

CONTRIBUȚII LA CALCULUL STRUCTURILOR HIDROTEHNICE ÎNGROPATE ÎN TEREN

Teză destinată obținerii
titlului științific de doctor inginer
la
Universitatea "Politehnica" din Timișoara
în domeniul INGINERIE CIVILĂ
de către

Ing. Lăzărică Marinescu

Conducător științific: prof.univ.dr.ing. Gheorghe Popa
Referenți științifici: prof.univ.dr. Mihail Popescu
prof.univ.dr. Aurora Mancia
prof.univ.dr.ing. Ion Mirel

Ziua susținerii tezei: 16.12.2009

Seriile Teze de doctorat ale UPT sunt:

- | | |
|------------------------|---|
| 1. Automatică | 7. Inginerie Electronică și Telecomunicații |
| 2. Chimie | 8. Inginerie Industrială |
| 3. Energetică | 9. Inginerie Mecanică |
| 4. Ingineria Chimică | 10. Știința Calculatoarelor |
| 5. Inginerie Civilă | 11. Știința și Ingineria Materialelor |
| 6. Inginerie Electrică | |

Universitatea „Politehnica” din Timișoara a inițiat seriile de mai sus în scopul diseminării expertizei, cunoștințelor și rezultatelor cercetărilor întreprinse în cadrul școlii doctorale a universității. Seriile conțin, potrivit H.B.Ex.S Nr. 14 / 14.07.2006, tezele de doctorat susținute în universitate începând cu 1 octombrie 2006.

Copyright © Editura Politehnica – Timișoara, 2009

Această publicație este supusă prevederilor legii dreptului de autor. Multiplicarea acestei publicații, în mod integral sau în parte, traducerea, tipărirea, reutilizarea ilustrațiilor, expunerea, radiodifuzarea, reproducerea pe microfilme sau în orice altă formă este permisă numai cu respectarea prevederilor Legii române a dreptului de autor în vigoare și permisiunea pentru utilizare obținută în scris din partea Universității „Politehnica” din Timișoara. Toate încălcările acestor drepturi vor fi penalizate potrivit Legii române a drepturilor de autor.

România, 300159 Timișoara, Bd. Republicii 9,
tel. 0256 403823, fax. 0256 403221
e-mail: editura@edipol.upt.ro

Cuvânt înainte

Prezenta lucrare este rodul a mai multor ani de documentare și studiu prin intermediul cărora am încercat să abordez un subiect actual care se înscrie pe linia cerințelor privind alegerea materialului optim și pozarea în condiții de siguranță a conductelor îngropate. În cadrul studiului efectuat au fost puse în evidență majoritatea conductelor folosite în lucrările de construcții hidrotehnice și de gospodărie comunală. Au fost exemplificate modele de calcul clasic și s-a prezentat un model de calcul cu ajutorul metodei elementelor finite pentru conductele îngropate. De asemenea s-au evidențiat metodele de calcul hidraulic al pierderilor de sarcină și metodele de pozare a conductelor pentru a se realiza un raport optim cost-beneficiu. Studiul de caz a fost efectuat în condițiile aglomerării urbane Timișoara cu condițiile de teren din zona mlăștinoasă de câmpie.

Întregul meu demers științific și de cercetare a beneficiat de susținerea colegilor. Alături de mine, pe parcursul etapelor obținerii acestui titlu științific, examene și referate intermediare, dar mai ales în structurarea finală a lucrării a fost conducătorul meu științific, distinsul domn Prof.Dr.Ing. Gheorghe Popa de la Facultatea de Hidrotehnică din cadrul Universității „Politehnica” din Timișoara.

Comisia de jurizare a Tezei mele formată din: președinte Prof.Dr.Ing. Theodor Eugen Man Decanul Facultății de Hidrotehnică și membrii: domnul Prof.Dr.Ing. Mihail Popescu de la Universitatea Ovidius Constanța, Facultatea de Construcții, doamna Prof.Dr.Ing. Aurora Mancianca de la Universitatea din Oradea Facultatea de construcții și domnul Prof.Dr.Ing. Ion Mirel de la Universitatea „Politehnica” din Timișoara, Facultatea de Hidrotehnică a avut de a face cu o lucrare tehnico-științifică cu un subiect de mare actualitate. Fiecare pe rând mi-au făcut observații constructive și binevenite în așa fel încât lucrarea să fie și mai bine pusă în valoare.

Nu în ultimul rând, am fost încurajat, determinat și susținut în momentele de impas de către familia domnului Dr.Ing. Popescu Adrian.

Îmi exprim în acest fel întreaga mea considerație, respect și stimă ce v-o port, vă aduc mulțumiri tuturor și fiecăruia în parte. M-ați ajutat să-mi iau o piatră de pe inimă și să învăț multe lucruri nespuse.

Timișoara, Decembrie 2009

Lăzărică Marinescu

**Dedic această lucrare persoanelor dragi mie:
soției Rodica Luminița, fiicei Iulia, fiului Mihai și părinților mei,
Lazăr, Maria și Veta**

Marinescu, Lăzărică

Contribuții la calculul structurilor hidrotehnice îngropate în teren

Teze de doctorat ale UPT, Seria 5, Nr. 51, Editura Politehnica, 200Z, 144 pagini, 117 figuri, 34 tabele.

ISSN:1842-581X

ISBN:978-606-554-036-1

Cuvinte cheie:

Construire, structură, conductă, conductă îngropată, țevă, umplutură, pierdere de sarcină hidraulică, calcul static, metoda elementului finit.

Rezumat,

Subiectul tezei este deosebit de important, există multe preocupări în acest sens atât în țară cât și în literatura de specialitate. Complexitatea fenomenelor ce apar la îngropare unei structuri, multitudinea de materiale intrate pe piață, materiale noi cărora nu li se cunoaște comportarea în timp, contextul legislativ de azi face ca acest subiect, să fie deosebit de actual.

Ca atare obiectivele tezei au vizat:

- Evidențierea modului de folosire a conductelor îngropate în lucrările hidrotehnice și de gospodărie comunală;
- Alegerea materialelor în construcțiile subterane (conducte) ca soluție optimă în raport cu pierderea de energie și cost;
- Punerea în evidență a nivelului implementării materialelor noi folosite la pozarea conductelor;
- Studiu de caz - Calculul conductelor îngropate cu ajutorul MEF;

CUPRINS

CUPRINS.....	5
1. INTRODUCERE.....	7
1.1. Structura globului terestru	8
1.2. Mecanica pământurilor. Aspecte de ordin general.	10
1.3. Definiții – pământ, construcție îngropată (tub, conductă).....	11
1.4. Necesitatea și oportunitatea studiului.....	12
1.5. Obiectivele studiului	13
2. FOLOSIREA CONDUCTELOR ÎNGROPATE ÎN LUCRARILE HIDROTEHNICE ȘI DE GOSPODĂRIE COMUNALA	14
2.1. Noțiuni generale despre pământuri	14
2.2. Tipuri și materiale folosite în lucrările hidrotehnice și de gospodărie comunală	16
2.3. Încărcările (Forțele) care acționează asupra conductelor	47
2.3.1. Greutatea proprie.....	48
2.3.2. Presiunea hidrostatică a apei din interiorul conductei	48
2.3.3. Subpresiunea apei freatice	49
2.3.4. Greutatea umpluturii.....	50
2.3.5. Suprasarcina la suprafața terenului	57
2.3.6. Împingerea laterală a umpluturii	59
2.3.7. Reacțiunile terenului de fundație	62
2.4. Metode de calcul static a conductelor	63
3. HIDRAULICA CONDUCTELOR.....	74
3.1. Calculul pierderilor de sarcină longitudinale și locale	74
3.1.1. Pierderile de sarcină longitudinale la conducte.....	74
3.1.2. Pierderile de sarcină locale la conducte	79
3.2. Alegerea soluțiilor în raport cu costul materialelor și al pierderilor de energie la aducțiunile hidrotehnice	84
3.3. Exemple de pozare a conductelor.....	90
4. LUCRĂRI DE ARTĂ PENTRU CONDUCTE	106
4.1. Coturi în plan orizontal și vertical.....	106
4.2. Traversări	113
4.3. Aducțiuni subterane.....	116
5. METODA ELEMENTELOR FINITE	119
5.1. Principiile metodei elementelor finite.....	119
5.2. Discretizarea domeniilor continue	124

5.3.	<i>Metoda elementelor finite-srijin în calculul conductelor îngropate-studiu de caz</i>	132
6.	CONCLUZII	139
6.1.	<i>Conținutul lucrării</i>	139
6.2.	<i>Contribuții personale</i>	139
6.3.	<i>Perspective</i>	140
	BIBLIOGRAFIE	141

1. INTRODUCERE

Pământul (în engleză Earth) este singura planetă a cărei nume nu deriva din mitologia greacă/romană. Cuvântul "Pământ" provine din latinescul "pavimentum". "Earth" este o moștenire din engleza veche și alte limbi germanice. Există sute de denumiri diferite în celelalte limbi. În mitologia romană, zeița Pământului era Tellus - solul fertil (greacă: Gaia, -terra mater).

Pământul este a treia planetă de la Soare și a cincea ca mărime:

- orbita: 149,600,000 km (1.00 AU) de la Soare
- diametrul: 12,756.3 km
- masa: 5.972e24 kg

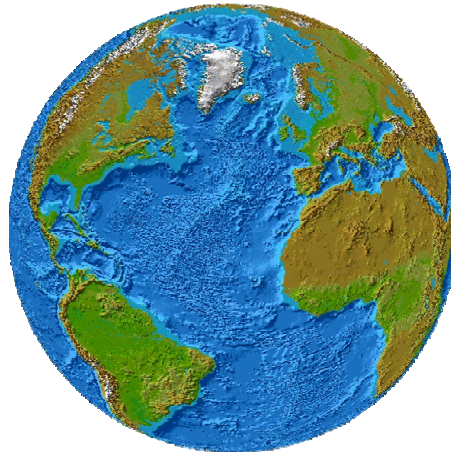


Figura 1. 1

Abia pe timpul lui Copernic (secolul al XVI) s-a înțeles că Pământul este o planetă ca toate celelalte.

Suprafața Pământului este foarte nouă. În perioada relativ scurtă (după standardele astronomice) de 500,000,000 de ani eroziunea și procesele tectonice au distrus și recreat cea mai mare parte din suprafața Pământului și prin urmare au distrus aproape toate urmele lăuate de fenomenele geologice mai recente. Astfel, s-a pierdut istoria cea mai recentă a Pământului. Vârsta Pământului este de 4.5 - 4.6 miliarde de ani, dar cele mai vechi roci cunoscute au vechime de 4 miliarde de ani, și rocile de 3 miliarde de ani sunt rare. Cele mai vechi fosile de organisme vii au mai puțin de 3.9 miliarde de ani. Nu s-a găsit nici o urmă a perioadei când a apărut viața.

71% din suprafața Pământului este acoperită de apă. Pământul este singura planetă pe care apa poate exista în stare lichidă (deși s-ar putea să existe etan și metan lichid pe suprafața lui Titan și apă în stare lichidă în "subsolul" satelitelui Europa). Apa lichidă este, evident, indispensabilă vieții, cel puțin așa cum o cunoaștem noi. Capacitatea de încălzire a oceanelor are și ea un rol foarte important în menținerea unei temperaturi relativ stabile a Pământului. Apa lichidă este responsabilă și pentru procesele de eroziune și alte transformări meteorologice

ale continentelor, un proces unic în sistemul solar, în prezent (e posibil să fi avut loc și pe Marte, în trecut).

1.1. Structura globului terestru

Stabilirea zonelor din interiorul globului terestru a fost realizată prin studiul curbelor viteză – adâncime a undelor elastice produse de cutremurele de pământ. Vibrațiile produse sunt longitudinale (P) sau transversale (S).

Vibrațiile longitudinale se realizează în direcția propagării prin compresiunea și dilatarea periodică a rocilor și corespund reacției lor elastice la modificarea volumului.

Vibrațiile transversale sunt normale pe direcția de propagare, viteza lor de propagare depinde de natura mediului străbătut și de starea lor de agregare.

Pământul este împărțit în câteva straturi care au proprietăți chimice și seismice distincte (adâncimea în km):

- 40 km Scoarța
- 40- 400 km Mantaua superioară
- 400- 650 km Regiunea de tranziție
- 650-2700 km Mantaua inferioară
- 2700-2890 km Stratul D''
- 2890-5150 km Miezul exterior
- 5150-6378 km Miezul interior

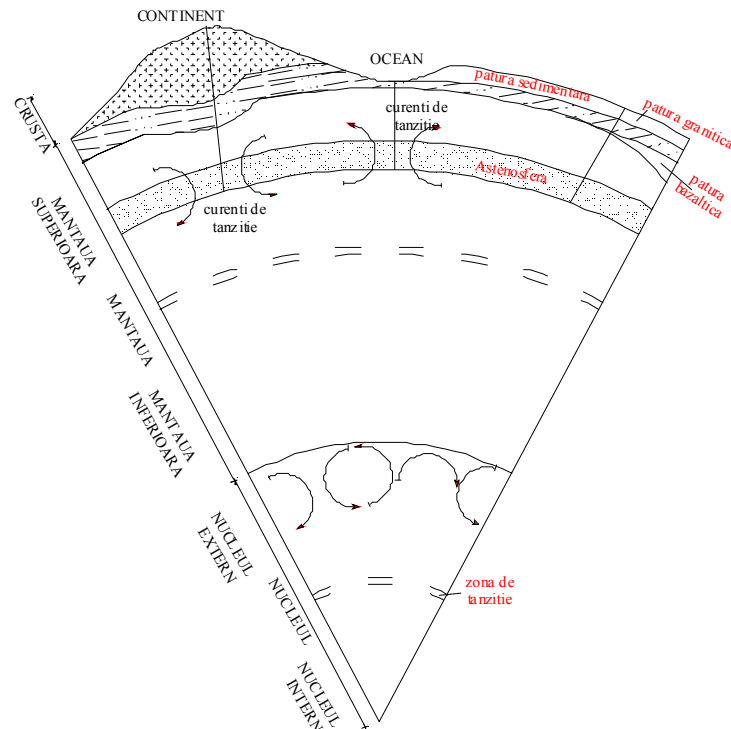


Figura 1. 2 Îvelișurile interioare ale pământului

Scoarța variază considerabil în grosime, fiind mai subțire sub oceane și mai groasă sub continente. Miezul intern și Scoarța sunt solide. Miezul extern și mantalele sunt plastice sau semi-fluide. Diferitele straturi sunt separate prin discontinuități care sunt evidente în datele seismice.

S-au stabilit următoarele discontinuități seismice începând de la suprafață:

- discontinuitatea Conrad, la 10 - 25 Km adâncime;
- discontinuitatea Mohorovičić între 30 - 50 Km;
- discontinuitatea Wiechert - Gutenberg la 2900 Km;
- discontinuitatea Lehman la 5100 Km .

Convențional, porțiunea dintre suprafața și discontinuitatea Mohorovičić s-a numit **scoarță**; porțiunea dintr-o scoarță și discontinuitatea Wiechert - Gutenberg a fost numită **mantă**; porțiunea dintre mantă și centrul Pământului fiind **nucleul** (cu nucleul exterior și interior separat de discontinuitatea Lehman).

Scoarța sau crusta este alcătuită din pătura sedimentară, pătura granitică ce este prezentă numai la crusta continentală și pătura bazaltică mantaua are fracturi de adâncime, curenți de convenție și astenosferă.

Separarea crustei continentale de crusta oceanică se face în lungul zonei neritice (a șelfului continental) care separă domeniul continental de domeniul oceanic.

Pătura sedimentară a crustei continentale are grosimi ce variază între zero metri și peste 15.000 m (catenele muntoase tinere și vechile scuturi continentale); în domeniul oceanic, cuvertura sedimentară are în mod obișnuit grosimi de ordinul sutelor de metri, în fose (fosele oceanice = porțiunile cele mai adânci ale reliefului oceanic) ajunge însă la circa 5000 - 7000 m.

Pătura granitică este cuprinsă între discontinuitatea Conrad și pătura bazaltică. Grosimea ei este de 40 - 60Km sub zonele muntoase tinere (Alpi, Himalaia) și scade la 10Km în cuprinsul platformelor vechi și ale scuturilor. În zona oceanelor această pătură este subțire, discontinuă (în Atlantic) sau lipsește (în Pacific).

Crusta (continentală și oceanică) și mantaua superioară formează **litosfera**, care este rigidă. În cuprinsul mantalei superioare, aproximativ între 100 - 400 Km adâncime se află un strat discontinuu cu materie mai vâscoasă, cu importante variații de densitate și temperatură, cu proprietăți plastice denumită **astenosferă**, pe care alunecă ușor fragmentele = plăcile litosferei. În astenosferă se formează magmele.

Pe baza determinării vârstei absolute a rocilor prin diferite metode radioactive a fost stabilită vârsta Pământului la circa 5 miliarde ani și următoarele ere geologice:

- **era arhaică** a durat 2 miliarde ani, până la apariția viețuitoarelor;
- **era proterozoică** a durat 1,8 miliarde ani până în urmă cu 600 milioane ani și este reprezentată de evoluția vieții la alge și artropode;
- **era paleozoică** a durat 345 milioane ani - evoluția vieții ajunge la gimnosperme și reptile;
- **era mezozoică** a durat 155 milioane ani - evoluția vieții este dominată de reptile;
- **era neozoică** a început acum 70 milioane de ani și durează și în prezent. Este era plantelor și a animalelor actuale, s-a ajuns la configurația geografică actuală și s-a petrecut orogeneza alpină (inclusiv lanțul muntos Alpi - Carpați - Himalaia);

- **paleogenul și neogenul** – ultima epocă începută cu 10 milioane de ani în urmă;
- **cuaternarul** este perioada geologică actuală, începută în urmă cu 2 milioane de ani.

Scoarța Pământului constă în principal din elemente litofile, comune în silicați și soluri. Cele 80 elemente care formează majoritatea **rocilor** scoarței terestre sunt distribuite în circa 2000 de minerale cu rețea cristalină, conform razei ionice și sarcinii.

Pământurile reprezintă totalitatea materialelor din scoarța terestră, fără excepție, care se găsesc în vecinătatea infrastructurii lucrărilor de construcții, indiferent că este vorba de materiale necoezive (nisipuri), coezive (argile) sau stâncoase.

Prima lucrare care a tratat pe baze științifice o problemă importantă de mecanică în legătură cu pământurile → determinarea împingerii pământului asupra unui zid de sprijin, a fost aceea a fizicianului Coulomb, apărută în anul 1773.

Ulterior datorită progresului staticii și a teoriei elasticității precum și datorită cercetărilor din domeniul problemelor de fundații, profesorul C.E. Pauker a stabilit o metodă de calcul a rezistenței admise sub fundații, pe baza suprafețelor de lunecare la pământurile necoezive.

O știință care să țină seama de caracteristicile fizice foarte variate ale pământurilor s-a creat și dezvoltat începând cu anii 1920 și continuând și în prezent. Această știință se numește geotehnică sau mecanica pământurilor.

În țara noastră deosebit de valoroase sunt lucrările de cercetare făcute

Fenomenul de apăsare pe conductă a umpluturii de deasupra a fost analizat de Marston încă din 1922. Ulterior și alți autori au adus o contribuție la această problemă cum ar fi: Klein, G.K. Calculul tuburilor îngropate în pământ – Moscova 1957; și Clarke, N.W.B – Încărcările conductelor așezate în umplutură.

Pentru România deosebit de valoroase sunt lucrările de cercetare făcute în legătură cu realizarea combinatului Galați unde dificultățile de fundare pe terenul compus din loess de 18 – 20 m grosime au impus lucrări de cercetare de mari proporții.[22]

1.2. Mecanica pământurilor. Aspecte de ordin general.

După cum a fost arătat mai sus această știință (mecanica pământurilor sau geologie) începând din secolul XX s-a impus ca un sistem unitar de cunoștințe necesare pentru a realiza diferite construcții.

În prezent se atrage atenția asupra importanței sale și în special asupra fenomenelor care trebuie studiate pentru a evita accidente și a ajunge la soluțiile cele mai raționale din punct de vedere economic, al duratei și al securității construcțiilor.

Construcțiile transmit scoarței terestre, pe care se sprijină, sarcinile din încărcarea permanentă, utilă și accidentală.

Cu totul pe primul loc intervine variația presiunii interstițiale a apei care între particulele solide care formează pământul - nisipul, argilă, rocă – este capabilă să modifice complet condițiile de echilibru de îndată ce presiunea fluidului poate atinge o anumită valoare limită: marile catastrofe din ultimii ani sunt datorate acestei cauze și toate problemele pe care le ridică civilizația modernă fac ca studiul acestei probleme să fie din ce în ce mai necesar.

Echilibrul pământului este datorat forțelor care leagă particulele, care sunt de o parte forțe de atracție, iar de altă parte forțele de frecare. Aceste forțe descresc repede de îndată ce compactitatea ansamblului scade.

Fluidul îndepărtând particulele, produce astfel două efecte la fel de periculoase: pe de o parte rezistența mecanică se reduce pe măsură ce presiunea crește, iar pe de altă parte se modifică în mod defavorabil eforturile limită, care trebuie transmise de către mediul solid atunci când acesta din urmă este saturat.

Echilibrul mediului solid depinde nu numai de caracteristicile mecanice, ci de asemenea, în mod esențial, de legile sale de deformație; aceste legi sunt extrem de complexe deoarece deformația, nefiind reversibilă, nu este funcție numai de eforturile aplicate la un moment dat ci și de deformațiile anterioare și în consecință de istoricul formării mediului, înainte de momentul considerat.

Toate mediile geologice au suferit modificări profunde de origine mecanică, fizică sau chimică, de unde rezultă că o aceeași deformație geologică, înainte de aplicarea sarcinilor din construcție, este într-o stare de efort și deformație foarte diferită de la un loc la altul și mai mult comportarea sa este în general anizotropă, din care cauză cunoașterea deformațiilor posibile este întotdeauna necesară.

Zona din pătura superficială a scoarței terestre în care se simte influența încărcărilor transmise de către construcții, **reprezintă terenul de fundare**. [1], [17], [222]

1.3. Definiții – pământ, construcție îngropată (tub, conductă)

pământ:[32]

- Planetă a sistemului solar, locuită de oameni;
- Scoarța globului terestru, partea de uscat a globului terestru; suprafața lui (împreună cu atmosfera) pe care trăiesc oamenii și alte vietăți;
- Materie din care e alcătuită partea solidă a globului terestru și care este formată dintr-un amestec de granule minerale, provenite din dezagregarea rocilor, și din granule organice, provenite din descompunerea substanțelor organice vegetale sau animale;
- Întindere de uscat; continent.

Pământ [33] =

- =teritoriu;
- =uscat
- =glie;
- =sol;

pământ: [34]

- Înveliș extern solid (neacoperit cu ape) al acestei planete; uscat;
- Strat superior afânat al acestui înveliș caracterizat prin fertilitate, în care se dezvoltă plantele; sol.;
- Teren.

a construi = a forma un întreg legând în mod trainic și în ordinea cerută părțile lui componente după un plan prestabilit; [32]

a construi=a clădi; a dura; a face; a înălța; a edifica; a alcătui; a întemeia. [33]

a construi ≠ a demola[35]

construcție = compunere, alcătuire, structura executată pe baza unui proiect [32]

țeava = piesă de metal, de material plastic, de cauciuc etc., de formă cilindrică și goală în interior, cu lungime mare în raport cu diametrul ei exterior, realizată prin deformare plastică, prin turnare sau prin sudură și având numeroase întrebuințări; [32]

țeava = Piesă de formă cilindrică goală pe dinăuntru, având diferite întrebuințări (pentru transportul fluidelor, ca element de susținere etc. [34]

țeava = tub.[33]

conductă = țeavă, ansamblu de țevi din metal, beton, lemn etc. sau instalație destinate transportului fluidelor sau materialelor pulverulente, pe un anumit traseu... din latinescul conductus; [32]

conductă = canal, venă .[33]

a îngropa [32]

- a acoperi cu pământ;
- A se cufunda undeva în așa fel încât să fie acoperit din toate părțile

a îngropa [33]

- a afunda;
- a cufunda;

a îngropa ≠ a dezgropa [35]

1.4. Necesitatea și oportunitatea studiului

Necesitatea și oportunitatea acestei teze derivă încă din cuvântul hidraulică care vine de la cuvintele grecești hidro= apă, aulos=conductă astfel rezultând importanța deosebită pe care o are și o avea încă din antichitate problemele transportului apei pe conducte .

Geologia trenurilor de fundare și natura reacțiilor structură-sol este o problemă foarte studiată încă din cele mai vechi timpuri existând o preocupare cu privire la stabilitate și la execuția unor lucrării cu durată mare de viață.

Apariția unor materiale compozite recomandate de producători ca fiind ideale pentru transportul apei a fost analizată de autor cu precădere mai ales prin proiectele executate și lucrările urmărite pe durata execuției și exploatarei.

Numeroasele probleme de mediu apărute în zonele de transport a lichidelor pe conducte și canale prin exfiltrații, dar în ultima vreme și prin infiltrații din și în conducte. Exfiltrațiile din conducte au un impact negativ asupra mediului indiferent de natura fluidului transportat, apă brută, apă potabilă sau apă menajeră și anume. apa menajeră infestază mediul înconjurător putând duce la dezastre prin contaminarea pânzei freatice; exfiltrațiile din conducte sub presiune a apei brute sau potabile pot crea goluri în zonele de izvorâre fapt ce poate conduce la degradări ale mediului prin surpări, alunecări de terenuri etc.

În ultima perioadă datorită fenomenului de deșertizare accentuat al întregului glob infiltrațiile apei în conductele de canalizare pot schimba major regimul din zonă a apelor subterane. În conductele de apă potabilă în cazul presiunii scăzute a apei din interiorul conductei poate apărea fenomenul de infiltrație a apei subterane în interiorul conductei ce poate infesta și modifica parametrii apei ducând la îmbolnăviri în masă.

Privind descrierile de mai sus este lesne de observat că transportul în siguranță a apei de la sursă la consumator, de la captare la centrală sau transportul

apei uzate de la consumatori la stația de epurare trebuie să se facă în condiții de siguranță maximă ceea ce a constituit preocuparea mea pentru actualul studiu

1.5. Obiectivele studiului

Studiul din cadrul prezentei teze și-a propus:

- Evidențierea modului de folosire a conductelor îngropate în lucrările hidrotehnice și de gospodărie comunală;
- Alegerea materialelor în construcțiile subterane (conducte) ca soluție optimă în raport cu pierderea de energie și cost;
- Studiu de caz – Calculul conductelor îngropate cu ajutorul MEF;
- Punerea în evidență a nivelului implementării materialelor noi folosite la pozarea conductelor.

2. FOLOSIREA CONDUCTELOR ÎNGROPATE ÎN LUCRĂRILE HIDROTEHNICE ȘI DE GOSPODĂRIE COMUNALĂ

2.1. Noțiuni generale despre pământuri

Așa cum am arătat la capitolul anterior cuvântul îngropat are sensul de acoperit cu pământ.

Prezența lucrare își propune studierea comportării lucrărilor îngropate mai precis interacțiunile între:

- terenul de fundare;
- lucrarea propriu zisă care se poate realiza din diferite materiale: (beton, metal, materiale plastice, fibre de sticlă etc.);
- materialul de umplutură (pământuri)

Din punct de vedere teoretic lucrările îngropate se comportă aproximativ ca tunelurile însă punerea lor în operă este diferită.

Privind din punct de vedere economic șanțul în care se pozează conducta este cu puțin mai mare decât diametrul acesteia apărând probleme la compactările din zonele de contact (teren în stare naturală – conductă - umplutură).

Terenul de fundare este format din roci care au rezultat în decursul erelor geologice, printr-o serie de procese tectonice.

Pentru înțelegerea calităților fizico-mecanice ale rocilor și a comportării acestora sub sarcini este necesar să se cunoască în primul rând geneza acestor roci și procesele lor de transformare.

După modul de comportare față de sarcinile transmise de construcții rocile ce se găsesc în terenul de fundare se pot împărți în două mari grupe și anume:

1. roci tari sau stâncoase
2. roci nestâncoase în care se încadrează o mare parte a rocilor sedimentare.

Din prima grupă fac parte rocile eruptive, rocile metamorfice și rocile sedimentare cu o strânsă legătură între fragmentele componente. O caracteristică importantă a acestei grupe este faptul că rezistențele acestor roci depășesc de cele mai multe ori rezistența materialelor din care sunt alcătuite fundațiile și depășesc presiunile transmise de construcții.

Rocile din grupa a doua sunt caracterizate prin faptul ca ele formează un mediu discontinuu din cauza legăturilor slabe dintre fragmentele componente. Rezistența acestor roci este direct proporțională cu intensitatea forțelor de legătură dintre particule, rezistență fiind mult inferioară în raport cu rocile din prima grupa (rocile stâncoase).

Pământurile sunt roci sedimentare detritice necimentate sau slab cimentate formate prin dezagregări fizice sau alterarea chimică a unor roci preexistente urmat de transport și depunere gravitațională.

Zona din pătura superficială a scoarței terestre în care se simte influența încărcărilor transmise de către construcții, reprezintă terenul de fundare.[1] ,[7]

Comportarea pământurilor sub acțiunea încărcărilor transmise de construcție depinde de:

- ✚ mărimea particulelor din care este format depozitul;
- ✚ legătura dintre particule;
- ✚ interacțiunea dintre cele 3 (trei) faze componente ale pământului:
 - faza solidă care formează scheletul mineral al Pământului;
 - faza lichidă → apa din golurile dintre particule – pori;
 - faza gazoasă → aerul sau gazele din porii neocupați de apă.

În cadrul lucrărilor de construcții situația cea mai frecventă în care apar pământurile este aceea de suport sau teren de fundare.

Toate construcțiile se realizează în strânsă legătură și în funcție de terenurile din jur. Construcțiile hidrotehnice subterane, și hidroedilitare subterane traversează, sunt fundate, și îngropate în diferite tipuri de pământuri.

Execuția acestor lucrări nu este posibilă fără studiul atent a două probleme fundamentale:

- ✚ caracteristicile fizice, mecanice de prelucrare. Stabilitatea în regim natural, a terenurilor prin care trece construcția;
- ✚ studiul comportării structurii în contextul acțiunii forțelor în mediul înconjurător.

Prima parte reprezintă un studiu de ordin general pentru cunoașterea rocilor în care se execută lucrarea, sub toate aspectele.

Partea a doua studiază comportarea statică și de rezistență a structurilor în contact cu terenul în care sunt executate.

Rocile sunt asociații de minerale legate între ele prin forțe de coeziune, fie direct, fie prin intermediul unui liant. Mineralele sunt corpuri solide, produse ale unor procese fizico – chimice bine determinate ce au loc în atmosferă, hidrosferă și litosferă.

Scoarța terestră este alcătuită, în mare majoritate din roci magmatice (eruptive) și metamorfice acoperite cu formațiuni de roci sedimentare ce pot atinge grosimi de până la 5000 m. [1], [7]

În ceea ce privește rocile, clasificarea cea mai des folosită în documentațiile tehnice este clasificarea rocilor din punct de vedere al tăriei (durității) și reprezintă ruperea datorită unor forțe de compresiune.

M.M. Protodionov ținând cont de proprietățile enunțate și în plus de rezistențele opuse de roci, operațiilor de perforare, tăiere și detașare, definește așa numitul coeficient de tărie „ f_t ”.

În specificarea expresiei matematice a acestui coeficient, autorul face o distincție diferențiindu –l după cum urmează:[1], [7], [26]

- pentru roci friabile, cu coeziune mică $f_t = \text{tg}\varphi$ unde $\varphi = \text{arctg } f_t$, este unghiul de frecare interioară a particulelor;

- pentru roci cu coeziune mare:

$$f_t = \text{tg}\varphi + \frac{c}{\sigma} \quad (2.1)$$

în care c este coeziunea rocii

σ = efortul unitar normal care acționează asupra granulei pentru roci stâncoase și semistâncoase:

$$f_t = \frac{\sigma_{rc}}{100} \quad (2.2)$$

în care: σ_{rc} = rezistența la rupere la compresiune a rocii.

2.2. Tipuri și materiale folosite în lucrările hidrotehnice și de gospodărie comunală

În lucrările hidrotehnice, hidroedilitare și mai ales cele de gospodărie comunală, lucrările îngropate au o pondere majoră ele asigurând transportul apei indiferent de natura acesteia (apă brută, apă potabilă, apă industrială, apă uzată menajeră, apă pluvială etc.).

Diversitatea foarte mare a construcțiilor hidrotehnice și caracterul foarte variat al condițiilor în care sunt puse să lucreze necesită din partea materialelor de construcții folosite la execuția acestor lucrări caracteristici și calități ridicate și deosebite.

Evitarea degradărilor și distrugerilor, obținerea unor soluții economice nu pot fi realizate fără cunoașterea detaliată a condițiilor de inițiere – implementare - și exploatare a construcțiilor cum ar fi:

- Locul unde urmează să fie pozată construcția îngropată;
- Intensitatea sarcinilor și variația lor în timp;
- Caracterul dinamic al sarcinilor;
- Caracterul coroziv al apelor fie cele transportate fie cele freactice;
- Variațiile de temperatură și acțiunea de îngheț – dezgheț etc.

Din această cauză alegerea de către proiectant și punerea în operă de către executant a materialelor de construcție trebuie să țină seama de caracteristicile, performanțele și comportarea lor în timp.

Materialele de construcții pentru construcțiile hidrotehnice, hidroedilitare și cele de gospodărie comunală se pot împărți în trei grupe mari și anume:

1. Materiale locale dintre care cele mai importante pentru lucrările hidroedilitare și de gospodărie comunală sunt pământurile, balasturile, nisipurile etc.;
2. Betonul sau beton armat;
3. Alte materiale referindu-ne în principal la lucrările hidroedilitare și de gospodărie comunală această categorie se poate împărți la rândul ei în două și anume:
 - ✓ Materiale feroase în special oțelul și fonta;
 - ✓ Materiale neferoase dintre care putem aminti cele mai utilizate: PVC-ul; Poliesterii armați cu fibră de sticlă și inserție de nisip (PAFSIN), polietilena, polipropilena etc.

1. Pământurile

Însăși din titlul prezentei teze apare cuvântul îngropat adică acoperit cu pământ ceea ce conduce la importanța acestui material de umplutură. Majoritatea construcțiilor de gospodărie comunală (rețelele de conducte) sunt realizate prin pozarea în teren a acestora, operația realizându-se prin săparea unor tranșee și montarea în ele a rețelelor de conducte. O pondere foarte mare a acestor rețele sunt realizate pe străzi existente în centre aglomerate ceea ce conduce în procesul de proiectare la o grijă deosebită în alegerea materialului de umplutură, a gradului de compactare pentru evitarea tasărilor, a surpărilor și nu în ultimul rând a accidentelor nedorite.

Din activitatea desfășurată în domeniul gospodăriei comunale din Timișoara s-a observat că atât solul în care este executată tranșeea cât și terenul de

umplutură reprezintă două elemente esențiale în execuția lucrărilor în condiții de siguranță și calitate ridicată.

Execuția lucrărilor de gospodărie comunală nu este posibilă fără studiul atent a două probleme fundamentale:

- ✚ caracteristicile fizice, mecanice de prelucrare. Stabilitatea în regim natural, a terenurilor prin care trece construcția;
- ✚ studiul comportării structurii în contextul acțiunii forțelor în mediul înconjurător.

Pământurile sunt roci sedimentare detritice necimentate sau slab cimentate formate prin dezagregări fizice sau alterarea chimică a unor roci preexistente urmat de transport și depunere gravitațională.[7], [17], [22]

Principalele caracteristici fizico – mecanice ale pământurilor [1],[7], [17], [22], [26]

Greutatea specifică a rocii

Greutatea specifică a rocii reprezintă raportul dintre greutatea pământului (rocii) în stare naturală și volumul său.

$$\gamma = \frac{G}{V} \quad [\text{tf}/\text{m}^3] \quad (2.3)$$

în care: γ este greutatea specifică a rocii

G - greutatea probei

V - volumul aparent al probei;

Greutăți specifice aparente medii ale unor roci sunt prezentate în tabel

Tabelul nr.2. 1

Denumirea	γ [tf/m ³]
Bazalte	2,85
Gabrouri	2,95
Granite	2,65
Cuarțite	2,60
Marmure	2,75
Șisturi argiloase	2,50
Șisturi calcaroase	2,70
Calcare compacte	2,65
Dolomite	2,55
Pietriș uscat	1,90
Pietriș umed	2,00
Marnă argiloasă	1,75
Marnă	2,25
Gresii obișnuite	2,15
Gresii compacte	2,65
Pământ de umplutură afânat	1,40
Pământ de umplutură îndesat	1,70
Pământ vegetal afânat	1,55
Pământ vegetal compact	1,75
Pământ bătut	2,10
Argilă prăfoasă umedă	1,75
Argilă prăfoasă naturală	1,60
Nisip fin uscat	1,35
Nisip fin umed	1,50
Nisip mărunț uscat	1,45
Nisip mărunț umed	1,60

Umiditatea

Umiditatea pământului „w” este dată de raportul dintre greutatea apei și greutatea fazei solide din pământul considerat:

$$w = \frac{G_a}{G_s} \quad (2.4)$$

în care: w este umiditatea pământului

G_a - greutatea apei cuprinse în golurile probei de pământ;

G_s - greutatea fazei solide a probei.

Umiditatea pământului îndeosebi la argilă, are o importanță deosebită întrucât aceasta influențează în mod hotărâtor starea de consistență și deci rezistența pământului față de solicitările transmise.

Umiditatea se determină în laborator prin uscarea probelor de pământ (în etuvă la o temperatură 105°C) până la obținerea unei mase constante. Prin cântărirea probei de pământ înainte și după uscare, se poate calcula umiditatea naturala.

Gradul de umiditate

Gradul de umiditate „ S_r ” este raportul dintre umiditatea pământului în stare naturală și umiditatea aceluiași pământ în stare saturată:

$$S_r = \frac{w}{w_{sat}} = \frac{G_a}{G_{a_{sat}}} \quad (2.5)$$

în care: S_r este gradul de umiditate

w - umiditatea pământului în stare naturală;

w_{sat} - umiditatea aceluiași pământ în stare saturată → toți porii sunt plini de apă;

G_a - greutatea apei cuprinse în golurile probei de pământ;

$G_{a_{sat}}$ - greutatea apei din proba saturată.

După gradul de umiditate, pământurile se clasifică conform tabelului nr.2.2:

Tabelul nr.2. 2

Tipul pământului	Gradul de umiditate (S_r)
Uscate	$0,0 \leq S_r \leq 0,4$
Umede	$0,4 < S_r \leq 0,8$
Foarte umede	$0,8 < S_r \leq 0,9$
Saturate	$0,9 < S_r \leq 1,0$

Porozitatea

Porozitatea „n” se exprimă prin raportul dintre volumul total al porilor (golurilor) și volumul total al pământului considerat, inclusiv golurile:

$$n = \frac{V_p}{V} \quad (2.6)$$

sau în procente:

$$n\% = 100 \times \frac{V_p}{V} \quad (2.7)$$

în care: n este porozitatea

V_p - volumul golurilor din proba de pământ;

V - volumul total al probei.

Porozitatea influențează direct rezistența și stabilitatea rocilor.

În tabelul nr.2.3 sunt prezentate porozitatea categoriilor de pământuri (roci) cele mai importante:

Tabelul nr.2. 3

Denumirea pământului (rocii)	Porozitatea „ n%”
Argile moi	50 - 70
Argile tari	15 - 30
Șisturi argiloase	0,5 - 5
Loess	40 - 60
Lut	31
Sol argilos sărac în humus	48
Nisip cu bob uniform	50 - 85
Nisip cu bob neuniform	15 - 30
Nisip fin (fracțiunea 0,3mm)	42
Prundiș fin (4 mm)	36
Prundiș mijlociu (7mm)	37
Marmură	0,8 - 1,13
Bazalturi	0,28 - 2,75
Granit	0,2 - 0,56
Argilă în stare tare	18 - 35
Nisip cu pietriș	20 - 40
Pietriș	30 - 55
Nisip	20 - 45

Indicele porilor

Indicele porilor e este raportul dintre volumul porilor (golurilor) și volumul fazei solide a pământului considerat:

$$e = \frac{V_p}{V_s} \quad (2.8)$$

în care: e este indicele porilor

V_p - volumul golurilor din proba de pământ;

V_s - volumul fazei solide.

Gradul de îndesare(compactare)

Pământurile necoezive au o comportare diferită față de solicitările exterioare, în funcție de mărimea porozității. Un pământ cu o porozitate mai mică - mai îndesat are o rezistență mai mare și o deformare mai mică decât unul afânat

Porozitatea pământurilor variază între valori limită mari, de aceea porozitatea absolută nu reprezintă mijlocul cel mai bun de caracterizare a stării de îndesare.

Din acest motiv se introduce porozitatea relativă sau gradul de îndesare care se exprimă astfel:

$$I_D = \frac{e_{\max} - e}{e_{\max} - e_{\min}} \quad (2.9)$$

în care: I_D este gradul de îndesare

e_{max} – indicele porilor în starea cea mai afânată a pământului considerat;

e_{min} – indicele porilor în starea cea mai îndesată;

e – indicele porilor în starea netulburată a pământului cercetat.

Gradul de îndesare variază între limitele de 0 și 1 după cum este prezentat în tabelul nr.2.4.

Tabelul nr.2. 4

Tipul pământului	Gradul de îndesare (I_D)
Pământ afânat	$0 \leq I_D \leq 1/3$;
Pământ cu îndesare mijlocie	$1/3 < I_D \leq 2/3$
Pământ îndesat	$2/3 < I_D \leq 1,00$

Capacitatea de îndesare

O caracteristică fizică proprie fiecărui tip de pământ necoeziv este capacitatea de îndesare:

$$D_i = \frac{e_{max} - e_{min}}{e_{min}} \quad (2. 10)$$

în care: D_i este capacitatea de îndesare

e_{max} – indicele porilor în starea cea mai afânată a pământului considerat;

e_{min} – indicele porilor în starea cea mai îndesată.

Cu cât este mai mare capacitatea de îndesare, cu atât pământul considerat poate avea variații mai mari ale volumului, și deci tasări mai mari sub construcții.

Compresibilitatea pământurilor

Compresibilitatea reprezintă capacitatea pământurilor de a se deforma sub acțiunea încărcărilor de compresiune.

Fenomenele care au loc în interiorul unui masiv de pământ pe durata procesului de deformare generat de o compresiune sunt:

- ✚ reducerea porozității pământului → deplasarea particulelor → reșezarea într-o formă mai îndesată – compactă;
- ✚ eliminarea apei libere și a aerului din porii pământului → reșezarea particulelor → interspații mai reduse;
- ✚ comprimarea elastică a particulelor solide și chiar strivirea locală;
- ✚ deformarea → reducerea grosimi învelișurilor de apă absorbante;
- ✚ comprimarea și dizolvarea parțială a apei și gazelor din pori.

Procesul de deformare în timp a pământurilor sub acțiunea unor încărcări constante poartă denumirea de *consolidare*.

Durata procesului de consolidare a pământurilor este condiționată de viteza de eliminare a apei libere din pori, care la rândul ei depinde de permeabilitate.

Pământurile au diverse valori medii ale coeficientului de permeabilitate și anume:

- ✚ argila $k = 10^{-7}$ cm/s;
- ✚ nisip argilos $k = 10^{-3} - 10^{-5}$ cm/s;
- ✚ nisip fin $k = 10^{-3} - 10^{-4}$ cm/s;
- ✚ - nisip mediu $k = 10^{-2} - 10^{-3}$ cm/s;

- ☄ - nisip mare $k = 10^{-1} - 10^{-2}$ cm/s;
- ☄ - pietriș, prundiș $k = 10 - 10^{-1}$ cm/s.

Pentru exemplificare se prezintă curbele de variație a deformațiilor pentru pământurile argiloase și pentru cele nisipoase.

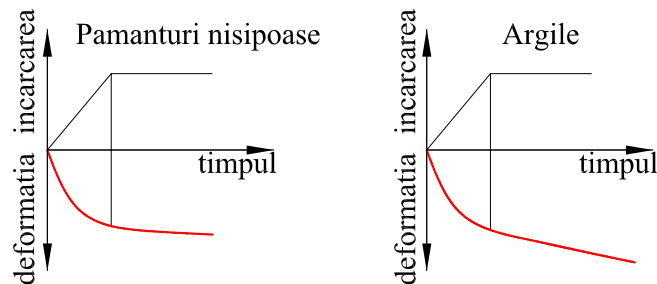


Figura 2. 1 Curbele de variație a deformațiilor

Cunoașterea capacității de deformare a pământurilor este o problemă fundamentală a geotehnicii deoarece pe baza caracteristicilor de compresibilitate se pot evalua și prevedea deformațiile pe care terenul le suferă sub acțiunea încărcărilor.

