

Fig. 3 Secțiune longitudinală

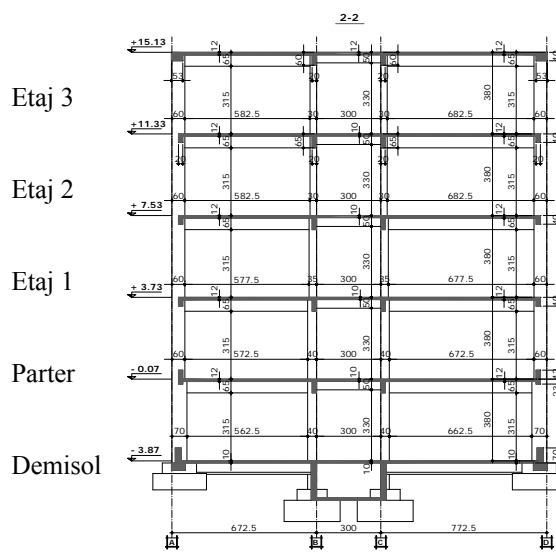


Fig. 4 Secțiune transversală

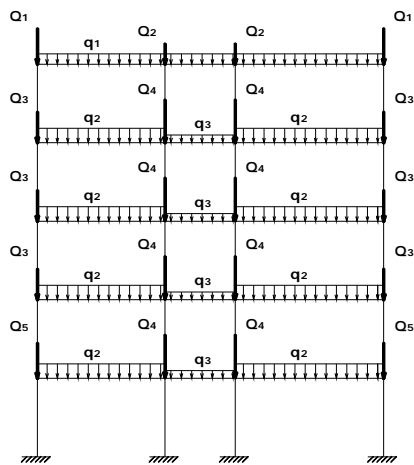
Soluția de consolidare a clădirii existente a constat în înlocuirea pereților de zidărie cu pereți structurali din beton armat. Conlucrarea dintre structura veche și pereții noi a fost asigurată prin folosirea de ancore chimice.

În conformitate cu normativul de calcul la seism în vigoare, P100-1/2006, amplasamentul clădirii este caracterizat prin următoarele perioade caracteristice: $T_B = 0,16$ s, $T_C = 1,6$ s și $T_D = 2$ s. Accelația de proiectare a terenului este $a_g = 0,24$ g pentru un interval mediu de recurență de referință a acțiunii seismice de 100 de ani. Clădirea se încadrează în clasa de ductilitate medie (M) și clasa de importanță II ($\gamma_I = 1,2$).

2. ÎNCĂRCĂRI ASOCIATE STĂRILOR LIMITĂ ULTIME

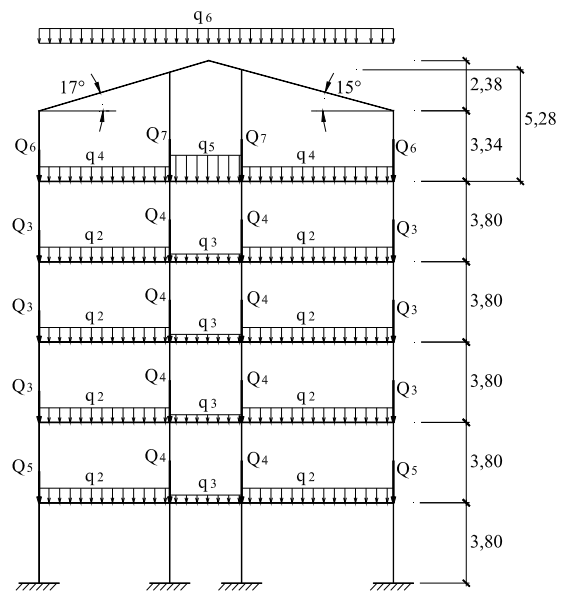
Deoarece structura existentă îndeplinește criteriile de regularitate în plan și pe verticală, analiza structurală se poate face pe modele plane. În lucrare s-a analizat cadrul transversal curent.

