cantitatea de export, deci :

$$0,85 \times 931.770 = 790.000 \text{ tone, sau rotund : } 80.000 \text{ vagoane pe an.}$$

Pentru procesul de distilare propriu zis se vor folosi mai mult rezidiile, căci până azi par a fi cele mai potrivite. Folosirea curentului electric la distilare este periculoasă și cu randament mic. La aceste destilării însă este nevoie de forță motrice pentru compresoare, tractiune, luminat etc. Pentru a afla energia necesară am considerat pentru o producție de 1 vagon la zi 10 HP instalați

Pentru 80.000 vagoane anual avem nevoie de :

$$10 \times \frac{80.000}{360} = 2220 \text{ HP} = \text{aprox. } 1600 \text{ KW inst.}$$

Considerând un factor de sarcină de 80% sau o utilizare de 7000 ore la an, energia necesară este : $1600 \times 7000 = 11.200.000 \text{ KWore/an.}$

f) Industria morăritului.

Țara Românească fiind o țară agricolă este natural să aibă un export apreciabil de cereale. Este bine să se promoveze exportul produselor agricole în cea mai mare parte sub o formă industrializată, căci astfel și câștigul va fi mai mare. Este cunoscut faptul, că cerealele măcinate își măresc valoarea cu 1/4 din prețul lor.

Exportul de cereale al României după „Analele Stat. și Econ.“ a fost :

In anul 1921	1.389.750	tone
„ „ 1923	2.500.000	„
„ „ 1924	2.000.000	„
„ „ 1925	790.000	„
„ „ 1926	1.700.000	„

cu o medie anuală de :

$$1.670.000 \text{ tone.}$$

Presupunem, că din acestea 20% se vor măcina :

$$0,2 \times 1.670.000 = 330.000 \text{ tone.}$$

După Hütte IV. 1927 : 1 HPoră macină 14 Kgr. de grâu, sau pentru o tonă avem nevoie de 60 KWore. Energia necesară este deci :

$$60 \times 330.000 = 20.000.000 \text{ KWore/an.}$$

Presupunem că factorul de sarcină al acestor industrii nu este mai mare decât 0,50 sau o utilizare de 4400 ore/an.

Forța instalată este :

$$\frac{20.000.000}{4400} = 4550 \text{ KW.}$$

sau :

$$6200 \frac{1}{2} \text{ HP.}$$

3. Energia necesară desecării terenului inundabil. O problemă importantă care se pune în legătură cu Dunărea este problema utilizării cât se poate mai rațional a terenului inundabil.

Regiunea inundabilă a Dunării din punct de vedere al rentabilității de exploatare se poate împărți în felul următor :

Regiunea rentabilă pentru exploatarea agricolă.

Regiunea rentabilă pentru cultura peștelui,

Regiunea rentabilă pentru alte culturi, de exemplu trestie.

Pentru stabilirea culturii corespunzătoare rentabilității maxime a unei regiuni, este necesar un studiu amănunțit al acestor regiuni; toate datele referitoare la exploatarea actuală și felul cum se comportă la culturile existente. Chiar și pentru a cunoaște mai precis rentabilitatea desecării unei regiuni, ar trebui să avem o hartă detaliată, din care să se vadă următoarele :

- întinderea exactă a regiunii,
- procentul de suprafață de baltă.
- procentul de suprafață uscată,
- procentul terenurilor joase.

După datele pe cari le-am găsit în studiul Domnului Ing. *Vidrașcu*, „Valorificarea regiunii inundabile a Dunării“, reese că o regiune rentabilă pentru exploatare agricolă ar fi, partea din amonte a insulei Borcea până la linia ferată Fetești-Cernavodă.

Suprafața totală a părții din amonte a insulei este 46.400 Ha; suprafața de baltă, care nu se va putea deseca este 3500 Ha., deci suprafața cultivabilă este aprox. 43.000 Ha.

O altă regiune propice pentru cultura agricolă este regiunea Brăila — Gura Ialomiței, cu o suprafață cultivabilă de aprox. 24.000 Ha.

Totalul suprafeței cultivabile în aceste regiuni este deci :

$$43.000 + 24.000 = 67.000 \text{ Ha.}$$

La aceste regiuni se vor face diguri sub cota apelor maxime, pentru a fi inundate la interval de timp mai mare, căci s'a constatat, că la terenurile indiguite complet producția scade din an în an. Se vor face apoi stațiuni de pompare la cote mai joase și astfel aranjate, încât pierderile de sarcină să fie minime și pompa să nu fie inundată niciodată.

Timpul inundațiilor este greu de determinat; după Dl. Ing. *I. Vidrașcu* durează aproximativ $4\frac{1}{2}$ luni, o durată ce reese și din diagrama de durată a cotelor.

Apa care trebuie evacuată provine din infiltrațiuni și din apa meteorică.

Pentru stabilirea forței necesare desecării ne-am servit de datele din Foerster pag. 1218, unde se dă indicația, că la terenuri inundabile apa de infiltrație ce trebuie pompată este :

$$0,35 - 0,70 \text{ l/Ha.}$$

Puterea necesară la pompe este : $P = 20 Q \text{ h}$

Ziua de lucru a pompei se poate lua 18 ore.

Inlocuind în formula de mai sus datele avem puterea necesară pentru un hectar :

$$\frac{h}{120} - \frac{h}{60} \text{ HP/Ha.}$$

Considerăm o sarcină de $h = 5 \text{ m}$, după studiul cotelor terenului de pe hartă și cu condiția ca pompa să poată lucra și în timpul apelor mari.

Luând limita superioară puterea necesară pentru 1 Ha este :

$$\frac{5}{60} = 0,08 \text{ HP.}$$

Pentru toată suprafața de 50.000 Ha. avem nevoie de :

$$50.000 \times 0,08 = 4000 \text{ HP. } \approx 3000 \text{ KW.}$$

Repartizată pe 4,5 luni, sau cu un factor de utilizare de 3200 ore, energia necesară este :

$$3000 \times 3200 = 9.700.000 = \text{aprox. } 10.000.000 \text{ KWore/an.}$$

Rezumând toate necesitățile de energie electrică am alcătuit următorul :

Tablou de distribuirea energiei produse

No.	Industria	Ore de utilizare	Puterea instalată KW.	Energia anuală KWore	F. S.
1	Energia necesară orașelor, industriei	8750	6150	54.000.000	1,00
2	Energia necesară orașelor, luminat	3000	18450	55.300.000	0,45
3	Industria de Ciment	8750	5000	43.500.000	1,00
4	Industria de Cyanamidă	8750	10000	87.500.000	1,00
5	Exploatarea de Cupru	8750	2000	17.500.000	1,00
6	Energia necesară porturilor	7500	5000	37.500.000	0,85
7	Distilerii de petrol	7000	1600	11.200.000	0,80
8	Industria morăritului	4400	4550	20.000.000	0,50
9	Desecarea terenului inundabil	3200	3000	10.000.000	0,37
Total :		6100	55750	336.500.000	0,70

SOLUȚIUNEA ALEASA

1. Alegerea ipotezei

În capitolul III am văzut rentabilitatea amenajării și soluțiile cele mai economice în diferitele ipoteze. Vom fixa una din ipotezele noastre ca fiind mai probabilă, pentru care vom studia toate părțile amenajării.

Cercetând însă curbele costurilor de producție, observăm că fixarea unei anumite ipoteze, nu are o așa de mare importanță asupra mărimii economice a centralei, căci dela puterea de 80.000 HP în sus costul de producție rămâne aproape constant, curbele fiind aproape orizontale.

Totuși pentru a putea face un studiu mai exact am ales ca cea mai probabilă ipoteză, ipoteza No. 2, pentru care avem următoarele condițiuni :

Venitul anual al navigației este 8.000.000.— Lei

dobânda capitalului este 5%

Motivele, ce ne-au făcut să alegem această ipoteză, sunt următoarele :

1. Capitalul investit fiind foarte mare (aproximativ 400 milioane Lei aur) putem prevedea, că dobânda nu poate fi prea mare ; totuși am ales dobânda de 5% pentru a fi acoperiți. Rentabilitatea întregii amenajări nefiind prea mare se poate prevedea, că lucrările nu se vor începe decât în condițiuni destul de favorabile.

2. Tot din motivul de mai sus se poate prevedea, că lucrarea nu se va executa, decât atunci, când este asigurată o navigație cu mult mai intensă ca pe actualul canal al Sulinei. Aceasta presupune un comerț cu mult mai intens, deci o situație economică mai bună și o navigație mai ușoară pe cursul amonte al Dunării până la limita de navigabilitate. Astfel un prim pas ar trebui să fie amenajarea Dunării la Porțile de Fier.

2. Alegerea mărimii centralei

După ce ne-am fixat la ipoteza 2, alegerea mărimii centralei este foarte simplă. Vom alege mărimea, pentru care costul de producție este minim, adică :

$$P = 80.000 \text{ HP.}$$

O condiție ce trebuie să mai îndeplinească mărimea centralei, este de-a satisface eventualele nevoi ale pieței studiate în capitolul IV. Astfel puterea necesară a amenajării este :

$$P = 55750 \text{ KW.}$$

sau aproape :

$$P = 80.000 \text{ HP,}$$

cu o producție anuală de :

$$336,5 \text{ mil. KWore.}$$

Prin urmare ne fixăm la această cifră.

Mașini de rezervă nu prevedem în centrală din următoarele motive :

1. Puterea hidraulică disponibilă nefiind constantă, numai un timp foarte scurt vor fi toate turbinele în funcțiune. Deci în timpul când unele din turbine nu funcționează, se vor putea face reparațiile eventuale, de care au nevoie. De altfel la centrale hidraulice de acest fel nu se prevăd niciodată rezerve.

2, In cazul când în mod cu totul excepțional s'ar întâmpla un accident, când toate turbinele sunt în funcțiune, avem ca acoperire centrala termică de ajutor, care în acel timp nu e în funcțiune.

In centrală vom prevedea însă loc pentru o eventuală mărire a centralei într'un viitor, când cererile de energie vor fi prea mari.

3. Costul de producție și rentabilitatea soluției admise

Cu toate că la capitolul III, am făcut un calcul de rentabilitate, totuși am crezut, că e bine să reamintim și să aplicăm calculul și pentru soluția aleasă.

Notăm, că menținem toate cele spuse la capitolul III.

a) **Costul de instalație**, al soluției alese de mărimea $P = 80,000$ HP, îl evaluăm tot numai aproximativ ca la capitolul III, pct. 3.

Prin urmare din tabloul alăturat la pag. 108 se vede, că costul de instalație a unei amenajări de 80.000 HP, în cazul ipotezei 2, se compune din :

Partea din costul canalului ce revine	
amenajării hidraulice	lei 202.000.000.—
Construcția centralei	„ 4.800,000.—
Construcții electro-mecanice	„ 13.600.000.—
Costul liniei de transport 200 km. linie	
de 120 KV	„ 4.000.000.—
Costul centralei termice de ajutor	„ 30,000.000.—
<hr/>	
Total	lei 254.400.000.—

Costul amenajării la 1 HP. inst. este 3180 lei/HP.

Adăugând la suma de mai sus și partea din costul canalului, ce am atribuit-o navigației, avem capitalul total investit pentru întreaga amenajare de forță motrice și de navigație :

Capital necesar pentru amenajarea de forță motrice	lei 254.400.000.—
Capital atribuit navigației	„ 143.000.000.—
<hr/>	
Capital total investit „	397.400.000.—

Inmulțind cu coeficientul 35 avem aproximativ în lei hârtie :

Lei 13.900.000.000.—

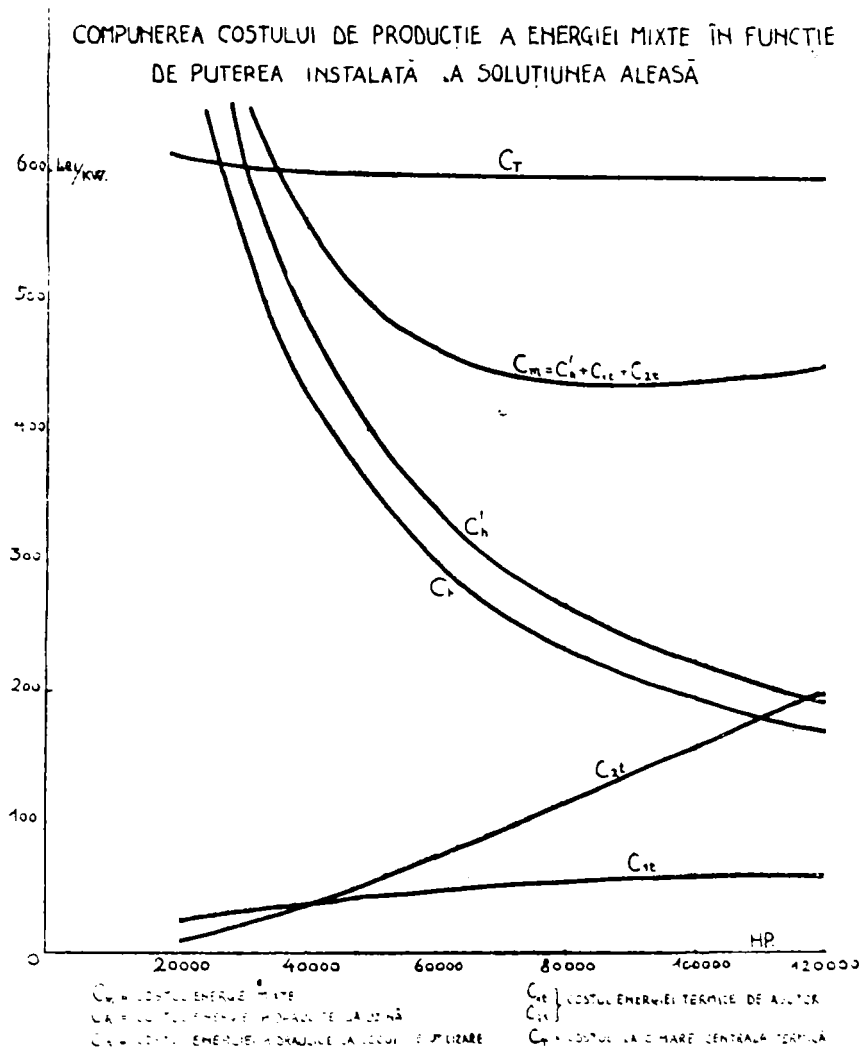
sau aproximativ :

14 miliarde lei hârtie.

b) **Costul de producție.** Reamintim, că costul de producție al energiei mixte se compune din următoarele părți :

- A) Costul energiei hidraulice,
- B) Costul transportului energiei hidraulice,
- C) Costul energiei termice de ajutor.