În laborator pentru studiul compresibilității pământurilor se utilizează aparatul numit *edometru*.

Elementul principal al acestui aparat îl constituie caseta edometrică prevăzută cu un inel cilindric rigid în care se pune proba. Asupra probei se aplică în trepte o încărcare verticală de compresiune cu ajutorul unui piston. Pentru a se crea posibilitatea eliminării apei din pori proba este intercalată între două pietre poroase. De asemenea aparatul este prevăzut cu tuburi necesare eliminării apei sau a inundării incintei când încercările se efectuează în condiții de saturare.

Principala caracteristică a încercării de compresibilitate efectuată cu ajutorul edometrului constă în faptul că deformarea laterală a probei de pământ este împiedicată complet, astfel proba suferind numai deformații verticale.

Fiecare treaptă de încărcare este menținută până când practic procesul se încheie adică deformațiile prin comprimare rămân constante. Deformațiile verticale finale se măsoară cu ajutorul unui microcomparator.

Pe baza rezultatelor încercării de compresibilitate în edometru se pot trasa:

1. curba de compresiune – tasare;
2. curba de compresiune – porozitate.

Clasificarea pământurilor după compresibilitate se face conform Tabelului nr.2.5.

Tabelul nr.2.5

Compresibilitatea pământului	Modulul de deformație edometrică M_{2-3} <kPa>	Coefficientul de compresibilitate a_v <1/kPa>
Practic incompresibil	>50000	> 3×10^{-5}
Cu compresibilitate redusă	20000 ÷ 50000	$3 \times 10^{-5} \div 1 \times 10^{-4}$
Cu compresibilitate medie	10000 ÷ 20000	$1 \times 10^{-4} \div 2 \times 10^{-4}$
Cu compresibilitate mare	5000 ÷ 10000	$2 \times 10^{-5} \div 4 \times 10^{-4}$
Cu compresibilitate foarte mare	<5000	> 4×10^{-4}

Faptul că la încercările efectuate în edometru deformarea laterală a probei de pământ este complet împiedicată aceasta nu realizează întotdeauna condițiile de deformare a straturilor de pământ din natură. De aceea în prezent se consideră că deformabilitatea (compresibilitatea) pământurilor este mult mai bine caracterizată prin modulul de deformare liniară E care se determină în condiții de teren.

În „situ” (pe teren) cea mai folosită metodă pentru determinarea compresibilității pământurilor este încercarea de încărcare a unei plăci rigide (încercarea pentru determinarea modulului de deformare).

Această încercare constă în a măsura tasările „w” ale unei plăci circulare de rază R rigidă așezată pe teren și a raporta presiunile „p” exercitate pe placă la tasările obținute.

Modulul de deformare este prin definiție raportul p/w.

Din teoria lui Boussinesq, privind încărcarea la suprafață a unui corp semiinfini elastic de modul E se deduce:

$$w = \frac{\pi pR(1 - \mu^2)}{2E} \quad (2.11)$$

în care: w este tasarea

p – presiunea exercitată pe placă;

R – raza plăcii circulare;

μ – coeficientul lui Poisson

E – modulul de deformare liniară.

$$E = \frac{p}{w} \frac{\pi}{2} R(1 - \mu^2) \quad (2.12)$$

Valorile orientative ale modulului de deformare liniară E pentru terenuri necoezive este prezentat în tabelul nr.2.6:

Tabelul nr.2.6

Denumirea pământurilor necoezive	Valorile E de calcul în kPa pentru indicele porilor „e” egal cu:			
	0,45	0,55	0,65	0,75
Nisip cu pietriș, nisip mare și mijlociu	50000	40000	30000	-
Nisip fin	48000	38000	28000	18000
Nisip prăfos	39000	26000	18000	11000

Valorile orientative ale modulului de deformare liniară E pentru terenuri coezive este prezentat în Tabelul nr.2.7:

Tabelul nr.2.7

Denumirea și consistența pământurilor coezive	Valorile E de calcul în kPa pentru indicele porilor „e”						
	0,45	0,55,	0,65	0,75	0,85	0,95	1,05
Praf nisipos $0,25 \leq I_c \leq 1,00$	32000	24000	16000	10000	7000	-	-
Praf, praf argilos, argila prăfoasă $0,75 \leq I_c \leq 1,00$	34000	27000	22000	17000	14000	11000	-
Argilă nisipoasă $0,50 \leq I_c \leq 0,75$	32000	25000	19000	14000	11000	8000	-
Argilă $0,75 \leq I_c \leq 1,00$	-	28000	24000	21000	18000	15000	12000

Denumirea și consistența pământurilor coezive	Valorile E de calcul în kPa pentru indicele porilor „e”						
	0,45	0,55,	0,65	0,75	0,85	0,95	1,05
Argilă grasă $0,50 \leq I_c \leq 0,75$	-	-	21000	18000	15000	12000	9000
Praf nisipos $0,25 \leq I_c \leq 1,00$	35000	24000	17000	11000	7000	-	-
Praf, praf argilos $0,75 \leq I_c \leq 1,00$	40000	33000	27000	21000	-	-	-
Argilă prăfoasă, argilă nisipoasă $0,50 \leq I_c \leq 0,75$	35000	28000	22000	17000	14000	-	-

Coeziunea, unghiul de frecare interioară, rezistență la tăiere și forfecare a rocilor

a) Coeziunea "c" este forța de legătură între fragmentele solide ale unei roci sau pământ. Se măsoară în daN/cm².

b) Unghiul de frecare interioară φ :

$$f = \operatorname{tg} \varphi = \frac{\tau}{\sigma} \quad (2.13)$$

în care: f- unghiul de frecare interioară

τ - rezistența la tăiere și forfecare;

σ - efortul de compresiune al probei.

c) Rezistența la tăiere și forfecare τ a rocilor și pământurilor este valoarea limită a rezistenței opuse unui efort de forfecare, pentru care se produce ruperea prin alunecare → este efortul maxim unitar care se dezvoltă într-un plan de alunecare în momentul ruperii.

Pentru pământuri coezive:

$$\tau = c + \sigma \operatorname{tg} \varphi \quad (2.14)$$

Tabelul nr.2.8

Tipul pământului coeziv	Unghiul de frecare interioară φ
Argila	5° - 12°
Argila marnoasa	3° - 6°

Pentru roci necoezive $c = 0 \rightarrow \tau = \sigma \operatorname{tg} \varphi$

Factorul care influențează cel mai mult mărimea rezistenței la forfecare a pământurilor necoezive este starea de îndesare.

Tabelul nr.2.9

Tipul pământului necoeziv	Unghiul de frecare interioară $\varphi =$ unghiul taluzului natural
Nisipuri îndesate	35° - 45°
Nisipuri afânate	28° - 34°
Pentru nisipuri la care conținutul de nisip fin sau praf este sub 5%	= 30° + 15xI _D (gradul de îndesare)

Rezistența elastică a rocilor

În mecanica rocilor rezistența elastică a rocilor este reprezentată prin coeficientul de rezistență elastică k:

$$k = \frac{E}{(1 + \mu)r} \quad (2.15)$$

în care: k este rezistența elastică a rocii

E – modulul de elasticitate al rocii;

μ – coeficientul lui Poisson – coeficientul de deformare laterală; -
coeficientul Poisson variază în mod obișnuit între 0,1 – 0,50
fiind mult influențat de umiditate.

Valori orientative pentru coeficientul Poisson pentru pământuri este prezentat în tabelul nr.2.10

Tabelul nr.2.10

Denumirea pământului	μ
Nisipuri uscate	0,1 – 0,25
Nisipuri saturate	0,44 – 0,49
Nisipuri	0,26 – 0,29
Nisipuri prăfoase	0,30
Argilă nisipoasă	0,30 – 0,40
Argile prăfoase, prafuri argiloase	0,33 – 0,41
Argile	0,40 – 0,45
Pământuri cu deformații plastice mari	0,50

În Tabelul nr.2.11 sunt date câteva valori ale rezistenței elastice a celor mai importante categorii de roci.

Tabelul nr.2.11

Tipul de rocă	Rezistența elastică specifică $K_0 = k \times g_{\text{excavatie}}$
Șisturi cristaline foarte alterate	10
Marne	12 – 25
Argile compacte	60 – 100
Gresii slabe	150 – 220
Șisturi cristaline verzi sănătoase	400 – 500
Granit fisurat slab alterat	400 – 650
Granit masiv	100 – 2100

În procesul de implementare și urmărire a lucrărilor de canalizare executate în municipiul Timișoara s-a observat necesitatea cunoașterii amănunțite a terenului prin care trece construcția. În cele ce urmează sunt prezentate câteva fișe geotehnice din zone ale municipiului Timișoara unde s-au realizat lucrări de canalizare.

Zona în care este amplasat Municipiul Timișoara a fost o zonă mlăștinoasă de aceea alternanța terenurilor slabe și mai ales a umpluturilor de diverse forme face din această zonă, o zonă cu probleme de stabilitate și de fundare a construcțiilor.

În cele ce urmează se prezintă câteva fișe de foraje geotehnice semnificative pentru Municipiul Timișoara. Forajele geotehnice au fost făcute pentru lucrările de reabilitarea rețelelor de canalizare din zonele vechi ale municipiului Timișoara și extinderea rețelei în zone ce nu au beneficiat de acest serviciu. Astfel lucrările s-au

desfășurat în 5 zone din municipiul Timișoara fiind reabilitată o lungime de 12 km și realizată o extindere de 8 km și anume:

- ✚ Zona Mehala;
- ✚ Zona Iosefin;
- ✚ Zona Freidorf;
- ✚ Zona Stadion;
- ✚ Zona UMT.

Caracteristicile terenurilor din amplasamentul conductelor hidroedilitare de canalizare conform fișelor geotehnice se prezintă astfel:

1. Greutatea volumică

Tabelul nr.2.12

Tipul terenului	În stare naturală $\gamma <KN/m^3>$	În stare uscată $\gamma <KN/m^3>$
Argilă cenușie negricioasă plastic vârtoasă umeda	19,00 – 20,00	15,50 – 16,30
Argilă prăfoasă	19,50 – 20,50	16,00 – 16,80
Argilă nisipoasă cafenie cenușie cu zone feruginoase plastic vârtoasă	20,00 – 20,50	16,80 – 17,30
Nisip argilos cafeniu închis plastic consistent saturat	19,00	15,20
Nisip argilos galben cu zone roșcate plastic consistent umed	19,00	15,95

2. Gradul de umiditate

Tabelul nr.2.13

Tipul terenului	Gradul de umiditate S_r
Argilă cenușie negricioasă plastic vârtoasă umeda	0,82-0,88
Argilă prăfoasă	0,95 -1,00
Argilă nisipoasă cafenie cenușie cu zone feruginoase plastic vârtoasă	0,94 – 0,98
Nisip argilos cafeniu închis plastic consistent saturat	0,93
Nisip argilos galben cu zone roșcate plastic consistent umed	0,75

3. Porozitate și indicele porilor

Tabelul nr.2.14

Tipul terenului	Porozitate < % >	Indicele porilor
Argilă cenușie negricioasă plastic vârtoasă	39,00-41,00	0,64 – 0,69
Argilă prăfoasă cafenie	38,00 – 39,00	0,61 -0,64
Argilă nisipoasă cafenie cenușie cu zone feruginoase plastic vârtoasă	36,5	0,58
Nisip argilos cafeniu închis plastic consistent saturat	42	0,72
Nisip argilos galben cu zone roșcate plastic consistent umed	40	0,67

În toate fișele de foraj, apa subterană a fost prezentă la cote foarte înalte. Acest lucru face dificilă pozarea conductei, în majoritatea cazurilor aceasta fiind pozată sub cota de prezență a apei.

Pe parcursul execuției pentru menținerea uscată a tranșeei au fost folosite stații de filtre aciculare pe toată durata de pozare a tuburilor.

Zona Mehala

Contract nr. 37.096 / 050 / G
Beneficiar : RA AGUATIM TIMISOARA

FISA DE STRATIFICATIE

FORAJ F₁ / 20.060
copie din pr. 20.060

SC IPROTIM SA TIMISOARA
Laborator de gradul II profilu GTF + Chimic
Autorizate MLPAT nr. 36.5.2 / 26.04.2000

Obiect : Imbunatatirea alimentarii cu apa si a canalizarii municipiului Timisoara

Cota față de 0,00 sond.	Cota apei subterane	Profilul litologic	Stratificatia	Numarul si tipul probei	Cota față de 0,00 sond.	Distributia granulometrica			Plasticitatea			Structura			Incarcarea de compunere eterometrica			Sondaj de penetrare dinamica uscarea cu con						
						Argila	Praf	Pietris	Limfă de ramificare	Limfă de curgere	Indicele de plasticitate	Indicele de consistență	Greutatea volumica in starea naturala	Prozanta	Indicele de porozitate	Modul deform.	Modul deform.		Modul deform.	Modul deform.	Modul deform.	Modul deform.		
m	m				m	%	%	%	%	%	%	%	%	%	%	%	%	%	N lov. / 10 cm					
-0,80	0,80		Umplutura de pamint cu bucati de caramida	1	-1,00																			
-1,80	1,00		Argila cenușie-negricioasă, plastic-vitroasă, umeda	2	-2,00	9	11	42	38	25,0	19,0	51,0	32,0	0,91	19,20	15,70	41,0	0,89	0,84	7,1	4,7	19	19	
-3,50	1,70		Argila prafoasă cenușie cu zone feruginoase, cenușii și concreții calcaroase, plastic-vitroasă, foarte umeda.	3	-3,00																			
-5,60	2,10		Argila prafoasă cenușie cu zone catenii feruginoase și concrețiuni calcaroase, plastic-vitroasă, saturată	4	-4,30																			
-6,80	1,20		Argila nisipoasă catenii-cenușie cu zone feruginoase, plastic-vitroasă, saturată	5	-5,00																			
-7,60	0,80		Nisip fin micaceu, cenușiu, saturat	6	-6,00																			
-8,00			Argila prafoasă catenii-cenușie plastic-consistență la virtoasă	7	-7,00																			
-8,00				8	-8,00																			

Señlaborator : ing. Ungor A. Tehnician de teren : Bara F. Pentru conformitate : ing. Vaslu Dorin

Figura 2. 2 Fișă foraj geotehnic din Zona Mehala

SC IPROTİM SA TIMISOARA
Laborator de gradul II profil GTF + Chimic
Autorizație MLPAT nr. 36.5.2 / 26.04.2000

FISA DE STRATIFICATIE
FORAJ F 5 / 23.371 / 040
copie din pr. 23.371 / 040

Contract nr. 37.096 / 090 / G
Beneficiar : RA AQUATIM TIMISOARA

Obiect : Imbunatatirea alimentarii cu apa si a canalizării municipiului Timisoara

Cota fața de 0,00 sond. m	Cota apei subterane m	Profilul litologic	Stratificatia	Numarul si denumirea sond.	Cota fața de 0,00 sond. m	Distributia granulometrica			Argila % Umiditatea naturala	Plasticitatea					Greutatea volumica in stare naturala/uscata KN/m ³	Indicele de porozitate	Incarcarea de compresiune edometrica Modulul Tasaarea edometrica Kpa %	Sondaj de penetrare dinamica uscarea cu con N lov. / 10 cm 10 20 30						
						Bolovanti %	Fieș %	Nisip %		Plasticitate de cunștura de cunștura de cunștura	Limita de framintare % w _L	Limita de curgere % w _p	Indicele de plasticitate % Ip	Consistența de pascat % C _c					Indicele de porozitate n	e	Sr	φ _u	σ _u	
-1,20	1,20		Umplutura de pamint, moloz, bucati de caramida	1	-1,00																			
-1,80	0,60	Nhs	Argila pretobaș, neagra, glomerulara	2	-2,00			7	54,39	21,0	17,0	51,0	34,0	0,88	19,60	16,20	39,0	0,64	0,88	14,3	2,2		20	44
			Argila pretobașa-galbena-cafenie cu rare concreții calcaroase, plastic- virtoasa, umeda la saturata	3	-3,00																			
		Inf	Argila galben-cafenie, plastic-virtoasa, saturata	4	-4,00			8	57,35	23,0	18,0	46,0	28,0	0,82	20,40	16,60	38,0	0,61	1,00	10,0	3,0			
				5	-5,00																			
				6	-6,00			7	41,62	28,0	19,0	52,0	33,0	0,76	19,40	15,15	43,0	0,75	0,99	5,3	7,2		19	32

Figura 2. 3 Fișă foraj geotehnic din Zona Mehala

Tehnician de teren : Ursu M. Sef laborator : ing. Ungor A. Pentru conformitate : ing. Vaslu Dorin

Zona FREIDORF

Contract nr. 37.096/090/G
Beneficiar: RA AQUATIM TIMISOARA

FISA DE STRATIFICATIE
FORAJ F₂ / 17.268
copie din pr. 17.268

SC IPROTIM SA TIMISOARA
Laborator de gradul II profil GTF + Chimic
Autorizatie MLPAT nr. 36.5.2 / 26.04.2000

Obiect: Imbunatatarea alimentarii cu apa si a canalizarii municipiului Timisoara

Cota fişa de sond. m	Cota apei subterane m	Cota probei de 0,00 sond. m	Stratificatia	Profilul biologic	Cota grosime strat m	Cota de 0,00 sond. m	Nivelul si faza de 0,00 sond. m	Cota granulometrica			Plasticitatea			Structura Porozitatea n	Incarcarea de compresie edometrica Medii M ₃₀ % K ₆₀ %	Incarcarea de forajare Coeficient de impingere C _u %	Sondaj de penetrare dinamica uscare cu con N br. / 10 cm 10 - 20 - 30
								Pral %	Nisip %	Pietris %	Intarbita w %	Limita de plasticitate w _p %	Limita de contractie w _c %				
-0.30	0.30	-1.00	Sol Vegetal														
-1.80	1.50	-1.80	Argila prafoasa cafenie inchisa cu zone negre, plastic-vitroasa, umeda la saturata				1										
-3.60	1.80	-2.30	Argila prafoasa cafenie inchisa cu zone cenușii, plastic-vitroasa, saturata				2										
-4.30	0.70	-4.00	Nisip prafulos cenușiu cu zone galbene, saturat				3										
-7.00		-6.00	Nisip mijlociu cenușiu-cafeniu-galbui, cu rar pietris spre baza, saturat				4										
		-7.00					5										
		-7.00					6										
		-7.00					7										

Señ laborator : ing. Ungor A.

Teșcian de teren : Bama R.

Pentru conformitate : ing. Vasiu Dorin

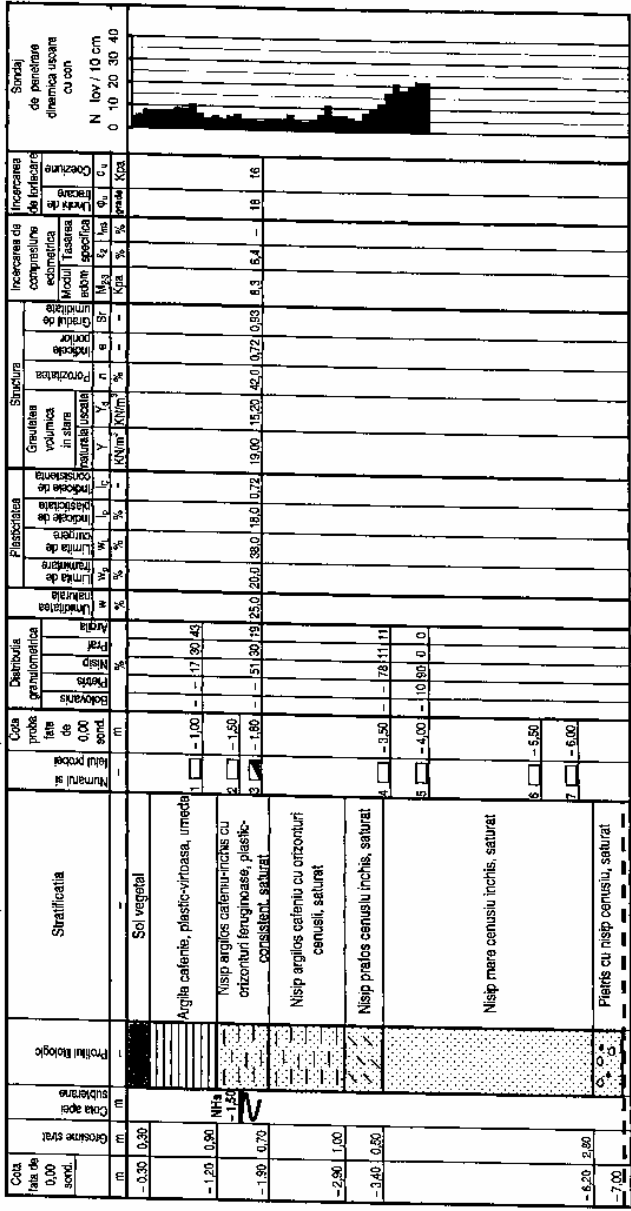
Figura 2. 4 Fișă foraj geotehnic din Zona Freidorf

Contract nr. 37/096/090/G
Beneficiar: RA AQUATIM TIMISOARA

FISA DE STRATIFICATIE
FORAJ F A / 18.062
cople din pr. 18.062

SC IPROTIM SA TIMISOARA
Laborator de geologie Il profii GTF + Chimic
Autorizatia MLPAT nr. 36.5.2/26.04.2000

Obiect : Imbunatatirea alimentarii cu apa si a canalizarii municipiului Timisoara



Tehnician de teren : Maduna I. Șef laborator : Ing. Ungor A. Pentru conformitate : Ing. Vasili Dorin

Figura 2. 5 Fișă foraj geotehnic din Zona Freidorf

Zona IOSEFIN

Contract nr. 37.096 / 060 / G
Beneficiar : RA AQUATIM TIMISOARA

SC IPROTIM SA TIMISOARA
Laborator de gradul II profii GTF + Chemic
Autorizatie MLPAT nr. 36.5.2 / 26.04.2000

FISA DE STRATIFICATIE
FORAJ F₁ / 32.299
copie din pr. 32.299/040

Obiect : Imbunatatirea alimentarii cu apa si a canalizarii municipiului Timisoara

Cota fete de sond. m	Cota de sond. m	Cota apari subterane m	Profilul litologic	Stratificatia	Numarul si talul probet	Cota proba de sond. m	Distributie granulometrica			Plasticitate			Structura			Incarcarea de comprezuri etometrice			Sondaj de penetrare dinamica usura cu con N lov / 10 cm 0 10 20 30 40									
							Povovans	Nisp	Prat	Umiditate	Limite de tampanare	Limite de curgere	Indicele de plasticitate	Indicele de consistenta	Greutatea volumica in stare naturala	Porozitatea	Indicele de compactare	Modul elastice		Tasarea specifica	Coeficient de compresie							
							%	%	%	w _L	w _p	I _p	I _c	Y _d	V _a	n	e	S _r	M ₃₀	M ₃₀	t ₃₀	t ₃₀	t ₃₀	t ₃₀	t ₃₀	t ₃₀		
-1.60	1.60			Umplutura de pamint cu bucati de ceramica	1	-1.00																						
-2.40	0.80			Nisp argilos galben cu zone roscate, micaeau, plastic-consistent, umed	2	-1.70	42	55	23	19.0	17.2	31.0	14.0	0.86	19.00	15.95	40.0	0.67	0.75	7.2	3.7	-	17	50				
-2.80	0.40			Argila cenusa inchisa plastic-urtioasa, umeda	3	-2.00																						
				Argila prtoasa cenusie deschisa cu zone galbene si cateni, plastic-urtioasa, cu rare concretii calcaroasa, umeda la foarte umeda	4	-2.60																						
				Prat nisipos galben-cenusiu, micaeau, foarte umed	5	-3.00	7	56	37	23.0	20.0	44.0	24.0	0.88	20.00	16.25	39.0	0.64	0.86	7.7	3.9	-	12	73				
-4.70	1.90			Nisp fin sliat pratos galben cu zone cenusii, micaeau saturat	6	-4.00																						
-5.10	0.40				7	-5.00																						
-5.60					8	-5.60																						

Tehnician de teren : Mutaf O. Sef laborator : tehr. Margiurea V. Pentru conformitate : ing. Vaslu Dorin

Figura 2. 6 Fișă foraj geotehnic din Zona Iosefin

Contract nr. 37.096 / 090 / G
Beneficiar : RA-AQUATIM TIMISOARA

FISA DE STRATIFICATIE

FORAJ F 3 / 11.293 g

cople din pr. 11293 g

Obiect : Imbunatatirea alimentarii cu apa si a canalizarii municipiului Timisoara

SC IPROTIM SA TIMISOARA
Laborator de gradul II profil GIF + Chimic
Autorizatie MLPAT nr. 36.5.2 / 26.04.2000

Obiect : Imbunatatirea alimentarii cu apa si a canalizarii municipiului Timisoara

Cota la de 0,00 sond.	Cota de 0,00 sond.	Cota apei subterane	Profilul hidrogeologic	Stratificatia	Numarul si seful probei	Cota proba de 0,00 sond.	Distributia granulometrica			Pasticitatea			Structura			Incarcarea de compresune edometrica			Incarcarea de forficare			Sonaj de penetrare dinamica usoara cu con					
							Argila	Fal.	Pisip	Pisip	Pisip	Pisip	Argila	Argila	Argila	Argila	Argila	Argila	Argila	Argila	Argila		Argila	Argila	Argila	Argila	Argila
						-1,50																					
-2,10	2,10			Umplutura de pamint cu bucati de caramida, moloz, afnata	1	-2,40																					
-2,80	0,40			Argila prafoasa catarie cu zone cenusii, plastic-vitose	2	-3,20																					
-5,50	3,00			Nisip mijlociu cenuziu, saturat, cu indesare mijlocie in suprafata si indesat in adincime	3	-4,30																					
-5,80	0,30				4	-5,00																					
-6,10	-				5	-6,00																					
				Argila prafoasa cenuisie cu MO	6	-5,70																					
				Nisip mijlociu, cenuziu, saturat	7	-6,00																					

Tehnician de teren : Sorindaru F.

Sef laborator : ing. Ungor A.

Pentru conformitate : ing. Vesiu Dorin

Figura 2. 7 Fişă foraj geotehnic din Zona Iosefin

2. *Betonul și betonul armat*

Betonul este un material de construcție mixt, obținut din agregate, ciment și apă, amestecate în anumite proporții. După hidratare și hidroliză, cimentul se întărește și înglobează agregatele. Pentru a îmbunătăți proprietățile betonului se adaugă aditivi și adausuri.

Betonul este caracterizat de rezistență relativ mare la compresiune și rezistență mică la întindere. În funcție de calitatea betonului, raportul dintre aceste rezistențe (R_c la compresiune și R_t la întindere) este cuprinsă între limitele:

$$\frac{R_c}{R_t} = 10 \dots 20 \quad (2.16)$$

De asemenea capacitatea de deformare a betonului este limitată, betonul fiind un material casant.

Datorită acestor proprietăți, în cadrul lucrărilor hidroedilitare și de gospodărie comunală, betonul simplu poate fi utilizat rațional în structurile în care este supus la compresiune și anume în căminele de mici dimensiuni fără adâncime mare, în fundații la unele structuri din cadrul stațiilor de pompare, alimentare cu apă sau a celor din stațiile de epurare etc.

Comportarea betonului se poate îmbunătăți substanțial dacă în zonele întinse ale elementelor de rezistență se dispun bare din oțel (armături) astfel obținându-se beton armat care este un material compozit cu proprietăți specifice. [6]

În cadrul lucrărilor hidroedilitare și de gospodărie comunală utilizarea materialelor de tipul beton și beton armat pentru lucrările îngropate este frecvent utilizat pentru realizarea: căminelor de vane precum și la căminele și camerele de canalizare.

De-a lungul anilor în construcțiile de gospodărie comunală au fost utilizate cu precădere pentru realizarea rețelelor de canalizare conductele de beton simplu, beton armat iar pentru realizarea rețelelor de alimentare cu apă beton precomprimat.

Din păcate în România utilizarea conductelor de beton și beton armat s-a dovedit ineficientă și anume prin faptul că aceste conducte aveau defecte majore chiar din procesul de fabricație (mufe cu lungime mică și fără garnitură), etanșarea lor era un proces greoi, greu de controlat și cu garanție de viață foarte mică. În timp aceste conducte s-au degradat major și astăzi ne găsim în situația că exfiltrațiile sunt foarte mari fapt ce aduce o degradare majoră asupra mediului înconjurător.



Figura 2. 8 Tuburi circulare din beton simplu

Tuburile din beton simplu au fost folosite în trecut foarte des deoarece se puteau executa ușor ca prefabricate pe orice șantier din materiale locale (nisip, pietriș) și puteau îmbrăca orice secțiune dorită. Acest tip de tuburi au prezentat un dezavantaj important și anume că aveau porozitate și capacități de absorbție foarte mare. Din punct de vedere al curgerii, aceste tuburi de asemenea prezintă dezavantajul unui coeficient mare de rugozitate.

Acest tip de tuburi s-a folosit în cadrul gospodăriilor comunale mai ales în sistemele de canalizare, funcționări fără presiune.

Se disting următoarele tipuri de tuburi:[4],[16],[28]

- ✚ Tuburi circulare cu mufă fără talpă pentru îmbinări umede;

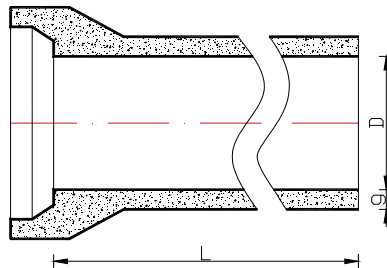


Figura 2. 9 Tuburi circulare cu mufă fără talpă pentru îmbinări umede

Acest tip de tuburi cu îmbinări umede se etanșează prin umplerea mufei curate cu frânghie negudronată și mortar de ciment, cu frânghie gudronată și chit bituminos sau cu ciment.

- ✚ Tuburi circulare cu mufă fără talpă pentru îmbinări uscate;

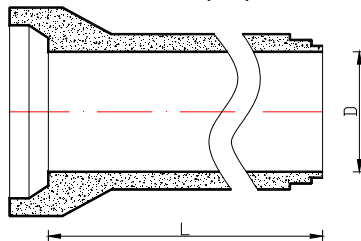


Figura 2. 10 Tuburi circulare cu mufă fără talpă pentru îmbinări uscate

- ✚ Tuburi circulare cu mufă cu talpă, pentru îmbinări uscate;

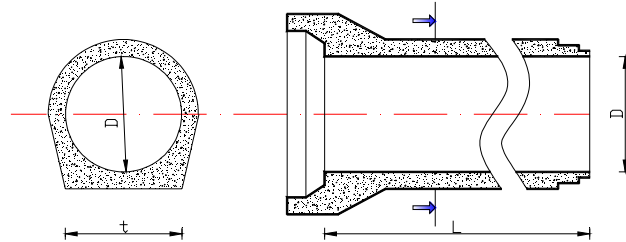


Figura 2. 11 Tuburi circulare cu mufă cu talpă pentru îmbinări uscate

Acest tip de tuburi cu îmbinări uscate se etanșează cu ajutorul inelelor de cauciuc.

- ✚ Tuburi circulare cu cep și buză fără talpă;

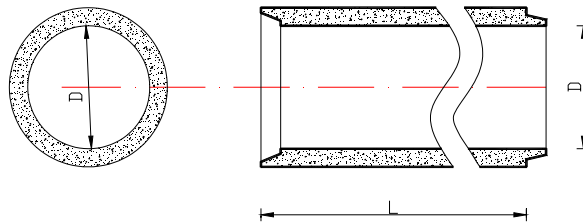


Figura 2. 12 Tuburi circulare cu cep și buză fără talpă

- ✚ Tuburi circulare cu cep și buză cu talpă;

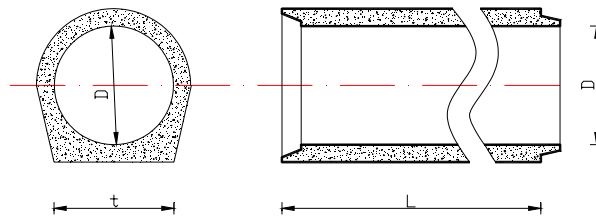


Figura 2. 13 Tuburi circulare cu cep și buză cu talpă

- ✚ Tuburi ovoidale cu cep și buză cu talpă.

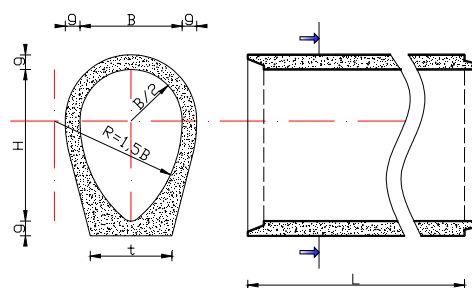


Figura 2. 14 Tuburi ovoidale cu cep și buză cu talpă



Figura 2. 14 Tuburi ovoidale cu cep și buză cu talpă

Există trei sisteme principale de confecționare industrială a tuburilor din beton simplu:

- ✚ Prin vibrare;
- ✚ Prin presare;
- ✚ Prin vibrare și presare.

Tuburile din beton simplu au în general diametre interioare mici 150mm - 600mm, lungimi reduse 1,00 - 2,50 m.

Datorită dezavantajelor acestor tuburi în ultimii ani folosirea lor a fost tot mai redusă.

Conducte de beton armat se execută cu diametru până la 2,00 m, grosimi obișnuite ale peretelui de 2... 12 cm și lungimea de 2 ... 10 m. Dimensiunea maximă a agregatelor folosite pentru betonul din peretele tubului poate fi 1/3 din grosimea peretelui.

Armătura de rezistență poate fi așezată în spirală sau în inele așezate pe un rând sau două rânduri. Armarea cu un inel simplu de armătură se folosește numai la diametre sub 1 m, la care grosimea peretelui nu este în general suficientă pentru o armătură pe două rânduri.

La conductele supuse la presiunea interioară a apei, armătura inelară trebuie dispusă în centrul de greutate al diagramei eforturilor unitare de întindere, adică mai aproape de interiorul tubului. Acoperirea de beton a armăturii trebuie să fie de minimum 2 ...2,5 cm.

Tuburile de beton armat au în general următoarele forme:

- ✚ secțiune circulară;
- ✚ secțiune circulară cu talpă;

- ✚ secțiune ovoidală. Tuburile ovoidale se aplică atunci când curgerea este cu nivel liber.

Principalele procedee de fabricație ale tuburilor de beton armat sunt: îndesarea mecanică, presarea, vibrarea, centrifugarea, vibrovacuizarea.

În cazul procedeeului prin îndesare mecanică tuburile se toarnă în tipare verticale alcătuite din două mantale concentrice. Betonul se toarnă în tipar în straturi de 10 cm, care prin îndesare cu ajutorul unor maiuri speciale trebuie să se reducă la circa 7 cm.

În cazul procedeeului prin presare, compactarea betonului se realizează prin rotirea cilindrului interior al tiparului. Metoda este eficientă la diametre mici, fiind limitată la un diametru de 75 cm.

În cazul vibrării, compactarea betonului se obține cu ajutorul vibrațiilor transmise tiparului prin diferite metode.

Tuburile executate prin centrifugare se execută în poziție orizontală, realizarea forme și compactarea betonului obținându-se cu ajutorul forței centrifuge. Tuburile centrifugate se fabrică obișnuit cu diametre între 400 și 1500 mm și lungimi de 2,5...6,00 m, aceste limite putându-se extinde. Tuburile se armează longitudinal și în spirală cu o acoperire de beton de minimum 10 mm.

Avantajul principal al tuburilor centrifugate constă în calitatea superioară a betonului realizat, caracterizat prin mare compactitate și etanșeitate.

Procedeul de fabricare a tuburilor prin vibrovacuizare constă din folosirea simultană la confecționarea tuburilor a vibrării și vacuumării. Vacuumarea constă în extragerea aerului și apei în exces din beton, prin anumite porțiuni din suprafețele tiparului cu ajutorul vacuumului produs de o pompă de vacuum.

Prin vacuumare rezultă un beton foarte compact și impermeabil. Sistemul prin vibrovacuizare necesită mai multă manoperă decât în cazul centrifugării deoarece exploatarea (întinderea pânzei filtrante) și manipularea cofrajelor sunt operații mai dificile.

Tuburile precomprimate se bazează pe principiul aplicării unui efort inițial de compresiune în beton, pentru a se compensa eforturile de întindere produse în special de presiunea interioară a apei. Astfel s-a extins domeniul de folosire al tuburilor din beton până la 10... 15 atmosfere și chiar mai mult.

Precomprimarea înlătură de asemenea unul din principalele dezavantaje ale tuburilor de beton armat și anume insuficiența utilizare a armăturilor. Alungirile specifice de rupere prin întindere a betonului sunt de ordinul a 0,1 ...0,2 mm/m. Aceasta înseamnă că, la armături obișnuite, pentru tuburi de beton armat eforturile maxime admise sunt de 200... 400 kg/cm². Peste această limită apar fisuri care reduc sensibil impermeabilitatea tubului. Precomprimarea betonului din pereții tubului prin pretensionarea armăturii permite folosirea oțelului până la limita de rezistență, deci mult mai economic.

Tuburile precomprimate se execută în general cu diametre de 400 -1500 mm și lungimi de 3,00... 6,00 m. Fabricarea lor se desfășoară în fabrici specializate sau în poligoane de șantier.

La noi în țară s-a consacrat fabricarea tuburilor precomprimate de tip PREMO.

Acest tip de tuburi au avut o largă răspândire în procesul de execuție încă din anul 1961 și până prin anii 2000 au fost instalați mii de km în țară folosindu-se în realizarea conductelor ce transportă apă sub presiune (conducte de aducțiune, conducte forțate etc.).

Caracteristica dimensională de referință pe baza căreia se aleg țevile și racordurile din oțel este **diametrul interior** exprimat în mm notat cu **Dn**.

În construcțiile hidroedilitare de gospodărie comună folosirea betonului simplu și armat este foarte răspândită pentru realizarea căminelor și camerelor de intersecție. În prezent chiar dacă se utilizează conducte de tip elastic parte din rețele, camere de intersecție, cămine de vane sau de vizitare, masive de ancoraj etc. sunt realizate din beton sau beton armat.



Figura 2. 15 Cofraj pentru execuție fundație cămin canal



Figura 2. 16 Cămin de beton pentru canalizare

3. Alte materiale

Materiale feroase

Tuburi de oțel

În construcțiile hidroedilitare și de gospodărie comunală conductele de oțel au o largă răspândire și anume : în amenajările hidrotehnice, în alimentări cu apă și canalizare fiind indicate pentru conducte sub presiune.



Figura 2. 17 Tuburi de oțel

În hidrotehnică sunt folosite mai ales la conductele forțate, dar și la aducțiunea apei în cazul microhidrocentralelor

Caracteristicile tuburilor de oțel s-au îmbunătățit foarte mult în decursul anilor datorită progreselor mari din domeniul tehnologiei oțelărilor.

Tuburile din care este alcătuită o conductă de oțel pot fi:

- ✚ tuburi laminare - au diametre până la 600 mm și lungimi până la 12 m;
- ✚ – tuburi sudate pe generatoare sau în spirală - utilizate la presiuni oricât de mari;
- ✚ – tuburi fretate - utilizate mult în anii 90 în cazul conductelor forțate de diametre mari, supuse la presiuni mari.

Pentru tuburile laminare se folosesc oțeluri semidure cu rezistență la întindere până la 6500 kg/cm² și alungirea la rupere de 15...18%.

Tuburile laminare se execută cu diametre de până la 600 mm iar lungimea lor ajunge până la 12,00 m.

Tuburile sudate se folosesc la presiuni foarte mari. Aceste tuburi produc pierderi de sarcină mici, au grosimi de pereți reduse.

Îmbinările tuburilor se fac prin sudură (procedeu foarte utilizat), cu mufe (la presiuni mici și mijlocii), cu nituri (se foloseau mult în trecut, pentru orice presiune), cu eclise nituite, cu flanșe (cost mai ridicat dar îmbinare ușoară) sau cu manșoane de dilatație (indicate la presiuni mici și debite mari pe conductă).

Conductele metalice folosite în hidrotehnică se montează pe diferite dispozitive de rezemare, cum ar fi:

- ✚ masive de ancoraj (blocuri de beton în care se încastrează conducta);
- ✚ pe șei (reazem alunecător variații de temperatură)
- ✚ pe reazeme cu role

Caracteristica dimensională de referință pe baza căreia se aleg țevile și racordurile din oțel este **diametrul interior** exprimat în mm notat cu **Dn**.

Tuburi de fontă

Tuburile de fontă până în anii 65 au avut o largă răspândire în folosirea acestora pentru alimentările cu apă și a rețelelor de canalizare.

Comparativ cu tuburile de oțel, tuburile de fontă necesită mai mult metal și rezistă mai bine la coroziuni dar au o rezistență dinamică mică. Presiunea maximă de regim până la care se folosesc tuburile de fontă este de 8 atm.

În cadrul amenajărilor hidroenergetice tuburile de fontă au fost conraindicate datorită rezistenței reduse la șocuri, încovoiere, numărul mare de rosturi din cauza lungimii mici cu toate că fonta are o rezistență anticorozivă sporită.

Tuburile de fontă de presiune de-a lungul anilor au fost protejate împotriva coroziunii care le degradează prin trecerea metalului sub formă de ioni sau de compuși chimici, în apa transportată sau în pământ. Aceasta se poate datora unor cauze (reacții) chimice, electrochimice, biologice sau curenților electrici de dispersie (de tip vagabond). În general apărarea împotriva coroziunii s-a făcut cu bitum și hârtie gudronată sau cu anozii solubili.

Tuburi de fontă ductilă

În ultima perioadă prin anii 1999 -2000 s-a trecut tot mai mult la înlocuirea tuburilor de fontă tradiționale cu tuburi de fontă ductilă. Sistemele de conducte din fontă ductilă sunt realizate cu ajutorul echipamentelor moderne de producție, și pe baza celor mai noi tehnologii utilizate în domeniul producerii de conducte, cu scopul de a furniza sisteme durabile de conducte pentru apă potabilă și ape reziduale.

Conductele sunt căptușite cu mortar de ciment de calitate superioară, aplicat prin centrifugare, ca finisaj, ce asigură o rezistență hidraulică minimă la curgere și furnizează protecție împotriva apelor agresive.

Conductele sunt protejate la exterior împotriva efectelor pământurilor corozive cu straturi de protecție din zinc și bitum. O întreagă gamă de finisaje exterioare este disponibilă pentru adaptarea la orice tip de sol și de apă freatică.

Tuburile din fontă ductilă montate îngropat sau aerian, se utilizează la transportul apei sub presiune sau cu nivel liber, cu temperaturi cuprinse între 0 – 40°C.[41].

Caracteristica dimensională de referință pe baza căreia se aleg țevile și racordurile din fontă ductilă este diametrul interior exprimat în mm notat cu Dn.

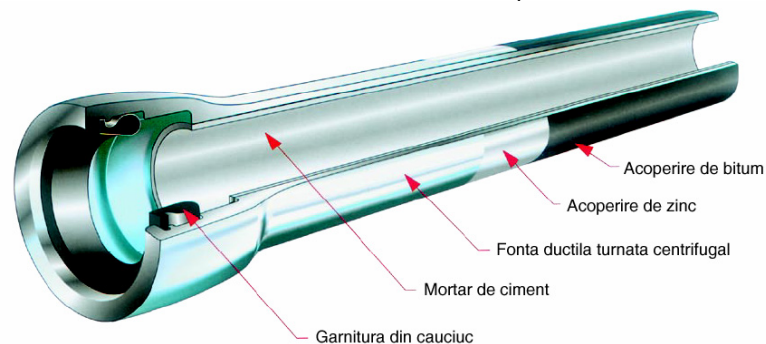


Figura 2.18 Conducte din fontă ductilă

Îmbinările conductelor și fittingurilor sunt proiectate astfel încât presiunea de contact dintre garnitură și metal, combinată cu efectul presiunii apei din interiorul conductei să garanteze o etanșare perfectă.

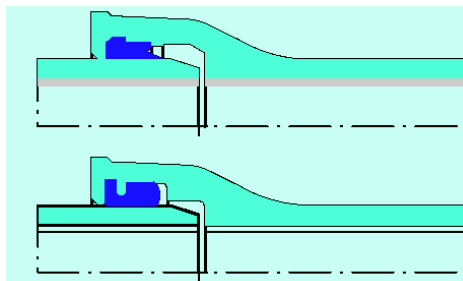


Figura 2.19 Etanșare conducte din fontă ductilă

Aceste îmbinări permit devierea unghiulară, care oferă:

- ✚ Preluarea tasărilor inegale;
- ✚ permite mici ajustări direcționale, în cursul montajului;
- ✚ reduce numărul de coturi necesar. În poziții convenabile pot fi efectuate schimbări de direcție prin pozarea conductelor la o raza mare, utilizând devierea unghiulară la îmbinări.