Pentru calculul eforturilor la stări limită ultime s-au considerat încărcări provenite din structura de beton armat – grinzi, stâlpi și plăci de planșeu, din pardoseală, din pereții despărțitori și elementele de tâmplărie. Încărcările utile, de $3,0$ kN/m² pentru sălile de curs și $4,0$ kN/m² pentru culoar, au fost reduse cu 60% în cazul stării limită ultime care ține seama de acțiunea seismică (SLUE). În figurile 5 și 6 se prezintă încărcările verticale aferente unui cadru transversal curent, în acest caz.



$$\begin{aligned}
 q_1 &= 29,4 \text{ kN/m}; Q_1 = 41 \text{ kN}; Q_2 = 13,8 \text{ kN} \\
 q_2 &= 35,5 \text{ kN/m}; q_3 = 28,4 \text{ kN/m}; \\
 Q_3 &= 40,4 \text{ kN}; Q_4 = 50,1 \text{ kN} \\
 Q_5 &= 47,3 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Fig. 5 Încărcările verticale pentru structura existentă (SLUE)



$$\begin{aligned}
 q_4 &= 38,0 \text{ kN/m}; q_5 = 38,7 \text{ kN/m} \\
 Q_6 &= 53,7 \text{ kN}; Q_7 = 78,6 \text{ kN} \\
 q_6 &= 6,2 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

Fig. 6 Încărcările verticale pentru structura mansardată (SLUE)

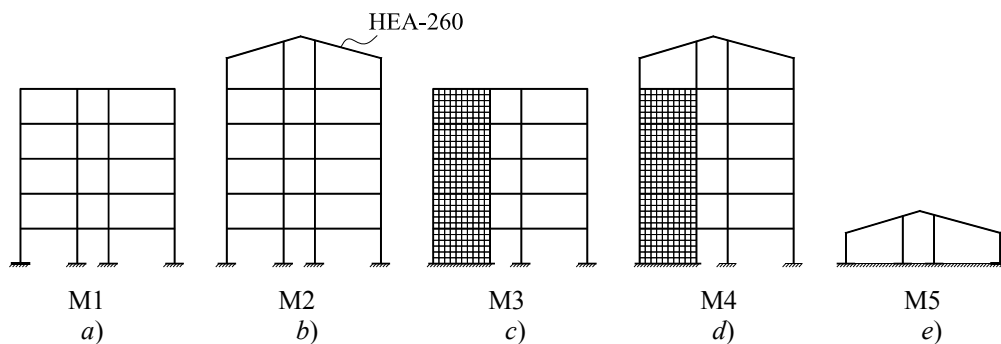


Fig. 7 Structura inițială și consolidată, cu și fără mansardă

Tabelul 1 Caracteristicile dinamice ale structurilor

Tip structură	T_1 [s]	ε_1	T_2 [s]	ε_2	T_3 [s]	ε_3	M [t]
M1	1,0370	0,7910	0,3490	0,1235	0,1932	0,0472	439,2
M2	1,1540	0,7820	0,3868	0,1210	0,2400	0,0248	484,0
M3	0,2755	0,6857	0,0908	0,0048	0,0812	$9 \cdot 10^{-6}$	484,0
M4	0,3284	0,5935	0,2205	0,1055	0,1025	0,0042	529,0
M5	0,2572	$\cong 1$	0,0516	$4 \cdot 10^{-6}$	0,0217	$2,7 \cdot 10^{-7}$	13,9

3. CARACTERISTICI DINAMICE ALE STRUCTURILOR ANALIZATE

Efectul acțiunii seismice asupra structurii metalice a mansardei este analizat în două variante de alcătuire a structurii clădirii existente: structură în cadre din beton armat (fig. 7, a) și structură duală, în cadre și pereți din beton armat (fig. 7, c).

În tabelul 1 se prezintă perioadele proprii, coeficienții modali de echivalență și masele totale asociate structurilor din figura 7. Formele proprii de vibrație în modul fundamental ale celor cinci tipuri de structuri sunt prezentate în figura 8.

