

CONTRIBUȚII LA STUDIUL UNOR SISTEME EFICIENTE DE FUNDARE PENTRU CONSTRUCȚII SPECIALE

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

Ing. Carmen-Aurelia Peptan

Conducător științific: prof.dr.ing. Virgil Haida
Referenți științifici: prof.dr.ing. Paulică Răileanu
conf.dr.ing. Maria Ștefănică
prof.dr.ing. Marin Marin

Ziua susținerii tezei: 19.12.2008

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, 2008

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

Lucrarea prezentată ca teză de doctorat „**Contribuții la studiul unor sisteme eficiente de fundare pentru construcții speciale**” reprezintă rezultatul unei activități de cercetare științifică teoretică și aplicată pe care am desfășurat-o de-a lungul unei perioade de timp ce însumează nu puțini ani. Această activitate nu ar fi putut fi finalizată, în forma în care se prezintă azi, fără sprijinul permanent acordat, în diferite moduri, de toți cei care mi-au fost alături de-a lungul anilor.

Aduc cu această ocazie mulțumiri conducătorului științific, domnului *prof.dr.ing. Virgil Haida*, care prin competența, exigența și susținerea morală, toate oferite cu generozitate, m-a îndrumat pe tot parcursul perioadei de elaborare a tezei, punându-și amprenta asupra evoluției mele profesionale și personale.

Multă admirație și respect aduc doamnei și domnilor profesori universitari, *Maria Ștefănică, Paulică Răileanu și Marin Marin*, referenți științifici oficiali, pentru sfaturile și aprecierile asupra tezei.

Mulțumiri domnului *dr.ing. Remus Silaghi* pentru ajutorul oferit cu bunăvoință ori de câte ori a fost necesar.

Îmi exprim recunoștința față de conducerea *Facultății de Construcții din Timișoara* și a *Departamentului de Căi de Comunicație Terestre, Fundații și Cadastru*, care au oferit cu multă generozitate prețioase sfaturi și îndemnuri pentru finalizarea tezei. Mulțumesc doamnei *ing. Veronica Carp* și colegilor de serviciu din firma Proiect CF București, doamnei *prof.dr.ing. Silvica Oncia* și colegilor din catedră de la Facultatea de Agricultură din Timișoara pentru sprijinul acordat în această perioadă. Tuturor prietenilor sau cunoștințelor care, într-un fel sau altul, au fost alături de mine, ajutându-mă chiar și numai prin câteva cuvinte de încurajare.

Pe parcursul acestor ani am simțit mereu sprijinul și încurajările familiei mele, *mama, tata și sora*, pe care îi asigur încă o dată, de toată recunoștința și sentimentele mele.

Timișoara, noiembrie 2008

ing. Carmen-Aurelia Peptan

Peptan, Carmen-Aurelia

Contribuții la studiul unor sisteme eficiente de fundare pentru construcții speciale

Teze de doctorat ale UPT, Seria 5, Nr. 34, Editura Politehnica, 2008, 214 pagini, 152 figuri, 19 tabele.

ISSN: 1842-581X

ISBN: 978-973-625-790-2

Cuvinte cheie:

construcții speciale, stâlpi LEA, tunuri de răcire, turnuri de telecomunicații, coșuri de fum, instalații de nocturnă, plăci curbe subțiri, interacțiune construcție-fundație-teren, modelare teren de fundare, fundații încastrate elastic în teren, fundații cu bază circulară și pătrată, schemă logică, codul "sursă" al programului de calcul,

Rezumat:

Teza cuprinde studiul și analiza unor sisteme eficiente de fundare pentru construcții speciale, sub aspectul alcătuirii constructive și al conlucrării cu suprastructura și terenul de fundare, concretizate prin unele contribuții proprii privind eficientizarea calculului de proiectare a fundațiilor încastrate elastic în teren.

Fundațiile încastrate elastic în teren reprezintă una din soluțiile prin care se ia în considerare interacțiunea construcție-fundație-teren. Fundațiile încastrate elastic în teren iau în considerare și reacțiunile de pe suprafețele de contact verticale, stabilitatea construcției fiind asigurată pentru dimensiuni mai reduse ale acestora, deci ducând la o execuție mai economică a fundațiilor.

În urma studiilor și cercetărilor efectuate, s-a elaborat un program de calcul automat al fundațiilor încastrate elastic în teren, evident mult mai eficient decât calculul clasic.

Programul de calcul conceput utilizează teoriile încastrării elastice în teren a fundațiilor rigide cu bază circulară și pătrată, rezultatele obținute prin rularea acestuia conducând și la unele concluzii referitoare la influența dimensiunilor în plan ale fundației, a adâncimii de fundare, a caracteristicilor terenului de fundare, a mărimii și naturii încărcărilor, asupra conlucrării acestora cu terenul de fundare.

CUPRINS

Cap. 1.	INTRODUCERE	8
1.1.	Definirea noțiunii de construcții speciale	8
1.2.	Obiectul tezei de doctorat	13
Cap. 2	SISTEME DE FUNDAȚII PENTRU CONSTRUCȚII SPECIALE	15
2.1.	Fundații pentru stâlpi LEA	15
2.1.1.	Alcătuirea constructivă a stâlpilor LEA	15
2.1.2.	Tipuri de fundații folosite la stâlpii LEA	16
2.1.2.1.	Fundații pentru stâlpi din beton armat	18
A.	Fundații burate	18
B.	Fundații forate și injectate	19
C.	Fundații forate	20
D.	Fundații săpate	22
E.	Fundații din pământ stabilizat chimic	23
F.	Fundații din beton monolit	24
G.	Fundații prefabricate	25
2.1.2.2.	Fundații pentru stâlpi metalici	26
A.	Fundații din beton monolit	26
B.	Fundații forate	28
C.	Fundații prefabricate	29
D.	Fundații tip grătar	33
2.2.	Fundații pentru construcții sistem turn	38
2.2.1.	Fundații pentru turnuri de răcire	38
2.2.1.1.	Alcătuirea constructivă a turnurilor de răcire	38
2.2.1.2.	Tipuri de fundații folosite la turnurile de răcire	43
2.2.2.	Fundații pentru turnuri de telecomunicații	49
2.2.2.1.	Alcătuirea constructivă a turnurilor de telecomunicații	49
2.2.2.2.	Tipuri de fundații folosite la turnurile de răcire	51
2.2.3.	Fundații pentru coșuri de fum	54
2.2.3.1.	Alcătuirea constructivă a coșurilor de fum	54
2.2.3.2.	Tipuri de fundații folosite la coșurile de fum	56
2.3.	Alte tipuri de fundații speciale	59
2.3.1.	Generalități	59
2.3.2.	Fundații izolate din plăci curbe subțiri	59
2.3.2.1.	Fundații izolate din plăci conice subțiri	59
2.3.2.2.	Fundații izolate de tip poliedric cu inel de bază precomprimat ..	62
2.3.2.3.	Fundații prefabricate alcătuite din placă de bază și pânză conică	63
2.3.2.4.	Fundații antiseismice	65
2.3.2.5.	Soluții de fundații izolate din plăci curbe subțiri folosite în diverse țări	66
2.3.2.6.	Modul de execuție a fundațiilor izolate prefabricate din plăci curbe	69
2.3.3.	Fundații continue din plăci curbe subțiri	70
2.3.4.	Fundații radier general	73
2.3.4.1.	Radiere nervurate precomprimare	73

6 Cuprins

2.3.4.2. Radiere prefabricate din plăci subțiri	74
2.3.5. Fundații ancorate	75
2.3.6. Fundații pe chesoane deschise	75
2.3.7. Fundații pe barete	77
Cap. 3 CONSIDERAȚII GENERALE PRIVIND INTERACȚIUNEA CONSTRUCȚIE-FUNDAȚIE-TEREN	79
3.1. Principiile de bază ale conlucrării structură-fundație-teren	79
3.2. Parametrii care influențează interacțiunea construcție-fundație-teren	81
3.2.1. Influența rigidității și a gradului de nedeterminare statică a structurii, asupra distribuției presiunii reactive pe suprafața de contact	82
3.2.2. Influența dimensiunilor, formei fundației și adâncimii de fundare asupra stării de deformare a ansamblului construcție-teren	84
3.2.3. Caracteristicile de deformabilitate ale terenului de fundare în ecuația de interacțiune	85
3.3. Ipoteze de calcul în mecanica pământurilor	86
3.3.1. Ipoteza mediului continuu	87
3.3.2. Ipoteza mediului elastic	87
3.3.3. Ipoteza izotropiei	90
3.3.4. Ipoteza omogenității	91
3.4. Modelarea terenului de fundare	93
3.4.1. Generalități	93
3.4.2. Modele de calcul pentru terenul de fundare în metodele clasice ...	96
3.4.2.1. Admiterea variației liniare a reacțiunilor pe suprafața de contact	96
3.4.2.2. Modelul Winkler (modelul coeficientului de pat)	97
3.4.2.3. Modelul Klepikov (modelul coeficientului de rigiditate)	101
3.4.2.4. Modelul Winkler cu doi coeficienți de pat	102
3.4.2.5. Modelul Wiegardt	103
3.4.2.6. Modelul Filonenko - Borodici	104
3.4.2.7. Modelul Pasternak	104
3.4.2.8. Modelul Boussinesq (modelul semispațiului elastic, omogen și izotrop)	105
3.4.2.9. Modele vâsco-elastice și reologice	107
3.4.2.10. Modele combinate	109
Cap. 4 PARTICULARITĂȚI ALE INTERACȚIUNII CONSTRUCȚIE-FUNDAȚIE-TEREN LA UNELE CONSTRUCȚII SPECIALE	111
4.1. Considerații generale	111
4.2. Aspecte caracteristice ale interacțiunii construcție-fundație-teren la stâlpii LEA	115
4.3. Aspecte caracteristice ale interacțiunii construcție-fundație-teren la construcții sistem turn	117
4.4. Aspecte caracteristice ale interacțiunii construcție- fundație-teren la construcții tip hală cu deschideri mari	123
Cap. 5 STUDII ȘI CERCETĂRI ASUPRA FUNDAȚIILOR ÎNCASTRATE ELASTIC ÎN TEREN	129
5.1. Condiții privind natura terenului de fundare în cazul fundațiilor încastrate elastic în teren	129
5.2. Aspecte de calcul a fundațiilor încastrate elastic în teren	130

5.2.1. Considerații de bază	130
5.2.2. Calculul fundației circulare încastrată elastic în teren	131
5.2.3. Calculul fundației pătrate încastrată elastic în teren	145
5.3. Studii teoretice privind fundațiile încastrate elastic în teren	151
5.3.1. Contribuții la perfecționarea calculului automat privind fundațiile încastrate elastic în teren	151
5.3.1.1. Schema logică a programului de calcul	151
5.3.1.2. „Forma” programului de calcul	153
5.3.1.3. „Codul sursă” al programului de calcul	154
5.3.1.4. Introducerea datelor de intrare	161
5.3.1.5. Prelucrarea prin program a datelor de intrare	162
5.3.1.6. Descrierea funcționării programului de calcul	163
5.3.1.7. Afișarea rezultatelor	165
5.3.2. Aplicarea programului de calcul „Fundații” la studiul influenței unor parametri asupra conlucrării cu terenul a fundațiilor încastrate elastic	167
5.4. Exemplificarea aplicării programului de calcul la fundațiile unor stâlpi pentru LEA și instalații de nocturnă	193
Cap. 6 CONCLUZII FINALE	200
Bibliografie	205

Capitolul 1

INTRODUCERE

1.1. Definirea noțiunii de construcții speciale

Dezvoltarea industriei, punerea în valoare a bogățiilor naturale, ameliorarea condițiilor de viață și creșterea nivelului de trai al populației, fac indispensabilă creșterea volumului de construcții.

Alegerea tipului de structură și de fundație, corespunzător categoriei de teren pe care este amplasată construcția, pentru a deservi un anumit scop, a îmbrăca un anumit flux tehnologic și a respecta principiile care să permită eventuale dezvoltări ulterioare ale ei sau elasticitate în modificarea destinației, este una din problemele cele mai grele ale ingineriei structurilor.

Rezolvarea ei în mod optim depinde de talentul proiectantului, dar în foarte mare măsură de cunoștințele pe care le are asupra amplasamentului construcției, condițiile geologice și hidrogeologice, natura terenului de fundare și deformabilitatea sa, materialele avute la dispoziție, utilajul și posibilitățile tehnice de execuție etc.

Îmbrăcând un flux tehnologic sau o funcționalitate, proiectantul trebuie să aleagă un anumit tip de structură și de fundație în funcție de terenul pe care este amplasată construcția și de comportarea sa în timp, de deschiderile necesare utilajelor, de sarcinile care acționează în timpul exploatării, de construcțiile existente, de nivelul și agresivitatea apelor subterane etc.

Concepția, proiectarea și execuția construcțiilor industriale destinate înmagazinării materialelor granulare și a lichidelor (buncăre, silozuri, rezervoare de apă) sau a construcțiilor înalte de tip turn (turnuri de răcire,, turnuri de telecomunicații, coșuri de fum), precum și a stâlpilor liniilor de transport de energie electrică necesită rezolvarea unor probleme speciale.

În ultimii 50 de ani, ca urmare a procesului de dezvoltare industrială, construcțiile industriale speciale au cunoscut o continuă dezvoltare, acumulându-se o vastă experiență privind proiectarea și execuția lor.

În marile unități industriale pot fi întâlnite construcții ale căror caracteristici și performanțe reflectă experiența specialiștilor în realizarea unor structuri sigure, durabile, cu folosirea rațională și economică a materialelor de bază din care sunt alcătuite. Numeroase invenții românești au fost brevetate peste hotare, ca de exemplu silozul cu celule hexagonale precomprimate sau cofrajul glisant pentru executarea turnurilor cu diamteru variabil și cu grosimea variabilă a peretelui.

Construcțiile speciale se întâlnesc de regulă în diferite ramuri de bază ale industriei, cum ar fi:

- turnuri de extracție și buncăre din industria extractivă de cărbuni;
- turle de foraj și de producție și rezervoare de produse petroliere din industria petrolieră;
- stâlpii liniilor de transport de energie electrică și conductele de presiune ale centralelor hidroelectrice din sectorul energiei electrice;
- conductele de gaz și gazometrele din industria chimică;
- turnurile și pilonii folosiți la susținerea antenelor radio și de televiziune din sectorul de telecomunicații.

Sporirea însemnată a volumului investițiilor din industrie, din care lucrările de construcții-montaj reprezintă o parte importantă, a necesitat găsirea unor soluții raționale privind proiectarea și executarea construcțiilor, care să conducă la economisirea cimentului, metalului, lemnului și a altor materiale de construcții, introducerea unor concepții noi, care să asigure un volum mare de lucrări într-un interval de timp relativ scăzut, la un preț cât mai redus.

Cunoașterea metodelor de calcul și a tendințelor evoluției și perfecționării acestora contribuie la alegerea și proiectarea modernă și economică a structurilor, pe baza eforturilor reale care apar, evitându-se supradimensionările sau aprecierile subiective ale proiectantului.

Aplicarea unor tehnologii moderne, industrializate, de execuție a construcțiilor, ridicarea gradului de prefabricare a acestora concomitent cu reducerea greutateii proprii, extinderea largă a precomprimării betonului, odată cu folosirea oțelurilor de calitate superioară etc. au impus revizuirea metodelor clasice privind calculul și alcătuirea structurilor, în sensul punerii de acord a problemelor specifice de calcul cu tehnologia de execuție.

Utilizarea rațională a oțelului și a betonului în elementele prefabricate și uneori în cele monolite este legată de precomprimare, procedeu care permite folosirea în cea mai mare măsură a proprietăților mecanice pe care le posedă betonul în asociație cu armătura. Este limpede faptul că industrializarea construcțiilor, o dată cu introducerea pe scară largă a precomprimatelor, a condus la obținerea unor indici tehnico-economici superiori și astfel s-au obținut valori reduse ale prețului de deviz pentru structurile de rezistență ale construcțiilor industriale, în general, și pentru construcțiile speciale, în particular. Problema aplicării prefabricatelor și a precomprimatelor la construcțiile speciale din beton armat a generat sisteme noi, moderne, de alcătuire a construcțiilor speciale, fiind analizate diverse soluții de structuri, cum ar fi: prefabricate, pretensionate, precomprimare, armate cu plase și carcasa sudate, executate în cofraje alunecătoare sau de inventar, alcătuite din elemente prefabricate, asamblate prin precomprimare etc.

Însă nu trebuie uitat că odată cu cerințele dezvoltării rapide a industriei construcțiilor s-au extins și s-au dezvoltat, pe de o parte utilizarea oțelului în alcătuirea construcțiilor, iar pe de altă parte, utilizarea aliajelor de aluminiu, care pentru realizarea unor elemente de construcții metalice a devenit o problemă de actualitate. Astăzi din oțel se realizează cu precădere următoarele categorii de lucrări: (a) diverse clădiri și structuri industriale – hale industriale cu regim de lucru greu și foarte greu, estacade pentru poduri rulante grele, structuri de rezistență (platforme) pentru susținerea unor utilaje grele și cu acțiuni dinamice, (b) construcții cu multe etaje – clădiri administrative, hoteluri și instalații, (c) construcții metalice ale utilajelor de ridicat și transportat fixe sau mobile – poduri rulante, macarale fixe sau mobile, macarale de perete etc. (d) alte construcții metalice, cu diverse structuri – scări, platforme industriale, pasarele, susțineri de conducte pentru traversări de râuri, galerii pentru susținere de benzi transportoare, poduri, porți de mari dimensiuni la barje și ecluze etc. Din categoria construcțiilor speciale, în zilele noastre se realizează următoarele tipuri de construcții: (a) construcții înalte – turnuri și piloni utilizați pentru susținerea antenelor de telecomunicații, stâlpi pentru susținerea liniilor electrice aeriene (LEA) de înaltă tensiune, turle pentru foraj, turnuri pentru susținerea funicularilor și telefericelor, unele coșuri de fum etc., (b) construcții metalice – buncăre, silozuri, rezervoare de mare capacitate pentru lichide sau gaze, cu volum constant sau variabil, conducte, furnale, platforme marine submersibile sau platforme fixe de foraj etc., (c) construcții cu deschideri mari – săli de expoziție, săli de sport, hangare pentru avioane, garaje etc.

Oțelul și aliajul de aluminiu sunt necesare în numeroase alte domenii ale producției materiale, în care utilizarea lor este mult mai necesară, de aceea se impune să se realizeze construcții metalice numai în condițiile în care alte soluții nu pot satisface cerințele de exploatare (de exemplu, acțiuni deosebit de mari, acțiuni dinamice, deschideri mari și foarte mari, construcții foarte înalte, condiții tehnologice deosebite etc.).

La proiectarea construcțiilor metalice trebuie avut în vedere criteriul reducerii consumului de oțel. Pentru aceasta este necesară mai întâi justificarea tehnico-economică a utilizării soluției în structură de oțel a construcției respective. Apoi, odată aleasă soluția metalică, este necesară realizarea unor soluții cu performanțe tehnico-economice ridicate: utilizarea cu precădere a soluțiilor tipizate, stabilirea rațională a dimensiunilor pentru reducerea pierderilor de material la uzinare și asigurarea unei întrețineri ușoare a construcțiilor metalice în timpul exploatarei, în vederea conservării și lungirii duratei de exploatare în deplină siguranță.

De exemplu, se știe faptul că turnurile și pilonii de radio și televiziune servesc pentru susținerea antenelor de emisie. Construcțiile spațiale sub formă de turn sau pilon se caracterizează prin raportul mare între înălțime și latura secțiunii orizontale. Turnurile sunt construcții rigide neancorate, care necesită o suprafață de teren redusă, dar implică un consum ridicat de oțel. Pilonii sunt construcții ancorate, care implică un consum mai redus de oțel, dar necesită o suprafață de teren mai mare și, datorită cablurilor de ancorare, prezintă pericol pentru transportul aerian. În zonele urbane se utilizează de obicei construcțiile sub formă de turn. În zonele cu depuneri frecvente de polei se recomandă de asemenea, utilizarea turnurilor în locul pilonilor.

Construcțiile sub formă de turn sau pilon, solificate de încărcări variabile ca intensitate în timp și la care poate interveni fenomenul de oboseală, nu se recomandă să fie realizate din oțeluri slab aliate, deoarece acestea au o comportare la fenomenul de oboseală asemănătoare cu a oțelurilor carbon obișnuite, iar reducerea secțiunii implică reducerea razei de inerție, creșterea zvelteței și ca atare reducerea coeficientului de flambaj. Aceste structuri sunt definite „ca ansambluri tridimensionale concepute și realizate astfel încât să lucreze spațial”. În mod evident, acțiunea vântului este încărcarea cea mai importantă la care sunt solificate aceste construcții. În ceea ce privește calculul dinamic al stâlpilor LEA, acțiunea seismică se poate neglija, iar vântul se poate considera ca o acțiune statică echivalentă. O altă problemă dinamică importantă la stâlpii LEA și la piloni o reprezintă oscilațiile autoexcitante ale conductoarelor electrice aeriene și respectiv cablurile de ancorare, fenomen cunoscut sub numele de galopare, ce poate produce oscilații cu amplitudini mari de ordinul metrilor, în plan vertical (transversal acțiunii vântului).

Construcțiile care fac parte din categoria construcțiilor înalte au dimensiuni transversale reduse (*coșuri de fum, turnuri de răcire, castele de apă, silozuri etc.*) și transmit fundației sarcini mari (orizontale și verticale) pe o suprafață de fundare mică. Acestor construcții trebuie să li se asigure o stabilitate suficientă pentru a funcționa în condiții de siguranță la acțiunea încărcărilor exterioare, stabilitate ce depinde de modul cum este realizată fundația.

Fundațiile acestor construcții pot fi solificate la momente încovoietoare rezultate din acțiunea forțelor orizontale care provoacă presiuni laterale și presiuni verticale pe teren, având tendința de răsturnare. Tendința de deplasare a fundației apare sub acțiunea forțelor orizontale care provoacă presiuni laterale pe teren. În afara asigurării nedepășirii capacității portante a terenului de fundare este necesar a

se face calculul de tasare al terenului și a se lua măsuri pentru a se înlătura producerea unor tasări inegale.

Pentru anumite destinații ale construcțiilor industriale speciale, practica a impus, pe baza experiențelor acumulate, tipuri de structuri consacrate, ca, de exemplu, cele pentru silozuri, castele de apă, turnuri de răcire, magazii, coșuri de fum etc.

Alegerea unui anumit tip de fundație se poate face respectând următoarele principii: sarcinile construcțiilor ce se transmit masivelor de pământ, care trebuie să fie capabile să le suporte, fără apariția unor suprafețe de alunecare; deformațiile terenului de fundare trebuie să fie compatibile cu ale fundației și structurii, asigurând un grad corespunzător de siguranță; execuția noii construcții nu trebuie să afecteze sau să pericliteze construcții existente.

Caracteristicile și natura terenului de fundare, adeseori însă hotărăsc nu numai tipul de fundație, ci însăși suprastructura de rezistență ce urmează a fi adoptată pentru o construcție.

Fundația este elementul care servește drept suport construcției și sarcinilor sale și are rolul de a le transmite la teren. Tehnica fundațiilor aduce simultan următoarele probleme importante: evaluarea capacității portante a terenului pe care este amplasată construcția și a tasărilor probabile ce pot să apară ca și calculul fundației propriu-zise.

În practica executării construcțiilor apar și situații când, în condițiile unor amplasamente obligatorii, terenul de fundare este slab (capacitate portantă scăzută, compresibilitate mare) și nu permite aplicarea soluției de fundare directă de mică adâncime. Sistemele de fundare indirectă (piloți, coloane) sau de fundare directă de adâncime (chesoane), constituie o cale de realizare a infrastructurilor construcțiilor în astfel de situații, însă aceste sisteme de fundare, în general, se caracterizează prin lucrări pretențioase, cu costuri și consumuri de materiale ridicate.

De aceea, se impune ca adoptarea acestor sisteme de fundare să se facă cu mult discernământ, în urma analizării sub aspect tehnico-economic și a variantei de îmbunătățire a terenului, prin diverse metode, astfel încât acesta să devină corespunzător fundării directe de mică adâncime.

Problema îmbunătățirii proprietăților fizice - mecanice ale diferitelor categorii de pământuri se pune și la executarea unor lucrări de terasamente, la care ca material de construcție se folosește pământul (diguri, baraje, rambleuri pentru căi de comunicații etc.). De asemenea, în cazul unor construcții hidrotehnice (baraje, praguri de retenție etc.) sunt necesare lucrări de îmbunătățire a calității terenului de fundare, mai ales pentru reducerea permeabilității acestuia.

Principalele modificări care se obțin prin aplicarea diferitelor metode de îmbunătățire a terenurilor de fundare sunt: reducerea compresibilității, creșterea rezistenței la forfecare, micșorarea permeabilității, a contractilității, a gelativității etc.

Numărul de amplasamente cu teren de fundare având caracteristici geotehnice avantajoase este tot mai redus. Această situație, combinată cu obligația de a așeza obiectivele în zone determinate din necesități prioritare, atât cele referitoare la fundarea construcțiilor și confruntată cu volumul sporit și aria mare de distribuție a lucrărilor pe teritoriu, ridică, de multe ori, probleme dificile de fundare. Astfel, 60...70 % din marile întreprinderi agricole sunt amplasate pe terenuri loessoide, iar aproximativ 10% din construcțiile rurale sunt amplasate pe terenuri contractile.

Natura geologică variată a subsolului țării noastre și diversitatea formelor de relief fac ca pe un spațiu relativ restrâns să se întâlnească o gamă variată de

pământuri cu proprietăți fizico-mecanice foarte variate, și, în consecință, cu comportări diferite sub încărcare, de la mături aluvionare neconsolidate, la argile supraconsolidate, de la argile stabile la argile cu contracții și umflări mari, de la nisipuri ușor antrenabile la loess, care este răspândit pe o suprafață mare.

În asemenea condiții, costul fundațiilor poate avea o pondere însemnată în costul total al construcției, pornind de la 6...8%, la clădirile de locuit și social - culturale și 10...16% la construcțiile industriale, ajungând la mai mult de 50% la unele poduri și construcții portuare.

Cheltuielile suplimentare de construire a imobilelor de locuit pe terenuri tasabile, în raport cu costul de construire a clădirilor analoge pe terenuri obișnuite, în funcție de proprietățile de tasare și de măsurile speciale prevăzute pentru imobilele cu un număr de niveluri și sistem constructiv diferit, reprezintă: în Bulgaria de la 15 la 30%, în Ungaria de la 20...30%, în România pe terenuri tasabile de tip *A* de la 10 la 40% și de tip *B* de la 12 la 50%.

Fundarea pe terenuri slabe este impusă de necesitatea valorificării terenurilor improprii agriculturii, pentru a se scoate cât mai puține suprafețe arabile din circuitul agricol național și valorificarea la un nivel superior a întregii suprafețe a țării.

Construcțiile industriale (marile combinate), în special cele din industria chimică și siderurgică, se amplasează la anumite distanțe de orașe, în vederea prevenirii efectelor unor eventuale avarii asupra populației.

Amplasarea construcțiilor industriale mai este impusă și de necesitatea asigurării bazei materiale, funcționării acestora, acolo unde sursele de materii prime există sau se mențin în condiții mai eficiente, evitându-se transporturile pe distanțe mari sau deficiențe de aprovizionare cu materii prime.

Un alt criteriu de amplasare a construcțiilor industriale îl constituie acela al amplasării în zone în care se poate asigura necesarul de forță de muncă.

Având în vedere aceste criterii de amplasare a construcțiilor, în cele mai multe cazuri este necesară *fundarea în condiții speciale de teren*, ceea ce implică intervenții asupra terenului de fundare prin diversele procedee de îmbunătățire.

Procentele de construire pe terenuri dificile sunt efectiv foarte ridicate și în continuă creștere, mai ales dacă se ține seama de considerentele mereu crescânde, privind confortul în locuință, de nivelul vieții populației și de dezvoltarea continuă a industriei, căilor de comunicații terestre etc., care se recomandă să se facă pe alte terenuri decât cele destinate agriculturii.

În ultimele decenii experții diferitelor țări au făcut progrese considerabile în domeniul construirii pe terenuri dificile, printre care se pot cita:

- stabilirea reglementării construirii prin punerea la punct a unor norme privind condițiile tehnice, care domină nivelul de concepere și construire, precum și crearea bazei materiale care să asigure executarea acestor măsuri;
- controlul special al comportării construcțiilor date în funcție (care s-a efectuat numai în anumite țări puține la număr);
- dezvoltarea cercetărilor și perfecționarea metodelor de construire în zonele care prezintă condiții dificile în teren.

Experiența dobândită pe un număr considerabil de cercetări efectuate și datele experimentale obținute constituie o bază solidă, care asigură condițiile necesare unor schimburi de experiență între specialiștii din țară sau de peste hotare.

Există multe dovezi convingătoare ale necesității investițiilor suplimentare în construirea pe terenuri dificile pentru a se asigura longevitatea și

fiabilitatea funcțională a clădirilor.

Dezvoltarea societății, punerea în valoare a bogățiilor naturale, ameliorarea condițiilor de viață și creșterea nivelului de civilizație și cultură al populației, face indispensabilă creșterea volumului de construcții, în special în zonele care prezintă condiții dificile de teren. În toate țările, terenurile tasabile sunt prezente pe amplasamentele unui număr considerabil de imobile de folosință industrială sau socială.

1.2. Obiectul tezei de doctorat

Autorul își propune în teza de doctorat să stabilească o metodă de calcul automată a fundațiilor încastrate elastic în teren, ce poate să conducă la o proiectare mai rapidă și eficientă a fundațiilor construcțiilor și verificarea aplicabilității acestei metode de calcul la construcții înalte cu dimensiuni reduse ce transmit fundației și terenului de fundare sarcini mari, pe o suprafață de fundare relativ mică.

Pentru a evidenția eficiența sistemelor de fundare pentru construcții speciale a fost necesară o documentare asupra factorilor care influențează calculul fundațiilor unei construcții.

Trecerea în revistă a diverselor tipuri de fundații pentru construcții speciale, a principalelor metode de calcul ale fundațiilor, analiza lor comparativă și critică, precum și realizarea unui program de calcul propriu al fundațiilor încastrate elastic în teren constituie stadiul actual al cunoștințelor autorului privind eficientizarea sistemului de fundare.

Programul de calcul a fost conceput în vederea introducerii unui calcul automat a teoriilor din literatura de specialitate, dar și pentru a stabili unele concluzii în ceea ce privește influența parametrilor de calcul ai fundațiilor (dimensiunile, adâncimea de fundare, natura și caracteristicile straturilor de pământ traversate de fundație etc.), natura și valoarea încărcărilor.

În urma acestor cercetări se pot trage concluzii în ce privește corectitudinea întocmirii și funcționării programului propriu, influența încărcărilor, a sistemului de fundare, a terenului de fundare și a ipotezelor de calcul.

Prezenta teză de doctorat este structurată conform următoarelor capitole:

În capitolul 1 intitulat „INTRODUCERE” s-a făcut o trecere în revistă a rolului și a importanței fundațiilor și a terenului de fundare pentru construcții în general și pentru construcții speciale (stâlpi LEA, construcții sistem turn, alte construcții înalte etc.). Tot în acest capitol este cuprinsă și prezentarea generală a mai multor criterii de construire pe terenuri dificile.

Capitolul 2 intitulat „SISTEME DE FUNDAȚII PENTRU CONSTRUCȚII SPECIALE” cuprinde o inventariere a alcătuirilor și tehnologiilor de realizare a suprastructurilor și infrastructurilor diverselor construcții speciale. Astfel, sunt prezentate diverse tipuri de fundații folosite la stâlpii LEA, în construcție atât de beton cât și de metal, precum și fundații pentru construcții sistem turn: turnuri de răcire, turnuri de telecomunicații și coșuri de fum. Nu trebuie uitată categoria fundațiilor speciale de tipul radier, ancorate, pe chesoane deschise, pe barete și nu în ultimul caz fundațiile din plăci curbe subțiri.

În capitolul 3 intitulat „CONSIDERAȚII GENERLE PRIVIND INTERACȚIUNEA CONSTRUCȚIE - FUNDAȚIE - TEREN” se prezintă studii teoretice a unor modele și ipoteze de calcul a conlucrării dintre construcție-fundație-teren. De asemenea, se analizează parametrii care influențează interacțiunea, ținând cont de influența tipului de structură, de dimensiunile, forma și adâncimea de

fundare, precum și de caracteristicile de deformabilitate ale terenului de fundare.

În modelarea cât mai reală a materialului „pământ” nu trebuie uitată comportarea complexă a acestuia, ce nu poate fi descrisă decât printr-o idealizare a proprietăților lui, introdusă de ipotezele de calcul de bază (terenul fiind asimilat cu un mediu continuu, omogen, elastic și izotrop). Pentru un calcul mai exact, care să țină seama de conlucrarea fundației cu terenul de fundare, se impune folosirea unor modele de calcul mai apropiate de comportarea reală a celor două elemente în contact (fundația și terenul de fundare), cărora le corespunde o repartizare a presiunii efective (a reacțiunii) după o lege neliniară. Din rândul acestor modele, mai frecvent se utilizează modelul Winkler și modelul teoriei elasticității al lui Boussinesq. Celelalte modele de calcul enumerate în acest capitol derivă din cele două modele amintite mai sus.

În capitolul 4 intitulat „PARTICULARITĂȚI ALE INTERACȚIUNII CONSTRUCȚIE - FUNDAȚIE - TEREN LA UNELE CONSTRUCȚII SPECIALE” sunt prezentate aspectele caracteristice ale interacțiunii la diverse construcții înalte cu dimensiuni transversale reduse, precum și aspecte specifice de interacțiune la construcțiile tip hală cu deschideri mari.

Conlucrarea dintre construcție - fundație - teren de fundare reprezintă o problemă complexă de care trebuie să se țină cont în faza de concepere, proiectare și execuție a construcțiilor, urmărindu-se ca în nici una dintre fazele menționate să nu se atingă stările limită de capacitate portantă și de deformații. Fundațiile acestor construcții trebuie adaptate fiecărui amplasament, în funcție de natura și deformabilitatea terenului, de mărimea și distribuția presiunii reactive pe suprafața de contact și de deformația generală a construcției.

În capitolul 5 intitulat „STUDII ȘI CERCETĂRI ASUPRA FUNDAȚIILOR ÎNCASTRATE ELASTIC ÎN TEREN” este prezentat un program propriu de calcul al fundațiilor încastrate elastic în teren, în ipoteza conlucrării fundațiilor de tip pătrat și circular cu terenul de fundare, luând în considerare ipoteza mediului elastic a lui Winkler. Pe lângă descrierea funcționării programului și a subprogramelor apelate, sunt prezentate și explicate modul de introducere al datelor și modul de interpretare al rezultatelor, precum și modul de funcționare al acestuia prin introducerea și modelarea unor studii generalizate și exemple de calcul.

Capitolul 6 al lucrării intitulat „CONCLUZII FINALE” prezintă interpretări și concluzii a rezultatelor obținute prin studiile efectuate, a exemplurilor de calcul din literatura de specialitate, precum și capacitatea programului de calcul creat de autor de a modela fundația încastrată elastic în teren, prin considerarea unor valori cât mai reale a stării de deformații indusă în terenul de fundare.

În „BIBLIOGRAFIE” sunt prezentate titlurile, autorii, locul și data apariției lucrărilor tehnice de specialitate care au stat la baza întocmirii prezentei teze de doctorat.

În „ANEXE” sunt prezentate mai multe exemple de calcul ale fundațiilor încastrate elastic în teren, cu programul propriu, cu diferiți parametri.

Capitolul 2

SISTEME DE FUNDAȚII PENTRU CONSTRUCȚII SPECIALE

2.1. Fundații pentru stâlpi LEA (Linii Electrice Aeriene)

2.1.1. Alcătuirea constructivă a stâlpilor LEA

Producerea energiei electrice în centralele termice, amplasate de obicei la distanțe mari față de consumatori, sau în centralele termoelectrice, care sunt așezate în apropierea minelor, a ridicat problema transportului de energie electrică la distanțe mari [72]. Aceeași problemă a fost ridicată și de dezvoltarea industrială, care necesită cantități mari de energie și pe cât posibil de la mai multe surse, pentru a avea asigurată continuitatea exploatării. Rezolvarea problemei s-a găsit prin construirea unei rețele de linii aeriene de transport de energie electrică, care traversează teritoriul țării.

Elementele componente ale unei linii aeriene de transport de energie electrică sunt:

- *conductoarele* (așezate în aer liber);
- *izolatoarele și armăturile*;
- *stâlpii sau consolele* montate pe construcții;
- *fundațiile*.

Conductorii, armăturile și izolatoarele constituie echipamentul liniei, care are rolul de a transporta energia electrică. Stâlpii liniei constituie elementele de susținere ale echipamentului, iar fundațiile reprezintă elementele de fixare în pământ ale stâlpilor.

Traseul unei linii aeriene de transport de energie electrică trebuie să se apropie cât mai mult de linia dreaptă, care unește cele două extremități ale ei, pentru ca lungimea liniei să fie cât mai redusă. Forma stâlpilor este dictată de numărul și schema de amplasare a conductoarelor, de rolul stâlpului în linie (stâlp de susținere, stâlp de colț, stâlp terminal, stâlp special), de mărimea deschiderilor, de natura și relieful terenului [72].

Pentru linii cu tensiune redusă și cu distanțe mici între stâlpi, stâlpii pot fi executați cu zăbrele (fig. 2.1.) sau din bare rigide (fig. 2.2.), cu un singur perete.

Pentru deschideri mari, soluția economică o prezintă stâlpul cu zăbrele cu secțiune pătrată (mai rar dreptunghiulară), încastrat în blocul de fundație; când dimensiunile bazei sunt mari, fiecare picior trebuie rezemat pe un bloc de fundație separat.

Pentru reducerea deformațiilor care apar în stâlp dintr-o forță orizontală unilaterală, este necesar ca secțiunea stâlpului, pătrată sau dreptunghiulară, să fie transformată într-un sistem nedeformabil. Aceasta se obține prin introducerea la nivelul de acțiune a forței orizontale a unei legături transversale în construcția stâlpului. Aceste contravântuiri măresc rigiditatea la flambaj a stâlpului și împiedică în timpul transportului deformarea tronsoanelor din care este format stâlpul.

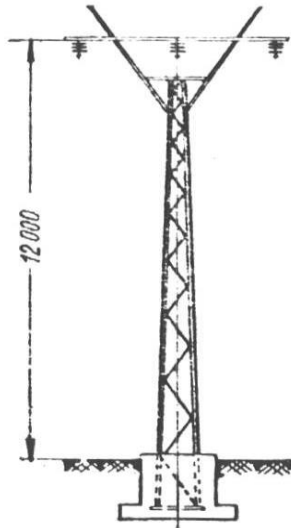


Fig. 2.1. Stâlp cu un singur perete
(cu zăbrele)

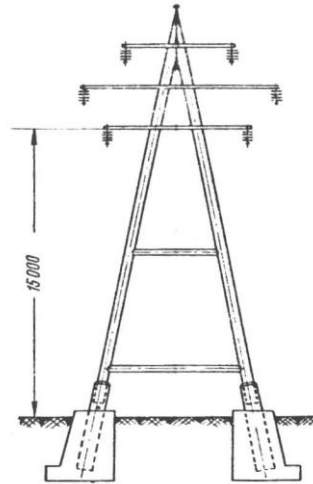


Fig. 2.2. Stâlp cu un singur perete
(din bare rigide)

La calculul stâlpilor intervin următoarele încărcări:

- greutatea proprie a stâlpului, inclusiv a echipamentului său (console, izolatori etc.);
- forțele de întindere din conductoare, calculate în diferitele alternative de încărcare;
- vântul pe stâlp în direcția aliniamentului și perpendicular pe această direcție (la stâlpii de întindere, de susținere și cei finali) și în direcția bisectoarei și perpendicular pe această direcție la cei de colț;
- forța de întindere maximă produsă de ruperea unuia sau a mai multor conductoare;
- încărcări speciale în timpul montajului și a reparațiilor.

Sistemul static poate fi determinat (stâlpi cu un singur perete, stâlpi cu secțiune dreptunghiulară sau pătrată) sau nedeterminat (stâlpi sub formă de portale) în funcție de forma stâlpului. Nodurile sistemului ca și punctele de prindere ale picioarelor de fundație sunt considerate articulații. Încărcările normale pe planul peretelui produc momente de încovoiere și de răsucire, care apoi sunt preluate de secțiunile picioarelor și care vor trebui să aibă deci o rigiditate corespunzătoare.

Dimensionarea elementelor stâlpilor se face cu formulele obișnuite pentru barele supuse la întindere și compresiune centrică, sau întindere și compresiune excentrică, supuse la încovoiere sau la torsiune, după cum este cazul.

2.1.2. Tipuri de fundații folosite la stâlpii LEA

Infrastructura reprezintă partea principală a structurii de rezistență a construcțiilor, prin intermediul căreia se realizează transmiterea eforturilor rezultate din acțiunile exterioare și încastrarea în terenul de fundare.

Fundațiile constituie baza construcției, ele având o importanță deosebită în siguranța și buna funcționare a unei clădiri, dar totodată soluțiile adoptate trebuie să fie corelate cu caracteristicile fizico-mecanice ale terenului și cu suprastructura. Prin modul de concepere, proiectare și realizare a fundațiilor se urmărește ca în terenul de fundare, în fundații și în restul elementelor structurii construcțiilor să nu se atingă nici una din cele două stări limită: de capacitate portantă și de deformații. Una din căile de reducere a costului construcțiilor este reducerea consumurilor de materiale utilizate la executarea fundațiilor și în mod special la acele lucrări de construcție la executarea cărora ele intervin în volum mare.

Fundațiile stâlpilor LEA [96], din punctul de vedere al modului cum sunt luate în calcul forțele care contribuie la stabilitatea lor, se împart în:

1. Fundații la care în exploatare nu se admit deplasări orizontale mai mari de $B/50$ (B fiind latura fundației perpendiculară pe direcția de acțiune a componentei orizontale a rezultantei). Din această cauză nu poate fi mobilizată rezistența laterală a masivului de pământ, iar în calculul stabilității nu se ține seama de aportul favorabil al acesteia. Astfel de fundații au fost denumite *fundații de greutate*.
2. Fundații care admit în exploatare deplasări orizontale mai importante, ceea ce dă posibilitatea mobilizării rezistenței laterale a masivului de pământ și în calculul lor se ține seama de acest aport favorabil. Aceste fundații se numesc *fundații încastrate în pământ*, care după mărimea deformațiilor se împart în:
 - *fundații rigide încastrate* ale căror deformații în pământ sunt reduse și se pot neglija în calcul (deformata lor se consideră o linie dreaptă). Aceste fundații sub acțiunea încărcărilor mobilizează întreaga capacitate de rezistență laterală a masivului de pământ atât în față cât și în spatele ei. Pierderea stabilității se produce de obicei prin ruperea masivului de pământ;
 - *fundații flexibile încastrate* ale căror deformații în pământ sunt însemnate (deformata lor este o curbă), de aceea în calcul se ține seama de mărimea lor. Sub acțiunea încărcărilor aceste fundații mobilizează numai capacitatea de rezistență a masivului din față, iar pierderea stabilității se produce prin ruperea fundației (piloții supuși la încărcări orizontale, coloane, palplanșe etc.).

În consecință, la proiectarea fundațiilor stâlpilor LEA trebuie să se țină seama de un număr mare de factori (condiții de amplasare, de încărcare, de solicitare etc.) care pot să difere de la un amplasament la altul. În raport de criteriile luate în considerare pot apărea următoarele situații:

- a) După natura solicitării predominante:
 - fundații solicitate la smulgere sau compresiune, unde efortul predominant este de întindere sau de compresiune;
 - fundații solicitate la răsturnare, unde efortul predominant este de încovoiere;
 - fundații pentru ancorare asupra cărora acționează numai un efort de întindere.
- b) După natura materialelor din care sunt confecționate:
 - fundații din pământ stabilizat;
 - fundații din beton simplu sau beton armat;
 - fundații metalice.

- c) După modul de calcul se deosebesc:
- fundații de greutate (la calculul stabilității nu se ține seama de aportul favorabil al rezistenței laterale a masivului de pământ);
 - fundații încastrate (se ia în considerare în calcul rezistența laterală a masivului de pământ și frecarea între fundație și masiv).
- d) După aspectul constructiv se întâlnesc:
- fundații monobloc (prismatice sau cu talpă);
 - fundații fracționate (pentru stâlpii cu picioarele evazate);
 - fundații cu traverse (cu plăci de tip grătare);
 - fundații fișate (burate, cu bulb etc);
 - fundații speciale (pe chesoane, pe piloți, barete, pe pânze subțiri etc).
- e) După modul de execuție:
- fundații executate direct în amplasament (beton monolit, pământ stabilizat, burate, forate, injectate etc);
 - fundații prefabricate (beton armat, metalice).

În continuare prezentarea sistemelor constructive de fundare se va face în funcție de natura stâlpilor utilizați la construcția liniilor electrice aeriene. S-a preferat această clasificare întrucât include în ea și alte criterii cum ar fi: natura construcțiilor, natura solicitărilor predominante, natura materialelor din care sunt executate și aspectul constructiv.

2.1.2.1. Fundații pentru stâlpi din beton armat

La fundațiile stâlpilor din beton de regulă momentele încovoietoare au rol hotărâtor în dimensionarea lor. În practică a fost și este utilizată o diversitate de variante, din care se prezintă câteva tipuri mai importante: *fundații burate; fundații forate și injectate; fundații forate; fundații săpate; fundații din pământ stabilizat chimic; fundații din beton monolit și fundații prefabricate.*

A. Fundații burate

Se utilizează cu bune rezultate la fundarea stâlpilor din beton armat pentru liniile electrice aeriene (LEA) de joasă tensiune, în terenuri de fundare alcătuite din: argile și argile nisipoase de consistență tare, nisipuri argiloase, pietrișuri cu îndesare mare etc. Se pretează pentru utilizare în zone cu relief accidentat, unde accesul utilajelor pentru mecanizarea execuției este dificil. Se forează o groapă de fundare circulară având diametrul cu 20...40 cm mai mare decât cel al stâlpului. Adâncimea de forare este funcție de momentul de răsturnare, dimensiunile stâlpului și caracteristicile terenului (fig. 2.3.).

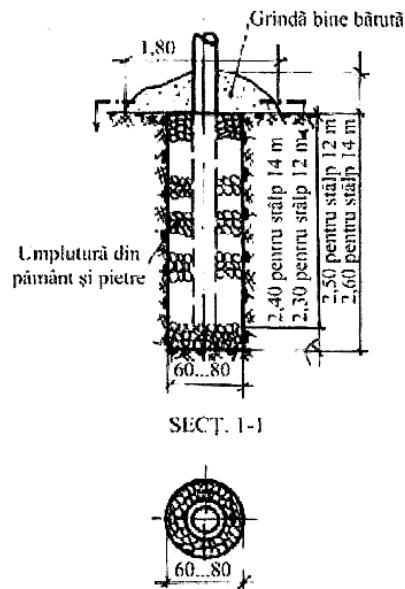


Fig. 2.3. Fundații burate

Spațiul rămas liber între pereții săpăturii și stâlp se umple cu pământ și piatră spartă, în straturi succesive compactate [96], [149].

Acest tip de fundație are marele dezavantaj că nu poate fi generalizat pentru stâlpii la care momentul de încovoiere la nivelul terenului este mai mare de 10 kNm. De asemenea, nu se poate utiliza în terenuri cu nivelul apelor subterane ridicat.

B. Fundații forate și injectate

Fundațiile forate și injectate sunt bazate pe rezistența proprie a terenului în stare nederanjată, alcătuit din pământuri argiloase de consistență ridicată și medie.

Fundația se execută prin forarea unei gropi ce are diametrul cu 5...6 cm mai mare decât al stâlpului. Se introduce stâlpul în groapa de fundare și în spațiul rămas liber între pereții gropii forate și stâlp se injectează cu mortar de ciment foarte fluid (fig. 2.4.).

Tehnologia de injectare asigură o legătură intimă a stâlpului cu terenul, ceea ce mărește gradul de stabilitate în exploatare.

Se folosește cu bune rezultate și o metodă de fundare asemănătoare celei de mai sus, cu singura deosebire că spațiul rămas liber între stâlp și peretele gropii de fundare se umple cu nisip și după aceea se toarnă lapte de ciment și se compactează. Dacă adâncimea gropii este mare, această operație se face pe porțiuni (2...4 porțiuni), ca să se evite rămânerea la baza fundației a unor zone unde nu a pătruns laptele de ciment. O altă variantă, în golul din jurul stâlpului se introduce nisip uscat amestecat cu ciment. Apa necesară prizei cimentului este extrasă din pământ.

Acest tip de fundație este ieftin și ușor de executat, dar necesită o coordonare perfectă a diferitelor faze ale procesului de plantare a stâlpilor, cât și menținerea acestora în ancore până la întărirea mortarului de ciment.

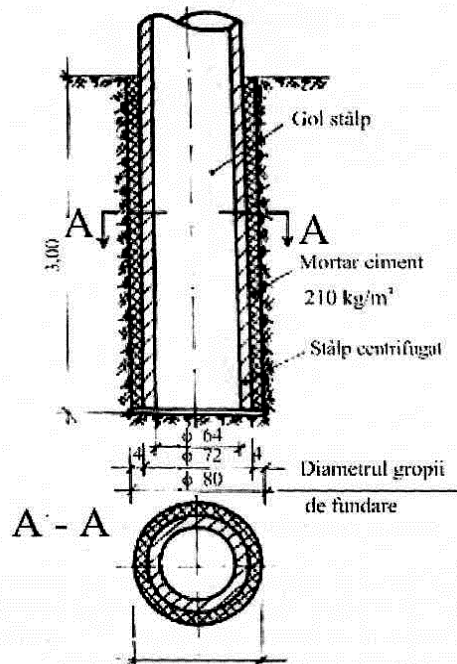


Fig. 2.4. Fundații forate și injectate

Fundația forat-injectată este o soluție de fundare cu o mare eficiență economică și cu rapiditate în execuție ținând seama de mecanizarea lucrărilor de forare și injectare.

Pe lângă aceste avantaje se menționează că fundațiile forate și injectate nu se pot executa în terenuri necoezive și în nici o categorie de teren la care nivelul apei subterane depășește nivelul fundului gropii forate. Un alt dezavantaj constă în aceea că tehnologia de execuție nu elimină procesele umede de pe șantier ceea ce necesită măsuri speciale de execuție în timpul iernii.

C. Fundații forate

Față de soluția anterioară acest sistem de fundații permite o mecanizare completă a tehnologiei de lucru și înlocuiește procesele umede pe șantier, realizându-se astfel o execuție continuă în tot timpul anului.

Spre exemplu fundațiile forate au fost generalizate în Rusia [131], pentru toate liniile electrice aeriene cuprinse între 35 kV și 330 kV, utilizându-se un singur tip de stâlp LEA din beton armat centrifugat ($L = 22$ m), încastrat în teren 3,0 m. Variabilă rămâne numai distanța dintre stâlpi, care depinde de tensiunea liniei și natura terenului de fundare.

Între variantele acestei soluții deosebim fundațiile forate simple (fig. 2.5.a), fundațiile forate cu una sau mai multe rigle (fig. 2.5. b, c și d) și fundațiile forate cu banchetă (fig. 2.6.a și b).

Săpătura se execută cu o foreză amplasată pe un tractor cu șenile, dotat cu o macara pentru montarea stâlpilor. Diametrul gropii forate este cu circa 5 cm mai mare decât al stâlpului. În toate variantele spațiul rămas liber între stâlpi și foraj se umple cu nisip uscat compactat prin vibrare. Uneori se mai toarnă și lapte de ciment peste nisipul uscat și se compactează în straturi succesive.

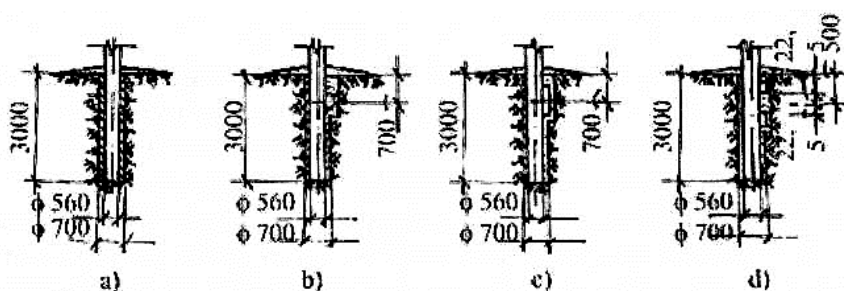


Fig. 2.5. Fundații forate:

a - fundații forate simple; b, c, d - fundații forate cu una sau mai multe rigle

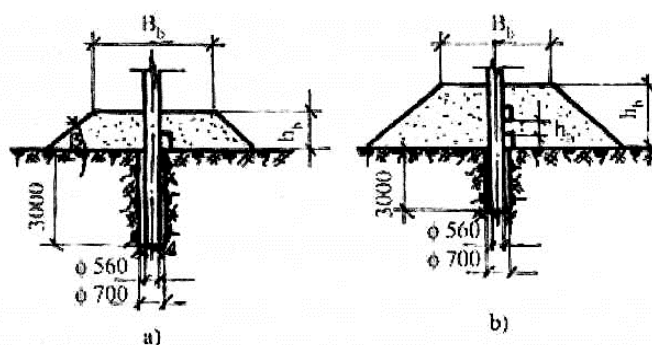


Fig. 2.6. Fundații forate cu banchetă: a - fundație forată cu o riglă; b - fundație forată cu două rigle

Pentru fundațiile puternic solicitate se așează pe direcțiile de efort, la circa 70 cm de la suprafața terenului, una sau mai multe rigle din beton armat care au rolul de a mări suprafața de rezemare în zonele de presiune maximă (fig. 2.5. b, c și d).

Banchetele la aceste fundații se execută numai în cazurile când adâncimea forajelor nu este suficientă pentru asigurarea capacității portante a fundației. Când momentul încovoietor dat de sarcinile exterioare este mai mare decât momentul capabil al fundației se montează o riglă la nivelul terenului (fig. 2.6. a) și se execută o banchetă din pământ bine compactat. Dacă la o anumită adâncime, mai mică de 3,0 m (adâncimea necesară de încastrare a stâlpului) se găsește un strat din pământ foarte rezistent sau stâncă și nu se mai poate foraj, atunci diferența de capacitate portantă necesară se obține prin executarea banchetei și fixarea de stâlp a două rigle deasupra terenului (fig. 2.6. b).

Fundațiile forate nu se pot executa în terenuri necoezive și stâncoase. Pentru aceste categorii de pământuri se utilizează fundații săpate.

D. Fundații săpate

Se utilizează pe traseele și pe amplasamentele unde nu se poate foră, fie din cauza rezistenței prea mari a terenului de fundare, fie din cauza instabilității pereților săpăturii.

Se întâlnesc următoarele variante [44], [96]: fundații săpate simple (fig. 2.7.a), fundații săpate cu una până la trei rigle (fig. 2.7. b, c, d și e) și fundații cu banchetă (fig. 2.8. a și b). În toate variantele săpătura se execută cu excavatorul, se montează riglele pe stâlp, se introduce stâlpul în săpătură și se umple groapa de fundare cu pământ amestecat cu nisip bine compactat.

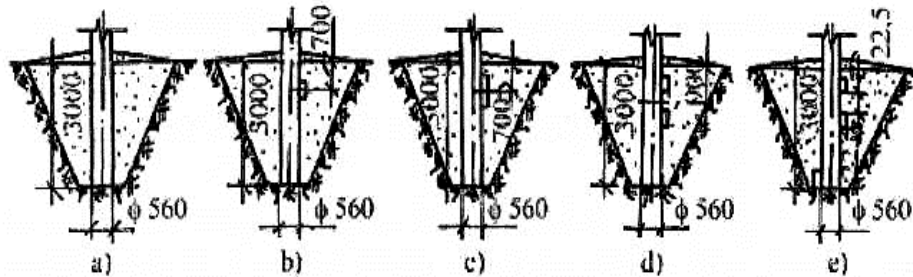


Fig. 2.7. Fundații săpate: a - fundații săpate simple; b,c,d,e - fundații săpate cu una până la trei rigle

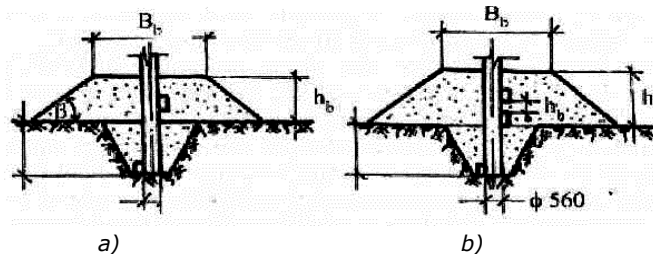


Fig. 2.8. Fundații săpate cu banchetă: a - fundație săpată cu o riglă; b - fundație săpată cu două rigle

La fundația săpată din figura 2.7. e, cea de a treia riglă se fixează în spatele stâlpului (în sensul invers solicitării) pentru a mări suprafața de rezemare în zonele de presiune maximă, când eforturile sunt mai mari decât la celelalte tipuri de fundație.

Fundația cu banchetă (fig. 2.8. a) se întrebunțează în condiții asemănătoare de teren ca și fundațiile forate simplu, cu deosebirea că pentru mărirea capacității portante se montează o riglă deasupra terenului și se execută o banchetă ce se compactează cu ajutorul șenilei excavatorului tot în straturi succesive de 50 cm grosime.

Când la o anumită adâncime, mai mică de 3,0 m se găsește un strat de pământ foarte rezistent sau stâncă și nu se poate foră, diferența de capacitate portantă necesară se obține prin executarea banchetei și fixarea de stâlp a două rigle deasupra nivelului terenului (fig. 2.8. b). La execuția fundațiilor săpate simple sau cu banchetă trebuie să se realizeze o bună compactare a pământului în spațiul dintre stâlp și pereții gropii forate, pentru a se evita unele deplasări importante ale stâlpului în exploatare.

În Rusia, unde a fost generalizat tipul de fundație forată și săpată, pe traseul unei linii electrice s-au utilizat numai aceste tipuri de fundații pentru stâlpii din beton armat centrifugați, cu excepția celor din albiile râurilor.

E. Fundații din pământ stabilizat chimic

Principiul constă în îmbunătățirea calității pământurilor în zona amplasamentelor, prin metode chimice, astfel încât ele să fie capabile să preia rolul fundației fără intermediul unor construcții speciale (fig. 2.9.). Operațiunea de stabilizare se realizează prin amestecarea pământurilor scoase din săpătură cu un liant, de obicei ciment sau var, în procent de 10...12% din greutatea acestora. Amestecul astfel obținut se introduce în groapa de fundare în straturi de circa 20 cm bine compactat [131], [96].

Deși bine fundamentată din punct de vedere teoretic, practic tehnologia de execuție presupune prezența permanentă pe șantier a unui laborator de specialitate care să stabilească natura liantului și proporțiile amestecului, funcție de umiditatea naturală a pământului și rezistența la compresiune pe cuburi. Marea varietate a terenurilor de fundare creează totodată dificultăți în realizarea unor rețete ca să asigure rezistența în timp a pământurilor stabilizate chimic la acțiunea încărcărilor din exploatare, dar în mod deosebit a agenților chimici din atmosferă.

Toate acestea restrâng aria de folosire a acestui sistem de fundare.

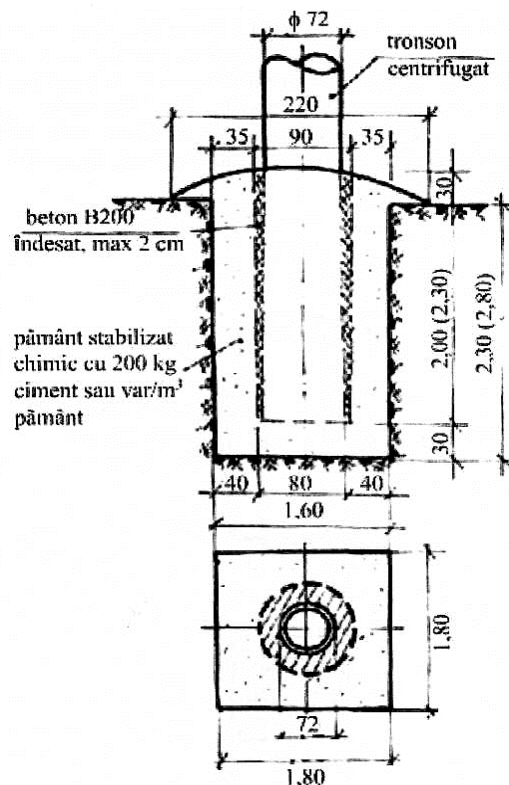


Fig. 2.9. Fundații din pământ stabilizat chimic

F. Fundații din beton monolit

Fundațiile din beton monolit sunt sisteme constructive realizate prin turnarea la fața locului în teren natural fără cofrag exterior, obținându-se astfel o bună încastrare în teren (fig. 2.10.). Se pot executa sub formă prismatică, cu una sau două trepte (fig. 2.11. a și b) și cu gol interior (fig. 2.11. c).

Aceste fundații se folosesc pentru fixarea stâlpilor din beton armat cu bază îngustă, care lucrează la răsturnare și în mod deosebit la stâlpii amplasați în terenuri cu unele infiltrații de apă [149], [150].

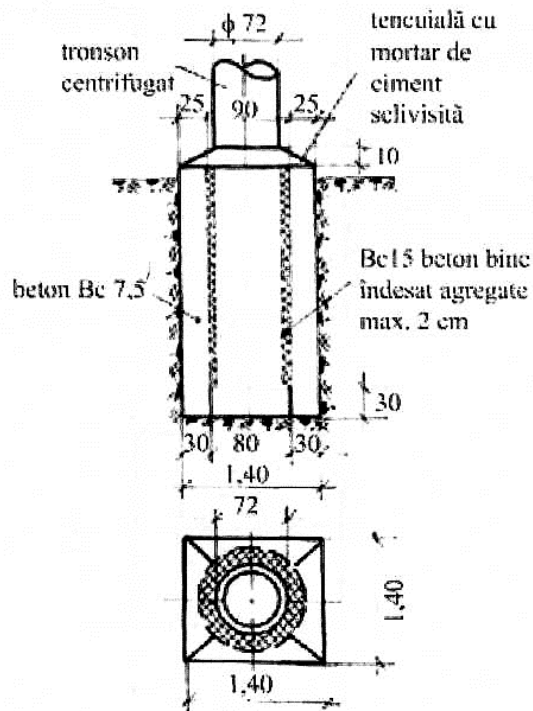


Fig. 2.10. Fundații din beton monolit

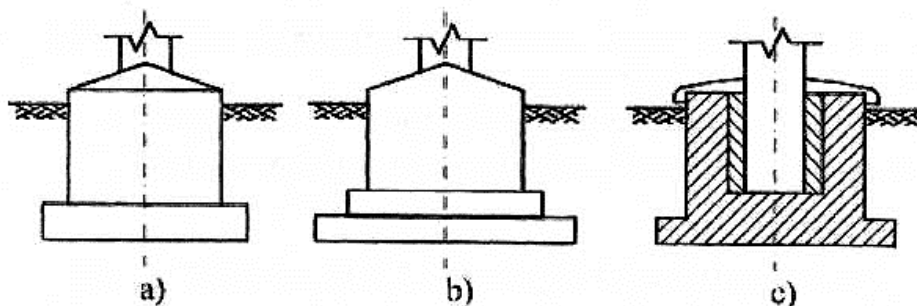


Fig. 2.11. Fundații din beton sub formă prismatică:
a, b - fundații cu una, două trepte; c - fundație cu gol interior

Este sistemul de fundare cel mai răspândit. Ponderea mare a folosirii fundațiilor turnate monolit este explicată prin rezultatele bune obținute în asigurarea în timp a stabilității stâlpilor, indiferent de natura terenului [149].

Din punct de vedere al eficienței economice soluția prezintă unele dezavantaje determinate de cuantumul transporturilor (agregate, materiale și utilaje), al manoperei, precum și al lucrărilor speciale ce se impun în zonele cu freaticul ridicat (epuismențe, palplanșe, etc). La acestea se adaugă natura reliefului și condițiile meteorologice ca factori care influențează direct calitatea lucrărilor de betoane și durata execuției, deci, implicit costul total al lucrărilor.

G. Fundații prefabricate

Elementele constructive din beton armat realizate în prealabil în întreprinderi sau poligoane specializate și aduse pe șantier, în vederea montării în gropile de fundare și a asamblării lor cu stâlpii din beton armat centrifugat constituie sisteme de fundații prefabricate.

În timp fundațiile prefabricate au evoluat și s-au perfecționat de la soluțiile simple cu [135] stâlpi fundați pe rigle prefabricate din beton montate pe direcțiile de efort (fig. 2.12), la soluții mai complexe [136] în formă de pahar cu secțiune dublu T.

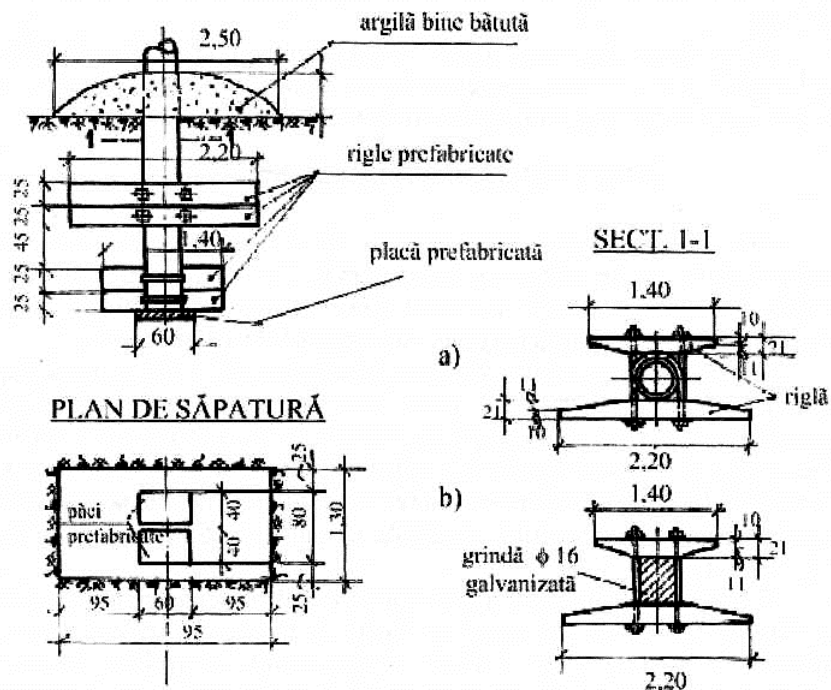


Fig. 2.12. Stâlpi fundați pe rigle prefabricate

Sistemul evidențiază avantajele generale ale prefabricării și industrializării în ceea ce privește reducerea consumurilor specifice de materiale, ale manoperei și duratei de execuție. Varianta de fundare pe rigle prefabricate prezintă avantajul că permite demontarea stâlpilor fără pierderi însemnate atunci când tehnologia o impune.

De reținut că elementele prefabricate sunt încă relativ scumpe și nu elimină total procesele umede specifice montajului pe șantier.

2.1.2.2. Fundații pentru stâlpi metalici

Stâlpii metalici dau naștere în fundații la un complex de solicitări (întindere, compresiune, încovoiere și torsiune) predominând însă efortul de întindere.

Ca și stâlpii din beton armat, sistemele constructive ale fundațiilor pentru stâlpii metalici sunt concepute într-o diversitate de soluții în funcție de natura și relieful terenului, de materialele din care sunt executate, detaliate în cele ce urmează: *fundații din beton monolit, fundații forate, fundații prefabricate și fundații tip grătar.*

A. Fundații din beton monolit

Din punct de vedere tehnologic nu se deosebesc de fundațiile din beton monolit pentru stâlpii din beton armat. Pot fi executate din beton simplu sau armat. Formele lor fiind alese funcție de relieful zonei amplasamentului, de natura terenului de fundare și de forma geometrică a suprastructurii stâlpului.

Fundațiile utilizate pentru stâlpii cu bază îngustă ($L < 1,0$ m) sunt de tip monobloc (înglobând toți cei patru montanți ai stâlpului) de formă prismatică cu una sau două trepte la baza inferioară a prisme (fig. 2.11.a și b). Acolo unde din calcul rezultă dimensiuni mai mari ale blocului de fundație, pentru economisirea cimentului și oțelului se pot realiza goluri interioare care, ulterior, se umplu cu pământ, balast sau beton slab (fig. 2.11.c) [96].

Stâlpul metalic poate fi introdus în blocul de fundație și betonat odată cu blocul (fig. 2.13. a) sau așezat pe blocul de fundație și prins de bloc cu buloane de ancoraj (fig. 2.13. b). Prima soluție simplifică ancorajul complicând însă executarea fundațiilor [71]. În figura 2.13. c este prezentată o soluție constructivă, la care picioarele stâlpului se prind de un cadru metalic, betonat odată cu blocul de fundație. Această soluție face independentă executarea fundațiilor de montarea construcției metalice.

Pentru stâlpii metalici cu bază lată ($L > 1,0$ m), având picioarele evazate, s-au conceput fundații fracționate, care constau din blocuri separate, înglobând unul sau doi montanți (fig. 2.14.).

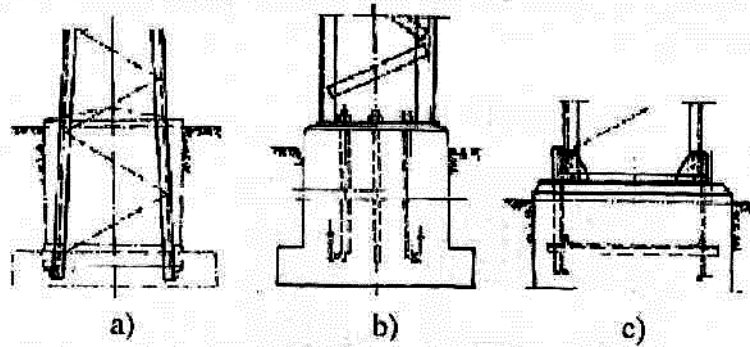


Fig. 2.13. Fundații din beton monolit pentru stâlpi metalici: a - stâlpul se betonează în blocul de fundație; b - stâlpul este prins în blocul de fundație cu butoane de ancoraj; c - stâlpul este prins prin intermediul unui cadru metalic

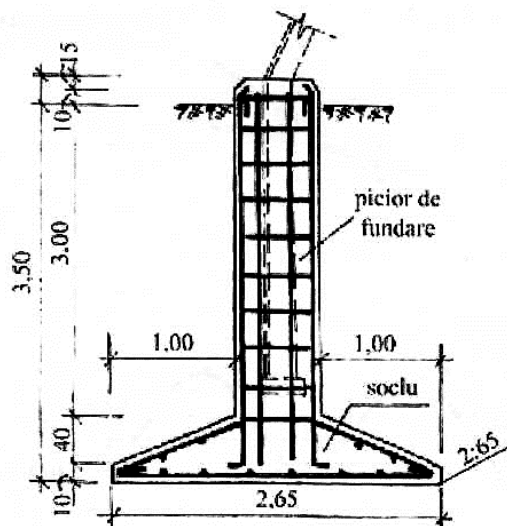


Fig. 2.14. Fundație pentru stâlpi metalici cu bază lată ($l > 1 \text{ m}$)

Aceste tipuri de fundații lucrează diferit. Cele monobloc sunt solícitate la răsturnare, iar cele fracționate sunt solícitate la compresiune și la smulgere, corespunzător eforturilor transmise de montanții ce reazemă pe ele.

În SUA [134] stâlpii metalici se montează în fundații turnate, la fața locului, constând din masive tronconice din beton, cu sau fără talpă, în care sunt înglobate buloane (fig. 2.15. a) sau corniere (fig. 2.15. b), de care se fixează montanții stâlpului. Această variantă reprezintă o soluție economică (volum redus de beton și de manoperă) pentru stâlpii amplasați în terenuri rezistente.

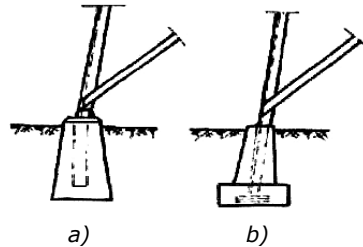


Fig. 2.15. Fundații masive conice: a -prindere cu buloane; b - prindere prin intermediul unor corniere înglobate în fundație

B. Fundații forate

Literatura de specialitate prezintă mai multe variante ale acestui tip de fundație și anume [131]:

1. Fundații forate și turnate

Pentru punerea în valoare a rezistențelor mecanice ale pământurilor s-au executat fundații forate și turnate la fața locului, care pe lângă avantajele unei bune aderențe între blocul de fundație și teren mărește considerabil productivitatea datorită mecanizării săpăturilor. În terenurile coezive, după execuția gropii forate se poate lărgi baza fundației executându-se un bulb, care are rolul de a mări rezistența la smulgere a fundației (fig. 2.16. a).

Acest sistem se poate realiza și în terenurile necozive (fig. 2.16. b) cu condiția ca pereții forajului să fie consolidați temporar cu injecții de substanțe chimice (bicarbonat de sodiu + silicat de sodiu).

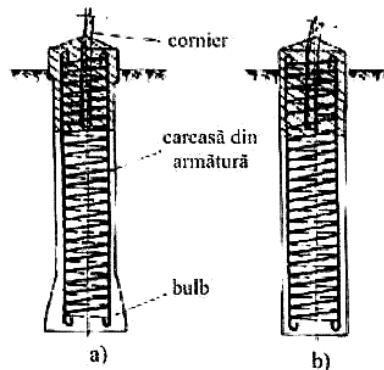


Fig. 2.16. Fundații forate și turnate: a - cu bulb; b - fără bulb

2. Fundații forat-injectate

Fundațiile forat-injectate utilizate pentru stâlpii metalici sunt asemănătoare, ca tehnologie de execuție cu toate celelalte fundații de acest tip. Prinderea stâlpului se realizează prin intermediul unui cornier înglobat într-un picior prefabricat din beton armat (fig. 2.17.).

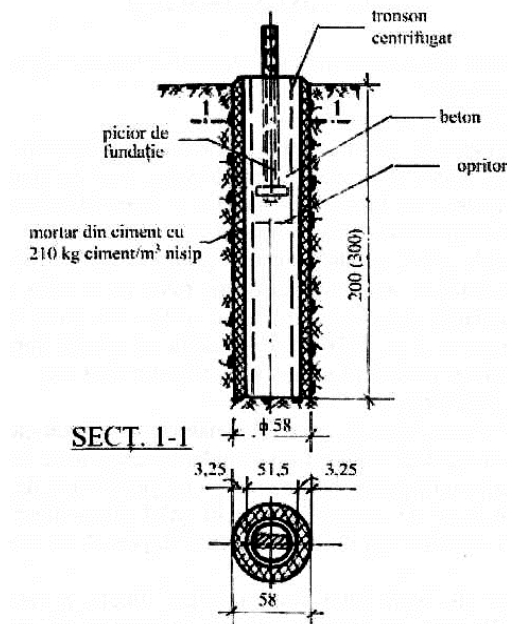


Fig. 2.17. Fundații forat-injectate

Mortarul de ciment injectat în golul rămas liber între pereții gropii forate și elementul prefabricat lucrează împreună cu acesta ca un tot monolit.

Fundațiile de tipul celor forat-injectate, forate și turnate datorită faptului că utilizează în bune condiții caracteristicile pământului și prezintă un grad ridicat de mecanizare, sunt utilizate pe scară largă în țări ca: Rusia, S.U.A. și Polonia. Dezavantajul acestui tip de fundație constă în aceea că nu elimină procesele umede pe șantier și forarea se execută cu mare dificultate în terenurile necoezive.

C. Fundații prefabricate

Industrializarea prefabricării elementelor de construcții și generalizarea folosirii acestora au condus la utilizarea lor cu bune rezultate și în domeniul fundațiilor.

La liniile electrice aeriene cu tensiuni mai mari de 110 kV se folosesc cu precădere stâlpii de construcție metalică cu un corp, portali sau portali ancorați. Acest fapt a impus studierea unei multitudini de variante de fundații prefabricate în scopul găsirii unor soluții care să permită tipizarea și generalizarea folosirii lor la diferite tipuri de stâlpi. Dintre acestea se prezintă unele soluții ce sunt folosite cu o pondere mai mare [96].

Fundațiile cu talpă sunt cele mai utilizate deoarece nu necesită utilaje deosebite și tehnologii speciale de execuție putându-se executa în mai multe variante.

1. Fundații prefabricate tip ciupercă

Este varianta des întâlnită atât în țara noastră cât și în străinătate (Rusia, S.U.A., Germania, Bulgaria, Polonia etc.) [135]. Se compune dintr-un picior (soclu) de secțiune circulară sau pătrată, având diametrul, respectiv latura de 0,32...0,50 m, care este încastrat la partea inferioară într-o talpă din beton armat, de formă circulară (fig. 2.18. a) sau pătrată (fig. 2.18. b) cu diametrul sau latura de 1,20...2,20 m. Aceste fundații se realizează dintr-un singur element.