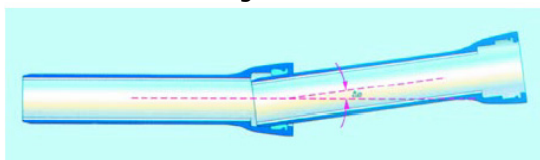


Figura 2.20 Deviații unghiulare

Avantajele folosirii acestor tuburi sunt:

- ✚ Rezistență mare de rupere la tracțiune, modul de elasticitate bun și ductilitate excelentă, ceea ce le face ideale pentru aplicații cu eforturi mari și pentru sisteme în care pot apărea unde de presiune;
- ✚ Conductele din fontă ductilă au o rezistență mare la coroziune;
- ✚ Caracteristici de curgere excelente;
- ✚ Presiune de lucru mare prin comparație cu alte tipuri de conducte;
- ✚ Ușurință la montaj;
- ✚ Durata de viață mare;
- ✚ Pot face față tasărilor inegale;
- ✚ Îmbinări flexibile cu auto-strângere;

Gama de producere a acestor tip de tuburi (fontă ductilă) este de diametre cuprinse între 40 - 2000mm, cu lungimi standard de 3,00; 6,00 m până la 8,15 m pentru diametre mari.

Caracteristicile fizico - mecanice ale acestor tuburi pot varia în funcție de producător dar în Tabelul nr.2.15 sunt prezentate caracteristicile tuburilor fabricate conform SREN 545 [41]

Tabelul nr.2.15

Specificații	Tipul tuburilor	ISO 2531
Rezistența minimă la tracțiune $R_m < \text{Mpa} >$	Tuburi centrifugate Racorduri turnate	420 400
Limita elastică minimă la $0,2R_{p0,2} < \text{MPa} >$	Tuburi centrifugate Racorduri turnate	270 Mpa când: $A \geq 12\%$ și $D_n 1000$ $A \geq 12\%$ și $D_n > 1000$ 300 Mpa pentru alte cazuri

Întinderea minimă la rupere A<%>	Tuburi centrifugate	10% Dn≤1000
	Racorduri turnate	7% Dn>1000
Duritatea maximă HB <duritate Brinell, kg/mm ² >	Tuburi centrifugate	230
	Racorduri turnate	250

Materiale neferoase

Tuburi din poliesteri armați cu fibră de sticlă și inserție de nisip

Materiile prime de bază utilizate în fabricarea acestor tip de conducte sunt rășina, firele de sticlă și nisipul silicios. De regulă se folosesc rășinile poliesterice nesaturate datorită bunei lor performanțe în aplicațiile pentru apă sau canalizare.

Pentru conductele sub presiune sau cele îngropate, efortul principal este cel circumferențiar, astfel că încorporarea firelor continue de sticlă pe aceasta direcție conferă produsului o calitate superioară la un preț competitiv. Prin utilizarea tehnologiei dezvoltate astăzi este posibilă realizarea unei laminări foarte dense ce maximizează contribuția celor trei materii prime de bază. Pentru realizarea acestor tuburi s-au încorporat fire continue de sticlă, dar și fir tocat pentru o rezistență circumferențiară bună cât și pentru o rezistență axială crescută. Nisipul cuarțos se adaugă pentru a mări grosimea peretelui și astfel, depărtând materialul de axa neutră, se crește rigiditatea inelară a conductei. Datorita sistemului dual de folosire a rășinii, conductele au un strat interior de rășină cu rezistență deosebită la coroziune.

Tuburile din PAFSIN se folosesc la transportul apei sub presiune sau cu nivel liber, în domeniul aducțiunilor, alimentărilor cu apă potabilă, industrială și la transportul lichidelor corozive și pentru canalizări.

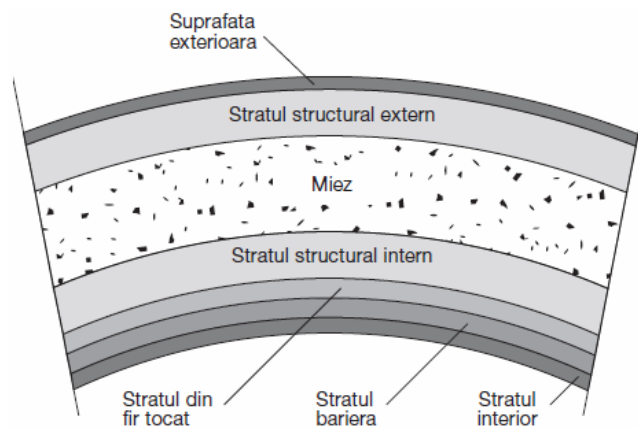


Figura 2.21 Secțiune transversală prin peretele conductei de PAFSIN



Figura 2.22 Mașina de confecționat conducte de tip PAFSIN din Istanbul



Figura 2.23 Depozitul fabricii din Istanbul



Figura 2.24 Depozitul fabricii din Istanbul

Conductele din poliesteri armați cu fibră de sticlă și inserție de nisip (PAFSIN) sunt conducte flexibile și ele trebuie să conlucreze cu terenul în care au fost îngropate, formând ceea ce se cheamă "sistemul conducta-sol".

Performanțele și durata de viață ale conductei depind într-o mare măsură de modul de instalare al acesteia. Calculul static și de rezistență pentru determinarea adâncimilor maxime și minime de îngropare ale conductelor se face luând în considerare caracteristicile geotehnice ale terenului din pereții și fundul tranșeei, caracteristicile geotehnice ale materialului de umplutură funcție de gradul de compactare, rigiditatea conductei, nivelul apei subterane, încărcările din trafic sau încărcările concentrate.

Acest tip de conducte în mod uzual pot fi utilizate la presiuni de exploatare cuprinse între 2,5 bar până la 32 bar. Peste aceste presiuni uzuale fabrica produce orice tip pe comandă specială.

Caracteristica dimensională de referință pe baza cărei se aleg țevile este **diametrul interior** notat în majoritatea documentațiilor cu „Dn”.

Conductele de poliesteri armați cu fibră de sticlă se produc cu diferite grade de rigiditate în funcție de condițiile de pozare și exploatare și anume:

Tabelul nr.2.16

Clasa de rigiditate	Rigiditatea $\langle N/m^2 \rangle$	Observații
SN 2500	2500	Se folosesc în special pentru reabilitări de conducte vechi, prin introducerea lor în interiorul celor existente
SN 5000	5000	Se folosesc pentru sarcini medii, precum terenuri îngropate în terenuri mixte, până la adâncimea de 3m și suprasarcina de trafic de 60 kN/roată
SN 10000	10000	Se folosesc pentru sarcini medii, precum terenuri îngropate în terenuri mixte, până la adâncimea de 6m și suprasarcina de trafic de 60 kN/roată

Conducte din materiale plastice

Industria de construcții vest europeană folosește peste 3,5 milioane tone de PVC. PVC-ul este plasticul cu cea mai largă utilizare în construcții, peste 50% din producția anuală de PVC din țările Europei de Vest se folosește pentru conducte, acoperișuri, cabluri, rame de ferestre, țevi și pardoseli.

Deci putem spune negreșit că după beton PVC-ul este materialul compozit cu cea mai largă răspândire.

În domeniul construcțiilor hidroedilitare și de gospodărie comunală materialele plastice sunt folosite într-o gamă foarte largă de aplicații ca materialul compozit din care sunt alcătuite conductele. Totuși de-a lungul anilor s-au utilizat cu succes mai multe tipuri de conducte din materiale plastice compozite dintre care prezenta lucrare face referire la două și anume:

1. Conducte de PVC;
2. Conducte din polietilenă de înaltă densitate.

Conducte de PVC:

Acest tip de tuburi se utilizează la conductele cu nivel liber fără presiune și doar la transportul apelor reziduale și menajere provenite de la proprietăți (canalizări), scurgeri de ape reziduale industriale, agricole în limita rezistenței lor chimice și la transportul apelor pluviale.

Materialul plastic din care sunt confecționate tuburile este policlorura de vinil neplastifiată (PVC) și are următoarele caracteristici:

- ✚ este greu inflamabil;
- ✚ este rezistent la intemperii (ploaie, îngheț, zăpada);
- ✚ rezistență mare la acțiunea microorganismelor de tot felul și a rozătoarelor;
- ✚ are o durată de viață îndelungată în utilizare;
- ✚ prezintă proprietăți anticorozive;
- ✚ asigură o etanșare sigură prin metoda de îmbinare cu mufă;
- ✚ conferă rezistență sporită la acțiunea unor compuși chimici anorganici și organici (săruri, acizi și baze diluate, uleiuri minerale și vegetale, alcool și hidrocarburi);
- ✚ rezistență chimică mare;
- ✚ caracteristici hidraulice optime;
- ✚ prezintă sisteme de îmbinare cu mufă având etanșare cu garnitură din cauciuc elastomeric.

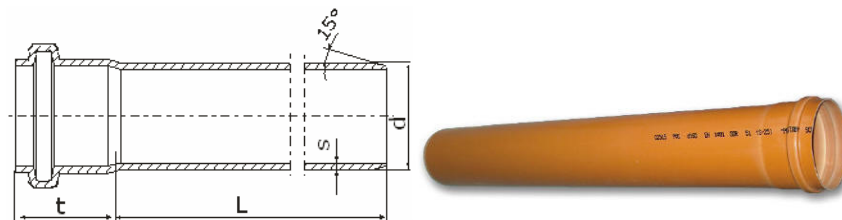


Figura 2.25 Conducte din PVC

Conducte de polietilenă de înaltă densitate simbolizate (PEID sau PEHD):

Țevile de polietilenă de înaltă densitate se folosesc în sistemele de transport ale apei sub presiune sau cu nivel liber și ele se montează îngropat.



Figura 2.26 Conducte din PEHD

Atunci când acestea sunt necesare a fi montate aerian se amplasează numai în locurile unde este posibil să se asigure protecție împotriva loviturilor și a radiațiilor solare.

Acest produs este rezultat din polimerizarea etilenei, polimerul folosit pentru tubulatura are o structură moleculară care garantează păstrarea caracteristicilor mecanice pentru cel puțin 400.000 - 500.000 ore de funcționare, la presiunea de lucru și la o temperatură a fluidului de 20°C.

Caracteristica dimensională de referință pe baza căreia se aleg țevile și racordurile din polietilenă de înaltă densitate este **diametrul exterior** notat în majoritatea documentațiilor cu „D”.

O altă caracteristică dimensională de referință specială pentru acest tip de tuburi o reprezintă **raportul dimensional standard** notat cu (SDR) exprimat prin relația:

$$SDR = \frac{\text{Diametrul (valoare minima)(D)}}{\text{grosime perete (valoare minima)(g)}} \quad (2.17)$$

Corespunzător unui diametru de țevă, se produc diferite grosimi de perete grupate în serii unitare tipodimensionale.

Valorile medii uzuale ale acestui raport sunt: SDR = 6,0; 7,5; 9,0; 11,0; 14,0; 17,0; 21,0; 26,0; 33,0.

Acest tip de țevi se fabrică într-o gamă foarte variată tipodimensională. Gama uzuală de diametre este D'16 - 1600 mm, cu clase de presiune cuprinse între 3,2 bar și 16 bar.

O caracteristică importantă a acestor tip de țevi este aceea că până la diametrul de 110 mm acestea se livrează sub formă de colaci.

Sub aspectul tehnico-economic, durata medie de viață a unei instalații a fost fixată la 50 ani.

Experiența acumulată și cercetări recente demonstrează mai aproape de adevăr o perioadă de lucru de 20 - 30 de ani, dat fiind marea viteză de modificare a mediului definit.

Clasificarea mărcilor uzuale de conducte de polietilenă de înaltă densitate are la bază rezistența minimă echivalentă (MRS) și anume:

Tabelul nr.2.17

Mărcii PEID	Rezistența minimă echivalentă (MRS) <MPa>	Rezistența hidrostatică de proiectare (HDS) <MPa>
PE 100	10,0	8,0
PE 80	8,0	6,3
PE 63	6,3	5
PE 40	4,0	3,2
PE 32	3,2	2,5

Rezistența minimă echivalentă (MRS) reprezintă rezistența echivalentă a tubului, pentru care ruperea se produce după o perioadă de minim 50 ani.

Rezistența hidrostatică de proiectare (HDS) este:

$$HDS = \frac{MRS}{C} \quad (2.18)$$

în care: HDS este rezistența hidrostatică de proiectare (MPa);

MRS- rezistența minimă echivalentă (MPa);

C- coeficient de operare este funcție de condițiile de montaj și pozare.;

$C_{min}=1,25$.

Caracteristicile fizico - mecanice ale acestor tipuri de tuburi pot varia în funcție de producător în tabelul de mai jos câteva dintre aceste caracteristici [41]

Tabelul nr.2.18

Caracteristica	U.M.	PEID
Densitatea	Kg/m ³	945 - 960
Limita de curgere	N/mm ²	20 - 23
Alungirea la rupere	%	>600
Modulul de elasticitate la pliaj	N/mm ²	1200
Coeficientul de dilatare liniară	Mm/m	0,14
Coeficientul de conductibilitate termică la 20°C	W-mK	0,4

În tabelul următor se prezintă centralizat tipurile de conductă și domeniul de utilizare recomandat:

Tabelul nr.2.19

Tip de conductă	Domeniu de utilizare		
	Hidroenergetică	Alimentare cu apă	Canalizare
Conducte din beton simplu	NU	NU	DA
Conducte din beton armat	DA	DA	DA
Conducte din beton precomprimat PREMO	DA	DA	NU Preț ridicat
Conducte din oțel	DA	DA	NU Mediu corosiv ridicat
Conducte din fonta și fontă ductilă	NU rezistență redusă la șocuri, nr. mare de îmbinări	DA Se utilizează foarte mult fonta ductilă	DA Preț ridicat în comparație cu alte materiale
Conducte din PVC	NU	DA După anii 1995 a fost interzis folosirea lor	DA
Conducte din PEHD	DA la presiuni mici	DA	DA
Conducte din PAFSIN	DA	DA	DA

2.3. Încărcările (Forțele) care acționează asupra conductelor

[13], [20], [26], [27], [29]

Asupra conductelor acționează trei categorii de forțe:

- Forțe principale:
 - ✓ Greutatea proprie;
 - ✓ Presiunea hidrostatică a apei din interior în diferite regimuri de funcționare;
 - ✓ Subpresiunea apei freactice;
 - ✓ Împingerea pământului
 - ✓ Forțe de frecare;
 - ✓ Forțe din variațiile de temperatură;
 - ✓ Forțe datorate contracției transversale;
 - ✓ Greutatea pământului de umplură;
 - ✓ Suprasarcina la suprafața pământului;
 - ✓ Forța centrifugă la coturi.
- Forțe accidentale:
 - ✓ Suprapresiunile dinamice;
 - ✓ Forțele datorate depresiunilor din conductă la golirea acesteia;
 - ✓ Solicitări la montaj etc.
- Forțe excepționale:
 - ✓ solicitările seismice;
 - ✓ solicitări produse de tasări inegale mari, etc.;

Calculul static al unei conducte de beton armat se desfășoară în trei etape distincte:

- predimensionarea aproximativă a conductei și determinarea forțelor care acționează asupra ei;
- calculul solicitărilor din pereții conductei (forțe normale și momente încovoietoare);
- verificarea secțiunilor caracteristice ale conductei.

Forțele care acționează asupra conductelor sunt echilibrate de reacțiunile terenului de fundație.

Pentru conductele cu rezemare continuă, încărcările produc în special solicitări în planul transversal al conductei. De aceea o conductă se calculează în special pe metru liniar.

Forțele ce acționează asupra unei conducte sub presiune

Forțele care produc solicitări în sens transversal sunt:

- ✓ greutatea proprie a conductei;
- ✓ presiunea hidrostatică a apei din interior în diferite regimuri de funcționare;
- ✓ subpresiunea apei freactice;
- ✓ greutatea umpluturii și suprasarcina la suprafața pământului;
- ✓ împingerea pământului, reacțiunile terenului de fundație.

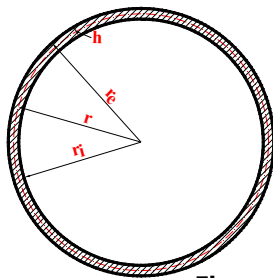
Forțele care produc solicitări în sens longitudinal sunt:

- ✓ contracția de întărire a betonului;
- ✓ variațiile de temperatură;
- ✓ presiunile la coturi;

- ✓ deformațiile elastice datorate încărcărilor izolate și tasărilor inegale ale ternului;
- ✓ acțiunea seismică.

Conductele îngropate sunt construcții cu rezemare continuă și cum arătam mai sus pentru acest tip de rezemare încărcările produc în special solicitări în planul transversal al conductei și din acest motiv o conductă se calculează în special pe metru linear.

2.3.1. Greutatea proprie



$$G = 2\pi r h \gamma \quad (2.19)$$

în care: G este greutatea proprie a conductei;

r - raza medie a conductei;

h - grosimea peretelui conductei;

γ - greutatea volumetrică a materialului.

Figura 2.27 Presiunea hidrostatică a apei din interior

2.3.2. Presiunea hidrostatică a apei din interiorul conductei

Presiunea hidrostatică interioară a apei se exercită la interiorul pereților conductei. În literatura de specialitate se recomandă ca încărcarea să se împartă în două componente și anume:

- presiunea radială uniformă pe pereții conductei, egală cu presiunea apei la cheie distribuită (p_0)

$$p_0 = \gamma \times z_0 \quad (2.20)$$

în care: p_0 este presiunea radială uniformă pe pereții conductei;

z_0 - presiunea la cheie;

γ - greutatea volumetrică a apei.

- presiunea ce umple tubul neforțat sau greutatea apei din conductă (G).

$$G = \gamma \pi r_i^2 = R \quad (2.21)$$

în care: G este greutatea apei din conductă;

r_i - raza interioară a conductei;

γ - greutatea volumetrică a apei.

Dacă presiunea este foarte mare în raport cu diametrul conductei ($Z > 5D$) atunci efectul presiunii ce umple conducta împreună cu presiunea uniform distribuită se echivalează cu o presiune uniform distribuită egală cu presiunea din centrul conductei.

$$p = \gamma \times z \quad (2.22)$$

în care: p este presiunea hidrostatică din interiorul conductei;

z - presiunea din centrul conductei;

γ - greutatea volumetrică a apei.

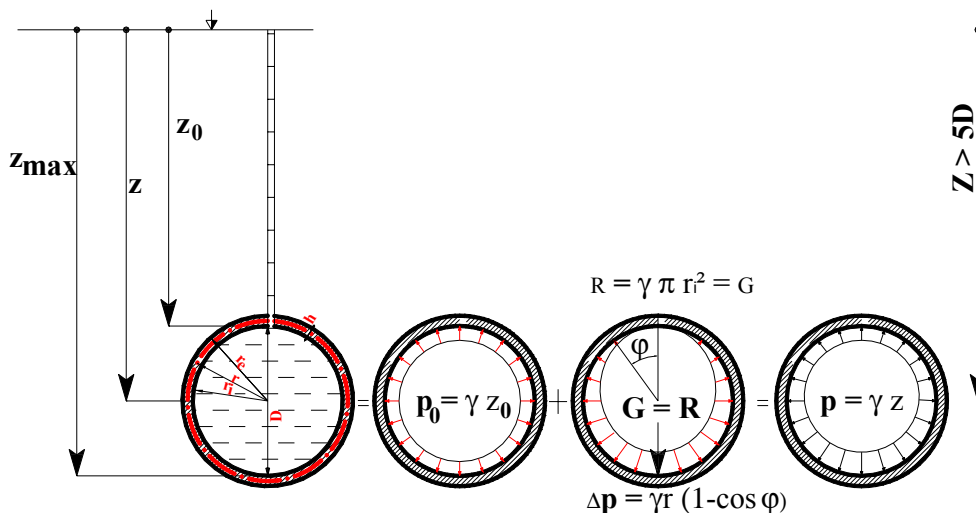


Figura 2.28 Presiunea hidrostatică a apei din interior

La conductele foarte groase ($h/D > 5$), literatura de specialitate recomandă să se facă trecerea încărcării de pe fibra interioară pe fibra mediană. Formula de echivalență este:

$$\overline{p_0} = p_0 \frac{r_i^2}{r^2} \quad (2.23)$$

în care: $\overline{p_0}$ este presiunea pe fibra medie;
 r_i - raza interioară a conductei;
 r - raza medie a conductei;

2.3.3. Subpresiunea apei freactice

Acest tip de încărcare apare când conducta se găsește sub nivelul pânzei freactice.

Încărcarea din subpresiunea apei este de același tip, dar cu semn contrar, cu presiunea hidrostatică interioară a apei și pentru calcul se împarte de asemenea în două componente și anume:

- Presiunea radial uniform, egală cu presiunea apei freactice la cheia conductei și orientată spre centrul conductei (p_e)

$$p_e = \gamma \times h \quad (2.24)$$

în care: p_0 este presiunea radială uniformă pe pereții conductei;
 h - presiunea apei freactice la cheia;
 γ greutatea volumetrică a apei.

- Forța de subpresiune, orientată de jos în sus și egală cu greutatea volumului de lichid dislocuit de conductă (S):

$$S = \pi r_e^2 \gamma \quad (2.25)$$

în care: S este forța de subpresiune;
 r_e - raza exterioară a conductei;
 γ greutatea volumetrică a apei.

2.3.4. Greutatea umpluturii

Determinarea încărcării provenită de la umplutura de deasupra conductei care apasă pe aceasta, reprezintă o problema complexă.

Fenomenul de apăsare a umpluturii pe conductă a fost analizat încă din anii 1922 de către Maston [23] ulterior și alții și-au adus contribuții importante cum ar fi Klein [20], [10].

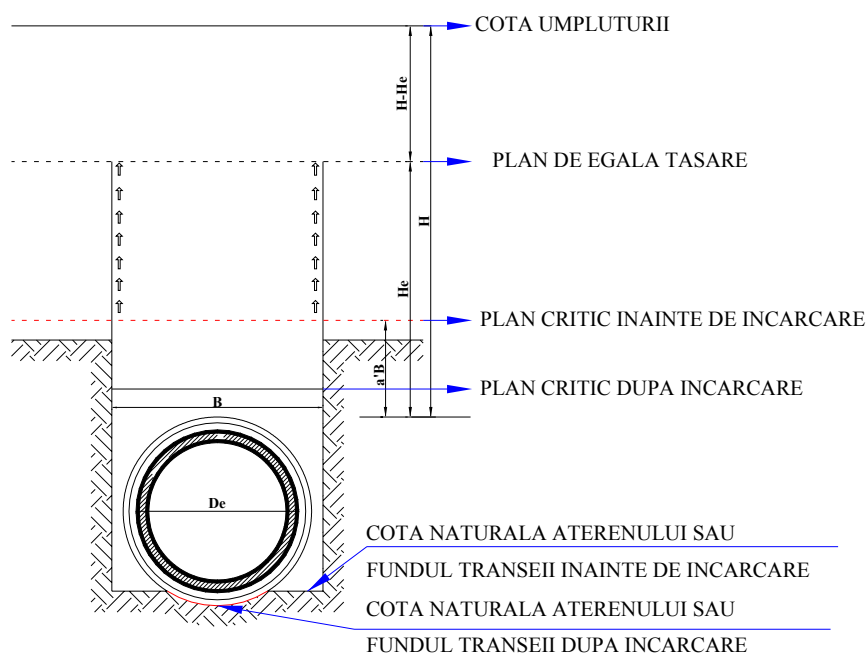


Figura 2.29 Schema acțiunii umpluturii asupra conductei așezată în tranșee

Construcțiile hidroedilitare și de gospodărie comunală sunt așezate în proporție de 90% în săpătură (tranșee).

Din cauza caracteristicilor și condițiilor diferite de tasare a umpluturii de deasupra conductei și a umpluturii laterale, în planurile tangente la nașterile conductei apar niște forțe de frecare care sunt de același sens sau de sens contrar cu greutatea umpluturii de deasupra conductei. La o înălțime suficientă deasupra conductei tasarea este identică în ambele zone apare așa numitul *plan de egală tasare* [29], deci nu mai apar forțe de frecare.

În principiu încărcarea conductei este egală cu greutatea umpluturii de deasupra conductei diminuată sau amplificată cu un coeficient datorită forțelor de frecare care apar. Coeficientul este supraunitar deci are loc o amplificare doar în situația în care conductele sunt situate în umplutură și conductele sunt rigide (conducte de beton), deoarece umplutura de deasupra conductei se tasează mai puțin decât umplutura situată lateral. Totuși în cazul conductelor flexibile umplutura de deasupra conductelor se poate tasa mai mult decât umplutura laterală coeficientul devenind subunitar.

Conductele situate în tranșee se comportă diferit datorită faptului că materialul din umplutură are o tendință de tasare mai mare decât pământul aflat în

stare naturală existent în lateralul tranșeei coeficientul datorat forțelor de frecare având valori subunitare.

Datorită zonei de amplasare a municipiului Timișoara, o zonă mlăștinoasă cu alternanță de terenuri nisipoase și argile prăfoase, cu zone de umplutură foarte mari uneori atingând 2,50 - 3,00 m, pentru ca coeficientul datorat forțelor de frecare să devină subunitar deci micșorarea încărcării din greutatea umpluturii s-a procedat astfel: s-a săpat o tranșee compactă până la atingerea cotei de fundare; pe fundul gropii se așterne un strat de balast de 30 cm pentru realizarea unui strat suport pe care se poate lucra și poziționa materialul geotextil peste acest balast respectiv peste materialul geotextil s-a așternut un strat de 15 cm de sort bine selecționat (material afânat compresibil) pe care a fost pozat tubul. După cum se poate vedea și din figura de mai jos părțile laterale ale tranșeei și peste partea superioară a tubului a fost pus un material afânat compresibil. Pentru ca acest material compresibil să rămână pur și intact acesta este îmbrăcat în geotextil. Astfel apa ce drenează și aduce fracțiuni fine nu reușește să pătrundă în interiorul materialului compresibil.

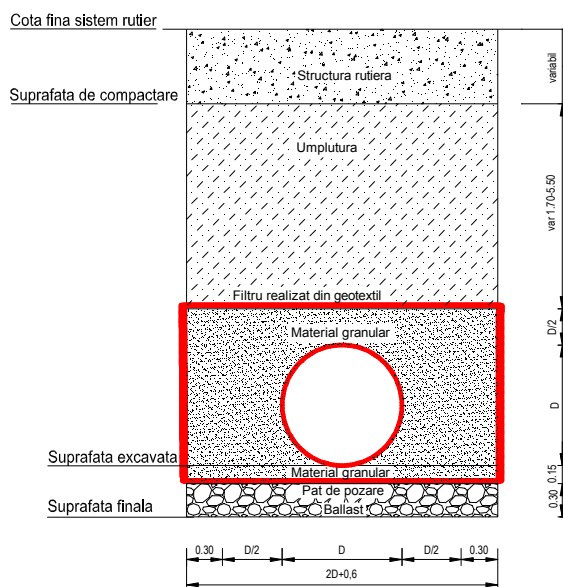


Figura 2.30 Secțiunea tip folosită în Timișoara pentru pozare tuburi de PAFSIN în tranșee

Fenomenul este în realitate mult mai complex și mărimea încărcării este influențată de o mulțime de factori cum ar fi:

- ✚ Profilul fundației;
- ✚ Lungimea de rezemare;
- ✚ Raportul dintre înălțime și lățimea tranșeei;
- ✚ Coeficientul intern de frecare al pământului;
- ✚ Coeficientul de frecare al pământului din umplutură cu pereții tranșeei

O formulă ce s-a dovedit suficient de exactă pentru determinarea sarcinii maxime provenite din umplutură la nivelul generatoarei superioare a fost recomandată de Marston [23] [29]:

$$G_v = C_1 \times \gamma_u \times B^2 \quad (\text{t/m}) \quad (2.26)$$

în care: G_v este sarcina maximă provenită din umplutură la nivelul generatoarei superioare;

γ_u greutatea volumetrică a umpluturii;

B - lățimea tranșeei la înălțimea generatoarei superioare a conductei;

C_1 - coeficient ce depinde de înălțimea umpluturii, coeficientul de frecare a umpluturii pe pereții tranșeei, presiunea orizontală și presiunea verticală din umplutură.

$$C_1 = \frac{1 - e^{-\frac{2kfH}{B}}}{2kf} \quad (2.27)$$

în care: H este înălțimea umpluturii măsurată de la generatoarea superioară a conductei;

k - raportul între mărimea presiunii orizontale și a presiunii verticale din umplutură;

f - coeficientul de frecare a umpluturii pe pereții tranșeei.

În literatura de specialitate determinarea coeficientului C_1 este dată sub forma unor diagrame în funcție de raportul H/B și natura materialului din umplutură.

În tabelul nr.2.20 este prezentat modul de alegere a curbelor pentru determinarea coeficientului C_1 .

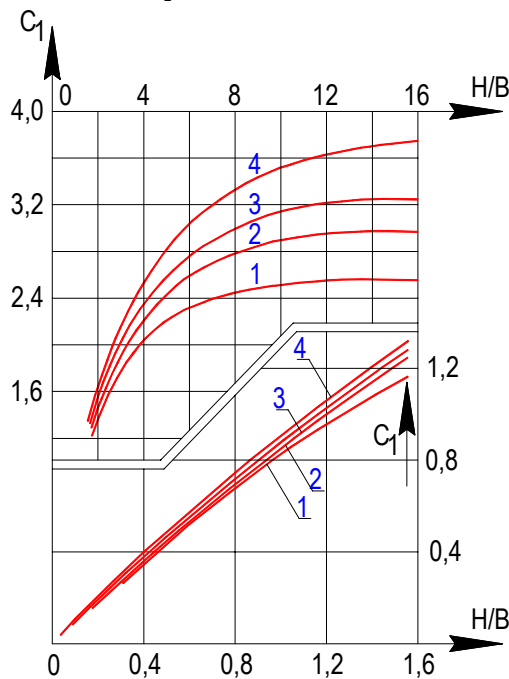


Figura 2.31 Diagramă pentru determinarea coeficientului C_1 [29]

Tabelul nr.2.20

Natura terenului de umplură	Nr. curbelor	Valorile "kf"
Nisipuri și terenuri vegetale uscate	1	0,192
Nisipuri și terenuri vegetale umede sau îmbibate cu apă și terenuri argiloase tari	2	0,165
Terenuri argiloase plastice	3	0,148
Terenuri argiloase curgătoare	4	0,132

Pentru conductele așezate în umplură forța de apăsare pe conductă maximă provenită din umplutura de deasupra generatoarei este:

$$G_v = C_1' \times \gamma_u \times D_e^2 \quad (\text{t/m}) \quad (2.28)$$

în care: G_v este sarcina maximă provenită din umplură la nivelul generatoarei superioare;

γ_u greutatea volumetrică a umpluturii;

D_e - diametrul exterior al tubului;

C_1' - coeficient ce depinde de înălțimea umpluturii.

La fel ca și la conductele așezate în tranșee, în literatura de specialitate determinarea coeficientului C_1' este dată sub forma unor diagrame în funcție de raportul H/D_e și natura terenului de fundare.

În tabelul 2.21 este prezentat modul de alegere a curbelor din figura 2.32.

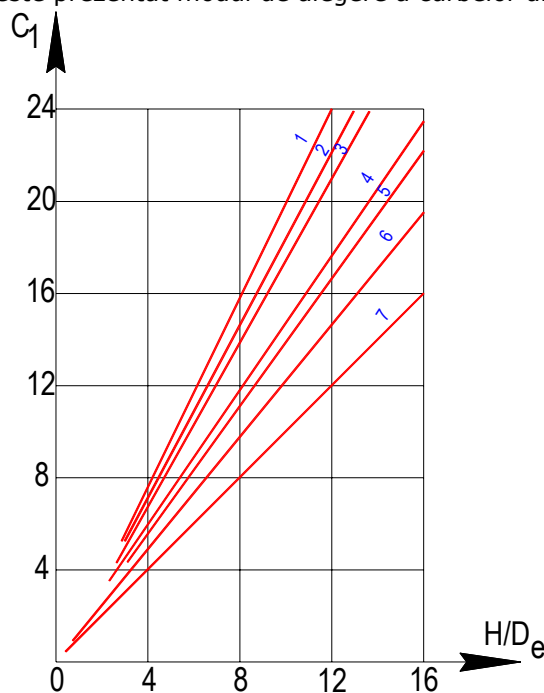


Figura 2. 32 Diagramă pentru determinarea coeficientului C_1' [29]

Tabelul nr.2.21

Natura terenului de fundare	Numerele curbelor din figura de mai sus	
	Pe fundație de pământ	Pe fundație de beton
Terenuri stâncoase și semistâncoase	1	2
Terenuri cu bolovani mari	3	3
Terenuri nisipoase		
- Nisipuri amestecate cu pietriș, cu granule mari și mijlocii, compacte	3	3
- Nisipuri amestecate cu pietriș, cu granule mari și mijlocii cu compactitate medie și nisipuri microgranulare sub formă de praf, compacte	5	4
- Nisipuri microgranulare sub formă de praf, compactitate medie	7	6
Terenuri argiloase		
- Tari	3	3
- Plastice	5	4
- Curgătoare	7	6

Literatura de specialitate făcând o legătură între conductele îngropate și cele de galerii oferă trei cazuri majore care depind de înălțimea de pământ de deasupra conductei și anume [4],[26], [27]:

1. $H < H_0(D)$;
2. $H \in (H_0 \div 3H_0)$;
3. $H > 3H_0$.

1. $H < H_0(D)$

În cazul în care înălțimea de acoperire a construcției îngropate H (a conductei) este mai mică decât înălțimea construcției îngropate H_0 (diametrul conductei) sarcina ce acționează asupra conductei va fie egală cu:

$$q_0 = \gamma_t \times H \quad (2. 29)$$

în care: q_0 este sarcina maximă provenită din umplutură la nivelul generatoarei superioare;

γ_t greutatea volumetrică a terenului de peste generatoarea superioara a conductei;

H - înălțimea terenului de peste generatoarea superioară a conductei;

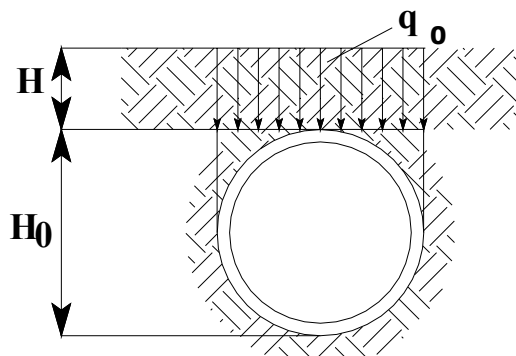
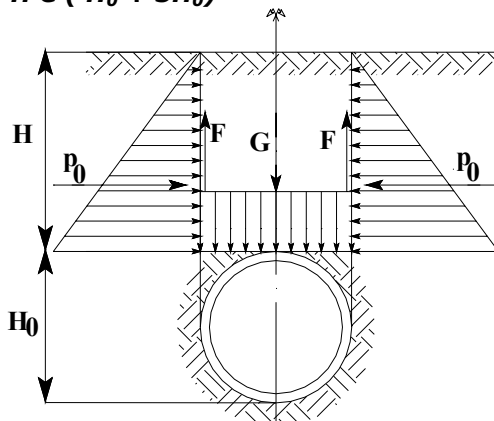


Figura 2. 33 Diagramă de încărcare cazul 1 $H < H_0(D)$

2. Cazul 2 $H \in (H_0 \div 3H_0)$ Figura 2. 34 Diagramă de încărcare cazul 2 $H \in (H_0 \div 3H_0)$

$H_0 = D$ (diametrul conductei)

$$p_0 = \gamma_t \times H \times k_a = \gamma \times H \times \operatorname{tg}^2\left(45 - \frac{\Phi}{2}\right) \quad (2.30)$$

$$p = G - 2F \quad (2.31)$$

$$q = \frac{p}{D} = \frac{\gamma_t \times H \times D - 2 \times \left[\frac{1}{2} \gamma_t \times H^2 \times \operatorname{tg}^2\left(45 - \frac{\Phi}{2}\right) \times \operatorname{tg}\Phi\right]}{D} \quad (2.32)$$

$$q = \gamma_t \times H \times \left[1 - \frac{H}{D} \times \operatorname{tg}^2\left(45 - \frac{\Phi}{2}\right) \times \operatorname{tg}\Phi\right]$$

$$q = q_0 \times \varepsilon$$

$$q_0 = \gamma_t \times H \quad (2.33)$$

$$\varepsilon = 1 - \frac{H}{D} \times \operatorname{tg}\Phi \times \operatorname{tg}^2\left(45 - \frac{\Phi}{2}\right)$$

în care: q este sarcina maximă provenită din umplutură la nivelul generatoarei superioare;

p_0 - forța de împingere orizontală provenită din umplutură ce acționează asupra tranșeei de la nivelul superior al generatoarei conductei până la suprafața terenului;

γ_t greutatea volumetrică de peste generatoarea superioară a conductei;

H - înălțimea terenului de peste generatoarea superioară a conductei;

p - forța de împingere verticală provenită din umplutură ce acționează asupra conductei;

F - forțele de frecare ce acționează asupra tranșeei;

G - greutatea umpluturii;

ε - coeficient ce depinde de raportul H/D sau H/H_0 ;

Se observă că formula nu are valabilitate în cazul $\varepsilon < 0$.

3. Cazul 3 $H > 3 H_0$

Pentru înălțimi mai mari se presupune că apare o boltă de surpare și numai terenul de sub această boltă apasă asupra conductei (galeriei).

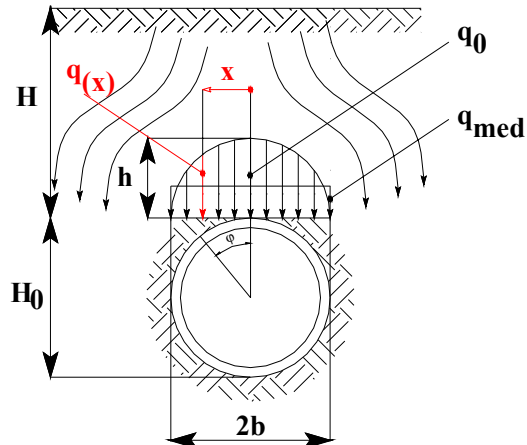


Figura 2. 35 Diagramă de încărcare cazul 3 $H > 3 H_0$

$$h = \frac{2b}{f_t} \quad (2.34)$$

$$q_{med} = 0,7 \times \gamma_t \times \frac{2b}{f_t} \quad (2.35)$$

$$q_0 = \gamma_t \times h = \gamma_t \times \frac{2b}{f_t} \quad (2.36)$$

$$q_x = q_0 \times \left[1 - \left(\frac{x}{b} \right)^2 \right] \quad (2.37)$$

în care: b este raza conductei

h = înălțimea de acțiune a boltii care este funcție de deschiderea boltii și de natura pământului (roci).

f_t = coeficientul de tărie al rocii valorile sunt definite în tabelul nr.2.22. după PROTODIACONOV

Tabelul nr.2.22

Grad de duritate	Denumirea rocilor	f_t
Roci extrem de dure	Cuarțurile și bazalturile	20
Roci foarte dure	Granit, porfir cuarțitic, șisturi de cremene	15
Roci dure	Granit compact, gresia și calcarele foarte dure, minereuri tari de fier, marmură dură, dolomita	8 ÷ 10
Roci suficient de dure	Gresii obișnuite, șisturi nisipoase și gresii șistoase	5 ÷ 6
Roci cu duritate mijlocie	Șisturi argiloase dure, gresii și calcare moi slabe, marne compacte	3 ÷ 4

Roci destul de slabe	Șisturi moi, creta, sarea gemă, gips, pământ înghețat, gresii alterate, pământ pietros, pietriș de carieră, cărbuni de piatră dură	1,5 ÷ 2
Roci slabe	Argila compactă, aluviuni tari de pământuri argiloase, argilă nisipoasă ușoară, loess, pietriș	0,8 ÷ 1
Pământurile	Pământ negru, turba, argila nisipoasă umedă	0,6
Roci friabile	Nisipuri, pământuri mărunte, pietriș mărunt	0,5
Roci îmbibate cu apă	Pământuri mlăștinoase, loess rarefiat	0,1 ÷ 0,3

q_0 - sarcina maximă provenită din umplutură la nivelul generatoarei superioare;

γ_t greutatea volumetrică de peste generatoarea superioară a conductei;

q_x - sarcina la nivelul x provenită din umplutură la nivelul generatoarei superioare;

H- înălțimea terenului de peste generatoarea superioară a conductei;

Pentru conducte:

$$x = r \times \sin \varphi \quad (2.38)$$

$$q_x = q_0 \times (1 - \sin^2 \varphi) \quad (2.39)$$

Pentru toate cele trei cazuri în afara încărcărilor verticale mai apar încărcări din împingerea laterală și din reacțiuni.

2.3.5. Suprasarcina la suprafața terenului

Sarcina utilă ce poate acționa la suprafața terenului sau suprasarcina poate fi uniform distribuită, aceasta poate proveni din efectul de depozitare, sau sub formă de sarcină concentrată.

Încărcarea pe conductă provenită din sarcina utilă de la suprafața terenului scade pe măsură ce adâncimea de pozare crește.

În literatura de specialitate se spune că practic pentru conducte la care înălțimea umpluturii este mai mare de 5,00 m încărcarea provenită din sarcini concentrate la suprafața terenului poate fi neglijată. [4],[29]

Pentru o sarcină uniform distribuită ce acționează la suprafața terenului, încărcarea pe conductă se determină cu relația:

$$G_{su} = C_2 \times B \times s \quad (t/m) \quad (2.40)$$

în care: G_{su} este sarcina maximă provenită dintr-o încărcare uniform distribuită ce acționează la suprafața terenului;

s intensitatea sarcinii utile uniform distribuite (t/m^2);

B- lățimea tranșeei;

C_2 - coeficient ce depinde de raportul H/B și caracteristicile materialului de umplutură.

$$C_2 = e^{-2kf \frac{H}{B}} \quad (2.41)$$

în care: H este înălțimea umpluturii măsurată de la generatoarea superioară a conductei;

k- raportul între mărimea presiunii orizontale și a presiunii verticale din umplutură;

f- coeficientul de frecare a umpluturii pe pereții tranșeei.

În literatura de specialitate determinarea coeficientului C_2 este dată sub forma unor diagrame în funcție de raportul H/B și natura materialului din umplutură.

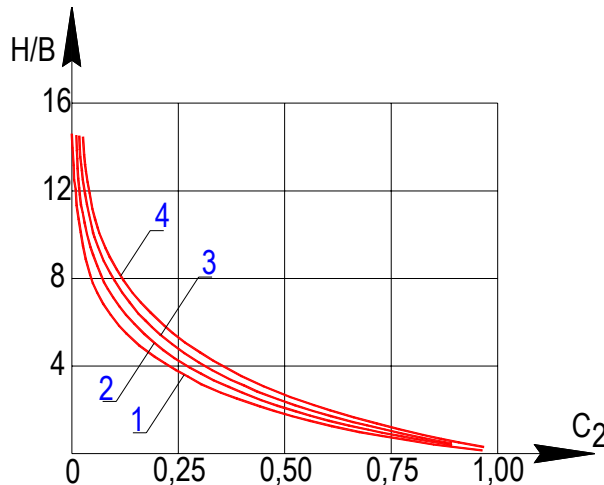


Figura 2. 36 Diagramă pentru determinarea coeficientului C_2 [29]

Tabelul nr.2.23

Natura terenului de umplutură	Nr. curbilor	Valorile "kf"
Nisipuri și terenuri vegetale uscate	1	0,192
Nisipuri și terenuri vegetale umede sau îmbibate cu apă și terenuri argiloase tari	2	0,165
Terenuri argiloase plastice	3	0,148
Terenuri argiloase curgătoare	4	0,132

Pentru încărcările concentrate ce acționează la suprafața terenului literatura de specialitate spune că sunt valabile relațiile lui Boussinesq. Astfel încărcarea provenită de pe osiile din spate a două camioane ce acționează asupra conductei concomitent se pot determina cu formula:

$$G_{sc \text{ auto}} = \Psi C_3 \times V \quad (\text{t/m}) \quad (2.42)$$

în care: $G_{sc \text{ auto}}$ este sarcina maximă provenită dintr-o încărcare concentrată ce acționează la suprafața terenului;

Ψ coeficient dinamic ce depinde de înălțimea umpluturii;

V - forța concentrată la suprafața pământului;

C_3 - coeficient ce depinde de raportul H/B și caracteristicile materialului de umplutură.