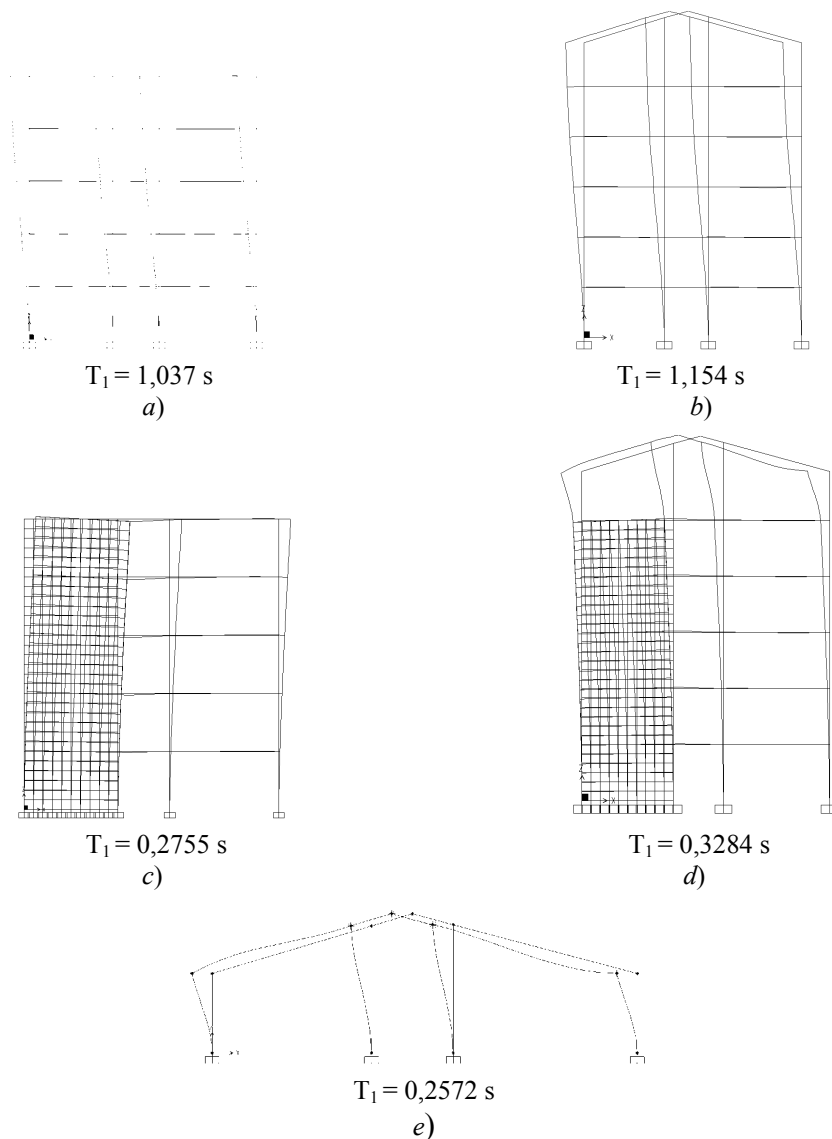


Fig. 8 Modurile fundamentale de vibrație ale structurilor analizate

4. PREVEDERI DE CALCUL ÎN NORMATIVELE P100-92 ȘI P100-1/2006

La alcătuirea stâlpilor și grinzilor mansardei s-au folosit profile HEA-260 din oțel OL37. Prinderea mansardei de structura existentă din beton armat s-a realizat cu îmbinări la baza stâlpilor metalici, care transmit moment încovoietor.

De regulă, în cazul structurilor metalice fără mase importante și cu noduri rigide amplasate la sol (fig. 7, e), eforturile produse de forțele seismice convenționale asociate plasticității secțiunilor potențial plastice sunt mai mici decât eforturile corespunzătoare stării limită ultime în care efectul acțiunii zăpezii este dominant (SLUZ). Sunt situații în care, chiar pentru valoarea 1 a factorului de comportare q , care corespunde unui răspuns elastic, eforturile din SLUE sunt mai mici decât eforturile din SLUZ. Ca urmare, combinația care dimensionează corespunde SLUZ, iar dimensionarea elementelor se realizează în domeniul elastic.

În cazul structurilor amplasate pe construcții existente, este posibil ca ponderea efectelor din cele două stări limită ultime, SLUZ și SLUE, să se modifice. Forțele seismice se modifică semnificativ datorită amplificării accelerațiilor de nivel, amplificare care depinde și de flexibilitatea structurii de bază (structura principală). Condiția de deformabilitate poate fi decisivă la dimensionarea elementelor structurale ale mansardei (structura secundară). Un răspuns direct se poate obține prin analiza completă a ansamblului format de structura principală și mansardă.

Pentru reducerea efortului de calcul, predimensionarea structurii secundare se poate face considerând că aceasta este amplasată la sol, dar acționată de forțe seismice calculate cu luarea în considerare a efectului amplificării accelerațiilor pe înălțime. Codurile de calcul la acțiuni seismice P100-92 și P100-1/2006 nu conțin prevederi speciale pentru cazul mansardelor amplasate pe structuri existente. Se pot folosi, totuși, anumite informații din aceste normative.