În cazul unor amplasamente unde terenul de fundare are capacitate portantă mai redusă, iar nivelul apelor subterane este deasupra nivelului tălpii, sau atunci când sarcinile orizontale efective sunt mai mari decât cele luate în calculul elementului tipizat, capacitatea portantă a fundației tip ciupercă se asigură prin montarea suplimentară a unor grinzi sau plăci prefabricate din beton armat (Fig. 2.19.).

Pentru stâlpii speciali (întindere, colț, terminali) fundația tip ciupercă se fracționează în două piese: piciorul fundației (soclul) și talpa fundației (fig. 2.20.), asamblate la bornă prin betonare sau îmbulonare. Avantajul pe care îl prezintă această variantă constă în ușurința la transport și manipulare chiar și în terenuri mai greu accesibile. Cu toate acestea fundația necesită un consum sporit de metal, iar îmbinarea celor două piese rămase în pământ necesită o bună protecție împotriva coroziunii.

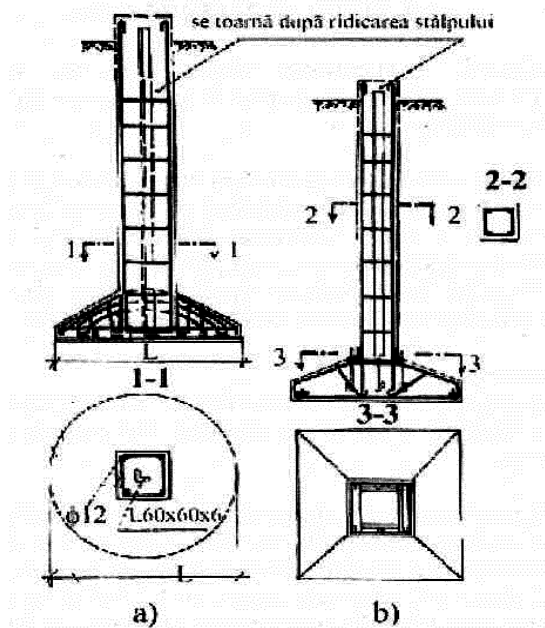


Fig. 2.18. Fundație tip ciupercă: a - cu talpă circulară; b - cu talpă pătrată

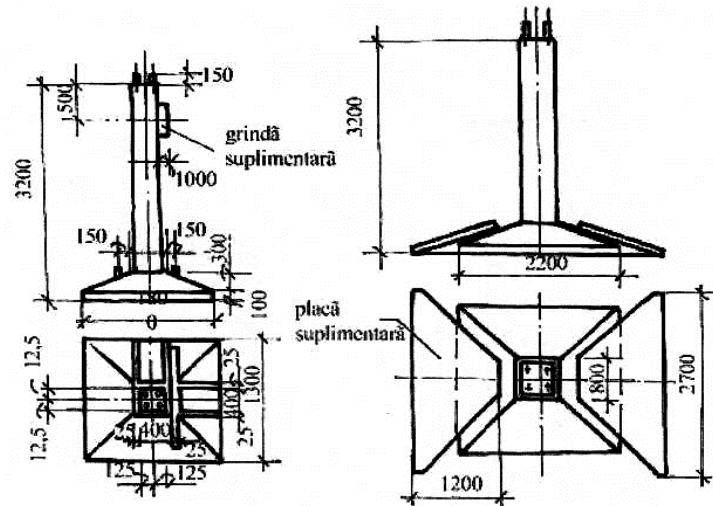


Fig. 2.19. Fundație cu talpă pătrată: a - cu grindă suplimentară; b - cu plăci suplimentare

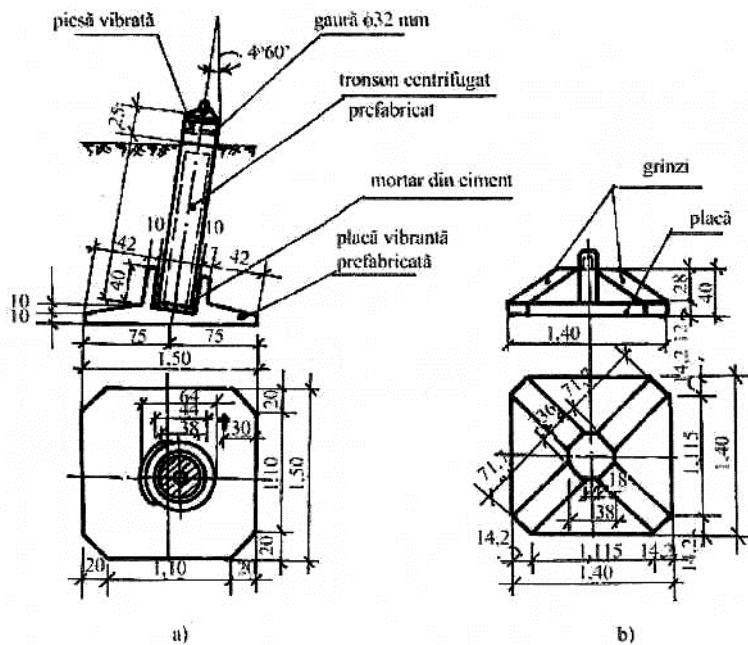


Fig. 2.20. Fundație tip ciupercă prefabricată: a - talpa fundației; b - placă prefabricată pentru fixarea ancorelor

Asemenea tipuri de fundații se folosesc și pentru stâlpii metalici portali neancorați, piciorul având o poziție verticală. Pentru legătură se înglobează în corpul său un cornier sau buloane de ancorare [149].

Pentru stâlpii portali ancorați, picioarele soclurii reazemă în general înclinat pe talpă, axa lor fiind în continuarea axei stâlpului [150]. Stâlpul reazemă prin intermediul unei articulații montate pe soclul fundației (fig. 2.20. a). Ancorele acestor stâlpi sunt prinse în plăci prefabricate de tipul celor folosite pentru mărirea capacității portante a fundațiilor (fig. 2.20. b).

În cazul unor eforturi orizontale excepționale (cazul stâlpilor de întindere și terminali), stabilitatea stâlpului se realizează prin legarea celor patru fundații izolate cu ajutorul unor centuri din beton de secțiune inelară. Centura are rol de a mări rigiditatea întregului sistem.

O variantă a fundației tip ciupercă a fost realizată în Germania [131] cu soclu în formă de stea (fig. 2.21.). Piciorul este armat cu trei bare preîntinse din oțel beton de marcă superioară. Placa de bază este de formă circulară din beton vibrat cu diametrul în jur de 1,50 m, iar adâncimea fundației poate ajunge până la 5,0...6,0 m. Săpătura se execută mecanizat și se poate efectua și în terenuri slabe, sau cu nivelul apei subterane ridicat, asigurând sprijinirea pereților printr-un cofrag.

Literatura de specialitate menționează că o astfel de fundație dimensionată pentru un efort de 430 kN a rezistat la sarcina de rupere de 900 kN. Soluția este însă costisitoare, ceea ce îi restrânge aria de folosință doar la cazuri cu totul excepționale.

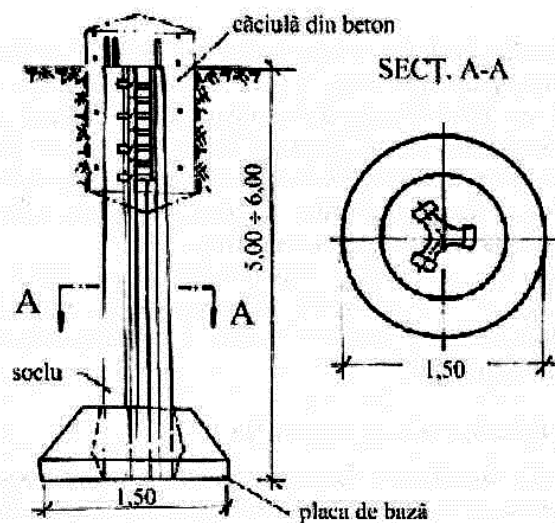


Fig. 2.21. Fundație prefabricată cu piciorul în formă de stea

2. Fundații tip pahar cu secțiunea dublu T

Fundațiile tip pahar cu secțiune dublu T au fost concepute și folosite [136] pentru liniile de transport cu tensiuni de 220 kV în orice categorie de teren (fig. 2.22.). Îmbinarea piciorului stâlpului cu fundația se execută prin înbulonare.

Secțiunea dublu T creează avantajul unei suprafețe laterale mai mari, care mărește forțele de frecare dintre fundație și pământ.

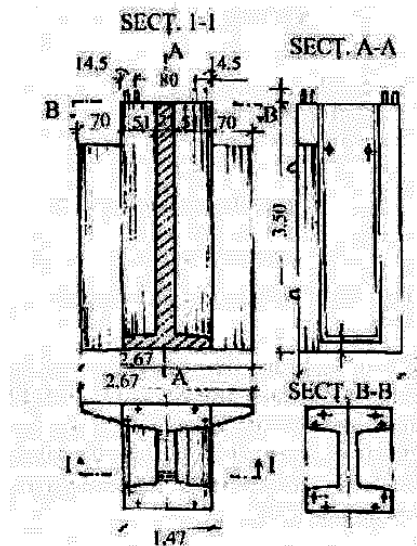


Fig. 2.22. Fundație de tip pahar cu secțiune dublu T

În general, fundațiile prefabricate pe lângă o serie de avantaje, cum ar fi: industrializarea și mecanizarea lucrărilor de fundații, reducerea consumului de ciment și cofraje, reducerea manoperei și a timpului de execuție, prezintă și unele inconveniente. Dintre acestea amintim:

- Nu utilizează integral caracteristicile naturale ale terenului, iar valoarea capacității portante este în funcție de modul cum se execută compactarea pământului de deasupra tălpilor;
- Necesită cantități sporite de metal în special la asamblarea fundațiilor ciupercă executate din două piese.

D. Fundații tip grătar

Fundațiile tip grătar sunt utilizate în special la stâlpii metalici, la care efortul de smulgere este important. Având în vedere consumul mare de oțel, ele se întâlnesc mai des în țările producătoare de oțel ca: SUA, Suedia, Italia, Finlanda. Fundația se compune dintr-o talpă sub formă de grătar și dintr-un element piramidal din profile, ce face legătura stâlpului cu talpa.

În Rusia [136], la stâlpii LEA de 400 kV se folosesc grătare alcătuite din elemente metalice ce reazemă pe plăci din beton armat (fig. 2.23.).

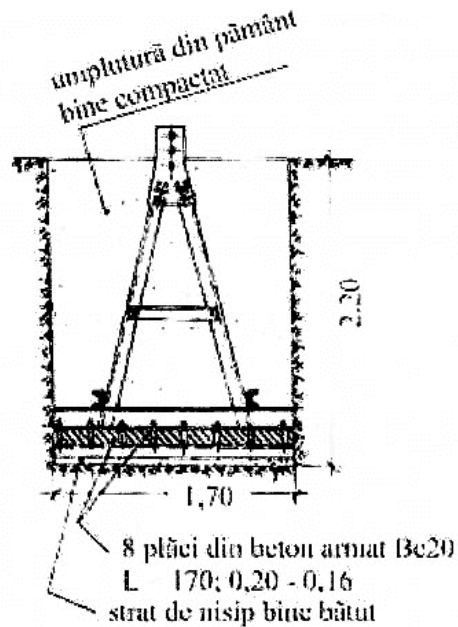


Fig. 2.23. Fundație tip grătar (Rusia)

În SUA [134], s-au realizat grătare din oțel cornier fixate pe tălpi *U* sau *I*, protejate împotriva coroziunii prin zincare la cald (fig. 2.24.).

În Suedia [131] au fost utilizate la linii de 380 kV pentru stâlpi portali, în locul plăcilor din beton armat folosindu-se traverse din lemn (fig. 2.25.).

În Italia [96], la liniile Terni-Genova și Tavernizza-Terni s-au folosit grătare din oțel galvanizat (fig. 2.26.).

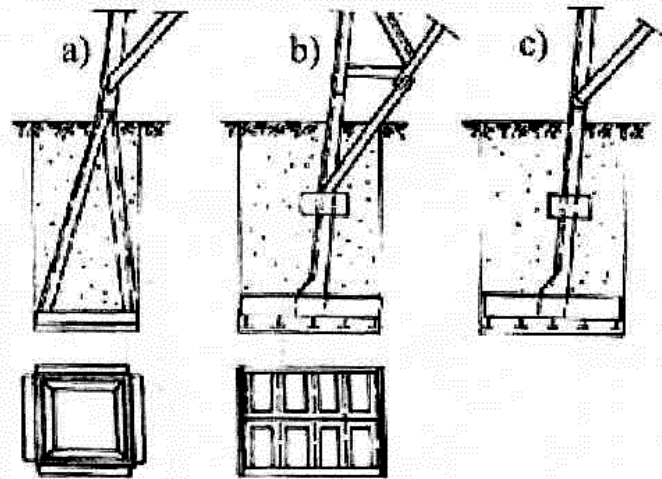


Fig. 2.24. Fundație tip grătar (S.U.A.)

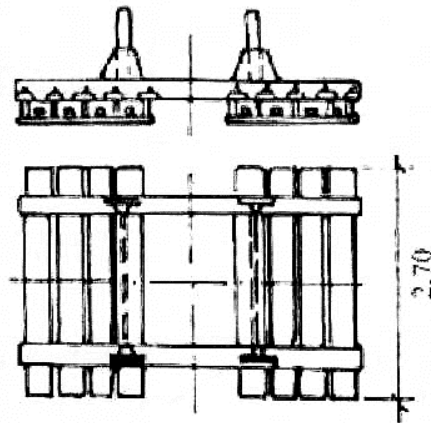


Fig. 2.25. Fundație tip grătar cu traverse din lemn (Suedia)

În țara noastră, fundațiile tip grătar s-au folosit încă din 1934 la LEA 35 kV Cluj-Napoca - Alejd, fiind alcătuite din traverse din stejar impregnate, iar elementul piramidal din oțel laminat protejat contra coroziunii [96]. După 1950 s-au executat o serie de linii de 110 kV d.c. în zone de munte greu accesibile, la care fundațiile se compun din elemente piramidale din oțel profilat și grătare din plăci de beton armat (fig. 2.27.). Plăcile sunt de două tipuri: unele de lungime normală (1,20 m) și altele mai scurte în dreptul prinderii montanților (0,70 m), pentru economie de material.

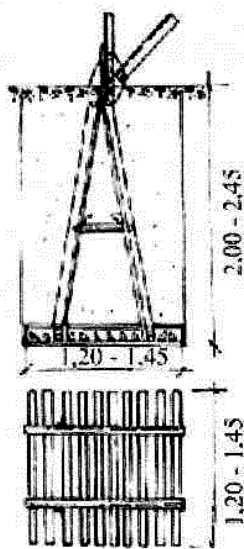


Fig. 2.26. Fundație tip grătar cu grătare din oțel galvanizat (Italia)

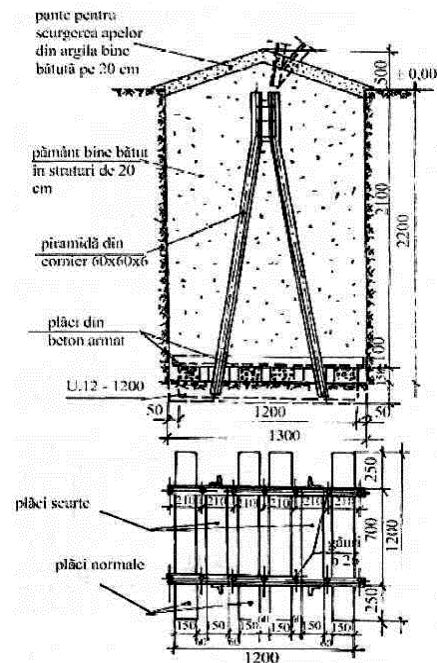


Fig. 2.27. Stâlpi fundați pe rigle prefabricate din beton armat (România)

Sub aspect constructiv, la o anumită adâncime, se realizează două plăci din traverse din lemn sau din beton, cu ajutorul căreia se realizează încastrarea stâlpului. Traversele din lemn, executate din lemn de brad sau de stejar, trebuie impregnate cu carbon, linoleum sau creozot [72].

De asemenea, construcția metalică, care se îngroapă, trebuie protejată contra ruginii prin vopsirea la cald cu o emulsie de asfalt și gudron. Baza stâlpului se prevede cu două plăci de încastrare așezate la o distanță cât mai mare.

Una din plăci va exercita o presiune pe teren p_{ef} , care nu va trebui să depășească capacitatea portantă a terenului p_{tr} , iar cealaltă placă va antrena un masiv de pământ, a cărui greutate trebuie să fie mai mare decât forța ascendentă de smulgere transmisă prin această placă (fig. 2.28.). Vor trebui deci respectate condițiile:

1. Condiția de rezistență:

$$p_{ef} = \left[\frac{H(h+t)}{a} + \frac{1}{2} G_s + \gamma_{max} \cdot t \cdot c \cdot b \right] \frac{1}{b \cdot c} < p_{tr} \quad (2.1.)$$

unde:

$H(h+t)$ - reprezintă momentul din forțele orizontale calculat față de baza stâlpului;

G_s - forța verticală totală adusă de stâlp;

Dimensiunile a , b , c , h și t rezultă din figura 2.28.

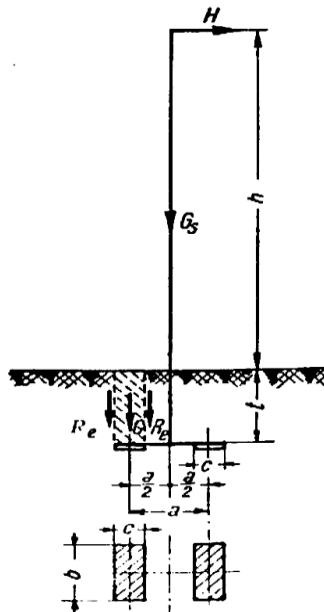


Fig. 2.28. Schema de calcul pentru încastrarea stâlpului prin grătare de traverse îngropate

2. Condiția de stabilitate:

$$(G + R_e) \geq \left(\frac{H(h+t)}{a} - \frac{1}{2} G_s \right) \cdot 1,3 \quad (2.2.)$$

unde:

G - reprezintă greutatea masivului de pământ aflat deasupra plăcii de ancorare, egală cu $\gamma_{min} \cdot b \cdot c \cdot t$;

R_e - este forța de frecare care se naște pe fețele masivului de pământ și care se ia egală cu:

$$R_e = K_a \cdot \gamma \cdot t^2 (c + b) \mu_t, \quad (2.3.)$$

unde:

γ - greutatea volumică a pământului;

$K_a = tg^2 \left(45^\circ - \frac{\phi}{2} \right)$ - coeficientul împingerii active;

$\mu_t = tg \phi$ - coeficientul de frecare

Soluții constructive de alcătuire sunt date în fig. 2.29.

În fig. 2.29. a este arătată soluția cu plăci de ancorare din traverse de lemn, iar în fig. 2.29. b alternativa cu plăci prefabricate din beton armat.

O condiție pentru buna realizare a acestui sistem de încastrare a stâlpului o constituie buna îndesare a umpluturii.

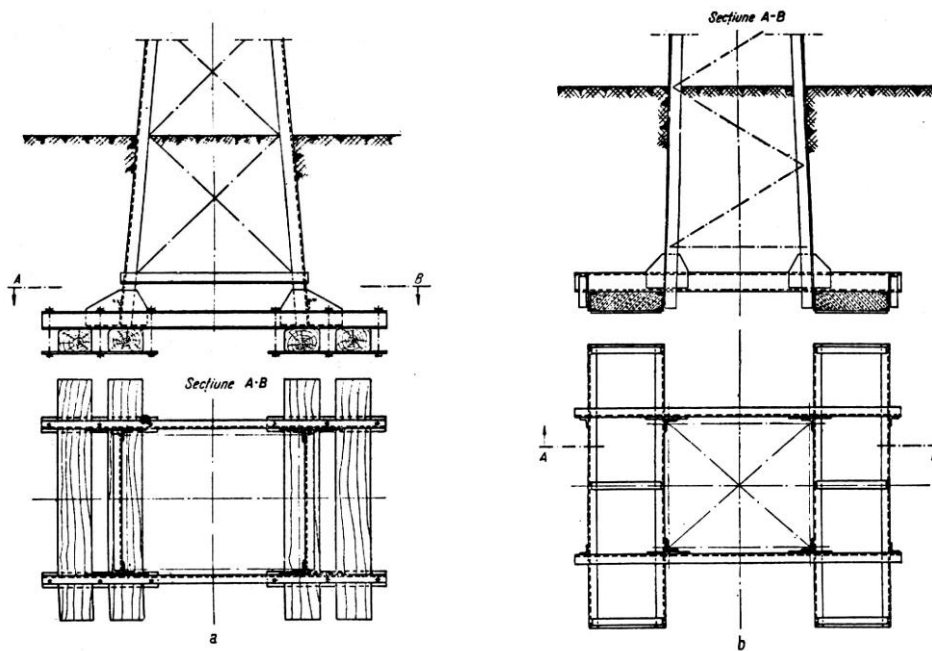


Fig. 2.29. Încastrarea stâlpului cu grătare
a-din traverse de lemn
b-din plăci prefabricate de beton armat îngropate

Fundațiile de tip grătar prezintă aceleași caracteristici favorabile ca și fundațiile de tip ciupercă. Prin sistemul lor constructiv, sub acțiunea momentelor de răsturnare, antrenează un mare volum de pământ asigurând astfel o bună

stabilitate a stâlpilor. Se reduce consumul de ciment și de oțel beton, în schimb se mărește consumul de oțel laminat și de lemn. În aceste condiții apar în plus măsuri pentru protecția lemnului și a oțelului dispus sub nivelul terenului.

Cu toate acestea, grătarele sunt recomandate în terenuri uscate, îndeosebi în zonele cu traseu greu accesibil, unde transportul se efectuează în condiții foarte grele.

2.2. Fundații pentru construcții sistem turn

Construcțiile care fac parte din categoria construcțiilor înalte au dimensiuni transversale reduse (coșuri de fum, turnuri de răcire, turnuri de telecomunicații, castele de apă etc.) și transmit fundației și terenului de fundare sarcini mari (orizontale și verticale), pe o suprafață de fundare relativ mică.

Comportarea construcțiilor în timpul și după execuția lor, sub încărcarea constantă sau accidentală, este în funcție de o multitudine de parametri, a căror influență este mai mare sau mai mică, corespunzător situației particulare a fiecărei clădiri în parte.

Concepția, proiectarea și execuția construcțiilor înalte de tip turn (turnuri de răcire, turnuri de telecomunicații, coșuri de fum) necesită rezolvarea unor probleme speciale. Acestor construcții trebuie să li se asigure o stabilitate suficientă pentru a funcționa în condiții de siguranță la acțiunea încărcărilor exterioare, stabilitate ce depinde de modul cum este realizată fundația. În cele ce urmează, se vor prezenta soluții de fundații pentru turnuri de răcire, turnuri de telecomunicații și coșuri de fum, dar și o prezentare succintă a acestor tipuri de construcții sub aspect constructiv.

2.2.1. Fundații pentru turnuri de răcire

2.2.1.1. Alcătuirea constructivă a turnurilor de răcire

Turnurile de răcire sunt construcții caracteristice pentru răcirea în circuit închis a apei din schimbătoare de căldură. Construcția lor a devenit necesară odată cu creșterea necesităților de apă rece, ce nu au mai putut fi asigurate de sursele naturale fără să fi dus la poluare termică. Dimensionarea turnurilor de răcire se face în funcție de debitul de apă care urmează a fi răcit și de numărul de grade cu care trebuie scăzută temperatura apei care urmează a fi recirculată [75], [78], [80]. Turnurile de răcire sunt construcții izolate care au de obicei o înălțime mare în raport cu construcțiile învecinate, constituind adeseori un element dominant în complexul industrial în mijlocul cărora sunt ampasate. Din acest motiv, la proiectarea turnurilor de răcire trebuie să se aibă în vedere necesitatea realizării unor forme arhitectonice plăcute, care însă trebuie alese astfel încât să nu dăuneze asupra rezolvării problemelor tehnologice și de rezistență ale turnului. Dificultatea care apare la proiectarea acestora constă în aceea că profilul lor, determinat de considerente funcționale, nu se pretează la forme estetice.

Elementele din beton armat care alcătuiesc turnurile de răcire sunt:

- *bazinul de apă;*
- *scheletul de susținere* al coșului turnului în care sunt prevăzute golurile pentru admisia aerului;
- *coșul* care asigură tirajul;
- *fundația* turnului.

Turnurile de răcire pot fi cu tiraj natural (fig. 2.30.) sau cu tiraj forțat (fig. 2.31.). La turnurile de răcire cu tiraj natural, circulația aerului este determinată de diferența între greutatea aerului exterior, rece, și cea a aerului din turn, încălzit, de multe ori mai umed decât aerul exterior. În cazul celor cu regim de funcționare umed (fig. 2.32. a), apa cedează căldura prin contact direct cu aerul, răcindu-se prin evaporare, prin convecție și prin radiație. Instalația de răcire situată în interiorul turnului se bazează pe stropirea apei sau prelingerea ei sub forma unei pelicule subțiri, pe panouri de lemn sau azbociment. Pentru a reduce pierderile de apă se folosește regimul de funcționare uscat, la care răcirea se produce în convectori așezați în jurul turnului de tiraj.

La turnurile de răcire cu tiraj forțat, circulația aerului se asigură prin ventilatoare de absorbție (fig. 2.32. b) sau de refulare [72]. Instalațiile de răcire sunt aceleași ca la turnurile cu tiraj natural.

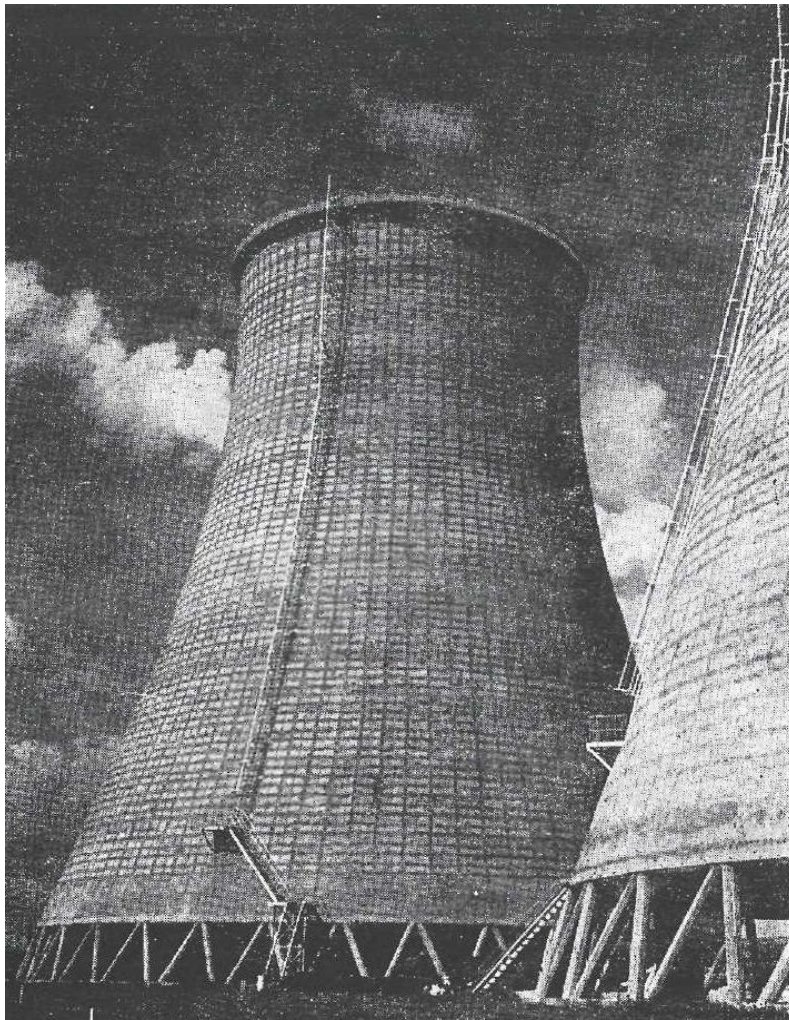


Fig. 2.30. Turnuri de răcire cu tiraj natural ($h = 55$ m) la Combinatul de îngrășăminte azotoase Târgu-Mureș

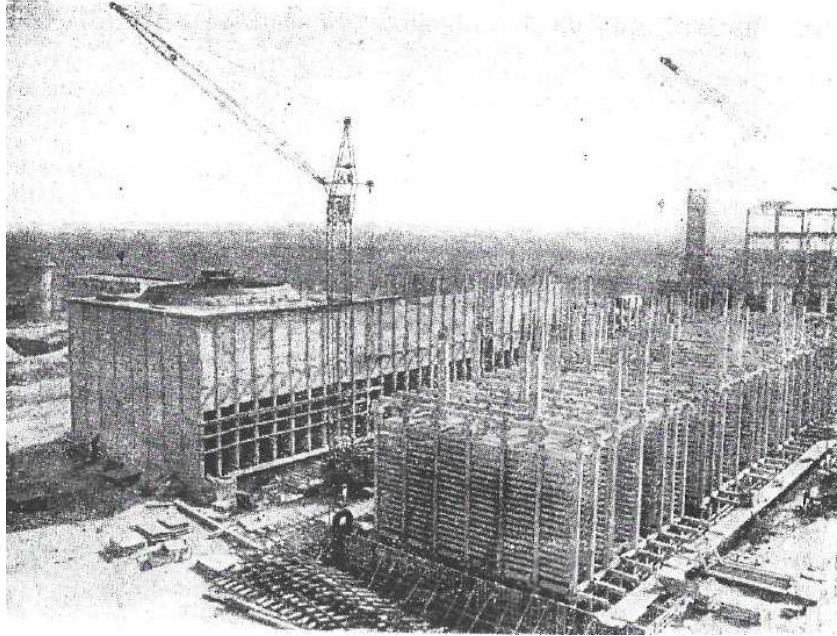


Fig. 2.31. Turnuri de răcire cu tiraj forțat tip HAMON, în construcție la Combinatul de îngrășăminte chimice Arad

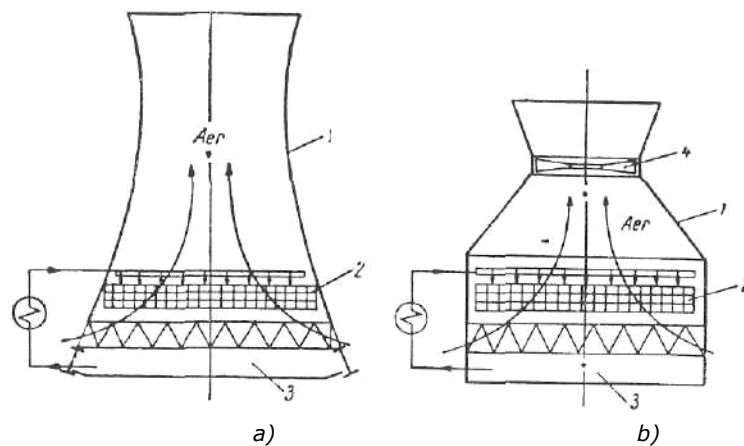


Fig. 2.32. Schema de funcționare a turnurilor de răcire:
a - cu tiraj natural; b - cu tiraj forțat; 1 - turn; 2 - instalație de răcire; 3 - bazin de colectare a apei răcite; 4 - ventilator

Deoarece performanțele tehnice ale turnurilor de răcire cu tiraj forțat (diametrul ventilatorului, diametrul bazinului de colectare a apei) sunt limitate, iar consumul de energie sporit și ținând seama de necesitățile de răcire a unor cantități

mari de apă în circuit închis, în special la termocentralele electrice, se impune folosirea turnurilor de răcire cu tiraj natural, cu regim de funcționare uscat. Dimensiunile principale ale turnurilor de răcire rezultă dintr-un calcul termic bine definit.

În scopul creării unor spații suficient de mari necesare admisei aerului, turnurile de răcire cu tiraj natural se așează în mod obișnuit pe un schelet de susținere format din stâlpi. Înălțimea acestor stâlpi trebuie să fie mai mare la turnurile de răcire cu regim de funcționare uscat față de turnurile cu regim umed. Pentru a se obține un suport rigid, este avantajos ca stâlpii să fie așezați înclinat.

Turnurile de răcire din beton armat monolit sunt formate de obicei, din plăci curbe subțiri de rotație, rigidizate prin centuri la marginea superioară și inferioară. Cele mai frecvente turnuri sunt turnurile hiperbolice (înălțimea maximă 152 m - Tijan Nuclear, Oregon, S.U.A.) [80], dar se execută și turnuri alcătuite din două trunchiuri de con legate la bazele mici printr-o suprafață de trecere sau turnuri formate de o suprafață tronconică continuată cu una hiperbolică. Turnurile mai puțin înalte sunt de formă cilindrică. La stabilirea grosimii plăcilor curbe trebuie să se țină seama de modul de execuție al acestora, ce se realizează cu ajutorul cofrajelor glisante sau cățărătoare.

Execuția turnurilor de răcire din beton armat monolit necesită cofraje costisitoare și se pretează greu industrializării, mai ales când datorită eforturilor din acțiunea vântului și a condițiilor de stabilitate se impune nervurarea pereților. În plus, la turnurile cu înălțimi mari rezultă pereți relativ groși, ce măresc consumul de beton și oțel nu numai în turn, ci și în scheletul de susținere în fundații. Astfel, a apărut ideea prefabricării turnurilor de răcire. Se pot prefabrica atât turnurile propriu-zise, cât și structurile de susținere. Turnurile cilindrice se execută din clavouri drepte sau din prefabricate curbe. Turnurile tronconice se alcătuiesc asemănător celor cilindrice cu folosirea prefabricatelor din azbociment sub forma unor segmente tronconice, așezate cu curbura spre exterior. Turnurile hiperbolice pot fi formate dintr-o rețea triunghiulară spațială, în ochiurile rețelei așezându-se plăci triunghiulare prefabricate (fig. 2.33. a) sau pot fi formate din plăci prefabricate romboidale, având grosimea comparabilă cu cea a pereților turnurilor monolite, fără nervuri (fig. 2.33. b).

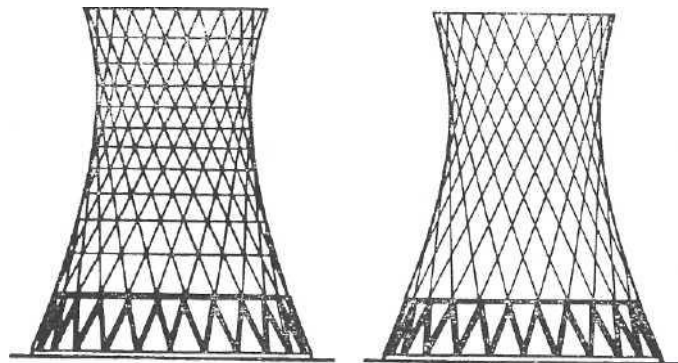


Fig. 2.33. Turnuri de răcire asamblate din elemente prefabricate

Turnurile de răcire cu tiraj forțat sunt alcătuite uneori tot din plăci curbe subțiri de rotație, cilindrice și tronconice.

Principalele acțiuni la care sunt supuse turnurile de răcire sunt: greutatea proprie, acțiunea vântului, variațiile de temperatură și acțiunea cutremurelor. O parte din acestea sunt axial simetrice (greutatea proprie, variațiile de temperatură datorită funcționării turnului), celelalte fiind nesimetrice (acțiunea vântului, variațiile de temperatură datorită insolației, acțiunea cutremurelor).

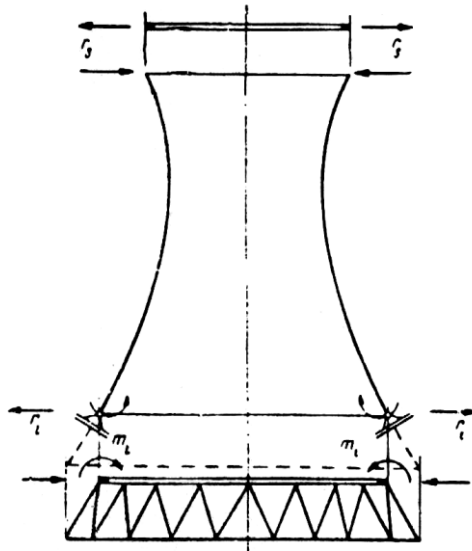


Fig. 2.34. Sistemul static de bază al turnurilor hiperbolice

Calculul turnurilor de răcire se face cu metoda eforturilor, numărul necunoscutelor fiind mic. Sistemul static de bază (fig. 2.34.) se obține prin separarea plăcii curbe subțiri de inelele marginale. Turnurile de răcire se calculează ținând cont de starea de membrană a plăcii curbe subțiri și de comportarea pânzei în starea de încovoiere.

În cazul calculului eforturilor în starea de membrană, necunoscutele sunt următoarele: r_s – forța axială dată de inelul de rigidizare superior, r_i – forța axială dată de inelul de rigidizare inferior și m_i – momentul încovoietor dat de inelul de rigidizare inferior, toate aceste eforturi fiind distribuite pe conturul marginilor. În cazul calculului eforturilor în starea de încovoiere, eforturi ce sunt datorate acțiunilor marginale, necunoscutele sunt următoarele: r – forța axială marginală și m – momentul încovoietor marginal. Suprapunând peste eforturile stării de membrană (sistemul de bază), eforturile produse de r și m , rezultă eforturile reale finale.

Stâlpii scheletului de susținere se consideră de obicei încastrați în placa curbă a turnului și articulați perpendicular pe aceasta.

Creșterea zvelteții și înălțimii turnurilor de răcire pune problema verificării stabilității lor. Sub acțiunea greutății proprii, zona cea mai periclitată în ceea ce privește pierderea stabilității este treimea inferioară a turnului. Sub acțiunea combinată a greutății proprii și a vântului, zona centrală este periclitată a-și pierde stabilitatea. Dacă acțiunea vântului este predominantă, zona învecinată marginii superioare este expusă pierderii stabilității, astfel prin îngroșarea inelului de la marginea superioară a turnului se obține un efect favorabil asupra măririi stabilității.

2.2.1.2. Tipuri de fundații folosite la turnurile de răcire

Fundația turnurilor de răcire este de tip placă inelară sau circulară, talpa acesteia fiind formată din două plăci în consolă. Talpa de fundație se realizează orizontală sau înclinată. Inelul inferior, împreună cu talpa fundației se calculează ca o grindă inelară continuă cu secțiunea „1”, pe care rezemă montanții sau diagonalele scheletului cu goluri ce susține coșul turnului (fig. 2.35.) [80].

Grinda inelară de fundare se consideră rezemată articulat pe stâlpi. Această aproximație poate fi făcută, deoarece obișnuit grinda de fundare este foarte rigidă față de stâlpii de susținere a turnului de răcire.

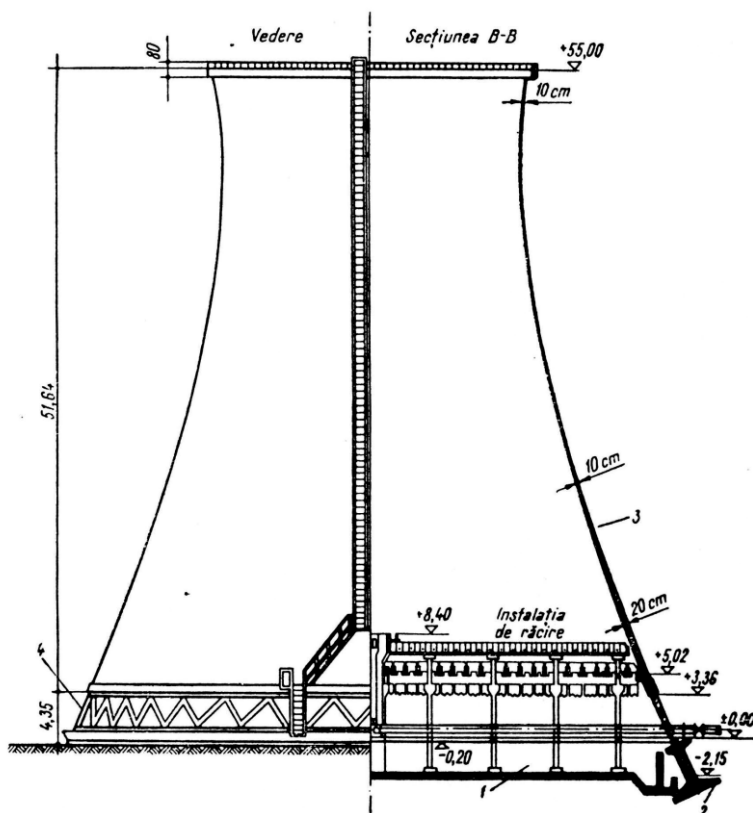


Fig. 2.35. Turn de răcire hiperbolic: 1 – bazin de colectare a apei răcite; 2 – fundație; 3 – peretele turnului; 4 – stâlp

Calculul grinzii inelare de fundare, în cazul încărcării uniforme distribuite se efectuează cu următoarele relații (fig. 2.36.):

$$M = qr^2 \left(\frac{\pi \cos \theta}{n \sin \theta_0} - 1 \right); \quad (2.4.)$$

$$M_t = -qr^2 \left(\frac{\pi \sin \theta}{n \sin \theta_0} - \theta \right); \quad (2.5)$$

$$T = -qr\theta; \quad V = \frac{2\pi}{n}q. \quad (2.6.)$$

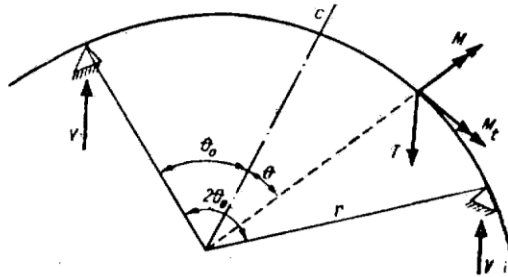


Fig. 2.36. Grindă inelară continuă

unde:

q - încărcarea uniform distribuită;

n - numărul reazemelor;

$$\theta_0 = \frac{\pi}{n}$$

Momentele de torsiune M_t sunt nu în pe reazeme și la mijlocul deschiderilor.

Acțiunea vântului produce presiuni neuniforme pe teren. Dacă distribuția reală a presiunilor se înlocuiește prin încărcări uniforme distribuite în fiecare deschidere, calculul grinzii inelare poate fi făcut pornind de la grinda arc de cerc încastrată la capete (fig. 2.37.):

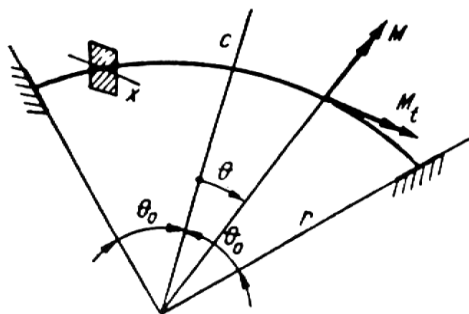


Fig. 2.37 Grindă inelară dublu încastrată

$$M = -qr^2(1 - \cos \theta) - M_c \cos \theta; \quad (2.7.)$$

$$M_t = qr^2(\theta - \sin \theta) + M_c \sin \theta. \quad (2.8.)$$

unde:

M_c - momentul de încovoiere în secțiunea $\theta = 0$, egal cu:

$$M_c = -qr^2 \frac{\frac{\rho+1}{\rho-1}(4\sin\theta_0 - 2\theta_0) - \frac{4\rho}{\rho-1}\theta_0 \cos\theta_0 + \sin 2\theta_0}{2\frac{\rho+1}{\rho-1}\theta_0 - \sin 2\theta_0}; \quad (2.9.)$$

$$\text{iar } \rho = \frac{EI_x}{GI_t}.$$

$I_t = \psi hb^3$ este caracteristica geometrică a secțiunii transversale dreptunghiulare la torsiune ($h/b > 1$). Valorile lui ψ sunt date în tabelul 2.1.

Același sistem static stă și la baza calculului inelului de fundație când se ține seama de conlucrarea acestuia cu stâlpii.

Tabelul 2.1. Valorile ψ pentru calculul momentului de inerție la torsiune

h/b	1	1,5	2	3	4	6	8	10	∞
ψ	0,1404	0,1957	0,2286	0,2633	0,2808	0,2982	0,3070	0,3123	0,333

Plăcile de fundare circulare sau inelare se folosesc mai ales în cazul turnurilor de susținere cilindrice. Sub acțiunea încărcărilor axial simetrice problema conlucrării între cilindrul circular și placa de fundare se rezolvă ca în cazul rezervoarelor formate din plăci curbe de rotație [70].

Dimensiunile fundației se aleg astfel încât $p_{max} \leq p_{tr}$. De multe ori această condiție nu este suficientă, cerându-se în plus ca presiunile să fie distribuite pe toată talpa fundației ($p_2 \geq 0$). Pentru ca placa de fundare să poată fi într-adevăr considerată simplu rezemată pe turn, este necesar ca lățimile coroanelor (exterioară și interioară) să fie astfel alese, încât pe reazem planul tangent la suprafața deformată a plăcii de fundație să rămână orizontal. Cu alte cuvinte trebuie satisfăcută condiția de încastrare perfectă a celor două coroane în dreptul circumferințelor lor de rezemare pe turn.

Dacă se respectă aceste trei condiții, determinarea dimensiunilor fundației poate fi făcută în felul următor.

Cu notațiile (fig. 2.38.):

$$\alpha = r_r / r_e = 1 / \lambda_e < 1; \quad (2.10.)$$

$$\beta = r_r / r_i = 1 / \lambda_i > 1; \quad (2.11.)$$

$$\eta^2 = \lambda_e^2 - \lambda_i^2. \quad (2.12.)$$

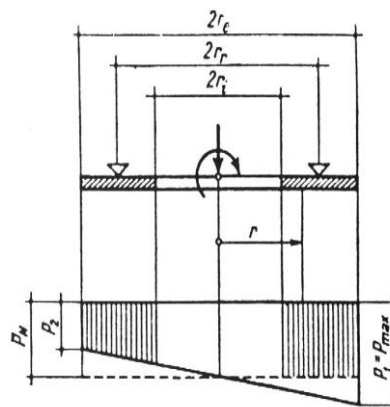


Fig. 2.38. Fundație inelară

se poate scrie:

$$A = \pi(r_e^2 - r_i^2) = \pi r_r^2 \eta^2; \quad (2.13.)$$

$$W = \frac{\pi}{4} \frac{r_e^4 - r_i^4}{r_e} = \frac{\pi r_r^3}{4 \lambda_e} \eta^2 (2 \lambda_e^2 - \eta^2). \quad (2.14.)$$

Cunoscându-se N , M , $e = M / N$, r_r și p_{tr} , rapoartele λ_e și λ_i (sau λ_e și η) trebuie determinate astfel încât să fie satisfăcute condițiile:

$$p_1 = \frac{N}{A} + \frac{M}{W} = \frac{N}{\pi r_r^2 \eta^2} \left[1 + \frac{4e \lambda_e}{r_r (2 \lambda_e^2 - \eta^2)} \right] = \frac{N}{\pi r_r^2 \eta^2} [1 + k] \leq p_{tr} \quad (2.15.)$$

$$p_2 = \frac{N}{A} - \frac{M}{W} = \frac{N}{\pi r_r^2 \eta^2} \left[1 - \frac{4e \lambda_e}{r_r (2 \lambda_e^2 - \eta^2)} \right] = \frac{N}{\pi r_r^2 \eta^2} [1 - k] \geq 0 \quad (2.16.)$$

$$\text{sau: } 0 < k < 1 \quad (2.16'.)$$

$$\text{și } m_{re} = m_{ri} \quad (2.17.)$$

Momentele de încastrare perfectă din relația (2.17.), considerând presiunile uniform distribuite, sunt date de expresiile:

$$m_{re} = -\frac{p N r_r^2}{8} (1 - 2 \lambda_e^2 + \psi_e); \quad (2.18.)$$

$$m_{ri} = -\frac{p N r_r^2}{8} (1 - 2 \lambda_i^2 + \psi_i); \quad (2.19.)$$

unde: $\psi_e = \psi(\lambda_e)$ și $\psi_i = \psi(\lambda_i)$.

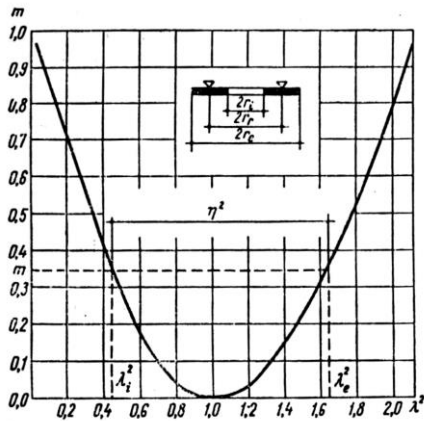


Fig. 2.39.

Cu aceste valori se calculează presiunea p_1 și se compară cu p_{tr} repetându-se operațiile indicate mai sus. Obișnuit două încercări sunt suficiente pentru a găsi valorile finale ale lui λ_e^2 și λ_i^2 , deci r_e respectiv r_i .

După stabilirea dimensiunilor fundației și a presiunilor pe teren urmează calculul eforturilor. În cazul plăcilor de fundare *circulare* calculul momentelor de

Notând $m = (1 - 2 \lambda^2 + \psi)$, din reprezenta-rea grafică a acestei expresii (fig. 2.39.), rezultă că fiecărei valori m îi corespund două valori λ ($\lambda_e > 1$; $\lambda_i < 1$).

Cele trei condiții (2.15.), (2.16.) și (2.17.) sunt satisfăcute prin încercări. Se alege un k arbitrar cuprins între 0 și 1. Din relația (2.15) rezultă:

$$\eta^2 = \frac{N}{\pi r_r^2 p_a} (1 + k) \quad (2.15'.),$$

iar în figura 2.39. se citesc valorile λ_i^2 și

λ_e^2 .

încovoiere și al forțelor tăietoare se poate face cu ajutorul unor diagrame construite pentru ipotezele de încărcare I, II și III prezentate în fig. 2.40. (coeficientul lui Poisson $\mu = 0,15$).

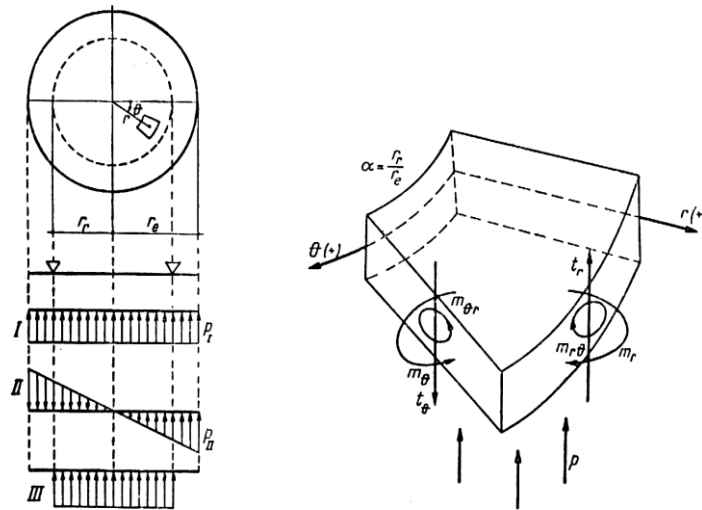


Fig. 2.40. Ipoteze de încărcare a plăcii circulare

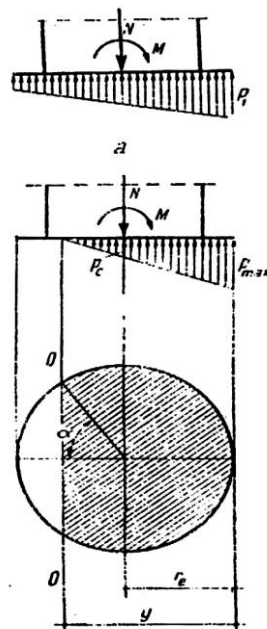


Fig. 2.41. Distribuția presiunilor pe plăcile de fundare circulare

Practic se întâlnesc următoarele cazuri:

a. *Presiuni pe toată talpa fundației* (fig. 2.41.a). Eforturile rezultă suprapunând pe cele determinate cu $p_I = N/A$ în ipoteza I celor corespunzătoare lui $p_{II} = M/W$ în ipoteza a II-a.

b. *Presiuni pe o parte din talpa fundației* (fig. 2.41.b). Această diagramă de presiuni rezultă în cazul momentelor mari, datorită faptului că pământul nu poate prelua întinderile, situație ce trebuie evitată în cazul construcțiilor înalte. Când în mod fortuit se admite desprinderea parțială a fundației de teren, eforturile rezultă suprapunând peste valorile calculate în ipoteza I sub acțiunea unei forțe axiale modificate $N' = A p_c$, eforturile calculate în ipoteza a II-a cu momentul modificat $M' = W (p_{max} - p_c)$, în care: $W = \frac{\pi}{4} r_e^3$. Presiunea p_c rezultă din diagrama 2.42., în

aceeași figură fiind dat și un alt mod de determinare a presiunii p_{max} . Coeficienții u și v depind de raportul e/r_e .

În cele două cazuri de mai sus, forța axială nu cuprinde greutatea proprie a tălpii fundației și nici greutatea pământului așezat pe talpă în afara perimetrului turnului. Greutatea proprie a fundației nu produce încovoirea tălpii.

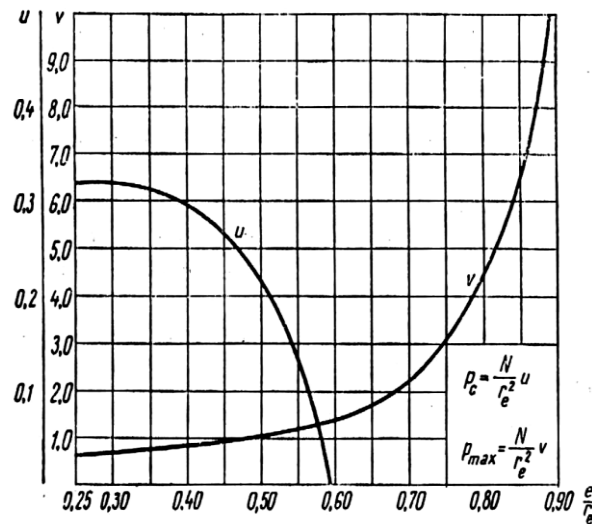


Fig. 2.42. Determinarea presiunii în centrul fundației p_c și a presiunii maxime pe teren p_{max} cu ajutorul coeficienților u și v

c. *Presiunile uniforme distribuite p_g , din greutatea pământului așezat pe talpă g_p* (fig. 2.43.). Pentru ca eforturile să poată fi calculate cu diagramele corespunzătoare ipotezelor I și III, p_g și g_p se înlocuiesc prin q' și q'' așa cum rezultă din figura 2.43.

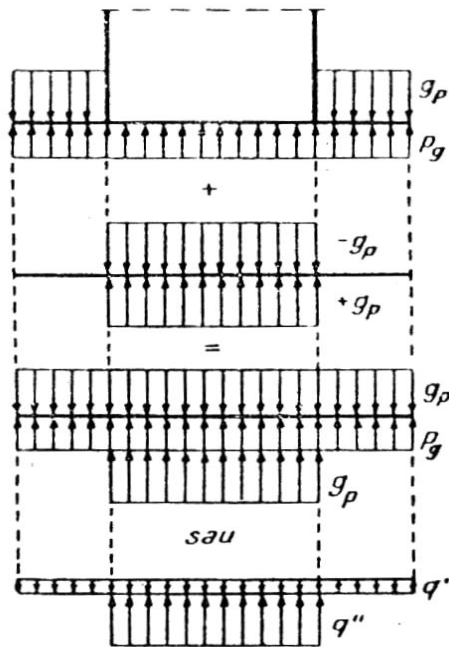


Fig. 2.43. Încărcarea din greutatea pământului

Din condiția de echilibru:

$$g_p \pi (r_e^2 - r_r^2) = p_g \pi r_e^2 \quad (2.20.)$$

rezultă:

$$p_g = g_p (1 - \alpha^2); \quad (2.21.)$$

$$\text{și } q' = g_p - p_g = \alpha^2 g_p; \quad (2.22.)$$

$$q'' = g_p. \quad (2.23.)$$

2.2.2. Fundații pentru turnuri de telecomunicații

2.2.2.1. Alcătuirea constructivă a turnurilor de telecomunicații

Turnurile de telecomunicații servesc la transmiterea, respectiv recepționarea, amplificarea și retransmiterea undelor ultrascurte care se propagă în linie dreaptă în domeniul televiziunii și telefoniei fără fir. Pentru rezolvarea economică a acestor operații sunt necesare antene situate la înălțimi foarte mari.

Suportul turnurilor de telecomunicații se execută sub forma unui turn, de cele mai multe ori din beton armat sau beton precomprimat. Experiența a dovedit că turnurile din beton armat sunt net superioare celor metalice nu numai din punct de vedere economic, ci și din punct de vedere tehnic [78].

Alegerea formei turnurilor rezultă din considerente tehnice și arhitectonice.

Astfel, trebuie să se țină seama în primul rând de acțiunea vântului, hotărâtoare la dimensionare.

Există tendința ca turnurile și mai ales construcțiile care adăpostesc etajele tehnice, sprijinite pe turn (capetele turnurilor), să aibă o formă cât mai aerodinamică. Vântul putând să acționeze pe toate direcțiile, secțiunea transversală ideală este cea circulară. Dacă nu se alege această formă (turnurile de la Toronto, Belgrad, Niagara) încărcările datorită vântului sporesc [78], [80].

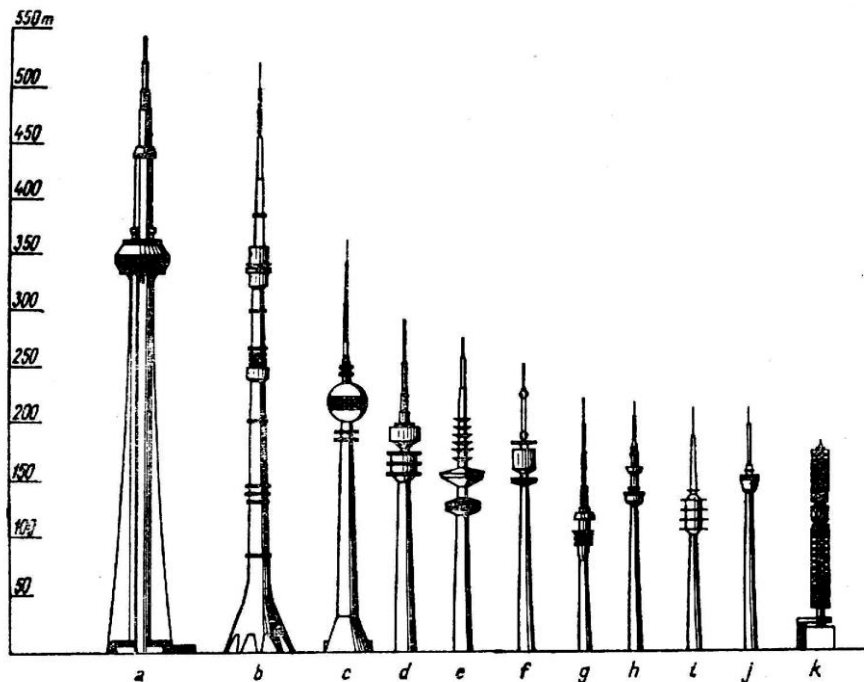


Fig. 2.44. Cele mai înalte turnuri de televiziune din lume:
a) Toronto; b) Moscova; c) Berlin; d) München; e) Hamburg; f) Viena; g) Dresda;
h) Dortmund; i) Berlin; j) Stuttgart; k) Londra

La turnurile releu pentru amplasarea antenelor sunt necesare mai multe platforme exterioare de dimensiuni mari. Din motive legate de estetica turnurilor este indicat ca platformele pentru susținerea antenelor parabolice să fie amplasate cât mai grupat. Tot din considerente estetice, diametrul turnurilor amplasate în orașe trebuie să crească lent de sus în jos. Abia sub nivelul terenului se amplasează un trunchi de con pentru a obține soluții de fundare avantajoase. Excepție fac turnurile de televiziune foarte înalte de la Moscova și Berlin, la care a fost necesară evazarea deasupra terenului (fig. 2.44. b, c) [80]. În cazul turnurilor amplasate izolat, pe înălțimi, se recomandă de asemenea, evazarea turnului spre bază.

Pentru înălțimi mici (sub 60 m), turnurile au formă cilindrică și se pot executa din beton armat monolit sau din prefabricate asamblate prin precomprimare. Turnurile înalte se execută de obicei, sub forma unui tub cu secțiune variabilă, avantajoasă atât din punct de vedere tehnic cât și estetic. Pentru executarea lor se folosesc cofraje cățărătoare sau cofraje glisante.

Elementele componente ale turnurilor de telecomunicații sunt:

- *turnul propriu* - zis din beton armat sau beton precomprimat, care susține antena metalică amplasată în vârf;
- *capetele* în care sunt grupate etajele tehnice, respectiv pentru vizitatori;
- *platformele* pentru susținerea antenelor parabolice.

Acțiunile de care se ține seama în calculul la *capul turnului* sunt: încărcările permanente, încărcările temporare datorită greutateii aparaturii, respectiv accesul oamenilor, greutateii zăpezii, acțiunii vântului, variațiile de temperatură și cele din acțiunea cutremurelor.

Platformele care pot fi plăci inelare plane sau plăci tronconice pleoștite, se calculează la greutatea proprie, la greutatea zăpezii și a oamenilor și la acțiunea cutremurelor. Încărcarea cu oameni se consideră uniformă, de 200 daN/m², sau de 100 daN/m² pe întreaga platformă și 100 daN/m² pe jumătate de platformă [78], [80].

La calculul *turnurilor* se consideră de regulă, următoarele două grupări de încărcări:

- greutatea proprie, încărcările temporare utile complete și acțiunea vântului (cutremurului), care dau tensiunile maxime de compresiune;
- greutatea proprie, încărcările temporare utile unilaterale și acțiunea vântului (cutremurului), care dau tensiunile maxime de întindere în secțiunile transversale.

Dacă se ține seama de acțiunea cutremurelor, încărcarea din vânt se reduce sau se neglijează. În cazul construcțiilor zvelte, de tipul turnurilor de telecomunicații și a coșurilor de fum, acțiunea vântului și a cutremurului este principală. Evaluarea lor trebuie să se facă ținând seama de caracterul lor dinamic, precum și de răspunsul structurii.

O acțiune ce nu poate fi neglijată este însorirea (încălzirea sub acțiunea razelor solare), care produce tensiuni în peretele turnului. Pentru preluarea acestor tensiuni se sugerează prevederea unor bare suplimentare de 6...10 mm diametru, la maximum 12 cm distanță, la fața exterioară a peretelui.

Structura statică a turnurilor este o *consolă încastrată la bază*, supusă la încărcări verticale și orizontale.

Solicitările din acțiunea de ansamblu a acestor încărcări sunt forțe axiale de compresiune, momente încovoietoare și forțe tăietoare. În cazul când turnul nu este axial simetric apar momente de torsiune.

Spre deosebire de barele obișnuite comprimate excentric la care, pentru a ține seama de posibilitatea pierderii stabilității, se majorează excentricitatea de aplicare a forței, în cazul turnurilor este indicat să se facă un calcul aferent teoriei de ordinul II.

2.2.2.2. Tipuri de fundații folosite la turnurile de telecomunicații

Fundațiile turnurilor de telecomunicații de înălțime redusă sunt de forma unor *plăci inelare sau circulare masive* (fig. 2.45.), mai ales când trebuie fundat la mică adâncime.

În cazul turnurilor de telecomunicații mai înalte [80], , placa masivă nu este numai neeconomică ci și dezavantajoasă din punct de vedere tehnic, deoarece are o rază de rotație relativ mică și deci presiunile pe teren variază foarte mult sub acțiunea diferitelor grupări de încărcări. Acest lucru duce la deformații ale terenului, reducându-se gradul de încastrare a turnului în teren. Astfel, se folosesc plăci subțiri

tronconice sau plăci subțiri hiperbolice.

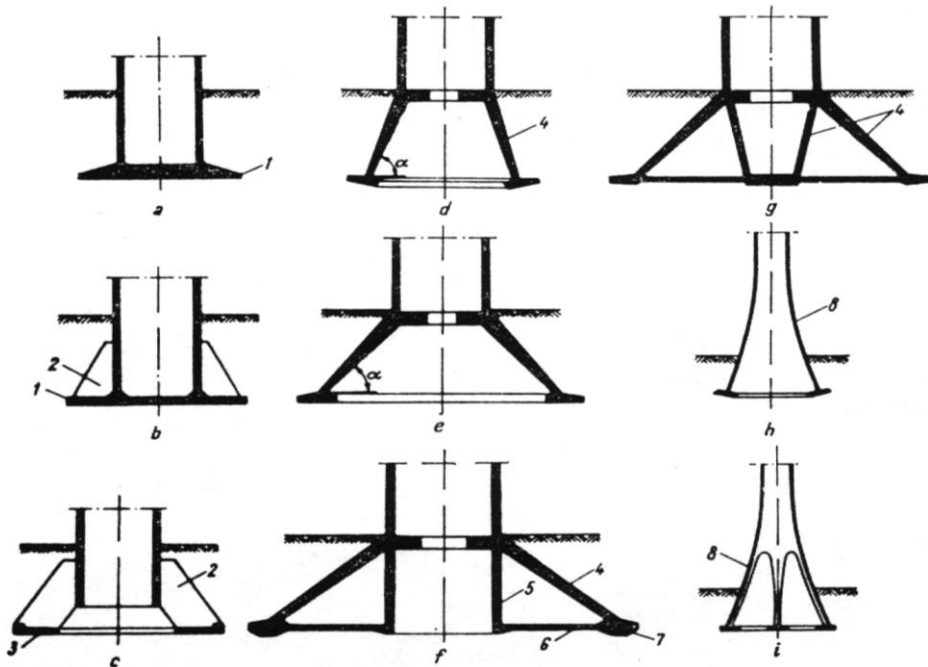


Fig. 2.45. Tipuri de fundații: 1-placă circulară; 2-contraforti; 3-placă inelară; 4-placă subțire tronconică; 5-cilindru; 6-inel de legătură; 7-inel de bază; 8-placă subțire hiperbolică

Placa inelară (fig. 2.45. c) având o rază de girație mai mare, reduce variațiile presiunii pe teren. De asemenea, și stabilitatea ei față de răsturnare este mai mare decât în cazul fundațiilor circulare. Trecerea de la turn la fundație se poate face, în cazul turnurilor mai puțin înalte, cu ajutorul unor șaibe așezate radial (contraforti).

La turnuri mai înalte se folosește o placă subțire tronconică (fig. 2.45. d și e). Aceasta asigură o transmitere corespunzătoare a încărcărilor verticale axial simetrice terenului de fundare. Pentru o cotă de fundare dată, unghiul de înclinare a plăcii tronconice α scade cu creșterea înălțimii turnului, rigiditatea fundației reducându-se.

Rigidizarea fundației se poate obține prin continuarea peretelui cu un cilindru, legat la partea inferioară cu o placă de fundare inelară (fig. 2.45. f). Mai eficientă este amplasarea unei a doua plăci subțiri tronconice în interior (fig. 2.45. g și fig. 2.46.). Această soluție cere însă lucrări de cofrare costisitoare. Rigidizările arătate îmbunătățesc comportarea fundației sub acțiunea încărcărilor orizontale ale turnului.

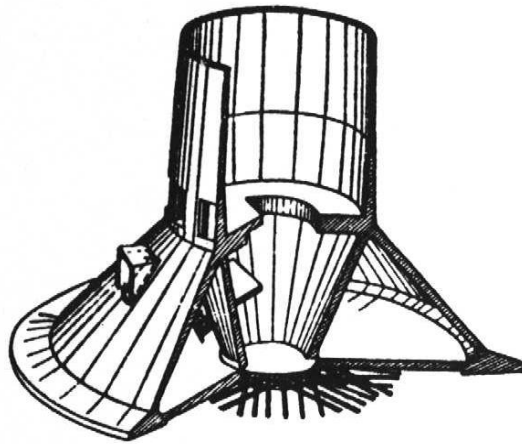


Fig. 2.46. Fundație dublu-tronconică

În cazul turnurilor de înălțime foarte mare se prevede o trecere continuă de la turn la fundația inelară, folosind o placă subțire hiperbolică (fig. 2.45. h și i). La anumite turnuri de televiziune se poate adopta soluția ca, din considerente estetice, placa subțire să fie tăiată la partea inferioară, transformându-se în stâlpi.

Calculul fundațiilor de forma unor plăci circulare sau inelare, când turnul este rezemat direct pe ele este asemănător cu calculul fundațiilor turnurilor de răcire. Dacă turnul reazemă pe placa inelară prin intermediul unor contraforți radiali, în prima aproximație se folosesc formulele date pentru calculul grinzilor inelare continue.

Fundațiile formate din plăci inelare, plăci subțiri cilindrice și tronconice legate între ele, se calculează în cazul încărcărilor axial simetrice ca rezervoarele castelelor de apă.

La construcția turnurilor înalte este importantă realizarea unei încastrări perfecte în teren. Cedarea neuniformă a fundației produce solicitări suplimentare datorită înclinării axei turnului (fig. 2.47.).

Momentul de încovoiere suplimentar la bază este dat de relația:

$$M = M_e \frac{1}{1-z} \quad (2.24.)$$

unde:

M_e - momentul de încovoiere datorită acțiunii vântului și excentricității accidentale,

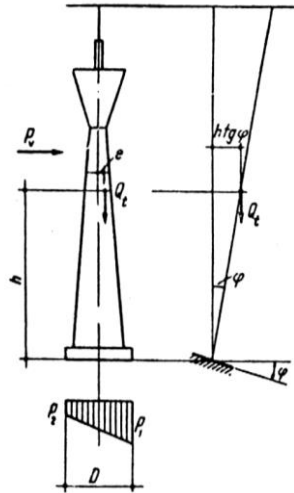


Fig. 2.47. Schemă de calcul a turnurilor de telecomunicații

$$\text{iar: } z = \frac{Q_t h}{k_s I} \quad (2.25.)$$

unde:

Q_t - încărcarea verticală totală;
 h - cota punctului de aplicație a acestei încărcări;
 k_s - coeficientul de tasare;
 I - momentul de inerție al suprafeței tălpii de fundație.

Stabilitatea generală a turnurilor se verifică punând condiția:

$$\eta = \frac{M_s}{M_r} \geq 1.5 \quad (2.26.)$$

unde:

M_s - momentul de stabilitate;
 M_r - momentul de răsturnare în raport cu o axă situată la $D/5 \dots D/4$ de la marginea fundației circulare.

2.2.3. Fundații pentru coșuri de fum

2.2.3.1. Alcătuirea constructivă a coșurilor de fum

Al treilea tip prezentat din categoria construcțiilor înalte sistem turn este reprezentat de coșurile de fum. Coșurile de fum sunt conducte verticale din zidărie de cărămidă, beton armat sau metal, care au rolul de a evacua în atmosferă la mare înălțime gazele și fumul ce rezultă din ardere, totodată creând tirajul necesar arderii [80]. Comparativ cu coșurile de fum din cărămidă, cele din beton armat au o greutate mai redusă, permit metode industriale de execuție (glisare, prefabricare) și au o stabilitate mare datorită caracterului monolit. Dezavantajul principal constă în necesitatea măsurilor speciale de protecție la temperatura și acțiunea corosivă a gazelor. Coșurile de fum pot avea mai multe forme: cilindrice, tronconice și tronconice din mai multe tronsoane înscrise într-un hiperboloid.

Coșurile de fum se compun din următoarele părți (fig. 2.48. și fig.2.49.) [78]:

- coșul propriu-zis;
- canalul de fum care aduce gazele arse de la grătarul de ardere la coș;
- fundația din beton armat.

Din punct de vedere static, coșurile de fum sunt *console încastrate în fundație* supuse la încărcări verticale (greutatea proprie, greutatea căptușelii), la încărcările orizontale (vânt, cutremur) și la variațiile de temperatură (diferențe de temperatură între interiorul și exteriorul coșului, încălzirea neuniformă datorită razelor solare - însorirea), Calculul static la încărcările verticale și orizontale se face similar cu calculul static al turnurilor de telecomunicații.

Deoarece coșurile de fum pot fi grupate în linie, la evaluarea acțiunii vântului trebuie să se țină seama de fenomenele de interferență în zona de silaj, care pot amplifica mult încărcările corespunzătoare unui singur coș. Astfel, cercetări de laborator au arătat că în cazul a patru coșuri de 150 m înălțime la o distanță de $4,5 d$ (d - fiind diametrul), presiunea vântului a fost de șase ori mai mare decât pentru un coș izolat. În ceea ce privește efectul însoririi, acesta nu poate fi neglijat în cazul coșurilor înalte.

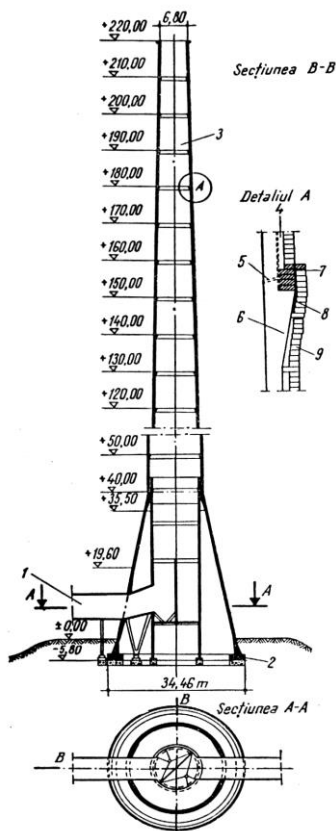


Fig. 2.48. Coș de fum de 220 m înălțime
1-canal de fum; 2-fundație;

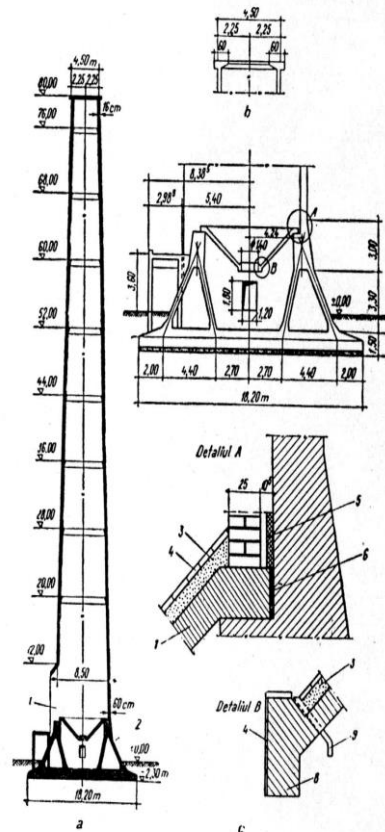


Fig. 2.49. Coș de fum de 80 m înălțime
a-secțiune verticală; b-gura coșului;
c-fundație

Calculul de rezistență al coșurilor de fum se face cu metoda stărilor limită. Secțiunile verticale ale pereților sunt solicitate la eforturile produse de încălzirea neuniformă Δt . În cazul coșurilor cu pereți subțiri apar eforturi suplimentare din ovalizarea secțiunii sub acțiunea vântului.

Secțiunile orizontale sunt solicitate la eforturi axiale de compresiune N din încărcări verticale, la momente încovoietoare M și forțe tăietoare T din acțiunea vântului (cutremurului) și a excentricităților accidentale, la momente încovoietoare m_t din diferența de temperatură Δt , la momente încovoietoare m_c din consolele inelare și la momente m_x datorită perturbării stării de membrană în zona de legătură cu fundația.

În afară de calculul la starea limită de rezistență, ținând seama de regimul sever de exploatare a coșurilor de fum, trebuie efectuată și verificarea la starea limită de deschidere a fisurilor.

2.2.3.2. Tipuri de fundații folosite la coșurile de fum

Coșurile de fum din zidărie și din beton armat de dimensiuni mici pot fi construite pe fundații din beton simplu. Coșurile mari se fundează pe plăci circulare, inelare sau poligonale, după forma coșului, de grosime constantă sau variabilă. Adâncimea de fundare se alege peste 5 m, pentru asigurarea unei bune încastrări în terenul de fundare.

Fundațiile coșurilor de fum sunt similare cu fundațiile turnurilor de telecomunicații.