Pentru a vedea mai bine variația acestor părți în funcție de puterea instalată în ipoteza No. 2, pe graficul alăturat am trasat curbele de costuri în cazul utilizării continue și pentru fiecare parte separat, după tabloul dela pag. 114.

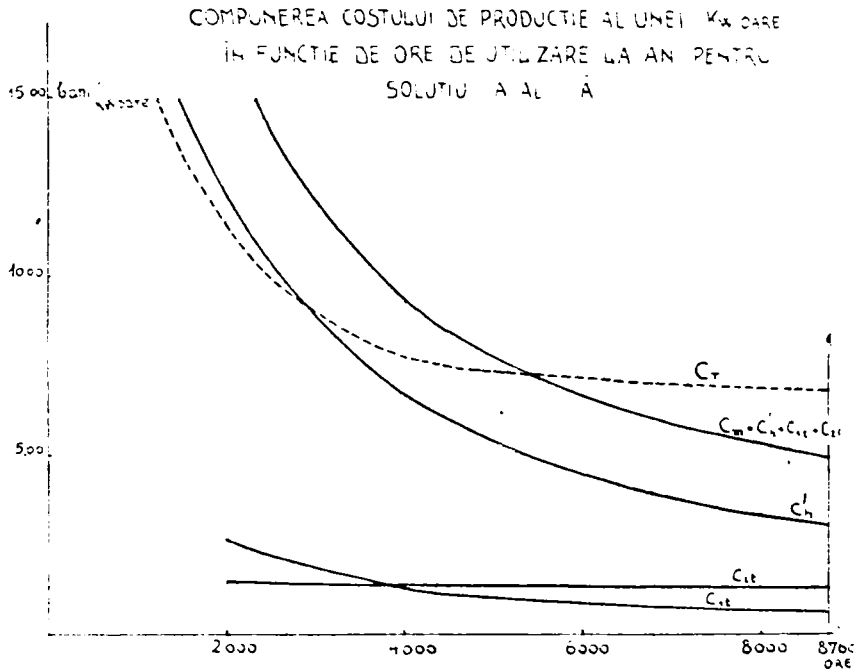


Observăm, că costul de producție al unui KWan se compune, pentru mărimea de $P = 80.000$ HP, din :

- | | |
|--|---------------|
| A) Costul energiei hidraulice | 234 lei/KWan |
| B) „ transp. energ. hidr. | 33 „ |
| C) Costul energ. termice de ajutor | <u>169 „</u> |
| Total costul energiei mixte | 436 lei/KWan. |

Costul de producție al unei KWore în funcție de numărul de ore de utilizare îl avem pe tabloul dela pag. 119.

Pentru a vedea mai bine influența fiecărei părți din cost, pe graficul alăturat am trasat curba fiecărei părți. Notațiile sunt cele întrebuițate la capitolul III.



La pag. 128 (cap. IV) se vede, că factorul de sarcină probabil al amenajării electrice, va fi $F. S. = 0,70$ sau 6100 ore de utilizare. La acest număr de ore de utilizare costul de producție a unei KWoră este 6,6 bani/KWoră, (depe grafic) și este cu 0,5 bani mai efin, decât energia produsă de o mare centrală termică ; deci rentabilitatea este întru câțva asigurată.

În lei hârtie costul unei KWoră cu coeficientul de utilizare de mai sus este :

2,31 lei/KWoră.

c) **Bilanț economic.** Pentru a ne apropia cât mai mult de realitate vom încerca în cele ce urmează, să facem un bilanț economic al întregii lucrări. Sumele din bilanț le-am trecut în lei hârtie, pentru o comparație mai ușoară cu situația actuală.

Incasările eventuale anuale provin din :

1. Venitul navigației.
2. Vânzarea curentului electric.

Le vom studia pe fiecare în parte.

1. *Venitul navigației* l-am fixat la suma de 8.000.000 lei aur (vezi pag. 129) sau în lei hârtie cu coef. 35, lei **280.000.000**—.

2. *Vânzarea curentului electric*, De oarece curentul electric se va distribui la diferiți clienți, va trebui să considerăm diferite prețuri de vânzare.

Luând numărul de KWore ce s'ar putea distribui din tabloul dela pag 128, am compus tabloul, ce urmează introducând și prețurile minime de vânzare, ce s'ar putea realiza în condițiile actuale. In aceste prețuri nu se cuprind cheltuelile generale de distribuție.

1. Industrii orașe	KWore	54.000.000	à 3,00 lei	162.000.000
2. Luminat etc.	„	55.300.000	„ 6,00 „	331.800.000
3. Industrii el.-chimice	{ ciment „ cyanamidă „ cupru „	43.500.000		
		87.500.000		
		17.500.000		
		<u>148.500.000</u>	à 1,50 lei	222.750.000
4. Energie pentru porturi etc. .	KWore	37.500.000	„ 4,00 „	150.000.000
5. Industrii de morărit distilerii	„	26.000.000		
	„	<u>11.200.000</u>		
	KWore	37.200.000	à 2,00 lei	74.400.000
6. Desecarea terenului inundabil	„	10.000.000	„ 4,00 „	<u>40.000.000</u>
				Total lei 980.950.000

sau rotund lei 980.000.000.—

Incasările totale ar fi deci :

980.000.000
<u>280.000.000</u>
Lei 1260.000.000

Cheltuelile anuale se compun din :

1. Cheltueli pentru întreținerea canalului navigabil și al ecluselor.
2. Costul de producere al energiei hidraulice.
3. Costul transportului energiei hidraulice.
4. Costul de producere al energiei termice de ajutor.

Le vom studia pe fiecare în parte.

1) *Cheltuelile de întreținere ale canalului navigabil* le exprimăm după acelaș procedeu ca la pag. 106 în procente din capital, și anume :

- | | |
|---|-------------|
| a) Amortismentul capitalului investit pe 80 ani | 0,181% |
| b) Intreținerea și reparațiile canalului (cuprins bazinul de decantare și eclusa) | <u>0,5%</u> |

Total 0.681%

Capitalul investit fiind (pag. 88) Lei aur 345,000000.— sau Lei hârtie 12.100.000.000.—, cheltuelile anuale vor fi: Lei h. 82.300.000.—

2) *Costul de producție al energiei hidraulice* (vezi pag. 103) se compune din :

- | | |
|--|------------------|
| a) Cheltueli de întreținere, reparații și amortisment la construcțiile civile (casa centralei), calculate cu 1,5% din capitalul investit de Lei aur 4.800.000.— = Lei h. 168.000.000.— . . . | Lei h. 2.520.000 |
| b) Cheltueli de întreținere, reparații și amortisment | |

	la construcțiile el.-mecanice, calculate cu 5% din capitalul investit de Lei aur 13.600.000,— =	
	Lei h. 476.000.000.—	Lei h. 23,800.000
c)	Cheltuelile proporționale cu numărul de KWore produse, calculate pentru puterea instalată de 55750 KW cu 7,50 Lei aur/KWan sau 262,50 Lei h./KWan	Lei h. 15.000.000
		<u>Lei h. 15.000.000</u>
		Total Lei hârtie 41.320.000
3)	<i>Costul transportului energiei hidraulice</i> (vezi pag. 111) se compune din :	
a)	Cheltueli provenite din energia perdută pe linia de transport, calculate cu 11% din costul energiei hidraulice, corespunzător unui randament de transport de $\eta = 0,90$	Lei h. 4.540.000
b)	Cheltueli de întreținere, amortisment și reparații la linia de transport, calculate cu 5% din capitalul investit de Lei aur 4.000.000.— = Lei h. 140.000.000.—	Lei h. 7.000.000
		<u>Lei h. 7.000.000</u>
		Total Lei hârtie 11.540.000
4)	<i>Costul de producție al energiei termice de ajutor</i> se compune din :	
a)	Cheltueli de amortisment și de regie a instalațiilor, calculate cu 4,5% din capitalul investit de Lei aur 30.000.000.— = Lei h. 1050.000.000.—	Lei h. 47,250.000
b)	Cheltueli proporționale cu numărul de KWore produse, calculate cu 6 bani aur/KWoră = 2,10 Lei h. KWoră la o producție de 21% din energia totală produsă și anume: $0,21 \times 336,5 = 71,0$ Mil. KWore	Lei h. 149.000.000
		<u>Lei h. 149.000.000</u>
		Total Lei hârtie 196,250.000
	Recapitulând cheltuelile anuale avem :	
1)	Cheltueli pentru întreținerea canalului	Lei h. 82,300.000
2)	Costul de producție al energiei hidraulice	„ 41,320.000
3)	Costul transportului energiei hidraulice	„ 11,540.000
4)	Costul de producție al energiei termice	„ 196.250.000
		<u>Lei h. 331,410.000</u>
	Total cheltuelile de exploatare sunt Lei hârtie	331,410.000
	Atribuind capitalului investit de Lei h. 14.000.000.000.— o dobândă de 5%, dobânda anuală este : Lei hârtie 700.000.000.— Insumând această sumă cu cheltuelile anuale de exploatare, vom avea cheltuelile totale anuale în suma rotundă de ;	
		<u>Lei hârtie 1032.000.000</u>
	Diferența între încasările și cheltuelile totale anuale este :	
		Lei h. 1260.000.000
		„ 1032.000.000
		<u>Lei h. 228.000.000</u>

și reprezintă un beneficiu net de 1,63% din capitalul investit.

Concluziuni :

Desavantajul cel mai mare al acestei lucrări e costul enorm de mare al ei. Alte desavantaje sunt fără importanță.

In schimb avantajele lucrării sunt foarte mari. Enumerăm cele mai importante :

— Asigurarea necondiționată a navigabilității Gurilor Dunării cu întreg complexul ei de consecințe, ca dezvoltare economică și comercială intensă.

— Posibilitatea creerii unui port maritim comparabil cu porturile maritime occidentale.

— Avantaje strategico-militare.

— Posibilitatea producerii unei cantități considerabile de energie electrică, care prin alte soluții e perdută.

— Posibilitatea utilizării raționale a unei mari porțiuni din terenurile inundabile.

La aceste avantaje în caz, că situația economică a regiunii ar asigura debușeul energiei electrice produse, se mai adaugă și faptul de importanță hotărâtoare, că putem asigura capitalului pe lângă dobânda de 5% și un beneficiu net de 1,63%, deci rentabilitatea este asigurată.

4. Viteza maximă a apei în canalul navigabil.

La calculele de până acum nu am luat deloc în considerare viteza apei în canal, căci am presupus că ea se menține în limite admise, rămânând să o studiem la soluția aleasă și să rectificăm calculele acolo, unde viteza a trecut de viteza maximă ce se admite.

La alte amenajări de forță hidraulică, viteza apei rezultă dintr'un calcul economic. La noi însă deoarece ne-am limitat în alegerea dimensiunilor canalului la nevoile navigației, viteza de apă cea mai potrivită o aflăm împărțind debitul optim cu secțiunea de apă corespunzătoare, cu condiția să nu întreaacă o anumită limită maximă.

Viteza maximă de apă ce trebuie să o admitem depinde de doi factori :

a) Viteza maximă de fund nu trebuie să întreaacă viteza limită de antrenarea materialului.

b) Navigația pe canal să se facă în condițiuni favorabile.

Vom studia în parte fiecare condițiune.

a) Viteza maximă de fund depinde de materialul din care este făcut fundul. Fundul canalului ar putea fi căptușit sau necăptușit. Dela început dăm la o parte soluțiunea cu fund căptușit, deoarece suprafețele fiind prea mari, costul căptușelii ar fi prea mare și nu ar da o soluție economică. Pe de altă parte din cauza navigației iarăși nu se poate căptuși fundul. Nefiind căptușit materialul, din care e compus fundul, este în general pietriș nu prea fin și pământ destul de consistent ; pentru un astfel de material viteza maximă de fund nu trebuie să treacă de 0,80 — 1,00 m/sec. deci o viteză medie în secțiune de 1,20 — 1,40 m/sec.

b) Canalul fiind navigabil, navigația se face cu atât mai ușor, cu cât viteza apei este mai mică. Pentru alegerea unei limite superioare luăm în considerare indicațiile din R. Koechlin III. pag. 254., unde se recomandă viteza de 1,20 m/sec. O viteză mai mică decât aceasta ar face amenajarea de forță motrice nerentabilă. Totodată această viteză corespunde și cu viteza limită de antrenare a materialului, din care este compus fundul canalului necăptușit.

La amenajări executate, sau în construcție am găsit următoarele viteze maxime admise :

— la proiectul de amenajare al Rinului dela Bâle la Strassbourg s'a admis viteza maximă 1,20 m/sec.,

— la amenajarea Isar-ului lângă München s'a admis viteza maximă 1,20 m/sec.,

— la Wallsee pe Dunăre s'a admis viteza maximă 1,30 m/sec.

La canale marine am găsit un singur exemplu, unde s'a pus problema vitezei maxime și anume la canalul Cod—Cap (America de Nord), unde din cauza diferenței de nivel provocată de marea se naște un curent de apă. Viteza maximă acolo este 1,84 m/sec., iar viteza mijlocie 0,70 m/sec. Nu ne putem orienta după această viteză, deoarece se menține numai scurt timp din zi, când marea este la maxim.

La celelalte canale marine viteza apei este foarte mică, ca și la canalele construite numai pentru navigație internă, căci apa servește numai la menținerea afunzimii necesare și pentru a procura debitul necesar ecluselor.

In concluzie admitem viteza maximă a apei în canal :

$$v_{\max} = 1,20 \text{ m/sec.}$$

La această viteză însă pereții laterali mai cu seamă în partea mai aproape de nivelul apei, sunt supuși la eforturi de coroziune mai puternice. Cercetând secțiunile canalului observăm, că din acest punct de vedere numai în porțiunile unde avem secțiunea tip. 1. (Km 0,5 — 4,5 și Km 31,0 — 41,3) trebuie să le amintim în mod special, căci în restul canalului pereții sunt pereți, sau din stâncă. In porțiunile amintite terenul e compus din roci pământoase mai vechi, deci destul de rezistente, pentru cari viteza de 1,20 m/sec., nu prezintă nici un pericol. Un exemplu de acest gen este canalul de aducere la amenajarea Piave — Sta Croce, unde la secțiunea tip 5, săpată în rocă pământoasă și necăptușită, s'a admis viteza de 1,26 m/sec.