În anexa B, paragraful B.3, din normativul P100-92, se discută cazul construcțiilor cu proeminențe la partea superioară de rigiditate redusă (coșuri de fum, atice, elemente ornamentale, antene). Pentru aceste elemente nestructurale se admite determinarea încărcărilor seismice convenționale ca pentru construcții independente amplasate la sol. Forța seismică de bază se determină cu formula

$$S_r = c_r G = \alpha k_s \beta \psi \varepsilon_r G \quad (1)$$

în care factorul de amplificare β este dat de formula

$$\beta = \frac{7,5}{|T_1 - T_p| + 0,4} \leq 5 \quad (2)$$

T_1 reprezintă perioada fundamentală a construcției considerate fără proeminențe, iar T_p este perioada fundamentală a proeminenței, considerată ca o construcție independentă rezemată direct pe teren. Astfel, față de cazul unei structuri amplasate pe teren, pentru care $0 \leq T_p \leq T_C = 1,5$ s și $\beta_r = 2,5$, pentru aceeași structură amplasată pe o construcție existentă forțele seismice cresc, dar cel mult de două ori ($\beta_{\max} / \beta_r = 5/2,5 = 2$). Pentru situațiile analizate, se obține:

$$\text{M2 (structură flexibilă): } \beta = \frac{7,5}{|1,037 - 0,2572| + 0,4} = 6,357 \Rightarrow \beta = 5 \quad (3)$$

$$\text{M4 (structură semirigidă): } \beta = \frac{7,5}{|0,2755 - 0,2572| + 0,4} = 17,93 \Rightarrow \beta = 5$$

Se observă că aplicarea relației (2) pentru cazul în care structura inițială și mansarda au perioade fundamentale apropiate conduce la valori ale factorului de amplificare exagerat de mari.

Deși mansardele nu sunt componente nestructurale, la calculul lor se poate ține seama de capitolul 10 din codul de proiectare P100-1/2006, intitulat “Prevederi specifice pentru componentele nestructurale ale construcțiilor”. În normativ se precizează cele două efecte ale acțiunii seismice asupra unei componente nestructurale (CNS): efectul direct al forțelor de inerție și efectul indirect produs de deformațiile structurii principale asupra CNS la nivelul prinderilor dintre cele două structuri. În paragraful 10.3 sunt prezentate principiile și metodele de evaluare a forțelor seismice de proiectare pentru CNS, în funcție de: valoarea accelerației de proiectare a terenului și caracteristicile spectrului în amplasament; amplificarea accelerației terenului la nivelul prinderii cu structura principală; amplificarea dinamică proprie a CNS; reducerea efectului acțiunii seismice ca urmare a dezvoltării deformațiilor plastice.

Forțele seismice se pot calcula cu metoda spectrelor de etaj sau cu metoda forțelor statice echivalente. Pentru a obține spectrele de etaj, normativul recomandă utilizarea unui model de calcul complet – structură principală + structură secundară (CNS). Spectrul de etaj se determină pentru o excitație aplicată la baza construcției. Dar, cum modelul complet permite obținerea directă a eforturilor și deplasărilor structurii secundare, determinarea spectrelor de etaj devine inutilă. Pe de altă parte, determinarea spectrului de răspuns necesită cunoașterea funcției excitatoare, a accelerației terenului $\ddot{u}_g(t)$ și efectuarea unei analize time history. Integrarea în timp a ecuației de mișcare

$$\mathbf{M}\ddot{\mathbf{u}} + \mathbf{C}\dot{\mathbf{u}} + \mathbf{K}\mathbf{u} = -\mathbf{M}\mathbf{1}\ddot{u}_g \quad (4)$$

furnizează evoluția accelerației absolute

$$\ddot{u}_{a,s} = \ddot{u}_s + \ddot{u}_g \quad (5)$$

la nivelul prinderii structurii secundare de structura principală, care va fi apoi utilizată la determinarea spectrului accelerațiilor absolute de nivel.

Metoda forțelor static echivalente corespunde unui calcul curent de proiectare în care nu sunt necesare accelerograme înregistrate sau generate în amplasament.

Forța seismică static echivalentă se calculează cu relația:

$$F_{CNS}(z) = \frac{\gamma_{CNS} a_g \beta_{CNS} K_z}{q_{CNS}} m_{CNS} \quad (6)$$

în care:

z – cota punctului de prindere a CNS de structura de bază;

γ_{CNS} – coeficientul de importanță (în cazul mansardelor, acesta este identic cu cel al structurii principale);

a_g – accelerația seismică de calcul a terenului în amplasament;

β_{CNS} – coeficientul de amplificare dinamică al CNS (pentru $T_{CNS} > 0,06s$, $\beta_{CNS} = 2,5$);

$K_z = 1 + 2 \frac{z}{H}$ – coeficient de amplificare dinamică a accelerației seismice a terenului pe

înălțimea construcției;

H – înălțimea medie a acoperișului față de baza construcției;

q_{CNS} – factorul de comportare al CNS;

m_{CNS} – masa CNS.