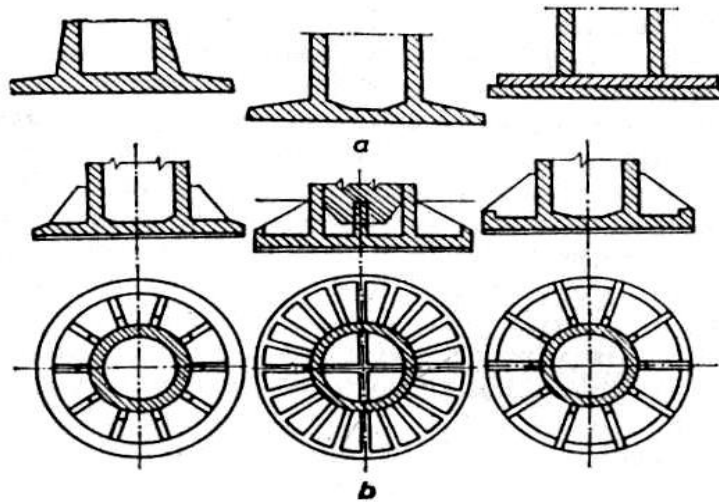


Fig. 2.50. Tipuri de fundații pentru coșurile de fum

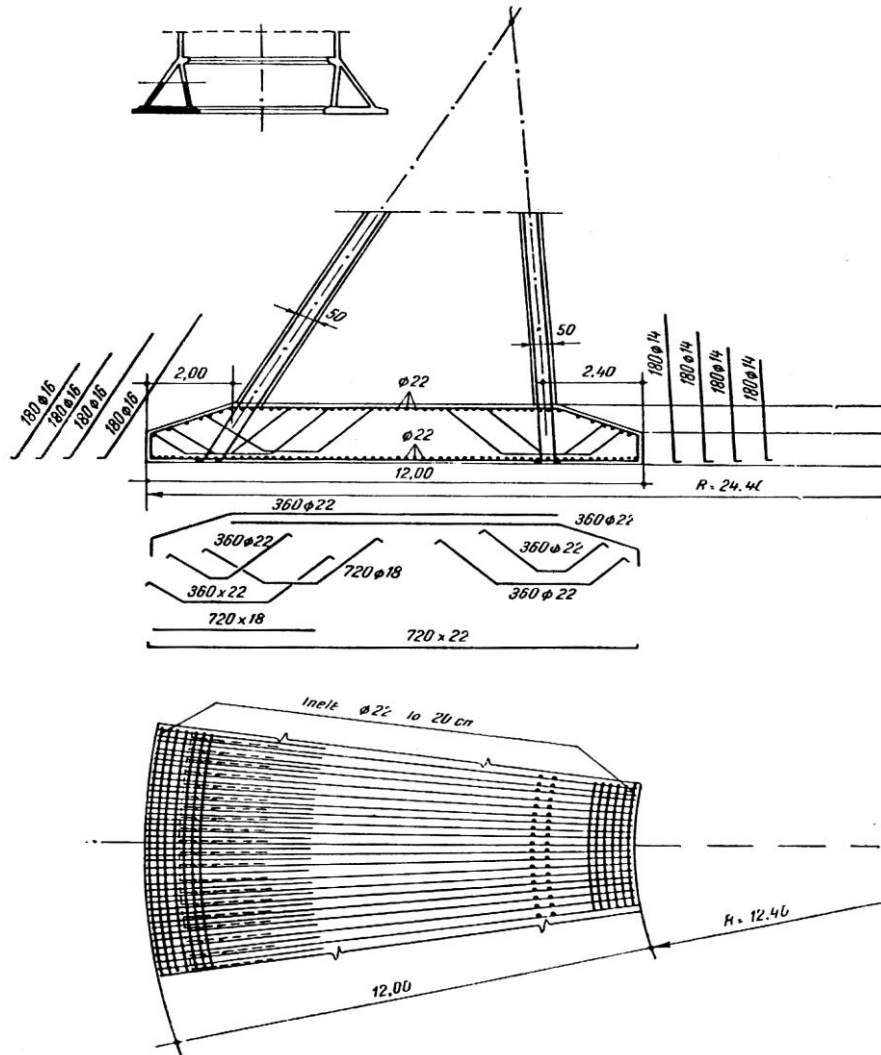


Fig. 2.51. Detalii de armare a unei fundații tronconice

Armătura radierelor are în general, un diametru mare, de 25 mm, din oțel OB 37. Barele se dispun pe două direcții rectangulare în partea centrală, și circular respectiv radial în partea exterioară a radierului [80]. Armarea se face cu două plase, armăturile de la partea superioară și inferioară fiind legate cu agrafe sau bare ridicate.

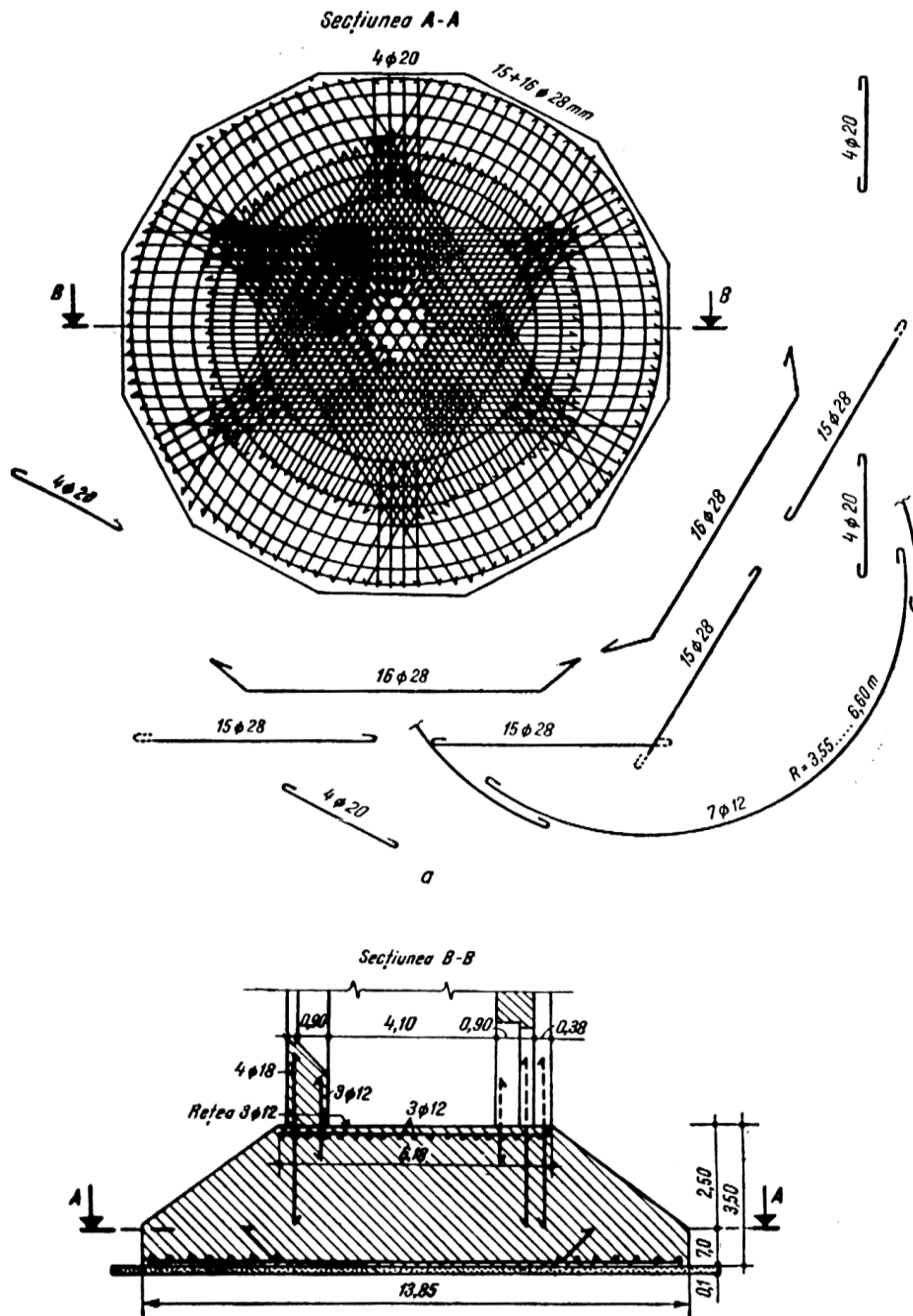


Fig. 2.52. Detalii de armare a unei fundații circulare

Dimensiunile fundației trebuie stabilite astfel încât presiunile pe teren să fie mai mici decât capacitatea portantă de calcul a terenului de fundare:

$$p = \frac{N}{A} \pm \frac{M}{W} \leq p_{tr} \quad (2.27.)$$

Se recomandă ca raportul $p_{max}/p_{min} \leq 3$.

După stabilirea dimensiunilor geometrice în plan ale fundației, calculul se face considerând placa (circulară sau inelară) rezemată pe conturul coșului, acționată de jos în sus cu o încărcare distribuită.

Verificarea stabilității generale a coșului de fum se face cu formula:

$$k = \frac{M_s}{M_r} \geq 1.5 \quad (2.28.)$$

unde:

M_s - momentul de stabilitate;

M_r - momentul de răsturnare.

Forma fundației fiind circulară se pune problema stabilirii dreptei în jurul căreia se rotește fundația. După unii autori, se ia o dreaptă tangentă la fundația circulară sau după alții, mai corect se ia o dreaptă secantă situată la $D/5 \dots D/4$ de la margine.

2.3. Alte tipuri de fundații speciale

2.3.1. Generalități

În ultimul timp au fost introduse și alte tipuri de fundații, diferite de soluțiile clasice, care asigură o distribuție rațională a betonului și a armăturii, ceea ce conduce la obținerea unor dimensiuni ale elementelor de fundații și greutatea mai redusă și stabilitate sporită a întregii construcții

Fundațiile stâlpilor amplasați în terenuri alunecătoare și în albiile râurilor (cum sunt stâlpii LEA) se caracterizează prin specificul de unicat impus atât de destinația suprastructurii cât mai ales de condițiile geotehnice ale amplasamentului [96]. Fundațiile sunt frecvent solicitate de forțe orizontale puternice provenite din împingerea pământului și a apei, din vânt și din cutremur. Până în prezent s-au utilizat diferite tipuri de fundații speciale ca: fundații pe piloți, pe chesoane și pe coloane de diametru mare, fundații din plăci subțiri, fundații pe barete etc.

Tehnologia modernă a fundațiilor speciale a permis perfecționarea atât a alcătuirii constructive a acestora, cât și a execuției, prin folosirea unor instalații adecvate. Astfel s-a ajuns la micșorarea greutății proprii a infrastructurii construcțiilor prin folosirea rațională a materialului în fundație și a capacității portante a terenului de fundare.

În continuare, se prezintă câteva variante constructive de fundații speciale, cum ar fi fundațiile din plăci subțiri (izolate, continue și radier), fundații ancorate, fundații pe chesoane deschise și fundații pe barete.

2.3.2. Fundații izolate din plăci curbe subțiri

2.3.2.1. Fundații izolate din plăci conice subțiri

Din cauza formei lor, în fundațiile din plăci conice rezultă în special eforturi de compresiune, de unde apare evident avantajul folosirii lor. Forma conică, prin volumul umpluturii din interior (balast sau nisip stabilizat, beton slab etc.), asigură

și o stabilitate sporită a întregii construcții [94], [96]. Fundațiile izolate din plăci conice se realizează din beton armat turnat monolit sau din elemente prefabricate.

În România, cercetări privind utilizarea plăcilor conice au fost efectuate în cadrul unor studii și lucrări de doctorat [21], [52], [94]. Acestea au analizat detaliat metodele de calcul ale plăcilor conice și sunt prezentate câteva soluții de utilizare a plăcilor curbe subțiri în lucrări de fundații.

Avantajele generate de forma plăcilor subțiri sunt:

- distribuția favorabilă a eforturilor în teren;
- consumul redus de armătură și beton.

Fundațiile din plăci conice se folosesc cel mai eficient în cazul solicitărilor centrice. Placa conică poate fi așezată cu vârful în sus sau în jos.

Așezarea plăcii conice cu vârful în sus (fig. 2.53.) conduce la apariția în placa subțire a unor eforturi circulare de întindere, respectiv radiale de compresiune.

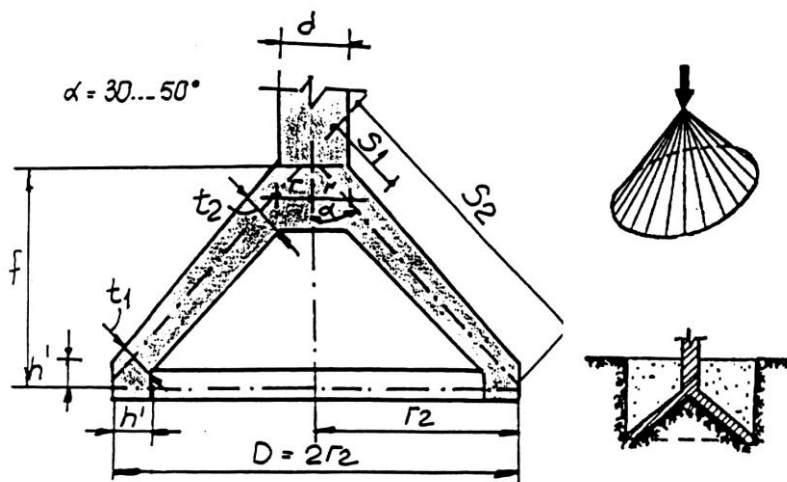


Fig. 2.53. Fundații conice cu vârful în sus

În ceea ce privește comportarea terenului de fundare așezarea fundațiilor cu vârful în sus este mai favorabilă sub aspectul distribuției eforturilor în terenul de fundare și a îndesării pământului care ocupă spațiul interior al fundației sau care intră în componența zonei active a fundației.

Armarea fundațiilor din plăci conice cu vârful în sus se face cu armături circulare de rezistență pentru preluarea eforturilor de întindere N_{θ} (circulare), respectiv cu armături radiale dispuse constructiv, eforturile (N_s) după direcția generatoarei fiind preponderent de compresiune.

Eforturile circulare de întindere N_{θ} sunt maxime la partea inferioară a plăcii conice, de aceea în majoritatea cazurilor de utilizare practică a unor astfel de fundații s-a utilizat un inel de rigidizare capabil să preia eforturile maxime de întindere.

La așezarea plăcii conice cu vârful în jos (fig. 2.54.), eforturile inelare N_{θ} devin de compresiune, iar cele radiale N_s , de întindere (în cazul solicitării centrice cu o forță concentrată).

Armarea fundațiilor izolate sub stâlpi când încărcarea este concentrată în axa acestora se realizează cu armături circulare dispuse constructiv, iar armăturile

radiale sunt armături de rezistență și se determină din calcul. Eforturile maxime de întindere radiale apar la partea inferioară, în vecinătatea stâlpului.

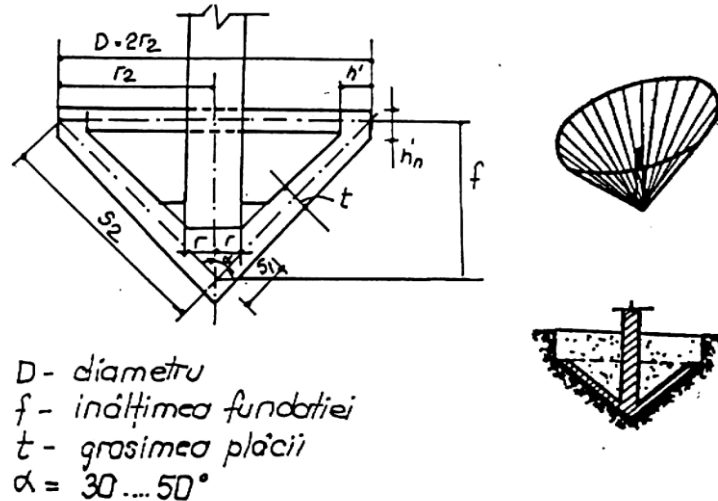


Fig. 2.54. Fundații conice cu vârful în jos

Calculul fundațiilor din plăci curbe se face, în general, adoptând următoarele ipoteze de calcul:

- încărcarea exterioră se consideră concentrată în vârful conului (sarcină verticală sau moment);
- presiunile de contact (reacțiunile) pe suprafața interioară a fundațiilor se consideră în funcție de rigiditatea relativă a fundației și a terenului de fundare.

Variația acesteia urmează o lege nedeterminată [94], [104] și variabilă în timp, în funcție de variația caracteristicilor fizico-mecanice ale terenului.

Din fig. 2.55. reies următoarele moduri de distribuție a presiunilor de contact:

- distribuție constantă, când rigiditatea celor două elemente, placă și teren, este sensibil egală - cazul fundațiilor încărcate cu sarcini relativ mici situate pe teren rezistent;
- variație liniară cu concentrări ale presiunilor în zonele marginale, când rigiditatea plăcii este mai mare decât cea a terenului, variabilă în cazul sarcinilor mari, iar fundațiile sunt așezate pe terenuri moi saturate (apare mai ales în fazele inițiale, la un grad mic de consolidare);
- variație liniară cu concentrări ale presiunilor în zona centrală, când rigiditatea plăcii subțiri este mai mică decât cea a terenului de fundare (cazul fundațiilor puțin încărcate situate pe terenuri foarte tari);

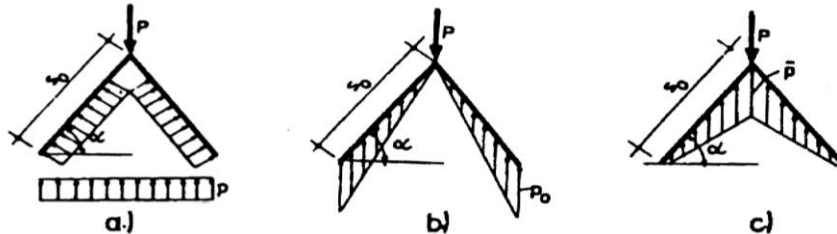


Fig. 2.55. Distribuția presiunilor de contact pe suprafața interioară a fundațiilor:
a – distribuție constantă; b și c – distribuție liniară

Zona de concentrare a eforturilor și de perturbare a stării de membrană de la vârful conului este în toate cazurile cu rigiditate sporită, din considerente constructive.

2.3.2.2. Fundații izolate de tip poliedric cu inel de bază precomprimat

Fundații izolate de tip poliedric turnate dintr-o singură bucată, sub formă de elemente spațiale-clopot, cu inelul de bază precomprimat cu armatură preîntinsă, sau postîntinsă, au fost folosite pe terenuri de fundare cu capacitatea portantă redusă [56], [57], [96].

Avantajele folosirii acestui tip de fundație sunt următoarele:

- reducerea cantității de beton din fundații pentru a asigura în special reducerea greutății proprii;
- dispunerea mai rațională a betonului, pentru sporirea rezistenței la transport, manipulare și depozitare;
- introducerea unor tensiuni inițiale în vederea utilizării în cele mai avantajoase condiții a formei sistemelor spațiale.

La această fundație forma de clopot permite obținerea reducerii deformației terenului sub efectul aceluiași încărcări (în raport cu alte forme) și prin transmiterea avantajoasă la teren a componentei orizontale. Folosirea acestor fundații conduce la avantaje maxime pe terenuri slabe cu coeziune redusă.

Fundațiile de tip poliedric se compun din elemente plane, legate monolit în dreptul muchiilor.

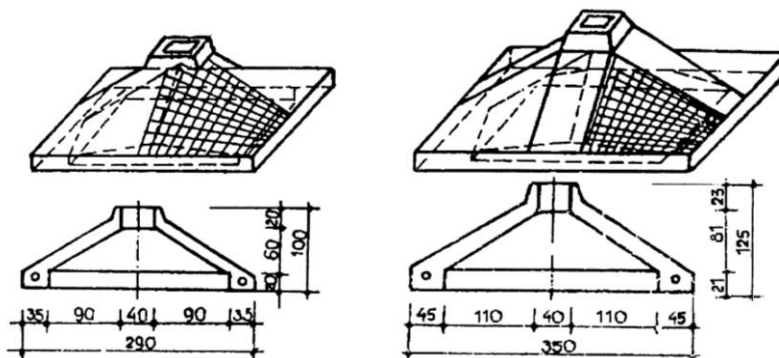


Fig. 2.56. Fundații izolate de tip poliedric cu inel de bază precomprimat

Fundațiile de tip PH (fig. 2.56.) realizate la U.P. Iași, sunt alcătuite din patru

hiperboloizi dispuși simetric care, având totdeauna suprafețe riglate (admit două familii de generatoare drepte), asigură condiții deosebit de avantajoase pentru execuție (dispunerea cofrajelor și a armăturii). Precomprimarea inelului de bază se realizează cu armătură preîntinsă [56], [57], [96].

Pentru fundațiile de tipul hiperboloidului de revoluție, sau a hiperboloidului parabolic, precomprimarea poate fi realizată cu armătură postîntinsă, ea fiind dispusă după generatoarele rectilinii.

Precomprimarea inelului de bază la sistemele spațiale permite, odată cu dirijarea tensiunilor în sistemele spațiale utilizate, înlăturarea fisurării betonului sub acțiunea sarcinilor de exploatare, ceea ce conduce la reducerea consumului de oțel și asigură o protecție superioară a fundațiilor la acțiunile nocive ale terenului, în special, la sistemele cu inele preîntinse.

În vederea încastrării stâlpilor prefabricați, la partea superioară a fundațiilor izolate sunt prevăzute gulere din beton armat. Pentru a nu se produce pierderea capacității de rezistență prin forfecarea zonei superioare a plăcii subțiri, placa se îngroașă în mod corespunzător.

Armăturile utilizate pentru comprimarea inelului de bază au fost alcătuite din bare de diametru mare cu profil periodic, de tipul PC 90, a căror aderență este mai mare, în raport cu cea caracteristică sârmelor pentru beton precomprimat.

Rezemarea continuă pe teren a plăcii s-a obținut prin mularea terenului și injectarea cu mortar. Se pot folosi și alte sisteme, care constau în umplerea golului cu nisip și îndesarea acestuia prin vibrație.

2.3.2.3. Fundații prefabricate alcătuite din placă de bază și pânză conică

Aceste fundații sunt compuse din două elemente din beton armat: pânză conică cu pahar pentru stâlpi și placa de bază cu înălțime variabilă (fig. 2.57.), adâncimea de fundare fiind cuprinsă între 2,45...3,15 m. Plăcile de bază se armează cu plase, iar pânza cu carcasa de armătură. Betonul folosit este de clasă C18/20. Dispunerea plăcii de bază la partea inferioară a fundației simplifică operațiile de săpare și permite un grad sporit de modulare în vederea tipizării. Paharul este realizat din beton armat, evazat la partea de jos cu o pânză conică. Placa de bază poate fi realizată dintr-o singură bucată sau din două bucăți, care se îmbină la montaj în groapa de fundare. Fixarea conului la partea superioară a plăcii de bază se face în șanțuri, în care conul se așează pe un pat din mortar. Pot fi preluate forțe axiale de 3800 kN și momente de 1000 kNm.

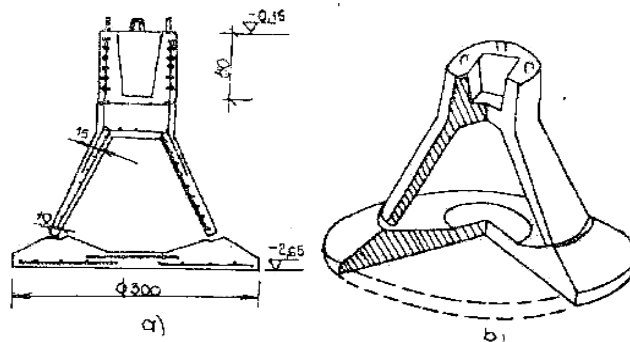


Fig. 2.57. Fundație prefabricată din placă de bază și pânză conică:
a - secțiune verticală; b - vedere în perspectivă

Presiunile maxime pe marginea plăcilor tălpii, nu trebuie să depășească $1,4R_c$, deoarece acestea sunt localizate într-o zonă foarte subțire. În figura 2.58. sunt prezentate diferite dimensiuni pentru fundații, iar în tabelul 2.2. consumurile pentru beton și metal, pentru fiecare tip în parte [94].

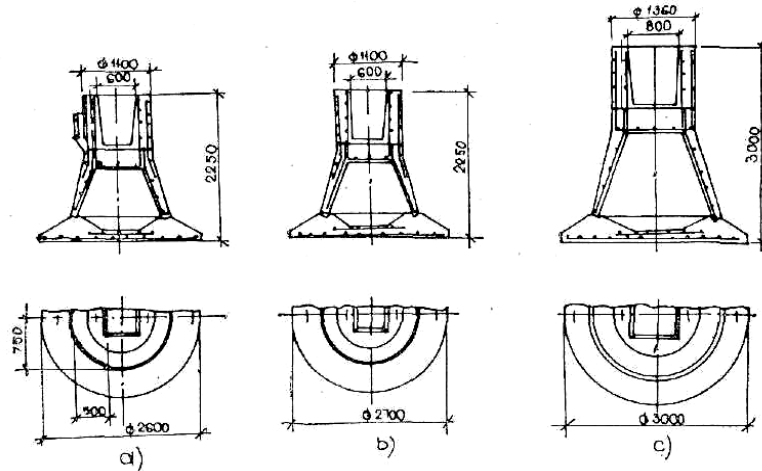


Fig. 2.58. Diferite dimensiuni pentru placa de bază și pânza conică: a -pentru stâlpi cu încărcări mici; b -pentru stâlpi cu încărcări medii; c -pentru stâlpi cu încărcări mari

Fundațiile conice se pretează la folosirea pe terenuri cu capacitate portantă redusă ($p_{\text{calcul}} = 1,0 \dots 1,5 \text{ daN/cm}^2$), unde se obțin reduceri la volumul de beton cuprinse între 30...40%, a consumului de oțel cu 10...15% și a manoperei cu 40...50%, față de variantele monolite.

Pânzele conice se utilizează cu rezultate bune la fundarea antenelor de emisie pentru posturile de radio sau televiziune, care sunt sub forma unor stâlpi înalți ancorați (Fig. 2.59.). În cazul acesta pânza conică fiind așezată cu concavitățile în sus elimină apariția eforturilor de întindere N_{θ} .

Tabelul 2.2. Consumul de beton și oțel pentru diferite fundații cu placă de bază și pânză conică

Denumirea elementului	Marca elementului		Dimensiuni [mm]					Consum beton [m ³]	Masa [t]	Consum oțel [kg]	
Placa inferioară	CH1		2500	560	150	400	100	450	1,34	3,30	66,7
	CH2		3000	750	150	400	100	480	1,00	4,00	120,7
	CH3		3500	1000	150	400	100	550	2,50	6,25	151,4
	CH4		4000	1100	150	400	100	650	3,20	8,00	177,5
	CH5		4500	1200	150	400	100	800	4,10	10,00	217,0
pânza	CK1		1600	600	2500	150	100	900	1,58	3,96	120,8
	CK2		2000	600	2500	150	100	1250	1,79	4,49	135,9
	CK3		2400	900	2500	150	100	1250	2,03	5,10	183,0
	CK4		2700	900	2500	150	100	1250	2,13	6,10	191,2
	CK5		2900	900	2500	150	100	1250	2,97	7,50	220,0

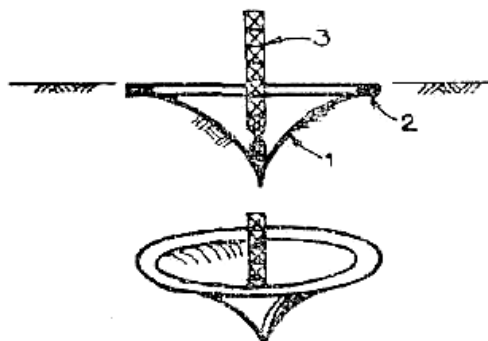


Fig. 2.59. Pânză conică pentru structuri sub formă de turn:
1 - fundație conică; 2 - inel; 3 - antenă ancorată

2.3.2.4. Fundații antiseismice

Fundațiile antiseismice au rolul de a disipa o parte din energia seismică de la nivelul bazei construcțiilor [66], [96], prin aceasta urmărindu-se reducerea forțelor de inerție induse în structura de rezistență. Aceste fundații sunt prevăzute cu suprafețe de contact minime, elementele cilindrice având rolul de mărire a capacității portante și de disipare a energiei vibrațiilor, iar stratul de bază din materiale granulare (nisip sau balast) are funcție de amortizare (fig. 2.60. și fig. 2.61.).

Se utilizează la construcții civile, social-culturale, industriale și mai ales speciale (turnuri de televiziune, coșuri de fum, castele de apă etc.), amplasate pe terenuri normale sau consolidate din zonele seismice.

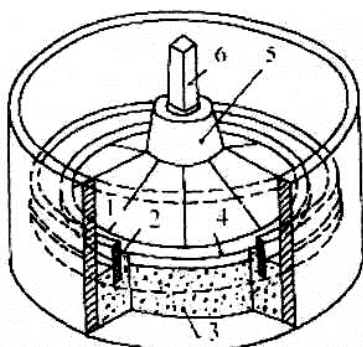


Fig. 2.60. Fundație antiseismică pentru stâlpi: 1 - inele exterioare; 2 - inele interioare; 3 - balast; 4 - placă conică; 5 - pahar prefabricat; 6 - stâlp

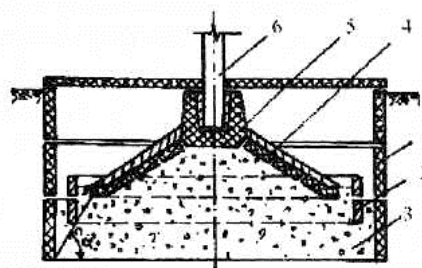


Fig. 2.61. Secțiune verticală a fundației antiseismice: 1 - inele exterioare; 2 - inele interioare; 3 - balast; 4 - placă conică; 5 - pahar prefabricat; 6 - stâlp

Soluția poate fi folosită la construcțiile civile, social-culturale, industriale și mai ales speciale (turnuri de televiziune, coșuri de fum, castele de apă etc), amplasate pe terenuri normale sau consolidate din zonele seismice.

Conceptia fundației permite o execuție simplă; în săpătura realizată după procedee obișnuite (manual sau mecanizat), se montează inele prefabricate cilindrice și elementele prefabricate ale plăcii conice subțiri.

Inelele prefabricate din jurul fundației au rol de mărire a capacității portante a terenului și totodată prezența lor în teren dă naștere la fenomene fizice de reflexie, refracție și parțial produc unde alunecătoare, care favorizează disiparea energiei seismice. În același timp, forma cilindrică a fundației (inele, placă conică) obligă unda purtătoare de energie să atace progresiv suprafața laterală a fundației, indiferent de direcția de acțiune a sursei (seism, șocuri etc). Segmentarea inelelor exterioare s-a realizat cu scopul de a permite deplasări diferite pe înălțimea fundației la cutremure puternice și de a ușura execuția în cazul fundațiilor de mari dimensiuni.

Stratul de amortizare, format din materiale granulare (nisip sau balast) se realizează corelat cu montarea elementelor prefabricate ale fundației (inele exterioare și inelele plăcii conice). După montarea inelelor prefabricate ale plăcii subțiri ce alcătuiesc talpa fundației se realizează continuitatea prin sudarea de plăcuțe sau mustăți din oțel beton și suprabetonare.

Ca elemente de contact direct între construcție și teren se pot folosi diverse tipuri de plăci subțiri sau alte forme de fundații de tip rigid sau elastic. Dimensionarea elementelor fundației se face în mod obișnuit la solicitările rezultate din diverse ipoteze de încărcare. Unghiul făcut de colțul fundației propriu-zise și inelul exterior (Fig. 2.61.) este cuprins între 20° și 30° , în funcție de materialul granular folosit (nisip sau balast).

Avantajele folosirii acestui tip de fundație constau în reducerea cu circa 15...25% a forțelor de inerție induse în structură. Aceasta permite reducerea consumului de materiale (oțel, beton etc.) pentru realizarea structurii de rezistență, creșterea siguranței construcțiilor în exploatare etc.

2.3.2.5. Soluții de fundații izolate din plăci curbe subțiri folosite în diverse țări

Folosirea plăcilor curbe subțiri în realizarea elementelor de structură este indicată datorită multiplelor avantaje ale acestora (greutate mică, stare de eforturi relativ simplă). La fundații care sunt de regulă elemente cu masă și volum mare, utilizarea plăcilor curbe subțiri este avantajoasă, prin faptul că sporirea masei lor se realizează prin umplerea structurii de rezistență (ușoară) cu material ieftin (beton de clasă inferioară, balast, pământ).

De asemenea, plăcile curbe subțiri folosite în construcții reprezintă una dintre utilizările cele mai raționale ale materialelor de construcții întrucât, mai ales în realizarea așa numitei stări de membrană, betonul, respectiv oțelul, care compun structura de rezistență, pot fi solicitate la limita capacității lor portante.

Fundațiile-ca elemente de reazem, sunt solicitate în special la eforturi de compresiune, de unde apare ca rațională folosirea plăcilor curbe subțiri.

Fundațiile alcătuite din sisteme spațiale sub formă de plăci subțiri cu dublă curbura se folosesc pentru fundarea construcțiilor dezvoltate pe înălțime. Interesul crescând pentru acest nou sistem de fundare a prilejuit organizarea mai multor simpozioane internaționale, consacrate acestei probleme.

Formele plăcilor subțiri utilizate la fundații sunt foarte variate și anume: plăci conice, hiperconice, paraboloidi hiperbolici, conice cu vârful în jos, sferice, toate realizându-se din beton armat sau beton precomprimat.

La majoritatea sistemelor reacțiunile orizontale sunt preluate de inelele de bază, care sunt solicitate la întindere. Precomprimarea inelelor permite sporirea rigidității fundației și realizarea unor rezerve de siguranță mai mari, ceea ce le situează în categoria sistemelor deosebit de raționale.

Sistemele monolite au avantajul mulării betonului pe terenul fasonat, însă prezintă dificultăți la executarea lucrărilor de ancorare și betonare.

Fundațiile sub formă de plăci spațiale subțiri și executate din elemente prefabricate asigură obținerea unor avantaje maxime de execuție. Apar însă dificultăți la realizarea rezemării continue a plăcii subțiri pe teren.

Pentru rezolvarea acestor probleme elementele prefabricate se așează pe terenuri îndesate prin vibrare sau se completează spațiul dintre terenul fasonat brut și placă cu material granular și se injectează mortar din ciment. În continuare sunt prezentate o serie de soluții pentru fundații izolate realizate prin prefabricare sau din beton monolit, sub formă de pânze subțiri (fig. 2.62. a și b) din diverse țări ale lumii (India, Germania, Ungaria, Austria, România, Cehia, S.U.A., Mexic, fosta U.R.S.S. etc.) [94].



Fundație izolată din paraboloidi hiperbolici din beton armat monolit sau prefabricat: -India



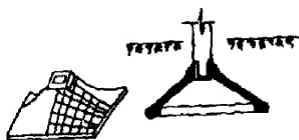
Fundație din pânză conică cuinel de reazem: - Germania, Austria.



Fundație izolată din paraboloidi hiperbolici pentru stâlpi prefabricați: - fosta U.R.S.S.



Fundație din pânză conică cuinel de reazem cu talpă orizontală: - Cehia



Fundație izolată din paraboloidi hiperbolici nervuri perimetrice precomprimate: - Cehia



Fundație din pânză subțire de rotație parabolică cuinel de reazem: - România



Fundație izolată din paraboloidi hiperbolici din beton armat monolit sau prefabricat: - Ungaria



Fundație din pânză subțire de rotație: - Ungaria



Fundație izolată realizată din paraboloidi hiperbolici cu nervuri de contur: - S.U.A., Mexic, India.

Fig. 2.62. a Fundații izolate din pânze subțiri folosite în diverse țări



Fundație izolată din pânză subțire conică
-pânză conică cu bloc de rezemare: -
Franța



Fundație din ansamblu de pânze conice cu placă
de rezem: - Germania



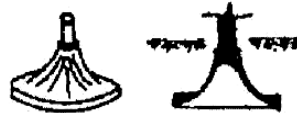
Fundație izolată din pânză subțire conică
întoarsă: - Ungaria



Fundație din pânză conică cu inel de rezem cu
talpa înclinată: - Germania



Fundație din hiperboloizi cu goluri și inel
de rezemare: -fosta U.R.S.S.



Fundație izolată din pânze subțiri de rotație
- pânze având ca directoare arc de cerc :
- Ungaria



Fundație din pânză sferică: - Franța



Fundație izolată din pânză subțire de rotație
compusă: - Cehia



Fundație din hipari intersectați rezemați
pe nervuri: - India



Fundație izolată din pânză subțire de rotație pânză
cilindrică cu fundație obelisc de dimensiuni reduse:
- Japonia



Fundație izolată din pânză conică subțire pt. Stâlpi
prefabricați: - fosta U.R.S.S.



Fundație izolată din pânze poliedrice



Fundație izolată din pânză conică subțire cu pahar
și talpă: - fosta U.R.S.S.

Fig. 2.62. b Fundații izolate din pânze subțiri folosite în diverse țări

Dintre soluțiile cercetate și aplicate în practică rezultă că forma de paraboloid hiperbolic apare deosebit de rațională. Fundația cu această formă permite dezvoltarea inegală după cele două direcții (baza fiind dreptunghiulară) și asigură condiții ca sistemul să lucreze fără aportul eforturilor de încovoiere (în stadiu de membrană). Un alt avantaj al acestor fundații este acela că armătura și elementele de cofrag se pot dispune după cele două familii de generatoare care sunt linii drepte. Precomprimarea inelului de bază cu inelele nesegmentate asigură preluarea în condiții optime a împingerilor orizontale.

Adoptarea acestui gen de infrastructură și la fundarea stâlpilor supuși la acțiuni complexe permite reducerea consumului de beton cu circa 50% și în unele cazuri și al consumului de armătură. Reducerea greutății proprii a acestor sisteme precum și precomprimarea conturului permite manipularea și transportul lor fără dificultăți, asigurând premisele de bază pentru industrializarea fundațiilor prefabricate.

2.3.2.6. Modul de execuție a fundațiilor izolate prefabricate din plăci curbe

Fundațiile izolate din plăci curbe pot fi executate prin prefabricare pe șantier sau în uzinele de prefabricate. La execuția acestor fundații apar o serie de probleme legate de:

- confecționarea pe platforme de prefabricare, care trebuie să cuprindă executarea matrițelor, fasonarea armăturilor și turnarea betonului;
- depozitarea, manipularea și transportul;
- pozarea corectă a prefabricatelor în groapa de fundare;
- umplerea golului dintre teren și fundație.

Forma suprafeței mediane a plăcilor curbe, pentru fundațiile prefabricate, poate fi realizată din paraboloizi intersectați sau conuri cu sarcină aplicată în vârf.

Fundațiile sub formă de con se folosesc cel mai eficient în cazul solicitărilor centrice. Din punct de vedere al execuției, fundațiile sub formă de paraboloid hiperbolic prezintă unele avantaje, deoarece sunt suprafețe dublu riglate. În ambele cazuri, plăcile curbe pentru fundații pot fi așezate cu concavitatea în jos sau în sus.

La paraboloizi hiperbolici, cu toate că se schimbă semnul eforturilor, nu se poate spune că ar exista o diferență substanțială între comportarea plăcii curbe după modul de așezare, deoarece schimbarea semnului solicitărilor din placă și grinzile marginale sau centrale nu modifică esențial cantitatea de armătură. La suprafețele conice avantajele așezării plăcilor cu concavitatea în sus par a fi mai evidente, pentru că eforturile inelare devin de compresiune. Comportarea terenului de sub fundație este mai favorabilă în ipoteza așezării plăcilor subțiri cu concavitatea în jos, deoarece au o influență favorabilă asupra distribuției eforturilor în terenul de fundare și a mărimii tasărilor.

Realizarea fundațiilor prin prefabricare folosind plăcile subțiri permite obținerea unui grad mare de industrializare, problema importantă și dificilă este aceea a asigurării contactului între intradosul fundației și teren.

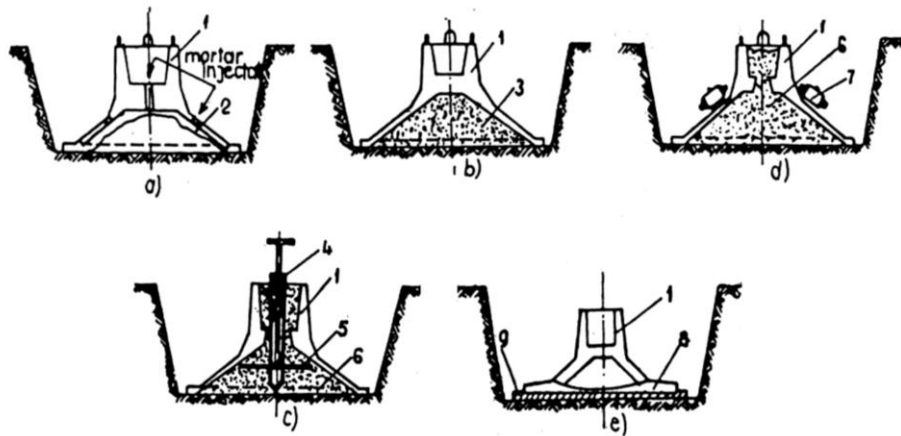


Fig. 2.63. Soluții pentru realizarea contactului între fundație-teren:
 1- fundație prefabricată din plăci subțiri; 2- mortar injectat; 3- material de umplură din beton ușor; 4- vibrator; 5- palete vibrator; 6- nisip îndesat prin vibrație; 7- vibratoare montate pe fundație; 8- placă de bază; 9- mortar de egalizare.

Pentru rezolvarea acestei probleme există mai multe moduri de rezolvare [94]:

a) Prin intermediul unui strat de mortar (fig. 2.63. a). Săpătura se execută după o formă cât mai apropiată de cea a intradosului fundației, după care se așează fundația prefabricată. În spațiul rămas, între intradosul fundației și teren se injectează mortar. În acest caz fundația are o greutate redusă, săpătura este dificil de realizat și necesită un volum mare de manoperă, iar umplerea completă a spațiului rămas este greu de controlat.

b) Prin intermediul unui material de umplură (fig. 2.63. b și c). Săpătura este mai simplă decât în cazul anterior, fiind executată cu bază orizontală. Umplerea golului poate fi realizată în atelierul de prefabricate folosind beton ușor (fig. 2.63. b), ceea ce mărește greutatea fundației prefabricate, produce dificultăți la transport și sporește prețul de cost, însă micșorează manopera pe șantier. Umplerea spațiului dintre fundație și teren se face pe șantier, folosind nisip, care se compactează prin vibrație (fig. 2.63. c și d). Pentru îndesarea nisipului se folosesc vibratoare cu palete pliabile (fig. 2.63. c) sau vibratoare montate pe fundația propriu-zisă (fig. 2.63. d).

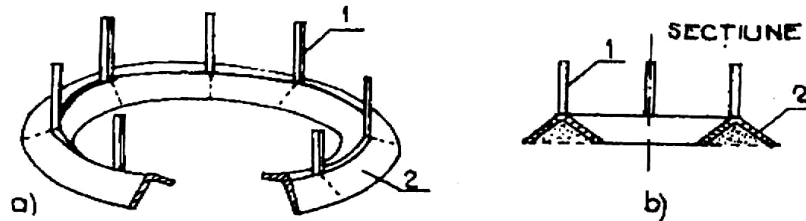
c) Prin intermediul unei plăci plane de bază (fig. 2.63. e). Săpătura este simplă ca și în cazul precedent. Fundația poate fi executată din două elemente prefabricate, de greutate relativ redusă. Soluția prezintă un consum sporit de materiale, în special de oțel beton.

2.3.3. Fundații continue din plăci curbe subțiri

Fundațiile continue sub pereți sau sub șirurilor de stâlpi, se pot realiza și din plăci curbe. Atunci când suportă stâlpi, tălpile continue de formă obișnuită au rolul să repartizeze încărcările. Fundațiile din plăci conice continue se execută din beton armat monolit sau din elemente prefabricate.

Acest tip de fundație se poate folosi la castele de apă, coșuri de fum, turnuri

de răcire sau la alte construcții a căror secțiune orizontală este circulară.



1 - pânză conică; 2 - stâlp.

Fig. 2.64. Fundație continuă sub stâlpi sub formă de inel conic cutat: a - vedere de ansamblu; b - secțiune; 1 - stâlp; 2 - pânză conică

În fig. 2.64. este prezentată o fundație sub un șir de stâlpi, formată dintr-o placă sub formă de inel conic cutat cu vârful în sus [94], [96].

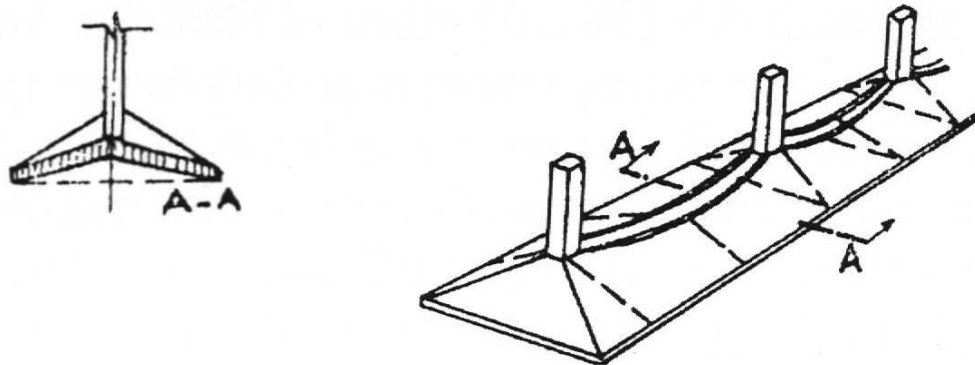
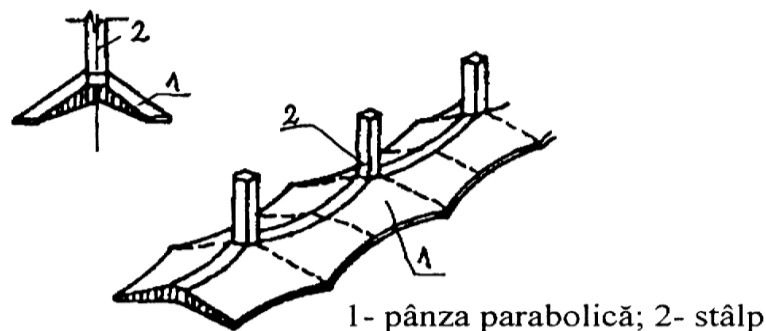


Fig. 2.65. Fundație continuă sub șiruri de stâlpi

În fig. 2.65. este prezentată fundația unui șir de stâlpi, formată dintr-o placă compusă dintr-un arc parabolic din beton armat între stâlpi și din două plăci în formă de conoid parabolic, urmând cele două laturi ale cercului. Aceste plăci se termină cu margini drepte paralele cu șirurile de stâlpi.

Sub șirurile de stâlpi se pot rezolva fundații și din plăci subțiri sub formă de cilindri parabolici, plecând de la arcurile parabolice ce leagă stâlpii (fig. 2.66.).



1 - pânza parabolică; 2 - stâlp

Fig. 2.66. Plăci cilindrice parabolice sub șiruri de stâlpi:

Generatoarea acestui cilindru va fi o dreaptă înclinată, paralelă cu un plan perpendicular pe axa inferioară a stâlpilor. Tăind această serie de cilindri parabolici printr-un plan orizontal, se obține structura din fig. 2.66. Structura prezentată este avantajoasă pentru că suprafața sa de bază este mai mică în părțile îndepărtate ale stâlpilor și mare în zona acestora, astfel o mare parte a încărcărilor este transmisă terenului în zona stâlpilor.

Calculul solicitărilor în plăcile conice continue are la bază următoarele ipoteze:

- se consideră fundația încărcată numai cu sarcini verticale concentrate sau distribuite uniform pe circumferință (fig. 2.67.);

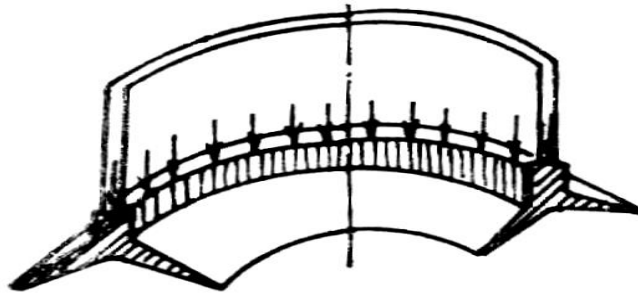


Fig. 2.67. Încărcarea inelului conic

- repartizarea presiunilor de contact se adoptă uniform distribuite (fig. 2.68.);

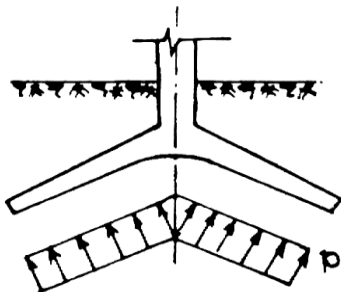


Fig. 2.68. Repartizarea presiunilor de contact

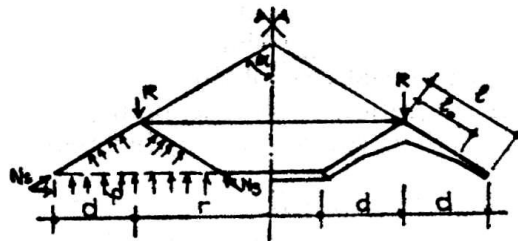


Fig. 2.69. Coroană circulară conică

- terenul se consideră omogen și izotrop, iar contactul dintre fundație și teren este permanent;
- fundația se calculează în stadiul de membrană, neglijând efectul conturbării acesteia la îmbinarea dintre fundație și structură.

Determinarea solicitărilor în placa conică (fig. 2.69.), se realizează din ecuațiile de echilibru, rezultând:

$$N_s = \frac{R}{2 \cos \alpha} - p \cdot l \cdot \operatorname{tg} \alpha \quad (2.29.)$$

$$N_{\theta}^e = \frac{p(r+d)}{\cos \alpha} \quad (2.30.)$$

$$N_{\theta}^i = \frac{p(r-d)}{\cos \alpha} \quad (2.31.)$$

unde:

N_s - este efortul (pe metru) dirijat de-a lungul generatoarelor pentru conul interior și exterior în daN/m;

N_{θ}^e - efortul (pe metru) dirijat de-a lungul circumferinței pentru conul exterior, în daN/m;

N_{θ}^i - efortul (pe metru) dirijat de-a lungul circumferinței pentru conul interior, în daN/m;

R - sarcina exterioară (pe metru) de-a lungul circumferinței peretelui suprastructurii, daN/m;

p - presiunea de contact, în daN/cm².

Eforturi de întindere apar doar în placa conică exterioară a acesteia, fiind dirijate circular. În consecință, armarea se face constructiv.

Consumul minim de beton se obține pentru un unghi de deschidere α cuprins între 65°...86°, iar consumul minim de armătură se obține în toate cazurile pentru $\alpha = 45^\circ$.

2.3.4. Fundații radier general

2.3.4.1. Radier nervurate precomprimate

Fundația - radier general se folosește în cazul sarcinilor mari și a terenurilor slabe. Construcțiile la care se folosesc de obicei radier generale sunt silozurile, buncărele, blocurile înalte etc. Folosirea radiatorilor generale duce la creșterea suprafeței de fundare și, în consecință, la reducerea presiunii efective pe teren, precum și la o repartizare mai uniformă a acesteia.

Pentru clădiri înalte cu structura de rezistență în cadre, a început în anul 1970 în Rusia realizarea unor radier nervurate, ale căror nervuri longitudinale și transversale au fost precomprimate [62], [94].

Stâlpii scheletului de rezistență reazemă pe fundație prin intermediul unor grinzi, care sunt alcătuite din blocuri dreptunghiulare cu lungimea de 1,5...3 m, executate în fabrică. Lungimea blocurilor a fost fixată plecând de la posibilitatea mijloacelor de transport și de ridicat. Blocurile au mustăți de care se sudează armătura stâlpilor scheletului de rezistență. La fixarea blocurilor, între ele se lasă spații cu lățimea de 2 cm, care ulterior se umplu cu mortar din ciment. După întărirea mortarului, prin canalele executate în blocurile prefabricate se trag fasciculele din sârmă de mare rezistență sau toroane. Sub grinzile transversale ale fundațiilor se află plăcile în formă de T, plasate cu talpa în jos (Fig. 2.70.).

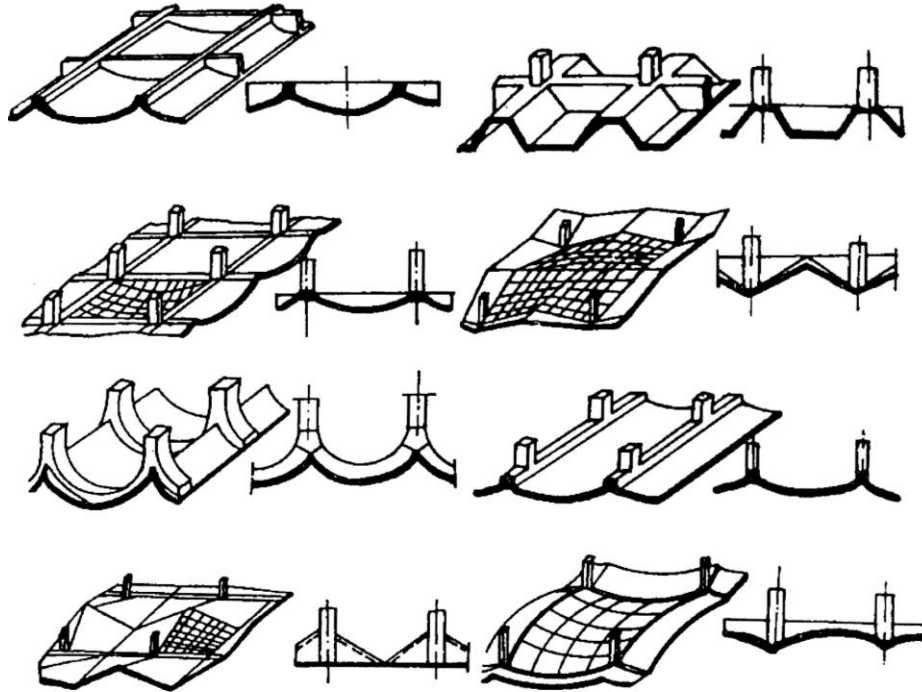


Fig. 2.70. Radiere executate din plăci subțiri

Blocurile prefabricate unite prin armătura precomprimată, formează grinzile longitudinale. După tensionarea armăturii orificiile se umplu cu mortar din ciment.

Structura fundațiilor se calculează astfel ca în elementele componente să nu apară tensiuni de întindere la sarcinile permanente, adică să nu apară posibilitatea instalării fisurilor. Această situație permite utilizarea fundațiilor analizate în medii agresive, utilizându-se betoane rezistente la coroziune.

2.3.4.2. Radiere prefabricate din plăci subțiri

De cele mai multe ori, fundațiile construcțiilor grele așezate pe terenuri slabe sunt executate sub forma unor suprafețe continue (neîntrerupte), denumită radier. În mod frecvent, radierul este alcătuit dintr-o dală cu grosime constantă sau dintr-un planșeu-ciupercă pe care se rezază elementele structurii de rezistență. Această problemă poate fi rezolvată mai economic utilizând structuri prefabricate sub formă de plăci subțiri.

Suprafața dreptunghiulară situată între stâlpi (fig. 2.70.) poate fi realizată din plăci cu simplă sau dublă curbură.

Radierele prefabricate din plăci subțiri prezintă mari avantaje privind reducerea consumului de beton, oțel și micșorarea duratelor de execuție.

Mărirea productivității muncii la executarea săpăturilor nu depinde de modul de realizare a fundației; în schimb realizarea fundației propriu-zise sub formă de prefabricat poate ridica, în mod substanțial productivitatea, obținându-se implicit scurtarea perioadei de execuție. Se reduce de asemenea numărul de meserii pe

șantier, fiind necesari practic numai montori de prefabricate care execută atât fundațiile, cât și suprastructura construcțiilor. Prin folosirea plăcilor subțiri la realizarea fundațiilor se reduce greutatea acestora de 2...4 ori, consumul de armătură cu 10...15% și consumul de manoperă pe șantier cu 30...80% [70], [96].

Folosirea plăcilor subțiri în domeniul fundațiilor în țara noastră este în faza de început, în viitorul apropiat urmând să apară noi soluții eficiente din punct de vedere tehnico-economic, cu grad sporit de industrializare.

2.3.5. Fundații ancorate

Din categoria fundațiilor speciale fac parte și fundațiile ancorate. În terenuri stâncoase fundațiile unor construcții înalte (stâlp de linii electrice, piloni de radio și TV, coșuri de fum etc.) pe talpa cărora se dezvoltă eforturi de întindere, sunt încastrate prin intermediul unor ancore metalice betonate în masivul stâncos (fig. 2.71). Ancorele metalice pot fi înlocuite și cu plăci prefabricate fixate în găuri forate (fig. 2.71.b).

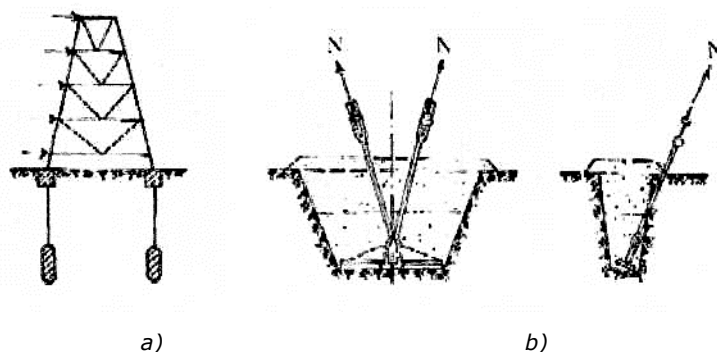


Fig. 2.71. Fundații ancorate: a - ancoraje; b - plăci prefabricate de ancorare

Principalele faze ale execuției unei fundații ancorate constau din: forarea găurii cu instalații speciale de foraj capabile să realizeze găuri la orice înclinare; procedeul de forare: tubat, netubat în uscat, netubat sub protecția unui fluid de foraj etc; ancorarea armăturii în gaura forată și protecția anticorozivă a ancorelor metalice. Măsurile de protecție se adoptă funcție de agresivitatea mediului și natura destinației acesteia.

2.3.6. Fundații pe chesoane deschise

Trăsătura esențială a chesoanelor constă în faptul că sunt construite deasupra nivelului terenului și sunt coborâte ulterior ca un element unitar până la adâncimea de fundare (fig. 2.72.).

Pereții chesonului sunt amenajați la partea inferioară sub formă de cuțit, pentru ca, prin micșorarea suprafeței de contact și mărirea presiunii să fie mai ușor învinsă rezistența opusă la coborârea chesonului de pământ din planul tălpii [90], [96]. Forma și alcătuirea cuțitului depind de dimensiunile pereților chesonului și de natura straturilor străbătute. Astfel, cuțitul se prevede cu o singură teșitură (fig. 2.73.a) în cazul pereților și grosimi de până la 0,80 m și cu două teșituri la pereții mai groși (fig. 2.73.b). Dacă chesonul urmează să pătrundă în straturi compacte,

profilele metalice se dispun astfel încât să îndeplinească funcția de cuțit (fig. 2.73.c).

Fundațiile pe chesoane solicate la sarcini orizontale importante trebuie asigurate împotriva răsturnării cum este cazul utilizării lor ca fundații pentru stâlpi, în special stâlpi LEA amplasați în terenuri slabe de fundare, sau la traversarea râurilor.

Momentul de răsturnare în raport cu baza chesonului este echilibrat de momentul rezistent datorită greutateii proprii a fundației și a suprastructurii. Practic se obișnuiește ca baza chesonului să fie dimensionată, încât linia de acțiune a rezultantei acestor forțe să cadă în treimea mijlocie a tălpii, pentru ca întinderile să fie eliminate.

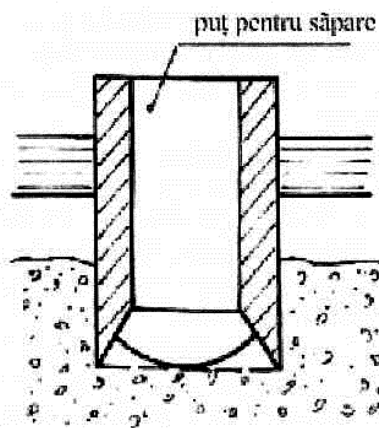


Fig. 2.72. Fundații pe chesoane deschise

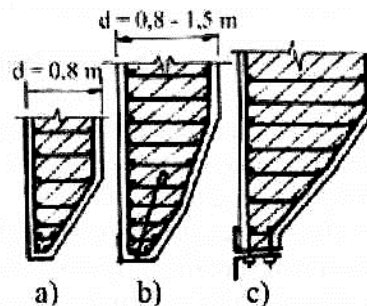


Fig. 2.73. Detalii de cuțit: a - cuțit cu o singură ieșitură; b - cuțit cu două ieșituri; c - profil metalic cu funcție de cuțit

Stabilitatea la răsturnare este rezolvată dacă presiunea maximă la marginea bazei chesonului nu depășește capacitatea portantă a terenului de fundație. Rezistența la alunecare sub acțiunea forțelor orizontale este dată de frecarea pe talpa chesonului și de rezistența pasivă a terenului de deasupra cuțitului.

Deși, în general, fundațiile pe chesoane sunt suficient de grele ca să reziste la forțele datorate subpresiunii, totuși uneori sunt necesare ancoraje suplimentare.

Controlul verticalității chesonului este o sarcină permanentă realizată prin mai multe metode: săparea diferențiată sub cuțit, manevrarea cadranului și

scripeților ancorajelor, acționarea cu un jet de apă sub cuțit, lestarea pe una sau alta din laturi etc.

Săparea cu greiferul rămâne metoda cea mai curent folosită pentru excavarea pământului din chesoane deschise, deși se utilizează și injectarea cu aer sau apă sub presiune (acestea din urmă se utilizează în cazul pământurilor necoezive).

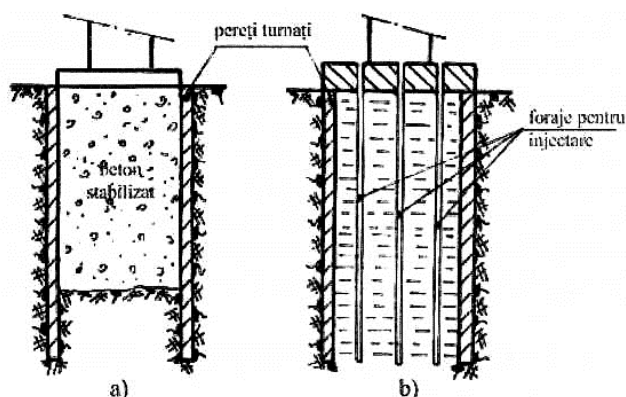


Fig. 2.74. Chesoane realizate cu pereți turnați sub protecția noroiului fluid de foraj:
a - cheson umplut cu beton; b - cheson la care se injectează pământul din interior

După atingerea adâncimii de fundare prevăzute, chesoanele deschise se închid la partea inferioară, turnând la baza lor un strat din beton. Ca tehnologie modernă de realizarea unor chesoane de formă oarecare, în special circulare sau rectangulare, pereții acestora sunt executați prin tehnica pereților turnați în teren sub protecția unui fluid de foraj [64].

Interiorul chesonului poate fi excavat după turnarea pereților și umplut cu beton pentru realizarea unor fundații masive, sau se toarnă o dală armată deasupra pereților. În această situație, pământul din interiorul chesonului poate fi injectat formând în acest mod un ansamblu cheson-teren monolit. În figura 2.74. se prezintă cele două tipuri de realizări posibile.

2.3.7. Fundații pe barete

Diversificarea și perfecționarea utilajelor pentru executarea pereților îngropați au permis folosirea aceleiași tehnologii și pentru realizarea de panouri de diferite lungimi și forme în plan, cu rol de elemente de fundare de adâncime. Astfel au apărut baretele adânci ($D > 10\text{ m}$) și scurte, introduse în tehnica fundațiilor, în ultimii 20...25 ani [64], [92].

Baretele adânci sunt elemente de fundare de adâncime de mare capacitate portantă. Ca și în cazul piloților foraj de diametru mare, baretele sunt optim utilizate ca elemente purtătoare pe vârf (bază), capabile să transmită încărcările unui strat practic nedeformabil asupra căruia, la adâncimea respectivă, se poate exercita o presiune comparabilă cu efortul unitar acceptabil în betonul din corpul baretei ($4000\text{...}5000\text{ kN/m}^2$).

Tehnologia de realizare este similară celei a pereților turnați în teren, fiind dictată de utilajul folosit la execuția tranșeei [64], [96]:

- prin săpare cu cupă grafer [benă montată la capătul unei prăjini grele (procedeu Kelly, ESGH, Poclain, Casagrande etc.)] care se folosește în nisipuri, nisipuri argiloase, argile, mături, pietrișuri etc.
- prin săpare cu cupă dreaptă sau inversă (procedeu Else, Castor), care se folosește la nisipuri, nisipuri argiloase, pietrișuri etc.

La alegerea utilajului se ține seama de stratificația terenului, regimul apelor subterane, posibilitatea procurării utilajului.

Baretele cu dimensiuni mari în plan sunt utilizate în cazul fundațiilor cu încărcări mari și foarte mari, cum sunt fundațiile halelor industriale cu deschideri mari, de peste 24 m și cu regim greu, sau ale clădirilor înalte și foarte înalte cu structuri în cadre, fundațiile de poduri etc. Baretele sunt indicate de asemenea, în cazul fundațiilor cu încărcări orizontale mari cum sunt de exemplu: fundațiile stâlpilor liniilor electrice aeriene, coșuri de fum, turnuri de răcire, piloni de radio și TV etc.

În figura 2.75. se prezintă fazele tehnologice de execuție a unei fundații pe barete, după cum urmează:

- a) forarea gropii de fundație;
- b) lansarea carcusei de armătură;
- c) turnarea primei porții de beton în groapa de fundație;
- d) montarea cutiei pentru golul paharului;
- e) betonarea în a doua treaptă de turnare.

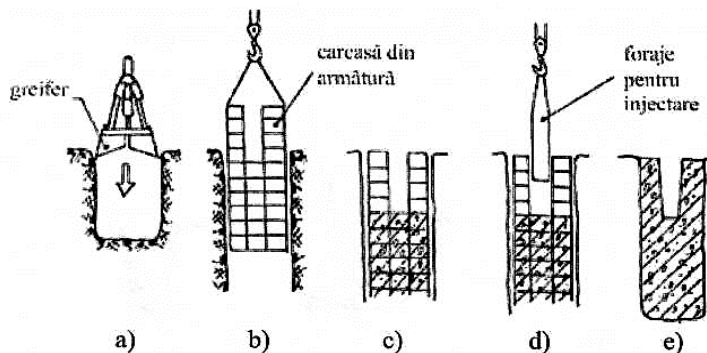


Fig. 2.75. Fazele tehnologice de execuție a baretelor

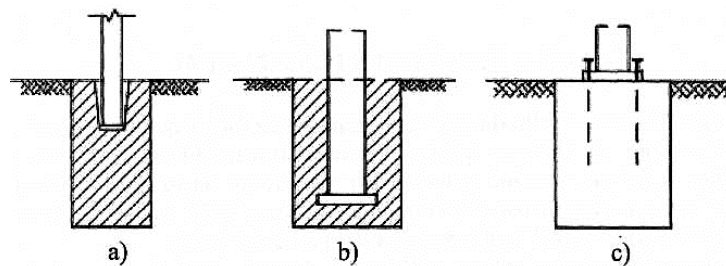


Fig. 2.76. Variante de fundare pe barete:

a - pentru stâlpi prefabricați din beton armat; b,c - pentru stâlpi metalici ancorați

În funcție de tipul fundației, în figura 2.76. se prezintă câteva variante de utilizare a baretelor, ca elemente de fundație-pahar pentru stâlpi prefabricați din beton armat (fig. 2.76. a), ca fundație de stâlp metalic încastrat (fig. 2.76. b) sau ancorat (fig. 2.76. c).

Capitolul 3

CONSIDERAȚII GENERALE PRIVIND INTERACȚIUNEA CONSTRUCȚIE - FUNDAȚIE - TEREN

3.1. Principiile de bază ale conlucrării structură-fundație-teren

Problema conlucrării dintre construcție și teren este un fenomen natural care are loc atunci când omul intervine asupra terenului prin ridicarea unei construcții. Studiul conlucrării structură - fundație - teren a început în urmă cu circa 60 ani. Problema sus menționată se pune și cu mai multă acuitate în prezent, făcându-se cercetări asupra comportării construcțiilor în timp și a conlucrării dintre structură - fundație - teren [8], [14].

Datorită progresului științei privind aprofundarea cunoașterii comportării materialelor sub sarcini, respectiv apariția de noi metode de calcul precum și a calculatoarelor electronice, a permis în ultimele decenii abordarea conlucrării dintre structură - fundație - teren din noi unghiuri. De asemenea, trebuie remarcat faptul că în ultimii ani terenurile de fundare considerate "bune" sunt din ce în ce mai greu de găsit și apare necesitatea construirii pe terenuri considerate până nu de mult improprii construcțiilor, dar care prin diverse metode de îmbunătățire pot deveni terenuri bune de fundare [14], [61], [109].

Variatatea mare a structurilor de construcții, a proprietăților geotehnice ale terenurilor de fundare, precum și multitudinea de factori și parametri care intervin, fac ca rezultatele obținute prin metodele clasice să nu prezinte o concordanță mulțumitoare între rezultatele teoretice și cele practice. De aici, rezultă concluzia că este necesar ca și în continuare să se acorde o importanță deosebită determinării teoretice și experimentale a parametrilor și factorilor care intervin într-un calcul de conlucrare.

Calculul static rezolvă unele aspecte particulare, dar nu ia în considerare o privire de ansamblu a comportării construcției și terenului, făcând ca aspectele reale să fie greu de studiat, ceea ce înseamnă că pentru o proiectare economică a construcțiilor se impune cunoașterea stării de eforturi și deformații. atât în suprastructură cât și în teren, care se poate obține în baza unui calcul de ansamblu al construcției, fundației și terenului, aceasta pentru că în practică se folosește în majoritatea cazurilor calculul separat al structurii, fundațiilor și a terenului, deși construcția și terenul formează un tot unitar.

Se subliniază că la ora actuală există mijloace tehnice de realizare a unor asemenea calcule, care să permită să se ia în considerare factorii ce intervin în calculul de conlucrare și care se aproprie de modelarea comportării reale a ansamblului construcție - teren.

Cercetarea și calculul construcțiilor amplasate pe terenuri deformabile a căpătat o deosebită importanță și actualitate în ultimul timp datorită ritmului vertiginos de dezvoltare a construcțiilor civile și industriale, care a impus fundarea acestora pe cele mai diferite categorii de terenuri. Totodată, necesitatea de a

construi cât mai economic, păstrând aceleași condiții de siguranță și exploatare normală, a dus la elaborarea unor metode și procedee noi de calcul pentru structură și pentru terenul de fundare.

Stadiul actual de proiectare a construcțiilor amplasate pe terenuri deformabile, conform căruia structura, fundația și terenul sunt în mod convențional tratate și calculate ca elemente independente, de personal tehnic specializat diferit, proiectant de structură și geotehnician, a generat o situație care poate conduce la o proiectare neeconomică a structurilor și fundațiilor sau la o subdimensionare a lor, cu consecințele corespunzătoare.

Interacțiunea structură-fundație-teren (ISFT), în cazul construcțiilor amplasate pe terenuri deformabile, reprezintă modul de comportare și răspuns la încărcări a ansamblului construcție-teren, considerat ca o unitate, compusă din părți componente ce au caracteristici geometrice și mecanice diferite și între care există un proces continuu de redistribuire a eforturilor în timpul creșterii progresive a tasărilor neegale ale reazemelor, până la valorile finale (fig. 3.1.).

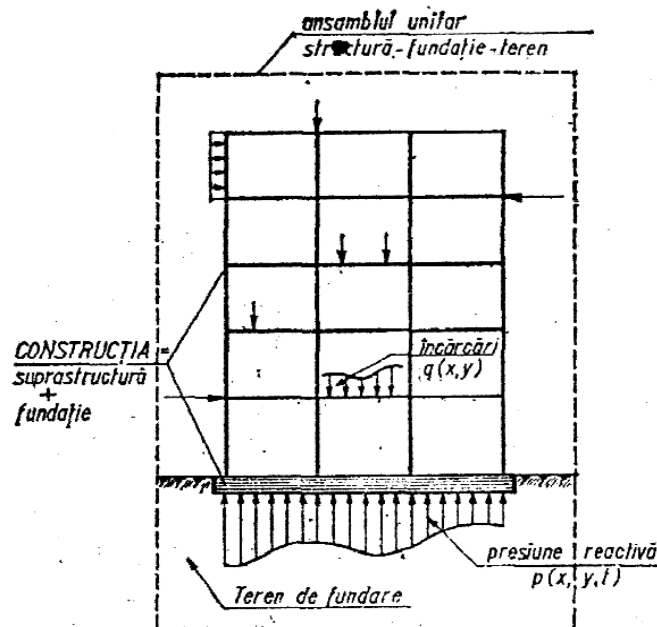


Fig. 3.1. Interacțiunea structură-fundație-teren de fundare

În cazul cadrelor static nedeterminate cu fundații izolate amplasate pe un teren de fundare nedeformabil folosind calculul convențional ne rezultă diagrama de moment din fig. 3.2.

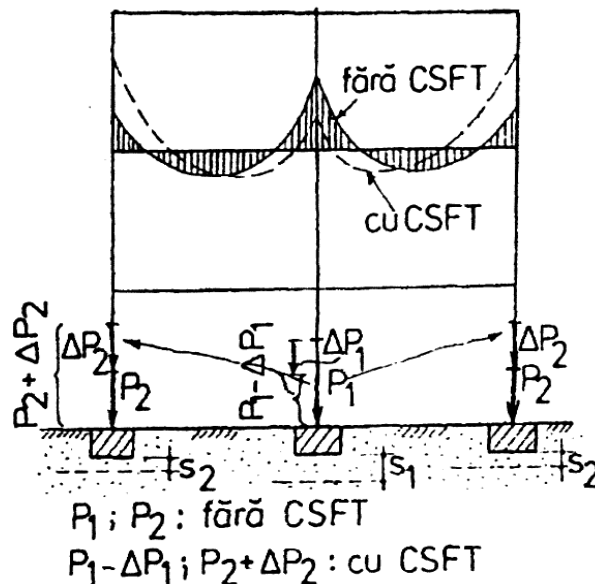


Fig. 3.2. Diagrama de momente pentru un cadru static nedeterminat cu fundații izolate

Dacă însă vom considera că structura este alcătuită dintr-un cadru static nedeterminat cu fundații izolate și este amplasată pe un teren deformabil, atunci prin tasarea stâlpului central se schimbă starea de eforturi și deformații din structură (adică se încarcă suplimentar stâlpii marginali și scade efortul în stâlpul central). În acest caz, momentul pe reazemul central scade, iar momentul pe reazemele marginale crește.

În proiectarea curentă, la determinarea stării de eforturi și deformație a structurilor, de cele mai multe ori se rămâne la analiza convențională, luându-se măsuri de a nu depăși capacitatea portantă a terenului de fundare și capacitatea de rezistență și de deformare maximă admisă în exploatare pentru elementele construcției. Eforturile suplimentare ce apar în urma tasării neegale a reazemelor sunt de cele mai multe ori neglijate, proiectantul necunoscând ordinul de mărime al erorii rezultate în urma acestei simplificări. De aceea, în condiții normale de proiectare ar trebui să se țină seama de tasarea diferențială a fundațiilor construcției [8].

În modul cel mai direct, în prima etapă se face un calcul convențional în care se calculează separat suprastructura, fundațiile și terenul de fundare, iar în etapa a doua se introduce tasarea neuniformă a fundațiilor, care suprapusă cu prima fază conduce la o soluție mult mai apropiată de realitate.

3.2. Parametrii care influențează interacțiunea construcție-fundație-teren

Structura transmite sarcinile la fundație, iar aceasta la rândul său, la terenul de sub fundare, deformându-l. Calculul stării de efort și deformație al ansamblului construcție-teren, în principiu, se poate reduce la determinarea

distribuției presiunii reactive pe suprafața de contact și a deformării acestei suprafețe. Distribuția presiunii reactive pe suprafața de contact depinde de caracteristicile fizice, mecanice și geometrice ale fiecărei părți din acest ansamblu: structura, fundația și terenul de fundare. În cele de mai jos se va face o analiză succintă a parametrilor de calcul și a ponderii lor în fenomenul de interacțiune, propunându-se o abordare complexă a acestei probleme.

Factorii cei mai importanți care influențează distribuția presiunii reactive pe suprafața de contact se pot împărți în 4 grupe, astfel [61], [109]:

1. factori care aparțin *structurii*: tipul structurii; rigiditatea; gradul de nedeterminare statică;
2. factori care aparțin *fundației*: tipul fundației; dimensiunea și forma ei; adâncimea de fundare; distanța între fundații;
3. factori care aparțin *terenului de fundare* (masivului de pământ): natura pământului; modulul de deformare și variația sa cu adâncimea, cu încărcarea sau în timp; pânza freatică și toate fenomenele legate de prezența apei;
4. factori care aparțin *ansamblului construcție-teren*: raportul între rigiditatea construcției și deformabilitatea terenului pe care este amplasată; tipul de legături între structură și fundație.

3.2.1. Influența rigidității și a gradului de nedeterminare statică a structurii, asupra distribuției presiunii reactive pe suprafața de contact.

Distribuția presiunii reactive pe suprafața de contact va depinde de rigiditatea structurii și a fundației, de deformabilitatea masivului de pământ pe care este amplasată construcția, dar în special de raportul lor, pentru un același tip de încărcare exterioară. Pe lângă rigiditatea relativă a elementelor ansamblului construcție-teren, distribuția presiunii reactive va fi influențată în mare măsură de gradul de nedeterminare statică a structurii și fundației, care va duce - în procesul de solicitare deformare - la redistribuirea succesive și, respectiv, la modificarea presiunii reactive până la starea de echilibru finală, când s-a realizat întreaga tasare.