5. Canalul de evacuare.

După cum am amintit la determinarea profilului transversal la canalul în aval de centrală va trebui să părăsim adâncimea de 8 m, deoarece în aval cota apei fiind aproape constantă, și secțiunea de apă este aproape constantă. În consecință dacă menținem adâncimea de 8 m, atunci viteza apei la debitul maxim, când în amonte avem adâncimea de 12 m., ar crește prea mult. Deci vom proiecta canalul în aval cu o adâncime mai mare.

Părăsind adâncimea dată, adâncimea definitivă se poate alege după următoarele considerațiuni:

1. Să realizăm economia maximă, ceea ce înseamnă, ca suma costului canalului și a prețului energiei anuale pierdute să fie minimă (analog cu cazul conductelor sub presiune).

2. Dacă și adâncimea corespunzătoare economiei maxime ne dă o viteză de apă prea mare, atunci vom determina adâncimea din condiția, ca viteza să nu treacă de valoarea maximă admisă la pct. 4.

1. *Realizarea economiei maxime.* Puterea e dată de formula:

$$HP = 10 Q H,$$

Puterea pierdută pe canal este:

$$HP_p = 10 Q h,$$

unde h este pierderea de sarcină și se poate exprima, după cum am mai văzut, prin:

$$h = Q^2 \frac{L}{a^2 c^2 R} = Q^2 h_{Q=1}$$

cu notațiile admise la cap. II.

Înlocuind avem:

$$HP_p = 10 Q h = 10 Q^3 h_{Q=1}$$

Pentru un debit dat puterea pierdută crește liniar cu valoarea lui $h_{Q=1}$, care variază cu adâncimea canalului. Valoarea lui $h_{Q=1}$ în funcție de adâncime o avem pe graficul de pe planșa dela pag. 99 (Valorile pentru tronsonul V.)

Am făcut calculul energiei pierdute pentru un debit mediu anual $Q = 1050 \text{ m}^3/\text{sec.}$; valoarea unui HPan am luat-o 30.— Lei și am capitalizat-o cu 5%, introducând rezultatele în tabloul ce urmează:

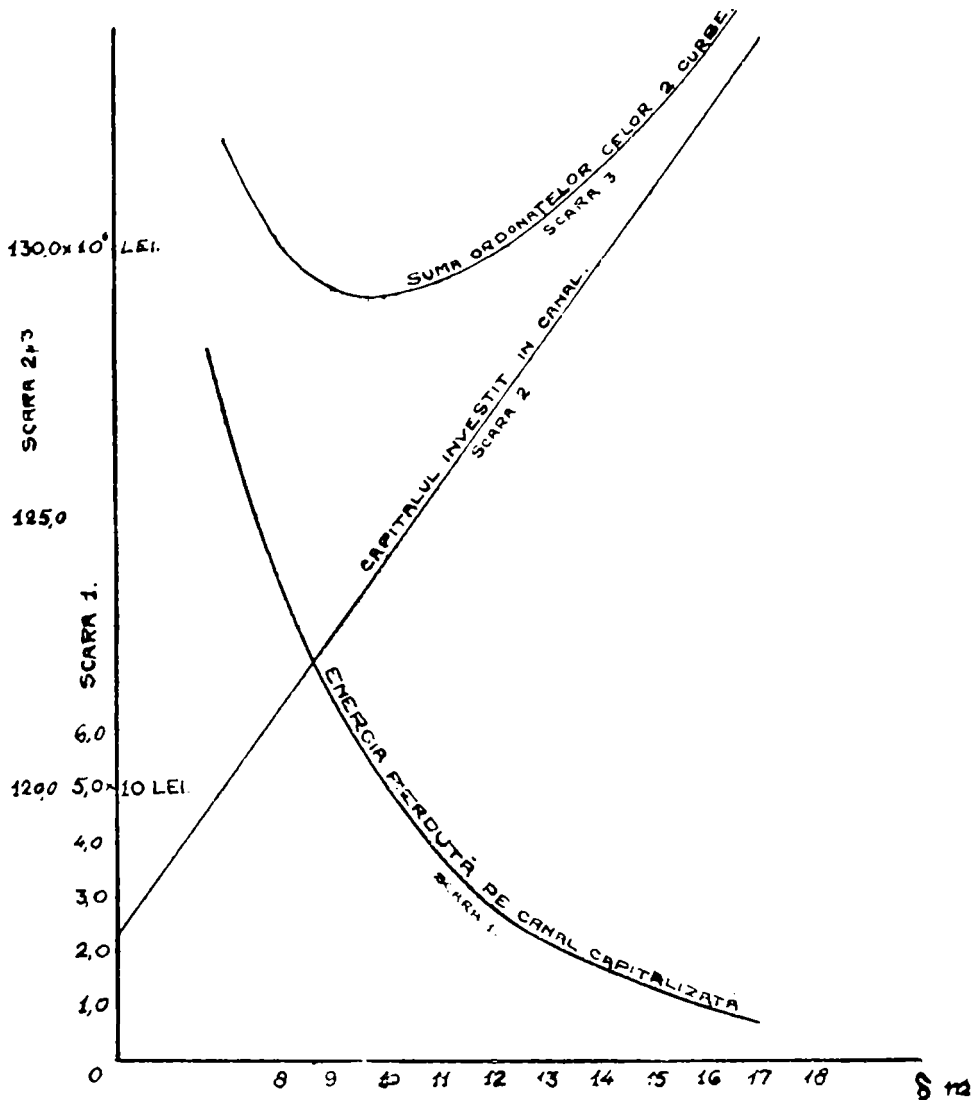
Adâncimea canalului	9	10	11	12	13	14	15	m,
Puterea pierdută	11000	8500	6250	4800	3640	2880	2430	HPan
Sumă pierdută anual	330	225	187	144	109	86,5	73,4	Mii Lei an
Sumă capitalizată cu 5%	6,6	4,5	3,7	2,9	2,2	1,7	1,4	Mil. Lei

Costul canalului aval de centrală se compune numai din costul săpăturii. Volumul săpăturii pentru adâncimea de 12 m., îl luăm depe profilul maselor (plansa dela pag. 176.) Pentru adâncimea de 1 m în plus sau în minus, avem volumul în plus sau în minus egal cu :

$$V = L \times b \times 1 = 14.500 \times 80 \times 1 = 1.160.000 \text{ m}^3$$

unde : $L = 14,5 \text{ Km}$ lungimea canalului,

$b = 80 \text{ m}$ lăţimea canalului.



**ADÂNCIMEA CEA MAI ECONOMICĂ A CANALULUI
DIN AVALUL CENTRALEI.**

Din profilul maselor avem :

$$V_{12} = 105.500.000 \text{ m}^3,$$

la adâncimea de 12 m.

Cu aceste două date putem calcula volumele pentru diferite adâncimi ale canalului. Costul săpăturii îl luăm 1,20 Lei/m³.

Adâncimea canalului	9	10	11	12	13	14	15	m.
Volumul săpăturii	102,02	103,18	104,34	105,50	106,66	107,82	108,98	Mil. m ³
Costul canalului	122,70	124,10	125,50	127,00	128,40	129,70	131,00	Mil. Lei

Suma acestor cantități am făcut-o grafic pe figura alăturată, și am obținut că minimum de cheltuială este la 10 m adâncime.

La această adâncime însă secțiunea este de :

$$a_{10} = 800 \text{ m}^2.$$

Debitul maxim îl avem atunci, când puterea centralei a ajuns la 80.000 HP, sau când cota apei a atins la Dunăre cota + 4,0 ; când cota apei este mai mare, debitul este mai mic, deoarece puterea a rămas aceeași. Deci în amonte vom avea viteza maximă de apă, când adâncimea canalului este de 12 m., sau secțiunea de apă este $a_{12} = 1040 \text{ m}^2$, ceea ce înseamnă că în aval vom avea o viteză de apă prea mare.

2. *Realizarea vitezei maxime admise.* Vom alege deci adâncimea canalului astfel, ca viteza apei să nu întrecă viteza maximă admisă. Deoarece însă nu cunoaștem încă exact debitul, ci numai faptul că la momentul, când cota apei la Dunăre este + 4,0 și debitul este maxim. Pentru a afla adâncimea necesară a canalului aval, vom egala secțiunea lui cu secțiunea din amonte $a_{12} = 1040 \text{ m}^2$.

Avem :

$$a_{12} = b \times \delta$$

unde $b = 80 \text{ m}$, lățimea canalului,

$$\delta = \frac{a_{12}}{b} = \frac{1040}{80} = 13,0 \text{ m.}$$

adoptăm deci adâncimea de 13,0 m.

6. Pantele de fund ale canalului.

Panta de fund a canalului amonte o vom determina astfel, ca să fie paralelă cu panta de suprafață, calculată pentru debitul cel mai desavantajos, adică pentru debitul, care dă viteza maximă a apei.

La noi debitul cel mai desavantajos este debitul maxim admis, deoarece după cum vom vedea, viteza apei crește cu debitul. Debitul maxim îl avem atunci, când cota apei la Dunăre este +4,0 față de etiaj.

Panta de suprafață este :

$$J = \frac{v^2}{c^2} \frac{1}{R}$$

Canalul amonte având secțiuni diferite, vom avea mai multe valori pentru c și R . Procedăm în modul următor : porțiunea 2 (Km 4,5 — 6,5) fiind foarte scurtă, influența ei va fi foarte mică, deci o neglijăm ; iar celelalte secțiuni fiind aproape la fel, vom lua pentru c și R valori intermediare. Astfel avem din graficele dela pag. 99 pentru adâncimea de 12 m :

$$c = 70, \quad R = 8,9 \text{ m.}$$

Inlocuind în formula de mai sus :

$$v = v_{\max} = 1,20 \text{ m/sec.}$$

avem :

$$J = \left(\frac{v}{c}\right)^2 \frac{1}{R} = \left(\frac{1,20}{70}\right)^2 \times \frac{1}{8,9} = 0,033\text{‰}$$

Alegem panta uniformă pe canalul amonte : 3 cm. la Km.

În aval de centrală panta de fund se va determina analog, adică, va fi paralelă cu panta de suprafață, care dă viteza cea mai desavantajoasă.

Deoarece în aval secțiunea rămâne aproape constantă avem :

$$c = 65, \quad R = 10 \text{ m.}$$

Inlocuind în formula pantei avem :

$$J = \left(\frac{v}{c}\right)^2 \frac{1}{R} = \left(\frac{1,20}{65}\right)^2 \times \frac{1}{10} = 0,034\text{‰}$$

Alegem panta de fund și aici : 3 cm. la Km.

7. Planul hidraulic definitiv.

Pentru a alcătui planul hidraulic definitiv trebuie să cunoaștem debitul, căderea netă și puterea în funcție de cotele Dunării, pentru ca să putem trasa curba de durată a debitelor, căderilor și a puterilor.

Reamintim cele spuse la cap. III, unde am cercetat energia disponibilă. Puterea se exprimă prin :

$$HP = 10 Q H_n = 10 Q (H_T - h)$$

unde h reprezintă toate pierderile de sarcină pe canal, cari în general se pot exprima în funcție de pătratul vitezei, sau pătratul debitului. Ele sunt următoarele :

1. Pierderea de sarcină la intrarea în canal. $h_1 = \frac{v_1^2}{2g} = Q^2 \frac{1}{a_1^2 2g}$
2. Pierderea de sarcină pe canalul amonte. $h_2 = Q^2 \left[\frac{1}{2g} \left(\frac{1}{a_n^2} - \frac{1}{a_1^2} \right) + \sum \frac{L}{a_2 c_2 R} \right]$
3. Pierderea de sarcină la trecerea prin grătar. $h_3 = c \frac{v^2}{2g} = Q^2 \times \text{const.}$
4. Pierderea de sarcină pe canalul aval. h_4 ca la canalul amonte.

Pentru o anumită cotă a apei la Dunăre toate cantitățile, ce intră în expresia pierderilor de sarcină, sunt constante sau aproape constante, afară de debit ; deci se pot exprima sub forma :

$$h = Q^2 \sum \text{constante}$$

sau notând cum am mai notat :

$\sum \text{constante} = \sum h_{Q=1}$, pierderea de sarcină pentru debitul 1, avem :

$$h = Q^2 \sum h_{Q=1}$$

Inlocuind în formula puterii avem :

$$HP = 10 Q \left(H_T - Q^2 \sum h_{Q=1} \right)$$

In cazul nostru deoarece debitul, ce îl putem deriva din Dunăre, nu este limitat, singura variabilă este Q . Pentru maxim avem, după cum am văzut la capitolul II. :

$$h = Q^2 \times \sum h_{Q=1} = H_T/3.$$

Pierderile de sarcină pe canal trebuie să fie $\frac{1}{3}$ din căderea totală.

Dacă însă pentru debitul astfel determinat obținem o viteză de apă mai mare decât viteza maximă, debitul va fi limitat de viteza maximă de apă admisă.

Calculul pierderilor de sarcină.

1. *Pierderea de sarcină la intrarea în canal.* Viteza apei aici este aproape constantă pentru diferitele debite, deci pierderea de sarcină este aproape constantă. Pe de altă parte fiind foarte mică, variația ei nu prezintă importanță. Astfel avem pentru viteza $v_1 = 0,80$ m/sec.

$$h_1 = \frac{v_1^2}{2g} = \frac{0,80^2}{2 \times 9,81} = 0,04 \text{ m}$$

Neglijăm pierderile la intrare și eșire din bazinul de decantare, unde neavând nici un obstacol special și racordările fiind foarte dulci, pierderile sunt extrem de mici.

2. *Pierderea de sarcină la trecerea prin grătare;* viteza apei fiind cea obicinuită de aproximativ 0,70 m/sec., pierderea de sarcină se poate lua:

$$h_3 = 5 \text{ cm.}$$

3. *Pierderea de sarcină pe canalul aval de centrală.*

La începutul canalului avem o primă pierdere de sarcină pe canalul de evacuare propriu zis până la intrarea în canalul navigabil, pe care o calculăm numai aproximativ, fiind de mică importanță.

Pe canalul de evacuare cu panta $0,03\text{‰}$ pe lungimea de 500 m avem o pierdere de sarcină de 0.015 m.

La intrarea în canalul navigabil apa trecând dela viteza de 0,70 m/sec. la 1,20 m/sec. la debitul maxim, avem pierderea de sarcină:

$$\frac{v_1^2}{2g} - \frac{v_2^2}{2g} = \frac{1}{2 \times 9,81} (1,20^2 - 0,70^2) = 0,05 \text{ m}$$

Vom lua pierderea totală de sarcină la debitul maxim, până la canalul navigabil rotund: 7 cm. Pentru debite mai mici vom micșora cifra aceasta.