Literatura de specialitate oferă ca valori ale coeficientului dinamic următoarele [29]:

Tabelul nr.2.24

H (m)	0,5	0,7	0,9	1,1	1,2
Ψ	1,7	1,5	1,3	1,05	1,00

De asemenea coeficientul C_3 este determinat din diagrame în funcție de înălțimea umpluturii H.

2.3.6. Împingerea laterală a umpluturii

La conductele îngropate acest tip de împingere este favorabilă de aceea trebuie să se țină seama de ea în mod separat. Forma diagramei de presiune orizontală a umpluturii asupra conductei depinde de înălțimea umpluturii. Datorită dependenței împingerii laterale de înălțimea umpluturii se consideră și se analizează și pentru aceasta cele trei cazuri pentru terenurile necoezive și cu coeziune mică și anume:

1. Cazul $H < H_0(D)$

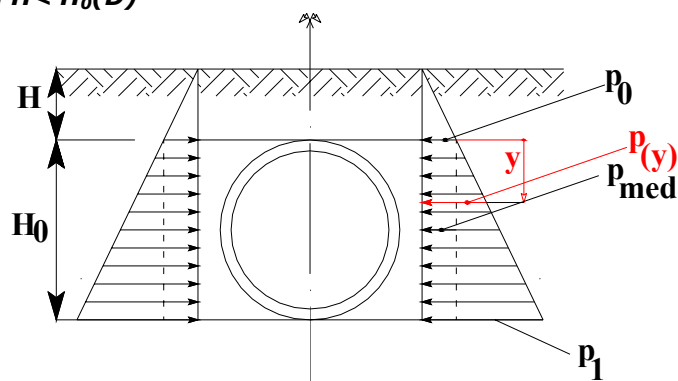


Figura 2. 37 Diagramă de încărcare cazul 1 $H < H_0(D)$

$$p_0 = \gamma_t \times H \times k_a \quad (2.43)$$

$$k_a = \operatorname{tg}^2\left(45 - \frac{\varphi}{2}\right) \quad (2.44)$$

Pentru terenuri necoezive și cu coeziune mică $k_a = 0,5 \div 0,6$

$$p = p_0 + \gamma_t \times y \times k_a \quad (2.45)$$

$$p_1 = p_0 + \gamma_t \times k_a \times H_0$$

$$p_{\text{med}} = \frac{1}{2} \times (p_0 + p_1) = p_0 + k_a \times \gamma_t \times \frac{H_0}{2} \quad (2.46)$$

în care: p_0 este forța de împingere orizontală provenită din umplutură ce acționează asupra tranșeei de la nivelul superior al generatoarei conductei până la suprafața terenului;

γ_t greutatea volumetrică a umpluturii;

H - înălțimea terenului de peste generatoarea superioară a conductei;
 $H_0 = D$ (diametrul conductei)

P - forța de împingere laterală provenită din umplutură ce acționează asupra conductei la nivelul oarecare „ y ”;

p_1 - forța maximă de împingere laterală ce acționează asupra conductei;

2. Cazul $H \in (H_0 \div 3H_0)$

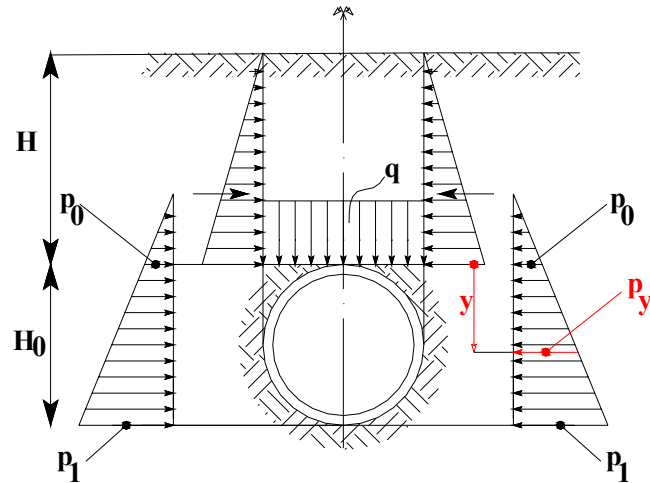


Figura 2. 38 Diagramă de încărcare cazul 2 $H \in (H_0 \div 3H_0)$

$$q = q_0 \times \varepsilon \quad (2.47)$$

$$q_0 = \gamma_t \times H \quad (2.48)$$

$$\varepsilon = 1 - \frac{H}{D} \times \operatorname{tg}^2 \left(45 - \frac{\varphi}{2} \right) \operatorname{tg} \varphi \quad (2.49)$$

$$p_0 = \frac{q}{\gamma_{t1}} \times \operatorname{tg}^2 \left(45 - \frac{\varphi}{2} \right) \quad (2.50)$$

$$p_y = p_0 + \gamma_{t1} \times y \times k_a \quad (2.51)$$

$$p_1 = p_0 + \gamma_{t1} \times H_0 \times k_a \quad (2.52)$$

Presiunea poate fi mediată sub forma unei presiuni medii.

în care: p_0 este forța de împingere laterală ce acționează asupra tranșeei de la nivelul superior al generatoarei conductei până la suprafața terenului;

γ_{t1} greutatea volumetrică a terenului aflat sub cota crestei;

H - înălțimea terenului de peste generatoarea superioară a conductei;

$H_0 = D$ (diametrul conductei)

p_y - forța de împingere laterală ce acționează asupra conductei la nivelul oarecare „ y ”;

p_1 - forța maximă de împingere laterală ce acționează asupra conductei;

3. Cazul $H > 3H_0$

În acest caz determinarea încărcării orizontale se face pornind de la teoria bolților.

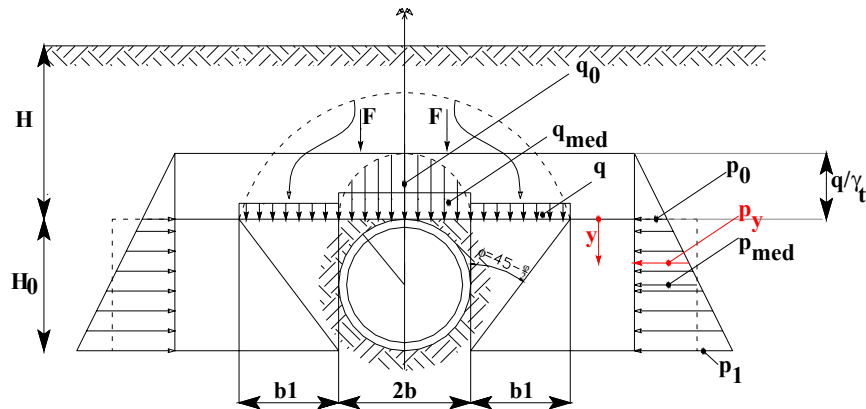


Figura 2. 39 Diagramă de încărcare cazul $3 H > 3 H_0$

$$q_{med} = 0,7 \times q_0 \quad (2. 53)$$

$$F = \gamma_t \times \frac{2}{3} \times \frac{(b+b_1)^2}{f_t} - \gamma_t \times \frac{2}{3} \times \frac{b^2}{f_t} \quad (2. 54)$$

$$q = \frac{F}{b_1} = \frac{2}{3} \times \gamma_t \times \frac{1}{f_t} \times \frac{(b+b_1)^2 - b^2}{b_1} = \frac{2}{3} \times \frac{\gamma_t}{f_t} \times \frac{b_1 \times (2b+b_1)}{b_1} \quad (2. 55)$$

$$q = \frac{2}{3} \times \frac{\gamma_t}{f_t} \times (2b+b_1)$$

$$p_0 = \frac{q}{\gamma_{t(sup)}} \times \gamma_{t(inf)} \times k_a \quad (2. 56)$$

$$p_y = p_0 + \gamma_{t(inf)} \times y \times k_a \quad (2. 57)$$

$$p_1 = p_0 + \gamma_{t(inf)} \times H_0 \times k_a \quad (2. 58)$$

$$p_{med} = \frac{p_0 + p_1}{2} = p_0 + \gamma_{t(inf)} \times \frac{H}{2} \times k_a \quad (2. 59)$$

Pentru terenuri stâncose împingerea orizontală se aproximează ca fiind uniform distribuită pe verticală și relativ mică.

$$p = (0,2 + 0,6) \times q \quad (2. 60)$$

în care: p_0 este forța de împingere laterală ce acționează asupra tranșeei de

	la nivelul superior al generatoarei conductei până la suprafața terenului;
γ_{tsup}	greutatea volumetrică a terenului aflat deasupra cota crestei;
γ_{tinf}	greutatea volumetrică a terenului aflat sub cota crestei;
H-	înălțimea terenului de peste generatoarea superioară a conductei;
H_0	= D (diametrul conductei)
P_y -	forța de împingere laterală ce acționează asupra conductei la nivelul oarecare „y”;
p_1 -	forța maximă de împingere laterală ce acționează asupra conductei;

2.3.7. Reacțiunile terenului de fundație

Solicitările ce apar în pereții conductei depind atât de încărcările ce apar pe conductă cât și de modul în care aceste încărcări sunt transmise și preluate de terenul pe care se fundează.

În cele expuse mai sus s-a văzut că umplutura ce înconjoară conducta joacă un rol important și anume de reducere a momentelor încovoietoare și a deformațiilor conductei, efect cu atât mai important cu cât conducta este mai flexibilă.

Descriind fenomenul ce are loc putem spune că sub efectul presiunii interioare conducta tinde să se ovalizeze, dar terenul în care ea este înglobată se opune reacționând elastic și micșorând momentele încovoietoare din pereții conductei.

Rezultanta reacțiunilor terenului de fundare este întotdeauna cunoscută din condiția de satisfacere a echilibrului a ecuațiilor de echilibru pe orice direcție care spune că reacțiunea trebuie să fie egală și de sens contrar cu rezultanta solicitărilor exterioare.

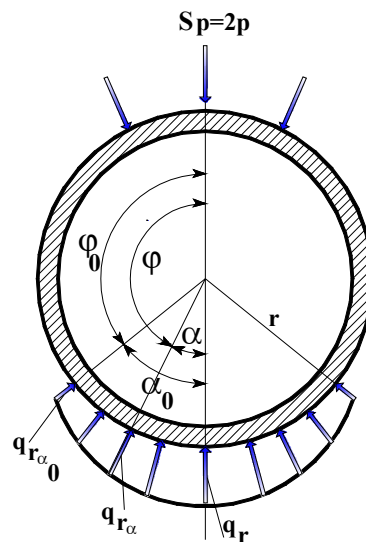


Figura 2. 40 Ipoteza asupra distribuției reacțiunilor pe fundație

Rezemarea pe pat de pământ profilat sub un unghi $2\alpha_0$ presupune ca reacțiunile din fundație au direcție radială. Literatura de specialitate Marquardt [4] admite că reacțiunea într-un punct curent are valoarea:

$$q_{\alpha 0} = q \cos \alpha \quad (2.61)$$

$$q_r = \frac{p}{r(\pi - \alpha_0 - \sin \alpha \cos \alpha_0)} \quad (2.62)$$

Luând în considerare caracteristicile elastice ale terenului care variază cu adâncimea și introducând în calcul o variație liniară a coeficientului patului cu adâncimea rezultă.

$$q_{r\alpha} = \frac{3p(\cos \alpha - \cos \alpha_0) \cos \alpha}{r(3 \sin \alpha_0 + \sin^3 \alpha_0 - 3\alpha_0 \cos \alpha_0)} \quad (2.63)$$

2.4. Metode de calcul static a conductelor

[26]

Din punct de vedere static o conductă este un sistem de trei ori static nedeterminat aflat în echilibru sub acțiunea solicitărilor exterioare și a reacțiilor de reazem.

Pentru simplificarea calculului se consideră în mod fictiv că la toate solicitările exterioare și la reacțiunile din reazem conducta este punctual rezemată pe generatoarea inferioară.

Cele trei necunoscute X_1 , X_2 , X_3 se obțin prin exprimarea continuității pe orice formă de bază. Așa cum se cunoaște din statică, în cazul unui contur închis este avantajos ca aceste necunoscute să fie introduse în centrul elastic al cercului prin intermediul unor brațe rigide. Centrul elastic al cercului este identic cu centrul cercului.

Calculul static în ideea unei încastrări fictive este redat sub formă adimensională mai jos.

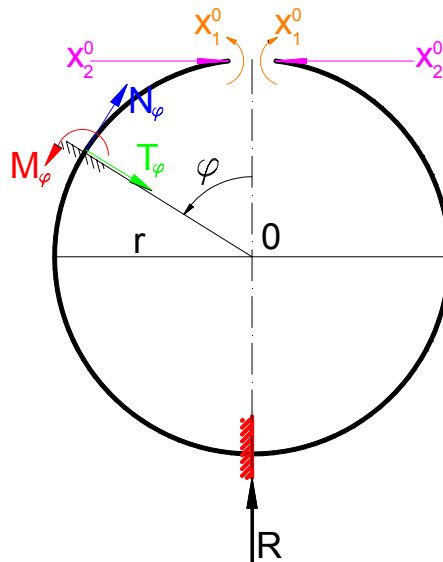


Figura 2. 41 Schema de bază

Pentru calcul structura de bază se acceptă tăiată la partea superioară unde se materializează eforturile necunoscute.

Datorită simetriei secțiunii și a încărcării, forța tăietoare la cheia conductei este nulă exact ca în realitate structura are numai două necunoscute.

Momentul încovoietor x_1 - se alege pozitiv dacă se întinde fibra interioară

Forța axială x_2 - se alege pozitivă dacă este întindere

Pentru calcule eforturile necunoscute se aleg adimensionale:

$$x_1^0 = \frac{x_1}{q_0 r^2} \quad (2.64)$$

$$x_2^0 = \frac{x_2}{q_0 r} \quad (2.65)$$

Într-o secțiune curentă eforturile totale provin din încărcarea exterioară și din necunoscute conform matricei eforturilor totale:

$$\{S_\varphi\} = \{S_\varphi^0\} + \{s^0\}x\{x^0\} \quad (2.66)$$

în care $\{S_\varphi\}$ este matricea coloană a eforturilor totale în secțiunea curentă definită de unghiul φ :

$$\{S_\varphi\} = \left\{ \begin{array}{c} M_\varphi \\ q_0 r^2 \\ N_\varphi \\ q_0 r \\ T_\varphi \\ q_0 r \end{array} \right\}^T \quad (2.67)$$

$\{S_\varphi^0\}$ - matricea coloană a eforturilor din încărcarea exterioară pe structura de bază:

$$\{S_\varphi^0\} = \left\{ \begin{array}{c} M_\varphi^0 \\ q_0 r^2 \\ N_\varphi^0 \\ q_0 r \\ T_\varphi^0 \\ q_0 r \end{array} \right\}^T \quad (2.68)$$

$\{s^0\}$ - matricea eforturilor în secțiunea definită de unghiul φ din necunoscutele unitare $x_1^0=1$ și $x_2^0=1$:

$$\{S^0\} = \left\{ \begin{array}{cc} m_1^0 & m_2^0 \\ n_1^0 & n_2^0 \\ t_1^0 & t_2^0 \end{array} \right\} = \left\{ \begin{array}{c} 1 \quad -1(1 - \cos \varphi) \\ 0 \quad \cos \varphi \\ 0 \quad \sin \varphi \end{array} \right\} \quad (2.69)$$

$\{x^0\}$ - matricea necunoscută a eforturilor:

$$\{x^0\} = \left[\begin{array}{c} x_1^0 \\ x_2^0 \end{array} \right] \quad (2.70)$$

Astfel matricea totală a eforturilor poate fi scrisă sub forma:

$$\{S_\varphi\} = \begin{Bmatrix} M_\varphi^0 \\ q_0 r^2 \\ N_\varphi^0 \\ q_0 r \\ T_\varphi^0 \\ q_0 r \end{Bmatrix} + \begin{Bmatrix} 1 & -(1 - \cos \varphi) \\ 0 & \cos \varphi \\ 0 & \sin \varphi \end{Bmatrix} \begin{Bmatrix} x_1^0 \\ x_2^0 \end{Bmatrix} \quad (2.71)$$

Această schemă de calcul permite calculul static pentru fiecare tip de încărcare separat.

Matricea necunoscuta eforturilor se determină din condiția de deformație și anume:

$$[\Delta^0] = \begin{bmatrix} \Delta_1^0 \\ \Delta_2^0 \end{bmatrix} = [X^0][\delta^0] + [\Delta_q^0] = [0] \quad (2.72)$$

în care $[\Delta^0]$ este matricea de flexibilitate

$$[\delta^0] = \begin{bmatrix} \delta_{11}^0 & \delta_{12}^0 \\ \delta_{21}^0 & \delta_{22}^0 \end{bmatrix} \quad (2.73)$$

$[\Delta_q^0]$ - matricea deplasărilor din încărcarea exterioară

$$[\Delta_q^0] = \begin{bmatrix} \Delta_{1q}^0 \\ \Delta_{2q}^0 \end{bmatrix} \quad (2.74)$$

Determinăm matricea necunoscută din relația 2.73 prin înmulțirea cu inversa matricei de flexibilitate:

$$[\delta^0]^{-1} [\delta^0] [X^0] + [\delta^{-1}] [\Delta_q^0] = [0] \quad (2.75)$$

$$[X^0] = [\delta^{-1}] [-\Delta_q^0] \quad (2.76)$$

Inversa matricei de flexibilitate este matricea de rigiditate.

$$[k^0] = [\delta^{-1}] \quad (2.77)$$

$$[X^0] = \begin{bmatrix} x_1^0 \\ x_2^0 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} k_{11}^0 & k_{12}^0 \\ k_{21}^0 & k_{22}^0 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} -\Delta_{1q}^0 \\ -\Delta_{2q}^0 \end{bmatrix} \quad (2.78)$$

Explicitând relația 2.78 se obține:

$$\begin{bmatrix} x_1^0 \\ x_2^0 \end{bmatrix} = -(k_{11}^0 \Delta_{1q}^0 + k_{12}^0 \Delta_{2q}^0) \quad (2.79)$$

$$\begin{bmatrix} x_2^0 \\ x_1^0 \end{bmatrix} = -(k_{21}^0 \Delta_{1q}^0 + k_{22}^0 \Delta_{2q}^0) \quad (2.80)$$

Elementele matricei de flexibilitate se obțin din relațiile Maxwell - Mohr:

$$EI \delta_{ij}^0 = \int_\varphi m_i^0 m_j^0 \frac{ds}{r} \quad (2.81)$$

Luând valorile pentru m_i^0 din matricea eforturilor din încărcarea de bază rezultă:

$$EI_0 \delta_{11}^0 = \int_0^\pi 1 d\varphi = \pi \quad (2.82)$$

$$EI_0 \delta_{12}^0 = \int_0^\pi 1 [1 - (1 - \cos \varphi)] d\varphi = -\pi \quad (2.83)$$

$$EI_0 \delta_{22}^0 = \int_0^\pi [-(1 - \cos \varphi)]^2 d\varphi = \frac{3\pi}{2} \quad (2.84)$$

Matricea de flexibilitate pentru secțiunea circulară este:

$$[\delta^0] = \begin{bmatrix} \pi & -\pi \\ -\pi & 3\frac{\pi}{2} \end{bmatrix} = \frac{\pi}{2} \begin{bmatrix} +2 & -2 \\ -2 & +3 \end{bmatrix} \quad (2.85)$$

Matricea de rigiditate este:

$$[k^0] = \begin{bmatrix} k_{11}^0 & k_{12}^0 \\ k_{21}^0 & k_{22}^0 \end{bmatrix} = [\delta^{-1}] = \frac{2}{\pi} \frac{1}{2} \begin{bmatrix} 3 & 2 \\ 2 & 2 \end{bmatrix} = \frac{1}{\pi} \begin{bmatrix} 3 & 2 \\ 2 & 2 \end{bmatrix} \quad (2.86)$$

Pentru secțiunea de tip circular:

$$k_{11}^0 = \frac{3}{\pi}; \quad k_{12}^0 = k_{21}^0 = \frac{2}{\pi}; \quad k_{22}^0 = \frac{2}{\pi} \quad (2.87)$$

Determinarea matricei deplasărilor din încărcare exterioară

$$\Delta_{iq}^0 = \int_\varphi \frac{M_\varphi^0}{q_0 r^2} m_i^0 ds \quad (2.88)$$

Valorile

$$\Delta_{1q}^0 = \int_0^\pi 1 \frac{M_\varphi^0}{q_0 r^2} d\varphi = I_1 \quad (2.89)$$

$$\Delta_{2q}^0 = \int_0^\pi (1 - \cos \varphi) \frac{M_\varphi^0}{q_0 r^2} d\varphi = -(I_1 - I_2) \quad (2.90)$$

$$I_{1\varphi} = \int_0^\pi \frac{M_\varphi^0}{q_0 r^2} d\varphi \quad (2.91)$$

$$I_{2\varphi} = \int_0^\pi \frac{M_\varphi^0}{q_0 r^2} \cos \varphi d\varphi \quad (2.92)$$

Existând toate elementele se poate calcula matricea necunoscutelor:

$$\begin{aligned} [x^0] &= \begin{bmatrix} x_1^0 \\ x_2^0 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} k_{11}^0 & k_{12}^0 \\ k_{21}^0 & k_{22}^0 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} -\Delta_{1q}^0 \\ -\Delta_{2q}^0 \end{bmatrix} = \frac{1}{\pi} \begin{bmatrix} 3 & 2 \\ 2 & 2 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} -I_{1\varphi} \\ I_{1\varphi} - I_{2\varphi} \end{bmatrix} = \\ &= -\frac{1}{2} \begin{bmatrix} I_{1\varphi} + 2I_{2\varphi} \\ 2I_{2\varphi} \end{bmatrix} \end{aligned} \quad (2.93)$$

Sau putem scrie:

$$x_1^0 = -\frac{1}{\pi}(I_{1\varphi} + 2I_{2\varphi}) \quad (2.94)$$

$$x_2^0 = -\frac{1}{\pi}(2I_{2\varphi}) \quad (2.95)$$

Având toate elementele literatura de specialitate oferă un algoritm de calcul și anume:

1. Se stabilesc dimensiunile geometrice, mărimea încărcărilor și funcția ei de distribuție;
2. Se stabilește matricea eforturilor din încărcarea exterioară pentru toate zonele în care încărcarea este continuă;
3. Se calculează integralele $I_{1\varphi}$ respectiv $I_{2\varphi}$:

$$I_{1\varphi} = \int_0^\pi \frac{M_\varphi^0}{q_0 r^2} d\varphi \quad (2.96)$$

$$I_{2\varphi} = \int_0^\pi \frac{M_\varphi^0}{q_0 r^2} \cos \varphi d\varphi \quad (2.97)$$

4. Se calculează matricea necunoscută:

$$x_1^0 = -\frac{1}{\pi}(I_{1\varphi} + 2I_{2\varphi}) \quad (2.98)$$

$$x_2^0 = -\frac{1}{\pi}(2I_{2\varphi}) \quad (2.99)$$

5. Se scrie matricea eforturilor totale:

$$\{S_\varphi\} = \begin{Bmatrix} \frac{M_\varphi^0}{q_0 r^2} \\ \frac{N_\varphi^0}{q_0 r} \\ \frac{T_\varphi^0}{q_0 r} \end{Bmatrix} + \begin{Bmatrix} 1 & -(1 - \cos \varphi) \\ 0 & \cos \varphi \\ 0 & \sin \varphi \end{Bmatrix} \begin{Bmatrix} x_1^0 \\ x_2^0 \end{Bmatrix} \quad (2.100)$$

6. Eforturile unitare adimensionale se calculează tabelar pentru diferite unghiuri;
7. Eforturile reale se obțin prin înmulțirea cu $q_0 r^2$ respectiv $q_0 r$.

Presupunând structura împărțită în mai multe elemente finite de arce de cerc, cunoscând eforturile la un capăt al arcului, se pot obține eforturile la celălalt capăt prin intermediul unei matrice de rotație a eforturilor.

Transferul eforturilor se face după următoarea schemă

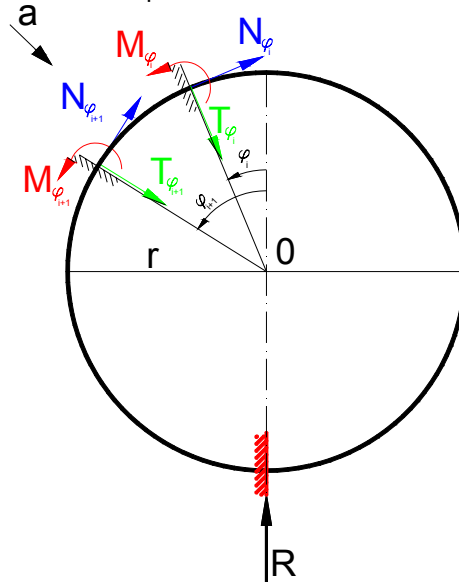


Figura 2. 42 Schema de transfer a eforturilor

$$[S_{i+1}] = [S_{Q_{i,i+1}}] + [MR]_{i,i+1} [S_i] \quad (2. 101)$$

în care: $[S_{i+1}]$ este matricea eforturilor în secțiunea definită de unghiul φ_{i+1}

$[S_i]$ - matricea eforturilor în secțiunea definită de unghiul φ_i ;

la suprafața terenului;

$[Q_{Q_{i,i+1}}]$ - matricea eforturilor datorită încărcărilor $Q_{i,i+1}$ pe porțiunea elementului $i,i+1$. Această matrice este nulă dacă elementul nu are încărcare direct aplicată;

$[MR]_{i,i+1}$ matricea de rotație a eforturilor din secțiunea "i" în secțiunea "i+1". Această matrice reprezintă eforturile în secțiunea i+1 când în secțiunea i acționează eforturile unitare.

$$[MR]_{i,i+1} = \begin{bmatrix} 1 & -1(1 - \cos \Delta\varphi) & -\sin \Delta\varphi \\ \sin 0 & \cos \Delta\varphi & -\sin \Delta\varphi \\ 0 & \cos \Delta\varphi & \cos \Delta\varphi \end{bmatrix} \quad (2. 102)$$

Relația generală a eforturilor în secțiunea i+1 se scrie.

$$\begin{bmatrix} \frac{M_{\varphi_{i+1}}}{q_0 r^2} \\ \frac{N_{\varphi_{i+1}}}{q_0 r} \\ \frac{T_{\varphi_{i+1}}}{q_0 r} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{M_{Q_{\varphi_{i,i+1}}}}{q_0 r^2} \\ \frac{N_{Q_{\varphi_{i,i+1}}}}{q_0 r} \\ \frac{T_{Q_{\varphi_{i,i+1}}}}{q_0 r} \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} 1 & -1(1 - \cos \Delta\varphi) & -\sin \Delta\varphi \\ \sin 0 & \cos \Delta\varphi & -\sin \Delta\varphi \\ 0 & \cos \Delta\varphi & \cos \Delta\varphi \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \frac{M_i}{q_0 r^2} \\ \frac{N_i}{q_0 r} \\ \frac{T_i}{q_0 r} \end{bmatrix} \quad (2. 103)$$

Conform algoritmului de calcul se prezintă mai jos eforturile pe structura de bază pentru diferite tipuri de încărcări

Încărcare uniform distribuită - Greutatea pământului de umplură

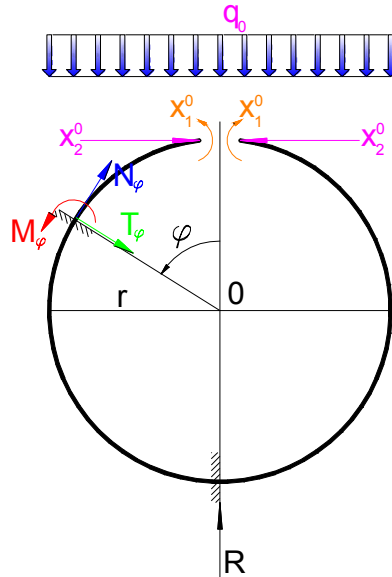


Figura 2. 43 Încărcarea uniform distribuită

Pentru $0 \leq \varphi \leq \frac{\pi}{2}$

$$M_{\varphi}^0 = -\frac{1}{2}q_0x^2 = -\frac{1}{2}q_0r^2 \sin^2 \varphi \quad (2. 104)$$

$$N_{\varphi}^0 = -q_0x \sin \varphi = -q_0r \sin^2 \varphi \quad (2. 105)$$

$$T_{\varphi}^0 = q_0x \cos \varphi = q_0r \sin \varphi \cos \varphi \quad (2. 106)$$

Pentru $\frac{\pi}{2} \leq \varphi \leq \pi$

$$M_{\varphi}^0 = r^2 \left(\frac{1}{2} - \sin^2 \varphi \right) \quad (2. 107)$$

$$N_{\varphi}^0 = -q_0r \sin \varphi \quad (2. 108)$$

$$T_{\varphi}^0 = q_0r \cos \varphi \quad (2. 109)$$

Matricea eforturilor totale este

$$\{S_{\varphi}\} = \{S_{\varphi}^0\} + \{S^0\}x\{x^0\} \quad (2. 110)$$

$$x_1^0 = -\frac{1}{\pi}(I_1 + 2I_2)$$

$$x_2^0 = -\frac{1}{\pi} 2I_2$$

$$I_1 = \int \frac{M_\varphi^0}{q_0 r^2} = \int_0^{\frac{\pi}{2}} \left(-\frac{1}{2} \sin^2 \varphi \right) d\varphi + \int_{\frac{\pi}{2}}^{\pi} \left(\frac{1}{2} - \sin \varphi \right) d\varphi =$$

$$= -\frac{1}{2} \left[\frac{1}{2} \left(\frac{\pi}{2} - 0 \right) + \frac{1}{2} \frac{\pi}{2} - 1 \right] = \frac{\pi}{8} - 1 \quad (2.111)$$

$$I_2 = \int \frac{M_\varphi^0}{q_0 r^2} \cos \varphi = \int_0^{\frac{\pi}{2}} \left(-\frac{1}{2} \sin^2 \varphi \cos \varphi \right) d\varphi + \int_{\frac{\pi}{2}}^{\pi} \left(\frac{1}{2} \cos \varphi - \sin \varphi \cos \varphi \right) d\varphi =$$

$$= -\frac{1}{2} \frac{1}{3} + \frac{1}{2} (-1) = -\frac{1}{6} \quad (2.112)$$

$$x_1^0 = -\frac{1}{\pi} (I_1 + 2I_2) = -\frac{1}{\pi} \left(\left(\frac{\pi}{8} - 1 \right) + 2 \left(-\frac{1}{6} \right) \right) = 0,2994 \quad (2.113)$$

$$x_2^0 = -\frac{1}{\pi} 2I_2 = -\frac{1}{\pi} 2 \left(-\frac{1}{6} \right) = 0,1061 \quad (2.114)$$

Eforturile totale se scriu sub forma:

$$\{S_\varphi\} = \begin{Bmatrix} \frac{M_\varphi^0}{q_0 r^2} \\ \frac{N_\varphi^0}{q_0 r} \\ \frac{T_\varphi^0}{q_0 r} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \begin{Bmatrix} -\frac{1}{2} \sin^2 \varphi \\ -\sin^2 \varphi \\ \sin \varphi \cos \varphi \end{Bmatrix} \varphi \in \left(0, \frac{\pi}{2} \right) \\ \begin{Bmatrix} \frac{1}{2} - \sin \varphi \\ -\sin \varphi \\ \cos \varphi \end{Bmatrix} \varphi \in \left(\frac{\pi}{2}, \pi \right) \end{Bmatrix} + \begin{Bmatrix} 1 & -(1 - \cos \varphi) \\ 0 & \cos \varphi \\ 0 & \sin \varphi \end{Bmatrix} \begin{Bmatrix} 0,299 \\ 0,106 \end{Bmatrix} \quad (2.115)$$

După calcule rezultă:

$$\begin{Bmatrix} \frac{M_\varphi^0}{q_0 r^2} \\ \frac{N_\varphi^0}{q_0 r} \\ \frac{T_\varphi^0}{q_0 r} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \begin{Bmatrix} -\frac{1}{2} \sin^2 \varphi + 0,193 + 0,106 \cos \varphi \\ -\sin^2 \varphi + 0,106 \cos \varphi \\ \sin \varphi \cos \varphi + 0,106 \sin \varphi \end{Bmatrix} \varphi \in \left(0, \frac{\pi}{2} \right) \\ \begin{Bmatrix} 0,693 - \sin \varphi + 0,106 \cos \varphi \\ -\sin \varphi + 0,106 \cos \varphi \\ \cos \varphi + 0,106 \sin \varphi \end{Bmatrix} \varphi \in \left(\frac{\pi}{2}, \pi \right) \end{Bmatrix} \quad (2.116)$$

În cele ce urmează prezentăm tabelar valorile eforturilor adimensionale pentru

Tabelul nr.2.25

	$\varphi = 0$	$\varphi = \frac{\pi}{4}$	$\varphi = \frac{\pi}{2}$	$\varphi = \frac{3\pi}{4}$	$\varphi = \pi$
$\frac{M_\varphi}{q_0 r^2}$	+0,299	+0,018	-0,307	-0,089	+0,587
$\frac{N_\varphi}{q_0 r}$	+0,106	-0,425	-1,00	-0,782	-0,106
$\frac{T_\varphi}{q_0 r}$	0,00	+0,575	+0,106	-0,632	-1,00

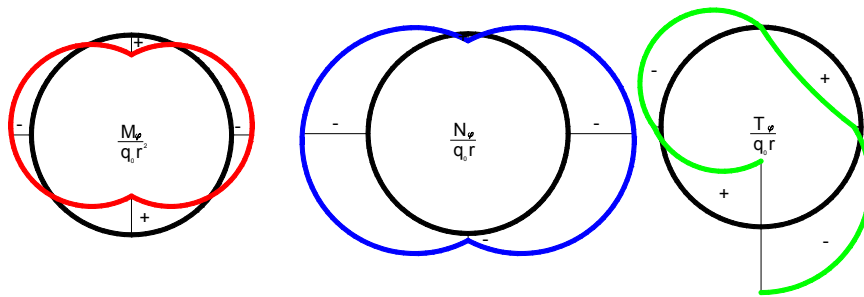


Figura 2. 44 Diagrama eforturilor adimensionale

Încărcare uniform distribuită - Împingerea laterală a pământului

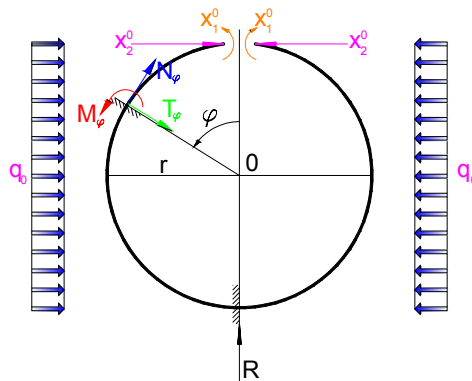


Figura 2. 45 Încărcarea uniform distribuită - împingerea laterală a pământului

Se pornește prin scrierea matricei eforturilor totale

$$\{S_\varphi\} = \{S_\varphi^0\} + \{S^0\} \cdot \{x^0\}$$

$$\begin{aligned}\frac{M_\varphi}{q_0 r^2} &= \frac{M_\varphi^0}{q_0 r^2} - x_1^0 - x_2^0 (1 - \cos \varphi) \\ \frac{N_\varphi}{q_0 r} &= \frac{N_\varphi^0}{q_0 r} + x_2^0 \cos \varphi \\ \frac{T_\varphi}{q_0 r} &= \frac{T_\varphi^0}{q_0 r} + x_2^0 \sin \varphi\end{aligned}\quad (2.117)$$

Se scrie matricea eforturilor pe structura de bază

$$\{S_\varphi^0\} = \begin{Bmatrix} \frac{M_\varphi}{q_0 r^2} \\ \frac{N_\varphi}{q_0 r} \\ \frac{T_\varphi}{q_0 r} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} -\frac{1}{2}(1 - \cos \varphi)^2 \\ (1 - \cos \varphi) \cos \varphi \\ (1 - \cos \varphi) \sin \varphi \end{Bmatrix} : \quad \varphi \in (0, \pi) \quad (2.118)$$

$$\{S_\varphi\} = \begin{Bmatrix} -\frac{1}{2}(1 - \cos \varphi)^2 \\ (1 - \cos \varphi) \cos \varphi \\ (1 - \cos \varphi) \sin \varphi \end{Bmatrix} + \begin{Bmatrix} 1 & -(1 - \cos \varphi) \\ 0 & \cos \varphi \\ 0 & \sin \varphi \end{Bmatrix} \begin{Bmatrix} x_1^0 \\ x_2^0 \end{Bmatrix} \quad (2.119)$$

Calculăm necunoscutele cu relațiile

$$\begin{aligned}x_1^0 &= -\frac{1}{\pi}(I_{1\varphi} + 2I_{2\varphi}) \\ x_2^0 &= -\frac{1}{\pi}(2I_{2\varphi})\end{aligned}\quad (2.120)$$

Calculăm integralele cu relațiile

$$\begin{aligned}I_{1\varphi} &= \int_0^\pi \frac{M_\varphi^0}{q_0 r^2} d\varphi = \int_0^\pi -\frac{1}{2}(1 - \cos \varphi)^2 d\varphi = -\frac{1}{2} \int_0^\pi (1 - 2\cos \varphi + \frac{1 + \cos 2\varphi}{2}) d\varphi = \\ &= -\frac{1}{2} \left[\varphi - 2\sin \varphi + \frac{\varphi}{2} + \frac{1}{4} \sin 2\varphi \right] = -\frac{1}{2} \left(\frac{3\pi}{2} \right) = -\frac{3\pi}{4}\end{aligned}\quad (2.121)$$

$$\begin{aligned}I_{2\varphi} &= \int_0^\pi \frac{M_\varphi^0}{q_0 r^2} \cos \varphi d\varphi = \int_0^\pi -\frac{1}{2}(1 - \cos \varphi)^2 \cos \varphi d\varphi = \int_0^\pi \left(-\frac{1}{2} \cos \varphi + \cos^2 \varphi - \frac{1}{2} \cos^3 \varphi \right) d\varphi = \\ &= \int_0^\pi \frac{1 + \cos 2\varphi}{2} d\varphi = -\frac{1}{2} \left[-\pi + \frac{1}{2} x_0 \right] = \frac{\pi}{2}\end{aligned}\quad (2.122)$$

Introducem rezultatele obținute în relațiile necunoscutelor și rezultă:

$$x_1^0 = -\frac{1}{\pi}(I_{1\varphi} + 2I_{2\varphi}) = -\frac{1}{4}\left(-\frac{3\pi}{4} + 2\frac{\pi}{2}\right) = -\frac{1}{4} \quad (2.123)$$

$$x_2^0 = -\frac{1}{\pi}(2I_{2\varphi}) = -\frac{1}{\pi}\left(2\frac{\pi}{2}\right) = -1$$

Introducând acestea putem scrie matricea eforturilor unitare:

$$= \left\{ \begin{array}{l} \frac{M_\varphi}{q_0 r^2} = -\frac{1}{2}(1 - \cos \varphi)^2 - \frac{1}{4} + (1 - \cos \varphi) = -\frac{1}{4} \cos 2\varphi \\ \frac{N_\varphi}{q_0 r} = (1 - \cos \varphi) \cos \varphi - \cos \varphi = -\cos^2 \varphi \\ \frac{T_\varphi}{q_0 r} = (1 - \cos \varphi) \sin \varphi - \sin \varphi = -\sin \varphi \cos \varphi \end{array} \right. \quad (2.124)$$

În cele ce urmează prezentăm tabelar valorile eforturilor adimensionale pentru

Tabelul nr.2.26

	$\varphi=0$	$\varphi=\frac{\pi}{4}$	$\varphi=\frac{\pi}{2}$	$\varphi=\frac{3\pi}{4}$	$\varphi=\pi$
$\frac{M_\varphi}{q_0 r^2}$	-0,25	0,00	+0,25	0,00	-0,25
$\frac{N_\varphi}{q_0 r}$	-1,00	-0,50	0,00	-0,50	-1,00
$\frac{T_\varphi}{q_0 r}$	0,00	-0,50	0,00	+0,50	0,00

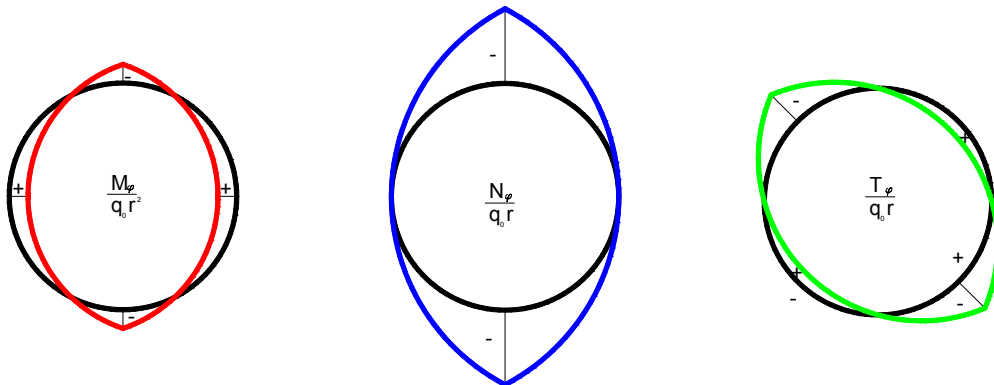


Figura 2. 46 Diagrama eforturilor adimensionale

3. HIDRAULICA CONDUCTELOR

La transportul fluidelor prin conducte sunt întâlnite curent probleme de calcul hidraulic, de estimarea pierderilor etc.

Mișcarea fluidelor în conducte este în general nepermanentă, datorită variației în timp a condițiilor la limită, respectiv a debitului sau a sarcinii hidraulice.

Cu toate acestea în majoritatea cazurilor calculele hidraulice sunt conduse și se efectuează în regim permanent de mișcare. Acest mecanism a fost adoptat deoarece de cele mai multe ori regimul nepermanent este foarte lent și poate presupus și asimilat dintr-o succesiune de mișcări permanente. În acest fel calculele se simplifică fără a introduce erori semnificative și sensibile.

3.1. Calculul pierderilor de sarcină longitudinale și locale

La curgerea lichidelor reale au loc pierderi de sarcină h_r datorită rezistențelor hidraulice care trebuie învinse.

Lichidul real se caracterizează prin vâscozitate, datorită căreia în interiorul său iau naștere tensiuni tangențiale pe orice element de suprafață care separă două porțiuni ce au mișcare relativă de alunecare una față de alta.

Pierderile de sarcină pot fi distribuite sau locale.

Pierderea de sarcină distribuită are loc în lungul curenților, iar pierderea de sarcină locală h_l se produce în zone cu neuniformitate pronunțată.

Pierderile de sarcină indiferent de natura lor iau naștere în mod independent și se adună aritmetic cu celelalte.

3.1.1. Pierderile de sarcină longitudinale la conducte

[2], [8], [12],[13],[18],[19]

Pierderea de sarcină pe o porțiune de curent cu mișcare uniformă se numește pierdere de sarcină liniară și se notează cu h_l .

Se consideră o porțiune de lungime L dintr-o conductă sub presiune circulară, rectilinie, de diametru constant D , prin care curge un lichid real de greutate specifică γ , cu viteza medie v .

Se notează cu h_l diferența dintre nivelul lichidului în cele două tuburi piezometrice (fig. 3.1).

La curgerea lichidului real prin conductă se nasc frecări atât între particulele de lichid cât și între particulele de lichid și perete. Oricât de bine ar fi prelucrate suprafețele de contact, acestea tot mai prezintă asperități.

Frecarea în general absoarbe energie mecanică și o transformă în căldură, deci pentru învingerea frecărilor se cheltuiește o parte din sarcină sau din rezerva de energie specifică în sensul mișcării apei. Sarcina cheltuită în acest fel este pierderea de sarcină liniară h_l .

Se admite ipoteza că eforturile tangențiale care iau naștere în masa curentului se transmit suprafeței de contact dintre lichid și perete, deci că toată pierderea de sarcină se datorează frecării dintre lichid și pereții conductei.