Luarea în considerare a rigidității suprastructurii este o sarcină complexă, care până în prezent, este rezolvată doar parțial pentru un număr restrâns de cazuri particulare, având la bază o serie de ipoteze simplificatoare mai mult sau mai puțin admisibile. Un calcul aproximativ al influenței rigidității construcțiilor înalte a fost făcut în lucrările lui G. Mayerhof [74],[8]. Despre comportarea construcțiilor rigide static nedeterminate amplasate pe terenuri deformabile se găsesc indicații date de Chamecki [15], [16] și Krasmanovici [51]. Autorii acestor lucrări ajung la concluzia că raportul între rigiditatea construcțiilor și deformabilitatea masivului de pământ, corelate cu gradul de nedeterminare statică al construcției, exercită o influență hotărâtoare asupra distribuției presiunii reactive pe suprafața de contact. S-a constatat că luarea în considerare a rigidității suprastructurilor în calculul fundațiilor de suprafață va conduce la descreșterea momentelor încovoietoare în radieră sau grinzi de fundație, pe când introducerea în calculul suprastructurilor, a deformațiilor terenului de fundare va avea ca efect creșterea considerabilă a momentelor din structură, în special în cazul rezemării pe terenuri cu compresibilitate neuniformă.

Calculule comparative efectuate de Grasshoff [34], [8] pe 154 exemple de calcul, indică domeniul limitat de variație al presiunii reactive pe suprafața de contact

și al momentelor încovoietoare din grinda de fundație, în funcție de rigiditatea și de raportul ei față de deformabilitatea masivului de pământ. Cazurile limită se întâlnesc atunci când o structură flexibilă are un radier rigid, sau o structură rigidă reazemă pe un radier elastic. În practica curentă de proiectare, atât structura, cât și radierul au rigidități a căror ordin de mărime este comparabil. Dacă structura este static determinată, cu fundații izolate, este suficient să se calculeze tasarea fundației cu încărcarea maximă conform metodelor din proiectarea convențională, și să se verifice dacă nu s-a depășit tasarea maximă admisibilă din condițiile de exploatare. Pentru o structură înaltă multiplu static nedeterminată, cu fundații izolate, metodele de calcul din proiectarea convențională nu mai sunt suficiente. Datorită nedeterminării statice, se produc redistribuiri de eforturi în structură în procesul de solicitare-deformare, până la atingerea stării de echilibru finale când s-a produs întreaga tasare. În acest caz se impune efectuarea calculelor cu luarea în considerare a interacțiunii structură-fundație-teren deoarece momentele încovoietoare din suprastructură pot fi puternic influențate, până la 200...300%.

În cazul unei structuri static determinate cu radier general, sau în cazul unei structuri flexibile static nedeterminate cu radier general, calculul de interacțiune se reduce la calculul unei grinzi sau plăci pe mediu elastic, stâlpii acționând ca niște sarcini, deoarece nu au loc redistribuiri importante de eforturi în structură în timpul tasării construcției. Acesta, este cazul clasic de interacțiune fundație-teren în care literatura de specialitate este deosebit de bogată. În noianul de publicații apărute, proiectantul va găsi cu greu metoda cea mai adecvată cazului pe care îl are de rezolvat. De aceea, se impune o sistematizare a materialului existent, în vederea stabilirii domeniilor și limitelor de aplicabilitate ale diverselor metode de calcul din literatura de specialitate, cu sublinierea celor care prezintă simplitate și un grad de siguranță sporit. Aceste metode de calcul se pot aplica și în cazul în care, printr-o metodă aproximativă, se poate stabili pentru o construcție înaltă, rigiditatea echivalentă, în vederea predimensionării structurilor static nedeterminate, cu radier, amplasate pe terenuri deformabile.

Problemele legate de calculul structurilor static nedeterminate cu radier general, de rigiditate medie, reprezintă cea mai complexă problemă a calculului structurilor amplasate pe terenuri deformabile, datorită dificultăților de a selecta proprietățile mecanice ale modelului de teren pe de o parte și datorită dificultăților mari în rezolvarea analitică a problemelor cu parametrii multipli. Aici calculul interacțiunii structură-fundație-teren este absolut necesar. Urmărind raportul între rigiditatea construcției și cea a terenului de fundare, se constată următoarele:

- dacă construcția este flexibilă și terenul deformabil, construcția va urmări tasarea terenului, obținându-se un transfer de sarcină de la construcție la teren practic nemodificat, deci repartitia presiunii reactive, va fi asemănătoare încărcării exterioare ce acționează asupra construcției.
- dacă construcția este rigidă și terenul de fundație deformabil, suprafața de contact rămâne practic nedeformată, iar distribuția presiunii reactive pe suprafața de contact va fi neuniformă și determinată în funcție de natura masivului de pământ (coeziv sau necoziv) și de mărimea încărcării,

Încercările pe modele realizate de Kogler F. și Seheidig A. [47] pe fundații până la 1 m, rezemate pe nisip, au arătat că presiunea de contact sub fundații rigide rezemate pe terenuri pulverulente a cărei distribuție este parabolică se apropie cu atât mai mult de o repartizare uniformă, cu cât dimensiunile fundației cresc.

În cazul construcțiilor cu fundații de mare suprafață amplasate pe terenuri necoezive, presiunea de contact va fi practic uniformă, spre deosebire de cazul în care sunt amplasate pe terenuri coezive, unde presiunea reactivă va fi mai mare la marginea radierului decât în centrul său. De aceea presiunea reactivă se poate lua uniform repartizată ca în ipotezele simplificatoare, fără erori importante, pentru radierele rezemate pe nisip cu densitatea constantă, dar ea devine periculoasă pentru terenurile argiloase unde presiunea de contact este mai mare la margini, ducând la o creștere importantă a momentelor încovoietoare în radier. În cazul unor terenuri puternic compresibile, pare rațională execuția fie a unei construcții rigide, capabilă să uniformizeze tasările neuniforme, fie a uneia foarte flexibile sau static determinată, care să nu sufere degradări la apariția tasărilor neegale.

3.2.2. Influența dimensiunilor, formei fundației și adâncimii de fundare asupra stării de deformare a ansamblului construcție-teren.

Fundația este elementul care, pe lângă legătura cu structura are particularitatea de a fi în contact cu terenul de fundare, pe suprafața de contact. Dacă fundațiile sunt de suprafață, parametrii care intervin în calculele de interacțiune sunt rigiditatea și gradul de nedeterminare statică, despre care s-a vorbit mai înainte.

În cazul structurilor cu fundații izolate, care se pot tasa simultan cu aceeași cantitate sau cu cantități neegale, tasarea depinde de o serie de parametri, ce influențează în mod considerabil starea de efort și deformare a structurilor static nedeterminate. Structurile înalte, etajate cu fundații izolate, sunt structuri multiplu static nedeterminate, care transmit sarcini la terenul de fundare, în zone izolate ce se pot presupune perfect rigide, fără a se face o eroare prea mare [8].

Sub acțiunea suprafețelor de încărcare rigide, așezate la anumite distanțe unele de altele, terenul de fundare se tasează, producându-se o deplasare verticală a cărei mărime este funcție de dimensiunile suprafeței de încărcare, adâncimea de fundare, grosimea stratului compresibil, mărimea încărcării, distanța între fundații etc. Aceste suprafețe reprezintă totodată și reazemele structurii, care, prin deplasarea lor, vor produce o redistribuire a eforturilor în structura static nedeterminată. Noua distribuție de sarcini pe fundație, în noua stare de solicitare, va produce o nouă stare de efort și deformare a masivului de pământ, acționat de o sarcină diferită, care, la rândul lui, tasându-se, va modifica răspunsul structurii ș.a.m.d. până se realizează un echilibru final, în momentul în care s-a produs întreaga tasare.

Tasări egale ale fundațiilor izolate atât timp cât nu au valori mari nu sunt periculoase pentru majoritatea structurilor, deoarece nu depășesc în general condițiile de exploatare admisibile, în timp ce tasările neegale pot duce la distrugerea lor. Tasările neegale nu pot fi prevăzute fără un calcul prealabil de interacțiune, datorită redistribuirii sarcinii produsă de nedeterminarea și rigiditatea structurii. Cu cât rigiditatea și gradul de nedeterminare statică a structurii este mai mare, cu atât eforturile datorate tasărilor neegale vor fi mai importante și mai periculoase. De aceea, în cazul acestor tipuri de structuri amplasate pe terenuri neuniforme în plan orizontal, va trebui acordată o atenție deosebită calculului de interacțiune.

Pentru a se obține starea de solicitare minimă a structurii, va trebui ca fundațiile izolate să fie dimensionate în așa fel încât să se obțină tasări neegale cât mai mici sau egale cu zero. Pentru realizarea acestui deziderat, va trebui ca în calculul interacțiunii, să se urmărească influența parametrilor de care depind

aceste tasări: *mărimea suprafeței fundației; adâncimea diferită de fundare; influența reciprocă a fundațiilor; mărimea sarcinii; neomogenitatea terenului de fundare; variația grosimii stratului compresibil* [14], [61], [109].

Factorii asupra cărora proiectantul poate acționa în vederea obținerii unor tasări neegale minime sunt suprafața fundației, adâncimea de fundare și distanța între fundații, care se pot alege în așa fel încât să se realizeze „curba de egală tasare” caracteristică unui anumit tip de structură și categorie de teren [8]. După cum se știe, cu cât suprafața unei fundații va fi mai mare - pentru aceeași presiune pe suprafața de contact - fundația se va tasa mai mult, datorită faptului că sunt afectate zone mai adânci ale stratului compresibil. Tasarea fundațiilor variază aproximativ liniar cu lățimea (în cazul terenurilor coezive), iar în cazul unor presiuni mari pe talpă, ea este exclusiv dependentă de lățimea tălpii. Deci, pentru încărcări diferite pe stâlpii unei construcții, fundațiile acestora nu se vor putea dimensiona numai din condiția de presiune egală pe talpă. Fundațiile mai mari, trebuie să aibă numai un procent din presiunea ce acționează pe talpa fundațiilor mai mici. Tasarea scade cu adâncimea de fundare numai până la o anumită adâncime, numită adâncimea limită. Printr-o fundare la adâncimea corespunzătoare, se pot reduce sensibil tasările neegale, alegându-se astfel adâncimea de fundare și suprafața cu condiția ca aceste soluții să fie practice și economice. Influența mărimii fundațiilor este mai mare pentru adâncimi de fundare mai mici decât pentru adâncimi mari. Dimensiunile fundațiilor izolate influențează valoarea tasarilor numai în cazul terenurilor coezive, cea a terenurilor necoezive este practic neafectată de dimensiunea fundațiilor izolate.

De aceea trebuie găsite metode de calcul care să dea legătura între încărcare, presiune pe teren, dimensiunile fundației, adâncimea de fundare și tasare. Grafic ele au fost reprezentate prin curbele de egală tasare, unde mărimea fundației este dată în funcție de presiunea pe suprafața de fundație, în așa fel încât toate fundațiile să se taseze în mod egal.

Trasarea curbelor de egală tasare este necesară pentru proiectarea construcțiilor etajate static nedeterminate cu fundații izolate, având efecte economice prin dimensionarea optimă a fundațiilor și un grad de siguranță sporit. Acestea sunt valabile doar pentru cazul în care forțele ce acționează pe fundații sunt determinate din ecuația de interacțiune. Curbele de egală tasare pot fi utilizate la predimensionarea structurilor.

3.2.3. Caracteristicile de deformabilitate ale terenului de fundare în ecuația de interacțiune

Comportarea terenului de fundare va fi determinată de următorii factori: *natura terenului de fundare; modulul de deformație al masivului de pământ; adâncimea stratului compresibil; anizotropie, stratificație etc.*

Proprietățile de deformare ale masivului de pământ, în cazul utilizării modelului sernispațiului elastic, sunt caracterizate prin modulul de deformație liniară E_0 și coeficientul lui Poisson ν_0 .

Deoarece modulul de deformație are o importanță deosebită în ecuația de interacțiune, va trebui acordată atenție modulului de determinare și valorilor ce se introduc în calcul. De aceea sunt absolut necesare studii pentru determinarea deformabilității masivului de pământ, stadiul actual nefiind satisfăcător.

Se consideră că încercările de determinare a modulului de deformație cu aparatul triaxial sunt recomandate, deoarece cu ajutorul acestuia se pot simula condițiile reale din amplasament. Rezultatele obținute din aceste încercări de

laborator vor trebui comparate ca valorile post calculate pentru modulul de deformație, care s-ar putea numi modul de deformație efectiv, obținut prin măsurătorile de tasare efectuate pe construcții reale, printr-un calcul invers. Având în vedere bogatul material existent asupra tasărilor măsurate, pe baza unor calcule statistice se pot trage unele concluzii interesante. S-a constatat că modulul de deformație pentru terenuri ce suportă fundații de mare suprafață amplasate pe terenuri nisipoase este subevaluat, pe când cel pentru fundații izolate supraevaluat.

3.3. Ipoteze de calcul în mecanica pământurilor

Materialele de construcții, cu atât mai mult materialul "pământ", care intervin în calculele de interacțiune, nu au o comportare elastică decât într-un domeniu restrâns de solicitare. De aceea, se impune determinarea legilor de comportare ale acestor materiale, stabilirea domeniului lor de valabilitate, având în vedere legătura strânsă ce trebuie să existe între forma legii de comportare și natura metodelor de calcul.

Aceste două elemente nu pot fi tratate izolat fără a avea riscul obținerii unor legi de comportare inaplicabile sau la fel a unor metode de calcul incompatibile cu natura fenomenelor puse în joc [8], [114].

În plus trebuie avut în vedere că natura terenului de fundare influențează foarte mult desfășurarea în timp a tasărilor și în final starea de eforturi și deformații din întreaga construcție.

Dar comportarea complexă a materialelor reale nu poate fi descrisă decât printr-o idealizare a proprietăților lor, introdusă prin unele *ipoteze de calcul*. Pentru că natura ipotezelor de calcul, legate de proprietățile mecanice ale unui material, determină gradul de valabilitate al concluziilor care rezultă dintr-o teorie, nici o metodă de calcul nu poate fi prezentată corect și complet fără precizarea ipotezelor care le-a avut la bază. În caz contrar, rezultatele riscă să fie aplicate în afara domeniului de valabilitate al acestor ipoteze.

Proprietățile mecanice ale pământurilor sunt cuprinse între cele ale argilelor plastice și cele ale nisipurilor curate, perfect uscate.

În ciuda aparentei simplități a caracteristicilor lor generale, proprietățile nisipurilor și argilelor reale sunt așa de complexe, încât o analiză matematică a comportării lor este imposibilă.

Teoriile mecanicii pământurilor se aplică de aceea în exclusivitate argilelor și nisipurilor ideale, a căror proprietăți mecanice reprezintă o idealizare a celor reale.

Diferența între proprietățile mecanice ipotetice și cele reale ale pământurilor, sunt variabile în funcție de categoria lor. Prin natura lor, ipotezele de bază care se fac în mecanica pământurilor le îndepărtează de realitate, mai mult decât în oricare alt domeniu al mecanicii construcțiilor. De aceea, pentru a fi utile, cunoștințele teoretice trebuie să fie însoțite de o cunoaștere aprofundată a pământurilor reale și a diferențelor între pământul din amplasament, eșantionul din laborator și materialul idealizat.

Trecerea de la structura reală a materialelor la structura idealizată a lor, de la proprietățile reale fizice și mecanice la cele idealizate ca și aproximarea răspunsului materialului la solicitare printr-un model de calcul, trebuie completată cu o schematizare a întregului ansamblu structură, fundație și terenul de fundare, cu condițiile la limită respective.

Prin urmare, trebuie făcută o idealizare a geometriei ansamblului, a

proprietăților fizice și mecanice ale materialelor pentru care se introduc ipoteze simplificatoare. Ipotezele care se fac trebuie să conducă spre teorii de calcul existente, bine puse la punct, pentru că în acest fel se elimină implicit erorile introduse de imperfecțiunea teoriilor de calcul [8].

Introducerea unor ipoteze care să conducă la teoria elasticității (terenul fiind asimilat cu un mediu continuu, omogen, elastic și izotrop) bine puse la punct, și cu o precizare corespunzătoare a legii de comportare a materialelor și parametrilor de calcul respectivi, cât și a domeniului de valabilitate al acestor ipoteze este singura cale de rezolvare în stadiul actual de dezvoltare a mecanicii mediilor continue deformabile.

3.3.1. Ipoteza mediului continuu

Asimilarea terenului cu un *mediu continuu* are folosință largă în studii la scară microscopică a fenomenelor, așa cum este problema calculului fundațiilor amplasate pe terenuri deformabile [8], [94].

Analizate din punct de vedere fizic pământurile sunt medii disperse alcătuite din fază lichidă, gazoasă și solidă.

Conceptul de continuu este o ficțiune matematică, introdusă pentru analiza comodă și avantajoasă a fenomenelor. El formează baza întregului calcul diferențial și integral, iar când este aplicat la studiul mecanicii solidelor și fluidelor, presupune că proprietățile materialului pot fi legate de un volum infinitezimal.

Este clar că nici un material real din natură nu satisface această ipoteză matematică, care stă la baza celor mai multe teorii ingineresti. Ipoteza aceasta, conform căreia orice domeniu elementar conține materie, își găsește justificarea pentru aplicațiile practice prin aceea că dimensiunile corpurilor obișnuite depășesc cu mult dimensiunile atomilor și moleculelor din care este alcătuită materia, iar proprietățile locale ale particulelor apar sub forma unor proprietăți globale ale ansamblului lor.

Această ipoteză se poate menține și pentru corpuri alcătuite din particule cum sunt betonul și pământurile, cu condiția ca dimensiunile corpurilor să fie foarte mari în comparație cu cele ale componentelor lor.

3.3.2. Ipoteza mediului elastic

Prin *ipoteza mediului elastic*, se presupune că materialul are capacitatea de a stoca energie mecanică fără a o disipa, putându-și reveni la forma inițială după înlăturarea cauzei care a produs-o. În cadrul acestei ipoteze există o dependență liniară între deformații și tensiuni. Ipoteza implică deci caracterul reversibil al deformației și concordă cu noțiunea de corp elastic, adică de corp care revine la starea inițială, odată cu anularea sarcinii. Sistemul este conservativ, energia înmagazinată în material într-un ciclu închis de încărcare-descărcare este zero, iar deformația nu este dependentă de drumul parcurs. În plus, deformațiile materialelor ideale, perfect elastice, sunt independente de creșterea incrementală a încărcărilor și sunt independente de eforturilor inițiale sau naturale ale corpului inelastic.

Deși deformația elastică reprezintă o fracțiune din deformația elasto-vâscoplastică, mărimea sarcinilor în limita cărora corpul se poate considera că rămâne în domeniul elastic, este în general cea admisă în exploatare, acoperind astfel un câmp larg de aplicații [8].

Se pune întrebarea: sunt pământurile corpuri elastice, materiale cărora li se poate aplica cu încredere teoria elasticității liniare? Care sunt limitele de aplicare și

erorile introduse prin acceptarea acestei ipoteze? Ghersevanov [31], pentru a preciza caracterul formal al aplicării teoriei elasticității la pământuri, a subliniat că este mai corect să se introducă denumirea de *modul de deformare* în loc de *modul de elasticitate*. Pământul este departe de a fi însă un material elastic. Natura trifazică a pământurilor, prezența apei, dependența relației efort-deformare de mărimea, viteza și durata de încărcare, deformarea în timp sub sarcină constantă, sub argumente care pledează în defavoarea aplicabilității acestei ipoteze la pământuri. De asemenea, s-a constatat că sub acțiunea încărcărilor exterioare deformațiile elastice care apar sunt întotdeauna însoțite de deformații remanente, primele datorându-se încărcărilor instantanee, iar ultimele celor de lungă durată. În calculul interacțiunii intervine în general încărcarea construcției și mai rar descărcarea ei, de aceea problema reversibilității deformațiilor nu interesează în mod deosebit decât la construcții cu sarcini utile mari, variabile în timp, ca la silozuri de exemplu.

La sarcini permanente sau de lungă durată, în cazul argilelor apar deformații în timp sub încărcare constantă, de aceea în acest caz trebuie utilizată ipoteza corpului vâscoelastic. La nisipuri, a căror deformare se produce imediat după încărcare, este frecvent menționată ipoteza corpurilor elastoplastice, deși teoria elaborată are încă o valoare teoretică, iar remarca făcută asupra supraestimării capacității de repartiție a pământurilor nisipoase tratate cu această teorie, este evident valabilă.

Încercările de laborator și de teren pun în evidență pentru pământuri o comportare care se abate de la cea a unui corp ideal elastic pe un domeniu mai larg de presiuni (fig. 3.3.).

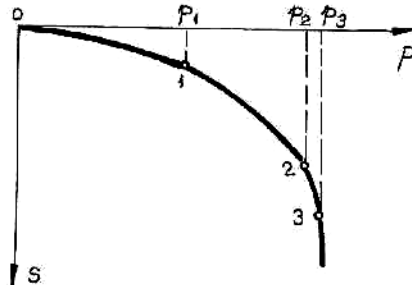


Fig. 3.3. Comportarea pământurilor sub acțiunea încărcărilor

Pentru pământuri, relația efort-deformație, poate fi acceptată ca liniară pentru un interval de presiuni a cărei limită superioară nu depășește mult valorile presiunilor transmise de construcție terenului, ceea ce permite acceptarea acestei ipoteze a corpului liniar deformabil pentru anumite pământuri și până la o anumită mărime a încărcării.

Pe baza diagramei de variație a tasării stabilizate și în funcție de presiunea netă p_i , aplicată prin intermediul plăcii asupra pământului se determină presiunea limită p_l , până la care se poate considera că există o dependență aproximativ liniară între tasare și presiune.

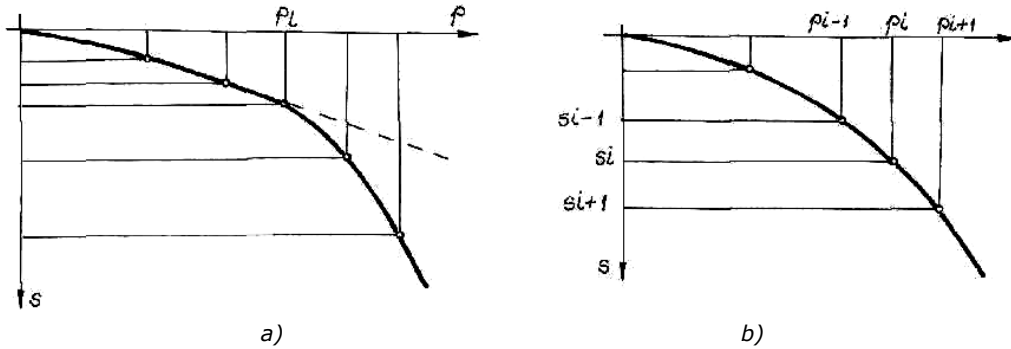


Fig. 3.4. Diagrama de variație a tasării stabilizate la încercarea cu placa

În general sunt posibile două situații:

- pe diagrama $p_i - s_i$ se distinge clar o porțiune aproximativ rectilinie (fig. 3.4. a) care este limitată superior de valoarea presiunii limită de proporționalitate p_i ;
- diagrama $p_i - s_i$ are un pronunțat caracter curbiliniu de la primele trepte de încărcare (fig. 3.4. b); în acest caz, drept presiune limită de proporționalitate se ia presiunea p_i corespunzătoare treptei de încărcare pentru care este îndeplinită condiția:

$$(s_{i+1} - s_i) \geq 1,5(s_i - s_{i-1}) \quad (3.1.)$$

Cel mai corect mod de apreciere a separării domeniului elastic (domeniu liniar de deformații) de domeniul elasto-plastic îl constituie realizarea unor cicluri de încărcare-descărcare a pământului utilizând încercări de laborator sau de teren (fig. 3.5.).

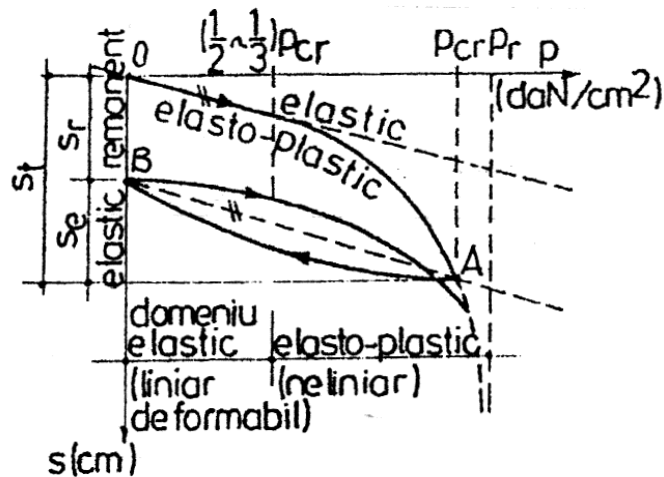


Fig. 3.5. Domenii de comportare a pământului la încercarea cu placa

Pentru pământuri $s_r \geq s_e$ (deformația remanentă este mult mai mare decât deformația elastică).

Dacă din punctul B se reia încărcarea plăcii, curba ar avea o formă care la

un moment dat ar continua aproximativ suprapunându-se peste valoarea din A .

Dacă se unește punctul A cu punctul B rezultă o dreaptă ce corespunde deformației elastice.

Pentru a determina domeniul de comportare elastic pentru prima treaptă de încărcare prin punctul O se duce o dreaptă paralelă la dreapta AB .

În acest caz pe sectorul de proporționalitate între încărcare și deformație se poate scrie legea lui Hooke [8] generalizată:

$$\{\sigma\} = [D] \cdot \{\varepsilon\} \quad (3.2.)$$

unde:

$$\{\varepsilon\} = \begin{Bmatrix} \varepsilon_x \\ \varepsilon_y \\ \varepsilon_z \\ \gamma_{xy} \\ \gamma_{yz} \\ \gamma_{zx} \end{Bmatrix}; \quad \{\sigma\} = \begin{Bmatrix} \sigma_x \\ \sigma_y \\ \sigma_z \\ \tau_{xy} \\ \tau_{yz} \\ \tau_{zx} \end{Bmatrix};$$

$$[D] = \begin{bmatrix} 1-\nu_t & \nu & \nu & 0 & 0 & 0 \\ \nu & 1-\nu_t & \nu & 0 & 0 & 0 \\ \nu & \nu & 1-\nu_t & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \frac{1-2\nu_t}{2} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{1-2\nu_t}{2} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{1-2\nu_t}{2} \end{bmatrix}.$$

unde:

$\{\varepsilon\}$ - tensorul deformațiilor specifice;

$\{\sigma\}$ - tensorul tensiunilor normale;

ν - coeficientul lui Poisson;

D - matricea de elasticitate.

Modulul elastic general conduce la probleme matematice de o extremă dificultate, departe de a putea fi utilizat în aplicațiile practice curente. De aceea, a fost necesară introducerea unor ipoteze simplificatoare suplimentare, *ca ipoteza izotropiei și omogenității*, care au fost aplicate în majoritatea soluțiilor existente în literatura de specialitate.

3.3.3. Ipoteza izotropiei

Ipoteza izotropiei presupune că proprietățile mecanice ale materialului într-un punct nu variază cu direcția; sau cu alte cuvinte că proprietățile materialului sunt aceleași în orice direcție într-un punct dat. *Modelul semispațiului elastic liniar omogen și izotrop a lui Boussinesq* [8], care stă la baza majorității calculelor de grinzi pe mediu elastic, adoptă prin urmare această ipoteză simplificatoare. Se menționează însă că pământurile sunt medii stratificate, istoria formării și solicitării lor în decursul erelor geologice le-a oferit o anizotropie de structură și de solicitare de care ar trebui ținut seama la determinarea stării de efort și deformare a

masivului de pământ sau a ansamblului construcție - teren.

Ținând seama de geneza lor, prin condiții de stratificație sau datorită încărcărilor suferite în istoria formării, se creează o anizotropie a texturii pământului. Luarea în considerare a anizotropiei pământurilor în calculele practice presupune însă necesitatea determinării in situ sau în laborator a nenumăratelor constante elastice, a aparatului necesare și a unor metode multumitoare de stabilire a lor și totodată a soluționării problemelor cu o multitudine de parametri și condiții la limită complexe.

Cel mai simplu caz care permite eliminarea unor complicații teoretice este anizotropia transversală, caracterizând pământul prin doi moduli de deformație liniară: unul în direcție verticală E_v și unul în direcție orizontală E_h .

Dacă se consideră $E_h = n E_v$, atunci valorile coeficientului n sunt:

- pentru argile normal consolidate: $n \leq 1$;
- pentru argile supraconsolidate: $1 \leq n \leq 3$;
- pentru nisipuri: $n < 1$;
- pentru strate incompresibile: $n \leq 4$.

Cu toate acestea în calculul elementelor de fundare așezate pe mediu deformabil influența anizotropiei este mai greu de luat în considerare, pentru cazurile practice admitându-se că pământul este un mediu izotrop, adică $n=1$.

3.3.4. Ipoteza omogenității

Ipoteza omogenității admite că proprietățile mecanice ale materialului nu variază de la un punct la altul, cu alte cuvinte că proprietățile lui sunt aceleași în orice punct al său.

Această ipoteză adoptată în modelul semispațiului elastic, omogen și izotrop, pare a fi, în lumina ultimelor cercetări, responsabilă în cea mai mare măsură de neconcordanțele existente între rezultatele teoretice și cele obținute prin măsurători pe construcții reale. Masivul de pământ nu este un mediu omogen nici în plan orizontal, nici în plan vertical. Existența stratelor cu proprietăți mecanice diferite, cu grosimi variabile sau înclinări accentuate, prezența unor lentile de pământ puternic compresibile, creșterea modulului de deformație cu adâncimea în cazul unui singur strat, conduc desigur la rezultate diferite mult de cele approximate cu semispațiul elastic, omogen și izotrop.

Deci, la pământuri, considerate din punct de vedere teoretic ca un mediu liniar și izotrop, au fost studiate două categorii de neomogenități. Prima, consideră semispațiul ca având un modul de deformație liniar, variabil cu adâncimea (fig. 3.6.a), celălalt este un semispațiu stratificat, în care fiecare strat este omogen având aceeași valoare E_0 pe întinderea și adâncimea stratului, dar care se modifică la trecerea în stratul următor (fig. 3.6.b).

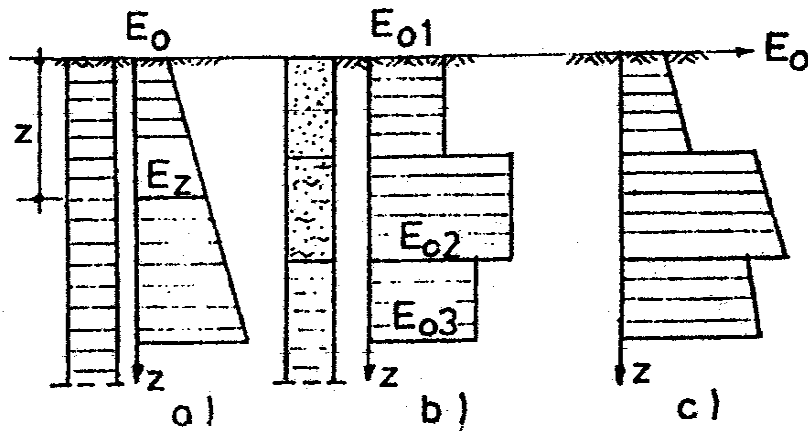


Fig. 3.6 Variația modului de deformație liniară considerând pământul un mediu liniar și izotrop

De aceea, pământurile stratificate sunt un mediu discontinuu neomogen, care în realitate au o valoare E_{0i} variabilă pe adâncimea stratului (fig. 3.6.c). În unele probleme eliminarea complicațiilor introduse de considerarea unui mediu stratificat poate fi făcută înlocuind terenul stratificat printr-un teren omogen având un modul de deformație liniară echivalent:

$$E_{0ech} = \frac{H_{act}^2}{\left[\sum \frac{h_i}{\sqrt{E_{0i}}} \right]^2} \quad (3.3.)$$

în care:

H_{act} - este adâncimea zonei active de sub talpa fundației;

h_i - grosimea straturilor de teren întâlnite pe adâncimea zonei active.

Pentru un teren de fundare omogen variația în adâncime a modului de deformație liniară este funcție de natura pământului (fig. 3.7.):

- argilă saturată ($\nu = 0,5$) $E = z \operatorname{tg} \beta$;
- argilă $E = E_0 + D z$;
- nisip afânat $E = E_0 (1 + D z)^n$;
- nisip $E = E_0 + D z^n$.

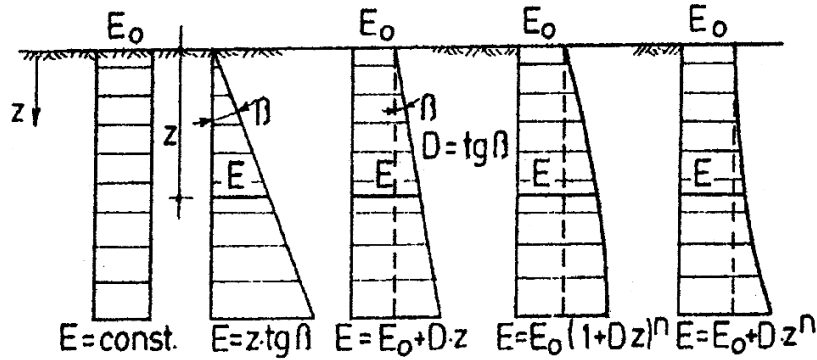


Fig. 3.7. Variația modului de deformație liniară în funcție de natura pământului

Luarea în considerare a variației în adâncime a modului de deformație liniară conduce la concentrarea deformațiilor sub talpa încărcată și reducerea valorii tasărilor calculate, efecte confirmate de încercările experimentale.

3.4. Modelarea terenului de fundare

3.4.1. Generalități

Studiul comportării statice a ansamblului construcție-teren este foarte puțin abordat în literatura de specialitate, lucrările existente tratând fie aspecte particulare ale problemei, fie limitându-se numai la studiul interacțiunii între structură și fundație sau între fundație și teren.

Cele mai multe lucrări se ocupă de clasică problemă a grinzilor sau plăcilor pe mediu elastic, care poate rezolva, în limita acurateții rezultatelor, calculul acestor tipuri de construcții. Altă categorie de lucrări soluționează interacțiunea construcție-teren, prin reducerea ei la o problemă de grindă sau placă pe mediu elastic, asimilând construcția cu o grindă de rigiditate echivalentă.

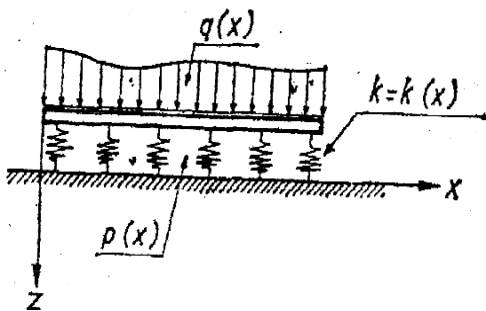


Fig. 3.8. Modelul Winkler

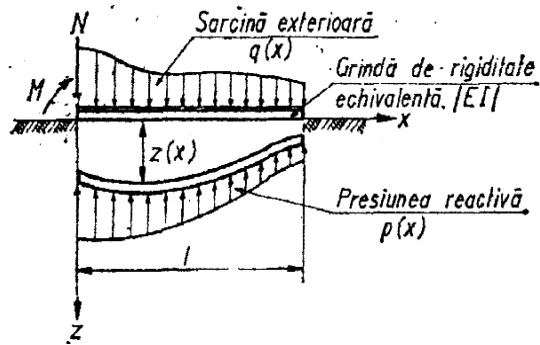


Fig. 3.9. Modelul Boussinesq

Determinarea rigidității echivalente sau generalizate a construcției a constituit de asemenea obiectul unor studii laborioase. Terenul de fundare, în metodele clasice, este asimilat cu un model Winkler [94] (fig. 3.8.), modelul semispațiului elastic (fig. 3.9.), sau cu alte modele rezultate din încercările de îmbunătățire a acestora. Scopul cercetărilor teoretice și experimentale a constat în determinarea distribuției presiunii reactive pe suprafața de contact și uneori a deformării acesteia, care odată cunoscute sunt utilizate la aflarea stării de efort și deformare a structurilor, prin metodele staticii construcțiilor.

Evaluarea presiunii reactive pe suprafața de contact este una din cele mai importante probleme ale interacțiunii construcție-teren. Importanța ei se datorează faptului că distribuția presiunii reactive pe suprafața de contact este cea care determină eforturile din structură și fundație, deci cantitatea și dispunerea armăturii în elementele construcției, dimensiunile lor, tasările și deplasările orizontale, adică tot ce influențează securitatea în exploatare și eficiența economică [8], [26].

Complexitatea și multitudinea aspectelor pe care le prezintă interacțiunea construcție-teren, numărul mare de parametri și factori caracteristici pentru fiecare element al ansamblului structură-fundație-teren, care intervin și care trebuie determinați experimental, ca și greutatea ce apar în soluționarea teoretică a oricărei probleme de contact, au făcut ca rezolvarea ei să fie efectuată doar pentru o serie de aspecte particulare și nu totdeauna cu un acord mulțumitor între rezultatele teoretice și experimentale. Factorii care intervin în orice problemă de interacțiune sunt: rigiditatea și gradul de nedeterminare statică a structurii, natura materialului, tipul, forma, dimensiunea și rigiditatea fundației, adâncimea de fundare, natura terenului, caracteristicile de deformabilitate, condițiile geologice și hidrogeologice ale amplasamentului, mărirea și tipul încărcării ce acționează construcția în timpul exploatarea ei.

Dar în ciuda numărului mare de lucrări efectuate și cunoștințe căpătate în acest domeniu, problema modelului de calcul pentru terenul de fundare care să asigure o bună concordanță a rezultatelor, cu cele reale, rămâne încă nerezolvată. Este stabilit faptul că rezolvările simplificatoare, bazate pe utilizarea ipotezei Winkler [94] sau a semispațiului elastic și omogen, sunt considerate acum insuficiente [108].

Așa cum s-a arătat, problema interacțiunii construcție-teren în metodele clasice conduce la determinarea distribuției presiunii reactive pe suprafața de contact, obținută prin rezolvarea ecuației diferențiale a fibrei medii deformate a grinzilor pe mediu elastic, punându-se următoarele condiții:

- condiția de echilibru între încărcarea $q(x)$ transmisă de construcție masivului de pământ prin intermediul fundației și presiunea reactivă $p(x)$;
- condiția menținerii contactului între talpa fundației și teren, în lungul suprafeței de contact, în timpul deformării solidare a ansamblului construcție-teren.

Diferența între distribuția încărcării transmise $q(x)$ și cea a presiunii reactive pe suprafața de contact $p(x)$ este efectul rigidității și nedeterminării statice a construcției și este cu atât mai mare cu cât construcția este mai rigidă și are un grad de nedeterminare statică mai ridicat.

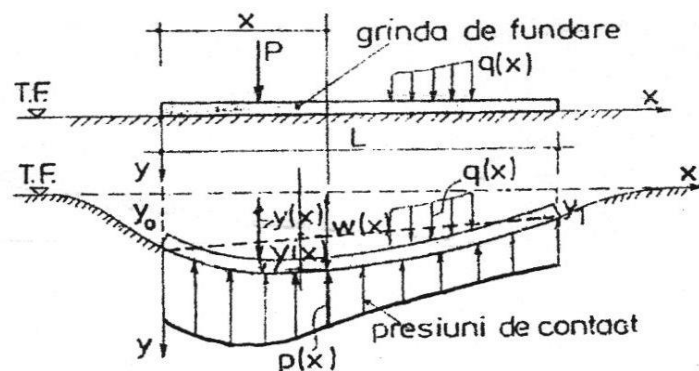


Fig. 3.10.

În principiu, la rezolvarea oricărei probleme de interacțiune este necesară parcurgerea următoarelor etape:

1. Se cunosc:
 - $q(x)$ - încărcarea exterioară care acționează asupra fundației;
 - geometria structurii;
 - tipul de fundație;
 - natura și caracteristicile fizico - mecanice ale terenului de fundare;
2. Trebuie determinate:
 - $p(x)$ - presiunea reactivă pe suprafața de contact;
 - $w(x)$ - deformația suprafeței de contact;
3. Se stabilesc relații pentru:
 - $z(x) = F1 [q(x)-p(x)]$ - ecuația fibrei medii deformată;
 - $w(x) = F2 [p(x)]$ - deplasările terenului de fundare pe suprafața de contact, conform metodelor din mecanica pământurilor sau modelului ales pentru teren;
4. Se pun următoarele condiții:
 - condițiile de echilibru
$$\sum p(x) = \sum q(x),$$
 - $$\sum M[p(x)] = \sum M[q(x)]$$
 - condiția de continuitate $z(x) = w(x)$;
5. Prin rezolvarea sistemului de ecuații de la punctul 4 se obțin $p(x)$, $w(x)$, $M(x)$, $T(x)$ care servesc la dimensionarea elementelor structurale (cadru, diafragme, fundații, terenul de fundare).

Orice construcție poate fi asimilată cu o grindă rezemată pe mediu elastic cu rigiditate echivalentă. Atât pentru structurile în cadre cât și pentru structurile în diafragme, în literatura de specialitate sunt deduse relații de determinare a rigidității echivalente pentru structurile reale.

În cazul în care se utilizează metoda elementului finit nu se mai recurge la grinzi echivalente. La structurile foarte complicate cu multe bare și cu o zonă activă profundă utilizarea metodei elementului finit este greoaie, iar rezultatele obținute nu diferă prea mult de cele obținute prin folosirea unor metode simplificate ce recurg la folosirea de grinzi echivalente.

Se constată că pentru calculul interacțiunii între construcție și terenul de fundare este foarte important modul în care este reprezentată comportarea masivului de pământ.

Calculul răspunsului terenului de fundare la încărcarea transmisă de construcție, se poate rezuma la obținerea unei expresii matematice care să descrie, fie deformarea suprafeței de contact, fie repartizarea presiunii reactive pe această suprafață, aceste elemente caracterizând pe deplin răspunsul terenului la încărcări exterioare.

În studiul interacțiunii construcție-teren s-a arătat că dificultatea cea mai mare constă în alegerea adecvată a modelului care să înfățișeze comportarea terenului de fundare.

În modelarea terenului de fundare important este să se prindă cât mai aproape de realitate comportarea sub încărcări, să se folosească un număr redus de parametri și în final să se obțină un volum de date maxim.

În general, modelele matematice ce se utilizează se împart în modele elastice, reologice, elasto-plastice, dinamice (în cazul în care terenul de fundare este supus unor solicitări variabile în timp: seisme, vibrații de mașini etc.).

3.4.2. Modele de calcul pentru terenul de fundare în metodele clasice

Pentru un calcul mai exact, în care să se țină seama în mai mare măsură de conlucrarea fundației cu terenul de fundare, se impune folosirea unor modele de calcul mai apropiate de comportarea reală a celor două elemente în contact (fundația și terenul), cărora le corespunde o repartizare a presiunii efective (a reacțiunii) după o lege neliniară. În acest scop se folosesc modele de calcul, în care fundația (grinda de fundare) se consideră ca fiind un element deformabil rezemat pe mediu deformabil. Din rândul acestor modele cele mai frecvent utilizate sunt: *modelul Winkler* [94] și *modelul Boussinesq* (modelul teoriei elasticității) [8].

În cele ce urmează se va face o examinare critică a celor mai cunoscute schematizări și idealizări ale terenului de fundare denumite modele clasice, cât și a celor care au derivat din ele, prin modificările și îmbunătățirile aduse în scopul apropiării cât mai mult de comportarea reală a terenului de fundare [8], [61].

3.4.2.1. Admiterea variației liniare a reacțiunilor pe suprafața de contact

Distribuția presiunilor de contact depinde de rigiditatea fundației, de natura terenului de fundare, de aplicarea încărcărilor asupra construcțiilor etc.

Cel mai simplu model al conlucrării fundației cu terenul, pe baza căruia se poate stabili legea de repartizare a reacțiunii terenului folosind numai ecuațiile de echilibru static, consideră că fundația este un element absolut rigid în raport cu terenul de fundare, iar distribuția presiunii efective pe suprafața de contact este plan liniară, admisă în cazul grinzilor de fundare rigide cu $\Delta P \leq 20\%$ și $\Delta L \leq 20\%$ (fig. 3.11.).

Adoptarea acestui model de calcul, bazat pe ipoteza simplificatoare menționată, permite efectuarea unui calcul aproximativ al fundațiilor continue sub stâlpi.

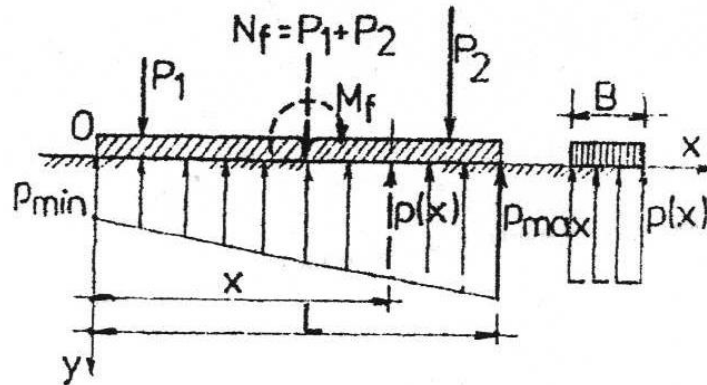


Fig. 3.11. Model de calcul pentru cazul în care cu $\Delta P \leq 20\%$ și $\Delta L \leq 20\%$
(ΔP -diferența între forțe; ΔL -diferența între distanțele dintre forțe)

Această distribuție rezultă prin echilibrul încărcărilor transmise de suprastructură fundației cu presiunile de contact care apar pe suprafața de contact, fără a lua în considerare deformabilitatea fundației sau a terenului de fundare.

Dacă însă $\Delta P > 20\%$ și $\Delta L > 20\%$, atunci fiecare forță se distribuie în mod independent pe suprafețele aferente jumătății deschiderii. În această situație terenul intervine numai prin capacitatea portantă urmărindu-se ca presiunile efective să nu depășească capacitatea de calcul a terenului de fundare (fig. 3.12.).

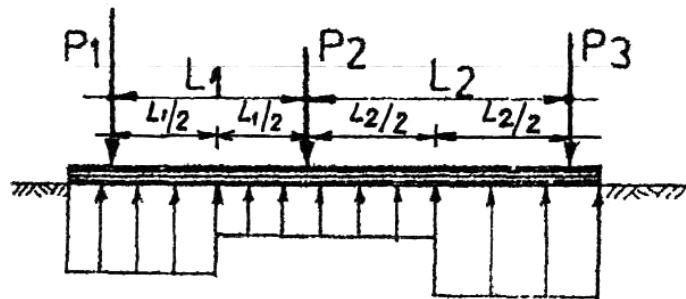


Fig. 3.12. Model de calcul pentru cazul în care $\Delta P > 20\%$ și $\Delta L > 20\%$

3.4.2.2. Modelul Winkler (modelul coeficientului de pat)

Primul model din punct de vedere istoric este modelul Winkler (1867), adesea numit în literatura de specialitate, teren de fundare Winklerian sau *ipoteza coeficientului de pat*. Modelul Winkler [94], [8] se bazează pe teoria deformațiilor elastice locale, considerând că terenul de fundare se deformează numai în limitele porțiunii încărcate (fig. 3.13.).

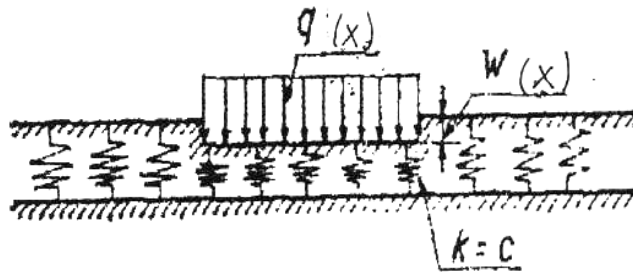


Fig. 3.13. Modelul Winkler

Modelul Winkler asimilează pământul cu un mediu elastic continuu, în care reacțiunea în orice punct este proporțională cu tasarea locală. Constanta de proporționalitate K_s dintre reacțiune și tasare, este parametrul care caracterizează modelul și este denumit în mod obișnuit, *coeficient de pat sau coeficient de tasare*.

Din punct de vedere mecanic, modelul este constituit dintr-un sistem de arce independente, cu caracteristica de elasticitate K_s constantă, fixate pe o bază rigidă (fig. 3.13.). O placă aplicată pe suprafața modelului se va tasa proporțional cu presiunea medie pe suprafață, iar la îndepărtarea încărcării, placa își va reveni la poziția inițială. Suprafața modelului, dincolo de limitele plăcii, nu se deformează.

Este evident că asemenea ipoteză, care presupune o legătură exclusiv locală, simplifică mult problema din punct de vedere matematic, însă nu se pretează întotdeauna la o interpretare a modului real în care răspunde terenul de fundare la încărcarea exterioară.

Proprietățile mecanice ale modelului sunt caracterizate prin coeficientul de tasare (de pat) K_s .

După sensul fizic, coeficientul de tasare (de pat) reprezintă mărimea presiunii în daN , care trebuie aplicată unității de suprafață, pentru ca aceasta să se taseze unitar. Pentru plăci, dimensiunea lui K_s este daN/cm^3 , iar pentru grinzi la o lățime a tălpii B , se calculează coeficientul de pat pe unitatea de lungime $K = k_s \cdot B$, a cărei dimensiune este daN/cm^2 . În cazul unui teren de fundare rigid, $K_s = \infty$, iar a celui absolut flexibil, $K_s = 0$.

Presiunea reactivă a terenului de fundare $p(x)$, în fiecare punct al suprafeței de contact, este proporțională cu tasarea $w(x)$ din acel punct, această dependență fiind ecuația fundamentală a modelului Winklerian, care împreună cu binecunoscuta ecuație diferențială a fibrei medii deformate formează ecuația de bază plăcilor și grinzilor pe mediu elastic cu model Winklerian.

$$\begin{aligned} p(x) &= K_s \cdot w(x); \\ w(x) &= \frac{p(x)}{K_s}. \end{aligned} \quad (3.4.)$$

Se mai fac următoarele ipoteze: fundația păstrează legătura cu terenul pe toată suprafața de contact; între fundație și teren, la încovoiere lipsește frecarea; toate deformațiile se presupun de mici încât se poate aplica principiul suprapunerii efectelor, însumând deformațiile datorate diverselor acțiuni.

Modelul Winkler [94] este cel mai utilizat de specialiști datorită simplității lui. Aspectul cel mai important este determinarea corectă a lui K_s , care poate fi făcută atât în laborator, cât și pe baza rezultatelor din încercări de teren.

Modelului Winkler [94] i se aduc o serie de critici, rezultate din compararea ipotezelor care stau la baza modelului cu rezultatele încercărilor experimentale.

Principala critică adusă modelului Winkler pornește de la observația că tasarea terenului de fundare într-un punct depinde nu numai de presiunea din acel punct, ci și de presiunile din punctele învecinate, tasarea terenului nefiind una locală, ci una generalizată și deci, există și în afara suprafeței încărcate (fig. 3.14.).

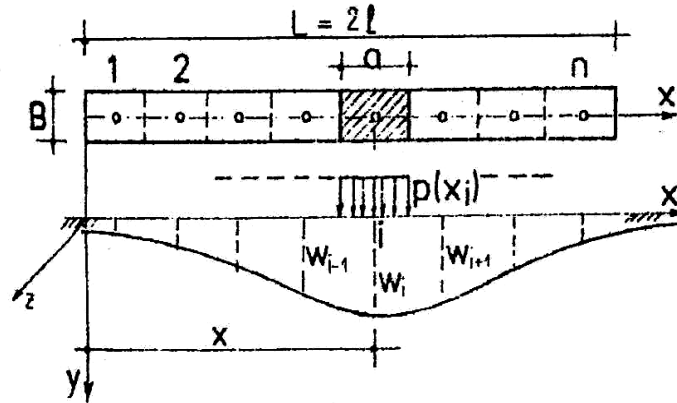


Fig. 3.14. Deformata terenului datorită încărcării tronsonului i

Se poate arăta de asemenea, că tasarea terenului de fundare depinde nu numai de natura pământului, ci și de forma suprafeței de încărcare, (fig. 3.15), ceea ce face ca valoarea coeficientului de pat să nu fie considerată ca o caracteristică intrinsecă a pământului, ci ca o funcție de mai multe caracteristici.

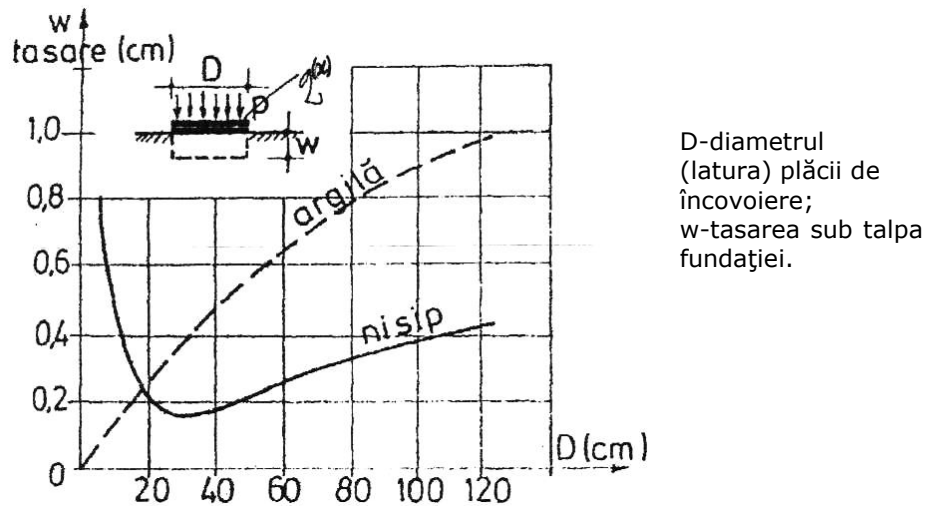


Fig. 3.15. Variația tasării în funcție de D

Din figura prezentată anterior, rezultă că pentru determinarea lui K_s (in situ) în teren nu trebuie utilizate plăci cu diametru mai mic decât 30 cm. deoarece se obțin rezultate eronate. Pentru determinarea lui K_s trebuie folosite plăci care să se apropie cât mai mult de dimensiunile fundației reale.

O altă critică adusă modelului Winkler [94], a fost aceea că deformațiile terenului, dincolo de limitele suprafeței de contact, se amortizează mai repede decât cele rezultate din teoria semispațiului elastic.

În favoarea acestui model, se pot arăta următoarele avantaje: simplitatea și claritatea deosebită a modelului de calcul; precizia relativ mică a parametrilor de calcul ce caracterizează proprietățile de deformare a pământurilor, influența mică a inexactității coeficientului de pat asupra rezultatelor finale ale calculului.

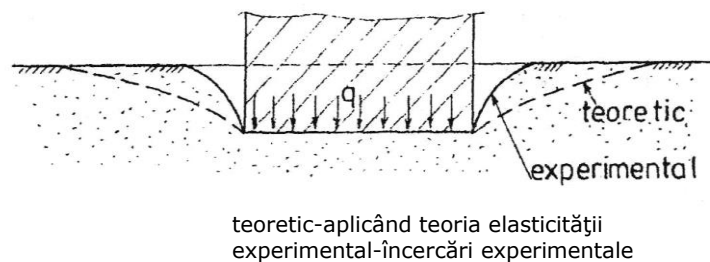


Fig. 3.16. Extinderea tasărilor în jurul unei construcții sau fundații

Cu toate aceste avantaje și dezavantaje, modelul Winkler reprezintă mulțumitor comportarea reală a pământurilor doar în cazul nisipurilor și a suprafețelor de încărcare suficient de mari. Modelul Winkler neglijează capacitatea de repartiție a masivului de pământ, considerând deformațiile elastice locale independente. Dacă în cazul nisipurilor, care sunt lipsite de coeziune, această ipoteză poate fi oarecum acceptată, ea nu mai poate fi utilizată în cazul terenurilor argiloase.

Pentru aplicarea modelului Winkler cât mai fidel, se poate folosi un coeficient de pat variabil care schematizează cât mai aproape starea reală a terenului [8].

Acest model are la bază ipoteza contactului permanent între grinda de fundare și teren, precum și proporționalitatea dintre presiunea reactivă într-un punct și tasarea locală în acel punct. Ecuația diferențială a fibrei medii deformată are următoarea expresie:

$$E_g I_g \frac{d^4 w(x)}{d^4 x} + K_s w(x) = q(x) \quad (3.5.)$$

unde:

$E_g I_g$ - rigiditatea echivalentă la încovoiere a grinzii;

K_s - coeficient de pat;

$q(x)$ - încărcarea exterioară a grinzii repartizată după o lege oarecare;

$p(x) = K_s \cdot w(x)$ - presiunea reactivă pe suprafața de contact a grinzii cu terenul.

Coeficientul de conlucrare între construcție și teren, α este definit prin relația:

$$\alpha = \frac{1}{L} = \sqrt[4]{\frac{K_s B}{4 E_g I_g}} \quad (3.6.)$$

unde:

B - suprafața de contact a grinzii cu terenul de fundare;

L - lungimea elastică a grinzii.

Modelele de calcul care pornesc de la modelul Winkler în încercarea de a-l îmbunătăți, urmează două căi distincte:

- unele încearcă să determine cât mai corect coeficientul de proporționalitate K_s , cu ajutorul semispațiului elastic, sau se introduc coeficienți de pat variabili în plan orizontal, care să schematizeze cât mai bine comportarea unui teren real sau eventuale neuniformități;
- alte metode încearcă să-i asigure modelului o anumită capacitate de repartiție, introducând tot felul de interacțiuni între elementele de arc.

Deoarece ideea de a lega arcele între ele aparține lui Wieghardt, se consideră că toate modelele dezvoltate pe această cale derivă din modelul Wieghardt.

3.4.2.3. Modelul Klepikov (modelul coeficientului de rigiditate) [50]

Acest model consideră valoarea lui K_s variabilă în funcție de natura terenului de fundare, denumindu-l coeficient de rigiditate. În acest caz, apropierea de realitate este mai pronunțată, deoarece caracteristicile terenului de fundare pot diferi de la un punct la altul.

Coeficientul de rigiditate este definit ca fiind raportul dintre presiunea din punctul respectiv și deformația aferentă acestui punct:

$$K_s(x) = \frac{p(x)}{w(x)} \quad (3.7.)$$

Modelul permite discretizarea elementului plan de fundare în tronsoane sau suprafețe elementare și adoptarea unui coeficient de rigiditate pentru fiecare element (fig. 3.17.).

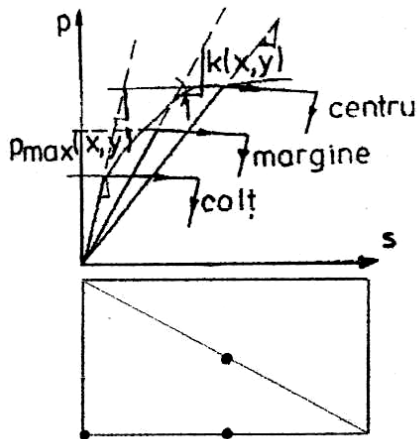


Fig. 3.17. Discretizarea elementului în suprafețe elementare

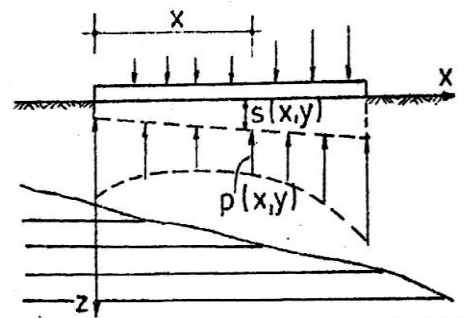


Fig. 3.18. Variația lui K_s în funcție de grosimea stratului de sub fundație

În cazul grinzilor, prin adoptarea acestui model se poate lua în considerare un coeficient de rigiditate variabil în lungul grinzii, corespunzător tasărilor (fig. 3.18.).

3.4.2.4. Modelul Winkler cu doi coeficienți de pat

O altă variantă, derivată din modelul Winkler, este modelul *cu doi coeficienți de pat*, care permite luarea în considerare a neomogenității orizontale și verticale a masivului de pământ, cât și a proprietăților de repartiție ale acestuia. Primul coeficient de rigiditate, $K_{sv}(x)$, caracterizează compresibilitatea terenului de fundare și se ia variabil în lungul grinzii (în plan orizontal), iar al doilea, K_{sh} , caracterizează proprietățile de repartiție ale terenului de fundare și se presupune constant pe lungimea grinzii. Pentru $K_{sv}(x)$ se poate adopta legea următoare după Fritz [8]:

$$K_{sv}(x) = K_{sm} \left(1 \pm \beta \cos \frac{\pi x}{l} \right) \quad (3.8.)$$

în care:

K_{sm} - reprezintă valoarea medie a coeficientului de pat, care determină rigiditatea medie a terenului de fundare;

β - coeficientul de variație al rigidității terenului de fundare;

l - semilungimea grinzii ($L = 2l$).

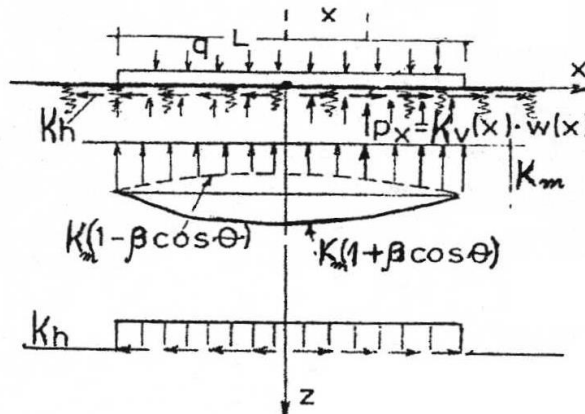


Fig. 3.19. Modelul Winkler cu doi coeficienți de pat

Coeficienții K_{sv} și K_{sh} se pot determina pe cale experimentală după metodologia lui L. I. Manvelov [8], [14]. Ecuația fibrei medii deformată utilizând acest model va avea în acest caz forma prezentată în relația (3.9.) și urmărește redarea alurii presiunilor de contact pe talpa unui element rigid funcție de tipul pământului: (+) în cazul pământurilor necoezive unde tensiunile sunt concentrate mai mult către centrul fundației sau construcției aspect apropiat mai mult de realitate și (-) pentru pământuri coezive, care se apropie mai mult de realitate întrucât argilele au o comportare mai apropiată de un mediu elastic, determinate pe baza folosirii relațiilor de calcul date de teoria elasticității și pseudo confirmate experimental.

Introducerea coeficientului de pat orizontal K_{sh} presupune existența unor tensiuni de întindere între elementele stratului pe care se reazemă elementul de fundare, făcându-l apt să extindă zona deformată și în afara suprafeței încărcate.

Utilizând acest model, ecuația fibrei medii deformată a grinzii pe mediu deformabil este de forma:

$$E_g I_g \frac{d^4 w(x)}{dx^4} - K_{sh} \frac{d^2 w(x)}{dx^2} + K_{sv}(x) \cdot w(x) = q(x) \quad (3.9.)$$

3.4.2.5 Modelul Wieghardt [138]

Așa cum s-a arătat mai înainte, modelul clasic al lui Winkler [94] prezintă o serie de inconveniente și discordanțe între model și terenul real, deoarece admite dependența deplasării într-un punct, numai de valoarea locală a presiunii. În realitate, deplasarea într-un punct depinde atât de distribuția locală a presiunii reactive pe suprafața de contact între construcție și teren, cât și de conlucrarea zonelor de teren ce nu vin în contact direct cu construcția, adică de ceea ce numim capacitatea de repartiție a masivului de pământ.

Wieghardt [138] în 1922 a propus asimilarea terenului de fundare cu un șir de arcuri rezemate pe un teren rigid, legate la partea superioară cu un fir supus la un efort de întindere H (fig. 3.20.). Rigiditatea la compresiune a arcurilor este constantă și egală cu valoarea coeficientului de pat K_s .

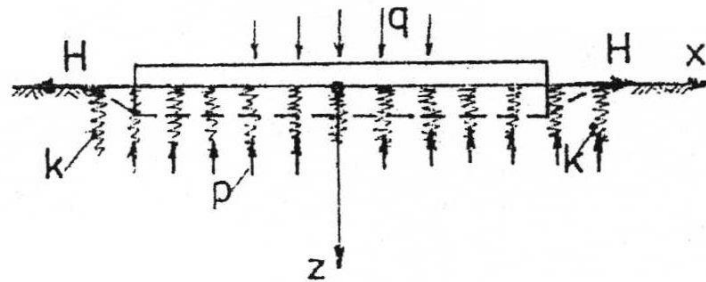


Fig. 3.20. Modelul Wieghardt

Utilizând acest model, ecuația diferențială a fibrei medii deformată a grinzii rezemate pe mediu deformabil generalizat are forma:

$$E_g I_g \frac{d^4 w(x)}{dx^4} - H \frac{d^2 w(x)}{dx^2} + K_{sv}(x) \cdot w(x) = q(x) \quad (3.10.)$$

în care s-a acceptat valabilă ipoteza Winkler privind deformația verticală a terenului de fundare: $p(x) = K_s w(x)$.

Relația (3.10.) apare ca un caz particular al soluției (3.9) în care coeficientul de rigiditate K_{sh} s-a înlocuit cu o solicitare axială H .

Modelul Wieghardt poate reprezenta mulțumitor (în limita posibilităților acestui tip de modele), comportarea terenurilor coezive, dar nu sunt adecvate terenurilor nisipoase a căror capacitate de repartiție se poate neglija.

3.4.2.6. Modelul Filonenko - Borodici

O generalizare a modelului Wieghardt [138] (fig. 3.21.) în cazul bidimensional este făcută de Filonenko - Borodici [97], care pentru a realiza un anumit grad de interacțiune între elementele de arc ale modelului Winkler caracterizate prin constanta K_s , le unește capetele de sus cu o membrană elastică întinsă, supusă la un câmp de tensiune constant T pe tot perimetrul, ca în fig. 3.22.

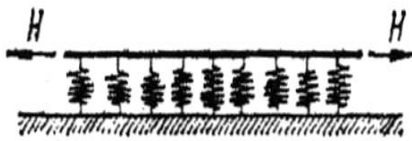


Fig. 3.21. Modelul Wieghardt

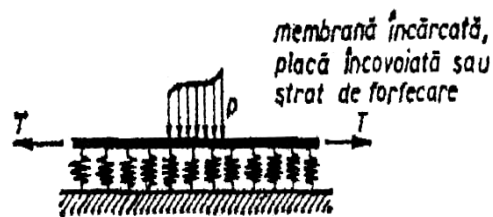


Fig. 3.22. Modelul Filonenko-Borodici

Ecuția diferențială a modelului este următoarea:

$$p(x, y) = K_s w - T \nabla^2 w \quad (3.11.)$$

Îmbunătățirile obținute pe această cale, în vederea unei mai mari corespondențe a schemei cu realitatea, este fără îndoială însemnată. Este suficient să se atragă atenția că în noul model a fost eliminată diferența bruscă de comportare între zonele deformate și nedeformate, întrucât chiar și zonele neafectate direct de sarcini reacționează la acțiunile exercitate din exterior. O caracteristică particulară a modelului este aptitudinea acestei scheme elastice de a reprezenta cu o bună aproximație terenuri coezive.

3.4.2.7. Modelul Pasternak

Pasternak [84] presupune existența interacțiunii de frecare între elementele alăturate ale unui strat pe care reazemă grinda sau placa; acesta la rândul lui rezemat elastic pe arcuri așezate pe un suport fix (fig. 3.23.).

Pentru deducerea relației încărcare-deplasare, se consideră echilibrul vertical a unui element al "stratului de forfecare" tăiat de suprafețele $(x, x+d)$ și $(y, y+d)$. Se presupune că materialul fundației este omogen și izotrop în planul x, y , deci $G_x = G_y = G$, atunci:

$$\begin{aligned} \tau_{xz} &= G \frac{\partial w}{\partial x}; \\ \tau_{yz} &= G \frac{\partial w}{\partial y}. \end{aligned} \quad (3.12.)$$

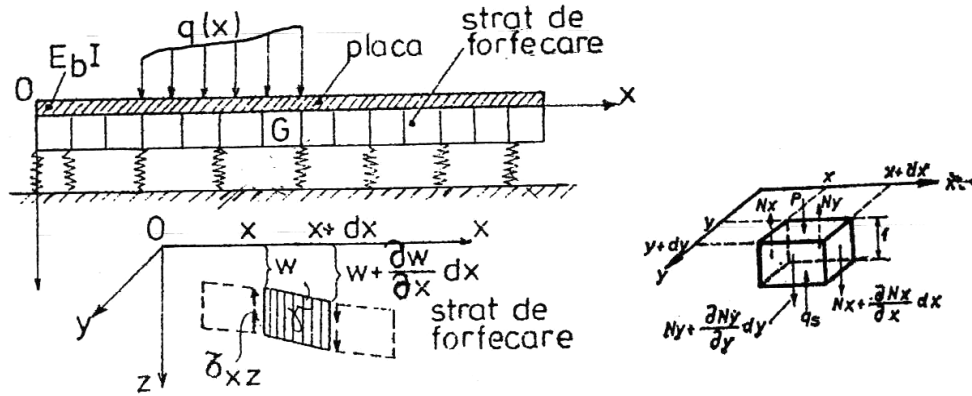


Fig. 3.23. Modelul Pasternak

Ecuția diferențială a fibrei medii deformate a grinzii elastice așezate pe stratul de forfecare este de forma:

$$\frac{d^4 w(x)}{dx^4} - \frac{m \cdot k}{GA} \frac{d^2 w(x)}{dx^2} + K_s \cdot w(x) \frac{1}{E_g I_g} = \frac{g(x)}{E_g I_g} - \frac{m \cdot q}{GA} \quad (3.13.)$$

în care:

- m este un factor egal cu 6/5 pentru suprafețe dreptunghiulare și 10/9 pentru cerc;
- G este modulul de deformare transversală;
- A este aria secțiunii transversale.

Pentru calculul plăcilor, ecuația diferențială introdusă de modelul Pasternak are forma:

$$p = K_s w - G \nabla^2 w \quad (3.14.)$$

3.4.2.8. Modelul Boussinesq (modelul semispațiului elastic, omogen și izotrop)

Modelul propus de Boussinesq [8] în anul 1885 constă în asimilarea masivului de pământ cu un semispațiu elastic, liniar, omogen și izotrop. În cazul modelului Boussinesq deformațiile terenului de fundare se extind și în afara conturului fundațiilor spre deosebire de modelul Winkler [94] unde deformațiile se produc numai sub fundații (fig. 3.24.).

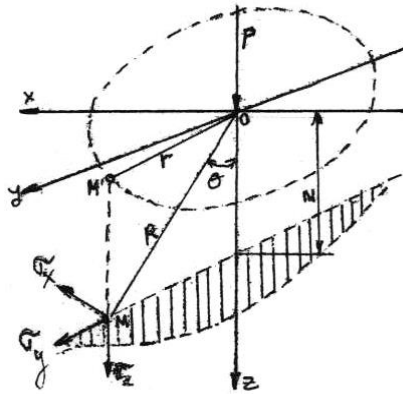


Fig. 3.24. Starea de eforturi în modelul Boussinesq

Starea de eforturi și deformație din semispațiu pentru o sarcină concentrată P acționând într-un punct pe suprafața sa se poate determina cu relațiile:

$$\sigma_z = \frac{3P \cos^3 \theta}{2\pi^2}; \quad (3.15.)$$

$$\sigma_x = \frac{P}{2\pi^2} \left(3 \cos \theta \sin^2 \theta - \frac{\nu - 2}{\nu} \frac{1}{1 + \cos \theta} \right); \quad (3.16.)$$

$$\sigma_y = -\frac{\nu - 2}{\nu} \frac{P}{2\pi^2} \left(\cos \theta - \frac{1}{1 + \cos \theta} \right). \quad (3.17.)$$

Calculul grinzilor de rigiditate finită pe mediul elastic este dificil, rezolvările exacte elaborate doar pentru un număr restrâns de probleme particulare, pierzându-și valabilitatea la modificări ale caracteristicilor terenului, rigidității grinzii sau poziției forțelor aplicate.

Pentru o placă rotundă, rigidă, de rază R încărcată cu o sarcină concentrată P aplicată în centrul ei, se obține distribuția presiunii reactive pe suprafața de contact și deplasările verticale cu următoarele formule :

$$p(r) = \frac{P}{2\pi R \sqrt{R^2 - r^2}}; \quad (3.18.)$$

$$w = \frac{P(1 - \nu^2)}{\pi E r}. \quad (3.19.)$$

unde:

- ν - coeficientul lui Poisson;
- E - modulul de deformație liniară;
- R și r - au semnificațiile din fig. 3.24.

Se menționează că problema Boussinesq poate fi folosită, după cum se cunoaște, cu multă ușurință la calculul fundațiilor perfect rigide așezate pe un

semispațiu elastic, omogen și izotrop, permițând în acest caz determinarea presiunii reactive pe suprafața de contact.

Încercările experimentale făcute pe terenuri coezive, pe fundații rigide, pun în evidență o bună comportare elastică în cazul terenurilor bune de fundații, deci teoria Boussinesq concordă cu realitatea.

Experimentările efectuate pe terenuri nisipoase uscate, absolut lipsite de coeziune, au dat rezultate complet diferite de cele obținute pe terenuri coezive, lucru care duce la concluzia că în acest caz modelul semispațiului elastic al lui Boussinesq nu poate fi aplicat.

3.4.2.9. Modele vâsco-elastice și reologice

Pentru a aprecia cât mai aproape de realitate comportarea pământurilor se folosesc modele reologice compuse din combinarea unor elemente simplificate.

Desfășurarea tasărilor în cazul terenului de fundare se face în funcție de natura acestuia și se produce în timp.

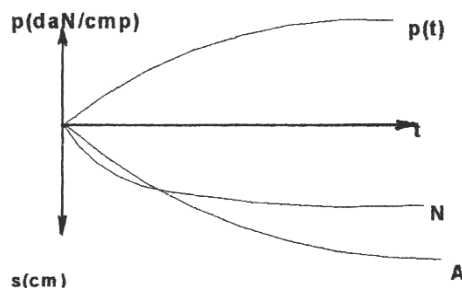


Fig. 3.25. Desfășurarea tasărilor în timp la nisipuri (N) și argile (A)

Pentru caracterizarea terenului de fundare modelele cele mai simple sunt resortul (fig. 3.26.a), care simbolizează un corp dotat cu o elasticitate totală sau instantanee, care reprezintă corpul lui Hooke, adică tensiunile sunt proporționale cu deformațiile specifice, și amortizorul (fig. 3.26. b) reprezentat printr-un piston perforat, care se deplasează fără frecare într-un cilindru în care se găsește un fluid Newtonian.

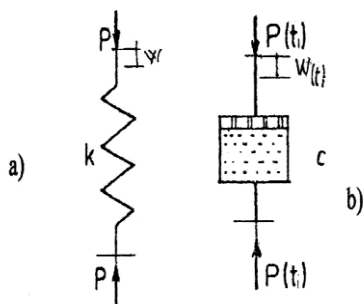


Fig. 3.26. Modele reologice simple: a) resortul; b) amortizorul

Modelul Hooke [94] este caracterizat de K_s , iar deformațiile sunt instantanee, iar modelul Newton este caracterizat de un coeficient de vâscozitate c , iar deformațiile se desfășoară în timp.

Pentru a simboliza comportarea reală a unor corpuri (pământul) este necesar a asocia mai multe elemente în grupări asociate în serie sau în paralel. Când elementele sunt așezate în serie, atunci întreaga încărcare este suportată de toate elementele, dar deformația totală a întregii grupări va fi egală cu suma deformației fiecărui element. Când elementele sunt așezate în paralel, atunci încărcarea totală este preluată parțial de fiecare element în raport cu caracteristica de rigiditate a fiecăruia, în timp ce deformațiile sunt egale între ele și de asemenea, egale cu deformația întregului ansamblu.

Au fost imaginate până acum diferite modele liniare pentru a putea reprezenta comportarea pământului.

Unul din cele mai utilizate modele este modelul Kelvin [8] alcătuit dintr-un resort și un amortizor legate în paralel (fig. 3.27.).

Existența amortizorului face ca deformația totală a corpului să fie întârziată, care în final va prelua singur toată încărcarea. Cu ajutorul acestui model, Terzaghi [123] a căutat să explice fenomenul de consolidare a argilei, pe baza căruia a fost exprimată relația de calcul a tasării în timp sub încărcare constantă.

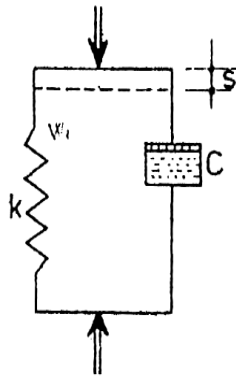


Fig. 3.27. Modelul Kelvin

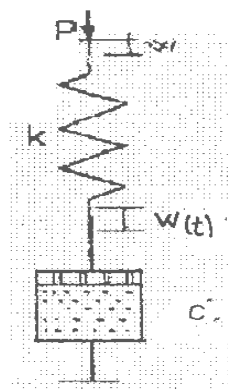


Fig. 3.28. Modelul Maxwell

Un alt model caracteristic este cel elaborat de Maxwell [83], alcătuit dintr-un resort și un amortizor, legate în serie (fig. 3.28.). Cu ajutorul acestui model poate fi exprimat fenomenul de fluaj sau de curgere lentă a pământului argilos sub încărcări constante.

