

UNIVERSITATEA "POLITEHNICA" TIMISORA  
FACULTATEA DE CONSTRUCTII

TEZA DE DOCTORAT

Ing. Avram JURCA

CONTRIBUTII PRIVIND STUDIUL INTERACTIUNII  
DINTRE STRUCTURA – FUNDATIE – TEREN IN  
REGIM DINAMIC DE SOLICITARE

BIBLIOTECA CENTRALĂ  
UNIVERSITATEA "POLITEHNICA"  
TIMIȘOARA

*6.2.17/16*  
*2016*

CORDONATOR STIINTIFIC  
Prof dr. ing. Marin PĂUNESCU

Timișoara 1998

## MULTUMIRI

*Autorul își exprimă profunda sa recunoștință și cele mai alese mulțumiri, distinsului dascăl și om, prof. dr. ing. Marin PAUNESCU, pentru permanenta îndrumare și sprijinul acordat în tripla postură de formare ca specialist: începând cu studenția, apoi cu activitatea de cercetare științifică și continuând cu întreaga activitate desfășurată pe parcursul elaborării lucrării.*

*Aduc, pe aceasta cale, mulțumiri din inimă tuturor cadrelor didactice din Departamentul de Inginerie Geotehnică și Căi de Comunicație Terestră, precum și colegilor de la INCERC Timișoara și în special colectivului cu care am lucrat la partea de concepție și experimentare, în vederea obținerii de date, ce au stat la baza elaborării tezei de doctorat.*

*Autorul*

Motto : “*Non scholae, sed vitae dicimus*”  
( *Nu pentru școală, ci pentru viață învățăm* )  
(Seneca – Epistole morale)

## INTRODUCERE

Dezvoltarea susținută a industriei ( până în anul 1989 ) a avut ca efect creșterea fondului de construcții, extins mai mult pe verticală, atât a celor cu caracter industrial, ingineresc, cât mai ales al locuințelor și clădirilor social – culturale, constituind sateliți ai marilor centre industriale.

După anul 1989 structura lucrărilor de construcții s-a schimbat, ponderea construcțiilor cu caracter industrial și socio – cultural s-a diminuat, locul lor fiind luat de construcții mai mici ca dimensiuni, preponderent locuințe, dezvoltate mai puțin pe verticală.

Multe din clădirile vechi, existente, care datează din anii 1850 încoace, apoi din perioada interbelică și după cel de-al doilea război mondial, au suferit în timp o serie de avarii cauzate de anumite acțiuni ca : tasări mari, explozii, alunecări de teren, prăbușiri de galerii de mină, taluzuri de halde etc. și în special datorită acțiunii solicitărilor din cutremure. Urmare a acestor avarii survenite, numeroase construcții au capacitatea portantă diminuată, astfel că la un eventual cutremur sever rezistența și stabilitatea acestora ar putea fi compromisă, având ca rezultat mari pierderi de vieți omenești și bunuri materiale.

**Proiectarea construcțiilor noi, cât și consolidarea clădirilor avariate, prioritate ce obligă pe beneficiari să ia măsuri necesare, constituie probleme de bază ce trebuie să stea în atenția specialiștilor pentru a evalua și dimensiona corect elementele structurale de rezistență, la încărcări seismice.**

Având în vedere că țara noastră este amplasată într-o zonă cu un ridicat potențial seismic, cu caracteristici specifice atât cutremurelor de adâncime ( zona Vrancei ) cât și a celor de suprafață ( Banat ), din datele statistice rezultă că 63.8 % din construcțiile de locuințe sunt situate în zone cu intensități seismice ridicate, din care 35.2 % în zonele seismice cu accelerații de peste  $2.0 \text{ m/s}^2$ . În aceste zone se află foarte multe municipii și orașe cu densități mari de construcții, fapt ce justifică constatarea că în aceste zone s-au produs, în secolul nostru, la ultimele cinci cutremure cu magnitudinea variind între 5.4 și 7.4 pe scara Richter, dintre care patru au fost de tip Vrancea și unul de tip Banat ( 10 noiembrie 1940, 4 martie 1977, 30 august 1986 și 30 și 31 mai 1990), volumul cel mai mare de avarii și colapsuri. **Peste 40 % din numărul locuințelor situate în zona de grad 7 – 9 prezintă degradări majore care necesită consolidarea lor.**

**Pe măsura acumulării de noi date, s-au perfecționat și normele cu privire la calculul antiseismic al construcțiilor.** Pe baza acestor norme, pe lângă îmbunătățirea continuă a concepției construcțiilor și a dispunerii raționale a elementelor de rigidizare dinamică în ansamblul clădirilor, s-au îmbunătățit și coeficienții seismici globali, cu care se dimensionează elementele de structură.

În general, la ora actuală, în cadrul activității de proiectare a unor construcții noi sau de consolidare a construcțiilor vechi, avariate, calculul de dimensionare și verificare se efectuează pe elemente de rezistență independente – structură, fundație și teren – fără a se ține seama de conlucrarea dintre ele. **Considerarea interacțiunii dintre cele trei elemente amintite mai sus, în practica inginerescă, în condiții statice dar mai ales dinamice de solicitare, conduce la un calcul a structurii de rezistență mult mai apropiat de comportarea reală și deci, în final, structura dimensionată va răspunde simultan la două probleme fundamentale: asigurarea pe de o parte a stabilității și a condițiilor optime de exploatare, iar pe de altă parte realizarea unui consum de materiale și manoperă, reducerea prețului de cost și a duratei de execuție.**

Efectuarea unui calcul de rezistență, care ține seama de interacțiunea dintre structură – fundație – teren, în condiții dinamice de solicitare, presupune cunoașterea, printre alți parametri care intervin în calcule și a caracteristicilor dinamice care definesc răspunsul structurii, ca de exemplu : perioada proprie de vibrație, modurile proprii de vibrație, fracțiunea din amortizarea critică, deformanta structurii etc.

**În această sferă de preocupări se înserează și lucrarea de față intitulată “ Contribuții privind studiul interacțiunii dintre structură – fundație – teren în regim dinamic de solicitare”.**

Ideea fundamentală care a stat la baza apariției acestei lucrări, s-a bazat pe necesitatea conceperii și realizării practice a unor echipamente de produs vibrații întreținute în structură, având posibilitatea variației frecvenței și a forței de inerție indusă în structură. În paralel cu realizarea acestui deziderat, s-a impus realizarea și perfecționarea unei aparaturi, cu programe de calcul pentru achiziția, filtrarea, etalonarea, prelucrarea și prezentarea grafică a datelor inițiale, măsurate și cele finale, prelucrate.

Având în vedere complexitatea problematicii abordate de autor, precum și nivelul restrâns de date acumulate în domeniul interacțiunii dinamice la nivelul structură-fundație-teren, în studiile experimentale efectuate, autorul a considerat util să-și limiteze cercetările, condiționat fiind de posibilitățile de realizare a aparaturii, doar la nivelul structurii și nu a întregului masiv, constituit din fundații și partea din terenul de fundare care conlucrează cu fundațiile.

Ideea fundamentală care a stat la baza apariției acestei lucrări, s-a bazat pe necesitatea conceperii și realizării practice a unor echipamente de produs vibrații întreținute în structură, având posibilitatea variației frecvenței și a forței de inerție indusă în structură. În paralel cu realizarea



acestui deziderat, s-a impus realizarea și perfecționarea unei aparaturi, cu programe de calcul pentru achiziția, filtrarea, etalonarea, prelucrarea și prezentarea grafică a datelor inițiale, măsurate și cele finale, prelucrate.

Lucrarea elaborată are la bază activitatea de cercetare în cadrul a șapte contracte de cercetare științifică [97]... [103], dintre care trei contracte au fost de cercetare fundamentală și patru de cercetare aplicativă cu diverse unități din Timișoara și din țară, la care doctorandul a lucrat în calitate de responsabil de contract sau colaborator, în perioada 1987 – 1998.

În lucrarea de față, autorul își propune să prezinte studiile făcute pentru stabilirea unei metode de determinare a unor caracteristici dinamice, ca răspuns al structurilor solicitate dinamic, cu vibrații întreținute în construcția la scară naturală, utilizând atât echipamente de producere a vibrațiilor, cât și lanțul de aparatură pentru achiziția, prelucrarea și redarea datelor, ambele probleme fiind rezolvate prin contribuția autorului.

Ca și structură de fond, lucrarea conține în total un număr de 265 pagini, 104 figuri, 46 tabele, 158 relații de calcul, 33 anexe și 103 titluri bibliografice studiate. Conținutul lucrării este structurat pe cinci capitole, împărțite într-o parte teoretică și una experimentală.

**În capitolul 1** al lucrării se face o sinteză documentară din literatura de specialitate studiată cu privire la modul de abordare a conceptului de **interacțiune statică și dinamică dintre structură – fundație – teren, insistându-se mai mult pe latura dinamică**. Se are în vedere prezentarea modului de propagare a undelor seismice prin teren, a modului de "atac" al undelor asupra fundațiilor și răspunsul structurii în diverse faze ale acțiunii seismice.

**Capitolul 2** se referă la prezentarea schematică a principiului de lucru a unei construcții în contextul interacțiunii dinamice structură -fundații - teren, precum și un studiu teoretic cu privire la prezentarea modului de calcul dinamic al structurilor pe baza normativelor P100 - 92 și Eurocod 8.

**În capitolul 3** sunt prezentate studiile și conceperea unor scheme de principiu și caracteristicile tehnice ale celor două echipamente de producere a vibrațiilor întreținute în structură, precum și lanțul de măsurători, în vederea elaborării unui procedeu folosit la stabilirea caracteristicilor dinamice a construcțiilor.

**Vibrogeneratorul de vibrații** este o instalație de produs vibrații ce se împănază rigid în structura de rezistență a clădirii, de regulă la partea superioară, se bazează pe principiul rotirii a două mase excentrice în sens invers de rotație. Funcție de masele adiționale care sunt montate și frecvența ce se poate varia în timpul funcționării se obține forța de inerție indusă în construcție.

**Vibratorul de tip pendul** este realizat dintr-un cadru, prins rigid de elementele structurale ale clădirii, pe care este montat un pendul ce permite montarea unor mase, putându-se varia, în timpul funcționării, lungimea pendulului și deci a frecvenței de oscilație, modificându-se forța de inerție indusă în construcție.

**Lanțul de măsurători** este constituit dintr-o serie de echipamente auxiliare, inclusiv un calculator cu imprimantă sau alte utilități cum ar fi conectarea la un ploter sau osciloscop, etc.

**Datele achiziționate**, în urma măsurătorilor, sunt pregătite pentru prelucrare prin intermediul unor operații intermediare de filtrare și etalonare. În acest sens, au fost concepute și realizate 23 de programe de calcul în limbajul C++.

Toate aceste probleme, prezentate în capitolul 3, au fost studiate, pe plan local, de autor împreună cu un colectiv și reprezintă noutăți pe plan național, în domeniu.

**Capitolul 4** se referă la încercările experimentale efectuate pentru testarea funcționării și a veridicității datelor obținute.

**Sunt prezentate tehnologia de echipare, măsurare și prelucrare a datelor, în extenso, pentru trei clădiri, apoi în formă restrânsă pentru alte două clădiri și în final, sub formă de tabel, valorile finale pentru alte 32 de clădiri.**

Valorile perioadelor proprii (frecvențelor proprii) măsurate sunt prezentate tabelar, pentru fiecare clădire în parte, comparativ cu valorile calculate cu relații empirice, P 100 – 92, Eurocod 8, sau diverse programe de calcul automat.

**În capitolul 5 sunt prezentate abaterile de la perioada proprie măsurată, a perioadelor calculate** (la capitolul 4), atât valoric, cât și procentual, pentru fiecare clădire în parte, precum și pe grupe de structuri: **clădiri cu structura în cadre din beton armat, clădiri cu structura în cadre metalice, clădiri cu structura din diafragme monolite sau prefabricate din beton armat, precum și clădiri cu structura din zidărie cu sâmburi din beton armat.**

Pe baza acestor valori precum și din alte observații desprinse, s-au formulat o serie de interpretări și concluzii care s-au inserat în acest capitol.

În final se prezintă principalele concluzii teoretice și experimentale desprinse din conținutul lucrării. Sunt evidențiate contribuțiile autorului la studiul acestei metode experimentale, precum și propunerile formulate pentru continuarea cercetărilor pe această direcție.

# CAPITOLUL 1

## STUDIUL DOCUMENTAR CU PRIVIRE LA CONLUCRAREA STRUCTURĂ – FUNDAȚIE – TEREN ÎN CONDIȚII STATICE ȘI DINAMICE

### 1.1. CU PRIVIRE LA CONLUCRAREA STRUCTURĂ – FUNDAȚIE – TEREN ÎN CONDIȚII DE SOLICITARE STATICA

#### 1.1.1. Aspecte generale ale conlucrării

Interacțiunea ( conlucrarea ) structură – fundație – teren ( ISFT ), 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 fie a creșterii progresive a tasărilor inegale ale reazemelor și ieșirea din lucru a unor părți ori elemente din structura de rezistență sau a depășirii locale a stărilor limită de rezistență sau de deformație.

Problema conlucrării dintre construcție și teren în regim static de exploatare se pune în mod preponderent pentru cazurile cele mai dese întâlnite în practică și anume tasarea construcțiilor cauzată de acțiuni statice. Acest lucru nu exclude și tratarea altor cauze cum ar fi pierderea stabilității locale ale unuia sau mai multor elemente din structura de rezistență, creșterea deformațiilor cu mult peste cele admise, etc. dar a căror pondere este mai mică în situațiile concrete întâlnite în viața de toate zilele.

Crearea unor specializări în domeniul proiectării construcțiilor în așa fel încât pentru structură să se ocupe un grup de proiectanți, iar pentru fundații alt grup, determinarea caracteristicilor geotehnice ale terenului de fundare să fie abordată de alt grup de specialiști, a generat o situație care poate conduce la o proiectare neeconomică a structurilor și fundațiilor, sau la o subdimensionare a lor, cu consecințe de multe ori negative, prin tratarea diferențiată a celor trei probleme care, de fapt, creează, în final, o entitate.

Considerând domeniul liniar de comportare, se poate spune că starea finală de eforturi ( sau deformații ) a structurilor amplasate pe terenuri deformabile, [13], poate fi privită ca o sumă între eforturile ( sau deformațiile ) obținute din analiza convențională și eforturile ( sau deformațiile ) rezultate din aplicarea ca acțiuni exterioare a deplasărilor reazemelor structurii. Aceste deplasări de reazeme sunt necunoscute, ele fiind funcții de : mărimea încărcărilor exterioare; rigiditatea și gradul de nedeterminare statică a structurii; geometria și distribuția materialului în structură; forma,

dimensiunile și adâncimea fundațiilor; caracteristicile de deformabilitate ale masivului de pământ, raportul  $E / E_0$  ; ( $E$ -modulul real,  $E_0$ - modulul măsurat), stratificația pământului; caracteristicile vâsco-elastice; etc.

În mod curent, în proiectare, la determinarea stării de efort și deformație a structurilor, de cele mai multe ori se rămâne la analiza convențională, luându-se măsuri de a nu se depăși presiunea admisibilă pe terenul de fundare, indicat în referatul geotehnic și capacitatea de rezistență și deformare maximă admisă în exploatare pentru elementele de rezistență ale construcției.

Pentru a ilustra în mod elocvent necesitatea conlucrării dintre structură – fundație – teren, în calculul construcțiilor amplasate pe terenuri deformabile, în lucrările lui Chamecki [21] și a Centrului de Mecanica Solidelor București, folosind programul INTMEF prin metode elementelor finite [55], sunt prezentate două exemple de calcul pentru o structură în cadru, static nedeterminată, cu fundații izolate, fig. 1.1. cu rezultatele calculelor prezentate în tabelul 1.1. Din acest exemplu reiese clar că redistribuirea eforturilor, produsă datorită rigidității și nedeterminării statice a structurilor în cazul tasărilor inegale a reazemelor, poate conduce la o stare de efort și de deformare mult diferită de cea obținută cu analiza convențională din proiectarea curentă.

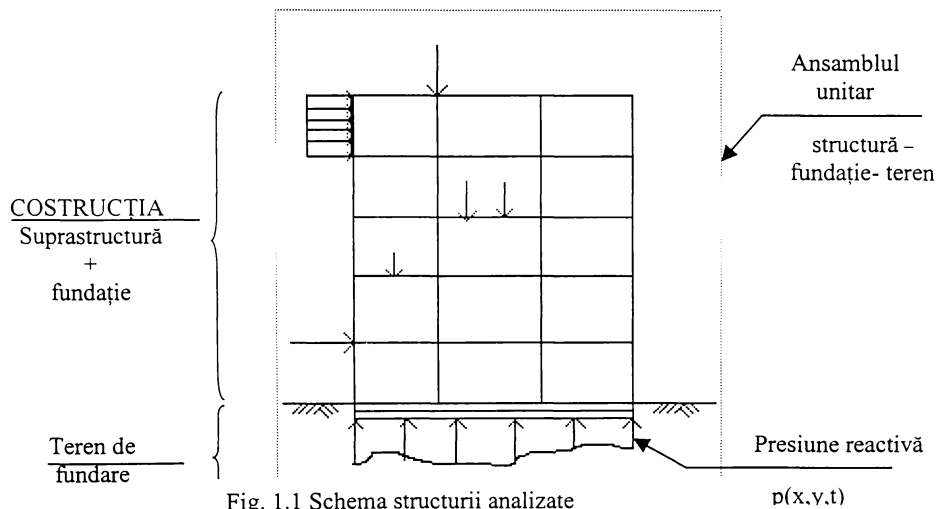


Fig. 1.1 Schema structurii analizate

Astfel, stâlpii din mijloc, datorită tasărilor mai mari, rezultate ca efect al interacțiunii între fundațiile lor, se descarcă cu valori importante ( 78 % și 81 % ) pe când stâlpii marginali se încarcă cu acțiunea corespunzătoare, ducând și la o creștere a presiunii efective pe talpa fundațiilor stâlpilor marginali și la o scădere a ei pentru stâlpii din mijloc. În acest caz, stâlpii marginali și fundațiile corespunzătoare sunt subdimensionate ( cu circa 30 % ), pe când stâlpul central e supradimensionat.

Tabelul 1. Tabel comparativ privind analiza interacțiunii

Sursa de informare	Schema statică	ANALIZA CONVENȚIONALĂ												ANALIZA CU INTERACȚIUNE											
		Reacțiuni [t]						Pres. fundații [t/m <sup>2</sup> ]						Reacțiuni [t]						Pres. fundații [t/m <sup>2</sup> ]					
		R1		R2		P1		P2		R1		R2		P1		P2		R1		R2		P1		P2	
		Val.	%	Val.	%	Val.	%	Val.	%	Val.	%	Val.	%	Val.	%	Val.	%	Val.	%	Val.	%	Val.	%	Val.	%
CHAMECKI (1969)		72	100	168	100	40	100	40	100	115	160	137	81	62	155	32	80								
CMS- INTMEF		112	100	215	100	15	100	15	100	159	142	168	78	21	140	11	73								

Un alt efect important al interacțiunii îl constituie creșterea momentelor negative pentru grinzile din deschiderile marginale, la îmbinarea lor cu stâlpii marginali, în timp ce momentele capătului grinzii de lângă stâlpul central scad. Gradul de nedeterminare statică al structurilor scade, deformațiile elementelor cresc cu valori importante ce pot conduce la ieșirea din exploatare. Astfel, datorită tasărilor inegale ale fundațiilor, stâlpii marginali se încarcă, iar presiunea efectivă pe talpa fundației respective crește până la valori ce pot depăși presiunea admisibilă cu 40 %...100 %, putându-se atinge în acest fel starea limită de capacitate portantă a terenului de fundare, în timp ce stâlpii centrali sunt supradimensionați în analiza convențională cu 60 %...80 %.

### **1.1. 2. Analiza cauzelor ce pot conduce la neconcordanțe între calcule și măsurători**

Este cunoscut din literatura de specialitate că s-au elaborat o serie de metode de calcul a tasărilor, s-au efectuat măsurători pe construcții reale și s-au standardizat metode de calcul a deformațiilor probabile ale terenului de fundare, ceea ce ar conduce la ideea că rezultatele calculelor teoretice să confirme măsurătorile practice.

În realitate lucrările nu stau așa: între rezultatele teoretice ale diverselor metode de calcul și măsurători există neconcordanțe, a căror cauze se însumează pas cu pas pentru fiecare fază (proiectare, execuție, măsurători). Se redau mai jos câteva din aceste cauze.

#### **1.1.2.1. Faza de proiectare**

Se stabilește încărcarea permanentă  $P_p$ , a cărei valoare este cunoscută și practic constantă după ce construcția a fost complet executată și încărcarea utilă  $P_u$ , ce are un caracter aleator, putându-se produce încărcări și descărcări repetate, ciclice, într-un timp relativ lung.

Mărimea încărcării utile este apreciată de proiectant pe baza unui flux tehnologic.

În timpul exploatării construcției încărcarea utilă poate să acționeze cu toată valoarea ei prevăzută, cu valori mai mari, pentru un timp relativ scurt, sau cu fracțiuni din ea, aspect ce va avea importanță, în evaluarea tasărilor sau a interacțiunii construcție – teren.

La construcțiile industriale, în special, caracterul aleator al încărcării utile este mai pregnant, un motiv în plus să se afirme că nu se stăpânesc întotdeauna suficient de bine încărcările care acționează.

Se poate introduce un coeficient de evaluare al probabilității apariției neconcordanței între calcule și măsurătorile tasărilor absolute definit prin raportul  $a_1 = P_u / P_p$ . Ulterior se face calculul static convențional cu diferite ipoteze asupra legăturii structură – fundație, rezultând încărcările la

baza stâlpilor ( M, N, T ) cu care se dimensionează fundațiile în funcție de presiunea convențională, a terenului de fundare, indicată de geotehnician, în studiul geotehnic, putându-se face și un calcul al tasărilor probabile cu STAS – ul 3300 / 2 – 85, ce se compară cu tasările admise pentru tipul de construcție respectiv.

Raportând măsurătorile reale din construcție și teren, obținute în urma redistribuirii eforturilor datorate rigidității și gradului de nedeterminare statică, la solicitările obținute din calculul static convențional, se obține un coeficient  $a_2 = \frac{f(M_r, N_r, T_r)}{F(M, N, T)}$  care va caracteriza

interacțiunea construcție – teren. Cu cât gradul de nedeterminare statică a structurii și raportul între rigiditatea construcției și deformabilitatea masivului de pământ vor fi mai importante, cu atât rezultatele analizei convenționale vor contribui la neconcordanțe importante, impunându-se efectuarea calculelor de interacțiune.

În calculul convențional presiunea pe talpa fundației s-a luat uniform distribuită sau cu variație liniară p. Distribuția presiunii respective  $p_r$ , pe suprafața de contact este diferită de aceasta, fiind condiționată de mai mulți parametri, ca de exemplu : rigiditatea fundației, raportul între rigiditatea fundației și compresibilitatea terenului, natura terenului, apropiindu-se mai mult de o variație parabolică cu convexitatea în sus sau în jos, funcție de mărimea încărcării și după cum avem teren coeziv sau necoeziv. Conclucrarea teren – fundație se evidențiază prin coeficientul  $a_3 = p_r / p$ , definit ca raportul dintre presiunea reală și cea de calcul convențional.

Un alt aspect demn de subliniat este cel legat de gradul de încastrare a stâlpilor în fundație, care se apropie de realitate cu atât mai mult , cu cât execuția și rostul de turnare respectă indicațiile proiectantului. Gradul de încastrare reală a stâlpilor în fundație are importanță asupra rigidității stâlpilor, a mărimii eforturilor reale la încastrarea fundație – stâlp, asupra distribuției presiunii reactive pe suprafața de contact și poate fi caracterizat prin coeficientul:

$$a_4 = \frac{\text{gradul de încastrare real în fundație}}{\text{gradul de încastrare proiectat}} \quad [ 83 ] .$$

#### 1.1.2.2. Faza de determinare a caracteristicilor fizico – mecanice ale pământurilor

Datorită diversității mari a pământurilor, natura lor trifazică, aparatura și modul de determinare a parametrilor ce caracterizează deformabilitatea pământurilor, problema interacțiunii fundație – teren va avea un rol esențial în procesul de solicitare – deformare a ansamblului construcție – teren.

Pe baza câtorva foraje făcute pe amplasamentul unei construcții se determină profilul litologic al terenului, el reprezentând o neomogenitate atât în plan orizontal cât și în plan vertical, acest aspect putând fi caracterizat de coeficientul  $a_5$ , știut fiind faptul că neomogenitatea terenului generează tasări inegale.

Determinarea modului de deformație  $E$  sau edometric  $M$  [ 56], în încercările cu placa sau în laborator, parametrul esențial în calculul tasărilor, față de cel real, introduce un coeficient  $a_6 = E_{\text{real}} / E = E_{\text{real}} / M_0 M$ . Acuratețea și corectitudinea determinărilor lui  $E$  față de  $E_{\text{real}}$  caracterizează starea de efort și deformare a ansamblului construcție – teren în care se ține seama de interacțiune.

### 1.1.2.3 Faza de execuție

În urma executării săpăturilor gropilor de fundație, prin înlăturarea sarcinii geologice, se produce o descărcare a terenului, urmată de umflarea lui. Cu cât va fi mai lungă perioada de timp între execuția gropilor 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 greutatea proprie a construcției, echivalentă cu sarcina geologică, nu va produce eforturi în teren ci îl va aduce la starea de efort natural, existent în masivul de pământ înainte de începerea săpăturilor. Încărcarea suplimentară a terenului ( peste încărcarea geologică ) va genera eforturi și deformații în masivul de pământ. Fundațiile izolate fiind de suprafață mică, descărcarea geologică nu va avea un efect important deoarece umflarea este împiedicată de zonele învecinate. Ca atare, se poate aprecia acest aspect prin introducerea unui coeficient  $a_7$ , a cărui mărime va fi proporțională cu suprafața fundației și timpul scurs dintre execuția săpăturii și turnarea fundației [15].

### 1.1.2.4 Faza de măsurători

Când se fac măsurători de tasare asupra unei construcții, se pun martori, se etalonează aparatele de citire și se face prima măsurătoare. Aceasta ar trebui făcută în momentul în care acțiunea geologică a fost înlăturată, deci când în teren s-a ajuns din nou la starea de efort natural, momentul respectiv constituind, de fapt, momentul zero al măsurătorilor. Deformațiile cresc pe măsura execuției construcției și trebuie urmărite în diverse stadii până la execuția finală. Presiunea reactivă 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 este mai redusă. Rigiditatea construcției în timpul execuției va



fi mai mică și datorită faptului că lipsesc unele părți ale construcției de la partea superioară precum și faptul că nodurile cadrelor nu au rigiditate maximă așa cum este luată în calcule.

Construcțiile amplasate pe terenurile nisipoase își consumă aproape întreaga tasare imediat după încărcare, astfel încât posibilitățile de adaptare ale construcțiilor elastice ( metal ) sunt reduse. Aceste influențe vor fi caracterizate prin coeficientul  $a_8$  care reprezintă 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. Astfel pentru greutatea proprie funcția de încărcare se consideră liniară până la terminarea construcției, după care rămâne constantă, în timp. Încărcarea utilă, însă, are o variație corespunzătoare tipului de construcție ea fiind apreciată de inginerul tehnologic. Deoarece variațiile încărcării ca și sarcinile ciclice, modifică caracteristicile pământului funcție și de condițiile de umiditate și filtrație, aspect apreciat de coeficientul  $a_9 = (P_{umax} - P_{umin}) / t$ .

Calitatea măsurătorilor efectuate, în care să se includă aparatura, diversele abateri, etalonări, metoda cea mai adecvată folosită, operatorul care face măsurătorile și alte diferențe semnalate, ar putea fi apreciate prin coeficientul  $a_{10}$ , în care doza de subiectivism poate avea valori semnificative.

### **1.1.3 Cu privire la parametri care influențează interacțiunea structură – fundație – teren**

Factorii cei mai importanți care influențează distribuția presiunii reactive pe suprafața de contact sunt :

- structura : tipul structurii, rigiditatea, gradul de nedeterminare statică;
- fundația : tipul fundației, dimensiunile și forma ei, adâncimea de fundare, distanța dintre fundații;
- masivul de pământ : natura pământului; modulul de deformație și variația sa cu adâncimea, cu încărcarea sau în timp; nivelul freatic al apelor subterane și toate implicațiile cauzate de prezența acesteia;
- ansamblul construcție – teren : raportul dintre rigiditatea construcției și deformabilitatea terenului pe care este amplasată, tipul de legături între structură și fundație .

#### 1.1.3.1. Influența factorului “ structură” asupra interacțiunii structură - teren

S-a constatat că luarea în considerare a rigidității suprastructurilor în calculul fundațiilor de suprafață [47], [54], conduce la descreșterea momentelor încovoietoare în grinzile de fundație sau

radier, pe când introducerea în calculul suprastructurilor a cedărilor 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 în lucrarea [29] 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 rigiditate 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.

Dacă structura este static determinată cu fundații izolate, este suficient să se calculeze tasarea construcției cu încărcarea maximă și să se verifice dacă valoarea găsită nu depășește valoarea maximă admisă din condițiile de exploatare.

Pentru o structură hiperstatic nedeterminată cu fundații izolate, metodele de calcul convenționale nu mai sunt suficiente, impunându-se efectuarea calculelor cu luarea în considerare a interacțiunii structură – fundație – teren, întrucât în suprastructură momentele încovoietoare pot fi influențate până la 200...300 %.

În cazul unei structuri static determinată cu radier general, sau în cazul unei structuri flexibile static nedeterminată cu radier general calculul de interacțiune se reduce la calculul unei grinzi sau plăci pe mediu elastic, nu au loc redistribuiri importante de eforturi în structură în timpul tasării construcției.

Dacă construcția este flexibilă și terenul deformabil construcția va urmări tasarea terenului, repartiția presiunii reactive va fi asemănătoare încărcării exterioare ce acționează asupra structurii așa cum se arată în [25].

La o construcție rigidă fundată pe un teren deformabil, suprafața de contact rămâne practic nedeformată, dar distribuția presiunii reactive pe suprafața de contact va fi neuniformă.

S-a constatat, de asemenea, că în cazul construcțiilor cu fundații de suprafață mare amplasate pe terenuri necoezive, presiunea de contact este practic uniformă, spre deosebire de cazul în care sunt amplasate pe terenuri coezive, unde presiunea reactivă este mai mare la marginea reazemului decât în centrul său. De aceea, 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 inegale.

#### 1.1.3.2. Influența factorului “ fundații “ asupra interacțiunii construcție - teren

Fundația este elementul care, pe lângă legătura cu structura, are particularitatea de a fi în contact cu terenul de fundare, pe suprafața sa de contact.

Dacă fundațiile sunt de suprafață, parametrii care se iau în calculele de interacțiune sunt rigiditatea și gradul de nedeterminare statică, aspect prezentat la pct. 1.1.3.1.

Structurile înalte, etajate, hiperstatic nedeterminate, cu fundații izolate, transmit sarcini la terenul de fundare, în zone izolate ce se pot presupune perfect rigide, fără a se face o eroare prea mare.

Sub acțiunea suprafețelor de încărcare rigide, așezate la anumite distanțe unele de altele, terenul de fundare se tasează, producându-se o deplasare pe verticală a cărei mărime este funcție de dimensiunile suprafeței de încărcare, grosimea stratului compresibil, mărimea încărcării, distanța dintre fundații, etc. Aceste suprafețe reprezintă în același timp și reazemele structurii, care prin deplasarea lor, vor produce o redistribuire a eforturilor în structura static nedeterminată. Noua distribuție de sarcini pe fundații va produce o nouă stare de efort și de deformare a masivului de pământ, care la rândul lui, tasându-se, va modifica răspunsul structurii, până se consumă întreaga tasare.

Tasările egale ale fundațiilor nu sunt atât de periculoase cât timp nu au valori mari, în schimb, tasările inegale devin periculoase, un calcul de interacțiune devenind necesar.

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 inegale cât mai mici sau egale cu zero, [54]. Pentru a se realiza acest lucru 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 încărcării, neomogenitatea terenului de fundare, variația grosimii stratului compresibil. Proiectantul poate acționa în vederea obținerii unor tasări inegale minime asupra fundației, adâncimii de fundare și distanței între fundații, care se pot alege în așa fel încât să se realizeze “ curba de egală tasare “ caracteristică pentru o anumită structură și teren. După cum se știe, suprafața fundației este mai mare, pentru aceeași presiune pe suprafața de contact, fundația se va tasa mai mult deoarece sunt afectate zone mai adânci ale stratului compresibil. La terenuri coezive tasarea fundațiilor variază aproximativ liniar cu lățimea, iar la presiuni mari pe talpă, ea este exclusiv dependentă de lățimea tălpii. Pe terenuri coezive dimensiunea fundațiilor este practic neafectată în dimensionarea fundațiilor izolate. 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 anumite adâncime, numită adâncime limită. Ca atare, influența mărimii fundațiilor este mai mare pentru adâncimi de fundare mai mici decât pentru adâncimi mai mari.

În mod practic, este necesar a găsi metode de calcul care să dea legătura între încărcare, presiunea 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 funcției de presiune pe suprafața de fundație, în așa fel încât toate fundațiile să se taseze în mod egal. Acest mod de abordare a problemei este valabil doar pentru cazul în care forțele ce acționează pe fundații sunt determinate din ecuația de interacțiune.

### 1.1.3.3. Influența factorului “teren” asupra interacțiunii structură – teren

Comportarea terenului de fundare este determinată de următorii factori : natura terenului de fundare, modulul de deformare a masivului de pământ, adâncimea stratului compresibil, adâncimea până la stratul compresibil, anizotropia , stratificația, etc.

Proprietățile de deformare ale masivului de pământ, în cazul utilizării modelului semispațiului elastic, sunt caracterizate prin modulul de deformație  $E_0$  și coeficientul lui Poisson  $\nu_0$ .

Deoarece modulul de deformație are o importanță deosebită în ecuația de interacțiune, va trebui acordată atenție modului de determinare și valorilor ce se introduc în calcule. Încercările de determinare a modulului de deformație cu aparatul triaxial prezintă avantaje, deoarece se pot simula mai aproape de realitate condițiile reale din amplasament. Determinările de laborator trebuie corelate cu măsurători de tasare efectuate pe construcții reale. S-a constatat că modulul de deformație pe terenuri ce suportă fundații de mare suprafață amplasate pe terenuri nisipoase este subevaluat, pe când cel pentru fundații izolate este supraevaluat.

### 1.1.4. Ipoteze de calcul în mecanica pământurilor și mecanica structurilor

Calculul construcțiilor, în special a celor amplasate pe terenuri deformabile, în care se ține seama de interacțiunea structură – fundație – teren, este puțin abordat în literatura de specialitate [62]. În calculele de rezistență ale unei construcții un rol important îl ocupă pe lângă evaluarea rigidității, proprietățile mecanice ale materialelor folosite în execuție și bineînțeles, incluzând aici și materialul “ pământ” . Comportarea complexă a materialelor reale nu poate fi descrisă decât printr-o idealizare a proprietăților lor, introduse prin unele ipoteze de calcul, a cărui studiu determină gradul de valabilitate al concluziilor care rezultă dintr-o teorie. O metodă de calcul nu poate fi prezentată corect și complet fără precizarea ipotezelor care le-a avut la bază.

Prin natura lor, ipotezele de bază care se fac în mecanica pământurilor le îndepărtează de realitate, mai mult decât oricare alt domeniu al mecanicii construcțiilor, aceasta rezultând și din considerentul că pământul este cel mai neomogen material de construcție. Oricât de mare ar fi acuratețea calculelor matematice, cunoștințele teoretice trebuie să fie însoțite de o cunoaștere

aprofundată a pământurilor și a diferențelor între pământul din amplasament, eșantionul din laborator și materialul idealizat.

Ipotezele care se fac trebuie să conducă la teorii de calcul existente, bine puse la punct, pentru a se elimina erorile introduse de imperfecțiunea teoriei de calcul abordată. Astfel, ipoteza care conduce către teoria elasticității sau vâscozității, răspunde cel mai fidel stadiului actual de dezvoltare a mecanicii mediilor continue deformabile, în comparație cu alte ipoteze ce conduc către mecanica mediilor discrete, departe de a da rezolvări mulțumitoare pentru practica inginerescă.

Concluzionând ipotezele asupra comportării materialelor sub încărcări, neglijând unul sau altul din factori, se ajunge la diferite modele ale materiei. Se prezintă mai jos câteva ipoteze semnificative.

#### 1.1.4.1. Ipoteza mediului continuu și limitele sale

Conceptul de continuu este o ficțiune matematică, introdusă pentru analiza comodă și avantajoasă a fenomenelor. El formează baza întregului calcul diferențial și integral și 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. Această ipoteză poate fi aplicată și la corpurile alcătuite din particule cum ar fi metalul, betonul și pământurile, cu condiția ca dimensiunile corpurilor să fie foarte mari în comparație cu cele ale componentelor lor [13]. Conceptul de continuu este absolut necesar la determinarea proprietăților mecanice și comportării materialelor, putând fi utilizat în studii la scară microscopică a fenomenelor.

Studiul comportării corpurilor deformabile trebuie să cuprindă :

- relațiile generale la scară microscopică la care se studiază fenomenul cunoscute sub forma de **ecuații de echilibru sau statice** și de **ecuații geometrice**, care indică legătura dintre deplasări și deformațiile specifice;
- legile de comportare ale materialului, ca relații între eforturi și deformații, cunoscute sub numele de **ecuații fizice sau ecuații constitutive**;
- **condiții la limită**, adică cauzele sau agenții exteriori, condițiile de rezemare, etc.

#### 1.1.4.2. Ipoteza liniarității geometrice

Această ipoteză se bazează pe existența unei relații liniare între deplasări și deformații specifice, atunci când fenomenul se situează în domeniul micilor deformații. Ipoteza este necesară pentru simplitatea calculelor care altfel devin deosebit de greoaie. Această ipoteză împreună cu cea

a liniarității fizice permite aplicarea **principiului suprapunerii efectelor**, principiu potrivit căruia încărcările ce pot acționa asupra unei construcții se pot lua separat urmând ca, în final după determinarea efortului să se facă o însumare a efectelor.

#### 1.1.4.3. Ipoteza liniarității fizice

Reprezintă relația liniară între efort și deformația respectivă. Observațiile efectuate pe probe în laborator sau din încercările în “situ” ( încercarea de probă cu placa ), se constată că pentru pământuri, relația efort deformare poate fi acceptată doar pentru anumite mărimi ale încărcării. Odată cu creșterea încărcărilor, anumite categorii de pământuri se îndepărtează de la linia dreaptă ipotetică. În modelele liniare deformația este caracterizată printr-un vector  $\{\varepsilon\}$ , iar eforturile prin alt vector  $\{\sigma\}$ , între ele fiind relația :

$$\{\sigma\} = [c] \cdot \{\varepsilon\}, \quad (1.1)$$

în care  $[c]$  este o matrice  $6 \times 6$  a constantelor elastice în cazul elasticității liniare sau o matrice de operatori diferențiali sau integrali în cazul vâscozității liniare. Din considerente energetice matricea  $[c]$  este simetrică, necesitând definirea numai a 2 constante elastice sau operatori.

#### 1.1.4.4. Ipoteza elasticității reale

Această ipoteză presupune că materialul poate stoca energie mecanică fără a o disipa, putându-și reveni la forma inițială după înlăturarea cauzei care a produs-o, existând o corespondență biunivocă între deformații și tensiuni. Deși deformația elastică este o fracțiune din deformația elasto-vâscoelastică, mărimea încărcărilor 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.

Pământul este departe de a fi 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 sunt argumente care pledează în defavoarea aplicării ei în cazul pământurilor. Sub acțiunea încărcărilor exterioare, deformațiile elastice sunt totdeauna însoțite și de deformații remanente.

La acțiuni permanente sau de lungă durată, în cazul argilelor apar deformații în timp sub încărcare constantă, de aceea în acest caz trebuie aplicată ipoteza corpului vâscoelastic. La nisipuri, deformația se produce imediat după încărcare, în acest caz utilizarea ipotezei corpului elastoplastic este mai corectă.

Utilizarea teoriei elasticității și vâscoelasticității în cadrul masivelor de pământ, în determinarea stării de efort și de deformare, pune probleme la determinarea caracteristicilor de deformare a acestora modulul de deformație  $E$  și coeficientul lui Poisson  $\nu$ .

#### 1.1.4.5. Ipoteza izotropiei

Conform acestei ipoteze se presupune că proprietățile mecanice ale materialului sunt aceleași în orice direcție într-un punct. **Modelul semispațiului elastic, liniar, omogen și izotrop a lui Boussinesq**, care stă la baza majorității calculelor de grinzi pe mediu elastic, adoptă această ipoteză simplificatoare. Totuși, pământurile fiind medii stratificate, în decursul istoriei, ele au suferit o anizotropie de structură și de solitare de care trebuie ținut seama la determinarea stării de efort și deformare a ansamblului construcție teren.

Luarea în considerare a anizotropiei pământurilor în calculele practice presupune însă posibilitatea determinării “în situ” sau laborator a nenumăratelor constante elastice, aparaturi necesare și a unor metode mulțumitoare de stabilire a lor. Metodele clasice de calcul a grinzilor pe mediu elastic nu au rezolvat în întregime problema, în schimb, metodele numerice, metodele elementelor finite oferă posibilitatea depășirii acestui impas, rămânând însă problema determinării corespușătoare a constantelor elastice.

#### 1.1.4.6. Ipoteza omogenității

Această ipoteză admite că proprietățile mecanice ale materialului nu variază de la un punct la altul. Adoptată și de modelul Boussinesq, pare a fi responsabilă în cea mai mare măsură de neconcordanțele existente între rezultatele teoretice și măsurătorile făcute pe construcțiile reale. Ipoteza omogenității nu ține seama de amortizarea mai rapidă a deformațiilor datorită creșterii modulului de deformație cu adâncimea. S-a încercat înlocuirea modelului semispațiului elastic, omogen și izotrop cu **modelul stratului deformabil de grosime finită** care a condus la rezultate mai bune. S-a propus modelul **semispațiului elastic, omogen și izotrop**, dar al cărui modul de deformație crește cu adâncimea. Dacă pentru primul model au fost elaborate metode și tabele de calcul, soluționările pentru creșterea modulului de deformație cu adâncimea sunt greoaie și incerte deoarece însăși legea de creștere este încă discutabilă.

Majoritatea metodelor de calcul a structurilor de rezistență au la bază ipoteza elasticității liniare. Din păcate, materialele frecvent utilizate de inginerul constructor în practica sa: betonul, betonul armat, betonul precomprimat, materialul “pământ”, nu se supun acestei ipoteze simple decât pentru domeniul restrâns al solitării, ca mărime și durată.

Așa cum reiese din paragraful 1.1.4.4 atât pământul cât și betonul pentru încărcări mici pot avea o comportare **perfect elastică** în care eforturile sunt proporționale cu deformațiile, fiind valabilă legea lui Hooke :  $\sigma = E \cdot \varepsilon$ , unde după înlăturarea efortului deformația se anulează în totalitate.

La argile precum și la betoane pentru acțiuni curente în exploatare de până la 0.5 R care acționează o perioadă mai lungă de timp ele se vor comporta ca un material **vâscoelastic**, adică deformațiile progresează în timp sub eforturi constante, ele putându-se anula, în timp, la înlăturarea încărcării.

Dacă încărcarea crește mai mult, atât betoanele cât și argilele vor avea o comportare **elastoplastică sau vâscoelastoplastică**, când deformațiile înregistrate nu se anulează în totalitate după încetarea acțiunii încărcării, rămânând deformații **remanente**, plastice.

Pământurile nisipoase au la început o comportare elastică iar la încărcări maxime o comportare elastoplastică, vâscozitatea acestora este nesemnificativă.

### 1.1.5. Modele de calcul pentru terenul de fundare în metodele clasice

Existența unui număr mare de metode de calcul pentru terenul de fundare impune o clasificare și analiză atentă privind avantajele și limitele lor de aplicabilitate.

#### 1.1.5.1. Modelul Winkler

Modelul Winkler cunoscut în literatură și sub formă de **ipoteza coeficientului de pat** [13], asimilează pământul cu un mediu elastic continuu, în care reacțiunea în orice punct este proporțională cu tasarea locală. Constanta de proporționalitate  $K$ , numită și coeficientul de pat, reprezintă mărimea presiunii în  $\text{kg} / \text{cm}^2$ , care trebuie aplicată unui  $\text{cm}^2$  de suprafață, pentru ca aceasta să se traseze cu 1 cm. Pentru plăci,  $K$  se măsoară în  $\text{kg} / \text{cm}^3$ , iar pentru grinzi cu lățimea tălpi  $b$  se calculează pe unitatea de lungime  $K = k \cdot b$ , a cărei dimensiune este  $\text{kg}/\text{cm}^2$ . În cazul unui teren de fundare rigid  $K = \infty$ , iar a celui absolut flexibil,  $K = 0$ .

Mecanic sistemul se asimilează cu un sistem de arce independente cu caracteristica de elasticitate  $K$ , (fig. 1.2).

Presiunea reactivă a terenului de fundare  $p(x, y)$ , în fiecare punct al suprafeței de contact este proporțională cu tasarea  $w(x, y)$  conform relației (1.2.):

$$p(x, y) = k \cdot w(x, y) \quad (1.2.)$$



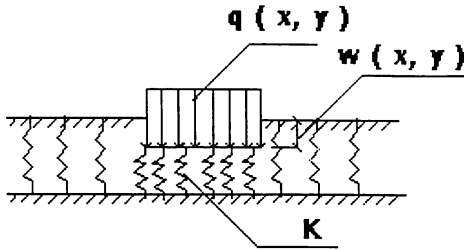


Fig. 1.2. Schematizarea Modelului Winkler

Ipotezele ce se fac în cadrul modelului winklerin sunt : fundația păstrează legătura cu terenul pe toată suprafața de contact; între fundație și teren, la încărcare lipsește frecarea; toate deformațiile se presupun suficient de mici, încât se poate aplica principiul suprapunerii efectelor.

Totuși modelul Winkler nu este suficient de riguros , deoarece : tasarea terenului de fundare depinde nu numai de acțiunea din punctul respectiv ci și de cea din punctele vecine; pământul se tasează nu numai sub fundație ci și în vecinătatea ei; tasarea terenului depinde nu numai de natura terenului ci și de mărimea și forma suprafeței de încărcare; pământul nu poate prelua eforturi de întindere.

Cu toate aceste neajunsuri, în favoarea acestui model au pledat mulți specialiști, datorită avantajelor pe care le are : simplitate și claritate deosebită; precizia relativ mică a parametrilor de calcul ce caracterizează proprietățile de deformare a pământurilor; influența mică a inexactităților coeficientului de pat asupra rezultatelor finale ale calcului.

#### 1.1.5.2. Modelul Grasshoff

Modelul Grasshoff sau modelul cu coeficient de pat variabil, consideră că, coeficientul  $K$  variază în lungul grinzii, deci  $K_x = K(x)$ , iar în cazul plăcilor  $K_{x,y} = K(x,y)$ , fig.1.3.

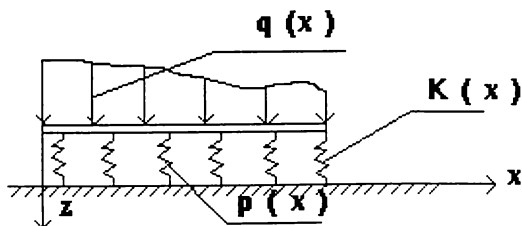


Fig. 1.3. Modelul Grasshoff

S-a constatat că valorile coeficientului de pat cresc către marginile grinzii sau plăcii rigide, presiunea reactivă având forma asemănătoare cu cea rezultată experimental, în cazul argilelor.

Tasăriile vor fi subestimate în acest model deoarece deplasarea unui punct depinde doar de mărimea sarcinii din acel punct, neglijându-se efectul zonei învecinate.

### 1.1.5.3. Modelul combinat Winkler – Boussinesq

Acest model mai este denumit și **modelul cu coeficient de rigiditate**. La modelul Winkler se aduc îmbunătățirile : se ține seama de dimensiunile și forma tălpi de fundare, de influența sarcinilor suplimentare, de adâncimea de fundare, etc. Determinarea lui se face cu relația :

$$k = \frac{p_m}{w} \quad ; \quad p_m = \frac{N}{\pi d^2} \quad (1.3.)$$

La determinarea caracteristicilor de deformabilitate a masivelor de pământ cu plăci de probă, se obține o relație liniară încărcare – tasare până la aproximativ  $\frac{1}{2} p_{lim}$ , care se numește **limita dependenței proporționale**. Această porțiune se folosește pentru determinarea modului de deformație liniară a masivului.

$$E = \frac{(1-\nu^2)N}{w \cdot d}, \quad (1.4.)$$

în care :

N este sarcina totală pe placă de probă ( pentru  $p_m = \frac{1}{2} p_{lim}$  );

w – tasarea corespunzătoare sarcinii N;

d – diametrul plăcii de probă;

$\nu$  - coeficientul lui Poisson.

Pentru calculul tasării w, se împarte întregul strat în straturi elementare, pentru fiecare strat calculându-se efortul de compresiune p după teoria mediului liniar deformabil în care tensiunea și deformația respectă legea lui Hooke. Tasarea întregi zone rezultă prin însumarea tasării elementelor componente.

Din teoria elasticității, tasarea plăcii este :

$$w = \omega p_m \frac{(1-\nu^2)}{E} \sqrt{A}, \quad (1.5.)$$

unde:

$\omega$  - este coeficientul de formă al plăcii;

A – aria suprafeței de încărcare.

Atunci se poate scrie :

$$k = \frac{p_m}{w} = \frac{E}{\omega \sqrt{A} (1-\nu^2)} \quad (1.6.)$$

Din relația ( 1.6. ) se observă că valoarea coeficientului de rigiditate  $K$  este invers proporțională cu suprafața plăcii.

#### 1.1.5.4. Modelul Winkler cu doi coeficienți de rigiditate

Acest model este tot o derivată a modelului Winkler dar care permite luarea în considerare a neomogenității orizontale prin intermediul coeficientului de rigiditate  $c(x)$ , variabil în lungul grinzii ( în plan orizontal ) și a neomogenității verticale, caracterizat prin coeficientul  $k$ , care se presupune constant pe lungimea grinzii.

Pentru  $c(x)$  se poate adopta legea următoare după Fritz :

$$c(x) = c(1 \pm \beta \cos \frac{\pi x}{L}), \quad (1.7.)$$

în care :

$c$  – valoarea medie a coeficientului de pat;

$\beta$  - coeficientul de variație al rigidității terenului de fundare;

$L$  – semilungimea grinzii.

Coeficienții  $c$  și  $h$  se pot determina pe cale experimentală după metodologia lui L. I. Manvelov. Ecuația fibrei medii deformată va avea forma în acest caz:

$$EI \frac{d^4 w(x)}{d x^4} = q - c(x)w(x) + h \frac{d^2 w(x)}{d x^2} \quad (1.8.)$$

#### 1.1.5.5. Modelul Wieghardt

Modelul Wieghardt caută să înlăture o serie de inconveniente ale modelului Winkler propunând o schematizare mecanică prin legarea la un loc, în mod convenabil a arcelor din modelul Winkler, la partea superioară cu un fir supus la întindere  $H$  ( fig. 1.4. )

Pentru acest model se propune relația :

$$w(x) = c \int_{-1}^1 p(\xi) e^{-\alpha|x-\xi|} d\xi \quad (1.9.)$$

în care:

$c$  și  $\alpha$  - constante dependente de  $K$  și  $H$  ce definesc terenul

$e^{-\alpha|x-\xi|}$  - nucleul de influență

Ecuația diferențială, utilizând acest model, va avea forma :

022.676/300

$$EI \frac{d^4 w(x)}{dx^4} - H \frac{d^2 w(x)}{dx^2} + hw = q(x) \quad (1.10.)$$

Acest model se utilizează cu precădere la terenurilor argiloase.

#### 1.1.5.6. Modelul Filonenko – Borodici

Acest model este o generalizare a modelului Wiegardt, care pentru a realiza un anumit grad de interacțiune între elementele de arce ale modelului Winkler caracterizat prin constanta K, le unește capetele de sus cu o membrană elastică întinsă, supusă unui câmp de tensiune constant T, ca în figura 1.5.

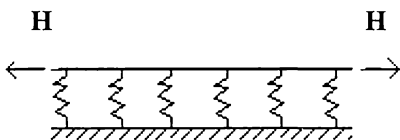


Fig. 1.4. Schematizarea modelului Wiegardt

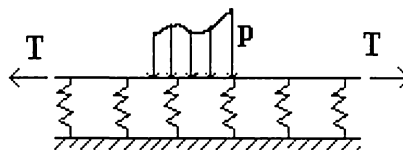


Fig.1.5.Schematizarea modelului Filonenko – Borodici

Ecuția diferențială a modelului este :

$$P(x,y) = K\omega - T\nabla^2\omega \quad (1.11.)$$

Acest model se caracterizează prin aceea că reprezintă cu o bună aproximație terenurile elastice.

#### 1.1.5.7. Modelul Boussinesq

Modelul propus de Boussinesq constă în asimilarea masivului de pământ cu un [28] semispațiu elastic, liniar, omogen și izotrop. Starea de eforturi din semispațiu, pentru o sarcină concentrată P, fig. 1.6, acționând într-un punct pe suprafața sa, se determină cu relațiile:

$$\sigma_z = \frac{3P}{2\pi r^2} \cos^2 \theta, \quad (1.12.)$$

$$\sigma_h = \frac{P}{2\pi r^2} \left( 3 \cos \theta \sin^2 \theta - \frac{\nu - 2}{\nu} \cdot \frac{1}{1 + \cos \theta} \right), \quad (1.13.)$$

$$\sigma_r = -\frac{\nu-2}{\nu} \cdot \frac{P}{2\pi r^2} \left( \cos \theta - \frac{1}{1+\cos \theta} \right) , \quad (1.14)$$

$$\tau = -\frac{3P}{2\pi r^2} \cos^2 \theta \sin^2 \theta , \quad (1.15.)$$

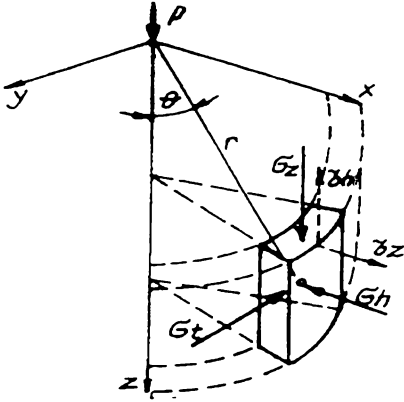


Fig. 1.6 Schematizarea modelului Boussinesq

Deformațiile pe direcție radială și verticală se pot determina cu relațiile:

$$u = \frac{P}{2\pi r} \cdot \frac{\nu+1}{\nu E_0} \left( -\frac{\nu-2}{\nu} + \cos \theta + \cos^2 \theta \right) \operatorname{tg} \frac{\theta}{2} , \quad (1.16.)$$

$$w = \frac{P}{2\pi r} \cdot \frac{\nu+1}{\nu E_0} \left( \frac{2(\nu-1)}{\nu} + \cos^2 \theta \right) , \quad (1.17.)$$

Pentru o placă rotundă, rigidă de rază  $R$ , încărcată în centrul ei avem :

$$P(r) = \frac{P}{2\pi R \sqrt{R^2 - r^2}} \quad (1.18.)$$

$$w = \frac{P(1-\nu_0^2)}{2\pi E_0 r} \quad (1.19.)$$

Determinarea tasărilor pe această cale conduce la valori mai mari decât cele obținute prin măsurători, se supraestimează capacitatea de repartiție a masivului de pământ, la pământurile argiloase la care se aplică acest model, deformațiile se produc într-un timp îndelungat și nu instantaneu conform teoriei, sub marginile fundațiilor rigide, presiunile au valori limitate. De aceea, sub suprafețe mari de încărcare, tasările calculate ca și presiunea reactivă obținută la margini vor fi mai mari decât cele rezultate din observații și măsurători.

Pentru a sublinia caracterul formal al aplicării acestui model, Ghersevanov în [28] a propus utilizarea termenului de modul de deformație în loc de modul de elasticitate și coeficientul de umflare laterală în locul coeficientului lui Poisson.

### 1.1.5.8. Modelul semispațiului elastic liniar cu modulul de deformație crescând cu adâncimea

Pentru a se obține amortizarea mai rapidă a tasărilor s-a propus să se țină seama de creșterea modulului de deformație cu adâncimea, aspect ce aduce unele complicații de calcul prin metode exacte.

G. K. Klein a propus pentru creșterea modulului de deformație cu adâncimea relația :

$$E = E_n \cdot z^n , \quad (1.20.)$$

unde :

$E_n$  – modulul de deformație la adâncimea  $z = 1$  m

$n$  – indicele gradului de neuniformitate, funcție de coeficientul lui Poisson.

$$n = \frac{1 - 2\nu_0}{\nu_0} \quad (1.21.)$$

și

$$E(z) = E_0 + E_n z^n \quad (1.22.)$$

Mai există și alte formulări date de diverși autori care folosesc relații funcție de modulul de deformație transversal  $G$ .

## 1.2. CÂTEVA ASPECTE CU PRIVIRE LA COMPORTAREA PĂMÂNTURILOR SUB ACȚIUNI DINAMICE

Comportarea terenului sub încărcarea dinamică poate oferi aspecte dintre cele mai diferite față de încărcarea statică. Unele își sporesc rezistența sub încărcarea ciclică rapidă în timp ce nisipurile saturate sau argilele sensibile își pot pierde rezistența [22], [89]. Comportarea dinamică a terenurilor depinde de mărimea deformațiilor cauzate , frecvența deformațiilor și durata procesului încărcării dinamice.

### 1.2.1. Despre tasarea nisipurilor uscate

Nisipurile afânate prin vibrație se compactează pe durata seismului. Asemenea compactări cauzează tasări ale fundațiilor construcțiilor cu implicații asupra structurilor.

Se apreciază că nisipurile cu gradul de îndesare mai mic de 0,6 sunt susceptibile de tasări importante. Mărimea deformațiilor terenurilor nisipoase atinsă la un cutremur depinde de durata seismului și de gradul de îndesare , așa cum reiese din fig.1.7, pe baza încercărilor experimentale. [27].

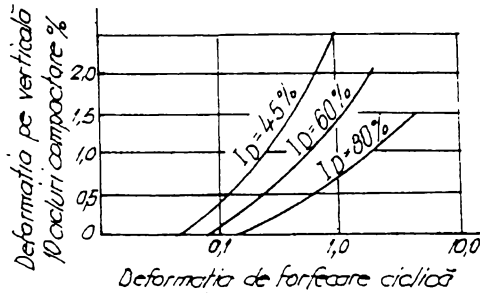


Fig . 1.7 Dependența deformațiilor nisipurilor de gradul de îndesare

O metodă simplă, acceptabilă pentru a prezice tasarea nisipurilor pe durata unui cutremur este aceea a gradului de îndesare critică. Dacă gradul de îndesare al unui ștrat depășește valoarea critică, atunci el se va tasa cu valoarea

$$\Delta H = \frac{I_{Dcr} - I_d}{I - I_d} H, \quad (1.23)$$

gradul de îndesare critică  $I_{Dcr}$  reprezintă valoarea sub care un depozit granular se va îndesa:

$$I_{Dcr} = I_{Dmin} + (I_{Dmax} - I_{Dmin}) \exp(-3a/4g) \quad (1.24)$$

unde:

H-grosimea stratului;

$I_{Dmax}$ ,  $I_{Dmin}$ - gradul de îndesare maxim, respectiv minim determinat prin testare;

a- amplitudinea accelerației aplicate;

g- accelerația gravitațională;

I- gradul de îndesare.

### 1.2.2. Lichefierea pământurilor necoezive

Pierderea totală sau parțială a rezistenței la forfecare a pământurilor necoezive sub acțiunea unor forfecări monotone sau ciclice este determinată de creșterea pentru un timp a presiunii apei din pori și transformarea temporară a materialului într-o masă fluidă.

Se disting două fenomene diferite:

- i) lichefierea propriu-zisă, prin care un pământ necoeziv saturat și afânat își pierde o mare parte din rezistența la forfecare și curge ca un fluid;
- ii) mobilitatea ciclică care constă într-o succesiune de lichefierii intermitente cu deformații de curgere" limitate".

Deoarece nu s-au acceptat încă criteriile unificate pentru aprecierea potențialului de lichefiere s-au făcut totuși încercări de a lega acest fenomen de gradul de îndesare, de rezistența la penetrare, de compoziția granulometrică [27] etc. [52], [63], [64], [65], [69], [70], [76].

În tabelul 1.2, [41] este prezentat potențialul de lichefiere raportat la gradul de îndesare al terenului, iar în fig.1.7', [64] este redată grafic legătura dintre potențialul de lichefiere și valorile rezistenței la penetrare standard.

Tabelul 1.2 Potențialul de lichefiere funcție de gradul de îndesare

Accelerația maximă a suprafeței terenului	Lichefierea foarte ușoară	Lichefierea depinde de mărimea seismului	Lichefierea se obține greu
0,10 g	$I_D < 33\%$	$33\% < I_D < 54\%$	$I_D > 54\%$
0,15 g	$I_D < 48\%$	$48\% < I_D < 75\%$	$I_D > 75\%$
0,20 g	$I_D < 60\%$	$60\% < I_D < 85\%$	$I_D > 85\%$
0,25 g	$I_D < 70\%$	$70\% < I_D < 92\%$	$I_D > 92\%$

Principalii factori care condiționează fenomenul de lichefiere și aparțin pământurilor sunt:

#### a. Compoziția granulometrică

- pământuri lichefiabile: nisip, nisip fin, nisip cu intercalații de argilă, nisip cu resturi vegetale, nisip cu intercalații de pietriș;
- pământuri nelichefiabile: strat vegetal, umplutură de suprafață, argilă, praf, lut, pământ organic, pietriș. Se poate avea în vedere și domeniile de variație propuse de Tsuchida, fig.1.8, [27].

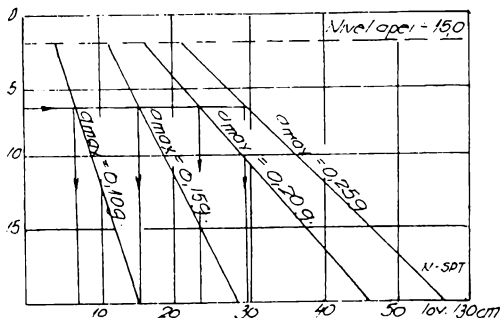


Fig. 1.7' Valorile rezistenței de penetrare standard, deasupra cărora lichefierea este posibilă



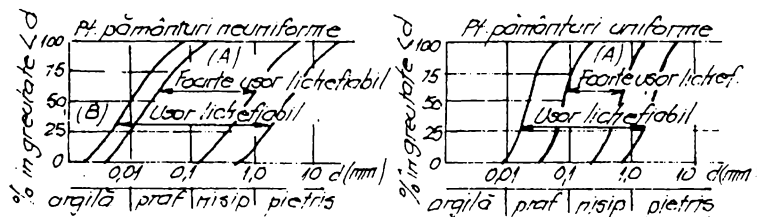


Fig. 1.8 Relațiile între granulozitate și susceptibilitatea la lichefiere a pământurilor.

### b. Forma granulelor

Contactul între particule rotunjite, respectiv rezistența de frecare se poate pierde mai ușor decât în cazul particulelor alungite și colțuroase.

În evidențierea influenței formei granulelor se definește **coeficientul de rotunjire**, **coeficientul de sfericitate** și **coeficientul de formă** al particulelor a căror valoare reflectă gradul de îndesare, unghiul frecării interioare, coeficientul de permeabilitate.

c. **Starea de îndesare** determină stabilitatea dinamică a nisipurilor. În fig. 1.9 [64] se arată legătura dintre solicitarea ciclică seismică care determină lichefierea și gradul de îndesare.

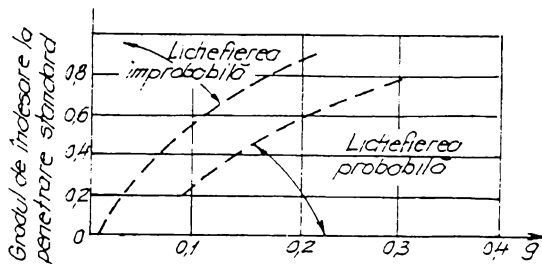


Fig.1.9 Solicitarea ciclică care determină lichefierea

### d. Starea de umiditate și condițiile de drenare ale stratului lichefiabil.

Poziția ridicată a nivelului apei subterane are următoarele efecte defavorabile:

- reducerea capacității portante a terenului precum și a rezistenței la lichefiere;
- un strat de nisip saturat deasupra nivelului apei subterane se poate lichefia în urma lichefierii zonelor inferioare ale depozitului;
- lichefierea straturilor superioare se poate produce după încetarea solicitării seismice datorită curentului de apă ascensional;
- lichefierea chiar completă într-un strat poate să conducă la degradări minore ale construcțiilor fundate la suprafață dacă presiunea apei din pori, în exces, se poate disipa rapid în funcție de posibilitățile de drenare ale stratului.

e. Permeabilitatea și compresibilitatea pământului influențează fenomenul de lichefiere prin posibilitățile de disipare a presiunii apei din pori. Permeabilitatea poate condiționa însăși valoarea maximă a presiunii induse de solicitarea seismică .

Permeabilitatea explică de ce nisipurile cu pietriș , cu permeabilitatea mare sunt greu lichefiabile ; iar un procent de peste 50% pietriș face lichefierea improbabilă .

f. Starea de tensiune din teren .

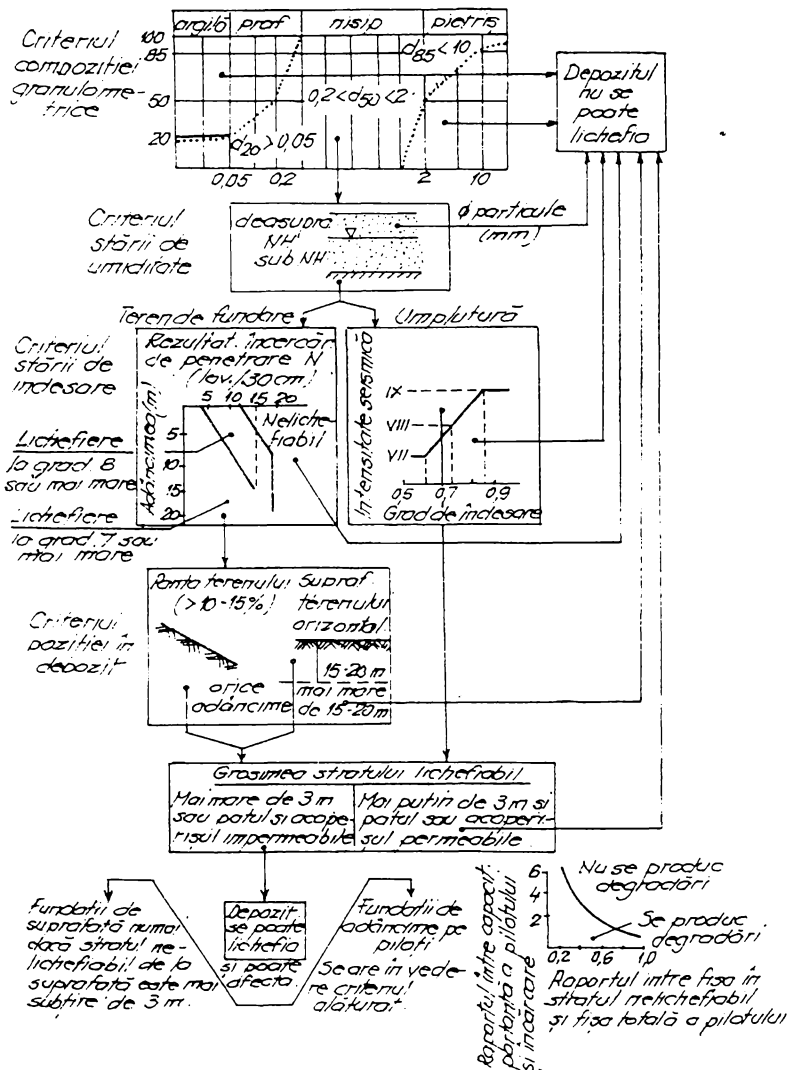


Fig. 1.10 Aprecierea în ansamblu a pericolului de lichefiere [27]

Prin poziția pe care o ocupă stratul lichefiabil în masiv, susceptibilitatea la lichefiere se impune a fi discutată. Astfel un masiv taluzat, versant natural, baraj, depozit de deșeuri industriale prin lichefiere ciclică suprapusă unei stări de eforturi existente poate ceda sub forma unei alunecări de teren sau scurgeri noroioase. La depozitele cu suprafața orizontală solicitate ciclic, sensibilitatea la lichefiere scade odată cu creșterea eforturilor efective, deci cu adâncimea.

Aprecierea de ansamblu a pericolului de lichefiere se poate face după prezentarea schematică dată de Tsuchida în fig.1.10, [27].

### 1.2.3. Asupra propagării vibrațiilor prin teren

#### 1.2.3.1 Despre undele ce se formează la transmiterea vibrațiilor

Considerat ca un mediu elastic și izotrop cu dimensiuni infinite, terenul transmite în toate direcțiile două feluri de unde elastice :

a) **Unde longitudinale**, satisfăcând ecuația cu derivate parțiale:

$$\frac{\partial^2 e}{\partial t^2} = a^2 \Delta e, \quad (1.25)$$

unde s-a notat deformația volumică specifică :

$$e = \varepsilon_x + \varepsilon_y + \varepsilon_z$$

și operatorul diferențial a lui Laplace:

$$\Delta = \frac{\partial^2}{\partial x^2} + \frac{\partial^2}{\partial y^2} + \frac{\partial^2}{\partial z^2}.$$

Viteza de propagare a acestor unde este :

$$v_L = \sqrt{\frac{2(1-\nu)}{1-2\nu} \cdot \frac{G}{\rho}}, \quad \text{în m / s}, \quad (1.26)$$

unde:

G este modulul de elasticitate transversal al terenului;

$\rho$  - densitatea terenului;

$\nu$  - coeficientul lui Poisson.

Undele longitudinale, numite unde de dilatație sau de compresiune, produc numai variații de volum, nu și de formă.

b) **Unde transversale**, satisfăcând ecuația

$$\frac{\partial^2 \bar{\gamma}}{\partial t^2} = b^2 \Delta \bar{\gamma} \quad (1.27)$$

care se poate transforma în trei ecuații scalare înlocuind  $\bar{\gamma}$  prin cele trei componente ale lunecării specifice :  $\bar{\gamma}_{xy}, \bar{\gamma}_{yz}, \bar{\gamma}_{xz}$ . Viteza de propagare a undelor transversale este :

$$v_T = \sqrt{\frac{G}{\rho}} \quad (1.28)$$

Undele transversale produc modificări de formă, dar nu schimbă volumul. Ele se mai numesc și unde de rotație.

Intre vitezele celor două tipuri de unde, există relația :

$$v_L = v_T \sqrt{\frac{2(1-\nu)}{1-2\nu}}, \quad (1.29)$$

După Barkan [8] se dau în tabelul 1.3, vitezele de propagare  $v_L$  și  $v_T$  pentru unele terenuri.

În lucrarea [48] autorul Major arată că există o corelație directă între viteza de propagare a undelor și presiunea admisibilă pe teren, aspect ilustrat în tabelul 1.4.

Experimentările au arătat că există unde, de tip longitudinal și transversal, care se propagă pe o bandă superficială a terenului. Cele mai importante dintre acestea sunt undele Rayleigh.

Viteza de propagare a undelor Rayleigh longitudinale este :

$$v_R^2 = \rho^2 \frac{E_d}{2(1+\nu)\rho}, \quad (1.30)$$

unde  $E_d$  este modulul de elasticitate dinamică a terenului, dat în tabelul 1.5, iar  $p$  este un coeficient funcție de  $\nu$ , care se ia din diagrama din fig. 1.11.

Tabelul 1.3 Viteze de propagare a vibrațiilor în teren [70]

Terenul	$\rho$ kg / m <sup>3</sup>	$v_L$ m / s	$v_T$ m / s	$v_L$ / $v_T$
Argilă umedă	$1,8 \times 10^3$	1500	150	10
Loess cu umiditate naturală	$1,67 \times 10^3$	800	260	3,1
Pietriș cu nisip compactat	$1,7 \times 10^3$	480	250	1,92
Nisip cu granulație mică	$1,65 \times 10^3$	300	110	2,73
Nisip mijlociu	$1,65 \times 10^3$	550	160	3,44
Pietriș mijlociu	$1,8 \times 10^3$	750	180	4,17

Relația ( 1.30 ) se poate transforma în :

$$v_R^2 = \frac{E_d}{1-\nu^2} \frac{1}{M\gamma}, \quad (1.31)$$

în care  $\gamma$  este greutatea specifică a terenului iar  $M$  un coeficient dat în diagrama din fig. 1.11

Tabelul 1.4 Presiunea admisă și  $v_L$  pentru unele terenuri

<b>Terenul</b>	<b><math>v_L</math> m / s</b>	<b><math>\sigma_a</math> daN / cm<sup>2</sup></b>
Strat de 3 m turbă, pe nisip	80	0
Argilă nisipoasă slabă	110	1,0
Nisip umed	140	2,0
Nisip uscat	160	2,0
Nisip nămolos, pe marnă	170	2,5
Pietriș mare	180	2,5
Marnă cu pietriș	190	3,0
Nisip omogen	220	4,0
Pietriș sub 4 m grosime	330	4,5
Pietriș mare compactat	420	4,5

Tabelul 1.5 Modulele de elasticitate statice și dinamice ale unor terenuri

<b>Tipul terenului</b>	<b>Modulul de elasticitate, daN / cm<sup>2</sup></b>	
	<b>Static <math>E_s</math></b>	<b>Dinamic <math>E_d</math></b>
Nisip afânat cu granule rotunde	400...800	1500...3000
Nisip afânat cu granule colțuroase	500...800	1500...3000
Nisip cu îndesare medie, rotund	800...1600	2000...5000
Nisip cu îndesare medie, colțuros	1000...2000	2000...5000
Pietriș fără nisip	1000...2000	3000...8000
Pietriș natural, colțuros	15000...30000	3000...8000
Argilă tare	80...500	1000...5000
Argilă moale	60...200	400...1500
Argilă consistentă	30...60	300...800
Lut, lut cu marnă tare	60...500	1000...5000
Lut moale, lut cu loess	40...80	500...1500
Argilă slabă	30...80	300...1000
Nămol sărac în substanțe organice	20...50	100...300

Datele experimentale care s-au făcut au permis aprecierea până la ce adâncimi aproximative pătrund în teren perturbațiile provocate de deplasările orizontale ale fundațiilor încastrate în teren. Ele arată că pentru mașini electrice sau, în general, pentru mașini cu turație mare, riscul este practic inexistent, dar că, dimpotrivă, la mașinile grele și cu turație mică situația se schimbă, nu se poate neglija prezența lor.

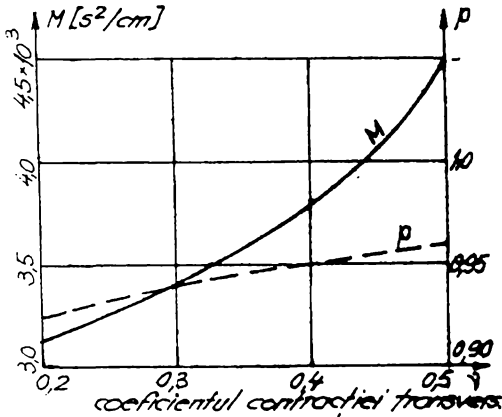


Fig. 1.11. Variația lui  $p$  funcție de  $v$

Alte aspecte mai importante legate de undele longitudinale, transversale și de suprafață se vor prezenta în paragraful cu referire la acțiunea seismică.

### 1.2.3.2. Despre proprietățile de amortizare ale terenurilor

Pământul are puternice efecte de amortizare, consumând energie și transformând-o în căldură, atât prin frecarea dintre particule, cât și frecarea internă a acestora.

Determinarea frecvențelor proprii, la pământuri, este mai dificilă decât la un sistem oscilant oarecare, deoarece necesită folosirea unor mașini vibratoare ale căror mase, mici în raport cu masa de pământ pusă în mișcare, pot influența ușor mărimea frecvențelor proprii.

O serie de măsurători [13], [22], [24], [28], făcute de către un institut german de cercetări în domeniu (Deutsche Gesellschaft für Bodenforschung) au arătat că, la trecerea de la o suprafață de  $1/4 \text{ m}^2$  a plăcii vibratorului la  $1 \text{ m}^2$ , creșterile frecvențelor proprii sunt relativ mici de ordinul a 10 %, vezi tabelul 1.6.

Ecuția vibrațiilor libere ale unei mase așezate pe teren are forma :

$$m \ddot{z} + k_z \dot{\phi} z + k_z z = 0, \quad (1.32)$$

sau împărțind cu  $m$

$$\ddot{z} + p_z^2 \dot{\phi} z + p_z^2 z = 0, \quad (1.33)$$

Tabelul 1.6 Frecvențe proprii ale unor pământuri [13], [32], [40].

Tipul pământului	f [Hz] pentru placa cu suprafață de	
	1 / 4 m <sup>2</sup>	1 m <sup>2</sup>
Strat de nămol de 1,5 m pe nisip	cca 13,0	cca 15,0
Umplutură de nisip recentă	15,2	17,2...17,7
Argilă moale foarte înmuiată	18,3...18,4	
Argilă înmuiată	18,3...19,2	
Umplutură de nisip de un an	19,1...19,8	
Umplutură veche pe care s-a circulat	19,7	
Argilă umedă	19,7...20,8	
Argilă uscată	20,8...22,6	24,6
Lut afânat la suprafață	21,4...23,3	
Lut afânat la adâncime de 1,20 m	21,4...23,1	
Nisip lutos	21,6	22,8...23,8
Nisip foarte afânat	21,7	
Nisip îndesat mediu	22,7...22,8	
Nisip îndesat	24,0...24,6	
Pietriș cu nisip uscat	24,4	
Lut foarte tare la 1,2 m adâncime	24,7	28,2...28,5
Nisip terțiar, rotund, la 1,20 m	24,7...26,6	28,9...29,5
Nisip terțiar, colțuros, la 1,20 m		30,2
Nisip cu pietriș, foarte tare, uscat	28,6...29,0	
Nisip rotund foarte omogen		32,4...33,4

Coeficientul  $\phi$  se numește modul de amortizare.

De aici se deduce factorul de amplificare la rezonanță ca având forma [17] :

$$A_{1,rez} = \frac{1}{2\zeta} = \frac{\pi}{\delta} = \frac{1}{\phi p_2} \quad (1.34)$$

În tabelul 1.7 [41] sunt date, pentru câteva tipuri de terenuri, valorile modului de amortizare, cu vibrații verticale și orizontale, determinate experimental.

Deoarece cea mai mare parte din energie disipate se pierde în spațiul infinit, Hsieh în lucrarea [54] arată că amortizarea vibrațiilor depinde de dimensiunile geometrice ale acesteia. Astfel raportul de amortizare  $\zeta = c / c_c$ , pentru vibrațiile verticale se scrie :

$$\zeta = \frac{0,425}{\sqrt{B_o}}, \quad (1.35)$$

unde  $B_o$  este definit ca factor masic modificat, prin relația :

$$B_o = \frac{1-\nu}{4} b_o = \frac{1-\nu}{4} \cdot \frac{m}{\rho R^3}, \quad (1.36)$$

în care :

$b_o$  – factorul masic;

$m$  – masa fundației;

$R$  – raza fundației circulare;

$\rho$  - densitatea pământului.

Tabelul 1.7 Modulul de amortizare al unor pământuri [31]

Categoria pământului	Caracterizarea pământului	$\phi$ , secunde	
		Determinat experimental cu vibrați verticale	Determinat experimental cu vibrați orizontale
Nisip cu granulație mare	în stare de așezare naturală	0,0013	0,0014
	ca umplutură afânată	0,0022	0,0025
Pietriș cu mâl	în stare de așezare naturală	0,0012	0,0014
	ca umplutură proaspătă	0,0018	0,0020
Argilă	-cu consistență redusă, în stare de așezare naturală	-	0,0014
	-aceleași, ca umplutură proaspătă	0,0017	0,0016

Pentru că amortizarea prin pierderea energiei, prin frecare internă, este incertă, se obișnuiește a se folosi un raport de amortizare global  $\zeta$ , câteva valori fiind date în tabelul 1.8.

Alți autori, Ehlers, în [8] de exemplu, pornesc de la ideea transformării masei pământului în vibrație într-un efect de amortizare, ajunând pentru  $\zeta$  la relația :

$$\zeta = \frac{c}{c_c} = \frac{1}{2} \sqrt{\frac{g\rho\sqrt{S}}{\sigma_o}}, \quad (1.37)$$

unde:

$$c_c = 2\sqrt{km};$$

$\rho$  - densitatea pământului, în  $\text{kg} / \text{m}^3$  ;



S – suprafața tălpii fundației, în  $m^2$  ;

$\sigma_0 = G / S$  , presiunea statică pe teren,  $N / m^2$ ;

G – greutatea totală a fundației, în N;

G – accelerația gravitațională, în  $m / s^2$ .

Tabelul 1.8 Rapoarte de amortizare pentru unele terenuri  
[13], [31].

Felul terenului	$\zeta$	Autorul
Nisip uscat și pietriș	0,03...0,07	Weissman, Hart
Nisip uscat și saturat	0,01...0,03	Hall, Richart
Nisip uscat	0,03	Whitman
Nisip uscat și saturat cu pietriș	0,05...0,06	Barkan
Argilă	0,02...0,05	Barkan
Nisip uscat	0,01...0,03	Hardin

### 1.2.3.3. Atenuarea vibrațiilor cu creșterea distanței de la sursă

Dacă se consideră o sursă perturbatoare punctiformă, producând vibrații datorate unei forțe armonice  $F = F_{z0} \sin \omega t$ , într-un punct oarecare situat la nivelul terenului, la distanța  $r$  de sursă, amplitudinea vibrației fără amortizare este :

$$A_z = \frac{P_{z0}}{4\pi\rho} \cdot \frac{1}{v_T^2 r} \quad (1.38)$$

Înlocuind viteza undelor transversale  $v_T^2 = G / \rho$ , relația de mai sus devine :

$$A_z = \frac{P_{z0}}{4\pi G r} \quad (1.39)$$

Se observă că amplitudinea este invers proporțională cu distanța.

Dacă se iau în considerare și amortizările, relația ( 1.39 ) se înlocuiește cu :

$$A_z = \frac{P_{z0}}{4\pi G r e^{\beta r}} \quad (1.40)$$

Valorile lui  $\beta$  după Barkan [43] sunt date în tabelul 1.9

Rezultatele experimentale prezentate în [31], [46], [98], [100], [101], în care s-au măsurat amplitudinile verticale  $A_z$  și orizontale  $A_x$  la diferite distanțe de sursa perturbatoare, fig. 1.12, au arătat o scădere rapidă a amplitudinilor în raport cu distanța.