Canalul navigabil în aval de centrală se compune și el din două părți:

a) Canalul propriu zis, cu datele:

lungimea $L = 14,5$ Km.

cota fundului la mare $- 13,0$ m.

panta de fund $0,03\text{‰}$

cota fundului la centrală $- 12,55$

b) Racordarea la Mare, cu datele:

lungimea $L = 500$ m.

prima secțiune $a_1 = b \times \delta_1 = 80 \times 13 = 1040$ m²

ultima secțiune $a_n = b \times \delta_n = 200 \times 8 = 1600$ m²

Pierderea de sarcină se poate calcula, sau cu metoda aplicată la calculul remuurilor cu ajutorul funcțiunilor lui Bresse, sau cu formula dela mișcarea permanentă neuniformă. Nu putem aplica metoda remuurilor, căci erorile sunt prea mari, lățimea nefiind destul de mare în comparație cu adâncimea.

Deci aplicăm formula dela mișcarea permanentă neuniformă :

$$h_1 = Q^3 \left[\frac{1}{2g} \left(\frac{1}{a_n^2} - \frac{1}{a_1^2} \right) + \sum \frac{L}{a^2 c^3 R} \right]$$

Calculăm pierderile de sarcină pentru diferite debite și rezultatele le trecem într'un grafic. Calculul nu se poate face, decât prin încercări, căci împreună cu debitul variază și secțiunile.

La racordarea la Mare înălțimea de apă rămâne aproape constantă pentru diferite debite; variațiile mici nu au influență mare asupra rezultatelor, deci calculăm cantitatea h pentru înălțimea de apă obicinuită.

Calculul lui $h_{Q=1}$ pentru racordarea la Mare, îl vom face pe două tronsoane.

Secțiunea 1.

$$a_1 = 13,0 \times 80 = 1040 \text{ m}^2$$

$$c_1 = 64$$

$$R_1 = \frac{1040}{80 + 2 \times 13} = 9,8 \text{ m.}$$

Secțiunea 2.

$$a_2 = 10,5 \times 140 = 1470 \text{ m}^2$$

$$c_2 = 66$$

$$R_2 = \frac{1470}{140 + 2 \times 15} = 8,7 \text{ m.}$$

Secțiunea 3.

$$a_3 = 8,0 \times 200 = 1600 \text{ m}^2$$

$$c_3 = 66$$

$$R_3 = \frac{1600}{200 + 2 \times 18} = 6,8 \text{ m}$$

Secțiuni medii pe tronsoane :

Tronsonul 1.

$$L_1 = 250 \text{ m.}$$

$$a_{m1} = \frac{1040 + 1470}{2} = 1255 \text{ m}^2$$

$$c_{m1} = 65$$

$$R_{m1} = \frac{9,8 + 8,7}{2} = 9,25 \text{ m.}$$

$$h_{Q=1} = \frac{250}{1255^2 \times 65^2 \times 9,25} = 0,00407 \times 10^{-6}$$

Tronsonul 2.

$$L_2 = 250 \text{ m.}$$

$$a_{m2} = \frac{1470 + 1600}{2} = 1535 \text{ m}^2$$

$$c_{m2} = 66$$

$$R_{m2} = \frac{8,7 + 6,8}{2} = 7,8 \text{ m.}$$

$$h_{Q=1} = \frac{250}{1535^2 \times 66^2 \times 7,8} = 0,00312 \times 10^{-6}$$

Pentru toată racordarea :

$$h_{Q=1} = (0,00407 + 0,00312) \times 10^{-6} = 0,0072 \times 10^{-6}$$

Calculul celorlalte cantități cari intră în formula lui h_4 , îl facem cu ajutorul tabloului alăturat. În acest tablou valoarea lui $h_{Q=1}$ și secțiunea a_1 pentru canalul navigabil le-am luat de pe graficul dela pag. 99.

Ne mulțumim cu exactitatea obținută în tablou.

Debitul	600	800	1000	1200	m ³ /sec.
Pierderea de sarcină h presupusă	0,10	0,20	0,30	0,45	m.
Secțiunea a_1	1012	1020	1028	1040	m ²
Secțiunea a_n	1600	1600	1600	1600	m ²
$\frac{1}{2g} \left(\frac{1}{a_n^2} - \frac{1}{a_1^2} \right)$	-0,0298	-0,0290	-0,0282	-0,0282	$\times 10^{-6}$
Canalul navigabil $h_{Q=1} =$	0,330	0,325	0,320	0,314	$\times 10^{-6}$
Racordarea la Mare $h_{Q=1}$	0,0072	0,0072	0,0072	0,0072	$\times 10^{-6}$
$\frac{1}{2g} \left[\frac{1}{a_n^2} - \frac{1}{a_1^2} \right] + \sum h_{Q=1}$	0,3074	0,3032	0,2990	0,2940	$\times 10^{-6}$
Pierderea de sarcină h calculată	0,11	0,20	0,30	0,42	m.
Pierderea de sarcină pe canalul de evacuare.	0,02	0,03	0,05	0,07	m.
Pierderea de sarcină totală, sau cota apei aval centrală $h_4 =$	0,13	0,23	0,35	0,49	m.

Pe graficul alăturat am trasat curba cotelor apei în funcție de debit.

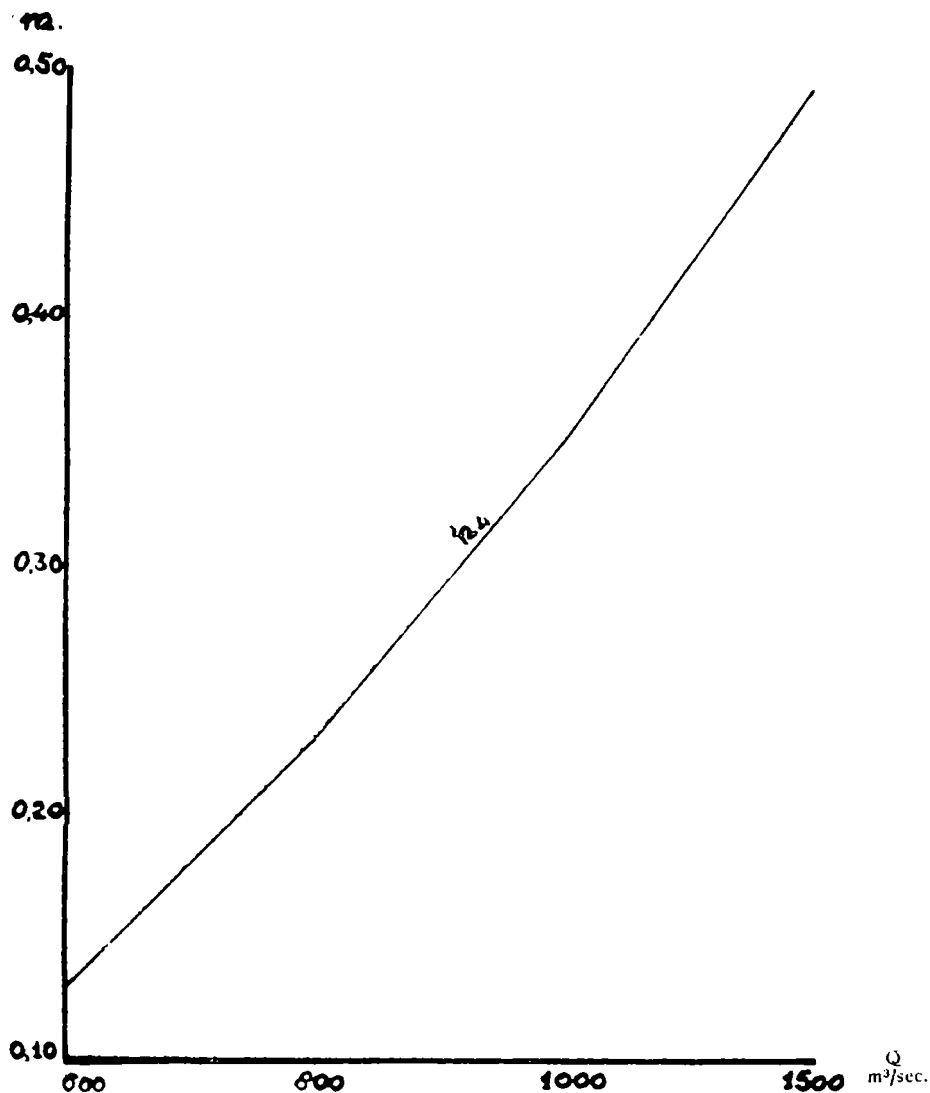
4. Pierderea de sarcină pe canal în amonte centrală.

Calculul pierderilor de sarcină pe canal în amonte centrală de fapt se confundă cu calculul debitelor optime, căci știm, că debitul pentru fiecare cotă a apei la Dunăre trebuie astfel ales, ca suma pierderilor de sarcină să fie a treia parte din căderea totală. Deci va trebui să facem încercări la fiecare cotă a apei pentru diferite debite. Dacă însă viteza apei este mai mare decât viteza maximă, $v_{\max} = 1,20$ m/sec., atunci și debitul va fi limitat de această viteză.

În formula pierderilor de sarcină neglijăm termenul :

$$\frac{1}{2g} \left(\frac{1}{a_n^2} - \frac{1}{a_1^2} \right)$$

(pierderea de sarcină viteză), căci secțiunile la începutul și la sfârșitul canalului sunt aproape egale, iar pierderea de sarcină viteză la intrare am considerat-o la pct. 1.



VARIAȚIA COTELOR AVAL CENTRALA IN
FUNȚIE DE DEBIT.

Deci avem :

$$h_2 = Q^2 \sum h_{Q=1}$$

Datele canalului amonte centrală sunt :

lungimea : $L = 4,0 + 2,0 + 23,0 + 10,3 = 39,3$ Km. (fără bazinul de decantare și fără captarea),

panta de fund : $I = 0,03\text{‰}$

cota fundului la captare este egală cu cota etiajului minus 8 m și minus pierderea de sarcină la intrare: $C = 4,59 - (8,0 + 0,04) = -3,45$,
 cota fundului la sfârșitul canalului navigabil în amonte centrală este cota fundului dela captare minus $I \times L = 39,3 \times 0,03 = 1,18$, deci:

$$C_{\text{canal}} = -3,45 - 1,18 = -4,63$$

cota fundului la centrală este cota depe canal minus pierderile înainte de centrală (grătar): $C_{\text{centr.}} = -4,63 - 0,05 = -4,68$.

În cele ce urmează am făcut încercările pentru fiecare cotă a Dunării sub formă de tablouri. Ne-am dat pentru fiecare cotă înălțimea de apă în canal la captare și la centrală (δ_1 și δ_n), pe baza cărora am luat cantitățile $h_{Q=1}$ din graficele depe diagramele dela pag. 99.

- | | |
|---|-----------------------|
| 1. Cota Dunării este | + 0,0 (etiaj) |
| Căderea brută | $H_T = 4,59$ m. |
| Pierderi de sarcină | $h = H_T/3 = 1,53$ m. |
| Inălțimea apei în canal la captare | $\delta_1 = 8,00$ m. |
| Inălțimea apei în canal la centrală (aproximativ) | $\delta_n = 7,93$ m. |

$$\sum h_{Q=1} = (0,319 + 0,152 + 1,605 + 0,840) \times 10^{-6} = 2,916 \times 10^{-6}$$

Debitul Q m ³ sec	650	675	700
$h_1 + h_3$	0,09	0,09	0,09
h_2	1,23	1,32	1,43
h_4	0,15	0,16	0,17
$h = h_1 + h_2 + h_3 + h_4 =$ (în m.)	1,47	1,57	1,69

Se vede că debitul corespunzător pierderilor de sarcină luate $h = 1,53$ m, este:

$$Q = 670 \text{ m}^3/\text{sec.}$$

Cota apei la centrală este:

$$C_{\text{centr.}} = 4,59 - (h_1 + h_2 + h_3) = 4,59 - 1,39 = 3,20$$

$$\text{deci: } \delta_n = C_{\text{centr.}} + C_{\text{canal}} = 3,20 + 4,63 = 7,83^m$$

2. Cota Dunării este: + 1,0

$$H_T = 5,59 \text{ m.}$$

$$h = 1,86 \text{ m.}$$

$$\delta_1 = 9,00 \text{ m.}$$

$$h_n = 8,65 \text{ m.}$$

$$\sum h_{Q=1} = (0,203 + 0,103 + 1,330 + 0,620) \times 10^{-6} = 2,256 \times 10^{-6}$$

Debitul Q	=	800	820	840	m ³ /sec.
$h_1 + h_3$	=	0,09	0,09	0,09	m.
h_5	=	1,44	1,52	1,59	m.
h_4	=	0,23	0,24	0,25	m.
$h = h_1 + h_2 + h_3 + h_4$	=	1,76	1,85	1,93	m.

Debitul corespunzător pierderilor de sarcină luate $h = 1,86$ m, este :

$$Q = 820 \text{ m}^3/\text{sec.}$$

Secțiunea minimă la această înălțime de apă este :

$$a_{\text{min.}} = 780 \text{ m}^2.$$

deci viteza apei în secțiunea minimă este :

$$v = \frac{Q}{a_{\text{min.}}} = \frac{820}{780} = 1,05 \text{ m/sec.}$$

Cota apei la centrală este :

$$C_{\text{centr.}} = 5,59 - 1,61 = 3,98$$

$$\delta_n = 3,98 + 4,63 = 8,61 \text{ m.}$$

3. Cota apei la Dunăre este : + 2,0

$$H_T = 6,59 \text{ m.}$$

$$h = 2,19 \text{ m.}$$

$$\delta_1 = 10,00 \text{ m.}$$

$$\delta_n = 9,45 \text{ m.}$$

$$\sum h_{Q=1} = (0,140 + 0,080 + 0,980 + 0,435) \times 10^{-6} = 1,635 \times 10^{-6}$$

Debitul Q	=	1000	1020	1040	m ³ /sec.
$h_1 + h_3$	=	0,09	0,09	0,09	m.
h_2	=	1,64	1,70	1,76	m.
h_4	=	0,35	0,36	0,38	m.
$h = h_1 + h_2 + h_3 + h_4$	=	2,08	2,15	2,23	m.