Pentru un număr mare de pământuri (coezive, puțin coezive și chiar necoezive fine) partea cea mai mare din valoarea tasării finale sau cea de la un timp intermediar este o tasare de consolidare, datorită eliminării în timp a apei din pori (fig. 3.29.), ceea ce permite considerarea acestor pământuri ca medii vâsco-elastice, caracterizate printr-un model de tip Maxwell.

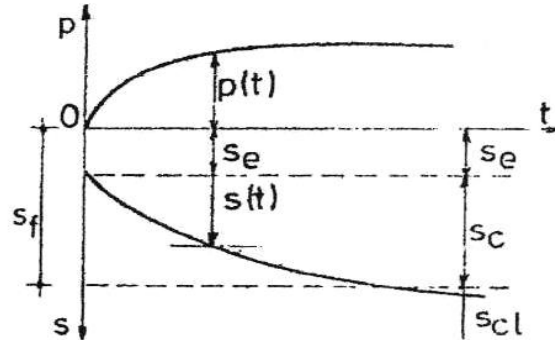


Fig. 3.29. Desfășurarea tasărilor în timp la la pământuri coezive, puțin coezive și necoezive fine

3.4.2.10. Modele combinate

Cele mai multe combinații s-au realizat între modelul Winkler [94] și modelul Boussinesq [8]. Se consideră o grindă rezemată pe o serie de arcuri legate în paralel cu o serie de dreptunghiuri ce simbolizează mediul elastic Boussinesq (fig. 3.30.).

Prin legarea în paralel a celor două modele, deformațiile sunt aceleași:

$$s_w = s_B \text{ (modele legate în paralel)}$$

$$s_w = \frac{p}{K_s} \text{ (modelul Winkler) și } s_B = \frac{\omega \cdot p \cdot \sqrt{A}(1-\nu^2)}{E} \text{ (modelul Boussinesq) (3.20.)}$$

$$\text{Rezultă: } K_s = \frac{p}{s_w} = \frac{E}{\omega \cdot p \cdot \sqrt{A}(1-\nu^2)} \quad (3.21.)$$

unde:

ω - coeficient ce depinde de forma și dimensiunile plăcii de încărcare ($\omega=0,9$ pentru secțiuni circulare sau $\omega=0,85$ pentru secțiuni dreptunghiulare);

p - presiunea de contact;

A - aria suprafeței de încărcare;

ν - coeficientul lui Poisson;

E - modulul de deformație al terenului.

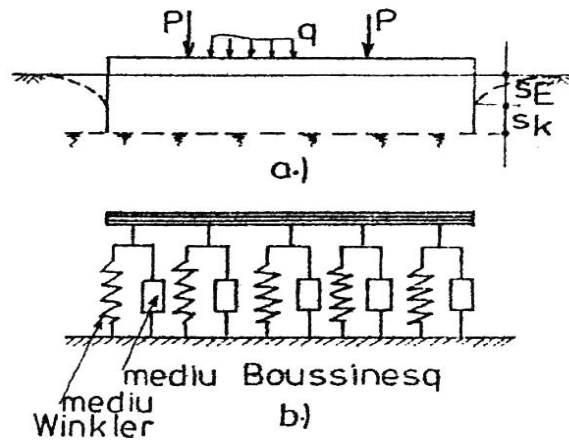


Fig. 3.30. Model combinat

Ecuția 3.21. arată că valoarea coeficientului de rigiditate crește cu descreșterea suprafeței plăcii și scade cu creșterea acesteia din urmă [76]. Experiențele pe terenuri coezive scot în evidență faptul că tasările cresc proporțional cu mărimea laturii suprafeței de încărcare.

Capitolul 4

PARTICULARITĂȚI ALE INTERACȚIUNII CONSTRUCȚIE-FUNDAȚIE-TEREN LA UNELE CONSTRUCȚII SPECIALE

4.1. Considerații generale

Preocupările continue de a realiza construcții trainice și în același timp economice, au dus la necesitatea găsirii unor metode de calcul, care să permită o proiectare cât mai economică și adecvată. Comportarea construcțiilor în timpul și după execuția lor, sub încărcarea constantă sau accidentală depinde de o multitudine de parametri, a căror influență este mai mare sau mai mică, corespunzător situației particulare a fiecărei construcții în parte. Stabilirea unor principii generale de alegere a structurilor și fundațiilor, corespunzătoare unor anumite categorii de teren, va fi periculoasă și neavenită dacă proiectantul nu va înțelege în primul rând fenomenul fizic al interacțiunii construcție-teren și modul de influență al fiecărui parametru [8], [14],[61].

Încercarea de a lămuri aceste probleme reprezintă de fapt încercarea de a lega cele două direcții în care s-au dezvoltat cercetările în acest domeniu, teoretic și aplicativ. Cercetările teoretice au abordat și rezolvat parțial complicata problemă a contactului elastic, dar parametrii introduși în calcule nu au fost analizați în măsura în care rezultatele să conducă la aplicații directe ale lor, în practica de proiectare. Cercetările și studiile aplicative au avut ca scop să găsească soluții constructive și să conceapă tipuri de structuri și fundații cât mai adecvate situațiilor practice, atât de diferite, pe baza analizei comportării construcțiilor existente, a influenței anumitor parametri, trăgând învățăminte utile și prețioase din accidentele de construcții care au avut loc. Cercetările aplicative nu s-au dezvoltat ca urmare a aplicării unor rezultate teoretice, ci au încercat în măsura în care s-a putut, mai mult să justifice, să explice sau să înțeleagă de ce anumite tipuri de construcții amplasate pe anumite categorii de teren dau rezultate mai bune, iar altele au condus la accidente. Încercările experimentale au legat oarecum cele două direcții de cercetare în care s-a dezvoltat analiza construcțiilor amplasate pe terenuri deformabile.

În literatura de specialitate sunt elaborate numeroase metode de calcul a tasărilor și a fundațiilor rezemate pe mediu elastic. De asemenea, s-au efectuat măsurători pe construcții reale și s-au standardizat metode de calcul a deformațiilor probabile ale terenului de fundare. Deoarece problema concordanței între măsurători și rezultatele calculelor teoretice ar trebui să confirme sau să infirme anumite metode de calcul sau să le stabilească domeniul de aplicabilitate, au fost efectuate o serie de studii comparative între diversele metode de calcul a tasărilor și măsurătorile existente [130]. Neconcordanțele obținute în studiile comparative efectuate se pot datora metodelor de calcul folosite, parametrilor mecanici introduși în calcule și măsurătorilor efectuate.

Neconcordanțele care pot apare între rezultatele teoretice ale diferitelor metode de calcul și măsurători, se pot datora unor cauze care se vor detalia în continuare, urmărind fazele procesului calcul-execuție ce se desfășoară în cazul oricărei construcții [8]:

A. Faza de proiectare. Se stabilește încărcarea permanentă P_p și încărcarea utilă P_u . Valoarea încărcării permanente este cunoscută și practic constantă, după ce construcția a fost executată. Încărcarea utilă are un caracter aleator, putându-se produce încărcări și descărcări repetate, ciclice, într-un timp relativ lung. Mărimea încărcării utile este apreciată de proiectant ținând cont de fluxul tehnologic din construcție. În timpul exploatării construcției se va realiza întreaga sarcină utilă sau, fracțiuni din ea, lucru ce va avea importanță, în producerea tasărilor construcției. Același caracter îl prezintă și sarcinile climatice. Datorită caracterului aleator al sarcinilor utile, în special la construcțiile industriale, unde acestea au valori importante, în calculul tasărilor sau a interacțiunii construcție-teren, se constată că nu se stăpânesc întotdeauna suficient de bine încărcările care acționează. De aceea, sunt necesare studii asupra fluxurilor tehnologice și sarcinilor climatice pentru ca mărimile acestora să fie cât mai bine apreciate. Un coeficient de evaluare al probabilității apariției neconcordanței între calcule și măsurătorile tasărilor absolute poate fi definit prin raportul $a_1 = P_u / P_p$. Ulterior se efectuează calculul static convențional cu diferite ipoteze asupra legăturii structură-fundație și se obțin solicitările din stâlpi. Acestea sunt practic încărcările pe fundații. Se stabilesc dimensiunile fundațiilor în funcție de capacitatea portantă a terenului de fundare indicată de geotehnician și de solicitările rezultate din calculul static convențional (M, N, T). În cazuri speciale se calculează tasările conform STAS 3300/2-85 [155], considerându-se presiunea pe talpa fundației uniform distribuită sau cu variație liniară, iar pentru modulul de deformație al terenului de fundare se iau valorile în baza indicațiilor aceluiași standard, și se compară cu tasările admisibile pentru tipul structurii de rezistență și gradul de importanță al construcției respective. Raportând solicitările reale din construcție și teren, obținute în urma redistribuirii eforturilor datorate rigidității și gradului de nedeterminare statică al structurii, la solicitările obținute din calculul static convențional, se va obține un coeficient

$$a_2 = \frac{f(M_r, N_r, T_r)}{F(M, N, T)}, \text{ care va caracteriza interacțiunea construcției-teren. Cu cât}$$

gradul de nedeterminare statică a structurii și raportul între rigiditatea construcției și deformabilitatea terenului de fundare vor fi mai mari, cu atât rezultatele analizei convenționale vor contribui la neconcordanțe importante, impunându-se efectuarea calculelor de interacțiune. Distribuția presiunii reactive p_r pe suprafața de contact este diferită de cea uniform sau liniar distribuită considerată în calculul convențional, p fiind determinată de rigiditatea fundației, raportul între rigiditatea fundației și compresibilitatea terenului, natura terenului, apropiindu-se mai mult de o variație parabolică cu convexitatea în sus sau jos, în funcție de mărimea încărcării și de natura pământului, coeziv sau necoziv. Se apreciază prin coeficientul

$$a_3 = \frac{p_r}{p}, \text{ conlucrarea fundație-teren, deci diferența între presiunea reactivă reală}$$

și cea din calculul convențional.

Ipotezele făcute asupra gradului de încastrare al stâlpilor în fundații se apropie de realitate cu atât mai mult cu cât execuția, și rostul de turnare urmează indicațiile proiectantului.

Gradul de încastrare reală are importanță asupra rigidității stâlpilor, a mărimii eforturilor reale la încastrarea stâlp-fundație, asupra distribuției presiunii reactive pe suprafața de contact și poate fi caracterizat prin

$$\text{coeficientul } a_4 = \frac{\text{gradul de încastrare real în fundație}}{\text{gradul de încastrare proiectat}}.$$

Concluzionând, putem spune că neconcordanțele apărute în faza de proiectare sunt următoarele:

- nestăpânirea suficient de bine a încărcărilor care acționează, a duratei de acțiune și a celor mai defavorabile combinații de încărcări;
- gradul de nedeterminare statică a structurii și raportul între rigiditatea construcției și deformabilitatea terenului de fundare;
- diferența dintre distribuția presiunii de contact reală și distribuția presiunii de contact adoptată în calcul (aceasta însemnând forma distribuției și valorile ei);
- raportul între gradul de încastrare real al structurii în fundații și gradul de încastrare proiectat.

B. Faza de determinare a caracteristicilor fizico-mecanice ale pământurilor. Dat fiind diversitatea mare a pământurilor, natura trifazică a lor, aparatul și modul de determinare a parametrilor ce caracterizează deformabilitatea pământurilor, cât și influența lor în ecuația de interacțiune se consideră că acești parametri au un rol esențial în procesul de solicitare deformare a ansamblului construcție-teren.

Inițial se determină profilul geotehnic pe baza unor foraje în câteva puncte ale amplasamentului. Se va nota cu a_5 coeficientul ce caracterizează neomogenitatea în plan orizontal și vertical al masivului de pământ de sub fundații. În cazul fundațiilor izolate, în special când sunt la adâncimi diferite, neomogenitatea are un rol deosebit în producerea tasărilor neegale, starea de eforturi și deformare a structurii fiind direct influențată de mărimea acestui coeficient. Se determină apoi modulul de deformație liniară E sau edometric M , prin încercări cu placa sau în laborator, notându-se coeficientul obținut cu $a_6 = \frac{E_{real}}{E} = \frac{E_{real}}{M_0 \cdot M}$. Se subliniază influența deosebită pe care

o are determinarea corectă a modulului de deformație liniară al masivului de pământ asupra stării de eforturi și deformare a ansamblului construcție-teren în care se ține seama de interacțiune.

Concluzionând, putem spune că neconcordanțele apărute în faza de determinare a caracteristicilor fizico-mecanice ale pământurilor sunt următoarele:

- neomogenitatea în plan vertical și orizontal a terenului de fundare;
- precizia de determinare a modulului de deformație liniară (E) și/sau a modulului de deformație edometric (M).

C. Faza de execuție. În urma executării săpăturilor, în gropile de fundație, prin înlăturarea sarcinii geologice, se va produce o descărcare a terenului, urmată de umflarea lui. Cu cât va fi mai lungă perioada de timp între executarea săpăturilor și turnarea fundațiilor și cu cât suprafața în plan a fundațiilor va fi mai mare, cu atât fenomenele de umflare, capilare și influența condițiilor climatice, va fi mai importantă asupra deformabilității masivului de pământ. Încărcarea ulterioară a terenului prin cotă parte din greutatea proprie a construcției, nu va produce eforturi în teren, ci îl va aduce la starea de efort natural, existent în masivul de pământ înainte de primele săpături. Dacă încărcările din greutatea proprie a construcției sunt oarecum uniforme, prin înlocuirea sarcinii geologice, pământul va reveni la starea naturală și abia prin încărcările ulterioare se vor produce eforturile și deformațiile

corespunzătoare caracteristicilor de deformabilitate respective. În cazul fundațiilor izolate, descărcarea geologică nu va avea un efect important deoarece umflarea este împiedicată de zonele învecinate. Prin urmare, dacă acest lucru va fi apreciat prin coeficientul a_7 , mărimea lui va fi proporțională cu suprafața fundației și timpul dintre excavație și turnarea fundației.

Concluzionând, putem spune că neconcordanțele apărute în faza de execuție sunt următoarele:

- mărimea perioadei de timp între executarea săpăturilor și turnarea fundațiilor;
- mărimea suprafeței fundațiilor, care influențează direct proporțional fenomenele de umflare și cele capilare;
- influența condițiilor climatice;
- nerealizarea conformă a caracteristicilor cerute prin proiectare (imperfecțiuni de execuție).

D. Măsurători. În cazul în care se efectuează măsurători, se pun martorii pentru urmărirea în timp a tasărilor sau doze pentru măsurarea presiunii de contact. Se etalonează aparatul de măsură și se face prima citire. Timpul măsurătorii zero ar trebui să corespundă momentului în care greutatea construcției este egală cu sarcina geologică înlăturată, deci când în teren s-a ajuns din nou la starea de efort natural. Trebuie urmărit ritmul de execuție al construcției și măsurate deformațiile corespunzătoare în diverse stadii pînă la execuția finală. Se va avea în vedere că distribuția presiunii reactive pe teren va fi corespunzătoare stadiului de execuție, construcția având o rigiditate mai mică datorită faptului că betonul proaspăt are modulul de elasticitate mai mic și capacitatea de a se adapta la deformațiile masivului de pământ. Suprafața de contact pentru stadiul zero al măsurătorii nu va mai fi desigur o suprafață plană. Rigiditatea construcției în timpul execuției va fi mai mică și datorită lipsei unei părți de construcție de la partea superioară și faptului că nodurile nu au rigiditatea maximă așa cum este luată în calcule.

Prezintă interes deosebit măsurătorile efectuate în timpul execuției pentru construcțiile amplasate pe terenuri nisipoase, unde aproape întreaga tasare se produce imediat după încărcare, astfel încât posibilitățile de adaptare ale construcțiilor elastice (metal) sunt reduse. Aceste influențe vor fi caracterizate prin coeficientul a_8 , care va fi raportul între tasarea maximă în faza de execuție și tasarea finală în același punct.

Un alt parametru interesant de urmărit este variația încărcării cu timpul, pentru diverse categorii de construcții civile, industriale, hidrotehnice, social-culturale etc. Transpunând într-un grafic variația încărcării cu timpul și urmărind tasarea construcțiilor în funcție de încărcare, se va avea o imagine completă a întregului proces de încărcare-solicitare. Se propune pentru greutatea proprie a construcției o variație liniară și apoi constantă în timp, iar pentru sarcina utilă variația corespunzătoare tipului de construcție. Variația încărcării utile în timp se apreciază de inginerul tehnolog. Întrucât variațiile încărcării ca și sarcinile ciclice, modifică caracteristicile pământului în funcție și de condițiile de umiditate și filtrație,

se propune un coeficient de apreciere $a_9 = \frac{P_{U \max} - P_{U \min}}{t}$.

Coeficientul care să aprecieze calitatea măsurătorilor efectuate, în care să se includă aparatura, diversele abateri, etalonările și alte deficiențe semnalate, va fi a_{10} . Dat fiind că nu întotdeauna se dispune de aceeași aparatură în diversele unități, care urmăresc procesul de tasare al construcțiilor și nici personalul nu are aceeași calificare, se poate aprecia gradul de exactitate al măsurătorilor efectuate prin acest coeficient a_{10} , în care factorii subiectivi pot juca un rol esențial.

Pentru a se compara măsurătorile efectuate pe diverse tipuri de structuri și construcții, va trebui să se dispună de date pentru aceleași stadii de execuție și exploatare.

În cazul executării unei construcții importante, pentru a stabili aspectul calitativ al fenomenului ar fi bine să se urmărească nu numai deformațiile ci și distribuția presiunii reactive pe suprafața de contact cu ajutorul dozelor de presiune. Față de valoarea lucrărilor și concluziilor ce se pot trage pentru siguranța și economia construcțiilor, costul măsurătorilor va reprezenta o mică fracțiune din costul total. Erorilor ce se pot face la punerea marilor sau dozelor de presiune ca și în timpul măsurătorilor, va trebui să li se acorde o atenție deosebită deoarece o metodă de calcul sau o teorie poate fi confirmată sau pusă la îndoială numai de măsurători efectuate corect, cu aparatură corespunzătoare, fără ca în tehnologia de măsurare să intervină factori subiectivi.

Concluzionând, putem spune că neconcordanțele apărute în faza de măsurare sunt următoarele:

- imposibilitatea stabilirii momentului măsurătorii zero, când greutatea construcției în execuție să fie egală cu sarcina geologică înlăturată (starea de efort natural);
- rigiditatea mai mică a construcției în execuție până la întărirea betonului și modificarea continuă a încărcărilor pe durata execuției lucrărilor;
- calitatea măsurătorilor executate (precizia măsurătorilor va fi influențată de calitatea aparatului, de apariția anumitor factori perturbatori etc.);
- imposibilitatea realizării unor stadii standard de execuție și exploatare pentru a se putea compara măsurătorile efectuate pe diverse tipuri de structuri și construcții.

4.2. Aspecte caracteristice ale interacțiunii construcție-fundație-teren la stâlpii LEA

Amplasarea și complexitatea construcțiilor realizate în epoca contemporană depășesc cu mult tot ceea ce s-a creat până în prezent și constituie în permanență factori stimulatori ai eforturilor și ingeniozității pentru găsirea de noi soluții în proiectarea și executarea fundațiilor.

În tendința de reducere continuă a costului construcțiilor un loc important îl ocupă infrastructura. Costul lucrărilor de fundare reprezintă circa 15% din costul lucrărilor de construcții-montaj, iar în condiții geotehnice nefavorabile poate ajunge până la 30% sau chiar 50% [96], [121]. Din această cauză căutarea unor soluții constructive noi, care să conducă la micșorarea consumului de materiale, reducerea costului și a volumului de muncă pe ansamblul lucrărilor de infrastructură capătă o importanță deosebită.

Fundațiile stâlpilor LEA, stâlpi care sunt supuși la acțiuni complexe, constituie o problemă dificilă de rezolvat, atât sub aspectul capacității portante cât

mai ales din punct de vedere economic. De cele mai multe ori soluțiile adoptate satisfac condițiile de rezistență în detrimentul factorului economic.

Creșterea eficienței economice este condiționată de diversitatea inerentă a stratificației amplasamentelor și de influență predominantă a factorilor climatici pentru care trebuie adoptate tipul și dimensiunile fundațiilor.

O statistică întocmită în urma avariilor care s-au produs la stâlpii supuși la acțiuni complexe, cum sunt stâlpii LEA (linii electrice aeriene) a scos în evidență că cedarea fundațiilor s-a datorat, în 40% din cazuri, lipsei de prospecțiuni asupra termenului de fundare; în 35% unor interpretări greșite ale forajelor și sondajelor efectuate pe amplasament și numai 15% greșelilor de execuție [121].

Diversitatea formelor de relief și natura geologică a amplasamentelor conduc la o gamă variată de pământuri cu proprietăți fizice și mecanice foarte diferite și în consecință cu comportări diferite sub încărcare.

Stâlpii LEA, care suportă acțiuni complexe transmit la nivelul fundațiilor eforturi axiale (de compresiune și smulgere) și momente (de răsturnare). Dintre acestea, în fiecare caz de solicitare unul este predominant, și acesta transmite masivului de pământ tensiunile și deformațiile cele mai mari, în funcție de care se face dimensionarea fundațiilor.

La rândul lor, forțele axiale pot da naștere în masivul de pământ la compresiuni sau la întinderi (care tind să smulgă fundația stâlpului din pământ), iar momentele încovoietoare tind să răstoarne fundația împreună cu stâlpul sau să producă ruperea unor elemente ale stâlpului propriu zis. Momentele de torsiune sunt periculoase, în special, pentru dimensionarea stâlpilor, deoarece în masivul de pământ produc tot tensiuni de compresiune sau de întindere.

Ținând seama de aceste considerente, în masivul de pământ se vor determina stările de tensiune și de deformații date de solicitarea predominantă, ținându-se seama de stabilirea valorilor maxime și de celelalte solicitări mai puțin importante și care contribuie în final la determinarea valorilor maxime ale tensiunilor sau deformațiilor.

Exploatarea LEA a confirmat că dimensionarea fundațiilor stâlpilor LEA cu metodele actuale este încă mult acoperitoare. Astfel, în cazul diferitelor avarii care au loc din cauza apariției unor încărcări excepționale, mult mai mari decât cele luate în considerare în calcul, s-au rupt conductoare, cleme, console, chiar stâlpi, dar niciodată nu și-au pierdut stabilitatea fundațiile (dacă execuția lor a fost corespunzătoare).

Se menționează în literatura de specialitate [96] că în Franța la linia Malgovert au Petit-Saint Bernard, un stâlp a fost distrus de o avalanșă, dar fundația a rămas în perfectă stare, ceea ce a permis reutilizarea ei. La linia de 150 KV Champanier-Santet, au fost distruși mulți stâlpi, dar fundațiile lor nu au avut nimic de suferit.

În ceea ce privește adâncimea eficace de încastrare, numai metoda Gudușauri-Djicev caută să țină seama de adâncimea critică. În celelalte metode nu se face nici o mențiune privitor la această adâncime. După cum se știe, eficiența fundațiilor încastrate este cu atât mai mare cu cât adâncimea de fundare este mai mare. Acest fapt conduce în proiectare la alegerea în plan a unor dimensiuni minime, reieșite din condiții constructive.

Pe lângă cele prezentate, mai sunt unii factori de care depinde calculul fundațiilor stâlpilor LEA, care nu au fost studiați până acum în mod satisfăcător sau în metodele de calcul existente nu se arată cum influențează ei asupra capacității portante și a deplasărilor fundației. Astfel, se menționează:

- influența valorii forței tăietoare, la nivelul terenului adică modul cum variază capacitatea portantă și deplasările, când se reduce înălțimea (H) de aplicare a rezultantei forțelor orizontale;
- modul de repartiție a presiunilor în masivul de pământ;
- modul cum variază poziția axei de rotație a fundației în funcție de diferiți factori mecanici și geotehnici ai pământului;
- influența modului de aplicare a încărcărilor statice sau dinamice.

4.3. Aspecte caracteristice ale interacțiunii construcție-fundație-teren la construcții sistem turn

Alegerea unui anumit tip de fundație se poate face respectând următoarele principii [127]: sarcinile construcțiilor se transmit masivelor de pământ, care trebuie să fie capabile să le suporte, fără apariția unor suprafețe de alunecare; deformațiile terenului de fundație trebuie să fie compatibile cu ale fundației și structurii, asigurând un grad corespunzător de siguranță; execuția noii construcții nu trebuie să afecteze sau să periclitizeze construcții existente [8], [41], [76], [90].

Caracteristicile și natura terenului de fundare, adeseori însă hotărâsc nu numai tipul de fundație, ci însăși suprastructura de rezistență ce urmează a fi adoptată pentru o construcție.

Fundația este elementul care servește drept suport construcției și sarcinilor sale și are rolul de a le transmite la teren. Tehnica fundațiilor aduce simultan următoarele probleme importante: evaluarea capacității portante a terenului pe care este amplasată construcția și a tasărilor probabile ce pot să apară ca și calculul fundației propriu-zise. În acest context, problema construcțiilor cu radier general sau rețele de grinzi de fundație, amplasate pe terenuri deformabile, prezintă un interes deosebit din punct de vedere tehnic, economic și teoretic, deoarece în această categorie se încadrează o mare parte din construcțiile speciale sistem turn.

Rezolvarea teoretică și practică a fundării acestor construcții a devenit deosebit de acută și datorită faptului că în special la această categorie de construcții alegerea amplasamentului nu se poate face totdeauna pe criterii de teren bun de fundare care să înlăture riscul unor eventuale accidente, ci este impusă de terenurile libere rămase în orașe, lângă construcții existente sau de puncte și trasee fixe impuse de destinația construcției respective unde în multe cazuri terenul de fundare are proprietăți de deformabilitate.

Proiectantul trebuie să aleagă un anumit tip de structură și de fundație în funcție de terenul pe care este amplasată construcția și de comportarea sa în timp, de deschiderile necesare utilajelor, de sarcinile care acționează în timpul exploatarei, de construcțiile existente, de nivelul și agresivitatea apelor subterane etc. Pentru anumite destinații ale construcțiilor industriale, practica a impus, pe baza experiențelor acumulate, tipuri de fundații consacrate, ca, de exemplu, cele pentru silozuri, castele de apă, turnuri de răcire, turnuri de telecomunicații, magazii, coșuri de fum (fig. 4.1.).

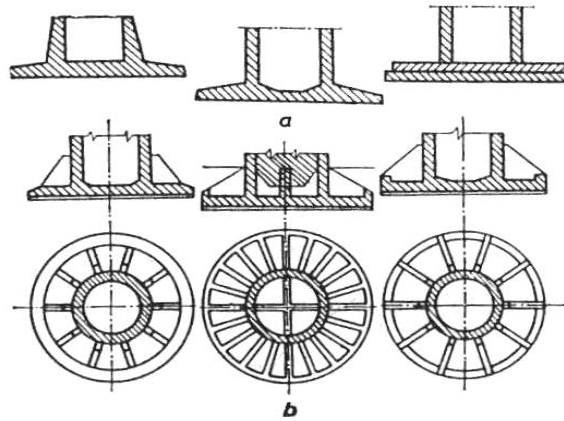


Fig. 4.1. Fundații pentru construcții sistem turn

Beleş A., Mihăilescu C. și Mihăilescu Ș. [8] prezintă o lucrare deosebit de interesantă, prin care se face o analiză a fenomenului de interacțiune a construcțiilor speciale cu fundații continue sau radier general și terenul de fundare.

Fundațiile construcțiilor sistem turn, radier sau grinzi de fundație continue, trebuie adaptate fiecărui amplasament în funcție de natura și deformabilitatea terenului, de mărimea și distribuția presiunii reactive pe suprafața de contact, de deformația generală a construcției. Eforturile ce apar ca urmare a tasării neegale a terenului de fundare pot fi preluate în mare măsură de fundație, dar în cazul unor construcții suficient de rigide, printr-o alegere judicioasă a grosimii fundației, sau gradului de nedeterminare statică al construcției, de ansamblul structură-fundație.

Calculul de stabilitate și rezistență ca și execuția radierelor au o importanță deosebită deoarece așa cum a arătat practica de zi cu zi, ele au fost cauza celor mai frecvente accidente în construcții. Un calcul sigur și economic al radierelor face absolut necesară determinarea corespunzătoare a distribuției presiunii reactive pe suprafața de contact. Fundațiile trebuie să fie astfel concepute încât factorii susceptibili de a le altera calitățile să fie eliminați. Ele trebuie să fie stabile, să nu se deformeze în așa fel încât să producă dezordini în construcție sau să împiedice o exploatare normală. Studiul unei fundații constă în determinarea dimensiunilor (suprafață și înălțime), a formei și detaliilor structurale cele mai ieftine, care să satisfacă trei condiții: adâncime suficientă, siguranță la rupere și siguranță la tasare. Adâncimea minimă este adâncimea de îngheț, dar uneori, pentru creșterea capacității portante, este necesar să se mărească adâncimea de fundare. Câteodată trebuie să se limiteze această adâncime deoarece prezența pânzei freatice sau adâncimea mare a excavațiilor pot produce dezordini în construcțiile învecinate [8], [55].

Dimensiunile și forma unui radier depind de mărimea și repartiția sarcinilor care îi sunt transmise de suprastructură. Pentru o proiectare optimă, inginerul poate acționa asupra structurii modificându-i geometria, rigiditatea sau gradul de nedeterminare statică, și asupra fundațiilor prin alegerea tipului și dimensiunilor corespunzătoare. Uneori, îmbunătățirea proprietăților mecanice ale pământurilor prin diferite procedee poate fi soluția cea mai convenabilă.

Radierelor generale și fundațiile continue se utilizează ori de câte ori sunt de transmis sarcini mari de la structură la teren, iar distanța între stâlpi fiind relativ

mică, fundațiile izolate rezultă foarte apropiate. De asemenea, când capacitatea portantă a terenului este redusă, din necesitatea de a asigura o presiune minimă pe teren se utilizează radierul general care având suprafața de contact maximă pentru un spațiu dat, conduce la un coeficient de siguranță la rupere maxim [55]. Prezența unor lentile sau straturi compresibile face posibilă apariția unor tasări neuniforme importante, la care structura nu se poate adapta fără riscul unor fisuri sau accidente. Radierele fiind elemente continue, cu o rigiditate suficient de mare în toate direcțiile, pot fi utilizate cu succes și în acest caz, uniformizând tasările neegale pe seama modificării presiunii reactive pe suprafața de contact. Dacă însă stratul compresibil este un strat gros de argilă, utilizarea unui radier în locul unei grinzi continue de lățime mare poate fi ineficace și neeconomică din cauza adâncirii mari a zonei active, respectiv a tasării corespunzătoare a acesteia. Radierul este, de asemenea, utilizat pentru a rezista unei subpresiuni a apei și poate conduce la economii importante.

Utilizarea unui radier sau unei grinzi continue poate fi mai economică, în unele cazuri decât a fundațiilor izolate. Din compararea prețului de cost la un număr însemnat de proiecte s-a constatat că radierul este mai economic decât fundațiile izolate dacă suprafața acestora din urmă este mai mare de jumătate din suprafața de contact [55]. În afara clădirilor social-culturale importante și a clădirilor înalte, radierele și grinzele continue sunt folosite la execuția fundațiilor *rezervoarelor* [76], *silozurilor*, *castelelor de apă*, *coșurilor de fum*, *turnurilor de răcire* [77].

Silozurile sunt construcții foarte grele și aduc sarcini mari terenului de fundare pe care reazemă pe o suprafață mare. Fundația unui siloz este în aproape toate cazurile un radier general dat fiind faptul că această soluție realizează o rigiditate a întregii construcții și utilizează întreaga capacitate portantă a terenului pe care este amplasată. Fundațiile silozurilor constituie una din părțile delicate ale acestor categorii de construcții care sunt amplasate în locuri obligate: porturi, orașe, gări, unde terenul poate fi compresibil și neuniform. Dintre accidentele survenite mai des la silozuri și care au produs mari pagube, trebuie amintite în primul rând cele produse de cedările fundațiilor sau cele datorită înclinării lor, silozurile fiind construcții deosebit de grele [55],[75],[123],[127].

Fundațiile **coșurilor de fum** sunt mai adânci decât a celorlalte clădiri industriale. Ele sunt construcții grele, cu suprafață relativ mică de fundare și au adesea nevoie de a lăsa spațiul necesar canalelor de fum, sub nivelul terenului. Coșurile mai mari se fundează pe plăci circulare sau poligonale, rigide, din beton armat, de grosime constantă sau variabilă, grosimea putând ajunge la 4...5 m din cauza eforturilor mari de forfecare ce apar în ele [77]. Trebuie avut o grijă deosebită la fundarea lor pe terenuri argiloase la care presiunea reactivă la margini are valoare de două ori mai mare decât presiunea medie, putându-se depăși capacitatea portantă limită, fapt ce poate conduce la înclinarea sau pierderea stabilității de ansamblu, prin refularea terenului de fundare.

Fundațiile **turnurilor de răcire** sunt, în general, de forma unui inel continuu circular sau poligonal, în care sunt încastrați stâlpii. În literatura de specialitate consultată nu sunt menționate accidente sau ruperi ale fundațiilor acestor categorii de construcții.

Pentru o proiectare optimă a construcțiilor cu radier general sau cu grinzi de fundație, amplasate pe terenuri deformabile, trebuie în primul rând să se stabilească dimensiunile fundațiilor și adâncimea de fundare din condiția ca terenul de fundare să fie capabil să suporte sarcina transmisă de ele fără apariția unor suprafețe de cedare. În consecință pentru dimensionarea fundațiilor trebuie, în primul rând determinată capacitatea portantă a terenului de fundare, față de care proiectantul

trebuie să se asigure printr-un coeficient de siguranță, a cărei mărime să fie funcție de importanța clădirii.

Un al doilea element care intervine în proiectarea optimă a construcțiilor amplasate pe terenuri deformabile este stabilirea deformațiilor ansamblului construcție-teren în așa fel încât siguranța și exploatarea normală a structurilor să nu fie afectate de tasări uniforme sau neuniforme importante.

Pentru calculul tasărilor este necesar să se determine distribuția presiunii reactive pe suprafața de contact, parametrii de calcul și ordinul de mărime al influenței lor. Parametrii cei mai importanți sunt: natura terenului (coeziv sau necoeziv); rigiditatea construcției (flexibilă, rigidă, sau de rigiditate medie); dimensiunea fundației; adâncimea de fundare; grosimea și adâncimea stratului compresibil; nivelul pânzei freatice și variația sa.

Sub fundații flexibile cu suprafață de mari sau de mici dimensiuni, încărcate cu o sarcină uniform distribuită $q(x,y) = const.$, presiunea reactivă pe suprafața de contact $p(x,y)$, care reprezintă răspunsul terenului la încărcare, va fi și ea practic uniform repartizată, indiferent dacă terenul este nisip sau argilă (fig. 4.2. c), cu atât mai uniformă cu cât dimensiunea fundației va fi mai mare.

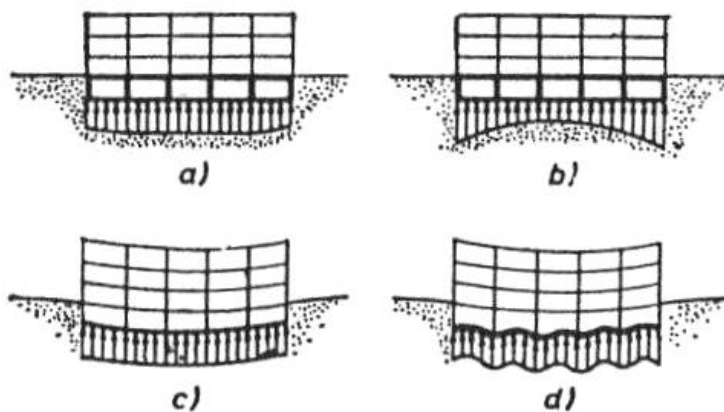


Fig. 4.2. Distribuția presiunii reactive sub un radier
 a) radier rigid pe teren necoeziv; b) radier rigid pe un strat gros de argilă compresibilă;
 c) radier flexibil pe un strat gros compresibil; d) radier foarte flexibil pe un strat gros compresibil

Sub fundațiile rigide, încărcate cu sarcini uniforme distribuite, presiunea reactivă variază ca în fig. 4.3. și este funcție de natura terenului (coeziv sau necoeziv), dimensiunea fundației și adâncimea de fundare.

Astfel, în cazul terenurilor necoezive (nisipuri), presiunea reactivă este maximă în centrul suprafeței de contact și scade spre margini (fig. 4.3.a) [127]; odată cu creșterea dimensiunilor fundației și a adâncimii de fundare, aceasta apropiindu-se de o distribuție uniformă pe suprafața de contact.

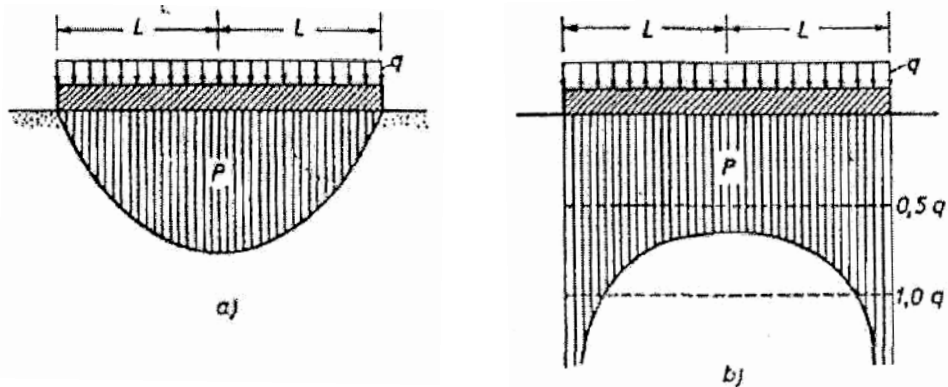


Fig. 4.3. Distribuția presiunii reactive sub o fundație continuă
a) în terenuri necoezive; b) în terenuri coezive

În cazul terenurilor coezive (argile), presiunea reactivă este mai mare sub marginea fundației decât în centrul (fig. 4.3.b) suprafeței de contact. De aceea, pentru suprafețe mari, calculul cu o presiune uniformă pe o suprafață de contact devine periculos, în cazul construcțiilor fundate pe argile [123]. Momentele încovoietoare care apar în fundații sunt mai mari decât cele rezultate în calculul convențional.

În concluzie, presiunea reactivă pe suprafața de contact poate fi luată uniform distribuită în cazul construcțiilor cu fundații rigide de mare suprafață amplasate pe nisipuri, în schimb în cazul terenurilor argiloase, ea trebuie determinată dintr-un calcul de interacțiune construcție-teren deoarece la marginile fundației având valori mari (față de presiunea medie pe talpă), poate conduce la pierderea stabilității terenului de fundare prin depășirea capacității portante a acestuia, cu consecințele cunoscute. Acest lucru ar putea explica și accidentele de construcții ale silozurilor și ale altor construcții rigide de mare suprafață amplasate pe terenuri coezive, citate frecvent în lucrările lui Tschebotarioff [127], Terzaghi [123] și Leonards [55].

Sub acțiunea încărcărilor transmise de fundații, terenul de fundare se tasează. În unele cazuri tasarea nu depășește câțiva milimetri și de aceea nu se ține seama de ea. În alte cazuri aceasta poate atinge mai mulți centimetri sau chiar decimetri putând afecta rezistența, stabilitatea și exploatarea normală a construcției.

Mărimea tasării trebuie analizată sub trei aspecte: translația rigidă pe verticală, înclinarea și încovoierea suprafeței de contact. Tasarea uniformă și înclinarea nu introduc eforturi în structură în schimb pot afecta serios condițiile de exploatare, pe când încovoierea suprafeței afectează structura de rezistență. În cazul construcțiilor rigide, grele, tasările uniforme pot atinge valori însemnate. Astfel, Palais National de Beaux Arts din Mexic, construit în 1909 [123] s-a tasat 4,00 m, fără ca clădirea propriu-zisă să fie afectată serios de aceste mișcări, dar instalațiile și legăturile lor exterioare au fost distruse. Aceste tipuri de tasări sunt frecvente la foarte multe silozuri datorită suprafeței mari de încărcare și sarcinilor importante. Înclinările sunt periculoase în cazul construcțiilor rigide, înalte și înguste cum sunt turnurile și coșurile de fum.

La lucrările mari, tasările se datorează compresiunii straturilor din adâncime și pot avea valori importante, în timp ce tasările neegale pot rămâne în limite acceptabile. Dacă stratul compresibil reazemă pe un strat rigid dar înclinat, este de preferat utilizarea rețelelor de fundații sub formă de grinzi, care vor elimina riscul înclinării și tasării neuniforme, deoarece bulbul de presiune neatingând adâncimi importante în acest caz nu va fi prea mult afectat de prezența stratului rigid. În cazul unor sarcini de mărimi diferite pe suprafața fundației, se poate realiza o variație a adâncimii de fundare (fig. 4.4.), dar soluția nu este în toate cazurile economică.

Modificarea structurii, pentru a o adopta la tasările probabile, este o metodă veche și eficace. Se pot imagina construcții suficient de flexibile care se adaptează cu ușurință tasărilor neegale ale terenului, dar nu toate construcțiile pot fi executate cu flexibilitate mare și de aceea sunt afectate de tasările inegale și trebuie luate măsurile corespunzătoare.

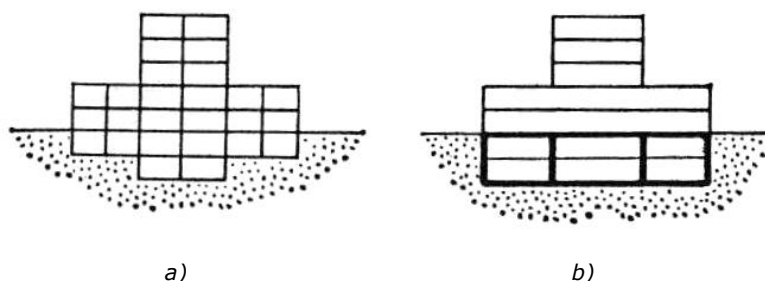


Fig. 4.4. Variația adâncimii de fundare la acțiunea unor sarcini de mărimi diferite

Utilizarea unui radier general este metoda cea mai economică pentru construcții de suprafață mică sau medie. Pentru construcții mari, greutatea radierului devine excesivă. În general grosimea unui radier rigid trebuie să fie o zecime din deschiderea sa [8], [55]. Astfel, pentru un radier de 12 m lungime, înălțimea sa va fi de 1,20 m, iar presiunea exercitată pe teren datorită greutății proprii de 0,3...0,4 daN/cm². Un radier rigid se poate obține și prin solidarizarea fundațiilor, pereților și planșeelor superioare, realizându-se un subsol casetat, foarte rigid (fig. 4.4. b). Acest sistem este foarte eficace în special la subsolurile adânci, dar este practic în orice situație pentru orice tip de construcție.

În cazul amplasării construcțiilor cu radier pe teren puternic compresibil, o soluție tehnică eficientă o constituie îmbunătățirea proprietăților mecanice ale pământurilor prin diverse procedee: drenaj, compactare, adăugare de liant, silicatizare etc. Drenajul are un rol dublu: scade nivelul pânzei freatice și, de asemenea, presiunea interstițială a apei. Capacitatea portantă a pământurilor necoezive va fi aproximativ dublată prin scăderea nivelului pânzei freatice, iar tasarea va scădea și ea fără a se putea evalua ordinul de mărime al reducerii ei. Dacă nivelul pânzei freatice se poate ridica datorită unui drenaj defectuos, avantajul se pierde, de aceea riscul unui accident trebuie prevăzut și evaluat. În cazul terenurilor argiloase drenajul produce consolidarea hidrodinamică a lor, crescând capacitatea portantă și îmbunătățindu-le caracteristicile de deformabilitate. Modificarea și îmbunătățirea proprietăților pământurilor înainte de executarea lucrărilor de construcție face posibilă amplasarea construcțiilor relativ grele și pe terenuri de fundare slabe. O execuție în etape a construcțiilor grele poate duce la îmbunătățirea proprietăților lui. Spre exemplu, se citează cazul unui siloz de grâne

care în primul an după construcție, a fost încărcat cu jumătate din capacitatea sa. Sub această greutate terenul s-a consolidat și a devenit suficient de rezistent pentru a suporta toată încărcarea [97].

4.4. Aspecte caracteristice ale interacțiunii construcție-fundație-teren la construcții tip hală cu deschideri mari

Similar celorlalte tipuri de construcții menționate și în cazul celor tip hală cu deschideri mari, redistribuirea eforturilor datorată tasărilor diferențiate este influențată de rigiditatea și nedeterminarea statică a structurilor, putând conduce la o stare de efort și deformație a construcțiilor diferită de cea obținută cu analiza convențională din proiectarea curentă.

Determinarea stării de efort și deformație a structurilor static nedeterminate, datorită influenței simultane a încărcărilor exterioare și a tasărilor progresive ale fundațiilor, reprezintă o problemă de interes major atât din punct de vedere al implicațiilor tehnice și economice ce rezultă, cât și din punct de vedere al problemelor teoretice care trebuie rezolvate [8], [14].

În acest sens în studiile făcute de N.K. Arutinian [4], Chamecki S. [15], [16] completate cu exemple de calcul sunt evidențiate unele aspecte legate de ordinul de mărime al eforturilor și deformațiilor determinate în acest mod. Este cunoscut că o structură static nedeterminată din beton armat are o rigiditate, care depinde de o serie de parametri, dintre care viteza de creștere a tasărilor neegale ale reazemelor structurii și vârsta betonului în momentul aplicării sarcinilor și deplasărilor impuse, prezintă o importanță deosebită. Dacă tasările se produc brusc, structura din beton armat, static nedeterminată se va comporta elastic. Dacă viteza de creștere a tasărilor neegale este foarte mică, structura din beton se va comporta vâscoelastic, construcția adaptându-se deformațiilor produse de deplasările fundațiilor izolate, mai ales dacă acestea încep să se producă imediat după turnarea betonului. Tasările ce apar în cazul structurilor din beton armat cu comportare vâscoelastică vor fi mai mari decât la cele metalice cu comportare elastică., Amplasate pe același tip de teren care se tasează în timp, primele se adaptează mai ușor la deplasările impuse datorită fenomenului de relaxare.

Analiza convențională se îndepărtează mult de la starea reală de efort și deformație a construcțiilor amplasate pe terenuri deformabile,

Atunci când rezervele de rezistență ale structurii sunt utilizate cu strictețe în urma unui calcul spațial sau elastoplastic fără a ține seama de interacțiune, construcția nu mai are capacitatea de a se adapta la tasările inegale ce apar, iar consecințele respective sunt cunoscute.

Analizând rezultatele unor cercetări efectuate asupra accidentelor în construcții, se evidențiază și mai bine latura practică a acestei probleme complexe de conlucrare structură - fundație - teren.

În cadrul analizelor efectuate de Service de Pathologie du Bureau Securitas în Franța [14], [59], [124], pe un număr de 1.200 de dosare de expertiză a accidentelor din construcții datorate fundațiilor, s-a putut constata că din cele șapte cauze preponderente ale dezastrelor, trei se datorează unor greșeli ce s-ar fi putut evita, dacă problema construcțiilor amplasate pe terenuri deformabile, a interacțiunii construcție-teren, precum și probleme de mecanică a pământurilor, ar fi fost mai bine cunoscute de către proiectanți.

Se menționează, că 40% din numărul total de accidente se datorează următoarelor cauze:

- neomogenitatea terenului în planul suprafeței de contact între fundație și terenul de fundare, având ca urmare tasări inegale deosebit de periculoase pentru structurile static nedeterminate, cu rigiditate medie și fundații izolate, sau înclinări nepermise ale construcțiilor rigide, ducând la scoaterea lor din exploatare;
- fundații și structuri eterogene întâlnite într-o serie de lucrări importante, unde părți ale construcției sunt fondate diferit la diverse adâncimi, la care terenul are caracteristici fizico-mecanice modificate.

Aceste tipuri de lucrări care au o dublă eterogenitate, aceea a terenului cât și a soluției de fundare, au dus de cele mai multe ori la accidente grave și frecvente în lucrările de construcții. Spre exemplificare în fig. 4.5. și 4.6. se prezintă o sală de sport din Franța [8], [124] de 35,00x54,00 m, care a costat aproximativ 100 milioane franci și care a cedat în 1956. Accidentul produs a demonstrat cât este de periculos să se construiască pe terenuri de umplutură, chiar vechi, lucrări cu diverse tipuri de fundații, la adâncimi diferite, fără a lua elementara precauție a desolidarizării lor prin rosturi de trasare;

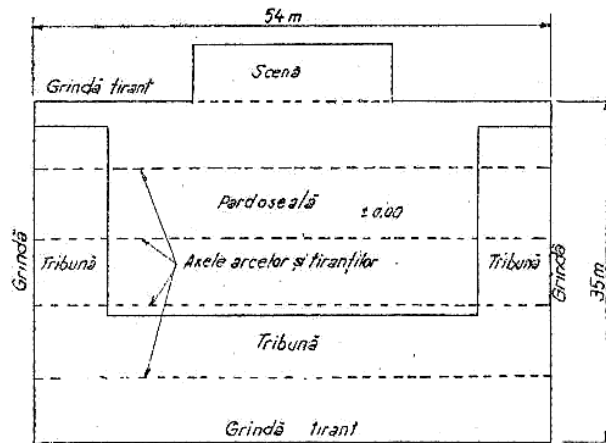


Fig. 4.5. Un centru sportiv din Franța. Vedere în plan

Tribunele din beton armat erau dispuse pe 3 din laturile sălii. Pe cea de a 4-a latură era prevăzută o scenă de dimensiuni mari. Construcția era acoperită de o șarpantă metalică compusă din 6 arce de 54,00 m deschidere, dispuse la 7,00 m distanță unul de altul și articulate la bază. Stratificația terenului pe care este amplasată clădirea este indicată în fig. 4.6. Fundația a fost realizată din piloți forajți duși până în stratul de nisip și pietriș, având o stabilitate precară din cauza prezenței unui strat de marnă moale, situat dedesubt.

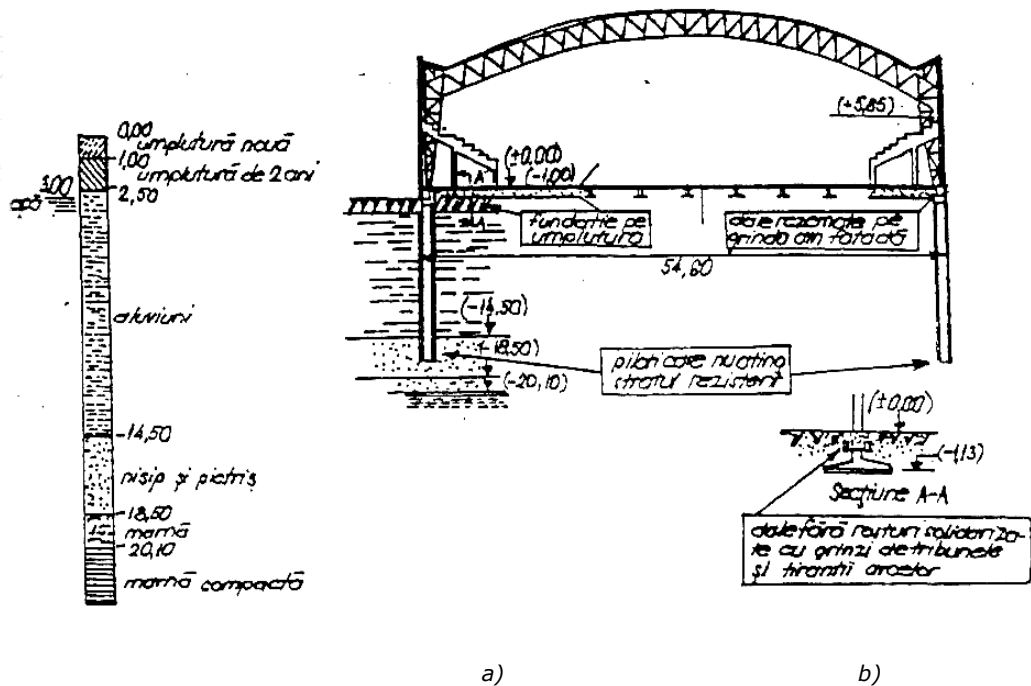


Fig. 4.6. Centru sportiv: a - secțiune transversală prin clădire; b - secțiune A-A

Tribunele și scena însă, pe considerente de economie, au fost fondate pe tălpi, la cota - 1,13 m, adică într-un strat de umplutură, vechi de doi ani ce a suferit tasări de ≈ 35 cm. Toate aceste considerente au condus la degradarea și desprinderea elementelor de fațadă, precum și la degradări importante ale zidurilor din această zonă și la scoaterea din funcțiune a sălii.

Un alt exemplu concludent este reprezentat de accidentul produs în anul 1961 la o clădire din Franța folosită ca magazie-depozit de îngrășămintă (fig. 4.7.) [124], la care valoarea lucrărilor de consolidare s-a ridicat la 50 milioane franci. Depozitul are o deschidere de 30,00 m și este acoperit de o suprafață subțire cu nervuri din beton armat. La interior magazia are o pardoseală din beton de 15,00 cm grosime, așezată pe un strat de umplutură de 4,00 m grosime, situat la rândul Iui deasupra unui strat de pământ vegetal (vezi stratificația din fig. 4.7. c). Fundația clădirii este realizată pe piloți forajați încastrați în stratul de șist, conform detaliilor din fig. 4.7. a, b.

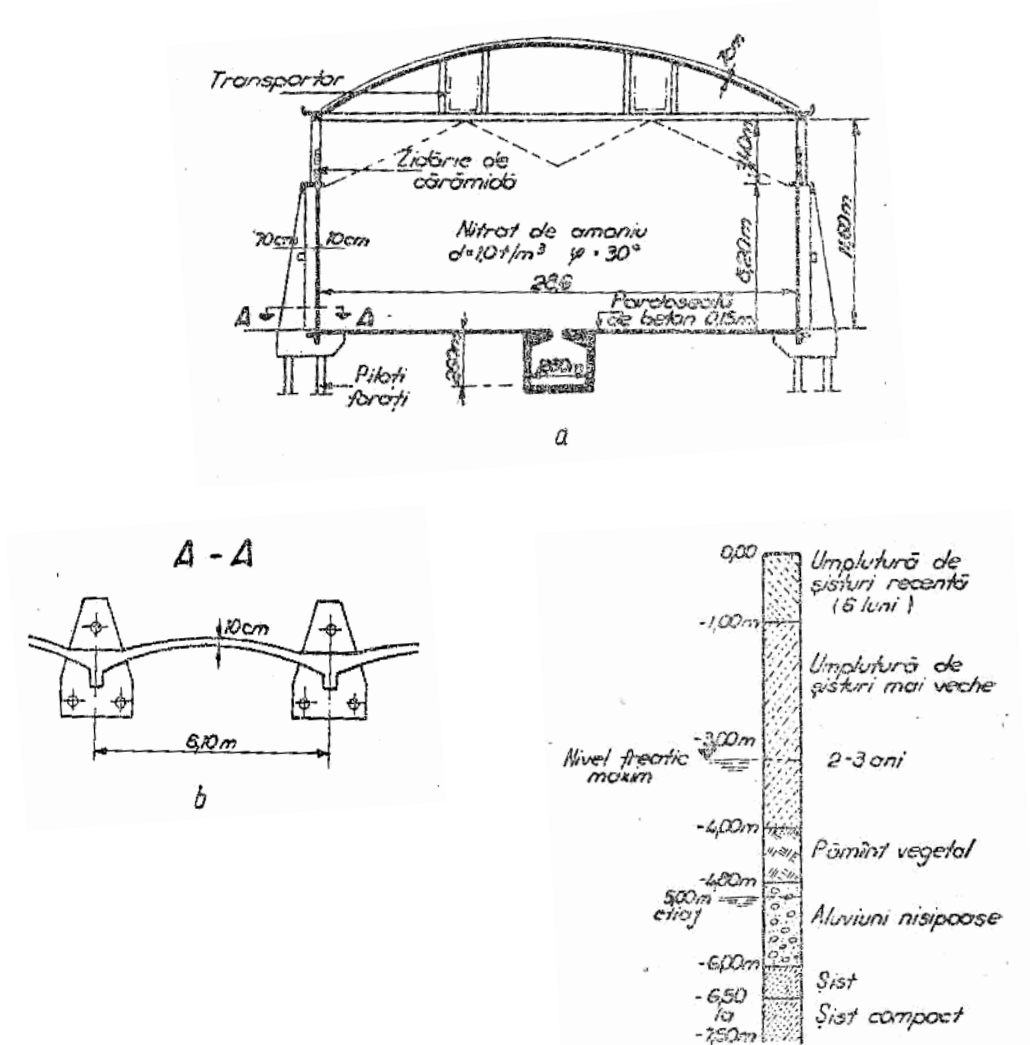


Fig. 4.7. Magazie de depozitat cereale: a-secțiune transversală prin magazie; b- secțiunea A-A; c-stratificația terenului

La puțin timp după înmagazinarea primului stoc de îngrășăminte, zidul de față s-a înclinat spre interior. Schema clădirii deformate este arătată în fig. 4.8.

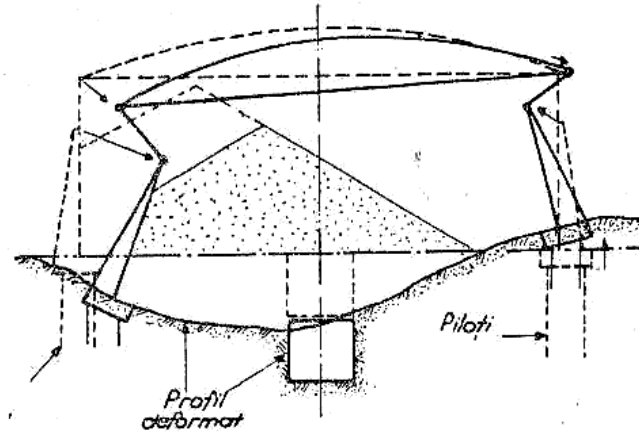


Fig. 4.8. Magazie de cereale după accident

Dintre cauzele care au adus clădirea în această stare amintim faptul că nitratul de amoniu fiind higroscopic crește destul de mult în greutate, greutate ce se transmitea direct stratului de umplutură. Astfel, presiunile dezvoltate au antrenat prin frecare negativă, o sporire a solicitărilor pe piloții interiori. Fundațiile contraforților au fost calculate numai în ipoteza că îngrășămintele exercită asupra lor împingerea maximă. Toate aceste cauze au produs ruperea piloților interiori, ceea ce a dus la avarierea clădirii, așa cum se arată în fig. 4.8.

- construirea unui nou imobil alături de altul vechi, efectele tasării terenului de fundare sub acțiunea noii construcții pot prin interacțiune să producă fisuri și dezordini în imobilul vechi. Credința împământenită în proiectare că un simplu rost și asigurarea unei presiuni mai mici decât cea admisibilă rezolvă această problemă, a dus la un număr destul de mare de accidente;
- construcții executate pe terenuri de fundație compresibile sau care-și modifică caracteristicile fizico-mecanice în timp, fiind incapabile de a se adapta la tasările inegale chiar dacă s-au dimensionat la presiune egală.

Spre exemplu s-a constatat că un atelier de 120,00 x 120,00 m [124] cu fundații de 4,00 m² din 15,00 în 15,00 m, s-a tasat mai puțin decât un turn de 9 etaje cu o suprafață de rezemare de 20,00 x 20,00 m, iar tasările unui radier flexibil de 150,00 m² au fost mult mai mari decât precedentele pentru aceeași presiune calculată pe teren.

S-a constatat, de asemenea, că adoptarea unor fundații de adâncime, cu cost deosebit de ridicat, pentru construcțiile amplasate pe terenuri deformabile nu asigură întotdeauna, așa cum se crede, siguranța necesară. Adoptarea unor fundații de suprafață mai economice este posibilă în cazul în care interacțiunea structură-fundație-teren este suficient cunoscută, iar proprietățile mecanice ale terenului de fundare sunt determinate în mod adecvat; în acest caz se poate alege tipul de structură și fundație corespunzător categoriei de teren pe care este amplasată construcția, având grijă a se lua și măsurile constructive necesare.

Cercetările pe plan mondial au arătat că între eforturile calculate în structuri cu metodele convenționale de proiectare și cele în care s-a ținut seama de conlucrarea construcțiilor cu terenul, pot exista diferențe chiar până la 200%...300% [8], [14], [30]. De aceea, pentru realizarea unei proiectări reale în condiții optime de siguranță, se impune luarea în considerare a interacțiunii construcției cu terenul pe care este amplasată, putându-se obține o imagine clară asupra stării de efort și deformare a ansamblului structură-fundație-teren, scoțând totodată în evidență parametrii ce influențează. Optimizarea pe această bază a structurilor și fundațiilor, realizată odată prin alegerea unei soluții de principiu cât mai adecvate și apoi urmată de un calcul și o dimensionare bazată pe interacțiune, va conduce desigur la o bună concordanță între tasările calculate și cele efective, măsurate pe teren, fundațiile clădirilor și structurilor vor fi economice, vor corespunde condițiilor tehnice de exploatare și vor prezenta gradul de siguranță scontat.

Tratarea generală a problemei conlucrării construcție-teren, se lovește de dificultățile mari întâlnite în abordarea teoretică a problemelor de contact, cât și de cele rezultate din multitudinea de parametri și factori caracteristici pentru fiecare element al ansamblului structură-fundație-teren, care trebuie determinați și introduși în calcul. Metodele de calcul numeric și calculatoarele electronice fac posibilă, în stadiul actual de dezvoltare a mecanicii construcțiilor și mecanicii pământurilor, abordarea acestei probleme atât de complexe.

Capitolul 5

STUDII ȘI CERCETĂRI ASUPRA FUNDAȚIILOR ÎNCASTRATE ELASTIC ÎN TEREN

5.1. Condiții privind natura terenului de fundare în cazul fundațiilor încastrate elastic în teren

În general, la dimensionarea fundațiilor se ia în considerare numai suprafața orizontală de contact dintre fundație și teren. Aceste fundații au predominat forțe verticale, cu solicitare centrică și excentrică. Însă, pentru fundațiile construcțiilor cu solicitări mari orizontale și cu moment mare de răsturnare, acest mod de dimensionare devine neeconomic, din cauza suprafeței și a volumului mare, ce trebuie date fundațiilor, pentru a le asigura stabilitatea necesară [62].

La fundațiile încastrate elastic în teren, luând în considerare și reacțiunile de pe suprafețele de contact verticale, se poate asigura stabilitatea cu un volum mai mic de material, deci se pot executa în mod mai economic. Asemenea fundații se proiectează pentru stâlpii linilor electrice aeriene, antene etc. Acest tip de fundație s-a extins și pentru unele construcții cu solicitări orizontale mai mari, cum sunt fundațiile podurilor de cale ferată, unde asemenea solicitări apar din cauza frânării. La aceste lucrări se aplică calculul prevăzut pentru fundațiile încastrate elastic în teren numai pentru sarcini utile și accidentale de scurtă durată; frânare, vânt, șerpuire la vehiculele de cale ferată etc. Pentru aceste fundații, în mod inevitabil, se produc mici deplasări orizontale și rotații, care în cazul construcțiilor static nedeterminate ar putea produce o redistribuire defavorabilă a eforturilor în părțile componente ale lor. Pentru a evita lucrul acesta, fundațiile încastrate elastic în teren se recomandă numai pentru construcții static determinate.

Ca o fundație să poată fi considerată încastrată elastic în teren, este necesar ca pe suprafețele laterale de contact să poată apărea reacțiunile necesare pentru asigurarea stabilității, fără mari deformații, deci terenul trebuie să fie de compresibilitate cât mai redusă. Din acest motiv, în terenuri slabe, cu deformabilitate pronunțată nu se pot proiecta fundații încastrate elastic. De asemenea, nu se ia în considerare grosimea umpluturilor ce eventual se fac în jurul fundației. La fundațiile în trepte ca înălțime de încastrare elastică se consideră numai partea fundației în contact direct cu pământul în stare naturală.

Fundațiile încastrate elastic [132] se vor utiliza atunci când adâncimea de fundare este mai mare de 1,5 m. În pământuri de umplutură, insuficient compacte și care au o vechime de cel puțin 6 luni, este preferabil a se utiliza fundații de greutate. Se menționează că aceste fundații se recomandă a se face cu talpă luându-se în considerare calculul momentului de stabilitate și greutatea pământului de deasupra tălpii.

Ca fundații încastrate elastic în teren este recomandabil a se calcula numai acele tipuri la care pământul din jurul lor rămâne netulburat (fundații prismatice din beton turnat fără cofraj, fundații forate și injectate) sau chiar fundații burate, cu condiția ca dimensiunile gropii de fundație să fie astfel alese încât să rămână un

spațiu liber cât mai redus între peretele fundației și al gropii de fundație, luându-se măsurile necesare a se asigura o compactare a pământului de umplutură cât mai eficientă pentru a se obține caracteristici mecanice cel puțin egale cu cele naturale [128], [132].

Dacă fundația străbate atât pământ netulburat, cât și de umplutură, atunci se vor considera două straturi de teren, luându-se pentru cel de umplutură, caracteristicile mecanice convenționale (jumătate din valorile celor ale pământului natural), dacă nu se realizează o compactare satisfăcătoare.

De asemenea, nu se recomandă a se utiliza fundații încastrate elastic în terenuri măloase sau în terenuri cu nivelul apei subterane mai sus de jumătate din adâncimea de fundare. Dacă nivelul apei, în mod excepțional, se ridică puțin deasupra tălpii fundației (max. 20% din adâncimea de fundare), atunci se va lua în calcul subpresiunea, iar caracteristicile fizice și mecanice ale pământului de sub nivelul apei se vor considera pentru pământ saturat [132].

5.2. Aspecte de calcul a fundațiilor încastrate elastic în teren

5.2.1 Considerații de bază

Necesitatea studierii și aplicării în producție a unor sisteme și soluții de fundare eficiente au constituit premisele stabilirii unei noi concepții în proiectarea și executarea fundațiilor pentru stâlpilor supuși la acțiuni complexe.

Dimensionarea tuturor tipurilor de fundații ale stâlpilor supuși la acțiuni complexe (asupra cărora acționează un efort de compresiune și smulgere sau de răsturnare) se efectuează pentru forțele și momentele limită la care fundația își pierde stabilitatea [96], [121].

Forțele care acționează asupra stâlpilor potrivit rolului acestora, produc un moment de răsturnare (M_r) la care fundația opune un moment de stabilitate (M_s) mai mare, dat de greutatea stâlpului, greutatea blocului de fundație, a pământului de pe trepte, traverse sau radier. Reacțiunea și frecarea laterală a pământului pe fețele fundației, momentele și forțele care acționează și tind să răstoarne stâlpul, trebuie să fie de K ori mai mici decât momentele și forțele limite la care fundația își pierde stabilitatea.

În acest context, fundațiile stâlpilor supuși la acțiuni complexe trebuie astfel proiectate și executate încât să transmită terenului, sarcinile potrivit ipotezei de calcul admise, respectiv să lucreze fie ca fundații, fie în general ca fundații încastrate elastic în teren.

Noțiunea de fundație încastrată este legată de modul cum sunt luate în calcul forțele care contribuie la stabilitatea ei. Deosebirea față de fundațiile obișnuite (fundații continue, izolate etc.) constă în modul de transmitere a eforturilor luându-se în considerare și reacțiunile de pe fețele de contact verticale ale fundației, care contribuie la asigurarea stabilității în anumite limite admise pentru deplasare.

Totodată fundațiile circulare încastrate elastic în teren, au o capacitate portantă mărită față de fundațiile obișnuite, prin faptul că în tendința de răsturnare antrenează un masiv de pământ mult mai mare.

Formarea de suprafețe de alunecare sub talpa fundației este împiedicată de greutatea straturilor superioare și de frecarea acestor straturi atât de-a lungul pereților verticali ai fundației cât și de-a lungul straturilor de pământ adiacent. De

aceste condiții deosebite se ține seama în stabilirea formulelor de calcul a capacității portante.

5.2.2. Calculul fundației circulare încastrată elastic în teren

Fundațiile circulare încastrate elastic în teren sunt supuse prin intermediul stâlpilor cu acțiuni complexe unor solicitări mari orizontale și moment mare de răsturnare. Dimensionarea lor constă în determinarea *adâncimii de încastrare în teren și a dimensiunilor în plan ale fundației* [96], [121]. Pentru aceasta trebuie să se determine poziția centrului de rotație a fundației cât și diagramele presiunii pământului sub talpă și fețele laterale de contact funcție de deplasările care au loc.

Schema de calcul a fundației este cea a unei bare încastrate în teren și liberă la partea superioară. Formulele pentru calculul deplasărilor și presiunilor pe teren ale fundațiilor încastrate în pământ supuse la sarcini orizontale se bazează pe următoarele ipoteze:

- pământul care înconjoară fundația, este considerat un mediu liniar deformabil (elastic), iar eforturile care apar între fundație și teren proporționale cu deplasările. În calcul se admite ipoteza lui Winkler [94] și anume proporționalitatea între presiuni și deformații;
- coeficientul de deformație elastică a terenului pentru deplasări verticale ale fundației C_z este aproximativ constant pentru o anumită adâncime, iar pentru deplasările orizontale, C_x (care exprimă relația liniară dintre efort și deplasare) crește liniar cu adâncimea.

$$C_x = m \cdot z \quad (5.1.)$$

în care:

m – caracteristica coeficientului de pat al terenului ce se află deasupra tălpii fundației și variază funcție de natura terenului;

z – adâncimea de la nivelul terenului.

Valorile coeficientului m funcție de natura terenului sunt redată în tabelul 5.1 întocmit pe baza rezultatelor cercetărilor și încercărilor în stare naturală efectuate de către prof. Berezențev în Rusia [107].

Tabelul 5.1. Valorile caracteristicii coeficientului de pat în funcție de natura terenului

Nr. crt.	Natura terenului	Caracteristica coeficientului de pat al terenului m [kN·m ⁻⁴]
1	Argile plastic-curgătoare, mълuri	500 ... 2 000
2	Argile plastic moi, prafuri, nisipuri prăfoase, nisipuri afânate	2 000 ... 4 000
3	Argile plastic vârtoase, prafuri, nisipuri fine medii	4 000 ... 6 000
4	Argile tari, nisipuri grosiere, prafuri argiloase, nisipuri argiloase	6 000 ... 10 000
5	Nisipuri cu pietrișuri, prundișuri, bolovănișuri	10 000 ... 20 000

Fundațiile circulare (tubulare) se comportă diferit după lungimea și rigiditatea lor, în funcție de proprietățile fizico-mecanice ale masivului de pământ.

Considerând drept criteriu de clasificare răspunsul masivului de pământ la solicitarea produsă de sarcinile orizontale se definesc două tipuri de fundații: *rigide* ($\alpha \cdot h \leq 2,5$), unde h este adâncimea de fundare, iar α - coeficientul de deformabilitate al fundației în masivul de pământ, și *flexibile* ($\alpha \cdot h > 2,5$).

Fundația circulară rigidă este scurtă și cu o rigiditate infinit de mare în raport cu rigiditatea masivului de pământ înconjurător, încât deplasările orizontale sunt determinate de rotația în jurul unui punct O , situat pe înălțimea fundației (fig. 5.1.), datorită depășirii capacității portante-reactive a masivului de pământ.

Fundația circulară flexibilă are înălțime suficient de mare și o astfel de rigiditate din încovoiere în raport cu masivul de pământ înconjurător, încât deplasările orizontale sunt determinate de încovoiere ca în figura 5.5.

În formulele de calcul pentru determinarea presiunilor sub talpa fundației se ia în considerare forma reală a secțiunii fundației circulare.

Pentru presiunile pe suprafața laterală se face următoarea aproximație: întrucât prin presarea peretelui vertical al fundației către pământul înconjurător este antrenat un masiv de pământ de dimensiuni mai mari, fundația se consideră că lucrează în condițiile deformațiilor plane.

Diferența dintre condițiile de lucru reale ale fundației (existența formei secțiunii circulare) și a condițiilor de lucru spațiale se corectează prin trecerea de la diametrul fundației circulare la o secțiune dreptunghiulară cu lățimea convențională de calcul b_c , [57], [96], [121] care pentru $d \leq 1,0$ m rezultă din expresia:

$$b_c = 0,9(1,5 d + 0,5) \quad (5.2.)$$

a) *Fundația circulară considerată element rigid.*

Pentru calcul se consideră o fundație circulară cu diametrul d , încastrată în teren pe adâncimea h . La nivelul terenului acționează asupra fundației următoarele solicitări exterioare: N -rezultanta încărcărilor verticale centrice, H -rezultanta încărcărilor orizontale situate la distanța h_c de la nivelul terenului și momentul încovoietor $M = H \cdot h_c$ (fig. 5.1.).

Sub acțiunea solicitărilor N , H și M fundația (fig. 5.1.) suferă o deplasare pe verticală δ_z , o deplasare pe orizontală δ_x și o rotire în jurul unei axe orizontale care trece prin punctul O , situat la distanța z_0 de la nivelul terenului.

Ca necunoscute ale problemei se consideră deplasările unui punct P , pe verticală δ_z , pe orizontală δ_x , și unghiul de rotire al fundației φ . Metoda de rezolvare adoptată este metoda deplasărilor, deoarece necunoscutele presupun deplasări, iar ecuațiile pentru determinarea lor sunt ecuații de echilibru.

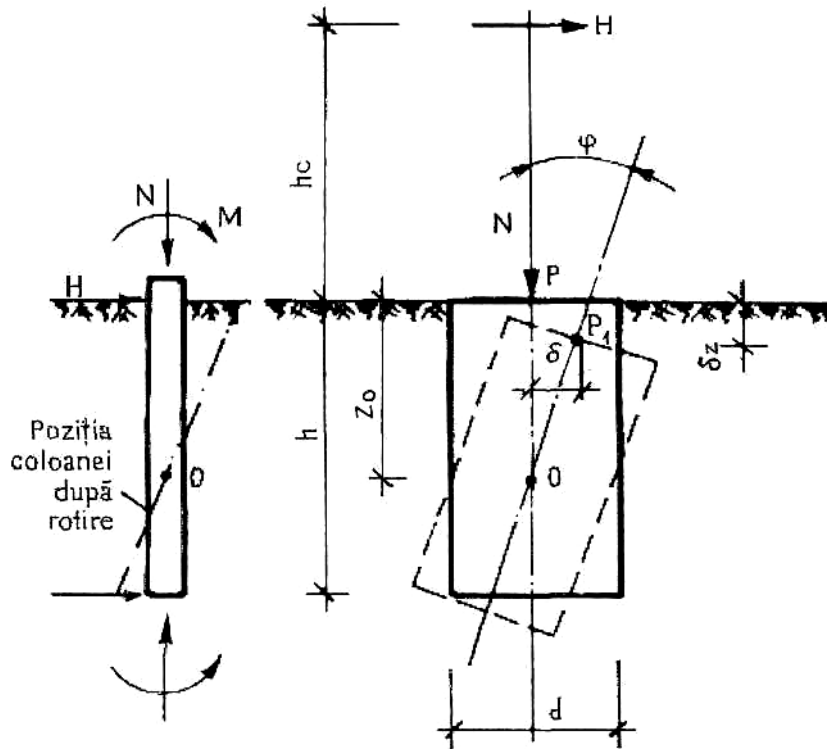


Fig. 5.1. Deplasările și rotirea fundației circulare considerată ca element rigid sub acțiunea sollicitărilor exterioare N , H și M

În prealabil se studiază diagramele eforturilor din deplasările unitare:

$$\delta_z = 1; \quad \delta_x = 1; \quad \delta_\varphi = 1.$$

1) La o deplasare verticală $\delta_z=1$ (fig. 5.2.) [96], [121], talpa fundației se deplasează cu aceeași mărime unitară. Presiunea pe talpa fundației este $p_z = C_z \cdot \delta_z$, iar rezultanta presiunilor:

$$Z(\delta_z) = -C_z \frac{\pi d^2}{4} \delta_z \quad (5.3.)$$

Fețele laterale nu suferă nici o deplasare ceea ce înseamnă că presiunile pe fețele laterale sunt nule;

Schița deplasărilor fundației	Diagrama presiunii pe falpa și pe fețele laterale	Z	X	M _p
		$-C_z \frac{\pi d^2}{4} \delta_z$	0	0
		0	$-\frac{0,9}{2} C_x h (d+1) \delta_x - \frac{0,9}{3} C_x h^2 (d+1) \delta_x$	
		0	$\frac{0,9}{3} C_x h^2 (d+1) \delta_\varphi$	$-\frac{0,9}{4} C_x h^3 (d+1) \delta_\varphi$ $-\frac{\pi d^4}{96} C_z \delta_\varphi$

Fig. 5.2. Diagramele de presiuni și eforturi din deplasările unitare ale fundației circulare $\delta_z=1$; $\delta_x=1$; $\delta_\varphi=1$.