Tabelul 1.9 Coeficientul de amortizare  $\beta$  [17]

Natura terenului	$\beta, m^{-1}$
Terenuri mlăștinoase	0,00
Nisipuri, argile și argile nisipoase îmbibate cu mъл sau cu nămol	0,05...0,10
Argile și argile nisipoase umede, terenuri plastice și nisipoase	0,10...0,15
Terenuri nisipoase cu umiditate naturală, argile nisipoase tari	0,15...0,20
Calcare și roci friabile	0,20...0,25

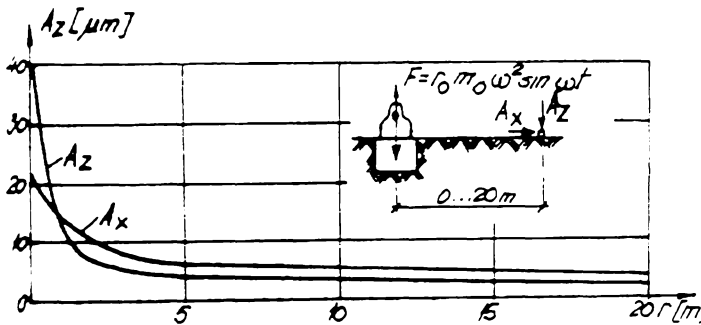


Fig. 1.12 Variația amplitudinii cu distanța de la sursă

O altă modalitate de determinare a transmisibilității vibrațiilor prin pământ este cea prezentată în relația dată în [18], [20], [26] dată mai jos :

$$A_r = A_{r_0} \sqrt{\frac{r_0}{r}} \cdot e^{-\alpha_z(r-r_0)} \quad (1.41)$$

unde :

$A_r$  - amplitudinea la distanța  $r$  de sursă;

$A_{r_0}$  - amplitudinea la distanța  $r_0$  de sursă, cunoscută;

$\alpha_z$  - coeficient ce ține seama de natura terenului, pentru terenuri coezive  $\alpha_z = 0,01 m^{-1}$  iar pentru terenuri necoezive  $\alpha_z = 0,02 m^{-1}$ . Așadar relația permite aflarea amplitudinii la orice distanță de sursă dacă se cunoaște valoarea unei amplitudini la o anumită distanță.

#### 1.2.3.4. Efectul ecranelor puse în calea undelor

Din teoria lui Huyghens cu completările aduse de Fresnel, se știe că orice punct al frontului unei unde poate fi considerat ca izvorul unei noi unde, de aceeași natură cu cea inițială.

Dacă o undă atinge un ecran protector, marginile ecranului servesc drept izvoare ale unor unde secundare, care se propagă și în spatele ecranului dând naștere unui nou front de undă. Pentru izolare nu este suficient a se realiza o incintă ( batardou ) de palplanșe, marginile inferioare ale acestora generează unde secundare.

Pentru ca ecranele să fie eficiente trebuie ca șanțurile executate în jurul sursei sau a obiectului protejat să fie destul de largi și de adânci, ecranul să fie realizat dintr-un material absorbant, să fie rigide pentru a nu permite difracția undelor [30], [61]. S-a constatat că atenuarea vibrațiilor în spatele ecranului este dependentă de frecvența vibrațiilor, pentru frecvențe mari gradul de atenuare crește. Frecvența vibrațiilor se modifică la trecerea prin ecran.

Cu aceste considerente ecranarea nu poate fi socotită decât o soluție de compromis.

#### 1.2.4 Criterii de apreciere a nivelului vibrațiilor

Studiul vibrațiilor este important pentru aprecierea efectelor dăunătoare ale acestora. Criteriul nociv al vibrațiilor se răsfrânge asupra :

- **omului**, prin scăderea randamentului de lucru ( limita de oboseală), prin pericolul de sănătate ( pragul nocivității ) și limita confortului ( pragul de percepere );
- **clădirilor**, producând fisuri ale zidurilor, ale tencuielilor urmată de căderea acestora, tasări ale fundațiilor urmate de înclinări ale stâlpilor și zidurilor precum și zgomote amplificate de ferestre, uși sau învelitori metalice;
- **mașinilor și instalațiilor**, concretizat în efectul asupra mersului mașinilor ( transmiterea de vibrații la o mașină care nu produce vibrații pentru care nu s-a ținut seama în calcule), efectul asupra uzurii premature a lagărelor, efectul asupra fundațiilor mașinilor ( prin apariția de tasări sau dislocări ale unor părți ale fundațiilor ), efectul asupra preciziei de lucru al mașinilor și a aparatelor de măsură, efectul asupra etanșeității și izolării conductelor ( fisurarea îmbinării conductelor și izolării acestora ), efectul asupra mașinilor electrice prin modificarea turației acestora.

##### a. Criterii cantitative de aprecierea vibrațiilor

Majoritatea studiilor făcute [16], [17], [98], [100], [101], evaluează vibrațiile prin mărimile acestora : accelerații, viteze, deplasări și frecvențe, mărimi strâns legate între ele prin relații cinematice, mai des uzitate fiind accelerația a și deplasarea ( amplitudinea ) A, între ele existând relația :

$$a = A \omega^2 \quad ( 1.42 )$$

unde  $\omega = 2\pi f$ , se obține după înlocuire :

$$a = 4 \pi^2 f^2 A, \quad (1.43)$$

unde  $f$  este frecvența de oscilație, iar  $\omega$  pulsația proprie.

Unii specialiști cuantifică vibrațiile prin mărimi mai complexe, purtând denumiri ca intensitate, energie, etc.

Koch [17] definește energia unitară a vibrației ca energie cinetică a unității de masă pe durata unui sfert de perioadă, astfel:

$$L = 2\pi^2 x^2 f^3, \quad [\text{cm}^2/\text{s}^3] \quad (1.44)$$

unde  $x$  și  $f$  sunt amplitudinea și frecvența vibrației.

Zeller introduce noțiunea de **intensitate** a vibrației definită sub forma :

$$Z = \frac{a^2}{f} = 16\pi^4 x^2 f^3 \quad [\text{cm}^2/\text{s}^3] \quad (1.45)$$

**Intensitatea vibrației**, exprimată în **vibrari** este :

$$S = 10 \log \frac{Z}{Z_s} \quad [\text{vibrari}] \quad (1.46)$$

Luând ca valoare de referință  $Z_s = 0,1 \text{ cm}^2/\text{s}^3$  se obține:

$$S = 10 \log (10 Z)$$

Intensitatea se mai poate defini și pe baza celor trei mărimi cinematice, spectre ( accelerație, viteză, deplasare ):

$$S_a = 20 \log \frac{a_0}{a_s}; \quad S_v = 20 \log \frac{v_0}{v_s}; \quad S_x = 20 \log \frac{x_0}{x_s}, \quad (1.47)$$

unde  $a_0$ ,  $v_0$ ,  $x_0$  sunt amplitudinilor celor trei mărimi cinematice, iar  $a_s$ ,  $v_s$ ,  $x_s$  sunt mărimi de referință, astfel alese ca la  $f = 1 \text{ Hz}$  să corespundă intensitatea de  $1 \text{ cm}^2/\text{s}^3$ .

Pentru aprecierea gradului de percepere a vibrațiilor de către om, se definește nivelul vibrațiilor astfel

$$P = 10 \log \frac{Z}{Z_1}, \quad [\text{Pal}] \quad (1.48)$$

iar pentru  $Z_1 = 0,5 \text{ cm}^2/\text{s}^3$ , rezultă:

$$P = 10 \log 2Z \quad (1.49)$$

Normele DIN [88], [89], [90] care introduc aceste noțiuni, permit calculul lui  $P$  și funcție de viteză sau deplasare :

$$P = 20 \log 22,4v_0$$

$$P = 20 \log 140x_0f \quad (1.50)$$

În figura 1.13 se prezintă corelația dintre intensitatea Z, intensitatea S, nivelul vibrațiilor și frecvența vibrațiilor.

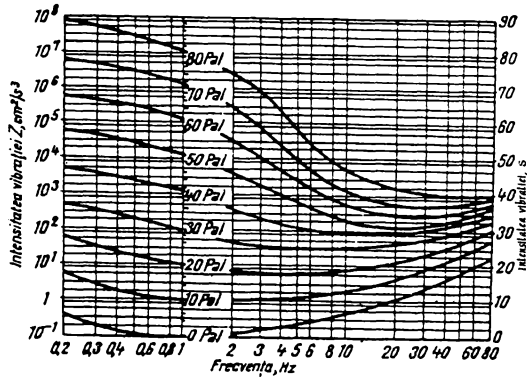


Fig. 1.13. Legătura dintre Z, S, f și P

### b. Efectul vibrațiilor asupra omului

La stabilirea limitelor admise ale vibrațiilor suportate de om, trebuie precizată o serie de parametri : mărimea vibrației ( accelerație, viteză, amplitudine ), frecvența, durata de expunere, direcția vibrației față de corp și criteriul de nocivitate ( prag de percepere, oboseală, pericol pentru sănătate ).

Recomandările ISO [91], [92], [93] dau pentru pragul de oboseală limitele pentru accelerațiile verticale  $a_z$  și orizontale  $a_x$  niște grafice corespunzând duratei de expunere între 1 min și 8 ore, în fig. 1.14 și fig. 1.15, [17].

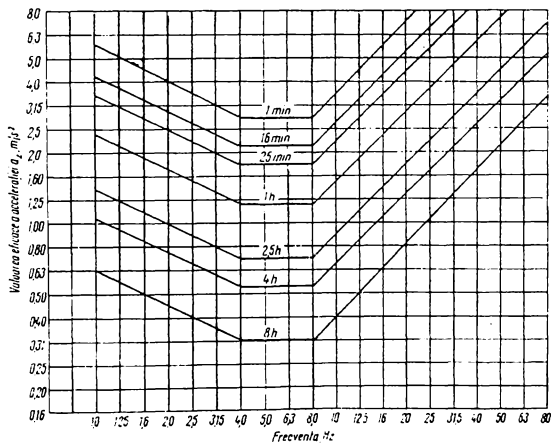


Fig. 1.14. Variația lui  $a_z$  funcție de frecvență.

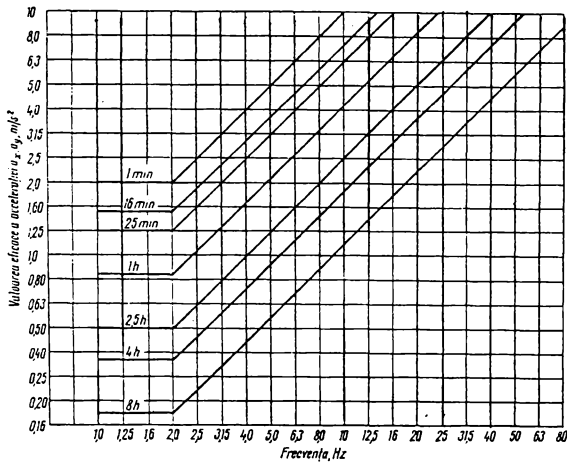


Fig. 1.15 Variația lui  $a_x$  și  $a_y$  funcție de frecvență

Dacă interesează pragul nocivității ( pericol pentru sănătate ) valorile accelerațiilor din fig. 1.14 și 1.15 se înmulțesc cu 2 ( 6dB ), iar pentru pragul de percepere, cifrele din grafice se împart la 3,15 ( 10 dB ).

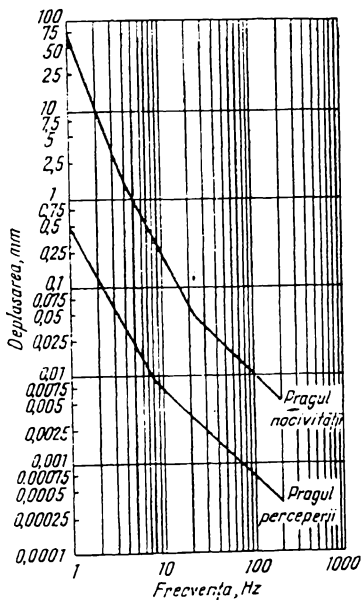


Fig. 1.16 Efectul amplitudinii

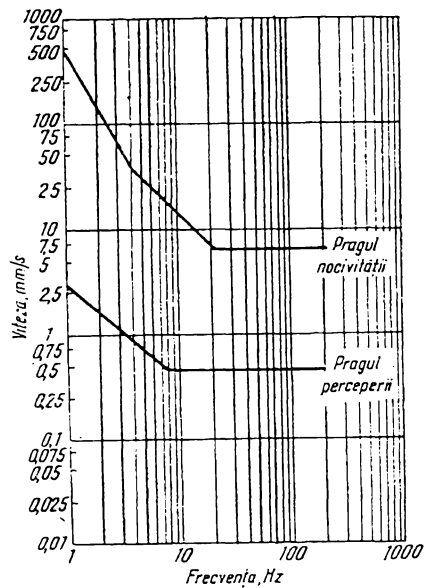


Fig. 1.17 Efectul vitezei

Tot normele DIN [88] clasifică nivelul vibrațiilor în :

- abia perceptibile.....până la 5 pali;
- bine perceptibile.....10 pali;
- puternic perceptibile.....20 pali;

- supărătoare.....40 pali.

Studiile întreprinse de Soliman în [79], pe baza rezultatelor publicate de 10 cercetători, stabilește graficele din fig. 1.16...1.19 luându-se ca limite pragul nocivității și pragul percepției.

### c. Efectul vibrațiilor asupra clădirilor

Funcție de intensitatea vibrației S, exprimată în vibrări, definită cu relația ( 1.46 ) se poate face o clasificare a trepidațiilor ( vibrațiilor ) după efectul lor asupra clădirilor, ca în tabelul 1.10, [79].

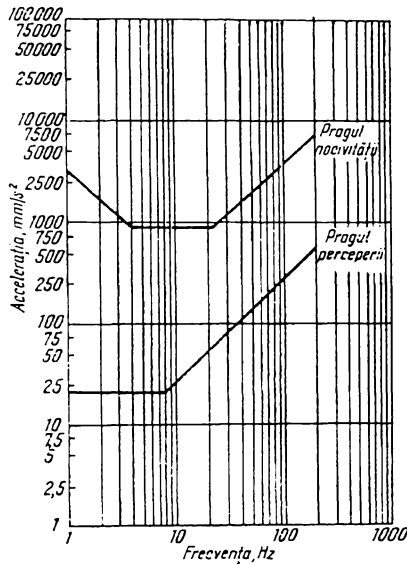


Fig. 1.18 Efectul accelerației

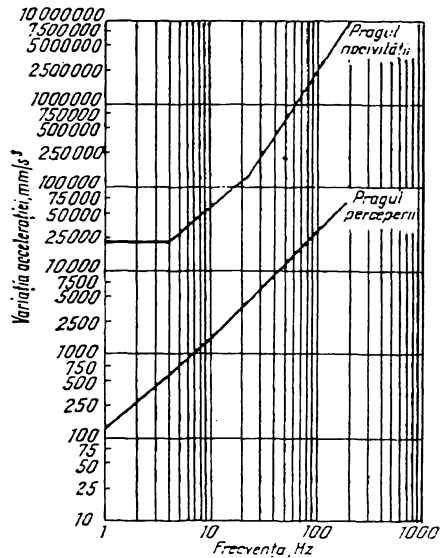


Fig. 1.19 Efectul variației accelerației

Tabelul 1.10 Clasificare trepidațiilor , după efectul lor asupra clădirilor

Intensitatea trepidației vibrari	Clasa trepidațiilor	Efectul asupra clădirilor
10...20	Trepidații ușoare	Nu prezintă pericol
20...30	Trepidații mijloci	Nu prezintă pericol
30...40	Trepidații puternice	Deteriorări ușoare; fisuri în ziduri
40...50	Trepidații grele	Fisuri în zidurile principale
50...60	Trepidații foarte grele	Distrugerea clădirii

Efectul trepidațiilor asupra construcției poate fi interpretat prin mărimea vitezei, așa cum se arată în tabelul 1.11.

Tabelul 1.11 Viteza vibrației și efectul ei asupra construcțiilor

Viteza de oscilație a terenului cm / s	Efectul asupra clădirilor
0,2	Nu se simte
0,2...0,4	Se simte în clădiri de puțin oameni, în special la etajele superioare.
0,4...0,8	Se simte în interiorul clădirilor de către mulți oameni.
0,8...1,5	Se simte în interior de cei mai mulți oameni; în exterior de unii oameni.
1,5...3,0	Se simte în clădiri de toți oamenii, în exterior de cei mai mulți.
3,0...6,0	Se simte de toți. Avarii ușoare la clădiri slabe.
6,0...12,0	Avarii ușoare la clădiri rezistente, avarii considerabile la clădiri slabe.
12,0...24,0	Avarii ușoare la clădiri proiectate antiseismic. Avarii mari la clădiri obișnuite.
24,0...28,0	Avarii considerabile.
48	Majoritatea clădirilor sunt distruse complet.

În literatura de specialitate, în special în lucrările [17] și [24] sunt date o serie de grafice cu privire la aprecierea efectului vibrațiilor asupra clădirilor prin mărimea accelerației și deplasării, în funcție de raportul  $h/b$  (înălțime pe lățime) a construcției în cauză; fig. 1.20, 1.21 pentru  $h/b \leq 1$  și fig. 1.22, 1.23 pentru cazul clădirilor cu  $h/b \leq 2$ .

Limitele notate cu A...D corespund unor limite ale accelerațiilor și deplasărilor pentru situațiile:

- A - pragul de sensibilitate al construcției, sub care nu este pericol;
- B - pragul de rigiditate al construcției, sub care nu apar deteriorări importante;
- C – limita de rupere a unor elemente ale construcției, peste care există riscul unor deteriorări importante;
- D – limita de stabilitate, peste care clădirile sunt distruse;

Interpretarea zonelor delimitate este următoarea :

- I – trepidațiile nu influențează construcțiile;
- II – trepidațiile se resimt, dar sunt inofensive;
- III – trepidațiile inițiază fisuri și deteriorări locale;
- IV – trepidațiile sunt deosebit de periculoase și duc la fisuri multiple, distrugerea pereților și a elementelor de construcție;



V – trepățiile produc distrugerea totală sau parțială a construcției.

Zonele marcate cu linii întrerupte sunt incerte

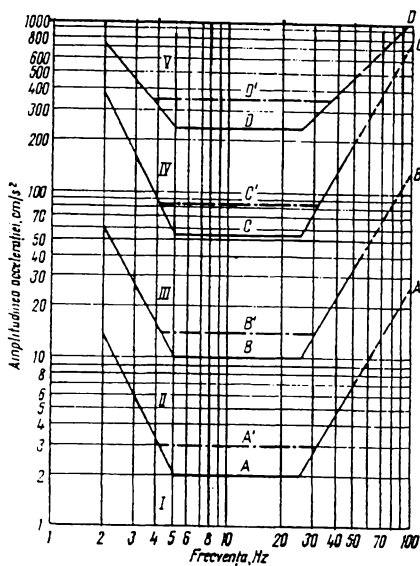


Fig. 1.20 Efectul accelerației  
pentru  $h/b \leq 1$

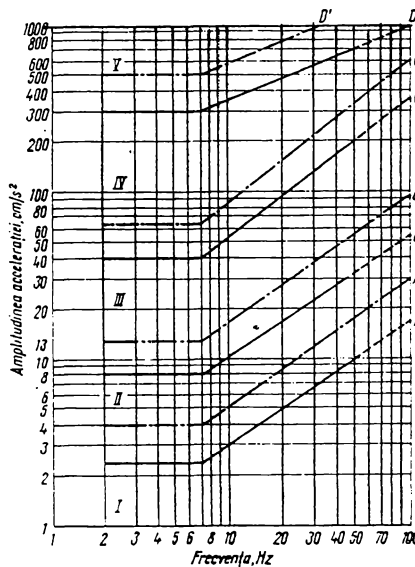


Fig. 1.21 Efectul accelerației  
pentru  $h/b \leq 2$

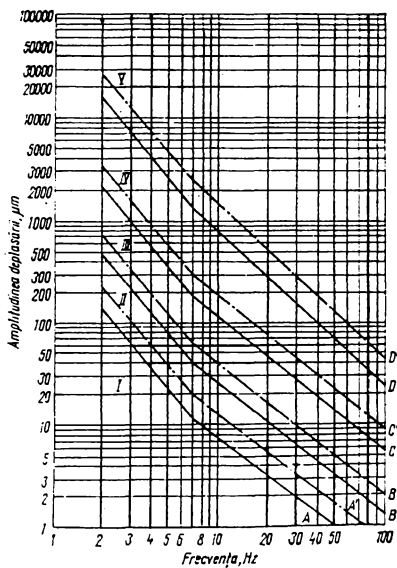


Fig. 1.22 Efectul deplasării  
pentru  $h/b \leq 1$

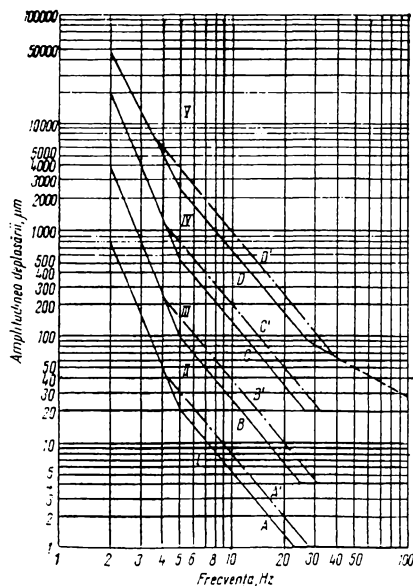


Fig. 1.23 Efectul deplasării  
pentru  $h/b \leq 2$

Curbele A, B, C, D se vor alege pentru soluțiile :

- fundații din beton armat , fundații continue pentru teren de fundare elastic ( nisip , argilă ), pereți de cărămidă plină, planșee din dale de beton, pereți cu goluri pline, așezate regulat, pentru vibrații și șocuri sporadice, vibrații armonice vibrații mari cu frecvență mică.

Curbele A', B', C', D' se vor alege pentru soluțiile :

- fundații din bolovani sau cărămidă, fundații discontinue, teren rigid sau semirigid, pereți din cărămidă din calitate inferioară, execuție neîngrijită, planșee din grinzi, pereți cu goluri multe, vibrații neregulate, șocuri permanente, vibrații cu bandă largă de frecvență.

Pentru diferite încăperi în care lucrează oameni, se recomandă în [17] să nu se depășească valorile limită ale amplitudinilor din tabelul 1.12.

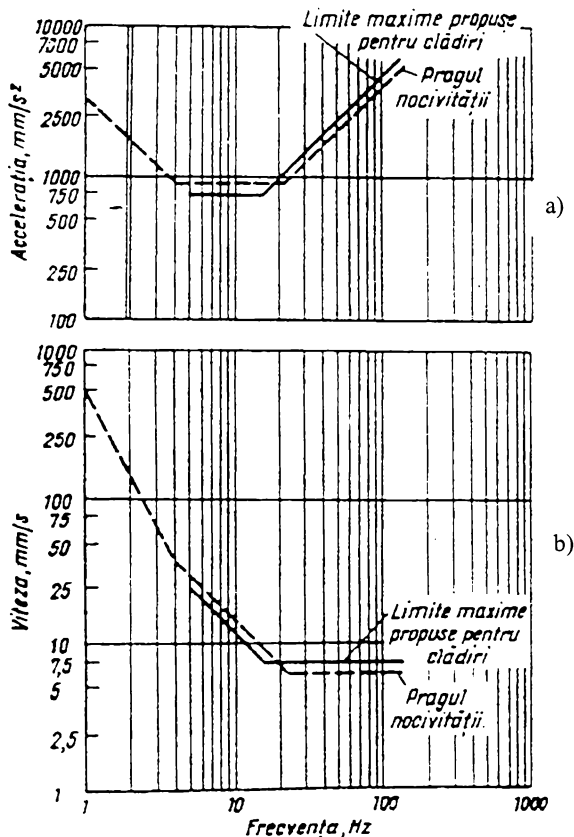


Fig. 1.24 Limite maxime admise pentru clădiri și oameni a accelerațiilor a) și a vitezelor b)

Tabelul 1.12 Amplitudinile admisibile ale vibrațiilor în diferite încăperi [17]

<b>Destinația încăperii</b>	<b>Amplitudinea admisibilă [μm]</b>
Laboratoare cu aparate de precizie	10...30
Ateliere cu mașini de precizie și standuri de încercat	20...40
Centrale electrice cu turbine cu aburi	20
Turnătorii	30...50
Birouri și locuințe	50...70

Luând în discuție criteriile privind limitarea vibrațiilor având ca factori omul și clădirile, în literatura de specialitate, Soliman în [79] ajunge la concluzia că limitele privind pragul nocivității la oameni sunt practic aceleași cu cele referitoare la clădiri, după cum reiese din graficele din fig. 1.24.

### 1.3. ACȚIUNEA SEISMICĂ ASUPRA CONSTRUCȚIILOR

Cutremurele de pământ sunt fenomene fizice deosebit de complexe, care prin consecințele lor dezastruase asupra oamenilor și bunurilor materiale, reprezintă una dintre cele mai mari calamități naturale cunoscute în decursul timpului.

Datorită apariției imprevizibile și cauzelor care le generează omul nu a reușit până în prezent să-și exercite controlul și autoritatea asupra acestui fenomen, care poate duce într-un interval de timp extrem de scurt, pagube și dezastre imense asupra construcțiilor pe care oamenii le-au creat printr-o muncă de secole.

Prin pierderile de vieți omenești, avarierea sau distrugerea unor obiective civile sau industriale, modificările topografice la suprafața pământului, ca urmare a rupturii scoarței terestre și a alunecărilor de pământ, precum și prin pagubele materiale și psihologice produse, cutremurele au implicații economice și sociale din cele mai importante.

În epoca modernă datorită exploziei demografice a expansiunii industriale și a dezvoltării marilor centre urbane, atât pe orizontală, cât mai ales pe verticală, consecințele defavorabile produse de cutremure devin mai grave decât în trecut, când gradul de aglomerare umană al acestor zone era mult mai redus. Evaluările statistice arată că, în prima jumătate a acestui secol, numărul victimelor produse de cutremur a fost de circa 15.000 / an, pentru ca în următorii 25 de ani numărul victimelor să se dubleze.

Probleme diferite le ridică, pe lângă zonele cu potențial activ din punct de vedere seismic, zonele în care nu există încă surse seismice identificate, în care dacă nu se iau măsuri de protecție antiseismică se pot produce cutremure cu efect catastrofal.

La cea mai mare parte din construcții atât în probleme de proiectare cât și de execuție, cele mai multe incertitudini apar la modul de comportare al pământurilor, domeniu limitat de cunoaștere.

Deși, în primele șase deceni ale secolului nostru, terenul bun de fundare dicta, în prealabil, amplasamentul unei construcții, mai târziu însă, din considerente de gospodărie a fondului funciar și mai recent de relația de proprietate asupra pământului, amplasamentul este dictat de aceste considerente. Complexitatea problemelor date de terenul de fundare a crescut considerabil.

Deși în domeniul ingineriei seismice s-a adunat un volum mare de cunoștințe, relația seism – construcție este încă departe de a fi pe deplin elucidată.

Datorită complexității acțiunii seismice, pentru proiectarea construcțiilor, s-au introdus în calcule modele statice echivalente care pe baza unor coeficienți de corecție apreciați pe cale experimentală să acopere fenomenul de exploatare a construcției în regim dinamic.

### 1.3.1. Mecanismul de producere a cutremurelor

După cum este cunoscut din literatura de specialitate [51], [57], [58] structura internă a pământului cuprinde următoarele zone, începând dinspre exterior spre interior : suprafața liberă ( scoarța ), crusta continentală sau litosfera ( 0...70 km ), manta ( 70...2900 km ), nucleul exterior ( 2900...5000 km ) și nucleul interior – centrul ( 5000...6370 km ). Aceste adâncimi sunt variabile. funcție de condițiile locale.

Pe măsură ce se înaintează spre centrul pământului temperatura și presiunea sunt în continuă creștere, materia în stare solidă fiind întâlnită până la limitele litosferă – manta. Materia solidă se prezintă sub forma unor plăci tectonice, despărțite între ele prin niște falii sau rupturi. O placă sau microplacă tectonică este un element dinamic, plutind pe un strat material – plastificat, aflat aproape de punctul de topire sau chiar topit, în continuă mișcare. Sensul și direcția de deplasare variază de la un punct la altul al suprafeței planetare și, cu toate că viteza lor de deplasare este foarte redusă, nedepășind în medie 0...3 cm / an, forța de tracțiune pe care o dezvoltă obligă plăcile să se deplaseze una de alta.

În privința genezei cutremurelor de pământ se admit două mecanisme de producere, și anume :

- cutremure vulcanice datorate erupțiilor vulcanice;
- cutremure tectonice datorate unor modificări structurale ale scoarței terestre.

Cele mai frecvente cutremure sunt cele de origine tectonică, pentru că energie pe care o eliberează se extinde pe zone întinse de la suprafața terestră.

Cutremurele de origine tectonică pot fi generate fie prin frecarea laterală a două plăci ( în același plan ), fie prin alunecarea înclinată ca fenomen al subducției plăcilor.

În urma deplasării lor, la contactul dintre două plăci, este posibil ca, pentru un interval de timp oarecare, solicitările interioare să poată fi preluate integral numai prin deformații elastice. Deoarece acțiunea externă are însă un caracter permanent, solicitările perimetrice și implicit eforturile interioare cresc continuu, astfel, la un moment dat, intensitatea interioară devine mai mare decât capacitatea materiei de a prelua elastic aceste tensiuni. În acest moment forțele coezive sunt depășite și volumul material solicitat cedează, deformându-se plastic ca apoi în interiorul său să apară o dislocație.

Deformația plastică a materialului implicat în fenomen începe mai întâi lent, pe parcursul mai multor ani, apoi din ce în ce mai alert, iar în final, deosebit de rapid.

În situația când plastifierea devine rapidă, la un moment dat materialul plastificat cedează brusc, cu observația că pe durata acestui fenomen dinamic, forța de acțiune a unei plăci sau microplăci nu mai este anihilată de reacțiunea plăcii sau microplăcii vecine, astfel încât nici structurile din restul volumului comprimat elastic nu mai sunt supuse vreunei solicitări. Acesta este momentul declanșării seismului.

Terminologic sunt definite următoarele noțiuni : **focar** sau **hipocentru** ca locul din litosferă unde se produce cutremurul și **epicentru** ca proiecția pe verticală a focarului la nivelul scoarței pământului.

Propagarea energiei are loc radial, în toate direcțiile, sub forma unor sfere sau cvasisfere, în raport cu omogenitatea materiei, având ca centru punctul în care s-a produs ruptura.

Suprafața ce separă volumul de particule aflate în repaus de particule aflate în mișcare se numește **front de undă**, iar normala dusă pe tangentă într-un punct aflat în frontul de undă, la un moment dat oarecare, reprezintă **raza de propagare** sau **raza seismică**.

Mulțimea punctelor care oscilează în faze identice formează **suprafața de undă**, care este un fenomen dinamic.

Principalele tipuri de unde generate de focarul unui seism sunt undele seismice de volum și undele seismice de suprafață, fiecare având particularități distincte. La paragraful 1.2.3.1. s-a vorbit, pe scurt, despre undele longitudinale, transversale și de suprafață în cazul transmiterii vibrațiilor în teren de la diverse mașini. Problema este relativ similară și în cazul seismelor. Astfel, se disting :

### a. Undele seismice de adâncime

Criteriul care stă la baza clasificării undelor seismice este ordinea lor de sosire în stațiile de înregistrare.

Folosind acest punct de vedere, principalele unde seismice de adâncime sunt :

**Unde prime** – apar primele pe înregistrări și sunt notate cu litera P. Acest tip de undă se propagă longitudinal, deci în lungul razei seismice ( fig. 1.25 ), constând dintr-un tren de forțe de destindere ce provoacă în înaintarea lor deformații de compresiune și întindere, cu modificarea volumului structurilor traversate.

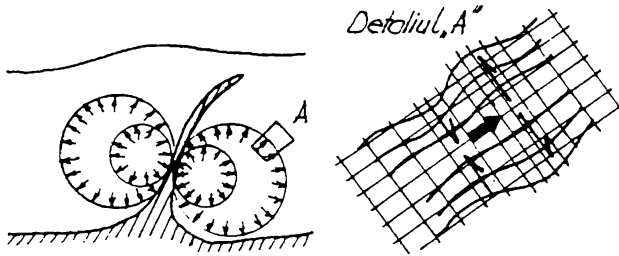


Fig. 1.25 Schema propagării undelor seismice prime ( P ), [57], [58].

Considerând existența unui focar adânc, viteza de propagare a undelor P, înregistrată la limita discontinuității Mohorovičić ( cunoscută și sub denumirea discontinuitatea “ Moho ”), care se află la o adâncime variabilă cuprins între 30 și 40 km, oscilează între 7,9 și 8,3 km/s, în vreme ce în apropierea suprafeței scade până la 4 km/s, reducerea de viteză datorându-se atât reducerii rigidității rocilor cât și absorbției energiei în mediul de propagare.

S-a stabilit că viteza undelor de volum longitudinală poate fi determinată cu ajutorul relației:

$$v_p = \sqrt{\frac{\lambda + 2G}{\rho}} \quad ( 1.51 )$$

unde  $\lambda$ ,  $G$  sunt coeficienții de rigiditate longitudinală și respectiv transversală a materiei din structurile traversate

$$\lambda = \frac{E}{(1 - 2\mu)(1 + \mu)}; \quad G = \frac{E}{2(1 + \mu)}; \quad ( 1.52 )$$

$E$  – modulul de elasticitate longitudinal al mediului;

$\mu$  - coeficientul lui Poisson;

$\rho$  - densitatea mediului.

După înlocuiri se ajunge la relația ( 1.26 ).

Din analiza înregistrării cutremurelor s-a constatat că undele P sunt foarte rapide, cu amplitudine mică și frecvență mare, se propagă atât în mediul solid cât și în mediul lichid.

**Unde secundare** – apar pe înregistrări după undele primare P, fiind notate cu litera S.

Acest tip de unde se dezvoltă perpendicular pe raza seismică, fig. 1.26, motiv pentru care se mai numesc și transversale (sau de torsiune), fiind rezultatul unor solicitări de forfecare provocate de comprimarea materialului în frontul de avans al undelor prime.

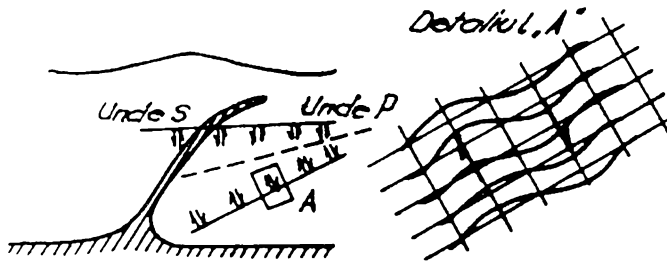


Fig. 1.26 Schema propagării undelor seismice secundare ( S ), [57], [58].

Undele transversale S nu provoacă modificarea volumului structurilor, ci numai forma lor, având viteza de propagare de circa 4 – 5 km/s care se determină cu relația ( 1.28 ).

Înregistrările au arătat că undele S au o amplitudine ceva mai mare și o frecvență mai mică. De remarcat că undele S nu se pot dezvolta în mediul lichid, unde nu există o rigiditate transversală.

Undele seismice P se propagă în apă în exclusivitate sub forma unor fronturi de forțe și deformații de compresiune uneori chiar distrugătoare. Observațiile au arătat că în acest caz întreaga energie a undelor P se consumă prin ridicarea masei lichide sub formă de val, cunoscută sub numele de “tsunami”. În largul mărilor și oceanelor unde adâncimea apei este mare, înălțimea valurilor rar depășește 10 m, în schimb când ajung în apropierea țărmurilor și lovesc pragurile submarine, ele se ridică brusc la ordinul zecilor de metri.

### **b. Unde seismice de suprafață**

Suprafața terestră reprezintă fizic o întrerupere a mediului solid de propagare, ce apare brusc, pe direcția de parcurs a undelor seismice de volum.

Cercetările efectuate până în prezent permit să se aprecieze că față de o asemenea discontinuitate undele seismice se comportă, în principiu, în modul următor :

- o cantitate redusă se acceptă că se consumă ieșind din mediu pentru a se propaga în atmosferă sub forma de unde de compresiune dând naștere astfel la zgomotul de **uruit surd** specific seismului;
- un procent mai mare sau mai mic, în raport cu unghiul de incidență, se întoarce în mediul solid, rezultând **undele seismice reflectate**;

- cea mai mare parte a undelor seismice de volum provoacă însă o deformare, tot sub formă de val, a structurilor superficiale, dar datorită modificării coeziunii materialului, suportă o deviere de la direcția inițială și își continuă propagarea în lungul suprafeței de discontinuitate sub denumirea de **unde de suprafață** sau **unde superficiale**.

Acest tip de unde se caracterizează prin amplitudini mari și frecvențe scăzute, iar viteza lor de propagare este de circa 4 – 4,4 km/s.

Principalele tipuri de unde de suprafață identificate până în prezent sunt:

- **unde superficiale longitudinale ( Rayleigh )**, notate cu R [57], care rezultă din schimbarea direcției undelor P ajunse la nivelul terenului, fig. 1.27.

Undele superficiale longitudinale provoacă deformații succesive de compresiune și întindere, cu modificarea volumului structurilor interceptate, dar concomitent sunt și solicitări transversale, dispuse perpendicular pe direcția de deplasare, respectiv perpendicular pe suprafața terenului, care însă modifică numai forma acelorași structuri.

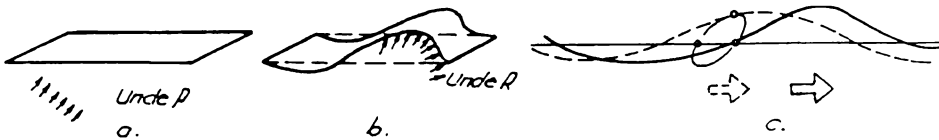


Fig. 1.27 Procesul schematic al transformării undelor seismice prime în unde superficiale longitudinale; a– direcția în masa litosferei; b– modificarea de direcție la nivelul terenului; c– schema deplasării unui punct sub acțiunea undelor superficiale longitudinale.

În consecință o particulă aflată la nivelul solului se va deplasa simultan atât în direcția propagării undelor cât și în plan perpendicular pe teren, descriind, în final o mișcare de rostogolire, înclinată însă lateral, cu revenire aproximativ la punctul de plecare.

- **Unde superficiale transversale ( Love )** notate cu Q [57] care rezultă din schimbarea direcției undelor S ajunse la nivelul terenului și în sens perpendicular pe direcția de propagare a undelor superficiale longitudinale, fig. 1.28.

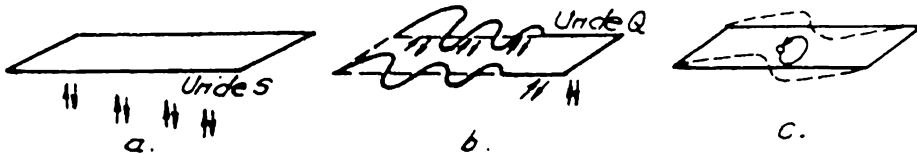


Fig. 1.28 Procesul schematic al transformării undelor seismice secundare în unde superficiale transversale; a– direcția în masa litosferei; b– modificarea de direcție la nivelul terenului; c– schema deplasării unui punct sub acțiunea undelor superficiale transversale.



În înaintarea lor, paralelă cu suprafața terestră, undele superficiale transversale provoacă deformații de forfecare, cu modificare numai a formei, deci nu și a volumului structurilor interceptate.

Prin urmare, o particulă aflată la nivelul terenului, va efectua o mișcare de “dute- vino”, perpendicular pe direcția de avansare a unei seismice longitudinale, cu revenire aproximativ în punctul de plecare.

Informativ, se menționează că mai există și alte tipuri de unde superficiale, care se consideră însă de mică importanță.

### 1.3.2. Acțiunea cutremurului asupra construcțiilor

#### 1.3.2.1 Tipuri de cutremure

Cercetările au arătat că, în momentul în care, în interiorul crustei terestre, undele seismice întâlnesc suprafețe de discontinuitate, ca de exemplu, stratul de granit și bazalt, sau mai jos, ele se reflectă și refractă, modificându-și direcția de avans [58], [59].

În consecință, poziția în adâncime a focarului capătă o mare importanță ( fig. 1.29 ).

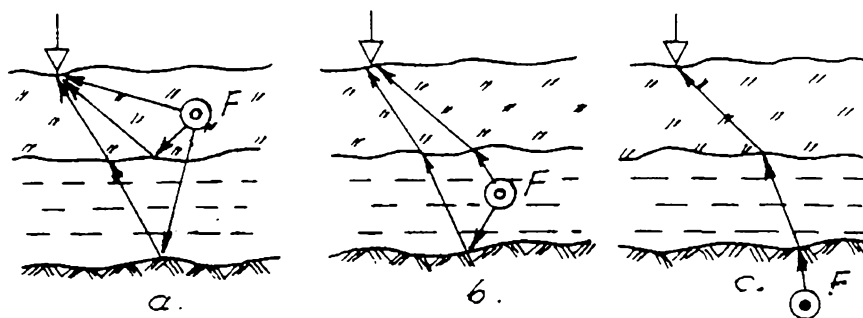


Fig. 1.29. Undele seismice înregistrate într-un punct de la suprafață în raport cu poziția în adâncime a focarului; a– seisme de suprafață; b– seisme intermediare; c– seisme profunde.

i. Dacă focarul seismului se află aproape de suprafață, adică până la 10 km, atunci într-un punct de la suprafața terenului vor ajunge, după un timp foarte scurt, atât undele directe cât și cele reflectate ( fig. 1.29.a ), rezultând oscilații ale terenului foarte rapide, datorită interferenței undelor provenite simultan din trei direcții.

ii. Dacă focarul seismului se află adânc , în stratul de bazalt, atunci într-un punct de pe suprafața pământului vor ajunge, după un interval de timp relativ tot scurt, atât undele directe cât și cele reflectate de discontinuitatea Moho ( fig. 1.29 b ), producându-se oscilații ale terenului de

asemenea rapide, ca efect al interferării undelor provenite din două direcții, dar cu o frecvență mai redusă decât în cazul anterior.

iii. Dacă focarul sistemului se află în profunzime, atunci într-un punct de pe teren vor ajunge numai unde directe, celelalte discontinuități fiind situate la adâncimi foarte mari ( fig. 1.29 c ).

În această situație oscilațiile unui punct de pe suprafața pământului vor fi provocate numai de undele directe, așa încât ele vor fi desigur, mai lente decât în celelalte două cazuri.

Înregistrările efectuate cu ocazia diferitelor cutremure au permis observația că în cazul focarului de suprafață perioadele oscilațiilor terenului au fost de numai 0,3...0,4 s, în timp ce în cazul cutremurelor din profunzime, perioadele de oscilație au atins 1,0...1,5 s, ceea ce înseamnă de 3 – 4 ori mai mult.

De asemenea, se remarcă și faptul că numărul oscilațiilor de mare amplitudine diferă și el foarte mult, fiind de 14...15 pentru seismele de suprafață și de numai 3...4 pentru cele din profunzime.

În plus, studiile au arătat că extremele se calculează prin accelerații mari cărora le corespund deplasări ale terenului reduse, în cazul cutremurelor de suprafață, și accelerații mai modeste, în schimb, deplasări laterale accentuate, la cutremurele cu focar adânc.

### 1.3.2.2 Acțiunea undelor seismice asupra bazei construcțiilor

Modul în care undele seismice acționează asupra bazei construcțiilor este o problemă complexă, măsurătorile efectuate au dus la concluzia că, datorită vitezelor mari de propagare a undelor seismice ( cuprinse între 200 și 5000 m/s ) contactul dintre teren și baza unei construcții are un caracter de “șoc” cu intensitatea variabilă în funcție de energia transportată.

Deformațiile care apar asupra fundațiilor construcției, fragmentate în secvențe, se desfășoară astfel [74]<sub>h</sub> ( fig. 1.30 ) :

i. În momentul contactului terenului comprimat cu extremitatea bazei, aceasta este ridicată și, în funcție de alcătuirea constructivă și masa sa, deplasarea este transmisă sau nu și în restul acestui element.

Concomitent are loc și izbirea materialului bazei de către frontul de forțe seismice de destindere, care declanșează în material o undă de deformație elastică a structurii interne, ca și cum unda seismică ar pătrunde din teren în construcție ( fig. 1.30 a ).

ii. Zona de teren comprimat avansează apoi, în lungul bazei continuând s-o ridice, în timp ce extremitatea rămasă în urmă începe să coboare. Simultan, intensitatea cu care baza este lovită de către trenul de forțe de destindere prin teren crește apreciabil, astfel, încât se poate deosebi o

componentă ce amplifică unda de deformare elastică în material, iar alta care tinde să forțeze alunecarea bazei pe patul său ( fig.1.30 b ).

iii. Când terenul comprimat ajunge la cealaltă extremitate, o ridică înainte de a o depăși, în vreme ce în urmă baza coboară spre poziția inițială. Desigur că, concomitent asupra acestei extremități acționează și frontul de forțe seismice de întindere, mărind amplitudinea efectelor semnalate în faza anterioară ( fig. 1.30 c ).

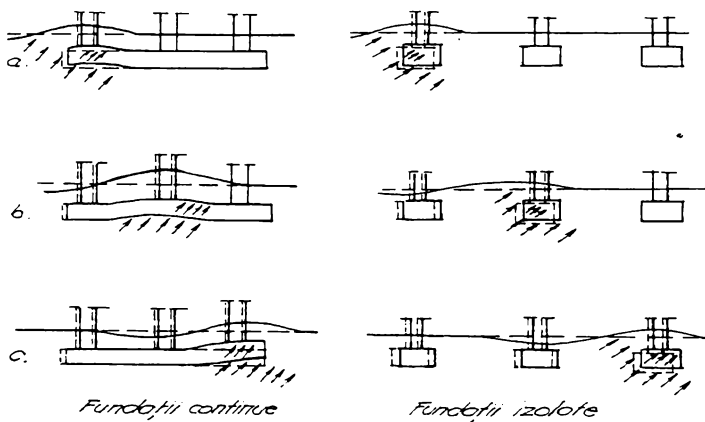


Fig. 1.30 Secvențe schematice referitoare la acțiunea undelor longitudinale asupra bazei unei construcții: a – secvență inițială; b – secvență intermediară; c – secvență finală.

### 1.3.2.3 Solicitarea structurii de rezistență în timpul unui seism

#### a. Solicitarea construcțiilor cu structură rigidă

Construcțiile cu o rigiditate pronunțată urmăresc, în timpul unui cutremur de pământ, mișcările pe care le efectuează terenul traversat de undele seismice.

Conform celei de-a doua legi a Dinamicii, ca urmare a deplasării rapide a bazei, în elemente structurale ale construcției, cu rigiditate pronunțată, se nasc instantaneu forțe de inerție ( fig. 1.31 ), a căror intensitate este direct proporțională cu produsul dintre masa lor și accelerația mișcării pământului (  $F_{in} = m a_t$  ).

Apariția instantanee a acțiunii acestor forțe și momente, în elementele structurale ale construcției, stă la baza declanșării următoarelor fenomene mecanice principale :

1. Tendința de alunecare ( patinare ) a construcției pe teren sau a nivelelor construcției unul față de celălalt, la care însă se opune forța de frecare ce apare între construcție și teren sau între nivelele componente;

2. Tendința de încovoiere cu efect predominant din forța tăietoare și concomitent de torsionare a materialului din care este realizată structura construcției, la care se opun însă forțele interne coezive;
3. Tendința de răsturnare a întregii construcții pe teren, la care se opune însă greutatea construcției. Când momentul de răsturnare depășește momentul de stabilire, se pot produce următoarele aspecte mecanice :
  - tasarea terenului însoțită de înclinarea construcției ca urmare a creșterii accentuate a presiunii pe muchia fundației;
  - răsturnarea efectivă a construcției.

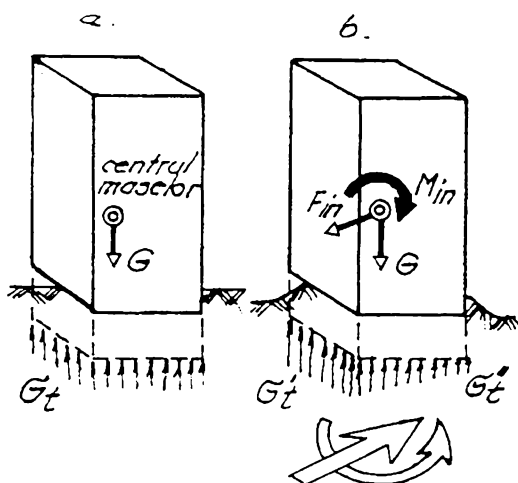


Fig. 1.31 Incărcările generate de seism într-o construcție cu rigiditate pronunțată: a- înainte de seism; b- în timpul seismului.

### b. Solicitarea construcțiilor cu structura flexibilă [58]

Solicitarea seismică a construcțiilor cu structura flexibilă, este un fenomen complex, ce conține, pe lângă fenomenele care apar la construcțiile cu rigiditate pronunțată, și alte fenomene datorită deformațiilor produse în elementele componente atât de deplasările terenului cât și ulterior, de deplasările maselor purtate de planurile structurale orizontale ( planșee ).

Aceste fenomene suplimentare se succed rapid, sub formă de “predominanțe” momentane, în raport cu fazele de desfășurare ale seismului, în modul următor :

#### 1. Predominanțe în faza inițială.

În prima fază la nivelul terenului se înregistrează cele mai mari valori ale deplasărilor ( și implicit ale accelerațiilor ), datorită stării anterioare de repaus a maselor de pe întreaga înălțime a construcției.

Concret se declanșează un mecanism tipic de forfecare, ca urmare a deplasării rapide a bazei construcției antrenate de mișcarea terenului față de partea superioară a construcției, aflate încă în stare relativă de repaus, cu efect de deformare marcată a părții inferioare a elementelor verticale ale structurii ( fig. 1.32 ).

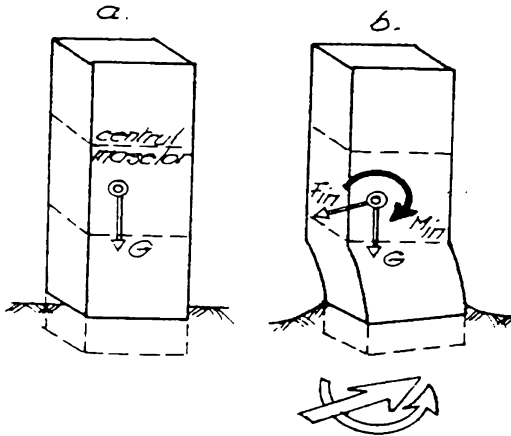


Fig. 1.32 Schema atacului undelor seismice asupra structurii unei construcții, în prima fază; a- situație în repaus; b- aspectul deformării tronsonului inferior

În situația când structura de rezistență are deficiențe de proiectare, execuție sau exploatare, la acest prim nivel de peste teren, producerea unor avarii grave este iminentă, partea superioară putând rămâne efectiv intactă ori cu avarii neînsemnate.

Dacă însă structura dispune de suficiente rezerve de rezistență, la primul nivel peste teren, dată fiind deformația structurii de rezistență, la atacul violent al seismului, la nivelul planurilor structurale orizontale, ce poartă masele construcției, aflate încă în repaus, apar instantaneu o suită de forțe, ce reprezintă răspunsul elastic al materialului elementelor de construcții de la partea superioară, cu următoarele caracteristici ( fig. 1.33 ):

- sensul de acțiune se schimbă de la nivel la nivel;
- intensitatea lor descrește de la bază la vârf.

În consecință, în cazul părții de construcții de peste primul nivel și până la vârf se instalează instantaneu o suită de mecanisme de forfecare, similare cu cel de la primul nivel, însă în sensuri contrare și cu intensitatea de acțiune descrescândă spre vârf.

Avariile în acest caz constă în apariția unor degradări în formă de "X" la nivelurile inferioare și sub formă de fisuri sau degradări dispuse orizontal la ultimele niveluri.

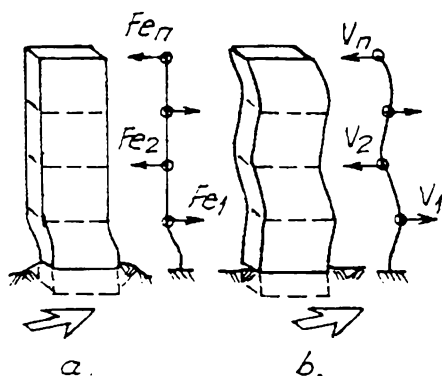


Fig. 1.33 Schema acțiunii seismului asupra părții superioare a unei construcții; a- deformata seismică și echivalentul static al distribuției forțelor înainte de punerea maselor în mișcare; b- deformata caracteristică după intrarea maselor în mișcare.

## 2. Predominanțe în faza intermediară

În faza intermediară a seismului, caracterizată prin deplasări (sau accelerații) ce se mențin încă la valori mari, se declanșează apariția unei deformații mari la partea inferioară a elementelor structurale verticale, ce se propagă apoi rapid, din nivel în nivel, pe întreaga înălțime a construcției.

Efectul creșterii amplitudinii oscilațiilor este acela de înlesnire a trecerii treptate de la regimul de oscilație la moduri superioare la un regim de moduri joase de vibrație și ulterior, la modul fundamental, pe măsura temperării mișcării terenului. Acest aspect generează apariția a două fenomene importante și anume :

- “Lovitura de bici” – respectiv revenire extremității superioare a structurii spre verticala construcției cu viteze foarte mici ( fig. 1.34 ).
- Intrarea construcției în “cvasirezonanță” sau chiar în “rezonanță” cu mișcările terenului, acesta fiind fenomenul care soliciată cel mai dur o construcție, mecanismele de forfecare ce acționează asupra elementelor verticale ale structurii atingând foarte rapid o intensitate deosebit de mare, cu efect distructiv ( fig. 1.35 ).

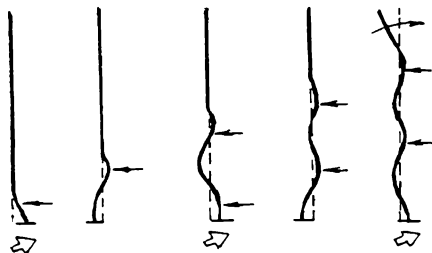


Fig. 1.34 Schema apariției propagării pe înălțimea structurii și a transformării la vârf în “lovitură de bici” a deformației produsă la bază de deplasarea rapidă a terenului.

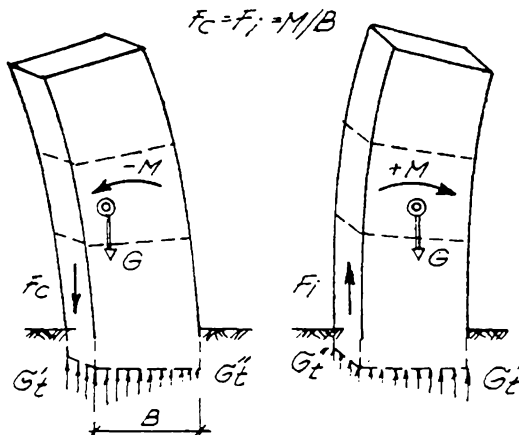


Fig. 1.35 Efectul oscilațiilor la modul fundamental asupra planurilor structurale verticale perimetrare.

### 3. Predominanțe în faza finală

În ultima fază a seismului, datorită diminuării și apoi a încetării mișcării terenului, masele construcției au posibilitatea să se alinieze, iar structura să oscileze ca o consolă verticală la modul fundamental. Oscilațiile la modul fundamental ( fig. 1.35 ) cauzează apariția fenomenului de “încărcare – descărcare ” axială, alternantă, rapidă, suplimentară a elementelor verticale situate în planurile perimetrare ale construcției.

Dintre cele două acțiuni, aceea de “încărcare” interesează mai mult deoarece se însumează cu încărcările gravitaționale rezultând în final o supraîncărcare a elementelor verticale ale structurii de rezistență.

Tot în faza finală ating amplitudinea maximă și oscilațiile de torsiune, astfel încât, în realitate, clădirea nu mai vibrează pe direcțiile principale ale structurii sale de rezistență ci pe alte direcții dispuse oblic față de acestea, lucrând astfel mai defavorabil.

#### d. Răspunsul elementelor structurale verticale flexibile la solicitări seismice

Răspunsul la mișcările terenului al unui element structural vertical, în timpul unui seism, conține aspecte multiple și dificil de depistat, datorită numeroaselor fenomene mecanice care modifică continuu condițiile de lucru.

În mare se pot departaja trei faze de lucru distincte și anume :

**Faza I** de amorsare a încărcării cu energie, când construcția aflată în regim staționar, este silită să se încarce brusc cu energie. prin deformarea extremității inferioare a elementelor verticale de către deplasarea fundațiilor datorită oscilațiilor terenului.

**Faza II**, de încărcare propriu-zisă cu energie, care coincide cu secvența intermediară a seismului, când structura construcției este silită să se încarce cu energie, tot prin deformarea forțată a elementelor verticale, atât de către mișcările terenului cât și de către masele purtate ale planșeelor.

**Faza III**, de disipare a energiei acumulate, corespunzătoare secvenței finale a seismului, când construcția aflată în plin regim dinamic încetează să mai primească energie din teren și intră în regim de oscilații libere amortizate până la revenirea la poziția de echilibru staționar.

### 1. Răspunsul în faza de amorsare a încărcării cu energie

Particularitatea principală a fazei de amorsare a încărcării cu energie este regimul dinamic sever al fundațiilor și implicit al extremității inferioare a elementelor structurale verticale, spre deosebire de regimul staționar sau cvasistaționar al părții superioare a construcției.

Această particularitate atrage după sine următoarele consecințe:

- extremitatea inferioară a elementelor verticale răspunde mișcărilor terenului ca și cum ar fi încastrată în partea superioară a construcției aflată în regim staționar sau cvasistaționar;
- această extremitate, cu precădere primul nivel de peste parter, este cea mai sollicitată;
- solicitările mecanice la care trebuie să facă față extremitățile inferioare ale elementelor verticale de rezistență sunt în principal de încovoiere cu efect predominant de tăiere, concomitent cu o accentuată torsiune de nivel, fig 1.36.

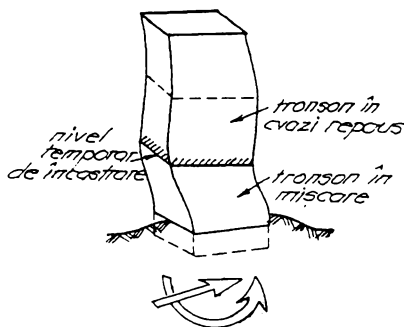


Fig. 1.36 Deformata caracteristică a construcției în prima fază de acțiune a seismului

Răspunsul efectiv al extremității inferioare a elementelor verticale este condiționat de o serie de factori, printre care se pot menționa :

i. **Tipul de seism**, astfel:

i. **In cazul unui seism de suprafață**, care presupune deplasări mici ale terenului și accelerații mari:



- dacă extremitățile inferioare ale elementelor de rezistență verticale au o rigiditate pronunțată, atunci se atinge rapid “deplasarea critică de excitație” ceea ce corespunde unei încărcări mari cu energie potențială sau cinetică, obligând la incursiuni mari aproape peste limita de fisurare. Prin “deplasarea critică de excitație” se înțelege mărirea deplasării bazei ( fundațiilor ) măsurată în centimetri, ce pune construcția sau elementul de construcție vertical, în situația de a efectua o oscilație forțată în timpul mișcării bazei cu accelerație constantă;
- dacă extremitățile inferioare ale elementelor verticale sunt flexibile, structura se încarcă modest cu energie, cu răspuns situat numai în domeniul elastic.

i<sub>2</sub> .In cazul unui seism de profunzime, caracterizat prin accelerații modeste și cu deplasări mari ale terenului, situația se inversează, în sensul că:

- dacă extremitățile inferioare sunt rigide structura se încarcă modest cu energie și lucrează în domeniul elastic;
- dacă extremitățile inferioare sunt flexibile, atunci se produce o încărcare substanțială cu energie, ajungându-se la incursiuni peste limita de fisurare.

#### ii. Dimensiunile geometrice ale extremităților inferioare ale elementelor verticale

- în situația când extremitatea este de tip perete (  $H \leq B$  ), răspunsul va consta în tendința de desplicare pe orizontală a secțiunilor de lângă încastrări, ca urmare a acțiunii dominante a forței tăietoare ( fig. 1.37 a );
- dacă extremitatea este de tip consolă scurtă (  $H \approx B$  ), răspunsul se va face prin mecanismul de întindere – compresiune pe diagonală, tot datorită ponderii ridicate a forței tăietoare ( fig. 1.37 b );
- în cazul în care extremitatea este de tip consolă scurtă (  $H > B$  ), răspunsul se va efectua prin mecanismul de încovoiere, cu secțiunile maxim solicitate în vecinătatea încastrărilor, ca urmare a predominanței momentului încovoietor ( fig. 1.37 c ) .

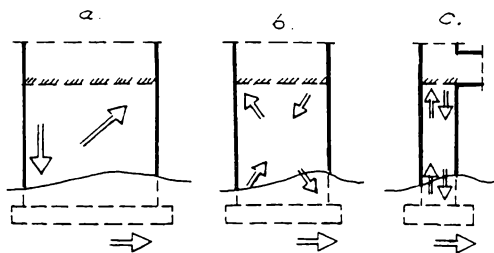


Fig. 1.37 Mecanismul de răspuns al extremității inferioare a elementului vertical în prima fază de acțiune a seismului: a- consolă foarte scurtă ( perete ); b – consolă scurtă; c - consolă lungă.

### iii. Sistemul constructiv adoptat astfel:

iii<sub>1</sub>. Dacă elementele structurale ori zonale ale primului nivel și următoarelor niveluri sunt flexibile, permițând rapid rotirea legăturilor ( nodurilor ) cu elemente structurale verticale, atunci elementele verticale ale celui de-al doilea nivel și ale următoarelor sunt antrenate instantaneu în deformare;

iii<sub>2</sub>. Dacă elementele structurale ale primului nivel și ale următoarelor sunt rigide, împiedecând rotirea rapidă a legăturilor cu elementele structurale verticale, atunci elementele verticale ale primului nivel urmează a prelua singure deformațiile impuse de mișcările terenului.

## 2. Răspunsul în faza de încărcare cu energie

Caracteristica principală a fazei de încărcare cu energie este regimul dinamic în care se află atât baza, antrenată în mișcările terenului, cât și masele purtate de planșee.

Aceasta este faza în care se produce cel mai dur fenomen dinamic, adică intrarea construcției în cvasirezonanța sau rezonanța propriuzisă cu mișcările terenului.

Fenomenul este dirijat în intimitatea sa de relațiile existente între perioadele proprii de vibrație ale construcției și ale terenului traversat de undele seismice, astfel :

i. **În cazul unui seism de suprafață**, caracterizat prin mișcări ale terenului de scurtă durată:

- dacă construcția este rigidă și perioada sa de vibrații este apropiată sau coincide cu a mișcărilor terenului, atunci cvasirezonanța sau rezonanța sunt iminente;
- dacă însă construcția este flexibilă, cu o perioadă proprie de vibrație de câteva ori mai lungă decât a mișcării terenului, ea va intra în vibrație cu precădere la modurile superioare de vibrație.

ii. **În cazul unui seism de profunzime**, ce are specific mișcări ale terenului de lungă perioadă, vibrația se inversează, adică :

- dacă construcția este rigidă, cu o perioadă de câteva ori mai mică decât cea a terenului, ea va fi efectiv purtată de teren sau vibrează la modul fundamental cu oscilație de mică amplitudine;
- dacă construcția este flexibilă și perioada proprie de vibrație este apropiată sau coincide cu cea a terenului, atunci cvasirezonanța sau rezonanța sunt iminente.

## 3. Răspunsul în faza de disipare a energiei acumulate

Principala caracteristică a ultimei faza, de disipare a energiei acumulate anterior din teren, este regimul dinamic al maselor purtate de planșee, spre deosebire de regimul staționar al fundațiilor construcției.

Din punct de vedere mecanic, această particularitate are pentru elementele structurale verticale următoarele consecințe ( fig. 1.38 ):

- stabilizarea încastrării la nivelul fundațiilor, ca urmare a încetării deplasării terenului;
- intrarea în regim de oscilații libere cu amortizare până la revenirea la poziția de echilibru staționar;
- solicitările, la care trebuie să facă față elementele structurale verticale, sunt încovoierea generală cu efect predominant din moment, asociată cu torsiunea.

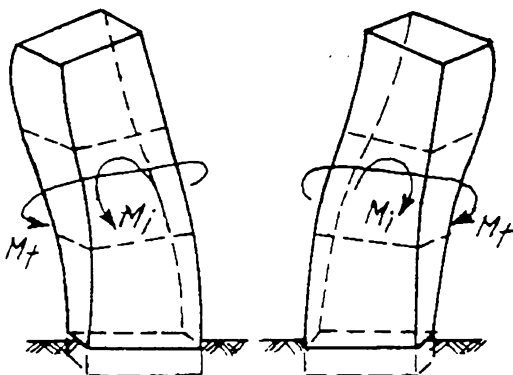


Fig. 1.38 Deformata caracteristică a construcției în ultima fază a seismului.

### 1.3.3 Înregistrarea parametrilor unui cutremur

Înregistrarea parametrilor unui cutremur se face în stații seismice amplasate în subsolul unor clădiri, în corpul barajelor sau în clădiri special amenajate. La un cutremur înregistrările vizează deplasările, vitezele și accelerațiile locului unde se execută măsurătoarea.

Înregistrările se fac pe trei direcții Nord-Sud, Est-Vest și Zenit ( vertical ) fiind raportate la ora primului meridian geografic și permit stabilirea în mod aproximativ a poziției focarului cutremurului, [51].

Înregistrarea caracteristicilor unui cutremur într-un punct de pe pământ se face cu ajutorul unui aparat numit **seismograf**.

Acest aparat este compus dintr-un cadru ( fig 1.39 ) încastrat în teren, o masă staționară, suspendată de cadru prin intermediul unei axe, un tambur mobil de înregistrare, căruia în timpul funcționării i se imprimă mișcare de rotație și un sistem de măsurare riguroasă a timpului.

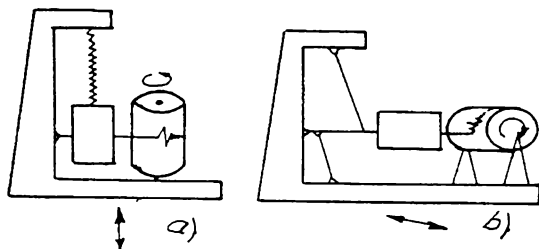


Fig. 1.39 Schema unui seismograf: a- înregistrare verticală; b- înregistrare orizontală.

Când terenul și implicit baza se mișcă, masa rămâne pe loc, în timp ce axa de care este suspendată descrie un unghi față de poziția sa inițială, care se înregistrează și pe tambur.

Inregistrările deplasărilor unui punct de pe pământ pe o anumită direcție se numește **seismogramă**, a vitezelor se numește **vitezogramă** și a accelerațiilor **accelerogramă**.

Reprezentarea grafică a deplasărilor, vitezelor și a accelerațiilor funcție de frecvență pentru un cutremur reprezintă spectrele respective.

În fig. 1.40 sunt prezentate accelerogramele seismului din 4 martie 1977 din România [9], [26], [32], [59] făcute la INCERC București, după cele trei direcții, iar în fig. 1.41 sunt prezentate pentru accelerații, viteză și deplasare a cutremurului vrâncean înregistrările făcute după direcția E – W.

Din analiza seismogramelor se constată trei faze distincte : faza de amorsare caracterizată prin amplitudini mici și perioade mari, faza violentă caracterizată prin amplitudini mari, perioade mari și accelerații mai mici și faza de liniștire cu amplitudini scăzătoare, perioade și accelerații crescătoare și o durată mai mare.

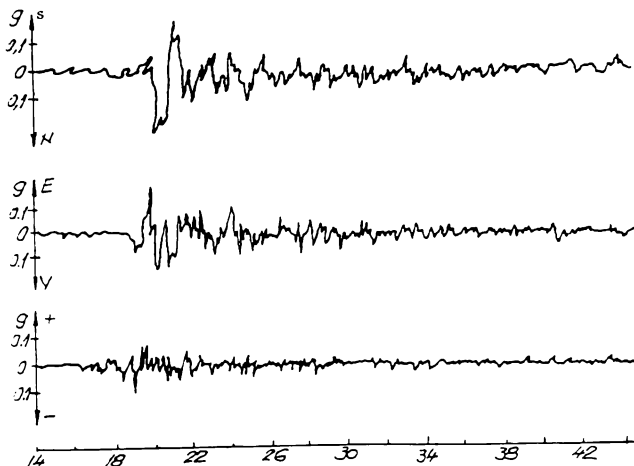


Fig. 1.40 Accelerogramele seismului din 4 martie 1977 din România ( INCERC București ).

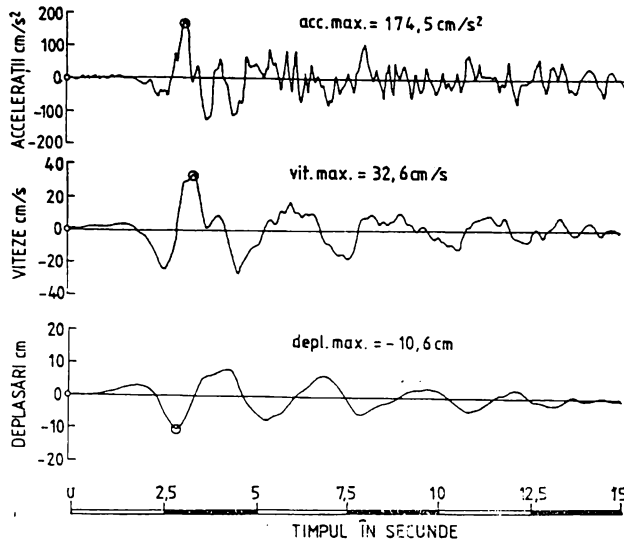


Fig. 1.41 Înregistrări ale parametrilor seismului din 4 martie 1977 din România direcția E-W [68].

S-a constatat, prin măsurătorile făcute, și s-a ajuns la concluzia că raza de acțiune cu caracter distructiv a undelor seismice este limitată la o distanță ce nu depășește 500 km în jurul epicentrului.

Cutremurele ce au ca origine zona Vrancei și care alcătuiesc fondul principal al seismelor puternice din România, au focarele adânci, putând depăși 100 km, ceea ce face ca aria afectată de aceasta să fie supusă unor oscilații ale terenului caracterizate printr-o frecvență scăzută, deci o perioadă mare de circa 1.0...1.5 s, iar numărul oscilațiilor cu mare amplitudine de numai 3...4 s, având în vedere seismului din 4 martie 1977. Cutremurele bănățene au focarele la suprafață 5...10 km adâncime, au o perioadă mai mică și se răsfrâng pe o suprafață redusă de epicentru.

De asemenea, se remarcă faptul că, avariile mai importante la clădiri încep când accelerațiile depășesc 0,1 g, devin grave dacă accelerațiile terenului sunt peste 0,2 g și au un caracter distrugător dacă depășesc 0,4 g, unde g este accelerația gravitațională.

#### 1.3.4 Intensitatea cutremurelor

Evaluarea cea mai simplă din punct de vedere ingineresc a severității unui cutremur o constituie intensitatea seismică care pune în evidență, prin gradele de intensitate seismică, consecințele biologice și materiale. Intensitatea cutremurelor este pusă în evidență cu ajutorul unor scări de intensitate seismică [41] care pot fi :

- **scări fenomenologice** – care apreciază violența cutremurelor după efectul pe care acestea îl au asupra oamenilor, a obiectelor mediului înconjurător și asupra

construcțiilor. O astfel de scară este scara Mercalli modificată (MM ) cu 12 grade de intensitate seismică;

- **scări fenomenologice și instrumentale** care apreciază efectele seismului asupra oamenilor și construcțiilor cu valoarea accelerației obținută instrumental. O astfel de scară este scara MSK – 64 acceptată de STAS 3684-71. În conformitate cu această scară, clasificarea cutremurelor se face în 12 grade de intensitate seismică caracterizate conform tabelului 1.13.

Tabelul 1.13 Scara MSK-64

Gradul de intensitate seismică	Felul cutremurului
I	Cutremur imperceptibil
II	Cutremur abia simțit
III	Cutremur slab
IV	Cutremur puternic
V	Cutremur deșteptător
VI	Cutremur care provoacă spaimă
VII	Cutremur care provoacă avariarea clădirilor
VIII	Cutremur care provoacă avarii puternice ale clădirilor
IX	Cutremur care provoacă avarii importante clădirilor
X	Cutremur distrugător
XI	Cutremur catastrofal
XII	Cutremur care provoacă modificarea reliefului

În tabelul 1.14 sunt date, în scara MSK –64, pe baza datelor instrumentale, valorile deplasărilor vitezelor și a accelerațiilor pentru gradele de intensitate seismică V-X.

- **scări instrumentale** care purifică noțiunea de intensitate seismică de subiectivism legând-o atât de focar cât și de locul de înregistrare instrumentală.

O asemenea scară larg folosită în ultimul timp este scară Richter sau scara magnitudinii. Magnitudinea reprezintă logaritmul zecimal al amplitudinii maxime exprimată în micrometri și înregistrată la 100 km de epicentru cu un pendul etalon de tip Wood – Anderson având perioada de 0,8 s, amplificarea statică 2800 și factorul de amortizare 0,8 [41], [50].

Magnitudinea constituie un criteriu obiectiv de aproximare a mărimii cauzei unui cutremur și permite o comparație globală a diferitelor cutremure.

Tabelul 1.14 Valorile pentru accelerații, viteze și deplasări pe scara MSK –64 [41].

Intensitatea seismică în grade	Accelerația cm / s <sup>2</sup>	Viteza cm / s	Deplasarea mm
V	10...25	1,2...2,0	0,5...1,0
VI	26...50	2,1...4,0	1,1...2,0
VII	51...100	4,1...8,0	2,1...4,0
VIII	101...200	8,1...16,0	4,1...8,0
IX	201...400	16,1...32,0	8,1...16,0
X	401...800	32,1...64,0	16,1...32,0

Intre energia E, exprimată în ergi și magnitudinea unui cutremur a fost stabilită, pe baze empirice, relația :

$$\log E = 11,8 + 1,5 M \quad (1.53)$$

Pe scara Richter se apreciază că magnitudinea poate atinge valoarea maximă 9, însă, un cutremur cu magnitudinea mai mare de 5 devine potențial distrugător.

Intrucât scara Richter stabilește intensitatea seismului în focar, iar ingineria seismică are la bază scara MSK, sunt date relații de trecere de la o scară la cealaltă.

$$M = 1 + 2/3 I \quad \text{și} \quad I = 9 + 15 M - 2,5 \ln R, \quad (1.54)$$

unde:

R – distanța de la epicentru la punctul considerat;

M – magnitudinea pe scara Richter

I – gradul de intensitate seismică pe scara MSK – 64. Aceste corelații sunt date în tabelul 1.15.

Au fost propuse și pentru parametri mișcării terenului ( accelerație, viteză, deplasări ) funcție de magnitudine și distanța epicentrală R, relații de calcul :

$$A_{\max} = 2000 R^{-2} \exp ( 0,8 M ) \quad (1.55)$$

$$V_{\max} = 16 R^{-1,7} \exp ( -M ) \quad (1.56)$$

$$D_{\max} = 7 R^{-1,6} \exp ( 1,2 M ). \quad (1.57)$$

Pe alte meridiane se mai folosesc și alte scări, de exemplu : scara japoneză, scara rusă a Institutului de Fizică a Pământului IFZ – 52 etc.

Tabelul 1.15 Corelații între scara MSK și Richter [41].

Intensitatea MSK	Magnitudinea
I-II	2
III	3
IV-V	4
VI-VII	5
VII-VIII	6
IX-X	7
XI	8

### 1.3.5. Cu privire la perioada proprie de vibrație

#### 1.3.5.1 Perioada proprie de vibrație a terenului

După cele prezentate la paragraful 1.2.3.2., privitor la perioada de vibrație a unor terenuri ( în tabelul 1.12 sunt date frecvențele  $f$ , perioada  $T = 1/f$  ), în cazul vibrațiilor produse de diferite mașini în funcționare, în cazul acțiunii seismice abordarea acestei probleme este mai amplă ținând cont de extensia în adâncime a undelor seismice.

Perioada fundamentală de vibrație proprie a terenului de fundare  $T_f$  este unul din parametrii de bază ai proiectării antiseismice a construcțiilor importante, pentru care este necesar a se efectua un calcul de interacțiune teren - structură.

Determinarea în situ a perioadei de vibrație a terenului constă în măsurarea caracteristicilor undelor de cutremure artificiale și explozii provocate, perioada astfel determinată corespunde unor valori mici ale deformațiilor specifice terenului, fapt pentru care este necesară aplicarea unor corecții pentru a se ține seama de deformațiile specifice mari ce apar la un cutremur natural. Astfel în cadrul unor măsurători făcute în Caracas ( Venezuela ) a trebuit amplificată perioada proprie măsurată cu 50 % pentru a se ține seama de deformațiile specifice pentru un cutremur caracteristic zonei.

Măsurătorile efectuate au arătat că perioadele proprii de vibrații ale terenului sunt cuprinse între 0,05 și 2,5 s, undele de perioadă scurtă ( 0,05 ... 0,2 s ) aparțin terenurilor rigide, stâncoase, iar cele de 0,8...2,5 s terenurilor slabe și umpluturilor saturate cu apă.

Studiul perioadei proprii de vibrație a terenului este necesar pentru a se evita fenomenul de rezonanță, ce se produce atunci când perioada de vibrație a terenului este egală cu cea a undelor seismice.



Pentru un teren omogen alcătuit din mai multe straturi de grosime  $H$  și viteze a undelor secundare  $V_s$ , perioada proprie este dată de relația :

$$T_{in} = \frac{4H_n}{(2n-1)V_{sn}} \quad (1.58)$$

Pentru  $n=1$  se obține perioada fundamentală:

$$T_{i1} = \frac{4H}{V_s},$$

corespunzătoare unui strat omogen.

Tot în cazul unui teren de fundare ( până la roca de bază ) alcătuit din mai multe straturi diferite, perioada fundamentală poate rezulta dintr-un calcul dinamic, sau se pot utiliza metode aproximative care înlocuiesc terenul multistrat cu unul echivalent, omogen.

### 1.3.5.2 Perioada proprie de vibrație a clădirilor

În literatura de specialitate [37], [74] se cunosc o serie întreagă de metode pentru calculul perioadelor proprii unele exacte altele aproximative. Întrucât și metodele exacte introduc o serie de ipoteze simplificatoare, deci sunt și ele afectate, în fond, de o oarecare aproximare, metodele simplificate, prin ușurința calcului matematic cerut, sunt mai abordabile.

Se prezintă în continuare câteva din astfel de metode :

#### a. Metoda Holtzer

Perioada de ordinul  $i$ , se calculează cu relația :

$$T_i = \frac{2\pi}{\sqrt{\varphi_i}} \sqrt{\frac{m_o}{R_o}}, \quad (1.59)$$

în care :

$R_o$  este rigiditatea structurii;

$m_o$  - masa structurii;

$\varphi_i$  - caracteristica de frecvență de ordinul  $i$ .

#### b. Metoda R. Husid [36], [37]

Perioada fundamentală de vibrație a unei structuri etajate cu  $n$  niveluri se calculează cu relația :

$$T_1 = 4 \sqrt{\frac{2x_{sr, \max}}{g}} \quad (1.60)$$

în care:

$$x_{st,max} = \frac{n(n+1)}{2R} Q, \quad (1.61)$$

unde :

Q – încărcarea gravitațională;

R – rigiditatea relativă a unui nivel.

**c. Metoda M. Ifrim [37], [38], [39], [40], [42]**

Pentru perioada proprie de vibrație rezultă :

$$T_1 = \psi_1 \sqrt{\frac{m_o}{R_o}} \quad (1.62)$$

unde :

$$\psi_1 = \frac{2\pi}{v_n} \left[ \sum_{k=1}^n \alpha_k u^*_{\cdot k} \right]^{\frac{1}{2}}, \quad (1.63)$$

reprezintă un coeficient adimensional care depinde de caracteristicile elastice ale structurii și de numărul gradelor de libertate dinamică.

**d. Metoda R. G. Merritt – G. W. Housner [12]**

Perioada fundamentală se obține cu relația :

$$T_1 = \frac{\pi}{\sin \frac{\pi}{4n+2}} \sqrt{\frac{m}{R}}, \quad (1.64)$$

unde :

m – masa concentrată în dreptul fiecărui nivel, aceeași la toate nivelele;

R – rigiditatea relativă de nivel;

n – numărul de niveluri.

**e. Metoda M. G. Salvadori [11]**

Expresia perioadei proprii de ordinul i are forma :

$$T_i = \frac{4}{2i-1} \sqrt{\frac{n \sum_{k=1}^n m_k}{\frac{1}{H} \sum_{k=1}^n R_k h_k}}, \quad (1.65)$$

unde:

$m_k$  – masa nivelului k;

$h_k$  – înălțimea etajului;

H – înălțimea construcției;

n – numărul de niveluri;

$R_k$  – rigiditatea relativă dintre nivelurile k și j.

**f. Metoda M. P. White [81]**

Perioada fundamentală de ordinul  $i$  se determină cu

$$T_i = \frac{\pi}{\sin \frac{2i-1}{2n+1} \cdot \frac{\pi}{2}} \sqrt{\frac{m}{R}}, \quad (1.66)$$

**g. Metoda Rayleigh – directă [40]**

Perioada fundamentală are expresia:

$$T_1 = 0,17 \sqrt{x_{st,max}} \quad (167)$$

**h. Metoda M. Suko – P. F. Adams [80], [81]**

Metoda se referă la structuri din cadre de beton armat, cu  $n$  niveluri ( $k = 1, 2, \dots, n$ ) și cu stâlpi ( $s=1, 2, \dots, m$ ). Perioada fundamentală se calculează cu relația :

$$T_1 = T_0 h \sqrt{\frac{\beta}{\alpha}} \cdot \frac{n}{10}, \quad (1.68)$$

cu notațiile :

$$h = \frac{H}{nh_o}, \quad \alpha = \frac{R(stalpi)}{R_o}, \quad \beta = \frac{Q_{s,mediu}}{Q_o} \cdot \frac{n-0,6}{m-1}$$

unde:

$$T_0 - \text{un factor funcție de } \gamma = \frac{R(grinzi)}{R(stalpi)};$$

$Q_{s,mediu}$  – încărcarea medie pe stâlp și etaj;

$H$  – înălțimea totală a structurii.

Pentru aprecierea globală, orientativă a perioadei fundamentale de vibrație, se pot aplica formule directe de calcul ( cu caracter empiric ) în care intervin de obicei principalele caracteristici geometrice sau numărul de niveluri ale construcțiilor. În tabelul 1.16 sunt prezente și comentate sintetic formulele de calcul propuse de diferiți autori sau conținute în diferite prescripții de proiectare antisismică.

Tabelul 1.16 Formule empirice de calcul a perioadei fundamentale [37].