Forța seismică F_{CNS} se limitează la valorile

$$0,75\gamma_{CNS} a_g m_{CNS} \leq F_{CNS} \leq 4\gamma_{CNS} a_g m_{CNS} \quad (7)$$

În termeni de factori de amplificare β , se obține pentru $T_{CNS} > T_B$ și $T_1 > T_B$

$$2,06 \leq \bar{\beta} \leq 4 \text{ (pentru } q = 1) \text{ unde } \bar{\beta} = \beta_{CNS} K_z \quad (8)$$

În cazul analizat, $z \cong H$. Rezultă

$$K_z = 1 + 2 = 3 \text{ și } \bar{\beta}_{\max} = 2,5 \cdot 3,0 = 7,5 \quad (9)$$

Structurile rigide copiază mișcarea terenului. La limită, în cazul unei structuri infinit rigide, accelerațiile sunt constante pe înălțime. Ca urmare, accelerațiile la nivelul de prindere a structurii secundare sunt de fapt accelerațiile terenului. Relația (2) din normativul P100-92 conduce la un rezultat contrar, obținându-se amplificări mai mari în cazul structurilor rigide față de cele flexibile (vezi relația 3), ceea ce nu este corect. Nici codul P100-1/2006 nu ține seama de efectul rigidității structurii principale, deoarece factorul K_z din relația (6) depinde doar de înălțimea structurii complete și de poziția maselor structurii secundare.

Pe de altă parte, valorile limită ale forțelor seismice echivalente (relația 7) aplicate structurilor secundare (CNS), nu depind de capacitatea de disipare a energiei induse de seism prin deformații plastice.

Limitarea superioară a factorului de amplificare β diferă în cele două normative. Normativul P100-1/2006 relaxează această valoare de la 5 la 4. În urma consultării celor două normative, rezultă necesitatea considerării amplificării forțelor seismice la nivelul structurilor secundare executate pe o structură de bază existentă.

5. STUDII NUMERICE

Aprecierea comportării structurii metalice secundare aplicate pe structura existentă din beton armat s-a efectuat prin analize time history ale celor cinci tipuri de structuri din figura 7. Mișcarea terenului este reprezentată de accelerograma înregistrată la stația INCERC București, componenta N-S, a cutremurului din sursa Vrancea de la 4 martie 1977, cu vârful de accelerație $2,069 \text{ m/s}^2$ (fig. 9). În figura 10 se prezintă spectrele accelerațiilor absolute de răspuns elastic pentru cutremurele înregistrate la stația INCERC București, la 4.03.1977, componenta N-S, la 30.08.1986, componentele N-S și E-V și la 30.05.1990, componentele N-S și E-V, pentru o fracțiune din amortizarea critică de 5%, specifică structurilor din beton armat.