2) Deplasarea orizontală a fundației $\delta_x = 1$ (fig. 5.2.) produce o deplasare a fețelor laterale. Presiunile reactive se determină numai pentru o față verticală, întrucât o față se deplasează spre teren, iar cealaltă de la teren. Pe aceasta din urmă nu apar eforturi, întrucât apariția eforturilor unitare de întindere nu este posibilă în teren. Distribuția presiunilor pe fața laterală se face pe lățimea de calcul b_c . La nivelul z se obține:

$$p_x = -C_x \frac{z}{h} \delta_x$$

$$X(\delta_x) = -\frac{1}{2} h \cdot b_c \cdot \delta_x = -\frac{0,9}{2} C_x h (d+1) \delta_x \quad (5.4.)$$

$$M_p(\delta_x) = -\frac{1}{2} C_x h \cdot b_c \cdot \delta_x \cdot \frac{2}{3} H = -\frac{0,9}{2} C_x h^2 (d+1) \delta_x$$

3) Rotirea fundației cu $\delta_\varphi = 1$. În acest caz apar presiuni pe talpa fundației și pe fața laterală AD . Rotirea δ_φ în jurul punctului P , va produce o deplasare verticală a punctului B de pe talpa fundației în B' cu φ_y . Eforturile care apar sunt de compresiune cu valoarea maximă a presiunii:

$$p'_B = -\frac{1}{2} C_z \frac{d}{2} \delta_z$$

Repartizată pe suprafața $\frac{r^2}{8}$ presiunea va deveni:

$$d_p = C_z \delta_\varphi d_x; p = \int_0^r d_p = C_z R \delta_\varphi \quad (5.5.)$$

Rezultanta presiunilor este: $dX = dp \cdot ds$

$$X = \int_s C_z \delta_\varphi \cdot dx = \frac{\pi R^3}{24} C_z \delta_\varphi \quad (5.6.)$$

iar momentul presiunilor în raport cu punctul P

$$M_P(\delta_\varphi) = -\frac{\pi d^4}{96} C_z \delta_\varphi \quad (5.7.)$$

În mod analog rotirea fundației cu δ_φ în jurul punctului P va produce o deplasare a laturii AD cu φ_h . Presiunea reactivă la nivelul z este:

$$p_x = C_x \frac{z}{2} \delta_\varphi = C_x \frac{z^2}{h} \delta_\varphi \quad (5.8.)$$

la nivelul h : $p_h = C_x h \delta_\varphi$

Diagrama presiunilor este o parabolă de ordinul 2. Rezultanta presiunilor reactive va fi:

$$X = \int_0^h p_x \cdot b_c dz = \frac{1}{3} C_x h^2 b_c \delta_\varphi \quad (5.9.)$$

iar momentul presiunilor reactive în raport cu P este:

$$M_p = -\int_0^h p_x b_c \cdot x \cdot dz = -\frac{1}{4} C_x h^3 b_c \delta_\varphi \quad (5.10.)$$

Cunoscând forțele N , H și M din solicitările exterioare, cu ajutorul valorilor determinate se pot scrie cele trei condiții de echilibru:

$$\begin{aligned}\sum Z &= N - C_z \frac{\pi d^2}{4} \delta_z = 0 \\ \sum X &= H - \frac{1}{2} C_x h b_c \delta_x + \frac{1}{3} C_x h^2 b_c \delta_\varphi = 0 \\ \sum M &= M + \frac{1}{3} C_x h^2 b_c \delta_x - \frac{1}{4} C_x h^3 b_c \delta_\varphi - \frac{\pi d^4}{96} C_z \delta_\varphi = 0\end{aligned}\quad (5.11.)$$

Rezolvând acest sistem de ecuații rezultă deplasările necunoscute:

$$\begin{aligned}\delta_z &= \frac{4N}{\pi d^2 C_z} \\ \delta_\varphi &= \frac{96(3M + 2Hh)}{C_z(8\beta h^3 b_c + 3\pi d^4)} = \frac{96}{C_z} R \\ \delta_x &= \frac{2H}{C_x h b_c} + \frac{64\beta h}{C_x} R\end{aligned}\quad (5.12.)$$

$$\text{în care: } \beta = \frac{C_x}{C_z}; \quad R = \frac{(3M + 2Hh)}{(8\beta h^3 b_c + 3\pi d^4)}$$

Cunoscând valorile deplasărilor și a rotirii se determină diagramele presiunilor pe talpa fundației și pe fețele ei laterale.

Diagrame de presiuni sub talpa fundației

Presiunile în orice punct sunt egale cu suma produselor presiunilor care apar în punctul considerat din deplasările unitare (cu mărimea corespunzătoare a deplasărilor). Conform diagramei presiunilor din figura 5.2. presiunile pe talpa fundației în punctul A și B sunt [96], [121]:

$$\begin{aligned}p_A = p_2 &= C_z \delta_z - \frac{1}{2} C_z \frac{d}{2} \delta_\varphi = \frac{4N'}{\pi d^2} - 6dR \\ p_B = p_1 &= C_z \delta_z + \frac{1}{2} C_z \frac{d}{2} \delta_\varphi = \frac{4N'}{\pi d^2} + 6dR\end{aligned}\quad (5.13.)$$

unde: N' - rezultanta solicitărilor verticale în care este inclusă și greutatea fundației (G), redusă cu forța de frecare de-a lungul suprafeței laterale a fundației.

Diagrama de presiuni pe suprafețele laterale ale fundației

Presiunea reactivă într-un punct al suprafeței verticale, situat la adâncimea z de la fața superioară a fundației este (fig. 5.3.):

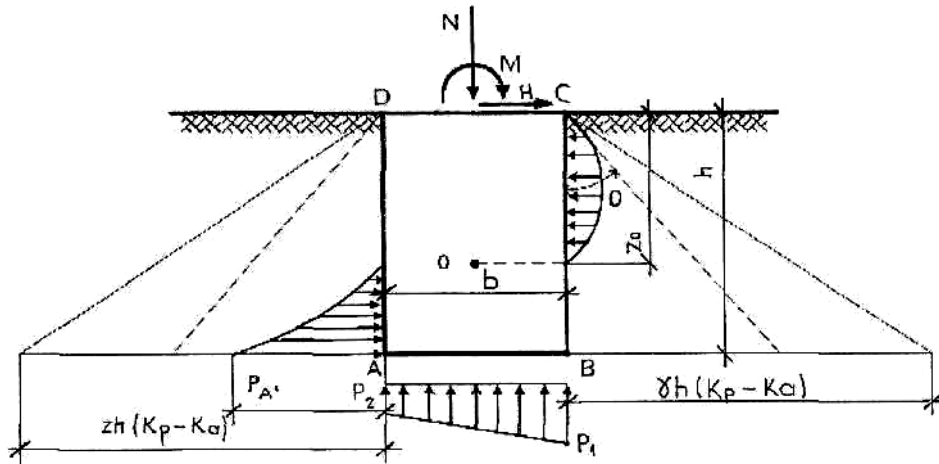


Fig. 5.3. Diagramele de presiuni pe talpa și pe fețele laterale ale fundației funcție de poziția axei de rotație

$$p_x = C_x \frac{z^2}{h} \delta_\varphi - C_x \frac{z^2}{h} \delta_x \quad (5.14.)$$

Dacă valoarea lui p_x într-un punct oarecare este pozitivă, aceasta înseamnă că presiunea acționează pe suprafața verticală notată cu AD. Pentru semnul negativ ea acționează pe suprafața BC. Atât presiunile reactive pozitive cât și cele negative sunt în acest caz compresioni.

Diagrama presiunilor reactive este reprezentată de o parabolă de ordinul 2.

Făcând pe $z=h$ în relația (5.14.) se obține valoarea presiunii reactive în punctul A.

$$p_{xA} = C_x h \delta_\varphi - C_x h \delta_x = C_x (h \delta_\varphi - \delta_x) , \quad (5.15.)$$

iar înlocuind pe δ_φ și δ_x cu valorile din relația 5.12. rezultă:

$$p_{xA} = 4\beta h R - \frac{2H}{hb_C} \quad (5.16.)$$

După ce s-au stabilit diagramele presiunilor (fig. 5.3.) se poate verifica dacă secțiunea și adâncimea fundației au fost bine alese. Pentru aceasta trebuie să fie îndeplinite condițiile:

$$p_1 < 1,2p_{tr} \text{ și } p_2 > 0 \quad (5.17.)$$

Diagrama presiunilor pe suprafețele AD și BC nu trebuie să depășească diagrama triunghiulară de presiune rezultată din diferența dintre rezistența pasivă și împingerea activă pe suprafețele respective, adică:

$$p'_{xA} \leq \gamma h(K_p - K_a) \quad (5.18.)$$

$$\text{sau} \\ 4\beta R - \frac{2H}{h^2 b_c} \leq \gamma h(K_p - K_a) \quad (5.19.)$$

unde: γ - greutatea volumică a pământului;
 K_a și K_p - coeficienții împingerii active și rezistenței pasive a pământului.

Poziția axei de rotație z_0 .

Pe suprafața BC , diagrama de presiuni se extinde pe înălțimea z_0 , pentru care valoarea lui $p_x = 0$ (fig. 5.3.).

$$p_x = C_x \frac{z^2}{h} \delta_\varphi - C_x \frac{z}{h} \delta_x = 0$$

de unde:

$$z_0 = \frac{\delta_x}{\delta_\varphi} = \frac{2}{3} h + \frac{H}{6\beta h \cdot b_c \cdot R} \quad (5.20.)$$

Deci poziția centrului de rotație a fundației, respectiv distanța z_0 se determină din condiția $p_x = 0$ și se află situat mai jos de $2/3 h$.

Diagrama de moment încovoietor

Pentru calculele de rezistență ale fundației trebuie determinate și valorile momentelor încovoietoare ce acționează în secțiunile orizontale. Expresia momentului încovoietor care apare într-o secțiune la adâncimea z , a fundației circulare solicitată de forța orizontală H aplicată la înălțimea h_c deasupra terenului, se poate scrie:

$$M = Hh_c ,$$

$$M_x = H(h_c + x) - \int_0^x p_x b_c (x - z) dz ,$$

iar prin înlocuirea valorii lui p_x se obține după integrare:

$$M_x = H \left\{ (h + x) \left[1 - \frac{b_c x^2}{2Rh} (2z_0 - x) \right] \right\} \quad (5.21.)$$

Fundația se va dimensiona la M_{max} în secțiunea orizontală cea mai solicitată (Fig. 5.4.).

Pentru sintetizare și ușurința calculului fundațiilor circulare considerate fundații încastrate, se dă în continuare o schemă cu ordinea operațiilor și relațiilor ce trebuie folosite și anume [96], [121]:

- se determină cu formula (5.2.) lățimea de calcul a fundației circulare rigide încastrată în pământ, formulă folosită numai în cazul în care diametrul fundației $d \leq 1,0 m$;

- se determină rigiditatea fundației după formula ($\alpha \cdot h \leq 2,5$) utilizând tabelul 5.1. pentru valorile caracteristica coeficientului de pat al terenului m ;
- se determină cu ajutorul relațiilor (5.12.) deplasările și rotirile din încărcările exterioare;
- se verifică condițiile de încastrare a fundației în teren cu relația (5.19.). Din condițiile (5.17.) și (5.19.) se poate determina secțiunea fundației admitând o adâncime de fundare h ;
- se determină variația momentului pe înălțimea fundației circulare cu ajutorul relației (5.21.) și respectiv momentul maxim la care se va dimensiona fundația.

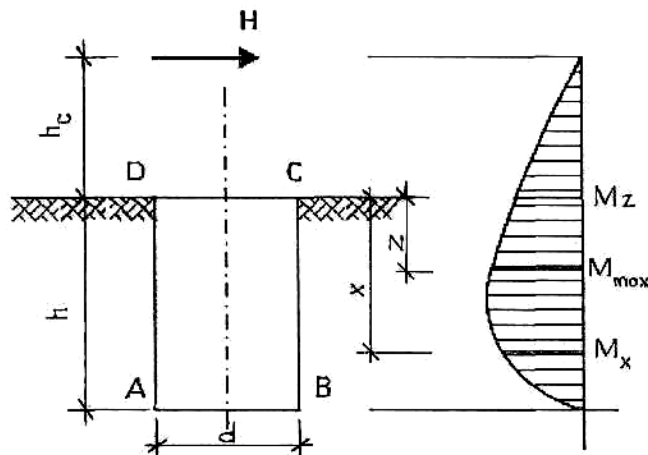


Fig. 5.4. Diagrama de moment maxim (M_{max}) în secțiunea orizontală cea mai solicitată la care se dimensionează fundația

b) Fundația circulară flexibilă

Fundațiile circulare sunt considerate elemente flexibile dacă au rigiditatea: ($\alpha \cdot h > 2,5$) (5.22.)

unde:

h - adâncimea de fundare;

α - coeficientul de deformabilitate al fundației în terenul de fundare, definit prin relația [57], [107]:

$$\alpha = 5 \sqrt{\frac{m \cdot b_c}{EI}} \quad (5.23.)$$

În care:

EI - rigiditatea la încovoiere a fundației circulare;

b_c - lățimea de calcul a fundației pe care se consideră aplicată presiunea orizontală a pământului pe suprafața laterală a fundației;

m - caracteristica coeficientului de pat al terenului dat în tabelul 5.1.

Valorile coeficientului α sunt date în tabelul 5.2. în funcție de mărimea k .

$$k = \frac{10^5 m \cdot b_c}{EI} \quad (5.24.)$$

Se consideră o fundație flexibilă de diametru d încărcată la nivelul terenului cu o forță orizontală $H_0 = 1$, respectiv un moment $M_0 = 1$ ca în fig. 5.5. Se determină deplasările orizontale ale fundației δ_{HH} și δ_{HM} precum și unghiurile de rotație φ_{HH} și φ_{HM} .

Presiunea reactivă și deplasarea fundației în sens transversal conform ipotezei lui Winkler, sunt proporționale:

$$p(z) = -m \cdot z \cdot x(z) \quad (5.25.)$$

unde:

- $p(z)$ - presiunea reactivă la nivelul z ;
- m - caracteristica coeficientului de pat al terenului dat în tabelul 5.1;
- $x(z)$ - deplasarea fundației în sens transversal axei la cota z .

Încărcarea uniform distribuită pe fundație la adâncimea z are valoarea:

$$q(z) = p(z) \cdot b_c \quad (5.26.)$$

unde b_c este lățimea convențională de calcul.

În dimensionarea fundațiilor circulare, o metodă de evaluare a răspunsului la solicitările orizontale a fundațiilor rezultă din teoria grinzii pe mediu elastic, care oferă un grad de aproximare rezonabil [107], [133].

Ecuția fibrei medii deformată este:

$$\frac{d^4 x(z)}{dz^4} + \frac{m \cdot z \cdot b_c}{EI} x(z) = 0 \quad (5.27.)$$

Se face schimbarea de variabilă $\bar{z} = \alpha h$ în care \bar{z} este adâncimea convențională de încastrare a fundației în masivul de pământ. Atunci ecuația diferențială liniară de ordinul IV, omogenă (5.27.) înlocuind pe α cu expresia (5.23.) devine:

$$\frac{d^4 x(\bar{z})}{d\bar{z}^4} + \alpha^5 \bar{z} x(\bar{z}) = 0 \quad (5.28.)$$

Pentru ecuația (5.28.) se caută soluții sub formă de serii de puteri cu coeficienți și constante nedeterminate de forma:

$$x(\bar{z}) = \sum_{k=0}^{\infty} a_k \bar{z}^k \quad (5.29.)$$

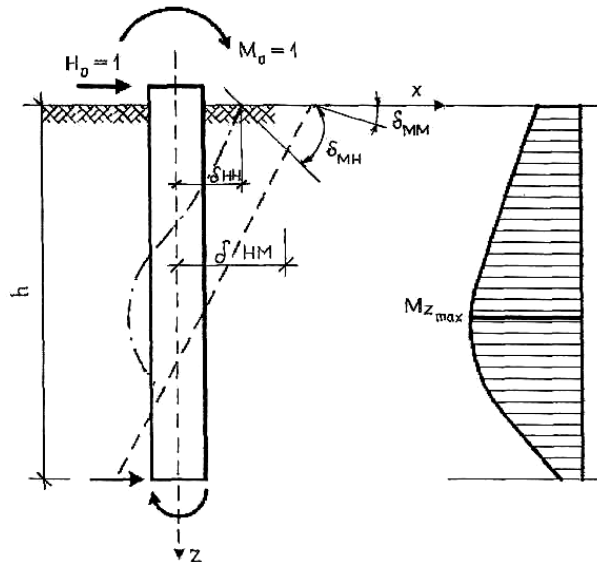


Fig. 5.5. Deplasările și rotirea fundației circulare considerată element flexibil sub acțiunea solicitărilor exterioare

Tabelul 5.2. Valorile coeficientului α funcție de mărimea lui $k=10^5 m_{bc}/EI$

k	α	k	α	k	α	k	α
1,000	0,100	40,841	0,210	335,540	0,320	1468,490	0,430
1,104	0,102	42,823	0,212	346,160	0,322	1504,590	0,432
1,217	0,104	44,882	0,214	357,050	0,324	1539,740	0,434
1,338	0,106	47,918	0,216	358,200	0,326	1575,550	0,436
1,469	0,108	49,236	0,218	379,380	0,328	1612,020	0,438
1,611	0,110	51,536	0,220	391,350	0,330	1649,160	0,440
1,762	0,112	53,922	0,222	403,360	0,332	1685,990	0,442
1,925	0,114	56,395	0,224	415,650	0,334	1729,900	0,444
2,082	0,116	58,958	0,226	428,250	0,336	1764,710	0,446
2,288	0,118	61,613	0,228	441,150	0,338	1894,640	0,448
2,449	0,120	64,363	0,230	454,350	0,340	1845,280	0,450
2,703	0,122	67,211	0,232	467,880	0,342	1886,700	0,452
2,932	0,124	70,158	0,234	481,720	0,344	1928,800	0,454
3,176	0,126	73,208	0,236	495,880	0,346	1971,600	0,456
3,436	0,128	76,365	0,238	510,380	0,348	2015,200	0,458
3,713	0,130	79,626	0,240	525,220	0,350	2059,600	0,460
4,007	0,132	83,000	0,242	540,400	0,352	2104,800	0,462
4,320	0,134	86,487	0,244	555,920	0,354	2150,800	0,464
4,653	0,136	90,090	0,246	571,810	0,356	2197,500	0,466
5,005	0,138	93,812	0,248	588,050	0,358	2245,100	0,468
5,378	0,140	97,656	0,250	604,660	0,360	2293,500	0,470
5,774	0,142	101,636	0,252	621,650	0,362	2392,700	0,472
6,222	0,144	105,721	0,254	639,010	0,364	2398,600	0,474
6,634	0,146	109,950	0,256	656,760	0,366	2443,600	0,476

7,101	0,148	114,314	0,258	674,900	0,368	2495,400	0,478
7,594	0,150	118,810	0,260	693,440	0,370	2548,000	0,480
8,114	0,152	123,450	0,262	712,380	0,372	2601,600	0,482
8,662	0,154	128,240	0,264	731,740	0,374	2656,000	0,484
9,239	0,156	133,170	0,266	751,520	0,376	2711,300	0,486
9,847	0,158	138,250	0,268	771,720	0,378	2767,600	0,488
10,486	0,160	143,490	0,270	792,350	0,380	2824,800	0,490
11,156	0,162	148,880	0,272	813,420	0,382	2892,900	0,492
11,864	0,164	154,440	0,274	834,940	0,384	2942,000	0,494
12,605	0,166	160,160	0,276	856,910	0,386	3002,000	0,496
13,383	0,168	166,040	0,278	879,340	0,388	3063,000	0,498
14,199	0,170	172,100	0,280	902,240	0,390	3125,000	0,500
15,054	0,172	189,340	0,282	925,610	0,392	3189,000	0,502
15,949	0,174	184,750	0,284	949,470	0,394	3252,000	0,504
16,887	0,176	191,350	0,286	973,810	0,396	3317,100	0,506
17,889	0,178	198,140	0,288	998,650	0,398	3383,100	0,508
18,596	0,180	205,110	0,290	1024,000	0,400	3450,300	0,510
19,969	0,182	212,280	0,292	1042,860	0,402	3518,400	0,512
21,091	0,184	219,650	0,294	1076,230	0,404	3587,400	0,514
22,262	0,186	227,230	0,296	1103,140	0,406	3658,000	0,516
23,485	0,188	235,010	0,298	1130,580	0,408	3729,500	0,518
24,761	0,190	243,000	0,300	1158,560	0,410	3802,000	0,520
26,091	0,192	251,210	0,302	1187,100	0,412	3875,700	0,522
27,479	0,194	259,640	0,304	1216,190	0,414	3950,500	0,524
28,925	0,196	268,290	0,306	1243,850	0,416	4030,500	0,526
30,432	0,198	277,170	0,308	1276,090	0,418	4103,600	0,528
32,000	0,200	286,290	0,310	1326,910	0,420	4188,900	0,530
33,632	0,202	295,650	0,312	1338,330	0,422	4291,500	0,532
35,331	0,204	305,240	0,314	1370,340	0,424	4372,200	0,534
37,097	0,206	316,090	0,316	1402,970	0,426	4424,100	0,536
38,933	0,208	325,190	0,318	1436,220	0,428	4504,300	0,538

Valorile acestor constante se determină scriind toți coeficienții seriei de puteri care rezultă în urma înlocuirii funcției necunoscute în ecuația diferențială. Se obține astfel un sistem infinit de ecuații algebrice în $a_0, a_1, \dots, a_n, \dots$ de unde se deduc coeficienții $a_4=0$ și a_i ($i=1, 2, 3$) nedeterminați, ceilalți coeficienți exprimându-se funcție de aceștia, legătura dintre ei făcându-se din 5 în 5 [92], [103].

Soluția $x(\bar{z})$ va apare ca sumă de patru serii de puteri. Depinzând de patru constante arbitrare, $x(\bar{z})$ va reprezenta soluția generală a ecuației diferențiale considerate, expresia finală având forma:

$$x(\bar{z}) = X_0 A_1(\bar{z}) + \frac{\varphi_0}{\alpha} B_1(\bar{z}) + \frac{M_0}{\alpha^2 EI} C_1(z) + \frac{H_0}{\alpha^3 EI} D_1(\bar{z}) \quad (5.30.)$$

Prin derivări succesive ale expresiei (5.30.) se obțin rotirea, momentul și forța tăietoare în secțiunea \bar{z} a fundației circulare:

$$\frac{\varphi(\bar{z})}{\alpha} = X_0 A_2(\bar{z}) + \frac{\varphi_0}{\alpha} B_2(\bar{z}) + \frac{M_0}{\alpha^2 EI} C_2(\bar{z}) + \frac{H_0}{\alpha^3 EI} D_2(\bar{z}) \quad (5.31.)$$

$$\frac{M(\bar{z})}{\alpha^2 EI} = X_0 A_3(\bar{z}) + \frac{\varphi_0}{\alpha} B_3(\bar{z}) + \frac{M_0}{\alpha^2 EI} C_3(\bar{z}) + \frac{H_0}{\alpha^3 EI} D_3(\bar{z}) \quad (5.32.)$$

$$\frac{Q(\bar{z})}{\alpha^3 EI} = X_0 A_4(\bar{z}) + \frac{\varphi_0}{\alpha} B_4(\bar{z}) + \frac{M_0}{\alpha^2 EI} C_4(\bar{z}) + \frac{H_0}{\alpha^3 EI} D_4(\bar{z}) \quad (5.33.)$$

$$p(z) = m \cdot \bar{z} \cdot x(\bar{z}) \quad (5.34.)$$

unde:

X_0 și φ_0 - deplasarea orizontală și rotirea fundației la nivelul terenului;

M_0 și H_0 - momentul încovoietor și forța orizontală aplicate fundației la nivelul terenului (fig. 5.5.);

$A_1, B_1, \dots, C_4, D_4$ - coeficienți adimensionali a căror valori sunt date în tabelul 5.3., funcție de $\bar{z} = \alpha h$.

În relațiile (5.31...5.33.) singurele necunoscute sunt X_0 și φ_0 . Pentru determinarea lor, asupra fundației circulare încastrate în teren se va acționa cu $H_0=1$ și $M_0=1$. Având determinate deplasările și rotațiile din sarcini cu mărimi reale la nivelul terenului:

$$X_0 = H_0 \delta_{HH} + M_0 \delta_{MH} \quad (5.35.)$$

$$\varphi_0 = -H_0 \delta_{MH} + M_0 \delta_{MH}$$

Variația momentului pe înălțimea fundației (fig. 5.5.) se obține cu următoarea expresie dedusă din relația 5.32.:

$$M_z = \alpha^2 EI X_0 A_3 + \alpha EI \varphi_0 B_3 + (M_0 + H_0 z) C_3 + \frac{H_0}{\alpha} D_3 \quad (5.36.)$$

La valoarea lui M_z max se dimensionează și se armează fundația circulară. Variația forțelor orizontale pe înălțimea fundației se deduce din relația (5.33.):

$$H_z = \alpha^3 EI X_0 A_4 + \alpha^2 EI \varphi_0 B_4 + \alpha (M_0 + H_0 z) C_4 + H_0 D_4 \quad (5.37.)$$

Presiunile orizontale care apar în masivul de pământ la diferite adâncimi se exprimă prin relația:

$$p_z = \frac{m}{\alpha} \bar{z} \left[X_0 A_1 + \frac{\varphi_0}{\alpha} B_1 + \frac{(M_0 + H_0 \cdot z)}{\alpha^3 EI} D_1 \right] \quad (5.38.)$$

Tabelul 5.3. Valorile coeficienților adimensionali funcție de adâncimea convențională de încastrare a fundației $\bar{z} = \alpha h$

\bar{z}	A1	B1	C1	D1	A2	B2	C2	D2
00	1,00000	0,00000	0,00000	0,00000	0,00000	1,00000	0,00000	0,00000
01	1,00000	0,10000	0,00500	0,00017	-0,00000	0,99999	0,10000	0,00500
02	1,00000	0,20000	0,02000	0,00133	-0,00007	0,99995	0,20000	0,02000
03	0,99993	0,30000	0,04500	0,00460	-0,00034	0,99996	0,30000	0,04500
04	0,99991	0,39999	0,08000	0,01067	-0,00107	0,99983	0,39998	0,08000
05	0,99994	0,49996	0,12500	0,02083	-0,00260	0,99948	0,49994	0,124994

06	0,99935	0,59987	0,17998	0,03600	-0,00540	0,99870	0,59981	0,17998
07	0,99860	0,69967	0,24495	0,05716	-0,01000	0,99720	0,69951	0,24494
08	0,99727	0,79927	0,31988	0,08532	-0,01707	0,99454	0,79891	0,31983
09	0,99508	0,89852	0,40472	0,12146	-0,02733	0,99016	0,89779	0,40462
10	0,99160	0,99722	0,49941	0,16657	-0,04165	0,98333	0,99583	0,49921
11	0,98658	1,09508	0,60384	0,22163	-0,06096	0,97317	1,09262	0,60343
12	0,97927	1,19171	0,71787	0,28758	-0,08632	0,95835	1,18756	0,71716
13	0,96908	1,28660	0,84127	0,36536	-0,11883	0,93817	1,27990	0,84002
14	0,95523	1,37910	0,97373	0,45588	-0,15973	0,91047	1,36865	0,97163
15	0,93681	1,46839	1,11484	0,55997	-0,21030	0,87365	1,45259	0,11145
16	0,91280	1,55346	1,26403	0,67842	-0,27194	0,82565	1,53020	1,25872
17	0,88201	1,63307	1,42021	0,81193	-0,34604	0,76413	1,59963	1,41247
18	0,84313	1,70575	1,58362	0,96109	-0,43412	0,68645	1,65867	1,57150
19	0,79467	1,76972	1,75190	1,12637	-0,53765	0,58967	1,78468	1,73422
20	0,73502	1,82294	1,92402	1,30801	-0,65822	0,47061	1,73467	1,89872
22	0,57491	1,88709	2,27217	1,72042	-0,95616	0,15127	1,73110	2,22299
24	0,34691	1,87450	2,60882	2,19535	-1,33889	-0,03027	1,61286	2,51874
26	0,03315	1,75473	2,90670	2,72355	-1,81479	-0,92602	1,33485	2,74972
28	-0,38548	1,49037	3,12843	3,28769	-2,38756	-1,75483	0,84177	2,86653
30	-0,92809	1,03679	3,22471	3,85838	-3,05319	-2,82410	0,06837	2,80406
35	-2,92239	-1,27172	2,48304	4,97982	-4,98062	-6,70808	-3,58647	1,27018
40	-5,85333	-5,94097	-0,92677	4,54780	-6,51316	-12,15822	-10,60848	-3,76647
45	-9,09930	-13,41599	-3,77276	0,25502	-6,50969	-17,41190	-21,30213	-14,52748
50	-10,3940	-22,47514	-22,42780	11,15805	-1,79460	-17,21759	-32,95954	-32,21608

Tabelul 5.3. (continuare)

\bar{z}	A3	B3	C3	D3	A4	B4	C4	D4
01	-0,00017	-0,000001	0,999997	0,100	-0,00500	-0,00033	-0,00001	0,999999
02	-0,00133	-0,00013	0,999992	0,20000	-0,02000	-0,00167	-0,00020	0,999999
03	-0,00450	-0,00067	0,99994	0,30000	-0,04500	-0,00900	-0,00101	0,999992
04	-0,01067	-0,00213	0,99954	0,39998	-0,08000	-0,02133	-0,00320	0,99966
05	-0,02083	-0,00521	0,99922	0,49991	-0,12499	-0,04157	-0,00781	0,99896
06	-0,03600	-0,01080	0,99806	0,59974	-0,17997	-0,07199	-0,01620	0,99741
07	-0,05716	-0,0200	0,99580	0,69935	-0,24490	-0,11433	-0,03001	0,99440
08	-0,08532	-0,03412	0,99181	0,79854	-0,31975	-0,10760	-0,051199	0,88908
09	-0,12144	-0,05466	0,98524	0,89705	-0,40443	-0,24284	-0,08198	0,88032
10	-0,16652	-0,08329	0,97501	0,99445	-0,49881	-0,33298	-0,12493	0,74745

11	-0,22152	-0,12192	0,95975	1,09016	-0,60268	-0,44292	-0,18285	0,34634
12	-0,28737	-0,17260	0,93783	1,18342	-0,71573	-0,67450	-0,25885	0,91712
13	-0,36496	-0,23760	0,90727	1,27320	-0,83753	-0,72950	-0,35631	0,87638
14	-0,45615	-0,31983	0,86573	1,35821	-0,96846	-0,90950	-0,47883	0,82102
15	-0,55870	-0,42039	0,81054	1,43880	-1,10468	-1,11609	-0,63027	0,74745
16	-0,67629	-0,54348	0,73859	1,50695	-1,24808	-1,35042	-0,81466	0,65156
17	-0,80848	-0,59144	0,64637	1,56621	-1,39623	-1,61346	-1,03516	0,52871
18	-0,95654	-0,86715	0,52997	1,61162	-1,54728	-1,90577	-1,29909	0,37368
19	-1,11796	-1,07357	0,38503	1,63969	-1,69889	-2,22745	-1,60770	0,18071
20	-1,29535	-1,31361	0,20676	1,64628	-1,84818	-2,57798	-1,96620	-0,05652
22	-1,69334	-1,90567	-0,27087	1,57538	-2,12481	-3,55952	-2,84858	-0,69158
24	-2,14117	-2,66329	-0,94885	1,35201	-2,33901	-4,22811	-3,97323	-1,59151
26	-2,62126	-3,59987	-1,87734	0,91679	-2,43695	-5,14023	-5,35541	-2,82106
28	-3,10341	-4,71748	-3,10791	0,19729	-2,34558	-6,02295	-6,99007	-4,44491
30	-3,54068	-5,99979	-4,68788	0,89126	-1,96928	-6,78462	-8,84029	-6,61972
35	-3,91921	-9,54367	-10,34035	-5,85402	1,07408	-6,78895	-13,69235	-13,82609
40	-1,61428	-11,73056	-17,91862	-15,07654	9,24368	-0,35762	-15,61046	-23,14038
45	-6,63993	-7,60958	-24,08320	-28,48409	25,23207	19,8922	-8,09194	-29,10540
50	-24,97667	-11,94851	-19,50111	-41,3553	49,08612	49,0861	-30,07448	-17,67643

5.2.3. Calculul fundației pătrate încastrată elastic în teren

Se consideră o fundație cu secțiune pătrată (fig. 5.6.), încastrată în teren pe adâncimea h . Solicitarea este dată prin forța axială verticală N , forța orizontală H în punctul O și momentul M . Punctul O se găsește în originea sistemului de coordonate xOz [62], [105].

La stabilirea condițiilor de echilibru nu se ține seama de forțele de frecare ce apar pe suprafețele laterale, paralele cu planul xOz .

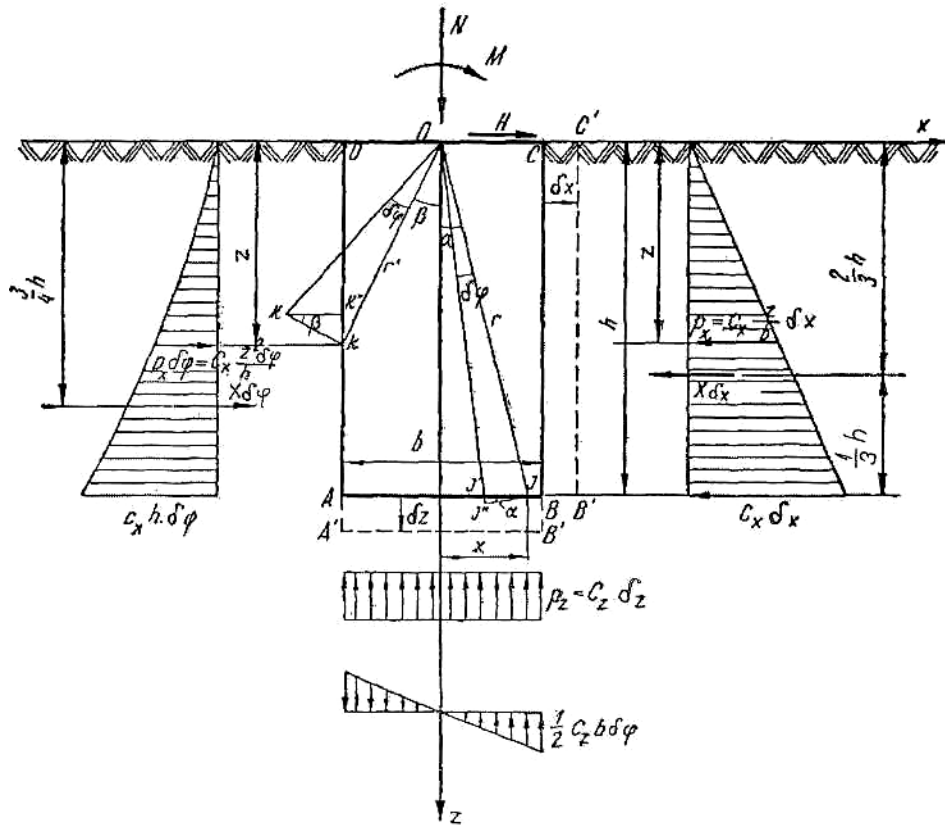


Fig. 5.6. Schema de calcul a fundației pătrate încastrată elastic în teren.

Pentru rezolvarea problemei se aplică metoda deplasărilor plecând de la ipoteza Winkler [94], care admite o proporționalitate între presiuni și deformații.

Se dă fundației o deplasare verticală δz , o deplasare orizontală δx și o rotire $\delta \varphi$ în jurul punctului O , corespunzător celor trei solicitări N , H și M .

Coeficientul de deformație pentru direcția verticală se notează cu C_z , iar pentru direcția orizontală, la adâncimea h , cu C_x .

Dând o deplasare verticală Δz , presiunea va fi:

$$p_z = C_z \cdot \delta z \quad (5.39.)$$

iar rezultanta presiunilor:

$$Z_{\delta z} = -C_z \cdot b^2 \cdot \delta z$$

Momentul în raport cu punctul O dat de presiunile din deplasarea verticală:

$$M_{\delta z} = 0 \quad (5.40.)$$

Deplasarea orizontală δx va produce o presiune la adâncimea z :

$$p_x = -C_x \frac{z}{h} \delta x; \quad p_{B\delta x} = -C_x \delta x \quad (5.41.)$$

rezultanta presiunilor va fi:

$$X_{\delta x} = -\frac{1}{2} C_x h b \delta x$$

iar momentul în raport cu punctul O dat de presiunile din deplasarea orizontală:

$$M_{\delta x} = -\frac{1}{3} C_x h^2 b \delta x \quad (5.42.)$$

În cele de mai sus s-a presupus că valoarea coeficientului C_x este dată la adâncimea h , iar între $z = 0$ și $z = h$, C_x variază liniar de la valoarea 0 la valoarea C_x .

Rotirea $\delta\varphi$ în jurul punctului O va produce o deplasare verticală a punctului I de pe talpa fundației de mărime .

$$I'I'' = r\delta\varphi \sin\alpha = x\delta\varphi$$

Deci presiunile în punctele A și B vor fi:

$$p_{\delta\varphi} = \pm \frac{1}{2} C_z b \delta\varphi, \quad (5.43.)$$

rezultanta presiunilor:

$$Z_{\delta\varphi} = 0,$$

iar momentul în raport cu punctul O dat de presiunile din rotire:

$$M_{\delta\varphi} = -\frac{1}{12} C_z b^4 \delta\varphi = -C_z I \delta\varphi \quad (5.44.)$$

În mod asemănător, rotirea $\delta\varphi$ în jurul punctului O în punctul K , situat pe suprafața DA , la nivelul z , va produce o deplasare în direcția axei x de:

$$K'K'' = r' \delta\varphi \cos\beta = z\delta\varphi$$

deci:

$$p_{\delta\varphi} = C_x \frac{z}{h} z \delta\varphi = C_x \frac{z^2}{h} \delta\varphi$$

Pentru punctul A , unde $z = h$:

$$p'_{\delta\varphi} = C_x h \delta\varphi, \quad (5.45.)$$

iar:

$$X_{\delta\varphi} = \frac{1}{3} C_x h^2 b \delta\varphi;$$

$$M_{\delta\varphi} = -\frac{1}{4} C_x h^3 b \delta\varphi. \quad (5.46.)$$

Cunoscând forțele N , H și momentul M din solicitările exterioare, cu ajutorul valorilor anterioare se pot scrie cele trei condiții de echilibru [62]:

$$\begin{aligned}\sum Z &= N - C_z b^2 \delta z = 0; \\ \sum X &= H - \frac{1}{2} C_x h b \delta x + \frac{1}{3} C_x h^2 b \delta \varphi = 0; \\ \sum M &= M + \frac{1}{3} C_x h^2 b \delta x - \frac{1}{12} C_z b^4 \delta \varphi - \frac{1}{4} C_x h^3 b \delta \varphi = 0.\end{aligned}\quad (5.47.)$$

Din sistemul de ecuații de mai sus rezultă deplasările necunoscute:

$$\delta z = \frac{N}{C_z b^2}; \quad (5.48.)$$

$$\delta \varphi = \frac{12(2Hh + 3M)}{C_z(3b^4 + \beta h^3 b)} = \frac{12}{C_z} R; \quad (5.49.)$$

unde :

$$\beta = \frac{C_x}{C_z} \quad \text{și} \quad R = \frac{2Hh + 3M}{3b^4 + \beta h^3 b}; \quad (5.50.)$$

$$\delta x = \frac{2H}{C_x h b} + \frac{8h}{C_z} R \quad (5.51.)$$

Cunoscând valoarea deplasărilor și a rotirii se pot determina diagramele presiunilor pe cele trei suprafețe ale fundației. Pe suprafața AB :

$$p_{1,2} = \frac{N}{b^2} \pm \frac{1}{2} C_z b \delta \varphi = \frac{N}{b^2} \pm 6bR; \quad (5.52.)$$

Pe suprafața BC și AD :

$$p_x = C_x \frac{z^2}{h} \delta \varphi - C_x \frac{z}{h} \delta x. \quad (5.53.)$$

Pe suprafața AD în punctul A :

$$p_{xA} = C_x (h \delta \varphi - \delta x) = C_x \left(h \frac{12}{C_z} R - \frac{2H}{C_x h b} - \frac{8h}{C_z} R \right) = 4\beta h R - \frac{2H}{hb} \quad (5.54.)$$

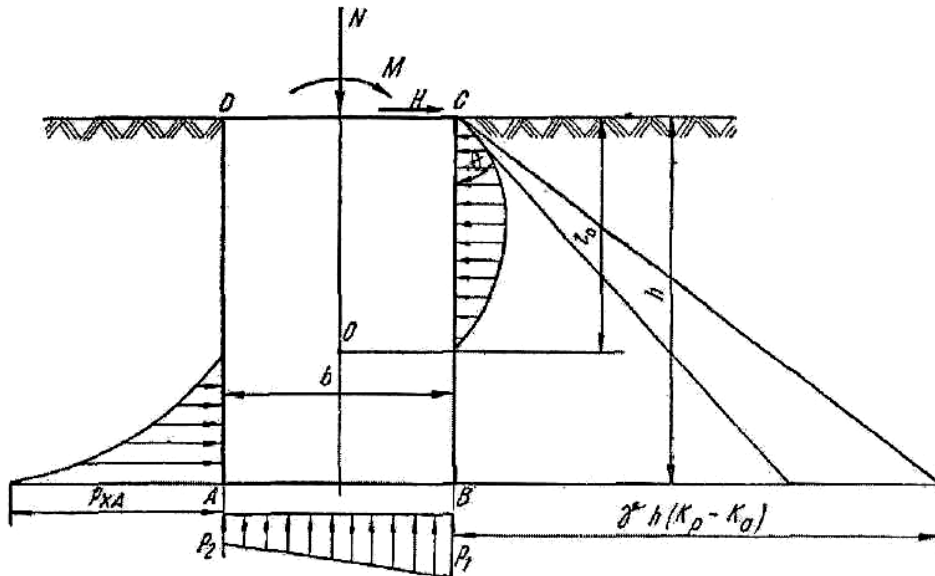


Fig. 5.7. Schema de verificare a fundației pătrate încastrate elastic în teren

Pe suprafața BC, respectiv AD, diagrama este reprezentată printr-o parabolă de gradul doi (vezi fig. 5.7.). Pe suprafața BC, diagrama se extinde pe înălțimea z_0 , pentru care valoarea $p_x = 0$:

$$p_x = C_x \frac{z^2}{h} \delta\varphi - C_x \frac{z}{h} \delta x = 0, \quad (5.55.)$$

de unde:

$$z_0 = \frac{\delta x}{\delta\varphi} = \frac{\frac{2h}{C_x b h} + \left(\frac{8h}{C_z}\right) R}{\frac{12R}{C_z}} = \frac{2}{3} h + \frac{H}{6\beta h b R}. \quad (5.56.)$$

Rezultă că punctul de rotire O se găsește mai jos de $\frac{2}{3} h$.

După ce s-au stabilit diagramele presiunilor se poate verifica dacă secțiunea și adâncimea fundației au fost bine alese.

Se cere ca:

1. Pe suprafața AB, presiunea: $p_1 \leq 1,2 p_{tr}$ (5.57.)

2. Diagrama presiunilor pe suprafața BC și AD nu trebuie să depășească diagrama de presiune triunghiulară, rezultată din împingerea pasivă micșorată cu împingerea activă pe suprafețele respective, adică:

$$\operatorname{tg} \theta \leq \gamma (K_p - K_a), \text{ pentru presiunea pe fața BC,} \quad (5.58.)$$

unde :

θ - este unghiul tangentei în punctul ($z = 0$) al diagramei presiunilor;

γ - greutatea volumetrică a pământului;

$$K_a = tg^2\left(45 - \frac{\phi}{2}\right); \quad K_p = tg^2\left(45 + \frac{\phi}{2}\right); \quad (5.59.)$$

$$p_{xA} \leq \gamma h(K_p - K_a); \quad (5.60.)$$

$$tg\theta = \left[\frac{d}{dz} p_x \right]_{z=0} = \left[\frac{d}{dz} \left(C_x \frac{z^2}{h} \delta\varphi - C_x \frac{z}{h} \delta x \right) \right]_{z=0};$$

$$tg\theta = \left[2C_x \frac{z}{h} \delta\varphi - C_x \frac{x}{h} \right]_{z=0} = -C_x \frac{x}{h} = -\left(\frac{2H}{bh^2} + 8\beta R \right), \quad (5.61.)$$

adică:

$$\left[\frac{2H}{bh^2} + 8\beta R \leq \gamma(K_p - K_a) \right]; \quad (5.62.)$$

$$p_{xA} = 4\beta hR - \frac{2H}{hb} \leq \gamma h(K_p - K_a); \quad (5.63.)$$

sau:

$$4\beta R - \frac{2H}{h^2 b} \leq \gamma(K_p - K_a). \quad (5.64.)$$

Se vede din expresiile (5.62.) și (5.64.) că este suficient să se facă verificarea după condiția (5.62.) care, dacă este satisfăcută, condiția (5.64.) este îndeplinită cu prisosință.

Din condițiile (5.57.) și (5.61.) se pot deduce ecuațiile cu ajutorul cărora se poate calcula secțiunea fundației, admitând o adâncime de fundare:

$$p = \frac{N}{b^2} + 6bR = \frac{N}{b^2} + 6b \frac{2Hb + 3M}{3b^4 + h^3 b} \leq 1,2p_{tr}; \quad (5.65.)$$

$$\frac{2H}{h^2 b} + 8\beta R = \frac{2H}{h^2 b} + 8\beta \frac{2Hh + 3M}{3b^4 + \beta h^3 b} \leq \gamma(K_p - K_a). \quad (5.66.)$$

Din aceste condiții rezultă ecuațiile de mai jos pentru latura fundației pătrate:

$$b^5 - \frac{N}{1,2p_{tr}} b^3 - \left(\frac{4Hh + 6M}{1,2p_{tr}} + \beta \frac{h^3}{3} \right) b^2 - \frac{\beta h^3}{3 \cdot 1,2p_{tr}} = 0; \quad (5.67.)$$

$$b^4 = \frac{2H}{\gamma h^2 (K_p - K_a)} b^3 + \beta \frac{h^3}{3} b - \frac{6\beta Hh + 8\beta M}{\gamma (K_p - K_a)} = 0 \quad (5.68.)$$

În cazul proiectării se recomandă să se aleagă adâncimea de fundare h în funcție de condițiile terenului; după aceea se calculează lățimea fundației b .

Foarte ușor se pot lua pentru b valori aproximative făcând oarecare simplificări în ecuațiile de mai sus. Luând în considerare că termenul $\beta h^3 / 1,2p_{tr}$ din ecuația (5.67.) la valori obișnuite ale capacității portante de calcul a terenului (p_{tr})

este subunitar și mult mai mic decât ceilalți termeni, ecuația (5.67.) poate fi scrisă în formă simplificată:

$$b^3 - \frac{N}{1,2p_{tr}} b - \left(\frac{4Hh + 6M}{1,2p_{tr}} + \beta \frac{h^3}{3} \right) = 0. \quad (5.69.)$$

În ecuația (5.68.) termenii 2 și 3 de semn contrar pot fi eliminați la o primă aproximație:

$$b^4 - \frac{6\beta Hh + 8\beta M}{\gamma(K_p - K_a)} = 0. \quad (5.70.)$$

Aceste valori informative urmează să fie introduse, pentru verificare, în ecuațiile (5.67.) și (5.68.). Din cele două valori se va lua în considerare valoarea cea mai mare.

5.3. Studii teoretice privind fundațiile încastrate elastic în teren

5.3.1. Contribuții la perfecționarea calculului automat privind fundațiile încastrate elastic în teren

Analizând metodele de calcul ale fundațiilor circulare și pătrate încastrate elastic în teren, prezentate în paragraful 5.2. s-a tras concluzia că, conlucrarea fundațiilor cu terenul de fundare și luarea în considerare a reacțiunilor de pe suprafețele laterale de contact, impune probleme ce devin foarte complicate și rezolvarea lor printr-un calcul manual este aproape imposibil de realizat dacă nu se recurge la simplificări care pot conduce uneori la rezultate eronate. În plus, așa cum s-a constatat și în literatura tehnică de specialitate [96] în timpul calculului pot fi făcute greșeli, care pot compromite total calculul acestor fundații.

Din motivele enunțate mai sus se recomandă realizarea calculului fundațiilor încastrate elastic în teren prin metode bazate pe calculul automat.

O metodă poate fi aceea care utilizează un program de calcul cu elemente finite, cu condiția echivalării corecte a cazului real, metodă ce poate fi destul de laborioasă, mai ales în cazul acelor tipuri de fundații.

O altă posibilitate este aceea de a se întocmi, pe baza relațiilor prezentate în paragraful 5.2. un program de calcul care să poată rezolva în condiții optime calculul fundațiilor încastrate elastic în teren.

După analizarea fiecărei metode prezentate anterior (fundații circulare și fundații pătrate), am conceput un program de calcul în „mediul de programare” „Delphi” [48], [82] sub sistemul de operare Windows, menit să rezolve calculul unei fundații încastrate elastic în teren, prin metodele utilizate în literatura de specialitate [62], [96], [121].

5.3.1.1. Schema logică a programului de calcul

S-a întocmit o schemă logică de calcul ținând cont de caracteristicile specifice ale fiecărui tip de fundație (circulară sau pătrată) considerată a fi cea mai corespunzătoare. Programul poate fi folosit atât pentru calculul fundațiilor încastrate elastic în teren de tip „circular”, cât și „dreptunghiular” (implicit, „pătrat”).

În cele ce urmează, se detaliază schema logică a programului de calcul (fig. 5.8):

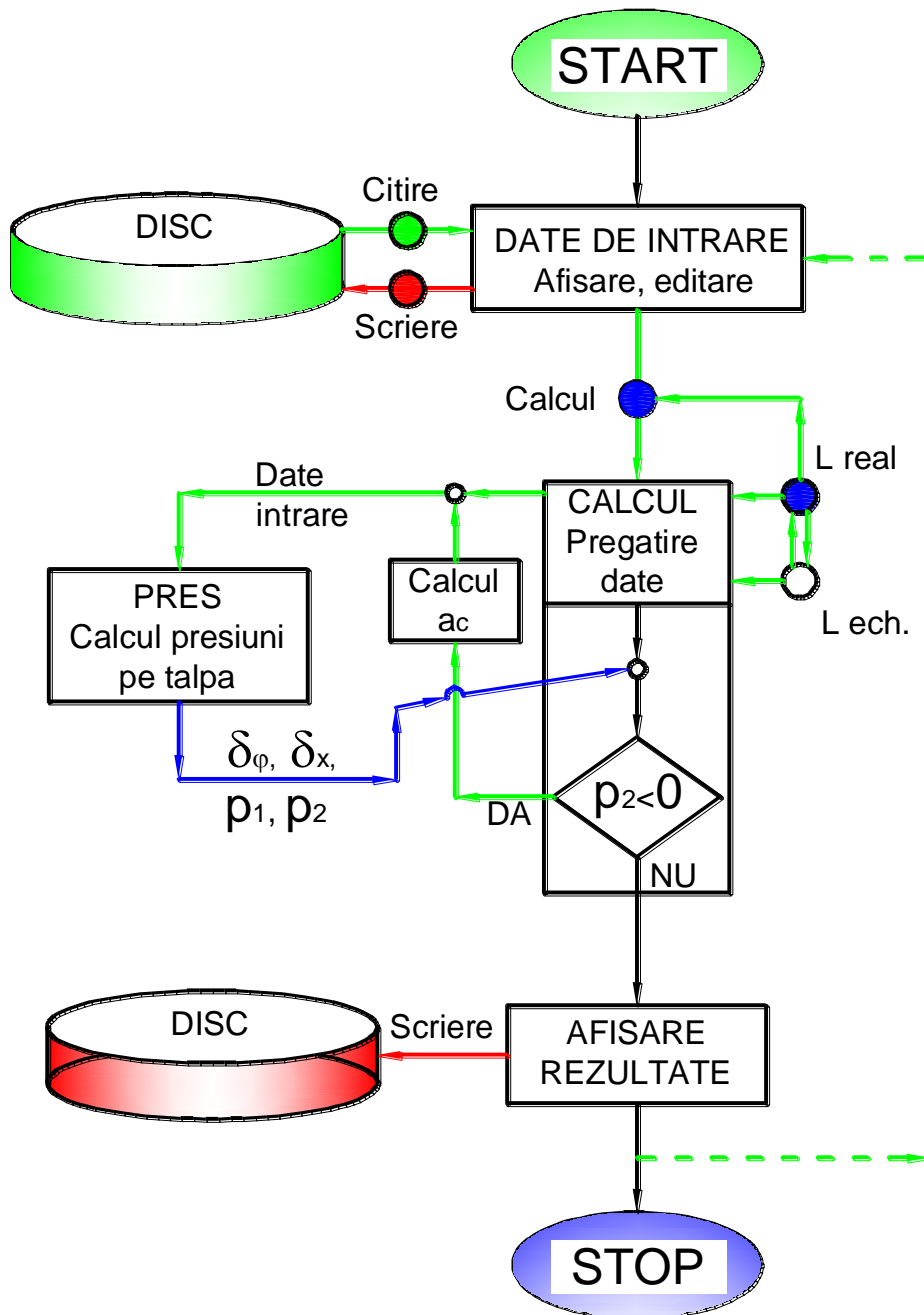


Fig. 5.8. Schema logică a programului de calcul „Fundații”

Pe baza schemei logice prezentată mai sus, s-a întocmit programul de calcul, prezentat în paragrafele 5.3.1.2. și 5.3.1.3. Trebuie menționat că programul nu este „blocat” în forma dată, el putând să fie modificat ulterior în funcție de necesitățile utilizatorilor, facilitând introducerea datelor de intrare sau pentru modificarea formatului datelor de ieșire. Programul de calcul este conceput în „mediul de programare Delphi” [82], care se bazează pe limbajul „Pascal” [48], orientat pe obiecte, pentru sistemul de operare Windows. Crearea unui program în condițiile date, presupune conceperea în paralel a „formeii” (respectiv a feței văzute a programului) și a „codului sursă” (cuprinzând lista instrucțiunilor specifice limbajului de programare).

5.3.1.2. „Forma” programului de calcul

Crearea „formeii” presupune inițializarea paginii de lucru care, pentru programul dat se prezintă sub forma unui panou care conține datele de intrare, diagramele de presiune rezultate și butoane de comandă, astfel:

- un tabel „Date de intrare” pentru introducerea datelor de intrare - o foaie de lucru de tip „Excel”, care cuprinde:
 - prima coloană de căsuțe (coloana „A”) specifică notațiile datelor ce urmează a fi introduse;
 - coloana a doua (coloana „B”) este destinată utilizatorului pentru a scrie datele de intrare;
 - cea de-a treia coloană (coloana „C”) prezintă unitățile de măsură ale datelor introduse în coloana „B”;
 - în coloana a patra (coloana „D”) se explicitează semnificația datelor de intrare;
- diagrame cu „Rezultate”:
 - diagrama „Secțiune transversală fundație” ce prezintă secțiunea transversală a fundației, lățimea și adâncimea de introducere a fundației în pământ; toate aceste date sunt preluate și afișate automat, după ce s-au introdus datele primare pentru calculul fundației;
 - diagrama „Presiuni verticale la baza fundației” ce afișează presiunile maxime și minime pe talpa fundației, precum și „lățimea activă de calcul” a fundației;
 - graficul „Presiuni orizontale” ce afișează valoric presiunile pe fețele laterale ale fundației, forma diagramei presiunilor reactive laterale, precum și poziția centrului de rotație al fundației și adâncimea de fundare;
- un buton „Preluare date” care deschide un meniu de preluare a datelor existente dintr-un fișier exemplu creat anterior (*.xls);
- un buton „Salvare date” care deschide un meniu de salvare a datelor introduse într-un fișier;
- un buton „Calcul”, prin care se realizează calculul efectiv al fundației și se afișează variația eforturilor în lungul fundației;
- un buton „Tabel” în care se afișează un tabel centralizator al încărcărilor și al eforturilor în fundație. Această pagină este salvată automat în program printr-un fișier denumit. „Rez.txt” și poate fi tipărită la imprimantă respectiv, salvată cu un alt nume;

- un buton „Tipărire” în care se afișează panoul de lucru, ce cuprinde datele de intrare și diagramele presiunilor pe talpa și pe fețele laterale ale fundației. Acesta poate fi salvat în calculator cu ajutorul programului „Captura.exe” într-un fișier de tip „*.jpg” și tipărit la imprimantă;
- o pereche de „butoane radio” ce permite calculul fundațiilor dreptunghiulare și circulare cu o lățime de calcul „reală” sau „echivalentă” (conform relației 5.2.).

5.3.1.3. „Codul sursă” al programului de calcul

Codul sursă este compus din mai multe părți distincte:

- lista „unit”-urilor utilizate în cadrul programului (unit-urile sunt biblioteci compilate ale unor subprograme de largă utilitate); aceste unit-uri sunt incluse în program;
- lista „obiectelor” și a tipurilor de „obiecte” utilizate în program;
- lista și tipul variabilelor utilizator;
- denumirile și textul sursă ale procedurilor (subprogramelor) utilizator;
- denumirile și textul sursă ale procedurilor (subprogramelor) „obiectelor” din biblioteca programului, preluate și actualizate de către utilizator.

Termenul (consacrat) de „utilizator”, are în context semnificația de utilizator al limbajului de programare și nu al programului de calcul.

// Începutul programului

```

unit Unit1;
interface
uses
// Lista UNIT-urilor - biblioteci ale programului DELPHI
  Windows, Messages, SysUtils, Classes, Graphics, Controls, Forms, Dialogs,
  ExtCtrls, TeeProcs, TeEngine, Chart, StdCtrls, Series, ComCtrls, Tabnotbk,
  AxCtrls, OleCtrls, vcf1, FmxUtils, math, jpeg;
type
// Tipul "OBIECTELOR" utilizate în cadrul programului
TForm1 = class(TForm)
  Button1: TButton;
  Chart1: TChart;
  Series3: TLineSeries;
  Series2: TLineSeries;
  Series1: TLineSeries;
  Chart3: TChart;
  Chart2: TChart;
  Series4: TLineSeries;
  Series7: TLineSeries;
  F1Book1: TF1Book;
  OpenDialog1: TOpenDialog;
  Button2: TButton;
  Button3: TButton;
  SaveDialog1: TSaveDialog;
  Series10: TLineSeries;
  Series8: TLineSeries;
  Image1: TImage;

```

```

Series9: TLineSeries;
Button4: TButton;
Button5: TButton;
RadioGroup1: TRadioGroup;
RadioButton1: TRadioButton;
RadioButton2: TRadioButton;
Label1: TLabel;
// Lista procedurilor tip "OBIECT" utilizate în cadrul programului
procedure Button1Click(Sender: TObject);
procedure Button2Click(Sender: TObject);
procedure Button3Click(Sender: TObject);
procedure F1Book1EndEdit(Sender: TObject; var EditString: WideString;
  var Cancel: Smallint);
procedure Button5Click(Sender: TObject);
procedure FormCreate(Sender: TObject);
procedure Button4Click(Sender: TObject);
procedure Chart3Click(Sender: TObject);
procedure RadioButton1Click(Sender: TObject);
procedure RadioButton2Click(Sender: TObject);

private
  { Private declarations }
public
  { Public declarations }
end;

var
// Lista și tipul variabilelor "utilizator"
Form1: TForm1;
a,b_c,b_d,h_in,p_1z,p_2z,p_1zt,p_2zt,p_x,a_b,a_c,d_ac,a_cerc,w:real;
n_0,t_0,m_0,m_ter,f_fr,f_fr_t,gm_b,pas,ex:real;
u,n_t,m_t,d_z,k_x,k_z,d_x,d_fi,h,m,r,z_0,pp,zr,p_max,p_min:real;
t_f:widestring;
v_t,i:byte;
firs:text;
sir:string;
implementation
{$R *.DFM}
// Denumirea și "Codurile sursă" ale procedurilor "utilizator"

Procedure cit_date;
// Citirea datelor de „intrare”
begin
form1.Button1.Visible:=false;
form1.Button3.Visible:=false;
form1.Button4.Visible:=false;
{w:=form1.F1Book1.NumberRC[1,1];
w:=(3.0*w-2.0)/power(w,3);}
w:=1.0;
h_in:=form1.F1Book1.NumberRC[2,2];
t_f:=form1.F1Book1.TextRC[3,2];

```

```

a:=form1.F1Book1.NumberRC[4,2];
if t_f='c' then b_c:=a else b_c:=form1.F1Book1.NumberRC[5,2];
b_d:=form1.F1Book1.NumberRC[5,2];
m_ter:=form1.F1Book1.NumberRC[6,2];
f_fr:=form1.F1Book1.NumberRC[7,2];
gm_b:=form1.F1Book1.NumberRC[8,2];
n_0:=form1.F1Book1.NumberRC[9,2];
t_0:=form1.F1Book1.NumberRC[10,2];
m_0:=form1.F1Book1.NumberRC[11,2];
pas:=form1.F1Book1.NumberRC[12,2];
if h_in>0 then begin
form1.Button1.Visible:=true;
form1.Button3.Visible:=true
end
end;

procedure pres;
// Calculul deplasării orizontale, a rotirii și a presiunilor pe talpa fundației
begin
if t_f='c' then begin
r:=(3.0*m_t+2.0*t_0*h_in)/(3.0*pi*power(a_c,4)+4.0*w*b_c*power(h_in,3));
d_fi:=48.0*w*r/k_z;
d_x:=2.0*t_0/(k_x*h_in*b_c)+32.0*w*h_in*r/k_z
end else begin
r:=(3.0*m_t+2.0*t_0*h_in)/(3.0*b_c*power(a_c,3)+w*b_c*power(h_in,3));
d_fi:=12.0*w*r/k_z;
d_x:=2.0*t_0/(k_x*h_in*b_c)+8.0*w*h_in*r/k_z
end;
z_0:=d_x/d_fi;
h:=k_x*b_c*h_in*(d_x/2.0-h_in*d_fi/3.0);
if t_f='c' then m:=pi*power(a_c,4)/k_z*d_fi/48.0/w else
m:=b_c*power(a_c,3)*k_z*d_fi/12.0/w;
m:=m+k_x*b_c*power(h_in,3)*d_fi/4.0-k_x*b_c*sqr(h_in)*d_x/3.0;
p_2z:=k_z*a_c*d_fi/2.0;
p_1zt:=p_1z-p_2z;
p_2zt:=p_1z+p_2z;
end;

Procedure calcul;
// Calculul general al fundației utilizând datele de intrare
begin
form1.Button4.Visible:=true;
form1.Button5.Visible:=true;
if t_f='c' then u:=pi*a else u:=2*(a+b_c);
f_fr_t:=1.0*u*h_in*f_fr;
if t_f='c' then a_b:=pi*sqr(a)*0.25 else a_b:=a*b_d;
n_t:=n_0+a_b*h_in*gm_b;
if n_t>0.0 then begin
n_t:=n_t-f_fr_t;
if n_t<0.0 then n_t:=0.0
end else

```



```

if n_t<0.0 then begin
n_t:=n_t+f_fr_t;
if n_t>0.0 then n_t:=0.0
end;
k_z:=m_ter*h_in;
d_z:=n_t/a_b/k_z;
p_1z:=k_z*d_z;
k_x:=k_z;
if form1.RadioButton1.Checked=false then begin
if b_c<1.0 then b_c:=1.5*b_c+0.5 else b_c:=b_c+1.0;
if t_f='c' then b_c:=0.9*b_c
end;
a_c:=a;
m_t:=m_0;
a_cerc:=0.0;
pres;
if p_1zt<0 then begin
a_c:=a*p_2zt/(p_2zt-p_1zt);
m_t:=m_0+(a_c-a)*0.5*n_t;
w:=a/a_c;
if w<=0 then showmessage('Momentul capabil a fost depasit') else
if w>1 then begin
rewrite(fisr);
repeat
pres;
ex:=a_c;
a_c:=a*p_2zt/(p_2zt-p_1zt);
m_t:=m_0+(a_c-a)*0.5*n_t;
writeln(fisr,a_c:20:10,p_1zt:20:10,p_2zt:20:10);
w:=a/a_c
until abs(ex-a_c)<0.000001;
p_1zt:=0.0;
if t_f='c' then begin
if a_c>a/2 then begin
d_ac:=a_c-a/2.0;
a_cerc:=d_ac*sqrt(a*a/4.0-d_ac*d_ac);
a_cerc:=a_cerc+a*a/8.0*(pi+2.0*arcsin(2.0*d_ac/a))
end else begin
d_ac:=a/2.0-a_c;
a_cerc:=d_ac*sqrt(a*a/4.0-d_ac*d_ac);
a_cerc:=a_cerc-a*a/4.0*(pi+2.0*arccos(2.0*d_ac/a))
end;
p_2zt:=n_t/a_cerc*2.0
end else p_2zt:=n_t/a_c/b_d*2.0;
writeln(fisr,a_c:20:10,p_1zt:20:10,p_2zt:20:10,a_cerc:20:10);
end
end;
end;
end;

Procedure afisare;
// Generarea graficelor diagramelor si a fisierului text cu rezultate

```

```

begin
form1.Series1.Clear;
form1.Series2.Clear;
form1.Series3.Clear;
form1.Series4.Clear;
form1.Series7.Clear;
form1.Series8.Clear;
form1.Series9.Clear;
form1.Series10.Clear;
form1.Series3.AddXY(0,0.0);
form1.Series3.AddXY(0,-h_in-a/h_in);
form1.Series2.AddXY(-a*0.5-0.5*h_in/a,0.0);
form1.Series2.AddXY(a*0.5+0.5*h_in/a,0.0);
form1.Series1.AddXY(-a*0.5,0);
form1.Series1.AddXY(-a*0.5,-h_in);
form1.Series1.AddXY(a*0.5,-h_in);
form1.Series1.AddXY(a*0.5,0);
form1.Series4.AddXY(-a*0.5-0.5*h_in/a,0.0);
form1.Series4.AddXY(a*0.5+0.5*h_in/a,0.0);
form1.Series7.AddXY(-a*0.5,0);
if a_c<a then begin
form1.Series7.AddXY(a*0.5-a_c,0);
str(a_c:1:3,sir);
form1.Label1.Caption:='a_c= '+sir;
end else begin
form1.Series7.AddXY(-a*0.5,p_1zt);
str(a:1:3,sir);
form1.Label1.Caption:='a_c= '+sir;
end;
form1.Series7.AddXY(a*0.5,p_2zt);
form1.Series7.AddXY(a*0.5,0);
pp:=0.0;
zr:=0.0;
p_min:=0.0;
p_max:=0.0;
if p_1zt>0 then rewrite(fisr);
writeln(fisr,'      Calculul fundatiilor incastrate elastic in teren');
writeln(fisr,'      -----');
writeln(fisr);
writeln(fisr,'      Date de intrare:');
writeln(fisr,'      -----');
writeln(fisr,'      Adancimea de introducere a fundatiei: ',h_in:1:3,' m');
if t_f='c' then begin
writeln(fisr,'      Tip fundatie: circulara');
writeln(fisr,'      Diametrul fundatiei: ',a:1:3,' m')
end else begin
writeln(fisr,'      Tip fundatie: dreptunghiulara');
writeln(fisr,'      Latimea fundatiei: ',a:1:3,' m');
writeln(fisr,'      Lungimea fundatiei: ',b_c:1:3,' m')
end;
end;

```

```

writeln(fisr,' Caracteristica coeficientului de pat al terenului: ',m_ter:1:3,' kN*m-
4');
writeln(fisr,' Forta de frecare unitara: ',f_fr:1:3,' kN*m-2');
writeln(fisr,' Greutatea specifica a betonului: ',gm_b:1:2,' kN*m-3');
writeln(fisr,' Incarcari de calcul:');
writeln(fisr,' N= ',n_0:1:3,' kN, T= ',t_0:1:3,' kN, M= ',m_0:1:3,' kN*m');
writeln(fisr,' -----');
writeln(fisr);
writeln(fisr,' Rezultate:');
writeln(fisr,' -----');
writeln(fisr,' Deplasarea orizontala a bazei fundatiei: ',d_x:1:4,' m');
writeln(fisr,' Rotirea fundatiei: ',d_fi:1:6,' rad');
writeln(fisr,' Presiuni pe talpa fundatiei: ',p_1zt:1:3,' kN*m-2 / ',p_2zt:1:3,'
kN*m-2');
writeln(fisr);
writeln(fisr,' Presiuni laterale');
writeln(fisr,' Adancime [m] Presiune [kN*m-2]');
writeln(fisr,' -----');
repeat
p_x:=zr/h_in*k_x*(zr*d_fi-d_x);
if p_min>p_x then p_min:=p_x;
if p_x>p_max then p_max:=p_x;
pp:=pp+p_x;
form1.Series8.AddXY(zr,p_x);
writeln(fisr,zr:16:3,p_x:15:3);
zr:=zr+pas;
until h_in-zr<-0.001;
if zr-h_in<pas-0.001 then begin
p_x:=k_x*(h_in*d_fi-d_x);
pp:=pp+p_x;
form1.Series8.AddXY(h_in,p_x);
writeln(fisr,h_in:16:3,p_x:15:3)
end;
writeln(fisr,' -----');
writeln(fisr,' Presiuni laterale maxime: ',p_min:1:3,' kN*m-2 / ',p_max:1:3,'
kN*m-2');
closefile(fisr);
form1.Series9.AddXY(0.0,0.0);
form1.Series9.AddXY(h_in,0.0);
form1.Series10.AddXY(z_0,p_min);
form1.Series10.AddXY(z_0,p_max)
end;

procedure TForm1.Button1Click(Sender: TObject);
// Butonul de „Calcul” - citirea datelor de intrare si calculul fundatiei
begin
v_t:=1;
cit_date;
if h_in>0 then begin
calcul;
afisare;

```

```
end else showmessage('Fundatia trebuie sa aiba lungime>0')
end;

procedure TForm1.Button2Click(Sender: TObject);
// Butonul de „Preluare date de intrare din fisier”
var
  SSheetType: SmallInt;
begin
  form1.OpenDialog1.FileName:='';
  if form1.OpenDialog1.Execute then
  form1.F1Book1.Read(OpenDialog1.FileName,SSheetType);
  form1.Caption:=form1.OpenDialog1.FileName;
  if form1.OpenDialog1.FileName<>' then cit_date
  end;

procedure TForm1.Button3Click(Sender: TObject);
// Butonul de „Salvare date de intrare în fisier”
begin
  form1.SaveDialog1.FileName:='';
  if form1.SaveDialog1.Execute then
  form1.F1Book1.write(SaveDialog1.FileName,F1FileExcel5);
  end;

procedure TForm1.F1Book1EndEdit(Sender: TObject);
// „Încheierea editării datelor de intrare”
  var EditString: WideString; var Cancel: Smallint);
begin
  form1.Button1.Visible:=true;
  form1.Button3.Visible:=true;
  form1.Button4.Visible:=false;
  form1.Button5.Visible:=false
  end;

procedure TForm1.Button5Click(Sender: TObject);
// Butonul de „Tipărire” panou principal - (program „captură”)
begin
  form1.Button1.Visible:=false;
  form1.Button2.Visible:=false;
  form1.Button3.Visible:=false;
  form1.Button4.Visible:=false;
  form1.Button5.Visible:=false;
  showmessage('Dupa intrarea în programul de "CAPTURA" se va apasa "Alt+PrtScr"
  Dupa iesire se face "Clik" pe grafic');
  ExecuteFile('Captura.exe','C:\Fundatii\', SW_SHOW)
  end;

procedure TForm1.FormCreate(Sender: TObject);
// Instrucțiuni de inițializare la „Crearea formei”
begin
  assignfile(fisr,'\Fundatii\Rez.txt');
  v_t:=0
```

```

end;

procedure TForm1.Button4Click(Sender: TObject);
// Editarea fișierului tip text de rezultate
begin
ExecuteFile('uedit32', '\Fundatii\Rez.txt', '\Fundatii\', SW_SHOW)
end;

procedure TForm1.Chart3Click(Sender: TObject);
// Reafișarea butoanelor de comandă după revenirea din programul captură
begin
form1.Button1.Visible:=true;
form1.Button2.Visible:=true;
form1.Button3.Visible:=true;
form1.Button4.Visible:=true;
form1.Button5.Visible:=true
end;

procedure TForm1.RadioButton1Click(Sender: TObject);
// Calcul cu lungimea reală
begin
if v_t>0 then begin
cit_date;
calcul;
afisare
end
end;

procedure TForm1.RadioButton2Click(Sender: TObject);
// Calcul cu lungimea echivalentă
begin
if v_t>0 then begin
cit_date;
calcul;
afisare
end
end;
end.
// Sfârșitul programului

```

Programul prezentat, asemenea majorității programelor de calcul presupune trei faze distincte:

- introducerea datelor de intrare;
- prelucrarea propriu-zisă a datelor de intrare;
- afișarea, tipărirea și interpretarea rezultatelor.

5.3.1.4. Introducerea datelor de intrare

După apelarea programului „Fundatii.exe” din directorul „Fundatii” se afișează panoul de lucru pentru introducerea datelor. În cazul în care se dorește altă

aplicație, pe structura existentă se fac modificările necesare, după care se salvează sub un alt nume fișierul de date de intrare.

Interfața de introducere a datelor este prezentată în figura 5.9.:

	A	B	C	D	E	F	G	H	I
1		Calculul fundatiilor incastrate elastic in teren							
2	h_in	5,00	m	Adancimea de introducere a fundatiei in pamant					
3	t_f		c/d	Tip fundatie (circulara/dreptunghiulara)					
4	a	6,50	m	Latimea /diametrul fundatiei					
5	b_c	6,50	m	Lungimea fundatiei (pt fundatia dreptunghiulara)					
6	m_ter	4000	kN*m-4	Caracteristica coeficientului de pat al terenului					
7	f_fr	0,00	kN*m-2	Fortele de frecare					
8	gm_b	25,00	kN*m-3	Greutatea specifica a betonului					
9	n_o	150,00	kN	Fora verticala					
10	t_o	130,00	kN	Fora orizontala					
11	m_o	4000,00	kN*m	Momentul					
12	pas	0,30	m	Pasul de calcul					
13									
14									

Fig. 5.9. Program de calcul „Fundatii” - panoul „Date de intrare”

Pentru macheta de introducere a datelor se fac următoarele precizări:

- „h_in” - reprezintă adâncimea în [m] de introducere a fundației în pământ;
- „t_f” - tipul fundației. Dacă se folosește fundația circulară se tastează „c”, respectiv „d” pentru fundația dreptunghiulară;
- „a” - lățimea fundației dreptunghiulare sau diametrul fundației circulare, [m];
- „b_c” - lungimea fundației (numai pentru fundația dreptunghiulară), [m];
- „m_ter” - caracteristica coeficientului de pat al terenului [kN·m-4];
- „f_fr” - frecarea unitară pe suprafața laterală a fundației pe înălțimea sa [kN·m-2] (folosită numai în cazul fundațiilor circulare cu diametre mici de tip „coloană”);
- „gm_b” - greutatea specifică [kN·m-3] a betonului;
- „n_o” - forța verticală (forța axială) care soliciță fundația [kN],
- „t_o” - forța orizontală (forța tăietoare) care soliciță fundația [kN],
- „m_o” - momentul încovoietor care soliciță fundația [kN m],
- „pas” - pasul de calcul pentru eforturile în fundație, [m];

5.3.1.5. Prelucrarea prin program a datelor de intrare

După actualizarea, verificarea și eventual salvarea datelor de intrare într-un fișier (cu același nume sau cu nume diferit) se „apasă” butonul „Calcul” pentru efectuarea calculului propriu-zis, după care se vizualizează dispoziția fundației (fig. 5.11.) (pentru verificare și eventual revenire pe tabelul de introducere a datelor în caz de necesitate). În cazul în care dispoziția fundației corespunde cu realitatea, se „apasă” butonul „Tabel” pentru vizualizarea și eventual salvarea rezultatelor obținute într-un fișier cu același nume sau cu nume diferit (fig. 5.10.).

Prezentarea în detaliu a funcționării programului de calcul este cuprinsă în paragraful 5.3.1.6.

5.3.1.6. Descrierea funcționării programului de calcul

Pentru calculul automat al fundațiilor încastrate elastic în teren s-au adoptat metodele din literatura de specialitate [62], [96], [121], cu mențiunea că unele relații de calcul au fost adaptate programului de calcul.

În cele ce urmează se prezintă etapele parcurse în rezolvarea calculului:

- cu ajutorul procedurii „cit_date” se citesc datele de intrare referitoare la caracteristicile fundației și ale terenului de fundare;
- prin procedura „pres” se calculează: deplasările orizontale δ_x , rotirea δ_φ , ordonata punctului de rotire (z_o) și presiunile pe talpa fundației p_1 , p_2 ; pentru verificare se calculează și reacțiunile moment și forță tăietoare din deplasările reale; în această procedură se consideră lățimea activă de calcul, adaptând relațiile de calcul (5.12) pentru deplasarea laterală și rotirea fundației circulare după cum urmează [96], [121]:

$$\delta_\varphi = \frac{48a(3M + 2Hh)}{C_z a_c \left(4 \frac{a}{a_c} \beta h^3 b + 3\pi d^4 \right)} = \frac{48a}{C_z a_c} R \quad (5.71.)$$

$$\delta_x = \frac{2H}{C_x hb} + \frac{32\beta ha}{C_x a_c} R$$

Pentru fundația pătrată, relațiile 5.49, 5.51 [62] se modifică după cum urmează:

$$\delta_\varphi = \frac{12a(2Hh + 3M)}{C_z a_c (3b^4 + \frac{a}{a_c} \beta h^3 b)} = \frac{12a}{C_z a_c} R; \quad (5.72.)$$

$$\delta_x = \frac{2H}{C_x hb} + \frac{8ha}{C_z a_c} R$$

unde:

- a este lățimea totală a fundației;
- a_c este lățimea activă;

Stabilirea valorii lățimii a_c este descrisă în procedura „calcul”.