Nr. crt.	Numele autorului (sursa)	Expresia perioadei fundamentale ( $T_1$ , în s)	Observații și comentarii
1	T. TANIGUCHI	$T_1 = (0,07 \dots 0,09)n$ $T_1 = (0,06 \dots 0,10)(n + 0,5)$ În general $T_1 = (0,12 \dots 0,4) \sqrt{\frac{2n-1}{3}}$	Se bazează pe investigații experimentale realizate asupra unui număr mare de clădiri din Tokyo și Yokohama. Formulă valabilă pentru toate tipurile de structuri
2	F. P. ULRICH D. S. CARDER	$T_1 = (0,01 \dots 0,035)H$ $T_1 \approx 0,02H$	Formule determinate prin măsurători efectuate asupra a 400 de clădiri cu diferite structuri de rezistență.
3	E. ROSENBLUETH	$T_1 = (0,09 \dots 0,10)(n + 1)$	Se recomandă numai pentru construcții de locuit și birouri.
4	K. NAKAGAWA	$T_1 = (0,10 + 0,038 n) \dots$ $(0,20 + 0,064 n)$ $T_1 = (0,07 \dots 0,13) \frac{H}{\sqrt{B}}$	Au fost studiate experimental 53 de clădiri în funcție de raportul $H/\sqrt{B}$ conținut în Codul Californian.
5	M. TAKEUCHI	$T_1 = \left( \frac{1}{30} \dots \frac{1}{60} \right) [4 + H(1 - 4d)]$ $T_1 = \frac{H}{60}$	Formula a fost stabilită pe baza măsurătorilor la 60 de clădiri din Tokyo și Osaka. Recomandată pentru construcții izolate pe schelet.
6	A. ARIAS R. HUSID	$T_1 = 0,024H^{0,71}d^{-0,14}$	Aplicabilă la construcțiile din Chile cu structură de beton armat și ziduri de rigidizare.
7	G. W. HOUSNER A. G. BRADY	$T_1 = 0,5\sqrt{n} - 0,4$	Se recomandă pentru structuri cu schelet metalic.
8	M. BAEZA	$T_1 = 0,036 n$	Valabilă numai pentru structurile din beton armat din Chile.
9	A. ARIAS R. HUSID M. BAEZA	$T_1 = 0,012 H$ $T_1 = 0,035 n$	Obținute prin analiza a 34 clădiri de beton armat având între 4 și 17 etaje din provinciile Santiago și Valparaiso.
10	H. SANDI G. ȘERBĂNESCU	În direcție transversală $T_1 = (0,045 \dots 0,055) n$ În direcție longitudinală $T_1 = (0,035 \dots 0,040) n$ Blocuri turn $T_1 = 0,065 \frac{H}{\sqrt{B}}$	Formulele au fost stabilite pe cale experimentală prin măsurători efectuate asupra unor construcții civile din București

Nr. crt.	Numele autorului (sursa)	Expresia perioadei fundamentale ( $T_1$ , în s)	Observații și comentarii
11	J. S. CARMONA J. H. CANO	$T_1 = 0,012 H + 0,09$ $T_1 = 0,07 \frac{H}{\sqrt{B}}$ $T_1 = H \sqrt{\frac{0,003}{B} - \frac{0,0002}{1 - 30 d}}$	Formule obținute experimental în Argentina pentru structuri din beton armat. Pentru structuri din beton armat cu ziduri de rigidizare.
12	R. HUSID W. PIEBER J. ROMO	$T_1 = 0,04 n$ $T_1 = \frac{n}{69}$ $T_1 = 0,04 \frac{H}{\sqrt[3]{B}}$	Recomandate pentru structuri obișnuite din beton armat.  Propusă pentru construcțiile înalte din Chile.
13	J. LEDWON	$T_1 = 0,02 H$ $T_2 = 0,25 T_1$ $T_3 = 0,10 T_1$	Formule care aproximează primele trei perioade proprii de vibrație ale coșurilor de fum din beton armat.
14	M. IFRIM	<p>În ambele direcții</p> $T_1 = 0,09 \sqrt{H}$ <p>În direcție longitudinală</p> $T_1 = 0,12 \sqrt{H}$ <p>În direcție transversală</p> $T_1 = 0,15 \sqrt{H}$ $T_1 = 0,2 \sqrt{H}$	Construcții joase (pereți portanți, cadre cu zidărie), $n \leq 6$ Construcții de beton armat cu înălțime medie $7 \leq n \leq 15$  Construcții înalte, izolate, flexibile, $n \geq 16$
15	JOINT COMMITTEE ASCE-SEA	$T_1 = 0,09 \frac{H}{\sqrt{B}}$	Se bazează pe măsurători experimentale la 3 000 de clădiri
16	U.S. COAST AND GEODETIC SURVEY	$T_1 = 0,1 n$	A rezultat din investigații experimentale asupra a 212 clădiri
17	SEISMOLOGY COMMITTEE SEAOC	$T_1 = 0,09 \frac{H}{\sqrt{B}}$ $T_1 = 0,1 n$	Formule recomandate de codul american (U.B.C.) Formulă recomandată pentru structurile în cadre care preiau 100% din încărcarea laterală.
18	NORMA SISMORRESISTENTE P.G.S.-1 (1963) SPANIA	$T_1 = 0,06 \frac{H}{\sqrt{B}} \cdot \frac{H}{2B + h}$ $T_1 = 0,09 \frac{H}{\sqrt{B}}$ $T_1 = 0,10 \frac{H}{\sqrt{B}}$	Pentru construcții din zidărie sau panouri de beton armat ( $h$ - înălțimea fiecărui etaj). Structuri din beton armat.  Structuri metalice.
19	OFFICE OF CONSTRUCTION VETERAN ADMINISTRATION WASHINGTON	$T_1 = 0,05 n$ $T_1 = 0,05 n$ $T_1 = 0,08 n$ $T_1 = 0,12 n$	Construcții din pereți din zidărie portantă Construcții cu diafragme care preiau min. 50% din forța seismică totală Construcții în cadre de beton armat Construcții cu schelet metalic

### 1.3.6 Factori de amortizare

Amortizarea vibrațiilor ce se propagă prin terenurile de fundare poate fi privită ca rezultat a două fenomene distincte: amortizarea materialului și amortizarea prin radiație.

#### 1.3.6.1 Amortizarea materialului

Fenomenele de amortizare în terenuri de fundare pot fi modulate în general printr-o amortizare coulombiană (frecare uscată). Între amortizarea prin frecare și fenomenele plastice care se nasc în material (ce conduc la neliniaritatea relației fizice tensiuni-deformații specifice și la deformații remanente) este mai degrabă o deosebire cantitativă decât una calitativă.

Din această cauză, examinând amortizarea de material a terenului de fundare, ne referim și la caracterul plastic al deformării lui sub încercări.

Factorul de amortizare  $D$  al unui teren, apare astfel proporțional cu suprafața buclei histerezis a curbei eforturi unitare tangențiale-deformații specifice unghiulare (curba  $\tau - \gamma^*$ ) a terenului respectiv. Astfel din fig.1.42 se poate calcula valoarea factorului de amortizare cu relația (1.69) dată în [32], [37], [49], [73], [84].

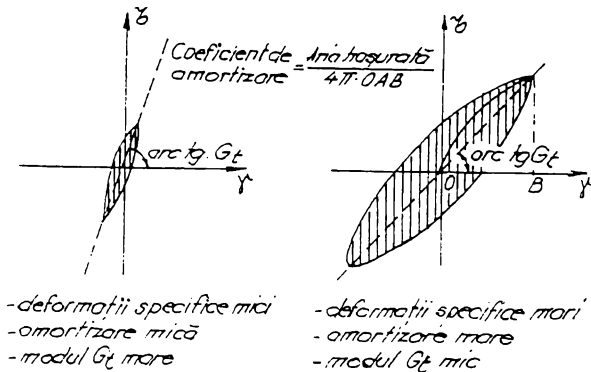


Fig. 1.42 Curbe histerezis

$$D = \frac{\text{Aria hașurată}}{4\pi A_{\Delta ABO}} \quad (1.69)$$

Valori ale coeficientului de amortizare pentru terenuri sunt puține. Pentru estimarea ordinului de mărime al coeficienților de amortizare, pentru diferite terenuri (fracțiunea de amortizare critică), în fig.1.42 este redată variația acestuia în funcție de deformația specifică de lunecare pentru nisipuri și argile saturate.

De remarcat că în timpul unui cutremur deformațiile specifice de alunecare pot crește de la aproximativ  $10^{-3}\%$  (la cutremure mici) până la  $10^{-1}\%$  pentru cutremure puternice.

### 1.3.6.2 Amortizarea prin radiații

Amortizarea prin radiații reprezintă pierderea energiei de către structură prin radiația undelor de la fundații către teren, fiind un efect pur geometric.

Determinarea amortizării prin radiație este complicată, există totuși încercări teoretice în acest sens, bazate pe teoria elasticității, rezultatele cantitative nefiind însă suficient de concludente.

Se pot face unele aprecieri de ordin calitativ și anume:

- pentru oscilațiile de translație-orizontale și verticale ale fundațiilor, amortizarea prin radiație poate fi destul de mare, ajungând la 10% din cea critică;
- pentru oscilațiile de rotire și torsiune ale fundațiilor amortizarea prin radiație este mică (cca 2% din cea critică) și poate fi neglijabilă;
- în mod practic valoarea fracțiunii din amortizarea critică  $\nu$  se poate determina pe baza relației:

$$\nu = \frac{\Delta}{2\pi}, \quad (1.70)$$

unde:

$\Delta$  este decrementul logaritm al amortizării [41], care se determină pe baza unor vibrograme înregistrate experimental, direct asupra unui anumit tip de teren.

Tabelul 1.17 Valori orientative pentru  $\nu$  [41]

Nr. crt.	Tipul structurii	Fracțiunea din amortizarea critică $\nu$
1	Construcții cu structura din beton armat monolit	0,02...0,14
2	Construcții cu structura din zidărie sau prefabricate	0,06...0,18
3	Construcții industriale cu structura metalică	0,02...0,06
4	Poduri din beton armat	0,03...0,16
5	Poduri metalice	0,02...0,08
6	Construcții masive	0,05...0,10
7	Terenuri de fundație ( în general )	0,06...0,30
8	Nisip compactat	0,10

Decrementul logaritmă reprezintă logaritmul natural al raportului dintre două amplitudini succesive ale vibrației cuprinse în intervalul de timp de o perioadă:

$$\Delta = \ln x_1/x_2$$

În literatura de specialitate [42] sunt prezentate câteva valori orientative ale fracțiunii din amortizarea critică pentru diferite tipuri de structuri și terenuri de fundație, tabelul 1.17.

### 1.3.7. Scurte concluzii cu privire la sinteza documentară prezentată

Acțiunea dinamică asupra construcțiilor reprezintă una din cele mai serioase probleme care este pusă în fața inginerului constructor spre a-i da rezolvare în practica de proiectare, execuție și exploatare .

Datorită caracterului aleator al acțiunii și intensității încărcărilor dinamice, omul nu a reușit să-și exercite încă controlul asupra întregului fenomen de factură dinamică ce acționează asupra construcțiilor .

Fenomenul de interacțiune tot mai des pomenit în limbajul specialiștilor, reprezintă încă o mare necunoscută atât în ceea ce privește cunoașterea în sine a fenomenului, dar mai ales în ceea ce privește calculul cu considerarea interacțiunii. Este știut faptul că dacă nu se ia în considerare interacțiunea și mai ales în condiții dinamice, de cele mai multe ori datorită necunoașterii problemei mai detaliat, se conduce, de cele mai multe ori, la supradimensionări .

În domeniul perfecționării aparaturii de excitație dinamică a clădirilor precum și în direcția perfecționării aparaturii electronice de achiziție și prelucrare de date pentru determinarea perioadelor proprii de vibrație, a coeficientului de amortizare critică, a modulelor de deformare dinamică etc. sau făcut pași timizi la noi în țară, cu toate că suntem situați într-o zonă de pe glob cu un ridicat potențial seismic. Normele în vigoare, legate de această problemă , suferă mereu modificări și completări pe măsură ce se clarifică anumite probleme .

În privința vibrațiilor, atât cele produse de utilaje, în special, de factură energetică, dar și alte genuri de utilaje de construcții și nu numai, aproape că se bate pasul pe loc, atât în privința actelor normative cât și în ceea ce privește calculul , cu ceea ce era în urmă cu 30-40 de ani . În materie de materiale izolatoare precum și anumite programe de calcul automat parcă s-au mai făcut ceva progrese dar nu uimitoare .

Normele de limitare a valorilor maxime dictate de buna funcționare a utilajelor respective au rămas și ele în urmă . Chiar și din punct de vedere al protecției mediului și a igienei medicale, limitarea zgomotelor și a vibrațiilor, organisme de control în acest sens, utilizează tot astfel de norme vechi pentru comparare . La același stadiu se află și aparatura. De aceea se impune realizarea



unei aparaturi mai performante care să culeagă și să prelucreze datele și de fixarea a unor condiții de limitare a vibrațiilor și a zgomotelor mai restrictive .

Problema unificării țărilor Europei , într-un viitor apropiat , ar conduce și la o tendință de unificare a normelor metodologice de control și de calcul , lucru ce se caută a se realiza în ceea ce privește Eurocodurile , dar nu trebuie lăsate la o parte condițiile specifice zonei geografice în care ne aflăm .

Normativul Românesc P100-92, pentru calculul construcțiilor la acțiuni seismice are numeroase lacune în privința evaluării perioadei proprii de vibrații atât a terenului de fundare cât și a construcției. Acest lucru se explică și din lipsa unor date privind măsurarea "în situ" a perioadelor proprii de vibrație direct pe clădiri, la scară naturală, pentru ca valorile reale să fie cât mai bine evaluate prin calcule.

Folosindu-se unele dintre concluziile sintezei documentare prezentate, autorul consideră util să abordeze problematica luată în studiu, prin dezvoltarea următoarelor aspecte:

- efectuarea unor cercetări teoretice cu privire la interacțiunea structura – teren în condiții de solicitare dinamică;
- realizarea unor studii asupra modului de determinare și interpretare a răspunsului seismic în structură;
- efectuarea unui volum considerabil de cercetări experimentale pe diverse construcții și amplasamente, pentru a putea stabili unele caracteristici dinamice de bază (amplitudinea, perioada proprie și coeficientul de amortizare critică) prin găsirea unor metode accesibile și de precizie. Aceste valori au menirea să ducă la completarea datelor existente în domeniu și să ajute proiectanții de construcții, la definirea și realizarea unor structuri corespunzătoare din punct de vedere tehnic (a siguranței construcției) dar și să satisfacă cât mai bine condițiile impuse de eficiența economică.

## CAPITOLUL 2

### STUDII TEORETICE DE ANALIZA A FENOMENULUI DE INTERACȚIUNE DINAMICA STRUCTURA-TEREN

#### 2.1. CÂTEVA CONSIDERAȚII GENERALE

Se știe că ipoteza fundamentală ce stă la baza recomandărilor de calcul din normative este că mișcarea care acționează la baza structurii este aceeași cu mișcarea care se produce în amplasament dacă structura nu ar exista. Această ipoteză este justificată numai pentru structurile rezemate pe un teren rigid [2], [3], [4], [30]. Pentru structurile rezemate pe un teren flexibil mișcarea bazei structurii este în general diferită de mișcarea în câmp liber (fig.2.1) și include o importantă componentă de rotire împreună cu o componentă de translație orizontală. Componenta de rotire poate fi importantă la structurile înalte.

Structurile rezemate elastic deferă de cele rezemate rigid și din alt punct de vedere; o parte importantă din energia de vibrație poate fi disipată prin unde de radiație în mediu de fundare. Importanța ultimului factor crește o dată cu intensitatea cutremurului; nu există un echivalent al acestui efect de disipare al energiei în structurile rezemate rigid.

În scopul studiului, efectele interacțiunii teren-structură pot fi exprimate ca diferența dintre răspunsul structurii calculat presupunând că mișcarea bazei acesteia este aceeași cu mișcarea în câmp liber și răspunsul calculat considerând mișcarea modificată sau reală a bazei structurii. Această diferență depinde atât de caracteristicile mișcării terenului în câmp liber cât și de proprietățile structurii și a mediului de fundare.

Efectele interacțiunii teren-structură nu trebuie confundate cu așa numitele efecte de amplasament. Ultimele se referă la faptul că mișcarea în câmp liber indusă de un cutremur dat, într-un amplasament dat sunt în funcție de proprietățile amplasamentului în timp ce efectele de interacțiune depind atât de caracteristicile proprii ale structurii cât și de acelea ale terenului.

Spre a putea evalua efectele interacțiunii teren-structură se pot folosi două moduri de abordare a problemei. Un mod constă în modificarea mișcării terenului din câmp liber și evaluarea răspunsului structurii la mișcarea modificată a bazei acesteia. Al doilea mod constă din modificarea caracteristicilor dinamice și evaluarea răspunsului acesteia la mișcarea terenului. Efectele de interacțiune pot fi exprimate printr-o modificare a perioadei fundamentale a structurii și prin modificarea amortizării efective. Modificarea perioadei se face pe baza deformabilității terenului de fundare, iar modificarea amortizării se efectuează prin efectele de disipare a energiei în mediu de fundare, prin radiație și acțiune histeretică.

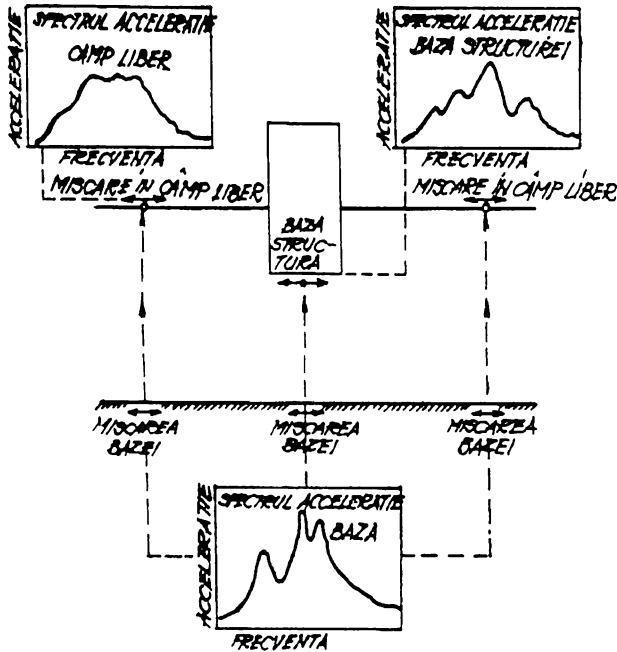


Fig. 2.1 Prezentarea schematică a mișcării bazei structurii

De asemenea interacțiunea poate fi materializată prin efectele tensiunilor și deformațiilor în zonele de contact între structură și mediul de fundare. Consecințele acestor efecte includ modificarea răspunsului terenului adiacent structurii sau deformații la etajele superioare datorită rotirii structurii cât și modificării în răspunsul structurii datorită deformabilității terenului de fundare. Variații semnificative intervin și în modificarea accelerațiilor și a forței tăietoare de bază; aceasta din urmă poate varia cu câteva sute de procente în funcție de mediul de fundare : rocă, argilă sau nisip.

Efectele mediului de fundare în modificarea răspunsului structurii au făcut obiectul multor studii publicate în literatura de specialitate din țară și din străinătate [51], [78], [143]. Aceste studii arată că pentru clădiri fondate în teren bun sau moderat efectul interacțiunii structură-teren este relativ mic; aceasta este adevărat mai ales pentru clădiri multietajate, care sunt flexibile. În aceste cazuri ipoteza structurii încastrată în terenul de fundare este justificată.

Pentru structurile rigide, în particular, fondate într-un mediu relativ moale, efectele interacțiunii pot fi semnificative. În studiile publicate nu există o tendință bine definită care să fie indicată; astfel interacțiunea structură-teren poate produce o creștere în unele cazuri și o descreștere în altele, în funcție de proprietățile structurii, ale terenului de fundare și ale excitației seismice. Se știe că ansamblul structură-teren de fundare reprezintă un sistem cu o perioadă fundamentală mai

lungă decât aceeași structură fixată într-o bază rigidă. De asemenea, amortizarea în sistemul teren-structură va fi mai mare decât la structura încastrată rigid în mediul de fundare.

În fig. 2.2 se prezintă spectrul de răspuns pentru o structură încastrată rigid în terenul de fundare iar pentru sistemul teren-structură inputul este același.

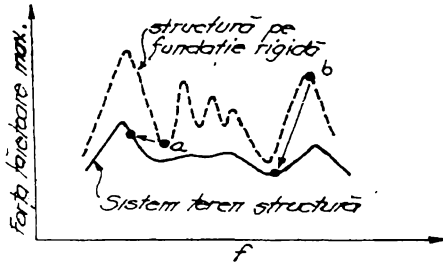


Fig. 2.2. Spectrul de răspuns pentru o structură încastrată rigid în terenul de fundare.

Se observă că din cauza amortizării mai mari în sistemul teren – structură forța tăietoare maximă corespunzătoare este sub cea a structurii încastrate rigid. Dacă structura are o perioadă ce corespunde unui punct coborât în spectru, punctul a, răspunsul sistemului teren-structură prezintă o ușoară creștere. Pe de altă parte dacă punctul spectrului corespunzător perioadei sistemului este aproape maxim, punctul b, interacțiunea teren-structură tinde să micșoreze răspunsul.

De fapt atât depozitele de pământ cât și structura dintr-un amplasament răspund la mișcările din roca de bază și au fost dezvoltate modele analitice pentru evaluarea acestor răspunsuri. Cele mai sofisticate sunt bazate pe elemente finite (fig.2.3) ce permit o analiză bi sau tridimensională a sistemului teren-structură. Un model analitic ceva mai simplificat, ce reclamă raționament în selectarea caracteristicilor componentelor este reprezentat în fig. 2.4, în care structura, redusă la masele concentrate, are schematizată legătura sa cu terenul prin niște resorturi cu diferite caracteristici elastice  $k$ .

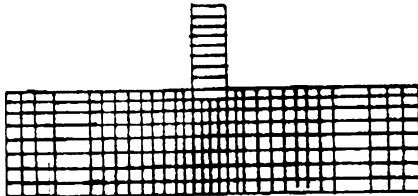


Fig.2.3 Impărțirea în elemente finite

Pentru a pune în evidență factorii care influențează fenomenul de interacțiune teren-structură, în continuare se studiază mișcarea seismică în funcție de proprietățile terenului de fundare și unele metode de calcul utilizate pentru determinarea răspunsului seismic al ansamblului structură-teren.

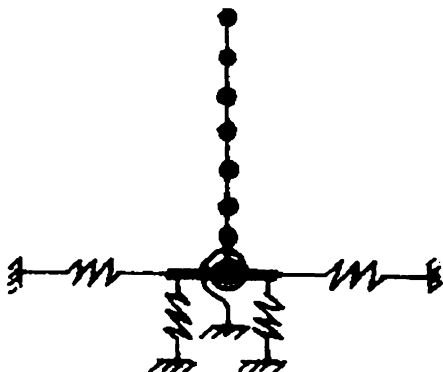


Fig. 2.4 Schema de selecție a caracteristicilor componentelor structurii

## 2.2 STUDII CU PRIVIRE LA MODUL DE INFLUENȚĂ A NATURII TERENULUI DE FUNDARE ASUPRA MIȘCĂRII SEISMICE

Natura terenului de fundare a construcției prezintă o mare influență asupra acestui ansamblu la acțiunea cutremurelor , datorită comportării sale neliniare [54], [85].

Cercetările în legătură cu influența terenului asupra efectelor de distrugere ale cutremurelor datează de peste 3 secole , răstimp în care direcțiile cercetărilor s-au axat pe :

- înregistrarea pe baza statistică a corelațiilor dintre natura terenului de fundare și avariile s-au distrugerile provocate de mișcarea seismică ;
- experimentări de laborator sau la scară naturală privind efectul produs de cutremur asupra structurilor , în funcție de diferite tipuri de teren;
- cercetări pur teoretice despre influența rigidității dinamice a terenului asupra răspunsului dinamic al structurii și în special asupra interacțiunii dintre teren și structură.

Observațiile legate de influența terenului de fundare asupra efectului seismic datează de foarte mult timp. Astfel cutremurul de la Lisabona (1755), [53], a afectat deosebit de grav construcțiile fundate pe argilă iar cele fundate pe calcar sau bazalt nu au avut de suferit. Aceleași constatări sau făcut și în cazul cutremurului de la Messina (Sicilia), [53], Calachia și în secolul nostru în urma celui de la San Francisco (1906) și din Chile (1929), [14].

S-a remarcat că propagarea undelor seismice suferă modificări esențiale la trecerea prin diverse stratificații . Astfel la cutremurul din Calachia (1783) la trecerea din straturile recente slabe și cu umiditate ridicată , în staturile de granit , undele seismice s-au intensificat brusc, ca și când s-ar fi produs un șoc violent în urma opririi bruște a mișcării ondulatorii de către roca tare .

La cutremurul din anul 1857 din regiunea oraşului Neapole [53] unde localităţile aflate pe masive de calcar solid au fost dărâmate parţial sau serios avariate iar cele situate pe argile slabe au fost complet distruse. S-au semnalat însă şi multe cazuri de clădiri fondate pe straturi groase de argilă care nu au avut decât uşoare avarii. După cum se vede, rezultatele sunt contradictorii, dar aceste observaţii trebuie puse în concordanţă şi cu rigiditatea dinamică a construcţiilor, cu capacitatea acestora de amortizare ca şi cu modul de execuţie.

Date mai precise despre influenţa terenului de fundaţie asupra efectelor produse de mişcarea seismică sunt furnizate şi de cutremurele de la San Francisco (1906), de la Tokio şi Yokohama (1923), Mexico-City (1957), din Chile (1959), [13], [59], [82].

Referitor la cutremurul din 4 martie 1977, [9] care a afectat atât de serios ţara noastră, se poate remarca faptul că zona centrală a Bucureşti-ului, amplasată pe un teren aluvionar şi cu umpluturi, ale vechii albiei a Dîmboviţei, a fost cea mai grav afectată, în special construcţiile realizate între cele două războaie mondiale şi afectate în plus de bombardamente, s-au de seismul din 1940. În acelaşi timp, în cartierele noi, unde terenul de fundare este alcătuit din pachete groase loessoide, efectul cutremurului a fost mult atenuat [7].

Pe baza statisticilor efectuate în diferite ţări, s-a stabilit că proporţia de clădiri distruse şi avariate depinde de rezistenţa terenului de fundaţie [4]. Se constată că în terenurile slabe, proporţia distrugerilor şi a avariilor întrece mult pe cele înregistrate în terenurile tari.

Acest fapt se explică prin aceea că în cazul terenurilor slabe un rol esenţial în ceea ce priveşte distrugerile îl au tasările inegale [13], în timp ce în terenurile tari cauza principală a avariilor şi distrugerilor o constituie intensitatea şi mărimea forţelor dinamice.

Din cercetările efectuate de specialiştii japonezi [43], [82], se desprinde concluzia că gradul de rezistenţă a terenului are cea mai mare importanţă asupra efectului seismic. În cazul umpluturilor, pe lângă rezistenţa terenului intervine decisiv şi vârsta acestora.

Elasticitatea sau rigiditatea terenului de fundaţie constituie alţi factori care intervin în modificarea forţelor de inerţie la care este supusă o construcţie în timpul cutremurului.

Studii efectuate de A.G.Nazarov, prezentate în [73] în ceea ce priveşte influenţa elasticităţii terenului de fundaţie asupra efectului seismic au condus la unele concluzii interesante:

- elasticitatea terenului de fundaţie influenţează în mod hotărâtor atât perioada de vibraţie a construcţiei cât şi modul de repartizare a forţelor seismice;
- elasticitatea terenului de fundaţie are cea mai mare importanţă în cazul terenurilor slabe ca şi în cazul când construcţiile au centrul de greutate deplasat spre vârf, mărind aşadar numitul efect de "balansare".

- elasticitatea terenului mărește efectul seismic în cazul construcțiilor rigide și îl micșorează în cazul construcțiilor elastice.

La aceleași concluzii a ajuns și A. Beleş în [10] și [12] în urma studiilor asupra avariilor și distrugerilor produse de cutremurul din 1940, concluziile generale fiind de ordin calitativ, latura cantitativă fiind neelucidată .

Se constată însă că uneori, la unele construcții de tip rigid ( $T_1 \leq 0,3$  s), deformabilitatea terenului de fundație conduce la o micșorare a sarcinilor seismice , terenul moale având efect de amortizare a influenței seismice, clădirea putând avea o deplasare liberă care diminuează efectul de șoc, efect extrem de periculos în cazul construcțiilor rigide. Bazați pe această constatare, unii specialiști [26] propun, ca o măsură de protecție antiseismică, intercalarea unui pat de material granular între fundația clădirii și teren sau a unor sisteme de disipare a energiei seismice la nivelul teren-fundație sau fundație–structură (sisteme cinematice , sisteme vâscoelastice , sisteme elastice din cauciuc etc.).

În multe cazuri practice, pentru amplasamente impuse ale unor construcții, a fost nevoie ca terenul slab de fundare existent, să se aducă la parametrii necesari, astfel încât acesta să poată prelua în bune condiții (statice și dinamice ) încărcările rezultate din structură [68] . In acest sens , în literatură sunt binecunoscute o serie de tehnologii de îmbunătățire a terenurilor de fundare slabe prin metode fizico-chimice (electrosilicizarea, cimentarea, utilizarea de var praf nestins etc.), dar mai ales prin procedee mecanice utilizând baterea cu maiul greu și vibrațiile folosind o serie de utilaje specifice ca AVP-1 , AVPP-1 , mult utilizate pe șantierele țării în urmă cu câțiva ani [65] . [66] , [67] , [71] , [72] .

Studiindu-se aspectele menționate se constată că energia produsă în focar se propagă în scoarța pământului sub formă de unde seismice: primare, secundare și superficiale [17], [57], [58].

Dacă considerăm terenul de fundare ca un mediu infinit, ideal, elastic, izotrop și omogen și exprimăm tensiunile prin deformații și deformațiile prin deplasări în ecuațiile de mișcare :

$$\sigma_{ij,j} + x_i = \rho \ddot{u}_i \quad i = 1,2,3 \quad (2.1)$$

ajungem la trei ecuații pentru necunoscutele deplasări  $u_i$  unde  $x_i$  reprezintă componentele forțelor volumice.

Relațiile tensiuni deformații sunt următoarele :

$$\sigma_{ij} = 2G \sum_{ij} + \lambda \delta_{ij} \cdot e \quad (2.2)$$

Exprimând deformațiile cu ajutorul deplasărilor :

$$\sum_{ij} = 1/2(u_{i,j} + u_{j,i}) \quad (2.3)$$

obținem

$$\sigma_{ij,j} = G(u_{i,ji} + u_{j,ij}) + \lambda \delta_{ij,e,j} = Gu_{i,ji} + (\lambda + G)u_{j,ji}$$

pentru

$$\lambda \delta_{je,j} = \lambda_{ei} = \lambda u_{j,ii} \quad (2.4)$$

Ecuția (2.1) capătă forma :

$$Gu_{i,ji} + (\lambda + G)u_{j,ji} + x_i = \rho \ddot{u}_i \quad i,j = 1,2,3 \quad (2.5)$$

sau sub formă vectorială,

$$\mu \nabla^2 u + (\lambda + G)_{grad \, div \, u} + x = \rho \ddot{u} \quad (2.6)$$

Deoarece  $grad \, div \, u = rot \, rot \, u + \nabla^2 u$

ultima ecuație poate fi scrisă :

$$(2G + \lambda) \nabla^2 u + (\lambda + G)_{rot \, rot \, u} + x = \rho \ddot{u} \quad (2.7)$$

Ecuțiile 2.5, 2.6, 2.7 sunt ecuațiile mișcării în deplasări .

Dacă considerăm că lipsesc forțele masice ( $x=0$ ) și admitând că deplasările  $u_i$  ( $i=1,2,3$ ) depind numai de variabila  $x_i$  și timpul  $t$  obținem sistemul de ecuații :

$$\left. \begin{aligned} \frac{\partial^2 u_1}{\partial x_1^2} - \frac{1}{C_1^2} \ddot{u}_1 &= 0 \\ \frac{\partial^2 u_2}{\partial x_1^2} - \frac{1}{C_2^2} \ddot{u}_2 &= 0 \\ \frac{\partial^2 u_3}{\partial x_1^2} - \frac{1}{C_3^2} \ddot{u}_3 &= 0 \end{aligned} \right\} \quad (2.8)$$

$$\text{unde : } C_1^2 = \frac{\lambda + 2G}{\rho} \quad \text{și} \quad C_2^2 = \frac{G}{\rho}$$

Ecuțiile (2.8) reprezintă unde plane unidimensionale, iar constantele  $C_1$  și  $C_2$  fiind vitezele de propagare ale acestor unde .

Tot la fel se poate pune în evidență descompunerea în două în cazul general tridimensional de propagare a undelor într-un mediu infinit. Ecuțiile undelor în trei dimensiuni sunt :

$$\nabla^2 u' - 1/C_1^2 \ddot{u}' = 0 \quad (2.9)$$

$$\nabla^2 u'' - 1/C_2^2 \ddot{u}'' = 0 \quad (2.10)$$

Ecuția 2.9 reprezintă propagarea unei unde longitudinale (primare) cu viteza  $C_1$  care este însoțită de dilatare, iar ecuația 2.10 reprezintă propagarea undei transversale (secundare) cu viteza  $C_2$  care nu este însoțită de o schimbare de volum deoarece  $div \, u'' = 0$  .



În general o perturbare în mediu elastic dă naștere simultan la ambele tipuri de unde, care se separă, datorită vitezelor diferite și se propagă independent.

Rayleigh a arătat că într-un semispațiu elastic se pot propaga unde armonice plane, care descresc rapid cu adâncimea, viteza acestor unde  $C_R = 0.9194 C_2$ .

Vitezele undelor se determină cu relațiile :

$$V_p = C_1 = \sqrt{\frac{\lambda + 2G}{\rho}}$$

$$V_s = C_2 = \sqrt{\frac{G}{\rho}}$$

$$V_R = C_R = 0.9 V_s$$

Unde:

$$\lambda = \frac{\mu E}{(1 - 2\mu)(1 + \mu)}$$

$$G = \frac{E}{2(1 + \mu)}$$

$E$  = modulul de elasticitate longitudinal al mediului;

$G$  = modulul de elasticitate transversal al mediului;

$\mu$  = coeficientul lui Poisson;

$\rho$  = densitatea specifică a mediului.

În fig. 2.5 se dau rapoartele  $V_s/V_p$ ;  $V_R/V_p$  și  $V_R/V_s$  în funcție de coeficientul lui Poisson  $\mu$ .

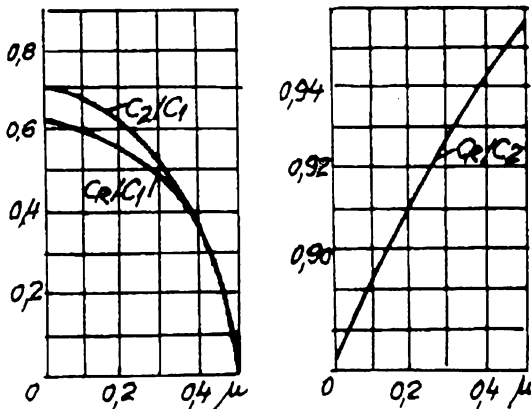


Fig. 2.5 Variațiile lui  $C_1$ ,  $C_2$  și  $C_R$  în funcție de  $\mu$

S-a observat că undele principale tind să capete frecvențe mai înalte și amplitudini ale accelerațiilor mai joase decât undele secundare. iar undele de suprafață au perioada de vibrație și amplitudini ale suprafețelor mai mari.

Undele seismice sunt influențate în propagarea lor prin straturile scoarței pământului de natura terenului. În fig. 2.6 sunt prezentate două înregistrări efectuate în 1952 la cutremurul Arvin Tehachapi din care rezultă diferențe mari între deplasările înregistrate în teren aluvionar (a) și în teren tare (b).

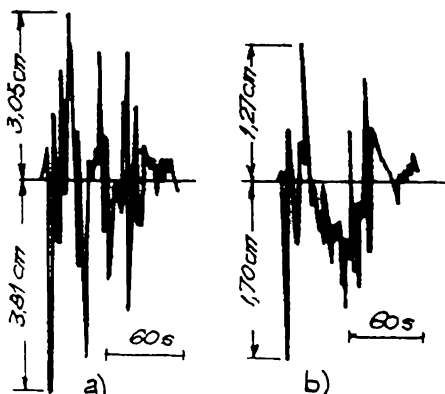


Fig. 2.6 Influența terenului asupra propagărilor undelor

Vitezele de propagare a undelor seismice, longitudinală și transversală, depind de proprietățile elastice ale mediului și de densitatea acestuia. Pătrunderea undelor elastice în interiorul globului terestru, direcție de propagare și timpul sosirii lor la stațiile seismografice depind de variațiile acestor proprietăți fizice și de poziția în adâncime a suprafețelor de discontinuitate care le reflectă și le refractă (fig. 2.7).

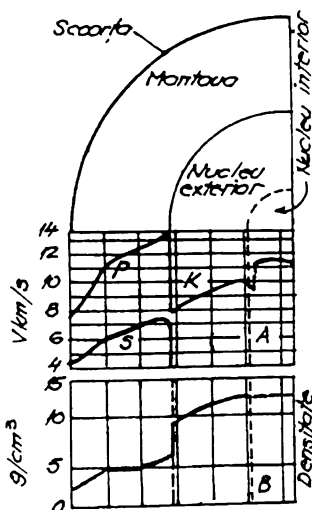


Fig. 2.7 Variația vitezei undelor cu adâncimea și densitatea mediului

Efectul condițiilor geologice locale, asupra amplificării sau diminuării undelor seismice transmise va fi influențat de proprietățile terenului cum ar fi rigiditatea, rezistența și caracteristicile de stratificație cât și funcție de caracteristicile de intensitate și frecvență ale undelor de impuț. Când undele seismice trec de la roca de bază spre straturile de rocă mai mari, s-a observat, în general, o tendință de amplificare a deplasărilor și accelerațiilor terenului. Aceste amplificări au fost pronunțate în cazurile când depozitele aluvionare adânci sunt așezate peste roca de bază. Măsurătorile asupra mișcărilor seismice făcute la baza clădirilor situate la diferite adâncimi sub suprafața terenului și în diferite amplasamente din Tokyo [43] au indicat o creștere a intensității o dată cu scăderea adâncimii. Pe de altă parte atunci când terenurile slabe sunt parcurse de unde seismice, are loc o absorbție de energie și diminuare a intensității. Deși se poate produce o amplificare a mișcărilor de impuț de intensitate mică în terenuri relativ moi, se produce o diminuare a mișcării următoare în cazul mișcărilor de impuț de intensitate mare.

Studiile făcute de Seed și Idriss prezentate în [23] și [60] s-au axat pe tendința depozitelor adânci din material relativ moale de a transmite mișcări ondulatorii cu perioade predominant lungi ; astfel de mișcări de suprafață sunt de așteptat să producă efect maxim asupra structurilor cu perioade lungi cum ar fi structurile multietajate (cu perioade fundamentale de 1.5-3.0 sec) și efectul cel mai mic asupra structurilor joase rigide, cu perioade scurte. Pe de altă parte depozitele subțiri din terenurile rigide tind să transmită unde cu perioade scurte și vor avea cel mai mare efect asupra structurilor cu perioade scurte și efect mic asupra structurilor multietajate.

Observațiile efectuate asupra efectelor cutremurului din 4 martie 1977 au scos la iveală următoarele aspecte :

- În orașul București terenul de fundație fiind în general alcătuit dintr-o argilă compactă consolidată și nisip cu pietriș mărunt, îndesat nu s-au produs efecte dăunătoare, iar în zona centrală a orașului, în jurul râului Dâmbovița, unde terenul este aluvionar, s-au înregistrat numeroase avarii la clădiri (trebuie menționat că aceste clădiri nu erau calculate la forțe orizontale, fiind clădiri vechi).
- În Iași s-au constatat, de asemenea, comportări diferite ale construcțiilor în funcție de zona de amplasare [96] : terasa superioară (Tătărași, Copou, centru) caracterizată prin terenuri alcătuite din loessuri macroporice sensibile la umezeală și terasa inferioară (Socola, Nicolina, Cantemir, Mîrcea cel Bătrân, Alexandru cel bun, Păcurari) caracterizat prin terenuri de tipul argile contractile, iar apa subterană cu agresivitate sulfatică are nivel variabil și ajunge până la suprafața terenului. Clădirile amplasate pe terasa superioară au suferit mai puțin decât cele amplasate pe terasa inferioară.
- Natura și umiditatea terenului de fundație au produs modificări importante transmițerii undelor seismice. Terenurile aluvionare și mlăștinoase, nisipurile, turba, terenurile de

umplutură, în general terenurile moi, au influențat puternic intensitatea cutremurului, iar terenurile coezive în stare compactă și uscată au diminuat intensitatea seismului. Umiditatea și în special apa subterană au avut o influență nefavorabilă asupra intensității cutremurului. În terenurile slabefectele distrugătoare ale cutremurului se datorează, în special tasărilor inegale când terenurile sunt umede, unda seismică este amplificată [87]. Acțiunea seismică se manifestă mai puternic și mai distrugător la variațiile rapide ale accelerației, situații care se întâlnesc în cazul nisipurilor umede. În terenurile compacte, unde viteza de propagare a undei este mare, avariile se produc ca urmare a forțelor dinamice.

Determinările experimentale efectuate cu o stație seismică mobilă cu 12 canale tip POISK, utilizată în geologia inginerescă, prin măsurători până la adâncimea de 200 m, prin metoda undelor refractate s-a constatat că viteza undelor seismice este influențată de gradul de umiditate și de porozitatea pământului: vitezele undelor longitudinale cresc o dată cu creșterea umidității pământului. Astfel, la o argilă prăfoasă loessoidă viteza undelor longitudinale variază între 300-400 m/s în cazul  $W = W_f$  și 500-700 m/s în cazul saturării terenului, iar la argilele grase contractile de la 280-350 m/s la  $W = W_f$  la 500-700 m/s în cazul saturării. De asemenea, s-a constatat că în terenurile cu porozitate mare vitezele de propagare a undelor seismice scad chiar atunci când sunt saturate.

Există o strânsă interdependență între distanța epicentrală ( $D$ ) și condițiile geologice. Înregistrările mișcării seismice în diferite amplasamente au arătat că componentele cu perioadă scurtă sunt filtrate mai repede, iar undele seismice cu perioadă mai lungă tind să predomine la distanțe mai mari de epicentru. Efectul distanței epicentrale asupra perioadei sau caracteristicilor de frecvență a undelor seismice este ilustrat în fig. 2.8 și 2.9.

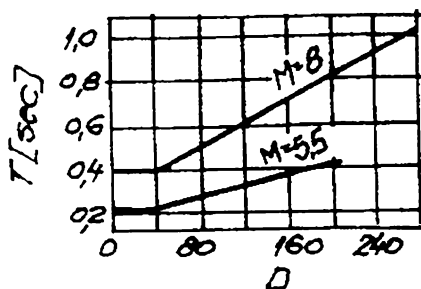


Fig. 2.8 Variația perioadei cu distanța epicentrală

În fig. 2.9 sunt prezentate spectrele de răspuns pentru cutremurul din 21 iulie 1952 Kern County (Tehachopi magnitudine Richter = 7.7) și a celui din San Francisco 22 martie 1957 (magnitudine 5,5). Curbele A și B au fost obținute din înregistrările cutremurului Tehachopi; curba A rezultând din înregistrarea făcută la Taft, California, la 25 mile de epicentru, iar curba B

obținută din înregistrarea făcută la clădirea Hollywood-Storage Co. 70 mile de epicentru. Curba C reprezintă spectrul de viteză obținut dintr-o înregistrare făcută la 10 mile de epicentru. Analizând curbele din fig.2.9 rezultă că pentru a aprecia efectele probabile ale structurii geologice locale asupra caracterului seismului dintr-un anumit amplasament este necesar să se facă uz de măsurători cu aparatură adecvată și de observații privind comportarea structurilor la cutremurele anterioare.

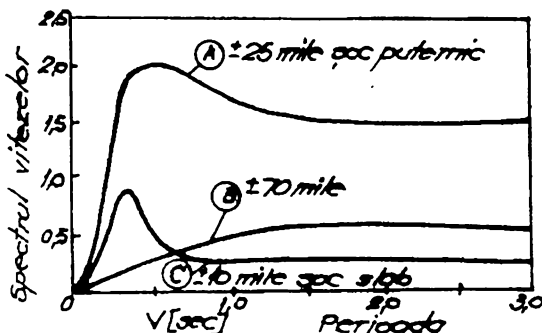


Fig.2.9 Spectre de răspuns funcție de distanța epicentrală

### 2.3. INTERACȚIUNEA DINTRE CONSTRUCȚIE ȘI TEREN ÎN TIMPUL CUTREMURULUI

Problema interacțiunii construcțiilor cu terenul în care sunt fondate constituie o problemă inginerescă de mare importanță, deoarece, diferitele aspecte ce pot apare influențează asupra eforturilor unitare ce se produc în construcție în timpul cutremurului. Mai întâi, trebuie avută în vedere influența pe care o are construcția asupra mișcării înregistrate a terenului. În mod obișnuit, majoritatea stațiilor seismice sunt instalate în subsolurile clădirilor și prin urmare seismogramele s-au accelerogramele obținute, măsoară de fapt, mișcarea fundației clădirii. Problema care se pune este de a înregistra mișcarea reală a terenului, ca și când n-ar fi exista clădirea, însă care ar da posibilitatea proiectării de așa manieră a clădirii încât să se reducă la minim mișcarea bazei, imprimată de unda seismică.

O altă problemă care se pune este cea referitoare la conlucrarea dintre clădirea care oscilează și terenul de fundație. În timpul cutremurului, respectiv a vibrațiilor, clădirea solicită terenul pe care este fundată, din care cauză capătă anumite mișcări.

Această mișcare a bazei clădirii are un efect important asupra eforturilor care iau naștere în structură în timpul cutremurului. Conlucrarea dintre teren și structură comportă două aspecte semnificative: unul putând da naștere la o rotire (balansare) și celălalt la o deplasare orizontală a

bazei clădirii. Rotirea bazei poate produce efecte mai importante numai în cazul terenurilor extrem de slabe. Deplasarea orizontală rezultată din analiza accelerogramelor, nu conduce la o conlucrare însemnată cu terenul .

Rigiditatea structurii joacă un rol important în privința conlucrării orizontale. La o clădire cu rigiditate ridicată, conlucrarea dintre clădire și teren este mai pronunțată dacă se consideră clădirea infinit rigidă, întreaga sa masă se mișcă împreună cu baza ei; dacă însă clădirea este flexibilă, baza ei va putea fi mișcată în orice direcție dar nu același lucru se întâmplă cu clădirea însăși .

În general, toate experimentările conduc la concluzia că pe timpul manifestărilor unui cutremur va exista o mare diferență între intensitatea forței necesare pentru a mișca baza unei clădiri rigide și intensitatea forței necesare pentru a mișca baza unei clădiri flexibile [30], [78].

Dacă terenul din jurul clădirii este relativ slab, vor apărea deformații mai mari ale terenului, în cazul unei clădiri rigide decât în cazul unei flexibile .

Dimensiunile în plan ale clădirii pot aduce modificări esențiale asupra conlucrării. Dacă una din dimensiunile clădirii este apropiată (comparabilă) cu lungimea semiunde corespunzătoare acestei direcții (clădirea fiind practic inextensibilă) va avea loc o diminuare radicală a amplitudinii unde în cazul în care dimensiunea respectivă a bazei clădirii este relativ mică în comparație cu lungimea semiunde, amplitudinea nu va fi afectată în mod apreciabil .

Rezultă, deci, că pe un teren foarte slab o clădire joasă, rigidă , este avantajoasă dacă are dimensiuni mari în plan și dacă alcătuirea fundației îi conferă acesteia o rigiditate suficientă .

În legătură cu influența diferitelor tipuri de terenuri de fundație asupra comportării în ansamblu a construcțiilor, deși s-au făcut numeroase cercetări teoretice și experimentale, nu s-a putut contura o regulă generală din cauza frecvenței “excepțiilor” care s-au manifestat.

Unele concluzii au la bază doar acele păreri și rezultate care și-au dovedit valabilitatea într-o mai mare măsură . Astfel :

- clădirile rigide din beton armat s-au din zidărie de cărămidă, executate din materiale corespunzătoare și în condiții bune privind calitatea au avut o comportare satisfăcătoare chiar atunci când au fost amplasate în terenuri slabe. Uneori, avariile suferite de aceste clădiri, au fost mult mai reduse decât cele aferente clădirilor amplasate în terenuri rezistente .

Există și constatări cum că în cazul unor clădiri rigide [43], [82] (Japonia), în cazul terenurilor slabe, avariile sau produs în mod mai evident pe treimea superioară a construcției iar la cele fondate pe terenuri rezistente , în treimea inferioară .

S-a remarcat în mod special că în cazul structurilor rigide , cu o perioadă fundamentală foarte mică ( $T_1 \leq 0,3$  s), mișcarea seismică se transmite sub formă de șoc [3] deoarece oscilațiile proprii ale clădirilor sunt ne semnificative :

- clădirile flexibile se comportă mai bine când au fundațiile amplasate într-un teren rezistent. În majoritatea cazurilor, s-a constatat, că în tipurile elastice de construcții (cu T mare) situate în apropierea epicentrului, chiar fondate pe terenuri rezistente s-au comportat incomparabil mai bine decât cele depărtate de epicentru, dar la care terenul de fundație era slab.

- în cazul construcțiilor flexibile efectul de șoc nu mai apare ca predominant, dominant fiind efectul dinamic produs de oscilațiile forțate [2], [6], [14], și oscilațiile libere ale construcției, putând apare în anumite cazuri fenomenul de rezonanță cu atât mai mult cu cât amortizarea nu joacă un rol esențial ca în cazul clădirilor rigide.

- de asemenea, datorită rigidităților diferite ale unor elemente ale structurii prezența unor ziduri generează efectul de torsiune care conduce la majorarea eforturilor unitare din elementele structurii [33], [50], ca și flexibilitatea exagerată care are ca rezultat apariția unor deformații exagerate cu rezultat final avarierea sau distrugerea construcției.

O cauză aflată la îndemâna constructorilor este cea legată de calitatea execuției, a materialelor și chiar a proiectării. Multe avarii își au obârșia în aceste cauze.

La acțiuni seismice, interacțiunea dintre structură-fundație și teren prezintă mai multe aspecte dificil de evidențiat. Totuși cel puțin două dintre aceste aspecte trebuie luate în considerare și anume:

1. Influența reciprocă, în timpul acțiunii seismice, dintre masele de pe sistemul structural și masele de teren din zona bulbului activ.
2. Deformarea terenului în zona activă pentru sistemul structural și efectele acestei deformări asupra forțelor de inerție ce apar pe construcție în timpul acțiunii seismice.

Răspunsul seismic al terenului și al construcției depinde după cum se știe de intensitatea acțiunii seismice, care poate fi dată de accelerațiile sau deplasările terenului pe trei direcții la baza construcției sau de cantitatea de energie ce se transferă construcției pe timpul acțiunii seismice dar și de particularitățile structurii, fundațiilor și terenului.

Prin urmare, factorii principali care determină răspunsul seismic al unei construcții depind de intensitatea seismului, modul de conformare al construcției (structură, fundație, elemente de umplutură) și de caracteristicile terenului.

Din punct de vedere al calculului, în principiu, structurile se pot separa în trei categorii în funcție de factorul rigiditate:

1. Structuri rigide;
2. Structuri flexibile cu fundație rigidă sau cu zona inferioară rigidă;
3. Structuri flexibile pe fundații flexibile.

Această împărțire a structurilor nu prezintă limitări bine definite astfel încât se pot face și alte clasificări mai detaliate obținându-se un număr mai mare de grupări. Gruparea de mai sus se

poate considera satisfăcătoare dacă se au în vedere numai particularitățile esențiale privind modul de calcul, legate de deformarea construcției. Astfel, în timpul acțiunii seismice principalele mișcări ale structurilor rigide provin din balansarea lor în teren. În cazul structurilor flexibile cu fundație generală rigidă sau cu zonă inferioară rigidă (de exemplu la clădiri această zonă poate fi un subsol sub forma unei cutii) balansarea în teren se poate separa de deformarea structurii, efectul deformării generale a terenului se poate adăuga ca efect suplimentar.

La ambele categorii de structuri, legătura cu terenul se poate modela prin resorturi și amortizoare. În primul caz (al structurilor rigide) este vorba de un solid cu șase grade de libertate legat de teren prin resorturi și amortizoare, în al doilea caz un astfel de rigid are legat de el la partea superioară un sistem flexibil având un număr oarecare de grade de libertate.

În ambele cazuri interacțiunea cu terenul se poate modela în același mod.

Structurile din a treia clasă prezintă evident aspecte mai complexe privind interacțiunea cu terenul. La aceste structuri, în general nu este posibil să se separe efectul de interacțiune de comportarea ansamblului.

Rezultă că metodele de calcul se pot particulariza, în funcție de tipul structurii, rezultând în consecință și o serie de simplificări.

Pentru a putea include o structură într-una din categoriile amintite trebuie să se dispună de o serie de criterii privind modul de apreciere a structurii din punctul de vedere al rigidității. În numeroase cazuri practice sistemul constructiv adoptat indică clasa în care se include structura; există însă multe cazuri în care este dificil de apreciat tipul de structură.

Alți factori care, în afară de rigiditatea structurii, influențează semnificativ răspunsul seismic sunt: ductilitatea și amortizarea. Aceștia sunt determinați de natura materialelor folosite cât și de anumite aspecte privind concepția unor elemente structurale cum ar fi : modul de realizare al secțiunilor din beton armat, modul de introducere al eforturilor inițiale (precomprimarea) alegerea și modul de realizare al elementelor de umplutură, realizarea îmbinărilor la sistemele prefabricate etc.

Terenul, ca suport de rezemare pentru construcții și ca mediu care se propagă acțiunea seismică, intervine în primul rând prin caracteristicile elastice ale acestuia: modulele de elasticitate, coeficientul lui Poisson. Deoarece terenul are pronunțate proprietăți vâsco-elasto-plastice, intervine în interacțiune prin proprietățile sale de amortizare. Adesea, din punct de vedere practic este necesar să se cunoască coeficienții de rigiditate ai terenului care depind de proprietățile elastice ale terenurilor, dar depind într-o măsură importantă și de suprafața de contact dintre structură și teren.

Intensitatea mișcării seismice influențează puternic răspunsul seismic al structurii în interacțiune cu terenul de fundare. Acțiunea seismică a terenului este dependentă de natura mediului de fundare, de intensitatea cutremurului, de stratificația depozitului de pământ, de distanța epicentrală , de porozitatea, umiditatea mediului, etc. Mișcarea seismică a rocii de la baza



depozitului de pământ este funcție, în principal, de intensitatea cutremurului și de distanța epicentrală.

În paragraful 2.2 și în capitolul 1 se prezintă modul în care terenul influențează mișcarea seismică, sub diverse forme, prin condiționarea reciprocă în modul de tratare al răspunsului seismic al sistemelor cu interacțiune structură-teren. Dependența reciprocă dintre factori duce la imposibilitatea tratării lor în mod independent. Modul de corelare a acestor factori, de introducere în ecuațiile mișcării ale ansamblului construcție-teren de fundare dau naștere la metode de calcul pentru evaluarea răspunsului seismic.

#### 2.4. STUDII ȘI INTERPRETĂRI A NORMATIVULUI P 100 – 92 [95]

Așa cum s-a prezentat în capitolul 1 al lucrării, dintre toate cauzele care provoacă acțiuni cu caracter dinamic, cutremurele de pământ rămân una din cele mai importante acțiuni dinamice datorită caracterului lor aleator de producere, a intensității acestora precum și a ariei mari de teren pe care se propagă.

Acțiunea distructivă cuantificată prin pierderile de vieți omenești și materiale face ca aceasta să fie aproape totdeauna cotate la rangul de cataclism.

Pe măsura ravagiilor produse, a crescut și interesul oamenilor de știință din lumea întreagă în vederea căutării de soluții de realizare a unor construcții cât mai rezistente la acțiunea seismică ( construcții paraseismice ).

Normele apărute în acest sens, la noi în țară, cu preponderență normativul P 100- 92 [95], privind proiectarea antiseismică a construcțiilor a suferit numeroase adăugiri și modificări concretizate în câteva ediții; funcție de noile rezultate obținute în elucidarea și cuantificarea unor parametri din sfera fenomenului seismic. Amploarea dată cercetării acestui fenomen a cunoscut o puternică ascensiune, în țara noastră, după cutremurul din 4 martie 1977. Ultima ediție a normativului P 100 este cea din 1992 cu unele modificări efectuate și publicate în Buletinul Construcțiilor nr. 11 / 1996.

În cele ce urmează se vor prezenta în paralel câteva aspecte extrase din normativul P 100-92 - paragraful 2.4 și Eurocod 8 – paragraful 2.5.

Indiferent de tipul de normă amintit mai sus, scopul său este că prin măsurile pe care le întreprinde să asigure ca, în eventualitatea producerii unui cutremur :

- viețile umane să fie protejate;
- avariile să fie limitate;
- structurile de importanță pentru protecția civilă să rămână operaționale.

Ideea de bază este că, în proiectarea antiseismică a structurilor, se admit cedări parțiale ale unor elemente de rezistență dar fără a se produce colapsul întregii clădiri.

În practica ingierească, în domeniul ingineriei antiseismice, activitatea inginerului structurist se împarte în două direcții mari și anume :

**a. În cazul construcțiilor noi:**

Asigurarea prin proiectare a unui răspuns seismic structural care să confere structurii rezistența și stabilitatea necesară funcție de nivelul de asigurare seismică prevăzut pentru amplasamentul respectiv.

**b. În cadrul construcțiilor existente:**

- Determinarea răspunsului seismic al structurii și pe baza acestuia a nivelului de asigurare a construcției.
- Identificarea acelor măsuri de intervenție care să permită dirijarea prin proiectare a răspunsului seismic structural a construcției consolidate [1], [6], [95], pentru satisfacerea cât mai completă a acestuia scopului destinat în exploatare.

**2.4.1. Evaluarea forței seismice orizontale după P 100 – 92 [95]**

Conform normativului P 100 – 92 forța seismică orizontală se determină cu relația :

$$S_r = c_r \cdot G \quad (2.13)$$

unde :

$$c_r = \alpha \cdot k_s \cdot \beta_r \cdot \psi \cdot \varepsilon_r \quad (2.14)$$

în care:

$c_r$  – coeficient seismic global corespunzător modulului de vibrație  $r$ ;

$G$  – rezultanta încărcărilor gravitaționale pentru întreaga structură;

$\alpha$  - coeficient de importanță a construcției funcție de clasele de importanță, conform tabelului 2.1.

Tabelul 2.1 Valorile coeficientului  $\alpha$

Clasa de importanță			
I	II	III	IV
1,4	1,2	1,0	0,8

În vederea aplicării prevederilor prezentului normativ construcțiile se împart în patru clase de importanță, după cum urmează:

**Clasa I : Construcții de importanță vitală** pentru societate a căror funcționare trebuie să se asigure în timpul cutremurului și imediat după cutremur:

- spitale, stații de salvare, stații de pompieri;
- clădiri pentru unități administrative centrale și județene cu rol de decizie în organizarea măsurilor de urgențe după cutremure;
- clădiri pentru comunicații de interes național și județean;
- unități de producere a energiei electrice din sistemul național;
- clădiri care adăpostesc muzee de interes național.

**Clasa II : Construcții de importanță deosebită** în care se impune limitarea avarilor avându-se în vedere consecințele acestora :

- celelalte clădiri din domeniul ocrotirii sănătății;
- școli, creșe, grădinițe, cămine pentru copii, handicapați, bătrâni;
- clădiri care adăpostesc aglomerații de persoane, săli de spectacole artistice și sportive, biserici, centre comerciale importante;
- clădiri care adăpostesc valori artistice, istorice, științifice importante;
- clădiri și instalații industriale care prezintă riscuri de incendii sau degajări de substanțe toxice;
- clădiri care adăpostesc echipamente industriale de mare valoare economică;
- depozite de produse de strictă necesitate pentru aprovizionarea de urgență a populației.

**Clasa III : Construcții de importanță normală** ( construcții care nu fac parte din clasele I,II, sau IV ):

- clădirile de locuit, hoteluri, cămine ( cu excepția celor din clasa II );
- clădiri industriale și agrozootehnice curente.

**Clasa IV : Construcții de importanță redusă:**

- construcții agrozootehnice de importanță redusă, sere, construcții parter diverse pentru creșterea animalelor și păsărilor, etc.
- construcții de locuit parter, sau parter și etaj;
- alte construcții civile și industriale care adăpostesc bunuri de mică valoare și în care lucrează personal restrâns.

$K_s$  – coeficient funcție de zona seismică de calcul a amplasamentului definit ca raportul dintre accelerația seismică corespunzătoare zonei în care se află amplasamentul și accelerația gravitațională. Valoarea acestuia este dată mai jos, în tabelul 2.2, conform hărții de zonare seismică.

$\beta_r$  – coeficientul de amplificare dinamică în modulul “r” de vibrație, funcție de compoziția spectrală a mișcării seismice în amplasament. El se determină în funcție de perioadele oscilațiilor

proprii “ $T_r$ ” ale construcțiilor și de condițiile seismice ale zonei caracterizate prin perioadele de colț “ $T_c$ ”, conform zonării țării, prin relațiile :

$$\beta_r = 2,5 \text{ pentru } T_r \leq T_c \quad (2.15)$$

$$\beta_r = 2,5 - (T_r - T_c) \geq 1 \text{ pentru } T_r > T_c, \quad (2.16)$$

pe baza diagramelor din fig. 2.10.

Tabelul 2.2 Valorile coeficientului  $K_s$

Zona seismică de calcul	$K_s$
A	0,32
B	0,25
C	0,20
D	0,16
E	0,12
F	0,08

Forma proprie fundamentală de vibrație pe orice direcție se admite față de axa verticală că are o formă liniară .

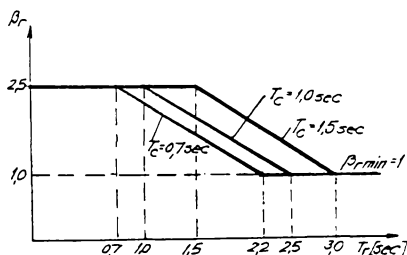
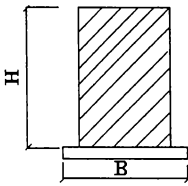
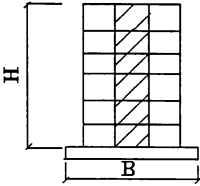
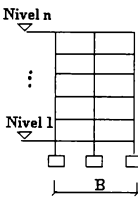


Fig.2.10. Diagramele  $\beta_r - T_r$

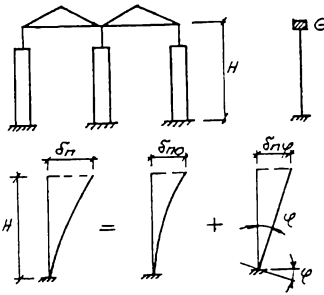
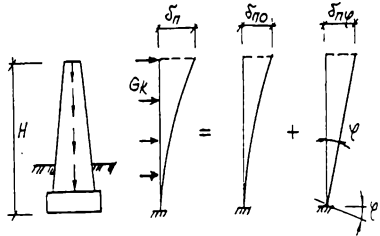
Pentru calculul perioadelor proprii “ $T_r$ ” normativul P 100 – 92 prezintă câteva modalități simplificate de determinare a acestora prezentate în tabelele 2.3 și 2.4 .

Tabelul 2.3 Clădiri etajate – perioade proprii

Tipuri de construcții pe categorii de structuri		
Rigide	Semirigide	Flexibile
1	2	3
<ul style="list-style-type: none"> <li>construcții pe ziduri portante cu sau fără stâlpi intermediari</li> <li>construcții cu diafragme verticale din beton sau beton armat monolit sau prefabricat. cu sau fără stâlpi intermediar.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>construcții în cadre etajate conlucrând cu diafragme verticale flexibile ( diafragme având raportul între înălțime și lățime <math>&gt; 5</math> )</li> <li>construcții în cadre cu zidărie de umplură. când ține seama de conlucrarea zidăriei de umplură cu cadrele</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>clădirile etajate cu structura în cadre</li> </ul>

1	2	3
		
<p>1. Perioada proprie fundamentală de vibrație pe direcția transversală, respectiv longitudinală:</p>		
<p>a) Pentru clădiri tip “bară”</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>pe direcție transversală: <math>T = 0,045 n</math></li> <li>pe direcție longitudinală: <math>T = 0,040 n</math></li> </ul>	<p><math>T = 0,055 n</math> <math>T = 0,045 n</math></p>	<ul style="list-style-type: none"> <li>Pentru clădiri cu <math>n \leq 5</math>, pe ambele direcții: <math>T = 0,3 + 0,05 n</math></li> <li>Pentru clădiri cu <math>n = 8..10</math>, pe ambele direcții: <math>T = 0,1 n</math></li> </ul>
<p>în care <math>n</math> reprezintă numărul de niveluri începând cu parterul</p>		
<p>b) Pentru clădiri tip “turn”</p> <p><math>T = 0,065 \frac{H}{\sqrt{B}}</math>      <math>T = 0,075 \frac{H}{\sqrt{B}}</math></p> <p>unde:  <math>H</math> – înălțimea construcției, în metri  <math>B</math> – dimensiunea în plan a construcției pe direcția pe care se consideră vibrațiile, în metri.</p>		

Tabelul 2.4 Hale parter, construcții tubulare zvelte - perioade proprii

Construcții cu un singur nivel, cu structura flexibilă ( tip hală-parter)	Construcții tubulare zvelte ( tip coș de fum, independent)
<p>1</p> 	<p>2</p> 

1	2
Perioada proprie pentru modul fundamental de vibrație	
$T = 0,20\sqrt{\delta_n}$	$T = 0,16\sqrt{\delta_n}$
unde: $\delta_n$ – săgeata orizontală ( în cm ) a stâlpilor la nivelul acoperișului din încărcarea gravitațională $G$ considerată aplicată orizontal.	unde: $\delta_n$ – săgeata orizontală la vârf ( în cm ) din acțiunea încărcărilor gravitaționale $G_k$ considerate aplicate orizontal.

$$\delta_n = \delta_{no} + \delta_{n\varphi}.$$

unde:

$\delta_{no}$  – săgeata calculată în ipoteza că bazele fundațiilor nu se rotesc;

$\delta_{n\varphi}$  - săgeata suplimentară datorită rotirii  $\varphi$  a bazei fundațiilor, care se calculează cu formula;

$$\varphi = \frac{M}{C_\varphi I_f}, \quad (2.17)$$

unde:

$M$  – momentul încovoietor la nivelul bazei fundației, din acțiunea încărcărilor gravitaționale considerate aplicate orizontal;

$C_\varphi$  - modulul de rigiditate la rotirea fundației în regim de solicitări dinamice;

$I_f$  – momentul de inerție al suprafeței bazei fundației.

Forma proprie de vibrație prevede pentru axa deformată a structurii o alură parabolică.

Pentru considerarea influenței modurilor II și III de vibrație se calculează momentul încovoietor la baza construcției, produs de încărcările seismice orizontale pentru modul I de vibrație, după care se consideră diagrama înfășurătoare, ca cea din fig. 2.11, care include și efectul modurilor II și III de vibrație.

Pentru construcțiile având proeminențe la partea superioară, cu rigiditate mai redusă ( antene, elemente ornamentale, atice, coșuri de fum, etc. ), se consideră valoarea lui  $\beta$  calculată cu relația :

$$\beta = \frac{7,5}{|T_1 - T_p| + 0,4} \leq 5, \quad (2.18)$$

unde:

$T_1$  – perioada proprie fundamentală a construcției considerată fără proeminențe;

$T_p$  - perioada proprie fundamentală a proeminenței, considerată ca o construcție independentă, rezemată pe teren.

$\psi$  - coeficient de reducere a efectelor acțiunii seismice ținând seama de ductilitatea structurii, de capacitatea de redistribuire a eforturilor, de ponderea cu care intervin rezervele de rezistență neconsiderate în calcul, precum și de efectele de amortizare a vibrațiilor, altele decât cele asociate structurii de rezistență.

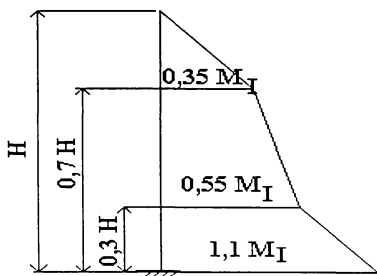


Fig. 2.11 Diagrama de momente înfășurătoare  
Valorile coeficientului  $\psi$  sunt date în tabelul 2.5.

Tabelul 2.5 Coeficientul  $\psi$  [95]

Tipul structurii	Coeficientul $\psi$
1	2
A. Structuri din beton armat	
1. Structuri în cadre etajate:	
• se asigură conlucrarea cu pereții de umplură aceștia sunt proiectați ca elemente structurale;	0,25
• pereții de umplură nu sunt tratați ca elemente structurale.	0,20
2. Hale industriale și alte structuri cu un nivel:	
• cu legături rigide între rigle și stâlpi;	0,15
• cu legături articulate.	0,20
3. Structuri cu pereți structurali	0,25
4. Structuri cu pereți, stâlpi și planșee dală ( fără grinzi )	0,30
5. Construcții înalte de tipul coșurilor de fum	0,35
6. Castele de apă	0,35
7. Silozuri	0,25
B. Structuri din zidărie	
1. Structuri cu pereți structurali din zidărie cu centuri și stâlpișori	0,25
2. Structuri cu pereți structurali din zidărie simplă	0,30

1	2
<b>C. Structuri metalice</b>	
1. Hale industriale și alte structuri cu un nivel:	
• pe direcția necontravântuită în plan vertical:	
• cu o deschidere	0,20
• cu mai multe deschideri	0,17
• pe direcția contravântuită în plan vertical:	
• portale cu diagonale prinse centric la noduri: cu diagonale în “V”	0,40
cu diagonale întinse	0,20
• portale cu diagonale prinse excentric la noduri	0,20
2. Structuri în cadre etajate	0,17
3. Structuri alcătuite din elemente verticale rigle cu zăbrele centrate la noduri	0,25
• cu diagonale întinse;	0,50
• cu zăbrele în “V”, care lucrează la compresiune.	
4. Structuri alcătuite din elemente verticale rigide, cu zăbrele prinse excentric la noduri.	0,20
5. Structuri verticale în consolă	
• pilon cu secțiune plină	0,50
• pilon cu zăbrele	0,65
6. Structuri de tip “dual “	
• elemente verticale rigide cu diagonalele întinse prinse centric sau excentric la noduri:	
• când acestea preiau cel mult 0,5 din forță seismică totală;	0,20
• când acestea preiau întreaga forță seismică;	0,25
• elemente verticale cu zăbrele în “V” prinse centric la noduri care lucrează la compresiune	
• când acestea preiau cel mult 0,5 din forță seismică totală;	0,40
• când acestea preiau întreaga forță seismică;	0,45

Figurile corespunzătoare structurilor metalice sunt date în P 100 –92 [95].



$\varepsilon_r$  – coeficient de echivalență între sistemul real și un sistem cu un grad de libertate dinamică corespunzător modului propriu “r”, care se determină cu relația :

$$\varepsilon_r = \frac{\left(\sum_{k=1}^n G_k u_{kr}\right)^2}{G \sum_{k=1}^n G_k u_{kr}^2}, \quad (2.19)$$

unde:

$u_{kr}$  – componenta după gradul de libertate “k” a vectorului propriu de ordinul “r”;

$G_k$  – rezultanta încărcărilor gravitaționale ale nivelului “k”.

$$G = \sum_{k=1}^n G_k \quad (2.20)$$

Încărcarea seismică care acționează la nivelul “k” pe direcția gradului de libertate corespunzător modului de vibrație “r” se determină cu relația:

$$S_{kr} = S_r \frac{G_k u_{kr}}{\sum_{k=1}^n G_k u_{kr}}, \quad (2.21)$$

sau cu relația :

$$S_{kr} = c_{kr} \cdot G_k \quad (2.22)$$

unde:

$$c_{kr} = \alpha \cdot k_s \cdot \beta_r \cdot \psi \cdot \eta_{kr}, \quad (2.23)$$

în care:

$\eta_{kr}$  – coeficientul de distribuție al forțelor seismice corespunzătoare nivelului “k” și modului de vibrație “r”.

$$\eta_{kr} = u_{kr} \frac{\sum_{k=1}^n G_k u_{kr}}{\sum_{k=1}^n G_k u_{kr}^2}, \quad (2.29)$$

#### 2.4.2. Evaluarea forței seismice verticale după P 100-92 [95]

Verificarea la acțiuni seismice verticale este necesară pentru următoarele tipuri de elemente care fac parte din structura de rezistență:

- elemente cu eforturi axiale predominante ( stâlpi, șpaleti de zidărie, tiranți, structuri suspendate etc.);

- grinzi și console cu forțe tăietoare provenind, în principal, din încărcări verticale concentrate mari și/sau deschideri importante;
- planșee de tip dală, rezemate direct pe stâlpi ( fără grinzi ).

Încărcările seismice verticale se determină prin înmulțirea încărcărilor gravitaționale de calcul ale elementelor respective cu coeficientul “ $c_v$ ” dat din tabelul 2.6. Încărcările astfel obținute se suprapun, după caz, în modul arătat în tabel, cu încărcările gravitaționale sau, direct, cu eforturile corespunzătoare.

Tabelul 2.6. Valorile coeficienților “ $c_v$ ”

Tipul elementului	Încărcarea sau efortul care se modifică	Coeficientul $c_v$
Elemente cu eforturi axiale predominante	Efort axial al elementului	$\pm k_s$
Grinzi de cadru cu forțe tăietoare mari	Forță tăietoare provenită din încărcările gravitaționale, în secțiunile din vecinătatea stâlpilor	$\pm 1,5 k_s$
Grinzi cu încărcări verticale concentrate mari	Încărcările concentrate	$\pm 1,5 k_s$
Planșee dală rezemate direct pe stâlpi, fără grinzi	Forța tăietoare la rezemare pe stâlpi ( pentru verificarea la străpungere )	$\pm 2,0 k_s$
Console cu deschideri mari	Încărcarea gravitațională mare	$\pm 1,5 k_s$

#### 2.4.3. Determinarea încărcărilor seismice pentru elementele nestructurale, după

P 100 – 92 [95]

Verificarea la acțiunea seismică ale elementelor de construcții nestructurale urmărește asigurarea ancorării elementului de rezistență a construcției, în vederea evitării prăbușirii, după cutremur.

Pentru elementele din această categorie încărcarea seismică totală se determină cu expresia :

$$S_w = \alpha \cdot c_w \cdot G_w , \quad ( 2.25 )$$

unde:

$c_w$  – coeficient seismic global ( tabelul 2.7 );

$\alpha$  - coeficient de importanță;

$G_w$  – încărcarea gravitațională a elementului considerat.

Pentru încărcările seismice  $S_w$  se consideră direcțiile de acțiune seismică indicate în tabelul 2.7.

Tabelul 2.7. Valorile coeficienților  $C_w$  pentru elementele nestructurale [95].

Tipul elementului	Coeficientul $c_w$	Direcția de acțiune a încărcării $S_w$
Pereți nestructurali	$k_s$	normal pe suprafața elementului
Parapeți, pereți în consolă	$3 k_s$	normal pe suprafața elementului
Tavane suspendate	$k_s$	normal pe suprafața elementului
Ornamente interioare și exterioare, statui, turnulețe și coșuri de fum de înălțime redusă	$4 k_s$	orice direcție
Cornișe și alte console de importanță redusă, rezervoare amplasate pe construcții	$2,5 k_s$	orice direcție

#### 2.4.4. Efectul de torsiune generală după P100-92 [95]

În condițiile structurilor regulate la care centrele de rigiditate la diferite niveluri sunt situate aproximativ pe aceeași verticală și centrele maselor la diferite etaje se află aproximativ unul deasupra altuia, se poate utiliza un procedeu aproximativ de evaluare a efectului de torsiune generală considerând rezultanta încărcărilor seismice orizontale că acționează față de centrul de greutate, fig.2.12, la distanța :

$$e=e_1 \pm e_2 \quad (2.26)$$

unde:

$e_1$  – excentricitatea centrului maselor în raport cu centrul de rigiditate ;

$e_2$  – excentricitate adițională convențională ce ține seama de caracterul nesincron al mișcării seismice . Se adoptă pentru  $e_2$  valorile : 0,05 B – la construcții de tipuri curente cu o distribuție ordonată, în plan, a elementelor structurale și 0,075B – la construcții având în plan o distribuție a elementelor de rezistență defavorabilă din punct de vedere al torsiunii generale,

B – latura mare a construcției.

Excentricitatea astfel calculată se aplică rezultatelor încărcărilor seismice orizontale care acționează separat pe direcția de referință și la  $45^0$  față de aceste direcții .

La excentricități mari  $e \geq 0,15B$  se vor prevedea resturi antisismice pentru reducerea acestor excentricități .

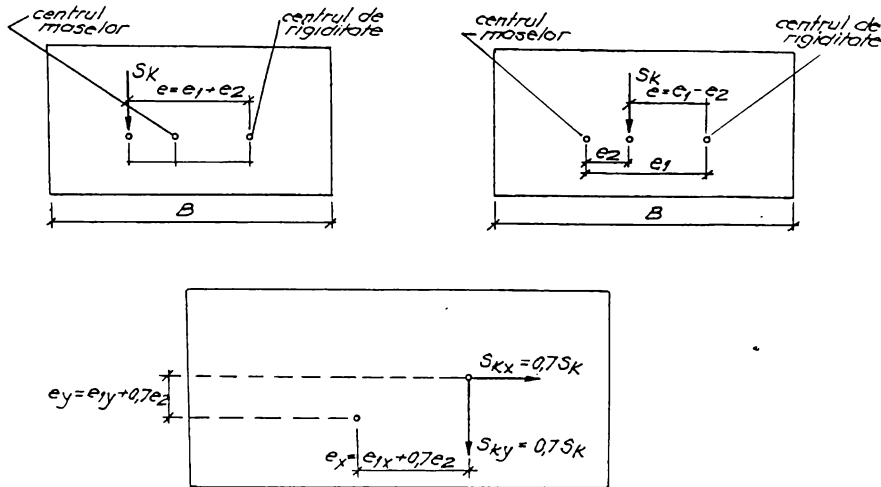


Fig.2.12. Excentricități pentru stabilirea torsiunii generale pe o direcție sau simultan pe ambele direcții .

#### 2.4.5. Evaluarea gradului de asigurare a construcțiilor la cutremure, după P100-92 [95]

Construcțiile din fondul existent se supun expertizării în vederea evaluării gradului de asigurare la acțiuni seismice și a fundamentării și propunerii deciziei de intervenție .

Metodele de investigare diferă de la un caz la altul, depinzând de mai mulți factori printre care se pot aminti :sistemul structural, clasa de importanță, starea actuală a construcției, zona seismică , perioada în care a fost proiectată și executată , etc.

Metodele de investigare se împart în două categorii : metoda de evaluare calitativă  $E_1$  și metoda de evaluare analitică  $E_2$  .

- a. Evaluarea calitativă  $E_1$**  constă în examinarea construcției la fața locului pe baza proiectului de rezistență și de arhitectură a construcției, a releveelor structurale de avarii și degradării, a datelor referitoare la comportarea la cutremurele anterioare, a lucrărilor de intervenție efectuate etc. Prin această metodă se vor stabili următoarele : măsura în care proiectul construcției respectă prescripțiile în vigoare, dacă există deficiențe de proiectare, execuție și de exploatare comportarea la cutremurele anterioare, existența unor lucrări de intervenție ulterioare .

**b. Metoda de evaluare analitică E2** cuprinde trei categorii de metode de calcul :

- E2a- metode de calcul curente corespunzătoare pct. 6.2, A din P100-92 ;
- E2b- metode de calcul static postelastice ;
- E2c- metode de calcul dinamic postelastice ;

Metoda curentă de calcul E2a , cea mai uzitată, are ca scop :determinarea încărcării seismice convenționale capabile “S<sub>cap</sub>”, identificarea zonelor vulnerabile ale construcției, verificarea ductilității construcției precum și determinarea rigidității structurii la deplasări laterale .

Se determină valoarea gradului nominal de asigurare la acțiuni seismice :

$$R = \frac{S_{cap}}{S_{necesar}} , \quad (2.27)$$

unde:

S<sub>cap</sub> - încărcarea seismică convențională capabilă a construcției, ( forța tăietoare seismică de bază ), considerată ca fiind cea valoare a încărcării seismice care împreună cu încărcările gravitaționale, conduc la atingerea capacității de rezistență în secțiunile (zonele) critice ale structurii .

S<sub>necesar</sub> – încărcarea seismică convențională (forța tăietoare seismică de bază ) calculată considerând construcția existentă ca o construcție nouă .

Valorile gradului de asigurare R se compară cu valorile minime R<sub>min</sub> al construcției existente, din tabelul 2.8.

Tabelul 2.8. Valorile gradului minim de asigurare R<sub>min</sub> [95]

Clasa de importanța a construcției	I	II	III	IV
R <sub>min</sub>	0,70	0,60	0,50	0,50

În vederea stabilirii gradului de extindere a măsurilor de intervenție propuse precum și a urgenței executării acestor măsuri, construcțiile au fost catalogate în patru clase de risc seismic și anume :

- **Clasa R<sub>I</sub>**- construcții cu risc ridicat de prăbușire la cutremure .
- **Clasa R<sub>II</sub>**- construcții la care sunt așteptate degradări structurale majore .
- **Clasa R<sub>III</sub>**- construcții la care sunt așteptate degradări structurale care nu afectează semnificativ siguranța structurală .
- **Clasa R<sub>IV</sub>**- construcții la care răspunsul seismic așteptat este similar construcțiilor noi. proiectate pe baza prescripțiilor în vigoare .

Pe baza analizei detaliate a performanțelor seismice ale construcției avariate, de către expertul tehnic , se va lansa propunerea deciziei de intervenție, care are la bază următoarele posibilități :

- a. **Măsuri aplicabile cu menținerea configurației și funcțiunii existente a construcției**, având în vedere fie repararea elementelor structurale degradate, fie consolidarea prin adăugarea de elemente structurale suplimentare în vederea sporirii rezistenței, rigidității și ductilității acestora .
- b. **Măsuri aplicabile cu modificarea configurației și funcțiunii existente ale construcției** prin reducerea încărcării utile, demolarea parțială a unei porțiuni din construcție care conduc la o comportare defavorabilă la acțiuni seismice .
- c. **Demolarea totală a construcției** la fundamentarea căreia sa va avea în vedere evitarea prăbușirii totale “colapsul construcției” și necesitatea satisfacerii cerințelor formulate în normativul P100-92 .

Aprecierea gradului de avariere sau consolidare a unei construcții, pe lângă calcule și încercări nedestructive, se poate face pe baza aprecierii dinamice exprimată prin perioada fundamentală proprie, [41] ca în fig.2.13.