Debitul corespunzător pierderilor de sarcină luate $h = 2,19$ m, este :

$$Q = 1020 \text{ m}^3/\text{sec.}$$

Secțiunea minimă la înălțimea de apă dată este :

$$a_{\min.} = 840 \text{ m}^2.$$

$$v_{\max.} = \frac{1020}{840} = 1,21 \text{ m/sec.}$$

Vom alege deci debitul : $Q = 1010 \text{ m}^3/\text{sec.}$, deoarece viteza maximă a trecut limita admisă. Pentru acest debit avem următoarele pierderi de sarcină :

$$h_2 = 1,67 \text{ m.}$$

Cota apei la centrală este :

$$C_{\text{centr.}} = 6,59 - 1,86 = 4,73$$

$$\delta_n = 4,73 + 4,63 = 9,36 \text{ m.}$$

4. Cota apei la Dunăre este : + 3,0.

$$H_T = 7,59 \text{ m.}$$

$$\delta_1 = 11,00 \text{ m.}$$

$$\delta_n = 10,80 \text{ m.}$$

$$\sum h_{Q=1} = (0,100 + 0,060 + 0,625 + 0,258) \times 10^{-6} = 1,043 \times 10^{-6}$$

Deoarece viteza apei la pct. 3 a întrecut limita maximă, aici vom calcula debitul numai din condiția vitezei maxime.

Secția minimă de apă este :

$$a_{\min.} = 960 \text{ m}^2$$

$$Q = v_{\max.} \times a_{\min.} = 1,20 \times 960 = 1150 \text{ m}^3/\text{sec.}$$

$$h_2 = Q^2 \times \sum h_{Q=1} = 1150^2 \times 1,043 \times 10^{-6} = 1,38 \text{ m.}$$

Pierderile de sarcină sunt :

$$h_1 + h_2 + h_3 = 1,38 + 0,09 = 1,47 \text{ m.}$$

$$h_4 = 0,46 \text{ m.}$$

$$h = h_1 + h_2 + h_3 + h_4 = 1,93 \text{ m.}$$

Cota apei la centrală este :

$$C_{\text{centr.}} = 7,59 - 1,47 = 6,12$$

$$\delta_n = 6,12 + 4,63 = 10,75 \text{ m.}$$

5. Cota apei la Dunăre este : + 4,0

$$H_T = 8,59 \text{ m.}$$

$$\delta_1 = 12,00 \text{ m.}$$

$$\delta_n = 12,00 \text{ m,}$$

$$a_{\min.} = 1040 \text{ m}^2.$$

$$Q = 1,20 \times 1040 = 1250 \text{ m}^3/\text{sec.}$$

$$\sum h_{Q=1} = (0,074 + 0,050 + 0,420 + 0,190) \times 10^{-6} = 0,734 \times 10^{-6}$$

$$h_2 = 1250^2 \times 0,734 \times 10^{-6} = 1,15 \text{ m.}$$

Pierderile de sarcină sunt :

$$h_1 + h_2 + h_3 = 1,15 + 0,09 = 1,24 \text{ m.}$$

$$h_4 = 0,52 \text{ m.}$$

$$h = h_1 + h_2 + h_3 + h_4 = 1,76 \text{ m.}$$

Cota apei la centrală este :

$$C_{\text{centr.}} = 8,59 - 1,24 = 7,35$$

$$\delta_n = 7,35 + 4,63 = 11,98 \text{ m.}$$

6. Cota apei la Dunăre este : + 4,50

$$H_T = 9,09 \text{ m.}$$

$$\delta_1 = 12,50 \text{ m.}$$

$$\delta_n = 13,00 \text{ m.}$$

$$\sum h_{Q=1} = (0,064 + 0,042 + 0,345 + 0,145) \times 10^{-6} = 0,596 \times 10^{-6}.$$

La această cotă puterea centralei a ajuns deja la 80.000 HP adică la puterea maximă, deci debitul îl vom culcula astfel, ca puterea să nu întrecă cifra de mai sus. Calculul nu se poate face decât prin încercări, deoarece puterea depinde și de căderea netă. Încercările le facem sub formă de tablou.

Debitul Q =	1000	1020	980	m ³ /sec.
$h_1 + h_3 =$	0,09	0,09	0,09	m.
$h_2 =$	0,60	0,62	0,57	m.
$h_4 =$	0,35	0,36	0,34	m.
$h = h_1 + h_2 + h_3 + h_4 =$	1,04	1,07	1,00	m.
$H_n = H_T - h =$	8,05	8,02	8,09	m.
Puterea HP =	80500	81500	79100	

Alegem debitul $Q = 1020 \text{ m}^3/\text{sec.}$, deoarece din debitul acesta trebuie să scădem $20 \text{ m}^3/\text{sec.}$ necesari funcționării eclusei. În acest caz pierderea de sarcină până la centrală este :

$$h_1 + h_2 + h_3 = 0,71 \text{ m.}$$

Cota apei la centrală este :

$$C_{\text{centr.}} = 9,09 - 0,71 = 8,38$$

$$\delta_n = 8,38 + 4,63 = 13,01 \text{ m.}$$

7. Cota apei la Dunăre este : + 5,00

$$H_T = 9,59 \text{ m.}$$

$$\delta_1 = 13,0 \text{ m.}$$

$$\delta_n = 13,70 \text{ m.}$$

$$\sum h_{Q=1} = (0,055 + 0,038 + 0,295 + 0,117) \times 10^{-6} = 0,505 \times 10^{-6}$$

Analog ca la pct. 6.

Debitul Q =	900	920	940	m ³ /sec.
$h_1 + h_2$ =	0,09	0,09	0,09	m.
h_2 =	0,41	0,43	0,45	m.
h_4 =	0,29	0,30	0,31	m.
$h = h_1 + h_2 + h_3 + h_4$ =	0,79	0,82	0,85	m.
$H_n = H_T - h$ =	8,80	8,77	8,74	m.
Puterea HP =	79200	80500	81200	

Alegem debitul $Q = 940$ m³/sec., din acelaș motiv ca la pct. 6.
Pierderea de sarcină corespunzătoare este :

$$h_1 + h_2 + h_3 = 0,54 \text{ m.}$$

Cota apei la centrală este :

$$C_{\text{centr.}} = 9,59 - 0,54 = 9,05$$

$$\delta_n = 9,05 + 4,63 = 13,68 \text{ m.}$$

8. Cota apei la Dunăre este : + 6,0

$$H_T = 10,59 \text{ m.}$$

$$\delta_1 = 14,0 \text{ m.}$$

$$\delta_n = 14,90 \text{ m.}$$

$$\sum h_{Q=1} = (0,044 + 0,031 + 0,230 + 0,079) \times 10^{-6} = 0,384 \times 10^{-6}$$

Debitul Q =	780	800	820	m ³ /sec.
$h_1 + h_2$ =	0,09	0,09	0,09	m.
h_2 =	0,25	0,25	0,26	m.
h_4 =	0,22	0,23	0,24	m.
$h = h_1 + h_2 + h_3 + h_4$ =	0,54	0,57	0,59	m.
$H_n = H_T - h$ =	10,05	10,02	10,00	m.
Puterea HP =	78500	80100	82000	

Alegem debitul $Q = 820 \text{ m}^3/\text{sec.}$, din acelaș motiv ca la pct. 6.

Pierderea de sarcină corespunzătoare este :

$$h_1 + h_2 + h_3 = 0,35 \text{ m.}$$

Cota apei la centrală este :

$$C_{\text{centr.}} = 10,59 - 0,35 = 10,24.$$

$$\delta_n = 10,24 + 4,63 = 14,87 \text{ m.}$$

Debitele calculate mai sus trebuiesc micșorate cu $20 \text{ m}^3/\text{sec.}$, debitul necesar funcționării eclusei. Cantitatea aceasta este atât de mică, încât chiar dacă o neglijăm, eroarea este foarte mică.

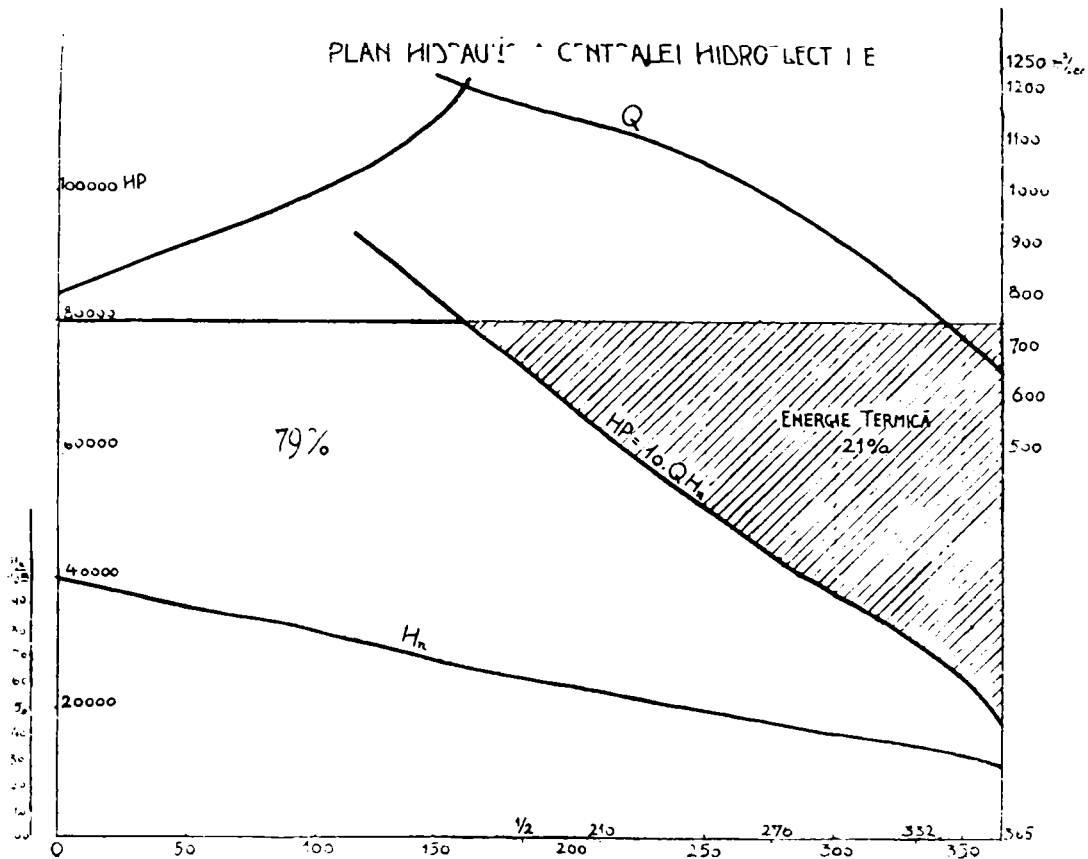
Ca rezumat al calculelor pierderilor de sarcină am alcătuit tabloul alăturat și am trasat planul hidraulic definitiv, fig. dela pag. 154 adică curbele de durată ale lui :

Q, H_n și HP .

Planul hidraulic definitiv.

Durata	362	332	276	210	145	98	60	1,7	zile la an
Cota apelor Dunării pe miră	0,0	1,0	2,0	3,0	4,0	4,5	5,0	6,0	
Cota apelor Dunării absolută	4,59	5,59	6,59	7,59	8,59	9,09	9,59	10,59	
Pierderi de sarcină amonte $h_1 + h_2 + h_3$	1,39	1,61	1,86	1,47	1,24	0,71	0,54	0,35	m.
Cota apei la centrală amonte	3,20	3,98	4,73	6,12	7,35	8,38	9,05	10,24	
Cota apei la centrală aval	0,16	0,24	0,35	0,46	0,52	0,36	0,31	0,24	
Căderea netă H_n	3,04	3,74	4,38	5,66	6,83	8,02	8,74	10,00	m.
Debit total Q	670	820	1010	1150	1250	1020	940	820	$\text{m}^3/\text{sec.}$
Debit utilizat la centrală	650	800	990	1130	1230	1000	920	800	$\text{m}^3/\text{sec.}$
Puterea $HP = 10 Q H_n$	19800	30000	43500	64000	84000	80200	80300	80000	

Planimetrând ariile energiei hidraulice și termice se observă, că din energia totală, 79 la sută e produsă pe cale hidraulică și numai restul de 21 la sută trebuie acoperită cu energie termică. Cu factorul de sarcină admis $FS=0,70$ centrala hidroelectrică produce 265 Milioane KWore, iar centrala termică de ajutor 71 milioane KWore.



8. Alegerea turbinei și a numărului unităților.

La o centrală electrică, mărimea și numărul unităților în general se alege astfel, ca repartizarea sarcinei să se poată face bine și ușor oricând; deci se ține seama în primul rând de curba de sarcină.

În cazul nostru se vede imediat, că nu putem aplica aceeași metodă, deoarece turbinele, ce le vom alege, sunt turbine de debit mare și turație mare, sau de turație specifică foarte mare. La acest fel de centrale numărul unităților și mărimea lor se alege astfel, ca economia să fie maximă.

Pentru alegerea turbinelor ne-am fixat următoarele principii:

— Turbina aleasă, lucrând la sarcini foarte variate (dela 3 — 10 m.) trebuie să fie o turbină specială, Bell sau Kaplan, singurele tipuri cari se comportă bine la sarcini variate.

Diametrul rotorului nu va fi mai mare de: $D_s = 6,0$ m. diametrul maxim construit până în prezent (turbina Kaplan la Lila-Edet).

— Deoarece pentru alegerea turbinei am găsit date numai pentru o turbină Bell, cu toate că turbina Kaplan pare a fi mai potrivită, totuși pentru alegerea turbinei întrebuițăm caracteristica principală a unei turbine Bell model $D_s = 505$, găsită în R. G. E. 1925 XVI, pag. 316, luată de Dr. *Prasil*, la o turbină model cu turație specifică favorabilă cuprinsă între 500 și 900. Turbinele de această turație specifică sunt dintre turbinele cele mai rapide construite până în prezent.

— Toate unitățile vor fi egale.

La alegerea unităților am procedat în modul următor:

Variabilele fiind turația și diametrul rotorului, am calculat elementele caracteristice ale turbinei la căderea minimă $H = 3$ m., medie $H = 6,5$ m. și maximă $H = 10$ m., pentru turațiile de $n = 60, 80$ și 100 ture/minut și pentru diametrele $D_s = 5$ m. și $D_s = 6$ m. Prin comparație pe urmă alegem diametrul și turația cea mai potrivită.

Calculul l-am făcut cu ajutorul caracteristicii principale a turbinei model amintite. Caracteristica este dată, în abscisă fiind turația rotorului redusă la rotorul de 1 m. și la căderea de 1 m.:

$$n_r = n \frac{D_s}{\sqrt{H}}$$

iar în ordonată debitul redus la rotorul de 1 m. și căderea de 1 m. :

$$Q_r = \frac{Q}{\sqrt{H} D_s^2}$$

unde Q este debitul unei turbine.