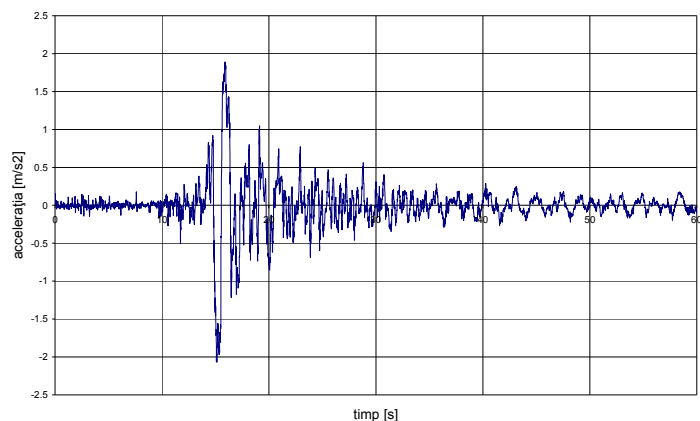


Fig. 9 Accelerograma INCERC București, 4 martie 1977, componenta N-S

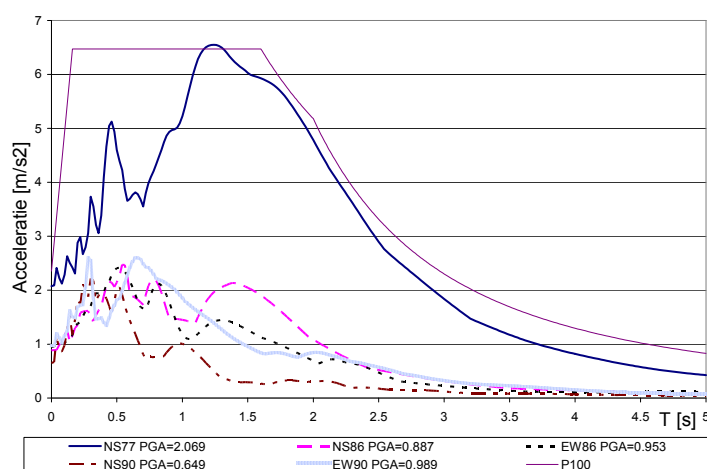


Fig. 10 Spectrele accelerațiilor absolute de răspuns elastic

Se poate observa efectul sever al cutremurului de la 4.03.1977, cu $PGA = 0,211g$, în raport cu celelalte mișcări seismice considerate, pentru care vârful maxim al accelerațiilor de răspuns este de cel puțin două ori mai mic (pentru cutremurul de la 30.05.1990, componenta N-S, $PGA = 0,662 \text{ m/s}^2$).

În vederea obținerii unor concluzii privind comportarea structurii mansardei, se examinează comparativ evoluția accelerațiilor de răspuns în raport cu accelerațiile terenului (AT), după cum urmează:

- la nivelul planșeului peste etajul 3 pentru structurile M1 ÷ M4; accelerațiile corespunzătoare se notează cu AP1 ÷ AP4;
- la nivelul îmbinării stâlp marginal - grindă transversală din șarpanta metalică pentru structurile M2, M4 și M5; accelerațiile corespunzătoare se notează cu AS2, AS4 și, respectiv, AST.

Figura 11 prezintă evoluția accelerațiilor de răspuns în cazul structurilor flexibile M1 și M2, la nivelul planșeului peste etajul 3, respectiv la nivelul șarpantei, comparativ cu accelerațiile terenului.

În tabelul 2 sunt prezentate valorile accelerațiilor maxime pozitive și negative în cazul structurilor flexibile M1 și M2, la nivelul planșeului peste etajul 3, respectiv la nivelul șarpantei metalice, comparativ cu accelerațiile la nivelul structurii metalice rezemate direct pe teren.

În cazul structurii M2, pentru un răspuns elastic, factorul de amplificare a accelerațiilor maxime ale terenului la nivelul planșeului peste etajul 3 are valoarea $\beta = 6,327/2,069 = 3,06$. La nivelul șarpantei aplicate pe structura existentă se obține $\beta = 6,94/2,069 = 3,354 < 4$ (5).

Conform normativului P100-1/2006, factorul de amplificare asociat spectrului elastic de răspuns este $\beta = 2,75$ și coeficientul de majorare rezultă

$$K_z = \frac{6,94}{2,75 \cdot (0,24 \cdot 9,815)} = 1,071 < 3,0$$

Raportat la normativul P100-92, se obține:

$$K_z = \frac{6,94}{2,5 \cdot (0,2 \cdot 9,815)} = 1,414 < 2,0$$

În figura 12 se prezintă accelerațiile de răspuns în cazul structurilor semirigide M3 și M4 la nivelul planșeului peste etajul 3, respectiv la nivelul șarpantei, comparativ cu accelerațiile terenului.

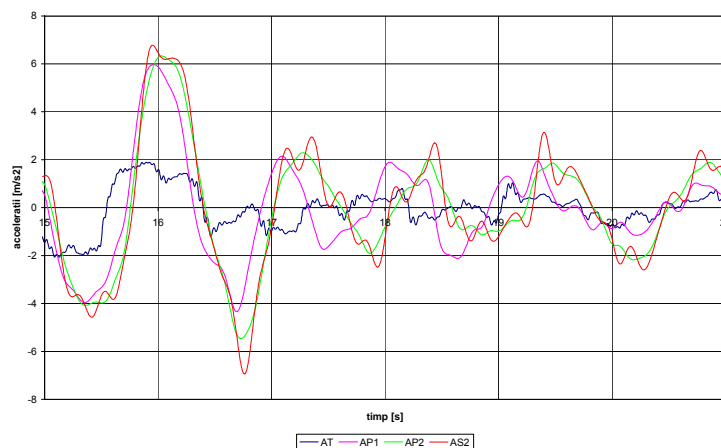


Fig. 11 Accelerațiile de răspuns pentru accelerograma INCERC București, 4.03.1977, componenta N-S (structură flexibilă în cadre, $\xi_b = 5\%$; $\xi_m = 2\%$)