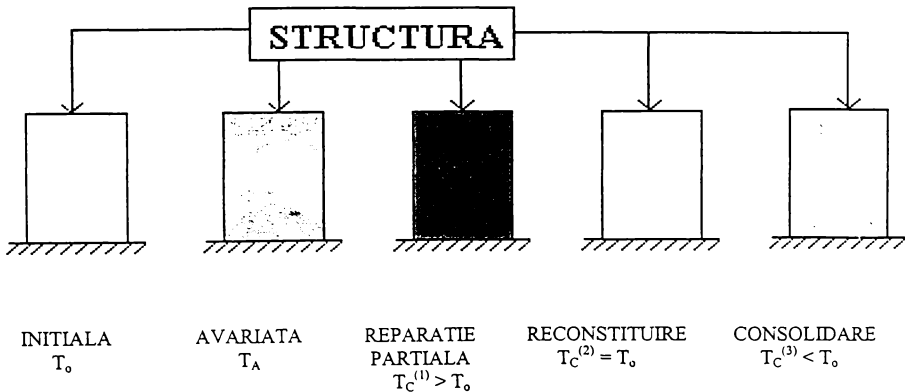


Fig.2.13 Aprecierea gradului de avarie și consolidare a construcției [41].

Pentru structurile unei construcții prezentate în fig.2.13. notațiile reprezintă :

$T_0$  - perioada fundamentală a construcției înainte de cutremur (inițială) ;

$T_A$  - perioada fundamentală a construcției în stare avariata ;

$T_C$  - perioada fundamentală a construcției în stare consolidată ;

Se definesc următorii parametrii :

- factorul de avariere :

$$F.A. = (T_A/T_0)^2 \geq 1;$$

( 2.28 )

- coeficientul de eficacitate al consolidării :

$$C.E.C.=(T_A/T_C)^2 \quad ( 2.29 )$$

În conformitate cu variantele de structuri prezentate în fig.2.13, rezultă următoarele categorii de lucrări de restaurare ale construcțiilor degradate seismic, în funcție de C.E.C. :

- reparații (cu protecție antiseismică)  $C.E.C=(T_A/T_C^{(1)})^2 < 1$  ;
- reconstituire (cu protecție întâmplătoare )  $C.E.C=(T_A/T_C^{(2)})^2 = 1$  ;
- consolidare (cu protecție satisfăcătoare)  $C.E.C=(T_A/T_C^{(3)})^2 > 1$  .

Acest coeficient C.E.C., caracterizează global și aproximativ rigiditatea de ansamblu a structurii consolidate în raport cu structura avariata .

## 2.5 STUDII SI INTERPRETARI A NORMELOR EUROCOD 8 [94]

### 2.5.1 Evaluarea forței seismice orizontale

Se poate spune, în ultimul timp, că a crescut interesul studierii problemei seismice pe plan internațional, în special în țările cu mare potențial seismic de pe glob (SUA, Japonia, India, Chile, China, Mexic).

S-au perfecționat aparatura și metodologia de măsurare a principalelor caracteristici de natură dinamică, în general și seismică, în special, atât pe cale experimentală, prin provocarea de microseisme, cât și pe cale naturală, direct în timpul activității unui seism real.

Pe baza acestor date s-au creat norme specifice fiecărei țări, în funcție de caracteristicile seismice și de amplasament ale zonelor respective. Mai mult chiar, în țările din Comunitatea Europeană s-a instituționalizat și urmează a se definitiva un sistem de norme unitare în construcții (Eurocoduri), printre care un loc aparte îl ocupă “Proiectarea construcțiilor la cutremur” numit Eurocod 8 [37] din rândul celor nouă Eurocoduri, aflate în diverse stadii de centralizare a datelor, editare și publicare. În tendința de creare a unui Europe unită, într-un viitor apropiat, țara noastră va termina preparativele necesare alinierii la aceste norme europene.

Eurocodul 8 cuprinde mai multe părți din care partea întâi redactată ca prenormă este divizată la rândul-î în trei părți ce se referă la reguli generale privind acțiunea seismică și cerințe generale pentru structuri de construcții, reguli generale pentru clădiri și reguli specifice pentru diferite materiale și elemente.

### 2.5.1.1 Clasificarea condițiilor de teren

Influența condițiilor locale de teren asupra acțiunii seismice trebuie să țină seama de clasificarea în trei clase de terenuri A, B și C descrise mai jos :

**a. Terenuri din clasa A**, fac parte următoarele categorii:

- Rocă sau altă formațiune geologică caracterizată printr-o viteză a undelor transversale  $v_s$ , de cel puțin 800 m/s, incluzând la suprafață un strat de material mai slab de cel mult 5 m grosime.
- Depozite rigide de nisip, pietriș sau argile foarte consolidate, având grosimea de minimum câțiva zeci de metri, caracterizate printr-o creștere gradată a proprietăților mecanice cu adâncimea și printr-o viteză a undelor transversale de cel puțin 400 m/s, la o adâncime de 10 m.

**b. Terenuri din clasa B**, fac parte:

- Depozite groase de nisip cu densitate medie, pietriș sau argile de rigiditate medie, având grosimea de la câteva zeci de metri la mai multe sute de metri, caracterizate prin valori  $v_s$  de cel puțin 200 m/s la o adâncime de 10 m, care cresc până la cel puțin 350 m/s la o adâncime de 50 m.

**c. Terenuri din clasa C**, cuprind :

- Depozite afânate de pământuri necoezive, cu sau fără straturi coezive moi, caracterizate prin viteze  $v_s$  sub 200 m/s, în stratul superior cu grosime de 20 m.
- Depozite având predominant pământuri coezive cu rigiditate slabă-medie, caracterizate prin viteze  $v_s$  sub 200 m/s, în stratul superior cu grosime de 20 m.

### 2.5.1.2. Determinarea forței seismice de bază

Forța tăietoare de bază  $F_b$ , pentru fiecare direcție principală se determină cu relația :

$$F_b = S_d(T_1) \cdot W, \quad (2.30)$$

unde :

$S_d(T_1)$  – ordonata spectrului de proiectare corespunzătoare perioadei  $T_1$ ;

$T_1$  – perioada fundamentală de vibrație a clădirii pentru mișcarea de translație după direcția considerată;

$W$  – greutatea totală a clădirii rezultată din încărcările gravitaționale amplificate cu un coeficient  $\psi_{EI}$ , numit coeficient de combinare cu care intră în combinația de încărcări, a cărui valoare este cuprinsă între 0,5 și 1,0.



Valoarea ordonatei spectrului de proiectare  $S_d$  funcție de perioada proprie de vibrație  $T$  este dată de relațiile:

$$0 \leq T \leq T_B : S_d(T) = \alpha S \cdot \left[ 1 + \frac{T}{T_B} (\frac{\beta_o}{q} - 1) \right] \quad (2.31)$$

$$T_B \leq T \leq T_C : S_d(T) = \alpha S \cdot \frac{\beta_o}{q} \quad (2.32)$$

$$T_C \leq T \leq T_D : S_d(T) = \alpha S \cdot \frac{\beta_o}{q} \left[ \frac{T_C}{T} \right]^{k_{d1}} \geq 0,20\alpha \quad (2.33)$$

$$T_D \leq T : S_d(T) = \alpha S \cdot \frac{\beta_o}{q} \left[ \frac{T_C}{T} \right]^{k_{d1}} \left[ \frac{T_D}{T} \right]^{k_{d2}} \geq 0,20\alpha \quad (2.34)$$

unde:

$S_d(T)$  – ordonata spectrului de proiectare, normalizat prin împărțirea la  $g$ ;

$\alpha$  - raportul dintre accelerația de proiectare a terenului  $a_g$  și accelerația gravitațională  $g$

$$(\alpha = a_g / g);$$

$q$  – factor de comportare;

$k_{d1}, k_{d2}$  – exponenți care influențează forma spectrului de proiectare pentru perioade de vibrație mai mari decât  $T_C$ , respectiv  $T_D$ .

Valorile acestora sunt date în tabelul 2.9, mai jos :

Tabelul 2.9 Valorile  $k_{d1}$  și  $k_{d2}$  [ 94]

Clasa terenului	$k_{d1}$	$k_{d2}$
A	2/3	5/3
B	2/3	5/3
C	2/3	5/3

Valorile perioadelor de referință din relațiile 2.31...2.34 sunt date în diagrama spectrului de răspuns elastic  $S_e(T)$ , din fig. 2.14.

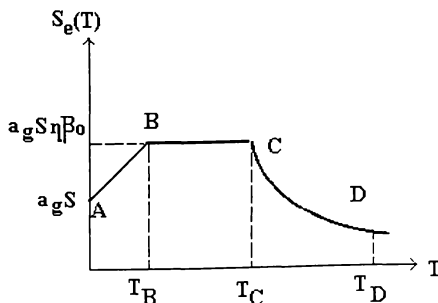


Fig. 2.14. Spectru de răspuns elastic [ 94]

Diagrama spectrului de răspuns elastic se construiește cu ajutorul relațiilor :

$$0 \leq T \leq T_B : S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \left[1 + \frac{T}{T_B} (\eta \cdot \beta_o - 1)\right] \quad (2.35)$$

$$T_B \leq T \leq T_C : S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot \beta_o \quad (2.36)$$

$$T_C \leq T \leq T_D : S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot \beta_o \cdot \left[\frac{T_C}{T}\right]^{k_1} \quad (2.37)$$

$$T_D \leq T : S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot \beta_o \cdot \left[\frac{T_C}{T}\right]^{k_1} \cdot \left[\frac{T_D}{T}\right]^{k_2} \quad (2.38)$$

unde:

$S_e(T)$  – ordonata spectrului de răspuns elastic;

$T$  – perioada proprie de vibrație a unui sistem cu un singur grad de libertate dinamică;

$a_g$  – accelerația de proiectare a terenului pentru perioada de revenire de referință;

$\beta_o$  – factor de amplificare dinamică a accelerației de proiectare, de către structură având 5% amortizare vâscoasă.;

$T_B, T_C$  - limitele domeniului de perioade pe care accelerația spectrală este modelată ca fiind constantă;

$T_D$  – valoarea care definește începutul domeniului în care deplasarea spectrală este modelată simplificat ca fiind constantă;

$S$  – parametru care caracterizează condițiile de teren;

$\eta$  - factor de corecție pentru amortizarea structurii având valoarea de referință  $\eta = 1$  pentru 5% amortizare vâscoasă;

$k_1, k_2$  – exponenți care influențează forma spectrului pentru perioade de vibrație mai mari decât  $T_C$ , respectiv  $T_D$ , dați în tabelul 2.10.

Tabelul 2.10. Parametri pentru spectrul de răspuns elastic [94]

Clasa terenului	S	$\beta_o$	$k_1$	$k_2$	$T_B$ [s]	$T_C$ [s]	$T_D$ [s]
A	1,0	2,5	1,0	2,0	0,10	0,40	3,0
B	1,0	2,5	1,0	2,0	0,15	0,60	3,0
C	0,9	2,5	1,0	2,0	0,20	0,80	3,0

Având determinată forța tăietoare de bază  $F_b$ , pentru fiecare direcție, cu relația ( 2.30 ), se pot determina forțele seismice de nivel, cu relația

$$F_i = F_b \frac{s_i \cdot W_i}{\sum s_j \cdot W_j}, \quad (2.39)$$

unde:

$F_i$  – forța seismică orizontală acționând la nivelul  $i$ ;

$F_b$  – forța tăietoare de bază;

$s_i, s_j$  – deplasările maselor  $m_i, m_j$  în modul fundamental de vibrație;

$W_i, W_j$  – greutatea maselor  $m_i, m_j$ .

Atunci când modul propriu de vibrație fundamental este aproximat prin deplasări orizontale cu creștere liniară în lungul axei verticale a clădirii, forțele orizontale  $F_i$  se calculează cu relația :

$$F_i = F_b \frac{z_i \cdot W_i}{\sum z_j \cdot W_j}, \quad (2.40)$$

unde:

$z_i, z_j$  – înălțimile maselor  $m_i, m_j$  deasupra nivelului de aplicare a acțiunii seismice  
( deasupra fundației ).

Efectele acțiunii componentelor orizontale ale acțiunii seismice pot fi calculate folosind următoarele două combinații:

$$\text{a) } E_{Edx} \text{ “+” } 0,30 E_{E dy} \quad (2.41)$$

$$\text{b) } 0,30 E_{Edx} \text{ “+” } E_{E dy}, \quad (2.42)$$

unde:

$E_{Edx}$  și  $E_{E dy}$  - efectele acțiunii seismice după direcția  $x$  respectiv  $y$  ;

“+” – are semnificația de “ se combină cu “.

### 2.5.1.3. Formule aproximative pentru determinarea perioadei fundamentale a clădirilor după Eurocod 8 [94]

Pentru clădirile înalte, peste 80 m valoarea lui  $T_1$  se calculează cu formula:

$$T_1 = C_t \cdot H^{3/4}, \quad (2.43)$$

unde:

$T_1$  – perioada fundamentală a clădirii, în secunde;

$C_t = 0,085$  – pentru cadre spațiale din oțel;

$C_t = 0,075$  – pentru cadre spațiale din beton cu contravântuiri excentrice;

$C_t = 0,050$  – pentru toate celelalte structuri

$H$  – înălțimea clădirii, în metri.

Pentru structuri cu pereți portanți din beton sau zidărie se poate lua:

$$C_t = 0,075 / \sqrt{A_c} \quad (2.44)$$

cu

$$A_c = \sum [A_i \cdot (0,2 + (l_{wi} / H))^2] \quad , \quad (2.45)$$

unde:

$A_c$  – aria efectivă asociată pereților structurali la primul nivel al clădirii, în  $m^2$ ;

$A_i$  - aria efectivă a secțiunii transversale a peretelui structural  $i$  la primul nivel al clădirii, în  $m^2$ ;

$l_{wi}$  – lungimea peretelui structural  $i$  la primul nivel, pe direcție paralelă cu forțele aplicate, în m, cu restricția ca  $l_{wi} / H$  să nu depășească 0,9.

De asemenea, ca o alternativă, estimarea lui  $T_1$  se poate face cu relația:

$$T_1 = 2\sqrt{d}, \quad (2.46)$$

unde:

$d$  – deplasarea laterală la vârful construcției, în m, produsă de încărcările gravitaționale aplicate orizontal.

Dacă se ține seama de rigiditatea zidăriei înrămate ( pereți structurali ) se va lua în calcul perioada "T<sub>1</sub>" cu valoarea  $T_1' = (T_{1b} + T_{1i})/2$ ,  $T_{1b}$  – perioada în modul 1 fără considerarea zidăriei înrămate, calculată ca mai sus și  $T_{1i}$  perioada de vibrație în modul 1 luând în considerație zidăriile de umplură ca elemente nestructurale, relația (2.29):

$$T_{1i \min} = \begin{cases} 0,065 \cdot n \\ 0,08 \cdot (H / \sqrt{B}) \cdot (H / (H + B)) \\ 0,075 \cdot H^{3/4} \end{cases} \quad (2.47)$$

unde:

$n$  – numărul de etaje;

$H$  – înălțimea clădirii, m;

$B$  – lățimea clădirii, în m, după direcția considerată.

### 2.5.2. Evaluarea componentei verticale a forței seismice, după Eurocod 8 [94]

Componenta verticală a acțiunii seismice va fi luată în calcul în următoarele cazuri :

- în cazul elementelor structurale orizontale sau aproape orizontale cu deschideri de 20 m sau mai mari;
- elemente orizontale sau aproape orizontale în consolă;
- elemente precomprimate orizontale sau aproape orizontale;

- grinzi pe care descarcă stâlpii.

Efectele componentei verticale trebuie luate în calcul numai pentru elementele considerate și pentru elementele sau substructurile care mențin aceste elemente.

În cazul în care și componentele orizontale ale acțiunii seismice au o influență importantă asupra acestor elemente pentru calculul efectelor acțiunii se pot folosi următoarele combinații :

$$a) 0,30 \cdot E_{Edx} \text{ "+" } 0,30 \cdot E_{Edy} \text{ "+" } E_{Edz} \quad (2.48)$$

$$b) E_{Edx} \text{ "+" } 0,30 \cdot E_{Edy} \text{ "+" } 0,30 \cdot E_{Edz} \quad (2.49)$$

$$c) 0,30 \cdot E_{Edx} \text{ "+" } E_{Edy} \text{ "+" } 0,30 \cdot E_{Edz} \quad (2.50)$$

unde:

$E_{Edx}$  ,  $E_{Edy}$  ,  $E_{Edz}$  – efectele acțiunii produse de aplicarea acțiunii seismice după direcția x, y, respectiv z ( verticală )

Semnul "+" are înțelesul de "se combină cu".

### 2.5.3. Determinarea încărcărilor seismice pentru elementele nestructurale după Eurocod 8 [94]

Efectele acțiunii seismice se pot determina prin aplicarea pe elementul nestructural a unei forțe orizontale  $F_a$  , care este definită prin relația :

$$F_a = ( S_a \cdot W_a \cdot \gamma_a ) / q_s , \quad (2.51)$$

unde:

$F_a$  – forța seismică orizontală, care acționează în centrul masic al elementului nestructural, pe direcția cea mai defavorabilă;

$W_a$  – greutatea elementului nestructural ;

$S_a$  – coeficient seismic corespunzător elementelor nestructurale ;

$\gamma_a$  – factorul de importanță al elementului care se consideră cel puțin 1,5 pentru ancorajele mașinilor și echipamentelor necesare sistemelor de siguranță umană, rezervoarele și recipientii care conțin substanțe toxice . Pentru celelalte cazuri, valorile pentru  $\gamma_a$  se vor considera egale cu cele ale clădirii ;

$q_s$  – factor de comportare a elementului, cu valorile inserate în tabelul 2.11.

Coeficientul seismic poate fi calculat cu relația :

$$S_a = \alpha \cdot 3 \cdot (1 + Z/H) / (1 + (1 - T_a/T_1)^2) , \quad (2.52)$$

unde :

A – raportul dintre accelerația terenului pentru proiectare  $a_g$  și accelerația gravitațională g ;

- $T_a$  – perioada fundamentală de vibrație a elementelor nestructurale ;  
 $T_1$ - perioada fundamentală de vibrație a construcției pe direcția considerată ;  
 $Z$  – înălțimea elementelor nestructurale deasupra bazei construcției ;  
 $H$  – înălțimea totală a clădirii .

Tabelul 2.11. Valorile lui  $q_a$  pentru elemente nestructurale [94]

Tipul de elemente nestructurale	$q_a$
Parapeți încastrați sau ornamente . Panouri rutiere și pentru publicitate . Coșuri de fum, antene, rezervoare pe picioare necontravântuite având înălțimea mai mare decât jumătate din cea totală .	1,0
Pereții exteriori și interiori, coșuri de fum, antene, rezervoare pe picioare necontravântuite având înălțimea mai mică decât jumătate din cea totală, contravântuite sau ancorate de structură la sau deasupra centrului de greutate . Ancoraje pentru planșee permanente care susțin rafturi pentru cărți etc. Ancoraje pentru tavane false și corpuri de iluminat .	2,0

#### 2.5.4. Efectul de torsiune generală după Eurocod 8[94]

Pentru analiza aproximativă a efectelor de torsiune se fac câteva ipoteze, ca de exemplu clădirea are închideri și pereți distribuiți uniform și relativ rigizi ;

- înălțimea clădirii nu depășește 20m ;
- raportul înălțime / lungime pe ambele direcții principale nu depășește 0,4 ;
- rigiditatea în plan a planșeului este suficient de mare comparativ cu rigiditatea laterală a elementelor verticale ale structurii de rezistență ;
- centrele de rigiditate laterală și de masă sunt aproximativ pe o linie verticală .

Forța seismică orizontală  $F_i$ , la nivelul  $i$ , pe direcția considerată a acțiunii seismice cu centrul maselor  $M$ , cu o excentricitate adițională  $e_2$  (vezi fig.2.15) , poate fi aproximată ca fiind cea mai mică din valorile :

$$e_2 = 0,1 \cdot (L + B) \cdot \sqrt{10e_0 / L} \leq 0,1 \cdot (L + B) \quad (2.53)$$

$$e_2 = \frac{1}{2e_0} [I_s^2 - e_0^2 - r^2 + \sqrt{(I_s^2 + e_0^2 - r^2)^2 + 4 \cdot e_0^2 \cdot r^2}] \quad (2.54)$$

unde:

- $e_2$ - excentricitatea adițională ce ține seama de efectul dinamic al vibrațiilor simultane de translație și de rotație ;

$e_0$ - excentricitatea reală între centrul de rigiditate S și centrul maselor M ;

$I_s^2=(L^2+B^2)/12$  (pătratul “razei de girație”);

$r^2$ - raportul dintre rigiditatea de nivel la torsiune de nivel și deplasare laterală ( pătratul “razei de torsiune”)

Excentricitatea  $e_2$  se poate neglija dacă raportul  $r^2$  depășește valoarea 5 ( $I_s^2+ e_0^2$ ).

Valorile momentelor produse de forțele seismice de nivel, excentrice se calculează cu relația:

$$M_i = F_i \cdot e_{\max} = F_i \cdot (e_0 + e_1 + e_2) \quad (2.55)$$

sau

$$M_i = F_i \cdot e_{\min} = F_i \cdot (e_0 - e_1), \quad (2.56)$$

unde :

$e_1$  – excentricitatea accidentală a mesei de nivel dată de expresia  $e_1 = \pm 0,05 L_i$ , în care  $L_i$  este dimensiunea planșeului perpendiculară pa direcția acțiunii seismice.

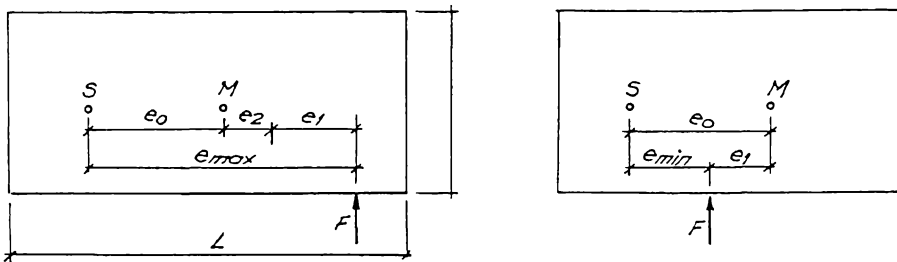


Fig.2.15 Determinarea excentricității forței orizontale  $F_i$

## 2.6 DETERMINAREA EFORTURILOR ÎN STRUCTURĂ DIN ACȚIUNEA SEISMICĂ

Determinarea perioadei proprii de vibrație a unei structuri se materializează în evaluarea coeficientului  $\beta$ , din P 100 – 92, care intră la rândul său în componență coeficientului seismic global  $c$ , cu care apoi se calculează forța seismică totală, ca fiind o fracțiune din greutatea gravitațională a clădirii. Această forță seismică se repartizează pe etaje și apoi la fiecare etaj pe fiecare element de rezistență orizontal și vertical funcție de raportul rigidității elementului respectiv față de rigiditatea totală a etajului respectiv.

Este absolut adevărat că pentru o valoare mai mare a coeficientului  $\beta$  rezultă o valoare mai mare a lui  $c$  și implicit o valoare mai mare a forței seismice totale, apoi de etaj ce conduce la o

încărcare mai mare și la o dimensionare mai puternică a elementelor de construcții din structura de rezistență. Fenomenologic lucrurile se întâmplă invers pentru valori mai mici ale lui  $\beta$ .

Din graficele prezentate în fig. 2.10 se constată că valoarea lui  $\beta$ , dată în funcție de perioadă, variază de la 1,0 la 2,5, rămânând practic constantă (2,5) pentru valori ale lui  $T < 0,7$  s corespunzător unor construcții având rigiditatea crescândă cu descreșterea perioadei. Acest aspect conduce la menținerea nejustificată unei încărcări seismice mai mari pentru o structură foarte rigidă, fiind dimensionată neeconomic.

Este cunoscut faptul că, din literatura de specialitate, bogată în astfel de date, pentru calculul seismic construcția se consideră redusă la axul său vertical, având concentrate masele la nivelul planșelor, fig. 2.16 , care intră în mișcare de oscilație, la acțiunea unei forțe dinamice perturbatoare [41] .

Astfel se pune în evidență răspunsul său seismic corespunzător fiecărui mod propriu de vibrație  $i=1,2,3,\dots,n$  , punându-se în evidență forțele de inerție  $F_{n,i}$  corespunzătoare nivelului  $n$  și a modului  $i$  de vibrație și deplasările de nivel  $x_{n,i}$  aferente .

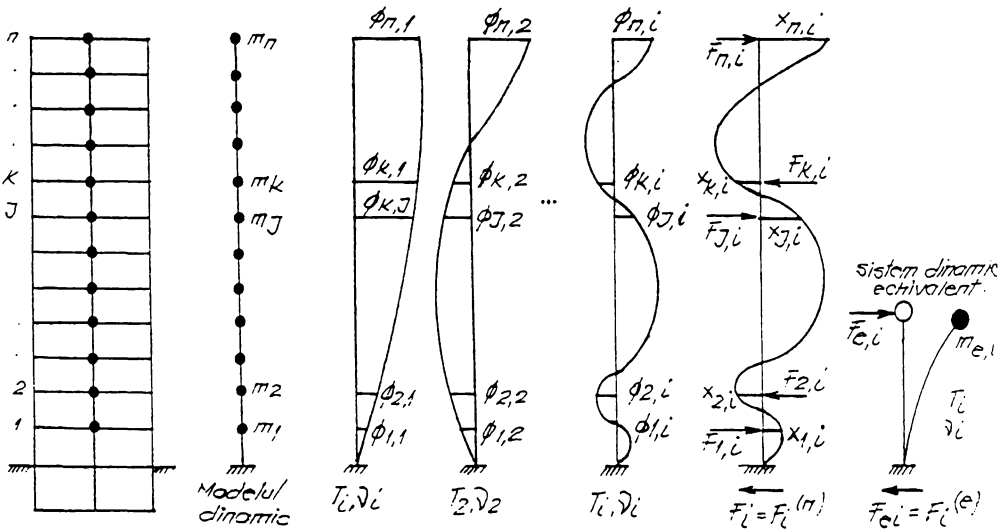


Fig. 2.16 Răspunsul dinamic al structurii

După găsirea valorii forțelor de inerție pentru fiecare nivel se calculează forța tăietoare corespunzătoare fiecărui nivel în parte, diagrama are forma din fig.2.17.

Asupra unei structuri etajate în timpul oscilațiilor libere, după componenta modală  $i$ , pe direcția gradelor de libertate dinamică se produc deplasările laterale armonice de forma

$$x_{ki}(t) = x_{ki} \sin(\omega_i t + \varphi_i), k=1, 2, \dots, n \tag{2.57}$$



unde  $x_{k,i}$  sunt amplitudinile mișcării . Deci același sistem se încarcă static pe direcția gradelor de libertate dinamică cu forțele de inerție maxime  $m_k \omega^2 x_{k,i}$  , deplasările rezultate vor fi egale chiar cu amplitudinile  $x_{k,i}$ .

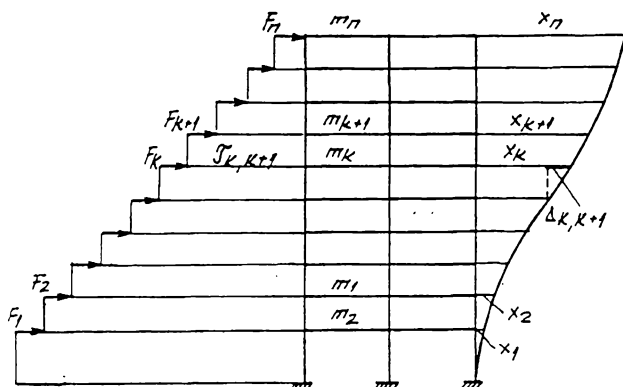


Fig.2.17. Diagrama forței tăietoare și a deformației

Dacă se cunosc rigiditățile relative dintre două etaje consecutive, numite rigidități relative de nivel, deplasările laterale rezultă din relația :

$$\Delta = \frac{\bar{T}}{R} . \quad (2.58)$$

Unde  $\bar{T}$  este forța tăietoare corespunzătoare etajului respectiv, iar R-rigiditatea relativă a acestuia .

Din fig. 2.7 se poate scrie :

$$x_k = x_{k+1} - \Delta_{k,k+1} , \quad (2.59)$$

unde :

$$\Delta_{k,k+1} = \frac{\bar{T}_{k,k+1}}{R_{k,k+1}} \quad (2.60)$$

Explicitând forța tăietoare rezultă :

$$\bar{T}_{k,k+1} = \sum_{r=k+1}^n F_r = \sum_{r=k+1}^n m_r \omega^2 x_r = \omega^2 \sum_{r=k+1}^n m_r x_r \quad (2.61)$$

înlocuind în (2.59) rezultă :

$$x_k = x_{k+1} - \frac{\omega^2}{R_{k,k+1}} \sum_{r=k+1}^n m_r \cdot x_r \quad (2.62)$$

În concluzie, relația (2.62) permite să calculăm deplasarea laterală în dreptul masei  $m_k$ , iar din fig. 2.17 se deduce modul de evaluare a forței tăietoare  $T$  la un anumit nivel cunoscând forțele seismice de nivel.

Pentru determinarea momentelor încovoietoare pe stâlpi este cunoscut faptul că din forțele seismice concentrate aplicate în dreptul riglelor diagrama de momente pe stâlpi are o variație liniară, fig.2.18., cu o schimbare de semn într-un anumit punct de pe înălțimea stâlpului, evident momentul fiind zero în acest punct, acestea fiind de fapt puncte de inflexiune în deformanta structurii. Poziția acestor puncte pe verticală cât și pe orizontală, pe rigle, pentru o clădire multietajată, este dată în fig.2.18. Deoarece aceste puncte de moment zero, sunt niște articulații, se face ipoteza secționării construcției la acest nivel înlăturând partea de deasupra, ca structura să rămână în echilibru se introduc forțele tăietoare de nivel  $T_{jk}$ .

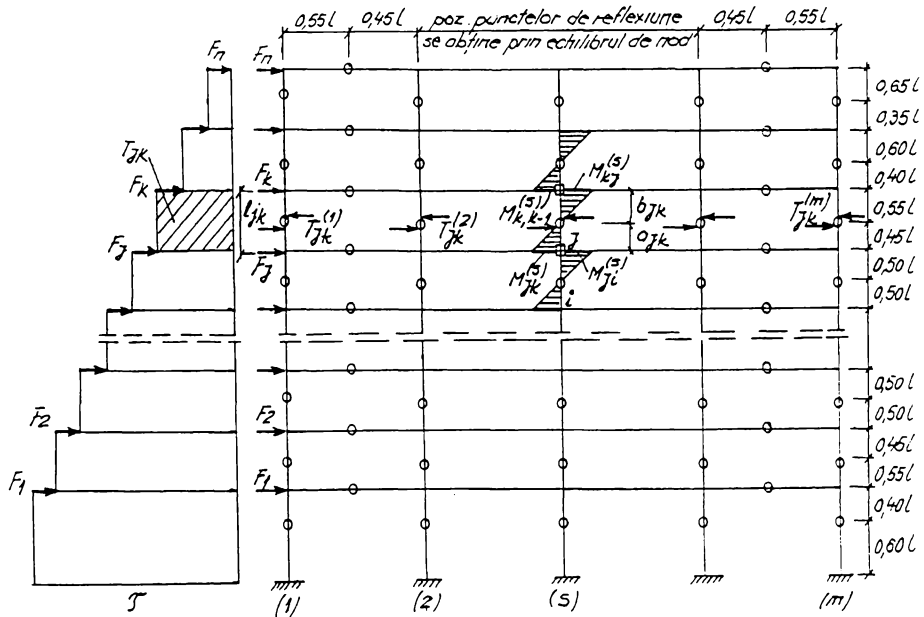


Fig.2.18. Poziția punctelor de inflexiune pentru calculul momentelor pe stâlpi

Forța tăietoare de etaj pentru un etaj curent (j,k) are expresia

$$\bar{T}_{jk} = \sum_{r=k}^n F_r \quad (2.63)$$

Forțele tăietoare din stâlpii  $T_{jk}^{(s)}$ , proporționale cu momentele de inerție  $I_{jk}$  rezultă :

$$T_{jk}^{(s)} = d_{jk}^{(s)} \bar{T}_{jk} \quad s=1,2,\dots,m \quad (2.64)$$

unde coeficientul de distribuție se obține din (2.65):

$$d_{jk}^{(s)} = \frac{I_{jk}^{(s)}}{\sum_{s=1}^m I_{jk}^{(s)}} \quad s=1,2,\dots,m \quad (2.65)$$

În mod evident rezultă că :

$$\bar{T}_{jk} = \sum_{s=1}^m T_{jk}^{(s)} = \sum_{s=1}^m d_{jk}^{(s)} \bar{T}_{jk} \quad (2.66)$$

și:

$$\sum_{s=1}^m d_{jk}^{(s)} = 1 \quad (2.67)$$

Cunoscând poziția punctelor de inflexiune  $a_{jk}$  și  $b_{jk}$  momentele încovoietoare de la capetele stâlpilor etajului (j,k) se calculează cu relațiile :

$$M_{jk}^{(s)} = T_{jk}^{(s)} a_{jk} \quad , \quad M_{kj}^{(s)} = T_{jk}^{(s)} b_{jk} \quad , \quad s=1,2,\dots,m \quad (2.68)$$

Valoarea momentului de etaj  $M_{jk}$  se poate calcula astfel :

$$M_{jk} = a_{jk} \sum_{s=1}^m T_{jk}^{(s)} + b_{jk} \sum_{s=1}^m T_{jk}^{(s)} = \bar{T}_{jk} \cdot l_{jk} \quad (2.69)$$

de unde rezultă momentele încovoietoare la capetele stâlpilor cuprinși între nivelele j și k, cu relațiile :

$$M_{jk}^{(s)} = \frac{a_{jk}}{l_{jk}} d_{jk}^{(s)} M_{jk} \quad , \quad M_{kj}^{(s)} = \frac{b_{jk}}{l_{jk}} d_{jk}^{(s)} M_{jk} \quad (2.70)$$

Prin distribuția momentului neechilibrat, în nod, de la stâlpi rezultă, proporțional cu rigiditățile riglelor adiacente nodului (k,s), momentele încovoietoare la capetele elementelor orizontale de rezistență, cu relațiile :

$$M_{s,s-1}^{(k)} + M_{s,s+1}^{(k)} = M_{kj}^{(s)} + M_{k,k+1}^{(s)} \quad (2.71)$$

de unde rezultă:

$$M_{s,s-1}^{(k)} = \frac{\rho_{s-1,s}^{(k)}}{\rho_{s-1,s}^{(k)} + \rho_{s,s+1}^{(k)}} (M_{kj}^{(s)} + M_{k,k+1}^{(s)}), \quad (2.72)$$

$$M_{s,s+1}^{(k)} = \frac{\rho_{s,s+1}^{(k)}}{\rho_{s-1,s}^{(k)} + \rho_{s,s+1}^{(k)}} (M_{kj}^{(s)} + M_{k,k+1}^{(s)}), \quad (2.73)$$

unde rigiditățile convenționale ale celor două rigle adiacente modului (k,s) au valorile :

$$\rho_{s-1,s}^{(k)} = \frac{I_{s-1,s}^{(k)}}{l_{s-1,s}} \cdot \frac{l_o}{I_o}, \quad (2.74)$$

$$\rho_{s,s+1}^{(k)} = \frac{I_{s,s+1}^{(k)}}{I_{s,s+1}} \cdot \frac{I_o}{I_o}, \quad (2.75)$$

Această modalitate de determinare a eforturilor prin localizarea directă a poziției punctelor de inflexiune conduce la o sporire a momentelor încovoietoare în stâlpii marginali, iar în stâlpii interiori valori mai mici față de un calcul exact.

## 2.7. CONCLUZII ȘI PROPUNERI PENTRU DEZVOLTAREA LUCRĂRII

Din cele prezentate în capitolele anterioare rezultă următoarele direcții de cercetare în vederea completării literaturii de specialitate și a îmbunătățirii prescripțiilor de proiectare din țara noastră.

1. Cercetări teoretice și experimentale pentru determinarea caracteristicilor dinamice ale pământurilor și a clădirilor.

Se consideră că aceste cercetări ar putea fi conduse până la faza unei microzonări geotehnice - seismică, cel puțin pentru regiunile care au fost afectate de mișcările seismice din 1940, 1977, 1992 etc. Prin această microzonare ar trebui să se pună în evidență caracteristicile seismice ale depozitelor de pământ importante precum și a clădirilor care influențează atât propagarea mișcării seismice cât și interacțiunea sistemului teren - structură.

Evident că realizarea acestei microzonări necesită pe de o parte studii geotehnice în situ cât și în laborator iar pe de altă parte măsurători dinamice în teren și structură pentru a căror realizare este necesară o dotare corespunzătoare (instrumentală). De asemenea, se impune realizarea unor programe automate de calcul atât pentru stabilirea răspunsului seismic cât și pentru determinarea matricei de rigiditate a terenului de fundații și a structurii construcției.

2. Pentru a pune în evidență influența interacțiunii teren – structură asupra răspunsurilor seismice ale acestora sunt necesare cercetări teoretice și experimentale (pe platforme seismice) atât asupra elementelor singulare (teren și structură) cât și asupra sistemului teren – structură (pământuri cu diferite caracteristici fizico – mecanice, structuri cu diferite rigidități și fundate la diferite adâncimi și mișcări de input de diverse intensități).

De asemenea, este necesară conceperea și realizarea unei instalații și aparaturii pentru generarea de vibrații întreținute induse în structura de rezistență a clădirii la scară naturală și măsurarea caracteristicilor dinamice (răspunsul dinamic) ale structurii și terenului de fundație. Folosirea varierii frecvențelor într-un domeniu mai larg ar permite determinarea frecvențelor (perioadelor) proprii în modul fundamental și în modurile superioare de vibrație, în vederea corelării cu datele oferite de normele în vigoare (P 100 – 92, Eurocod 8).

Deformantele structurilor etajate obținute prin astfel de măsurători, ar putea conduce la aprecierea rigidității construcției reale față de ipotezele de calcul folosite precum și la depistarea unor eventual nereguli de proiectare, execuție sau exploatare. Determinarea fracțiunii din amortizarea critică pe construcția reală, permite aprecierea mai corectă a ductilității și a capacității de absorbție a energiei seismice a structurii construcției. Cercetările se vor axa pe diferite tipuri de clădiri ca regim de înălțime și sistem structural.

Tinând cont că o mare parte din construcțiile de locuințe au subsol rigid, fondate la suprafață, cu structura flexibilă sau rigidă, cercetările teoretice și experimentale vor fi axate mai ales pe aceste două categorii de structuri.

3. Studiile teoretice și experimentale ce se vor face vor conduce la îmbunătățirea recomandărilor de proiectare antiseismică a structurilor. Se menționează că în literatura de specialitate sunt semnalate în ultimi ani coduri de proiectare antiseismică care stipulează posibilități de luare în considerare a efectului interacțiunii asupra răspunsului seismic al structurilor cum sunt codurile din Turcia, Canada, USA, etc., în care s-a introdus și coeficientul de rezonanță structură – teren. Considerarea efectului interacțiunii poate conduce în unele cazuri la o majorare importantă a coeficientului seismic global cum este în cazul codului american din 1976 (SEAC și UBC) la care există aproape o dublare a forței seismice pentru cazul clădirilor cu (3 ... 10) nivele și cu perioade cuprinse în intervalul 0.2 la 1.0 secundă.

Așa după cum rezultă din cele prezentate la capitolele 1 și 2 ale prezentei lucrări, studiul acțiunilor dinamice asupra construcțiilor, prezintă o mare importanță în aprecierea cât mai reală a valorii lor, în vederea determinării corecte a stărilor de eforturi și deformații de structură.

Din cauza caracterului aleator al acțiunii și al intensității acestor genuri de încărcări, în calculele de rezistență la combinațiile de încărcări unde se consideră și încărcările de natură dinamică, se consideră “grupări speciale” și “extraordinare”.

Normele și prescripțiile tehnice, cuprind elementele de bază în evaluarea caracteristicilor dinamice, a calculului static și dinamic și de dimensionare a construcțiilor, în funcție de gradul de cunoaștere și de stăpânire, la un moment dat, a fenomenului, fiind mereu supuse modificărilor și completărilor.

În privința actelor normative în vigoare care stau la baza evaluării caracteristicilor dinamice precum și a calculului dinamice al construcțiilor la acțiuni dinamice în special P100-92, autorul își prezintă punctul de vedere în cele de mai jos :

- la ora actuală lipsește o metodologie și o aparatură legiferată prin norme, care să fie folosită la excitația dinamică a construcțiilor, tot ce s-a făcut până acum, în acest sens, s-a uzitat de explozii, de traficul greu, șocuri provocate. eventual în condițiile de funcționare a seismografelor, direct din acțiunea cutremurelor, ca surse de vibrație ;

- lipsește o microzonare a teritoriului, mai detaliată, în funcție de perioada proprie de vibrație a terenului definită prin perioada de colț  $T_C$ ; chiar la nivelul orașului Timișoara se poate vorbi de o împărțire în trei zone, din acest punct de vedere, pe direcția N-S . Considerând  $T_C=1.0$  sec este posibil ca într-o zonă să fim multiacoperitori iar în cealaltă parte a orașului, chiar descoperiți ;
- un aspect deosebit de important este o calibrare grosolană a coeficientului  $\beta$  din calculul coeficientului seismic global și limitarea sa la valoarea maximă de 2,5 pentru construcții rigide, ductile cu perioade mici . O corelare a acestuia cu valoarea perioadei  $T$  a construcției, respectiv perioada de colț  $T_C$ , în sensul de diminuare a valorii  $\beta$ , ar conduce la o micșorare a coeficientului seismic, reducerea forței seismice globale și de nivel și în final, la o dimensionare mai economică a elementelor de construcție .
- se consideră mai utilă găsirea unei relații de calcul a coeficientului seismic global în care să intre direct perioada proprie de vibrație a terenului, așa cum acest lucru se găsește în normele unor țări;
- se impune necesitatea dotării cu aparatură performantă la toate firmele autorizate în acest sens pentru determinarea perioadelor proprii ale terenului de fundare, acesta să constituie un parametru de bază care să fie inserat în studiu geotehnic, alături de alți parametrii cum ar fi viteza undelor primare și secundare ;
- perfecționarea aparatului pentru determinarea deplasărilor orizontale de nivel, la clădirile etajate, pentru depistarea unor defecțiuni de rigidizare în special la clădiri din panouri mari și nu numai ;
- se simte lipsa unor programe de calcul automat în care să se țină seama de efectul spațial atât la structură cât și la nivel de teren în condiții dinamice de solicitare, cu toate că tot mai des se vorbește în literatură de interacțiune , fenomenul este însă greu de prins în calculele de dimensionare clasice ;
- este necesară o detaliere mai concretă a fenomenului de ductilitate pentru a defini și încadra corect o construcție în raport cu P100-92 și Eurocod 8 .
- este necesară o calibrare mai atentă a coeficientului  $\Psi$  din calculul coeficientului seismic global mai ales când se ține sau nu se ține seama de efectul de conlucrare adus de peretii despărțitori și de umplutură la structurile în cadre etajate .
- la construcțiile existente care sunt expertizate ar trebui introdusă ca obligatorie determinarea perioadei proprii de vibrație înainte și după efectuarea consolidării .
- se consideră că pentru funcționarea în condiții de siguranță, valorile gradului de asigurare la acțiuni seismice  $R_{min}$  date de tabelul 2.11, sunt prea mici ; de exemplu o

construcție trebuie să îndeplinească aceleași condiții de serviciu și după cutremur ca și înainte de cutremur dar la  $R=0,7$  pentru clasa I și  $R=0,5$  pentru cele din clasa III și IV, deci cu o diminuare a rezervei de capacitate portantă de până la 50% .

- perfecționarea aparaturii de măsurare și calcul pentru a permite astfel calcularea la diferite tipuri de structuri și moduri de compartimentare a amortizării critice .

În vederea elaborării tezei, pe baza celor prezentate în cap. 1 și 2 autorul își propune să studieze următoarele aspecte :

1. Realizarea unor echipamente pentru excitarea dinamică a clădirilor pe baza vibrațiilor forțate întreținute .
2. Studiarea, realizarea și perfecționarea unei aparaturi electronice și programe de achiziție și prelucrări de date în vederea determinării perioadelor proprii de vibrație, a fracțiunii de amortizare critică și a deformantei clădirii .
3. Efectuarea de încercări pe clădiri la scară naturală, cu diferite tipuri de structuri de rezistență precum și cu diferite regimuri de înălțime .
4. Efectuarea unui studiu comparativ între valorile găsite pe cale experimentală și cele determinate teoretic cu relațiile prevăzute în P100-92, Eurocod 8, relații empirice sau calculate utilizând diferite programe de calcul .

### CAPITOLUL 3

#### STUDII CU PRIVIRE LA DETERMINAREA RĂSPUNSULUI SEISMIC ÎN STRUCTURA

##### 3.1. CONSIDERAȚII PRIVIND DETERMINAREA PARAMETRILOR DINAMICI AI STRUCTURILOR , ÎN MĂRIME ȘI CONDIȚII NATURALE

În țările cu potențial seismic ridicat precum Japonia, SUA, India cercetările privind determinarea caracteristicilor dinamice ale clădirilor se efectuează de mai mulți ani, [107], [110] ele făcând parte din studiile de proiectare antiseismică a construcțiilor. Utilizarea lor se face atât pentru verificarea ipotezelor de calcul avute în vedere la proiectare ( comparând parametri dinamici calculați cu cei efectivi determinați pe construcțiile realizate ), cât și la expertizarea construcțiilor avariate, prin determinări efectuate înainte și după execuția consolidărilor. Principalele metode experimentale folosite pentru determinarea caracteristicilor dinamice sunt: metoda agitației microseismice și metodele ambientale.

Aceste metode au la bază posibilități de măsurare a caracteristicilor dinamice, pe structură, mai ales, foarte restrictive privind interceptarea mișcării microseismice. Acest lucru conduce la posibilitatea așteptării îndelungate a unei vibrații ( de regulă trafic greu ), sau a unei necorelări a aparatului cu intensitatea mișcării indusă de sursă și în acest caz se riscă înregistrarea unui semnal prea slab sau prea puternic, care conduce la împiedicarea prelucrării ulterioare a datelor.

Din acest motiv autorul a considerat necesară stabilirea unei metodologii prin care să se inducă în structură **vibrații întreținute** pe măsura dorinței înregistratorului privind calitatea înregistrării, precum și posibilitățile de modificare a parametrilor sursei de vibrație, care ar avea un efect benefic pentru acuratețea măsurătorilor efectuate în timpul determinărilor experimentale.

Este cunoscut faptul că în calculele seismice de rezistență, este unanim acceptată ideea [46], [119] că forțele seismice orizontale se determină pe bază încărcărilor gravitaționale ale structurii, care se afectează cu o serie de coeficienți ce țin seama de importanța structurii, de zona seismică a amplasamentului, de perioada proprie de vibrație a structurii și a terenului, de capacitatea de amortizare a structurii etc. **Deci o evaluare corectă a perioadei proprii de vibrație conduce la valori mai apropiate de realitate a încărcărilor și în final, la o dimensionare mai economică a construcției.**

În privința calculelor seismice se observă tendința de uniformizare a metodelor utilizate în diverse țări, cum este cazul țărilor aparținând Comunității Economice Europene. [115] punându-se



accent tot mai mult pe cercetări privind considerarea fenomenului de interacțiune între structură și teren, precum și studierea intensivă a unor soluții de disipare a energiei seismice care se interpun între teren și talpa fundației, cu preponderență, pentru evitarea fenomenului de rezonanță.

Astfel, autorul inițiază și studiază metoda vibrațiilor întreținute pe care o utilizează în încercările experimentale pentru determinarea caracteristicilor dinamice ale clădirilor, este denumită în studiul de față **metoda vibrațiilor forțate sau întreținute. În acest sens vibrațiile sunt induse în clădiri cu ajutorul unui generator mecanic de vibrații, iar cu ajutorul traductoarelor de accelerație și a aparaturii de măsurare și înregistrare sunt redade spectrele de răspuns ale clădirii în scară naturală, adică sub manifestarea fenomenului de conlucrare structură-teren de fundare.**

Deoarece construcțiile antrenate în mișcare se comportă ca niște filtre dinamice, amplificând componentele spectrale de frecvență apropiate frecvențelor proprii și atenuându-le pe cele depărtate de acestea, din analiza și prelucrarea oscilogramelor se trasează spectrele Fourier normalizate [42]. În aceste spectre este evidențiată variația amplitudinilor normalizate  $A_n$  (amplitudinile reale înregistrate împărțite la pătratul frecvenței corespunzătoare. Aceasta este singura componentă variabilă din relația de calcul a forței generate de excitor).

Amplitudinile normalizate maxime ( la vârful spectrului ) corespund la **frecvențele de rezonanță**, ( $f_{rez}$ ), ale clădirii, deci și perioadele proprii de vibrații.

Dacă în aceste spectre se duc paralele la axa frecvențelor ( abscisă ) la înălțimi egale cu  $A_n / \sqrt{2}$  ( înălțime rezultată din echivalarea ariei cuprinsă între sinusoidă și abscisă pe o semiperioadă cu aria unui dreptunghi ) intersecția acestora cu ramurile învecinate ale spectrului, fig.3.1, permite identificarea a două frecvențe  $f_1$  și  $f_2$  cu ajutorul cărora se poate calcula fracțiunea din amortizarea critică  $\nu$ , cu relația ( 3.1 ) din [41]:

$$\nu = \frac{\Delta f}{2f_{rez}} = \frac{f_2 - f_1}{2f_{rez}} \quad (3.1)$$

În această relație  $\Delta f$  reprezintă lățimea benzii de frecvență corespunzătoare unui coeficient dinamic

$$\mu^* = \frac{\sqrt{2}}{2} \mu_{max}^* \quad (3.2)$$

unde:

$$\mu_{max}^* = \frac{1}{2\nu\sqrt{1-\nu^2}} \approx \frac{1}{2\nu} \quad (3.3)$$

Așa cum este prezentat în literatura de specialitate [41], **amortizarea critică** reprezintă aceea valoare limită a amortizării vâscoase la care sistemul dinamic, părăsind starea de repaus, revine la poziție inițială fără să oscileze.

Evaluarea amortizării critice se face cu ajutorul **fracțiunii din amortizarea critică**  $\nu$ , definită ca raportul dintre coeficientul de amortizare efectiv și coeficientul de amortizare critică. Coeficientul de amortizare critică este o caracteristică proprie a sistemului oscilant și depinde de masa și constanța elastică a acestuia.

Dacă fracțiunea din amortizare critică este supraunitară,  $\nu > 1$ , se consideră, că sistemul oscilant are o **amortizare supracritică**, mișcarea rezultantă nu mai este oscilatorie ci aperiodică, ca și în cazul când  $\nu = 1$ . În cazul în care  $\nu < 1$ , caz ce interesează din punct de vedere practic, sistemul oscilant are o **amortizare subcritică**. Mișcarea sistemului este pseudoarmonică care descrește exponențial în timp.

În concluzie, diagrama spectrului normalizat, fig. 3.1, constituie o nouă modalitate de determinare a fracțiunii din amortizarea critică  $\nu$ , atunci când se uzitează vibrațiile întreținute induse în structură, pe lângă cea în care se folosește decrementul logaritmic, situație când se folosesc șocurile produse de trafic, explozii, lovituri puternice, etc.

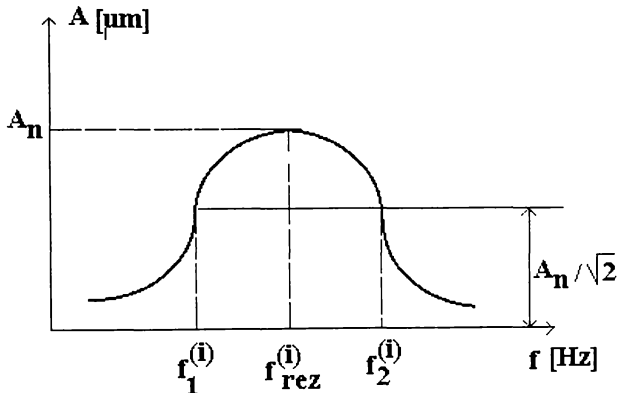


Fig. 3.1 Spectru normalizat al amplitudinii [41].

### 3.2. STUDIUL, PROIECTAREA SI EXECUTAREA UNEI INSTALAȚII DE EXCITARE DINAMICĂ A STRUCTURII CONSTRUCȚIILOR (IN SITU)

Intrucât pe plan național, pentru determinarea caracteristicilor dinamice ale structurilor, s-au folosit doar metode ale agitației microseismice (șocuri, explozii) precum și cele ambientale (datorate traficului), în cadrul unui colectiv lărgit de la INCERC Timișoara și Departamentul de

inginerie geotehnică și căi de comunicație terestră a Facultății de Construcții din Timișoara, colectiv din care a făcut și face parte și autorul prezentei lucrări, au fost studiate, concepute, proiectate și realizate două instalații de excitare dinamică care induc în construcție vibrații forțate. Cele două instalații studiate sunt: **vibrator mecanic centrifugal ( vibrogenerator ) și oscilatorul mecanic pendular** ambele inserează elemente de noutate în această direcție.

Pentru a înțelege modul lor de construcție și funcționare, se prezintă mai jos schemele de principiu privind funcționarea celor două instalații de producere a vibrațiilor care s-au studiat și experimentat.

### 3.2.1. Studiul , concepția și realizarea vibrogeneratorului mecanic centrifugal [6], [105], [111]

Din studiile făcute, se face o scurtă referire la vibrogenerator care este proiectat și executat, fiind alcătuit dintr-un cadru metalic fig. 3.2. și 3.3, prevăzut cu două axe verticale pe care se pot monta, excentric mase cu greutatea cuprinsă în gama 0...96 kg, constituite din plăci metalice groase. Axele, având montate masele pe ele, totdeauna aceleași pe fiecare ax, se rotesc în sens invers una față de cealaltă, în așa fel încât forțele inerțiale ce iau naștere se însumează pe direcția pe care este făcut montajul, iar pe direcția perpendiculară se anulează. Forța perturbatoare maximă ce se poate realiza este de 74,3 kN, pentru frecvențe de la 0 la 20 Hz.

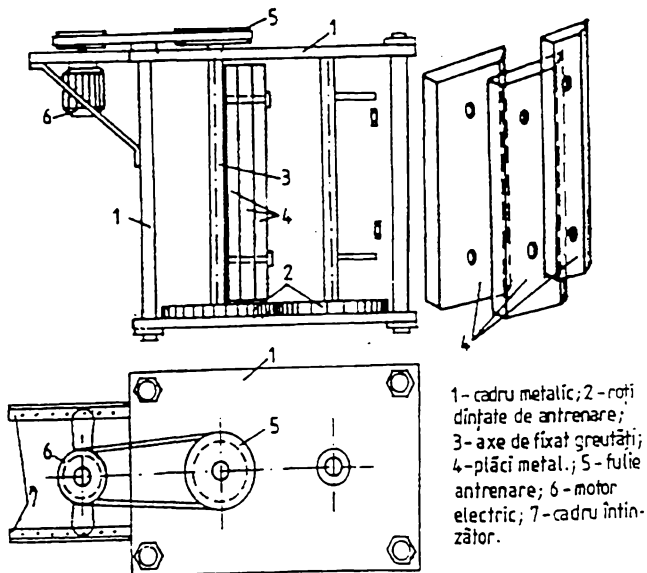


Fig.3.2 Schema de principiu a vibrogeneratorului studiat

Antrenarea vibrogeneratorului se realizează cu un motor electric monofazat de 1,8 kW, a cărei turație este redusă prin intermediul unei fulii astfel încât să nu se depășească o frecvență de 20 Hz.

Până la frecvența de 8 Hz vibrogeneratorul poate fi acționat și manual chiar cu toate masele excentrice montate pe cele două axe metalice.

Poziția în lucru a celor două axe este de regulă verticală dar poate funcționa la fel de bine și cu axele orientate orizontal, perpendicular pe direcția de oscilație, așa cum este prezentat în fig. 3.3.

Instalația este dotată și cu un variator de turație, compus dintr-o instalație de comandă și un motor de antrenare tip sincron (6).

Cadrul metalic, pe care sunt fixate masele excentrice, se fixează între părțile de rezistență ale clădirii ( stâlpi, ziduri ) cu ajutorul unor țevi filetate, telescopice, pentru a acoperi o gamă cât mai largă de deschideri, pe direcția în care se dorește a excita clădirea, ( fig.3.3 ).

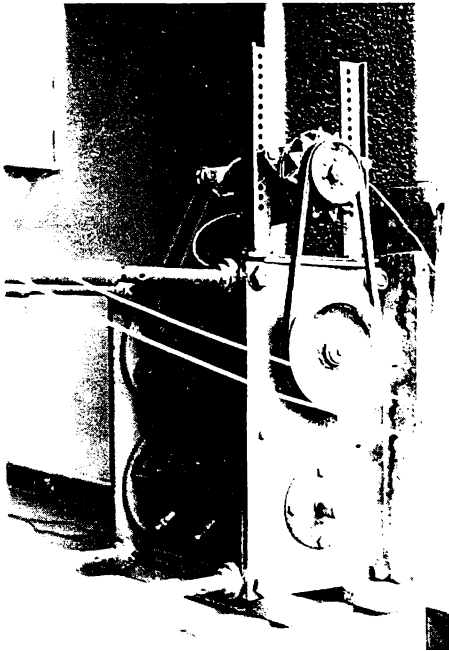


Fig.3.3. Vedere de montaj a vibrogeneratorului

În tabelul 3.1 sunt prezentate combinațiile posibile ce se pot realiza: forțe perturbatoare  $P$  (N) în funcție de masa  $M$  (kg), frecvența  $f$  (Hz) a vibratorului, valorile maselor adiționale și excentricităților  $r$  (m), rezultând astfel posibilitatea de schimbare a parametrilor vibrogeneratorului, funcție de situația impusă la determinările ce se fac.

Tabelul 3.1. Parametrii M, F, P ai vibrogeneratorului.

F [Hz]	M [kg]	P [N]	F [Hz]	M [kg]	P [N]
1	2	3	4	5	6
3	M <sub>1</sub>	320	7	M <sub>1</sub>	1743
	M <sub>1-2</sub>	905		M <sub>1-2</sub>	5421
	M <sub>1-3</sub>	1447		M <sub>1-3</sub>	7878
	M <sub>1-4</sub>	1672		M <sub>1-4</sub>	9103
4	M <sub>1</sub>	564	8	M <sub>1</sub>	2277
	M <sub>1-2</sub>	2102		M <sub>1-2</sub>	7080
	M <sub>1-3</sub>	2573		M <sub>1-3</sub>	10291
	M <sub>1-4</sub>	2973		M <sub>1-4</sub>	11890
5	M <sub>1</sub>	889	9	M <sub>1</sub>	2881
	M <sub>1-2</sub>	2766		M <sub>1-2</sub>	8961
	M <sub>1-3</sub>	4020		M <sub>1-3</sub>	13024
	M <sub>1-4</sub>	4645		M <sub>1-4</sub>	15048
6	M <sub>1</sub>	1281	10	M <sub>1</sub>	3557
	M <sub>1-2</sub>	3982		M <sub>1-2</sub>	11062
	M <sub>1-3</sub>	5788		M <sub>1-3</sub>	16079
	M <sub>1-4</sub>	6688		M <sub>1-4</sub>	18579

Valorile maselor și excentricitățile menționate în tabelul 3.1 sunt următoarele:

M <sub>1</sub> = 20,5 kg	r <sub>1</sub> = 0,022 m	M <sub>1</sub> = 20,5 kg	r <sub>1</sub> =0,022 m
M <sub>2</sub> =17,0 kg	r <sub>2</sub> = 0,056 m	M <sub>1-2</sub> =37,5 kg	r <sub>1-2</sub> =0,037 m
M <sub>3</sub> =7,5 kg	r <sub>3</sub> = 0,085 m	M <sub>1-3</sub> =45 kg	r <sub>1-3</sub> =0,045 m
M <sub>4</sub> =3,0 kg	r <sub>4</sub> = 0,105 m	M <sub>1-4</sub> = 48 kg	r <sub>1-4</sub> =0,0491 m

Rezultă, din cele prezentate, o gamă largă de posibilități de schimbare a parametrilor vibrogeneratorului, respectiv de folosirea acestuia. Modelul astfel studiat și proiectat a fost executat și experimentat ( fig.3.3).

### 3.2.2 Studiul unui oscilator mecanic tip pendul [6], [105], [111]

Oscilatorul tip pendul, fig. 3.4 și 3.5, studiat proiectat și realizat pentru studii în domeniu este destinat încercărilor pe construcții cu flexibilitate mare ( construcții cu structuri în cadre sau cadre diafragme cu un regim de înălțime mai mare de 5 nivele ), deci cu perioadă peste 1,0 s.

Pendulul asigură o gamă de frecvență cuprinsă între 0,5...9 Hz.

Principalele elemente componente ale instalației sunt :

a) Cadrul suport al instalației, realizat din țevă.

Imbinarea tronsoanelor se face prin intermediul unor blocuri metalice de fixare.

- b) Pendulul propriu-zis cu masa de 260 kg și cu o lungime variabilă cuprinsă între 5 și 110 cm.

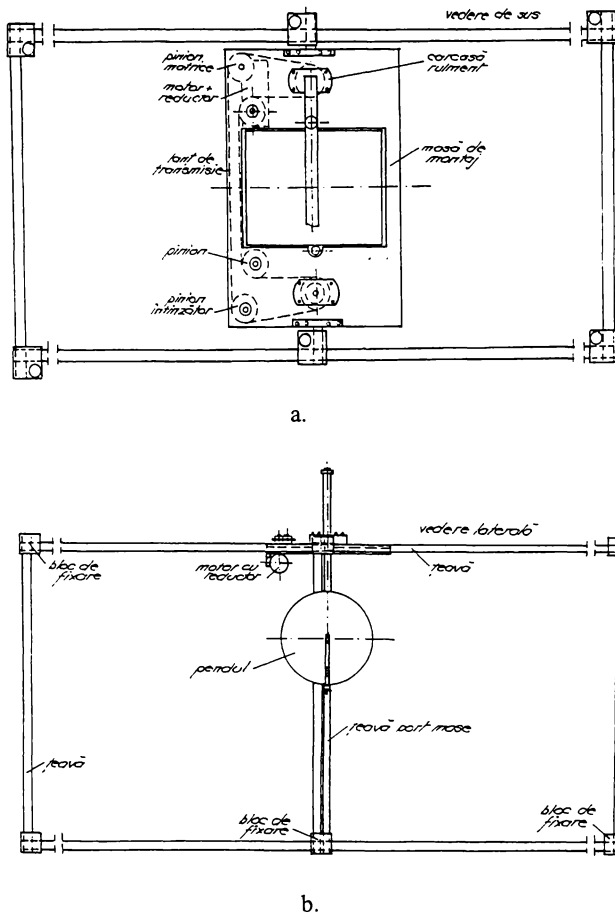


Fig. 3.4 Schema de alcătuire a oscilatorului de tip pendul:

a- vedere de sus; b- vedere laterală.

Deplasarea masei pendulare în timpul oscilației produce modificarea frecvenței, respectiv a perioadei proprii de oscilație. Deplasarea se face prin intermediul unui sistem mecano-electric. Variația dintre perioada  $T$  (frecvența  $f$ ) și lungimea brațului  $l$  este prezentată tabelar în tabelul 3.2 în care valorile sunt calculate cu relația

$$T = 2\pi\sqrt{l/g}, \text{ unde } g \text{ este accelerația gravitațională.}$$

În fig. 3.6 este dată reprezentarea grafică a valorilor din tabelul 3.2, având pe abscisă lungimea  $l$  a pendulului și pe ordonată perioada  $T$  (frecvența  $f$ ). Se observă că perioada scade

foarte mult cu creșterea brațului  $l$  până la valoarea de  $0,1$  m după care descreșterea nu mai este semnificativă, tinzând asimptotic către o valoare în jurul a  $0,5$  s.

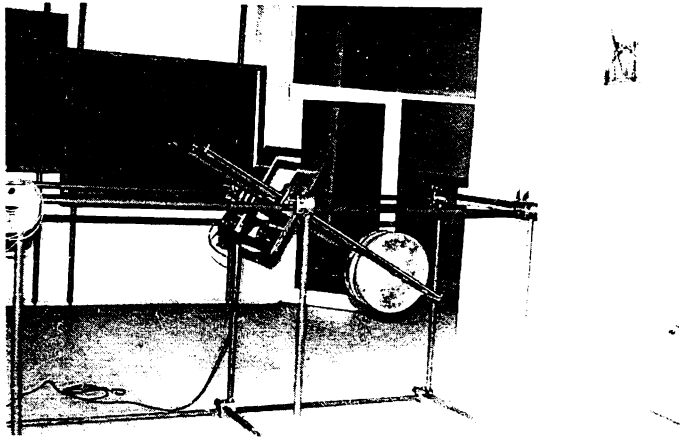


Fig. 3.5 Vedere de ansamblu și modul de funcționare al oscilatorului de tip pendul.

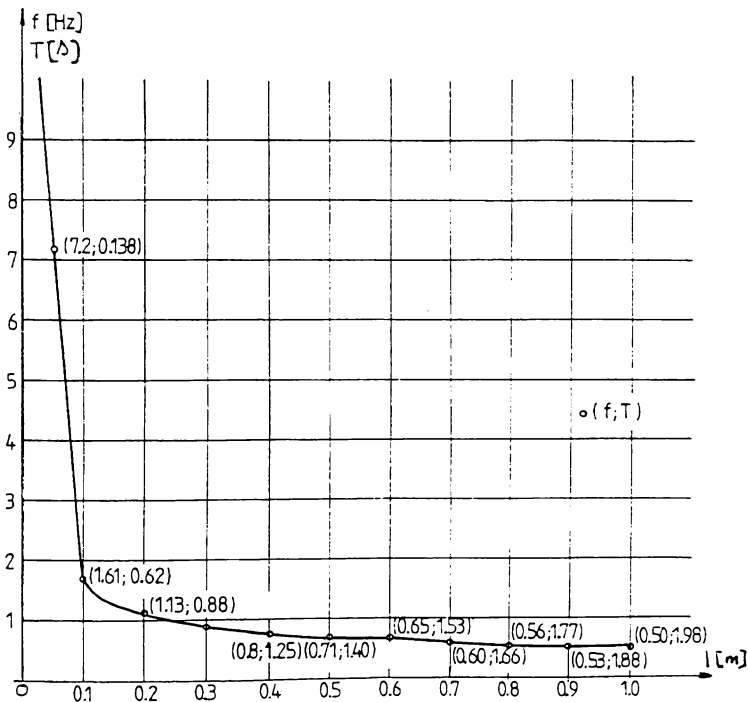


Fig. 3.6 Variația frecvenței și perioadei de oscilație funcție de lungimea pendulului.

Tabelul 3.2 Valorile perioadei și frecvenței funcție de lungimea pendulului

l[m]	0.05	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0
T(sec.)	0.138	0.62	0.88	1.087	1.25	1.40	1.53	1.66	1.77	1.88	1.98
f(Hz)	7.2	1.61	1.13	0.91	0.80	0.71	0.65	0.60	0.56	0.53	0.50

- c) Masa de montaj a mecanismului pe care se montează componentele ansamblului mecano-electric.
- d) Ansamblul mecano-electric de reglare a perioadei de oscilație se compune din : motor electric cu reductor, tije filetate de antrenare, pinioane cu rulmenți, transmisie cu lanț. Acționarea oscilatorului se poate face manual dar și mecanic, prevăzut pentru această operație, cu un motor electric liniar de antrenare.

Prinderea oscilatorului pendular de structură se realizează, la fel ca și în cazul vibrogeneratorului, cu tije metalice filetate ancorate de structura de rezistență a clădirii sau cu ajutorul unor juguri metalice în cazul prinderii de un stâlp structural al clădirii.

O vedere de ansamblu, în timpul funcționării, este prezentată în fig. 3.5.

Oscilatorul a cărui parametri s-au stabilit, a fost proiectat și realizat, fiind folosit la diverse încercări în domeniu.

### 3.3 STUDIU PRIVIND STABILIREA UNEI METODOLOGII DE ÎNREGISTRARE A RĂSPUNSULUI STRUCTURII

Având concepute, proiectate și realizate instalațiile de producere a vibrațiilor, s-a pus problema studierii unei metodologii privind înregistrarea răspunsului dinamic al structurii. În acest sens s-a studiat și realizat pe plan local, constituind, de asemenea, elemente de noutate în domeniu, un lanț de aparatură și programe de calcul automat menite să realizeze achiziția, filtrarea, prelucrarea și redarea datelor privind răspunsul dinamic al structurii.

#### 3.3.1 Studiu privind stabilirea lanțului de aparatură necesară pentru înregistrarea răspunsului structurii

Aparatura necesară pentru producerea și înregistrarea vibrațiilor din structură, este prezentată în schema bloc din fig. 3.7 și în vederea de ansamblu din figura 3.7' având în componență următoarele: traductori de accelerație, aparat pentru măsurarea parametrilor mișcării, translator de nivel, convertor analog / numeric cu 8 (16) canale, interfețe seriale și paralele, calculator, imprimantă (plotter), convertoare digitale / analoge serial și paralel, înregistrator în planul  $x - y$ .



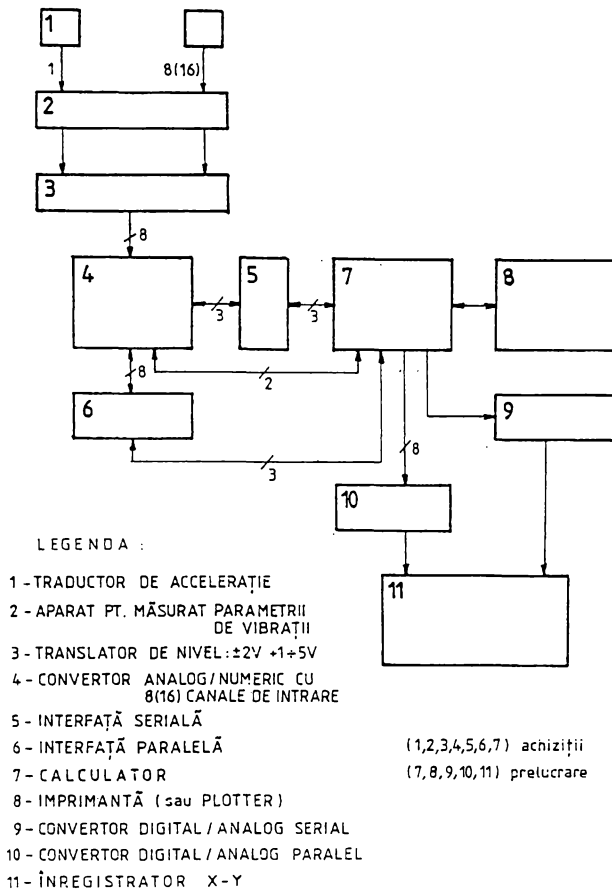


Fig. 3.7 Schema bloc a aparaturii pentru producerea și înregistrarea vibrațiilor

- **Traductori de accelerații** folosiți sunt de tip KB 12 și sunt elemente generatoare de tensiune proporțională cu accelerația captată. Se pot folosi până la accelerații de 12 g. Caracteristica de frecvență e liniară pe intervalul 0,2...0,5 Hz are o atenuare în jur de 100 dB, ceea ce face ca valoarea măsurată să fie majorată în intervalul ( 1,3...1,5 ) ori.

- **Aparat pentru măsurarea parametrilor mișcării**, de tip SM 231 cu 3 canale, prelucrează tensiunea electrică dată de traductor și afișează echivalentul mărimi urmărite ( accelerație, viteză sau deplasare) prin una sau două integrări succesive.

- **Translatorul de nivel** modifică tensiunea alternantă mică, dată la ieșire de aparatul de măsurare a parametrilor mișcării, care este în domeniul  $\pm 2V + (1...5)V$ , într-o tensiune de lucru.

- **Convertor analog / numeric** convertește domeniul de tensiune  $+(1...5)v$  într-un număr cuprins între 0 și 255, echivalentul unui număr binar de 8 biți.

- **Interfața serială și paralelă** este utilizată în comanda analog numerică cu care se citește datele. S-au folosit semnalele celor două interfețe (porturi) serială și paralelă pentru a se dialoga cu un aparat extern (aparat de achiziții date), pentru a se permite o acoperire a tuturor posibilităților de prelucrare date.

- **Calculatorul** folosit a fost unul de putere mică spre mediu, de tip 386 cu o memorie de 20 MB, prevăzut cu ambele interfețe serială și paralelă.

- **Imprimanta** cea care s-a folosit la experimentări a fost una cu 24 ace, în mod normal poate fi utilizată orice tip de imprimantă (jet de cerneală, laser) compatibilă cu calculatorul.

- **Convertoare digitale / analoge serial și paralel** transformă valorile numerice în valori analogice, exprimate în tensiuni electrice, necesare posibilității de trasare a semnalului și cu ajutorul înregistratorului x – y aflat în dotarea instituției noastre.

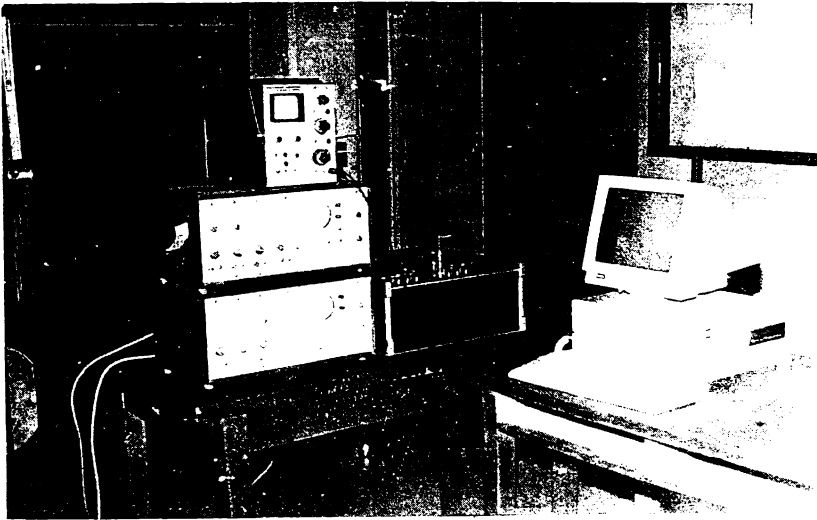


Fig. 3.7' Vedere de ansamblu a aparaturii de măsurarea datelor.

Metodologia studiată cu privire la înregistrarea răspunsului dinamic al structurii excitate, folosind una din instalațiile descrise mai sus, prezentată în diagrama din fig.3.7. cuprinde în esență următoarele aspecte de bază : captarea accelerației de către traductori și conversia acestora în tensiune electrică, prelucrarea tensiunii electrice dată de traductori de către aparatul de măsurare a parametrilor mișcării, modificarea tensiunii obținute în tensiunea de lucru de către translatorul de nivel, conversia domeniului de tensiune de  $+(1...5)V$  într-un număr ce reprezintă echivalentul unui număr binar de 8 biți, cu una din interfețele seriale sau paralele se citește datele și se dirijează către periferie unui aparat de achiziții date în vederea prelucrării lor de către calculator și a redării acestor valori vizual pe monitor sau grafic pe imprimantă, plotter sau înregistrator x – y.

Datorită faptului că s-a dispus, așa cum s-a prezentat mai sus, de un calculator de capacitate mică la medie, aflat în dotare, și pentru că la gama de încercări pentru care s-a preconizat a se face, s-a considerat că 8 canale de înregistrare simultană a semnalelor de la 8 traductori de accelerație sunt suficiente. Acest lucru a fost condiționat și de faptul că utilizând mai multe canale duce la scăderea numărului de citiri pe unitatea de timp. Cu alte cuvinte, citirile efectuate nu ar putea reprezenta cât mai fidel mișcarea reală de oscilație a structurii. Această condiție este dictată de faptul că comutarea de pe un canal pe altul este comandată de un circuit integrat din convertor care numai cu un simplu impuls extern poate comuta un număr de canale rezultat din puterea lui 2 ( $2^0 = 1$ ,  $2^1 = 2$ ,  $2^2 = 4$ ,  $2^3 = 8$ ,  $2^4 = 16$  canale).

Orice altă valoare intermediară ar complica procesul de achiziție al datelor, dictată de viteza de lucru al calculatorului. Acest impediment se poate înlătura dacă se utilizează un calculator mai performant, de ultimă generație.

Programele rulate pe calculator ( de achiziție, etalonare, prelucrare și trasare, ce vor fi prezentate în continuare, au fost făcute în limbajul C ++, unul din limbajele cele mai apropiate de limbajul cod – mașină. Acest limbaj a permis lucru cu viteza cea mai mare, facilitând citirea unui volum de date mai mare în aceeași unitate de timp cu repercusiuni clare în economisirea memoriei dinamice RAM a calculatorului ( memoria externă de lucru ). Acest aspect oferă posibilitatea de a nu face apel mereu la memoria internă de pe hard disc, care ar conduce la o viteză mai lentă de lucru și la o uzură mai rapidă a calculatorului. În acest fel datele achiziționate în RAM sunt transferate în bloc pe hard disc și secvențial ( octet cu octet ).

Folosirea programelor în limbajul C++ reduce lungimea a unei date secvențiale la un octet în comparație cu situația când aceste programe dacă s-ar fi făcut în alte limbaje s-ar putea folosi 5...8 octeți pentru același volum de informație înmagazinată. În concluzie această modalitate dă posibilitatea de a citi date cu durata cât mai lungă, adică de a urmări fenomenul pe o perioadă cât mai lungă de timp, aspect combinat și cu posibilitatea de a efectua o densitate cât mai mare de date citite în unitatea de timp, conduc la înregistrarea fenomenului cât mai aproape de cel real.

De remarcat faptul că translatorul de nivel, convertorul analog / numeric și interfețele serială și paralelă, înserarea și calibrarea în lanțul celorlalte aparate, precum și programele de calcul, prezentate în continuare, sunt de asemenea elemente de noutate în cadrul acestui studiu.

### **3.3.2. Studii cu privire la stabilirea procedeeleor de efectuare a determinării răspunsului seismic**

În vederea determinării răspunsului dinamic al structurii unei construcții, la scară naturală, folosind vibrațiile întreținute induse în structură date în instalațiile de produs vibrații descrise mai

sus și cu ajutorul lanțului de aparatură precizat, în prezentul capitol, s-au făcut studii pentru stabilirea procedeele de efectuare a măsurătorilor. Aceste procedee ( tehnologii ) sunt prezentate atât pentru lucrul cu vibrogeneratorul de vibrații cât și lucrul cu oscilatorul de tip pendular.

Se prezintă, mai jos, fazele tehnologice, în ordinea apariției lor, privind montajul și înregistrarea datelor.

- După montarea și rigidizarea generatorului de vibrații de structura de rezistență a construcției, se trece la montarea și punerea în funcțiune a aparatelor de măsură și înregistrare, (fig.3.7').

- Se fixează în punctele prevăzute traductoarele de accelerație de tip **KB 12**, dirijate după direcția forței perturbatoare și pe cât posibil toate pe aceeași verticală. Se face etalonarea lanțurilor de măsură și se aduc toate canalele la același capăt de scală pentru a evita corecțiile ulterioare. Se verifică funcționarea tuturor canalelor după care se conectează de la rețea. Etapa următoare este conectarea ieșirilor canalelor de măsurare la interfața de achiziție și conversie analog numerică (**CAN**). Se urmărește ca să se păstreze aceeași polaritate. Urmează cuplarea (**CAN**) la calculator, cuplările făcute se execută cu aparatele deconectate. Se pune în funcțiune interfața (**CAN**) și calculatorul (**PC**) și se execută un program test pentru a se confirma funcționarea corectă a aparatelor.

- Dacă se utilizează excitatorul pendular se procedează astfel: se conectează la rețea alimentatorul motorului de antrenare și se procedează la introducerea în oscilație a pendulului, concomitent cu variația lungimii pendulului ( perioada fiind direct proporțională cu lungimea brațului ) prin lungirea sau scurtarea brațului pendulului.

- Se fixează pe oscilator senzorul pentru determinarea perioadei și se conectează la (**CAN**).

- Înainte de a declara instalația gata de lucru, se mai face o testare dinamică punând în funcție generatorul de vibrații și parcurgând toată gama de frecvențe în care se face încercarea, urmărind nivelul semnalelor. În caz că acestea vor fi mult mai mari sau mult mai mici decât cele admise de (**CAN**) se procedează la schimbarea capătului de scală, aspect ce se consemnează într-un fișier de date inițiale, pentru a se ține seama ulterior de aceste modificări prin aprecierea de corecții necesare datelor înregistrate.

- Se mai face o determinare prealabilă, având în vedere faptul că cele două generatoare de vibrații pot parcurge gama de frecvențe în intervale de timp diferite, de aproximativ 10 ori.

Prin modificarea unei constante în program, se afectează durata ciclului de citire a datelor, astfel încât în ambele cazuri, pe o perioadă minimă să se facă aceeași discretizare.

Acest lucru este necesar dacă se dorește o durată cât mai mare de înregistrare, ținând cont că timpul de preluare a datelor de către instalație este de circa 20  $\mu$ s, iar memoria RAM a calculatorului folosit este mică, 0,5 MB (  $DURATA = MEMORIA \times DISCRETIZAREA$  ).

În acest moment se poate considera instalația gata de lucru.

Stabilirea tehnologiei de încercări a fost făcută diferit în funcție de cele două tipuri de generatoare de vibrații și anume :

#### a) Tehnologia de lucru folosind vibrogeneratorul

- Se pun în funcțiune aparatele de măsură și înregistrare după care se pornește vibrogeneratorul pe turația minimă. Se lansează programul de achiziție date și se comandă creșterea turației vibrogeneratorului, pe cât posibil cu o variația liniară, ca structura să aibe timp pentru a intra în eventuale rezonanțe.

- După atingerea turației maxime se parcurge gama de frecvență în sens invers cunoscând faptul că rezonanță se produce la valori ale frecvențelor apropiate, dar nu identice în cele două cazuri. La fel se procedează și în cazul când se manevrează manual vibrogeneratorul.

- Timpul disponibil este cunoscut aproximativ și este dat de durata cât calculatorul citește datele, programul fiind prevăzut cu o buclă de STOP-END, dar este preferabil să se coreleze aceste perioade de timp.

#### b) Tehnologia de lucru folosind vibratorul de tip pendul

Si în cazul vibratorului de tip pendul este necesară punerea manuală în funcțiune.

- Operația începe cu aducerea pendulului la elongația maximă – lungimea maximă a pendulului.

- Incercarea se începe cu perioada cea mai mare. Se lansează programul ( care are o durată mult mai mare decât în cazul vibrogeneratorului ) și se dă start momentului de ridicare a masei pendulului. În timpul acestui proces se urmărește ca pendularea să nu depășească planul orizontal.

- Banda de frecvență se parcurge și în acest caz atât direct cât și în sens invers, dar este necesară susținerea manuală a elongației maxime. Durata înregistrării se fixează prin program.

- În ambele cazuri de folosire a generatoarelor de vibrații, după terminarea încercării se controlează fișierele de date culese prin vizualizare pe monitor și în caz de reușită și după remedieri se repetă operațiile amintite mai sus.

- Scoaterea din funcțiune a instalației începe cu oprirea calculatorului, urmată de deconectarea (CAN) și a aparatelor de măsură, precum și a motoarelor de acționare a vibratorului. Se deconectează de la rețea toate aparatele și se desfac conexiunile dintre ele, după care se trece la demontarea generatorului de vibrații, fază cu care încercarea se consideră terminată.