Procedeul de calcul este următorul :

Fiind date turația n , diametrul D_s și căderea H, calculăm pe n_r ; din caracteristica principală luăm valoarea lui Q_r , randamentul η și turația specifică n_s și calculăm cantitățile :

$$Q = Q_r \sqrt{H} D_s^2,$$

$$HP = \frac{\eta}{0,75} 10 Q H,$$

și numărul unităților în funcțiune, prin împărțirea debitului total disponibil cu debitul unei turbine.

Calculul cantităților fiind destul de simplu îl facem direct în tablourile ce urmează.

Calculul elementelor caracteristice.

1. Turația $n = 60$ t/m.

1) $D_s = 5,00$ m.

H	n_r	η	n_s	Q_r	Q	HP	Numărul unităților în funcț.	Puterea totală HP.	Debitul total m ³ /sec.
3,0	173	0,80	750	1,82	79	2500	8,2	20 000	650
6,5	118	0,74	500	1,56	99	6300	12,2	80.000	1200
10,0	95	0,68	380	1,45	115	10500	7,0	76.000	800

Numărul unităților necesare este 13.

2) $D_s = 6,00$ m.

H	n_r	η	n_s	Q_r	Q	HP	Numărul unităților în funcț.	Puterea totală HP.	Debitul total m ³ /sec.
3,0	208	0,78	950	2,04	127	3960	5,1	20,000	650
6,5	141	0,78	600	1,70	156	10500	7,7	81,000	1200
10,0	114	0,74	450	1,54	176	17300	4,6	80,000	800

Numărul unităților necesare este 8.

II. Turația $n = 80 \text{ t/m}$.

1) $D_s = 5,00 \text{ m}$.

H	n_r	l_t	n_s	Q_r	Q	HP	Numărul unităților în funcț.	Puterea totală HP.	Debitul total m^3/sec .
3,0	231	0,75	1050	2,15	93	2800	7,0	19.600	60
6,5	157	0,79	650	1,74	111	7600	10,8	82.000	1200
10,0	126	0,78	500	1,61	130	13500	6,2	83.000	800

Numărul unităților necesare este 11.

2. $D_s = 6,00 \text{ m}$.

H	n_r	l_t	n_s	Q_r	Q	HP	Numărul unităților în funcț.	Puterea totală HP.	Debitul total m^3/sec .
3,0	277	0,66	1200	2,48	115	4100	4,2	17.200	650
6,5	188	0,79	850	1,91	178	12200	6,8	83.000	1200
10,0	151	0,79	650	1,74	197	20800	4,1	83.000	800

Numărul unităților necesare este 7.

III. Turația $n = 100 \text{ t/m}$.

1) $D_s = 5,00 \text{ m}$.

H	n_r	l_t	n_s	Q_r	Q	HP	Numărul unităților în funcț.	Puterea totală HP.	Debitul total m^3/sec .
3,0	288	0,625	1350	2,55	110	2750	5,9	16.200	650
6,5	196	0,79	880	1,96	125	8500	9,6	82.000	1200
10,0	158	0,79	680	1,75	139	14600	5,7	83.000	800

Numărul unităților necesare este 10.

2) $D_s = 6,00$ m.

H	n_r	η_l	n_s	Q_r	Q	HP	Numărul unităților în funcț.	Puterea totală HP.	Debitul total $m^3/sec.$
3,0	346	0,42	—	2,92	182	3100	3,6	11.000	650
6,5	235	0,75	1060	2,18	200	13000	6,0	78.000	1200
10,0	190	0,79	850	1,94	220	23100	3,6	83.000	800

Numărul unităților necesare este 6.

Concluziuni.

Din tablourile de mai sus scoatem următoarele concluzii :

1) Imediat se vede, că e mai favorabil să alegem diametrul $D_s = 6,00$ m., deoarece dacă trecem dela diametrul de 6 m. la cel de 5 m., trebuie să mărim numărul unităților cu 60% (dela 8 la 13 sau dela 7 la 11) și în același timp prin micșorarea diametrului, randamentul s'a îmbunătățit foarte puțin.

Alegem deci diametrul $D_s = 6,00$ m.

2) La diametrul ales $D_s = 6,00$ m., trebuie să dăm imediat la o parte turația $n = 100$ t/m., căci la această turație la etiaj randamentul este prea scăzut ($\eta_l = 0,42$). Cea mai potrivită turație este $n = 60$ t/m., deoarece se adaptează la împrejurări, prin faptul că randamentul este mai mare la etiaj, decât la ape mari.

Cu toate acestea, știind că o turație mai mare este mai avantajoasă pentru alegerea alternatorului, alegem turația $n = 80$ t/m., deoarece chiar și la această turație randamentul turbinei este încă bun. Numai la etiaj scade randamentul ($\eta_l = 0,66$), acest inconvenient se poate însă corecta întru câtva prin aceea, că nu lăsăm turbina să lucreze la plină sarcină. După cum se vede pe caracteristica principală, scăzând puțin sarcina turbinei, randamentul se urcă până la valoarea $\eta_l = 0,72$. Scăderea sarcinei o putem face, deoarece nu toate unitățile sunt în funcțiune, când randamentul e mic.

Turbina aleasă este deci o turbină model Bell cu caracteristicile: $D_s = 6,00$ m., $n = 80$ t/m., numărul unităților 7, numărul unităților în funcțiune la etiaj și ape mari 5.

Deoarece la turația de 80 t/m. corespunde, la un alternator cu 50 perioade, un număr fracționar de perechi de poli, alegem turația de funcționare a turbinei ceva mai mare și anume :

$$n = 83 \frac{1}{3} \text{ t/m.}$$

corespunzător la 36 perechi de poli.

Caracteristicile turbinei nu se modifică aproape deloc.

Pentru ca să putem trasa curbele de funcționare am calculat în tabloul ce urmează caracteristicile turbinei în funcție de căderea H.

Caracteristicile turbinei.

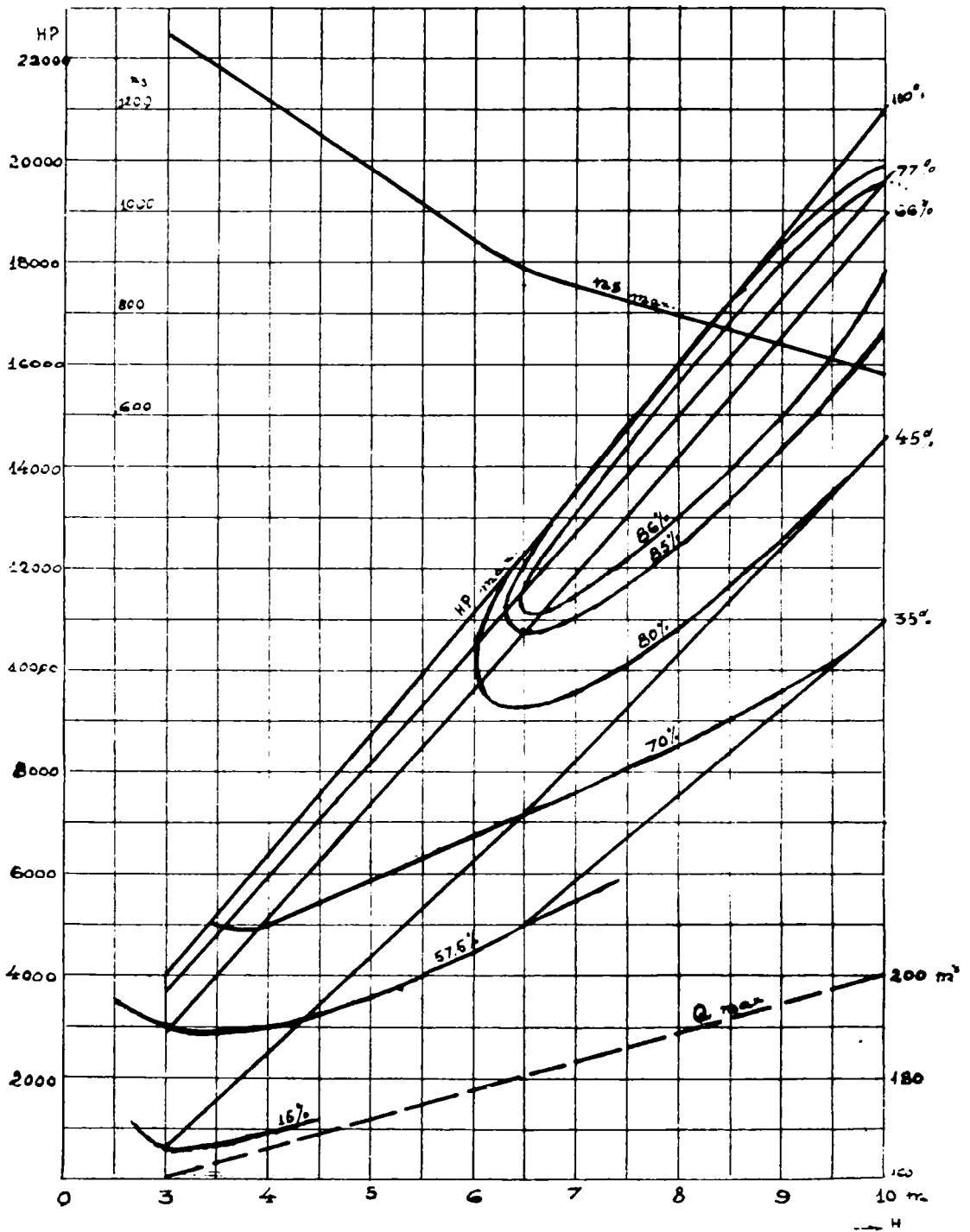
$$n = 83 \frac{1}{3} \text{ t/m.}$$

$$D_s = 6,00 \text{ m.}$$

H	n_r	l_t	n_s	Q_r	Q	HP	Numărul unităților în funcț.	Puterea totală HP.	Debitul total m ³ /sec.
3,0	288	0,63	1350	2,55	159	4000	4,1	16.500	650
4,0	250	0,72	1180	2,37	170	6500	5,3	34.400	900
6,0	204	0,79	900	2,00	177	11200	6,6	74.000	1160
6,5	196	0,79	880	1,96	180	12300	6,7	82.000	1200
8,0	176	0,80	780	1,86	189	16100	5,3	85.000	1000
10,0	158	0,79	680	1,76	200	21000	4,0	84.000	800

Pe graficul alăturat am trasat curbele caracteristice ale turbinei, adică curbele lui Q, HP, n_s și l_t , în funcție de cădere.

După cum am spus la alegerea mărimii centralei, unități de rezervă nu prevedem. Am prevăzut numai loc pentru turbina a 8 care se va instala la caz, că centrala va fi mărită.



CARACTERISTICA PRINCIPALĂ A TURBINEI ALESE $D=600$

9. Părțile amenajării.

După ce am fixat toate caracteristicile amenajării adecă : mărimea centralei, planul hidraulic, mărimea unităților și numărul lor, rămâne să studiem dimensiunile și caracteristicile diferitelor părți ale amenajării.

Notăm, că captarea, bazinul de decantare, și vărsarea în Mare le-am studiat deja la capitolul I. Aici reamintim numai caracteristicile și dimensiunile lor, făcând și verificarea vitezelor de apă, verificare pe care nu o puteam face la cap. I., căci nu cunoașteam debitele.

1. Captarea. Caracteristicile captării sunt :

Este situată în amonte de Cernavodă la distanța de 6 Km.

Adâncimea Dunării la captare este aprox. 16 m.

Adâncimea canalului la captare 8 m.

Lățimea captării la suprafața etiajului 150 m.

Lățimea captării la fund 118 m.

Lungimea captării 300 m.

Captarea conform celor spuse la pag. 61 este simplă derivație fără baraj, sau pinten. Nu am prevăzut nici un fel de construcții speciale, ca vane, grătare etc. din motivele expuse la pag. 54.

În tabloul ce urmează am făcut verificarea vitezelor apei la diferite cote ale Dunării.

Cota apei la Dunăre	0,0	2,0	4,0	6,0	
Debitul	670	1100	1250	820	m ³ /sec.
Secția la captare	1070	1380	1700	2040	m ² .
Viteza apei	0,63	0,73	0,73	0,40	m/sec.

Viteza apei rămâne totdeauna sub 1 m/sec., deci captarea se face în condițiuni avantajoase.

2. Bazinul de decantare. Caracteristicile bazinului de decantare sunt : Se află la Km. 6,5.

Este o simplă lărgire a canalului dela lăţimea de 100 m. la lăţimea de 300 m.

Lungimea bazinului este 700 m.

Lungimea pe care canalul îşi modifică secţia este 1500 m.

Adâncimea sub cota de fund a canalului este 10 m.

Şi aici ca şi la captare nu avem nici un fel de construcţii speciale, ca vane, porţi, etc. din aceleaşi motive.

Verificarea vitezelor apei la diferite cote ale Dunării, o facem ca şi la captare sub formă de tablou.

Cota apei la Dunăre	0,0	2,0	4,0	6,0	
Debitul	670	1010	1250	820	m ³ /sec.
Secţia maximă a bazinului	5850	6560	7300	8030	m ²
Viteza apei	0,12	0,155	0,172	0,102	m/sec.

Vitezele de apă sunt deci în limite admisibile.

3. Centrala propriu zisă. Centrala e situată pe malul drept al canalului, la liziera Nord a satului Osmancea, la km. 42,3.

Tipul amenajării, este cel obişnuit la canale navigabile şi anume am ales eclusa în prelungirea canalului pentru uşurarea navigaţiei. Centrala este situată în partea dreaptă a canalului, din cauza că în partea stângă terenul are cote mai mari, iar spre dreapta este vale.

a) Canalul de aducere propriu zis.

Deoarece pentru uşurarea navigaţiei a trebuit să prevedem o zonă moartă în amonte şi aval de eclusă, amplasamentul centralei are un canal de aducere şi un canal de evacuare propriu zis.

Acest canal de aducere formează totodată şi bazinul de alimentare al turbinelor.

Lungimea canalului de aducere e determinată de lungimea zonei moarte a eclusei (vezi pag. 70), şi este aproximativ 900 m. lăţimea lui e determinată de lăţimea necesară centralei, şi este :

lăţimea de fund 216 m.