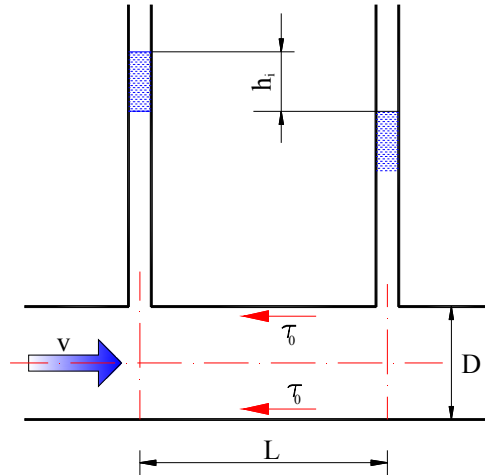


Figura 3. 1 Schema de calcul a pierderilor de sarcină liniare

Notând cu τ_0 efortul unitar tangențial mediu la perete, lucrul mecanic pierdut prin frecare pe lungimea L , în funcție de forța de frecare F , va fi:

$$F \times v = \pi \times D \times L \times \tau_0 \times v \quad (3.1)$$

în care F este forța de frecare;

v - viteza medie;

D - diametrul tubului;

L - lungimea tubului între cele 2 tuburi piezometrice;

τ_0 efortul unitar tangențial mediu la perete

Exprimând același lucru mecanic în funcție de greutatea apei care se scurge pe secundă și de h_i se poate scrie:

$$G h_i = \gamma \frac{\pi D^2}{4} v h_i \quad (3.2)$$

Egalând cele două ecuații ale lucrului mecanic pierdut prin frecare rezultă;

$$\frac{\tau_0}{\gamma} = \frac{D h_i}{4 L} \quad (3.3)$$

Înregistrându-se în regim turbulent de mișcare pierderile de sarcină liniare la diferite viteze rezultă:

$$\frac{\tau_0}{\gamma} = \lambda' \frac{v^2}{2g} \quad (3.4)$$

$$h_i = 4 \lambda' \frac{L}{D} \frac{v^2}{2g} = \lambda \frac{L}{D} \frac{v^2}{2g} \quad (3.5)$$

în care h_i este pierderea de sarcină liniară, în m;

λ - coeficientul de rezistență al pierderilor de sarcină sau cum mai este cunoscut ca denumire coeficientul lui Darcy;

D - diametrul tubului;

L - lungimea de calcul a conductei sub presiune, în m;

v viteza medie de curgere a apei în conducta sub presiune, în m/s

g - accelerația gravitațională, în m/s²

Exprimând panta hidraulică „J” în funcție de pierderea de sarcină liniară h_f se obține:

$$j = \frac{h_f}{L} = \frac{\lambda \frac{L}{D} \frac{v^2}{2g}}{L} = \lambda \frac{v^2}{2Dg} = \lambda \frac{v^2}{2(4R)g} = \frac{v^2}{\frac{8gR}{\lambda}} = \frac{v^2}{C^2R} \quad (3.6)$$

Se obține formula lui Chezy și anume:

$$v^2 = C^2 R j = v = C \sqrt{R j} \quad (3.7)$$

în care v este viteza medie de curgere a apei în conducta sub presiune, în m/s

R- raza hidraulică

$$R = \frac{d}{4} \quad (3.8)$$

j- panta energetică;

C coeficientul lui Chezy.

$$C = \frac{1}{n} R^Y \quad (3.9)$$

În baza rezultatelor experimentale s-a ajuns la concluzia că coeficientul λ este în funcție de numărul lui Reynolds și de rugozitatea suprafețelor de contact.

Rugozitatea poate fi naturală sau artificială, rugozitatea artificială creată cu ajutorul granulelor de nisip numindu-se rugozitate granulară.

Rugozitatea absolută Δ este înălțimea caracteristică a asperităților sau neregularităților care dau naștere rugozității.

La rugozitatea granulară se consideră $\Delta = \frac{k}{2} A$ deoarece granulele de nisip lucrează numai cu jumătate din dimensiunea lor K .

Rugozitatea relativă este dată de rapoartele:

$$\frac{\Delta}{r} \text{ sau } \frac{\Delta}{R},$$

în care r este raza geometrică

R- raza hidraulică

Inversul rugozității relative este cunoscută în literatura de specialitate sub denumirea de netezirea relativă.

În literatură se folosește termenul de rugozitatea echivalentă Δ_e care este rugozitatea granulară care produce aceeași pierdere de sarcină ca rugozitatea naturală cu care se echivalează.

Sunt considerate conducte netede din punct de vedere hidraulic în regim turbulent de mișcare, conductele la care filmul laminar acoperă înălțimea caracteristică a asperităților, adică la care: $\delta_s > \Delta$. Conductele la care $\delta_s < \Delta$ se consideră rugoase din punct de vedere hidraulic.

Grosimea filmului laminar δ_s , în mm, în cazul conductelor sub presiune de diametru D , în mm, se poate determina din relația de mai jos :

$$\delta_s = 30 \frac{D}{Re \sqrt{\lambda}} \quad (3.10)$$

în care δ_s este grosimea filmului laminar

D- diametrul conductei

Re - numărul lui Reynolds;

$$Re = \frac{vD}{\nu} \quad (3.11)$$

λ - coeficientul de rezistență al pierderilor de sarcină sau cum mai este cunoscut ca denumire coeficientul lui Darcy;

Din punct de vedere practic problema revine la cunoașterea coeficientului λ pentru că celelalte mărimi se consideră cunoscute.

Literatura de specialitate oferă o mulțime de relații de calcul al coeficientului lui Darcy λ . Dar cele mai utilizate și care oferă date foarte bune amintim:

Relația Colebrook – White care literatura de specialitate consemnează "o relație care permite calculul cu precizie a coeficientului λ la conducte tehnice" [18]

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 \log \left(\frac{\Delta_e}{3,7d} + \frac{2,51}{Re \sqrt{\lambda}} \right) \quad (3.12)$$

în care λ este coeficientul de rezistență al pierderilor de sarcină sau cum mai este cunoscut ca denumire coeficientul lui Darcy;

Δ_e - rugozitatea echivalentă a conductei;

d - diametrul conductei;

Re - numărul lui Reynolds.

Relația lui Altschul care literatura de specialitate consemnează "mai comod cu o eroare ce nu depășește 2% – 3%" se poate folosi pentru calculul coeficientului λ la conducte relația [18]

$$\lambda = 0,11 \left(\frac{\Delta_e}{d} + \frac{68}{Re} \right)^{0,25} \quad (3.13)$$

Relațiile Prantl – Nikuradse – "se obțin drept cazuri particulare din relația lui Colebrook – White" iar relațiile lui Blassius și Schiffrinson "se obțin drept cazuri particulare din relația lui Altschul și anume:

Pentru $Re \frac{\Delta_e}{d} = \frac{v \Delta_e}{\nu} > 500$ (regim pătratic) rezultă:

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = 2 \log \frac{3,7d}{\Delta_e} \quad (3.14)$$

și

$$\lambda = 0,11 \left(\frac{\Delta_e}{d} \right)^{0,25} \quad (3.15)$$

Pentru $Re \frac{\Delta_e}{d} = \frac{v \Delta_e}{\nu} < 10$ (conduce hidraulic netede) rezultă:

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = 2 \log(Re \sqrt{\lambda}) - 0,8 \quad (3.16)$$

și

$$\lambda = \frac{0,3164}{Re^{0,25}} \quad (3.17)$$

Relația lui Hagen –Poiseuille în regim laminar ($\log Re; 3,366$)

$$\lambda = 64Re^{-1} = \frac{64}{Re} \quad (3.18)$$

Dacă această valoare o înlocuim în expresia pierderii de sarcină liniară rezultă că în regim laminar de mișcare pierderile de sarcină sunt proporționale cu viteza medie la puterea întâi [19].

Relația lui Konakov în regim turbulent pentru conductele netede

$$\lambda = \frac{1}{(1,8 \log Re - 1,5)^2} \quad (3.19)$$

Relația lui Mody în regim turbulent pentru conductele puțin rugoase:

$$Re\sqrt{\lambda} = 200 \frac{d}{\Delta} \quad (3.20)$$

Literatura de specialitate oferă pentru calculul coeficientului lui Chezy mai multe formule empirice. Cele mai aplicate formule pentru calculul coeficientului Chezy:

Formula lui Manning – pentru calculul conductelor sub presiune și a canalelor:

$$C = \frac{1}{n} R^{1/6} \quad (3.21)$$

Formula lui Pavlovski – pentru calculul conductelor sub presiune din fontă sau oțel cu diametru mai mare de 1500mm, pentru conducte sub presiune din alte materiale cât și pentru canale la care $0,1; R; 5m$:

$$C = \frac{1}{n} R^Y \quad (3.22)$$

În tabelul de mai jos se prezintă coeficienții de rugozitate pentru materiale din care sunt confecționate conductele funcție de formulele aplicate.

Tip de conductă	Condiții	Coeficient de rugozitate		Observații
		n	K, λ, etc.	
1	2	3	4	5
Beton	Beton sclivisit și beton comprimat	0.012	83	Conform formulei lui Manning
	Beton simplu, nesclivisit	0.014	72	Conform formulei lui Manning
	Conducte cu pereți degradați cu depuneri masive	0.014-0.017	60...70	Conform formulei lui Manning
Oțel	Conducte din metal	0.012	83	Conform formulei lui Manning
	Oțel	-	0.045 mm	Conform formulei Colebrook – White
	Oțel inox	-	0.040 mm	Conform formulei Colebrook – White
PAFSIN	Conducte din PAFSIN	-	0.029 mm	Rugozitate absolută - Conform formulei Colebrook – White

PEHD	Conducte din PEHD	-	0.06 mm	Rugozitate absolută - Conform formulei William - Hazel
PVC	Conducte din PVC	-	0.07 mm	Rugozitate absolută - Conform formulei Colebrook - White
Fontă	Conducte din PVC	-	0.026 mm	Conform formulei Colebrook - White

3.1.2. Pierderile de sarcină locale la conducte

[2], [8], [12],[13],[18]

În afară de pierderile de sarcină liniare la conducte iau naștere și pierderi de sarcină locale pe porțiuni scurte din lungimea curentului, porțiuni în care regimul de mișcare este neuniform. Acestea au loc de exemplu:

- ✚ La schimbări de secțiune;
- ✚ La coturi;
- ✚ La sorburi;
- ✚ La ramificații;
- ✚ La îmbinări de conducte;
- ✚ La vane etc.

Cercetările experimentale au pus în evidență că îmbinările conductelor provoacă pierderi de sarcină locale. Aceste cercetări făcute pe conducte metalice cu și fără îmbinări au arătat că alura curbei coeficientului λ la conducte cu îmbinări este aceeași cu cea a conductelor fără îmbinări semnalându-se numai diferențe cantitative.

Mai mulți autori prin cercetări experimentale au stabilit că:

- ✚ Coeficientul de rezistență λ pentru conducte cu îmbinări trebuie majorat cu 18 % față de conductele fără îmbinări – Șevelev;
- ✚ Altschul găsește că îmbinările prin sudură produc o creștere a coeficientului λ cu valori cuprinse între 8% și 20-25% și că această creștere este diferită în regimul turbulent pătratic.

În general pierderea de sarcină locală se calculează cu formula:

$$h_l = \xi \frac{v^2}{2g} \quad (3.23)$$

în care h_l este pierderea de sarcină locală, în m;

ξ - coeficientul de rezistență locală;

v - viteza în general în aval de obstacol, în m/s;

g - accelerația gravitațională, în m/s².

Coeficientul ξ se determină în general experimental valoarea lui diferind în funcție de numărul lui Reynolds Re .

În cele ce urmează se prezintă valorile coeficientului ξ pentru cele mai întâlnite tipuri de rezistență locală, în regim turbulent pătratic de mișcare a fluidelor:

✚ La lărgirea bruscă de secțiune

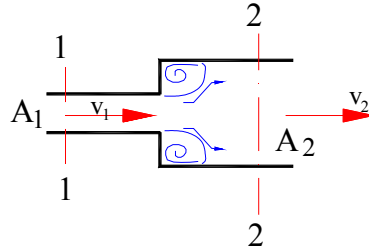


Figura 3. 2 Schema de calcul a pierderilor de sarcină locale la lărgire bruscă de secțiune

$$\xi = \left(\frac{A_2}{A_1} - 1 \right)^2 \quad (3. 24)$$

✚ La îngustare bruscă de secțiune

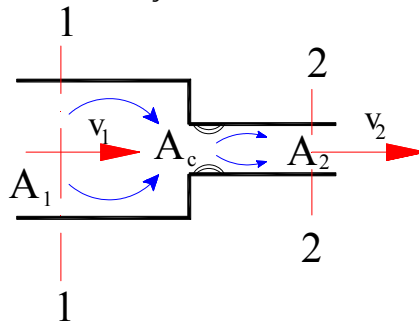


Figura 3. 3 Schema de calcul a pierderilor de sarcină locale la îngustare bruscă de secțiune

$$\xi = \frac{1}{2} \left(1 - \frac{A_2}{A_1} \right) \quad (3. 25)$$

După Altschul

$$\xi = \left(\frac{1}{\varepsilon} - 1 \right)^2 \quad (3. 26)$$

în care ε este coeficientul de contracție

$$\varepsilon = \frac{A_c}{A_2} = 0,57 + \frac{0,043}{1,1 - n} \quad (3. 27)$$

$$n = \left(\frac{A_2}{A_1} \right) \quad (3. 28)$$

✚ Difuzor

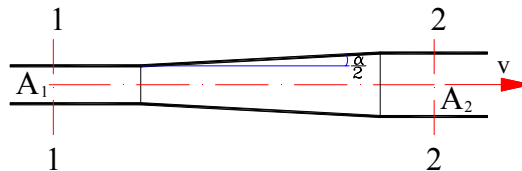


Figura 3. 4 Schema de calcul a pierderilor de sarcină locale pentru o secțiune de tip difuzor

$$\xi = k_d \left(\frac{A_2}{A_1} - 1 \right)^2 \quad (3.29)$$

Unde k_d este un coeficient de reducere, funcție de unghiul α :

α (grade)	k_d
8	0,14
15	0,30

Dacă difuzorul este lung, pentru calculul coeficientului ξ se poate folosi formula lui Kiselev:

$$\xi = \left(k_d + \frac{\lambda_m}{8 \operatorname{tg} \frac{\alpha}{2}} \right) \left(\frac{A_2}{A_1} - 1 \right)^2 \quad (3.30)$$

$$\text{Unde } \lambda_m = \frac{\lambda_1 + \lambda_2}{2} \quad (3.31)$$

✚ Confuzor

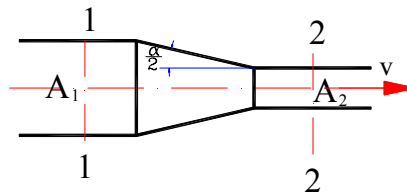


Figura 3. 5 Schema de calcul a pierderilor de sarcină locale pentru o secțiune de tip confuzor

$$\xi = k_c \left(\frac{1}{\varepsilon} - 1 \right)^2 \quad (3.32)$$

în care ε este coeficientul de contracție

$$\varepsilon = \frac{A_c}{A_2} = 0,57 + \frac{0,043}{1,1 - n}$$

α (grade)	k_c
10	0,40
40	0,20

✚ Diafragma

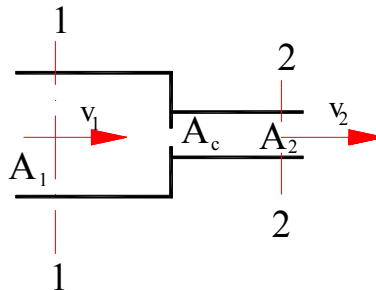


Figura 3. 6 Schema de calcul a pierderilor de sarcină locale pentru o secțiune de tip diafragmă

Pentru determinarea coeficientului de rezistență locală ξ -se poate utiliza formula:

$$\xi = \left(\frac{1}{n\varepsilon} - \frac{1}{m} \right)^2 \quad (3.33)$$

în care ε este coeficientul de contracție

$$m = \frac{A_2}{A_1} \text{ iar } n = \frac{A_0}{A_1} \quad (3.34)$$

$$\varepsilon = \frac{A_c}{A_0} \quad (3.35)$$

✚ Coturi continue

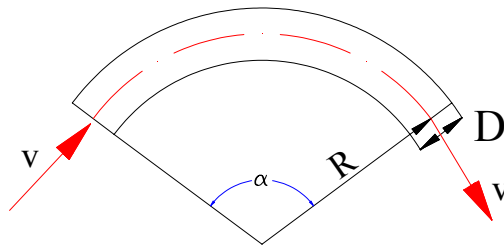


Figura 3. 7 Schema de calcul a pierderilor de sarcină locale pentru coturi

Coeficientul de rezistență locală ξ are după Altschul expresia:

$$\xi = \xi_{90^\circ} \sin \alpha \quad (3.36)$$

Cu $\alpha \leq 90^\circ$ și

$$\xi = \xi_{90^\circ} = \left[0,20 + 0,001(100\lambda)^8 \right] \sqrt{\frac{d}{R}} \quad (3.37)$$

✚ Coturi din piese îmbinate

În funcție de numărul pieselor îmbinate, pentru $\frac{l}{d} > 1,3$

în care l este lungimea piesei;

d - diametrul conductei.

Tipul cotului	ξ
Cot cu o singura piesa	$\xi = 0,40 - 0,43$
Cot cu doua piese	$\xi = 0,30 - 0,35$
Cot cu trei piese	$\xi = 0,25 - 0,30$

Atunci când l/d se reduce de la 1 la 0,2, coeficientul ξ crește de la valorile menționate la valorile 1,0 - 1,2.

Dacă unghiul cotului $\alpha < 90^\circ$, valorile coeficientului ξ se înmulțește cu $\sin \alpha$.

✚ Ramificații de conducte

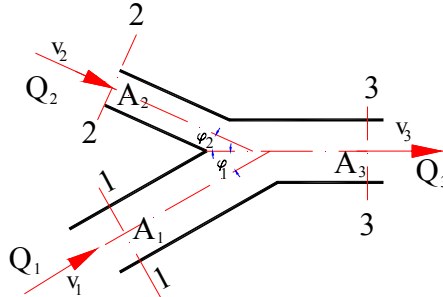


Figura 3. 8 Schema de calcul a pierderilor de sarcină locale la ramificații

$$\xi_{1-3} = \frac{h_{1-3}}{\frac{v_3^2}{2g}} = 1 + \left(\frac{v_1}{v_3}\right)^2 - 2 \frac{v_1 Q_1}{v_3 Q_3} \cos \varphi_1 - 2 \frac{v_2 Q_2}{v_3 Q_3} \cos \varphi_2 \quad (3. 38)$$

$$\xi_{2-3} = \frac{h_{2-3}}{\frac{v_3^2}{2g}} = 1 + \left(\frac{v_2}{v_3}\right)^2 - 2 \frac{v_2 Q_2}{v_3 Q_3} \cos \varphi_2 - 2 \frac{v_1 Q_1}{v_3 Q_3} \cos \varphi_1 \quad (3. 39)$$

✚ Vană simplă

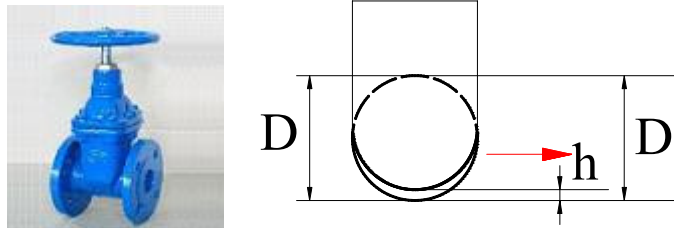


Figura 3. 9 Schema de calcul a pierderilor de sarcină locale la vanele simple

Valorile coeficientului de rezistență locală ξ depind de gradul de deschidere a vanei $\frac{h}{d}$.

$\frac{h}{d}$	ξ
$\frac{3}{4}$	$\xi = 0,26$
$\frac{1}{2}$	$\xi = 2,06$

 Vană fluture

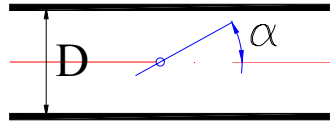


Figura 3. 10 Schema de calcul a pierderilor de sarcină locale la vanele fluture

Pentru vanele tip fluture coeficientul ξ depinde de unghiul rotirii în planul său și anume:

a (grade)	ξ
15°	$\xi = 0,90$
30°	$\xi = 3,91$

 Grătar, site

La grătare sau site cu ochiuri pătrate valorile coeficientului de rezistență locală ξ sunt date de Altschul:

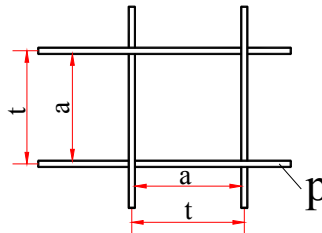


Figura 3. 11 Schema de calcul a pierderilor de sarcină locale la grătare sau site cu ochiuri pătrate

$$\xi_1 = \frac{92 - 78m}{Re_a} + 0,7(1,05 - m) \quad (3. 40)$$

$$\text{în care } m = \frac{a}{t} \quad (3. 41)$$

$$Re_a = \frac{va}{\nu} \quad (3. 42)$$

în care v este viteza medie în ochiurile sitei

3.2. Alegerea soluțiilor în raport cu costul materialelor și al pierderilor de energie la aducțiunile hidrotehnice

Pentru realizarea unui obiectiv de investiții, în practică există mai multe posibilități concretizate în diferite variante, fiecare având avantajele și dezavantajele sale. De aceea este necesar ca alegerea variantei după care se va executa investiția să fie făcută pe baza unor criterii și calcule riguroase care să demonstreze eficiența alocării resurselor.

La alegerea diametrului unei conducte de aducțiune sub presiune sunt cunoscute două tendințe și anume:

1. Mărirea diametrului conductei pentru a reduce pierderea de sarcină și totodată energia pierdută;
2. Micșorarea diametrului, pentru a reduce costul conductei.

Cele două tendințe amintite anterior se combină pentru alegerea diametrului economic.

Tendințele actuale de realizare a investițiilor cu costuri minime și beneficii maxime necesită o abordare foarte atentă atât la alegerea corectă a diametrului conductei cât și la alegerea materialului optim necesar.

Punând toate aceste elemente ca rezultat al unei probleme rezultă că așa zisa ecuație cu o mulțime de necunoscute pentru a fi rezolvată trebuie simplificată.

Presupunând că se cunosc caracteristicile generale ale investiției determinarea diametrului economic se va face după 2 criterii și anume:

- ✚ Criteriul beneficiului maxim – rentabilitate absolută;
- ✚ Criteriul cheltuielilor de exploatare minime. – rentabilitate relativă.

Exprimând analitic cele două criterii putem scrie că;

$$\begin{aligned} 1. \text{Beneficiul} &= \text{Venit} - \sum A = \max \\ 2. \sum A &= \min \end{aligned} \quad (3.43)$$

în care Venitul este egal cu $P_{liv}(E-\Delta E)$;

$\sum A$ - suma cheltuielilor anuale;

ΔE - energia pierdută datorită pierderilor de sarcină;

E - energia brută minus consumul propriu;

P_{liv} - prețul de livrare al energiei

Cheltuielile anuale provenite din investiția directă cresc odată cu creșterea diametrului conductei. Ele sunt compuse din:

- ✚ Amortismentul și reparațiile capitale la investiție plus dobânzile aferente

$$A_1 = (\alpha + \varepsilon e)I \quad (3.44)$$

În care: α este coeficient de amortizare inclusiv reparații capitale

ε - coeficient de capitalizare a investiției (dobânzi)

$$\varepsilon = \sum_{1}^{T_0} (1+e)^{-n} I_n \quad (3.45)$$

e - coeficient normat al eficacității economice (inversul timpului de răscumpărare, adică la numărului de ani în care se consideră economic că această investiție va fi răscumpărată);

T_0 - durata de construcție în ani;

I_n - investiția în anul "n" de construcție;

I - Investiția în lucrare

- ✚ Cheltuielile directe legate de exploatarea propriu zisă

În evaluarea prețului de cost aceste cheltuieli directe se exprimă ca un procent din valoarea producției de energie livrată, se exprimă ca procent din investiție:

$$A_2 = \frac{a}{100} I \quad (3.46)$$

Adunând cele două componente rezultă cheltuielile din investiții după cum urmează:

$$A_1 + A_2 = \left(\frac{a}{100} + \alpha + \varepsilon_e \right) I \quad (3.47)$$

Să presupunem că aducțiunea este de oțel rezultă că greutatea unui metru de conductă este:

$$G = 7,85\pi D \frac{s}{100} k \quad (3.48)$$

în care D este diametrul conductei exprimat în m;

s- grosimea peretelui în cm;

k- coeficientul de spor care reprezintă creșterea greutății conductei de aducțiune față de cea teoretică, datorită îmbinărilor ($k=1,10 - 1,30$).

Notând cu "c" costul unei tone de conductă și admitând un spor de 45 -50% pentru terasamente, betoane etc. costul unui metru de conductă va fi:

$$I = 1,45 \times 7,85\pi D \frac{s}{100} kc = 0,3205Dks c \quad (3.49)$$

Admitând o presiune constantă ($H=const$) grosimea peretelui poate fi exprimată în funcție de presiune:

$$s = \frac{10HD}{2\sigma_a} < \text{cm} > \quad (3.50)$$

în care D este diametrul conductei exprimat în m;

H- presiunea, în m;

σ_a - efortul admisibil al oțelului, în kg/cm^2

$$A_1 + A_2 = 1,6025 \left(\frac{a}{100} + \alpha + \varepsilon_e \right) \frac{HkD^2c}{\sigma_a} \quad (3.51)$$

Privind această relație cât și cele anterioare se poate emite o concluzie și anume. Cheltuielile anuale provenite din investiție depind în mod direct de presiune, pătratul diametrului, costul unei tone de conductă.

Cheltuielile anuale provenite din pierderi de energie scad pe măsură ce diametrul crește. Aceste cheltuieli se compun din:

✚ Costul energiei pierdute într-un an:

$$A_3 = p\Delta E \quad (3.52)$$

în care p este costul unui kWh;

H- presiunea, în m;

ΔE energia pierdută într-un an din cauza pierderilor de sarcină pe metru de conductă;

✚ Amortismentul și reparațiile capitale la investiție

Pentru comparație cu o centrală ce are pierderi nule este necesară luarea în considerație a refacerii puterii pierdute cu ajutorul unei termocentrale.

$$A_4 = (\alpha_i + \varepsilon_e) i_t \Delta P \quad (3.53)$$

în care α_i este coeficientul de amortizare inclusiv reparațiile actuale pentru investiția în centrala termoelectrică de înlocuire;

ε - coeficient de capitalizare a investiției (dobânzi);

e- coeficient normat al eficacității economice (inversul timpului de răscumpărare, adică la numărului de ani în care se consideră economic că această investiție va fi răscumpărată);

ΔP puterea pierdută din cauza pierderilor de sarcină pe metru de conductă.

Suma cheltuielilor anuale este:

$$A_3 + A_4 = [1,62p + 0.0185(\alpha_i + \epsilon e)i_t r] \eta \frac{Q_0^2}{D^{5,33}} \quad (3. 54)$$

în care η este randamentul uzinei hidroelectrice;

p - costul unui kWh

ϵ - coeficient de capitalizare a investiției (dobânzi);

e - coeficient normat al eficacității economice (inversul timpului de răscumpărare, adică la numărului de ani în care se consideră economic că această investiție va fi răscumpărată);

Q_0 - debit mediu cubic

D - diametrul aducțiunii.

Punând condițiile inițiale definite rezultă condiția

$$\Sigma A = \min = A_1 + A_2 + A_3 + A_4 = \min \quad (3. 55)$$

Explicitând această relație rezultă diametrul economic

$$D = 7,33 \sqrt[1,66]{\frac{[1,62p + 0.0185(\alpha_i + \epsilon e)i_t r] \eta \sigma_a Q_0^3}{(\frac{a}{100} + \alpha + \epsilon e) H k c}} \quad (3. 56)$$

Pentru un calcul economic o problemă o reprezintă și alegerea tipului de material. Gama largă de materiale pentru conducte de transport a apei existentă în prezent, precum și tehnicile de execuție de punere în operă, face din alegerea acestora o problemă complexă.

Alegerea materialului tuburilor trebuie să se bazeze pe compararea costurilor lucrărilor de execuție și exploatarei.

Pentru realizarea unei imagini cât mai generală asupra materialelor folosite la conducte sub presiune, se face o comparație a acestora în funcție de următoarele criterii:[28]

- domeniul de aplicare Tabel 3.1 și figura 3.12;
- calitatea materialului Tabel 3.2 și figura 3.13;
- punerea în operă și comportarea materialului în timp Tabel 3.3 și figura 3.14;

Tabelul nr.3.1

Nr. Crt.	Subcriterii de comparație	Fonta Ductilă	PVC	PEHD	Otel	PAFSIN
1	Conducte 400 < D < 2000 mm	foarte buna	-	acceptabila	acceptabila	foarte buna
2	Conducte 100mm <D<400mm	foarte buna	buna	foarte buna	slaba	acceptabila
3	Conducte 20mm <D<100mm	acceptabila	buna	foarte buna	acceptabila	-

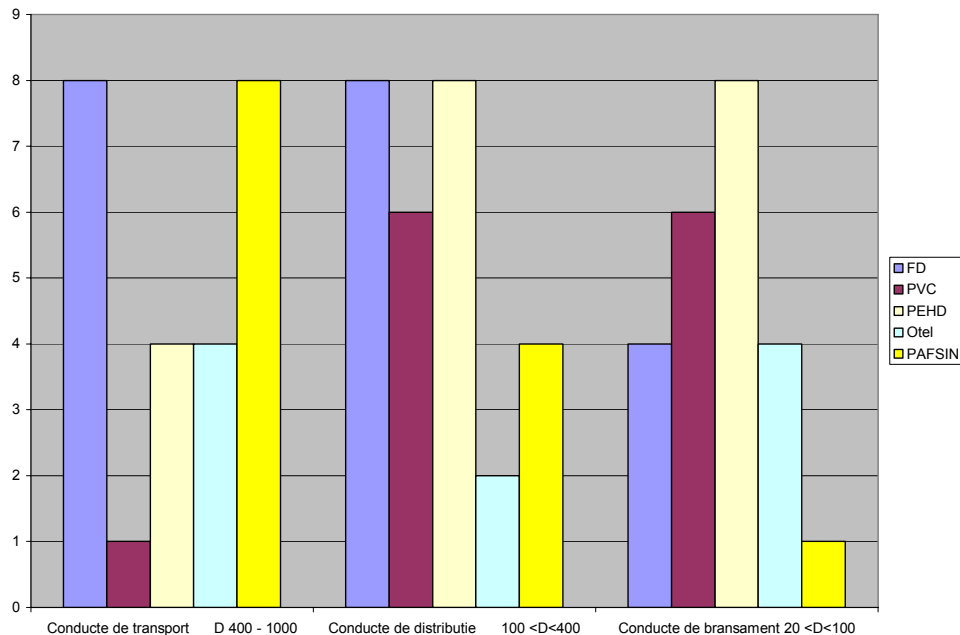


Figura 3.12 Gradul de utilizare

Tabelul nr.3.2

Nr. Crt.	Subcriterii de comparație	FD	PVC	PEHD	Oțel	PAFSIN
1	Rezistența la coroziune	buna	foarte buna	foarte buna	slaba	foarte buna
2	Durabilitate	foarte buna	buna	foarte buna	slaba	foarte buna
3	Calitatea și siguranța îmbinării	foarte buna	buna	foarte buna	acceptabila	buna
4	Rezistența la șocuri	foarte buna	acceptabila	buna	foarte buna	buna
5	Rezistența la variațiile de temperatura	foarte buna	buna	buna	foarte buna	foarte buna

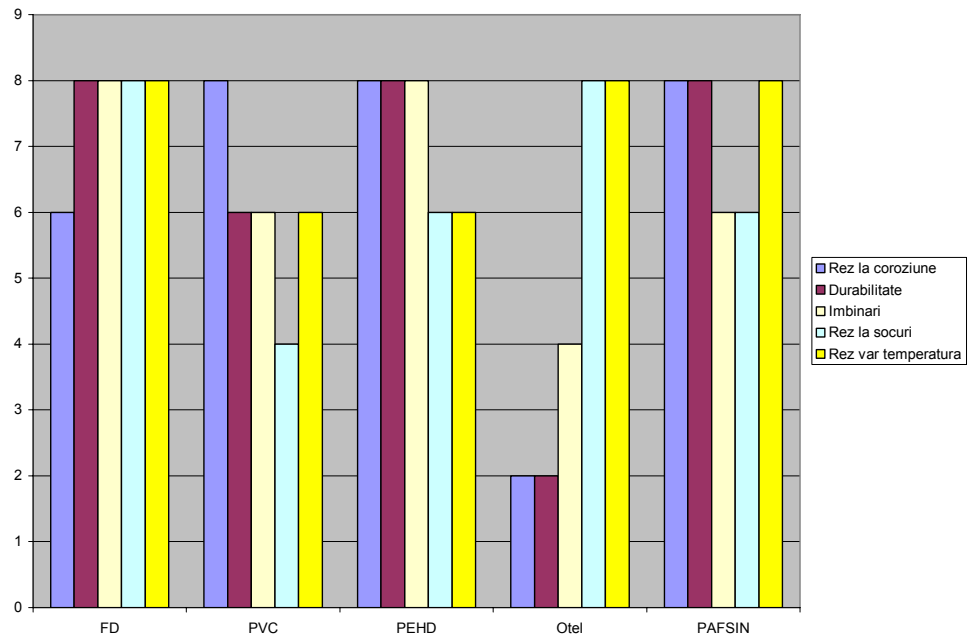


Figura 3.13 Calitatea materialului

Tabelul nr.3.3

Nr. Crt.	Subcriterii de comparație	FD	PVC	PEHD	Otel	PAFSIN
1	Comportare in timp a rugozității	buna	foarte buna	foarte buna	buna	foarte buna
2	Posibilitatea de intervenții și reparații	buna	foarte buna	foarte buna	buna	buna
3	Manevrabilitate	acceptabila	foarte buna	foarte buna	acceptabila	buna
4	Timpi de montaj	buna	buna	foarte buna	buna	foarte buna

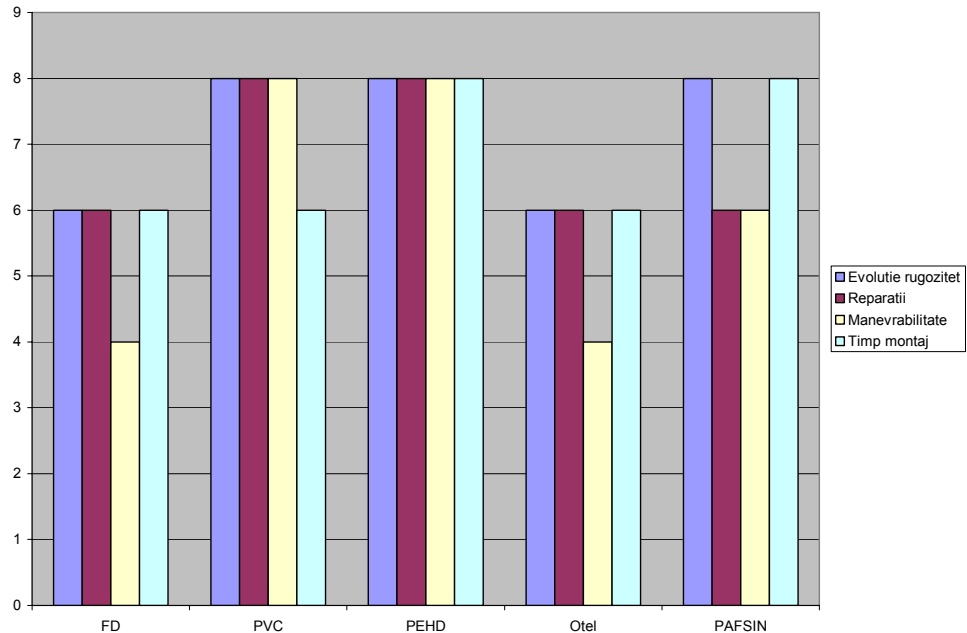


Figura 3. 14 Punerea în operă, comportarea lor în timp

3.3. Exemple de pozare a conductelor

La ora actuală pentru transportul apei funcție de factorii arătați anterior se pot folosi o varietate mare de conducte. Totuși funcție de natura terenului, de regimul de lucru (cu nivel liber sau sub presiune) și după cum s-a prezentat la punctul 3.2 funcție de costuri, în construcțiile hidrotehnice și de gospodărie comunală cele mai utilizate conducte sunt:

- ✚ La conductele de aducțiune din cadrul lucrărilor hidrotehnice (conducte sub presiune):
 1. Conducte metalice;
 2. Conducte din materiale plastice;
 3. În trecut se mai utilizau și conducte de beton precomprimat tip PREMO. În prezent folosirea acestor conducte a fost limitată.
- ✚ În construcțiile de gospodărie comunală pentru transportul apei sub presiune (în alimentările cu apă ale localităților):
 1. Conducte din materiale plastice cum ar fi (polietilenă de înaltă densitate, conducte de poliesteri armați cu fibră de sticlă, etc.);
 2. Conducte din fontă ductilă;
 3. În trecut se utilizau de asemenea și conducte de oțel și beton precomprimat tip PREMO. În prezent folosirea acestor tip de conducte a fost limitată.

În țara noastră ca urmare a protocolului de la Kyoto a politicii folosirii corecte și raționale a resurselor disponibile și al conservării teritoriului abordând teme legate de creșterea și dezvoltarea producției de energie din surse regenerabile

și de o folosire rațională a potențialului energetic precum și de creșterea liberalizării pieței și a ponderii problemelor privind protecția mediului, în cadrul contextului european, în care noul Plan Energetic Național prevede un angajament de mobilizare în scopul atingerii unei cote de 24% din energia produsă din surse regenerabile a apărut necesitatea înființării de noi capacități energetice din surse regenerabile.

De aceea cele mai interesante locații pentru înființarea de noi capacități de energie electrică regenerabilă au devenit cursurile unor râuri cu debit semnificativ.

Contextul actual acela că terenurile existente fie sunt în proprietatea statului fie sunt terenuri particulare, pentru înființarea centralelor electrice de mică putere o problemă o reprezintă realizarea aducțiunii de la captare până la centrală.

Pentru a respecta și criteriul economic pe lângă cel tehnic conductele de aducțiune se speculează a fi pozate cât mai aproape de drumurile existente folosindu-se de infrastructura de transport deja existentă. Aceste drumuri existente sunt de fapt de cele mai multe ori drumuri forestiere pe care se realizează transportul și comercializarea masei lemnoase și deci ocuparea în totalitate a acestor spații nu este permisă decât în situații excepționale și pe durate relativ scurte.

Alternanța de tipuri de reliefuli întâlnite de-a lungul cursului râului și implicit a drumului forestier implică alegerea unor secțiuni de pozare optime din punct de vedere tehnico - economic.

În imaginile 3.15 până la 3.26 sunt prezentate câteva situații întâlnite în timpul realizării proiectului pentru amenajarea unei microhidrocentrale pe cursul râului Bărbat județul Hunedoara. La prima vedere amenajarea cursului râului Bărbat nu pune probleme deosebite în ceea ce privește realizarea unei aducțiuni în lungime de 16,00km.

După o analiză mai atentă și după discuțiile cu autoritățile competente cu privire la traseul ales pentru aducțiune de-a lungul drumului forestier care urcă de-a lungul râului Bărbat prima gândire a fost modificată în proporție de 70%.

La început după realizarea ridicării topografice și după realizarea studiilor geotehnice de pe traseul ales al aducțiunii se hotărăște ca pentru eficientizare pozarea conductei să fie făcută în drumul forestier existent la marginea acestuia spre versant sub rigolă și refacerea rigolei pe toată lungimea aducțiunii.

În timpul procedurii de obținere a avizului din partea Romsilva apare o problemă care până în anii 90 nu reprezenta un impas. Reprezentantii Romsilva ne comunică că orice tip de lucrări vor fi făcute acestea nu au voie să îngreuneze exploatarea forestieră care pe valea acestui râu se desfășoară tot timpul anului. Iată că apare din nou o problemă economică de care nu s-a ținut seama până la acea dată.

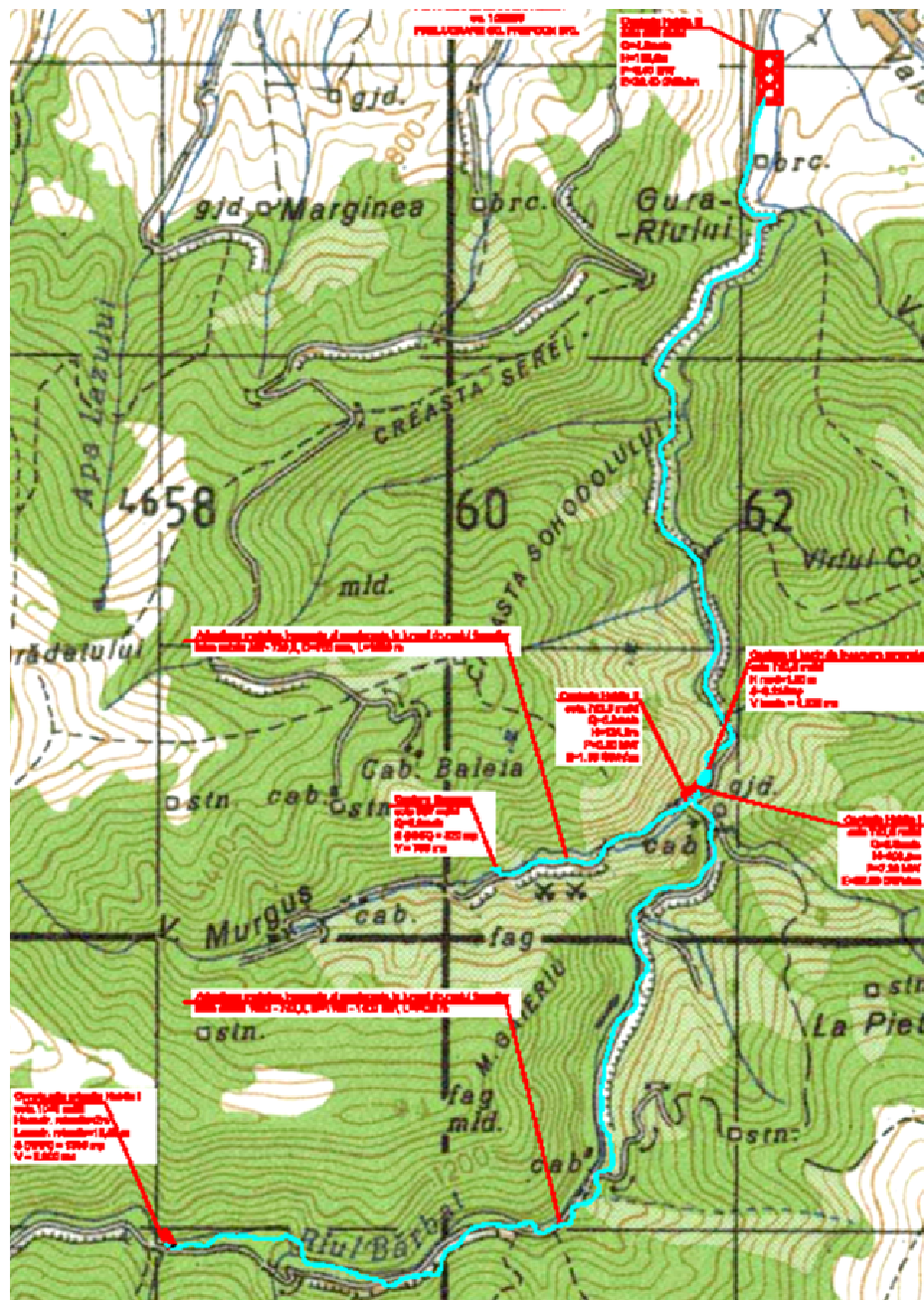


Figura 3. 15 Schema amenajării Râul Bărbat județul Hunedoara

Scopul investiției este de producere a energiei verzi (nepoluante) prin valorificarea potențialului hidroenergetic al râului Bărbat și al afluentului acestuia pârâul Murgușu pe sectorul aval de Parcul Național „Retezat” între cotele 1083 mdM și 588,00 mdM. Valorificarea potențialului hidroenergetic se va face în 3 CHEMP în

concordanță cu planificarea de dezvoltare promovată de S.C. HIDROELECTRICA S.A. (Sucursala Hațeg), după cum urmează:

Hobița I care va uzina debitul de apă prelevat de pe râul Bărbat - Prag 1 Hobița I,

Hobița II care va uzina debitul de apă prelevat de pe pârâul Murgușu - Prag Murgușu Hobița II -Hobița HI care va uzina debitul de apă restituit de CHEMP Hobița I și Hobița II și debitul prelevat de pe râul Bărbat - prag 2

Hobița III Punctul final de descărcare al apei uzinate de CHEMP Hobița HI se află amonte de pragul de priză de pe râul Bărbat aparținând S.C APA PROD S.A. Deva (alimentarea cu apă potabilă a orașului Hunedoara). Scopul investiției este de producere a energiei verzi (nepoluante) prin folosirea potențialului hidroenergetic a râului Bărbat și a afluenților acestuia.