### 3.3.3 Studii asupra pachetului de programe realizate pentru efectuarea măsurătorilor

Semnalele culese de traductori și preluate de aparatul de măsurare a vibrațiilor sunt înregistrate în memoria internă a calculatorului.

Din cauza forțelor de excitație relativ mici transmise de generatoarele de vibrații, structurii construcției, semnalele percepute de traductorii de accelerație se caracterizează printr-un raport semnal / zgomot mic.

Semnalele înregistrate, emise de sursele de excitație sunt afectate de o serie întreagă de perturbații a căror sursă de proveniență poate să fie procesul tehnologic, traficul rutier, feroviar sau aeronautic, vânt, șocuri, etc.

Pentru a se putea realiza achiziția, filtrarea, prelucrarea și trasarea de date reale a fost nevoie să se studieze posibilitatea folosirii unor tehnici de mai mare precizie. În acest scop s-au conceput și realizat efectiv o serie de programe de calcul în limbaj C++, motivația fiind prezentată în paragraful 3.3.1. Se prezintă, mai jos, sumar, caracteristicile de bază ale grupelor de programe concepute și implementate în circuitul pentru definitivarea cercetărilor în vederea atingerii scopului final ( determinarea caracteristicilor dinamice ).

#### 3.3.3.1 Studiu și stabilirea unor programe pentru achiziții date

Având în vedere performanțele limitate ale calculatorului aflat în dotare a fost absolut nevoie, așa cum s-a arătat mai sus, de niște programe concepute de așa natură încât să permită economisirea spațiului alocat pentru memorie. Astfel pentru achiziția datelor a fost necesară conceperea unor programe de etalonare pe baza unui semnal cunoscut, programe de achiziție semnale pe un canal, pentru a se face o testare funcțională, achiziții semnale pentru canale, atunci când nu sunt necesare mai multe date ( hale parter, torsiune ) și pentru opt canale, cazul cel mai frecvent uzitat.

Programele pentru achiziția datelor permit înregistrarea simultană a maxim 8 puncte de măsurare.

Setul de programe de achiziție date cuprinde următoarele programe :

- **program achiziție semnal de etalonare**, permite etalonarea aparatului folosind un semnal;
- **program achiziție semnal pe 1 canal**, permite achiziția datelor doar pe un canal, pentru testare;

- **program achiziție semnal pe 4 canale.** permite achiziția datelor pe 4 canale nefiind nevoie de mai multe;
- **program achiziție semnal pe 8 canale.** permite achiziția datelor pe 8 canale acoperitor pentru numărul de puncte de măsurare;

Schema logică de lucru este prezentată în fig. 3.8 cu subrutinele ( subprogramele ) ciclului de achiziție, fig. 3.9, a programului de eşantioane, fig. 3.10 și a programului pentru determinarea perioadei, fig.3.11.

Programele propriu-zise sunt prezentate în Anexele 3.1...3.4 (la sfârșitul capitolului).

### 3.3.3.2 Studiul și stabilirea unor programe de filtrare a semnalului înregistrat

Programele de filtrare au rolul de a curăța semnalul înregistrat de factorii perturbatori exteriori produs de elemente elastice ( stâlpi, grinzi, planșee de lemn ), care au frecvențe proprii mai mari decât a semnalului dat de structură, ce se suprapun peste semnalul de răspuns al structurii creând derutare în prelucrare. Filtrarea se face într-o anumită bandă de frecvență în jurul semnalului principal produs de vibrator, care trebuie "curățat".

Setul de programe destinat filtrării semnalului înregistrat cuprinde următoarele programe :

- **program de filtrare pentru un canal** - filtru sus, permite filtrarea pe un canal a semnalelor cu frecvențe mai mari decât cele ale vibratorului;
- **program de filtrare pentru 2 canale**, permite filtrarea pe 2 canale a semnalelor cu frecvențe mai mari decât cele ale structurii;
- **program de filtrare pentru 4 canale**, permite filtrarea pe 4 canale a semnalelor cu frecvențe mai mari decât cele ale structurii;
- **program de filtrare pentru 8 canale**, permite filtrarea pe 8 canale a semnalelor cu frecvențe mai mari decât cele ale structurii;

Programele enumerate se găsesc la sfârșitul capitolului în Anexele 3.5...3.8 .

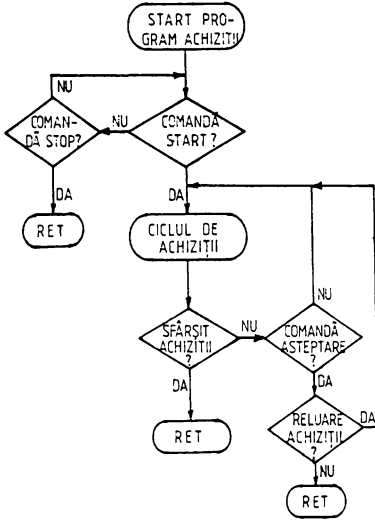


Fig. 3.8 Organigrama programului principal

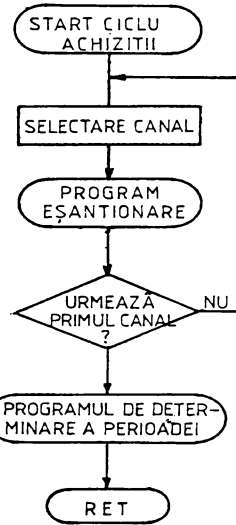


Fig. 3.9 Subrutină ciclului achiziție

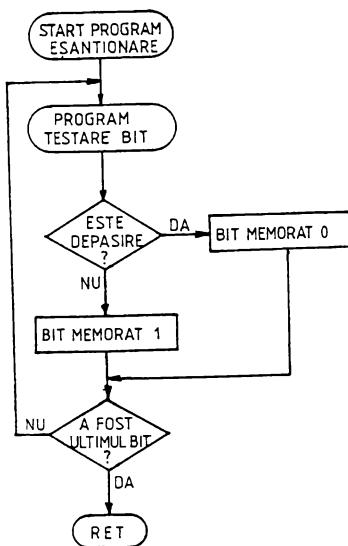


Fig. 3.10 Subrutină program eșantionare

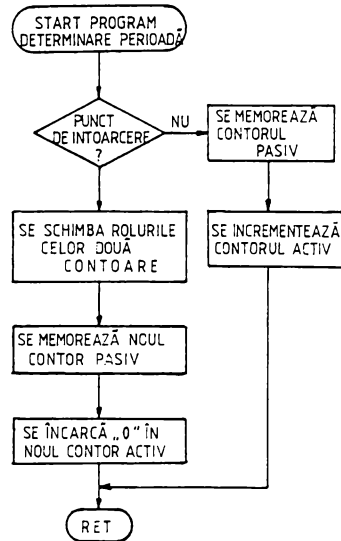


Fig.3.11 Subrutina pentru determinarea perioadei



### 3.3.3.3 Studiu și stabilirea unor programe de prelucrare a datelor înregistrate

După filtrarea semnalului înregistrat intră în lucru setul de programe destinat prelucrării datelor înregistrate.

Schema logică a programului principal de prelucrare este prezentată în fig. 3.12.

Organigrama inserează pe lângă schema logică de prelucrare a datelor și schema logică de filtrare a semnalului, eliminând perturbațiile. Programul afișează într-un fișier valorile perioadei, amplitudinilor pe canale după normalizarea spectrului. Se urmărește prin program, tot timpul valoarea amplitudinii, determinând la valoarea maximă a înfășurătorii acesteia, valoarea frecvenței de rezonanță corespunzătoare modurilor proprii de vibrație.

Principalele programe inserate în setul de prelucrare a datelor sunt: \*

- **program test memorie**, verifică dacă citirea și scrierea în memorie a unui octet este corectă;
- **program test memorie folosind un tablou**, verifică dacă citirea și scrierea în memorie mai multor octeți ( tablou ) este corectă;
- **program test memorie folosind 4 tablouri**, verifică corectitudinea citirii și scrierii în memorie a unui grup de 4 tablouri;
- **program citire fișier binar**, controlează dacă nu sunt limitări în lanțul de măsurare în toți octeții;
- **program test pentru prelucrarea fișierului de date cu ajutorul tablourilor**, crează un tablou și controlează dacă datele inserate sunt corecte;
- **program de calcul principal**, efectuează calcule de prelucrare și inserează în fișiere valorile perioadei, amplitudinilor și spectrului;
- **program trasare după prelucrarea datelor prin filtru trece sus**, controlează dacă programul filtru trece sus a avut efect;
- **program de trasare semnal din 8 canale după filtrare**, controlează dacă programul filtru a avut efect, aspect vizualizat pe monitor printr-un grafic;
- **program de trasare semnal dintr-un canal**;
- **program de trasare semnal din 2 canale**;
- **program de trasare semnal din 4 canale**;
- **program de trasare semnal din 8 canale**.

Ultimele 4 programe de trasare semnal dintr-un canal, din 2, 4 sau 8 canale permit trasarea grafică pe ecranul monitorului și din zona de memorie dorită, prin derularea pe monitor a graficului pagină cu pagină sau a unei anumite pagini, după preferință din totalul de 102 pagini.

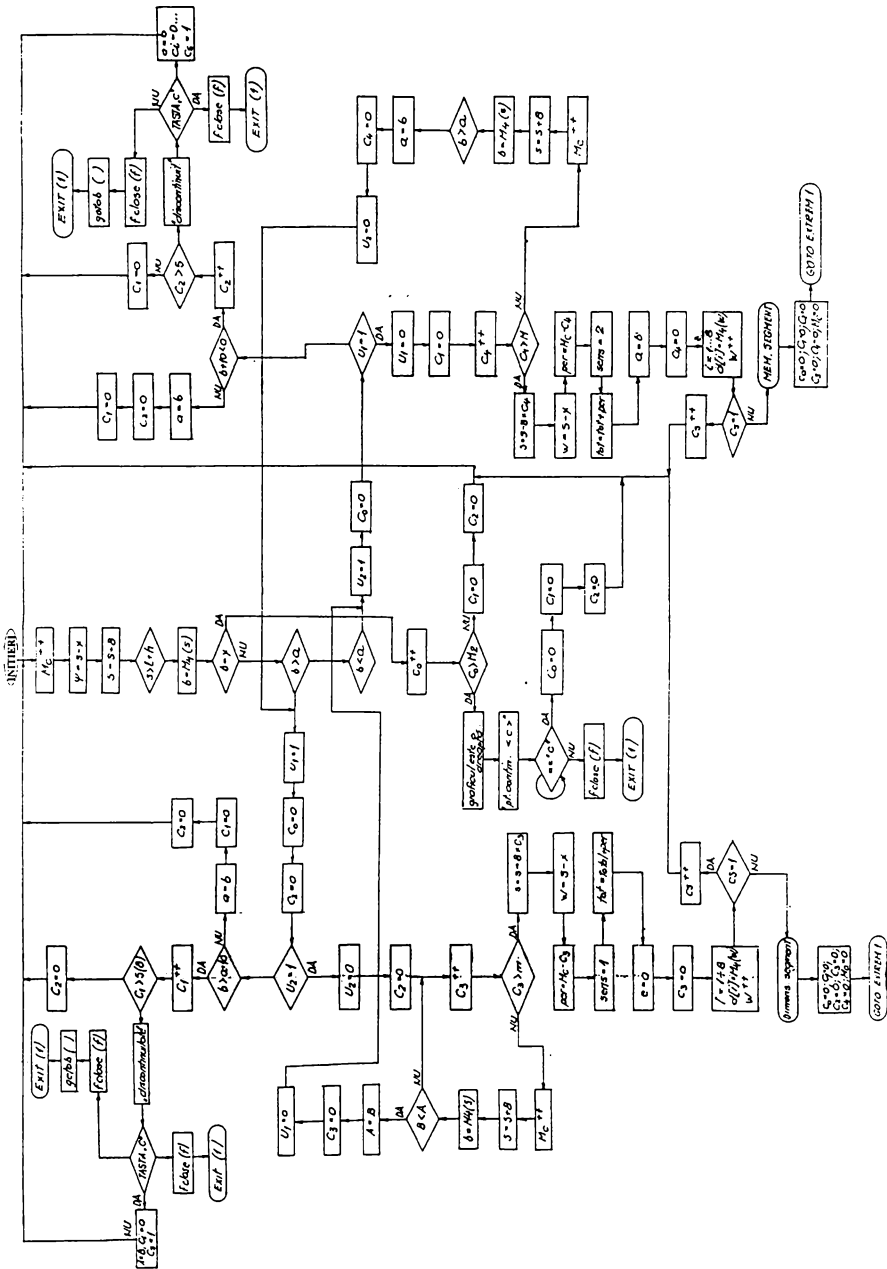


Fig. 3.12 Organigrama programului principal.

Setul de programe aferent acestui ciclu de lucru este prezentat în Anexele 3.9...3.20 (la sfârșitul capitolului).

#### 3.3.3.4 Programe de prezentare grafică a datelor prelucrate

După prelucrarea și selectarea efectivă a datelor înregistrate se trece la următorul pas de redare grafică a măsurătorilor. Redarea vizuală se poate realiza, prin control, la osciloscop sau prin conectarea unei imprimante sau a unui plotter la calculator. Aceste programe permit trasarea unor caracteristici care ne interesează ele putând fi furnizate de un canal, 2, 4, 8 canale.

Setul de programe ce intră în acest ciclu sunt:

- **program trasare semnal de etalonare**, atunci când se dorește ca semnalul prelucrat să fie însoțit și de semnalul de etalonare;
- **program de trasare înfășurătoare semnal din canalul selectat**, permite trasarea valorii maxime a unei caracteristici din gama de mai multe valori;
- **program trasare deformată**, permite trasarea deformată a unei structuri.

Acest pachet de programe este prezentat în Anexa 3.21...3.23 (la sfârșitul capitolului).

Deci, în urma prelucrării datelor, programele de calcul enumerate permit afișarea spectrului de frecvență, cu un anumit pas impus de operator, a construcției analizate, a deformației, al cărui grafic este o linie poligonală având vârfurile la nivelul etajelor clădirii pentru modurile proprii dorite și mișcări de rotație a clădirii în ansamblul său, prin amplasarea a minim doi traductori la același nivel al clădirii. Acest aspect conduce la posibilitatea înregistrării răspunsului structurii cât mai aproape de realitate în comparație cu modelările făcute pe calculator.

### 3.4. TESTAREA SI ETALONAREA METODEI PROPUSE ÎN COMPARAȚIE CU METODELE ANTERIOARE

Metoda vibrațiilor întreținute, după cum s-a precizat la începutul acestui capitol, prezintă avantaje net superioare față de celelalte metode amintite ambientale și a agitației microseismice. Ca orice altă metodă, trebuie ca utilizatorul să aibă convingerea că datele obținute sunt corecte. Cu alte cuvinte, veridicitatea măsurătorilor trebuie să fie "cântărită" cu o valoare etalon. Acest lucru este posibil de realizat așa cum rezultă din schema bloc din fig.3.13.

Schema bloc pentru lanțul de măsurători curente cuprinde traductorul de accelerație ce se fixează pe construcție, aparatul de măsurat parametrii mișcării, capabil să măsoare la cererea utilizatorului amplitudinea, viteza sau accelerația mișcării, sistemul de achiziții date cu 8 canale, cu precizia de 0.4% și echipamentul de calcul de care se conectează un terminal pentru vizualizarea

sau trasarea semnalului măsurat .Pentru etalonare se fixează traductorul de masa de etalonare prin intermediul căreia se poate introduce un semnal de amplitudine, viteză sau accelerație cunoscută. Traductorul se cuplează la aparatul de măsurare a parametrilor mișcării după care ciclul se repetă ca la primul caz .Considerând citirea  $n^M$  pentru unul din parametrii mișcării  $A^M$  (amplitudine, viteză, accelerație) pentru cazul unei măsurători curente și valoarea citirii  $n^E$  pentru același parametru al mișcării  $A^E$  cunoscut, în cazul semnalului de etalonare, se obține valoarea parametrului măsurat  $A^m$ , din relația:

$$A^m = A^E \times \frac{n^M}{n^E}, \quad (3.4)$$

în care raportul  $A^E/n^E=K^E$  este o constantă, iar valoarea lui  $A^M$  rezultă :

$$A^M=K^E \cdot n^M \quad (3.5)$$

În final valoarea mărimii de măsurat se obține înmulțind constanta de etalonare,  $K^E$  cu citirea dată de aparat  $n^M$ , înlăturând orice suspiciune privind veridicitatea acesteia.

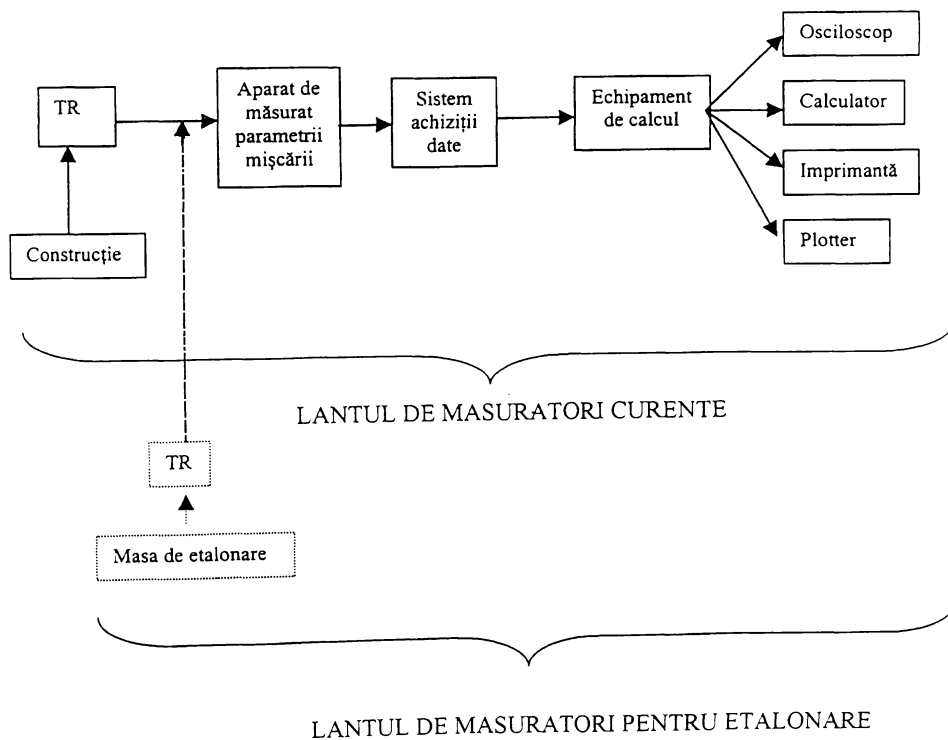


Fig.3.13 Schema bloc pentru etalonare

### 3.4.1 Caracterul de noutate al metodei prezentate în comparație cu metodele anterioare

Metoda prezentată, cea a vibrațiilor întreținute în structură prezintă un caracter de noutate prin ceea ce ea aduce nou . În primul rând este vorba de **conceperea și realizarea a două instalații de vibrații, un vibrogenerator și un oscilator tip pendul**, care fixate rigid pe structură induc în aceasta, vibrații întreținute. Aceste instalații au posibilitatea poziționării și a staționării mai mult timp pe o anumită frecvență permițând operatorului să-și etaloneze aparatura pentru a înregistra corect semnalul. De asemenea, **ambele instalațiile sunt concepute astfel încât să permită adăugarea sau înlăturarea de mase excentrice, prin aceasta modificându-se forțele de inerție induse în structură, într-o gamă largă de posibilități** . Ambele instalații permit modificarea frecvenței în timpul încercării propriu-zise, astfel că se permite stabilirea parametrilor la rezonanță, atât la creșterea frecvenței vibrațiilor (pornirea instalației) cât și la descreșterea frecvenței (oprirea instalației).

Lanțul de înregistrare a datelor măsurate, compus din 23 de programe toate concepute și realizate de autor împreună cu colectivul de lucru, care se împarte în **programe de achiziții date, programe de filtrare a semnalului înregistrat, programe de prelucrare și programe de trasare grafică**, permite o achiziție și prelucrare a datelor cu mare acuratețe și în timp foarte scurt .

Metodele anterioare de măsurare a vibrațiilor au la bază, în cea mai mare parte, șocul produs asupra unei construcții prin explozii provocate în pământ (microseismice) sau prin lovirea clădirii cu o anumită masă, ori șocul provocat de trafic . Însă, aceste metode prezintă o serie de inconveniente. cum ar fi: nu permit o etalonare a aparatelor în timpul unei încercări, încercarea trebuie repetată de mai multe ori. Înregistrarea datelor se face fie utilizând un aparat cu înregistrare pe bandă magnetică (magnetofon, casetofon ) fie un aparat cu înregistrare pe bandă de hârtie, procedură relativ incomodă, operatorul trebuind să facă manual calculele de etalonare ceea ce înseamnă durată mare, precizie uneori discutabilă, valorile semnalelor principale sunt aproximativ egale cu cele ale semnalelor perturbatoare, aspect ce face dificilă filtrarea semnalului.

## Program achiziție semnal de etalonare

```

#include <stdio.h>
#include <conio.h>
#include <dos.h>
#include <alloc.h>
main()
{
FILE *f1;
unsigned char o,v;
unsigned int c,i,k,s,x,j,l;
clrscr(); printf("\n introduce nr de cicluri l="); scanf("%d",&l);
clrscr(); printf("\n introduce nr de canale k="); scanf("%d",&k);
f1=fopen("date4.dat","wb+");
for(i=1;i<=l;i++)
{
outportb(0x3bc,4); outportb(0x3bc,22); outport(0x3bc,4);
for(j=1;j<=k;j++)
{ o=0;
for(v=128; v>=1; v=v/2)
{
outportb(0x3bc,0); outportb(0x3bc,8); for(x=1;x<=30;x++) {}
s=inportb(0x3bd);
if(s>127) {outportb(0x3bc,0); outportb(0x3bc,4); o=o;}
else {o=o+v;outportb(0x3bc,12);}
outportb(0x3bc,5);outportb(0x3bc,4);
}
}
fwrite(&o,1,1,f1);
outportb(0x3bc,6); outportb(0x3bc,4);
}
}
fclose(f1);
printf("gata"); getch();
}

```

**Nota:** Programul permite etalonarea aparaturii folosind un semnal cu caracteristici cunoscute

## Program achiziție semnal pe un canal

```

#include <stdio.h>
#include <conio.h>
#include <dos.h>
#include <alloc.h>
#include <graphics.h>
#include <io.h>
main()
{
FILE *f1;
unsigned char o,v,k1,k2,k3,k4;
unsigned int a,b,c,i,k,s,x,y,j,l;
clrscr(); printf("\n MODIFICA! sugestiv numele fisi.-lor binare");
printf("\n pentru REEDITARE! apasa <r> alta tasta continue");
if(getch()=='r') exit(1);
clrscr(); printf("\n introduce nr de cicluri l="); scanf("%d",&l);
clrscr(); printf("\n introduce nr de canale k="); scanf("%d",&k);
f1=fopen("et_ht1.dat","wb+");
for(i=1;i<=l;i++)
{
outportb(0x3bc,4); outportb(0x3bc,22); outport(0x3bc,4);
for(j=1;j<=k;j++)
{ o=0;
for(v=128; v>=1; v=v/2)
{
outportb(0x3bc,0); outportb(0x3bc,8); for(x=1;x<=20;x++) {}
s=inportb(0x3bd);
if(s>127) {outportb(0x3bc,0); outportb(0x3bc,4); o=o;}
else {o=o+v;outportb(0x3bc,12);}
outportb(0x3bc,5);outportb(0x3bc,4);
}
}
fwrite(&o,1,1,f1);
outportb(0x3bc,6); outportb(0x3bc,4);
}
}
fclose(f1);
}

```

**Notă** : Programul permite achiziția datelor doar pe un canal pentru testarea lanțului de achiziții date

## Program achiziție semnal pe 4 canale

```

#include <stdio.h>
#include <conio.h>
#include <dos.h>
#include <alloc.h>
#include <graphics.h>
#include <io.h>
main()
{
FILE *f1;
unsigned char o,v,k1,k2,k3,k4;
unsigned int a,b,c,i,k,s,x,y,j,l;
clrscr(); printf("\n MODIFICA! sugestiv numele fisi.-lor binare");
printf("\n pentru REEDITARE! apasa <r> alta tasta continue");
if(getch()=='r') exit(1);
clrscr(); printf("\n introduce nr de cicluri l="); scanf("%d",&l);
clrscr(); printf("\n introduce nr de canale k="); scanf("%d",&k);
f1=fopen("etalare2.dat", "wb+");
for(i=1;i<=l;i++)
{
outportb(0x3bc,4); outportb(0x3bc,22); outport(0x3bc,4);
for(j=1;j<=k;j++)
{ o=0;
for(v=128; v>=1; v=v/2)
{
outportb(0x3bc,0); outportb(0x3bc,8); for(x=1;x<=20;x++) {}
s=inportb(0x3bd);
if(s>127) {outportb(0x3bc,0); outportb(0x3bc,4); o=o;}
else {o=o+v;outportb(0x3bc,12);}
outportb(0x3bc,5);outportb(0x3bc,4);
}
}
fwrite(&o,1,1,f1);
outportb(0x3bc,6); outportb(0x3bc,4);
}
}
fclose(f1);
}

```

**Notă :** Programul permite achiziția datelor de pe 4 canale operative .



## Program achiziție semnal pe 8 canale

```

#include <stdio.h>
#include <conio.h>
#include <dos.h>
#include <alloc.h>
#include <graphics.h>
#include <io.h>
main()
{
FILE *f1;
unsigned char o,v,k1,k2,k3,k4,k5,k6,k7,k8;
unsigned int a,b,c,i,k,s,x,y,j,l;
clrscr(); printf("\n MODIFICA! sugestiv numele fisi.-lor binare");
printf("\n pentru REEDITARE! apasa <r> alta tasta continue");
if(getch()=='r') exit(1);
clrscr(); printf("\n introduce nr de cicluri l="); scanf("%d",&l);
clrscr(); printf("\n introduce nr de canale k="); scanf("%d",&k);
f1=fopen("sepia13a.dat","wb+");
for(i=1;i<=l;i++)
{
outportb(0x3bc,4); outportb(0x3bc,22); outport(0x3bc,4);
for(j=1;j<=k;j++)
{ o=0;
for(v=128; v>=1; v=v/2)
{
outportb(0x3bc,0); outportb(0x3bc,8); for(x=1;x<=1;x++) {}
s=inportb(0x3bd);
if(s>127) {outportb(0x3bc,0); outportb(0x3bc,4); o=o;}
else {o=o+v;outportb(0x3bc,12);}
outportb(0x3bc,5);outportb(0x3bc,4);
}
}
fwrite(&o,1,1,f1);
outportb(0x3bc,6); outportb(0x3bc,4);
}
}
fclose(f1);
}

```

**Notă :** Programul permite achiziția instantanee a datelor culese de cele 8 canale operative

## Program de filtrare pentru un canal – filtru sus

```

#include <stdio.h>
#include <conio.h>
#include <alloc.h>
#include <dos.h>
main ()
{
FILE*f;
FILE*fl;
unsigned char d[2000],a,b;
int i,p,k,j,b1,t,m[20];
float s;
s=0;
printf ("dati numar pagina si canal k \n");
scanf ("%d,%d",&p,&k);
printf ("%d %d " ,p,k);
s=640.*(p-1)*8.+k-1;
printf ("%f ",s);
getch ();
f=fopen("pirv24b1.dat","rb");
fseek (f,s,0);
for (i=1;i<=5;i++)
{
fseek (f,0,1);
t=0;
for (j=1;j<=5;j++)
{
fread (&b,1,1,f);
fseek (f,7,1);
printf ("%d\t",b);
b1=b;
t=t+b1;
printf ("%d\t",t);
getch ();
}
m[i]=t/5;
fseek (f,-32,1);
}
for (i=1;i<=21;i++)
printf ("%d \t ",m[i]);
fclose (f);
fl=fopen ("media1.dat", "wb+");
for (i=1;i<=21;i++)
fwrite (&m[i],1,1,fl);
}

```

**Notă :** Programul permite filtrarea , pentru un canal, a semnalelor cu frecvențe mai mari decât cele ale răspunsului structurii.

## Program de filtrare pentru 2 canale

```

#include <stdio.h>
#include <conio.h>
#include <alloc.h>
#include <dos.h>
main ()
{
FILE*f;
FILE*f1;
unsigned char b,m[61000];
int p,k,b1,t;
unsigned ij;
float s;
s=0;
printf ("dati numar pagina si canal k \n");
fflush (stdin);
scanf ("%d,%d",&p,&k);
printf ("%d %d ",p,k);
s=640.*(p-1)*8.+k-1;
printf ("%f ",s);
getch ();
f=fopen("pirv24b1.dat","rb");
fseek (f,s,0);
for (i=1;i<=640*95;i++)
{
fseek (f,0,1);
t=0;
for (j=1;j<=5;j++)
{
fread (&b,1,1,f);
fseek (f,7,1);
/* printf ("%d\t",b);*/
b1=b;
t=t+b1;
/* printf ("%d\t",t);*/
/* getch ();*/
}
t=t/5;
m[i]=t;
fseek (f,-32,1);
}
/* printf (" %d \t ",m[i]); */
fclose (f);
f1=fopen ("media1.dat","wb+");
for (i=1;i<=640*95;i++)
fwrite (&m[i],1,1,f1);
}

```

**Notă :** Programul permite filtrarea pe 2 canale a semnalelor cu frecvențe mai mari decât cele ale structurii

## Program de filtrare semnal pentru 4 canale

```

#include <stdio.h>
#include <conio.h>
#include <alloc.h>
#include <dos.h>
main ()
{
FILE*f;
FILE*f1;
unsigned char b,c,m[30000];
int p,k,b1,t;
unsigned i,j;
float s;
s=0;
printf ("dati numar pagina si canal k \n");
fflush (stdin);
scanf ("%d,%d",&p,&k);
printf ("%d %d ",p,k);
s=640.*(p-1.)*8.+k-1;
printf ("%f ",s);
getch ();
f=fopen("pirv24b1.dat","rb");
fseek (f,s,0);
for (i=1;i<=640*30;i++)
{
fseek (f,0,1);
t=0;
for (j=1;j<=5;j++)
{
fread (&b,1,1,f);
fseek (f,7,1);
/* printf ("%d\t",b);*/
b1=b;
t=t+b1;
/* printf ("%d\t",t);*/
/* getch ();*/
}
t=t/5;
m[i]=t;
fseek (f,-32,1);
}
/* printf (" %d \t ",m[i]); */
fclose (f);
f1=fopen ("media1.dat","wb+");
f=fopen ("pirv24b1.dat","rb");
fseek (f,s,0);
for (i=1;i<=640*30;i++)
{
fwrite (&m[i],1,1,f1);
fread (&c,1,1,f);
fseek(f,7,1);
fwrite (&c,1,1,f1);
}
fclose (f);
fclose (f1);
}

```

**Notă :** Programul permite filtrarea pe 4 canale a semnalului cu frecvențe mai mari decât cele ale structurii

## Program de filtrare semnal pentru 8 canale

```

#include <stdio.h>
#include <conio.h>
#include <alloc.h>
#include <dos.h>
main ()
{
FILE*f;
FILE*f1;
unsigned char b,m1[6405],m2[6405],m3[6405],m4[6405];
unsigned char m5[6405],m6[6405],m7[6405],m8[6405];
int p,k,b1,t,l;
char sursa[14]=" ";
char dest[14]=" ";
unsigned i,j;
float s;
s=0;
printf ("      Programul de corectie a 8 canale \n");
printf ("      _____ \n");
printf (" \n Dati numar pagina \n");
fflush (stdin);
scanf ("%d",&p);
printf ("%d \n ",p);
s=640.*(p-1)*8.;
printf ("%f \n ",s);
printf ("  Dati denumirea fisierului sursa ex. pirv24.dat \n");
scanf ("%s",&sursa);
fflush (stdin);
printf ("  Dati denumirea fisierului destinatie --pirv.dat--\n");
scanf ("%s",&dest);
fflush (stdin);
printf ("  Fisier in lucru %s",sursa);
printf ("  Apasati o tasta pentru a incepe corectia \n");
getch ();
printf ("  ---- INCEPUT CORECTIE PE 5 VALORI ----\n");
f=fopen(sursa,"rb");
for (l=1;l<=8;l++)
{
s=s+l-1;
fseek (f,s,0);
for (i=1;i<=640*10;i++)
{
fseek (f,0,1);
t=0;
for (j=1;j<=5;j++)
{
fread (&b,1,1,f);
fseek (f,7,1);
b1=b;
t=t+b1;
}
t=t/5;
switch (l)

```

```

{
case 1:
m1[i]=t;
break;
case 2:
m2[i]=t;
break;
case 3:
m3[i]=t;
break;
case 4:
m4[i]=t;
break;
case 5:
m5[i]=t;
break;
case 6:
m6[i]=t;
break;
case 7:
m7[i]=t;
break;
case 8:
m8[i]=t;
break;
}
fseek (f,-32,1);
}
}
fclose (f);
fl=fopen (dest,"wb+");
printf ("      Scriere in fisierul destinatie %s \n",dest);
sleep (3);
for (i=1;i<=640*10;i++)
{
fwrite (&m1[i],1,1,fl);
fwrite (&m2[i],1,1,fl);
fwrite (&m3[i],1,1,fl);
fwrite (&m4[i],1,1,fl);
fwrite (&m5[i],1,1,fl);
fwrite (&m6[i],1,1,fl);
fwrite (&m7[i],1,1,fl);
fwrite (&m8[i],1,1,fl);
}
puts (" Terminat corectia ");
puts ( "Apasati o tasta pentru a parasi programul ");
getch ();
}

```

**Notă :** Programul permite filtrarea de pe 8 canale a semnalului cu frecvențe mai mari decât cele ale structurii

**Program test memorie**

```
#include <stdio.h>
#include <conio.h>
#include <dos.h>
#include <alloc.h>
#include <graphics.h>
#include <io.h>
#include <math.h>
main()
{
    int k,a;
    unsigned long b,c;
    printf("\n introduce nr. paginilor sarite a="); scanf("%d",&a);
    printf("\n introduce nr. canalului k=");scanf("%d",&k);
    clrscr();printf("\n a=%d k=%d",a,k);
    printf("\n adresa de start este b=%lu",5120*a+k-1);
    printf("\n rezultat=%ld",123*456);
    getch(); clrscr();
}
```

**Notă :** Programul verifică dacă citirea și scrierea în memorie a unui octet este corectă

## Program test memorie folosind un tablou

```

#include <stdio.h>
#include <conio.h>
#include <dos.h>
#include <alloc.h>
#include <graphics.h>
#include <io.h>
#include <math.h>
main()
{
FILE *f1;
unsigned char k1[1280];
int i,j1,a,k;
unsigned long b;
clrscr();
printf("\n introduce nr. paginilor sarite a="); scanf("%d",&a);
printf("\n introduce nr. canalului k=");scanf("%d",&k);
f1=fopen("pirv24b1.dat","rb");
b=5120.*a+k-1.;
printf ("%lu ",b);
fseek(f1,b,0); /*locatia de inceput ptr. canalul ales*/
for(i=0;i<=1279;i++)
{
fseek(f1,0,1);fread(&k1[i],1,1,f1);fseek(f1,7,1);
}
printf("\n gata");getch();
fclose(f1);
j1=0;do {printf("\t %d",k1[j1]);j1++;} while(getch()!='a');
printf("\n j1=%d",j1); getch();
}

```

**Notă :** Programul verifică dacă citirea și scrierea în memorie a mai multor octeți ( tablou ) este corectă



## Program test memorie folosind 4 tablouri

```

#include <stdio.h>
#include <conio.h>
#include <dos.h>
#include <alloc.h>
#include <graphics.h>
#include <io.h>
main()
{
FILE *f1;
unsigned char k1[639],k2[639],k3[639],k4[639];
unsigned int i,j1,j2,j3,j4,k,a,b;
clrscr();
f1=fopen("htim3.dat","rb");
printf("\n introduce nr. paginilor sarite a="); scanf("%d",&a);
fseek(f1,a*640*4,0);
for(i=0;i<=639;i++)
{
fseek(f1,0,1);fread(&k1[i],1,1,f1);
fseek(f1,0,1);fread(&k2[i],1,1,f1);
fseek(f1,0,1);fread(&k3[i],1,1,f1);
fseek(f1,0,1);fread(&k4[i],1,1,f1);
}
printf("gata");getch();
fclose(f1);
for(j1=0;j1<=639;j1++) {printf("\t %d",k1[j1]);}
if(getch()=='s') {exit(1);} clrscr();
for(j2=0;j2<=639;j2++) {printf("\t %d",k2[j2]);}
if(getch()=='s') {exit(1);} clrscr();
for(j3=0;j3<=639;j3++) {printf("\t %d",k3[j3]);}
if(getch()=='s') {exit(1);} clrscr();
for(j4=0;j4<=639;j4++) {printf("\t %d",k4[j4]);}
getch();
}

```

**Notă :** Programul verifică corectitudinea citirii și scrierii în memorie a unui grup de 4 tablouri

**Program citire fișier binar**

```
# include <stdio.h>
# include <conio.h>
# include <dos.h>
main()
{
FILE*f;
int i;
unsigned char d;
f=fopen("pirv24b1.dat","rb");fseek(f,0,0);
for(i=1;i<=100;i++) {fseek(f,0,1);fread(&d,1,1,f);
printf("\n %d %d",i,d); getch(); }
fclose(f);
}
```

**Notă :** Programul controlează dacă nu sunt limitări în lanțul de măsurare la toți octeții.

### Program test pentru prelucrare fişier date cu ajutorul tablourilor

```

#include <stdio.h>
#include <conio.h>
#include <alloc.h>
#include <dos.h>
main ()
{
FILE*f;
FILE*f1;
unsigned char d[2000],a;
int i,p;
float s;
s=0;
printf ("dati numar pagina si canal k \n");
scanf ("%d",&p);
printf ("%d ",p);
s=640.*(p-1)*8.;
printf ("%f ",s);
getch ();
f=fopen("pirv24b1.dat","rb");
fseek (f,s,0);
for (i=1;i<=640*3;i++)
{
fseek (f,0,1);
fread ( &d[i],1,1,f);
fseek (f,7,1);
}
for (i=1;i<=200;i++)
printf (" %d\t ",d[i]);
fclose (f);
f1=fopen ("pagina1.dat", "wb+");
for (i=1;i<=640*3;i++)
fwrite (&d[i],1,1,f1);
}

```

**Notă :** Programul crează un tablou și controlează dacă datele inserate în acesta sunt corecte

## Program de calcul principal

```

#include <stdio.h>
#include <conio.h>
#include <dos.h>
#include <alloc.h>
#include <graphics.h>
#include <math.h>
long n1(void);/*alegerea canal k1-k8 ;pozitionare in fisier dupa nr.pagina*/
unsigned int n2(void);/*determ.numarului max de cicluri <h> */
unsigned char n3(long,unsigned int,int);/*depistarea monotoniei*/
unsigned char n4(long);/*citire data*/
main()
{
FILE*f1;FILE*k1;FILE*k2;FILE*k3;FILE*k4;FILE*k5;FILE*k6;FILE*k7;FILE*k8;
FILE*f;
char ki; /*nr.canal curent*/
unsigned char nc,per,sens,z[8],zc,u1,u2;
unsigned char a,b,c,e,d[8],max,min,v; /*date */
long k,l,s,t,u,w; /*adrese din fisiere s=ADRESA DE START din pagina selectata*/
unsigned int h,med,nr,x,y; /*h=nr.ciclu;nc=cic.curen. per=peri.curen.*/
int c0,c1,c2,c3,c4,c5,i,tot; /*int.folositi:ci--contoare*/clrscr();
printf("\n modifica NUME fisi.binar in FUNC N4 apasa <c> ptr.continuaere");
if(getch()!='c') exit(1); clrscr();
printf("\n pe cate locatii se face testarea sensului si a extremeri nr=");
scanf("%d",&nr);clrscr();
/*tastand nr.1-8 se face selectarea canalului ce se va prelucra*/
/*se citecsc extrem. pe canalul curent si valorile in faza pe celelalte can.*/
do { clrscr();printf("pentru a continua executia apasa <r> altfel stop");
if(getch()!='r') exit(1);
printf("\n se paraseste programul prin tasta 0");
printf("\n alege canalul cu 1,2,...,8 ki=");scanf("%d",&ki);clrscr();
switch(ki) {
case 1:k1=fopen("k1extrem.dat","wb");f=k1;x=0;goto comun;
case 2:k2=fopen("k2extrem.dat","wb");f=k2;x=1;goto comun;
case 3:k3=fopen("k3extrem.dat","wb");f=k3;x=2;goto comun;
case 4:k4=fopen("k4extrem.dat","wb");f=k4;x=3;goto comun;
case 5:k5=fopen("k5extrem.dat","wb");f=k5;x=4;goto comun;
case 6:k6=fopen("k6extrem.dat","wb");f=k6;x=5;goto comun;
case 7:k7=fopen("k7extrem.dat","wb");f=k7;x=6;goto comun;
case 8:k8=fopen("k8extrem.dat","wb");f=k8;x=7;goto comun;
default: printf("\n nr.canal gresit");getch(); } ciclu : ; break;
} while(ki!=0);fclose(f1);exit(1);
comun: s=n1(); s=s+x; l=s; nc=0; w=0; u=0;
/* printf("\n CANALUL CURENT=%d",x+1); */
/* printf("\n ADRESA DE START s=%lu",s); */
h=n2(); if(nc>h) { fclose(f); goto ciclu;}
/*DETERMINAREA SENSULUI/CANAL : Z[8]*/
y=0;for(i=1;i<=8;i++) {zc=n3(s,y,nr);z[i]=zc;y++;}
/*CITIREA IN FAZA A CELOR 8 CANALE */
for(i=1;i<=8;i++) {d[i]=n4(s);s=s++; med=0;per=0;
fseek(f,u,0);fwrite(&per,1,1,f);
fseek(f,0,1);fwrite(&s,4,1,f);
fseek(f,0,1);fwrite(&med,1,1,f); fseek(f,0,1);fwrite(&s,4,1,f);
for(i=1;i<=8;i++) {fseek(f,0,1);fwrite(&d[i],1,1,f);}u=u+14;

```

```

/*DETER.EXTR.-LOR SI PERIOADELOR CORESP. PE CANALUL SELECTAT*/
v=z[x+1];if(v==3){clrscr();printf("\n GRAFIC NEINTERPRET.");getch();}
s=1;a=n4(s);/*printf("\n VALOAREA LA ADRESA DE SRART s=%lu a=%d",s,a);*/
initieri:
per=0;nc=0;c0=0;c1=0;c2=0;c3=0;c4=0;c5=1;u1=0;u2=0;tot=0;max=0;med=0;min=0;
goto extrem1;
revine:
a=b;c0=0;c1=0;c2=0;c3=0;c4=0;c5=1;goto extrem1;
extrem1:
nc++; k=s; s=s+8; if(s>l+h)
{fclose(f);printf("\n s DEPASIT TASTA PTR.ALT CAN. nc=%d",nc);
printf("\n tot=%d l=%lu s=%lu kanal=%d",tot+nc,l,s,x+1);
getch();goto ciclu; } b=n4(s);
/*
printf("\n extr s=%lu nc=%d a=%d b=%d u1=%d u2=%d",s,nc,a,b,u1,u2);getch();
*/
if(b==a) goto egal; if(b>a) goto creste; if(b<a) goto scade;
egal:
c0++;if(c0>nr){ printf("\n GRAFICUL ESTE APROX. O DREAPTA");
printf("\n PENTRU CONTINUARE apasa <c>");if(getch()=='c') {c0=0;c1=0;
c2=0;goto extrem1;} fclose(f);exit(1);}
/*printf("\t egal c0=%d",c0);*/ c2=0;c1=0; goto extrem1;
minim:
s=s-8*c3;w=s-x;per=nc-c3;sens=1;min=a;c3=0;
/*printf("\n u=%lu w=%lu sens=%d e=%d per=%d",u,w,sens,e,per);*/
for(i=1;i<=8;i++) {d[i]=n4(w);w++;}
/*printf("\n min:per=%d e=%d c5=%d",per,e,c5);*/
tot=tot+per;c0=0;c1=0;c2=0;c3=0;c4=0;nc=0;
/*printf("\n tot=%d min:s=%lu min=%d",tot,s,min);*/
if(c5==1) {c5++;goto extrem1;} goto segment;
maxim:
s=s-8*c4;w=s-x;per=nc-c4;sens=2;max=a;c4=0;
/*printf("\n u=%lu w=%lu sens=%d e=%d per=%d",u,w,sens,e,per);*/
for(i=1;i<=8;i++) {d[i]=n4(w);w++;}
/*printf("\n max:per=%d e=%d c5=%d",per,e,c5);*/
tot=tot+per;c0=0;c1=0;c2=0;c3=0;c4=0;nc=0;
/*printf("\n tot=%d max:s=%lu max=%d",tot,s,max);*/
if(c5==1) {c5++;goto extrem1;} goto segment;
creste:
u1=1;c0=0;c2=0;if(u2==1) {u2=0;c2=0;goto test1;}
else {if(b>a+10) {c1++;if(c1>8)
{printf("\n DISCONTINUE++ s=%lu a=%d b=%d c1=%d",s,a,b,c1);
printf("\n PENTRU CONTINUARE se apasa tasta <c>");if(getch()=='c')
goto revine; else {fclose(f); exit(1);}}
else {c2=0; goto extrem1;}}
else {a=b; c1=0; c2=0; goto extrem1;}}
test1:
c3++;if(c3>nr) goto minim; else {nc++;s=s+8;b=n4(s);if(b<a) {a=b;c3=0;
c2=0;u1=0;goto scade;} goto test1;}
scade:
u2=1;c0=0;c1=0;if(u1==1) {u1=0;c1=0; goto test2;}
else {if(b+10<a) {c2++;if(c2>8)
{printf("\n DISCONTINUE-- s=%lu a=%d b=%d c2=%d",s,a,b,c2);
printf("\n PENTRU CONTINUARE se apasa tasta <c>");if(getch()=='c')
goto revine; else {fclose(f); exit(1);}}
else {c1=0; goto extrem1;}}

```

```

    else {a=b; c2=0; c1=0; goto extrem1;}}
test2:
    c4++;if(c4>nr) goto maxim; else {nc++;s=s+8;b=n4(s);if(b>a) {a=b;c4=0;
    c1=0;u2=0;goto creste;} goto test2;}
segment:
    med=(max+min)/2;
    printf("\n u=%lu s=%lu med=%d per=%d min=%d max=%d",u,s,med,per,min,max);
    fseek(f,u,0);fwrite(&per,1,1,f);
    fseek(f,0,1);fwrite(&med,1,1,f);fseek(f,0,1);fwrite(&s,4,1,f);
    for(i=1;i<=8;i++) {fseek(f,0,1);fwrite(&d[i],1,1,f);}
    u=u+14; goto extrem1;
}
/*STABILIREA PAGINII DE START PRIN "P"*/
long n1(void)
{
    long t;long p;p=0;
    printf("\n introduce nr. pagina unde incepe prelucrarea p=");
    scanf("%d",&p); t=640*8*(p-1); t=t;clrscr();
    /*printf("\n PAGINA DE START =%d",p);*/ return t;
}
/*STABIL.NR.-LUI DE CICL.DE LA POZ.DE START DATA DE PAGINA"P"*/
unsigned int n2(void)
{
    unsigned int h,pp; printf("\n numarul de pagini de prelucrat pp<12 pp=");
    scanf("%d",&pp);h=640*8*pp;clrscr(); return h;
}
/*CITIREA DATEI DIN POZITIA "S" */
unsigned char n4(long s)
{
    FILE*f1; unsigned char d; f1=fopen("pirv24b1.dat","rb");
    fseek(f1,s,1);/*pozitionare si citire locatie*/
    fread(&d,1,1,f1); fclose(f1); return d;
}
/* DETERMINAREA MONOTONIEI PE CURBA KI*/
unsigned char n3(long s,unsigned int y,int nr)
{
    int c1,c2,c3,c4,n1,n2; long so; unsigned char a,b,c,d,zc;
    so=s; s=s+y; c1=0;c2=0;c3=0;c4=0;
    d=n4(s); a=d; s=s+7;
    bucla1:if(c3>nr) {zc=3;return zc;} d=n4(s); b=d;
    if(a>b){c1++;c2=0;if(c1>3){c3++;s=s+7;
    goto bucla1;} else {zc=1;return zc;}}
    if(a<b) {c2++;c1=0;if(c2>3){zc=2;return zc;}
    else{c3++;s=s+7;goto bucla1;}}
    c4++;if(c4<=nr) {c3++;s=s+7; goto bucla1;}
    s=s+nr; d=n4(s); b=d; if(a>b) {zc=2;return zc;}
    else {if(a<b) {zc=1;return zc;} else {zc=3;return zc;}}
}

```

**Notă :** Programul efectuează calcule de prelucrare a datelor și inserează în fișiere valorile perioadei, amplitudinilor și spectrului de frecvență

### Program trasare semnal după prelucrarea datelor prin filtru trece sus

```

#include <stdio.h>
#include <conio.h>
#include <dos.h>
#include <alloc.h>
#include <graphics.h>
#include <io.h>
main()
{
    FILE *f1;
    int gdriver = DETECT,gmode,errorcode;
    int xmax,ymax;
    unsigned char o,v,k1,k2,k3,k4,k5,k6,k7,k8;
    unsigned int a,b,c,i,k,x,y,j,p;
    unsigned long s,l;
    clrscr(); printf("\n MODIFICA! sugestiv numele fisi.-lor binare");
    printf("\n pentru REEDITARE! apasa <r> alta tasta continue");
    if(getch()=='r') exit(1);
    clrscr();
    printf("\n ptr. VIZUALIZARE! apasa <v>");
    if(getch()!='v') exit(1);
    clrscr();
    initgraph(&gdriver,&gmode, "");
    errorcode=graphresult();
    if(errorcode!=grOk) {printf("Eroare grafica: %s\n",grapherrormsg(errorcode));
    printf("apasa tasta pentru oprire :"); getch(); exit(1);}
    xmax=getmaxx();ymax=getmaxy();
    setviewport(0,0,getmaxx(),getmaxy(),0);
    f1=fopen("pirv24b1.dar","rb");
    printf("\n introduce pagina de start=");fflush(stdin);scanf("%d",&p);
    printf("\n p=%d",p); s=p*640; s=s*8; printf("\n s=%lu",s);
    printf("\n pentru a trasa GRAFICELE! se apasa <g> altfel final program");
    fseek(f1,s,0);
    j=p;
    while(getch()=='g')
    {
        setbkcolor(8);clrscr();
        cleardevice();
        for(i=0;i<=639;i++)
        {
            fseek(f1,0,1);fread(&k1,1,1,f1);putpixel(i,(k1-51),4);
            fseek(f1,0,1);fread(&k2,1,1,f1);putpixel(i,(k2-6),1);
            fseek(f1,0,1);fread(&k3,1,1,f1);putpixel(i,(k3+39),2);
            fseek(f1,0,1);fread(&k4,1,1,f1);putpixel(i,(k4+84),14);
            fseek(f1,0,1);fread(&k5,1,1,f1);putpixel(i,(k5+129),6);
            fseek(f1,0,1);fread(&k6,1,1,f1);putpixel(i,(k6+174),15);
            fseek(f1,0,1);fread(&k7,1,1,f1);putpixel(i,(k7+219),3);
            fseek(f1,0,1);fread(&k8,1,1,f1);putpixel(i,(k8+264),5);
        }
        j++; printf("\n %d",j);
    }
    fclose(f1);
    closegraph();
}

```

**Notă** : Programul controlează dacă programul filtru trece sus a avut efect favorabil.

## Program de trasare semnal din 8 canale

```

#include <stdio.h>
#include <conio.h>
#include <dos.h>
#include <alloc.h>
#include <graphics.h>
#include <io.h>
#include <string.h>
main()
{
FILE *f1;
char sursa[14]=" ";
int gdriver = DETECT,gmode,errorcode;
int xmax,ymax;
unsigned char o,v,k1,k2,k3,k4,k5,k6,k7,k8;
unsigned int a,b,c,i,k,s,x,y,j,l;
clrscr(); printf("\n MODIFICA! sugestiv numele fisi.-lor binare");
printf("\n pentru REEDITARE! apasa <r> alta tasta continue");
if(getch()=='r') exit(1);
clrscr();
printf("    DATI denumirea fisierului sura ex. ---mert.dat--\n");
scanf ("%s",&sursa);
printf("ptr.VIZUALIZARE! apasa <v>");
if(getch()!='v') exit(1);
clrscr();
initgraph(&gdriver,&gmode, "");
errorcode=graphresult();
if(errorcode!=grOk) {printf("Eroare grafica: %s\n",grapherrormsg(errorcode));
printf("apasa tasta pentru oprire :"); getch(); exit(1);}
xmax=getmaxx();ymax=getmaxy();
setviewport(0,0,getmaxx(),getmaxy(),0);
f1=fopen(sursa,"rb");
printf("pentru a trasa GRAFICELE! se apasa <g> altfel final program");
j=0;
while(getch()=='g')
{
setbkcolor(8);cleardevice();
cleardevice();
for(i=0;i<=639;i++)
{
fseek(f1,0,1);fread(&k1,1,1,f1);putpixel(i,(k1-51),4);
fseek(f1,0,1);fread(&k2,1,1,f1);putpixel(i,(k2-6),1);
fseek(f1,0,1);fread(&k3,1,1,f1);putpixel(i,(k3+39),2);
fseek(f1,0,1);fread(&k4,1,1,f1);putpixel(i,(k4+84),14);
fseek(f1,0,1);fread(&k5,1,1,f1);putpixel(i,(k5+129),6);
fseek(f1,0,1);fread(&k6,1,1,f1);putpixel(i,(k6+174),15);
fseek(f1,0,1);fread(&k7,1,1,f1);putpixel(i,(k7+219),3);
fseek(f1,0,1);fread(&k8,1,1,f1);putpixel(i,(k8+264),5);
}
j++; printf("\n %d",j);
}
fclose(f1);
closegraph();
}

```

**Notă :** Programul permite trasarea semnalului dat de cele 8 canale operative după filtrare.



**Program de trasare semnal dintr-un canal**

```

#include <stdio.h>
#include <conio.h>
#include <dos.h>
#include <alloc.h>
#include <graphics.h>
#include <io.h>
main()
{
FILE *f1;
int gdriver = DETECT,gmode,errorcode;
int xmax,ymax;
unsigned char o,v,k1,k2,k3,k4;
unsigned int a,b,c,i,k,s,x,y,j,l;
clrscr(); printf("\n MODIFICA! sugestiv numele fisi.-lor binare");
printf("\n pentru REEDITARE! apasa <r> alta tasta continue");
if(getch()=='r') exit(1);
clrscr();
printf("ptr.VIZUALIZARE! apasa <v>");
if(getch()!='v') exit(1);
clrscr();
initgraph(&gdriver,&gmode, "");
errorcode=graphresult();
if(errorcode!=grOk) {printf("Eroare grafica: %s\n",grapherrormsg(errorcode));
printf("apasa tasta pentru oprire :"); getch(); exit(1);}
xmax=getmaxx();ymax=getmaxy();
setviewport(0,0,getmaxx(),getmaxy(),0);
f1=fopen("date4.dat","rb");
printf("pentru a trasa GRAFICELE! se apasa <g> altfel final program");
j=0;
while(getch()=='g')
{
setbkcolor(8);clrscr();
cleardevice();
for(i=0;i<=639;i++)
{
fseek(f1,0,1);fread(&k1,1,1,f1);putpixel(i,(30+k1),4);
}
j++; printf(" %d",j);
}
fclose(f1);
closegraph();
}

```

**Notă :** Programul permite trasarea semnalului oferit de un canal operativ în vederea controlării dacă programul funcționează corect

## Program de tasare semnal din 2 canale

```

#include <stdio.h>
#include <stdlib.h>
#include <conio.h>
#include <dos.h>
#include <alloc.h>
#include <graphics.h>
#include <io.h>
main()
{
FILE *f1;
int gdriver = DETECT,gmode,errorcode;
int xmax,ymax;
unsigned char o,v,k1,k2,k3,k4;
unsigned int a,b,c,i,k,s,x,y,j,l;
clrscr(); printf("\n MODIFICA! sugestiv numele fisi.-lor binare");
printf("\n pentru REEDITARE! apasa <r> alta tasta continue");
if(getch()=='r') exit(1);
clrscr();
printf("ptr.VIZUALIZARE! apasa <v>");
if(getch()!='v') exit(1);
clrscr();
initgraph(&gdriver,&gmode, "");
errorcode=graphresult();
if(errorcode!=grOk) {printf("Eroare grafica: %s\n",grapherrormsg(errorcode));
printf("apasa tasta pentru oprire :"); getch(); exit(1);}
xmax=getmaxx();ymax=getmaxy();
setviewport(0,0,getmaxx(),getmaxy(),0);
f1=fopen("media1.dat","rb");
printf("pentru a trasa GRAFICELE! se apasa <g> altfel final program");
j=0;
while(getch()=='g')
{
setbkcolor(8);clrscr();
cleardevice();
for(i=0;i<=639;i++)
{
fseek(f1,0,1);fread(&k1,1,1,f1);putpixel(i,(30+k1),4);
fseek(f1,0,1);fread(&k2,1,1,f1);putpixel(i,(130+k2),1);
}
j++; printf(" %d",j);
}
fclose(f1);
closegraph();
}

```

**Notă** : Programul permite trasarea semnalului oferit de cele două canale operative

## Program de trasare semnal din 4 canale

```

#include <stdio.h>
#include <conio.h>
#include <dos.h>
#include <alloc.h>
#include <graphics.h>
#include <io.h>
main()
{
FILE *f1;
int gdriver = DETECT,gmode,errorcode;
int xmax,ymax;
unsigned char o,v,k1,k2,k3,k4;
unsigned int a,b,c,i,k,s,x,y,j,l;
clrscr(); printf("\n MODIFICA! sugestiv numele fisi.-lor binare");
printf("\n pentru REEDITARE! apasa <r> alta tasta continue");
if(getch()=='r') exit(1);
clrscr();
printf("ptr.VIZUALIZARE! apasa <v>");
if(getch()!='v') exit(1);
clrscr();
initgraph(&gdriver,&gmode, "");
errorcode=graphresult();
if(errorcode!=grOk) {printf("Eroare grafica: %s\n",grapherrormsg(errorcode));
printf("apasa tasta pentru oprire :"); getch(); exit(1);}
xmax=getmaxx();ymax=getmaxy();
setviewport(0,0,getmaxx(),getmaxy(),0);
f1=fopen("htim3.dat","rb");
printf("pentru a trasa GRAFICELE! se apasa <g> altfel final program");
j=0;
while(getch()=='g')
{
setbkcolor(8);clrscr();
cleardevice();
for(i=0;i<=639;i++)
{
fseek(f1,0,1);fread(&k1,1,1,f1);putpixel(i,(30+k1),4);
fseek(f1,0,1);fread(&k2,1,1,f1);putpixel(i,(130+k2),1);
fseek(f1,0,1);fread(&k3,1,1,f1);putpixel(i,(220+k3),2);
fseek(f1,0,1);fread(&k4,1,1,f1);putpixel(i,(k4-70),14);
}
j++; printf(" %d" j);
}
fclose(f1);
closegraph();
}

```

**Notă :** Programul permite trasarea semnalului achiziționat din 4 canale operative

## Program de trasare semnal din 8 canale

```

#include <stdio.h>
#include <conio.h>
#include <dos.h>
#include <alloc.h>
#include <graphics.h>
#include <io.h>
main()
{
FILE *f1;
int gdriver = DETECT,gmode,errorcode;
int xmax,ymax;
unsigned char o,v,k1,k2,k3,k4,k5,k6,k7,k8;
unsigned int a,b,c,i,k,s,x,y,j,l;
clrscr(); printf("\n MODIFICA! sugestiv numele fisi.-lor binare");
printf("\n pentru REEDITARE! apasa <r> alta tasta continue");
if(getch()=='r') exit(1);
clrscr();
printf("ptr.VIZUALIZARE! apasa <v>");
if(getch()!='v') exit(1);
clrscr();
initgraph(&gdriver,&gmode, "");
errorcode=graphresult();
if(errorcode!=grOk) {printf("Eroare grafica: %s\n",grapherrormsg(errorcode));
printf("apasa tasta pentru oprire :"); getch(); exit(1);}
xmax=getmaxx();ymax=getmaxy();
setviewport(0,0,getmaxx(),getmaxy(),0);
f1=fopen("kanal8.dat","rb");
printf("pentru a trasa GRAFICELE! se apasa <g> altfel final program");
j=0;
while(getch()=='g')
{
setbkcolor(8);clrscr();
cleardevice();
for(i=0;i<=639;i++)
{
fseek(f1,0,1);fread(&k1,1,1,f1);putpixel(i,(k1-51),4);
fseek(f1,0,1);fread(&k2,1,1,f1);putpixel(i,(k2-6),1);
fseek(f1,0,1);fread(&k3,1,1,f1);putpixel(i,(k3+39),2);
fseek(f1,0,1);fread(&k4,1,1,f1);putpixel(i,(k4+84),14);
fseek(f1,0,1);fread(&k5,1,1,f1);putpixel(i,(k5+129),6);
fseek(f1,0,1);fread(&k6,1,1,f1);putpixel(i,(k6+174),15);
fseek(f1,0,1);fread(&k7,1,1,f1);putpixel(i,(k7+219),3);
fseek(f1,0,1);fread(&k8,1,1,f1);putpixel(i,(k8+264),5);
}
j++; printf("\n %d",j);
}
fclose(f1);
closegraph();
}

```

**Nota :** Programul permite trasarea semnalului dat de cele 8 canale operative

## Program trasare semnal de etalonare

```

#include <stdio.h>
#include <conio.h>
#include <dos.h>
#include <alloc.h>
#include <graphics.h>
#include <io.h>
main()
{
FILE *f1;
int gdriver = DETECT,gmode,errorcode;
int xmax,ymax;
unsigned char o,v,k1,k2,k3,k4;
unsigned int a,b,c,i,k,s,x,y,j,l;
clrscr(); printf("\n MODIFICA! sugestiv numele fisi.-lor binare");
printf("\n pentru REEDITARE! apasa <r> alta tasta continue");
if(getch()=='r') exit(1);
clrscr();
printf("ptr. VIZUALIZARE! apasa <v>");
if(getch()!='v') exit(1);
clrscr();
initgraph(&gdriver,&gmode, "");
errorcode=graphresult();
if(errorcode!=grOk) {printf("Eroare grafica: %s\n",grapherrormsg(errorcode));
printf("apasa tasta pentru oprire :"); getch(); exit(1);}
xmax=getmaxx();ymax=getmaxy();
setviewport(0,0,getmaxx(),getmaxy(),0);
f1=fopen("etalare3.dat","rb");
printf("pentru a trasa GRAFICELE! se apasa <g> altfel final program");
j=0;
while(getch()=='g')
{
setbkcolor(8);clrscr();
cleardevice();
for(i=0;i<=639;i++)
{
fseek(f1,0,1);fread(&k2,1,1,f1);putpixel(i,(130+k2),1);
}
j++; printf("\n %d",j);
}
fclose(f1);
closegraph();
}

```

**Notă :** Programul permite la cererea operatorului ca semnalul prelucrat să fie însoțit și de semnalul de etalonare

### Program de trasare înfășurătoare semnal din canalul selectat

```

#include <stdio.h>
#include <conio.h>
#include <dos.h>
#include <alloc.h>
#include <graphics.h>
#include <io.h>
main()
{
FILE *f1;
int gdriver = DETECT,gmode,errorcode;
int xmax,ymax;
unsigned char e,o,v,k1,k2,k3,k4;
unsigned int a,b,c,i,k,s,x,y,j,l;
clrscr(); printf("\n MODIFICA! sugestiv numele fisi.-lor binare");
printf("\n pentru REEDITARE! apasa <r> alta tasta continue");
if(getch()=='r') exit(1);
clrscr();
printf("ptr.VIZUALIZARE! apasa <v>");
if(getch()!='v') exit(1);
clrscr();
initgraph(&gdriver,&gmode, "");
errorcode=graphresult();
if(errorcode!=grOk) {printf("Eroare grafica: %s\n",grapherrormsg(errorcode));
printf("apasa tasta pentru oprire ."); getch(); exit(1);}
xmax=getmaxx();ymax=getmaxy();
setviewport(0,0,getmaxx(),getmaxy(),0);
f1=fopen("k3extrem.dat","rb");
printf("pentru a trasa GRAFICELE! se apasa <g> altfel final program");
j=0;
while(getch()=='g')
{
setbkcolor(8);clrscr();
cleardevice();
for(i=0;i<=639;i++)
{
fseek(f1,1+i*12,0);fread(&k1,1,1,f1);
fseek(f1,0+i*12,0);fread(&e,1,1,f1);if(e=2)
putpixel(i,(30+k1),4);
}
j++; printf(" %d",j);
}
fclose(f1);
closegraph();
}

```

Notă : Programul permite aflarea valorii maxime a unei caracteristici dintr-o suită de mai multe valori măsurate.

## Program trasare deformantă

```

#include <stdio.h>
#include <conio.h>
#include <dos.h>
#include <graphics.h>
main()
{
FILE*f;
int gdriver = DETECT,gmode,errorcode;
unsigned char a,b,c,d,e,g,per,med,k1,k2,k3,k4,k5,k6,k7,k8;
unsigned long s;
int xmax,ymax,i,j,l,m;
xmax=getmaxx();ymax=getmaxy();
initgraph(&gdriver,&gmode,"");
setviewport(0,0,getmaxx(),getmaxy(),0);
errorcode=graphresult();
if(errorcode!=grOk) {printf("Eroare grafica: %s\n",grapherrormsg(errorcode));
printf("apasa tasta pentru oprire");getch();exit(1);}
f=fopen("k3extrem.dat","rb");fseek(f,14,0);clrscr();
do
{clrscr();cleardevice();
setbkcolor(8);setcolor(4);i=0; putpixel(320,0,4);
fseek(f,0,1);fread(&a,1,1,f);fseek(f,13,1);fread(&b,1,1,f);fseek(f,13,1);
fread(&c,1,1,f);fseek(f,13,1);fread(&d,1,1,f);fseek(f,13,1);
fread(&e,1,1,f);fseek(f,13,1);fread(&g,1,1,f);fseek(f,-70,1);
fread(&med,1,1,f);fseek(f,0,1);fread(&s,4,1,f);
fseek(f,0,1);fread(&k1,1,1,f);fread(&k2,1,1,f);
fread(&k3,1,1,f);fread(&k4,1,1,f);fread(&k5,1,1,f);fread(&k6,1,1,f);
fread(&k7,1,1,f);fread(&k8,1,1,f);fseek(f,14,1);
cleardevice();moveto(320,0);
lineto((320+1.1*(k8-med)),40);
lineto((320+(k7-med)),80);
lineto((320+2.3*(k6-med)),120);
lineto((320+3.7*(k5-med)),160);
lineto((320+5.9*(k4-med)),200);
lineto((320+0.95*(k3-med)),240);
lineto((320+1.7*(k2-med)),280);
lineto((320+6*4*(k1-med)),320);/*coeficientul este 61 !?*/
setcolor(1);
line(320,0,320,480);per=(a+b+c+d+e+g)/6;printf("\n per=%d",per);
}while(getch()!='s');
fclose(f);
}

```

**Notă :** Programul permite trasarea deformantei unei structuri aflată în mișcare de oscilație.

## CAPITOLUL 4

### CERCETARI EXPERIMENTALE PENTRU DETERMINAREA UNOR CARACTERISTICI DINAMICE ( AMPLITUDINE (A), PERIOADE PROPRI (T), COEFICIENT DE AMORTIZARE CRITICA ( $\nu$ ) ) PRIN METODA VIBRATIILOR INTRETINUTE

#### 4.1. INTRODUCERE

Prezentul capitol se referă la cercetările experimentale întreprinse în vederea identificării caracteristicilor dinamice ale unei structuri ( perioade proprii, forme proprii de oscilație, capacitatea de amortizare a oscilațiilor etc. ). Rezultatele experimentale obținute sunt comparate cu valorile evaluate analitic pentru a verifica dacă modelele dinamice luate în considerare de proiectant au fost sau nu corect alese deoarece caracteristicile dinamice reprezintă parametri de bază pentru analizarea comportării construcțiilor la acțiuni dinamice, în general și la acțiuni seismice, în mod special.

Prin urmare, determinarea caracteristicilor dinamice, pe cale experimentală, este foarte importantă și în cazul construcțiilor existente, la care au apărut degradări ale rigidității dinamice în urma unor cutremure puternice, tasări, etc. În această situație evaluarea directă prin calcul, fără elemente de comparație poate duce la rezultate cu un grad scăzut de încredere. Rezultă, deci, că determinarea efectivă a caracteristicilor dinamice reale este importantă atât în faza de proiectare a construcțiilor noi, amplasate într-o anumită zonă seismică, pentru o apreciere mai corectă a parametrilor de calcul seismic, cât și în cazul unor construcții avariate ce urmează a fi consolidate, pentru a putea aprecia rezerva de capacitate portantă și pentru a avea parametri de bază pentru proiectarea consolidării. Toate aceste valori obținute prin măsurători au ca bază de comparație valorile inserate în normativul P 100 – 92, privind calculul la acțiuni seismice a construcțiilor civile, industriale și agricole.

Incălcările experimentale, ce vor fi prezentate în continuare, sunt realizate pe construcții social-culturale și industriale, amplasate în municipiul Timișoara și orașul Deta și au la bază determinări făcute în cadrul a șapte contracte de cercetare științifică în cadrul INCERC Timișoara [105], [106], [107],[108], [109], [110], [111].

Ca și gamă de diversificare, din punct de vedere al structurii de rezistență, programul experimental s-a axat pe clădiri având structura de rezistență din beton, din metal și din zidărie.



Clădirile cu scheletul de rezistență din beton, pe care s-au făcut măsurătorile, au avut următoarele tipuri de structuri : structuri în cadre 12 clădiri, structuri în cadre cu nucleu central o clădire, structuri din diafragme monolite și panouri prefabricate 4 clădiri, structuri mixte 2 clădiri. Din această gamă structurală fac parte și halele industriale măsurate.

Regimul de înălțime este variabil de la parter până la S+P+10 E.

A doua gamă de construcții sunt cele cu structura de rezistență realizată din zidărie de cărămidă cu sâmburi din beton armat. În această categorie este inclusă o singură clădire având ca regim de înălțime S+P+4E.

În grupa de construcții cu schelet de rezistență metalic sunt incluse un număr de trei clădiri amplasate la intersecția dintre Calea Aradului și Calea Torontarului. Regimul de înălțime este și în acest caz variabil de la subsol, parter și cinci nivele până la zece nivele. Deși, structura de rezistență este alcătuită din variantă metalică, grinzi și stâlpi metalici, planșee de beton, închiderile de compartimentare, multe la număr, realizate din zidărie din diferite materiale, conferă structurii, în ansamblu, o structură oarecum partiționată în mici diafragme, care modifică comportarea la acțiuni dinamice.

#### 4.2. ECHIPAREA CONSTRUCȚIILOR ȘI PREZENTAREA TIPURILOR DE MĂSURĂTORI FĂCUTE

La toate clădirile, ce vor fi prezentate, măsurătorile efectuate au avut, în general, instalația de generare a vibrațiilor întreținute fixată în structura de rezistență a clădirii, la ultimul etaj al acesteia, iar pe verticală au fost fixați traductori la fiecare etaj. La halele măsurate, instalația a fost fixată la nivelul parterului, pe unul din stâlpii de rezistență ai structurii.

Aparatura de achiziție și prelucrare a datelor a fost și ea instalată tot la ultimul etaj al clădirii pentru a se putea controla și verifica mai ușor instalația de vibrație.

Măsurarea vibrațiilor pentru o clădire a cuprins, în mare, măsurători pe direcția transversală a clădirii ( atât sursa de vibrații cât și traductorii au fost dirijați pe această direcție), pe direcție longitudinală, acolo unde situația a permis fixarea instalației în structură ( instalația și traductorii au fost redirijați după noua direcție ) și la torsiune, prin fixarea într-un plan orizontal a mai multor traductori, cu orientarea în același sens ( orar sau antiorar ). De obicei planul orizontal a coincis cu planul în care se găsea instalația de vibrație.

În unele cazuri, s-au folosit programul AXIS – 3D [103] pentru calculul teoretic al perioadei proprii de vibrație în trei variante : în varianta considerării unui cadru plan în clădire, a unei structuri spațiale în cadre fără considerarea conlucrării acoperișului și a treia variantă cu considerarea unui cadru spațial cu conlucrarea cu acoperișul construcției.

La fiecare caz în parte s-au calculat perioadele proprii în 6 moduri proprii de vibrație. De asemenea, pentru clădirea ASIROM Timișoara, la determinarea teoretică a perioadelor proprii de calcul s-au folosit și alte programe de calcul dinamic ca : ANELISE, CASE 06, SAP 90, CAPLAN.

Ca și modalitate de efectuare a măsurătorilor, la fiecare clădire, se disting următoarele etape :

- transportarea instalației și a echipamentelor de achiziție la ultimul nivel al clădirii;
- montarea și fixarea instalației de produs vibrații ( vibrogenerator sau oscilator pendular) pe structura de rezistență a clădirii;
- montarea aparatelor de achiziție și prelucrare date, cu inserarea în circuit a tuturor aparatelor;
- fixarea traductoarelor pe nivelele clădirii și conectarea cablurilor de legătură la rețeaua de achiziție date;
- conectarea la rețeaua electrică a instalației;
- verificarea funcționării tuturor aparatelor;
- pornirea generatorului de vibrații concomitent cu pornirea aparatului de măsurare a vibrațiilor;
- calibrarea scalelor de măsurat pentru fiecare canal în așa fel încât semnalul achiziționat să nu interfereze cu cel de la alte canale și nici să nu fie delimitat de posibilitățile de vizualizare pe monitorul calculatorului și redat ulterior pe imprimantă;
- după ce s-a analizat fiecare canal de măsurare, corespunzător fiecărui traductor, se pornește din nou generatorul de vibrații și aparatul pentru măsurarea vibrațiilor crescând ușor, frecvența, cu ajutorul variatorului de frecvență, până la valoarea maximă de 30 Hz, după care se parcurge în sens invers baleajul de frecvență , până la oprire;
- se verifică, în final, dacă înregistrările făcute pot fi citite, dacă nu se fac calibrări pentru canalele la care semnalul trebuie mărit sau micșorat, după caz, valorile de calibrare se notează într-un tabel și se reia măsurătoarea. Dacă nu e nevoie să se mai repete măsurătoarea, se consideră operațiunea încheiată pe direcția propusă;
- se demontează instalația de producere a vibrațiilor și se montează pe direcția longitudinală a clădirii, împreună cu dirijarea traductorilor pe această direcție;
- se repetă același ciclu de operații prezentate ca în cazul direcției transversale;
- se montează câțiva traductori ( minim 2 ) pe același etaj, pozați în diagonală, pentru a surprinde fenomenul de torsiune generală a clădirii. Este bine ca aceste măsurători să se

facă la nivelul ultimului planșeu pentru a surprinde fenomenul cât mai bine deoarece acolo sunt valorile rotirilor cele mai mari;

- în final, se deconectează instalația de sub tensiune de la rețea, se demontează toate circuitele și instalația de vibrație și se transportă la magazie respectiv aparatura electronică la birou pentru a se putea face etalonările și apoi corecțiilor necesare citirilor făcute.

### 4.3 STUDIU PRIVIND STABILIREA CARACTERISTICILOR DINAMICE PE AMPLASAMENTUL INCERC- TIMISOARA – HALA NOUA [103]

#### 4.3.1. Cu privire la amplasamentul și structura de rezistență

Hala nouă, aparținând INCERC-ului Timișoara este amplasată în municipiul Timișoara, str. Traian Lalescu nr.2. Clădirea este constituită dintr-o hală parter cu pod rulant, fig. 4.1 și 4.2, cu o deschidere de 18,0 m și 4 travei de 6,0 m, cu înălțimea la nivelul căi de rulare de 6,00 m și la nivelul acoperișului de 9,00 m. De aceasta este alipită o construcție anexă având parter și etaj, cu o structură mixtă compusă din cadre și diafragme. Cele două construcții menționate formează un tot unitar din punct de vedere structural.

Hala propriu-zisă servește la efectuarea unor încercări statice și dinamice, în standuri, pe elemente de construcție iar anexa are la parter destinația de atelier mecanic iar la etaj birouri.

Structura de rezistență a clădirii, conform fig. 4.2, este alcătuită din stâlpi de rezistență S1 având secțiunea de 80x50 cm, S2 : 70x50 cm. Acoperișul este realizat din grinzi din beton cu secțiunea în formă de I, având talpa superioară curbă, iar ca elemente de închidere a acestuia chesoane plane.

Inchiderile perimetrare precum și anexa sunt realizate din beton și zidărie.

Sistemul de fundare este constituit din fundații izolate sub stâlpi pentru toată clădirea, grinzi de fundare pentru hală și fundații continue sub diafragme.

La cota de + 5,00 m a halei este fixată o grindă de rulare, cu secțiunea în formă de T, care realizează și rigidizează construcția în lung, cu dimensiunile principale ale secțiunii de 60x100 cm, de care este fixată calea de rulare a podului rulant, cu sarcina la cârlig de 5 tf.

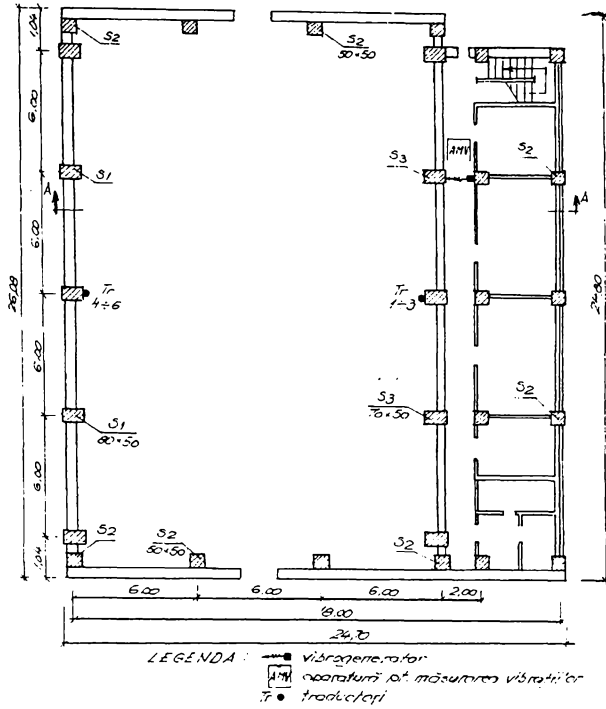


Fig. 4.1 INCERC Timișoara – Hala nouă, plan parter

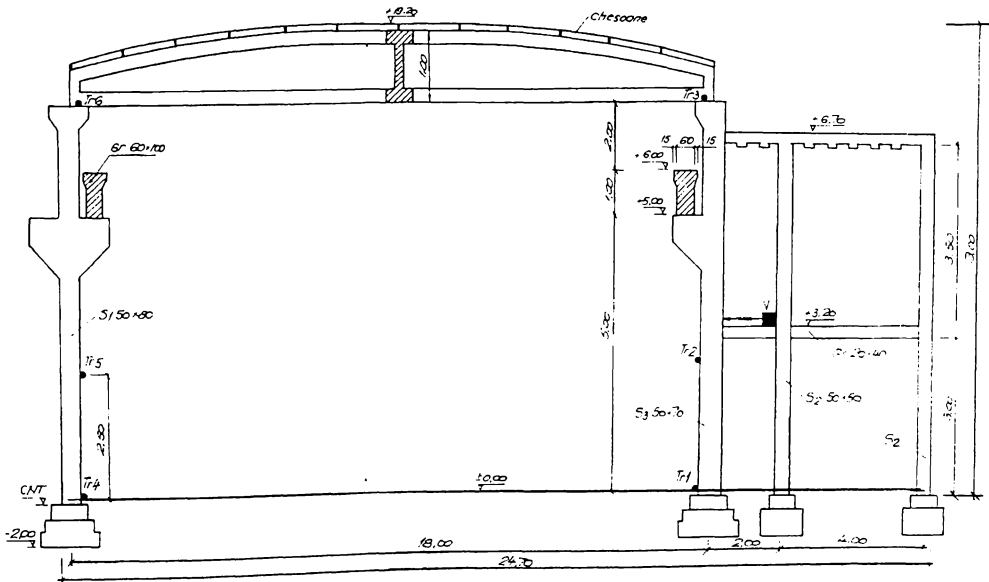


Fig. 4.2 INCERC Timișoara – Hala nouă, secțiunea A-A

### 4.3.2 Stratificația terenului pe amplasamentul studiat

Printre actele aflate la cartea construcției, există și un studiu geotehnic, elaborat de IPPROTIM Timișoara sub nr.45302 din anul 1970, din care s-a extras următoarea stratificație geotehnică ( fig. 4.3 ):

- 0,00...0,40 m, strat vegetal;
- 0,40...1,30 m, argilă nisipoasă afânată, cu resturi de umplutură;
- 1,30...2,50 m, argilă cafenie – ruginie, plastic vârtoasă, foarte umedă, strat ce constituie teren bun de fundare, având următoarele caracteristici geotehnice:  $\gamma = 1,82$  t/m<sup>3</sup>,  $I_c = 0,72$ ,  $I_p = 22$ ,  $W = 18$  %,  $W_L = 33,8$  %,  $W_P = 33,8$  %,  $E = 140$  daN/cm<sup>2</sup>,  $e = 0,75$ ,  $n = 43$  %,  $c = 0,19$  daN/cm<sup>2</sup>,  $\phi = 17^\circ$ ;
- 2,50...17,50 m, nisip fin spre mijloc, îndesat, cu  $\gamma = 1,85$  t/m<sup>3</sup>.

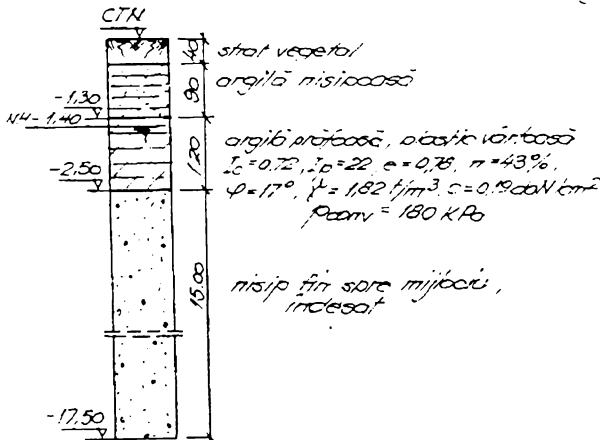


Fig. 4.3 Stratificația terenului pe amplasament

Presiunea convențională de calcul, pe stratul recomandat ca teren bun de fundare, argila prăfoasă cafenie ruginie, plastică vârtoasă, aflată la adâncimea cuprinsă între 1,30...2,50 m, s-a recomandat de 180 KPa. Nivelul apelor freactice se apreciază a fi la adâncimea de 1,40 m față de cota terenului natural.