Pe baza deplasării și rotirii se calculează presiunile pe talpa fundației cu relațiile 5.13 pentru fundația circulară respectiv, 5.52 pentru fundația dreptunghiulară;

Pentru ambele tipuri de fundație ordonata punctului de rotire este:

$$z_o = \frac{\delta_x}{\delta_\varphi}; \quad (5.73.)$$

- prin procedura „calcul” se verifică datele de intrare și se pregătesc aceste date pentru calculul deplasărilor și presiunilor, după care se apelează procedura „pres”; după revenire, se verifică presiunile pe talpa fundației, rezultând două posibilități:

- în cazul general, presiunile pe talpă sunt ambele de compresiune, lățimea activă este egală cu lățimea reală ($a_c = a$) și calculul se încheie, afișându-se rezultatele;
 - pentru încărcări orizontale și momente mari se poate ajunge în situația în care una din presiuni (p_2 , conform fig. 5.7) devine negativă; în acest caz forțele verticale produc un moment care se va suprapune peste momentul de calcul; în continuare se calculează lățimea activă, fără a se lua în calcul zona „întinsă” și calculul se reface (prin reapelarea procedurii „pres” cu noile dimensiuni și încărcări), acceptând o lățime de calcul mai mică decât lățimea reală ($a_c < a$ - doar pe zona comprimată); procedeul este iterativ, iar calculul se reface până când diferența de lățime activă dintre două calcule consecutive devine ne semnificativă (10^{-6} m);
- d. procedura „afișare” trasează pe baza datelor de intrare schița cu secțiunea transversală, inițializează graficele de presiuni (laterale și pe talpă); apoi calculează presiunile laterale începând de la partea superioară a fundației, cu pasul dat până la talpa fundației cu formulele 5.14 respectiv, 5.55:

$$P_x = C_x \frac{z^2}{h} \delta_\varphi - C_x \frac{z^2}{h} \delta_x;$$

La sfârșit, se generează fișierul tip text care conține datele de intrare și rezultatele sub formă de tabel (descrie în paragraful următor 5.3.1.7);

În afară de procedurile „utilizator” descrise mai sus, programul conține și proceduri atașate butoanelor de comandă, generate de mediul de programare și adaptate necesităților de calcul:

- e. buton1 - butonul de „Calcul” care apelează procedurile de „citire a datelor”, de „calcul” și de afișare;
- f. buton2 - butonul de „Preluare date” care deschide meniul de preluare a unui fișier de date tip Excel; acest fișier poate fi editat și cu editorul Excel, cu condiția ca salvarea să se facă în format Excel 5; modificarea datelor se mai poate face și prin dublu click cu tasta dreapta a mouse-ului pe tabelul de date de intrare;
- g. buton3 - butonul de „Salvare date” care deschide meniul de salvare a datelor, permițând păstrarea într-un fișier (tip Excel) a datelor de intrare utilizate;
- h. buton4 - butonul „Tabel” care deschide pentru vizualizare, editare și tipărire fișierul tip text cu date de intrare și rezultate;
- i. buton5 - butonul „Tipărire” care permite salvarea și tipărirea la imprimantă a panoului principal (modul de lucru este descrie în paragraful următor 5.3.1.7);
- j. procedura de încheiere a editării datelor de intrare - activează butoanele de „Calcul” și „Salvare date” și dezactivează butoanele „Tabel” și „Tipărire” (care vor fi activate doar după apăsarea butonului „Calcul”);
- k. procedura de inițializare atașată creării „formeii” - definirea fișierului tip text pentru rezultate;
- l. procedurile atașate butoanelor de „radio” - „Lungime de calcul” „Reală” sau „Echivalentă”. comută între modul de calcul cu lungimea (b_c) reală a fundației sau calculată conform relației 5.2.

$$b_c = 0,9(1,5 d + 0,5)$$

unde:

d - diametrul fundației;

În aceste proceduri se citesc datele de intrare, se efectuează calculele și se afișează rezultatele.

5.3.1.7. Afișarea rezultatelor

În urma calculului, programul afișează rezultatele într-un tabel, în format text, așa cum este prezentat în figura 5.10, cu următorul conținut:

- datele de intrare prezentate la paragraful 5.3.1.4.;
- deplasarea orizontală a bazei fundației;
- rotirea fundației;
- presiunile minime și maxime pe talpa fundației;
- presiunile pe fețele laterale ale fundației (detaliat în funcție de pasul de calcul impus prin datele de intrare).

În finalul tabelului sunt evidențiate presiunile laterale maxime în valoare, cu semnul aferent.

Fișierul rezultat este de tip text și poate fi editat, salvat cu orice alt nume și tipărit la imprimantă (fig. 5.10.).

```

UltraEdit-32 - [1: date in cap. 5 word] Rez.txt
File Edit Search Project View Format Column Macro Advanced Window Help
Rez.txt
-----
Calculul fundatiilor incastrate elastic in teren
-----
Date de intrare:
-----
Adancimea de introducere a fundatiei: -5.000 m
Tip fundatie: dreptunghiulara
Latimea fundatiei: 6.500 m
Lungimea fundatiei: 6.500 m
Caracteristica coeficientului de pat al terenului: 4000.000 kN*m-4
Forța de frecare unitara: 0.000 kN*m-2
Greutatea specifica a betonului: 25.00 kN*m-3
Incarcari de calcul:
N= 150.000 kN, T= 130.000 kN, M= 4000.000 kN*m
-----
Rezultate:
-----
Deplasarea orizontala a bazei fundatiei: 0.0047 m
Rotirea fundatiei: 0.001294 rad
Presiuni pe talpa fundatiei: 44.451 kN*m-2 / 212.650 kN*m-2

Presiuni laterale
Adancime [m] Presiune [kN*m-2]
-----
0.000 -0.000
0.300 -5.190
0.600 -9.448
0.900 -12.774
1.200 -15.169
1.500 -16.632
1.800 -17.164
2.100 -16.764
2.400 -15.433
2.700 -13.170
3.000 -9.975
3.300 -5.849
3.600 -0.792
3.900 5.198
4.200 12.118
4.500 19.971
4.800 28.755
5.000 35.128
-----
Presiuni laterale maxime: -17.164 kN*m-2 / 35.128 kN*m-2
-----
For Help, press F1
Ln 1, Col 1, CO DOS Mod: 15.11.2008 17:14:14 File Size: 1754 JMS

```

Fig. 5.10. Program de calcul „Fundații” - pagina „Rezultate”

După efectuarea calculului cu butonul „Calcul”, panoul principal afișează diagramele presiunilor reactive la baza fundației și pe fețele laterale (fig. 5.11.). Lângă perechea de „butoane Radio” se găsesc butoanele „Preluare date”, „Salvare date”, „Calcul”, „Tabel” și „Tipărire”. În varianta tipărită la imprimantă aceste butoane sunt ascunse pentru a nu influența interpretarea rezultatelor.

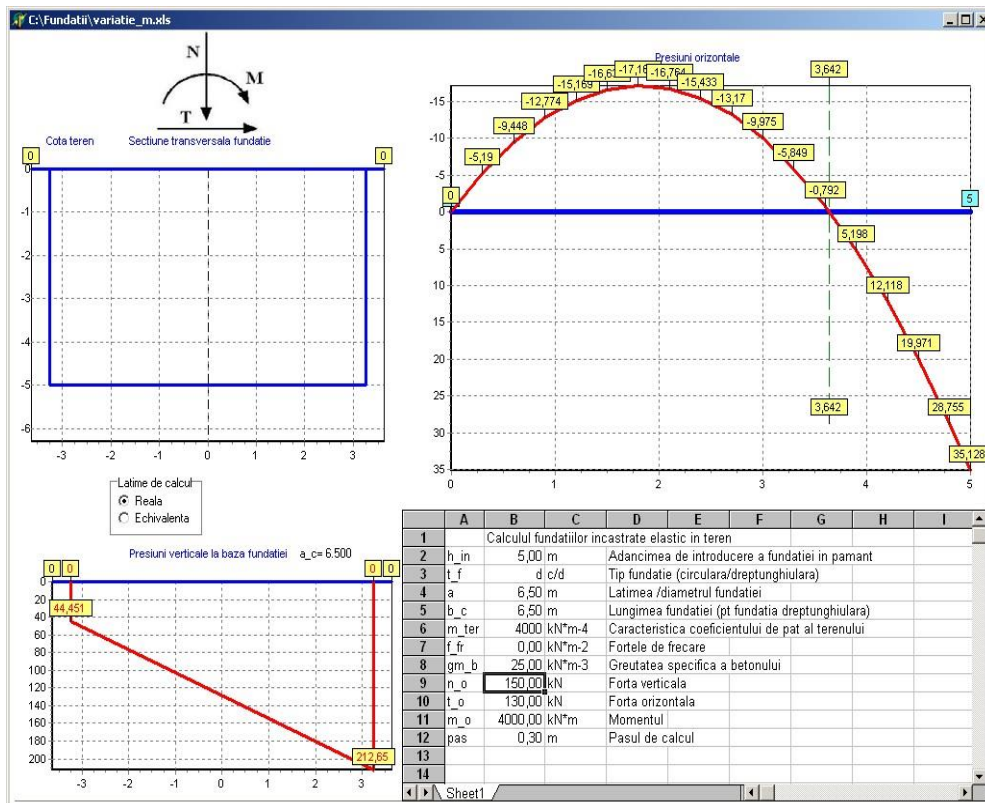


Fig. 5.11. Program de calcul „Fundatii” -panoul principal

Butonul „Tipărire” permite salvarea și tipărirea la imprimantă a panoului principal. După intrarea în programul de „captură” se apasă tasta „Alt+PrtSc” pentru „capturarea” întregii imagini sau cu butoanele specifice programului se poate selecta doar o parte din grafice. Imaginea astfel „capturată” poate fi tipărită sau utilizată în alte documente. După „ieșirea” din programul captură se apasă tasta din stânga a mouse-ului pe diagrama „Presiuni orizontale” pentru apariția butoanelor de comandă.

Pentru vizualizarea în detaliu a unor zone din grafic, în special în cazul unui pas mic de calcul, se poate selecta cu mouse-ul o zonă dreptunghiulară începând cu punctul stânga-sus spre dreapta-jos, ținând apăsată tasta din stânga a mouse-ului. Pentru vizualizarea altor porțiuni de grafic, atunci când imaginea este mărită, se apasă tasta din dreapta a mouse-ului și se deplasează mouse-ul în direcția dorită. Pentru revenire la imaginea inițială se selectează un dreptunghi, oriunde pe grafic,

ținând apăsată tasta din stânga a mouse-ului și deplasând mouse-ul din dreapta-jos spre stânga-sus.

În cazul în care se dorește refacerea calculului cu alte date, se modifică datele de intrare și se repetă operațiile descrise anterior.

5.3.2. Aplicarea programului de calcul „Fundații” la studiul influenței unor parametri asupra conlucrării cu terenul a fundațiilor încastrate elastic

În cele ce urmează sunt prezentate mai multe exemple de calcul, menite să verifice corectitudinea programului de calcul, respectiv să evidențieze modul de conlucrare cu terenul a unor fundații încastrate elastic în teren, sub acțiunea încărcărilor. În afară de încărcări au fost analizate pe rând influențele adâncimii de fundare, a dimensiunilor tălpii fundației și a coeficientului de pat al terenului.

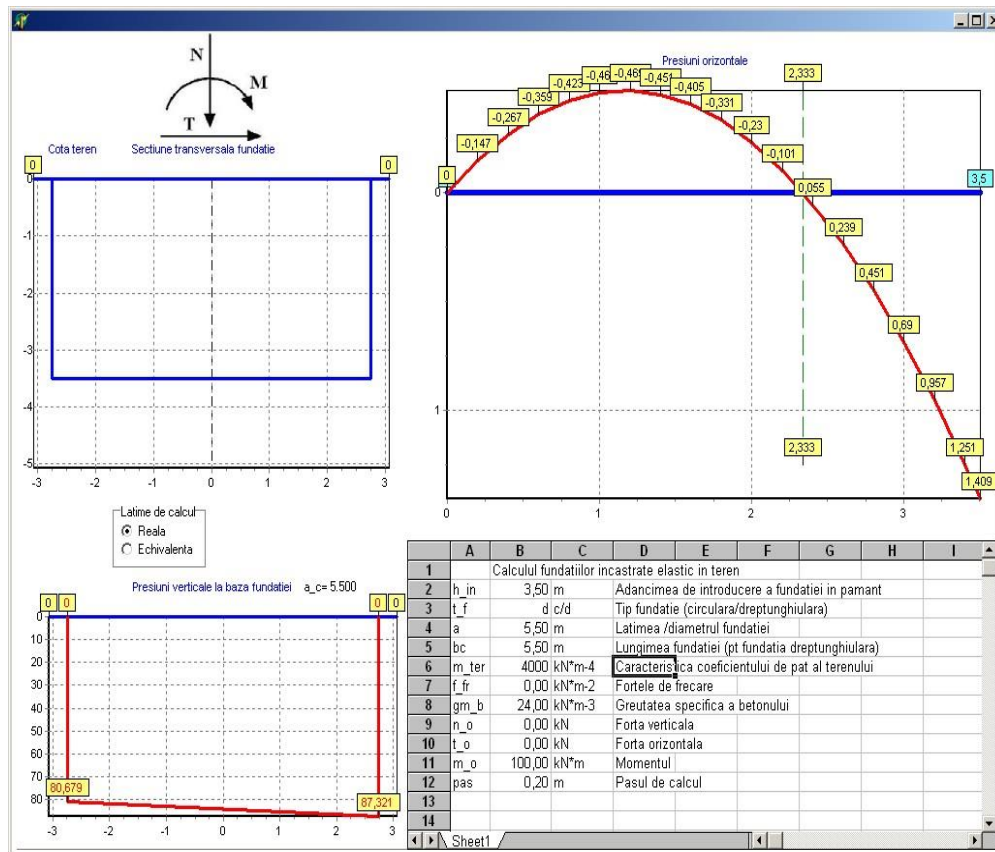


Fig. 5.12. Diagrama presiunilor reactive la o fundație pătrată pentru $N = 0$ kN, $T = 0$ kN, $M = 100$ kNm

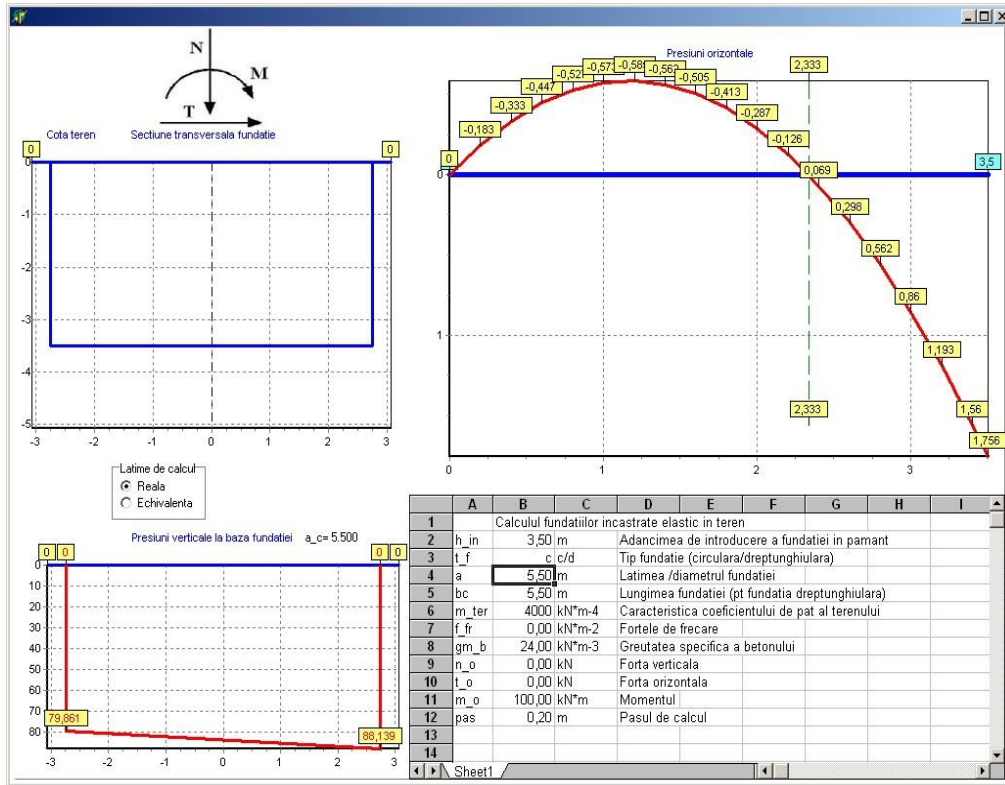


Fig. 5.13. Diagrama presiunilor reactive la o fundație circulară pentru $N = 0$ kN, $T = 0$ kN, $M = 100$ kNm

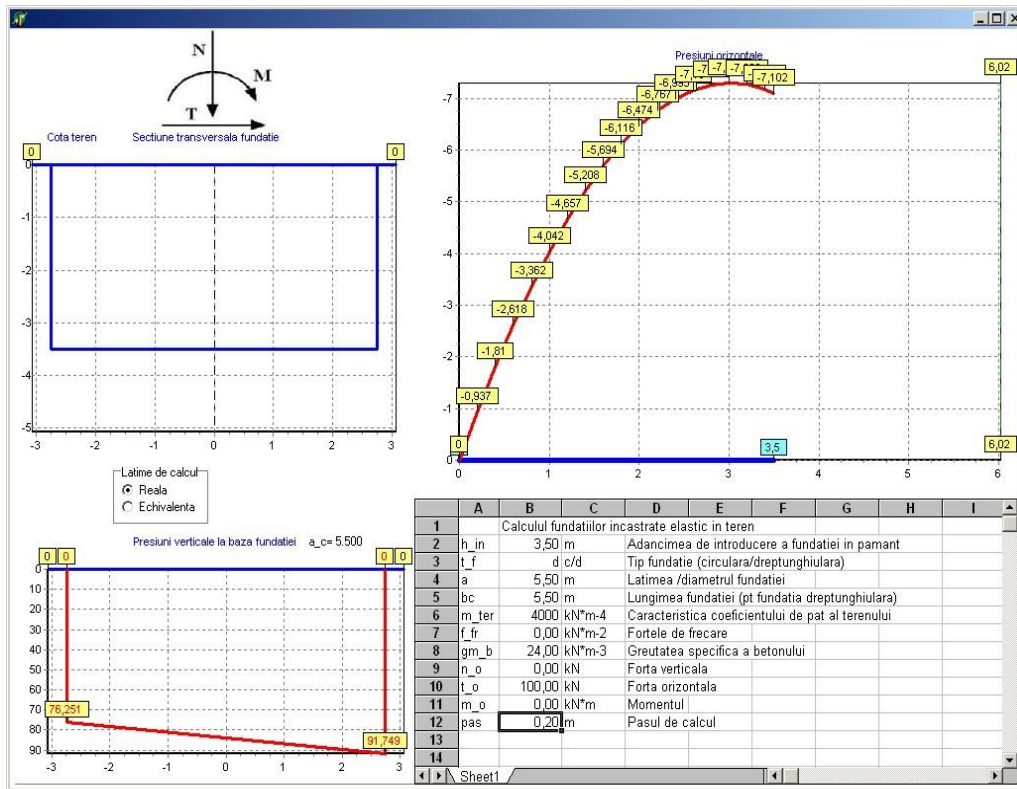


Fig. 5.14. Diagrama presiunilor reactive la o fundație pătrată pentru $N = 0$ kN, $T = 100$ kN, $M = 0$ kNm

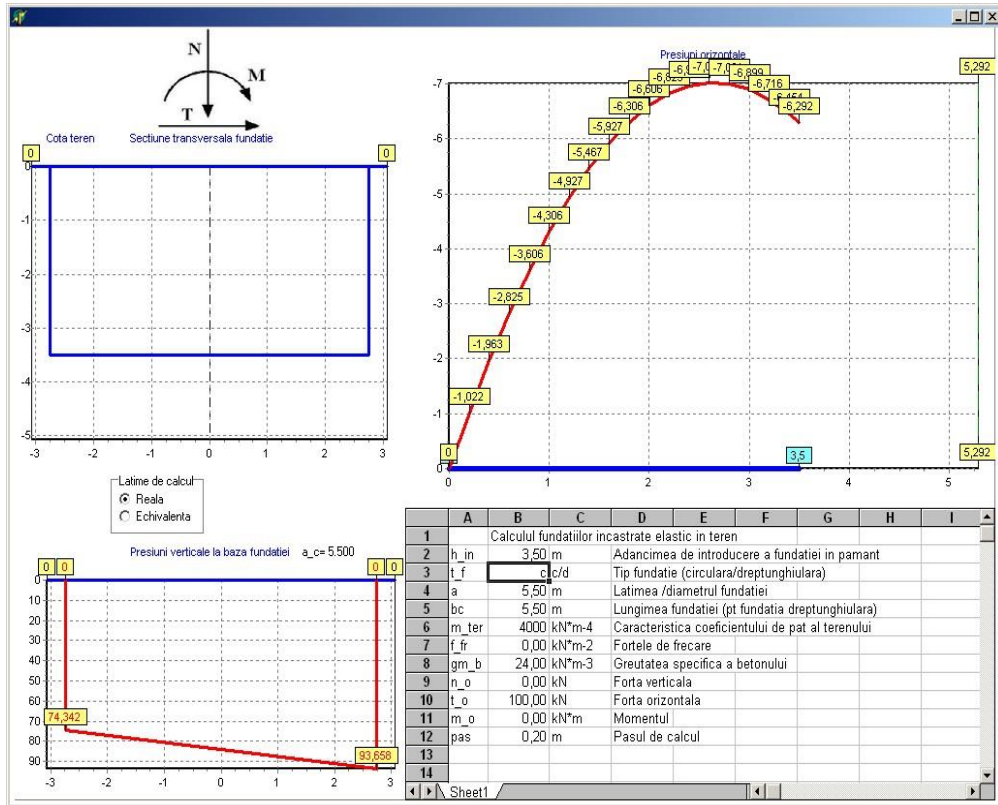


Fig. 5.15. Diagrama presiunilor reactive la o fundație circulară pentru $N = 0$ kN, $T = 100$ kN, $M = 0$ kNm

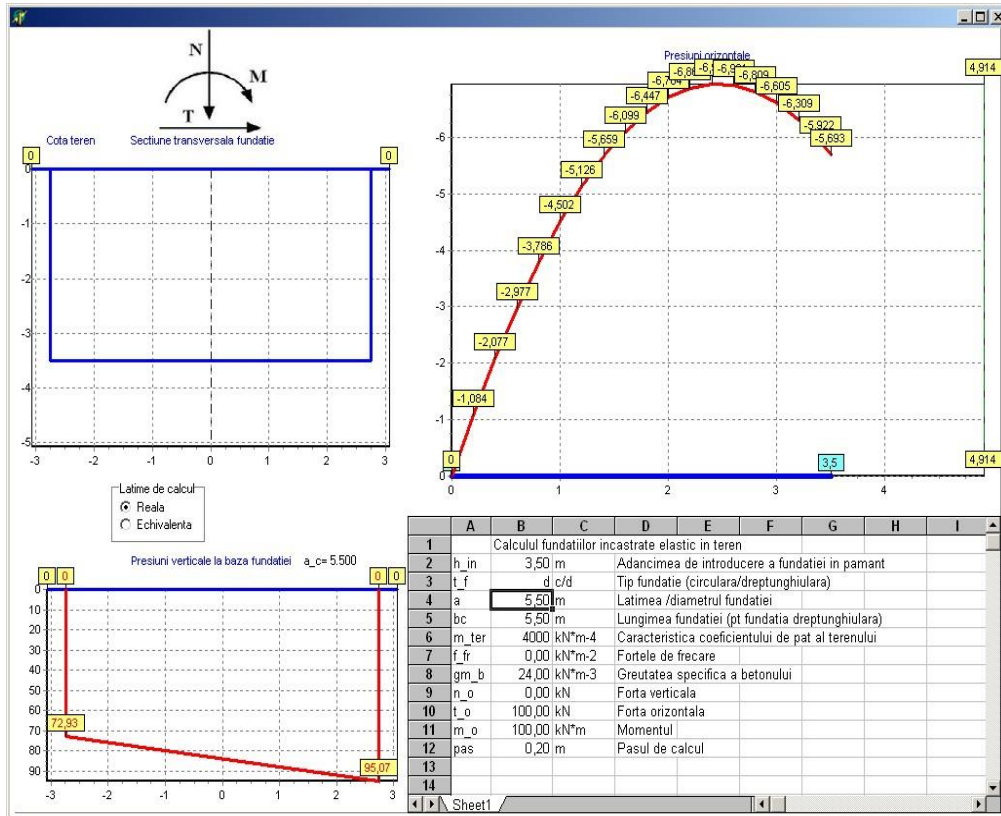


Fig. 5.16. Diagrama presiunilor reactive la o fundație pătrată pentru $N = 0$ kN, $T = 100$ kN, $M = 100$ kNm

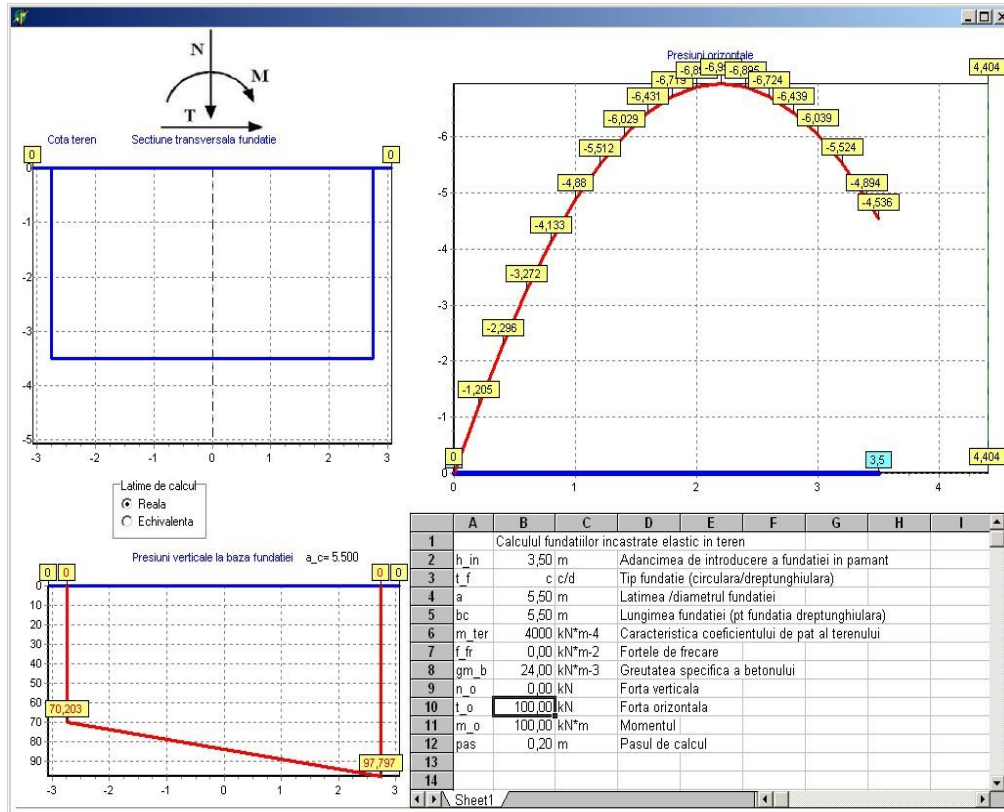


Fig. 5.17. Diagrama presiunilor reactive la o fundație circulară pentru $N = 0$ kN, $T = 100$ kN, $M = 100$ kNm

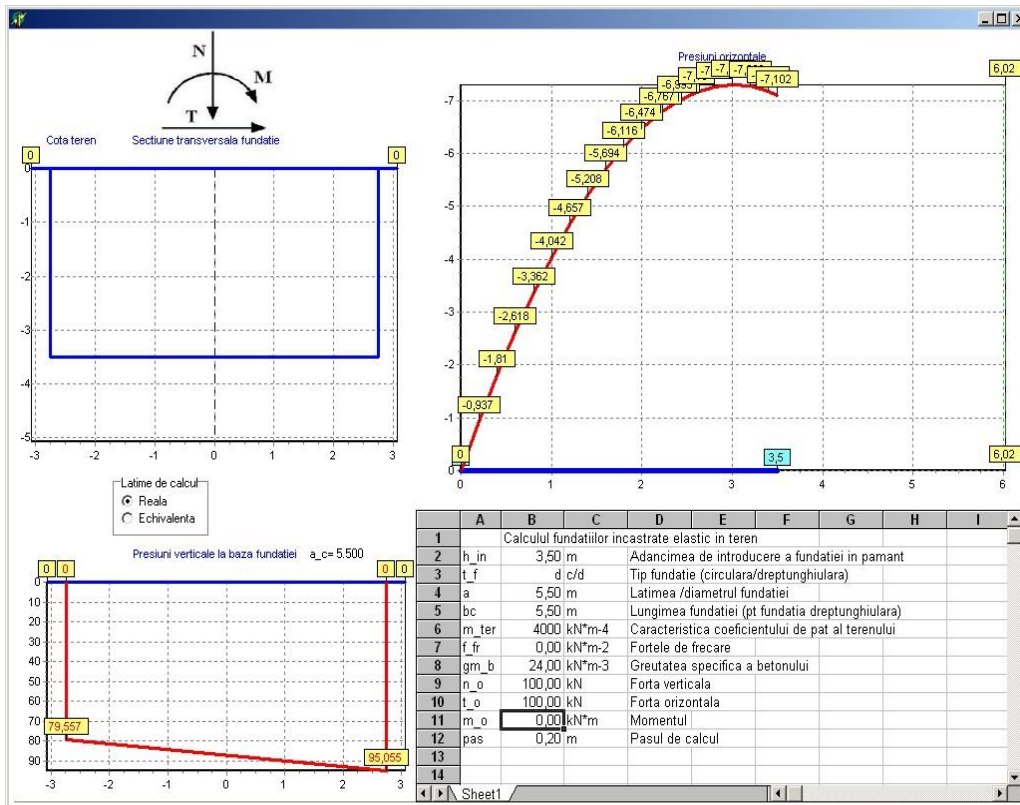


Fig. 5.18. Diagrama presiunilor reactive la o fundație pătrată pentru $N = 100 \text{ kN}$, $T = 100 \text{ kN}$, $M = 0 \text{ kNm}$

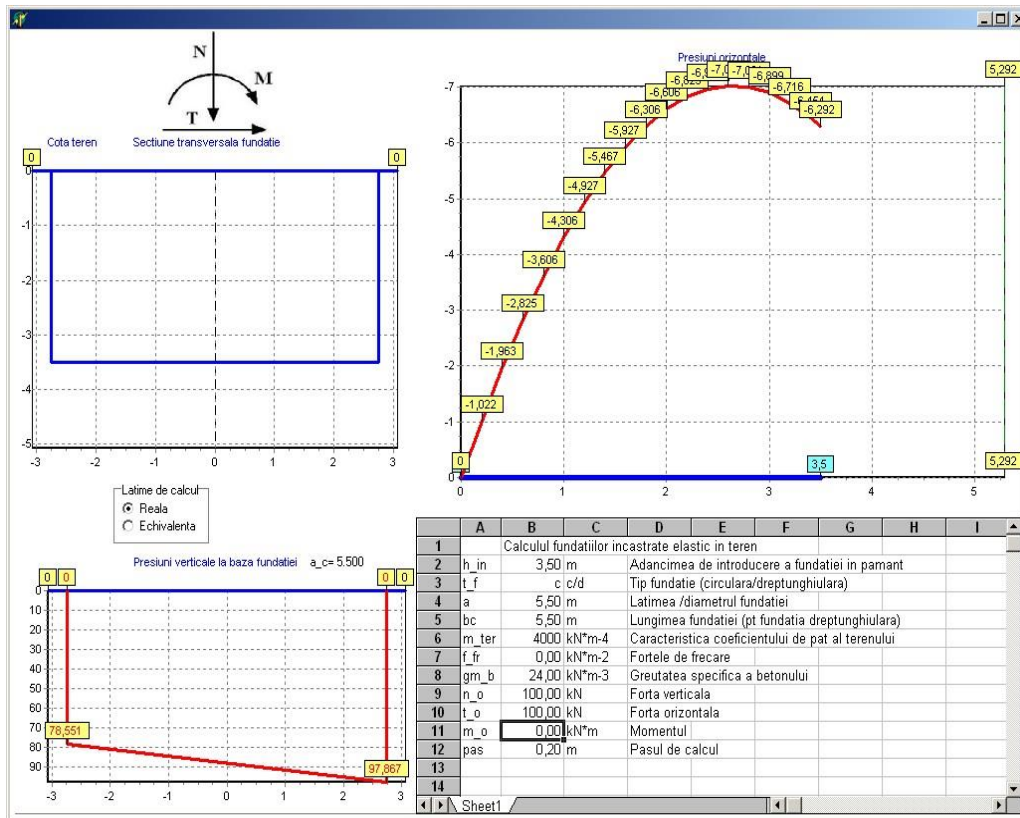


Fig. 5.19. Diagrama presiunilor reactive la o fundație circulară pentru $N = 100$ kN, $T = 100$ kN, $M = 0$ kNm

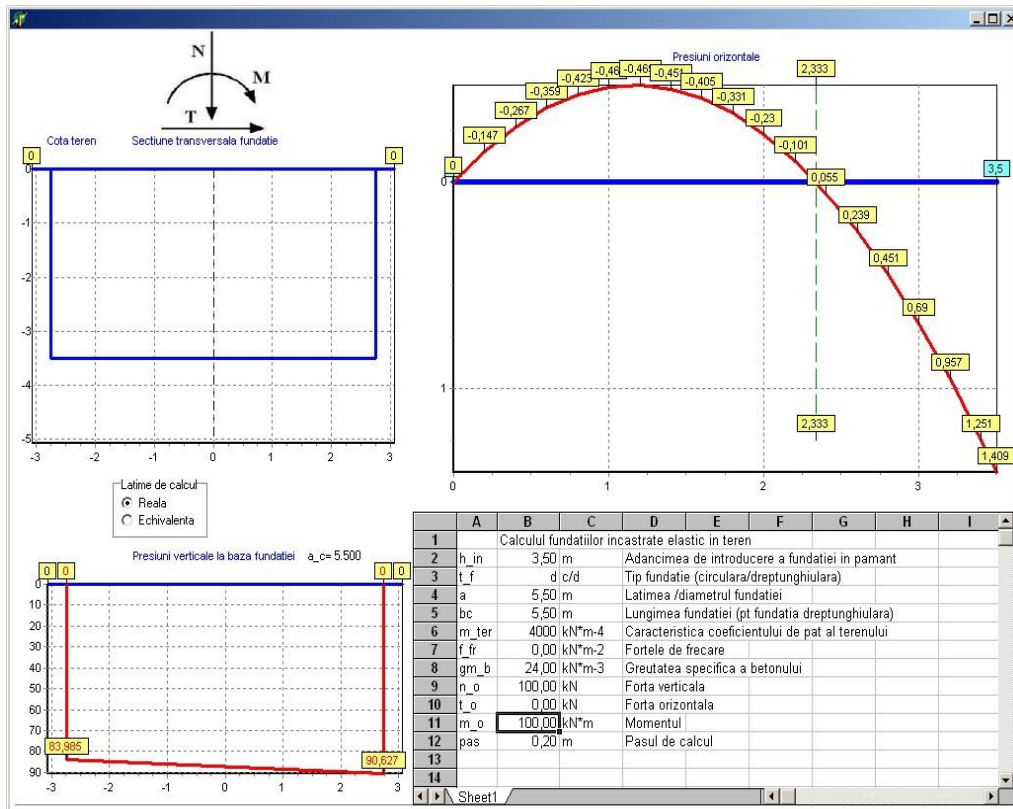


Fig. 5.20. Diagrama presiunilor reactive la o fundație pătrată pentru $N = 100$ kN, $T = 0$ kN, $M = 100$ kNm

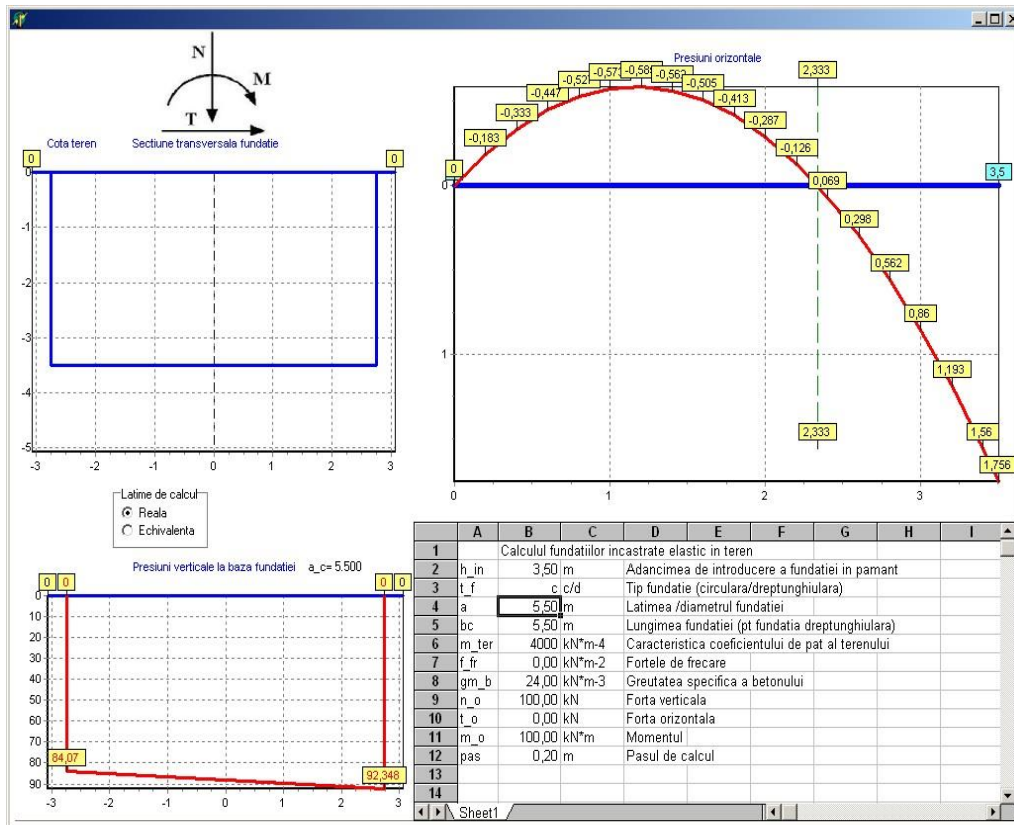


Fig. 5.21. Diagrama presiunilor reactive la o fundație circulară pentru $N = 100 \text{ kN}$, $T = 0 \text{ kN}$, $M = 100 \text{ kNm}$

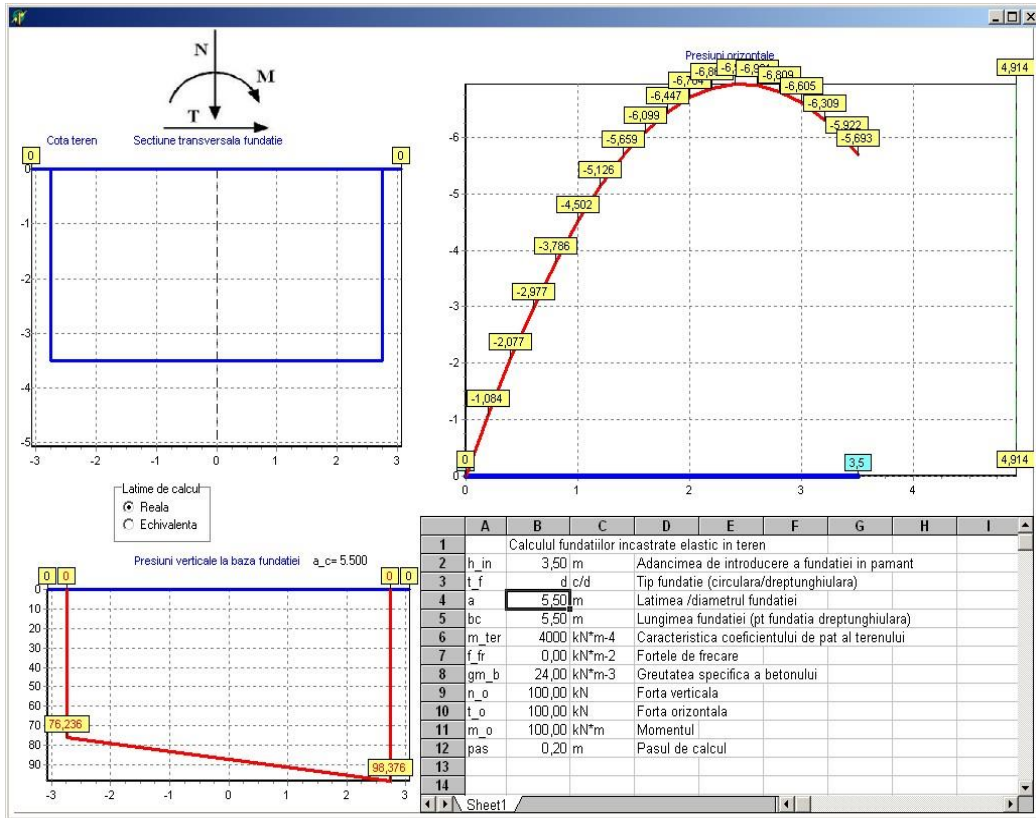


Fig. 5.22. Diagrama presiunilor reactive la o fundație pătrată pentru $N = 100$ kN, $T = 100$ kN, $M = 100$ kNm

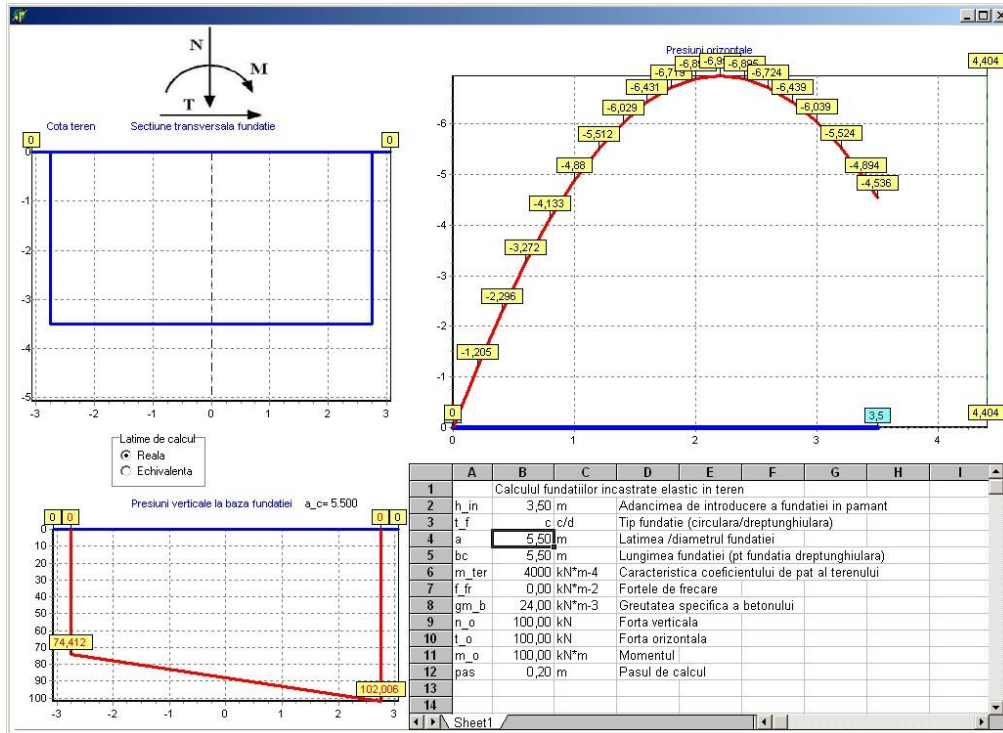


Fig. 5.23. Diagrama presiunilor reactive la o fundație circulară pentru $N = 100$ kN, $T = 100$ kN, $M = 100$ kNm

A. Influența caracteristicii coeficientului de pat al terenului asupra rotirii și deplasării orizontale a fundațiilor încastrate elastic în teren.

S-a considerat o fundație pătrată cu latura de $a = 4,00$ m și adâncime de fundare de $h = 3,60$ m, comparativ cu o fundație circulară cu diametrul $d = 4,00$ m și adâncime de fundare de $h = 3,60$ m. S-au efectuat modelări pe diverse tipuri de teren și valori ale caracteristicii coeficientului de pat al terenului „ m ” din tabelul 5.1, în funcție de natura terenului, păstrând aceleași caracteristici, ca și date de intrare pentru ambele tipuri de fundații.

Rezultatele obținute prin programul „Fundații” sunt detaliate în tabelul 5.4. de mai jos.

Reprezentarea grafică a influenței coeficientului de pat, prin intermediul caracteristicii acestuia „ m ” asupra rotirii și deplasării orizontale a bazei fundației este evidențiată în figura nr. 5.24. și 5.25. pentru fundația pătrată și circulară cu aceleași caracteristici.

Tabelul 5.4. Influența caracteristicii coeficientului de pat al terenului asupra rotirii și deplasării orizontale a fundației

Nr. Crt.	Caracteristica coeficientului de pat al terenului	Rotirea fundației pătrate	Rotirea fundației circulare	Deplasarea orizontală a fundației pătrate	Deplasarea orizontală a fundației circulare
	m	$\delta\varphi$	$\delta\varphi$	δx	δx
	[kN/m ⁴]	[rad]	[rad]	[m]	[m]
1	500	0,0207	0,0250	0,0529	0,0633
2	1000	0,0104	0,0125	0,0264	0,0316
3	2000	0,0052	0,0062	0,0132	0,0158
4	3000	0,0035	0,0042	0,0088	0,0105
5	4000	0,0026	0,0031	0,0066	0,0079
6	5000	0,0021	0,0025	0,0053	0,0063
7	6000	0,0017	0,0021	0,0044	0,0053
8	7000	0,0015	0,0018	0,0038	0,0045
9	8000	0,0013	0,0016	0,0033	0,0040
10	9000	0,0012	0,0014	0,0029	0,0035
11	10000	0,0010	0,0012	0,0026	0,0032
12	15000	0,0007	0,0008	0,0018	0,0021
13	20000	0,0005	0,0006	0,0013	0,0016

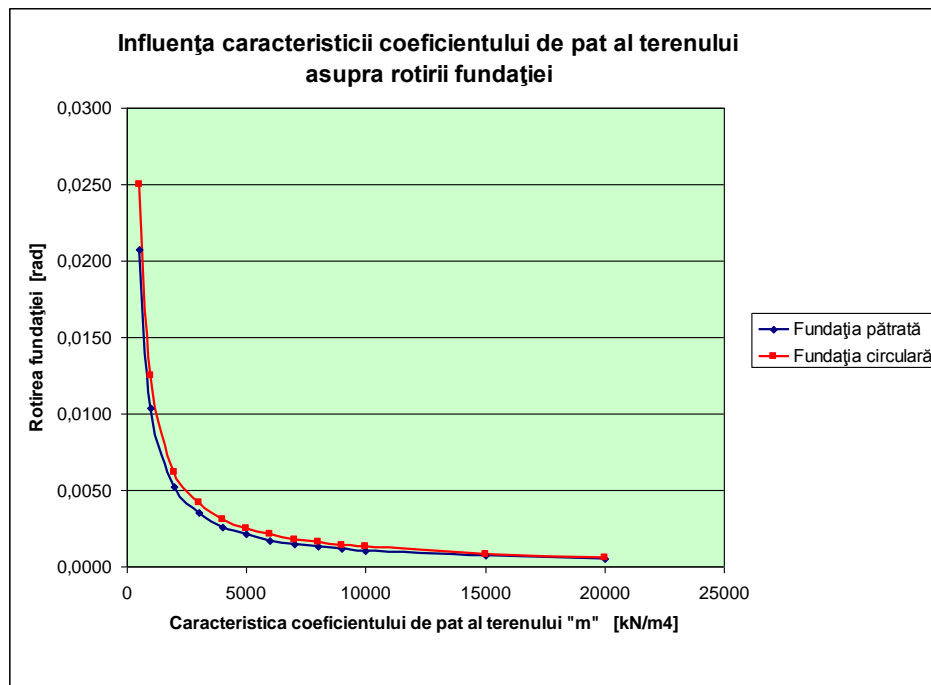


Fig. 5.24.

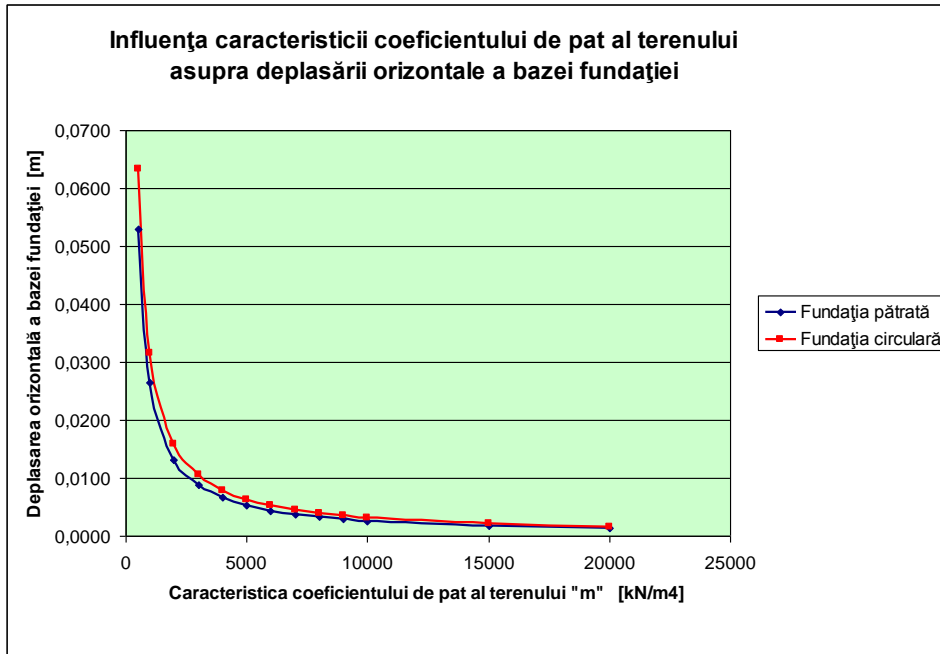


Fig. 5.25.

Analizând graficele prezentate în fig. 5.24 și 5.25, precum și rezultatele din tabelul 5.4 se observă o variație uniformă a deplasării orizontale a bazei și rotirii fundației în diverse tipuri de teren pentru fundațiile studiate. Cu cât caracteristicile mecanice ale terenului de fundare sunt mai bune (caracteristica coeficientului de pat al terenului este mai mare), cu atât deplasarea orizontală a bazei și rotirea fundației sunt mai mici.

În terenuri slabe de fundare cu caracteristica coeficientului de pat al terenului „m” = 500...2000 kNm⁻⁴, corespunzător unor terenuri de tip argile plastic - curgătoare și mături, valoarea înclinării fundației este cu mult mai mare față de terenurile argiloase și nisipoase (la care caracteristica coeficientului de pat al terenului „m” = 4000...10000 kNm⁻⁴).

Se observă că la aceleași încărcări de calcul, în același tip de teren, sub acest aspect, fundația de cu bază pătrată are o comportare mai bună cu 14...19% față de fundația cu bază circulară.

B. Influența adâncimii de fundare asupra presiunilor și deplasărilor fundațiilor încastrate elastic în teren.

S-au considerat 9 (nouă) tipuri de fundații cu secțiune constantă la adâncimi de fundare diferite, astfel încât volumul fundației pătrate și circulare să fie egal la aceeași adâncime de fundare și supuse la acțiunea acelorași încărcări de calcul. Astfel, încărcările care acționează atât fundația pătrată cât și fundația circulară sunt $N = 150$ kN, $T = 60$ kN și $M = 3000$ kN m. De asemenea, s-au considerat adâncimi

de fundare variabile din 0,50 m în 0,50 m. Rezultatele obținute prin programul de calcul „Fundații” se regăsesc în capitolul „Anexe”, atașate prezentei documentații (pentru exemplificare vezi fig. 5.26.). Astfel, s-au obținut rezultate referitoare la presiunile reactive maxime pe talpa fundației, presiunile reactive maxime pe fețele laterale, deplasarea orizontală a bazei fundației, rotirea fundației și poziția centrului de rotație al fundației. Centralizarea rezultatelor obținute prin programul de calcul pentru fundațiile modelate este prezentată în tabelele 5.5., 5.6., 5.7. și 5.8. Aferente rezultatelor centralizate în tabelele menționate mai sus, s-au efectuat grafice comparative privind comportarea fundației pătrate față de fundația circulară (fig. 5.27., 5.28., 5.29., 5.20., 5.31.).

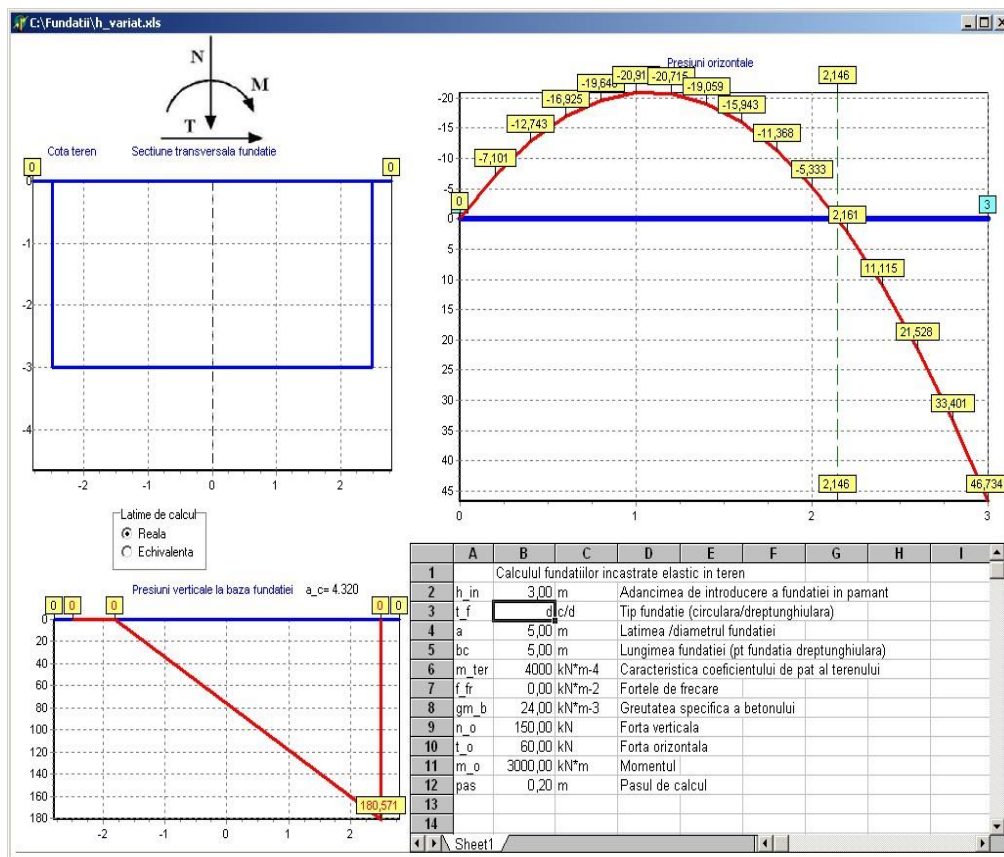


Fig. 5. 26. Diagramele presiunilor pe talpa și pe fețele laterale ale fundației pentru o fundație pătrată cu latura de 5,00 m, adâncime de fundare 3,00 m și $N = 150$ kN, $T = 60$ kN și $M = 3000$ kNm

Tabelul 5.5. Variația presiunilor maxime pe talpa fundației pătrate și circulare în funcție de adâncimea de fundare.

Nr. Crt.	Adâncimea fundației "h"	Lățimea fundației pătrate "b"	Diametrul fundației circulare "d"	Volum fundație pătrată și circulară "v"	p_max pe talpa fundației pătrate	p_max pe talpa fundației circulare
	[m]	[m]	[m]	[m ³]	[daN/cm ²]	[daN/cm ²]
1	2,50	5,00	5,64	62,50	1,63	1,51
2	3,00	5,00	5,64	75,00	1,81	1,68
3	3,50	5,00	5,64	87,50	1,98	1,86
4	4,00	5,00	5,64	100,00	2,15	2,06
5	4,50	5,00	5,64	112,50	2,31	2,25
6	5,00	5,00	5,64	125,00	2,41	2,31
7	5,50	5,00	5,64	137,50	2,45	2,36
8	6,00	5,00	5,64	150,00	2,49	2,41
9	6,50	5,00	5,64	162,50	2,52	2,46

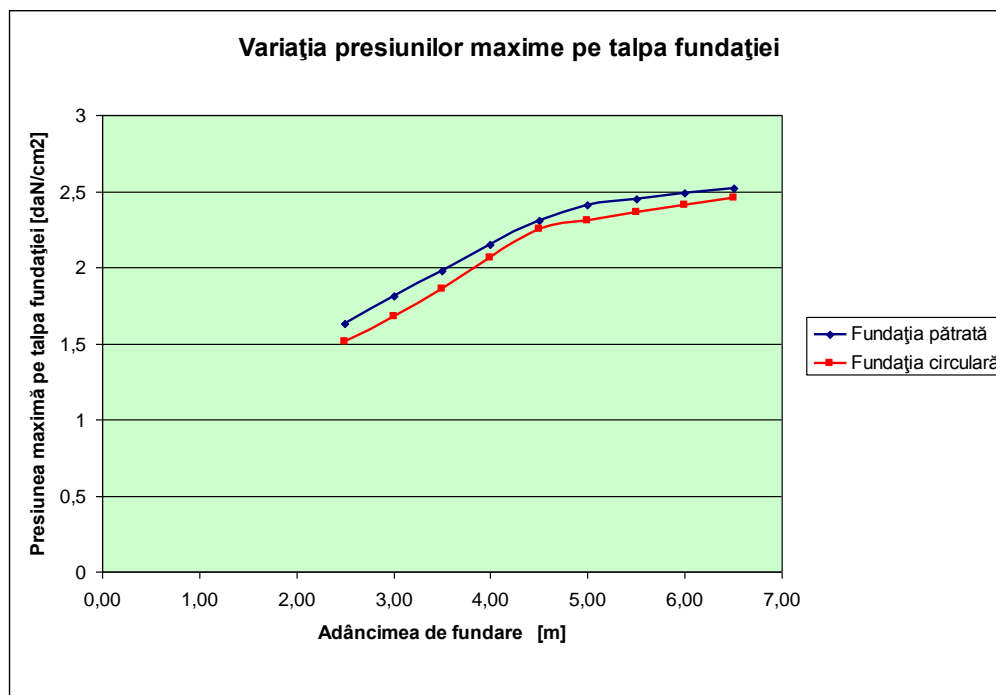


Fig. 5.27.

Tabelul 5.6. Variația presiunilor maxime pe fețele laterale ale fundației pătrate și circulare în funcție de adâncimea de fundare.

Nr. Crt.	Adâncimea fundației "h"	Lățimea fundației pătrate "b"	Diametrul fundației circulare "d"	Volum fundație pătrată și circulară "V"	p_max laterale ptr. fundația pătrată	p_max laterale ptr. fundația circulară
	[m]	[m]	[m]	[m ³]	[daN/cm ²]	[daN/cm ²]
1	2,50	5,00	5,64	62,50	0,42	0,35
2	3,00	5,00	5,64	75,00	0,47	0,39
3	3,50	5,00	5,64	87,50	0,53	0,43
4	4,00	5,00	5,64	100,00	0,60	0,49
5	4,50	5,00	5,64	112,50	0,67	0,55
6	5,00	5,00	5,64	125,00	0,72	0,58
7	5,50	5,00	5,64	137,50	0,74	0,60
8	6,00	5,00	5,64	150,00	0,75	0,61
9	6,50	5,00	5,64	162,50	0,76	0,62

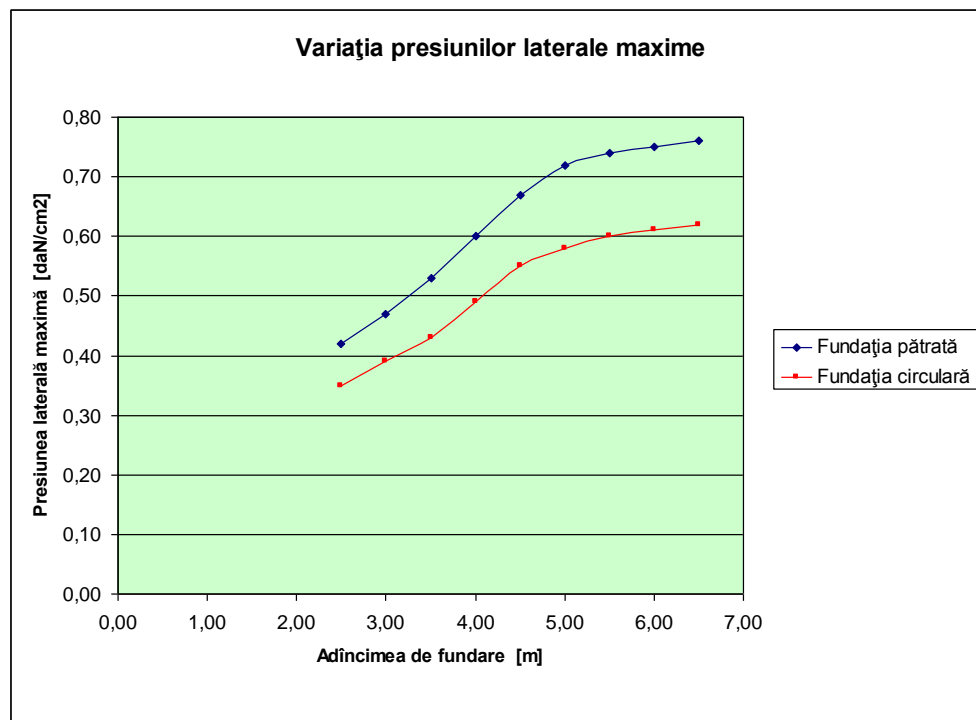


Fig. 5.28.

Tabelul 5.7. Variația poziției centrului de rotație al fundației pătrate și circulare în funcție de adâncimea de fundare.

Nr. Crt.	Adâncimea fundației "h"	Lățimea fundației pătrate "b"	Diametrul fundației circulare "d"	Volum fundație pătrată și circulară "V"	$z_0 = 2/3 \cdot h$	Poziția centrului de rotație "z_0"-f.pătrată	Poziția centrului de rotație "z_0"-f.circulară
	[m]	[m]	[m]	[m ³]	[m]	[m]	[m]
1	2,50	5,00	5,64	62,50	1,667	1,821	1,828
2	3,00	5,00	5,64	75,00	2,000	2,146	2,155
3	3,50	5,00	5,64	87,50	2,333	2,468	2,477
4	4,00	5,00	5,64	100,00	2,667	2,789	2,797
5	4,50	5,00	5,64	112,50	3,000	3,111	3,120
6	5,00	5,00	5,64	125,00	3,333	3,438	3,447
7	5,50	5,00	5,64	137,50	3,667	3,769	3,778
8	6,00	5,00	5,64	150,00	4,000	4,101	4,110
9	6,50	5,00	5,64	162,50	4,333	4,436	4,443

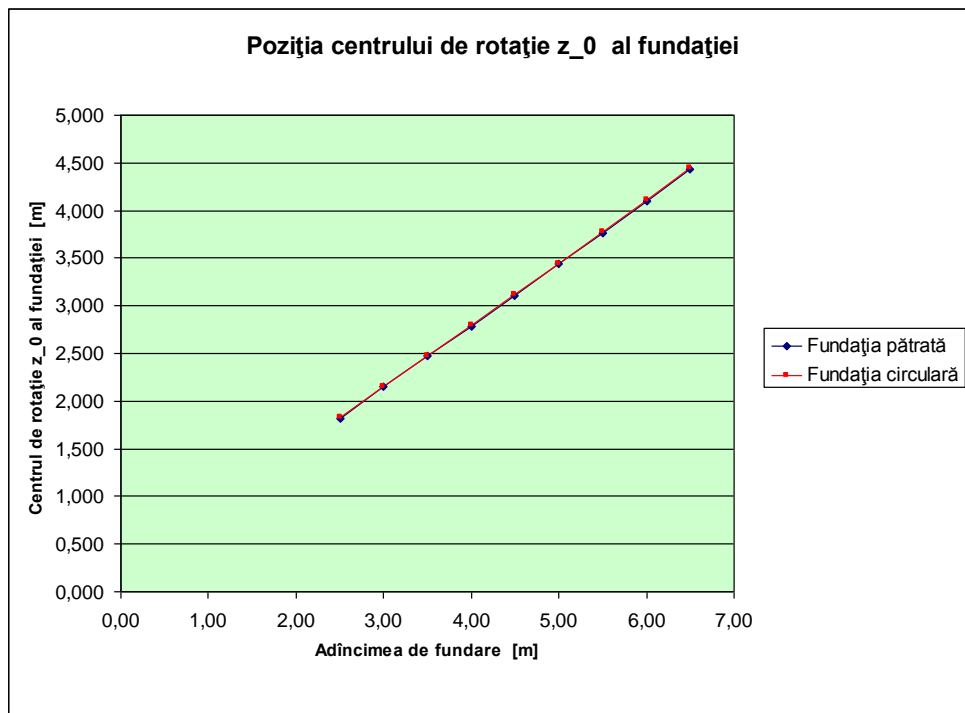


Fig. 5.29.

Tabelul 5.8. Variația rotirii și deplasării orizontale a fundației pătrate și circulare în funcție de adâncimea de fundare.

Nr. Crt.	Adâncimea fundației "h"	Lățimea fundației pătrate "b"	Diametrul fundației circulare "d"	Volum fundație pătrată și circulară "v"	Rotirea fundației pătrate " $\delta\varphi$ "	Rotirea fundației circulare " $\delta\varphi$ "	Deplasarea orizontală a fundației pătrate " δx "	Deplasarea orizontală a fundației circulare " δx "
	[m]	[m]	[m]	[m ³]	[rad]	[rad]	[m]	[m]
1	2,50	5,00	5,64	62,50	0,0062	0,0053	0,0113	0,0096
2	3,00	5,00	5,64	75,00	0,0046	0,0038	0,0098	0,0082
3	3,50	5,00	5,64	87,50	0,0036	0,0030	0,0090	0,0075
4	4,00	5,00	5,64	100,00	0,0031	0,0025	0,0086	0,0071
5	4,50	5,00	5,64	112,50	0,0027	0,0022	0,0083	0,0068
6	5,00	5,00	5,64	125,00	0,0023	0,0019	0,0079	0,0064
7	5,50	5,00	5,64	137,50	0,0019	0,0016	0,0073	0,0060
8	6,00	5,00	5,64	150,00	0,0016	0,0014	0,0067	0,0055
9	6,50	5,00	5,64	162,50	0,0014	0,0012	0,0062	0,0051

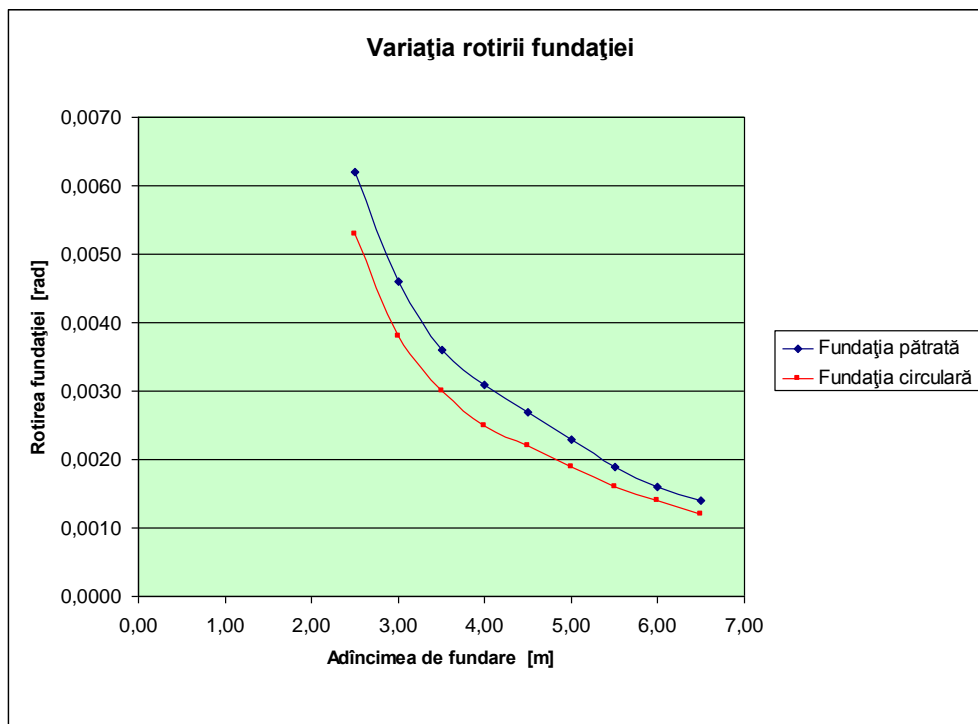


Fig. 5.30.

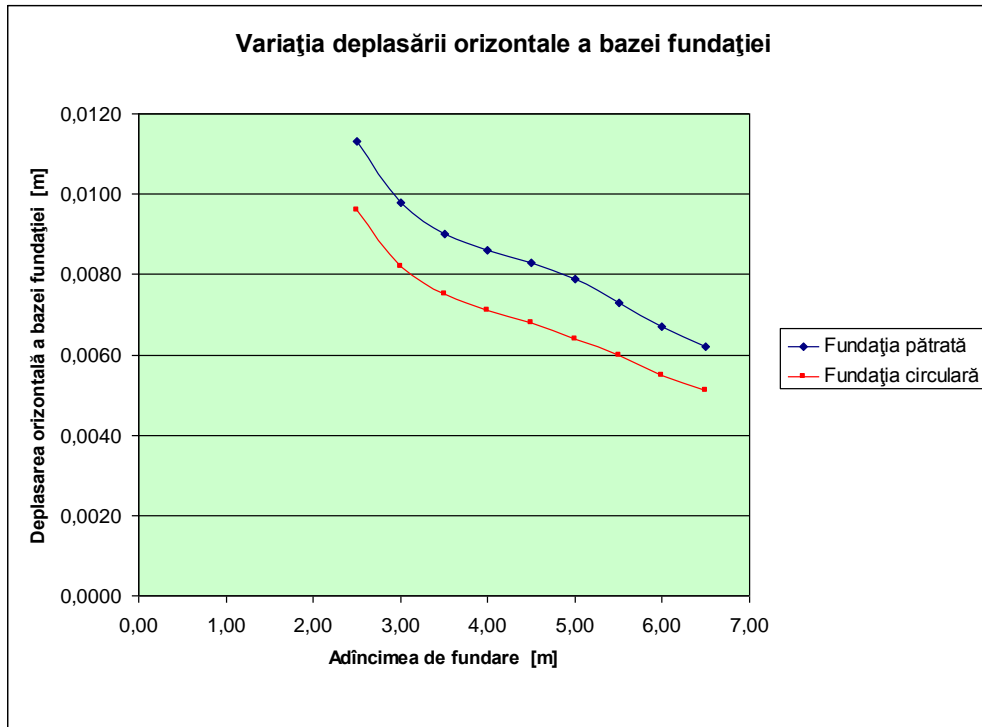


Fig. 5.31.

Din fig. 5.26. se observă că repartitia reală a presiunilor pe fețele laterale ale fundației are un contur sinuos și variabil în funcție de încărcarea aplicată și dimensiunile geometrice ale fundației. Pe talpa fundației a fost adoptată o repartitie liniară a presiunilor. Se poate afirma că forma diagramelor de presiuni luate în calcul în metodele teoretice este apropiată de forma obținută prin programul de calcul conceput.

Din graficul prezentat în fig. 5.27. și tabelul 5.5. rezultă că fundațiile pătrate și circulare încastrate la adâncimi de fundare diferite, dar păstrând volumul de beton constant la fiecare adâncime de fundare, presiunile maxime pe talpa fundației circulare sunt mai mici cu 3...7 % comparativ cu fundația pătrată.

Din graficul prezentat în fig. 5.28. și tabelul 5.6. se observă că pentru adâncimi de fundare diferite ale fundațiilor pătrate și circulare, presiunile maxime pe fețele laterale ale fundației circulare sunt mai mici cu 16...19 % în raport cu fundația pătrată.

Poziția centrului de rotație al fundației este diferită la cele două tipuri de fundații studiate. În literatura de specialitate, părerile asupra poziției axei de rotație sunt diferite: unii autori, în calcule consideră că are o valoare fixă [61], alții consideră că deplasarea ei se face atât pe verticală cât și pe orizontală dar în anumite limite [73], iar alții consideră că poziția centrului de rotație este la valoarea de $2/3 h$ (unde h - reprezintă adâncimea de fundare) sau la o valoare ușor mai mare decât aceasta [129].

Din studiile efectuate de autor prin programul de calcul „Fundații” se constată că poziția centrului de rotație a fundației este în jurul valorii de $2/3h$, cu o deplasare pe verticală a axei de rotație de 3...8 % față de această valoare considerată fixă ($2/3 h$) atât pentru fundația cu talpă pătrată cât și pentru fundația cu talpă circulară. De asemenea, se observă că diferența poziției centrului de rotație între cele două tipuri de fundații studiate este de maxim 0,5%. (fig. 5.29 și tab. 5.7.).

Analizând graficele prezentate în fig. 5.30 și 5.31, precum și rezultatele din tabelul 5.8 se observă că la aceleași încărcări de calcul, în același tip de teren, fundația cu talpă circulară are o comportare mai bună cu 14...19% față de fundația cu talpă pătrată în cazul rotirii fundației și 15...19% pentru deplasarea orizontală a fundației.

C. Influența lățimii fundației asupra presiunilor și deplasărilor fundațiilor încastrate elastic în teren

S-au considerat 8 (opt) tipuri de fundații încastrate la aceeași adâncime de fundare $h = 4,50 m$, cu secțiuni diferite astfel încât volumul fundației pătrate și circulare să fie egal și supuse la acțiunea aceluiași încărcări de calcul. Astfel, încărcările care acționează atât fundația pătrată cât și fundația circulară sunt $N = 150 kN$, $T = 60 kN$ și $M = 3000 kN m$. De asemenea, s-au considerat lățimi ale fundației variabile din 0,50 m în 0,50 m.

Pentru fiecare lățime a fundației cu bază pătrată s-a echivalat diametrul fundației cu bază circulară astfel încât volumul fundației să rămână egal. Rezultatele obținute prin programul de calcul „Fundații” se regăsesc în capitolul „Anexe”, atașate prezentei documentații (pentru exemplificare vezi fig. 5.32.). Astfel, s-au obținut rezultate referitoare la presiunile reactive maxime pe talpa fundației, presiunile reactive maxime pe fețele laterale, deplasarea orizontală a bazei fundației, rotirea fundației și poziția centrului de rotație al fundației.

Centralizarea rezultatelor obținute prin programul de calcul pentru fundațiile modelate este prezentată în tabelele 5.9., 5.10., 5.11. și 5.12. Aferente rezultatelor centralizate în tabelele menționate mai sus, s-au efectuat grafice comparative privind comportarea fundației pătrate față de fundația circulară (fig. 5.33., 5.34., 5.35., 5.36., 5.37.).