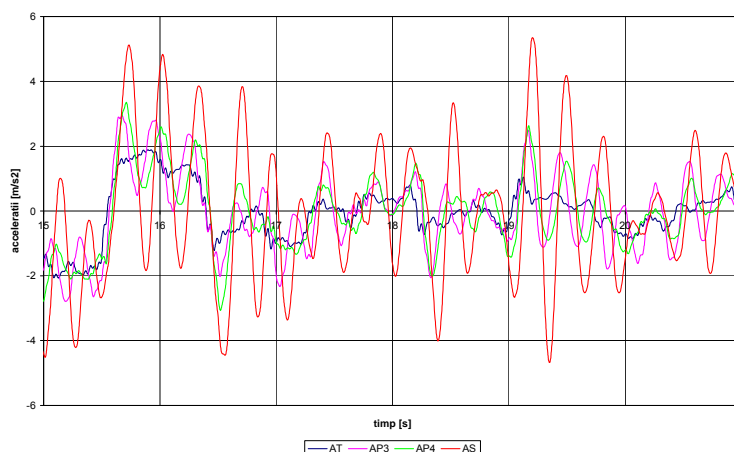


Fig. 12 Accelerațiile de răspuns pentru accelerograma INCERC București, 4.03.1977, componenta N-S (structură duală semirigidă, $\xi_b = 5\%$; $\xi_m = 2\%$)

Tabelul 2 Accelerații maxime pozitive și negative; structură principală flexibilă

Tip structural	a_{\max} [m/s ²]	time [s]	a_{\max} [m/s ²]	time [s]
AP1	5,968	15,96	-4,343	16,70
AP2	6,327	16,03	-5,467	16,73
AS2	6,775	15,95	-6,94	16,77
AST	3,147	19,18	-3,505	20,08

Tabelul 3 Accelații maxime pozitive și negative; structură principală semirigidă

Tip structural	a_{\max} [m/s ²]	timp [s]	a_{\max} [m/s ²]	timp [s]
AP3	2,946	15,62	-2,791	15,19
AP4	3,355	15,71	-3,063	16,52
AS4	5,347	19,21	-4,676	19,35
AST	3,147	19,18	-3,505	20,08

În tabelul 3 sunt prezentate valorile accelerațiilor maxime pozitive și negative în cazul structurilor semirigide M3 și M4 la nivelul planșeului peste etajul 3, respectiv la nivelul șarpantei metalice, comparativ cu accelerațiile la nivelul structurii metalice rezemate direct pe teren.

În cazul structurii M4, factorul de amplificare a accelerațiilor maxime ale terenului la nivelul planșeului peste etajul 3, pentru un răspuns elastic, are valoarea $\beta = 3,355/2,069 = 1,621$. La nivelul șarpantei aplicate pe structura existentă se obține $\beta = 5,347/2,069 = 2,584 < 4$ (5).

Factorul de amplificare asociat spectrului elastic de răspuns, $\beta = 2,75$ conform normativului P100-1/2006, trebuie majorat cu coeficientul

$$K_z = \frac{5,347}{2,75 \cdot (0,24 \cdot 9,815)} = 0,826 < 3$$

Raportat la normativul P100-92, coeficientul de majorare este

$$K_z = \frac{5,347}{2,5 \cdot (0,2 \cdot 9,815)} = 1,09 < 2$$

Pentru fracțiunea din amortizarea critică diferită de 5%, codul de proiectare P100-1/2006 permite corectarea spectrului elastic de răspuns conform relației

$$S_e(T)_{\xi \neq 5\%} = \eta S_e(T)_{\xi_0 = 5\%}$$

în care factorul de corecție este

$$\eta = \sqrt{\frac{10}{5 + \xi}} \geq 0,55$$

Pentru fracțiunea din amortizarea critică $\xi = 2\%$ corespunzătoare structurilor metalice se obține $\eta = 1,2$, ceea ce corespunde unei creșteri de 20% a valorilor accelerațiilor de răspuns.

În figura 13 se prezintă accelerațiile șarpantei rezemate direct pe teren (AST) comparativ cu accelerațiile terenului (AT).

În figura 14 se prezintă spectrele accelerațiilor absolute de răspuns normalizate în raport cu accelerația maximă a terenului pentru $\xi = 2\%$. Spectrele sunt reprezentate pentru cazul rezemării direct pe teren (AT), respectiv pe structură flexibilă în cadre (AP2) și pe structură duală semirigidă (AP4).

În cazul structurii semirigide, se constată amplificarea accelerațiilor maxime de răspuns. Această situație nu este însă în concordanță cu valorile accelerațiilor maxime absolute la nivelul șarpantei obținute prin analiză time history.