### 4.3.3 Echiparea construcției în vederea experimentărilor

Pentru producerea vibrațiilor întreținute s-a folosit, în acest caz vibratorul (V), prezentat în Cap. 3, care s-a fixat rigid de structură, conform fig. 4.4, pe culoarul de la etaj al clădirii anexe ( fig. 4.1 și 4.2 ), unde a fost montată și aparatura pentru măsurarea vibrațiilor marcată pe figură cu ( A.M.V. ).

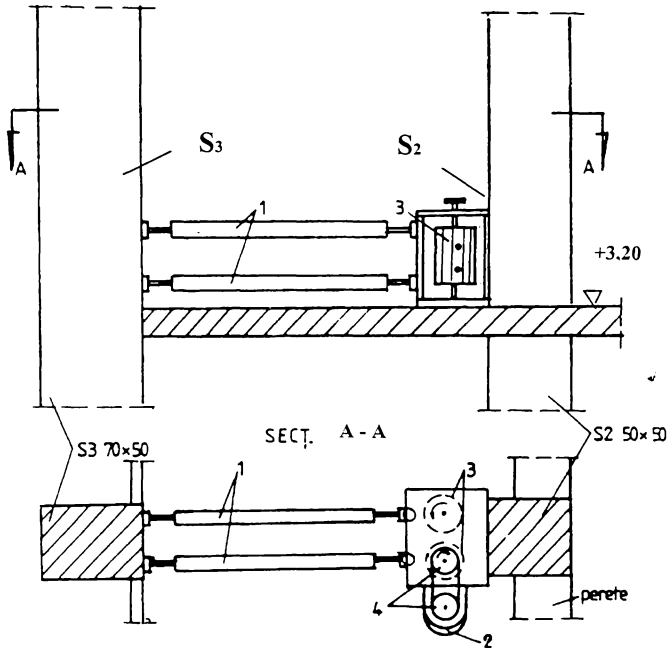


Fig. 4.4 Prinderea vibrogeneratorului ( V ) de stâlpi: 1- tije cu filet dublu, 2- motor electric de antrenare, 3- mase excentrice, 4- fulii.

Prinderea rigidă a vibrogeneratorului de cei doi stâlpi s-a realizat cu ajutorul a patru tije metalice cu filet stânga – dreapta, prevăzute la capete cu piese speciale pentru suprafețe drepte sau curbe, sistem conceput și analizat de autor. Unul din capetele tijelor se fixează de stâlp iar celălalt de cele două tije verticale ale cadrului vibrogeneratorului, în așa fel încât rotirea celor două mase excentrice, 3, fixate pe axele verticale, să nu fie deranjată. Antrenarea excentricităților în mișcare se face cu ajutorul unui motor electric de antrenare, 2 prin intermediul unei curele de transmisii la o fulie a axului excentric, 4 ( vezi cap.3 ).

Intre cele două axe verticale, pe care sunt fixate masele excentrice, există o roată dințată care antrenează axul cu fulie antrenat de motorul electric, de celălalt ax.

La strângerea maximă prin deșurubare a tijelor, vibrogeneratorul este gata de funcționare.

Tructoarele de accelerație în număr de șase, s-au fixat de stâlpii unui cadru transversal al halei, la trei niveluri diferite, fig. 4.2, astfel : jos, la nivelul pardoselii, tractorii Tr1 și Tr4, la circa 2,50 m deasupra pardoselii, tractorii Tr2 și Tr5 și pe capul stâlpului Tr3 și Tr6, pe direcția deschiderii halei. Prinderea tractoriilor de stâlp s-a făcut rigid cu ajutorul unor juguri metalice fixate de stâlpi.

Etapele parcurse pentru înregistrarea măsurătorilor, descrise în general la punctul 4.3, au constat în mod concret din :

- montarea și fixarea vibrogeneratorului de structura de rezistență a halei, precum și a traductorilor pe stâlpi de rezistență, în pozițiile propuse;
- montarea aparatului pentru măsurarea vibrațiilor ( AMV ) cu inserarea în circuit a tuturor aparatelor;
- conectarea la rețeaua electrică a vibrogeneratorului și a aparatului de măsurat;
- verificarea funcționării tuturor aparatelor din circuit;
- pornirea vibrogeneratorului concomitent cu pornirea aparatului de măsurare a vibrațiilor;
- calibrarea scalelor de măsurat pentru fiecare canal, corespunzător fiecărui traductor, în așa fel încât semnalul achiziționat și vizualizat pe osciloscop, dar mai ales pe monitorul calculatorului, să nu interfereze cu cel de la alte canale și să nu aibă delimitare pentru valorile maxime;
- după ce s-a analizat și apoi calibrat, acolo unde a fost cazul fiecare canal de măsurare, s-a pornit din nou vibrogeneratorul și aparatul pentru măsurarea vibrațiilor, crescând ușor frecvența de oscilație, cu ajutorul variatorului de frecvență, până la valoarea maximă de circa 30 Hz, după care s-a parcurs în sens invers baleajul de frecvență , până la oprirea vibrogeneratorul;
- s-a verificat apoi, dacă înregistrările făcute pot fi citite, în caz contrar, se fac alte calibrări pentru canalele neconforme la care semnalul trebuie mărit sau micșorat, valorile de calibrare notându-se într-un caiet și s-a reluat măsurătoarea până când pe toate canalele înregistrările făcute au fost lizibile. In caz că de prima dată toate înregistrările erau corecte se consideră operațiunea încheiată;
- în continuarea s-a trecut la deconectarea de la rețea și apoi demontarea vibrogeneratorului și a aparatului de măsurarea vibrațiilor cu etichetarea traductorilor și a cablurilor aferente fiecărui traductor în vederea etalonărilor ulterioare;
- în final, întreaga aparatură s-a transportat la laborator unde s-a depozitat fiecare component al instalației la locul său.

#### **4.3.4 Achiziționarea și înregistrarea valorilor măsurate**

Achiziționarea datelor brute ( semnale nefiltrate și neetalonate ) culese de cele șase traductoare ( Tr1...Tr6 ) au dus la folosirea numai a șase canale din cele opt disponibile, așa cum

rezultă din înregistrarea prezentată în fig 4.5, făcută cu ajutorul calculatorului utilizat, (de tipul PC 386).

Prin urmare, semnalul achiziționat de calculator, utilizând un pachet de programe de achiziție, a fost filtrat (curățat) de alte semnale perturbatoare, utilizând setul de programe de filtrare, ambele seturi de programe fiind prezentate în Cap. 3 al lucrării.

Semnalul filtrat a fost supus apoi unui proces de etalonare. Aparatura de măsurare a vibrațiilor folosită la experimentare, împreună cu traductorii și cablurile aferente (ca lungime) primește un semnal etalon cu caracteristici cunoscute, valoarea citirii semnalului etalon raportată la citirea făcută în timpul experimentului conduce la obținerea unei valori de corecție cu care se afectează valorile citirilor experimentale. Detalii cu privire la acest aspect sunt prezentate în Cap. 3.

Semnalul corectat cu valorile de etalonare găsite, parcurge apoi etapa de prelucrare și calcule pe care calculatorul le efectuează vezi (Cap. 3).

Deoarece construcția antrenată în mișcarea de oscilație se comportă ca un filtru dinamic, amplificând componentele spectrale de frecvențe apropiate frecvențelor proprii și atenuând pe cele depărtate de acestea, calculatorul execută faza de prelucrare a oscilogramelor trasând spectrul Fourier normalizat, fig. 4.6.

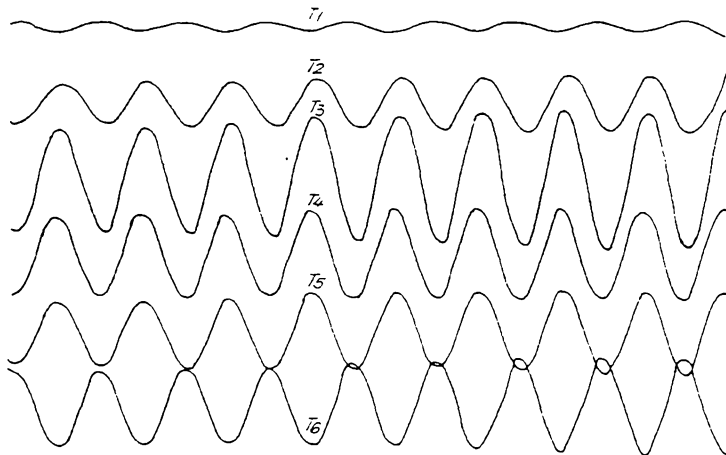


Fig. 4.5. INCERC - Hala nouă. Semnale achiziționate nefiltrate

În acest spectru este evidențiată variația amplitudinii normalizate " $A_n$ " în funcție de frecvențele înregistrate ( $A_n =$  amplitudinile reale înregistrate împărțite la pătratul frecvenței, aceasta fiind necesar pentru ca deformațiile obținute să fie produse de aceeași forță de inerție dată de vibrogenerator, știut fiind faptul că forța este proporțională cu frecvența – vezi Cap. 3).



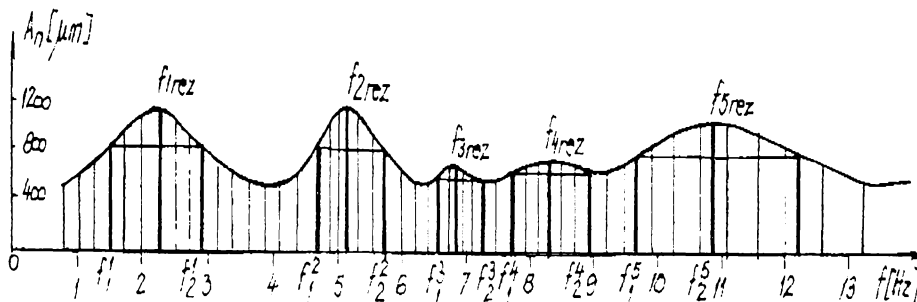


Fig. 4.6. INCERC - Hala nouă. Spectru normalizat

Amplitudinile normalizate ( la vârful spectrului ) indică frecvențele de rezonanță “ $f_{rez}$ ” ale clădirii, deci perioadele proprii de vibrații ( $f = 1/T$ ), fig. 4.6. După ce în acest spectru s-au trasat paralele la axa frecvențelor, la înălțimi egale cu  $A_n / \sqrt{2}$ , intersecția acestora cu ramurile învecinate ale spectrului au permis identificarea a două frecvențe  $f_1^{(i)}$  și  $f_2^{(i)}$  ( $f_2 > f_1$ ,  $i$  fiind numărul de iterație al rezonanței ) cu ajutorul cărora se poate calcula fracțiunea de amortizare critică  $\nu$ .

#### 4.3.5. Stabilirea valorilor finale a rezultatelor experimentale

În baza raționamentului de mai sus, cu relația ( 3.1 ) și folosind cele prezentate în fig. 4.6 s-au determinat valorile  $f_{1rez} = 2,3$  Hz ( $T_1 = 0,434$  s ),  $f_{2rez} = 5,2$  Hz ( $T_2 = 0,197$  s ) și  $f_{3rez} = 6,8$  Hz ( $T_3 = 0,147$  s ),  $f_{4rez} = 8,3$  Hz ( $T_4 = 0,12$  s ),  $f_{5rez} = 10,85$  Hz ( $T_5 = 0,09$  s ), precum și valorile aferente lor  $f_1^{(i)}$  și  $f_2^{(i)}$  cu fracțiunea de amortizare critică  $\nu$ . În tabelul 4.1 se prezintă centralizat valorile stabilite experimental ( așa cum s-a arătat anterior ).

În continuare setul de programe de trasare a vibrogramelor a permis trasarea amplitudinilor maxime, măsurate de cele șase traductoare pe înălțimea clădirii, la nivelul unde acestea au fost poziționate, obținându-se deformante ale clădirii pentru diferite perioade corespunzătoare modurilor proprii 1,2 și 3 de vibrație, după direcția transversală a clădirii, prezentate în figurile 4.7, 4.8 și 4.9.

Tabelul 4.1 Valori experimentale [103]

T [s]	$f_{rez}$ [ Hz ]	$f_2^{(i)}$ [ Hz ]	$f_1^{(i)}$ [ Hz ]	$\nu$
0,434	2,3	2,8	1,6	0,26
0,197	5,2	5,7	4,7	0,096
0,147	6,8	7,3	6,7	0,044
0,12	8,3	8,9	7,8	0,066
0,09	10,85	12,55	9,7	0,117

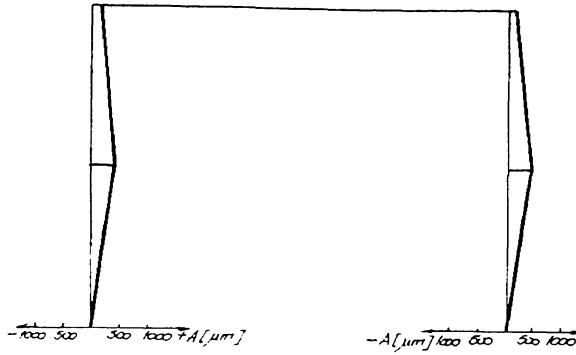


Fig. 4.7. INCERC – Hala nouă. Deformanta în modul 1 de vibrație

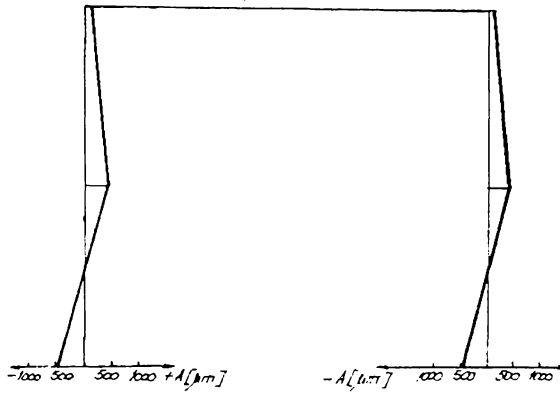


Fig. 4.8. INCERC – Hala nouă. Deformanta în modul 2 de vibrație

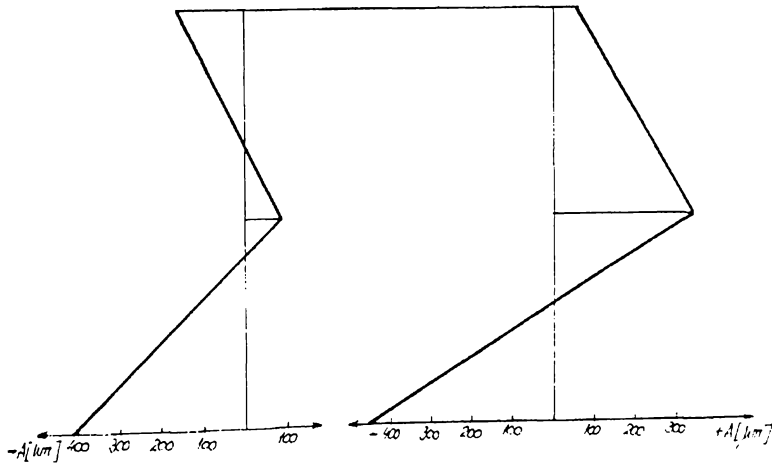


Fig. 4.9. INCERC – Hala nouă. Deformanta în modul 3 de vibrație

### 4.3.6. Perioade proprii calculate pentru hala studiată

#### 4.3.6.1. Perioade proprii calculate cu diverse relații empirice

Folosind o serie de relații empirice propuse de diferiți autori și prezentate în tabelul 1.16, pentru determinarea perioadelor proprii de vibrație, relații prezentate în Cap.1, s-au obținut următoarele valori :

**a. Formula lui T.Taniguchi :**

$T_1 = z ( n + 0,5 )$  – pentru clădiri joase  $z = 0,07...0,09$ . coeficient de rigiditate invers proporțional cu suprafața zidurilor , iar  $n$  – numărul de nivele.

$$T_1 = 0,08 (1+0,5) = 0,12 \text{ s.}$$

**b. Comitetul de supraveghere a coastei SUA :**

$$T_1 = 0,1n = 0,1 \times 1 = 0,1 \text{ s}$$

**c. Comitetul unit ASCE-SEA , cu relația numită și formula “San Francisco”**

$$T_1 = 0,091 L / \sqrt{B} \text{ pentru clădiri semirigide}$$

$L$  = înălțimea clădirii . 9m:

$B$  = lățimea pe direcția de oscilație. 18.0 m:

$$T_1 = 0,091 \cdot 9,0 / \sqrt{18,0} = 0,19 \text{ s}$$

sau:

$$T_1 = 0,130 L / \sqrt{B} \text{ pentru clădiri flexibile.}$$

$$T_1 = 0,130 \cdot 9,0 / \sqrt{18,0} = 0,275 \text{ s. O valoare medie ar putea fi : } T_{1\text{med}} = 0,23 \text{ s.}$$

**d. Relația lui F.P.Ulrich și D.S.Carder :**

$$T_1 = 0,019 \times L = 0,019 \times 9 = 0,171 \text{ s}$$

**e. Formula lui M.Takeuchi :**

$$T_1 = (1/60) \times L = (1/60) \times 9,0 = 0,15 \text{ s}$$

**f. Formula lui K.Nakagava :**

$$T_1 = (0,1+0,028n) \dots (0,2+0,064n),$$

$$T_1 = (0,1+0,038 \times 1) \dots (0,2+0,064 \times 1) = 0,128 \dots 0,264;$$

$$T_{1\text{mediu}} = 0,196 \text{ s}$$

**g. Relația lui H.Sandi și G.Serbănescu :**

$$T_1 = (0,045 \dots 0,055)n = 0,05 \times 1 = 0,05 \text{ s}$$

**h. Formula lui M.Ifrim :**

$$T_1 = 0,09\sqrt{H} = 0,09\sqrt{9} = 0,27 \text{ s.}$$

Tabelul 4.2 Tabelul comparativ cu valorile T, f și v pentru clădirea Hala nouă – INCERC Timișoara

Experimental	Teoretic cu programul AXIS – 3D										Eurocod 8		Fracțiunea din amortizarea critică	
	Teoretic cu programul AXIS – 3D					Relații empirice					P 100 - 92			
	Cadrul plan		Cadrul spațial		Cadrul spațial cu placă		T [s]	f [Hz]	T [s]	f [Hz]	T [s]	f [Hz]		
T [s]	f [Hz]	T [s]	f [Hz]	T [s]	f [Hz]	T [s]	f [Hz]	T [s]	f [Hz]	T [s]	f [Hz]	v		
0,434	2,3	0,355	2,82	0,533	1,87	0,648	1,54	0,05...	2,0...3,7	0,302 pl. (0,455 sp.)	3,31 pl. (2,2 sp.)	0,39 (0,22)	2,56 <sup>(1)</sup> (4,55) <sup>(2)</sup>	0,26
0,197	5,2	0,201	4,97	0,533	1,87	0	-	0,27						0,096
0,147	6,8	0,089	11,23	0,533	1,87	0,295	3,39							0,044
0,12	8,3	0,051	19,6	0,533	1,87	0,261	3,83							0,066
0,09	10,85	0	-	0,533	1,87	0,249	4,02							0,177
		0,039	25,6	0,487	2,05	0,237	4,22							

Notă : 1) – fără conlucrare

2) – cu conlucrare

pl – plan

sp – spațial

În relațiile de mai sus s-a notat cu  $n = 1$  – numărul de nivele,  $L = H = 9,0$  m - înălțimea construcției și  $B = 18,0$  m – lățimea pe direcția de oscilație.

Valorile centralizate sunt prezentate în tabelul 4.2.

#### 4.3.6.2 Perioada proprie calculată după Normativul P100-92 [95]

Normativul românesc P100-92, pentru cadre parter, adoptă următoarea relație pentru determinarea perioadei proprii de vibrație în modul fundamental de vibrație :

$$T_1 = 0,20\sqrt{\delta_n}, \quad (4.1)$$

unde  $\delta_n$  reprezintă săgeata orizontală ( în cm ) a stâlpilor la nivelul acoperișului din încărcarea gravitațională  $G$  considerată ca fiind aplicată orizontal la nivelul acoperișului.

Calculul săgeții statice  $\delta_n$  s-a făcut cu ajutorul unui program de calcul numit AXIS – 3D [103], care pe lângă posibilitatea efectuării calculelor statice plane permite efectuarea de calcule spațiale în regim dinamic de solicitare a unei construcții.

În fig. 4.10 ( anexă 4.1 la capitol ) se prezintă structura halei, considerată ca fiind împachetată și redusă la un cadru transversal. În această postură fiind desenată axa cadrului, sunt inserate valorile deplasărilor orizontale din metru în metru, pe verticală și orizontală, exprimate în centimetri, produse de încărcarea gravitațională a halei considerând că aceasta acționează static, pe direcția orizontală, la nivelul acoperișului. Valoarea maximă a săgeții este de 2.29 cm. În fig. 4.11 (anexa 4.1) este prezentat același lucru doar că săgeata orizontală maximă în valoare de 5.17 cm, s-a calculat în ipoteza că structura halei este un cadru spațial.

- cadru plan :

$$T_1 = 0,20\sqrt{2,29} = 0,302 \text{ s}$$

- cadru spațial :

$$T_1 = 0,20\sqrt{5,17} = 0,455 \text{ s}$$

#### 4.3.6.3. Perioada proprie calculată după normativul EUROCOD 8 [115]

În virtutea confirmării în practică a ideii de unificare a Europei atât sub aspect teritorial, financiar cât și al actelor normative care să conducă la calcule de dimensionare și verificări unitare în domeniul construcțiilor, Eurocod 8 vine să realizeze acest aspect. Cu toate că acest normativ funcționează ca o prenormă, fără să constituie o obligativitate, ce se substituie doar la nivel de discuție, comparație, completare, etc. față de normele legislative, în vigoare, existente în țara noastră.

Normele europene EUROCOD 8 recomandă pentru determinarea perioadei proprii de vibrație, relația 2.25, ( Cap 2 ) când nu se ține cont de conlucrarea structurii de rezistență, din cadre, cu zidărie de umplutură și despărțitoare:

$$T_1 = C_t H^{3/4},$$

unde :

$C_t = 0,075$ , coeficient pentru structuri în cadre de beton armat,

$H = 3,0$  m, înălțimea clădirii:

$$T_1 = 0,075 \times 9,0^{3/4} = 0.39 \text{ s}$$

Când se ține seama de conlucrarea structurii cu zidăria se folosește relația (2.29) :

$$T_1 = (T_{1b} + T_{1i}) / 2 ;$$

unde :

$$T_{1i} \text{ min} = \begin{cases} 0,065 \times n = 0,065 \\ 0,08(H / \sqrt{L}) \times H / (H + L) = 0,08(9 / \sqrt{24,7}) \times 9 / (9 + 24,7) \\ 0,075 \times H^{3/4} = 0,075 \times 9^{3/4} = 0,039 ; \end{cases}$$

în care :

$$T_{1b} = T_1 ;$$

$n = 1$ , nr. de niveluri ;

$H = 9,0$  m, înălțimea clădirii ;

$L = 24,7$  m, lățimea totală a clădirii .

$$T_1 = (0,39 + 0,039) / 2 = 0,22 \text{ s.}$$

#### 4.3.6.4. Determinarea perioadelor proprii utilizând programul de calcul AXIS-3D [103].

Calculul teoretic al perioadelor proprii de vibrație s-a făcut, pentru construcția analizată, folosind un program de calcul spațial AXIS-3D, în trei ipoteze de calcul, fiecare ipoteză cu câte șase moduri proprii de vibrație . De subliniat este faptul că importante rămân perioadele proprii de vibrație aferente primelor trei moduri fundamentale .

Ipotezele de calcul considerate și valorile perioadelor proprii ale primelor șase moduri proprii de vibrație calculate de calculator sunt prezentate mai jos :

##### **a. Ipoteza în care structura se consideră ca un cadru plan, fig.4.12...4.17(anexă capitol)**

În ipoteza în care se consideră structura ca un cadru transversal plan s-au determinat perioadele proprii de vibrație pentru primele șase moduri proprii de vibrație, în figurile precizate fiind prezentate și deformatiunile corespunzătoare.

Valorile perioadelor proprii  $T$  descresc pe măsura creșterii corespunzătoare a iterației modului propriu de vibrație, cu valorile precizate mai jos:

$$T_1 = 0,355 \text{ s}, T_2 = 0,201 \text{ s}, T_3 = 0,089 \text{ s}, T_4 = 0,051 \text{ s}, T_5 = 0, T_6 = 0,039 \text{ s}.$$

**b. Ipoteza în care structura se consideră ca un cadru spațial, fig.4.18...4.23 (anexă capitol).**

Structura de rezistență a halei s-a considerat în această ipoteză ca fiind un cadru spațial, iar cadrele transversale conlucrează ( interacționează ) unele cu altele.

S-au determinat, evident, tot cu ajutorul calculatorului valorile perioadelor proprii de vibrație tot în primele șase moduri proprii de vibrație. Se observă că perioada proprie de vibrație rămâne aproape constantă pentru cele șase moduri, constatându-se că rigiditatea a crescut foarte mult, în vibrație intrând doar riglele acoperișului .

Valorile perioadelor proprii sunt date mai jos:

$$T_1 = 0,533 \text{ s}, T_2 = 0,533 \text{ s}, T_3 = 0,533 \text{ s}, T_4 = 0,533 \text{ s}, T_5 = 0,533 \text{ s}, T_6 = 0,487 \text{ s}.$$

**c. Ipoteza în care structura se consideră ca un cadru spațial conlucrând cu placa acoperișului, fig.4.24...4.29(anexă la capitol).**

Dacă structura de rezistență a halei se consideră tot spațială, însă se ia în considerare acoperișul, alcătuit din chesoane prefabricate, care produce o creștere a rigidității acesteia se constată și în acest caz o variație descrescătoare perioadei proprii corespunzătoare creșterii iterației modului propriu de vibrație. Si în acest caz deformantele structurii sunt predominant influențate de intrarea în vibrație proprie a acoperișului în comparație cu restul structurii. Valorile perioadelor proprii pentru fiecare mod sunt date mai jos. unde se observă. la modul 2 de vibrație o tendință de repaus :

$$T_1 = 0,648 \text{ s}, T_2 = 0, T_3 = 0,295, T_4 = 0,261 \text{ s}, T_5 = 0,249 \text{ s}, T_6 = 0,237 \text{ s} .$$

Toate aceste valori se regăsesc în tabelul centralizator 4.2.

#### 4.3.7. Centralizarea valorilor experimentale calculate

Valorile datelor obținute pe cale experimentală și teoretic sunt prezentate sintetic în tabelul 4.2.

O analiză comparativă a valorilor perioadelor proprii determinate pe cale experimentală și teoretică conduce la o diferență față de valoarea perioadei corespunzătoare modului unu de vibrație. considerată ca bază de comparație. după cum urmează:

**a. Teoretic cu programul AXIS-3D :**

- cadru plan: +18,20%;
- cadru spațial :-22,81% ;

- cadru spațial cu conlucrarea cu placa :-49,3%

**b. Relații empirice :**

+76%...+47%

**c. Normativul P100-92 :**

- calcul plan : +30,4% ;
- calcul spațial :-4,48%.

**d. Eurocod 8 :**

- fără conlucrarea cu zidăria :+10,1%
- cu conlucrarea cu zidăria :+49,3%.

Se observă că diferențele merg până la 50% cu excepția valorilor determinate cu diferite relații empirice. unde doza de subiectivism precum și condițiile concrete specifice locului, legat de teren și structură. conduc la diferențe foarte mari . Cele mai apropiate sunt valorile date de P100-92, mai ales când se consideră calculul spațial .

Diferențele sensibil mari între valorile măsurate experimental și cele determinate teoretic, prin calcule, în special cele care au la bază diferite relații empirice, ele au fost verificate în zonele unde autorii lor le-au experimentat pe structuri dar și pe terenuri. Ori sistemul structural precizat de diferiți autori pe care l-au folosit, nu are o pondere prea mare în fondul diferențelor ci mai degrabă natura terenului pe care este amplasată construcția .

În cazul perioadelor proprii determinate experimental se constată că acestea scad ca valoare pe măsură ce se ajunge la forme proprii de vibrații de rang mai mare . Aceeași constatare se manifestă și la fracțiunea din amortizarea critică .

#### 4.4. STUDIUL PRIVIND CARACTERISTICILE DINAMICE PE AMPLASAMENTUL BLOCULUI NR.22. BV.PÂRVAN TIMIȘOARA [102]

În ideea lărgiri gamei de prezentare a clădirilor studiate și experimentate este inserat și în acest bloc de locuințe care are o altă structură de rezistență, alt regim de înălțime, altă compartimentare, alt sistem de fundare și de bună seamă altă destinație funcțională față de clădirea studiată și prezentată la punctul 4.3.

##### 4.4.1.Descrierea amplasamentului și a structurii de rezistență

Clădirea experimentală este situată în Timișoara, pe bulevardul Vasile Pârvan la nr.22.Acest bloc a fost realizat conform proiectului IPROTIM Timișoara nr.21026. cu structura de



rezistență din panouri mari prefabricate și diafragme monolite, cu regim de înălțime S+P+8E, cu dimensiunile în plan de 18,00×12,27 m, fig.4.30, 4.31 și 4.32 și înălțimea liberă pe nivel de 2.58m.

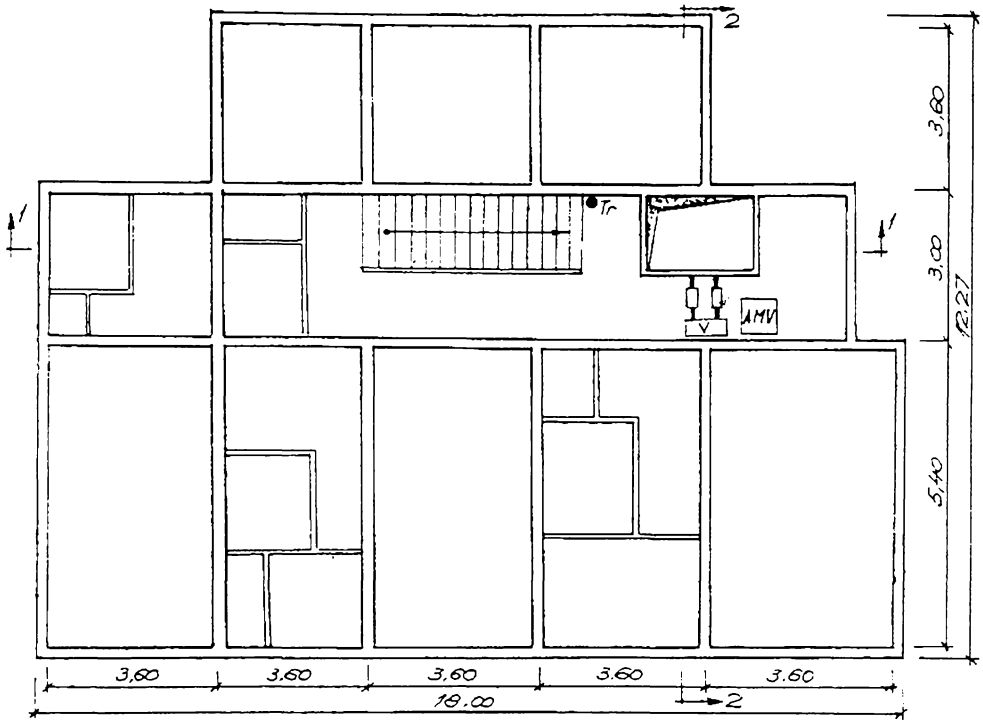


Fig. 4.30. Bloc 22, Bv. Pârvan. Secțiune orizontală

Structura de rezistență este compusă din diafragme monolite transversale și longitudinale și panouri mari prefabricate de fațadă. Diafragmele monolite au grosimea de 15 cm iar panourile de închidere sunt de 27 sau 30 cm.. Planșeele sunt prefabricate cu grosimea plăcii de 14 cm . Accesul pe verticală se realizează prin intermediul unui lift și a unei scări într-o singură rampă, cu 16 trepte, realizată tot în variantă prefabricată .

Sistemul de fundare este realizat din fundații continue sub diafragme, cu lățimea tălpii de 1,20 m, fundarea făcându-se pe o pernă din balast cu grosimea de 80cm.

Elevațiile subsolului, împreună cu planșeul peste subsol și fundațiile formează niște cutii rigide, pe care reazemă suprastructura .

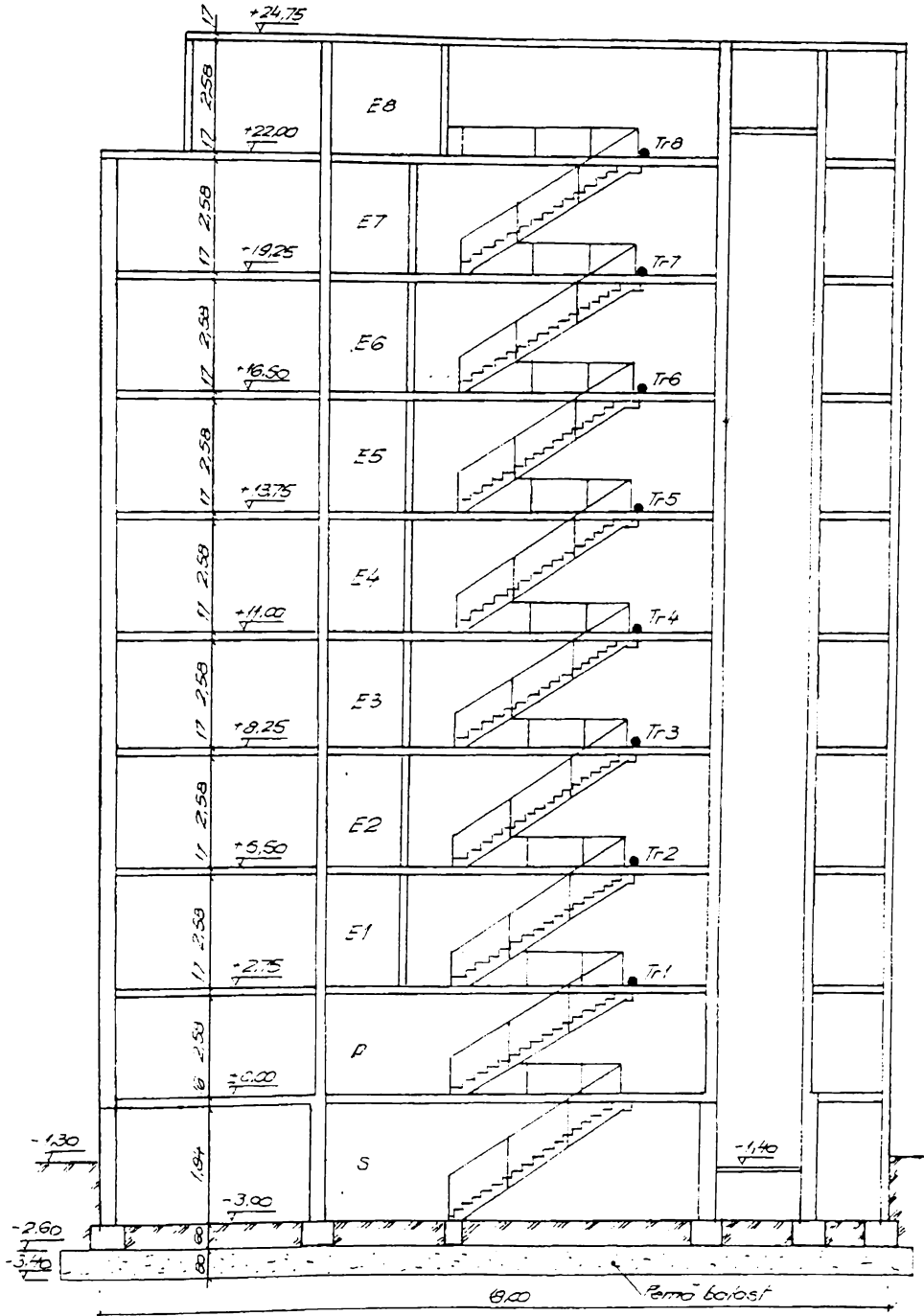


Fig. 4.31. Bloc 22, Bv. Pârvan. Secțiunea 1-1. Poziționare traductori

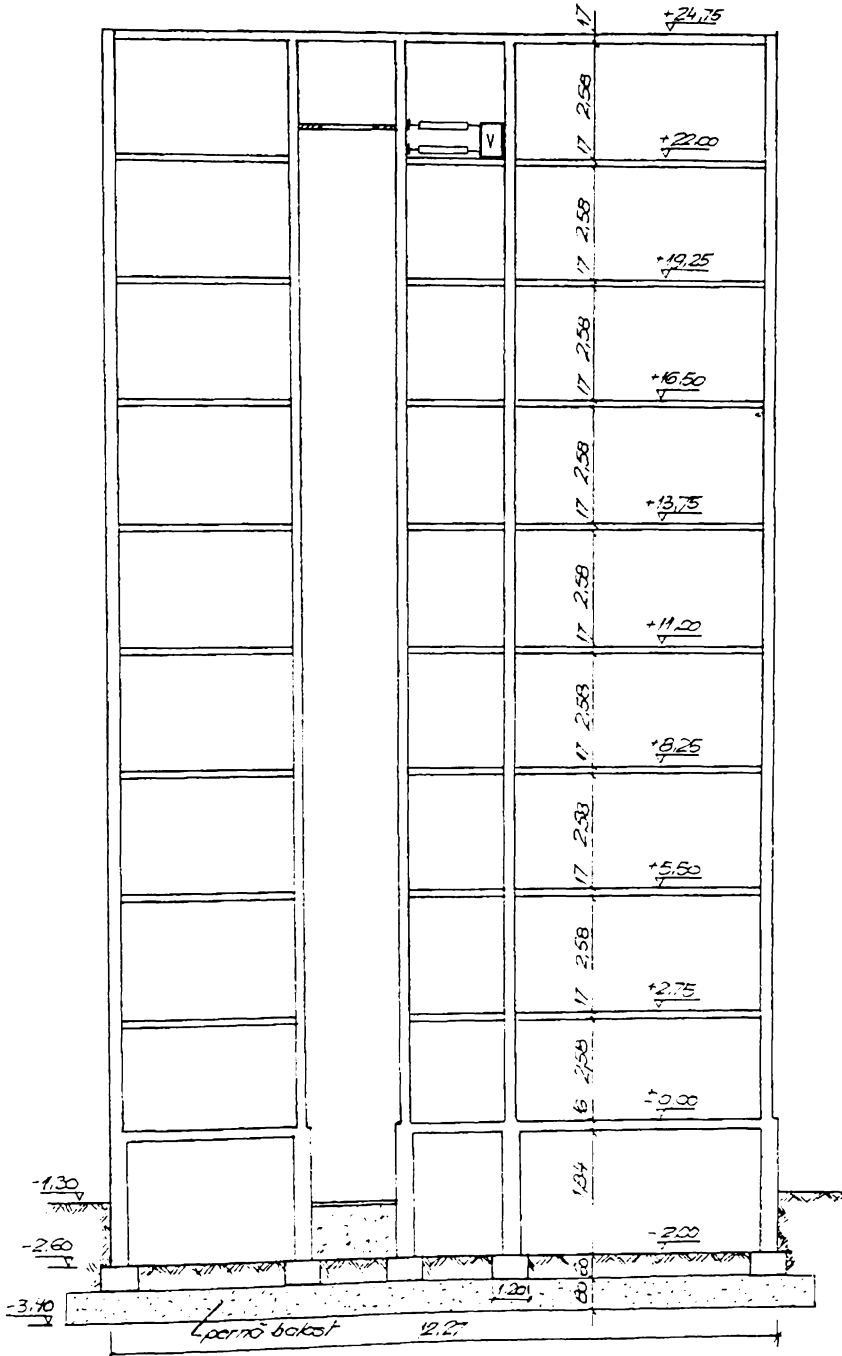


Fig. 4.32 .Bloc 22. Bv. Pârvan. Secțiunea 2-2. Poziționare vibrogenerator

#### 4.4.2. Stratificația terenului pe amplasamentul studiat

În cadrul proiectului IPROTIM nr.21026 se află și stratificația terenului pe amplasamentul studiat, din care s-a extras următoarea stratificație geotehnică (fig.4.33):

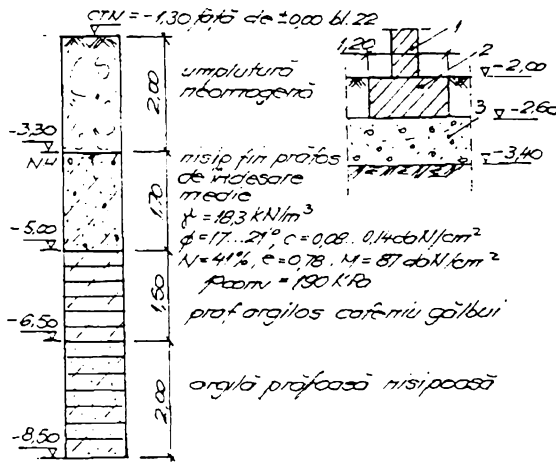


Fig. 4.33 Stratificația terenului și soluția de fundare

- a) Soluția de fundare : 1-elevație subsol. 2-fundație continuă. 3-pernă balast. 4- pământ bătut: b) Stratificația terenului.

- 0.0...3.30 m. umplutură neomogenă:
- 3.30...5.00 m. nisip fin prăfos, cu îndesare medie, cu următoarele caracteristici geotehnice:  $\gamma = 18,3 \text{ t/m}^3$ ,  $\phi = 17^\circ \dots 21^\circ$ ,  $c = 0,08 \dots 0,14 \text{ daN/cm}^2$ ,  $n = 41 \%$ ,  $e = 0,78$ ,  $M = 87 \text{ daN/cm}^2$ ,  $p_{conv} = 190 \text{ KPa}$ ;
- 5,00...6,50 m, praf argilos, cafeniu – gălbui;
- 6,50...8.50 m. argilă prăfoasă nisipoasă.

Nivelul apelor freatice se apreciază a fi la cota de - 3,30 m față de cota 0,00 a clădirii.

#### 4.4.3 Echiparea construcției în vederea experimentărilor

Pentru producerea vibrațiilor întreținute s-a folosit vibratorul V. prezentat în cap.3. care s-a fixat rigid de structură la un capăt. în dreptul casei liftului iar la celălalt capăt de diafragma longitudinală. vibratorul fiind poziționat la nivelul etajului al 8-lea. fig. 4.30 și 4.32. Impănarea s-a făcut și în acest caz cu ajutorul unor tije cu filet dublu, stânga-dreapta, ca în fig. 4.4.

Aparatura pentru măsurarea vibrațiilor, notată pe figură cu (A.M.V.) a fost montată, la același nivel cu vibrogeneratorul, chiar lângă acesta. fig.4.30.

Traductoare de accelerație în număr de opt, s-au montat la fiecare etaj în dreptul scării, începând cu etajul întâi, traductorul Tr1, apoi la etajul doi, Tr 2, etc., fig.4.31.

Etapele parcurse pentru efectuarea înregistrării măsurătorilor, descrise în general la punctul 4.3, sunt aproximativ aceleași ca cele prezentate la exemplul de la punctul 4.4 și constă, în mare din:

- montarea și fixarea vibrogeneratorului de structura de rezistență a blocului, a traductoarelor la fiecare etaj în parte, pe direcția de excitație a structurii, precum și a aparatului de măsurare a vibrațiilor (A.M.V.) cu inserarea în circuit a întregului lanț de aparate ;
- conectarea la rețeaua electrică și verificarea funcționării tuturor aparatelor ;
- pornirea vibrogeneratorului și a AMV-ului pentru probă, în vederea calibrării scalei de măsurare a fiecărui canal corespunzător fiecărui traductor, în vederea unei ușoare citiri și evaluări a semnalului ;
- după ce s-a calibrat semnalul la fiecare canal, prin modificarea scalei, notându-se acest lucru într-un tabel, se pornesc din nou vibrogeneratorul și AMV-ul. crescând ușor frecvența până la evaluarea maximă după care se parcurge în sens invers până la valoarea 0 ;
- la oprirea instalației se verifică dacă înregistrările sunt lizibile. dacă semnalul înregistrat a venit de la toate traductoarele. In caz că au apărut inadvertențe se reia ciclul de măsurare .Dacă înregistrările făcute sunt analizate și se constată că sunt bune, se consideră această operațiune încheiată ;
- se trece la deconectarea de la rețeaua electrică și demontarea întregii instalații de producere și măsurare a vibrațiilor, urmând a se transporta și depozita în laborator toate componentele la locul lor .

#### **4.4.4. Achiziționarea și înregistrarea valorilor măsurate**

Datele achiziționate, dar nefiltrate și neetalonate, culese de cele opt traductoare, apar ca niște semnale sinusoidale, fig.4.34.

Semnalul achiziționat de calculator, cu ajutorul pachetului de programe de achiziții, este apoi filtrat de alte semnale perturbatoare (rețea, vibrații date de trafic, etc.) cu ajutorul setului de programe de filtrare, ambele fiind descrise în Cap.3.

După filtrare, semnalul este supus apoi fazei de etalonare prin introducerea în lanțul de măsurători a unui semnal cu caracteristici cunoscute, care este recepționat de fiecare traductor cu lungimea cablului aferent, folosit la măsurătorile făcute la blocul amintit .

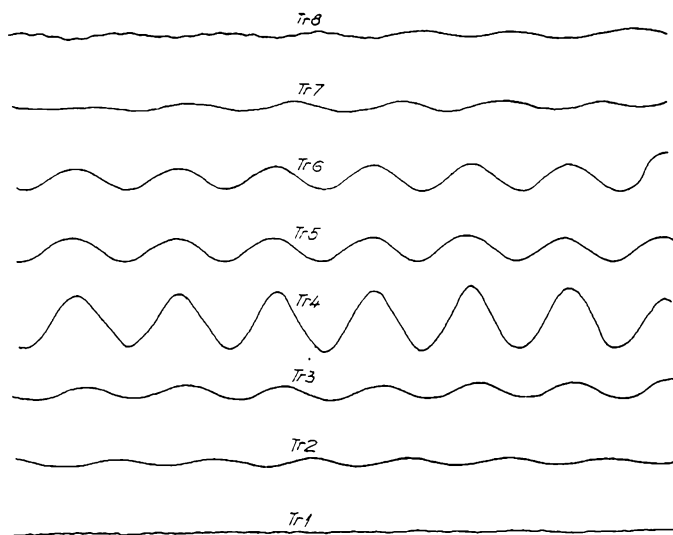


Fig. 4.34 . Bloc 22, Bv. Pârvan. Semnale achiziționate nefiltrate

Valoarea citirii semnalului etalon raportată la citirea făcută în timpul experimentului conduce la obținerea unei valori de corecție cu care se multiplică valorile citirilor experimentale, astfel că valorile obținute pe această cale, numite și valori etalonate, reprezintă niște valori reale .

Semnalul etalonat parcurge următoarea etapă de prelucrare și calcule, pe care le face calculatorul, prin trasarea spectrului Fourier normalizat  $A_n$ , fig.4.35, în care valorile amplitudinilor maxime se diminuează cu pătratul frecvenței. Intrucât frecvența este variabilă, ceea ce face ca și forța de inerție să fie variabilă, este necesar ca valoarea deformațiilor (amplitudinilor) ce se obțin, să fie produse de o forță constantă .

Din diagrama normalizată din fig.4.35 se obțin valorile frecvențelor de rezonanță  $f_{rez}$ , corespunzătoare unor anumite armonici .

Dacă la valoarea  $A_n / \sqrt{2}$  în dreptul  $f_{rez}$  se duce o paralelă la abscisă se obțin, la intersecția cu graficul, două valori  $f_1^{(i)}$  și  $f_2^{(i)}$  ( $f_2 > f_1$ ) cu ajutorul cărora utilizând relația 3.1. se determină fracțiunea de amortizare critică  $\nu$  .

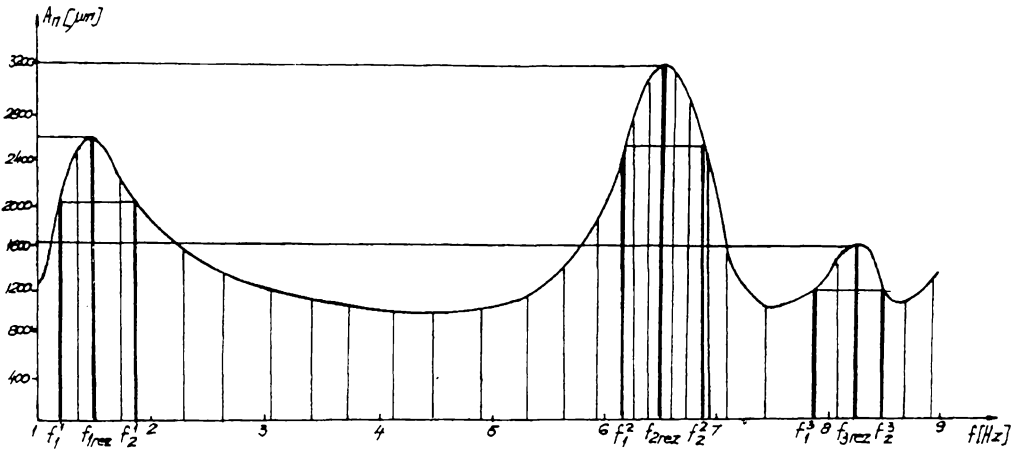


Fig. 4.35. Bloc 22, Bv. Pârvan. Spectru normalizat

#### 4.4.5. Stabilirea valorilor finale

##### 4.4.5.1. Valoarea rezultatelor experimentale

În baza relației 3.1 și din diagrama normalizată din fig.4.35 s-au determinat valorile  $f_{1rez}=1,43\text{Hz}$  ( $T_1=0,7\text{s}$ ),  $f_{2rez}=6,5\text{Hz}$  ( $T_2=0,154\text{s}$ ),  $f_{3rez}=8,2\text{Hz}$  ( $T_3=0,122\text{s}$ ) precum și valorile  $f_1^{(1)}$  și  $f_2^{(1)}$  cu care apoi s-au calculat valorile fracțiunii de amortizare critică corespunzătoare celor trei frecvențe de rezonanță. Aceste valori sunt prezentate sintetic în tabelul 4.3.

Tabelul 4.3. Valori experimentale [102]

T [s]	$f_{rez}$ [Hz]	$f_2^{(1)}$ [Hz]	$f_1^{(1)}$ [Hz]	$\nu$
0,7	1,43	1,9	1,22	0,24
0,154	6,5	6,86	6,18	0,052
0,122	8,2	8,43	7,86	0,035

Setul de programe de trasare a vibrogramei a permis trasarea amplitudinilor maxime, măsurate de cele opt traductoare, pe înălțimea clădirii, la nivelul unde acestea au fost poziționate, obținându-se deformante ale clădirii pentru diferite perioade corespunzătoare modurilor proprii 1.2 și 3 de vibrație, pe direcția transversală a clădirii, prezentate în figurile 4.36, 4.37, 4.38.

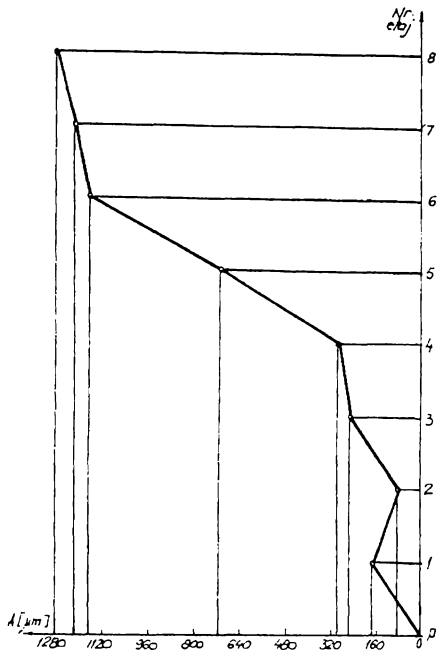


Fig. 4.36. Bloc 22, Bv. Pârvan.  
Deformanta în modul  
1 de vibrație.

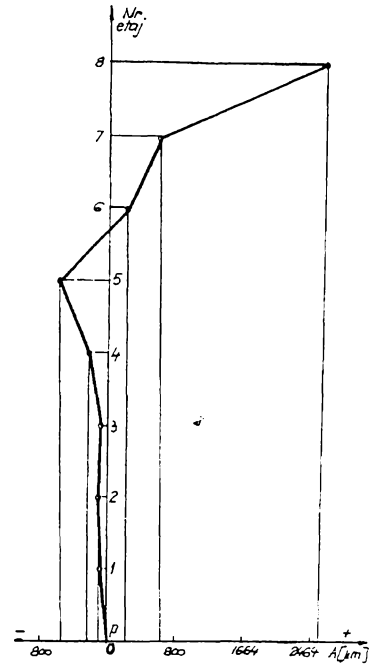


Fig. 4.37. Bloc 22, Bv. Pârvan.  
Deformanta în modul  
2 de vibrație.

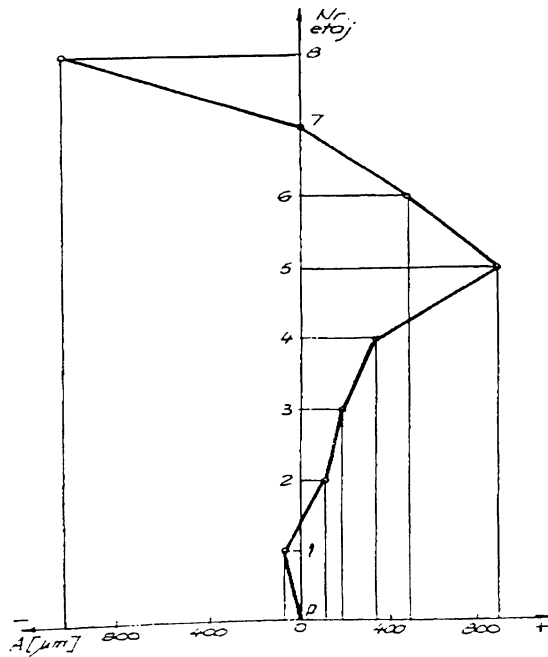


Fig. 4.38. Bloc 22, Bv. Pârvan. Deformanta în modul 3 de vibrație



#### 4.4.5.2. Perioade proprii calculate cu relații empirice

S-au utilizat relațiile aceluiași autori ca la paragraful 4.3.5.2.

##### a. Formula lui T.Taniguchi :

$$T_1 = (0,07 \dots 0,09) (n+0,5) = 0,08 (9+0,5) = 0,76s$$

##### b. Comitetul de supraveghere a coastei SUA :

$$T_1 = 0,112 = 0,1 \times 9 = 0,9s$$

##### c. Comitetul unit ASCE-SEA :

$$T_1 = 0,09 \times L / \sqrt{B} = 0,09 \times 24,75 / \sqrt{12,27} = 0,64 s$$

##### d. Relația lui F.P.Ulrich și D.S.Carder :

$$T_1 = 0,019L = 0,019 \times 24,75 = 0,47s$$

##### e. Relația lui M.Takeuchi :

$$T_1 = 1/60 \cdot L = 1/60 \times 24,75 = 0,41s$$

##### f. Relația lui K.Nakagava :

$$T_1 = (0,1 + 0,038 \cdot n) \dots (0,2 + 0,064n) = (0,1 + 0,038 \times 9) \dots (0,2 + 0,064 \times 9) = 0,372 \dots 0,776;$$

$$T_{1\text{mediu}} = 0,574 s$$

##### g. Formula lui H.Sandi și G.Serbănescu :

$$T_1 = 0,065 \times L / \sqrt{B} = 0,065 \times 24,75 / \sqrt{12,27} = 0,46 s$$

##### h. Formula lui M.Ifrim :

$$T_1 = 0,2 \sqrt{H} = 0,2 \sqrt{24,75} \approx 1,0 \text{ sec}$$

În relațiile de mai sus  $n = 9$ ,  $H = L = 24,75 \text{ m}$  și  $B = 12,27 \text{ m}$ .

Valorile centralizate sunt prezentate în tabelul 4.4.

#### 4.4.5.3. Perioada proprie calculată după Normativul P100-92 [95]

Normativul românesc P100-92 recomandă pentru determinarea perioadei proprii la clădiri tip turn, cu structura de rezistență rigidă următoarea relație aproximativă :

$$T_1 = 0,065H / \sqrt{B} = 0,065 \times 27,75 / \sqrt{12,27} = 0,46 s, \text{ cu frecvența } f_1 = 1/T_1 = 2,18 \text{ Hz, în care}$$

$$H = 24,75 \text{ m și } B = 12,27 \text{ m}.$$

#### 4.5.5.4. Perioada proprie calculată după Normativul Eurocod 8 [94]

Normativul european Eurocod 8 recomandă următoarea formulă aproximativă pentru determinarea perioadei proprii de vibrație relația 2.25.

$$T_1 = C_t \cdot H^{3/4} = 0,075 \cdot 24,75^{3/4} = 0,832s \text{ iar frecvența } f_1 = 1/T_1 = 1,2\text{Hz.}$$

Notațiile pentru  $C_t$  și  $H$  au aceeași semnificație ca și în paragraful 4.4.5.4 dar cu valorile  $C_t=0,075$  și  $H=24,75\text{m}$ .

La această clădire nu au mai fost calculate perioadele proprii pentru moduri superioare cu programul de calcul AXIS – 3D.

Valorile perioadelor proprii calculate se regăsesc în tabelul centralizator 4.4.

Tabelul 4.4 Tabelul comparativ cu valorile  $T$ ,  $f$  și  $\nu$  pentru bloc 22, Bv. Pârvan Timișoara, fundat pe pernă din balast

P 100 - 92		Eurocode 8		Relații empirice		Experimental		Fracțiunea din amortizarea critică
T[s]	f[Hz]	T[s]	f[Hz]	T[s]	f[Hz]	T[s]	f[Hz]	$\nu$
0,46	2,18	0,832	1,2	0,41 ...1,0	0,44 ...1,0	0,7	1,43	0,24
						0,154	6,5	0,052
						0,122	8,2	0,035

#### 4.4.6 Interpretarea rezultatelor

Datele experimentale și cele calculate pentru bloc 22. bv. Pârvan Timișoara sunt prezentate sintetic în tabelul 4.4.

Analizând valorile perioadelor proprii determinate pe cale experimentală comparativ cu cele determinate pe cale teoretică și luând ca bază de comparație perioada proprie corespunzătoare modului fundamental de vibrație, rezultă următoarele diferențe :

**a. Relații empirice :**

+41,5...-28,6%

**b. Normativul P100-92 :**

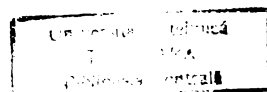
+34%

**c. Eurocod 8 :**

-18,8%

Se observă că diferențe foarte mari apar în cazul utilizării anumitor relații empirice, precum și în cazul P100-92.

Față de normativul Eurocod 8 diferența este mai mică cu 18,8% .



Perioadele proprii determinate experimental scad ca valoare pe măsură ce rangul frecvenței proprii de rezonanță crește .

Fracțiunea de amortizare critică scade și ea odată cu creșterea rangului frecvenței proprii de rezonanță.

#### 4.5. STUDIU PRIVIND CARACTERISTICILE DINAMICE PE AMPLASAMENTUL CLĂDIRII SEDIULUI ASIROM SA TIMIȘOARA [102]

##### 4.5.1. Descrierea amplasamentului și a structurii de rezistență.

Clădirea sediului ASIROM SA Timișoara face parte din investiția “Ansamblu financiar bancar Timișoara”, proiect SC RIPS SRL Timișoara, nr.1001/ABC și este situată în Timișoara pe Calea Torontalului la intersecția cu Calea Aradului.

Clădirea cuprinde un subsol general, parter și opt etaje cu o dezvoltare parțială a structurii cu încă trei etaje, fig.4.40. Înălțimea unui nivel este de 3,80m.

În plan orizontal clădirea are formă pătrată cu câte patru deschideri de 8.40m pe fiecare latură, fig.4.39.

Structura de rezistență este alcătuită din cadre metalice.

Infrastructura este alcătuită dintr-un radier general cu grosimea de 1.00 m și o rețea ortogonală de grinzi pe care descarcă stâlpii .Subsolul clădirii, în afară de stâlpi,cuprinde și pereții de elevație cu grosimea de 30-40cm cu care formează împreună cu planșeul de peste subsol, gros de 28cm niște cutii rigide.

Stâlpii, care intră în structura de rezistență sunt alcătuiți în variantă metalică, din două profile I așezate în cruce, realizate din platbande sudate, peste care apoi este așezată o carcasă elastică din oțel beton și în final se betonează. Dimensiunile secțiunii transversale ale stâlpilor sunt de 70×70cm pentru  $S_1$  și respectiv 60×60cm pentru  $S_2$ . Grinzile sunt alcătuite tot în variantă metalică din profile I, cu goluri hexagonale (profile ajurate), realizate la fel din platbandă sudată. secțiunea finală a grinzii având dimensiunile de 20×60 cm. Dispunerea grinzilor este inserată într-o rețea ortogonală. Golurile practicate în grinzi facilitează montarea diverselor conducte pentru instalații, toate acestea fiind mascate cu un tavan fals suspendat.

Planșeele realizate din beton armat prefabricat reazemă pe rețeaua de grinzi amintită mai sus, cu grosimea de 20 cm. prezintă pe verticală întreruperi în zona centrală. Aceste goluri, fig.4.39 și 4.40, pot avea formă circulară sau pătrată la diverse nivele, permițând astfel crearea unor incinte interioare

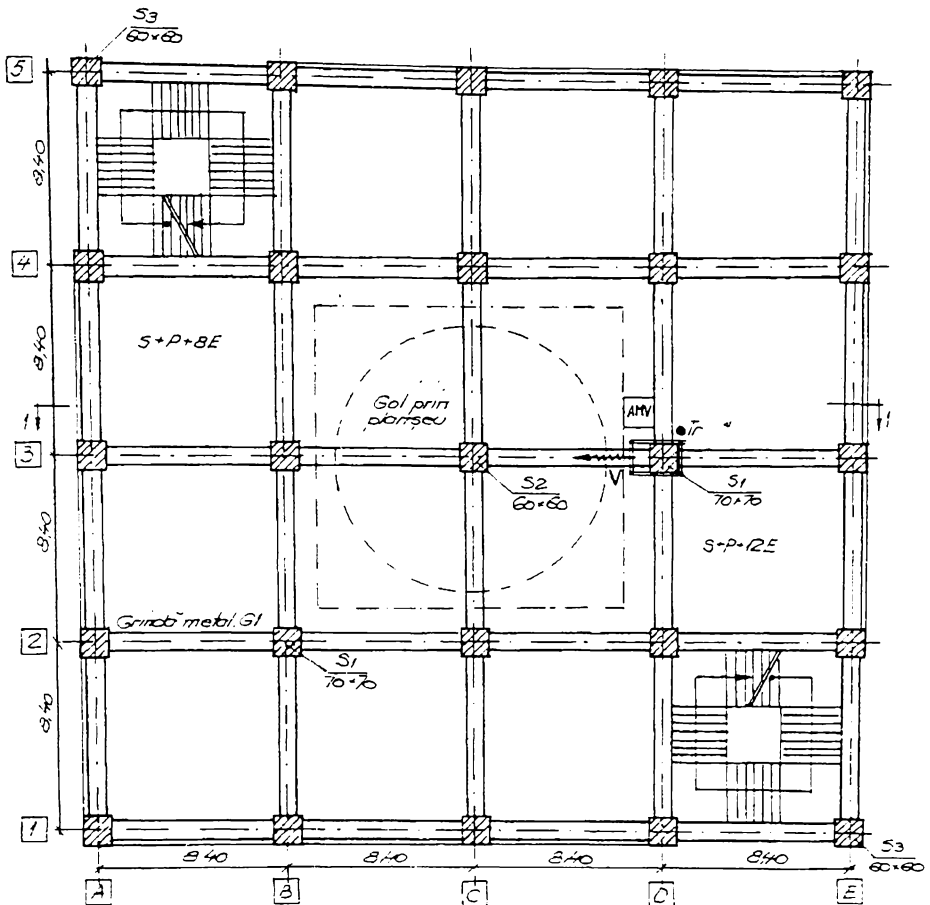


Fig. 4.39. Sediul ASIROM Timișoara. Secțiune orizontală.

Evident, pe anumite etaje aceste planșee sunt continue pentru a rigidiza construcția pe verticală, acestea având rol de șaibe rigide.

Inchiderile interioare de compartimentare sunt realizate din zidărie de BCA cu grosimea de 20cm, iar cele exterioare sunt realizate din sticlă termoizolatoare.

Accesul pe verticală este realizat cu ajutorul a două scări dispuse în cele două colțuri diametral opuse, vezi fig.4.39.

Corpul mai înalt se dezvoltă doar pe trei celule.

Pentru asigurarea unei rigidizări a întregii construcții s-au prevăzut contravânturi verticale metalice dispuse atât pe o deschidere aparținând corpului înalt cât și pe una aferentă corpului mai jos de clădire.

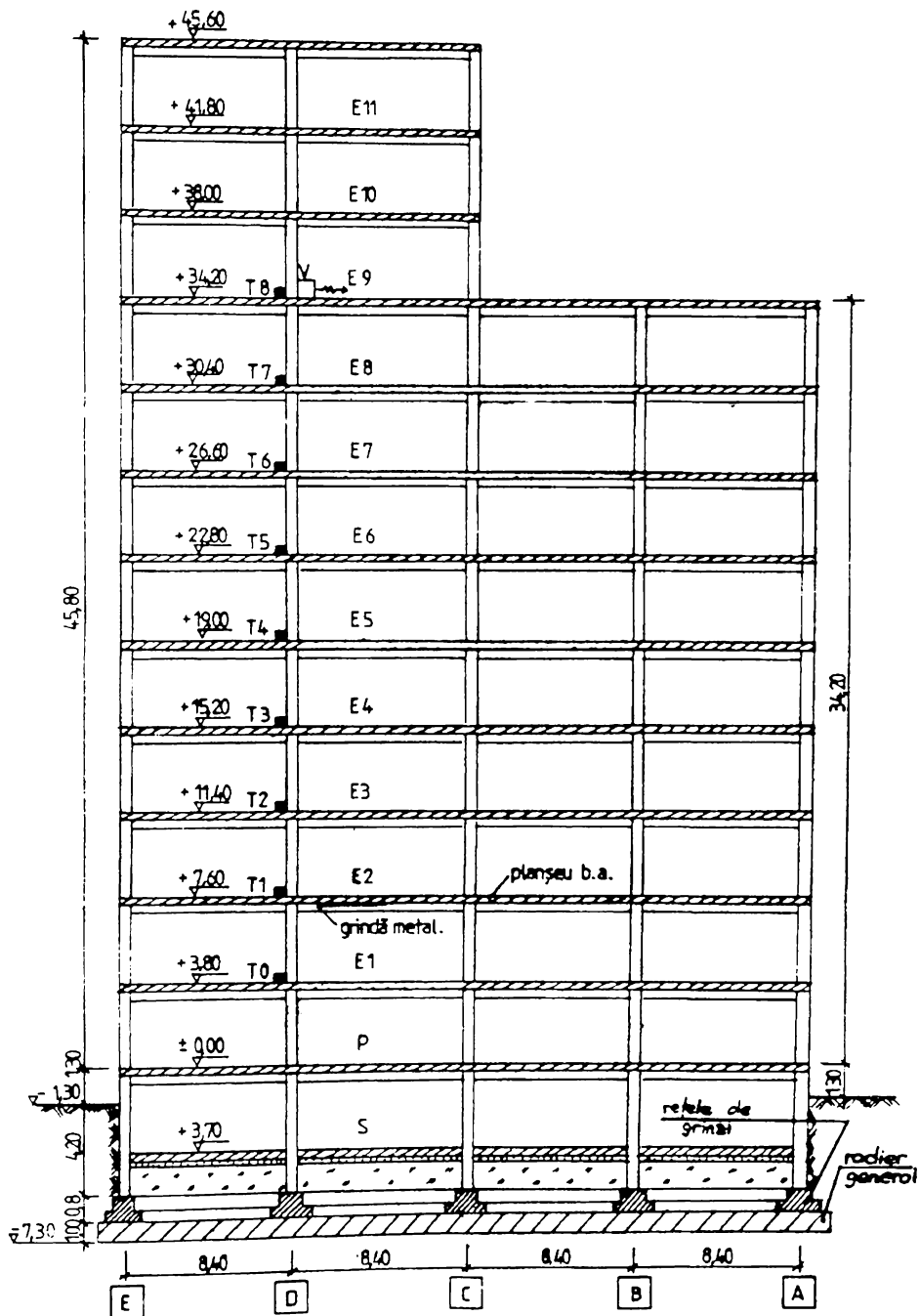


Fig. 4.40. Sediul ASIROM Timișoara. Secțiune 1-1. Poziționare vibrogenerator și tractoare.

#### 4.5.2. Stratificația terenului pe amplasament

Studiul geotehnic realizat pe amplasamentul menționat mai sus, a fost întocmit de către IPROTIM Timișoara, proiect nr.P88/92, din care s-a extras următoarea stratificație geotehnică, fig.4.41, cotele staturilor fiind raportate la cota CTN aflată cu  $-1.30\text{m}$  mai jos decât cota  $0,00$  a clădirii :

- $1.30 \dots -5.90$ . umplutură;
- $5.90 \dots -7,10$ , praf argilos;
- $7,10 \dots -11.90$  m, argilă nisipoasă cafeniu-gălbuie, plastic consistentă sau plastic vârtoasă, cu concrețiuni calcaroase, strat recomandat ca teren bun de fundare, cu următoarele caracteristici geotehnice :  $\gamma = 19,5 \text{ KN/mc}$ ,  $\phi = 18^\circ$ ,  $c = 0,25 \text{ daN/cm}^2$ ,  $E = 160 \text{ daN/cm}^2$ ,  $e = 42\%$ ,  $n = 0,7$ ,  $p_{\text{conv}} = 325 \text{ kPa}$ .
- $11.90 \dots 19.70$  m. nisip fin mijlociu prăfos, cu intercalații de argilă. spre bază nisip mare.

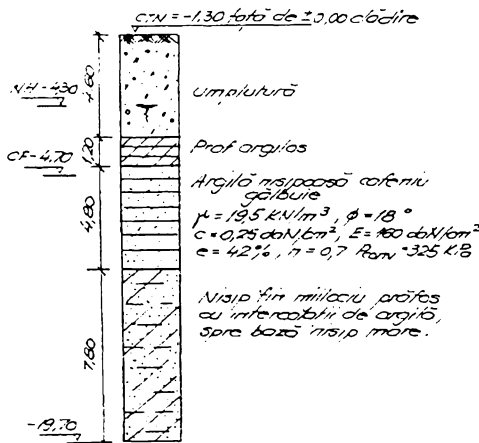


Fig. 4.41 Stratificația terenului pe amplasament.

Nivelul maxim al apelor freatice a fost interceptat la cota  $-4.30$  m față de cota  $0.00$  a clădire, fig. 4.41

#### 4.5.3. Echiparea construcției în vederea experimentărilor

Pentru producerea vibrațiilor s-a utilizat vibrogeneratorul amintit în paragrafele anterioare, care s-a fixat rigid de unul din stâlpii structurii de rezistență, fig.4.42, cu ajutorul unor juguri confecționate din tije metalice cu filet la capete și profile U. fig.4.39 și 4.42. Fixarea vibrogeneratorului și a aparatului de măsurare a vibrațiilor s-a făcut la etajul opt.

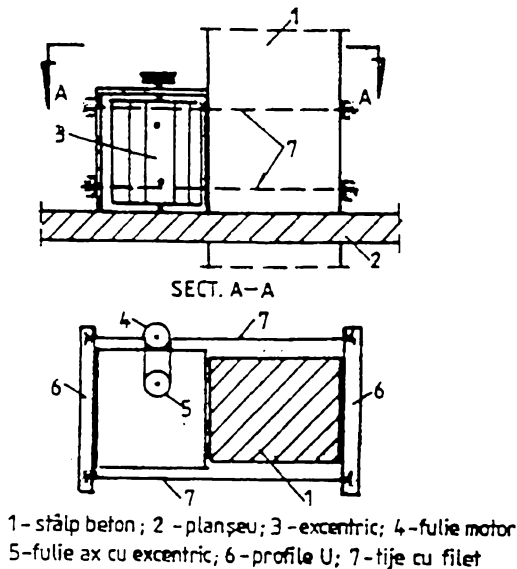


Fig. 4.42 Prinderea vibratorului de stâlp cu juguri metalice;

Tructoarele de accelerație s-au fixat pe verticală, în dreptul stâlpului pe care s-a fixat vibrogeneratorul la etajul unu Tr 0, la etajul doi Tr1, etc., fig.4.40.

Etapele parcurse pentru efectuarea înregistrării măsurătorilor sunt, în mare parte aceleași ca cele descrise în paragraful 4.4.3 și 4.5.3, și constă în :

- montarea și rigidizarea vibrogeneratorului de stâlp cu ajutorul jugurilor, a traductorilor, precum și a AMV, la etajul opt al clădirii;
- conectarea instalației și AMV la rețeaua electrică;
- pornirea vibrogeneratorului și AMV-ului și realizarea calibrării scalelor de măsurare;
- după calibrare, se pornesc din nou vibrogeneratorul și AMV parcurgând baleajul de frecvență de la 0 la valoarea maximă și înapoi;
- verificarea înregistrării corecte a măsurătorilor făcute, în caz contrar după recalibrare se reia operația de vibrare, dacă nu, se consideră operațiunea încheiată;
- unul din tractoare s-a montat la etajul unu, poziția Tr 0 și s-a reluat operația de vibrare și înregistrare;
- se deconectează de la rețea și se deconectează cu grijă toate componentele lanțului de măsurare;
- se transportă la laborator și se depozitează la locul lor fiecare component.

#### 4.5.4. Achiziționarea și înregistrarea valorilor măsurate

Semnalele achiziționate, nefiltrate și neetalonate, fig.4.43, sunt supuse procesului de filtrare și etalonare cu seturile de programe aferente, prin utilizarea unui semnal cu caracteristici dinamice cunoscute, iar după efectuarea corecțiilor necesare, se obțin valorile reale măsurate.

Semnalul etalonat parcurge faza următoare de prelucrare și calcule, muncă pe care calculatorul o face, trasând spectrul Fourier normalizat, fig.4.44, unde valorile amplitudinilor sunt diminuate cu pătratul frecvenței, pentru ca în final, deformațiile (amplitudinile) obținute să fie produse de o forță constantă, independentă de valoarea frecvenței.

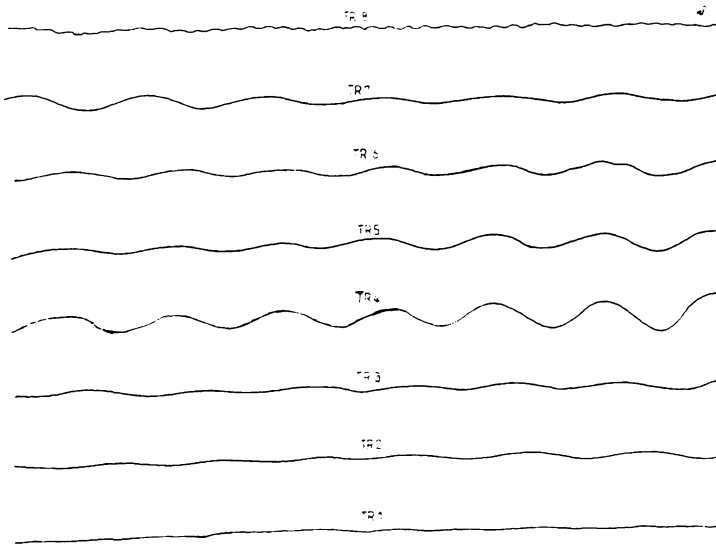


Fig. 4.43. Sediul ASIROM Timișoara. Semnale achiziționate nefiltrate.

Din diagrama normalizată, fig.4.44, se obțin valorile frecvențelor de rezonanță  $f_{rez}$ , corespunzătoare unor anumite armonici.

Ducând la valoarea  $A_n / \sqrt{2}$ , în dreptul valorilor  $f_{rez}$ , paralele cu abscisele, se obțin, la intersecția cu graficele valorile  $f_1^{(i)}$  și  $f_2^{(i)}$  ( $f_2 > f_1$ ) cu ajutorul cărora uzitând relația 3.1 se determină fracțiunea din amortizarea critică  $v$ .



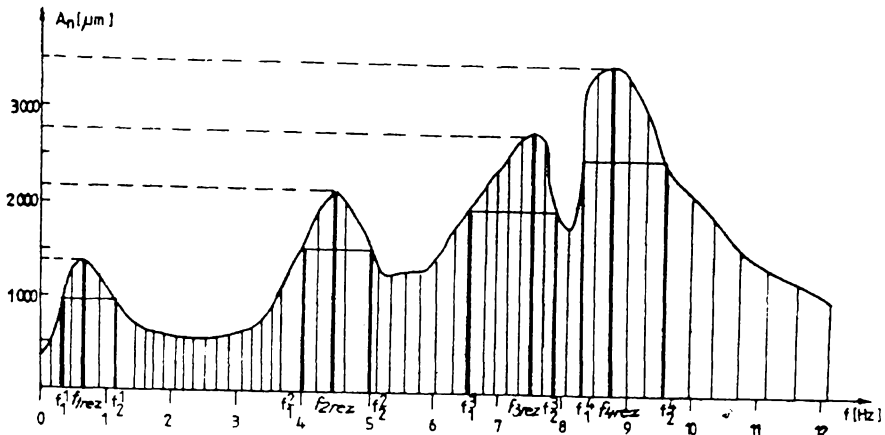


Fig. 4.44. Sediul ASIROM Timișoara. Spectru normalizat..

#### 4.5.5. Stabilirea valorilor finale

##### 4.5.5.1. Valoarea rezultatelor experimentale

Din diagrama normalizată, fig.4.43 și cu relația 3.1, s-au determinat valorile  $f_{1rez}=0,75\text{Hz}$  ( $T_1=1,33\text{s}$ ),  $f_{2rez}=4,4\text{Hz}$  ( $T_2=0,23\text{s}$ );  $f_{3rez}=7,5\text{Hz}$  ( $T_3=0,13\text{s}$ ),  $f_{4rez}=8,75\text{Hz}$  ( $T_4=0,114$ ). precum și valorile corespunzătoare  $f_1^{(i)}$  și  $f_2^{(i)}$  cu care apoi s-au calculat valorile fracțiunii din amortizare critică corespunzătoare celor patru frecvențe de rezonanță. Aceste valori sunt prezentate sintetic în tabelul 4.5.

Tabelul 4.5. Valori experimentale [102]

T [s]	$f_{rez}$ [ Hz ]	$f_2^{(i)}$ [ Hz ]	$f_1^{(i)}$ [ Hz ]	$\nu$
1,22	0,82	1,1	0,64	0,213
0,23	4,4	5,08	4,0	0,123
0,13	7,5	7,85	6,6	0,08
0,114	8,75	9,6	8,3	0,074

Programele de trasare a vibrogramelor au permis trasarea amplitudinilor maxime, măsurate de cele opt traductoare, pe înălțimea clădirii, la nivelul unde acestea au fost poziționate, obținându-se deformante ale clădirii pentru diferite perioade corespunzătoare modurilor proprii 1.2 și 3 de vibrații, pe direcția transversală a clădirii, prezentate în fig.4.45.

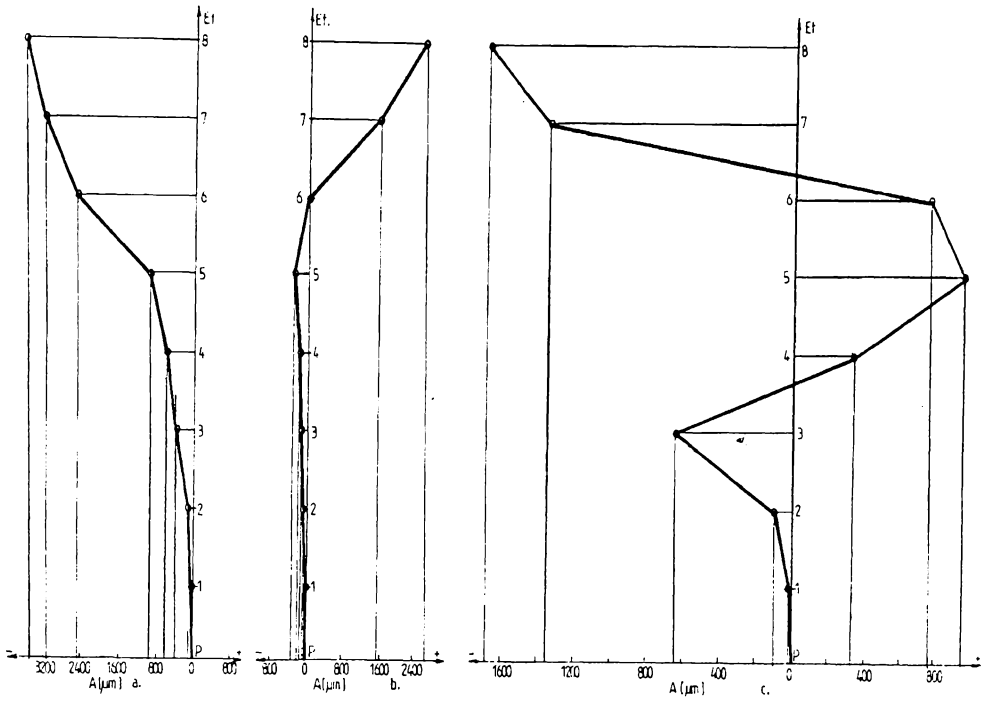


Fig. 4.45. Sediul ASIROM Timișoara. Forme proprii de vibrații :  
a-modul 1, b-modul 2 , c-modul 3

#### 4.5.5.2. Perioade proprii calculate cu relații empirice

##### a. Formula lui T. Taniguchi :

$$T_1 = (0,07 \dots 0,09)(n+0,5) = 0,08(9+0,5) = 0,76s$$

##### b. Comitetul de supraveghere a coastei SUA :

$$T_1 = 0,1n = 0,1 \times 9 = 0,9s$$

##### c. Comitetul unit ASCE-SEA:

$$T_1 = 0,09 \times L / \sqrt{B} = 0,09 \times 34,2 / \sqrt{33,6} = 0,54 s$$

##### d. Relația lui F.P. Ulrich și D.S. Carder :

$$T_1 = 0,019L = 0,019 \times 34,2 = 0,65 s$$

##### e. Relația lui M.Takeuki :

$$T_1 = 1/60 \times L = 1/60 \times 34,2 = 0,57 s$$

##### f. Relația lui H. Sandi și G. Serbănescu :

$$T_1 = 0,065 \times L / \sqrt{B} = 0,065 \times 34,2 / \sqrt{33,6} = 0,38 s$$

**g. Relația M. Ifrim :**

$$T_1 = 0,2\sqrt{H} = 0,2\sqrt{34,2} = 1,17s$$

**h. Relația lui K. Nakagava :**

$$T_1 = (0,1+0,038) \dots (0,2+0,064) \approx 0,574 s$$

În relațiile de mai sus  $n=9$ ,  $H=L=34,20$  m și  $B=33,6$  m.