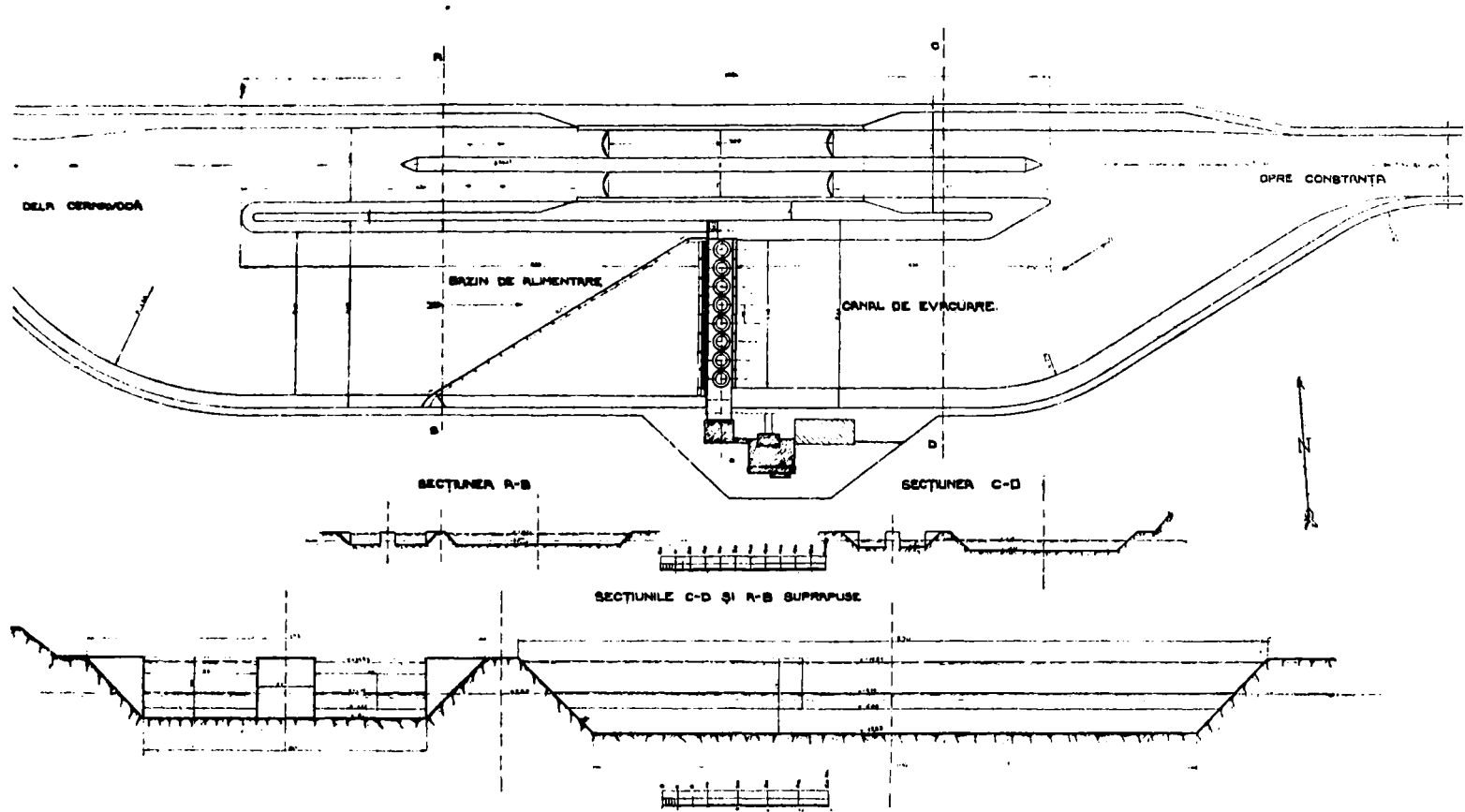
lăţimea de creastă 248 m.

Lăţimile fiind destul de mari nu mai verificăm vitezele.

Cota fundului bazinului de alimentare este : — 4.68.

Tot aici sub un unghiu de 60° faţă de axa canalului, am aranjat un grătar mai puţin fin, lung de 400 m. Acest grătar are menirea să conducă materialele mari plutitoare, în special ghiaţa, la evecuarea materialelor plutitoare, ce se află în partea stângă a centralei.

AMPLASAMENTUL CENTRALEI HIDRO-ELECTRICE ȘI AL ECLUSELOR DELA OSMANŢEA.

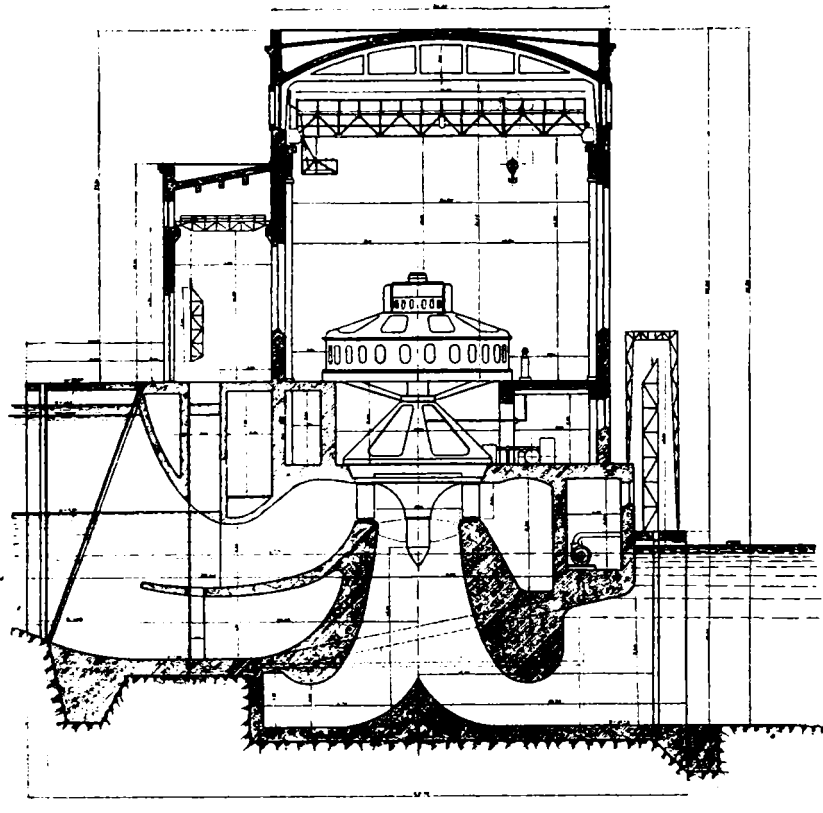


Evacuarea materialelor plutitoare este formată dintr'un sistem Stoney de vane duble, cu o lăţime la creastă de 8 m. Vanele sunt astfel aranjate, încât să poată deversa la orice cotă a apei. Vănele nu intră în funcţiune decât atunci, când sunt materiale de evacuat şi la comanda paznicului.

În partea stângă a centralei lângă vanele pentru evacuarea materialelor plutitoare, am prevăzut şi o scară de peşti.

CENTRALA HIDRO-ELECTRICĂ.

SECȚIUNE TRANSVERSALĂ



$P_{\text{inst.}} = 7 \times 20000 \text{ HP.}$ **PRODUȚIA ANUALĂ 395 MIL. KWORE.**
 $P_{\text{med.}} = 80000 \text{ HP.}$ $H = 3.04 \sim 10.0 \text{ M.}$ $Q = 650 \sim 1250 \text{ M}^3/\text{SEC.}$

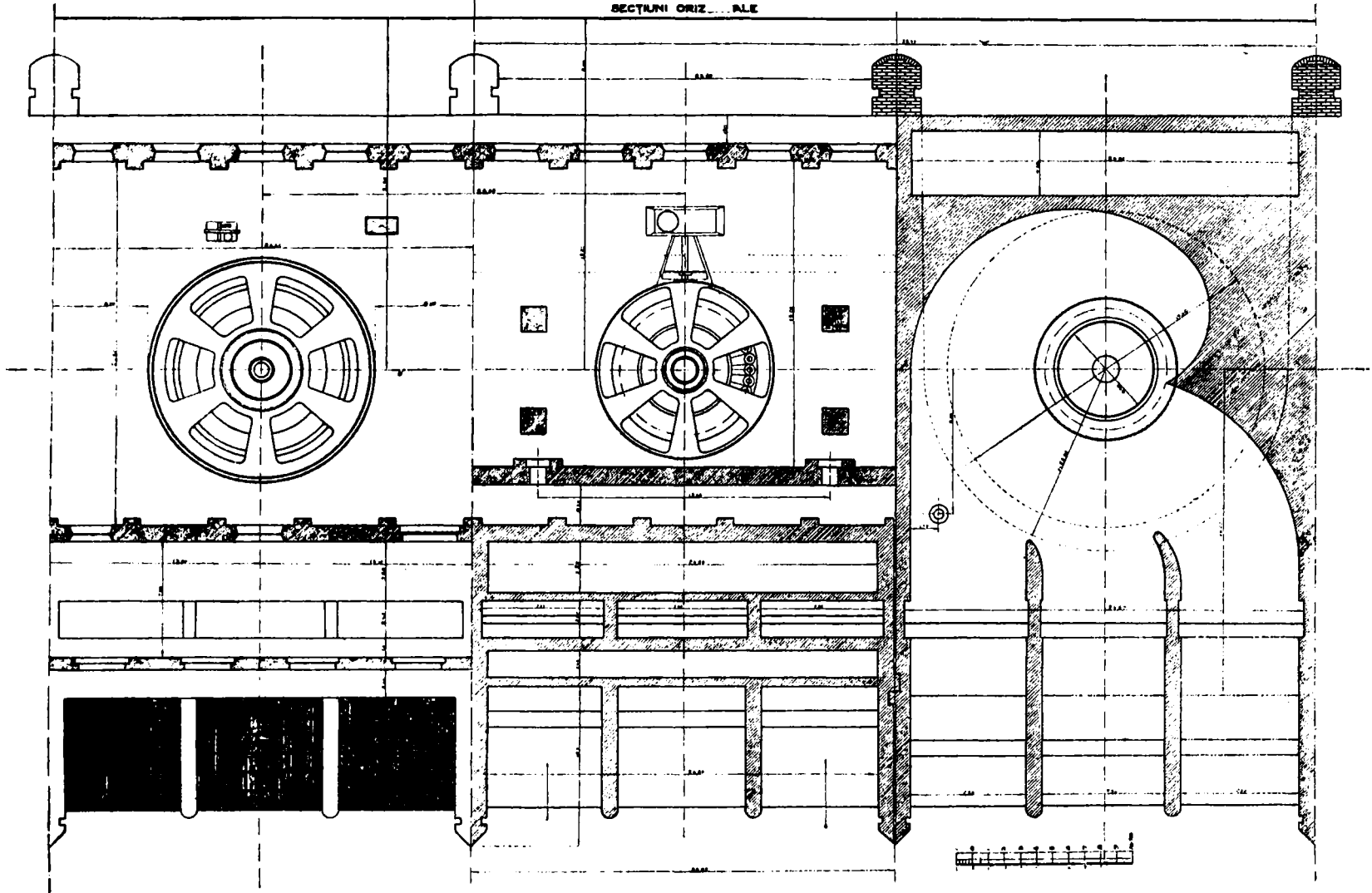
b) Centrala propriu zisă (casa turbinelor).

Casa turbinelor este o centrală-baraj obicinuită. După cum am văzut la pag. 158 în centrală se vor instala 7 unități și se prevede loc pentru încă 1 unitate, total deci loc pentru 8 unități.

Dimensiunile centralei le-am determinat după dimensiunile unităților alese, și sunt următoarele :

CENTRALA HIDRO-ELECTRICA.

SECTIUNI ORIZONTALE



Distanța între 2 turbine alăturate este 26 m., determinată de mărimea tubului de absorbție.

Lungimea totală a centralei este: $26 \times 8 = 208$ m.

Lățimea centralei este: 21,50 m.

Lățimea fundației este: 48,50 m.

Suprafața de fundație pentru 1 HP este:

$$\frac{48,50 \times 26}{12.000} = 1,05 \text{ m}^2/\text{HP}$$

Intreaga clădire va fi executată în beton și beton armat. În fundație am prevăzut 3 rosturi de dilatație, din 2 în 2 unități. Centrala o putem împărți în felul următor: Partea deasupra solului și subsolul.

Partea deasupra solului, cuprinde sala mașinilor și sala mică pentru manevrarea vanelor Stoney din amonte.

În sala mașinilor sunt cele 8 generatoare electrice, verticale, cuplate direct cu turbinele, regulatoarele de viteză a turbinelor, mașinile necesare pentru montarea și demontarea mașinilor, (macarale).

Sala mică cuprinde numai o singură macara necesară la ridicarea vanelor.

Sala mașinilor e făcută toată în beton armat (și ferma).

Subsolul. În subsol este partea hidraulică, cea mai importantă parte a centralei.

Subsolul cuprinde: tubul de aducere, turbinele, tubul de absorbție, mașinile necesare regulării (servomotor, pompa de ulei), lagărul de ghidaj, camera cablurilor electrice, prin cari sunt conduse cablurile electrice la sala transformatorilor, camera cu pompele necesare la punerea la uscat a turbinelor.

Din acestea cele mai importante părți sunt tubul de aducere și tubul de absorbție, pe cari le vom studia în mod special.

c) *Tubul de aducere.*

Pentru fiecare unitate avem câte un tub de aducere. Forma tubului este în spirală.

Lățimea lui la intrarea apei este 24 m. Cota fundului canalului de aducere scade la — 7,50 m. Tubul de aducere are o construcție specială, deoarece la etiaj lucrează în sifon de 2 m. Exemple de tuburi de aducere în sifon am văzut la centralele Flat — Rock 3 m. sifon și Green Island 2,50 m. sifon în America de Nord.

Pentru ca apa să fie cât se poate mai bine condusă, am împărțit secțiunea tubului de aducere pe porțiunea dela început în 6 părți. Împărțirea am realizat-o prin 2 plane verticale la intervale egale și un plan orizontal la mijlocul înălțimei. Grosimea acestor planuri de despărțire este 1 m. Zidurile de despărțire a 2 tuburi de aducere au 2 m. grosime.

Înainte de intrarea apei în tub este un grătar fin de construcție specială din cauza dimensiunilor mari ($20 \times 7,30$ m), Curățirea grătarului se face cu ajutorul unor mașini speciale ce se pot deplasa pe șinile aranjate special, în partea din amonte a centralei.

Grătarul în cazuri speciale se poate pune la uscat cu ajutorul sistemului dublu de vane, și anume: vana Stoney ce urmează imediat după grătar și vana ce s'ar pune în rosturile din pilele de despărțire ale tuburilor de aducere.

După grătar avem pentru fiecare unitate 6 vane Stoney, pentru închiderea completă a tubului de aducere. Manevra acestor vane se face din clădirea alăturată centralei mari cu ajutorul unei macarale. Pentru siguranță avem în pile rosturi pentru o eventuală vană fixă în caz că s'ar strica vana Stoney.

Verificarea vitezelor în tubul de aducere.