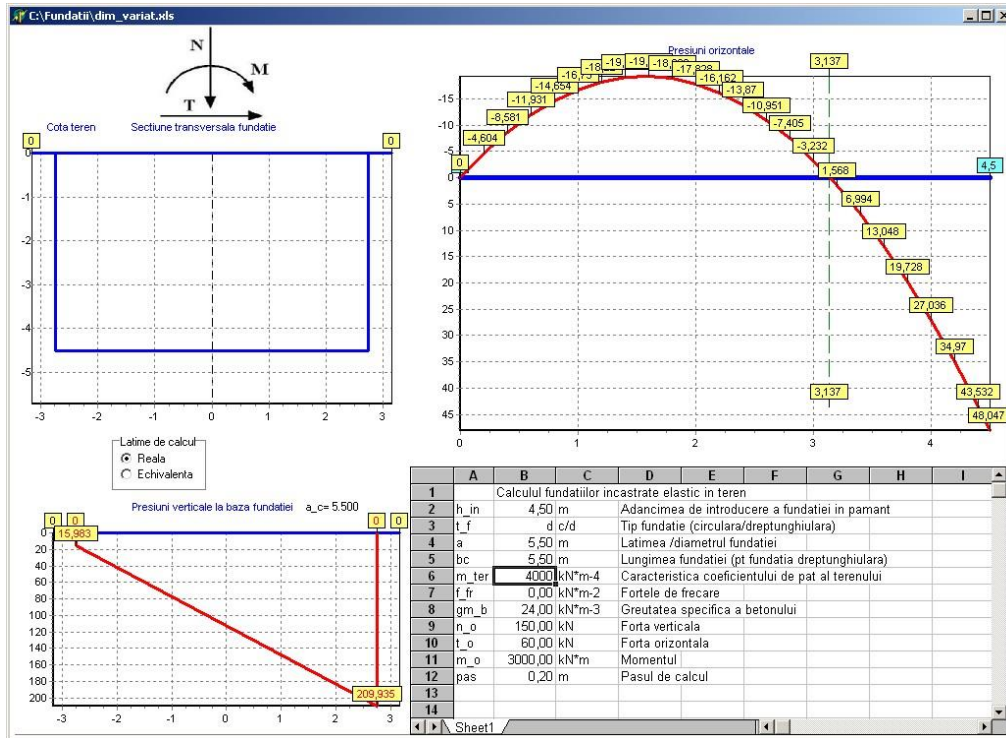


Fig. 5. 32. Diagramele presiunilor pe talpa și pe fețele laterale ale fundației pentru o fundație pătrată cu latura de 5,50 m, adâncime de fundare 4,50 m și $N = 150$ kN, $T = 60$ kN și $M = 3000$ kNm

Tabelul 5.9. Variația presiunilor maxime pe talpa fundației pătrate și circulare la aceeași adâncime de fundare.

Nr. Crt.	Adâncimea fundației "h"	Lățimea fundației pătrate "b"	Diametrul fundației circulare "d"	Volum fundație pătrată și circulară "v"	p_max pe talpa fundației pătrate	p_max pe talpa fundației circulare
	[m]	[m]	[m]	[m ³]	[daN/cm ²]	[daN/cm ²]
1	4,50	4,00	4,51	72,00	2,69	2,52
2	4,50	4,50	5,08	91,13	2,48	2,36
3	4,50	5,00	5,64	112,50	2,31	2,25
4	4,50	5,50	6,21	136,13	2,10	2,00
5	4,50	6,00	6,77	162,00	1,90	1,82
6	4,50	6,50	7,33	190,13	1,74	1,68
7	4,50	7,00	7,90	220,50	1,62	1,57
8	4,50	7,50	8,46	253,13	1,53	1,48

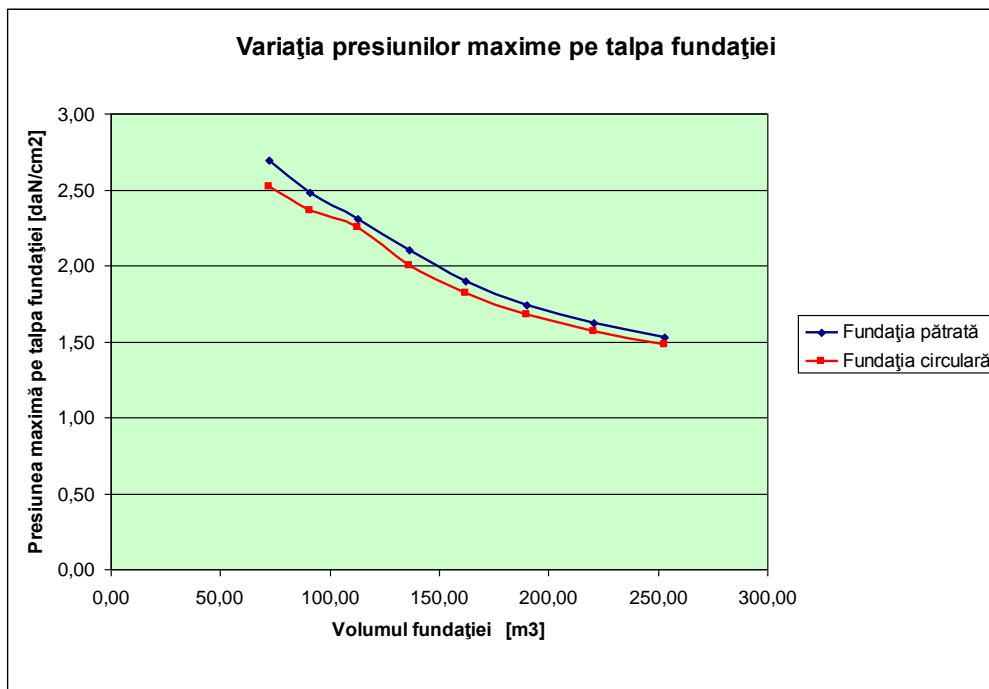


Fig.5.33.

Tabelul 5.10. Variația presiunilor maxime pe fețele laterale ale fundației pătrate și circulare la aceeași adâncime de fundare.

Nr. Crt.	Adâncimea fundației "h"	Lățimea fundației pătrate "b"	Diametrul fundației circulare "d"	Volum fundație pătrată și circulară "v"	p_max laterale ptr. fundația pătrată	p_max laterale ptr. fundația circulară
	[m]	[m]	[m]	[m³]	[daN/cm²]	[daN/cm²]
1	4,50	4,00	4,51	72,00	1,42	1,20
2	4,50	4,50	5,08	91,13	0,94	0,78
3	4,50	5,00	5,64	112,50	0,67	0,55
4	4,50	5,50	6,21	136,13	0,48	0,38
5	4,50	6,00	6,77	162,00	0,34	0,27
6	4,50	6,50	7,33	190,13	0,24	0,19
7	4,50	7,00	7,90	220,50	0,18	0,14
8	4,50	7,50	8,46	253,13	0,13	0,10

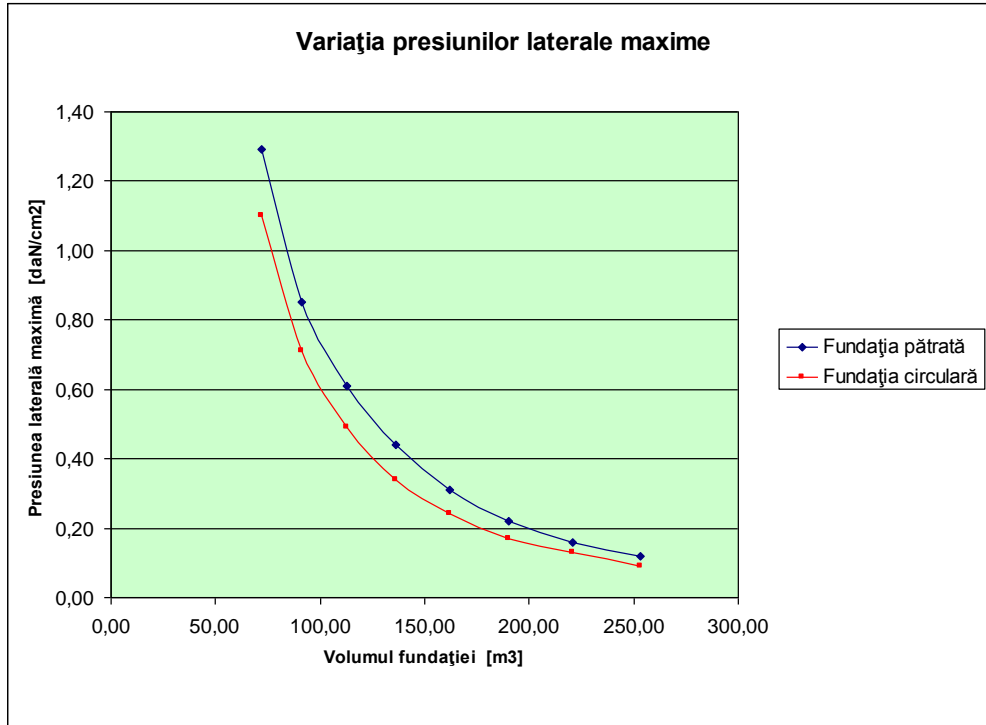


Fig.5.34.

Tabelul 5.11. Variația poziției centrului de rotație al fundației pătrate și circulare la aceeași adâncime de fundare.

Nr. Crt.	Adâncimea fundației "h"	Lățimea fundației pătrate "b"	Diametrul fundației circulare "d"	Volum fundației pătrată și circulară "V"	$z_0 = 2/3 \cdot h$	Poziția centrului de rotație "z_0"-f. pătrată	Poziția centrului de rotație "z_0"-f. circulară
	[m]	[m]	[m]	[m³]		[m]	[m]
1	4,50	4,00	4,51	72,00	3,000	3,067	3,070
2	4,50	4,50	5,08	91,13	3,000	3,089	3,095
3	4,50	5,00	5,64	112,50	3,000	3,111	3,120
4	4,50	5,50	6,21	136,13	3,000	3,137	3,153
5	4,50	6,00	6,77	162,00	3,000	3,172	3,192
6	4,50	6,50	7,33	190,13	3,000	3,213	3,237
7	4,50	7,00	7,90	220,50	3,000	3,261	3,292
8	4,50	7,50	8,46	253,13	3,000	3,316	3,354

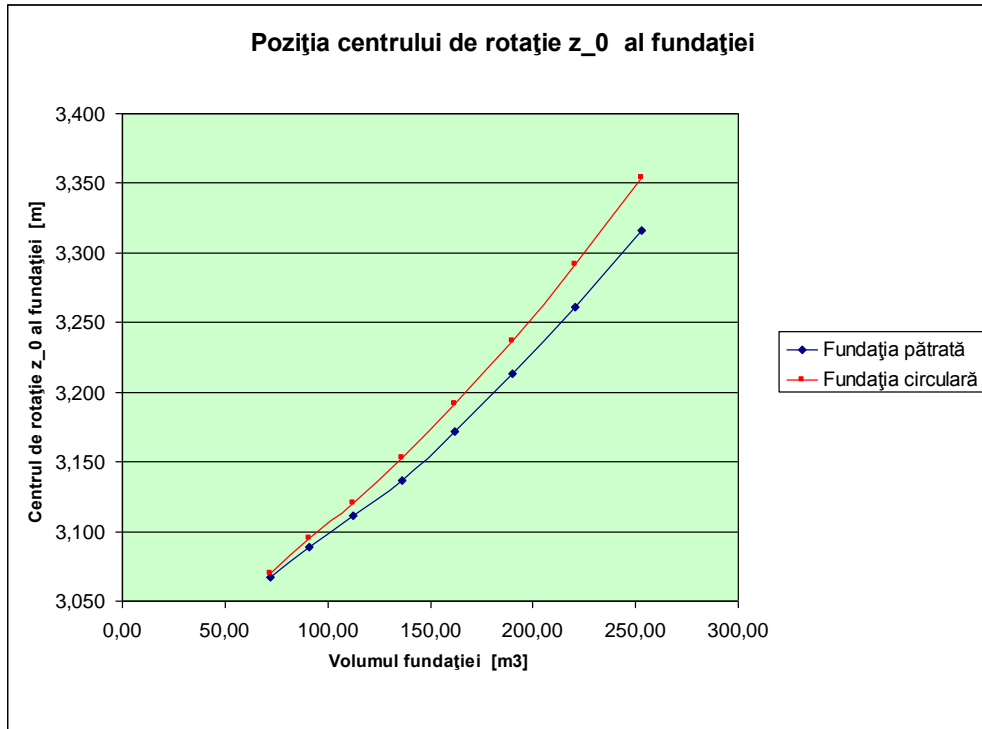


Fig.5.35.

Tabelul 5.12. Variația rotirii și deplasării orizontale a fundației pătrate și circulare la aceeași adâncime de fundare.

Nr. Crt.	Adâncimea fundației "h"	Lățimea fundației pătrate "b"	Diametrul fundației circulare "d"	Volumul fundației pătrate și circulare "v"	Rotirea fundației pătrate " $\delta\varphi$ "	Rotirea fundației circulare " $\delta\varphi$ "	Deplasarea orizontală a fundației pătrate " δx "	Deplasarea orizontală a fundației circulare " δx "
	[m]	[m]	[m]	[m3]	[rad]	[rad]	[m]	[m]
1	4,50	4,00	4,51	72,00	0,0055	0,0047	0,0168	0,0144
2	4,50	4,50	5,08	91,13	0,0037	0,0031	0,0114	0,0095
3	4,50	5,00	5,64	112,50	0,0027	0,0022	0,0083	0,0068
4	4,50	5,50	6,21	136,13	0,0020	0,0016	0,0061	0,0049
5	4,50	6,00	6,77	162,00	0,0014	0,0011	0,0045	0,0036
6	4,50	6,50	7,33	190,13	0,0011	0,0009	0,0034	0,0028
7	4,50	7,00	7,90	220,50	0,0008	0,0006	0,0026	0,0021
8	4,50	7,50	8,46	253,13	0,0006	0,0005	0,0021	0,0017

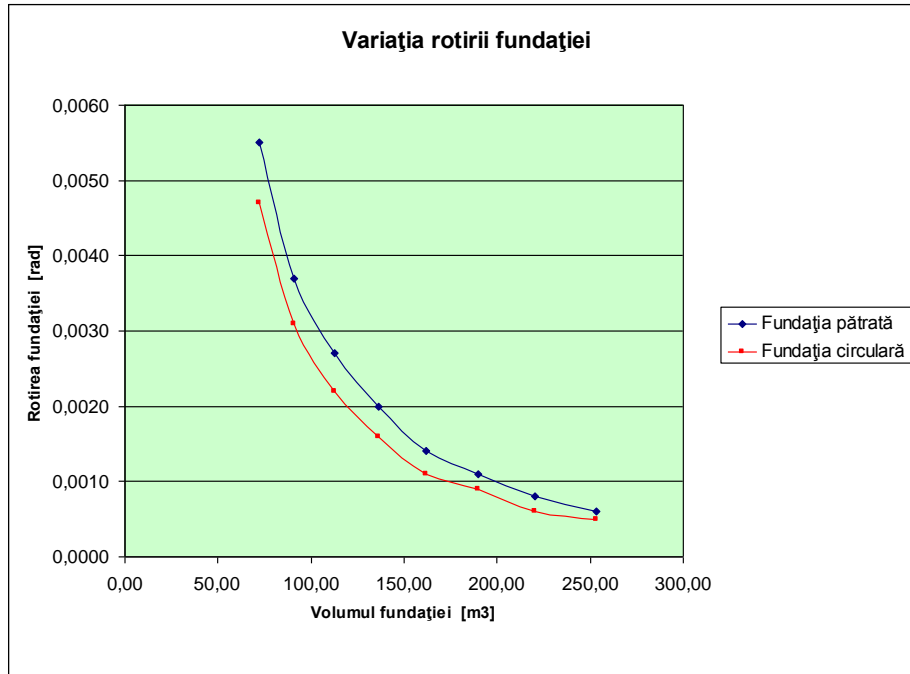


Fig.5.36.

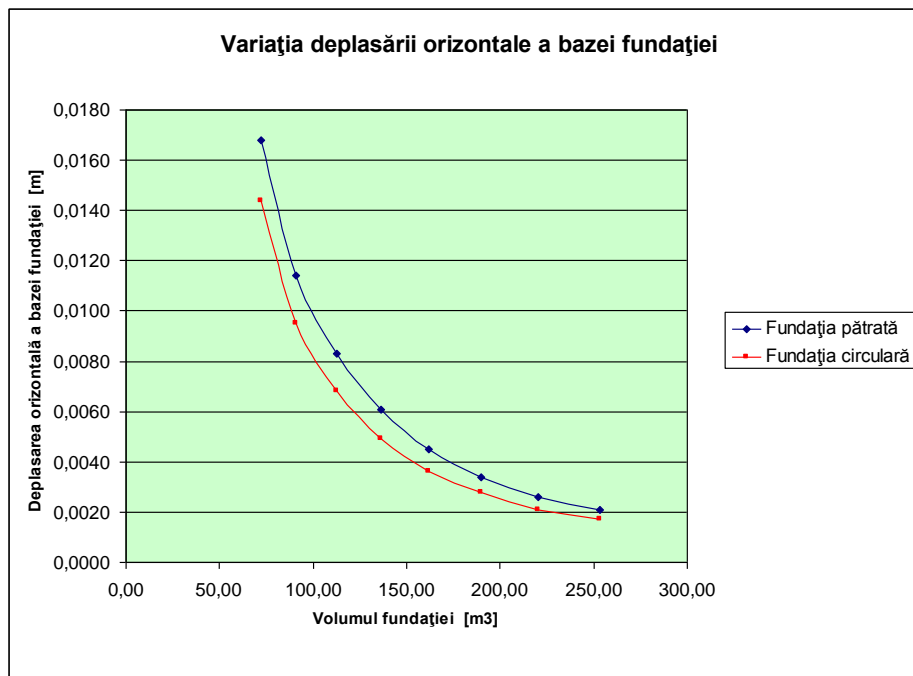


Fig.5.37.

Din fig. 5.32. se observă că repartiția reală a presiunilor pe fețele laterale ale fundației are un contur sinuos și variabil în funcție de încărcarea aplicată și dimensiunile geometrice ale fundației. Pe talpa fundației a fost adoptată o repartiție trapezoidală a presiunilor reactive cu valori maxime și minime la compresiune. Se poate afirma că forma diagramelor de presiuni luate în calcul în metodele teoretice este apropiată de forma obținută prin programul de calcul conceput.

Din graficul prezentat în fig. 5.33. și tabelul 5.9. rezultă că pentru fundațiile pătrate și circulare încastrate la aceeași adâncime de fundare, presiunile maxime pe talpa fundației circulare sunt mai mici cu 3...7 % comparativ cu fundația pătrată.

Din graficul prezentat în fig. 5.34. și tabelul 5.10. se observă că pentru fundațiile pătrate și circulare încastrate la aceeași adâncime de fundare, presiunile maxime pe fețele laterale ale fundației circulare sunt mai mici cu 15...23 % în raport cu fundația pătrată.

Din studiile efectuate de autor prin programul de calcul „Fundații” se constată că poziția centrului de rotație a fundației este în jurul valorii de $2/3h$, cu o deplasare pe verticală a axei de rotație de 2...9 % față de această valoare considerată fixă ($2/3 h$) atât pentru fundația cu bază pătrată cât și pentru fundația cu bază circulară. De asemenea, se observă că diferența poziției centrului de rotație între cele două tipuri de fundații studiate este de maxim 1,0% (fig. 5.35 și tab. 5.11.).

Analizând graficele prezentate în fig. 5.36. și 5.37., precum și rezultatele din tabelul 5.12 se observă că la aceleași încărcări de calcul, în același tip de teren, fundația cu bază circulară are o comportare mai bună cu 15...22% față de fundația cu bază pătrată în cazul rotirii fundației și 14...20% pentru deplasarea orizontală a fundației.

5.4. Exemplificarea aplicării programului de calcul la fundațiile unor stâlpi pentru LEA și instalații de nocturnă

Utilizarea unui program automat pentru calculul fundațiilor încastrate elastic în teren reprezintă o cale mai rapidă și mai exactă, calculul manual fiind destul de laborios. Autorul și-a propus verificarea corectitudinii programului de calcul propriu conceput, utilizând exemple de calcul din documentațiile tehnice de specialitate.

A. Fundații pentru stâlpi LEA

Dan D. Mateescu [72] prezintă un exemplu de calcul al unui stâlp metalic de susținere, pentru o linie de transport energie electrică de înaltă tensiune 110 kV, având o înălțime de 35,40 m și o fundație de tip bloc din beton cu o singură treaptă.

Solicitările de calcul la baza stâlpului LEA sunt $N = 95,30 \text{ kN}$, $T = 40,9 \text{ kN}$ și $M = 891,00 \text{ kN m}$, iar dimensiunile fundației sunt $3,30 \times 3,30 \times 2,50 \text{ m}$. Încastrarea fundației s-a considerat într-un strat de pietriș cu nisip grăunțos. Stratul de pietriș cu nisip grăunțos este caracterizat de un unghi de frecare interioară $\phi = 35^\circ$ și o greutate volumică $\gamma = 19,00 \text{ kN/m}^3$. Prin calculul clasic, presiunea reactivă maximă pe talpa fundației, considerând fundația încastrată elastic în teren, a rezultat cu o valoare de $1,47 \text{ daN/cm}^2$.

Caracteristica coeficientului de pat al terenului luat în considerare în calculul automat, pentru fundația stâlpului LEA 110 kV a fost de 10000 kN/m^4 , stabilită în funcție de prevederile din tabelul 5.1.

Autorul și-a propus compararea rezultatelor obținute prin folosirea programului „Fundații” și calculul clasic [72], ambele efectuate în ipoteza considerării încastrării elastice în teren, păstrând aceleași solicitări de calcul, aceeași suprafață în plan și adâncime de fundare.

B. Fundații pentru stâlpi de iluminat nocturnă pe stadionul „Dan Păltinișanu” din Timișoara

În anul 2005, pe stadionul „Dan Păltinișanu” din Timișoara [161] s-a executat o instalație de iluminat nocturn. Pilonii instalației de iluminat nocturn sunt metalici și s-au amplasat în cele patru colțuri ale incintei stadionului, în afara perimetrului celor două tribune și peluze. În urma efectuării studiilor geotehnice nu s-au observat diferențe majore privind caracteristicile fizice și mecanice ale terenului în cele patru locuri de amplasare.

Forma stâlpilor metalici este trunchi de prismă cu 12 fețe, stâlpii având o înălțime de 65,00 m, plus panoul pe care se montează reflectoarele, cu dimensiuni în plan de 8,00 x 6,00 m. Încărcările de calcul pentru verificarea pilonului și a fundației provin din acțiunea vântului și greutatea proprie.

Studiile geotehnice [162], [163] au recomandat încastrarea fundației într-un strat de nisip grosier cu pietriș. Stratul de nisip cu pietriș este caracterizat de un unghi de frecare interioară $\phi = 30^\circ$ și o greutate volumică $\gamma = 19,30 \text{ kN/m}^3$.

Solicitările de calcul la baza pilonului metalic sunt $N = 167,20 \text{ kN}$, $T = 143,00 \text{ kN}$ și $M = 6128,00 \text{ kN m}$, iar dimensiunile fundației de tip monobloc din beton sunt 7,00 x 6,00 x 3,50.

Considerând că fundația transmite încărcările la teren numai prin talpa sa, a rezultat o presiune maximă pe teren de $2,41 \text{ daN/cm}^2$.

Caracteristica coeficientului de pat al terenului luat în considerare în calculul automat al fundației, în ipoteza de fundație încastrată elastic în teren, a fost de 5428 kN/m^4 , stabilită în funcție de prevederile din tabelul 5.1 și calculată ca medie ponderată pentru straturile de teren pe care le străbate fundația.

Autorul și-a propus compararea rezultatelor obținute prin folosirea programului „Fundații” (calcul de încastrare elastică în teren) și calculul clasic [161] pe o fundație monobloc, considerată încastrată, respectiv neîncastrată în teren, păstrând aceleași solicitări de calcul, aceeași suprafață în plan și adâncime de fundare.

C. Fundații pentru stâlpi de iluminat nocturnă pe stadionul municipal din Târgu-Jiu

Cel de-al treilea exemplu de calcul utilizat se referă la instalația de iluminat de pe stadionul municipal din Târgu-Jiu [164], executată în anul 2007. La fel ca în exemplul precedent, pilonii instalației de iluminat nocturn sunt metalici și s-au amplasat în cele patru colțuri ale incintei stadionului, în afara perimetrului celor două tribune și peluze. În urma efectuării studiilor geotehnice nu s-au observat diferențe majore privind caracteristicile fizice și mecanice ale terenului în cele patru locuri de amplasare.

Forma stâlpilor metalici utilizată la instalația de nocturnă de la stadionul din Târgu-Jiu este trunchi de prismă cu 12 fețe, stâlpii având o înălțime de 67,00 m, plus panoul pe care se montează reflectoarele, cu dimensiuni în plan de 8,00 x 6,00 m. Încărcările de calcul pentru verificarea pilonului și a fundației provin din acțiunea vântului și greutatea proprie.

La stadionul municipal din Târgu-Jiu s-a recomandat prin studiul geotehnic [165], încastrarea fundației în stratul de pietriș cu bolovăniș în matrice nisipoasă. Stratul de pietriș cu bolovăniș este caracterizat de un unghi de frecare interioară $\phi = 30^\circ$ și o greutate volumică $\gamma = 20,10 \text{ kN/m}^3$. Presiunea reactivă maximă pe talpa fundației, în ipoteza de fundație neîncastrată în teren, obținută prin calculul clasic, este de $2,77 \text{ daN/cm}^2$.

Solicitările de calcul la baza pilonului metalic sunt $N = 170 \text{ kN}$, $T = 100 \text{ kN}$ și $M = 6200,00 \text{ kN m}$, iar dimensiunile fundației de tip monobloc din beton sunt $6,80 \times 5,50 \times 3,70$.

Caracteristica coeficientului de pat al terenului luat în considerare în calculul automat al fundației încastrată elastic în teren a fost de 8460 kN/m^4 , stabilită în funcție de prevederile din tabelul 5.1 și calculată ca medie ponderată pentru straturile de teren pe care le străbate fundația.

Deoarece s-a considerat același tip de construcție ca și în exemplul precedent, autorul și-a propus compararea rezultatelor obținute prin folosirea programului „Fundații” (calcul de încastrare elastică în teren) și calculul clasic [161] pe o fundație monobloc, considerată încastrată, respectiv neîncastrată în teren, păstrând aceleași solicitări de calcul, aceeași suprafață în plan și adâncime de fundare.

Modelările efectuate prin programul de calcul automat s-au realizat luând în considerare două tipuri de fundații monobloc (cu bază pătrată și circulară) în ipoteza încastrării elastice în teren.

Rezultatele obținute prin programul de calcul „Fundații” se regăsesc în capitoul „Anexe”, atașate prezentei documentații (pentru exemplificare vezi fig. 5.38.). Astfel, s-au obținut rezultate referitoare la presiunile reactive maxime pe talpa fundației, presiunile reactive maxime pe fețele laterale, deplasarea orizontală a bazei fundației, rotirea fundației și poziția centrului de rotație al fundației. Centralizarea rezultatelor obținute prin programul de calcul pentru fundațiile modelate este prezentată în tabelele 5.13., 5.14., 5.15., 5.16, 5.17, 5.18., 5.19.

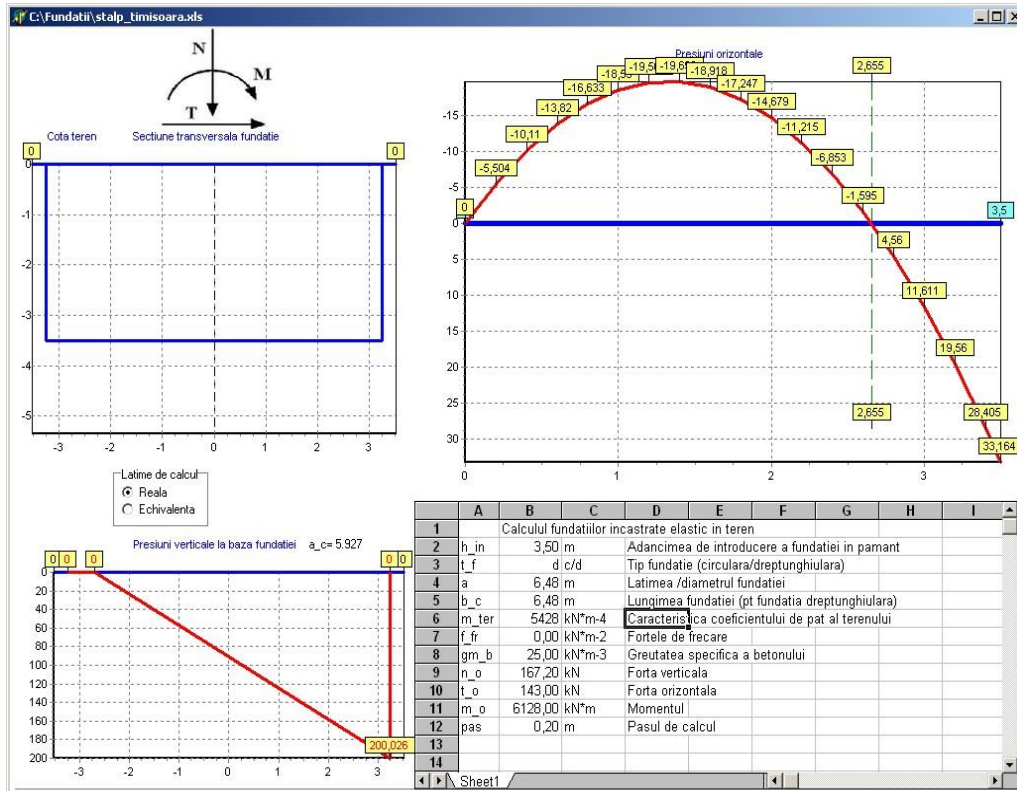


Fig. 5.38. Diagramele presiunilor pe talpa și pe fețele laterale ale fundației pentru o fundație pătrată cu latura de 6,48 m, adâncime de fundare 3,50 m și $N = 167,20$ kN, $T = 143,00$ kN și $M = 6128$ kNm

Tabelul 5.13. Calculul presiunilor maxime pe talpa fundației pătrate și circulare

Nr. Crt.	Tipul și amplasamentul	Adâncimea fundației "h"	Lățimea fundației pătrate "d"	Diametrul fundației circulare "d"	Volum fundație pătrată și circulară "V"	p_max pe talpa fundației pătrate	p_max pe talpa fundației circulare
		[m]	[m]	[m]	[m3]	[daN/cm2]	[daN/cm2]
1	Stâlp LEA 110 kV	2,50	3,30	3,72	27,23	1,70	1,58
2	Pilon stadionul "Dan Păltinișanu" Timișoara	3,50	6,48	7,31	147,00	2,00	1,88
3	Pilon stadionul Municipal Târgu-Jiu	3,70	6,12	6,90	138,38	2,18	2,04

Tabelul 5.14. Calculul presiunilor maxime pe fețele laterale ale fundației pătrate și circulare

Nr. Crt.	Tipul și amplasamentul	Adâncimea fundației "h"	Lățimea fundației pătrate "d"	Diametrul fundației circulare "d"	Volum fundație pătrată și circulară "V"	p_max laterale ptr. fundația pătrată	p_max laterale ptr. fundația circulară
		[m]	[m]	[m]	[m ³]	[daN/cm ²]	[daN/cm ²]
1	Stâlp LEA 110 kV	2,50	3,30	3,72	27,23	0,62	0,52
2	Pilon stadionul "Dan Păltinișanu" Timișoara	3,50	6,48	7,31	147,00	0,33	0,27
3	Pilon stadionul Municipal Târgu-Jiu	3,70	6,12	6,90	138,38	0,51	0,42

Tabelul 5.15. Calculul poziției centrului de rotație al fundației pătrate și circulare

Nr. Crt.	Tipul și amplasamentul	Adâncimea fundației "h"	Lățimea fundației pătrate "d"	Diametrul fundației circulare "d"	Volum fundație pătrată și circulară "V"	z_0 = 2/3*h	Poziția centrului de rotație "z_0"-f. pătrată	Poziția centrului de rotație "z_0"-f. circulară
		[m]	[m]	[m]	[m ³]	[m]	[m]	[m]
1	Stâlp LEA 110 kV	2,50	3,30	3,72	27,23	1,667	1,781	1,787
2	Pilon stadionul "Dan Păltinișanu" Timișoara	3,50	6,48	7,31	147,00	2,333	2,655	2,678
3	Pilon stadionul Municipal Târgu-Jiu	3,70	6,12	6,90	138,38	2,467	2,647	2,659

Tabelul 5.16. Calculul rotirii fundației pătrate și circulare.

Nr. Crt.	Tipul și amplasamentul	Adâncimea fundației "h"	Lățimea fundației pătrate "d"	Diametrul fundației circulare "d"	Volum fundație pătrată și circulară "V"	Rotirea fundației pătrate "δφ"	Rotirea fundației circulare "δφ"
		[m]	[m]	[m]	[m ³]	[rad]	[rad]
1	Stâlp LEA 110 kV	2,50	3,30	3,72	27,23	0,0035	0,0029
2	Pilon stadionul "Dan Păltinișanu" Timișoara	3,50	6,48	7,31	147,00	0,0021	0,0017
3	Pilon stadionul Municipal Târgu-Jiu	3,70	6,12	6,90	138,38	0,0016	0,0013

Tabelul 5.17. Calculul deplasării orizontale a fundației pătrate și circulare.

Nr. Crt.	Tipul și amplasamentul	Adâncimea fundației "h"	Lățimea fundației pătrate "d"	Diametrul fundației circulare "d"	Volum fundație pătrată și circulară "v"	Deplasarea orizontală a fundației pătrate "δx"	Deplasarea orizontală a fundației circulare "δx"
		[m]	[m]	[m]	[m ³]	[m]	[m]
1	Stâlp LEA 110 kV	2,50	3,30	3,72	27,23	0,0062	0,0052
2	Pilon stadionul "Dan Păltinișanu" Timișoara	3,50	6,48	7,31	147,00	0,0055	0,0046
3	Pilon stadionul Municipal Târgu-Jiu	3,70	6,12	6,90	138,38	0,0041	0,0035

Tabelul 5.18. Compararea unghiului tangentei în punctul z=0 al diagramei presiunilor laterale (θ) cu unghiul rezultat din diferența dintre împingerea pasivă și împingerea activă pe aceeași suprafață (v) – pentru fundația pătrată.

Nr. Crt.	Tipul și amplasamentul	Adâncimea fundației "h"	Lățimea fundației pătrate "d"	Diametrul fundației circulare "d"	Volum fundație pătrată și circulară "v"	θ_pătrat	v_pătrat
		[m]	[m]	[m]	[m ³]	[grad]	[grad]
1	Stâlp LEA 110 kV	2,50	3,30	3,72	27,23	61,78	64,96
2	Pilon stadionul "Dan Păltinișanu" Timișoara	3,50	6,48	7,31	147,00	29,73	51,47
3	Pilon stadionul Municipal Târgu-Jiu	3,70	6,12	6,90	138,38	35,06	53,60

Tabelul 5.19. Compararea unghiului tangentei în punctul $z=0$ al diagramei presiunilor laterale (θ) cu unghiul rezultat din diferența dintre împingerea pasivă și împingerea activă pe aceeași suprafață (v) – pentru fundația circulară.

Nr. Crt.	Tipul și amplasamentul	Adâncimea fundației "h"	Lățimea fundației pătrate "d"	Diametrul fundației circulare "d"	Volum fundație pătrată și circulară "v"	θ_{circular}	v_{circular}
		[m]	[m]	[m]	[m ³]	[grad]	[grad]
1	Stâlp LEA 110 kV	2,50	3,30	3,72	27,23	52,20	64,96
2	Pilon stadionul "Dan Păltinișanu" Timișoara	3,50	6,48	7,31	147,00	24,81	51,47
3	Pilon stadionul Municipal Târgu-Jiu	3,70	6,12	6,90	138,38	29,27	53,60

Cele trei exemple de calcul prezentate confirmă corectitudinea programului de calcul pentru fundația încastrată elastic în teren. Presiunea reactivă maximă pe talpa fundației obținută prin calculul clasic pentru fundația stâlpului LEA 110 kV este mai mică cu 13,50% față de presiunea obținută prin calculul automat. Acest lucru se explică prin luarea în considerare în calculul clasic a forțelor de frecare pe suprafețele laterale ale fundației.

Fundațiile stâlpilor de iluminat nocturn pe cele două stadioane dezvoltă în calculul clasic numai presiuni reactive pe talpa fundației, însă prin calculul automat al fundațiilor încastrate elastic în teren, presiunile reactive pe talpa fundației se reduc cu aproximativ 20%, datorită luării în calcul și a presiunilor pe fețele laterale ale fundației.

Ca și în exemplele de calcul prezentate în paragraful 5.3., fundațiile încastrate elastic în teren cu aceeași suprafață în plan și adâncime de fundare constantă, au presiuni maxime pe talpa fundației mai reduse în cazul fundației circulare cu 7 % față de fundația pătrată. De asemenea, presiunile maxime pe fețele laterale ale fundației circulare sunt mai mici cu 18% comparativ cu fundația pătrată.

Poziția centrului de rotație a celor 6 exemple de calcul prezentate în acest paragraf, confirmă teoria poziționării în jurul valorii de $2/3 h$.

De asemenea, din tabelele 5.16. și 5.17. rezultă că rotirea și deplasarea orizontală a fundațiilor se încadrează în limitele admise ($\text{tg}\theta=0,004$, $s=0,20$ m, unde θ - înclinarea fundației și s - tasarea medie).

Ținând cont de formulele teoretice de verificare a presiunilor laterale și pe talpa fundației din paragraful 5.2. (5.17., 5.18., 5.19., 5.57., 5.58., 5.62.) se observă că aceste condiții au fost îndeplinite și prin urmare secțiunea și adâncimea fundației au fost bine alese (tab. 5.18. și 5.19.).

Capitolul 6

CONCLUZII FINALE

Din examinarea literaturii de specialitate din domeniul în care se încadrează tematica tezei de doctorat, se constată că s-au înregistrat unele progrese importante atât, spre mai buna înțelegere a modului de comportare a fundațiilor la acțiunea celor mai variate încărcări, cât și spre găsirea unor modele și metode de calcul care să țină seama de conlucrarea fundației cu terenul și cu suprastructura construcției.

Calculul interacțiunii construcție-fundație-teren pune probleme deosebite, deoarece un calcul exact, care să surprindă modul real de conlucrare a celor trei elemente este practic imposibil de realizat. La această situație se mai adaugă și imposibilitatea de previziune în timp a modificărilor ce pot să apară în terenul de fundare datorită unor fenomene fizico-geologice, care pot interveni în timp (cutremure spre exemplu), a dinamicii apelor subterane etc. Pentru rezolvarea problemei este necesar în primul rând să se stabilească tipul și alcătuirea structurală a fundației, caracteristicile geotehnice ale terenului de fundare și ale straturilor de pământ aflate în jurul fundației, să se determine interacțiunea între elementele fundației și terenul de fundare și apoi să se aleagă în mod corect modelul matematic de calcul. Un aspect important îl reprezintă și adoptarea unor ipoteze corecte, chiar și simplificatoare în unele cazuri, care să apropie cât mai mult modelul ales de condițiile reale de lucru ale sistemului fundație - teren de fundare.

Astfel, folosirea pe scară mai largă a rezultatelor cercetărilor științifice, prin stabilirea unor legi de comportare sub încărcare a pământurilor dificile ca teren de fundare, mai apropiate de comportarea lor reală și legarea rezultatelor teoretice de măsurătorile „în situ” vor constitui un progres real în acest domeniu și o garanție că toate construcțiile amplasate pe pământuri dificile vor fi proiectate și realizate în condiții de strictă economicitate și la un grad de siguranță necesar.

Pentru a putea răspunde obiectivului propus în teză de studiere a unor sisteme de fundare folosite la construcții speciale, am studiat diverse sisteme de fundare, atât din punct de vedere al alcătuirii constructive cât și a unor aspecte generale a conlucrării acestora cu construcția și terenul de fundare. În mod aprofundat și de detaliu au fost studiate aspectele principale privind calculul și modul de conlucrare cu terenul a fundațiilor încastrate elastic în teren, cu secțiuni în plan circulară și pătrată.

Preocuparea autorului pentru studiul unor sisteme eficiente de fundare, a condus la elaborarea unui program de calcul automat al fundațiilor încastrate elastic în teren și la verificarea corectitudinii conceperii acestui program; calculul manual fiind foarte laborios, literatura de specialitate recomandă utilizarea calculatorului electronic pentru calculul fundațiilor încastrate elastic în teren.

Se precizează că pentru determinarea capacității portante la solicitări complexe a fundațiilor pentru construcții speciale, pentru calculul deformațiilor și deplasărilor probabile ale acestor fundații, supuse atât la încărcări verticale cât și la încărcări orizontale, precum și pentru determinarea eforturilor în diferite secțiuni ale fundațiilor, pot fi utilizate diverse metode de calcul, cel mai mult utilizându-se

metodele bazate pe teoria grinzilor sau plăcilor elastice rezemate pe mediu elastic. Se constată că majoritatea metodelor din literatura de specialitate se bazează pe această teorie, însă calculele fiind relativ complicate se impune utilizarea unor programe de calcul automat specializate.

Fundațiile încastrate elastic în teren se comportă diferit în funcție de înălțimea și rigiditatea lor, precum și de proprietățile fizico-mecanice ale terenului de fundare. Considerând drept criteriu de clasificare răspunsul terenului de fundare la solicitarea produsă de sarcinile orizontale se definesc două tipuri de fundații încastrate elastic în teren: rigide ($\alpha h \leq 2,5$) și flexibile ($\alpha h > 2,5$).

Fundația rigidă având înălțimea apropiată de dimensiunile secțiunii transversale are rigiditate infinit de mare în raport cu rigiditatea terenului înconjurător, încât deplasările orizontale sunt determinate de rotația în jurul unui punct O situat pe înălțimea fundației datorită depășirii capacității portante reactive a pământului.

Fundația flexibilă are înălțimea mult mai mare decât dimensiunile secțiunii transversale (cazul unei fundații tip coloană) și o astfel de rigiditate din încovoiere în raport cu terenul înconjurător, încât deformațiile și deplasările orizontale sunt determinate de încovoiere. În teza de doctorat au fost studiate mai multe tipuri de fundații rigide (cu bază circulară și pătrată) încastrate elastic în teren, destinate construcțiilor înalte sistem turn, care transmit fundației și terenului de fundare încărcări orizontale mari, utilizând un program de calcul automat, conceput în acest scop.

Programul de calcul este o concepție originală, întocmit în „mediul de programare” „Delphi”, sub sistemul de operare „Windows”. Programul de calcul elaborat și prezentat în lucrare oferă următoarele avantaje:

- fiind o concepție proprie, întocmit într-un mediu de programare modern, programul poate fi adaptat în funcție de necesitățile ulterioare, fără o „investiție” importantă (materială sau intelectuală), respectiv pot fi aduse adaptări ale modului de introducere a datelor sau a afișării și tipăririi rezultatelor;
- față de programele care utilizează pentru calcul metoda elementelor finite prezintă avantajul că datele de intrare sunt mult mai ușor de introdus și de modificat; este de asemenea, mult mai facilă utilizarea programului, vizualizarea și tipărirea rezultatelor;
- calcul fundațiilor încastrate în teren devine mai rapid și mai exact;
- în funcție de rezultatele obținute se pot modifica dimensiunile, tipul fundației, adâncimea de fundare, caracteristicile materialelor etc., refăcându-se calculul, pentru a se stabili cea mai bună soluție de fundare.

Prezentul program are următoarele caracteristici:

- rulează pe sisteme „Windows” și beneficiază de toate facilitățile oferite de acest sistem;
- poate rula în paralel cu alte aplicații;
- poate „exporta” rezultatele în alte aplicații (rezultatele de tip text și graficele se pot exporta în editoarele consacrate, disponibile sub sistemul de operare, facilitând în acest fel tipărirea cu orice imprimantă instalată în sistem);
- atât programul cât și datele (de intrare și de ieșire) ocupă un spațiu redus pe disk;
- datele de intrare și de ieșire au formate comune, putând fi „editate” și cu alte programe utilitare (exemplu „NotePad”);

- caracteristicile geotehnice ale terenului de fundare trebuie cunoscute pentru fiecare strat traversat în parte;
- trebuie cunoscute și introduse caracteristicile geometrice și mecanice ale fundațiilor, respectiv diametrul (pentru fundația circulară) și lățimea și lungimea fundației (pentru fundația dreptunghiulară și implicit pătrată), adâncimea de fundare, greutatea volumică a materialului din care este constituită fundația;
- programul permite utilizarea acestuia și pentru fundații circulare cu diametre mici, de tip „coloană” când se iau în calcul forțele de frecare pe suprafața fundației și „lungimea echivalentă” de calcul (relația 5.2.);
- programul de calcul întocmit este ușor de utilizat, având o viteză mare de calcul;
- programul permite salvarea datelor de intrare și de ieșire într-un fișier ce este definit de către utilizator și preluarea unor date de intrare deja existente pe disk, introduse anterior;
- programul vizualizează dispoziția fundației, utilizatorul putând să verifice dacă datele de intrare au fost corect introduse;
- afișarea rezultatelor calculului se realizează tabelar și sub formă de grafice, facilitând urmărirea variației presiunilor reactive pe înălțimea fundației.

Pentru încărcări orizontale și momente încovoietoare mari, prin aplicarea formulelor generale de calcul din literatură, se poate ajunge în situația în care una din presiuni (p_2 , conform fig. 5.7) devine negativă, adică între talpa fundației și teren ar exista întinderi, ceea ce nu este posibil. În acest caz, în programul de calcul automat conceput s-a considerat că forțele verticale produc un moment, care se va suprapune peste momentul de calcul, urmându-se a se calcula „lățimea activă” a fundației, cu o valoare mai mică decât lățimea reală ($a_c < a$ - doar pe zona comprimată); procedeul este iterativ, iar calculul se reface până când diferența de lățime activă dintre două calcule consecutive devine nesemnificativă (10^{-6} m).

Modul de repartitie al presiunilor în terenul adiacent fețelor laterale reprezintă aspectul cel mai controversat al fundațiilor încastrate elastic în teren. Din această cauză, metodele de calcul cele mai utilizate folosesc diagrame de calcul destul de variate ca formă. Din analiza rezultatelor calculelor efectuate prin programul „Fundații”, pentru diferite variante de fundații încastrate elastic în teren, diferențiate prin dimensiunile geometrice, natura și mărimea încărcărilor, caracteristica coeficientului de pat al terenului etc., autorul constată că repartitia reală a presiunilor pe fețele laterale ale fundației are un contur sinuos și variabil cantitativ în funcție de unii din parametrii de diferențiere menționați. Se poate afirma că forma diagramelor de presiuni rezultate prin calcul cu programul conceput este apropiată de forma reală determinată experimental [121] și în felul acesta se poate determina intensitatea reacțiunilor date de terenul de fundare, cât mai aproape de realitate.

Poziția axei de rotație este variabilă în funcție de o serie de factori ca: modul de aplicare al încărcărilor, mărimea încărcării orizontale, forma și dimensiunile fundației și natura terenului de fundare.

În literatura de specialitate, părerile asupra poziției axei de rotație sunt diferite: unii autori, în calcule consideră că are o valoare fixă [61], alții consideră că deplasarea ei se face atât pe verticală cât și pe orizontală dar în anumite limite [73],

iar alții consideră că poziția centrului de rotație este la valoarea de $2/3 h$ (unde h - reprezintă înălțimea fundației) sau la o valoare ușor mai mare decât aceasta [129]. Din studiile efectuate de autor prin programul de calcul „Fundații” se constată că poziția centrului de rotație a fundației este în jurul valorii de $2/3 h$, cu o deplasare pe verticală a axei de rotație de 3...8 % față de această valoare considerată fixă ($2/3 h$), atât pentru fundația cu talpă pătrată cât și pentru cea cu talpă circulară.

Din compararea prin programul de calcul a fundațiilor cu bază circulară și pătrată, considerate a avea același volum de beton, s-a observat că rezultatele obținute confirmă teoriile din literatura de specialitate. Cu cât dimensiunile în plan ale fundației sunt mai mari cu atât centrul de rotație al fundației coboară spre baza fundației și presiunile reactive maxime pe fețele laterale ale fundației sunt mai mici.

De asemenea, așa cum se afirmă și în literatura de specialitate, fundația cu bază circulară dezvoltă presiuni reactive pe talpa fundației cu maxim 10% mai mici față de fundația cu bază pătrată și cu maxim 20%, în cazul presiunilor pe fețele laterale ale fundației.

În urma calculului mai multor variante de fundații prin programul propriu și prin comparațiile realizate s-a putut trage concluzia că programul a furnizat rezultate foarte apropiate de cele oferite din literatura tehnică de specialitate și deci prezintă încredere în utilizarea lui pentru calculul fundațiilor încastrate elastic în teren.

Prin modul lui de întocmire, programul de calcul poate avea și un caracter didactic, deoarece prezentarea rezultatelor este foarte sugestivă. Acest lucru este confirmat și de exemplificarea calculului cu ajutorul programului conceput, efectuat în cazul fundațiilor unor construcții reale (stâlp LEA și piloni pentru instalații de noaptea) și detaliat în paragraful 5.4.

În afara unor concluzii și constatări menționate în acest capitol precum și în capitolele precedente, sintetizând principalele contribuții originale, consider că acestea sunt:

- Consultarea, prelucrarea și sistematizarea unui bogat material documentar, evidențiind aspectele teoretice și practice principale privind:
 - sisteme de fundații pentru unele construcții speciale;
 - principii de bază ale interacțiunii construcție - fundație - teren și factorii de influență asupra acesteia;
 - modelarea terenului de fundare în studiul interacțiunii construcție - fundație - teren;
- Analiza și evidențierea particularităților specifice ale interacțiunii structură - fundație - teren în cazul unor construcții speciale;
- Analiza și prezentarea sistematică a teoriilor și metodelor de calcul a fundațiilor încastrate elastic în teren;
- Conceperea unui program propriu pentru calculul fundațiilor încastrate elastic în teren;
- Adaptarea formulelor generale de calcul creând posibilitatea ca prin rularea programului conceput să se determine rotirea și deplasarea orizontală a fundației, în afară de presiunile reactive a terenului pe talpă și pe fețele laterale;
- Creerea facilității programului de calcul conceput pentru determinarea presiunii reactive pe talpa fundației și în cazul când datorită solicitărilor orizontale mari o parte din suprafața tălpii este inactivă;

- Confirmarea corectitudinii programului de calcul automat prin compararea rezultatelor obținute cu acesta, cu cele ale unei fundații calculată pe cale clasică, în ipoteza încastrării elastice în teren;
- Studiarea cu ajutorul programului de calcul propriu a conlucrării cu terenul a mai multor variante de fundații încastrate elastic în teren, în urma căreia au rezultat unele concluzii utile teoretic și practic, privind:
 - influența tipului de încărcare asupra presiunilor reactive ale fundațiilor cu baza pătrată și circulară;
 - influența coeficientului de pat al terenului asupra rotirii și deplasării orizontale ale fundației;
 - influența adâncimii de fundare (înălțimea fundației) asupra presiunilor reactive, deplasărilor și poziției centrului de rotație;
 - influența lățimii tălpii fundației asupra presiunilor reactive, deplasărilor și poziției centrului de rotație;
 - comparații calitative și cantitative între conlucrarea cu terenul a fundației cu talpă pătrată și cea corespunzătoare fundației cu talpă circulară.

Elaborarea unui calcul automat pentru fundațiile rigide încastrate elastic în teren, cu ipoteze cât mai apropiate de realitate și luarea în considerare a conlucrării construcție-fundație-teren, va facilita munca de proiectare concomitent cu reducerea costurilor de execuție a fundațiilor prin folosirea rațională a materialelor.

BIBLIOGRAFIE

1. **Adam, M., Lejay, J.** - *Étude des pieux sollicités horizontalement déterminations du module de réaction dans un sol donné*, A.I.T.B.T.P. 1971.
2. **Andrei, S., Antonescu, I.** - *Geotehnică și fundații Vol. I, II, I.C. București, 1980.*
3. **Athanasiu, C.** - *Capacitatea portantă a terenului de fundare, I.C. București, 1982.*
4. **Arutiunian, N., Kp.** - *Some Problems in the Theory of Creep*, Pergamon Press, London, 1966.
5. **Barkan, D., D.** - *Vibromatod v stroitelstve*. Moskva, Gostroizdat, 1959.
6. **Băncilă, I., ș.a.,** - *Geologie inginerească. Vol. I, Editura Tehnică, București, 1981.*
7. **Băncilă, I., ș.a.,** - *Geologie inginerească. Vol. II, Editura Tehnică, București, 1981.*
8. **Beleş, A., Mihăilescu C., Mihăilescu Ș.** - *Calculul construcțiilor amplasate pe terenuri deformabile (Interacțiunea structură - fundație - teren)*, Ed. Academiei RSR, București, 1977;
9. **Bercovici, M., Arie, A.** - *Rețele electrice. Calculul mecanic*. Ed. Tehnică, București, 1963.
10. **Biarez, J., Gressilon, J.M.** - *Essais et suggestions pour le calcul de la force portante des pieux en milieu purverulent*. Géotechnique, vol. XXII, nr. 3, sept. 1982.
11. **Boțu, R, Mușat, V.** - *Geotechnique*. Casa de Editură VENUS, Iași, 1998.
12. **Bowles, I., E.** - *Foundations Analysis and design*, Mc. Grow-Hill Book Company, 1982.
13. **Bowles, J.** - *Fundazioni*. Ed. McGraw-Hill Libri Italia SRL, Milano, 1991.
14. **Brad, I., I.** - *Contribuții la studiul interacțiunii suprastructură - fundație - teren la clădirile de locuințe*. Teză de doctorat, Timișoara, 1998
15. **Chamecki, S.** - *Structural Rigidity in Calculating Settlements*, Proc. ASCE, Journ. of Soil Mech. and Found. Div., 82, 1956.
16. **Chamecki, S.** - *Calcul des tassements progressifs des fondations, en tenant compte de l'interaction des structures et du sol*, AITBTP, Paris, 1969.
17. **Ciornei, A., Răileanu, P.** - *Cum dominăm pământurile macroporice sensibile la umezire*, Editura Junimea, Iași, 2002.
18. **Cisielski, P.** - *Shell foundation for tower shaped structures*. Symposium on tower-shaped structures. Bratislava, 1966.
19. **Cristea, V., Kalisz, E., Athanasiu, I., Negreanu, L.** - *Borland Pascal 7.0 pt Windows*. Ed. Teora, București 1994.
20. **Dascălu, V., Mihalache, A., Molocea, M., Păuleț, C, Rotaru, I.** - *Aspecte teoretice și practice ale realizării elevațiilor prefabricate spațiale la clădirile de locuit din panouri mari*. Rev. Construcții nr. 11, 1982.
21. **Dănețiu, Gh., Gioncu, V., Tamaș, Iolanda** - *Fundații prefabricate realizate din plăci curbe subțiri*. INCERC - Filiala Timișoara, 1971.
22. **Dianu, V., D., Dianu, F., N.** - *Fundare eficientă în condiții de teren dificile*. Ed. Tehnică, București, 1992.
23. **Dianu, V., D., Gheorghiu, V., V.** - *Fundații de adâncime în condiții dificile de teren. (vol. I)*, Ed. Tehnică, București, 1997.

24. **Dianu, V., D., Gheorghiu, V., V.** - *Fundații de adâncime în condiții dificile de teren. (vol. II)*, Ed. Tehnică, București, 2000.
25. **Endele, M., Seinoga, I.** - *Vișotnîe zdaniia s diafragmami i stvalami jestkosti*. Moscova, Stroizdat, 1980.
26. **Evdokimov, P., D.** - *The Bearing Capacity of Foundation of Hydraulic Structures*.
27. **Filimon, I.** - *Curs de beton armat*, Vol. I. Centrul multiplicare IPT, Timișoara, 1974.
28. **Filliat, G.** - *La pratique des sols et fondations*. Edition du Vlonitcur, Paris, 1981.
29. **Florea, M., N.** - *Mecanica rocilor*. Editura Tehnică, București, 1983.
30. **Getzler, Z.** - *Influence of Structural Rigidity ration on Foundation Design Concrete*, 1968.
31. **Ghersevanov, N., M.** - *Opere*, vol. I și II, Moscova, 1940.
32. **Giurcea, T., Gospodinov, N.** - *Executarea fundațiilor prin metode industriale*. Sinteză documentară, CDCAS, București, 1974.
33. **Goldstein, O, I.** - *Vibririnscie mașini v stroitelstve iproizvodstvo stroitelniîh materialov*, Moskva, Gosstroizdat, 1970.
34. **Grasshoff, H.** - *Influence on Flexural Rigidity of Superstructure on the Distribution of Contact Pressure and Bending Moments of an Elastic combined Footing*, Proc. Int. Conf. Soil Mech. Found. Eng. 4th, 1, 1957.
35. **Greenwood, D., A.** - *Grouting Fundamentals and Technique*. Civil Engineering, nr. 12, 1978.
36. **Greuc, V.** - *Condiții de teren și fundare pentru realizarea unui pod de beton armat în localitatea Cucuteni, Județul Iași - A XI-a Conferință Națională de geotehnică și Fundații*, Editura Politehnica, Timișoara, 2008.
37. **Gruia, A., Haida, V.,-** *Geotehnică și fundații*, I.P. „Traian Vuia”, Timișoara, 1990.
38. **Guidi, C., C.** - *Geotehnica e tehnica delle fondazioni*, vol. I și II , Milano, 1981.
39. **Haida, V.** - *Câteva considerații privind calculul ancorajelor pretensionate*. A III-a Conferință de geotehnică și fundații, Timișoara, 1975.
40. **Haida, V.,** - *Geologie, geotehnică și fundații - Elemente de geologie și geotehnică*, Timișoara, I.P. „Traian Vuia”, 1981.
41. **Haida, V.,** - *Geologie, geotehnică și fundații - Mecanica pământurilor*, Timișoara, I.P. „Traian Vuia”, 1982.
42. **Haida, V., Pantea, P.,** - *Geologie, geotehnică și fundații*, Timișoara, I.P. „Traian Vuia”, 1984.
43. **Haida, V., Marin, M.,** - *Geotehnică*. Universitatea Tehnică, Timișoara, 1994.
44. **Haida, V., Marin, M., Mirea, M.** - *Mecanica pământurilor*. Editura Orizonturi Universitare, Timișoara, 2004.
45. **Kaimal, S., S.** - *Hypar footings to save foundation costs in poor soils*. Paper presented at the Symposium on construction costs, National Building Organisation, New Delhi, August, 1970.
46. **Kassera W., Kassera V.** - *Turbo PASCAL 6.0*. Micro ATCI Târgu Mureș 1992.
47. **Kögler und Seidig** - *Baugrund und Bauwek*, Berlin, 1944.
48. **Kovacs S.,** - *Turbo PASCAL 6.0 - Ghid de utilizare*. Micro Informatica Cluj, 1992.
49. **Kinze, W., Franke, D.** - *Grundbau. Verlag fur Bauwesen*, Berlin, 1981.
50. **Klepikov, S., N.** - *Rasciol konstrukții na uprugom osnovanii*. Budivel'nik, Kiev, 1967.
51. **Krsmanovitch, S.** - *Influence de la continuité et de la rigidité sur le calcul*

- des constructions et des poutres continues de fondations*, Annales des Travaux Publics de Belgique, 1955.
52. **Kurian, P., N.** - *Modern Foundations. Introduction to Advanced Techniques*. Tata McGraw-Hill Publishing Company Limited, New Delhi, 1982.
53. **Lancellotta, R.** - *Geotecnica*, Editura Zanivhelli, Bologna, 1987.
54. **Lambroso, A.** - *Methodes numérique de calcul des fondation sur pieux verticaux etp inclinés*, în rev. Annales de l'Institut Technique du Batiment et des Travaux Publics, nr. 3.19, juillet-aout, 1974.
55. **Leonards, G., A.** - *Les fondations*, Dunos, Paris, 1968.
56. **Leucuța, Ghe., Marin, M.** - *Folosirea piloților scurți forți la construcția halelor industriale*. - A XI-a Conferință Națională de geotehnică și Fundații, Editura Politehnica, Timișoara, 2008.
57. **Lehr, H.** - *Fundații*. Vol. II. Ed. tehnică. București, 1957.
58. **Lehr, H., Stăncescu, E., Andrei, S., Manoliu, I.** - *Metode noi în proiectarea și executarea fundațiilor*. Editura Tehnică, București, 1963.
59. **Longeais, L.** - *Patologie de fondations*, Annales de L' ITBTP, 1971.
60. **Lungu, I. Stanciu, A., Boți, N.** - *Probleme speciale de fundații*. Editura Junimea, Iași, 2002.
61. **Lupușoru, D., G.** - *Contribuții la elaborarea soluțiilor de infrastructuri de poduri rutiere din beton cu deschidere medie ținând cont de conlucrarea suprastructură - infrastructură - teren*. Teză de doctorat (rezumat), Iași, 1999.
62. **Maier, N., Păunescu, M.** - *Geotehnică și fundații*. Editura didactică și pedagogică, București, 1973.
63. **Manoliu, I.** - *Comportarea piloților supuși la solicitări transversale*. Teză de doctorat. Institutul de Construcții București, 1974.
64. **Manoliu, I.** - *Fundații și procedee de fundare*. Editura didactică și pedagogică, București, 1983.
65. **Manoliu, I.** - *Proiecte actuale ale proiectării și execuției fundațiilor de adâncime*, în rev. Construcții, nr. 4, 1984.
66. **Marin, M., Păunescu, M.** - *Sistem de izolare a construcțiilor împotriva acțiunilor dinamice și procedeu de realizare*. Brevet R.S.R., nr.82885, 1983.
67. **Marin, M.** - *Fundații continue prefabricate pentru clădiri cu suprastructură din panouri mari*. Teză de doctorat, 1983.
68. **Marin, M.** - *Algoritm de calcul privind interacțiunea statică dintre construcție și teren*. A VI-a Conferință națională de geotehnică și fundații, Galați, 1987.
69. **Marin, M., Roman, O., Ighian, V.** - *Sistemul de fundare pentru refacerea și modernizarea Sălii Polivalente din Craiova*. - A XI-a Conferință Națională de geotehnică și Fundații, Editura Politehnica, Timișoara, 2008.
70. **Markus, Gy.** - *Berechnung einer Zylinderschale mit biegesteif angeschlossener Kreisplatte bei antimetrischer Belastung unter Verwendung des Momentenverteilungsverfahrens*, Bautechnik 1/1968.
71. **Mateescu, D.** - *Calculul fundațiilor pentru suportii liniilor aeriene*. Buletinul școlii politehnice, 1939.
72. **Mateescu, D.** - *Construcții metalice speciale*. Editura Tehnică, București, 1962.
73. **Max Suberkrub** - *Mastgrundungen fur - Freileitungen und Bahnspeiseleitungen*, Berlin, Verlag Wilhelm Ernst & Gohn, 1958.
74. **Mayerhof, G.** - *The Settlements Analysis of Building Frames*, Structural Engineer, 1957.
75. **Mihul, A.** - *Construcții speciale din beton armat*. Editura Didactică și

- Pedagogică, București, 1964
76. **Mihul, A.** - *Construcții din beton armat*. Editura Didactică și Pedagogică, București, 1969.
77. **Mihul, A.** - *Noi orientări în prognoza dezvoltării fundațiilor*. A V-a Conferință de geotehnică și fundații. Cluj-Napoca, 1-3 septembrie 1983.
78. **Mîrșu, O., Friedrich, R.** - *Construcții speciale de beton armat*. I.P. „Traian Vuia”, Timișoara, 1969.
79. **Mîrșu, O., Anastasescu, D.** - *Calculul la compresiune centrică și excentrică a secțiunilor inelare de beton armat, pline și cu goluri*. Rev. Construcții nr. 2, 1976.
80. **Mîrșu, O., Friedrich, R.** - *Construcții industriale speciale din beton armat*. Editura Didactică și Pedagogică, București, 1981.
81. **Momanu, G.** - *Posibilități de utilizare a pânzelor subțiri pentru realizarea fundațiilor*. Rev. Construcții, nr. 1, 1971.
82. **Norton P., Muller J.** - *Ghid complet pentru DELPHI 2*. Ed. Teora, București 1997.
83. **Pasquale, D.** - *Fondazioni*. Printed in Italy Liguori Editore, Napoli, 1986.
84. **Pasternak, P., L.** - *Asupra unei metode noi de analiză a unei fundații elastice cu ajutorul a doi coeficienți de pat*, Gosudarstvennoe Izdatelstvo Literaturi po Stroitelstvu i Arkhitekture, Moscow, 1954.
85. **Pavel, E., Vicol, P., Căpățână, V.** - *Realizări energetice în Italia*. MEE - Trustul Electromontaj București, 1972.
86. **Păunescu, M., Ștefanică, M., Pogany, A.** - *Fundații forat-injectate pentru stâlpii de beton armat centrifugați LEA 110 KV*. Sesiunea de comunicări științifice IPT, mai, 1977.
87. **Păunescu, M., Ștefanică, M.** - *Studiul unor procedee de fundare pentru linii electrice aeriene realizate cu utilaje vibratoare*. A IV-a Conferință de Geotehnică și fundații, Iași, 1979.
88. **Păunescu, M.** - *Tehnica vibrării în realizarea fundațiilor*. Ed. Facla, Timișoara, 1979.
89. **Păunescu, M.** - *Îmbunătățirea terenurilor slabe în vederea fundării directe*. Ed. tehnică, București, 1980.
90. **Păunescu, M., Pop, V., Sillion, T.** - *Geotehnică și fundații*. Editura Didactică și Pedagogică, București, 1983.
91. **Păunescu, M., Haida, V., Gruia, A., Schein, T., Ștefanică M., Marin, M.** - *Studies and test "in situ" on structures performed on soils improved by vibration*. A VIII-a Conferință europeană de mecanica pământurilor și fundații, Finlanda-Helsinki, 1983.
92. **Păunescu, M., Vâță, I.** - *Pereți mulați*. Editura Teh. București, 1985.
93. **Păunescu, M., Marin, M.** - *Aspects concerning the interaction compacted soil construction*. Colloque International Sols-Structures, Paris, mai, 1987.
94. **Păunescu, M., Marin, M.** - *Soluții moderne pentru fundații directe*. Editura Facla, Timișoara, 1986.
95. **Păunescu, M., Haida, V., Gruia, A.** - *Fundații*. Editura didactică și pedagogică, București, 1973.
96. **Păunescu, M., Ștefanică, M., Marin, M.** - *Soluții de fundare pentru stâlpi cu solicitări complexe*. Editura Marineasa, Timișoara, 2005.
97. **Peptan, C., A.** - *Aspecte ale conlucrării construcție-fundație-teren la structuri cu încărcări mari*. Referat teză de doctorat (nepublicat), UPT, 2002.
98. **Peptan, C., A.** - *Soluții și sisteme speciale de fundare a construcțiilor*. Referat teză de doctorat (nepublicat), UPT, 2002.

99. **Peptan, C., A.** - *Soluții și sisteme speciale de fundare a construcțiilor*. Referat teză de doctorat (nepublicat), UPT, 2002.
100. **Peptan, C., A., Chezan, M., Bîrliba L., L., Peptan, G.** - *Consolidarea sistemelor de construcție cu elemente din beton folosind fibră de carbon*. A XXXVII-a Conferință Internațională a Facultății de Agricultură, U.S.A.M.V.B.T., Editura Agroprint, Timișoara, 2005.
101. **Peptan, C., A., Haida, V., Peptan, G., Brebu F., M.** - *Aspecte tehnologice și de calcul ale fundațiilor ancorate aplicabile la construcții speciale*. A XL-a Conferință Internațională a Facultății de Agricultură, U.S.A.M.V.B.T., Editura Agroprint, Timișoara, 2008.
102. **Peptan, C., A., Haida, V., Brebu F., M.** - *Aspecte ale conlucrării structură - fundație - teren de fundare la construcții speciale*. A XL-a Conferință Internațională a Facultății de Agricultură, U.S.A.M.V.B.T., Editura Agroprint, Timișoara, 2008.
103. **Perlea, V., Perlea, M.** - *Stabilitatea dinamică a pământurilor nisipoase*, Editura Tehnică, București, 1984.
104. **Pop, V., Popa, A., Fosti, V.** - *Fundații de pânze subțiri*. A III-a Conferință de Geotehnică și fundații, Timișoara, 8-10 septembrie, 1975.
105. **Pop, V., Popa, A.** - *Geotehnică și fundații*. Vol. II, I.P. Cluj-Napoca, 1982.
106. **Pop, V., Popa, A., Roman, F.** - *Geotehnică. Exemple de calcul*, I.P. Cluj-Napoca, 1994.
107. **Popa, C., Băbeanu, T.** - *Fundații de adâncime pe coloane*. MTTc - Centrul de documentare și publicații tehnice, București, 1973.
108. **Popa, A.** - *Geotehnică și fundații*. Vol. I, I.P. Cluj-Napoca, 1981.
109. **Rădulescu, N.** - *Contribuții la studiul capacității portante și deformabilității fundațiilor de adâncime pe barete*. Teză de doctorat (rezumat), Iași, 1998.
110. **Rădulescu, N., Popa, H., Muntean, A.** - *Fundații. Îndrumător de proiectare*. Editura Matrix Rom, București, 2001.
111. **Răileanu, P., Boți, N., Stanciu, A.,** - *Geologie, geotehnică și fundații*. I.P. Iași, 1986.
112. **Silion, T., Boți, N., Stanciu, A.** - *Considerații privind calculul terenului de fundare*. I.P. Iași, 1983.
113. **Silion, T., Răileanu, P., Mușat, V.** - *Fundații în condiții speciale*. I.P. Iași, 1988.
114. **Solomon, L.** - *Elasticitate liniară*, Editura Academiei R.S.R., București, 1969.
115. **Stanciu, A., Lungu, I.** - *Fundații - Fizica și mecanica pământurilor*. Editura Tehnică, București, 2006.
116. **Stanciu, A.** - *Calcul de la pression critique initiale d'une foundation superficielle*. Revue Francaise de Géotechnique, no.67, 1994.
117. **Stefanoff, G., Boshinov, B.** - *Bearing capacity of Hallov. Piles Driven by vibration. Force portante de pieux creux Eufonces par vibration. Capacitatea portantă a piloților tubulari vibrați*. Congres Tokio, vol.II, 1977.
118. **Stoian, V., Clipii, T.** - *Proiectarea asistată de calculator în construcții - îndrumător pentru proiectare*. U.T. Timișoara, Fac. Construcții 1995.
119. **Ștefanică M., Mateescu, G.** - *Despre capacitatea portantă a fundațiilor pentru stâlpii de energie electrică*. Prima sesiune a tinerilor ingineri și cercetători din Timișoara, 1971.
120. **Ștefanică M., Mihăescu, C.** - *Calculul capacității portante a fundațiilor prefabricate tip coloană din b.c.a.* A IV-a Conferință de Geotehnică și fundații, Iași, 1979.

121. **Ștefanică, M.** - *Contribuții asupra metodelor de industrializare a fundațiilor stâlpilor de energie electrică*. Teză de doctorat, Institutul Politehnic „Traian Vuia”, Facultatea de Construcții, Timișoara, 1980.
122. **Teodorescu, P., P., Ilie, V.** - *Teoria elasticității și introducerea în mecanica solidelor deformabile*. Vol. III, Editura Dacia, Cluj-Napoca, 1980.
123. **Terzaghi, K., Peck, R., B.** - *Mécanique des sols appliquée aux travaux publics et au bâtiment*, Dunod, Paris, 1957.
124. **Toloea, S., Pop, S.** - *Execuția lucrărilor de construcții - Îndrumar Vol. I, II*. Ed. Tehnică, București, 1987.
125. **Toloea, S.** - *Accidente și avarii în construcții - Probleme privind patologia și terapeuica construcțiilor (II)*. Ed. Tehnică, București, 1980.
126. **Tomlinson, M., J.** - *Proiectarea și executarea fundațiilor*. Ed. Tehnică, București, 1969.
127. **Tschebotarioff, G., P.** - *Soil Mechanics, Foundations, and Earth Structures*, McGraw-Hill Book company, Inc., New York, 1951.
128. **Vaicum, A.** - *Influența forței tăietoare asupra stabilității fundațiilor încastrate*. Studii și cercetări de mecanică aplicată. Editura Academiei RSR nr.4, 1969.
129. **Vaicum, A.** - *Fundații încastrate*. Editura Academiei R.S.R., București, 1970.
130. **Vaicum, A., Pepene, F., Toma, Al.** - *Determinarea stării de deformații în masivele de pământ*, C.M.S., București (nepublicat), 1973.
131. **Vaicum, A.** - *Fundații pentru construcții energetice de distribuție și transport*. Editura Academiei R.S.R., 1975.
132. **Vaicum, A.** - *Tasarea construcțiilor. Aplicații*. Vol. 1 și 2, Ed. Tehnică București, 1989.
133. **Vasiloni, N., Rovența, E.** - *Metodă și program de calcul a fundațiilor prefabricate încastrate elastic în teren pentru LEA 110 KV*. Buletin științific și tehnic IPT fasc.1, 1978.
134. **Vicol, P.** - *Construcții energetice în SUA - MEE*. Trustul Electromontaj, București (partea II), 1973.
135. **Vicol, P., Cernescu, C., Lăzărescu, S., Marutan, C.** - *Construcția liniilor electrice*. Ed.II. Editura Tehnică, București, 1975.
136. **Vlasov, L., I.** - *Zakrepleniia opor v grunte*, Moskva, 1971.
137. **Wang, P., C.** - *Metode numerice și matriceale în mecanica construcțiilor*. Editura Tehnică, București, 1970.
138. **Wieghardt, K.** - *Über der Balken auf Nachgiebiger Unterlage*, Zeitschrift für Angewandte Mathematik und Mechanik, Vol. 2, Berlin, 1922.
139. **Winterkorn, H., F., Fang, H., Y.** - *Foundation engineering hand-book*. Van Nostrand Reinhold, New York, 1975.
140. **Yalil, A., W.** - *Sollicitations Horizontales des pieux*. Construction nr. 5,7,8 și 10, 1976.
141. **Zaharescu, E.** - *Calculul la limită în geotehnică*. (Prezentarea discuțiilor din „Ground Engineering”, referat ICH), Anglia, 1981.
142. *** *Manual pentru calculul construcțiilor*. Editura Tehnică, București, 1977.
143. *** *Fondations, propriétés des sols et impératifs sismiques*. C.R. Journées communes A.F.P.S.-C.F.M.A.S., Revue Française de Géotechnique, no. 37, 1986.
144. *** *Prescripții de proiectare pentru construcții civile, industriale și agricole*. Vol. I, Colecția STAS, Ed. Tehnică, București, 1980.
145. *** *Prescripții pentru construcția liniilor electrice aeriene peste 1000 V*. Ministerul Energiei Electrice, I.S.P.H., București, 1971.

146. *** *NP 112-2004. Normativ pentru proiectarea structurilor de fundare directă.* Buletinul Construcțiilor (B.C.) nr. 14, 2005
147. *** *Soluții noi de realizare a fundațiilor la stâlpii metalici pentru LEA 110 KV.* Referat final - contract 17460/1975, GSEM, București.
148. *** *A V-a Conferință de Geotehnică și fundații,* Cluj-Napoca, septembrie, 1983.
149. *** *Normativ pentru construcția liniilor aeriene de energie electrică cu tensiuni peste 1000 V - PE 104/85.*
150. *** *14 - Ip - 42/85 Îndrumător de proiectare pentru fundații LEA peste 1000 V la stări limită.*
151. *** *Normativ privind proiectarea și executarea lucrărilor de fundații directe la construcții,* P 10 - 86.
152. *** *A VI-a Conferință de Geotehnică și fundații,* Galați, septembrie 1987.
153. *** *Prestressed Concrete Piles in Jointless Bridges.* PCI JOURNAL March - April 1996.
154. *** *STAS 3300/1-85. Teren de fundare. Principii generale de calcul.* INSTITUTUL ROMAN DE STANDARDIZARE
155. *** *STAS 3300/2-85. Teren de fundare. Calculul terenului de fundare în cazul fundării directe.* INSTITUTUL ROMAN DE STANDARDIZARE
156. *** *STAS 1242/1-89. Teren de fundare. Principii de cercetare geologică, tehnică și geotehnică a terenului de fundare.* INSTITUTUL ROMAN DE STANDARDIZARE
157. *** *STAS 2561/1-1983 Teren de fundare. Piloți. Clasificare și terminologie.* INSTITUTUL ROMAN DE STANDARDIZARE.
158. *** *STAS 2561/2-1983 Teren de fundare. Fundații pe piloți. Încercarea în teren a piloților de probă și din fundații.* INSTITUTUL ROMAN DE STANDARDIZARE.
159. *** *STAS 2561/3-1990 Teren de fundare. Fundații pe piloți. Prescripții generale de proiectare.* INSTITUTUL ROMAN DE STANDARDIZARE.
160. *** *STAS 2561/4-1990 Teren de fundare. Piloți forajați de diametru mare. Prescripții generale de proiectare, execuție și recepție.* INSTITUTUL ROMAN DE STANDARDIZARE.
161. *** *Proiect nr. P100/11-2003. Fundații pentru instalație de iluminat nocturn stadionul „Dan Păltinișanu” - Timișoara,* elaborat de S.C. Planar Serv S.R.L. Timișoara.
162. *** *Studiu geotehnic nr. C0605/2003 pentru realizarea instalației de iluminare a stadionului „Dan Păltinișanu” din Timișoara,* elaborat de U.P.T. Facultatea de Construcții și Arhitectură, Departamentul de Inginerie Geotehnică și Căi de Comunicații terestre
163. *** *Raport geotehnic suplimentare nr. C0605/2003 privind condițiile de fundare ale instalației de iluminare nocturnă a stadionului „Dan Păltinișanu” din Timișoara,* elaborat de U.P.T. Facultatea de Construcții și Arhitectură, Departamentul de Inginerie Geotehnică și Căi de Comunicații terestre
164. *** *Proiect nr. 712/2007. Fundații pentru instalație de iluminat nocturn stadionul municipal Târgu-Jiu,* elaborat de S.C. Planar Serv S.R.L. Timișoara.
165. *** *Studiu geotehnic pentru instalație de nocturnă stadion municipiul Târgu-Jiu,* elaborat de P.F. Opreșcu Al., 2007