4.5.5.3. Perioada proprie calculată cu programe de calcul CASE 06, SAP 90, ANELISE și CAPLAN.

Modelând și aplicând pe rând programele de calcul dinamic amintite mai sus, s-au obținut pentru perioada fundamentală valori cuprinse în intervalul :

$$T_1 = 1,4 \dots 1,6 s$$

4.5.5.4. Perioada proprie calculată după P100-92 [95]

Normativul românesc P100-92 recomandă pentru determinarea perioadei proprii la clădiri tip turn, cu structura de rezistență elastică, următoarea relație aproximativă, folosită și la paragraful 4.5.5.3. :

$$T_1 = 0,075 \times H / \sqrt{B} = 0,075 \times 34,2 / \sqrt{33,6} = 0,44 s$$

unde:

$$H = 9 \times 3,8 = 34,2 \text{ m ;}$$

$$B = 4 \times 8,4 = 33,6 \text{ m ;}$$

4.5.5.5. Perioada proprie calculată după Eurocod 8 [94]

Normativul european Eurocod 8 recomandă următoarea formulă aproximativă pentru determinarea perioadei proprii de vibrație :

$$T_1 = C_t \cdot H^{3/4} ; T_1 = 0,08 \cdot 34,2^{3/4} = 1,13 s ;$$

$C_t = 0,08$  o valoare medie pentru structuri de beton și metal,  $H=34,2$  m . Notățiile au aceeași semnificație ca în paragraful 4.4.5.4.

Valorile perioadelor proprii calculate și experimentate sunt prezentate în tabelul 4.6.

Tabelul 4.6. Tabelul comparativ cu valorile T, f și  $\nu$  pentru clădirea ASIROM  
Timișoara .

P 100 - 92		Eurocode 8		Relații empirice		Experimental		Programe de calcul automat		Fracțiunea din amortizarea critică
T[s]	f[Hz]	T[s]	f[Hz]	T[s]	f[Hz]	T[s]	f[Hz]	T[s]	f[Hz]	$\nu$
0,44	2,27	1,13	0,88	0,38...	2,63...	1,22	0,82	1,4...	0,71...	0,213
				1,17	0,85			1,6	0,63	
						0,23	4,4			0,123
						0,13	7,5			0,08
						0,114	8,75			0,074

#### 4.5.6. Interpretarea rezultatelor

Datele experimentale și cele calculate aferente imobilului sunt prezentate sintetic în tabelul 4.6.

Comparând valorile perioadelor proprii determinate pe cale experimentală cu cele determinate pe cale teoretică, luând ca bază de comparație perioada proprie corespunzătoare modului fundamental de vibrație, rezultă următoarele diferențe :

**a. Relații empirice :**

+71,4...+12%

**b. Normativ P100-92 :**

+66,9%

**c. Eurocod 8:**

+15%

**d. Programe de calcul automat :**

-5%...-20% .

Diferențe foarte mari apar în cazul uzitării gamei de relații empirice precum și a Normativului P100-92 .

Valori apropiate în jurul a 5...20% se înscriu cele din Eurocod și cele obținute utilizând diferite programe de calcul (CASE 06, SAP 90, ANELISE, CAPLAN).

Fracțiunea din amortizarea critică scade pe măsură ce rangul frecvenței proprii de rezonanță crește .

#### 4.6. PREZENTAREA SUMARA A REZULTATELOR OBTINUTE PE ALTE DOUA STRUCTURI

În ideea obținerii unor date suplimentare legat de comportarea clădirilor parter cu structura în cadre din beton armat, având la bază și date mai multe legat de caracteristicile geometrice ale structurii și a terenului de fundare, se prezintă mai jos alte două construcții, de acest gen, experimentale. Dar pentru că tehnologia de excitare, măsurare înregistrare și prelucrare a datelor este similară cu cea prezentată la studiile de caz amintite mai sus, s-a trecut mai succint peste aceste probleme cunoscute, relevându-se doar valorile finale obținute.

##### 4.6.1 Studiul privind caracteristicile dinamice pe amplasamentul magazie de materii prime si produse finite ROMMAG - ROMTENSID SA Timisoara [103]

###### 4.6.1.1 Descrierea structurii

Clădirea prezentată este amplasată în incinta SC ROMTENSID SA Timișoara. Calea Buziașului, nr.3. Clădirea este prevăzută cu cinci deschideri de 12,0 m din care patru servesc pentru hala propriu-zisă, având numai parter și o deschidere, ce se dezvoltă pe parter și etaj și servește ca birouri. În lung, clădirea are șase travei de 6,0 m. Stâlpii din șirul central și cele marginale au secțiunea de 35×35 cm și sunt dispuși la 6,0 m. Stâlpii centrali au secțiune de 40×40 cm. Hala nu are pod rulant. Fundațiile sunt de tip fundații izolate pahar.

Pe direcția deschiderii, stâlpii au înălțimi diferite, alternând, astfel încât acoperișul realizat din grinzi de beton și plăci de azbociment, apare în zig-zag. Închiderea centrală și cele exterioare sunt făcute din zidărie.

###### 4.6.1.2. Stratificația terenului.

Stratificația terenului pe amplasament se compune din :

-0,00...0,30 m, strat vegetal ;

-0,30...2,80 m, argilă prăfoasă galben-cafeniu, plastic vârtoasă, umedă, considerată ca teren bun de fundare, cu următoarele caracteristici geotehnice : $\gamma = 1,87 \text{ t/m}^3$ ,  $n = 44\%$ ,  $e = 0,78$ ,  
 $\phi = 17^\circ$ ,  $c = 0,27 \text{ daN/cm}^2$ ,  $I_c = 0,81$ ,  $p_{conv} = 180 \text{ KPa}$ ;

- 2.80...3,60m, nisip argilos cenușiu, plastic consistent;

- 3.60...6.0 m, nisip mediu cenușiu, îndesat. Apa freatică e la - 2.50 m.

#### 4.6.1.3 Echiparea construcției

Vibrogeneratorul s-a fixat pe unul din stâlpii interiori, la baza acestuia, fixarea făcându-se cu bride. Traductorii în număr de șase, s-au fixat pe doi stâlpi, de pe direcția traveei, la bază, la mijloc și la partea superioară a stâlpului, prinderea de stâlp făcându-se cu niște juguri metalice.

#### 4.6.1.4 Achiziția datelor. Valori măsurate și calculate

Achiziția datelor, filtrarea și etalonarea s-au făcut în mod similar ca în exemplele prezentate anterior. Valorile măsurate și calculate sunt date în tabelul 4.7.

Tabelul 4.7 Caracteristici dinamice ROMMAG

Progam AXIS -3D		Relații empirice		P 100-92		EC 8		Experimental		Fracțiunea din amortizarea critică
T[s]	f[Hz]	T[s]	f[Hz]	T[s]	f[Hz]	T[s]	f[Hz]	T[s]	f[Hz]	$\nu$
0,246	4,06	0,2... 0,37	3,25... 5,0	0,282	3,54	0,27	3,7	0,294	3,4	0,26
0,242	4,13							0,153	6,5	0,115
0,222	4,50							0,11	9,0	0,05

#### 4.6.1.5 Interpretarea rezultatelor

Se observă că perioada proprie fundamentală experimentală față de celelalte perioade calculate este :

- teoretic : + 16 %;
- relații empirice : + 32 % ... - 25,8 %;
- P 100 – 92: + 4 %;
- Eurocod 8 : +8 %.

Valorile lui  $\nu$  scad cu creșterea armonicii de oscilație a clădirii.

#### 4.6.2. Studiul privind caracteristicile dinamice pe amplasamentul blocului de locuințe din strada Sepiei, nr. 13, Timișoara [99]

##### 4.6.2.1. Descrierea structurii

Clădirea prezentată este situată în Timișoara, str. Sepiei, nr. 13. Clădirea este prevăzută cu subsol tehnic, parter și patru etaje. Are structura de rezistență alcătuită din zidărie de cărămidă de 37,5 cm grosime pentru pereții exteriori și 25 cm pentru cei interiori, zidăria fiind rigidizată cu sâmburi din beton armat de 25 x 25 cm. Saibele orizontale sunt realizate din planșee de beton armat de 12 cm grosime ce descarcă pe ziduri prin intermediul unor centuri. Accesul se face prin cele două scări.

Fundațiile sunt de tip fundații cu talpă continuă monolită.

##### 4.6.2.2 Stratificația terenului

Stratificația terenului de pe amplasament este următoarea:

-0,00...1,10 m, umplutură ;

-1,10...1,80 m. nisip prăfos albăstrui;

- 1.80...3,00 m. nisip fin spre mijlociu îndesat , gălbui recomandat ca teren bun de fundare. cu următoarele caracteristici geotehnice :  $\gamma = 19,2 \text{ kN/m}^3$  ,  $n = 41 \%$  ,  $e = 0,75$  ,  $\phi = 18,7^\circ$  ,  $p_{conv} = 220 \text{ kPa}$ ;

Nivelul freatic a fost interceptat la cota de -1,90 m.

##### 4.6.2.3 Echiparea construcției

Vibrogeneratorul s-a montat pe podestul casei scării dintre etajul trei și patru, fiind sprijinit de rampă și peretele exterior al clădirii. Excitarea clădirii s-a făcut pe direcție transversală. Tructoarele au fost montate la fiecare nivel în dreptul casei scării.

##### 4.6.2.4 Achiziția datelor. Valori măsurate și calculate

Operațiile de achiziția, filtrare și etalonare a datelor măsurate s-au făcut similar ca în exemplele prezentate. Valorile măsurate și calculate sunt date în tabelul 4.8

Tabelul 4.8 Caracteristici dinamice bloc, str. Sepiei , nr. 13

Relații empirice		P 100-92		EC 8		Experimental		Fracțiunea din amortizarea critică
T[s]	f[Hz]	T[s]	f[Hz]	T[s]	f[Hz]	T[s]	f[Hz]	$\nu$
0,23...0,5	4,3...2	0,275	3,63	0,302	3,31	0,30	3,3	0,136
						0,108	9,2	0,051
						0,09	10,8	0,046

## 4.6.2.5. Interpretarea rezultatelor

Perioada proprie fundamentală obținută experimental față de celelalte perioade calculate. are următoarele diferențe :

- relații empirice : + 23 % ...- 66 %;
- P 100 – 92: + 8 %;
- Eurocod 8 : - 0,6 %.

Valorile fracțiunii din amortizarea critică scad cu creșterea rangului armonicii vibrației clădirii.

4.7 CENTRALIZAREA VALORILOR OBTINUTE ( CARACTERISTICI  
DINAMICE ) PENTRU ALTE CONSTRUCTII

Programul experimental, pentru determinarea caracteristicilor dinamice, s-a extins la un număr mare de clădiri, situate, în cea mai mare parte, în municipiul Timișoara, având diferite structuri de rezistență și regim de înălțime de până la S + P 10 E.

Pentru că atât lanțul de măsurători cât și procedeul de achiziție și prelucrare a datelor au fost similare cu cele prezentate în exemplele din prezentul capitol, în continuare se prezintă în tabelele 4.9 și 4.10 doar valorile centralizate ale caracteristicilor dinamice determinate pentru fiecare clădire în parte. Valorile perioadelor și a frecvențelor trecute în paranteză prezintă situația când în calculele teoretice s-a ținut seama de conlucrarea structurii de rezistență cu zidărie de umplutură, de compartimentare etc.. pe când valorile care nu sunt în paranteză nu țin cont de această conlucrare.



Tabelul 4.9. Tabel centralizator cu caracteristicile dinamice pentru hale parter

Valori stabilite prin calcule								Valori măsurate		
Program AXIS-3D		Relații empirice		P 100-92		EC 8		Experimental		Fract. din amort. critică
T[s]	f[Hz]	T[s]	f[Hz]	T[s]	f[Hz]	T[s]	f[Hz]	T[s]	f[Hz]	v
<b>4.6.1. Hale parter cu structura în cadre din beton armat</b>										
<b>4.6.1.1 . Atelier mecanic – ROMTENSID SA, Calea Buziașului, Timișoara</b>										
0.604	1.62	0.135-	2.19-	0.764	1,3	0.44	2.27	0.666	1.5	0.23
0.484	2.06							0.192	5.2	
0.296	3.37							0.097	10.3	
<b>4.6.1.2. INCERC Timișoara - Hala veche, str. Traian Lalescu, nr. 2, Timișoara</b>										
0.204	4.9	0.100-	10-4.40	0.297	3.51	0.32	3.1	0.227	4.4	0.108
0.088	11.4							0.135	7.4	
0.042	23.8							0.095	10.5	
<b>4.6.1.3. Departamentul CCIA – Hală de încercări, str. Traian Lalescu, nr. 1, Timișoara</b>										
0.204	4.9	0.1-	10-4.4	0.297	3.51	0.32	3.1	0.263	3.8	0.21
0.088	11.4							0.145	6.8	
0.042	23.8							0.098	10.2	
<b>4.6.1.4. AUTOTIM –Hala de debitare, Calea Circumvalațiunii, nr. 4, Timișoara</b>										
0.337	2.96	0.237-	2.63-	0.459	1.78	0.36	2.78	0.312	2.97	0.08
0.190	5.26							0.172	5.8	
0.052	19.23							0.111	9	
<b>4.6.1.5. AUTOTIM –Hala de reparații auto, Calea Circumvalațiunii, nr. 4, Timișoara</b>										
0.321	3.1	0.105-	2.45-	0.423	2.36	0.41	2.44	0.372	2.8	0.057
0.139	5.2							0.136	7.3	
0.083	12							0.105	9.5	

Tabelul 4.10. Tabel centralizator cu caracteristicile dinamice pentru clădiri social-culturale

Valori stabilite prin calcule						Valori măsurate		
Relații empirice		P 100-92		EC 8		Experimental		Fract. din amort. critică v
T[s]	f[Hz]	T[s]	f[Hz]	T[s]	f[Hz]	T[s]	f[Hz]	
<b>4.6.2. Clădiri cu structura în cadre din beton și pereți de umplutură din zidărie</b>								
<b>4.6.2.1 Clădirea ASPC – Facultatea de Construcții – S + P + 3E, str. Siret, Timișoara</b>								
0.2-0.36	5-2.78	0.5 (0.22)	2.0 (4.54)	0.56 (0.35)	1.78 (2.86)	0.5	3.5	0.18

Valori stabilite prin calcule						Valori măsurate		
Relații empirice		P 100-92		EC 8		Experimental		Fract. din amort. critică $\nu$
T[s]	f[Hz]	T[s]	f[Hz]	T[s]	f[Hz]	T[s]	f[Hz]	
<b>4.6.2.2 Facultatea de Construcții – S + P + 5E, str. Tr. Lalescu, Timișoara</b>								
0.35-0.6	2.86-1.67	0.6 (0.33)	1.66 (3.03)	0.9 (0.65)	1.11 (1.54)	0.44	2.27	0.054
<b>4.6.2.3. Departamentul de Inginerie geotehnică și căi de comunicație terestră P + 2E, str. Stadion, Timișoara</b>								
0.15-0.58	6.67-1.72	0.45 (0.16)	2.2 (6.1)	0.41 (0.26)	2.44 (3.77)	0.47	2.13	0.07
<b>4.6.2.4. Scoala generală de 8 clase - S + P + 3E, Deta, jud.Timiș</b>								
0.2-0.36	5-2.78	0.5 (0.22)	2.0 (4.5)	0.31 (0.26)	3.22 (3.85)	0.22	4.54	0.154
<b>4.6.2.5. Clădirea HIDROTIM – P + 4E , str. Arieș, Timișoara</b>								
0.25-0.44	4-2.27	0.55 (0.27)	1.81 (3.63)	0.64 (0.46)	1.56 (2.17)	0.24	4.2	0.042
<b>4.6.2.6. Departamentul de Mașini Hidraulice – P + 6E, Facultatea de Mecanică, Bv. Mihai Viteazu, Timișoara</b>								
0.35-0.6	2.86-1.67	0.7 (0.395)	1.43 (2.53)	0.83 (0.53)	1.2 (1.89)	0.42	2.6	0.078
<b>4.6.3. Structuri mixte cadre și diafragme din beton armat</b>								
<b>4.5.3.1 Bloc de locuințe – S + P + 8E, bv. Dragalina, nr. 31, Timișoara</b>								
0.45-0.76	2.22-1.32	0.40	2.5	0.71 (0.57)	1.4 (1.75)	0.23	4.3	0.17
<b>4.6.4. Structuri în cadre din beton armat cu nucleu central</b>								
<b>4.6.4.1 Bloc de locuințe ( scara A,C și E ) – S + P + 4E, str. Arieș, nr. 20, Timișoara</b>								
0.25-0.44	4.0-2.27	0.41 (0.27)	2.4 (3.64)	0.69 (0.47)	1.45 (2.13)	Sc.A	5.88	0.15
						0.17		
						Sc. C		
						0.16		
Sc. E	5.26	0.10						
0.19								
<b>4.6.5. Structuri în cadre având stâlpi din beton armat cu armătură rigidă și elastică și grinzi metalice</b>								
<b>4.6.5.1. Sediul BCR – P + 5E, Calea Aradului, Timișoara</b>								
0.2-0.36	5-2.78	0.253	3.95	0.77 (0.43)	1.3 (2.3)	0.24-	3.84-	0.13-0.14
						0.26	4.16	
<b>4.6.5.2. Sediul CEC – P + 4E, Calea Torontalului, Timișoara</b>								
0.27-0.54	3.7-1.85	0.245	4.08	0.68 (0.39)	1.47 (2.56)	0.17-	4.76-	0.16-0.24
						0.21	5.88	

Valori stabilite prin calcule						Valori măsurate		
Relații empirice		P 100-92		EC 8		Experimental		Fract. din amort. critică $\nu$
T[s]	f[Hz]	T[s]	f[Hz]	T[s]	f[Hz]	T[s]	f[Hz]	
<b>4.6.6. Structuri din zidărie cu sămburi din beton armat</b>								
<b>4.6.6.1. Bloc de locuințe - S+P+ 4E, str. Sepia , nr. 13, Timișoara</b>								
0.25-0.44	4-2.27	0.275	3.63	0.302	3.31	0.30	3.3	0.11
<b>4.6.7. Structuri cu diafragme din beton armat monolit realizate prin glisare</b>								
<b>4.6.7.1. Bloc de locuințe - S+P+ 10E, Bv.. Eroilor , nr. 22, Timișoara</b>								
0.5-0.92	2-1.09	0.45	2.2	0.64 (0.54)	1.56 (1.85)	0.48	2.09	0.12
<b>4.6.7.2. Bloc de locuințe - S+P+ 10E, Bv. Take Ionescu , nr. 6, Timișoara</b>								
0.5-0.92	2-1.09	0.45	2.2	0.64 (0.54)	1.56 (1.85)	0.46	2.15	0.08
<b>4.6.8 Structuri din diafragme de beton armat prefabricat cu regim de înălțime S+P +4E</b>								
<b>4.6.8.1. Bloc de locuințe, Bv. Pârvan, nr.22, Timișoara , fundat pe teren natural, cu regim de înălțime S+P +8E</b>								
0.41-1,0	2,44-1,0	0,46	2,18	0,832	1,2	0,52	1,9	0,182
<b>A. Zona Liviu Rebreanu II ( Plăvăț II ), Timișoara</b>								
<b>4.6.8.2. Bloc de locuințe nr. 67, sc. B</b>								
0.25-0.52	4-1.92	0.26	3.85	0.46	2.2	0.255	3.92	0.126
<b>4.6.8.3. Bloc de locuințe nr. 69</b>								
0,25-0,52	4-1,92	0,26	3,85	0,46	2,2	0,26	3,85	0,091
<b>4.6.8.4. Bloc de locuințe nr. 90, sc. B</b>								
0.25-0.52	4-1.92	0.26	3.85	0.46	2.2	0.256	3.91	0.07
<b>4.6.8.5. Bloc de locuințe nr. 92, sc.C</b>								
0.25-0.52	4-1.92	0.26	3.85	0.46	2.2	0.224	4.46	0.125
<b>4.6.8.6. Bloc de locuințe nr. 93</b>								
0.25-0.52	4-1.92	0.26	3.85	0.46	2.2	0.26	3.85	0.11
<b>4.6.8.7. Bloc de locuințe nr. 94, sc.B</b>								
0.25-0.52	4-1.92	0.26	3.85	0.46	2.2	0.267	3.75	0.06
<b>B . Zona Ion Ionescu de la Brad și Dorobanți, Timișoara</b>								
<b>4.6.8.8. Bloc de locuințe nr. A2, scara A</b>								
0.25-0.52	4-1.92	0.26	3.85	0.46	2.2	0.273	3.66	0.12

Valori stabilite prin calcule						Valori măsurate		
Relații empirice		P 100-92		EC 8		Experimental		Fract. din amort. critică $\nu$
T[s]	f[Hz]	T[s]	f[Hz]	T[s]	f[Hz]	T[s]	f[Hz]	
<b>4.6.8.9. Bloc de locuințe nr. A3, scara A</b>								
0.25-0.52	4-1.92	0.26	3.85	0.46	2.2	0.266	3.75	0.111
<b>4.6.8.10. Bloc de locuințe nr. A31, scara A</b>								
0.25-0.52	4-1.92	0.26	3.85	0.46	2.2	0.28	3.57	0.078
<b>4.6.8.11 Bloc de locuințe nr. A29, scara A</b>								
0.25-0.52	4-1.92	0.26	3.85	0.46	2.2	0.264	3.79	0.095
<b>4.6.8.12. Bloc de locuințe nr. A35, scara B</b>								
0.25-0.52	4-1.92	0.26	3.85	0.46	2.2	0.255	3.91	0.098
<b>4.6.8.13. Bloc de locuințe nr. A69, scara B</b>								
0.25-0.52	4-1.92	0.26	3.85	0.46	2.2	0.26	3.85	0.112
<b>4.6.8.14. Bloc de locuințe nr. A87, scara A</b>								
0.25-0.52	4-1.92	0.26	3.85	0.46	2.2	0.212	4.69	0.128
<b>4.9.8.14. Bloc de locuințe nr. A91, scara B</b>								
0.25-0.52	4-1.92	0.26	3.85	0.46	2.2	0.195	5.12	0.088

#### 4.8 CONCLUZII GENERALE DESPRINSE DIN INCERCARILE EXPERIMENTALE

Din analiza făcută asupra clădirilor prezentate la paragrafele 4.3. 4.4. 4.5. 4.6. rezultă următoarele concluzii :

- perioadele proprii obținute prin calcule având la bază diverse relații empirice, precum și normativele P100-92 și Eurocod 8, se referă doar la modul fundamental de vibrație, pentru armonici mai mari formulele aproximative nu prevăd posibilități de determinare a perioadelor ;
- în tabelul 4.9 sunt date valorile perioadelor pentru primele trei moduri proprii de vibrație ;
- în general, pentru rapiditatea efectuării calculelor dinamice și mai ales și din considerentul de dificultate al efectuării acestuia, se utilizează doar calculul în modul fundamental de vibrație considerându-se că este acoperitor . Alte păreri exprimate în [1] prevăd că un calcul în care se consideră modul fundamental de vibrație și o fracțiune din modul doi ar conduce la niște calcule suficient de acoperitoare . Dar tot din literatura de specialitate [1], [2] reiese că pentru structuri, într-un calcul elastic, ținând cont de acțiunea dinamică, considerarea primelor trei moduri proprii de vibrație, ar conduce, în final, la un

calcul și mai acoperitor . Dar utilizarea doar a modului fundamental de vibrație este compatibilă cu un calcul plan al structurii, pe când folosind modurile doi și trei conduce la posibilitatea efectuării unui calcul mai complex, spațial, ținându-se cont de conlucrarea spațială a elementelor de rezistență . Acest mod de calcul bazat pe conlucrarea spațială a structurii, conduce la valori ale eforturilor mai mici și implicit la o dimensionare mai economică a structurii de rezistență, în comparație cu un calcul plan;

- determinarea perioadelor proprii corespunzătoare modurilor doi și trei de vibrație este relativ greoaie, ele putându-se obține doar utilizând o serie de programe de calcul dinamice ca de pildă :CASE 06, SAP 90, ANELISE, etc. sau prin măsurători de vibrații direct pe construcție pentru confirmarea și corelarea cu calculele ;

- deși programele automate de calcul dinamic al structurii oferă posibilitatea determinării perioadelor proprii corespunzătoare modurilor 1,2 și 3 de vibrație, în care volumul de calcul este preluat de calculator, totuși și această cale are anumite semne de îndoială asupra veridicității elementelor calculate, cauzate de o serie întregă de ipoteze simplificatoare cum ar fi :

- a<sub>1</sub>**, Încărcările date de greutatea proprie se consideră ca forțe concentrate ce acționează în nodurile barei ;
- a<sub>2</sub>**, Nu se ține seama de prezența zidăriei de compartimentare și de umplutură care conferă structurii, pe de o parte un plus de rigiditate iar pe de altă parte o dispunere asimetrică a ei ceea ce conduce la o distanțare a centrului maselor față de centrul de rigiditate și deci la o amplificare a fenomenului de torsiune generală a clădirii ;
- a<sub>3</sub>**, Neconsiderarea în calcule a greutății zidurilor de compartimentare, de umplutură, etc. conduce la o subevaluare a forței seismice globale și de nivel ;
- a<sub>4</sub>**, Planșeele sunt considerate perfect orizontale și cu rigiditate infinită în planul lor, ori în timpul exploatarei datorită încărcărilor aferente, ele prezintă săgeți care le scoate din planul orizontal și le micșorează rigiditatea ;
- a<sub>5</sub>**, Elementele verticale de rezistență (stâlpi, pereți de rezistență ) conlucrează între ele doar la nivelul planșeelor nu și prin intermediul pereților nestructurali ;
- a<sub>6</sub>**, Nu se acceptă în modelarea structurii să existe definirea unor grinzi sau planșee intermediare, decalate, care conduc la o sporire locală a rigidității structurale ;
- a<sub>7</sub>**, Programele de calcul automat schematizează nodurile rețelelor de bare prin niște resorturi a căror constantă elastică este privită analogic cu mărimi statice ce caracterizează structura : rigiditatea la translație și la torsiune .

- a<sub>8</sub>**.Nodurile barelor se consideră blocate după cele șase grade de libertate dinamică (trei translație și trei rotiri), pe direcție lor sunt asociate reazeme elastice de tip resorturi. ceea ce în realitate situația poate fi mult diferită ;
- a<sub>9</sub>**.Calculul se face iterativ, plecându-se de la un nod și apoi pas cu pas se parcurg toate nodurile structurii, în ideea unei greșeli ivită pe parcursul unui nod. eroarea se cumulează, calculul este eronat. deși de multe ori nu se observă acest lucru numai printr-o analiză atentă și cu specialiști de mare talie profesională ;
- a<sub>10</sub>**.Nu toate programele de calcul permit un calcul dinamic post elastic al structurii, ținând cont că în urma unui cutrêmur chiar de intensitate medie, se pot ajunge la apariția unor zone din structură care lucrează în domeniul postelastice .
- față de calculele făcute cu diferite programe de calcul automat. prin care datorită ipotezelor simplificatoare făcute, pot conduce la valori mai mult sau mai puțin îndepărtate de cele reale. valorile perioadelor proprii determinate pe cale experimentală prin măsurarea directă pe clădire. conduc la rezultate care par să fie cele mai realiste. întrucât țin cont de întreaga structură așa cum se află ea în condițiile concrete de exploatare :
  - valorile determinate experimental servesc nu numai să facă comparații sau corelări cu valorile calculate, dar în cazul unor construcții avariate sau acelor care li se dorește schimbarea funcționalității, necesitând o expertizare tehnică în vederea elaborării documentației tehnice de remediere sau consolidare. determinarea perioadelor proprii reale este necesară pentru calcule de rezistență. dar și după efectuarea consolidării pentru a vedea dacă parametri estimați în calcule au fost atinși;
  - relațiile de calcul oferite de P 100 – 92, Eurocod 8 cât și formulele empirice. pentru determinarea perioadei proprii fundamentale a unei construcții. nu au la bază elemente definitorii ale rigidității de ansamblu și local ale structurii. ci numai elemente topologice ale acestora ca : numărul de nivele. înălțimea și lățimea construcției.
  - o analiză comparatorie a valorii perioadelor proprii fundamentale rezultate prin măsurători față de cele calculate. pentru clădirile prezentate. ne duce la concluzia că din gama de relații empirice considerate. valorile cele mai apropiate s-au obținut folosind formula lui M. Ifrim, iar din grupa de normative P 100 – 92, EC 8, valorile date de EC 8 au dat valori mai apropiate de cele măsurate. Diferențe mici sunt și între valorile oferite de programele de calcul automat față de cele măsurate.

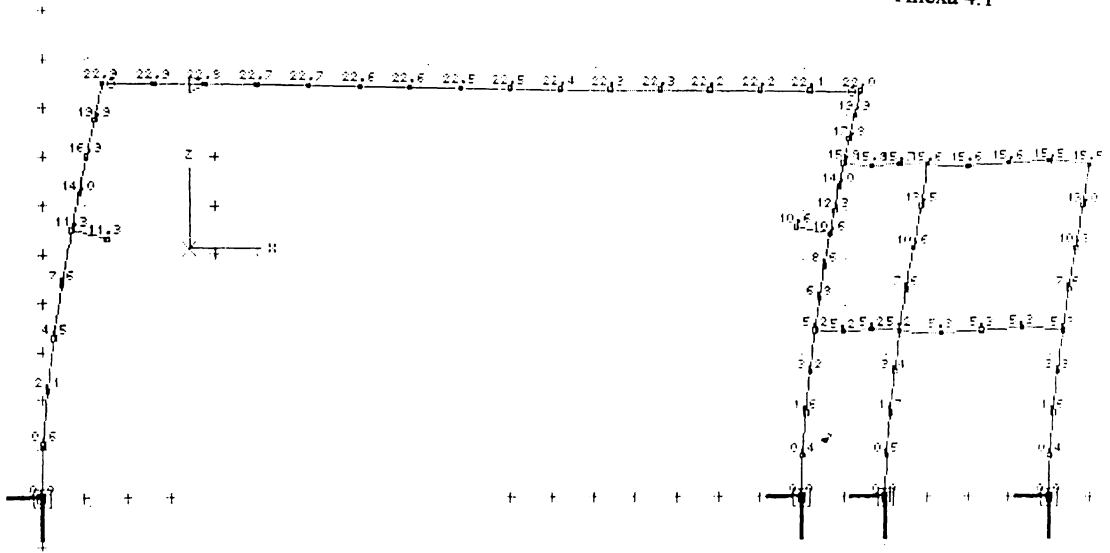


Fig. 4.10. INCERC – Hala nouă . Deplasări structură plană [ mm ].

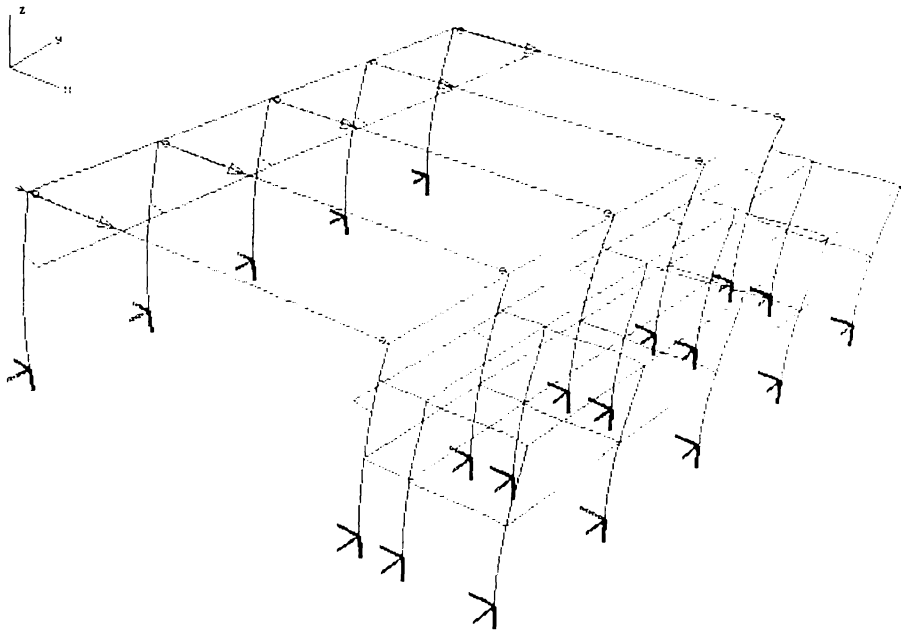


Fig. 4.11. INCERC – Hala nouă . Deplasări structură spațială [ mm ].

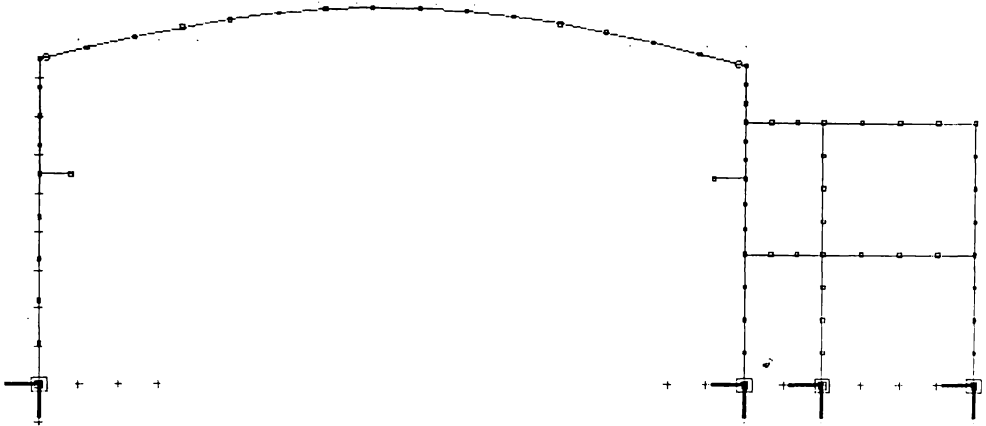


Fig. 4.12. INCERC – Hala nouă. Cadru plan ( CP ), modul 1 de vibrație ( M1),  
 perioada.  $T = 0,355$  s.

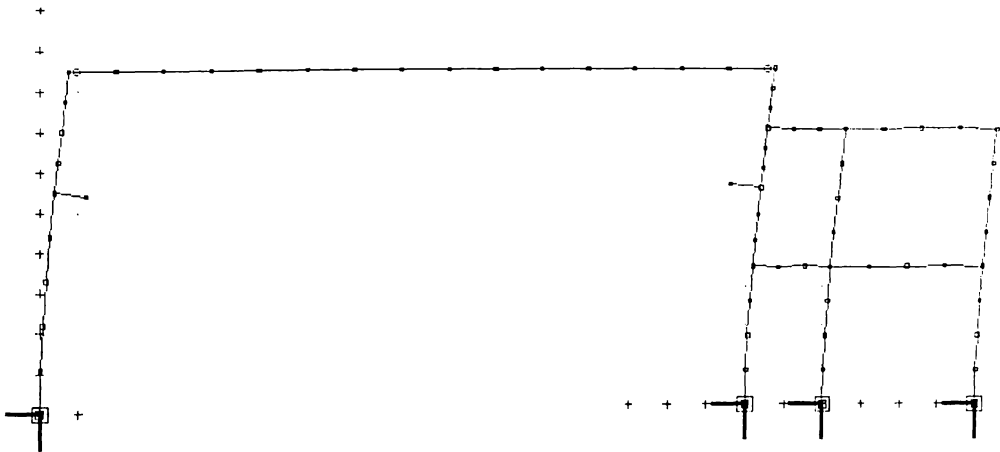


Fig. 4.13. INCERC – Hala nouă . CP, M2,  $T = 0,201$  s



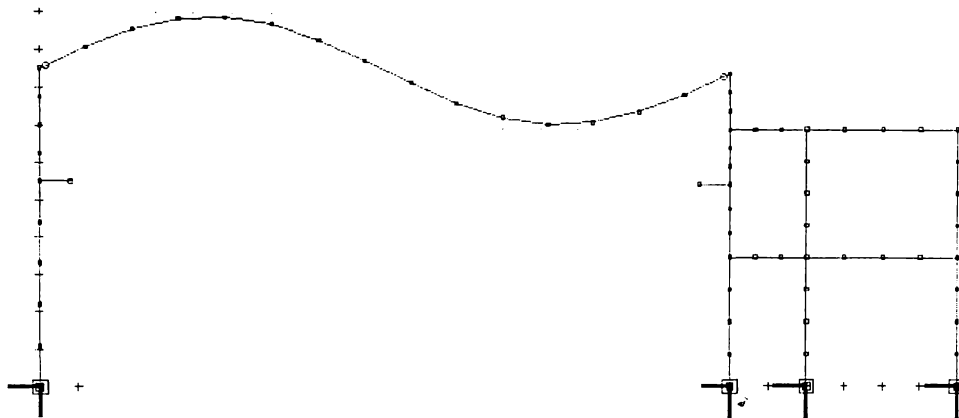


Fig. 4.14. INCERC – Hala nouă . CP , M3, T = 0,089 s.

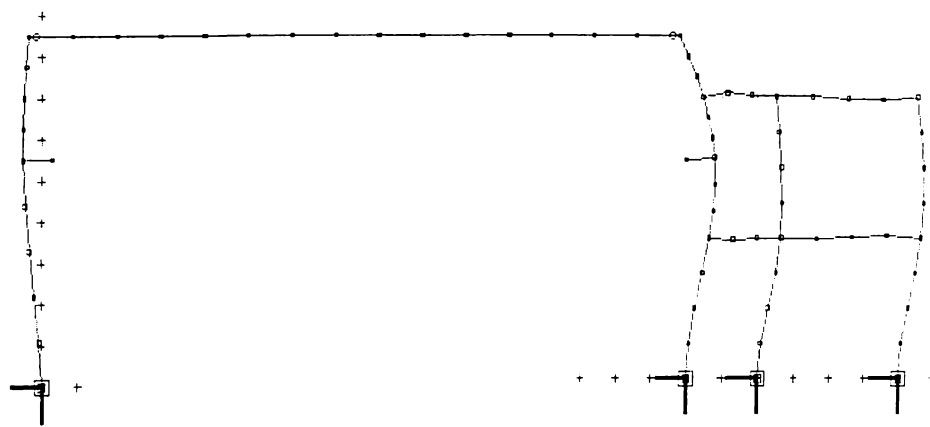


Fig. 4.15. INCERC – Hala nouă . CP , M4, T = 0,057 s.

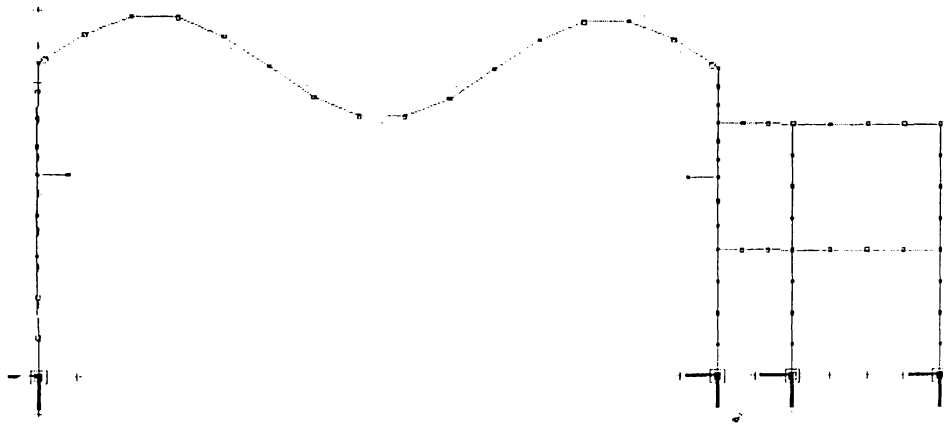


Fig. 4.16. INCERC – Hala nouă . CP , M5, T = 0 s.

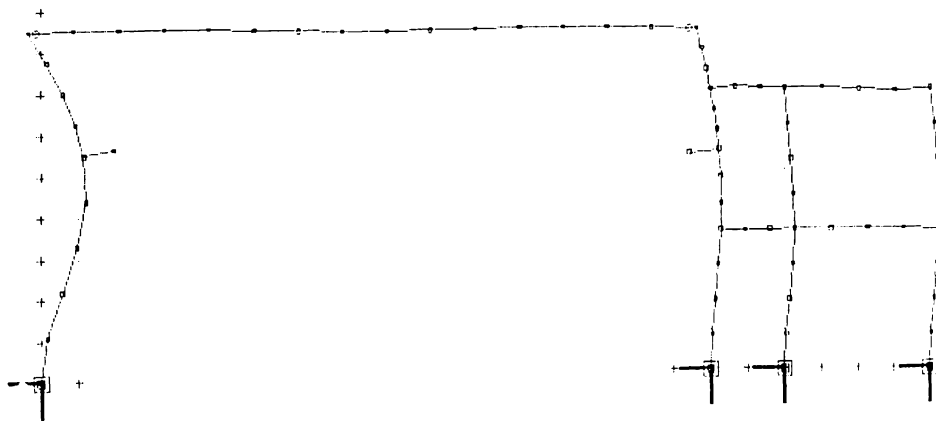


Fig. 4.17. INCERC – Hala nouă . CP , M6, T = 0,039 s

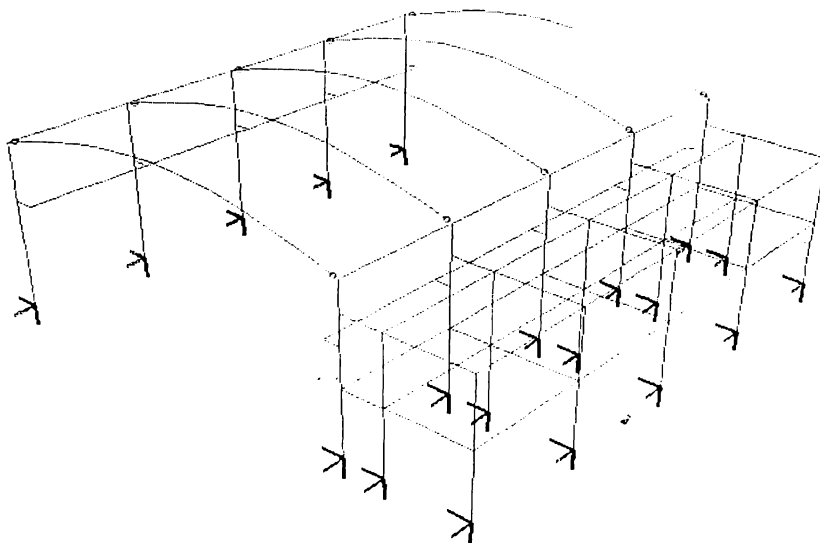


Fig. 4.18. INCERC – Hala nouă . Cadru spațial ( CS ), modul 1 de vibrație (M1), perioada proprie  $T = 0,533$  s.

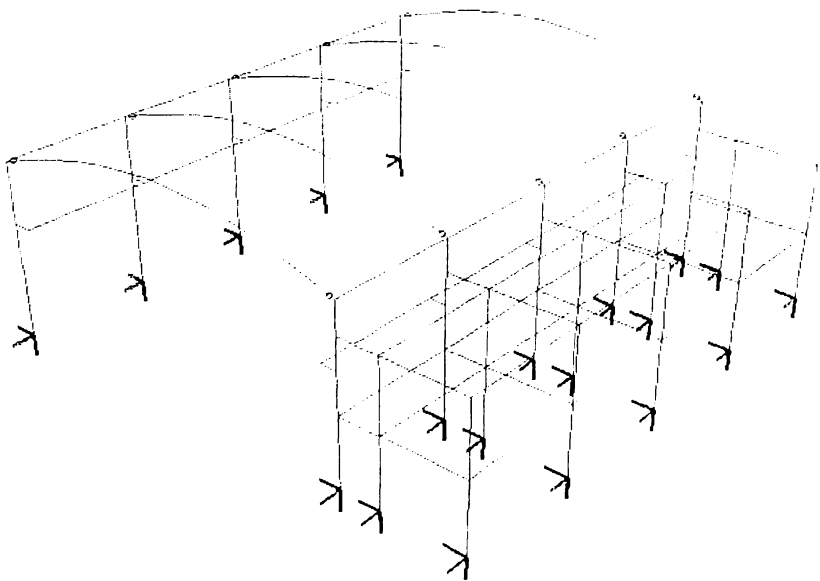


Fig. 4.19. INCERC – Hala nouă . CS, M2,  $T = 0,533$  s.

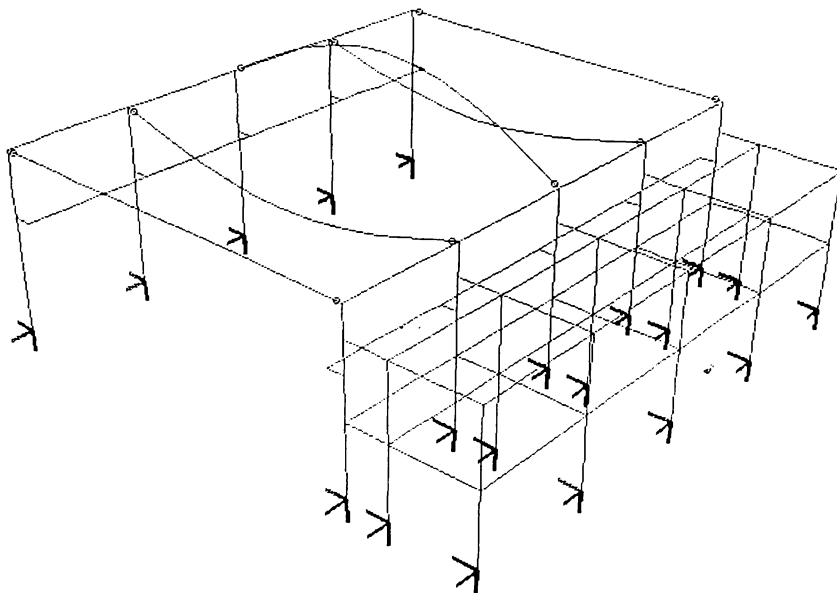


Fig. 4.20. INCERC - Hala nouă. CS , M3, T = 0,533 s.

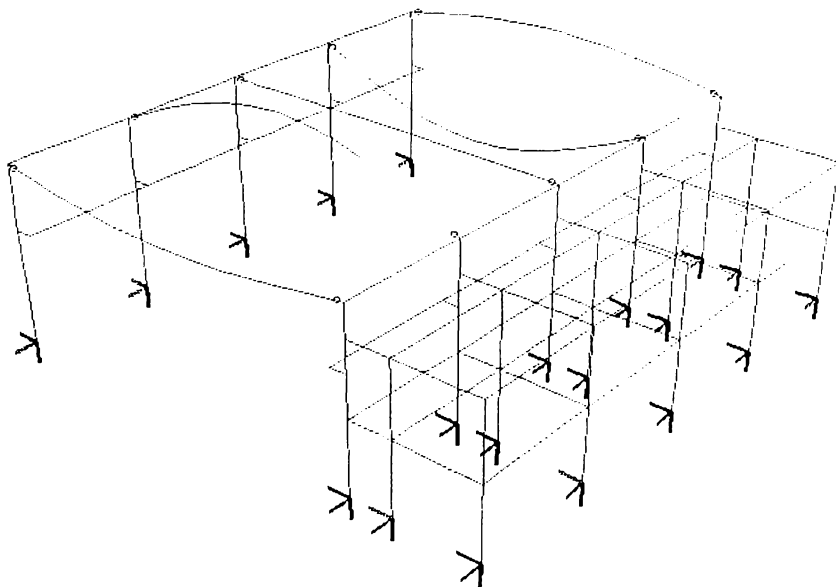


Fig. 4.21. INCERC - Hala nouă. CS , M4. T = 0.533 s.

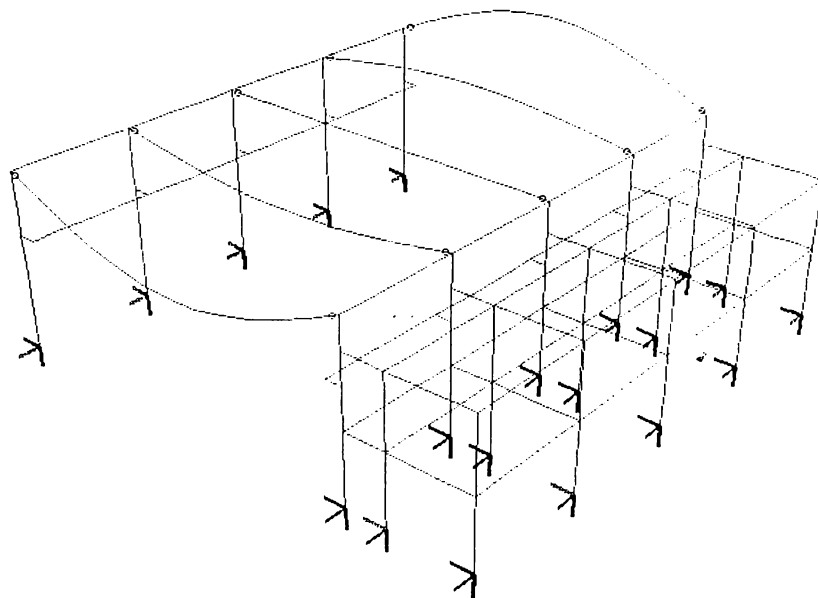


Fig. 4.22. INCERC – Hala nouă. CS, M5,  $T = 0,533$  s.

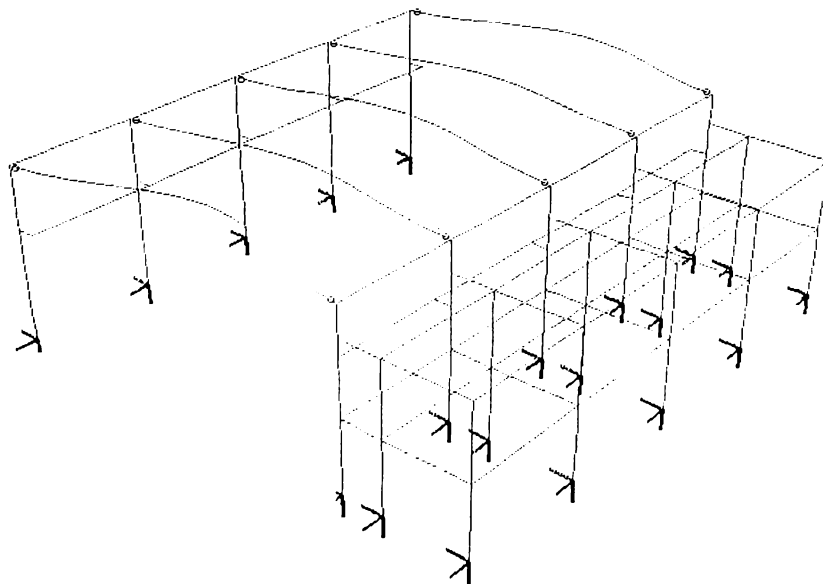


Fig. 4.23. INCERC – Hala nouă. CS, M6,  $T = 0,487$  s.

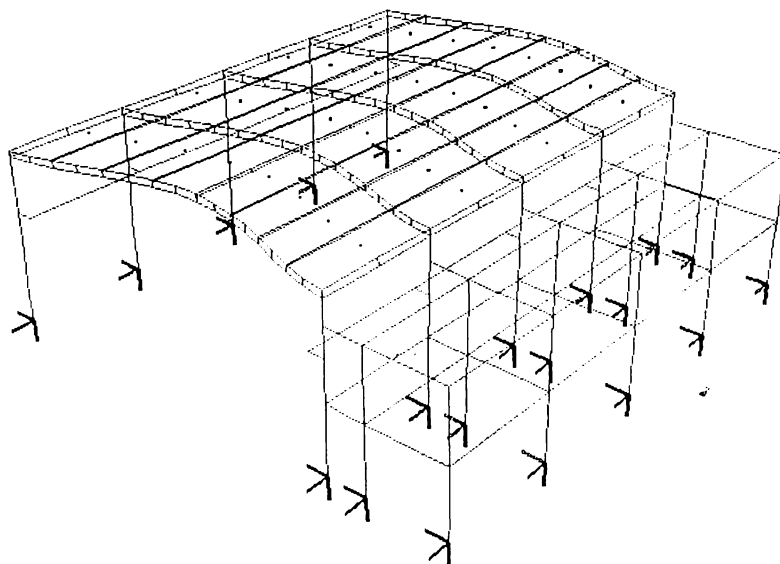


Fig. 4.24. INCERC – Hala nouă. Cadru spațial cu placă de acoperiș (CSP), modul 1 de vibrație (M1), perioada proprie  $T = 0,648$  s.

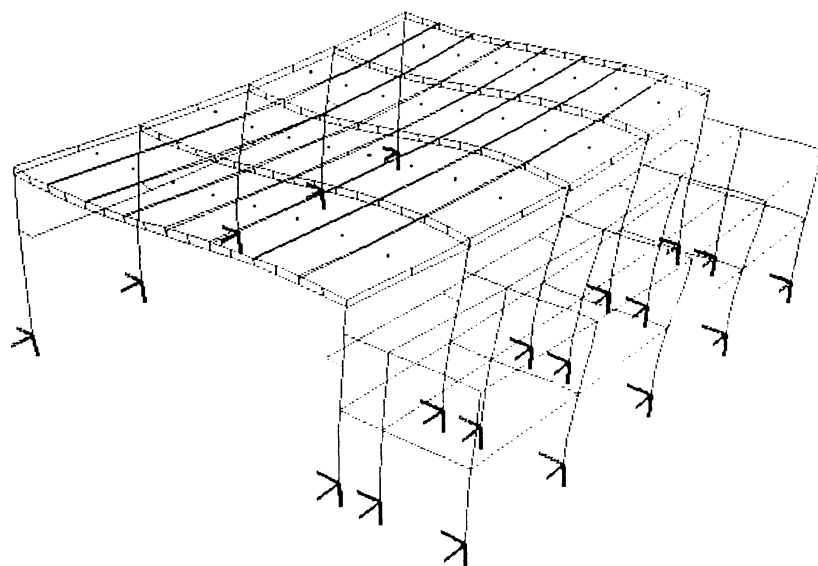


Fig. 4.25. INCERC – Hala nouă. CSP, M2,  $T = 0,374$  s.

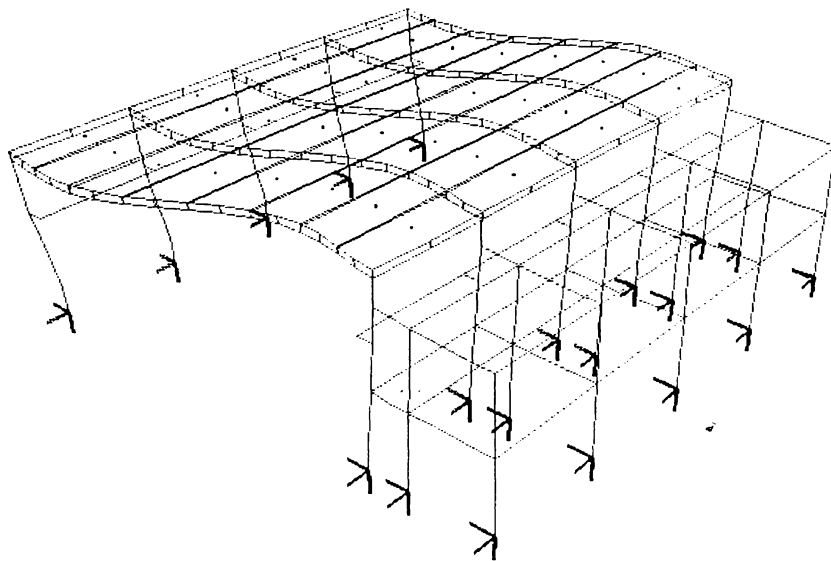


Fig. 4.26. INCERC – Hala nouă. CSP , M3,  $T = 0,295$  s.

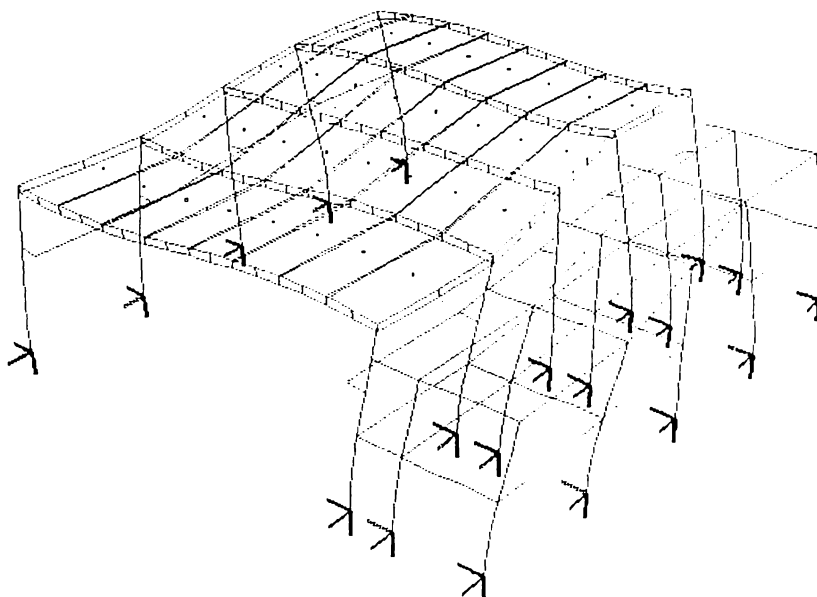


Fig. 4.27. INCERC – Hala nouă. CSP , M4,  $T = 0,261$  s.





## CAPITOLUL 5

### STUDIU SI INTERPRETAREA CERCETARILOR TEORETICE SI EXPERIMENTALE

Studiile teoretice și experimentale, a căror prezentare detaliată a făcut obiectul capitolelor 2, 3 și 4 ale prezentei lucrări, a cuprins în esență, cercetarea, conceperea, realizarea și experimentarea a două instalații de producere a vibrațiilor întreținute direct pe construcțiile existente, conceperea, realizarea și experimentarea unei aparaturi de achiziție, filtrare, prelucrare și redare grafică a parametrilor măsurăți.

Măsurătorile experimentale, făcute pe cele 36 de clădiri, au vizat determinarea perioadelor proprii de vibrație, a deformantelor clădirii pentru primele moduri proprii de vibrații și a fracțiunii din amortizarea critică, toate acestea fiind determinate pe direcția transversală a clădirii.

Din gama de construcții echipate și măsurate fac parte șapte hale parter cu structura de rezistență din beton armat, opt clădiri cu structura în cadre din beton armat și diafragme de zidărie sau beton și cu regim de înălțime de la P + 2E la S + P + 10 E, trei clădiri cu structura în cadre metalice și diafragme din zidărie cu regim de înălțime de la P + 5E la P + 11E, o clădire cu structura din zidărie cu sâmburi de beton armat, cu S + P + 4 E și 17 clădiri cu structura de rezistență din diafragme de beton armat având S + P + 4 E.

Cu excepția unei clădiri ( școala generală din Deta ) toate celelalte 35 de clădiri sunt amplasate în municipiul Timișoara.

De asemenea, din punct de vedere al funcționalității, afară de cele 7 hale a căror destinație este de magazii, ateliere, hale de încercări, toate celelalte clădiri sunt blocuri de locuințe sau clădiri sociale, sedii de instituții, spații de învățământ și proiectare.

#### 5.1. STUDII SI INTERPRETARI CU PRIVIRE LA PERIOADA PROPRIE DE VIBRATIE

În continuare, se prezintă tabelar atât valoric cât și procentual, diferența dintre perioada proprie de vibrație rezultată în urma măsurătorilor și perioadele proprii ale modului fundamental de vibrație, calculate cu diverse relații empirice, după normele P 100 – 92 și EC 8 și acolo unde s-a putut face s-au uzitat valorile oferite dintr-un calcul dinamic cu programe de calcul adecvate, toate având la bază datele prezentate în capitolul 4, pentru fiecare clădire în parte.

Semnul +/- arată că valoarea perioadei proprii măsurate este mai mare/mică decât cea calculată cu care se face comparația.

### 5.1.1. Hale parter cu structura în cadre din beton armat

Din datele prezentate sintetic în tabelul 5.1 rezultă diferențele valorice și procentuale cele mai mici, dintre perioada măsurată și cea calculată în baza tabelelor 4.2, 4.7 și 4.9 se semnalează la cea determinată cu programul de calcul AXIS – 3D, la care diferența se încadrează în limita – 15 % la 16 % .

Tabelul 5.1. Tabelul comparativ cu perioade proprii și v

Denumirea halei	Program AXIS-3D		Relații empirice		P 100-92		EC 8		Fract. din amortiz. critică v
	Valoric	%	Valoric	%	Valoric	%	Valoric	%	
INCERC-Hala nouă	-0,099	-20	+0,274	+63	-0,022	-4,8	+0,44	+10	0,057... 0,26
Magazie ROMMAG- ROMTENSID	+0,048	+16	+0,04	+1	+0,12	+4	+0,024	+8	
Atelier mecanic- ROMTENSID	+0,062	+9	+0,471	+72	-0,098	-14	+0,226	+33	
INCERC-Hala veche	+0,023	+10	+0,062	+27	-0,07	-35	-0,093	-42	
Departamentul CCIA	+0,023	+10	+0,062	+27	-0,07	-35	-0,093	-42	
Hală debitare- AUTOTIM	- 0,025	-7	+0,004	+1	-0,147	-47	-0,048	-15	
Hală reparații- AUTOTIM	+0,051	-15	+0,116	+31	-0,051	-13	-0,038	-10	

Valorile calculate după P 100 – 92 conduc la diferențe mai mari, cuprinse între – 47 % și +4% , iar cele oferite de calculul după EC 8 conduc la diferențe cuprinse între – 42 % și + 33 %.

Relațiile empirice uzitate pentru calculul perioadelor proprii, aceleași pentru toate clădirile, au condus la diferențe care au ajuns până la + 72 % , adică toate relațiile empirice au dat prin calcule perioade proprii mai mici decât cele măsurate.

Se poate afirma în concluzie, că programul de calcul AXIS - 3 D și normativul românesc P 100 – 92 au oferit valori ale perioadelor proprii mai apropiate de cele măsurate.

Structurile fiind în cadre și doar cu parter, sunt mai “aerisite” și conduc la o apropiere a formei lor proprii de oscilație de cea ipotetică de calcul.

Apropierea dintre perioada proprie măsurată și cea calculată cu P 100 – 92 și AXIS – 3 D are ca efect evaluarea mai corectă, mai apropiată de realitate a coeficientului de amplificare dinamică  $\beta_r$ , care la rândul său conduce la o forță seismică mai mică și în final, se ajunge la o dimensionare mai economică a elementelor de construcție.

### 5.1.2. Structuri în cadre de beton armat cu diafragme

Aceste tipuri de structuri studiate au înălțimea variabilă de la P + 2E la S + P + 10E .

Tabelul 5.2. Tabelul comparativ cu perioade proprii și  $v$

Denumirea construcției	Relații empirice		P 100-92		EC 8		Frațiunea din amortiz. critică $v$
	Valoric	%	Valoric	%	Valoric	%	
Clădirea ASPC	+0,22	+44	0	0	-0,06	12	0,042 ...0.2
Facultatea de Construcții	-0,08	-15	-0,16	-34	-0,46	-104	
Dep. de ing. geot. și căi de comunicații terestre	+0,11	+23	+0,02	+4	+0,06	+12	
Sc. generală de 8 clase, Deta	-0,06	-27	-0,28	-127	-0,09	-40	
HIDROTIM	-0,11	-43	-0,31	-125	-0,40	-166	
Dep. mașini hidraulice	-0,05	-11	-0,28	-66	-0,41	-97	
Bloc 31, str. Dragalina	-0,37	-160	-0,17	-73	-0,48	-287	
Bloc 20, str. Arieș	-0,18	-160	-0,24	-141	-0,52	-305	

Analizând valorile prezentate în tabelul 5.2. ca rezultat al prelucrării datelor prezentate în tabelul 4.10, punctele 4.6.2, 4.6.3 și 4.6.4, se constată că pentru unele clădiri valorile perioadelor proprii măsurate sunt până la 300 % mai mici decât perioadele corespunzătoare calculate după relații empirice, P 100 – 92 sau EC 8, gradul de împrăștiere fiind mult mai mare. Acest lucru se poate explica prin faptul că structurile în cadre luate în studiu, cu regim de înălțime de până la 10 nivele, sunt compartimentate cu diafragme din beton sau zidărie care conferă structurii o rigiditate mult mai mare căreia îi corespunde o perioadă proprie mai mică decât structura ipotetică luată în calculele teoretice.

Se observă, tot din același tabel, că la clădirile mai joase diferențele sunt mai mici, în comparație cu clădirile mai înalte. Deci, cu cât înălțimea clădirii crește, cu atât există tendința îndepărtării valorilor măsurate față de cele rezultate din calcule.

Odată cu creșterea înălțimii unei construcții ea devine tot mai flexibilă ( deci mai elastică ). perioada proprie de vibrație crește, ducând la o scădere probabilă a lui  $\beta_r$  și deci a forței seismice. O altă cauză a diferențelor mari poate rezulta și din modul de distribuție și intensitatea încărcării utile, a cărei valoare este semnificativă și care poate modifica poziția centrului maselor față de centrul de rigiditate al clădirii. La toate acestea se mai adaugă și sistemul constructiv cu o serie de ziduri interioare de compartimentare și despărțitoare de care nu s-a ținut seama în totalitate; ele se consideră în calcule, încărcări permanente distribuite pe planșeu, în realitate sunt niște încărcări concentrate.

### 5.1.3 Structuri în cadre metalice și diafragme din zidărie

Din această categorie fac parte trei clădiri, recent construite care au stâlpii din profile metalice îmbrăcați într-o coajă de beton.

Tabelul 5.3. Tabelul comparativ cu perioade proprii și  $v$

Denumirea construcției	Relații empirice		P 100-92		EC 8		Frațiunea din amortiz. critică $v$
	Valoric	%	Valoric	%	Valoric	%	
Sediu ASIROM - Timișoara	+0,44	+36	+0,78	64	+0,09	+7	0,13 ... 0,213
Sediu BCR Timișoara	-0,03	-12	0	0	-0,52	-208	
Sediu CEC Timișoara	+0,22	-115	-0,055	-28	-0,49	-257	

În tabelul 5.3 sunt prezentate valorile comparative, pentru cele trei clădiri, ale perioadelor măsurate, față de cele calculate pe baza tabelelor 4.6 și 4.10 pct. 4.6.5.

Din analiza datelor prezentate se constată că o discrepanță mai mare dintre valorile celor două perioade proprii se întâlnește în cazul folosirii relațiilor date de normativul EC 8 (până la 258 %). Explicația și în acest caz s-ar regăsi tot în diferența de apreciere a rigidității clădirii reale față de cea ipotetică, prin interpunerea diaframelor din zidărie, a stâlpilor metalici înglobați în beton, precum și prin sporirea rigidității la nivelul grinzilor ținând cont de conlucrarea spațială, prin prevederea de contravântuiri pe ambele direcții.

### 5.1.4 Structuri din zidărie cu sâmburi din beton armat

În grupa clădirilor din zidărie înrămată cu sâmburi și centuri din beton armat, s-au făcut măsurători doar pe o singură clădire și anume pe un bloc de locuințe, amplasat pe str. Sepiei, nr. 13, cu regim de înălțime S + P + 4 E.

Tabelul 5.4. Tabelul comparativ cu perioade proprii și  $v$

Denumirea construcției	Relații empirice		P 100-92		EC 8		Frațiunea din amortiz. critică $v$
	Valoric	%	Valoric	%	Valoric	%	
Bloc de locuințe str. Sepiei, nr. 13	-0,05	-16	+0,025	+8	-0,02	-6	0,136

Din analiza datelor comparative prezentate în tabelul 5.4 pe baza valorilor prezentate în tabelul 4.8, se constată că pentru acest tip de clădire cu structura din zidărie de cărămidă, între valorile perioadei proprii obținute prin măsurare și a celor obținute prin calcule există cele mai mici diferențe ( până la 8 % pentru norme și de 16 % pentru relații empirice ). Aceasta înseamnă că relațiile teoretice de calcul sunt, în acest caz, cel mai bine calibrate cu comportarea reală a construcției. Deci, relațiile de calcul ale perioadei proprii sunt mai apropiate de cele reale pentru structuri având rigiditatea cuprinsă între cea corespunzătoare structurilor în cadre și cele din diafragme de beton armat, cum va rezulta și de la punctul 5.1.5.

Structurile din zidărie cu sâmburi și centuri din beton armat, deși apar inițial ca niște structuri rigide, pe timpul unui seism se produc fisuri și crăpături care propagă în structură o seamă de articulații plastice, ceea ce conduce la o scădere a rigidității, deci la o creștere a perioadei proprii de vibrație, o scădere a lui  $\beta_r$  și tot la o scădere a capacității portante la acțiunea seismică.

### 5.1.5 Structuri din diafragme de beton armat

Din grupa clădirilor cu structura de rezistență din diafragme de beton armat, cu regim de înălțime S + P + 4E la S + P + 10E și cu diferite secțiuni transversale de compartimentare interioară, amplasate dispersat în municipiul Timișoara, au fost echipate și măsurate în număr de 17 blocuri de locuințe.

Tabelul 5.5. Tabelul comparativ cu perioade proprii și v

Denumirea construcției	Relații empirice		P 100-92		EC 8		Fracț. din amortiz. critică v
	Valoric	%	Valoric	%	Valoric	%	
<b>A. Clădiri cu S + P + 8E... S + P + 10E</b>							
Bloc 22, Pârvan – fundație pe pernă din balast	0	0	+0,24	+34	-0,132	-18	
Bloc 22 B, Pârvan – fundație pe teren natural	-0,18	-34	-0,06	-14	-0,31	-53	
Bloc 22 , Eroilor	-0,23	-47	+0,03	+6	-0,16	-33	
Bloc 6, Take Ionescu	-0,25	-54	+0,01	+2	-0,18	-36	
<b>B. Clădiri cu S + P + 4E</b>	-0,105	-41	-0,05	-2	-0,21	-80	
Bloc 67, zona Rebreanu							0,06...
Bloc 69 ,zona Rebreanu	-0,25	-48	0	0	-0,2	-77	0,24
Bloc 90, zona Rebreanu	-0,129	-50	-0,04	-2	0,204	-79	
Bloc 92, zona Rebreanu	-0,161	-72	-0,036	-16	-0,236	-105	
Bloc 93, zona Rebreanu	-0,25	-48	0	0	-0,2	-77	
Bloc 94, zona Rebreanu	-0,18	-44	+0,007	+3	-0,193	-72	
Bloc A 3, zona I.I. Brad	-0,112	-41	+0,013	+5	-0,187	-68	
Bloc A 31, zona I.I. Brad	-0,105	-37	+0,02	+7	-0,18	-65	
Bloc A 29, zona I.I. Brad	-0,121	-46	+0,004	+2	-0,196	-74	
Bloc A 35, zona I.I. Brad	-0,105	-41	-0,005	-2	-0,21	-80	
Bloc A 69, zona I.I. Brad	-0,25	-48	0	0	-0,2	-77	
Bloc A 87, zona I.I. Brad	-0,173	-82	-0,048	-23	-0,248	-117	
Bloc A 91, zona I.I. Brad	-0,19	-97	-0,065	-33	-0,265	-136	

Din analiza comparativă a datelor prezentate în tabelul 5.5, pe baza datelor calculate și prezentate în tabelele 4.4 și 4.10, reiese că în cazul clădirilor înalte cu structura din diafragme de beton armat diferența dintre perioadele proprii măsurate și cele calculate sunt relativ mici ( -14 % ...+34 % ) pentru cele determinate cu normativul P 100 – 92, până la – 54 % pentru cazul folosirii relațiilor empirice și respectiv până la – 80 % pentru cazul normativului EC 8.

De aici rezultă că relațiile de calcul oferite de normativul românesc P 100 – 92 conduc la o corelare foarte apropiată de valoarea reală a perioadei proprii reale a construcției, în domeniul dat de  $-14 \dots +7 \%$ .

În ceea ce privește clădirile cu regim mediu de înălțime ( $S + P + 4E$ ) cu structura din diafragme de beton armat, tot normativul P 100 – 92 dă valori pentru perioade proprii mai apropiate de cele măsurate, în mod uzual între  $-14 \dots +7 \%$ , diferențele maxime fiind de 33 %. Relațiile empirice oferă o marjă mai mare, diferențele ajungând până la  $-97\%$ , pentru ca normativul european EC 8 să aibă împrăștieri și mai mari, diferențele ajungând până la  $-136 \%$ .

De remarcat faptul că în ambele situații atât la clădiri cu regim mediu de înălțime ( $S + P + 4E$ ), cât și la clădiri înalte ( $S + P + 10E$ ) valorile perioadelor proprii măsurate sunt mai mici decât cele calculate prin diferite metode, așa cum rezultă din cele prezentate mai sus. Această observație ne conduce la concluzia că aceste construcții sunt în realitate mai rigide decât în aprecierea ipotetică evaluată pentru calcule.

De asemenea, se observă că în această categorie de clădiri, există diferențe relativ mari între perioadele proprii măsurate și cele calculate de la o clădire la alta. Una din explicațiile probabile ale acestor diferențe ar putea fi cea legată de varietatea mare de secțiuni transversale și de forma în plan, care conduc la rigidități mai mari sau mai mici ale structurii de rezistență.

În programul experimental au fost incluse două blocuri de locuințe cu regim de înălțime  $S + P + 8E$ , cu structura de rezistență din diafragme de beton armat, amplasate în Timișoara, Bv. Pârvan, nr. 22 A și 22 B, despărțite între ele cu un rost antiseismic și de dilatație. Blocul 22 A este fundat pe o pernă din balast compactat, de 80 cm grosime. Perna, înlocuind o umplutură neomogenă, stă pe un strat gros de 1,70 m de nisip prăfos, ce are la bază un pachet de argile.

Blocul 22 B este fundat pe terenul natural, format din stratul de nisip fin prăfos, aflat mai la suprafață. Ambele blocuri au același sistem de fundare – fundații continue, precum și aceeași secțiune orizontală și rigiditate.

Deoarece perioadele proprii calculate sunt aceleași la ambele blocuri, analizând însă ambele perioade proprii calculate, se constată că perioada proprie corespunzătoare tronsonului fundat în terenul natural are perioada proprie fundamentală mai mică cu 34,6 % față de tronsonul fundat pe pernă din balast. Rezultă deci că înlocuirea cu balast a terenului de la baza fundației a condus la creșterea perioadei proprii de vibrație, ceea ce înseamnă că perna de balast a avut ca efect, din punct de vedere dinamic, reducerea gradului de încastrare a bazei fundației, ceea ce conduce mai departe la diminuarea vibrațiilor din clădire ce se propagă spre terenul de fundare. Sigur că fenomenul este valabil și invers, vibrațiile produse de seisme sunt atenuate, ca intensitate, de perna din balast, la faza de "atac" a undelor asupra construcțiilor.

Un aspect demn de luat în considerare, este și cel care reiese din tabelele centralizatoare de la cap.4, unde este dată perioada proprie pentru primele 3 moduri proprii de vibrații. Perioada corespunzătoare modului 1 scade la cea aferentă modului 2 cu valori de 166...354% la clădiri înalte și cu valori cuprinse între 68 % și 92 % la cele joase și parter. De la modul 2 la modul 3 descreșterile sunt de ordinului a 11 % ... 26 % . Deci, reducerea considerabilă a perioadei de la modul 1 la modul 2, cu valori mari pentru clădiri înalte și apoi cu valori mai mici pentru clădiri mai joase, la trecerea la modulul 2 la 3, ilustrează gradul de rigiditate a clădirilor respective: cele înalte fiind mai elastice iar cele mai joase fiind mai rigide.

În concluzie, studiile făcute pun în evidență următoarele aspecte recomandate pentru practica de proiectare:

- perioada proprie fundamentală calculată cu relațiile date de normativul P 100 – 92, dă valori apropiate de cea măsurată pentru construcțiile în cadre din beton armat, de tipul hale parter și cele cu structura din zidărie cu sămburi din beton, pentru celelalte tipuri de structuri cât și pentru regimuri mai mari de înălțime pot exista diferențe mai mari sau mai mici, fără a se putea trage o regulă;
- prezența unor materiale granulare la baza fundațiilor ( perne ) conduc la creșterea valorii perioadei proprii de vibrație;
- sunt necesare cercetări suplimentare pentru a vedea dacă alte sisteme de îmbunătățire a terenurilor slabe de fundare au efect și cât anume asupra comportării dinamice a ansamblului structură – fundație – teren.

## 5.2. STUDII ȘI INTERPRETĂRI CU PRIVIRE LA FRAȚIUNEA DIN AMORTIZAREA CRITICĂ

În cea ce privește valoarea fracțiunii din amortizarea critică  $v$ , analizând valorile calculate, date în tabelele centralizatoare din cap.4 precum și cele stabilite și prezentate în tabelele 5.1...5.5, se constată că valoarea acestui parametru este cuprinsă între 0.042 și 0.26. Valorile mai mari ale fracțiunii din amortizarea critică, sunt în general, caracteristice clădirilor joase sau de înălțime medie (  $S + P + 4E$  ) cu structura de rezistență din diafragme de beton armat sau structurilor din cadre cu diafragme dese ( tab. 4.10 pct. 4.6.8. comparat cu tab. 4.10 pct. 4.6.2 la 4.6.7 ).

Valorile lui  $v$  corespunzătoare spre limita inferioară sunt specifice clădirilor înalte, flexibile și halelor parter fără anexe ( tab. 4.9 pct. 4.6.1.4 și 4.6.1.5, tab. 4.10 pct. 4.6.2.5, 4.6.2.6 ).



Se constată că valorile rezultate din măsurători ale fracțiunii din amortizarea critică, sunt apropiate cu cele date de literatura de specialitate, cu caracter orientativ, prezentate în tabelul 1.17 din lucrare.

După cum rezultă din măsurătorile făcute, precum și din recomandările date în literatura de specialitate [26], [41], [59], fracțiunea din amortizarea critică este totdeauna subunitară ( $\nu < 1$ ). În momentul ipotetic când  $\nu = 1$ , sistemul nu mai oscilează, avem de-a face cu o frânare bruscă a oscilațiilor, precum și dacă  $\nu = 0$  sistemul oscilant pus în mișcare ne mai având amortizare, ar continua să oscileze la infinit. Aceste valori extreme sunt pur teoretice, în practică ele nu pot fi întâlnite.

Cercetările făcute în direcția evaluării amortizării, au condus la concluzia mai multor autori [32], [52], că valoarea fracțiunii din amortizarea critică nu reprezintă decât o informare generală, întrucât sunt numeroși factori care o determină și o modifică în timp, ca de exemplu: tipul structurii, materialul din care este făcută, frecarea la îmbinări, degajarea de căldură, deformațiile elastice și plastice ale structurii și terenului de fundare, cantitatea de energie redată de structura terenului de fundare datorită fenomenului de interacțiune, etc.

Pentru construcțiile situate în zone seismice, se recomandă ca acestea să fie proiectate în așa manieră, încât să aibă capacitate mare de a consuma energie, deci cu  $\nu_{max}$ , deoarece în felul acesta, se micșorează efectul dinamic al încărcării.

Luând în considerare cele două blocuri, 22 A și 22 B, amplasate pe Bv. Pârvan, identice ca structură, dar fundate pe teren natural, respectiv pe pernă de balast, așa după cum s-a putut constata din cele prezentate la punctul 5.1. a rezultat că fracțiunea din amortizarea critică măsurată la blocul fundat pe teren natural este mai mică decât cea măsurată la blocul fundat pe pernă de balast. Acest lucru conduce la concluzia că, deși ambele blocuri au structura de rezistență identică, diferența provine de la terenul de fundare. Așadar, blocul fundat pe pernă de balast are rigiditatea mai mică decât cel fundat în teren natural, privind lucrurile prin prisma terenului de fundare. Prin urmare, se poate considera, prin analogie, că intercalarea pernei din balast are ca efect reducerea rigidității la nivelul de contact dintre fundație și terenul propriu – zis de fundare, cu alte cuvinte, rezultă că perna din balast a avut și rolul de reducere a energiei vibrației construcției, transmisă terenului de fundare, cu valoarea de 24,2 %. Valoarea lui  $\nu$  a crescut de la 0,182, pentru teren natural, la 0,24 pentru cazul fundării pe pernă de balast. Evident, valoarea lui  $\nu$  este dependentă de grosimea pernei, de granulozitatea materialului, de nivelul apelor freatice, presiunea exercitată pe aceasta la nivelul tălpii fundației, sistemul de fundare, stratificația geologică, adâncimea de fundare etc.

Astfel pentru construcții fără subsol, deci cu cota de fundare mai spre suprafață terenului ( adâncimea de încastrare în pământ redusă ), valoarea fracțiunii din amortizarea critică este mică:

clădirea Departamentului de inginerie geotehnică și căi de comunicație terestre  $\nu = 0,07$  ; Hidrotim  $\nu = 0,042$ . Departamentul de mașini hidraulice  $\nu = 0,078$ . în comparație cu cele având subsol ( încastrare în pământ mai mare ) la care valoarea lui  $\nu$  este mare: blocuri Bv. Pârvan :  $\nu = 0,182$  respectiv  $\nu = 0,24$ . sedile CEC, ASIROM și BCR :  $\nu = 0,13...0,24$ . creșterea fiind de până la 300 %.

La structurile în cadre ( hale parter ) care au prevăzute anexe laterale față de cele care nu au astfel de anexe, tabelele 4.2 și 4.9, se constată o creștere a valorii lui  $\nu$  de 10 %...325%.

Având în vedere valorile medii orientative ale fracțiunii din amortizarea critică, dată în tabelul 1.17 și în lucrarea [41] pentru construcții cu diferite structuri și tabelele centralizatoare 4.2, 4.4, 4.6, 4.7, 4.8, 4.9 și 4.10 se poate aprecia faptul că din valoarea totală a fracțiunii de amortizare critică măsurată, în medie 23 % pentru structurile din beton armat monolit, cel mult 13 % pentru structurile din zidărie și beton armat prefabricat și maxim 122 % pentru structurile metalice, reprezintă amortizarea dată de teren, restul fiind amortizarea dată de structură.

Legat de stratificație, la o clădire fundată pe un strat de argilă prăfoasă umedă, dar cu nivelul freatic aflat sub cota de fundare, tabelul 4.7, în comparație cu o alta fundată pe un strat de nisip fin – mijlociu, îndesat, inundat, tabelul 4.8, valoarea lui  $\nu$  a scăzut de la 0.26 la 0.136, adică cu 49 %, un rol însemnat avându-l și nivelul ridicat al apei în stratul de nisip.

Cât privește influența apei subterane asupra lui  $\nu$ , din tabelul 4.10, punctul 4.6.5, în care este vorba de sediul CEC și BCR fondate pe un strat de argilă nisipoasă, aflat sub nivelul freatic și o altă clădire având fundația amplasată pe un strat de argilă prăfoasă, plastic vârtoasă, aflată deasupra nivelului freatic tabelul 4.7, se poate constata că prezența apei duce la o reducere a valorii lui  $\nu$  de până la 44 %.

În mod similar, ca și în cazul perioadelor proprii corespunzătoare modurilor 1,2 și 3 și valoarea fracțiunii din amortizarea critică prezintă un salt mai mare de la modul 1 la modul 2 pentru clădirile înalte, respectiv mai mic pentru clădirile joase. Între modul 2 și 3 valoarea saltului este mai mică, ordinul de mărime fiind respectat aproximativ ca cel dat de perioadele de vibrație, ca la punctul 5.1. Și în acest caz salturile amintite reflectă gradul de rigiditate al structurii unei construcții.

În concluzie, se poate spune că valorile fracțiunii din amortizarea critică, obținute pe cale experimentală, se înscriu în limitele valorice recomandate de literatura de specialitate [17], [41], și [59].