Pentru întreaga amenajare hidroenergetică Bărbat au fost propuse următoarele lucrări:

AMENAJARE HOBITA I compusă din

Construcție retenție pentru captare la cota 1083,0mdMN pe raza comunei PUI- este o construcție mixtă realizată din beton și materiale locale:

✚ prag deversor amplasat în albia minoră a râului Bărbat la cota 1083,0 mdM. Pragul deversor va avea dimensiunile geometrice $H=2$ m și $L=19$ m, $l=5$ m. Acesta dezvoltă în amonte o acumulare cu $S_{nnr} = 1335$ mp și $V_{apă} = 2000$ mc cu rol de bazin de încărcare/compensare;

✚ câmp de captare (priză pe coronament) având $L=16,3$ m și $b=0,8$ m și dimensionat pentru $3,0$ mc/s scara de pești dimensionată pentru $Q = 0,125$ -mc/s prin care se tranzitează debitul de servitute;

✚ scara de pești dimensionată pentru $Q = 0,125$ -mc/s prin care se tranzitează debitul de servitute;

✚ sistem de măsurare debit tranzitat prin scara de pești: debitmetru Parshall cu traductor de nivel cu ultrasunete;

✚ disipator de energie $L= 8$ m;

✚ risbermă $L= 6$ m;

✚ priză de iarnă cu deschiderea de $1,5$ m;

✚ culee cu diguri sau aripi de închidere în versanți;

✚ apărări de maluri: se vor executa pe ambele maluri câte 17 m amonte și 17 m aval de prag subansamblu deznisipator cu următoarele elemente:

- blocul de racord cu secțiunea de control hidraulic amonte;
- bazinul deznisipator;
- cămin de încărcare cu secțiunea control aval;
- stavilă plană de spălare.

Aducțiune în lungul drumului forestier între cotele $1083,0$ și $783,5$ mdMN $D_n=1400 - 1200$ mm, $L=7450$ m;

Centrala Hobița I – putere instalată: $7,2$ MW la cota $783,5$ mdMN de mică putere cu regim optim al randamentelor de funcționare la debitul aferent instalației, captat la pragul de captare va avea următoarele caracteristici energetice:

✚ debit instalat: $3,0$ mc/s

✚ număr grupuri: 2 buc.

✚ cădere brută: $299,5$ m

✚ putere instalată: $7,2$ MW

✚ producția medie de energie: $22,00$ GWh/an

✚ tip agregat: Pelton vertical

AMENAJARE HOBITA II compusă din:

Captare și bazin de încărcare pe pârâul Murgușu la cota 907 mdMN pe raza comunei Pui-

✚ prag deversor amplasat în albia minoră a pârâului Murgușu la cota 907 mdM. Pragul deversor va avea dimensiunile geometrice $H=0,45$ m și $L=8$ m, $l=1,8$ m. Acesta dezvoltă în amonte o acumulare cu $SNNR = 250$ mp și $Vapă= 115$ mc cu rol de bazin de încărcare/compensare;

✚ câmp de captare (priză pe coronament) dimensionat pentru $0,6$ mc/s;
✚ canal pentru tranzitarea debitului de servitute dimensionat pentru $Q=0,125$ mc/s prin care se tranzitează debitul de servitute;

✚ sistem de măsurare debit tranzitat prin canal pentru tranzitarea debitului de servitute: debitmetru Parshall cu traductor de nivel cu ultrasunete;

✚ disipator de energie $L=3,4$ m;

✚ risbermă $L= 3,4$ m;

✚ priză de iarnă cu deschiderea de $1,5$ m;

✚ culee cu diguri sau aripi de închidere în versanți;

✚ apărări de maluri: se vor executa pe ambele maluri câte 9 m amonte și 10 m aval de prag subsansamblu deznisipator cu următoarele elemente:

- blocul de racord cu secțiunea de control hidraulic amonte;
- bazinul deznisipator;
- cămin de încărcare cu secțiunea control aval;
- stavilă plană de spălare.

Aducțiune în lungul drumului forestier între cotele 907 mdMN și $783,5$ mdMN în lungime de $L=1650$ m, $Dn=700$ mm.

Centrala Hobita II – putere instalată: $0,6$ MW la cota $783,5$ mdMN – pe raza comunei Pui –cu regim optim al randamentelor de funcționare la debitul aferent instalat, captat la pragul de captare va avea următoarele caracteristici energetice:

✚ debit instalat: $0,6$ mc/s

✚ număr grupuri: 1 buc.

✚ cădere brută: $123,5$ m

✚ putere instalată: $0,60$ MW

✚ producția medie de energie: $1,8$ GWh/an

✚ tip agregat: Pelton vertical

Amenajare Hobita III compusă din:

Captare și bazin de încărcare la cota 781 mdMN pe raza comunei Pui

Bazinul de încărcare Hobita III este alimentat cu apa uzinată în CHEMP Hobita I și Hobita II și cu apa captată la pragul Hobita III - după ieșirea din deznisipator.

Bazinul de încărcare va fi amplasat pe malul drept al râului Bărbat .

Perimetral bazinului de încărcare se va executa zid de sprijin și apărare cu cota coronament: 781 mdM, de lungime totală 198 m.

Bazinul de încărcare va avea următoarele caracteristici:

✚ $S=1600$ mp;

✚ $V=3000$ mc;

✚ $Napa=780,5$ mdM.

Aducțiune între cotele $780,5$ mdMN și $588,0$ mdMN în lungime de $L=6640$ m, $Dn=1400$ mm

Centrala Hobita III – putere instalată: $6,8$ MW la cota $597,5$ mdMN – pe raza comunei Pui – sat Hobita, pe teren proprietate privată $1,5$ ha fânață cu regim

optim al randamentelor de funcționare la debitul aferent instalat, captat la pragul de captare va avea următoarele caracteristici energetice:

- ✚ debit instalat: 4,6 mc/s
- ✚ număr grupuri: 3 buc
- ✚ cădere brută: 192,5 m
- ✚ putere instalată: 6,8 MW
- ✚ producția medie de energie: 20,4 GWh/an
- ✚ tip agregat: Pelton vertical

Apa uzinată de centrala Hobița III va fi restituită printr-un canal de dimensiuni 2,5 m x 1,2 m x 15 m în acumularea creată de pragul de captare pentru alimentarea cu apă potabilă, aflat în administrarea S.C. APA PROD S.A. Deva. Pe canalul de fugă se va instala un sistem electronic ce convertește nivelul apei în canal în debit.

Ținând cont de constrângerile expuse anterior descrierii se hotărăște o reanalizare și o reconsiderare a traseului aducțiunii propunând secțiuni tip de pozare a conductei astfel încât activitatea de exploatare forestieră să nu fie deranjată decât accidental sau pe perioade foarte scurte. Propunerile făcute și acceptate de Romsilva sunt descrise mai jos.



Figura 3. 16 Zona de amplasare a centralei – Teren relativ plat sau cu pante mici

Pe traseul aducțiunii unde vor fi întâlnite terenuri relativ plane sau cu pante foarte mici se propune folosirea secțiunilor din figurile 3.13 respectiv 3,14.

Pozarea în acest caz constă în excavarea unei tranșei executată complet în afara sistemului rutier, după rigola de preluare apei de scurgere de la baza versantului, și funcție de tipul de material ce va fi folosit pentru realizarea aducțiunii vor fi alese soluțiile de sprijinire, umplere, acoperire și compactare

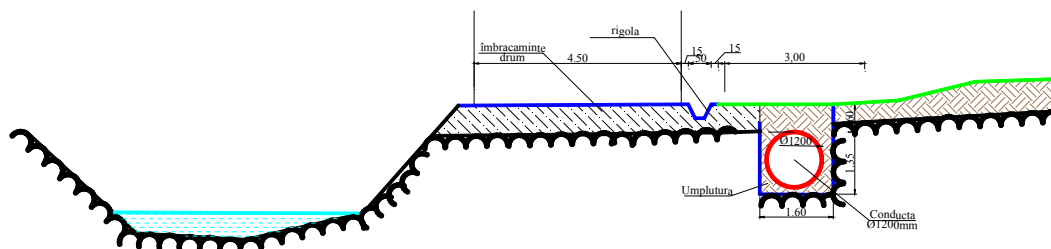


Figura 3. 17 Secțiune tip pentru pozarea tuburilor în terenuri relativ plane

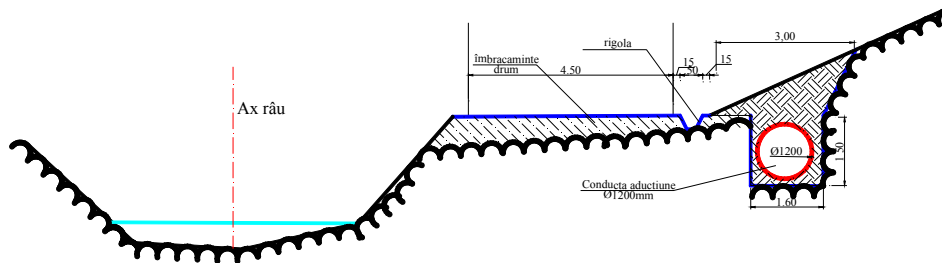


Figura 3. 18 Secțiune tip pentru pozarea tuburilor în terenuri pante mici fără a fi prezentă roca la suprafața terenului



Figura 3. 19 Zone unde roca este prezentă la suprafață și peretele versantului este foarte abrupt

Pe traseul aducțiunii în multe zone versantul este abrupt și roca este prezentă la suprafața acestuia. Pentru aceste zone se propune folosirea secțiunii 3.16 și anume pentru pozarea conductei se va excava o tranșee în imediata apropiere a rigolei, iar în interiorul acesteia va fi montată conducta care va fi ramforsată pe toată lungimea ei. Practic conducta fiind înglobată în (bulbul)talpa unui zid de sprijin. Acest tip de secțiuni se întâlnește frecvent după cum se poate vedea și din imagini în majoritatea curbelor, de aceea realizarea unor masive de ancoraj este combinată cu realizarea unui zid de sprijin necesar.

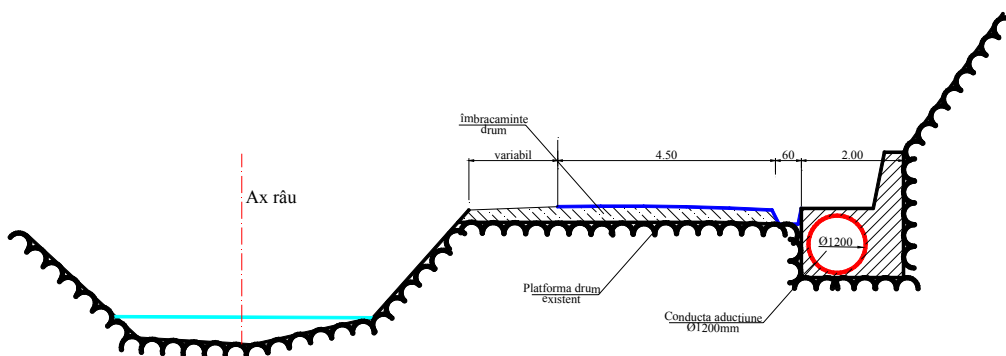


Figura 3. 20 Secțiune tip pentru pozarea tuburilor în terenuri cu pante mari și unde roca este prezentă la suprafața terenului



Figura 3. 21 Zone unde drumul forestier este apărat de ziduri de sprijin iar drumul spre râu este pe gabioane

În zonele foarte înalte aproape de captare pentru realizarea drumului forestier au fost construite ziduri de sprijin iar drumul a fost supraînălțat pe gabioane, semn că în aceste zone roca este slabă și alunecă. Aceste zone sunt relativ scurte de aceea s-a luat hotărârea că pentru a nu deranja stabilitatea deja creată în spatele zidurilor de sprijin să se realizeze lucrări complexe ce constau în:

- ✚ supraînălțarea drumului existent;
- ✚ excavarea unei tranșee până la talpa zidului de sprijin și montarea conductei acolo prin realizarea unei cămășuieli pe toată lungimea conductei;
- ✚ refacerea rigolei de la poalele versantului;
- ✚ apărare mal și realizare ampriză drum cu gabioane.

Alegerea acestei soluții a fost posibilă după o discuție prealabilă cu reprezentanții Romsilva și mai ales cu beneficiarul lucrării deoarece pe perioada de realizare a acestor porțiuni relativ scurte transportul forestier este întrerupt ceea ce necesită plata unor compensații financiare de către beneficiar.

Această soluție se dovedește a fi mai eficientă din punct de vedere tehnico economic decât realizarea altor lucrări complexe ce s-ar putea face pentru pozarea conductei (demontare zid de sprijin etc).

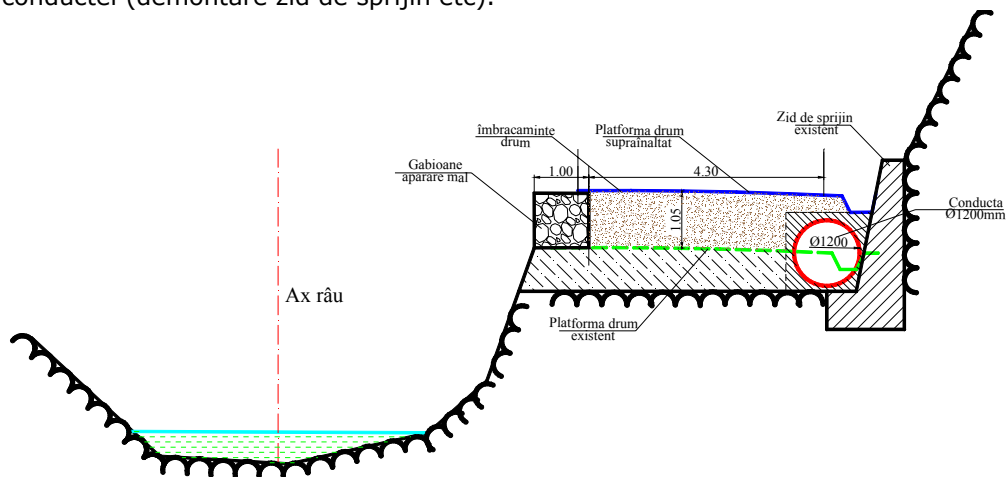


Figura 3. 22 Secțiune tip pentru pozarea tuburilor în zonele cu drum îngust acolo unde apar ziduri de sprijin și drumul este realizat pe gabioane



Figura 3. 23 Zone unde drumul forestier este apărat de ziduri de sprijin

În anumite zone înalte pentru realizarea drumului forestier au fost construite ziduri de sprijin, roca fiind salbă și cu tendințe de alunecare. Zonele sunt relativ scurte.

Existând spații generoase între dum și râu (aprox 1,8 -2,00 m) colectivul a luat hotărârea că pentru a nu deranja stabilitatea deja creată în spatele zidurilor de sprijin, pozarea conductei să se facă prin săparea unei tranșee până la talpa zidului de sprijin și montarea conductei acolo prin realizarea unei cămășuieli pe toată lungimea conductei și refacerea rigolei de la baza versantului.

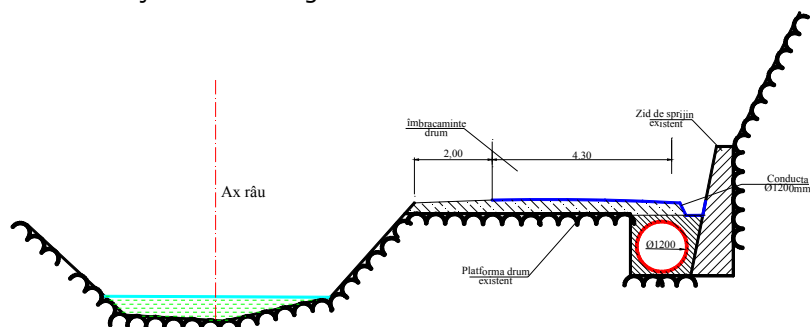


Figura 3. 24 Secțiune tip pentru pozarea tuburilor în zonele cu drum larg și în care versantul este susținut la bază cu ziduri de sprijin



Figura 3. 25 Torente amenajate

Pe toată lungimea de 16,00 km există un număr de 6 regularizări de torenți prospăt amenajați. Modul de traversare a acestora este prezentat în figura de mai jos.

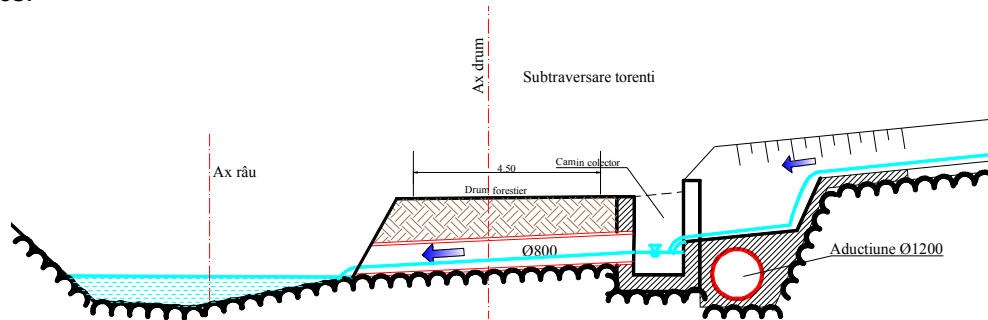


Figura 3. 26 Secțiune montaj conductă în zonele cu lucrări existente de regularizare de torenți

În secțiunile de mai sus nu a fost pusă problema legată de tipul conductelor folosite pentru realizarea aducțiuni.

Din analiză s-a stabilit că pentru această lucrare se pretează utilizarea conductelor feroase și anume din oțel și / sau neferoase analizându-se posibilitatea pozării conductelor de poliesteri armați cu fibră de sticlă și inserție de nisip (PAFSIN). Astfel în cele ce urmează se prezintă modul de realizare și pozare a tuburilor propuse pentru prezenta lucrare.

Tuburi de oțel

Datorită reliefului în funcție de poziția față de teren pentru pozarea conductele așa cum se poate vedea s-a ales soluția de îngropare a acestora

Această soluție de poziționare a fost considerată mai avantajoasă deoarece sunt posibile desprinderi de rocă de pe versanți, conducta are o lungime mare și clima este foarte rece în zonă etc.

Conductele propuse a fi pozate sunt formate din tuburi executate în fabrică și îmbinate la fața locului pe șantier

Pozarea conductei metalice în tranșeea săpată se face prin montajul acesteia pe un strat de beton de egalizare. Pentru a se evita producerea unor eforturi inițiale în conductă se recomandă ca lucrările de montaj să se execute la o temperatură apropiată de temperatura medie a apei în exploatare.

Lucrările de montaj a conductelor sudurile, confecționarea coturilor se va face la fața locului. După înșirarea tuburilor în interiorul tranșeei conducta se poate acoperii imediat cu pământ lăsându-se libere doar zonele de îmbinare și zonele unde sunt executate masivele de ancoraj. Montarea conductelor în zona masivelor de ancoraj impune betonarea masivelor în două faze și anume în primă fază betonul se toarnă până la baza conductei (odată cu betonul de egalizare de pe traseu) prevăzându-se în beton ancorele necesare pentru fixarea conductei. După montarea conductei și sudarea ancorelor se toarnă betonul în faza a doua.

Dacă operația de pozare a conductelor metalice este relativ simplă pentru pozarea conductelor din materiale neferoase și anume din PAFSIN sunt necesare o serie de lucrări pregătitoare.

Tuburi de poliesteri armați cu fibră de sticlă și inserție de nisip PAFSIN

Pentru conductele de PAFSIN performanța și durata de viață ale conductei depind în mare măsură de modul de instalare.

Conform datelor furnizorului și a experienței în montajul tuburilor de poliesteri armați cu fibră de sticlă se propun 2 metode de instalare și anume:

1. **Cazul 1** materialul de umplură este așezat în tranșee pe o înălțime ce nu va depăși 30 cm deasupra crestei conductei conductă sub carosabil;

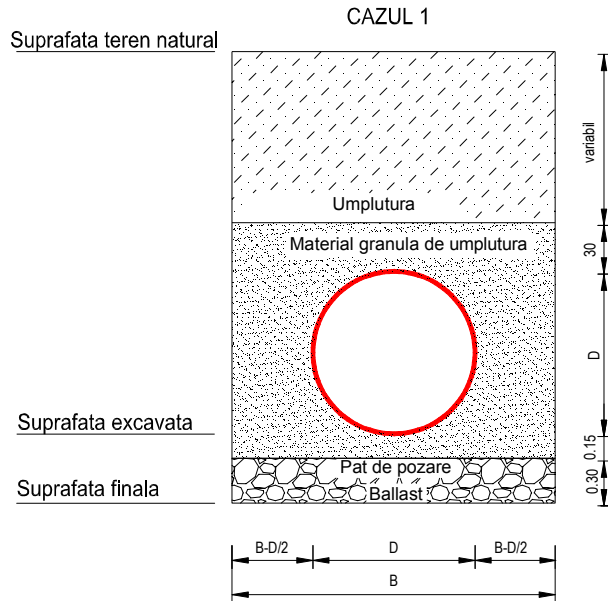


Figura 3. 27 Secțiune montaj conductă

2. **Cazul 2** materialul de umplură se așează în tranșee pe o înălțime de 60% din diametrul conductei

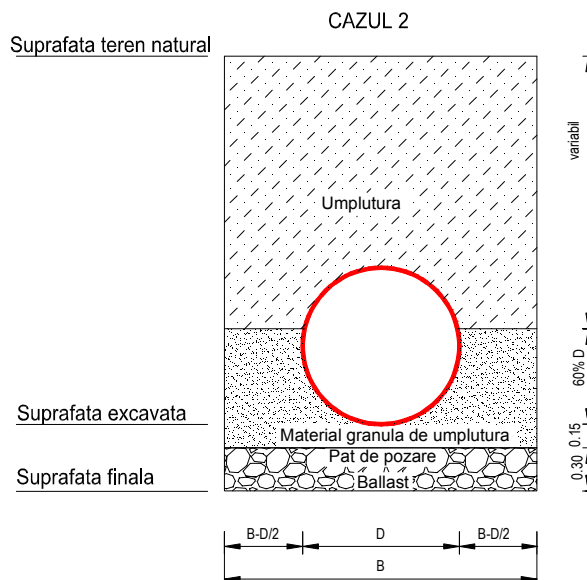


Figura 3. 28 Secțiune montaj conductă

După excavația tranșeei conductei pentru montajul conductei este necesar un pat(suport) de bună calitate acest lucru fiind esențial în asigurarea unei funcționari corespunzătoare a acesteia. Patul conductei se va realiza numai din material granular - nisip sau pietriș la un grad de compactare de 90% încercare Proctor.

Patul conductei trebuie să fie plan, să aibă o grosime minima egală cu $D_n/4$, dar nu mai mică de 50mm și nu mai mare de 150 mm pentru tuburile cu diametre mari de până la 2400 mm. Fundamentul trebuie să reprezinte pentru conductă un sprijin uniform și continuu.

În zonele de îmbinare se va săpa sub mufe o groapă cu lungimea de maxim două ori lungimea mufei pentru a fi siguri că sprijinirea tubului nu se face pe mufă. După îmbinare groapa se va umple cu atenție cu materialul excavat fără piatra cu vârfuri ascuțite.

Dacă pe fundul tranșeei apar pietre, șisturi tari sau soluri instabile grosimea patului (statului suport) poate fi crescută pentru a obține un strat suport continuu și stabil.

Pe baza experienței și conform datelor furnizorului s-a ajuns la concluzia că materialele granulare compactate - pietrișul și nisipul reprezintă materiale ideale pentru realizarea umpluturilor necesare, instalării conductelor flexibile îngropate..

Compactarea umpluturilor din pietriș sau nisip se va face în conformitate cu cerințele din proiect, nisipul va fi compactat la un grad de compactare de min. 90% încercare Proctor iar pietrișul la min. 70% compactare relativă (grad de îndesare).

Tipurile de material de umplutură nu sunt restrictive, în afara de pietriș și nisip se poate folosi ca material de umplutură următoarele categorii de pământuri:

- ✚ piatra sparta cu conținut fin < 12%
- ✚ pietriș cu nisip, nisip cu conținut fin < 12%
- ✚ pietriș și nisip aluvionar cu conținut fin 12-35%, plasticitate < 40
- ✚ nisip aluvionar argilos cu conținut fin 35-50%, plasticitate < 40
- ✚ argilă nisipoasă măloasă cu conținut fin 50-70%, plasticitate < 40
- ✚ sol fin cu plasticitate scăzută, plasticitate < 40

Indiferent de natura materialul folosit pentru umplutură, este obligatoriu realizarea gradului de compactare prevăzut în proiect.

Pentru ca materialul local rezultat din excavația tranșeei sau din împrumut să poată fi folosit ca umplutură trebuie să îndeplinească următoarele condiții:

- ✚ Dimensiunea maxima a granulelor să se încadreze în următoarele limite:
 - pana la DN 450 mm.....max 13 mm
 - de la 500 la 600 mm.....,.....max 19 mm
 - de la 700 la 900 mm.....,.....max 25 mm
 - de la 1000 la 1200 mm.....max 32 mm
 - peste 1300 mm.....,.....max 38 mm
- ✚ Bulgării de pământ nu trebuie să depășească de două ori dimensiunea maxima a granulelor;
- ✚ Sunt interzise materialele înghețate și materialele organice;
- ✚ Sunt interzise materialele solide (resturi de metal, sticlă, blocuri de beton etc.);
- ✚ Este interzis aruncarea de pietre cu dimensiuni mai mari de 200 mm peste stratul de umplutură de 300 mm ce acoperă conducta.

Selectarea materialului de umplutură și nivelul compactării relative se face pe baza condițiilor din proiect funcție de presiunea nominală, rigiditatea nominală,

diametru nominal, adâncimea de îngropare, natura și caracteristicile materialului, condițiile de trafic, adâncimea pânzei apei freatice.

Prin compararea cerințelor din proiect cu materialele de umplutură disponibile a fi folosite și nivelul de compactare cerut se ajunge la costul optim de instalare.

Este indicat ca imediat după instalarea unui tronson de conductă sa se realizeze umplutura pe toată lungimea acestuia lăsând libere mufele pentru a preveni deplasarea tuburilor, ca urmare a unor fenomene meteorologice (umplerea șanțului cu apa) sau altor cauze accidentale.

Umplerea tranșeei începe cu zona de sub conductă, zonă ce trebuie sa beneficieze de o atenție deosebită având în vedere că ea constituie stratul suport al conductei (conducta trebuie să sprijine pe un unghi de minim 120°). În aceste zone așternerea materialului de umplutură se va face cu lopata iar compactarea cu maiul de mână.

Este interzis cu desăvârșire să rămână goluri în umplutura de sub vutele conductei. Umplutura în zonele laterale ale conductei se va realiza în straturi de 5 - 30 cm funcție de natura materialului și de utilajul de compactare. Când se utilizează pietriș sau nisip iar ca utilaj de compactare o placa vibratoare, umplutura se poate realiza în straturi de max, 30 cm iar când se compactează cu maiuri de mână max. 10 cm.

Compactare umpluturilor cu granulație mai fină sau cu conținut argilos mai mare necesită straturi de grosime redusă și un efort de compactare sporit. Compactarea acestui tip de material se realizează mai ușor când materialul are conținutul de umiditate cât mai apropiat de cel optim. Este obligatoriu ca așternerea staturilor de umplutură și compactarea acestora sa se facă succesiv pe ambele părți ale conductei.

Pentru compactarea materialului de umplutura de deasupra conductei (cerința obligatorie când conducta se instalează sub carosabil sau sub platforme betonate) se pot folosi diferite utilaje de compactare. Greutatea acestora este funcție de înălțimea stratului de acoperire a conductei .

Făcând o comparație între metodele de pozare a conductelor de oțel și pozarea conductelor din poliesteri armați cu fibră de sticlă și inserție de nisip (PAFSIN) se poate trage o concluzie pripită că optimă este pozarea conductelor de oțel.

Daca se privește în ansamblu problema se constată că:

Tabelul nr.3.4

	Oțel	PAFSIN
Realizare îmbinărilor	Prin sudură	Cu ajutorul mufelor cu garnitură
Cost	La poarta fabricii	Loco șantier
Protecție anticorozivă	DA	NU NECESITA
Calificare personal	Calificare specializată	Nu necesită calificări speciale
Durată de viață	Medie	Îndelungată
Rugozitate	Bună	Foarte bună

Costurile ridicate folosite la pozarea conductelor de PAFSIN sunt contrabalansate de avantajele folosirii acestor tuburi.

După un calcul amănunțit s-a constatat că utilizarea conductelor de PAFSIN acolo unde este posibil este indicată și conduce la cheltuieli globale inițiale și de exploatare mai mici decât folosirea conductelor de oțel.

În lucrările de gospodărie comunală utilizarea conductelor din materiale plastice este o practică des folosită datorită avantajelor oferite de acest tip de conducte.

În cadrul lucrărilor de "Reabilitare și modernizarea sistemului de canalizare pentru populația Municipiului Timișoara" s-au folosit cu succes conductele din PAFSIN.

Pe raza Municipiului Timișoara geologia și stratificarea solului este în principal influențată și clasificată de Platoul Panonic și de Râul Timiș.

Orașul Timișoara este situat pe o unitate geo-structurală mare a Platformei Panoului Panonic, scufundat la 1,500 metri adâncime la baza orașului și acoperit de straturi sedimentare Palaeozoice, Mesozoice și Terțiare, și mai recent de straturi Sarmatice și Quaternare.

Straturile sedimentare Sarmatice (piatra de nisip și calcar și argile), tipic pentru platforme, au pante orientate 1°NV-SE, în timp ce straturile Quaternare sunt prezente în partea centrală a orașului.

Soluțiile de pozare utilizate în cadrul lucrărilor desfășurate în 5 zone ale orașului au ținut cont de zona de pozare a conductelor, de caracterul terenului, de condițiile de refaceri rutiere, utilizându-se următoarea secțiune.

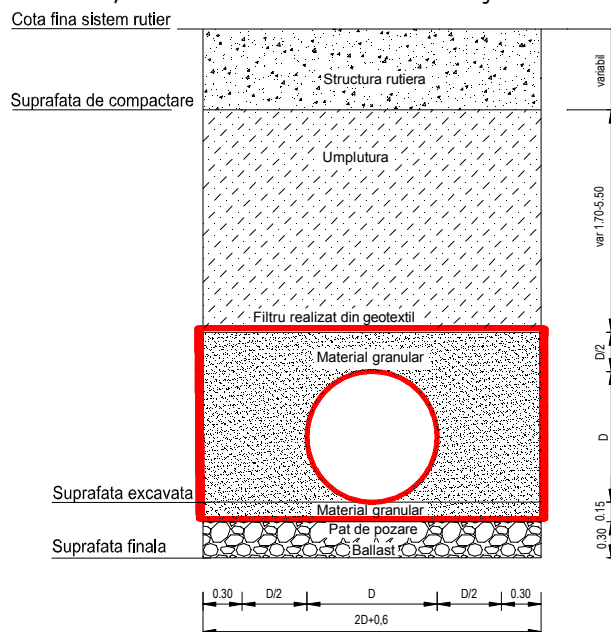


Figura 3. 29 Secțiune montaj conductă de canalizare în Municipiul Timișoara

Studiile geotehnice au confirmat încă o dată că mai era cazul caracterul slab al terenului de amplasament, prezența apei subterane la cote înalte, existența zonelor nisipoase.

Pentru realizarea acestei secțiuni și menținerea în permanență a verticalității pereților tranșeei s-au folosit sprijiniri metalice pe toată durata de pozare. Acestea au fost retrase din teren odată cu umplerea și compactarea pământului așternut în tranșee.



Figura 3. 30 Montaj conductă de canalizare în Municipiul Timișoara

Menținerea uscată în permanență a fundului tranșeei a fost posibilă doar cu ajutorul stațiilor de filtre aciculare pe toată durata de pozare. Acele filtre au fost retrase doar după realizarea umpluturii granulare și a primului strat de umplură de pământ așternut peste umplutura granulară.



Figura 3. 31 Montaj conductă de canalizare în Municipiul Timișoara

Pentru realizarea sistemului de canalizare au fost de asemenea utilizate camere de intersecție din beton armat precum și cămine din beton simplu. Pentru rezolvarea fenomenului de apariție a tasărilor inegale a fost creat un sistem ce permite acest lucru compus din piese de trecere prin pereți de beton, mufarea în

aceste piese a unor tuburi scurte de 1,5 m și abia după aceea montajul tuburilor în lungime de 6 - 12 m.



Figura 3. 32 Montaj conductă de canalizare în Municipiul Timișoara



Figura 3. 33 Montaj conductă de canalizare în Municipiul Timișoara

Astfel pentru fiecare tronson în lungime de aproximativ 60 m smulgerile de conducte din mufe ca urmare a tasărilor inegale dintre cămin și conductă au fost împiedicate.

4. LUCRĂRI DE ARTĂ PENTRU CONDUCTE

Funcționarea ansamblului conductă-teren în cazul conductelor considerate elastice depinde de sistemul de rezemare.

4.1. Coturi în plan orizontal și vertical

Toate schimbările de direcție (coturile), în plan vertical sau orizontal sunt indicate a fi încastrate în beton în **masive de ancoraj**.

Literatura de specialitate oferă trei sisteme masive de ancoraj și anume:

- ✚ conducta are un traseu rectiliniu între două coturi și încastrările extremităților tronsoanelor de conductă nu permit deplasări ale conductei provocate de variațiile de temperatură astfel încât în conductă apar eforturi mari care se transmit masivelor de ancoraj. Acest tip de sistem nu este recomandat deoarece masivele sunt foarte sollicitate și pentru realizarea stabilității lor sunt consumuri de materiale foarte mari nejustificabile din punct de vedere economic;

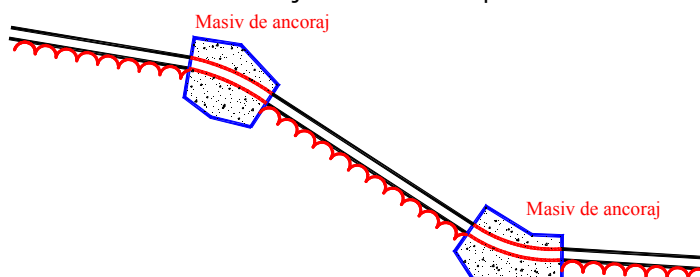


Figura 4. 1 Masive de ancoraj fără manșon de dilatație [29]

- ✚ conducta are un traseu rectiliniu între două coturi însă pe fiecare tronson se prevede un manșon de dilatație care elimină eforturile produse de variațiile de temperatură. Acest tip de realizare a masivelor de ancoraj este unul din cele mai des folosite în lucrările hidrotehnice;

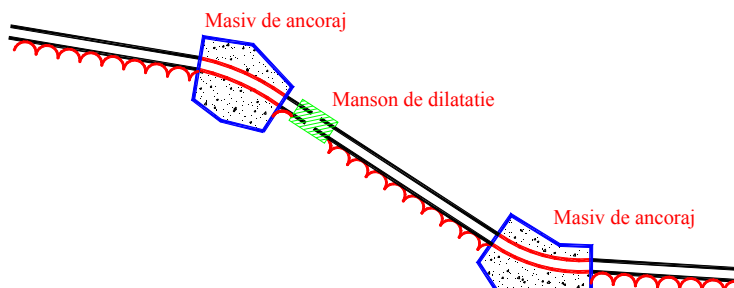


Figura 4. 2 Masive de ancoraj cu manșon de dilatație aval de masiv[29]

- între două coturi conducta formează o curbă, a cărei variație de curbură permite preluarea deformațiilor produse de variațiile de temperatură cu eforturi mult mai reduse. În acest caz eforturile sunt invers proporționale cu săgeata curbei conductei. Acest sistem poate conduce la consumuri de materiale reduse dar este foarte greu de realizat.

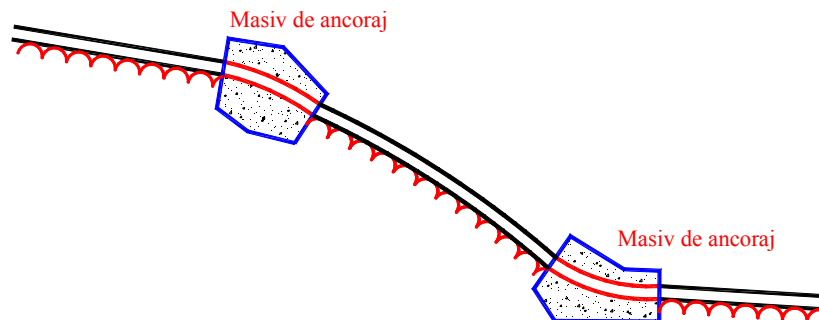


Figura 4. 3 Masive de ancoraj cu conductă curbă[29]

Masivele de ancoraj sunt blocuri de beton în care se încastrează conducta la punctele de frângere ale traseului în plan orizontal sau în plan vertical.

Cu toate că masivele de ancoraj se folosesc ori de câte ori este necesar totuși trebuie ținut cont că între două masive de ancoraj succesive este recomandat să existe o distanță de $50 \div 100$ ori diametrul conductei. Pentru a nu se produce forțe și deplasări longitudinale prea mari, în unele situații s-a ajuns însă la distanțe de 300 m.

Dimensiunile masivului rezultă din lungimea cotului conductei. Lățimea masivului depinde de diametrul conductei, iar în cazul conductelor cu mai multe fire, și de distanța dintre conducte.

Masivele de ancoraj sunt de două tipuri:

1. masive de tip închis la care conducta este complet înglobată în beton;
2. masive de tip deschis la care conducta este fixată la partea inferioară cu ancore, dar nu este propriu-zis încastreată.

În practică în mod uzual sunt folosite masivele de tip închis, deși masivele de tip deschis au avantajul că permit accesul la conductă pentru reparații și întreținere.

În practică la masivele de ancoraj cu dimensiuni foarte mari se aplică modul de evidare[10] sau se prevede un gol în interiorul masivului umplut cu pietriș.

Dacă masivul nu este solicitat de eforturi de întindere în nici o ipoteză de încărcare, el se poate executa din beton simplu sau din zidărie de piatră cu mortar de ciment, în mod curent masivele se execută din beton.

Dacă, apar eforturi de întindere se utilizează beton armat.

Pentru o mai bună legătură între conductă și masiv se prevăd ancore metalice sudate de conductă sau prinse prin intermediul unor coliere și înglobate în beton pe o lungime suficientă pentru a transmite masivului forțele ce acționează asupra cotului conductei.

La curgerea apei într-un cot după o traiectorie circulară dă naștere unei forțe centrifuge care se transmite conductei. Forța este dirijată după bisectoarea unghiului la centru a cotului, spre exteriorul curbei

Forțele care acționează asupra unui masiv de ancoraj depind de soluția constructivă a conductei și de condițiile de funcționare.

Calculul masivului se face la combinarea cea mai defavorabilă de forțe.

Așa cum s-a arătat anterior cele mai folosite masive de ancoraj în practică sunt masivele ce au manșoane de dilatare dispuse amonte de masiv.

Pentru aceste masive considerând o funcționare normală a manșonului de pe conductă combinația de forțe la care se calculează masivul de ancoraj este:[29]

1. presiunea apei la schimbarea de direcție, dinspre amonte (F_1, F_1);
2. presiunea apei la schimbarea de direcție, dinspre aval (F'_1, F_1);
3. presiunea apei asupra reducției din amonte (F_3);
4. presiunea apei asupra manșonului din amonte (F_4);
5. presiunea apei asupra extremității tronsonului din aval (F_4);
6. componenta greutateii proprii a tronsonului de conductă din amonte până la manșon (F_6);
7. componenta greutateii proprii a tronsonului de conductă din val până la manșon – de obicei aceasta este neglijabilă (F_5);
8. forța de frecare între conductă și reazeme ca urmare a dilatației sau contracției (F_6);
9. forța de frecare în manșonul din amonte la dilatație sau contracție (F_8);
10. forța de frecare în manșonul din aval la dilatație sau contracție (F_7);
11. forța de frecare dintre apă și conductă (F_7).

Sistematizând aceste forțe ce apar se reprezintă mai jos:

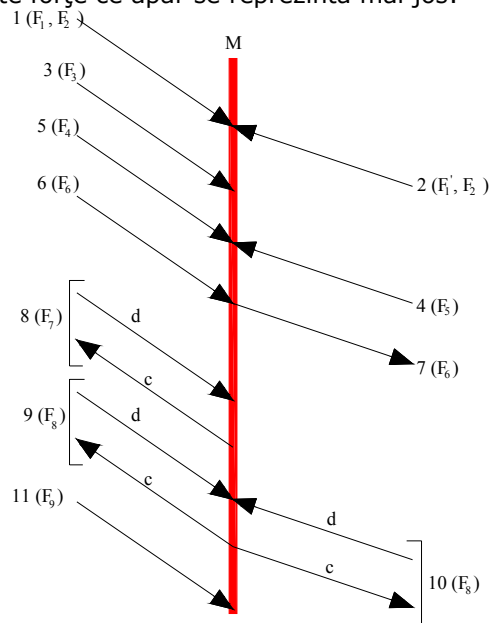


Figura 4. 4 Forțele care acționează asupra unui masiv

1. Presiunea apei la schimbarea de direcție

Într-un cot al conductei datorită schimbării de direcție presiunea apei produce două forțe longitudinale cu rezultanta R.

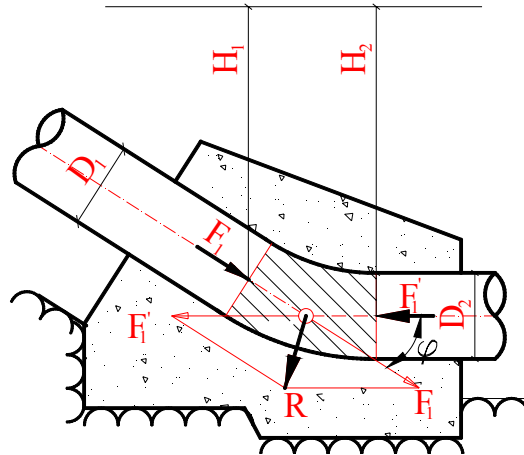


Figura 4. 5 Schema pentru calculul forțelor provocate de schimbarea de direcție

$$F_1 = \frac{\pi D_1^2}{4} \gamma H_1 \quad F_1' = \frac{\pi D_2^2}{4} \gamma H_2 \quad (4. 1)$$

În practică datorită faptului că H_1 este foarte aproape ca valoare de H_2 în raport cu sarcina totală H se întâlnește:

$$R = 2F \sin \frac{\varphi}{2} \quad (4. 2)$$

2. Forța centrifugă în coturi cum mai este cunoscută ca forța de impuls

Expresia acestei forțe se deduce prin teorema impulsului, ținând cont că forțele de impuls ρQv_1 și ρQv_2 se reduc la o forță ρQv_e .

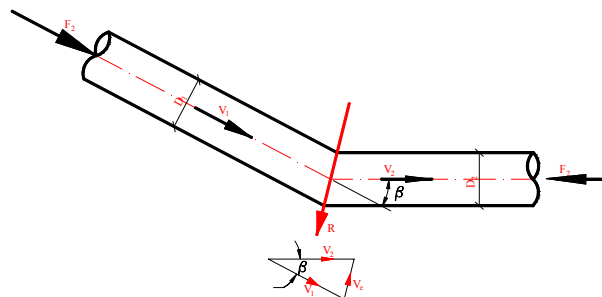


Figura 4. 6 Schema pentru calculul forței centrifuge într-o conductă

$$F = S \gamma \frac{v^2}{2g} = \rho Qv_e \quad (4. 3)$$

$$R = F_2 + F_2' = \frac{\gamma Q^2}{g \frac{\pi D^2}{4}} 2 \sin \frac{\beta}{2} \quad (4.4)$$

3. Presiunea apei asupra reducției

Într-o reducție apare o forță axială din cauza schimbării diametrului.

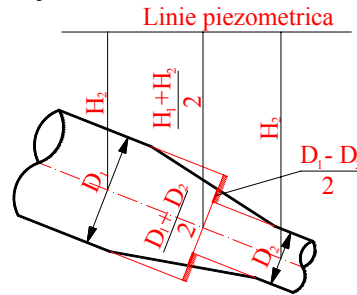


Figura 4.7 Schema pentru calculul forței dintr-o reducție

Dacă notăm cu F_3 această forță este:

$$F_3 = \gamma \frac{H_1 + H_2}{2} \gamma \frac{D_1^2 - D_2^2}{4} \quad (4.5)$$

4. Presiunea apei asupra manșonului

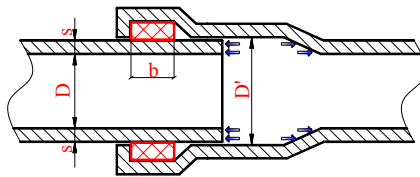


Figura 4.8 Schema pentru calculul forței dintr-un manșon de dilatație

Într-un manșon de dilatație apare o forță axială care acționează pe aria inelară a tronsonului ce pătrunde în manșon.

$$F_4 = \frac{\pi}{4} (D'^2 - D^2) \gamma H \quad (4.6)$$

5. Greutatea proprie

Greutatea proprie se consideră drept sarcină verticală uniform distribuită de-a lungul conductei. Descompunem greutatea după două direcții ortogonale rezultă unde α fiind unghiul de înclinare al conductei:

Componenta normală

$$F'_5 = G \cos \alpha \quad (4.7)$$

Componenta axială

$$F_5 = G \sin \alpha \quad (4.8)$$

6. Frecarea între conductă și reazeme

Conductele sunt supuse forțelor de frecare care apar între apă și conductă, în manșonele de dilatație, între conductă și reazeme, între conductă și pământul de umplură și între pământul de deasupra conductei și cel lateral.