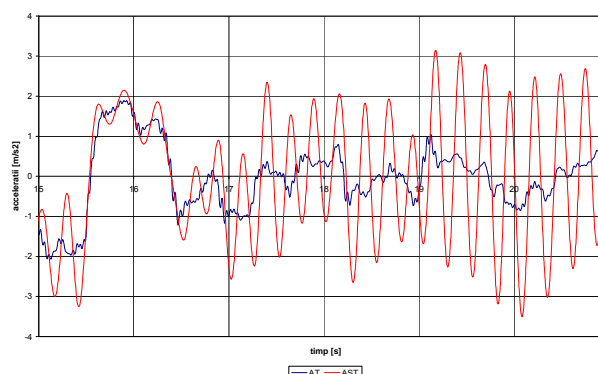


Fig. 13 Accelerațiile terenului și ale șarpantei rezemate direct pe teren pentru accelerograma INCERC București, 4.03.1977, componenta N-S

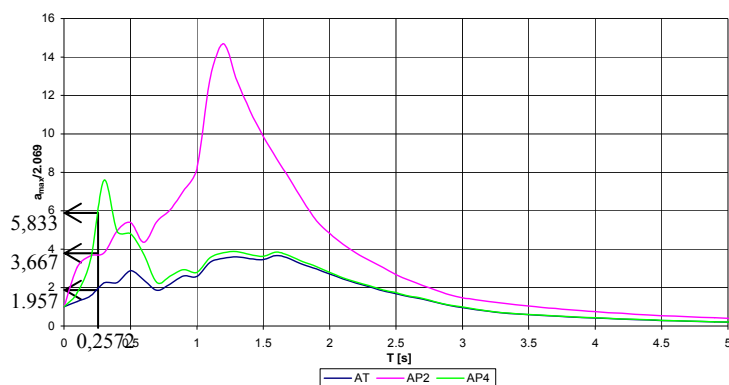


Fig. 14 Spectrele accelerațiilor absolute normalizate la nivelul planșeului peste etajul 3 ($\xi = 2\%$), respectiv la nivelul terenului

6. CONCLUZII

Calculul structurilor metalice amplasate pe structuri existente trebuie să țină seama de amplificarea accelerațiilor induse de mișcarea bazei de rezemare. Factorul de amplificare β depinde atât de tipul structurii principale, cât și de flexibilitatea structurii secundare adăugate. În cazurile analizate, valorile recomandate în normele consultate pentru factorul de amplificare β sunt mai mari decât cele obținute prin integrarea ecuațiilor de mișcare (analiza time history).

În tabelul 4 se prezintă valorile factorului de amplificare β recomandate în norme, valorile determinate pe baza spectrelor de etaj și, respectiv, valorile obținute prin analiză time history, pentru cele două tipuri de structură principală: flexibilă, respectiv semirigidă.

Tratarea structurii secundare ca o structură independentă rezemată direct pe teren și majorarea factorului de amplificare poate conduce la supradimensionări. Din acest motiv, este mai indicată tratarea structurii complete (structura principală și structura secundară în conlucrare). În acest caz, se poate utiliza metoda forțelor seismice laterale convenționale de nivel, evitându-se problemele asociate aplicării unor accelerograme reale sau generate artificial la baza structurii.

La predimensionarea elementelor structurale ale mansardei se poate considera un coeficient $K_z = 2$ pentru majorarea factorului de amplificare β și pentru a ține seama de incertitudinea asigurării unei încastrări perfecte a structurii secundare în zonele de prindere de structura principală. Pentru reducerea forțelor seismice static echivalente, se poate accepta la proiectare formarea de articulații plastice în anumite elemente, cu excepția stâlpilor care, la limită, pot fi considerați articulați la bază.

Având în vedere că deplasările post-elastice se determină din deplasările asociate forțelor seismice convenționale multiplicat cu factorul de comportare q , uneori poate fi mai severă condiția de rigiditate în SLUE.

Tabelul 4 Factorul de amplificare dinamică β

Tip structură principală	β			
	P100-92	P100-1/2006	Spectre de etaj	INCERC București, 4.03.77, N-S
Flexibilă	5	4	3,667	3,354
Semirigidă	5	4	5,833	2,584

Bibliografie

- [1] *Cod de proiectare seismică*; Indicativ P 100-1/2006; Partea I: *Prevederi de proiectare pentru clădiri*.
- [2] *Normativ pentru proiectarea antiseismică a construcțiilor de locuințe social-culturale, agrozootehnice și industriale*; Indicativ P 100-92.