Se constată că valoarea lui  $\nu$  este mai mare pentru clădiri cu structura rigidă, din diafragme: structurile joase sau fără subsol au fracțiunea de amortizare critică foarte mică.

Perna din balast a condus la creșterea lui  $\nu$  cu circa 24.2 %, față de fundarea pe teren natural.

Prezența apei în terenul de sub talpa fundației poate conduce la o creștere a valorii fracțiunii din amortizarea critică.

### 5.3. STUDII ȘI INTERPRETĂRI ASUPRA MODURILOR PROPRII DE VIBRAȚIE ASUPRA CONSTRUCȚIILOR

Perioadele proprii de vibrații ale unei structuri caracterizează rigiditatea dinamică a acesteia, care generează, prin răspunsul dinamic oferit, modul ei de comportare la solicitările dinamice, în general și seismice, în special.

Intrucât unele seismice au o mare variație în timpul unui cutremur, privind perioada, accelerația și direcția, fenomenul de rezonanță dintre structură – teren. seism – teren sau seism – structură are un caracter tranzitoriu și nu constant pe toată durata cutremurului. Totuși în momentul în care perioada undelor seismice coincide cu perioada fundamentală a structurii, pentru un timp foarte scurt, în aceasta se produc deformații majore, care implicit generează eforturi maxime. Ca atare, verificarea la rezonanță a unei structuri este de prisos.

Totuși, limitarea deplasărilor orizontale, sau a perioadelor fundamentale, are drept scop:

- evitarea dezavantajelor produse de interacțiunea dintre construcție și terenul de fundație, în cazul terenurilor slabe;
- evitarea șocurilor dintre construcțiile vecine, care pot produce avarii considerabile;
- evitarea panicii ce s-ar putea produce în rândul persoanelor care locuiesc la ultimele etaje;
- reducerea pagubelor la elementele arhitectonice, vitrine, ziduri despărțitoare, instalații de apă, gaze, lumină, etc.

Dintre perioadele proprii de vibrație ale unei clădiri, se consideră că perioada fundamentală joacă rolul cel mai important. Totuși, pentru construcțiile flexibile sau înalte, o influență semnificativă o pot avea și perioadele proprii de ordin superior, în mod special următoarele două perioade, cu formele proprii corespunzătoare.

Formele proprii de vibrație, caracterizate grafic prin deformantele clădirii, au alura unor linii poligonale cu vârfurile în punctele de măsurat, corespunzătoare fiecărui nivel în parte al clădirii sau în cazul halelor parter variații pe înălțimea stâlpilor halei.

Sunt bine ilustrate, pe desenele oferite de calculator, abaterile rezultate în stânga sau în dreapta axei construcției.

Programul de calcul permite, ca pe lângă trasarea alurei deformantei unui mod de vibrație, să se evidențieze valoric mărimea acestora, printr-o scală gradată pe abscisă. Mărimea deformației

depinde de mai mulți factori, dintre care se pot aminti: rigiditatea construcției, înălțimea construcției, sistemul de fundare, stratificația terenului, forța perturbatoare, etc.

În fig. 4.7, 4.8, 4.9, 4.36, 4.37, 4.38 și 4.45 sunt prezentate deformantele primelor trei moduri proprii de vibrație pentru trei clădiri, cu structurile și înălțimile definite în Cap. 4.

Pentru hala parter valoarea maximă a deformației a rezultat de 0,5 mm. La blocul 22 Bv. Pârvan, prevăzut cu S + P + 8E valoarea maximă a deformației a rezultat de 2,5 mm, iar la clădirea ASIROM cu S + P + 8 (11)E valoarea maximă a deformației a fost de 3,7 mm. Se constată că deformația maximă, cum este de așteptat, se produce la ultimul nivel.

Aceste valori au rezultat cu mărimile precizate deoarece forța perturbatoare maximă pe care s-a putut introduce în structură a fost de 74,5 KN, dictată de performanțele generatorului de vibrații.

Deformantele primelor trei moduri proprii de vibrații sau alte deformante de ordin superior ne ilustrează în mod concret deformarea structurii la acțiunea forței orizontale, aplicată dinamic. Se pot observa din deformantele, anexate la Cap.4, calculate, corespunzătoare clădirii prezentate la pct. 4.3, că structura în procesul de vibrație ia diverse forme funcție de elementele constructive care au fost considerate, în diverse ipoteze.

După unii autori [41] neconsiderarea efectelor aduse de modurile 2 și 3 de vibrație ar conduce la un calcul descoperitor cu circa 7...8%.

Normativul românesc P 100 – 92 ține seama de influența modurilor 2 și 3 de vibrație prin considerarea unei diagrame înfășurătoare de momente încovoietoare, în funcție de momentul încovoietor, produs de forțele seismice orizontale pentru modul 1 de vibrație, conform fig.2.11.

Gradul de apreciere influenței modurilor 2 și 3 de vibrație este încă incert, dar efectele neconsiderării acestora poate avea efecte nedorite. Astfel, în raportul comisiei de anchetă în urma cutremurului din Mexic, din 1985 [5], s-a concluzionat faptul că un număr mare de clădiri cu 30 ... 40 de etaje din Ciudad de Mexic, fondate pe un teren tare ( stâncos ), au avut de suferit avarii semnificative la etajele superioare, ca efect al "loviturii de bici", datorită neconsiderării în calcule a influenței modurilor 2 și 3 de vibrație. Exemplul dat nu este, din păcate, singular.

Un alt aspect demn de luat în considerație este și cel legat de modul probabilistic de combinare a răspunsului seismic ( deplasare, viteză, accelerație, efort, etc. ) într-o secțiune de calcul a unei structuri, dată de primele trei moduri proprii de vibrație.

Normativul P 100 – 92, [95], prevede ca efortul total de calcul într-o secțiune a unei construcții sau a unui element de construcție să se obțină cu relația:

$$N = \sqrt{N_1^2 + N_2^2 + N_3^2}, \quad (5.1)$$

unde  $N_1, N_2, N_3$  - sunt eforturile în aceeași secțiune rezultate din modurile 1, 2 și 3 de vibrație.

Dacă se examinează cu atenție primele trei moduri proprii de vibrație, fig. 2.13, se constată la un moment dat situația când forțele seismice de nivel  $F_{k,i}$  să aibă același semn, ceea ce face ca relația (5.1) să fie aplicabilă cu un grad redus de încredere .

CHOPRA A în [23] propune o altă modalitate de combinare a răspunsurilor spectrale, numită regula combinării pătratic complete RCPC. Regula se aplică cu rezultate bune pentru construcțiile care au moduri de oscilație bine separate, adică dacă perioadele a două moduri succesive diferă cu mai mult de 10%.

În conformitate cu această regulă răspunsul seismic maxim, consecința a mai multor moduri de oscilație este dat de relația:

$$r_0 \approx \left[ \sum_i^n \sum_k^n r_{io} r_{ko} \rho_{ij} \right]^{0.5} \quad (5.2)$$

unde  $\rho_{ij}$  este un coeficient de corelație a modurilor  $i$  și  $j$  cu valori subunitare. Pentru  $i=j$ , rezultă  $\rho_{ij}=1$ , relația (5.2) devine:

$$r_0 \approx \left[ \sum_i^n r_{io}^2 + \sum_k^n r_{io} r_{ko} \rho_{ij} \right]^{0.5} \quad (5.3)$$

În această relație primul termen este dat de relația (5.1) iar al doilea include toate perechile cu excepția  $i=k$  . Termenii sumei duble pot fi pozitivi dacă răspunsurile sunt de același semn. Coeficientul de corelație are forma:

$$\rho_{ik} = [1 + \varepsilon_{ik}^2]^{-1}, \quad (5.4)$$

unde:

$$\varepsilon_{ik} = \frac{\omega_i \sqrt{1 - \xi_i^2} - \omega_k \sqrt{1 - \xi_k^2}}{\omega_i \xi_i + \omega_k \xi_k}, \quad (5.5)$$

$$\xi_i = \xi_i + \frac{2}{\omega_i t}, \quad (5.6)$$

$t$  - durata fazei puternice a excitației seismice

$\xi$  - factor de amortizare

$\omega$  - frecvența proprie

pentru  $i=k$ ,  $\rho_{ik}=1$ , cu  $\xi_i = \xi_k = \xi$  se obține

$$\rho_{ik} = \frac{\xi^2 (1 + \beta_{ik})^2}{(1 - \beta_{ik})^2 + 4\xi^2 \beta_{ik}^2}, \quad (5.7)$$

unde  $\beta_{ik} = \frac{\omega_i}{\omega_k}$

Regula prezentată mai sus nu dă rezultate bune dacă faza puternică a seismului este scurtă (de tip șoc), ci numai în cazul cutremurelor cu o durată lungă a fazei puternice, de câteva ori perioada fundamentală și la construcții cu amortizare redusă.

Prin urmare, din cele prezentate mai sus, reiese că dacă în relația (5.3) ambii termeni ai produsului sunt pozitivi atunci valoarea produsului se adună la primul termen. Rezultatul obținut are o valoare mai mare decât valoarea calculată după relația (5.1) dată de P100-92 și deci sunt situații în care calculele efectuate pot fi descoperitoare.

Pentru cele trei construcții experimentate, prezentate în detaliu în Cap. 4, la subcapitolele 4.3, 4.4 și 4.5, pentru caracteristicile dinamice măsurate în cazul primelor trei moduri proprii de vibrație, s-au calculat valorile perioadelor proprii de vibrație, ținând cont de aportul celor trei moduri de vibrație, rezultatele fiind inserate în tabelul 5.6. Calculul s-a făcut cu relațiile (5.3 ... 5.6) date de Chopra în [23], pentru  $\xi = \nu$ ,  $\omega = T$ ,  $t = 15s$  relația finală de calcul, desfășurată este:

$$T = [T_1^2 + T_2^2 + T_3^2 + T_1 T_2 \rho_{12} + T_1 T_3 \rho_{13} + T_2 T_3 \rho_{23}]^{0.5}$$
, iar cea dată de normativul P100-92 este dată de formula (5.1).

Analizând datele din tabelul 5.6 rezultă că pentru clădirile înalte efectul combinării modurilor 1, 2 și 3, după relația Chopra față de P100-92 aduce o suplimentare a valorilor calculate de până la 8,6%, pe când în cazul construcțiilor joase de tipul halelor parter suplimentarea ajunge până la 24% față de P100-92. Acest lucru este important a fi cunoscut pentru a nu subdimensiona elementele de construcții, ținând cont de faptul că relația se aplică și pentru alți parametrii (forță tăietoare, moment încovoiator, viteze, accelerații, etc.). Calculul s-a condus tabelar ca în tabelul 5.6.

Din cele afirmate mai sus, rezultă clar necesitatea considerării influenței primelor trei moduri proprii de vibrație în calcule. De aici reiese că este necesar să cunoaștem perioadele proprii de vibrație corespunzătoare acestor moduri de vibrație. Deoarece atât relațiile empirice, cât și relațiile date în normativele P100-92 și Eurocod 8 oferă posibilitatea determinării doar a perioadei proprii fundamentale, perioadele proprii corespunzătoare modurilor 2 și 3 rămân a fi calculate cu ajutorul unor programe automate de calcul dinamic al structurilor.

Din câteva aspecte prezentate la paragraful 4.8, privind faptul că în calculele dinamice, făcute cu ajutorul unor programe de calcul, intervin o serie de ipoteze simplificatoare care îndepărtează structura reală de cea ipotetică, acceptată de calculator și deci, rezultatele finale obținute, concretizate în perioade proprii, eforturi, deformații, etc. vor fi și ele mai apropiate sau mai depărtate de cele reale.

În Cap. 4 al prezentei lucrări, s-a prezentat posibilitatea determinării, prin măsurători, a perioadelor proprii de vibrație corespunzătoare primelor 3, 4 moduri proprii de vibrații, valorile

acestora fiind certe, înlăturându-se orice incertitudine, întrucât se merge la etalonare cu fiecare încercare în parte.

Tabelul 5.6 Perioada proprie echivalentă pentru cele 3 moduri

Parametrul de calcul	INCERC Hala nouă	ASIROM	Bl. 22 B, Bv. Pârvan
$v_1$	0.26	0.213	0.24
$v_2$	0.096	0.123	0.052
$v_3$	0.044	0.08	0.035
$T_1$	0.434	1.22	0.70
$T_2$	0.197	0.23	0.154
$T_3$	0.147	0.13	0.122
$\xi_1$	0.57	0.32	0.43
$\xi_2$	0.78	0.70	0.92
$\xi_3$	0.95	1.10	1.12
$\epsilon_{12}$	0.56	1.74	1.19
$\epsilon_{23}$	0.17	0.42	0.11
$\epsilon_{13}$	0.70	1.98	1.27
$\rho_{12}$	0.76	0.25	0.41
$\rho_{23}$	0.97	0.86	0.98
$\rho_{13}$	0.67	0.20	0.38
T după P100-92, s	0.50	1.25	0.73
T calculat, s	0.62	1.30	0.79
Diferența față de P100-92, %	24	4.00	8.60

Metoda vibrațiilor întreținute, cu instalațiile de produs vibrații, cu aparatura de achiziție, filtrare, prelucrare și redare grafică a datelor măsurate și calculate, care face obiectul acestei lucrări, vine să completeze golul rămas în determinarea corectă și expeditivă a perioadelor proprii de vibrație, a deformațiilor precum și a fracțiunii din amortizarea critică.

Culegerea datelor de la cât mai multe construcții și centralizarea lor, ar permite găsirea unor relații de calcul pentru perioadele proprii de vibrație care să fie cât mai apropiate de cele reale, date necesare la faza de proiectare inițială a unei clădiri sau în faza de evaluare a capacității portante și de proiectare a consolidării, pentru construcțiile avariate.

După cum este cunoscut, din normativul P100-92, funcție de perioada proprie de vibrație a clădirii și a terenului, definită prin perioada de colț  $T_c$ , se determină valoarea coeficientului de amplificare dinamică  $\beta$ , care intră în componența coeficientului seismic total.

Coeficientul seismic aplicat încărcării gravitaționale totale a clădirii ne conduce la o forță seismică de bază, care se repartizează pe nivele și elemente de construcție funcție de rigiditatea acestora. Evident, pe baza încărcării aferente aplicată pe fiecare element de construcție, acestea se dimensionează.

Prin urmare cu cât valoarea lui  $\beta$  este mai mare, cu atât forța seismică este mai mare și implicit va rezulta pentru un anumit element de construcție ( stâlp, grindă ) o încărcare mai mare, care va conduce la o dimensionare mai puternică a acestuia.

Valoarea lui  $\beta$  este strâns legată de valoarea perioadei proprii de vibrație, fiind aproximativ, în raport invers proporțional ( vezi fig. 2.10 ). Adică pentru valori nominale ale perioadei proprii de vibrații  $T < 0.7$  s, corespunzătoare unor clădiri cu rigiditate mare, valoarea coeficientului  $\beta$  este limitat la valoarea maximă de 2,5. Tot la aceiași valoare a lui  $\beta$  ( $\beta = 2.5$ ) după P 100 – 92 conduce și în cazul în care perioada proprie de vibrație ar fi mai mică de 0.7 s. să spunem 0.1 s sau chiar mai mică, corespunzând unor clădiri foarte rigide, în mod ipotetic pentru  $T = 0$ , rigiditatea clădirii ar fi așa de mare încât practic, în timpul unui cutremur, ea nici nu ar oscila, fără să se pună problema producerii unor avarii, oricât de mici ar putea fi. Așa stând lucrurile, rezultă că pentru un calcul seismic, în faza de proiectare, pentru o construcție foarte rigidă ( $T \leq 0,1$  s) , îi corespunde aceeași forță seismică ca și uneia mai puțin rigidă ( $0,1 < T < 0,7$  s), întrucât valoarea lui  $\beta$  este constantă ( $\beta = 2,5$ ) pentru orice valoare a lui  $T \leq 0,7$  s. Acest lucru, neconform cu realitatea, conduce la supradimensionări ale elementelor de construcții, pentru cazul celor foarte rigide.

De asemenea, în faza de expertizare a unei clădiri avariate, dacă perioada proprie  $T_0 < 0,7$  s ( $T_c = 0,7$ ),  $T_0 < 1,0$  s ( $T_c = 1,0$ ), sau  $T_0 < 1,5$  s ( $T_c = 1,5$ ), conduce la o anumită valoare a forței seismice ( practic la valoarea  $S_{nec}$  pentru calculul gradului de asigurare la acțiuni seismice,  $R = S_{cap} \cdot S_{nec}$ ), după efectuarea consolidării acesteia, perioada proprie măsurată va fi  $T_1 < T_0$ , ceea ce rezultă cu structura, așa cum este de așteptat să se întâmple, a devenit mai rigidă. Inșă paradoxul la care se ajunge , este că forța seismică calculată pentru structura consolidată ( $T_1 < T_0$ , structură rigidă ) are aceeași valoare cu forța seismică calculată pentru structura inițială avariata, aspect ce pune în dificultate pe expert, proiectant și executant de a nu ști dacă consolidarea clădirii a condus sau nu la realizarea parametrilor prevăzuți.

Trecând în revistă normativele românești pentru calculul seismic al construcțiilor, începând cu P 13 – 63, P 13 – 70, continuând cu P 100 – 78 cu o versiune în 1981 și apoi P 100 –92 realizat după o versiune din 1991, se constată că diagrama  $\beta_r - T$ , fig. 5.1, toate diagramele au pentru valori



mici ale perioadei proprii, valori  $\beta_r = \text{const.} = \text{valoarea maximă}$ . Deși în literatura de specialitate [1], se precizează că valoarea lui  $\beta_r$ , pentru valori ale lui  $T$  foarte mici, ar trebui micșorat, însă, pentru ușurința calculului se consideră limitat la valoarea maximă până la  $T = 0$ .

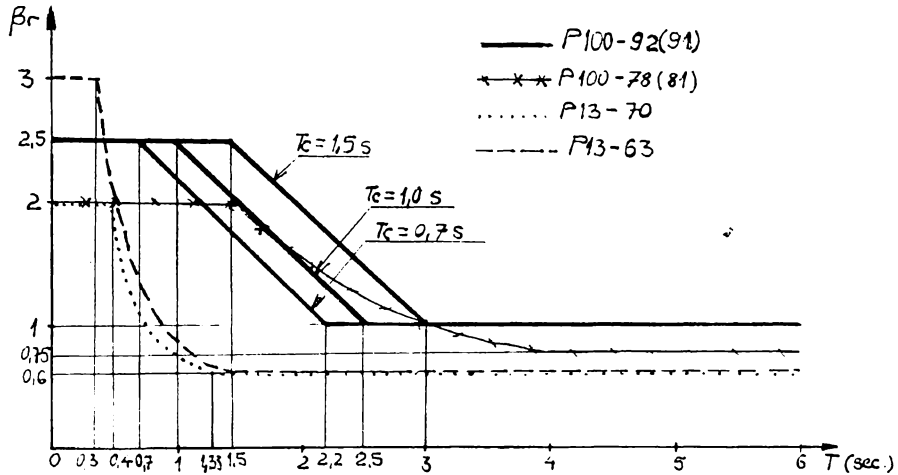


Fig. 5.1 Evoluția coeficientului  $\beta_r$  în normativele românești de calcul seismic al structurilor

Având în vedere cele mai de sus afirmate, personal, consider că valoarea lui  $\beta_r$ , corespunzătoare unei valori  $T$  foarte mici, trebuie diminuată.

Alura diagramei  $\beta_r - T$ , fig. 5.2, ar putea fi asimilată cu spectrul de răspuns elastic, prezentat în Eurocodul 8 [94], fig. 5.3, unde palierul A-B ar putea fi o dreaptă sau o parabolă oarecare, pozițiile punctelor A și B urmând a fi stabilite pe baza unor încercări experimentale pe mai multe clădiri și în zone seismice diferite.

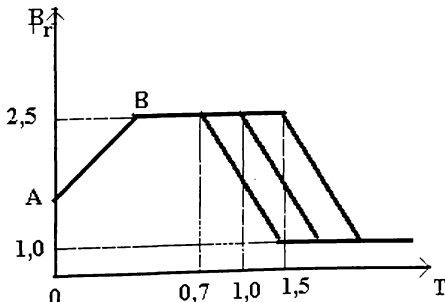


Fig. 5.2 Diagrama  $\beta_r - T$  propusă

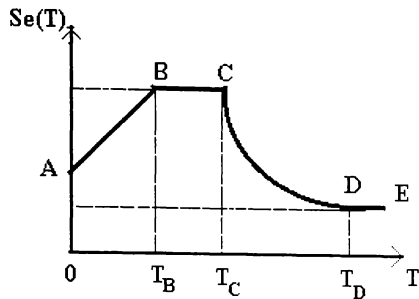


Fig. 5.3 Spectrul de răspuns elastic [94]

În concluzie se pot afirma următoarele:

- deformantele formelor proprii de vibrație ilustrează poziția punctelor de inflexiune pe clădire aspect ce este legat de rigiditatea construcției și de gradul de încastrare în teren a acesteia;
- un studiu mai detaliat al clădirilor, în special cel realizat din panouri mari, ar putea evidenția prin diferențele rigidității de nivel anumite defecte sau avarii date de monolitizări defectoase sau prezența unor articulații plastice apărute în structură;
- normativul P 100 –92 poate și trebuie perfecționat în sensul adaptării sale prin scăderea valorii lui  $\beta$  la construcții cu perioade foarte mici, rigide;
- determinarea perioadelor proprii la construcțiile avariate înainte și după consolidare ar trebui să fie făcută în mod obligatoriu pentru a se constata din punct de vedere dinamic dacă aceasta corespunde scopului propus;
- extinderea cercetărilor la nivelul terenului de fundare și al fundațiilor, în paralel cu suprastructura, reprezintă un aspect al cercetării ce trebuie continuat.

#### 5.4. CONCLUZII FINALE, CONTRIBUTII SI PROPUNERI

Deși, cercetările din ingineria seismică au făcut progrese remarcabile în studiul răspunsului structurilor, aceste progrese nu au avut întotdeauna efectele scontate deoarece, deseori, s-a neglijat rolul unor factori importanți care determină atât valoarea funcției de încărcare, cât și stabilitatea și comportarea întregii construcții, pentru care se impune luarea în considerare și masivul de pământ care conlucrează cu fundația.

Dacă, de multe ori, s-a reușit să se tragă o serie de concluzii cu privire la caracteristicile cutremurelor și a răspunsului dinamic al structurilor, totuși prin natura și amploarea avariilor cauzate de următoarele cutremure, adesea s-au infirmat concluziile cristalizate anterior, ceea ce dovedește că acțiunea seismică are un pronunțat caracter aleator. În acest sens, este necesar ca, în calculele dinamice ale încărcărilor, precum și a eforturilor pentru dimensionarea elementelor

structurii de rezistență, să se facă o evaluare cât mai apropiată de fenomenul real, a celui ipotetic. Cu alte cuvinte, este necesar ca ipotezele de calcul să modeleze cât mai fidel fenomenul real, pentru că în caz contrar, abaterile care ar putea interveni ar duce fie la o supra-dimensionare, ceea ce nu este economicos, fie la o subdimensionare, aspect ce se răsfrânge negativ asupra rezistenței și stabilității structurii. Prin urmare, cele două extreme trebuie eliminate. Evaluarea corectă, cât mai apropiată de valoarea reală, a caracteristicilor dinamice ale structurii și terenului de fundare, reprezintă, pentru inginerul structurist, un deziderat necesar dar greu de realizat. Deși s-au conturat valoric, mai mult sau mai puțin apropiate de realitate, anumite elemente probabiliste de calcul, totuși, acțiunea seismică rămâne în continuare, în bună parte, un fenomen incert, atât datorită poziției geografice unde se produc cutremurele, a intensității acestora, a adâncimii epicentrului, cât și a energiei consumate înainte și după faza violentă. Se poate afirma în mod patetic că nici un cutremur nu seamănă unul cu altul.

Obținerea de date și informații, legat în mod concret, de mecanismul de producere și de “atac” al unui seism, precum și răspunsul ansamblului structură – teren, se poate realiza numai printr-un număr mare de măsurători pe clădiri la scară naturală. Ori, foarte puține date ne sunt oferite “pe viu”, adică măsurători făcute chiar în timpul acțiunii unui cutremur, datorită imposibilității menținerii unei aparaturi mai complexe în permanentă stare de lucru, dar și din cauza defectării aparaturii curente ( seismometrelor).

Prin urmare, este nevoie a se simula un cutremur, evident la scară foarte mică, pentru a efectua măsurători pe o anumită construcție. De regulă, cele mai uzitate modalități de a produce un mic cutremur sunt așa – zisele “metode ambientale” care utilizează explozii controlate în pământ, prin șoc, datorat lovirii clădirii cu o greutate sau și mai simplu prin vibrațiile cauzate de traficul rutier. Toate aceste metode obligă pe operatorul care face măsurătorile, să mențină multă vreme aparatura în funcțiune. De multe ori, nivelul înregistrărilor făcute nu este lizibil trebuind să se facă etalonări de scală ale aparatelor, semnalul fiind ori prea puternic, ori prea slab, sau de cele mai multe ori intensitatea semnalului de bază, care interesează, este mult mai mică decât cea a parașitilor, operația ulterioară de filtrare putând duce la distorsionarea vibrației de bază, aspect ce atrage după sine repetarea măsurătorilor de foarte multe ori pentru aceeași poziție de măsurare.

Acest lucru are efect negativ, materializat în creșterea duratei măsurătorilor, consum mare de material de înregistrare ( memorie calculator, bandă magnetică, bandă de hârtie etc.), sursă de curent continuu, precum și incertitudinea datelor măsurate.

Studiul teoretic și experimental efectuat, care a stat la baza elaborării tezei, a condus la constatarea că în domeniul interacțiunii dinamice există un câmp foarte larg de cercetare, **conturându-se în prima fază ( în viziunea autorului ) necesitatea stabilirii unei metodologii, cât mai exacte, de determinare a caracteristicilor dinamice de calcul pe baza răspunsului**

**seismic al structurii.** Pentru realizarea obiectivului propus s-au studiat și conceput surse de vibrații întreținute precum și echipamente de măsurare a vibrațiilor, care să aibă performanțe ridicate; efectuarea unui volum considerabil de măsurători pe diferite clădiri la scară naturală, pentru a se crea o bancă de date necesare prelucrărilor statistice.

Teza de doctorat se adresează și se face utilă unei game largi de specialiști care activează sau au tangență cu activitatea de construcții și anume:

- a. **cercetătorilor** – prin studiile teoretice și experimentale făcute, precum și prin posibilitățile de studii ce se pot realiza în această direcție nouă de cercetare, care oferă puține elemente cunoscute;
- b. **proiectanților de structuri** – prin posibilitatea determinării în situ a unor caracteristici dinamice, prin observațiile și concluziile rezultate în urma unui număr mare de măsurători efectuate, precum și prin propunerile formulate cu privire la normativul P 100 – 92;
- c. **beneficiarilor** – prin încrederea pe care o oferă datele măsurate comparate cu cele calculate atât în cazul construcțiilor nou construite, cât mai ales construcțiilor vechi, care au suferit în timp avarii la structura de rezistență și au fost ulterior consolidate, sau construcțiile avariate pentru a li se putea aprecia, calitativ, rigiditatea de ansamblu sau pe fiecare nivel în parte;
- d. **literaturii de specialitate** – prin îmbogățirea acesteia cu studii teoretice și experimentale bazate pe concluziile extrase din consultarea a 103 titluri bibliografice și efectuarea de măsurători experimentale pe 37 de clădiri.

Din analiza critică rezultată și din studiile teoretice prezentate în finalul capitolelor 1 și 2 se desprind principalele aspecte pe care autorul și le-a propus să le studieze în cadrul cercetărilor teoretice și experimentale, o sinteză a acestora fiind prezentată în lucrare.

Deoarece în cuprinsul fiecărui capitol sunt evidențiate studiile și cercetările efectuate de către autor, în continuare se va prezenta o sistematizare a principalelor contribuții ale autorului, sub aspect teoretic și experimental privind determinarea unor caracteristici dinamice pe clădiri la scară naturală cu diverse structuri de rezistență și diferite regimuri de înălțime.

#### **5.4.1. Contribuții privind studiile făcute pentru determinarea caracteristicilor dinamice**

**5.4.1.1. Studiile teoretice** efectuate și prezentate în Capitolele 1 și 2 analizează fenomenul de interacțiune la nivelul structură – fundație – teren atât în condiții statice de solicitare (paragraful 1.1), cât mai ales în condiții dinamice de solicitare ( paragrafele 1.2, 1.3, 2.2, și 2.3 ).

Este prezentat un paralelism între modul de abordare a calcului dinamic asupra structurilor, prevăzut de normativele P 100 – 92, aflat în vigoare la ora actuală și Eurocod 8, aflat în expectativă în ideea adoptării în viitor a acestui normativ și în țara noastră, alături de celelalte țări europene.

În concluziile formulate la sfârșitul acestor două capitole se conturează clar câteva idei importante, cum ar fi :

1. adoptarea unui calcul de interacțiune statică, dar mai ales dinamică la nivelul structură – fundație – teren conduce la o evaluare mult mai reală a răspunsului structurii în timpul solicitării și deci la o dimensionare mult mai economică a construcțiilor;
2. domeniul în care este abordată problema interacțiunii dinamice este relativ nou ( la noi în țară ), se găsesc puține date care să permită niște prelucrări de natură statistică;
3. calculele sunt laborioase, necesită un volum mare de muncă întrucât se face o analiză multicriterială, doar folosirea calculatoarelor electronice cu programe de calcul adecvate, ar putea să rezolve această problemă;
4. pentru efectuarea unor calcule de interacțiune dinamică este nevoie de cunoașterea valorii de calcul cât mai apropiată de cea reală a caracteristicilor dinamice cu care se operează, astfel că determinarea acestor caracteristici constituie pașii de bază în abordarea acestei probleme.

**5.4.1.2. Studii experimentale** realizate pe diverse construcții, sunt prezentate în Capitolele 3 și 4 . În baza concluziilor rezultate din studiile teoretice, autorul lucrării s-a axat pe problema studierii modului de determinare a unor caracteristici dinamice ale structurilor. În acest sens, studiile experimentale făcute permit desprinderea următoarelor concluzii:

1. cercetările în direcția răspunsului dinamic asupra construcțiilor și a diferitelor utilaje și echipamente de solicitare dinamică, reprezintă un corolar a activității de cercetare prezentată de autor care datează de peste 15 ani;
2. studiile experimentale au fost realizate în cadrul a trei contracte de cercetare fundamentală și patru contracte de cercetare aplicativă fiind valorificate prin publicarea a opt articole în reviste de specialitate și volume de conferințe și simpozioane;
3. s-au conceput, executat și experimentat două instalații de producere a vibrațiilor întreținute în structură (paragraful 3.2 );
4. s-a conceput, executat și experimentat un lanț de aparatură și echipamente pentru achiziția, filtrarea, prelucrarea și redarea grafică a valorilor măsurate și prelucrate (paragraful 3.3.1. );

5. s-a conceput, executat și experimentat un număr de 23 de programe de calcul automat ( anexele 3.1...3.23 ) pentru achiziția, filtrarea, prelucrarea și prezentarea grafică a datelor;
6. s-a conceput și verificat experimental o metodologie de determinare a unor caracteristici dinamice ale structurii, folosind metoda vibrațiilor întreținute în structură (paragraful 3.3.2. );
7. încercările experimentale efectuate, pe un număr de 37 de clădiri, cu diverse structuri de rezistență și regimuri de înălțime, pentru determinarea unor caracteristici dinamice ( Cap.4 );
8. unele comparații și interpretări cu privire la valorile măsurate și valorile calculate cu diferite relații pentru perioadele proprii de vibrație, reprezintă o altă modestă contribuție a autorului.

#### **5.4.2. Contribuții privind conceperea, realizarea și experimentarea unor instalații de produs vibrații**

Pentru măsurarea răspunsului dinamic al unei construcții s-au folosit, până în prezent, la noi în țară, metode ambientale de producere a vibrațiilor, cum ar fi : explozii controlate, șocuri date de lovirea construcției cu o greutate, vibrații provocate de traficul rutier, etc.

Aceste metode prezintă următoarele evenimente:

- au o durată scurtă de propagare;
- aparatele trebuie ținute mult timp în funcție;
- semnalele înregistrate pot avea valori fie prea mici, fie prea mari, pentru etalonări fiind necesară repetarea de multe ori a producerii vibrațiilor;
- consum mare de materiale înregistratoare ( benzi magnetice, role de hârtie, memorie pentru calculator );
- imposibilitatea menținerii mai mult timp a sursei pe frecvențele de rezonanță;

În vederea corectării deficiențelor amintite mai sus, au fost concepute, executate și experimentate, putând fi utilizate după dorință, două instalații de generare a vibrațiilor.

**5.4.2.1. Vibrogeneratorul** prezentat la paragraful 3.2.1., permite inducerea în structură a unor frecvențe cuprinse în gama 0 la 20 Hz, a unei forțe perturbatoare de 74.3 kN. Vibrogeneratorul este antrenat de un motor electric și cu ajutorul unui variator de frecvență se poate obține orice frecvență se dorește ( fig. 3.2 și 3.3 ). În tabelul 3.1 sunt prezentate gama de mase excentrice a căror

combinație, la o anumită frecvență, conduce la obținerea unei anumite forțe perturbatoare indusă în structură.

**5.4.2.2. Oscilatorul tip pendul.** prezentat la paragraful 3.2.2, fig.3.4 și 3.5 este destinat încercărilor pe construcții cu flexibilitate mare, având perioada mai mare de 1,0 s. În mod normal gama de frecvențe realizate este cuprinsă între 0,5...9 Hz. Modificarea forței perturbatoare se face adăugând sau scăzând greutatea atașate pendulului, iar a frecvenței de oscilație se face prin alungirea sau scurtarea brațului pendulului, operație făcută în timpul mersului prin manevrarea unui motor electric. Frecvența ( perioada ) de oscilație funcție de lungimea brațului pendulului se poate obține fie din graficul prezentat în fig. 3.6, fie din tabelul 3.2.

Ambele generatoare de vibrații prezintă următoarele avantaje :

1. produc vibrații întreținute în structură;
2. permit menținerea mai mult timp pe una din frecvențele de rezonanță putând conduce la obținerea de deformații mari, cu o forță perturbatoare mai mică, pentru a putea face lizibile cotirile;
3. permit modificarea frecvenței în timpul funcționării, atât la urcare cât și la coborâre (oprire), în felul acesta se obțin frecvențele de rezonanță pentru primele 3 sau 4 moduri proprii de vibrație;
4. prinderea de structură este relativ simplă, fie cu tije din țevă cu dublu filet cu care se împănează în structura de rezistentă, fie cu juguri metalice în cazul stâlpilor;
5. durata unei încercări loco, care cuprinde transportul, montarea măsurarea pe cele două direcții ale clădirii și la torsiune generală, demontarea și întoarcerea la destinație, este de 4 – 6 ore;
6. montarea generatoarelor de vibrații s-a făcut la parterul halelor din condiții de prindere de structură, respectiv la ultimul nivel, pentru restul clădirilor, din considerente de limitare a forței perturbatoare.

#### **5.4.3. Contribuții privind conceperea, realizarea și experimentarea unui lanț de aparatură pentru măsurarea caracteristicilor dinamice**

În vederea punerii în practică a programului experimental a fost necesară conceperea și realizarea, pentru ca, apoi, să fie experimentat un lanț de aparatură pentru înregistrarea răspunsului structurii, prezentat la paragraful 3.3.1, fig. 3.7 și 3.7', compus din:

- traductori de accelerație;
- aparat pentru măsurarea parametrilor mișcării;

- translator de nivel;
- convertor analog / numeric;
- interfață serială și paralelă;
- calculator;
- imprimantă;
- convertoare digitale / analoge serial și paralel;
- aparat înregistrator x – y.

Din lanțul de aparate, o parte au existat dar a fost necesar să se facă o serie de montaje, altele au fost făcute pe plan local, asamblarea întregului lanț constituind o contribuție.

#### 5.4.4. Contribuții privind conceperea și realizarea unor programe pentru efectuarea măsurătorilor

Pentru efectuarea măsurătorilor a fost conceput și realizat un pachet de 23 de programe în limbajul C++, prezentate la paragraful 3.3.3 și în anexele 3.1...3.23.

Utilizarea limbajului C++ permite o discretizare foarte fidelă și cu viteză foarte mare achiziției datelor măsurate și prelucrate, pentru a acoperi cât mai fidel fenomenul real.

Semnalele înregistrate se caracterizează printr-un raport semnal / zgomot mic, ele fiind afectate de o serie întreagă de perturbații. Ca să se poată face prelucrarea acestor semnale, mai întâi ele trebuie supuse unor procese de filtrare și etalonare. Pentru a răspunde dezideratului propus pentru efectuarea măsurătorilor, din pachetul de 23 programe, amintit mai sus, fac parte seturile de programe:

1. **programe pentru achiziții date** în care intră programul pentru achiziția semnalului de etalonare și programele pentru achiziția semnalului pe un canal, pe 2, 4, și 8 canale cu subrutinele lor (fig. 3.8...3.11 și anexele 3.1...3.4). Conceperea de programe pentru un canal, 2, 4, 8 canale a fost dictată de mai mulți factori: structura internă a aparaturii, viteza de lucru, tipul de structură;
2. **programe pentru filtrarea semnalului înregistrat**, cuprind programul de filtrare pentru un canal, 2, 4, 8 canale (anexele 3.5...3.8);
3. **programe de prelucrare a datelor înregistrate** cuprind: program test memorie, program test memorie folosind un tablou sau 4 tablouri, program citire fișier binar, program test pentru prelucrarea fișierului de date cu ajutorul tablourilor, program de calcul principal, program de trasare după prelucrarea datelor prin filtru trece sus, program de trasare semnal din 8 canale după filtrare, programe de trasare semnal dintr-



un canal și respectiv din 2, 4, 8 canale. În această etapă se realizează tablouri cu valorile perioadelor (frecvențelor), a amplitudinilor, se trasează spectru normalizat și se permite vizualizarea prin derulare pe monitor sau tipărire a celor 102 pagini ce cuprinde întreaga înregistrare. Schema programului principal de lucru este dată în fig. 3.12, iar programele sunt prezentate în anexele 3.9...3.20.

- 4. programe de prezentare grafică a datelor prelucrate** cuprind: program de trasare semnal de etalonare, program de trasare înfășurătoare semnal din canalul selectat și program de trasare deformată (anexele 3.21...3.23).

Acest set de programe permite afișarea spectrului de frecvență normalizat sau în faza de achiziție, a deformantei clădirii la orice perioadă de vibrație se dorește.

În cadrul programului de etalonare, la faza de achiziție semnal, se realizează etalonarea datelor achiziționate pe baza unui semnal cunoscut (fig. 3.13 și relațiile 3.4, 3.5).

#### **5.4.5. Contribuții privind elaborarea și finalizarea unor tehnologii de măsurare a vibrațiilor**

În această lucrare, la paragraful 3.3.2 sunt prezentate două metodologii de lucru corespunzând celor două tipuri de surse de vibrație folosite:

**5.4.5.1. Tehnologia de lucru folosind vibrogeneratorul** (paragraful 3.3.2) cuprinde următoarele faze:

- montarea și rigidizarea în structura de rezistență construcției a vibrogeneratorului pe direcția transversală a clădirii;
- fixarea traductoarelor în punctele prevăzute;
- montarea și verificarea funcționării aparatelor de măsură și înregistrare;
- se execută un program test pentru a se confirma funcționarea corectă a aparaturii, punând în funcțiune vibrogeneratorul și parcurgând toată gama de frecvență atât la urcare cât și la coborâre, urmărind nivelul semnalelor, operând schimbarea capetelor de scală acolo unde este cazul: după această etapă aparatura se consideră gata de lucru;
- se pornește vibrogeneratorul, în paralel cu aparatura de achiziție semnale și se parcurge încet banda de frecvență de la minim la maxim și apoi iar la minim, apoi se oprește;
- se vizualizează datele înregistrate și dacă înregistrarea este bună, măsurătoarea se consideră gata, dacă nu, se modifică capetele de scală, acolo unde este cazul, apoi se reia operația de înregistrare;

- se montează aparatura pe direcția longitudinală și se repetă operațiile descrise mai sus, iar pentru torsiunea generală se fixează mai mulți traductori în același plan orizontal, de regulă, la capetele clădirii, reluându-se procesul de mai sus;
- se deconectează de la rețea și se demontează întreaga aparatură urmând a fi transportată și depozitată la laborator.

#### **5.4.5.2. Tehnologia de lucru folosind vibratorul de tip pendul (paragraful 3.2.2 )**

cuprinde următoarele faze:

- se montează vibratorul rigidizându-se de structura de rezistență a clădirii;
- se montează traductorii de accelerație în punctele prevăzute;
- se fixează masele adiționale de pendul la lungimea maximă a brațului pendulului;
- se montează și se verifică aparatura de măsurare a vibrațiilor;
- se ridică masa pendulului până la orizontală și apoi i se dă drumul concomitent cu lansarea programului de achiziție, modificând lungimea brațului până la minim și apoi parcurgând în sens invers până la lungimea maximă a pendulului, operație făcută cu ajutorul motorului electric de antrenare;
- se verifică înregistrarea făcută și se corectează capetele de scală, apoi se reia operația de vibrare și înregistrare până când citirile sunt corecte;
- se demontează întreaga aparatură, după ce înainte a fost deconectată de la rețeaua electrică și se transportă la laborator.

#### **5.4.6. Contribuții privind interpretarea rezultatelor experimentale și completarea literaturii de specialitate cu materialul experimental rezultat**

Pe baza măsurătorilor făcute, prezentate în Cap. 4 , precum și a interpretărilor formulate la paragrafele 5.1, 5.2 și 5.3, se conturează următoarele concluzii:

1. perioada proprie măsurată se apropie cel mai mult de cea calculată după normativul P 100 – 92 la structurile din diafragme prefabricate cu S + P + 4E, structurile din zidărie cu sâmburi din beton și la hale parter din cadre de beton, diferențele fiind în medie între 0 și 34 %, față de normativul Eurocod 8 diferențele sunt până la dublu și chiar mai mult față de valoarea măsurată; din grupul de relații empirice folosite, relația dată de Ifrim conduce la perioade proprii mai apropiate ca valoare de cele măsurate ( tabelele 5.1 ...5.5 ) ;

2. perioada proprie de vibrație măsurată pe clădiri este mai mică decât valorile perioadelor fundamentale calculate după P 100 – 92 . în medie cu 23 % ( maximele ajungând până la 141 % ) și EC 8. în medie cu 68 % ( maximele ajungând până la 305 % ). Acest lucru arată că ambele normative consideră structura de rezistență a clădirii . pentru calculele de rezistență, mai puțin rigidă decât este ea în realitate ( tabelele 5.1...5.5 );
3. perioada proprie calculată după P 100 – 92 este mai mică decât cea similară calculată după EC 8 , rezultând că normativul românesc consideră, pentru calcule, structura mai rigidă decât normativul european: diferențele sunt neglijabile pentru hale parter, respectiv de câteva zeci de ori mai mici pentru clădirile din diafragme de beton cu înălțimea de până la  $S + P + 4E$ ;
4. fracțiunea din amortizarea critică  $v$  are valori cuprinse între 0,042...0,26; valorile spre limita inferioară sunt specifice clădirilor înalte și flexibile precum și halelor parter fără anexe, iar cele cu valori care tind către limita superioară corespund clădirilor joase, rigide, cu structura din diafragme, hale parter cu anexe laterale având structura legată rigid de cea a halei ( tabelele 4.2, 4.4, 4.6... 4.10 );
5. valoarea fracțiunii din amortizarea critică pentru o clădire fundată pe un strat de argilă prăfoasă umedă ( teren coeziv ) , în comparație cu o altă clădire fundată pe un strat de nisip mijlociu ( teren necoeziv ), îndesat și inundat, a scăzut cu 49 % . iar perioadele proprii a primelor trei moduri de vibrație, măsurate în aceleași condiții au scăzut și ele cu până la 29 % ( tabelele 4.7 și 4.8 );
6. prezența apei subterane la nivelul tălpii fundației conduce la o scădere a valorii lui  $v$  cu până la 44 % ( tabelul 4.10 pct. 4.6.5. și tabelul 4.7 );
7. s-a constatat că o pernă din balast, de 80 cm grosime, amplasată sub talpa fundației conduce la o creștere a perioadei proprii cu 34,6 % și a fracțiunii  $v$  cu 24,2 %, rezultând deci, că o construcție fundată pe o pernă din balast are o rigiditate mai redusă la nivelul teren – fundație producându-se o disipare de energie mai mare în această zonă ( tabelele 4.4 și 4.10 );
8. construcțiile cu subsol au valoarea lui  $v$  mai mare decât cele fără subsol ( tabelele 4.2, 4.4, 4.6...4.10 );
9. halele parter cu structura în cadre având anexe laterale față de cele fără anexe au perioada proprie mai mică cu circa 60 %, iar valoarea lui  $v$  mai mare de 2...3 ori (tabelele 4.2 și 4.9 );
10. calculul perioadei proprii echivalente, care ține cont de efectul primelor trei moduri proprii de vibrație, după relația 5.2 din lucrare, dată de Chopra, a condus, față de relația

- 5.1 din lucrare, dată în P 100 – 92, la diferențe pentru clădiri joase, gen hale parter, de ordinul a 24 %, pe când la clădirile înalte cu structura în cadre metalice diferența este doar de 4 % ( tabelul 5.6 );
11. relațiile de calcul date de normativele P 100 – 92, EC 8 și o serie de formule empirice, cunoscute în literatura de specialitate, pentru determinarea perioadelor proprii de vibrație, nu au la bază elemente definitorii concrete legat de rigiditatea de ansamblu sau locală a structurii, ci numai elemente topologice ale acesteia, cum ar fi: numărul de nivele, înălțimea și lățimea construcției, etc., ceea ce face ca diferențele dintre valorile calculate față de cele măsurate să fie uneori foarte mari;
  12. metodologia prezentată permite determinarea perioadelor proprii de ordin superior al unei structuri, aceasta definind mult mai fidel comportamentul său real, avantaj obținut doar de valorile oferite de programele de calcul dinamic, dar care au la baza calculului o serie de ipoteze simplificatoare, ceea ce conduc la o îndepărtare față de realitate: singurele valori reale, s-au cât mai apropiate de realitate, sunt cele măsurate permițând astfel efectuarea unui calcul dinamic de interacțiune al ansamblului structură – fundație – teren;
  13. măsurarea amplitudinilor maxime, în dreptul fiecărui etaj și trasarea deformantei unei construcții, permite, ca prin compararea cu deformanta ipotetică de calcul, să se tragă concluzii asupra nivelurilor clădirii care au rigidități mai mari sau mai mici decât cele estimate în calcule: extrapolând cele afirmate se pot evidenția zone cu avarii sau deficiențe de execuție în clădirea analizată;
  14. măsurătorile pentru determinarea caracteristicilor dinamice efectuate la o clădire avariata, înainte și după consolidare, permit evaluarea rigidității acesteia și estimarea calitativă a capacității portante dobândite după efectuarea lucrărilor de consolidare;
  15. măsurătorile experimentale efectuate permit realizarea unei comparații reale și corecte cu normativul EC 8, analiză utilă făcută înainte de a se adopta și în țara noastră, acest normativ, ca normă obligatorie.

#### **5.4.7 Propuneri desprinse din studiile realizate**

Studiile și cercetările teoretice și experimentale efectuate de autor au condus la formularea următoarelor propuneri :

##### **5.4.7.1. Propuneri pentru modificarea normativului P 100 –92 :**

1. se propune modificarea curbei  $T - \beta_r$ , fig. 5.1 din lucrare, în contextul reducerii valorii coeficientului  $\beta_r$ , pentru calculul forței seismice, la clădirile cu perioade proprii foarte

mici ( rigidități foarte mari ). forma acestora fiind ca cea din fig. 5.2; asemănătoare cu curba spectrului de răspuns ( fig. 5.3 ). Motivația acestei propuneri rezidă din faptul că pentru structuri foarte rigide (  $T < 0,2$  s ) forța seismică ar avea aceeași valoare ca pentru structuri mai puțin rigide (  $T > 0,2$  s );

2. autorul propune înlocuirea relației de calcul pentru compunerea efectelor modurilor proprii superioare de vibrație. relația 5.1. cu relația 5.2. dată de Chopra. care ține seama de perioadele proprii de vibrații și fracțiunea din amortizare critică. apropiindu-se mult mai bine de fenomenul real;

#### **5.4.7.2. Propuneri pentru continuarea cercetărilor în vederea obținerii a cât mai multor date experimentale spre a se putea trage concluzii afine asupra fenomenului real**

Autorul consideră ca necesare de realizat următoarele:

1. continuarea cercetărilor în direcția determinării în situ a caracteristicilor dinamice a întregului ansamblu construcție – fundație – teren. în vederea acumulării a cât mai multor valori utile;
2. extinderea cercetărilor pentru evidențierea valorii lui  $v$  la terenuri îmbunătățite prin diferite procedee. știut fiind faptul că s-a mizat până acum doar pe latura statică și nu s-a făcut o analiză în condiții dinamice dacă aceste îmbunătățiri au rolul și cât anume la disiparea energiei seismice indusă în structură la nivelul teren – fundație;
3. extinderea cercetărilor pentru găsirea unor modalități de depistare cantitativă a deficiențelor de execuție sau a avarilor survenite în structura de rezistență a unei construcții;
4. extinderea cercetărilor de teren în vederea corelării perioadei de colț  $T_c$ . dată în P 100 – 92, cu perioada proprie a terenului de pe amplasamentul unei construcții. a fracțiunii din amortizarea critică. a coeficienților elastici ai terenului de fundare. necesitând a fi dați ca elemente definitorii în studiul geotehnic întocmit pe amplasamentul respectiv;
5. continuarea cercetărilor în ideea obținerii unor corelații cantitative privind capacitatea portantă a unei structuri consolidate față de situația inițială când aceasta era avariata. pe baza caracteristicilor dinamice măsurate;
6. direcționarea cercetărilor pe înălțimea fiecărui nivel. atât la construcțiile în cadre. cât și la cele cu diafragme. pentru a se stabili exact deformanta pe elementele verticale de rezistență și mai ales de a se găsi poziția punctelor de inflexiune. știut fiind faptul că forma diagramei de momente urmărește deformată. în felul acesta apreciind mai bine valoarea normelor încovoietoare pe elementele verticale.

## BIBLIOGRAFIE

1. AGENT R. - Expertizarea și punerea în siguranță a clădirilor existente afectate de cutremure, Ed. Fast Print, București, 1998.
2. ANASTASESCU D. - Considerații asupra efectului deformațiilor de lungă durată în calculul spațial de conlucrare dintre structură , fundație și terenul de fundare. A-IV-a Conf. de Geot. și Fund. , Timișoara , sept. 1975.
3. ANASTASESCU D. - Unele aspecte ale interacțiunii dintre suprastructură, fundație și terenul de fundare la clădirile multietajate. A-VII-a Conf. de betoane, Iași, oct. 1975.
4. ANASTASESCU D., GADEA A.- Observații asupra efectului deformațiilor plastice ale terenului de fundare în proiectarea antiseismică a structurilor din beton armat. A-VIII-a Conf. Naț. de Geot și Fundații, 25-28 sept. Iași, 1996.
5. ARSENI G., VOICULESCU M., IONESCU M. - Soluții de consolidare a construcțiilor avariate de cutremure, Ed. Tehnică, București, 1997.
6. AVRAM C. , ANASTASESCU D. - Structuri spațiale, Editura Acad. RSR, București, 1978.
7. BALLY R. J. - Cu privire la comportarea loessurilor la seism. A-VIII-a Conf. de Geot. și Fundații, Iași, 25-28 sept. 1996.
8. BARKAN D.D. - Dynamics of Bases and Foundations, New York, San Francisco, Toronto, London, Mc Grow- Hill Book Company, 1962.
9. BALAN S., CRISTESCU V., CORNEA I. - Cutremurul de pământ de la 4 martie 1977 . Ed. Academiei RSR, București, 1982.
10. BELEȘ A.- Cutremurul și construcțiile. Buletinul Soc. Politehnicii, Anul XL, nr .10 și 11, București, 1941.
11. BELEȘ A. și IFRIM M. - Aspecte actuale ale calcului construcțiilor la cutremur. Revista de Studii și Cercetare de Astronomie și Seismologie, anul IV, nr 2, București, 1961
12. BELEȘ A. și IFRIM M. - Engineering Aspects of Earthquakes in Romania in the Light of Modern Investigation. Proc. 2 WCEE, Tokio, Japan, 1960.

13. BELEȘ A., MIHĂILESCU CL., MIHĂILESCU ST. – Calculul construcțiilor amplasate pe terenuri deformabile . Editura Academiei RSR. București, 1977.
14. BORGES J. F., CASTANETHA M. - Siguranța structurilor. Ed. Tehnică. București, 1973.
15. BOREA E., MANOLIU I., PATARNICHE M.- Studiul actual al problemei conlucrării construcției cu terenul de fundație. Buletinul Stiințific al Institutului de Construcții. București. XII. 3.7-16,1969.
16. BUZDUGAN GH. - Dinamica fundațiilor de mașini. Ed. Academiei RSR. București, 1968.
17. BUZDUGAN GH. – Izolarea antivibratoare a mașinilor. Editura Academiei RSR. 1980. București.
18. BUZDUGAN GH. –Măsurarea vibrațiilor mecanice. Ed. Tehnică. 1964. București.
19. BUZDUGAN GH., MINCĂ I. - Experimental values of the dynamic coefficients of subgrade reaction  $C_z$ ,  $C_v$ ,  $C_w$ ,  $C_n$ . Symposium Dynamics of Machine Foundations. 1985 . București.
20. BUZDUGAN GH., PETCU L., RADEȘ M. - Vibrațiile sistemelor mecanice. Ed. Ac. RSR. București, 1975.
21. CHAMECKI.S. - Calcul des tassements progressifs des fondations, en tenant compte de l'interaction de structures et du sol, AITBT, 261, Sept. 1969, 1320-1334. Paris.
22. CHIRIAC P., RAILEANU P. - Influența unor proprietăți ale terenului de fundare asupra calculului și comportării în timp a structurilor unor construcții. A-VIII-a Conf. de Geot. și Fund. Iași. 25-28 sept. 1996.
23. CHOPRA A. K., GUTIERREZ J. A. – Earthquake Analysis of Multystory Buildings Including Foundation Interaction. Report EERC. 73-14 University of California, Berkley, 1997.
24. CIESELKI R. – Ocena szkodiwości wpřywów dynamicznych w budownictwie, Arkady, Warszawa, 1973.
25. COȘOVLIU O., MIHĂILESCU C.- Aspecte ale conlucrării construcțiilor cu terenul de fundație tasabil, A-II-a Conferință de Geotehnică și Fundații. 3-5 iunie 1971. București.

26. DIMOIU I. - Inginerie seismică. Centrul de multiplicare al I.P. Timișoara. Timișoara 1988.
27. DRON A. - Probleme de fundații în practica amenajărilor hidroameliorative. Ed. Ceres. București 1987.
28. GHERSEVANOV N.M.- Funkționalnîe prerivaleli ih primenenie v stroitelnoi mehanika, sbornik.VIOS No. 1 , 2, ONTI, Gostroizdat, 1933, 1934.
29. GRASSHOF H. - Influence of 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. 4<sup>th</sup>, 1 , p. 300-306 (1957).
30. GRECU V. - Interacțiunea dintre o grindă cu încastrări glisante și un mediu vâsco-elastic. A-VIII-a Conf. de Geot. și Fundații. Iași. 25-28 sept.. 1996.
31. HAIDA V., BUTUMAN V., PETROVICI V., JURCA A., MIRCEA I., LASZLO E. - Studii privind transmiterea prin teren a vibrațiilor generate de consolidarea dinamică a pământului și influența lor asupra unor lucrări de fundații. pe platforma industrială Hârșova . A-VIII-a Conf. Naț. de Geot. și Fundații. 25-28 sept. 1996, Iași.
32. HANGAN S., CRAINIC L. -Concepte și metode energetice în dinamica construcțiilor. Ed. Academiei RSR. București. 1980.
33. HARIS C.M. și CREDE CH.E. - Șocuri și vibrații, vol 1-3. Ed. Tehnică. București. 1968.
34. HSIEH TSO KUNG - Foundation Vibrations. Proceedings of the Institution of Civil Engineers, 22, June (1962).
35. HAIDA V. PANTEA P. – Fundații și procedee de fundare. vol I, II, III. Centrul de multiplicare IPT. Timișoara. 1984.
36. HUSID R. - Cálculo del periodo fundamental de vibracion de edoficos con rigidez de corte. Revista del IDIEM, vol. 2, nr. 2., Agosto. Santiago, Chile, 1963.
37. HUSID R. - Anlisis de termotos. Revista del IDIEM, nr. 8. Santiago, Chile, 1969.
38. IFRIM M. - Calculo del period fundamental de vibracion de edoficios, Revista del IDIEM, vol.5, nr.1, Santiago. Chile. 1966.
39. IFRIM M. - Contribution to the Problem of Buildings Vibrations During Earthquake. Revue de Mécanique Appliquée. tome III, nr. 2. București. 1988.



40. IFRIM M. - Contribuții la elaborarea unor teorii unitare privind comportarea și calculul structurilor etajate la acțiuni seismice. Teză de doctorat, București, 1969.
41. IFRIM M. - Dinamica structurilor și inginerie seismică. Ed. Didactică și Pedagogică București, 1984.
42. IFRIM M., DOBRESCU AL. - Aplicații în analiza dinamică a structurilor și inginerie seismică. Ed. Didactică și Pedagogică, București, 1974
43. ISHIHARA K.- Evolution of soil properties for use in earthquakes response analysis. International Symposium on Numerical Methods in Geomechanics, Zürich, 1982.
44. JENNIGS P. Equivalent viscons damping for yielding structures. Journal of the Engineering mechanics Division, Nr. 2, 1986.
45. JURCA A. – Determinarea in situ a coeficienților elastici în terenuri cu caracteristici îmbunătățite. Revista Studii și cercetări. INCERC Timișoara. Nr. 2/1988.
46. JURCA A., ROȘU I., LASZLO E. - Influența vibrațiilor produse de instalația de spart fonta asupra clădirilor din apropierea Uzinei de reparații Tg. Jiu. A VIII-a Conferință Națională de Geot.și Fundații. 25-28 sept. 1996. Iași.
47. KEINZEL E. - Calculul conlucrării construcțiilor în cadre de beton armat cu terenul de fundație. Revista Construcțiilor și Materialelor de Construcții. 12.629-632. 1967.
48. MAJOR A. - Berechnung und Planung von Maschinen und Turbinen fundamenten. Verlag der Ungarischen Akademie der Wissenschaften, Budapest und Veb Verlag für Bauwesen, Berlin. 1961.
49. MARINOV R.- Probleme de stabilitate dinamică în construcții. Editura Tehnică, 1985, București.
50. MATEESCU D.- Clădiri înalte cu schelet din oțel. Ed. Academiei Române, București, 1997.
51. MANOIU O. - Cutremurele și protecția antiseismică a construcțiilor. Ed. Tehnică, București, 1985.

52. MARMUREANU GH., COJOCARU E., BALAN F., VASILE I. - Influența caracteristicilor dinamice ale pământurilor asupra răspunsului dinamic al terenului. A-V-a Conf. de Geot. și Fundații . Cluj-Napoca, sept., 1983.
53. MELE M. - Interazione terreno-struttura în prospettiva sismica. Collana di ingegneria strutturale, no. 6, Udine, 1990.
54. MIHAILESCU CL. - Cercetarea și calculul interacțiunii structură-fundație-teren, ținând seama de comportarea neliniară și neelastică a terenului de fundație. Teză de doctorat, București, 1973.
55. MIHAILESCU CL. - Interacțiunea structură-fundație teren prin metoda elementelor finite. Sesiunea de Comunicări Științifice Academia RSR. București, 12-13 Dec. 1974.
56. MIHAILESCU CL. - Interacțiunea structură-fundație teren prin metoda elementelor finite. Sesiunea de Comunicări Științifice Academia RSR. București, 12-13 Dec. 1974.
57. MORARU S.- Comportarea construcțiilor la seisme . Ed. Tehnică. București. 1989.
58. MORARU S.- Seismele și acțiunea lor asupra construcțiilor . Ed. Tehnică, București. 1984
59. NEGOIȚA AL. și colab. - Aplicații ale ingineriei seismice, vol.I., Ed. Tehnică. București. 1988 .
60. NEGOIȚA AL., UNGUREAN N., BARBAT H. - Asupra influenței deformațiilor generale ale terenului în calculul dinamic și seismic al structurilor rigide. A IV a Conferință de geotehnică și fundații . vol. II. Iași, sept. 1979.
61. PANTEA P. - Considerații teoretice privind atenuarea undelor în pământ prin ecranare . A-VIII-a Conf. Naț. de Geot și Fund., 25-28 sept. 1996, Iași.
62. PARMELEE R.A. – Building Foundation Interaction Effects. Journal of the Engineering Mechanics Division, ASCE, vol. 93, no. EM 2, 1967.
63. PERLEA V., PERLEA M. - Posibilități de evidențiere a lichefiabilității nisipurilor în terenurile de fundație. A-IV-a Conf. de Geot. și Fundații, Iași, sept. 1979.
64. PERLEA V., PERLEA M. - Stabilitatea dinamică a terenurilor nisipoase. Ed. Tehnică. București. 1984.

65. PAUNESCU M. - Imbunătățirea terenurilor slabe în vederea fundării directe : Ed. Tehnică. București. 1980.
66. PAUNESCU M. - Tehnica vibrării în realizarea fundațiilor. Ed. Facla. Timișoara. 1979.
67. PAUNESCU M. GRUIA A., HAIDA V., VARGA L., JURCA A. - Soluții de fundare pentru o centrală electrică de termoficare situată în zonă seismică. A-V-a Conf. Națională de Geot. și Fund. Cluj – Napoca. 1-3 sept. 1983. vol. III.
68. PAUNESCU M., JURCA A. - Coefficients of elasticity for improving the soil by ballast plots , determined in situ, Symposium Dynamics of Machine Foundations. 1985. București.
69. PAUNESCU M., KELLER E.- Unele posibilități de apreciere a lichefierii . A-IV-a Conf. de Geot. și Fundații. Iași. sept. 1979.
70. PAUNESCU M., POP V., SILION T. - Geotehnică și fundații. Ed. Didactică și Pedagogică. București. 1983.
71. PAUNESCU M., VASILONI N., JURCA A. - Aplicarea deciziilor fuzzy la stabilirea variantelor optime de fundare. A-III-a Conf. Națională de cibernetică. 3-4 oct. 1985. București.
72. PAUNESCU M., VATA I., BOGDAN I., MIHU P., JURCA A., LASZLO E. - Studii privind proiectarea. executarea și experimentarea agregatului de vibropresare și percuție AVPP-1. Revista Mecanizarea construcțiilor. Nr. 2/1985.
73. POSEA N. - Calculul dinamic al structurilor. Ed. Tehnică. București. 1991 .
74. RADEȘ M.- Forced Vibrations of a Rigid Body on a Three Parameter Foundation , Int. J. mech. Sci., Pergamon Press. 13 (1971).
75. RADEȘ M.- The Dynamic of Bases and Foundations. Environmetal Pollution Management , 1, 3. December. (1971).
76. SCHULTZE E., MUHS H. - Bodenuntersuchungen für Ingenieurbauten, Berlin, Heidelberg, New York, Springer-Verlag, 1967.
77. SCORDALIU I., HAIDA V., LASZLO E., PETROVICI V. - Determinarea experimentală a caracteristicilor dinamice ale structurilor și terenului de fundare. A-VIII-a Conf. de Geot. și Fundații. Iași. 25-28 sept. 1996.

78. SCORDALIU I., JURCA A., LASZLO E., MIRCEA I.- Studii și experimentări privind caracteristicile dinamice ale structurilor de hale industriale ( nepublicate). Simpozionul " Reducerea riscului seismic al construcțiilor industriale". București. 14-15 mai 1998.
79. SOLIMAN J. I. - Criteria for permissible levels of industrial vibrations with regard to their effect on human beings and buildings, RILEM Symposium, Budapest, 1963 .
80. SUKO M. and ADAMS P. F. - Empirical Formula for Fundamental Natural Period. J. S.D. , Proc.ASCE, vol.101, No.ST2. February , 1971.
81. SUKO M. and ADAMS P. F. - Empirical Equation for the Fundamental Natural Period . Second Canadian Conference on Earthquake Engineering, Ontario, Canada. June, 1975.
82. TOKIMATSU K., HOSAKA Y.- Effects of simple disturbance on dynamic properties of sand. Soils and Foundation, vol. 26, nr . 1, 1986.
83. UNGUREANU N., CIONGRADI I., STRAT L. - Framed Structure-Foundation Beams, Soil Interaction. International Symposium on Soil Structure Interaction, Ian. 3-7, India. 1977.
84. VAICUM AL. - Condiții de amplasament în ingineria seismică. Ed. Academiei RSR, București. 1985.
85. VASILONI N., HAIDA V., JURCA A.- Aspecte privind comportarea neliniară a pământurilor și prelucrarea matematică a datelor experimentale. Simpozionul Național de Informatică în Construcții SNIC. 26-27 mai 1988 . Timișoara.
86. WHITE R.G., MANERING M.E.J. - Techniques for measuring the vibration transmission characteristics of the ground. Journal of the Society of Environmental Engineers . March , 1975.
87. WHITE J.E. - Seismic Waves Radiation Transmission and Attenuation. Mc. Grow Hill Book Company, Inc. New York , 1965.
88. \* \* \* DIN 4024- - Stützkonstruktionen für ratierende Maschinen.
89. \* \* \* DIN 4025 – Richtlinien für Hammerfundamente von Schniedehämmern mit feststehendem Amboss.

90. \* \* \* DIN 45665 – Schwingstärke von rotierenden electrischen Maschinen der Baugrößen 80 bis 315.
91. \* \* \* ISO/ TC 108 – Guide for the Evaluation of Human Exposure to Whole - Body Vibration. Proposal of the Secretariat, June 1970.
92. \* \* \* ISO 2372-1974 - Mechanical Vibration of Machines with Operating Speeds from 10 to 200 rps.
93. \* \* \* ISO/TC 108- Mesurement and Recommended Limits of the Vibration Severity of certain Rotating Electrical Machinery with Shaft Heights between 80 and 400 mm. Proposal February 1970.
94. \* \* \* Eurocode 8 – Design of structures for earthquake resistance, 1992.
95. \* \* \* P100-92 - Normativ pentru proiectarea antiseismică a construcțiilor.
96. \* \* \* Contract INCERC Iași nr. 609/1997. Analiza influenței interacțiunii structură – fundație – teren de fundație asupra răspunsului seismic.
97. \* \* \* Contract INCERC TIMIȘOARA nr 10.789/87. Incercări pentru determinarea perioadelor proprii de vibrații la blocuri din panouri mari cu P+4E din zona I.I.de la Brad și Dorobanți. Timișoara. Beneficiar TAGCM Timișoara. Autori : ing. V. Petrovici, ing. A. Jurca, mat E. Laszlo, ing. I. Mircea.
98. \* \* \* Contract INCERC TIMIȘOARA nr. 10916/1988. Studii privind transmiterea în teren a vibrațiilor generate de consolidarea dinamică a pământului și influența lor asupra lucrărilor executate pe platforma industrială Hârșova. Beneficiar T.A.G.C.I. - Antrepriza de Constructii industriale Hârșova. Autori : ing. V. Petrovici, ing. A. Jurca, ing. I. Mircea, mat E. Laszlo.
99. \* \* \* Contract INCERC TIMIȘOARA nr. 1522/92 . Cercetări privind construcțiile vechi, din zona de vest a țării prin determinarea caracteristicilor dinamice. Beneficiar M.L.P.A.T. Autori : dr. ing. I. Scordaliu, ing. A. Jurca, ing. V. Petrovici, mat. E. Laszlo.
100. \* \* \* Contract INCERC TIMIȘOARA nr. 11064/1992. Influența vibrațiilor produse de instalația de spart fontă asupra clădirilor de locuit din apropiere. Beneficiar Regia Autonomă a Lignitului Târgu-Jiu. Autori : ing. A. Jurca, ing. I. Roșu, mat. E. Laszlo.

101. \* \* \* Contract INCERC TIMIȘOARA nr. 1596/1994. Influența vibrațiilor produse de instalația de îmbunătățire a terenului de fundare prin batre la Catedrala Ortodoxă Română Arad asupra clădirilor vecine . Beneficiar SC Proiect SA Arad. Autori: ing. A.Jurca, ing. I. Mircea, mat E. Laszlo.
102. \* \* \* Contract INCERC TIMIȘOARA nr.9/1996. Cercetări pentru determinarea caracteristicilor dinamice ale clădirilor realizate cu diferite structuri și regim de înălțime până la P+10 E- Beneficiar M.C.T. Autori : dr. ing. I. Scordaliu, ing. A. Jurca, ing. V. Petrovici, mat. E. Laszlo.
103. \* \* \* Contract INCERC Timișoara nr. A.34/1997. Studii și cercetări pentru determinarea experimentală a caracteristicilor dinamice ale structurilor halelor industriale parter și etajate. ale terenului de fundare și studiul unor aspecte de interacțiune structură-teren. Beneficiar M.C.T. . Autori dr. ing. Scordaliu, ing. A. Jurca, ing.I. Mircea, mat. E. Laszlo

## CUPRINS

<b>INTRODUCERE</b>	1
<b>CAP.1 STUDIU DOCUMENTAR CU PRIVIRE LA CONLUCRAREA STRUCTURA – FUNDATIE – TEREN</b>	1
1.1 CU PRIVIRE LA CONLUCRAREA STRUCTURA – FUNDATIE – TEREN IN CONDITII STATICE DE SOLICITARE	1
1.1.1. Aspecte generale de conlucrări statice	1
1.1.2. Analiza cauzelor ce pot conduce la neconcordanțe între calcule și măsurători	4
1.1.2.1. Faza de proiectare	4
1.1.2.2. Faza de determinarea caracteristicilor fizico – mecanice ale pământurilor	5
1.1.2.3. Faza de execuție	6
1.1.2.4. Faza de măsurători	6
1.1.3. Cu privire la parametrii care influențează interacțiunea structurii – fundație – teren	7
1.1.3.1. Influența “structurii” asupra interacțiunii fundație – teren	7
1.1.3.2. Influența factorului “fundație” asupra interacțiunii construcție – teren	8
1.1.3.3. Influența factorului “teren” asupra interacțiunii structură – teren	10
1.1.4. Ipoteze de calcul în mecanica pământurilor și mecanica structurilor	10
1.1.4.1. Ipoteza mediului continuu și limitele sale	11
1.1.4.2. Ipoteza liniarității geometrice	11
1.1.4.3. Ipoteza liniarității fizice	12
1.1.4.4. Ipoteza elasticității reale	12
1.1.4.5. Ipoteza izotropiei	13
1.1.4.6. Ipoteza omogenității	13
1.1.5. Metodele de calcul pentru terenul de fundare în metodele clasice	14
1.1.5.1. Modelul Winkler	14
1.1.5.2. Modelul Grasshoff	15
1.1.5.3. Modelul combinat Winkler – Bonssinesq	16
1.1.5.4. Modelul Winkler cu doi coeficienți de rigiditate	16
1.1.5.5. Modelul Wiegardt	17
1.1.5.6. Modelul Filonenko – Borodici	18
1.1.5.7. Modelul Boussinesq	18
1.1.5.8. Modelul semispațiului elastic liniar cu modulul de deformare crescând cu adâncimea	19
1.2. CATEVA ASPECTE CU PRIVIRE LA COMPORTAREA PAMANTURILOR SUB ACTIUNI DINAMICE	20
1.2.1. Despre tasarea nisipurilor uscate	20
1.2.2. Lichefierea pământurilor necoezive	21
1.2.3. Asupra propagării vibrațiilor în teren	24
1.2.3.1. Despre undele ce se formează la transmiterea vibrațiilor	24
1.2.3.2. Despre proprietățile de amortizare ale terenurilor	27
1.2.3.3. Atenuarea vibrațiilor cu creșterea distanței de sursă	31
1.2.3.4. Efectul ecranelor în calea undelor	32
1.2.4. Criterii de apreciere a nivelului vibrațiilor	33
1.3. ACTIUNEA SEISMICA ASUPRA CONSTRUCTIILOR	41

1.3.1. Mecanismul de producere a cutremurilor	42
1.3.2. Acțiunea cutremurului asupra construcțiilor	47
1.3.2.1. Tipuri de cutremure	47
1.3.2.2. Acțiunea undelor seismice asupra bazei construcțiilor	48
1.3.2.3. Solicitarea structurii de rezistență în timpul unui seism	49
1.3.3. Inregistrarea parametrilor unui cutremur	57
1.3.4. Intensitatea cutremurelor	59
1.3.5. Cu privire la perioada proprie de vibrație	62
1.3.5.1. Perioada proprie de vibrație a terenului	62
1.3.5.2. Perioade proprii de vibrație a clădirilor	63
1.3.6. Factori de amortizare	68
1.3.6.1. Amortizarea materialului	68
1.3.6.2. Amortizarea prin radiații	69
1.3.7. Scurte concluzii cu privire la sinteza documentară prezentată	70
<b>CAP.2. STUDII TEORETICE DE ANALIZA A FENOMENULUI DE INTERACȚIUNE DINAMICA STRUCTURA – TEREN</b>	<b>72</b>
2.1. CATEVA CONSIDERATII GENERALE	72
2.2. STUDII CU PRIVIRE LA MODUL DE INFLUENTA A NATURII TERENULUI DE FUNDARE ASUPRA MISCARII SEISMICE	75
2.3. INTERACȚIUNEA DINTRE CONSTRUCTIE SI TEREN IN TIMPUL CUTREMURULUI	83
2.4. STUDII SI INTERPRETARI A NORMATIVULUI P 100 – 92	87
2.4.1. Evaluarea forței seismice orizontale. după P 100 – 92	88
2.4.2. Evaluarea forței seismice verticale. după P 100 – 92	95
2.4.3. Determinarea încărcărilor seismice pentru elementele nestructurale. după P 100 – 92	96
2.4.4. Efectul de torsiune generată. după P 100 – 92	97
2.4.5. Evaluarea gradului de asigurare a construcțiilor la cutremure. după P 100 – 92	98
2.5. STUDII SI INTERPRETARI A NORMATIVULUI EUROCOD 8	101
2.5.1. Evaluarea forței seismice orizontale	101
2.5.1.1. Clasificarea condițiilor de teren	102
2.5.1.2. Determinarea forței seismice de bază	102
2.5.1.3. Formule aproximative pentru determinarea perioadei fundamentale a clădirilor după Eurocod 8	105
2.5.2. Evaluarea componentei verticale a forței seismice. după Eurocod 8	106
2.5.3. Determinarea încărcărilor seismice pentru elementele nestructurale. după Eurocod 8	107
2.5.4. Efectul de torsiune generală. după Eurocod 8	108
2.6. DETERMINAREA EFORTURILOR IN STRUCTURA DIN ACȚIUNEA SEISMICA	109
2.7. CONCLUZII SI PROPUNERI PENTRU DEZVOLTAREA LUCRARI	114
<b>CAP.3 STUDII CU PRIVIRE LA DETERMINAREA RASPUNSULUI SEISMIC IN STRUCTURA</b>	<b>118</b>
3.1. CONSIDERATII PRIVIND DETERMINAREA PARAMETRIILOR DINAMICI LA STRUCTURILOR, IN MARIME SI CONDITII NATURALE	118



3.2. STUDIUL, PROIECTAREA SI EXECUTAREA UNEI INSTALATII DE EXCITARE DINAMICA A STRUCTURII CONSTRUCTIILOR (IN SITU)	120
3.2.1. Studiul. concepția și realizarea vibrogeneratorului mecanic centrifugal	121
3.2.2. Studiul unui oscilator mecanic tip pendul	123
3.3. STUDIU PRIVIND STABILIREA UNEI METODOLOGII DE INREGISTRARE A RASPUNSULUI STRUCTURII	126
3.3.1. Studiul privind stabilirea lanțului de aparatură necesară pentru înregistrarea răspunsului structurii	126
3.3.2. Studii cu privire la stabilirea procedeelelor de efectuare a determinării răspunsului seismic	129
3.3.3. Studii asupra pachetului de programe realizate pentru efectuarea măsurătorilor	132
3.3.3.1. Studiu și stabilirea unor programe de achiziții date	132
3.3.3.2. Studiu și stabilirea unor programe de filtrare a semnalului înregistrat	133
3.3.3.3. Studiu și stabilirea unor programe de prelucrare a datelor înregistrate	135
3.3.3.4. Programe de prezentare grafică a datelor prelucrate	137
3.4. TESTAREA SI ETALONAREA METODEI PROPUSE IN COMPARATIE CU METODELE ANTERIOARE	137
3.5. CARACTREUL DE NOU TATE AL METODEI PREZENTATE IN COMPARATIE CU METODELE ANTERIOARE	139
<b>CAP.4. CERCETARI EXPERIMENTALE PENTRU DETERMINAREA UNOR CARACTERISTICI DINAMICE ( AMPLITUDINEA (A), PERIOADE PROPRII (T), COEFICIENT DE AMORTIZARE CRITICA (<math>\nu</math>)) PRIN METODA VIBRATIILOR INTRETINUTE</b>	140
4.1. INTRODUCERE	140
4.2. ECHIPAREA CONSTRUCTIILOR SI PREZENTAREA TIPURILOR DE MASURATORI FACUTE	141
4.3. STUDIUL PRIVIND STABILIREA CARACTERISTICILOR DINAMICE PE AMPLASAMENTUL INCERC – TIMISOARA – HALA NOUA	143
4.3.1. Cu privire la amplasamentul și structura de rezistență	143
4.3.2. Stratificația terenului pe amplasamentul studiat	145
4.3.3. Echiparea construcției în vederea experimentărilor	145
4.3.4. Achiziționarea și înregistrarea valorilor măsurate	147
4.3.5. Stabilirea valorilor finale a rezultatelor experimentale	149
4.3.6. Perioade proprii calculate pentru hala studiată	151
4.3.6.1. Perioade proprii calculate cu diverse relații empirice	152
4.3.6.2. Perioade proprii calculate după normativul P 100 – 92	153
4.3.6.3. Perioade proprii calculate după normativul Eurocod 8	153
4.3.6.4. Determinarea perioadelor proprii utilizând programul de calcul AXIS – 3D	154
4.3.7. Centralizarea valorilor experimentale calculate	155
4.4. STUDIUL PRIVIND CARACTERISTICILE DINAMICE PE AMPLASAMANTUL BLOCULUI NR.22. BV. PARVAN, TIMISOARA	156
4.4.1. Descrierea amplasamentului și a structurii de rezistență	156
4.4.2. Stratificația terenului pe amplasamentul studiat	160
4.4.3. Echiparea construcției în vederea experimentărilor	160
4.4.4. Achiziționarea și înregistrarea valorilor măsurate	161
4.4.5. Stabilirea valorilor finale	163

4.4.5.1. Valoarea rezultatelor experimentale	163
4.4.5.2. Perioade proprii calculate cu relații empirice	165
4.4.5.3. Perioada proprie calculată după normativul P 100 - 92	165
4.4.5.4. Perioada proprie calculată după normativul Eurocod 8	165
4.4.6. Interpretarea rezultatelor	166
4.5. STUDIUL PRIVIND CARACTERISTICILE DINAMICE PE AMPLASAMENTUL CLADIRII SEDIULUI ASIROM SA TIMISOARA	167
4.5.1. Descrierea amplasamentului și a structurii de rezistență	167
4.5.2. Stratificația terenului pe amplasament	170
4.5.3. Echiparea construcției în vederea experimentărilor	170
4.5.4. Achiziționarea și înregistrarea valorilor măsurate	172
4.5.5. Stabilirea valorilor finale	173
4.5.5.1. Valoarea rezultatelor experimentale	173
4.5.5.2. Perioade proprii calculate cu relații empirice	174
4.5.5.3. Perioade proprii calculate cu programele de calcul CASE 06, SAP 90, ANELISE și CAPLAN	175
4.5.5.4. Perioade proprii calculate după normativul P 100 – 92	175
4.5.5.5. Perioade proprii calculate după Eurocod 8	175
4.5.6. Interpretarea rezultatelor	175
4.6. PREENTAREA SUMARA A REZULTATELOR OBTINUTE PE ALTE DOUA STRUCTURI	177
4.6.1. Studiul privind caracteristicile dinamice pe amplasamentul Magazie de materii prime și produse finite ROMMAG – ROMTENSID SA – TIMISOARA	177
4.6.1.1. Descrierea structurii	177
4.6.1.2. Stratificația terenului	177
4.6.1.3. Echiparea construcției	178
4.6.1.4. Achiziția datelor. Valori măsurate și calculate	178
4.6.1.5. Interpretarea rezultatelor	178
4.6.2. Studiul privind caracteristicile dinamice pe amplasamentul blocului de locuințe din strada Sepiei nr. 13, Timișoara	179
4.6.2.1. Descrierea structurii	179
4.6.2.2. Stratificația terenului	179
4.6.2.3. Echiparea construcției	179
4.6.2.4. Achiziția datelor. Valori măsurate și calculate	179
4.7. CENTRALIZAREA VALORILOR OBTINUTE ( CARACTERISTICI DINAMICE ) PENTRU ALTE CONSTRUCTII	180
4.8. CONCLUZII GENERALE DESPRINSE DIN INCERCARILE EXPERIMENTALE	184
<b>CAP.5. STUDIU SI INTERPRETAREA CERCETARILOR TEORETICE SI EXPERIMENTALE</b>	187
5.1. STUDII SI INTERPRETARI CU PRIVIRE LA PERIAODA PROPRIE DE VIBRATIE	187
5.1.1. Hale parter cu structura în cadre din beton armat	188
5.1.2. Structuri în cadre de beton armat cu diafragme	188
5.1.3. Structuri în cadre metalice și diafragme din zidărie	190
5.1.4. Structuri din zidărie cu sămburi din beton armat	191
5.1.5. Structuri din diafragme de beton armat	191

5.2. STUDII SI INTERPRETARI CU PRIVIRE LA FRACTIUNEA DIN AMORTIZAREA CRITICA	194
5.3. STUDII SI INTERPRETARI ASUPRA MODURILOR PROPRII DE VIBRATIE ASUPRA CONSTRUCTIILOR	197
5.4. CONCLUZII FINALE, CONTRIBUTII SI PROPUNERI	204
5.4.1. Contribuții privind studiile făcute pentru determinarea caracteristicilor dinamice	206
5.4.2. Contribuții privind conceperea, realizarea și experimentarea unor instalații de produs vibrații	208
5.4.3. Contribuții privind conceperea, realizarea și experimentarea unui lanț de aparatură pentru măsurarea caracteristicilor dinamice	209
5.4.4. Contribuții privind conceperea și realizarea unor programe pentru efectuarea măsurărilor	210
5.4.5. Contribuții privind elaborarea și finalizarea unor tehnologii de măsurare a vibrațiilor	211
5.4.6. Contribuții privind interpretarea rezultatelor experimentale și completarea literaturii de specialitate cu materialul experimental rezultat	212
5.4.7. Propuneri desprinse din studiile realizate	214
<b>BIBLIOGRAFIE</b>	216
<b>CUPRINS</b>	225