Frecarea între conductă și reazeme se opune deplasărilor conductei produse de variațiile de temperatură.

$$F_6 = \mu_r (F'_5 + F'_a) \sin \alpha \quad (4.9)$$

în care: μ_r este coeficientul de frecare între conductă și reazem;
 F'_5 - componenta normală a greutatei conductei;
 F'_a - componenta normală a greutatei apei $F'_a = G_a \cos \alpha$
 G_a - greutatea apei din conductă.

7. Frecarea în manșoane de dilatație

Acest tip de frecare apare din cauza presării garniturii de etanșare a manșonului pe conductă:

$$F_7 = \gamma H \mu \pi D_e b \quad (4.10)$$

în care: μ este coeficientul de frecare între conductă și garnitură, valorile lui curente fiind $\mu = 0,2 \dots 0,3$;

F'_1 - componenta normală a greutatei conductei;
 D_e - diametrul exterior al conductei
 b - lungimea etanșării.

8. Frecarea între apă și conductă

$$F_8 = A \gamma \Delta h_r \quad (4.11)$$

în care: A este aria conductei;

Δh_r - pierderea liniară de sarcină pe tronsonul de lungime l ;

$$\Delta h_r = \frac{\lambda l v^2}{D 2g}$$

$$F_8 = \frac{\pi D^2}{4} \gamma \lambda \frac{l v^2}{D 2g} = p \gamma D \frac{\lambda v^2}{4 2g} \quad (4.12)$$

Daca se ia în considerare blocarea manșoanelor de dilatație atunci forțele de frecare între conductă și reazeme și din manșoane se înlocuiesc cu forțe din variațiile de temperatură.

Verificarea stabilității la alunecare a unui masiv de ancoraj

Un masiv de ancoraj se consideră stabil la alunecare dacă sunt îndeplinite două condiții concomitent și anume:

$$\operatorname{tg} \varphi = \frac{T}{N} \text{ corespunde unui unghi } \alpha \leq 20^\circ$$

$$\frac{fT}{N} \geq 1,5 \dots 2,0$$

În care f este coeficientul de frecare dintre masiv și terenul de fundare;

T - componenta forță paralelă cu planul principal al fundației ce rezultă din descompunerea rezultantei generale ce acționează asupra masivului;

N - componenta forță normală cu planul principal al fundației ce rezultă din descompunerea rezultantei generale ce acționează asupra masivului;

Considerăm un masiv având o talpă orizontală

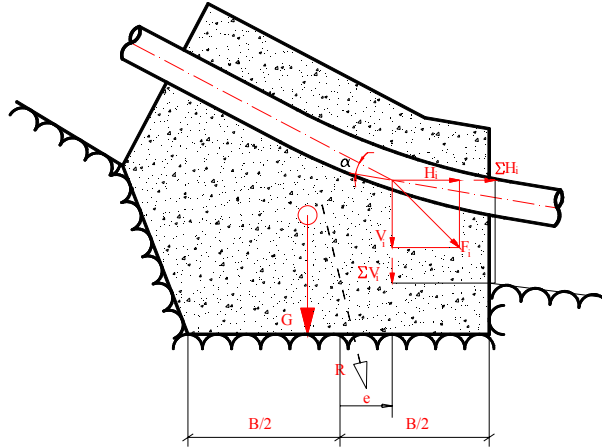


Figura 4. 9 Schema pentru calcul a unui masiv cu talpă orizontală

Considerăm un masiv având o talpă orizontală și scriem:

$$C = \frac{f(\sum V_i + G)}{\sum H_i} \quad (4. 13)$$

$$G = \frac{C\sum H_i}{f} - \sum V_i \quad (4. 14)$$

În realitate masivele de ancoraj ce sunt fundate pe rocă nu au o fundație orizontală ci au o talpă de fundație în trepte. În acest caz verificarea stabilității fundației se face pe planuri diferite de cel orizontal. După cum se poate vedea și din figura de mai jos forțele se descompun pe o direcție Ox, paralelă cu suprafața de rezemare și o direcție Oy perpendiculară pe suprafața de rezemare.

S-a notat cu β unghiul dintre Ox cu orizontala și cu α_i unghiul pe care îl face cu orizontala direcția forțelor.

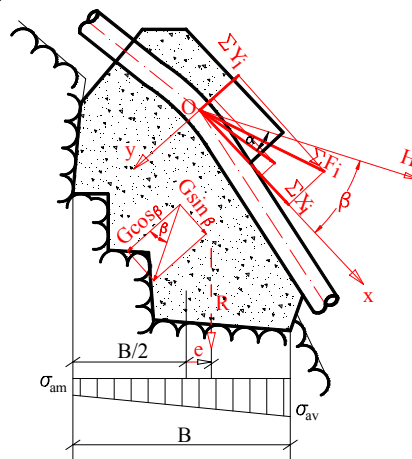


Figura 4. 10 Schema pentru calcul a unui masiv în trepte

Proiecțiile unei forțe F_i pe direcții le Ox și Oz sunt:

$$X_i = F_i \cos(\beta - \alpha_i) \quad (4.15)$$

$$Y_i = F_i \sin(\beta - \alpha_i) \quad (4.16)$$

De asemenea proiecțiile greutății G a masivului se pot scrie:

$$G_x = G \sin \beta \quad (4.17)$$

$$G_y = G \cos \beta \quad (4.18)$$

Coeficientul de siguranță la alunecare are expresia:

$$C = \frac{f(G \cos \beta - \sum Y_i)}{\sum X_i + G \sin \beta} \quad (4.19)$$

Greutatea necesară a masivului de ancoraj pentru a asigura stabilitatea la alunecare este:

$$G = \frac{C \sum X_i + f \sum Y_i}{f \cos \beta - C \sin \beta} \quad (4.20)$$

4.2. Traversări

Intersecția unei conducte cu cursuri de apă sau căi de comunicații de obicei se face denivelat. Pentru aceasta există două soluții:

- O soluție o constituie montajul suprateran prin supratraversări (apeducte, poduri, conducte portante);
- O a doua soluție este reprezentată când conducta trece la o cotă inferioară cursului de apă și traversarea acestuia trebuie făcută prin sifonare.

De-a lungul traseului unei conducte îngropate pot apărea cazuri în care conducta necesită a fi montată suprateran. Cele mai întâlnite cazuri sunt cele de supratraversări de cursuri de apă, văi etc. În cazul conductelor cu diametru mic pentru susținere sunt necesare estacade iar în cazul conductelor cu diametru mare conductele sunt autoportante. Distanța dintre punctele de sprijin se determină din condiția de rezistență a conductei, din greutatea permanentă și alte acțiuni externe.

Conductele aeriene sunt rezemate la cotele prevăzute în proiect prin stâlpi metalici sau din beton armat, masive, estacade etc.

Din punct de vedere static reazemele pot fi mobile sau fixe.

Din punct de vedere constructiv supratraversările se pot realiza în două moduri:

- În primul caz conducta reprezintă sarcină utilă aplicată tablierului unui pod deja existent sau a unei structuri portante;



Figura 4. 11

- În al doilea caz conducta este autoportantă.



Figura 4. 12

De cele mai multe ori se va căuta realizarea unei conducte autoportante. Aceasta este realizabil în măsura în care deschiderile văilor nu sunt foarte mari.

De asemenea conform legislației în vigoare lucrările ingineresti de artă trebuie să asigure secțiunea optimă de scurgere a apelor.

În cadrul lucrărilor de pe râul Bărbat există două situații unde drumul trece de o parte și de alta a albiei râului.

Dat fiind lungimile mici de supratraversare s-a propus pentru traversarea albiei următoarele:

- Traversarea să fie făcută aval de pod;
- Pentru supratraversare se vor folosi conducte de oțel autoportante;
- La extremitățile traversării se va utiliza un reazem fix și unul articulat.

Prinderea articulată dintre stâlp / masiv, stâlp și conductă este realizată printr-un bulon de articulație. Pentru împiedicarea deplasărilor în sens transversal sunt prevăzute două dornuri în ax și tacheți laterali.



Figura 4. 13



Figura 4. 14

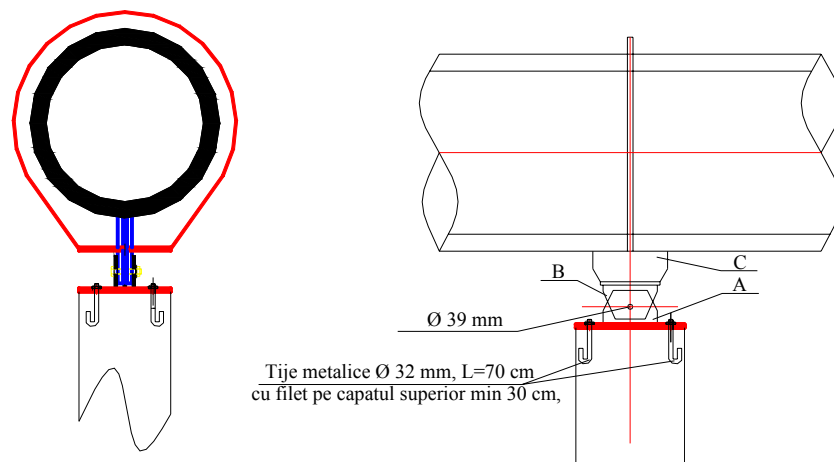


Figura 4. 15 Schema unui reazem pendular folosit pentru supratraversări

4.3. Aducțiuni subterane

Galeriile hidrotehnice sunt construcții care servesc pentru transportul apei, executate prin excavare în scoarța pământului, fără îndepărtarea terenului de deasupra.

În prezent galeriile hidrotehnice sunt utilizate într-o măsură destul de mare în schemele hidroenergetice, pentru amenajările marilor aducțiuni de alimentare cu apă, pentru irigații etc.

În țara noastră, toate amenajările hidroenergetice de mare cădere de după 1944 au fost prevăzute cu aducțiuni principale sau secundare sub formă de galerii

Principalele avantaje ale galeriilor hidrotehnice în raport cu celelalte categorii de aducțiuni (conducte canale) sunt:

- ✚ Specularea liniei drepte ce unește cele două puncte de capăt astfel se realizează scurtarea traseului aducțiunii;
- ✚ Prin evitarea zonelor periculoase cu versanți abrupti expuși la alunecări, fără a afecta zonele populate se mărește siguranța și durata în exploatarea lucrării;
- ✚ Execuția și exploatarea nu depind de climă, anotimpuri;
- ✚ Apa tranzitată nu este expusă fenomenului de îngheț și nici impurificării;
- ✚ Menținerea preventivă și corectivă este redusă;
- ✚ Eforturile sunt preluate de teren astfel economisindu-se materiale de construcții.

Există două categorii principale de galerii din punct de vedere hidraulic:

- a. Galerii fără presiune – cu nivel liber;
- b. Galerii sub presiune :
 - Galerii de joasă presiune cu presiunea interioară a apei $H < 5\text{m}$;
 - Galerii de presiune medie cu $5 < H < 100\text{m}$;
 - Galerii de mare presiune cu $H > 100\text{m}$.

Din punct de vedere al folosinței galeriile pot fi:

- Energetice – fac parte din schema de amenajare;
- Pentru alimentare cu apă și canalizare;
- Pentru irigații;
- Pentru navigație etc.

Din punct de vedere constructiv galeriile hidrotehnice se clasifică în două categorii:

- Galerii cu axa orizontală sau înclinată cu o pantă de max 10% - galerii propriu-zise;
- Galerii forțate – axa lor este înclinată cu mai mult de 10% sau chiar este verticală cazul puțurilor.

Galeriile hidrotehnice pot îndeplini următoarele funcții:

1. Galerii de aducțiune când transportul debitului instalat la centrală se face între priză și castelul de echilibru printr-o galerie – aplicabilă datorită avantajelor în exclusivitate la toate amenajările importante cu derivații sub presiune.
2. Galerii forțate – transportul debitului între castelul de echilibru și centrală se face printr-o galerie cu pantă mare ($> 10\%$);
3. Galerii de fugă în cazul uzinelor subterane transportă debitul turbinat de la centrală în albia râului;
4. Galerii purtătoare de conducte;

5. Galerii de deviere a apelor – de exemplu devierea apei pentru construcția unui baraj. De obicei în etapa finală de realizare a barajului aceste galerii sunt utilizate ulterior ca și goliri de fund, sau descărcători de ape mari etc.

Forma secțiunii transversale a galeriilor se alege din considerente hidraulice, considerente geologice și de comportare statică a căptușelii.

Din punct de vedere hidraulic forma optimă o reprezintă semicercul. Din motive statice, de preluare rațională a împingerilor verticale a muntelui bolta galeriei se execută tot de formă circulară.

Forma secțiunii transversale a unei galerii cu nivel liber depinde de natura rocilor, de condițiile geologice în care este amplasat traseul de condițiile de execuție ale lucrării

În funcție de forma secțiunii galeriile pot fi:

- Tipul I- dreptunghiular cu boltă redusă sau fără boltă acestea se folosesc la galerii de secțiuni mici săpate în rocă foarte rezistentă;
- Tipul II- mâner de coș, cu bolta semicirculară folosită pentru secțiuni de dimensiuni mijlocii, în roci rezistente, când împingerea verticală a muntelui este moderată și nu există împingeri laterale;
- Tipul III- alungit cu secțiune ovoidală, utilizată, în roci moi, când împingerea verticală a muntelui este mare iar împingerea laterală este mică;
- Tipul IV- potcoavă cu întregul contur curb, folosit în roci moi, cu împingere în toate direcțiile;
- Tipul V circular, folosit la galeria cu nivel liber în cazul rocilor foarte moi, cu împingeri uniforme pe toate direcțiile.

În cele ce urmează se prezintă schema amenajării râului Dobra comuna Roșcani în cadrul căreia s-a studiat și prezentat beneficiarul atât varianta cu aducțiune urmărind cursul râului cât și posibilitatea executării unei galerii.

Zona existentă și pozițiile alese pentru realizarea captării și a centralei ar fi permis realizarea unei galerii subterane de lungime $L=7500$ m, față de modul ales de beneficiar de execuție a unei aducțiuni ce urmărește valea râului Dobra cu o lungime de 16000 m.

Această variantă aleasă de beneficiar a fost motivată din inexistența pe piața românească a unor mașini de foraj performante ce ar fi adus avantaje din punct de vedere al scurtării timpului de execuție. Pe de altă parte după o atentă analiză a pieței varianta execuției tunelului devenea costisitoare și nesigură (personal necalificat).

De asemenea pentru realizarea subtraversărilor de torenți s-a luat în calcul și s-a propus executantului ca această operație să poată fi executată prin foraj orizontal prin batere sau prin sfredelire. Această variantă este propusă deoarece multe din lucrările de amenajare torenți sunt recent realizate și astfel ar putea fi eliminate neplăcerile survenite prin spargeri și excavări, pierderea garanțiilor acordate de constructorii ce au amenajat torenții etc. În acest sens adoptarea tehnologiilor tradiționale de realizare a îngropării conductelor ar conduce în esență la pierderi de materiale, și mai ales de timp foarte prețios.

Tehnologia propusă este cea a executării unui foraj orizontal dirijat rotativ, hidrodinamic, axat pe trei principii de bază:

- ✚ utilizarea unei scule de săpare având forma unui sfredel;
- ✚ avansarea pe orizontală în sistem rotativ;
- ✚ pilotarea dirijată de la suprafață a tijelor și dispozitivului de forare, prin teleghidaj, cu ajutorul unui emițător de unde electromagnetice și al unui calculator de parametri (unghiul de înclinare, viteza și

direcția forării) permite ocolirea obstacolelor și ieșirea cu precizie la locul dorit al forajului subteran.

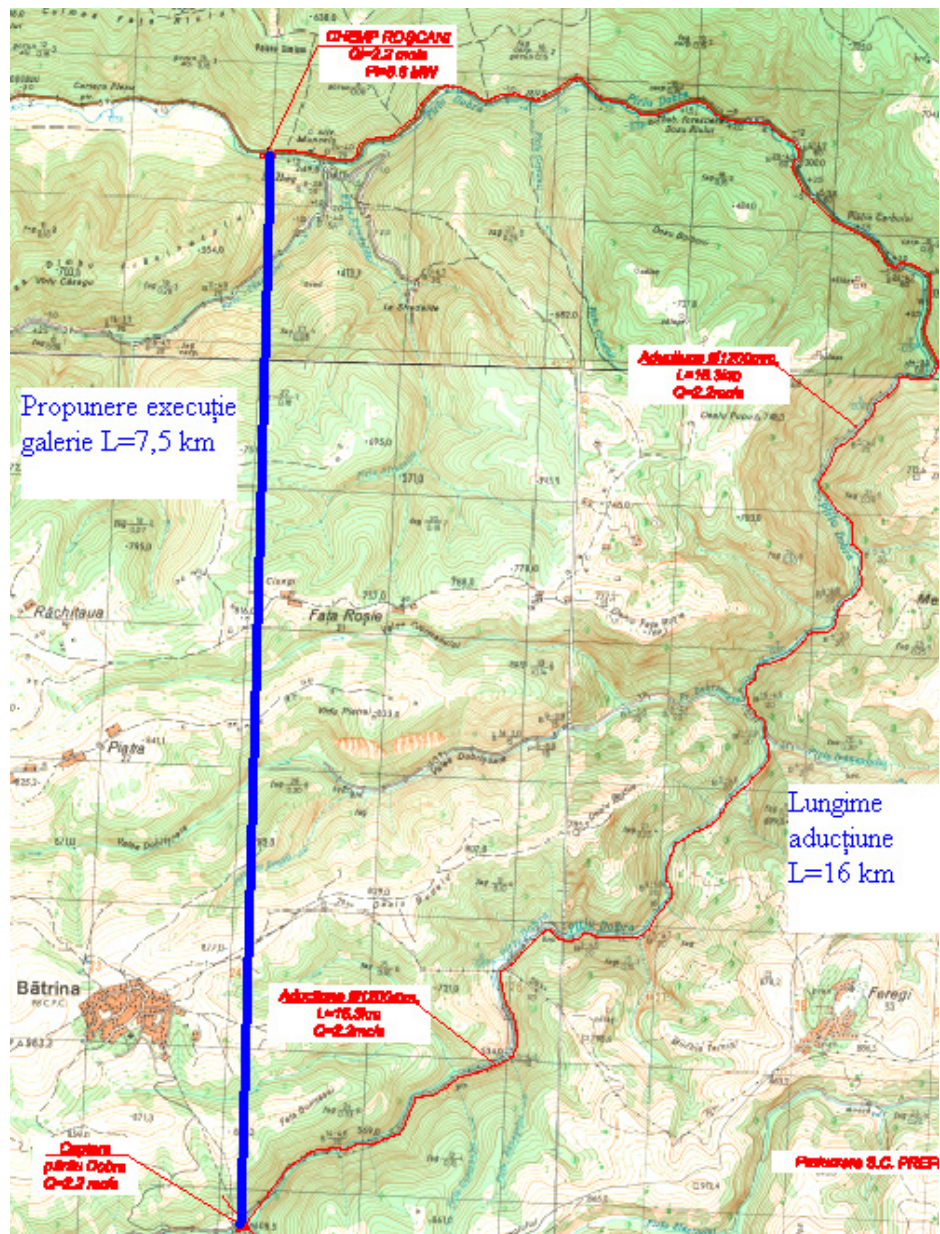


Figura 4. 16 Schema amenajării râului Dobra

5. METODA ELEMENTELOR FINITE

5.1. Principiile metodei elementelor finite

Formularea variațională a diferitelor probleme la limită împreună cu cerințele mai slabe de regularitate conduc în mod natural la metode aproximative de rezolvare numite, de obicei, *metode directe*. Aplicarea acestor metode transformă problema în găsirea punctelor staționare ale unei funcții de un număr finit de variabile reale.

Rezolvarea aproximativă a problemelor la limită pentru ecuații diferențiale și cu derivate parțiale s-a dezvoltat pe trei direcții principale:

- a) *metoda diferențelor finite*,
- b) *metoda elementului finit*,
- c) *metoda elementului de frontieră*.

În metoda diferențelor finite, sistemul de ecuații diferențiale sau cu derivate parțiale valabil pentru orice punct al domeniului de analiză se transformă într-un sistem de ecuații valabile numai pentru anumite puncte ale domeniului, puncte ce definesc rețeaua de discretizare a domeniului.

Dezavantajul principal al acestei metode îl constituie utilizarea unei rețele rectangulare de discretizare a domeniului de analiză. Deci folosirea ei pe domenii cu contururi sau suprafețe curbe introduce o serie de dificultăți și de artificii de calcul. Totodată apar numeroase probleme de stabilitate și de convergență a soluțiilor, fapt ce impune determinarea condițiilor specifice de apariție și respectiv, de evitare a lor, pentru fiecare clasă de probleme.

În metoda elementului finit, se utilizează, ca punct de plecare un model integral al fenomenului studiat. Acest model poate fi obținut, de exemplu, cu ajutorul calculului variațional. Această metodă se bazează pe aproximarea locală pe porțiuni sau subdomenii. Datorită folosirii unui model integral ca bază de plecare și a unor seturi de funcții continue pe porțiuni, metoda elementului finit nu mai este condiționată de existența unei rețele rectangulare. Cu ajutorul ei se pot discretiza practic corpuri geometrice oarecare. Datorită performanțelor sale ridicate, metoda elementului finit a devenit aproape o metodă standard de analiză și proiectare în ingineria construcțiilor și alte domenii.[31]

Pentru a depăși inconvenientul legat de definirea funcțiilor de aproximare, domeniul de studiu se împarte într-o serie de subdomenii denumite elemente finite. Conectarea acestora se realizează într-un număr finit de puncte situate pe granița elementelor denumite puncte nodale sau noduri.

$$E = \int_D FdD + \int_{\Gamma} Gd\Gamma = \sum_{e=1}^m \left(\int_{D_e} FdD + \int_{\Gamma_e} Gd\Gamma \right) \quad (5.1)$$

În care: D_e – este domeniul unui element;

Γ – granița elementului care coincide cu granița domeniului.

Ca urmare funcțiile de aproximare $N_i(x, y, z)$ se definesc și au anumite proprietăți de continuitate numai pe domeniul unui element având forme simple.

Parametrii independenți se aleg ca fiind valorile funcției „u” în punctele nodale, devenind valori nodale „u_i”. Funcționala se exprimă la nivelul elementului în funcție de valorile nodale corespunzătoare nodurilor elementului iar prin însumare se obține funcționala E în funcție de valorile nodale din întreg domeniul.

În cazul funcționalelor cuadractice, așa cum sunt cele care intervin în problemele de calcul al structurilor, funcționala se poate pune sub formă simplă de mai jos:

$$E = \frac{1}{2} \{u\}^T [K] \{u\} + \{u\}^T \{R\} \quad (5.2)$$

în care: $\{u\}$ vectorul valorilor nodale din întreg domeniul care prin minimizare conduce la relația matricială:

$$\frac{\partial E}{\partial a} = [K] \{a\} + \{R\} = 0 \quad (5.3)$$

Definirea funcționalei ca o sumă a contribuțiilor elementelor conduce la:

$$E = \sum E_e = \sum \left(\frac{1}{2} \{u\}^T [k] \{u\} + \{u\}^T \{r\} \right) \quad (5.4)$$

în care:

$[k]$ – este matricea caracteristică a unui element;

$\{r\}$ – vectorul asociat;

$\{u\}$ – vectorul valorilor din nodurile unui element.

Rezolvarea sistemului permite evaluarea valorilor nodale „u_i”.

În funcție de acestea, pe baza funcțiilor de aproximare se găsesc pentru fiecare element finit valorile funcției „u” și a mărimilor derivate în orice punct al elementului.

Avantajele metodei sunt:

- exprimarea funcționalei la nivelul elementului și calculul matricelor caracteristice $[k]$ devin un proces standard ușor de implementat în programe de calcul;
- asamblarea sistemului urmează reguli simple de sumare a matricelor și vectorilor;
- simetria matricei coeficienților $[K]$ ușurează mult rezolvarea sistemului.

Utilizând metoda elementelor finite (MEF) mediile continue, cu un număr infinit de grade de libertate, se aproximează cu medii discrete, cu un număr finit de grade de libertate, fiind reuniunea unor subdomenii mai mici, numite elemente finite.

Metoda elementelor finite s-a dezvoltat cu precădere în urma apariției pe piață a calculatoarelor de mare putere cât și a calculatoarelor personale.

Nici o altă familie a metodelor de aproximare nu a avut un așa mare impact asupra teoriei și practicii metodelor numerice în timpul secolului douăzeci.

Metoda elementelor finite este folosită în toate domeniile ingineriei și poate folosi modele naturale care sunt caracterizate de ecuații diferențiale parțiale.

Au fost scrise numeroase cărți, monografii, ghiduri de mână, memorii și jurnale dedicate acestor studii. De asemenea au fost și sunt organizate numeroase conferințe, simpozioane, workshop-uri privind diferite aspecte ale metodologiei elementelor finite și modul de dezvoltare și utilizare a metodei în întreaga lume.

La ora actuală există peste 100 000 de publicații despre elementele finite și numărul publicațiilor crește exponențial odată cu noile descoperiri ale acestei puteri de calcul.[45]

Este dificil de fixat data de apariție a acestei teorii (Metoda elementelor finite) totuși iată câteva date legate de originea acestei metode:

- ✚ 1941: Hrennicoff Utilizarea metodelor matriciale în calculul structurilor;
- ✚ 1943: R.Courant - formulare variațională în calculul structurilor;
- ✚ 1950: Introducerea procedurilor de calcul bazate pe metoda deplasărilor și respectiv a rigidităților pentru calculul structurilor complexe din aviație – (formularea energetică -Argyris-1954);
- ✚ 1960: Impunerea termenului de element finit "Finit element" R.Clough-1960
- ✚ 1970: utilizarea efectivă și eficientă a MEF pentru calculul structurilor în industria aerospațială (NASA) și apoi în industria constructoare de automobile (NASTRAN)
- ✚ 1980: Metoda câștigă teren și în alte domenii cum ar fi: mecanica fluidelor, electromagnetism etc.;
- ✚ 1990: MEF se impune ca "unealtă" standard (numerică) pentru calculele inginerești

Cei mai mulți matematicieni spun că este o metodă a înțelegerii parte cu parte a aproximației polinomiale, și de asemenea originile sunt adesea fixate în [1943] în anexa lucrării lui COURANT, în care acesta propune înțelegerea parte cu parte a aproximărilor liniare a problemelor lui Dirichlet, asupra unei rețele de triunghiuri.

Aproximarea problemelor variaționale pe o rețea de triunghiuri este realizată începând cu 1851 de SCHELLBACH, care a propus o soluție asemenea elementului finit pentru problema lui Plăteau de determinare a suprafeței S , a unei arii minime închise de o curbă închisă dată. Schellbach a folosit o aproximare a domeniului, împărțind în triunghiuri prin care suprafața era reprezentată din părți cu informații despre funcțiile liniare, și apoi a obținut o aproximare a soluției la problema lui Plăteau, micșorând suprafața S în suprafețe mai mici s_k , respectând coordonatele hexagoanelor formate de șase elemente. Acest fapt s-a apropiat considerabil de metoda elementelor finite.

Două secole și jumătate mai târziu când în 1669 Gottfried Leibniz a propus o aproximare liniară la o problemă propusă de Johann Bernoulli. observând că prin folosirea aproximațiilor ecuațiilor diferențiale, poate fi determinată fără a mai ține seama de elemente infinitezimale ca și în calcul, dar păstrând mărimea elementelor finite. Această formulare este de fapt, baza termenului de "element finit"[9].

Se poate afirma că anii 1960, au fost cei de formare a metodei elementelor finite. Din 1960 până în 1965 s-au propus o varietate de metode ale elementelor finite. Unele au fost primitive și neortodoxe, altele inovative și de succes. În prima parte a anilor 60, au apărut primele lucrări științifice despre aproximarea unei curbe bicubice, de Bogner, Fox și Schmit, în 1966 și Birkhoff, Schultz și Varga în 1968, care au prezentat cu succes aproximarea elementului finit polinomial.

Mulți oameni de știință, au considerat că faimoasa conferință despre elemente finite de la Dayton, Ohio USA, a reprezentat marcarea granițelor în dezvoltarea acestui domeniu.[9]

Popularitatea metodei se datorează posibilităților practic nelimitate de a aborda probleme extrem de diverse, legate de câmpul de eforturi, de câmpul termic, de curgerea apei prin medii poroase etc. Ușurința de exprimare a algoritmului și implementare în programe de calcul a contribuit, în egală măsură, la includerea elementelor finite în rândul metodelor inginerești curente. Efortul de calcul și dificultățile de aplicare a metodei cresc însă rapid cu complexitatea problemei

abordate, iar ipotezele simplificatoare, asociate cu o utilizare eronată a programelor de calcul existente, pot duce la rezultate false.

Metoda elementelor finite este acum acceptată ca și o tehnică puternică pentru soluții numerice a unei varietăți de probleme ingineresti. Aplicațiile acestei metode au o răspândire largă, începând de la analiza eforturilor a unui solid până la soluții din domeniul acustic, fizica neutronului și probleme de dinamica fluidelor., Într-adevăr procesul elementelor finite este stabilit ca metodă numerică generală pentru o soluție a sistemului de ecuații diferențiale parțiale, unde se cunosc condițiile de margine și/sau inițiale.

Proiectarea modernă trebuie să facă față multor cerințe. Concret problema esențială poate fi formulată astfel: care este răspunsul unui sistem atunci când este supus la acțiuni.

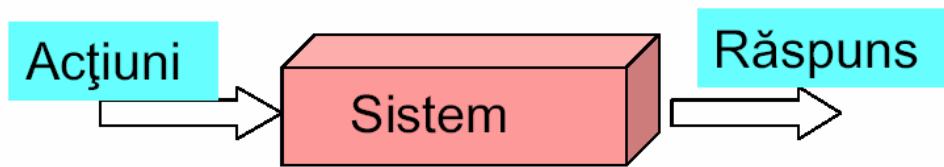


Figura 5. 1 Trecerea de la conceptul clasic la conceptul Metodei elementului finit

Pornind de la afirmația de mai sus simplificarea unui sistem structural poate fi expusă astfel:

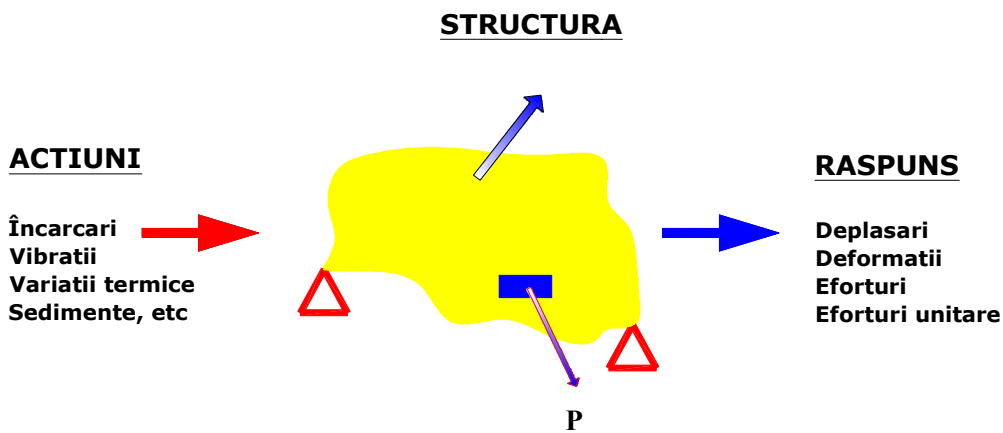


Figura 5. 2

Analiza unei structuri în metoda elementelor finite este guvernată de ecuația diferențială:

$$\frac{\partial \sigma_{xx}}{\partial x} + \frac{\partial \sigma_{yy}}{\partial y} + \frac{\partial \sigma_{zz}}{\partial z} + p_{vx} = 0 \quad (5. 5)$$

În rezolvarea unei probleme cu ajutorul elementelor finite trebuie ținut seama de trei reguli de bază:

- ✚ Structura în forma ei naturală nu poate fi pe deplin analizată;
- ✚ Pentru analiză trebuie creat un model (se analizează modelul);
- ✚ Metoda necesită existența unei mașini de calcul.

Pornind de la prima regulă un domeniu nedefinit trebuie definit

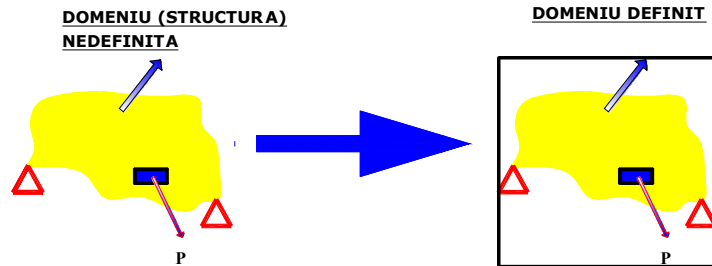


Figura 5. 3 Trecerea de la structură nedefinită la un domeniu definit

După definirea structurii pentru a putea continua analiza cu ajutorul unei mașini de calcul (calculatorul) prin metoda elementelor finite trebuie urmăriți următorii pași:

- ✚ Discretizarea soluției într-o problemă continuă – utilizând MEF;
- ✚ Să stabilim o procedură numerică de rezolvare a ecuațiilor diferențiale, asociate domeniului de studiu

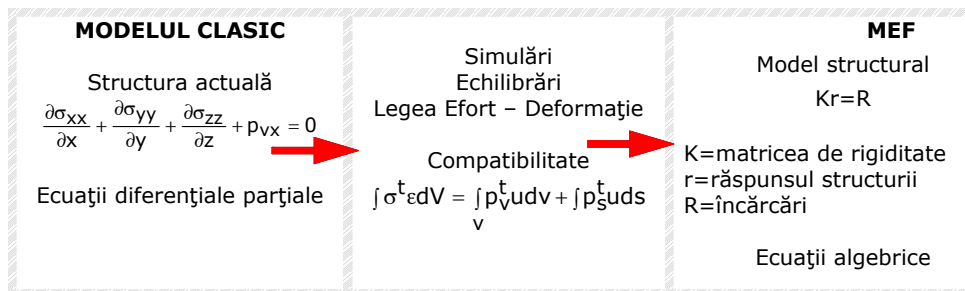


Figura 5. 4 Trecerea de la conceptul clasic la conceptul Metodei elementului finit

În figura: 5.5. este prezentat un sistem structural simplificat

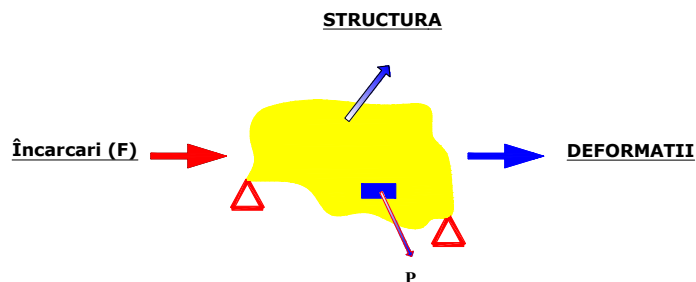


Figura 5. 5 Schema unui sistem structural simplificat

Astfel dacă pe o structură (un resort k) sunt aplicate încărcări exterioare „F”, sub acțiunea acestora structura (un resort k) se deformează. Deformațiile „D”

reprezintă răspunsul structurii sub acțiunea forțelor exterioare ;rigiditatea structurii (resortului) este proporțională cu deformația structurii:

$$F = kD \quad (5. 6)$$



Figura 5. 6 Schema explicitării fizice a unui sistem simplificat

Pașii de bază într-o analiză ce folosește metoda elementelor finite sunt:

Tabelul nr.5.1

	Tipul acțiunii	Executant
1	Evaluarea structurii reale	Ingineri
2	Crearea modelului structural	Ingineri
3	Discretizarea modelului în elemente finite	Ingineri + software
4	Rezolvarea modelului prin elemente finite	software
5	Interpretarea rezultatelor	Inginer+software
6	Semnificațiile fizice ale rezultatelor	Inginer

După cum se poate vedea și din tabelul de mai sus contribuția semnificativă a inginerilor în cadrul rezolvărilor problemelor cu MEF se află în primii doi pași unde are loc evaluarea structurii de bază, definirea conceptului și crearea unui model structural bun astfel încât pasul 3 să fie realizat mai ușor, alocând un timp scurt pentru rezolvare și rezultatul va avea o acuratețe mai bună. De asemenea în pașii 1,2 și chiar 3 intervin cunoștințele în domeniu ale inginerului cât și experiența acestuia.

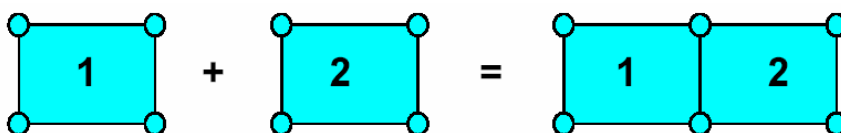
Definirea și crearea unui model foarte complicat poate duce la imposibilitatea realizării celorlalți pași.

5.2. Discretizarea domeniilor continue

Discretizarea – Funcția se definește numai pentru domenii mici. Aceasta permite ca pentru descrierea comportării ei în interiorul domeniului să se poată alege funcții de formă simplă, de ordin inferior.

Funcția de aproximare pentru întreaga structură rezultă din asamblarea funcțiilor domeniilor individuale, parțiale, mici. Aceste domenii individuale sunt denumite elemente.

Punctele în care se realizează legătura dintre elemente sunt denumite noduri.



Prin analogie se determină aria unui cerc, considerând că se cunoaște numai formula de calcul a ariei unui triunghi:

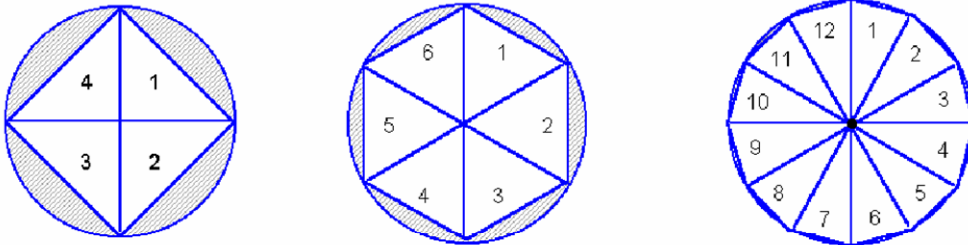


Figura 5. 7

$$A_{tr} = b \frac{h}{2} \Rightarrow A_{cerc} = \sum_{i=1}^n A_{tri} \quad (5.7)$$

Se poate afirma că utilizarea Metodei elementelor finite reprezintă:

- ✚ o echivalare ce utilizează aproximații bazate pe folosirea de elemente simple, pentru care avem la dispoziție o soluție;
- ✚ o sporire a exactității calculului prin rafinarea discretizării

Discretizarea unui domeniu în elemente finite se va face în funcție de tipul de element cu care se dorește a se lucra.

În figura 5.8. se prezintă schematic cum se realizează discretizarea în elemente finite a unui domeniu:

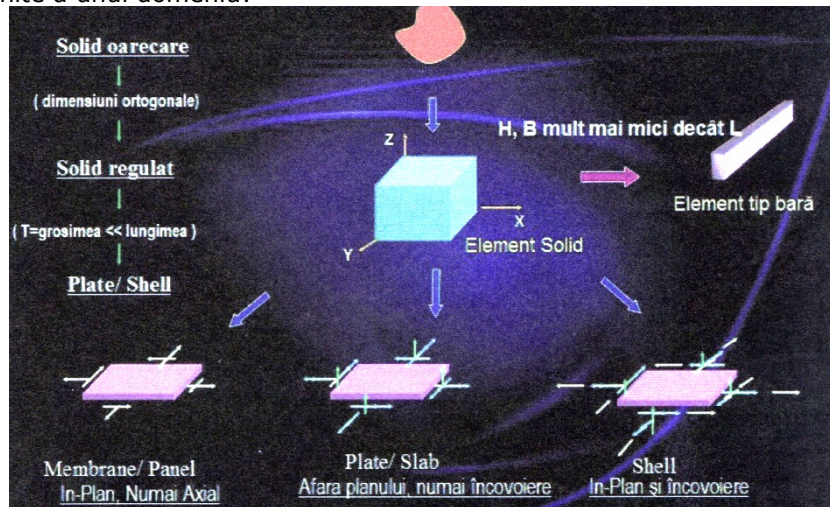


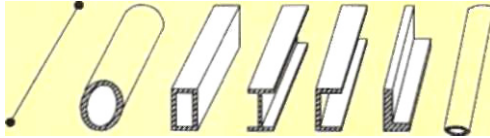
Figura 5. 8 Discretizarea unui domeniu

Discretizarea unui domeniu se poate face mai întâi într-un element solid oarecare, după care într-unul regulat, iar apoi se poate trece la diferite elemente funcție de tipul structurii care urmează a fi studiată.

De exemplu pentru o structură în cadre, elementele folosite sunt cele de tip bară (frame) și elemente Plate/Slab pentru planșee. Pentru o structură de solid, când aceasta se studiază în domeniul 3D (tridimensional), se folosește un element de tip solid.

Diferite tipuri de elemente folosite pentru a rezolva o problemă sunt prezentate mai jos [9], [45]:

1. Elemente de tip bară (1D) – pot fi folosite în modele de tip 1D; 2D; 3D.



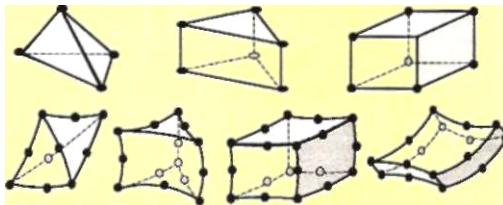
Truss and Beam Elements (1D.2D.3D)

2. Elemente de tip placă (2D) – pot fi folosite în modele de tip 2D și 3D.



Plane Stress, Plane Strain, Axisymmetric, Plate and Shell Elements (2D.3D)

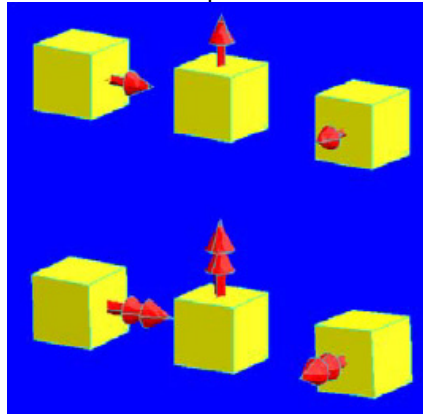
3. Elemente de tip bloc (cărămidă) (3D) – pot fi folosite în modele de tip 3D.



Brick Elements

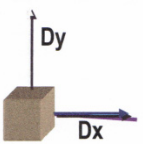
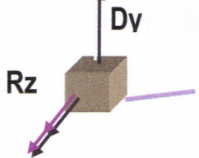
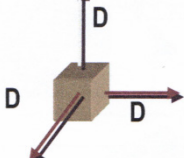
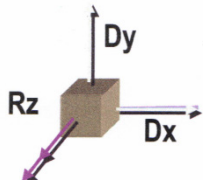
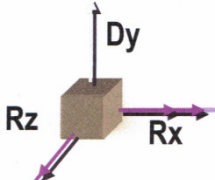
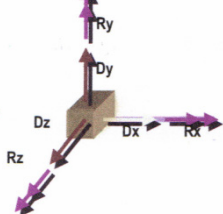
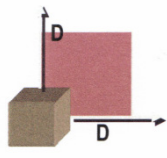
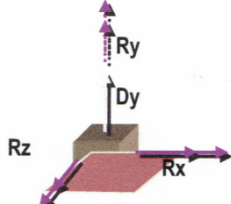
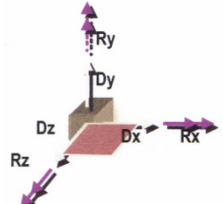
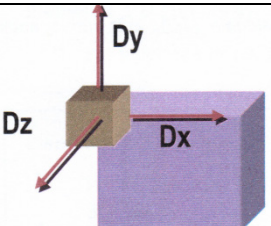
Entitățile cu care operează Metoda elementului finit sunt nodurile și elementele.

Pentru un nod, ca și pentru un corp există 6 deplasări posibile, denumite și grade de libertate (DOF): trei translații, notate u, v, w și trei rotații, notate r_x, r_y, r_z . Pentru cazuri particulare numărul acestor deplasări este mai redus.