Debitul mediu fiind pentru o unitate 180 m³/sec. am calculat vitezele de apă în 4 secțiuni ale tubului de aducere.

Tablou de viteze în tubul de aducere.

No. Secțiunii	I.	II.	III.	IV.	
Secțiunea	197	190	60	28	m ²
Debitul	Q = 180	Q = 180	Q/2 = 90	Q/4 = 45	m ³ /sec.
Viteza apei	0,91	0,85	1,50	1,60	m/sec.

Vitezele obținute sunt asemănătoare cu cele admise la centrala dela Keokuk (Mississippi).

d) Tubul de absorbție.

Tubul de absorbție ales este un tub sistem Moody (White). Acest sistem este foarte răspândit în America.

Proprietățile acestui sistem sunt:

simetrie față de axa turbinei,

conduce apa radial fără pierderi,

la debite mari se realizează o economie la fundație,

randament foarte bun în special la căderi mici.

Pentru stabilirea curbei profilului tubului de absorbție ne-am servit de studiul D-lui Ing. K. Grimm din Schwz. Bzt. 1927 pag. 149.

Ecuajia curbei este:

$$\psi = C z \sin \left(\sqrt{-\frac{A}{2}} r^2 \right) - \frac{B}{A}$$

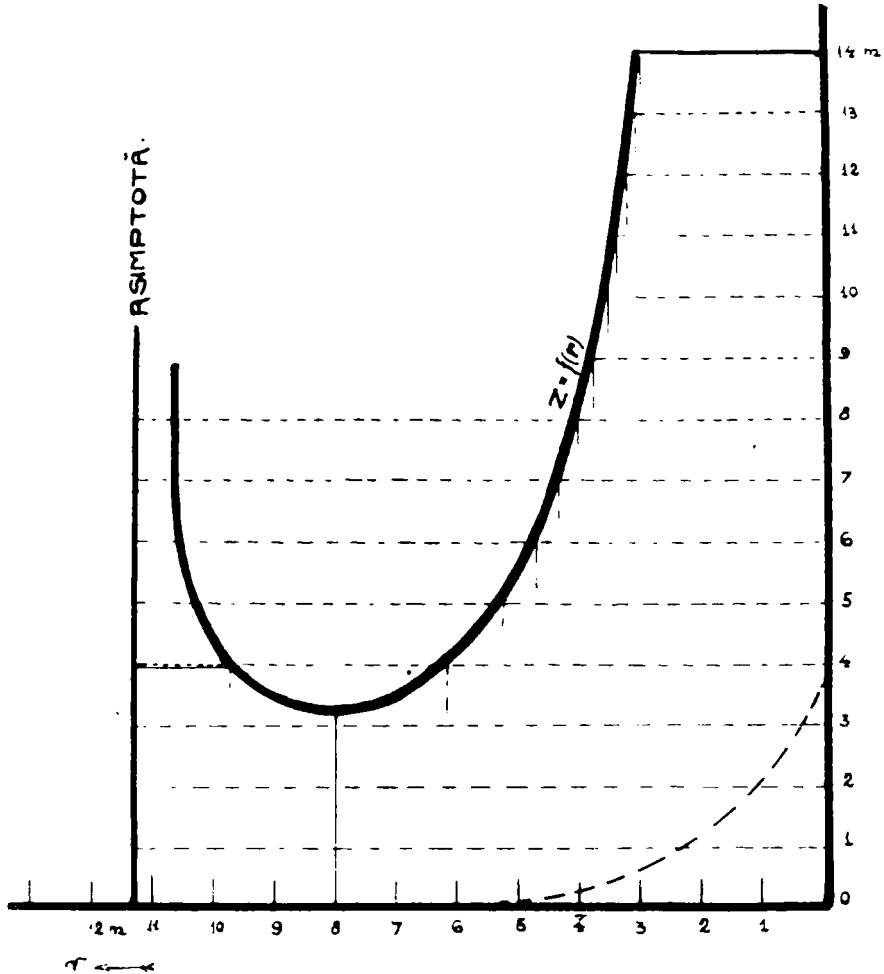
Constantele sunt următoarele:

$C_{r_1} = 0,96$ m/sec. viteza apei la evacuare din tub aleasă de noi.

$r_1 = 8$ m. raza maximă a tubului de evacuare.

$$\left. \begin{aligned} C &= -r_4 C_{r4} = -8 \times 0,96 = -7,68 \\ \sqrt{-\frac{A}{2}} &= \frac{\pi}{2r_4} = \frac{3,14}{128} = 0,0246 \\ \psi &= \frac{\gamma Q}{2\pi} = -24 \end{aligned} \right\} \text{constante de integrare}$$

z este înălțimea dela fundul tubului de absorbtie (vezi schița).



PROFILUL TUBULUI DE ABSORBTIE: MOODY.

Inlocuind constantele avem :

$$z = \frac{3,13}{\sin(0,0246 r^2)}$$

ecuația profilului în cele două coordonate z și r .

Asimptota la curbă este la :

$$r = \sqrt{\frac{\pi}{\frac{A}{2}}} = \sqrt{\frac{3,14}{0,0246}} = 11,3 \text{ m.}$$

Am stabilit curba prin puncte dând diferite valori lui r . Rezultatele le-am trecut în tabloul următor :

r	3	4	5	6	7	7,5	7,8	8	m
z	14	8,25	5,45	4,1	3,4	3,2	3,15	3,1	m

Înălțimea maximă a tubului de absorbție, z_{\max} , e bine să fie cât se poate de mare. Mărima lui însă e limitată de economia la săpătură. Astfel l-am ales egal cu 14 m., înălțimea dela fundul canalului de evacuare până la rotorul turbinei. Din acest motiv turbina e totdeauna deasupra nivelului apei aval.

e) Canalul de evacuare.

În aval de centrală avem o vană Stoney și canalul de evacuare propriu zis (bazin de egalizare).

Vana Stoney din aval servește la punerea la uscat a unei turbine în cazul reparațiilor mari. Pentru punerea la uscat a tubului de absorbție mai e nevoie și de o pompă cu conductele necesare.

Vana Stoney are o construcție specială din cauza dimensiunilor mari (24 × 13 m). Rosturile în cari intră vana sunt în pilele de despărțire a tuburilor de absorbție.

Pentru a putea manevra mai ușor vana, și pentru ca să nu avem nevoie la fiecare tub de absorbție de câte o vană, am adoptat sistemul indicat pe planșă, adică o macara sub formă de pod rulant care are posibilitatea să transporte vana dela un cap la celalalt al centralei.

Canalul de evacuare sau bazinul de egalizare nu are nici o importanță. Dimensiunile lui sunt determinate de celelalte condițiuni. Caracteristicile principale sunt :

- cota de fund — 12,55
- lățimea de fund 208 m.
- lățimea la creastă 250 m.
- lungimea aprox. 430 m.

f) Alte clădiri.

La capătul drept al centralei se află sala de comandă.

Pe malul drept puțin în aval de centrală se află locul transformatorilor de 120 KV., în aer liber.

Lângă sala de comandă este o clădire care cuprinde locuințe și ateliere de reparații.

4. Vărsarea în Marea Neagră. Vărsarea în Mare am descris-o deja la pag. 70. Caracteristicile sale sunt ;

Este situată la 1 Km. Sud Constanța.

Cota fundului canalului înainte de vărsare — 13,0,

Cota fundului Mării la vărsare — 8,0,

Prelungirea în Mare are lățimea 200 m.

Lungimea recordării 500 m.

Vărsarea în Mare se face foarte simplu nefiind nici un fel de construcții speciale din aceleași motive ca la captare.

Verificarea vitezelor apei la diferite cote ale Dunării.

Cota apei la Dunăre	0,0	2,0	4,0	6,0	
Debitul	670	1010	1250	820	m ³ /sec.
Secțiunea maximă	1600	1600	1600	1600	m ²
Viteza apei	0,42	0,63	0,78	0,51	m/sec.

Deci vitezele sunt acceptabile atât pentru navigație, cât și din punctul de vedere al pierderilor de sarcină.

10. Alternatorul și aparatura electrică.

Alternatorul, fiind cuplat direct cu turbina rezultă, că are următoarele date :

turația $n = 83 \frac{1}{3} \text{ t/m.}$

puterea $P = 14.000 \text{ KW} = 19.000 \text{ HP.}$

Ne-am mai ales următoarele date :

curent produs : trifazic și de 50 perioade,

numărul de perechi de poli : $p = 60 f/n = 60 \times 50 \cdot 83 \frac{1}{3} = 36.$

Diametrul rotorului îl calculăm dându-ne viteza periferică : $v = 30 \text{ m/sec.}$

$$D = \frac{60 v}{\pi n} = \frac{60 \times 30}{3,14 \times 83 \frac{1}{3}} = 6,90 \text{ m.}$$

Lungimea indusului :

$$L = \frac{K P}{n D^2} = \frac{40 \times 14000}{83 \frac{1}{3} \times 6,90^2} = 142 \text{ cm.}$$

unde $K = 40$, constanta lui Arnold (pentru D în metri).

Pasul polar este :

$$\tau = v/100 = 0,30 \text{ m.}$$

Tensiunea ce se va alege va fi aproximativ $E = 10.000 \text{ V.}$, la bornele mașinii.

Curentul electric va fi transformat la tensiunea de 120.000 V. , în transformatori legați direct cu alternatorii.

Amintim următoarele caracteristice ale liniei de transport și ale centralei termice de ajutor :

Lina de transport : lungimea aprox. 200 Km.

tensiunea 120.000 V.

Centrala termică de ajutor : mărimea este : $80.000 - 16.500 = 63.500 \text{ HP.}$, ea va putea fi împărțită în mai multe centrale la locurile de consumație.



Incheiere.

Credem că nu mai e nevoie să relevăm importanța problemei, pe care am avut-o de studiat vom aminti numai câteva concluzii ce se impun.

În primul rând observăm, că costul întregii amenajări necesită un capital investit enorm, de aproape 400 milioane Lei aur sau 14 miliarde lei hârtie, ceea ce face să fie pus alături de construcțiile hidraulice cele mai importante din lume. Astfel fiind situația, putem prevedea, că o astfel de lucrare nu o poate face inițiativa privată, ci numai statul român, sau chiar mai multe state riverane ale Dunării, interesate în chestiune. Tot din acest motiv putem prevedea, că o lucrare de acest gen nu se va putea executa, decât în cadrul unui program complet al îmbunătățirii navigației pe Dunăre, cum ar fi măriria adâncimii navigabile pe un parcurs mai lung începând dela Guri și în special la Porțile de Fier. Pe urmă condițiunile economice, ca sarcinile capitalului investit, vor trebui să fie cât de favorabile.

Mai amintim, că așa cum am rezolvat noi problema nu este singura soluție. Astfel în timpul războiului mondial Germanii au lansat ideea construirii unui canal între Cernavodă și Constanța. Problema însă astfel cum a fost pusă atunci și anume un canal navigabil strâmt și de mică adâncime, nu se mai poate pune azi, din motivul, că nu rezolvă problema navigabilității, iar celelalte chestiuni ce se pun în legătură cu această problemă nici nu le atinge,

S'ar mai putea studia problema și luându-se ca bază un canal cu lățimea mărită. Bazându-ne pe studiul făcut, credem, că problema astfel pusă va da soluții mai rentabile, însă în acest caz debitul derivat fiind mai mare, se va impune un studiu al modificării regimului Dunării în aval de derivație. Credem însă că soluția va fi și mai rentabilă în caz, că, pe lângă lățire, se va considera și o adâncire a canalului, cu acelaș desavantaj ca mai sus. Aceste soluții nu le-am putut studia din lipsă de date relativ la regimul Dunării în aval de Cernavodă.

Al treilea fel în care s'ar mai putea pune problema este următorul: la captare să se prevadă un baraj de captare pentru ridicarea nivelului Dunării la etiaj cu cel puțin 2-4 metri. Această situație are desavantajul, că necesită și studiul unui complex de probleme în legătură cu ea, are însă avantajul mare, în comparație cu rezultatele dela soluția studiată, de a mări puterea centralei hidraulice la etiaj.

BIBLIOGRAFIE.

- Ing. P. Nicolau*, Curs de Centrale Hidraulice. —
Ing. P. Nicolau, Curs de Hidraulică,
Ing. J. Vidrașcu, Valorificarea regiunii inundabile a Dunării.
Ing. G. Popescu, La navigation sur le Danube.
Dr. Gr. Antipa, Dunărea.
N. Dașcovici, Dunăre noastră.
A. Ludin, Die Wasserkräfte.
René Koechliu, Mécanisme de Peau (în 3 vol.)
H. Engels, Handbuch des Wasserbaues.
M. Foerster, Taschenbuch für Bauingenieure.
Jacquinet et Gaillot, Canaux intérieurs.
Hütte, des Ingenieurs Taschenbuch.
Handbuch, der Ingenieur-Wissenschaften, Wasserbau.
F. Marzolo, Utilizzazioni di forze idrauliche.
D. Eydoux, Hydraulique Industrielle.
Gilette, Mechanical and electrical cost data.
Papadopol.
-

CONȚINUTUL

	Pag.
<i>Introducere</i>	43
<i>Capitolul I. Canalul navigabil</i>	47
1. Traseul canalului	47
2. Studiul Geologic al traseului	51
3. Profilele transversale ale canalului	54
4. Captarea	61
5. Bazinul de decantare	62
6. Amplasamentul centralei hidraulice	67
7. Eclusele	69
8. Vărsarea în Mare	70
9. Devizul canalului	71
<i>Capitolul II. Studiul hidraulic</i>	89
1. Studiul hidraulic al Dunării	89
2. Energia hidraulică disponibilă	95
<i>Capitolul III. Costul de producție și rentabilitatea amenajării</i>	103
1. Ipotezele considerate	103
2. Capitalul ce revine navigației	106
3. Costul de instalație al amenajării de forță motrice	107
4. Costul de producție	110
<i>Capitolul IV. Repartizarea energiei produse</i>	122
1. Energia necesară orașelor	122
2. Energia necesară industriilor ce s'ar crea	124
3. Energia necesară desecării terenului inundabil	127
<i>Capitolul V. Soluțiunea aleasă</i>	129
1. Alegerea ipotezei	129
2. Alegerea mărimii centralei	130
3. Costul de producție și rentabilitatea soluției admise	131
4. Viteza maximă a apei în canalul navigabil	137
5. Canalul de evacuare	139
6. Pantele de fund ale canalului	142
7. Planul hidraulic definitiv	143
8. Alegerea turbinei și a numărului de unități	155
9. Părțile amenajării	161
10. Alternatorul și aparatul electrică	171
<i>Incheiere</i>	172
<i>Bibliografie</i>	173