Gradele de libertate pentru elementele unidimensionale (1D), atât pentru o analiză bidimensională cât și pentru una tridimensională sunt prezentate în figura de mai jos

Tabelul nr.5.2

Grade de libertate pentru elemente unidimensionale (1D)		
Legături 2D	Grindă 2D	Legături 3D
		
Bară 2D	Rețea 2D	Bară 3D
		
Grade de libertate pentru elemente unidimensionale (2D)		
Membrană	Plată	Shell
		
Grade de libertate pentru elemente unidimensionale (3D)		
Solid cărămidă		
		

Reprezentarea reazemelor și a interacțiunii dintre structură și teren de fundare

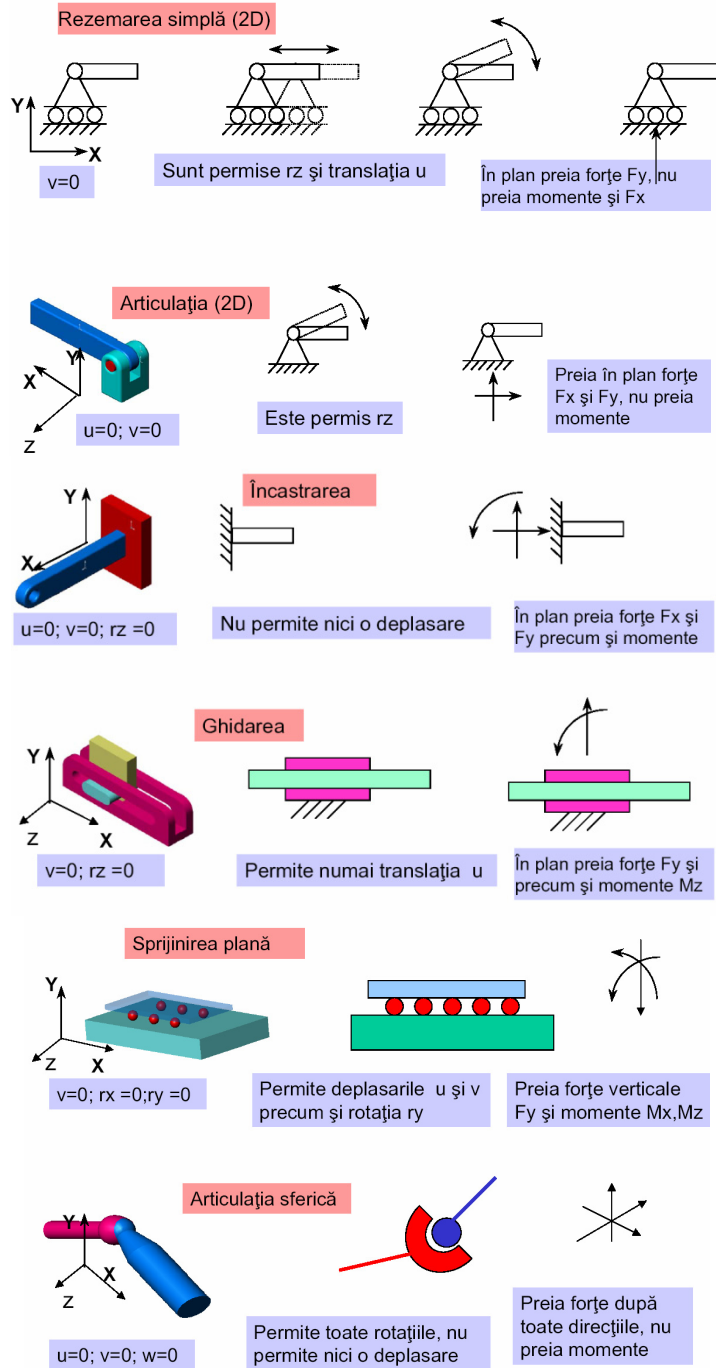


Figura 5. 9 Reazeme

Realizarea legăturilor dintre diferite tipuri de elemente

De cele mai multe ori într-o analiză structurală se întâlnesc modele structurale la care sunt necesare folosirea mai multor tipuri de elemente finite. Spre exemplu dacă se analizează un model alcătuit din teren de fundare, infrastructură și suprastructură, asupra terenului și asupra infrastructurii se vor folosi elemente de tip 3D solid, iar pentru suprastructură acolo unde sunt cadre spațiale vor fi folosite elemente de tip bară, și placă.

În tabelul de mai jos se prezintă cum se realizează aceste legături între diferite tipuri de elemente:

Tabelul nr.5.3

	Truss	Frame	membrane	Plate	Shell	Solid
Truss	ok	ok	Dz	ok	ok	ok
Frame	Rx, Ry, Rz	ok	Rx, Ry, Rz, Dz	Rx, Dx, , Dy	Rx	Rx, Ry, Rz
Membrane	ok	ok	ok	Dx, , Dy	ok	ok
Plate	Rx, Rz	ok	Rx, Rz	ok	ok	Rx, Rz
Shell	Rx, Ry, Rz	ok	Rx, Ry, Rz, Dz	Dx, , Dz	ok	Rx, Rz
Solid	ok	ok	Dz	Dx, , Dz	ok	ok

Ok – 0 grade de libertate

Alegerea tipului de analiză depinde foarte mult de sistemul structural, de tipul de încărcare, care acționează asupra sistemului, de tipul structurii (materialul și geometria care alcătuiesc structura) și de tipul de răspuns al structurii.

Principalele tipuri de analiză sunt redată în tabelul de mai jos:

Tabelul nr.5.4

Încărcare	Structură	Răspuns	Tipurile de bază ale analizei
Statică	Elastic	Liniar	Liniar – Elastic – Analiză statică
Statică	Elastic	Nelinier	Nelinier – Elastic – Analiză statică
Statică	Neelastic	Liniar	Liniar – Neelastic – Analiză statică
Statică	Neelastic	Nelinier	Nelinier – Neelastic – Analiză statică
Dinamică	Elastic	Liniar	Liniar – Elastic – Analiză dinamică
Dinamică	Elastic	Nelinier	Nelinier – Elastic – Analiză dinamică
Dinamică	Neelastic	Liniar	Liniar – Neelastic – Analiză dinamică
Dinamică	Neelastic	Nelinier	Nelinier – Neelastic – Analiză dinamică

Alte tipuri de soluții:

Analiză Neliniară:

- ✚ Analiză P-Delta;
- ✚ Analiză de tip Buckling;
- ✚ Analiză statică de tip Pushover;
- ✚ Analiză neliniară rapidă (FNA);
- ✚ Analiza marilor deplasări

Analiză dinamică:

- ✚ Analiză modală și a vibrațiilor libere
- ✚ Analiza spectrului de răspuns
- ✚ Analiza dinamică de tip „Steady State”

Excitații statice

- ✚ Când încărcarea nu variază rapid în timp;
- ✚ Când încărcările pot fi aplicate lent.

Excitații dinamice

- ✚ Când încărcarea variază rapid în timp
- ✚ Când forțele de inerție sunt semnificative

Multe din încărcările reale care apar asupra unei structuri sunt dinamice, dar ele se consideră „Cvasi - Statice”.

Multe din încărcările dinamice pot fi cuprinse în „încărcări statice echivalente”.

Materiale elastice sunt materialele care urmăresc aceeași dreaptă de deformații în timpul încărcării cât și a descărcării și se întorc la starea inițială de deformare (efort unitar și deplasarea) după eliberarea încărcării la care au fost supuse.

Materiale neelastice sunt materialele care nu au aceeași comportare în decursul aplicării succesive a încărcărilor și descărcărilor repetate și nu se întorc la starea inițială de deformații, (eforturi unitare și deplasări), nici chiar după îndepărtarea încărcărilor.

Comportările materialelor elastice sau neelastice depind mult de treptele de încărcare descărcare.

- ✚ *Liniaritatea unui material* se constată prin faptul că răspunsul său este direct proporțional cu încărcarea; deformațiile se vor dubla, dacă și forța se dublează;
- ✚ *Neliniaritatea materialului* se constată prin faptul că răspunsul său nu este direct proporțional cu încărcarea; deformațiile se pot mări de 4 ori în timp ce forța de aplicare se dublează.
- ✚ *Răspunsul nelinier* poate fi produs de neliniaritățile geometrice sau de neliniaritățile materialelor sau ambele cauze.

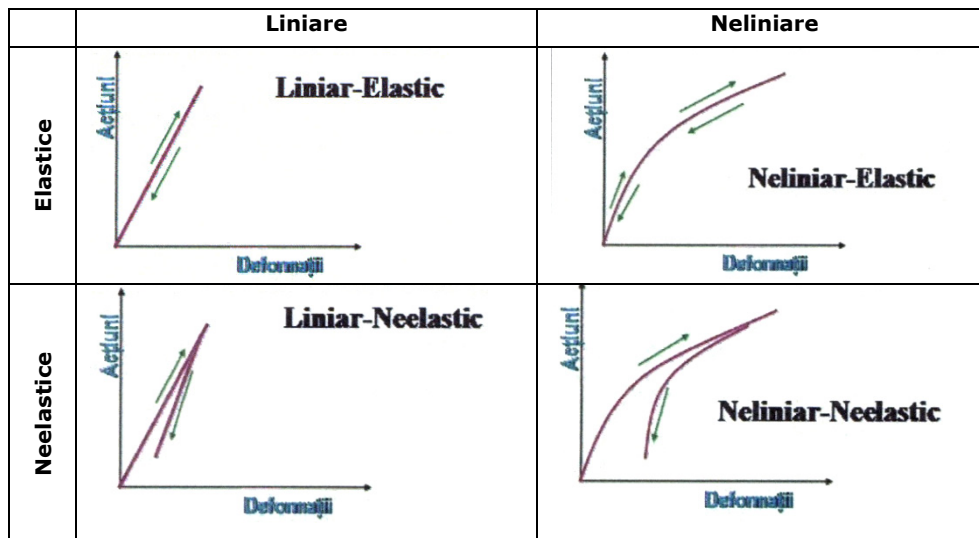


Figura 5. 10 Comportările materialelor

Procedeul de trecere de la starea reală la modelul de calcul, a unui material care intră în componența unei structuri parcurge următoarele faze:

- ✚ Modelul continuu omogen pe toate cele trei direcții cu particule infinite și proprietăți ale materialelor variabile, deformații caracteristice și stare proprie de eforturi.
- ✚ Structura de o mărime finită este creată de un ansamblu de substructuri, componente și membre ale structurii.

- ✚ Discretizarea este procedeul de trecere a structurii la modele de elemente finite pentru a putea determina răspunsul structurii

Din cele de mai sus se poate spune că structura poate fi considerată un ansamblu de „*Componente fizice*”, numite membre ale structurii, care pot fi: dale, planșee, , grinzi, stâlpi, fundații (izolate, rețea de grinzi, radier).

Membrii fizici pot fi modelați folosind una sau mai multe „*Componente conceptuale*”, numite elemente:

- elemente unidimensionale 1D (elemente de tip bară);
- elemente bidimensionale 2D (elemente de tip placă, shell);
- elemente tridimensionale 3D (elemente de tip solid).

Modul de transfer al forțelor gravitaționale către noduri

Majoritatea încărcărilor sunt încărcări volumetrice generate în masa cuprinsă într-un volum. Trebuie găsite mecanismul și calea de transfer a forțelor către reazeme printr-un mediu.

Toate tipurile de încărcări statice pot fi aplicate în:

- ✚ punct de aplicare a forței;
- ✚ linie de aplicare a forței;
- ✚ arie de aplicare a forțelor;
- ✚ volum de aplicare a forțelor

Mediul prin care se transmite încărcarea poate fi:

- ✚ un punct;
- ✚ o linie;
- ✚ o arie;
- ✚ un volum;
- ✚ un sistem constând într-o combinație de medii importante.

Reazemele pot fi reprezentate prin: punct, linie, arie , volum.

Transferul încărcărilor către reazem este foarte greu de efectuat și complexitatea acestui transfer se datorează:

- ✚ complexității încărcărilor;
- ✚ complexității mediului prin care se face transferul;
- ✚ complexitatea tipului de reazem.

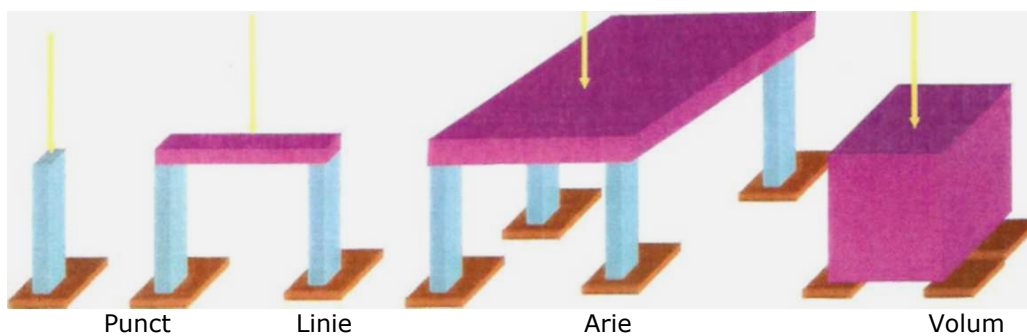


Figura 5. 11

5.3. Metoda elementelor finite-srijin în calculul conductelor îngropate-studiu de caz

Așa cum s-a afirmat în subcapitolul 5.2. discretizarea reprezintă unul din factorii fundamentali în analiza cu elemente finite. Aceasta poate decide acuratețea rezultatelor.

Ținând seama de recomandări și de experiență, analiza bidimensională(2D) este recomandată în cazul în care structurile au un plan vertical median continuu. Astfel pentru analiza cu ajutorul MEF a unei conducte se alege folosirea elementului de tip -PLANE 82

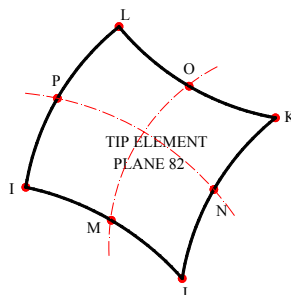


Figura 5. 12 Schema elementului PLANE 82

Avantajele și dezavantajele elementelor pătratice sunt:

- ✚ se pot discretiza domenii mari;
- ✚ aproximează mai bine variația necunoscutelor;
- ✚ o discretizare ușoară a unei geometrii complicate;
- ✚ oferă o exprimare mai bună decât alte elemente a concentrării de efort, dar în același timp poate deruta deoarece în extremitatea elementului produce o schimbare de semn(possibil datorită axelor);
- ✚ prezintă unele anomalii în cazul structurilor încărcate cu forțe concentrate [31].

Elementul PLANE 82 este un element 2D structural liniar cu 8 noduri cu două grade de libertate (U_x , U_y) iar ca și caracteristici amintim modulele de elasticitate(E_x , E_y , E_z) coeficientul lui Poisson(ν_{xy} , ν_{xz} , ν_{zy}), densitate, gravitație etc. Alte caracteristici speciale sunt amintite de Clough, R.W [11] și anume: plasticitate, frecare, rezonanță, abateri și deformații mari. Ca și încărcări pentru structura analizată (conductă) s-au folosit greutatea materialelor de umplutură a tranșeei și încărcarea din trafic.

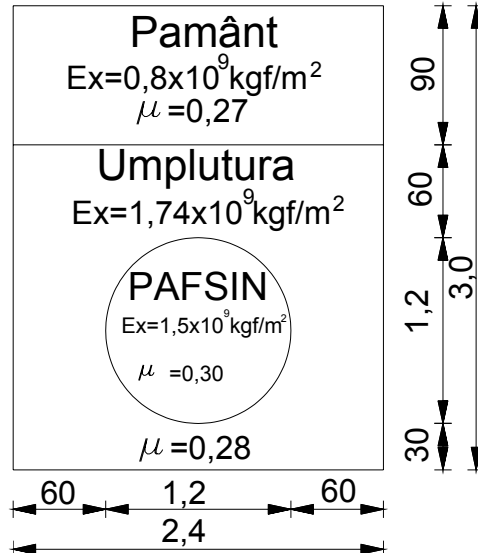


Figura 5. 13 Schema de calcul

În continuare se vor prezenta câteva din elementele și rezultatele analizei:

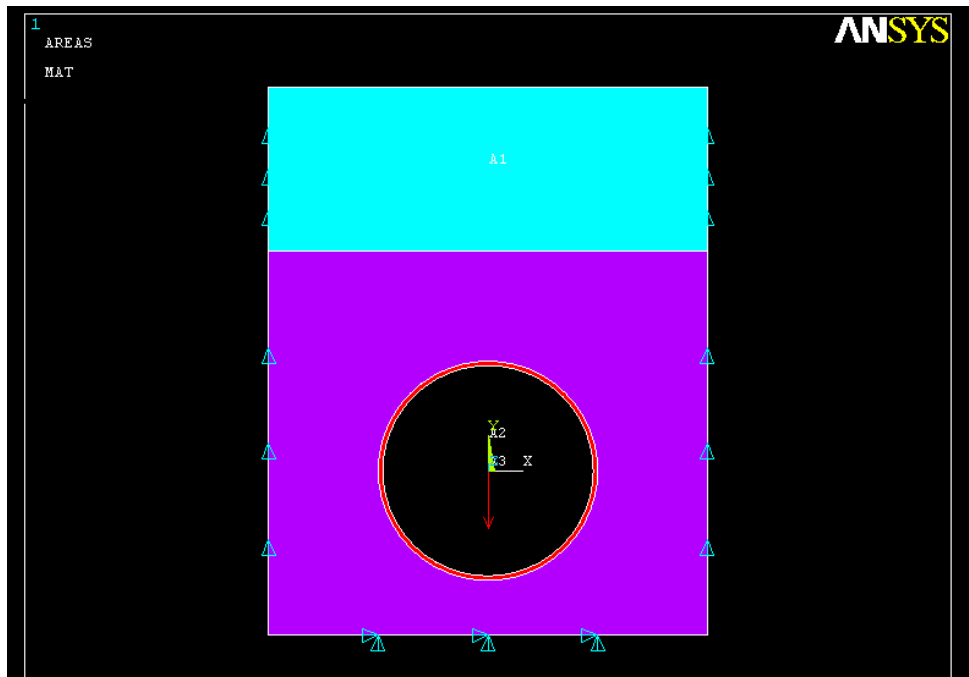


Figura 5. 14 Declaraarea Ariilor și a materialelor folosite

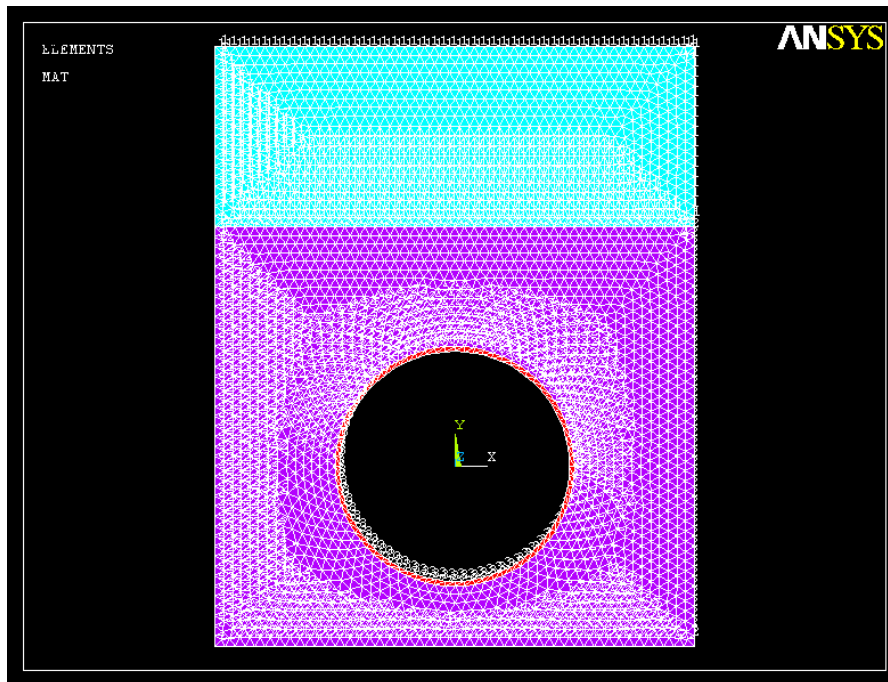


Figura 5. 15 Discretizarea suprafețelor

Exprimarea deplasărilor și eforturilor în noduri:

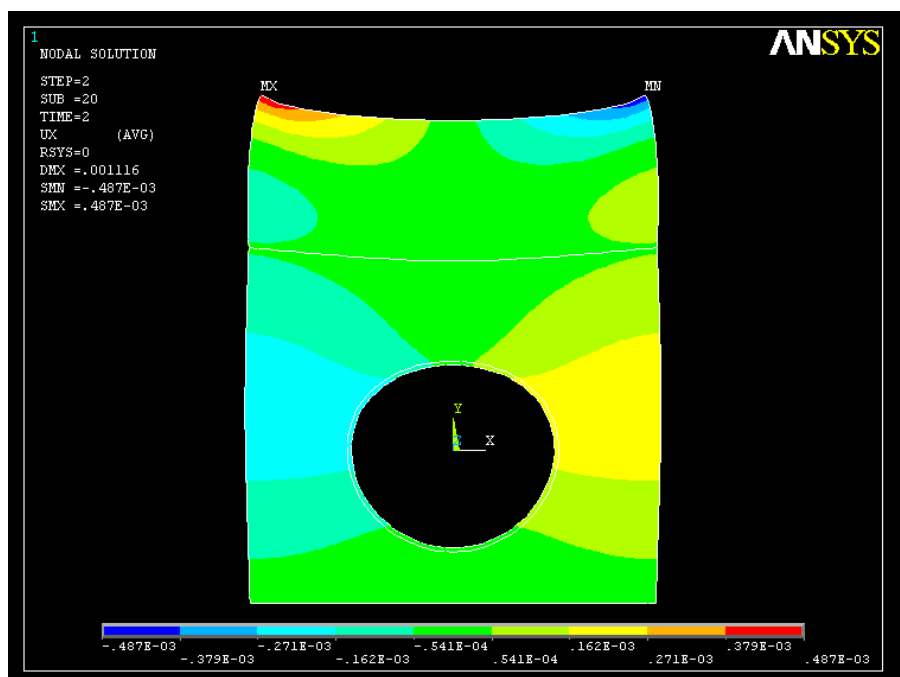


Figura 5. 16 Deplasarea după x (Ux)

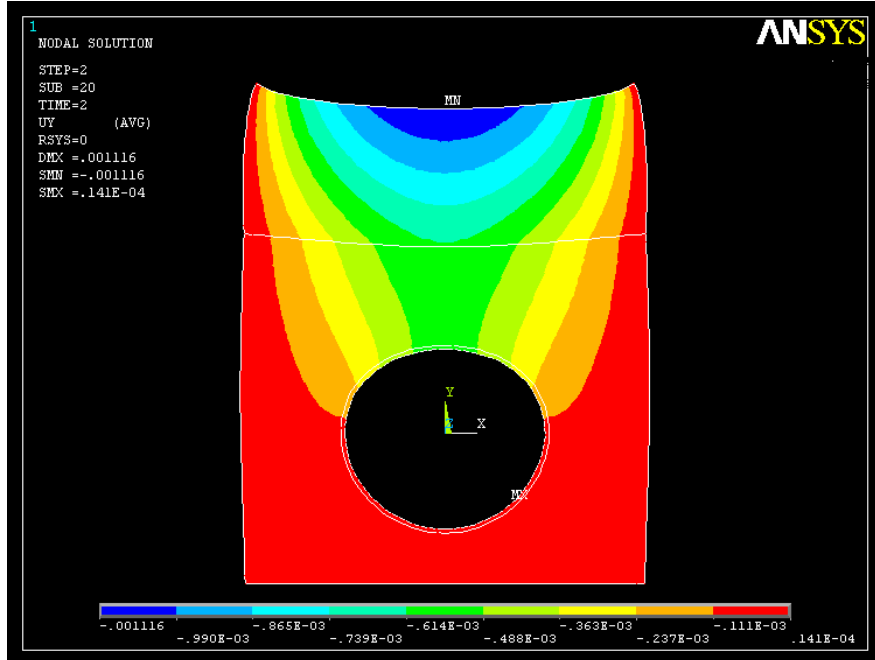


Figura 5. 17 Deplasarea după y (Uy)

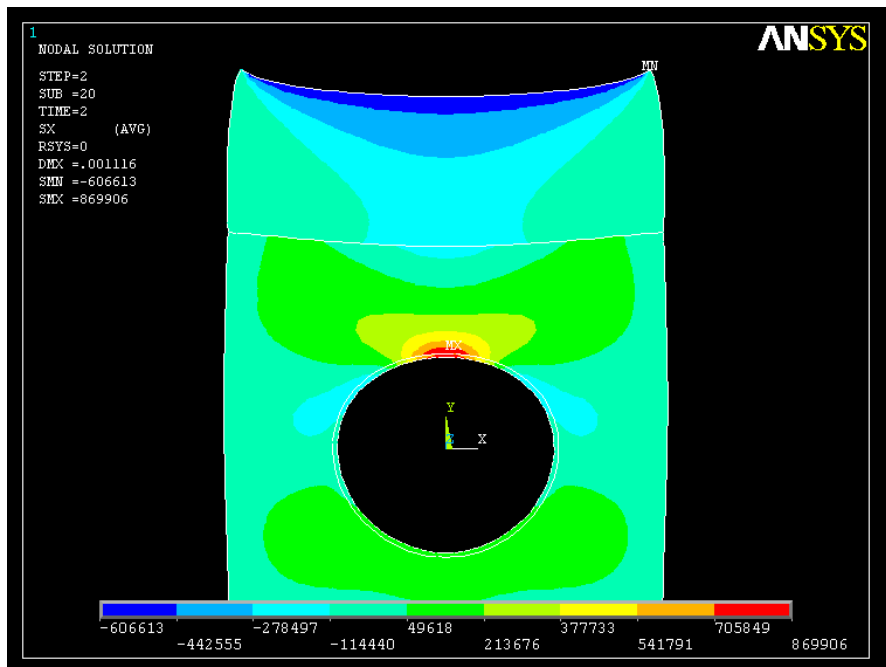


Figura 5. 18 Efortul unitar σ_x

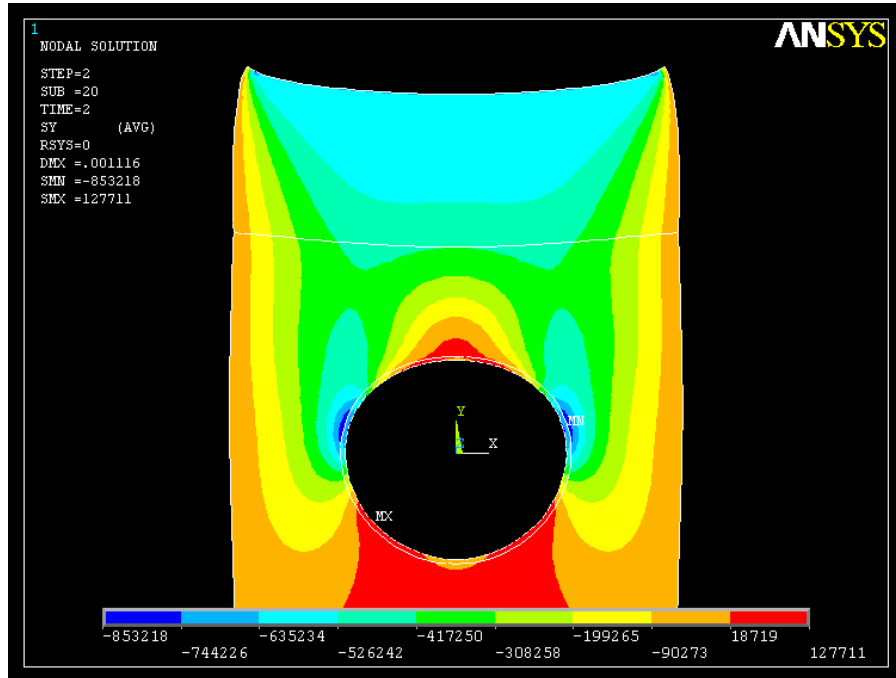


Figura 5. 19 Efortul unitar σ_y

Exprimarea eforturilor în elemente:

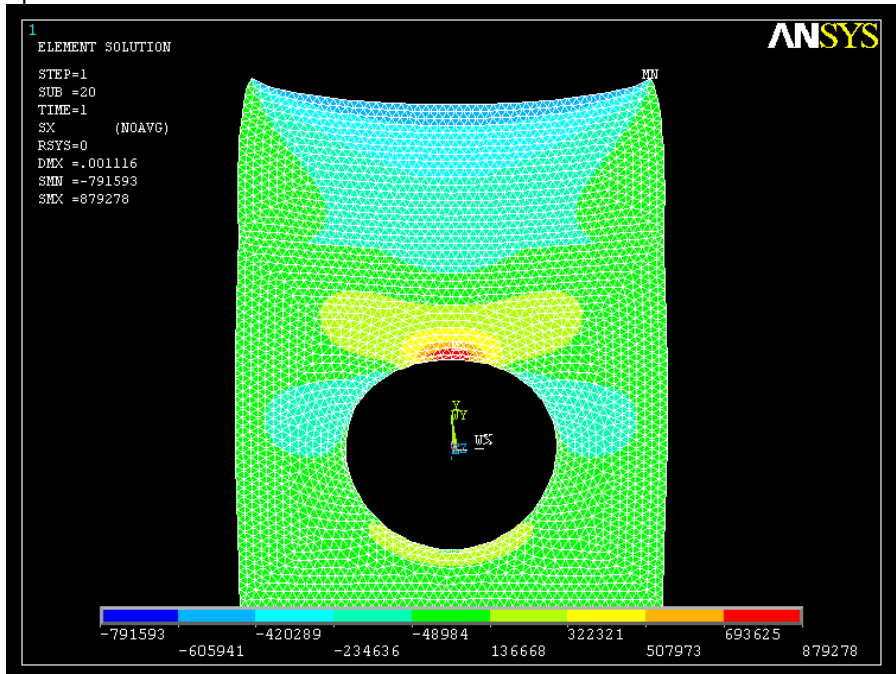


Figura 5. 20 Efortul unitar σ_x

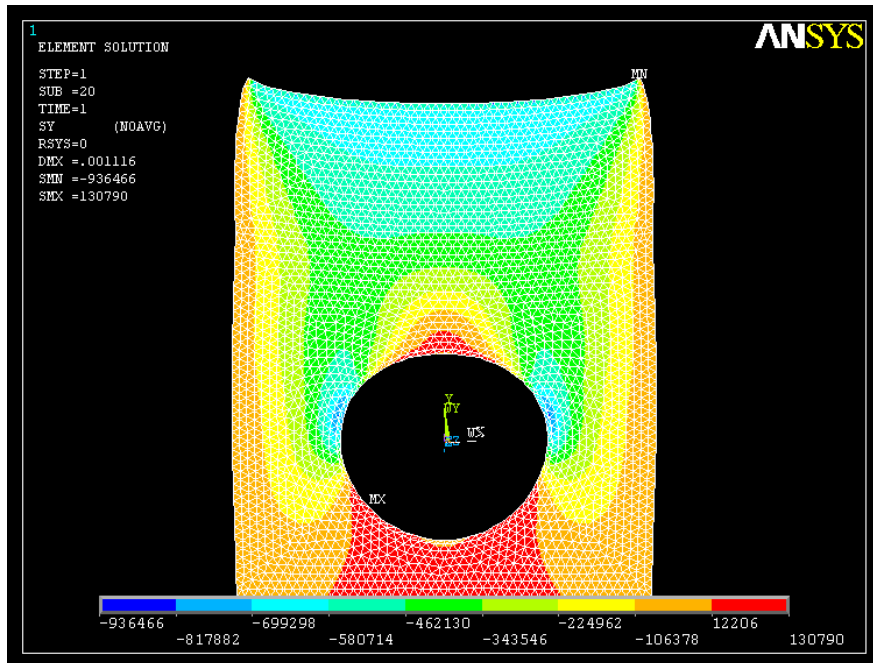


Figura 5. 21 Efortul unitar σ_y

Pentru model a fost aleasă o situație reală de realizare a conductelor îngropate în cadrul execuției sistemului de canalizare în municipiul Timișoara

În cadrul acestui proiect au fost pozate conducte de diametre diferite de la 200 mm până la 1600 mm în mai multe zone ale orașului la adâncimi cuprinse între 1,5m și 6m.

Alternanța terenurilor precum și prezența apei subterane la adâncimi relativ reduse au condus la alegerea secțiunii de pozare folosită în cadrul analizei.

Lucrările de pozare constau în: excavarea unei tranșee de dimensiuni suficiente respectând standardele în vigoare precum și tehnologia de execuție pentru instalarea pe fundul tranșeei a conductelor.

Din cauza caracteristicilor diferite ale terenurilor de umplutură se alege în cadrul proiectului ca și conducta să fie îngropată(atât dedesubt, lateral, cât și deasupra acesteia) într-un material granular compresibil. Această alegere a fost făcută pentru a crea așa zisul efect de tranșee atât în jurul conductei cât și deasupra acesteia.

Încărcările ce acționează pe conductă sunt cele din greutatea proprii ale materialelor cât și cele aduse de traficul rutier.

Datorită diferențelor mari în ceea ce privește grosimea conductei de PAFSIN și a materialelor de deasupra, nu a fost posibilă o discretizare grosieră în prealabil și de aceea se face o discretizare a tuturor suprafețelor folosind elemente de 5 mm.

Forma diagramelor sunt cele cunoscute din calculele clasice cu specificația că în calculul clasic apariția bolții se realizează la îngropări ce depășesc de 3 ori diametrul conductei îngropate, aici se observă că la o îngropare ce depășește cu puțin diametrul conductei apare acest efect.

Iată câteva rezultate obținute în această analiză:

Deformația maximă după direcția x este $UX_{max}=0,000487m$

Deformația maximă după direcția y este $UY_{max}=0,001116 m$

Efortul unitar după direcția x este $\sigma_x_{max}=-0,6 \times 10^{-6}, kgf/m^2,$
 $\sigma_x_{max}=+0,87 \times 10^{-6}, kgf/m^2$

Efortul unitar după direcția y este $\sigma_y_{max}=-0,85 \times 10^{-6}, kgf/m^2$
 $\sigma_y_{max}=+0,127 \times 10^{-6}, kgf/m^2$

Conform cărții tehnice a conductelor de PAFSIN

$$Deformatia(\%) = \frac{D_{initial} - Diametrul\ masurat\ dupa\ incarcare}{D_{initial}} * 100 \leq 2\%$$

$$D(\%) = \frac{1,2 - (1,2 - 2 * 0,001116)}{1,2} * 100 = 0,186\% \ll 2\%$$

Concluzia generală după studiere, stabilirea modelului de calcul și rezolvarea cu ajutorul elementului finit este că ansamblul conductă - teren natural - teren de umplură a fost supradimensionat.

6. CONCLUZII

6.1. Conținutul lucrării

Lucrarea este structurată pe 6 capitole dezvoltate pe 142 pagini, conține 205 Relații, 117 Figuri și poze, 34 Tabele și o listă de bibliografie cu 45 Titluri.

În primul capitol "Introducere" se pun în evidență elemente generale legate de mecanica pământurilor. De asemenea în acest capitol sunt enumerate și obiectivele propuse ale cercetării.

În cel de al doilea capitol "Folosirea conductelor îngropate în lucrările hidrotehnice și de gospodărie comunală" sunt trecute în evidență aproape toate materialele ce se găsesc pe piață pentru execuția lucrărilor hidrotehnice de gospodărie comunală pentru fiecare prezentându-se avantaje și dezavantaje, particularități și indicații. Tot în cadrul acestui capitol sunt tratate și încărcările la care sunt supuse conductele îngropate precum și câteva metode de calcul static al conductelor.

Cel de al treilea capitol "Hidraulica conductelor" prezintă câteva metode de pozare a conductelor îngropate, metode desprinse și recomandate ca urmare a unei experiențe în domeniul „conductelor”, în activitatea de implementare a proiectelor de alimentare cu apă și canalizare precum și în activitatea de proiectare în construcții. Tot în cadrul acestui capitol sunt tratate problemele sensibile întâlnite în domeniul conductelor și anume pierderile de sarcină.

Capitolul 4 intitulat "Lucrări de artă întâlnite în construcțiile hidrotehnice" este un capitol aparte care pe lângă partea teoretică conține de asemenea un studiu de caz (Amenajare râu Dobra). În acest capitol sunt redată situații reale legate de problemele întâlnite în activitatea de proiectare, probleme ce la prima vedere par simple, dar care pot afecta grav timpul de execuție al proiectului și mai nou promovarea investiției.

În cadrul capitolului 5 "Metoda elementelor finite" pe lângă o bună trecere în revistă și o explicitare a teoriei elementului finit conține și studiul de caz comportarea unei conducte analizată cu teoria elementelor finite.

6.2. Contribuții personale

Contribuțiile personale ce se pot evidenția în prezenta lucrare constau în:

- 1) Punerea în evidență a unor exemple și recomandări cu privire la folosirea materialelor noi apărute pe piață cum ar fi: PAFSIN , Fontă ductilă, PVC de tip rigid cu rezistență sporită, polietilenă de înaltă densitate etc. Fiecare din acestea își au propriile caracteristici și de aceea folosirea, alegerea și includerea lor în cadrul unor proiecte trebuie făcută cu mare atenție și responsabilitate neexistând destulă experiență și ani de exploatare suficienți;
- 2) Sistematizarea unei vaste și actuale documentații existente în literatura de specialitate cu privire la evoluția metodelor de calcul;
- 3) Stabilirea pașilor ce trebuie urmați în cazul analizelor structurale cu Metoda elementului finit;

- 4) Generarea unui model de calcul structural în baza unui program însușit, care s-a calat foarte bine pe modelul practic, prin concluzii referitoare la deformații și eforturi pe imaginea pe care o aveam din metodele clasice;
- 5) Teza prezintă lucrări cu foarte multe probleme de deformații, de punere în operă prin vibrații (execuții lângă lucrări existente) și se pune în evidență importanța apei subterane în calculul structurilor îngropate;
- 6) Prezentarea unui model de calcul pentru situații reale de pozare a conductelor în care succesiunea straturilor străbătute pe verticală diferă foarte mult;
- 7) Confruntarea cu lucrări de îngropare a conductelor cu presiuni foarte mari până la 400-450 mH₂O, unde transmiterea forțelor de presiune ridică probleme foarte mari. În țară practica executării conductelor cu presiuni mari este destul de limitată acestea folosindu-se ca și conducte forțate. În detrimentul acestora s-au folosit galerii excavate în rocă. Majoritatea conductelor executate până în prezent nu depășesc presiuni de 150 mH₂O.

6.3. Perspective

Soluțiile constructive prezentate nu sunt unice și nici generale.

Direcțiile de urmărire a elementelor noi din domeniu în care se pot îmbunătăți rezultatele prezentei teze ar putea fi:

exprimarea unui model fizic în laborator care să țină cont de comportarea reală a fiecărui material în parte pentru a se ajunge la un mod de comparare mai apropiat fenomenului real chiar mai mult decât Metoda elementelor finite.

BIBLIOGRAFIE

1. Andrei, S., Mecanica Rocilor, Institutul de Construcții București, 1983;
2. Bartha, I., Javgureanu, V., Hidraulică, Ed. Tehnică Chișinău, 1998;
3. Bălă, M., Popa, Gh., Ion M., – Mecanica rocilor și tuneluri – Oficiul de documentare și publicații tehnice București, 1973
4. Bălă, M., Popa, Gh., Ion M., Construcții hidrotehnice subterane, Calcul și execuție, Editura Tehnică București, 1981;
5. Bouchayer, R, Tascher, C. La détermination des efforts dans les massifs d'ancrage des conduits forés, Travaux, nr.12, 1957;
6. Cadar, I., Clipii, T., Tudor, A., Beton armat, Editura Orizonturi Universitare Timișoara, 2004
7. Caquot, A și Kerisel, J – Tratat de mecanica pământurilor – Editura Tehnică București, 1968–
8. Cetrusov, M., D., Hidraulica, Editura Tehnică București
9. Ciarlet, P, Lions, J., Handbook of Numerical Analysis (Finite Elements Method – part I), Library of Congress Cataloging in Publication Data, Holland, 1991;
10. Clarke, N.W.B The loads imposed on conduits laid under embankments or valley fills, The Institution of Civil Engineers-Proceedings, London 1967;
11. Clough, R.W. The Finite Method in plane stress analysis, Proceedings, American Society of Civil Engineers, Second Conference on Electronic Computation, Pittsburgh 1960
12. David, I., Hidraulica, Institutul Politehnic „Traian Vuia” Timișoara, 1990;
13. Dumitrescu, D., Pop, R., Manualul inginerului hidrotehnician, Editura tehnică, București, 1976;
14. Florea, Julieta, Panaitescu, V., Mecanica Fluidelor, Editura Didactică și Pedagogică, București;
15. Florescu, Al., Istode, V., Niculescu, D., Exploatarea aducțiunilor și rețelelor de distribuție a apei, Editura Tehnică București, 1978;
16. Giurconiu, M., Mirel, I., Carabet, A., Chivereanu, D., Florescu, C., Stăniloiu, C., Construcții și instalații hidroedilitare, Editura de Vest, Timișoara, 2002;
17. Haida V, și Marin , M – Geotehnică – UT Timișoara, 1994;
18. Hâncu, S., Marin, Gabriela, Hidraulică Teoretică și Aplicată, Editura Cartea Universitară, București 2007;
19. Kiselev, G.,P., Îndreptar pentru calcule hidraulice, (Traducere din limba Rusă), Editura Tehnică, București, 1988;
20. Klein, G. K. Calculul conductelor îngropate în pământ, Moscova 1957;
21. Kohnke Peter Ansys, Inc. Theoriz, ISO 9001:1994;
22. Maior, N și Păunescu M – Geotehnică și fundații – Editura Didactică și Pedagogică București, 1967;
23. Marston, A., Second progress report to the Joint Concrete Culvert Committee, 7 aprilie 1922;
24. Mateescu, D., Ivan, M., Conducte metalice circulare cu diametru mare, Editura Tehnică București, 1985;
25. Nakasone, Y. and S. Yoshimoto, T. A. Stolarski Engineering analysis with ansys software

142 BIBLIOGRAFIE

26. Popa, Gh – Mecanica rocilor și tuneluri – Institutul Politehnic Traian Vuia Timișoara, 1985
27. Popa, Gh, Fulop, E, Rusu, R – Construcții hidrotehnice - Îndrumător de laborator – Institutul Politehnic Traian Vuia Timișoara, 1984
28. Popescu, A., Analiza comparativă privind utilizarea conductelor din polietilenă, PVC, oțel, fontă ductilă și poliesteri armați cu fibră de sticlă la execuția aducțiunilor și rețelelor de distribuție a apei, Conferința „Sisteme hidraulice sub presiune”, București 1999;
29. Prișcu, R., Construcții Hidrotehnice, Editura Didactică și Pedagogică, București 1982;
30. Radu, Gh., Conducte Hobas o garanție a reducerii pierderilor de apă și a consumurilor energetice în sistemele de alimentare cu apă, „Reducerea pierderilor energetice și a consumurilor de apă în sistemele de alimentare cu apă”, București, 1997;
31. Stematiu Dan Calculul structurilor hidrotehnice prin Metoda Elementelor Finite, Editura Tehnică București, 1988
32. Stematiu Dan Mecanica rocilor pentru constructori, Conspress, București, 2008;
33. *** „DEX '98”, Dicționarul explicativ al limbii române, Academia Română, Institutul de Lingvistică "Iorgu Iordan", Editura Univers Enciclopedic, 1998;
34. *** [Sinonime] Dicționar de sinonime, Mircea și Luiza Seche, Editura Litera Internațional, 2002
35. *** [NODEX] Noul dicționar explicativ al limbii române, Litera Internațional, Editura Litera Internațional, 2002
36. *** [Antonime] Dicționar de antonime, Mircea și Luiza Seche, Editura Litera Internațional, 2002;
37. *** Ansys User's Manual for Revision 5.0 vol I Swason Analysis Systems INC Huston, 1992
38. *** Broșură, Conducte din fontă ductilă, Pont – A - Mousson, 2002
39. *** Flowtite, Catalog de produse
40. *** Flowtite, Ghid de instalare conducte îngropate;
41. *** Flowtite, Conducte din fontă ductilă;
42. *** INDICATIV I.22-99- Normativ pentru proiectarea și executarea conductelor de aducțiune și a rețelelor de alimentare cu apă și canalizare ale localităților
43. *** Valrom, Catalog de produse
44. *** Valrom, Carte tehnica PEHD
45. *** Ansys, Theory Inc. ISO 9001, Peter Kohnke, :1994