

# MODIFICAREA PERIOADEI FUNDAMENTALE A CONSTRUCȚIILOR CU MAI MULTE NIVELURI SUBTERANE, ÎN FUNCȚIE DE MODUL DE CONLUCRARE CU TERENUL CONSIDERAT ÎN CALCUL

## MODIFICATION OF THE FUNDAMENTAL PERIOD OF STRUCTURES HAVING MULTIPLE UNDERGROUND STOREYS, DEPENDING ON THE MODE OF INTERACTION WITH THE SOIL CONSIDERED FOR DESIGN PURPOSES

MĂDĂLIN-VASILE COMAN<sup>1</sup>

**Rezumat:** Dimensionarea elementelor de rezistență ale unei structuri este strâns legată de aprecierea corectă a parametrilor dinamici ale acesteia. Modelarea conlucrării teren-structură a devenit esențială în proiectarea curentă a clădirilor datorită, în special, influenței pe care o are asupra perioadei proprii de vibrație. În acest sens este propusă o metodă de a realiza legătura dintre modelul discretizat și terenul de fundare, în scopul de a obține rezultate prin calcul cât mai apropiate de cele reale. De asemenea este evidențiată influența rigidității infrastructurii asupra rezultatelor analizei.

**Cuvinte cheie:** interacțiune, teren-structură, parametri dinamici, model

**Abstract:** The design and dimensioning of the structural elements of a building are closely related to the accurate assessment of the dynamic parameters thereof. The modelling of the soil-structure interaction has become a prerequisite for the current design of buildings and this is in particular due to the influence that it has on the structure's self period of vibration. In this respect, there is a method proposed so as to make a connection between the discrete model and the foundation soil, with a view that the results achieved through calculations be as close as possible to the actual results. In addition, the influence of the infrastructure's stiffness on the results of the analysis is also marked out.

**Keywords:** interaction, soil-structure, dynamic parameters, model

### 1. Introducere

În ultimii ani, în domeniul proiectării clădirilor, au fost abordate mai multe metode de realizare a legăturii modelelor de calcul cu terenul, în încercarea de a simula realitatea. Rezultatele analizelor au dovedit cu prisosință influența conlucrării terenului cu structura, cu repercusiuni asupra stării de eforturi din elementele structurale din infrastructură și suprastructură, precum și cu modificări ale caracteristicilor dinamice ale structurii pe ansamblu. Problema principală este reprezentată de determinarea și alegerea tipului de reazeme ale modelului discretizat în baza unor parametri reprezentativi ai terenului. Reazemele reprezintă restricțiile de tip deplasare sau rotire impuse unor puncte sau zone, în încercarea de a simula încastrarea în teren sau, după caz, interacțiunea cu terenul.

În proiectarea curentă se utilizează modele simplificate de legare a structurilor cu terenul, în special prin încastrarea modelului discretizat la nivelul de separație dintre suprastructură și infrastructură, sau la nivelul sistemului de fundare (radier). În cazul infrastructurilor cu mai multe niveluri subterane se utilizează legături de tip reazem simplu, ce permit o rotire spațială și deplasarea pe verticală, aplicate pe suprafața pereților perimetrali, în special în dreptul planșeelor.

---

<sup>1</sup> Ing., (Eng.), S.C. POPP & ASOCIAȚII S.R.L. București, e-mail: mcoman@popp-si-asociatii.ro

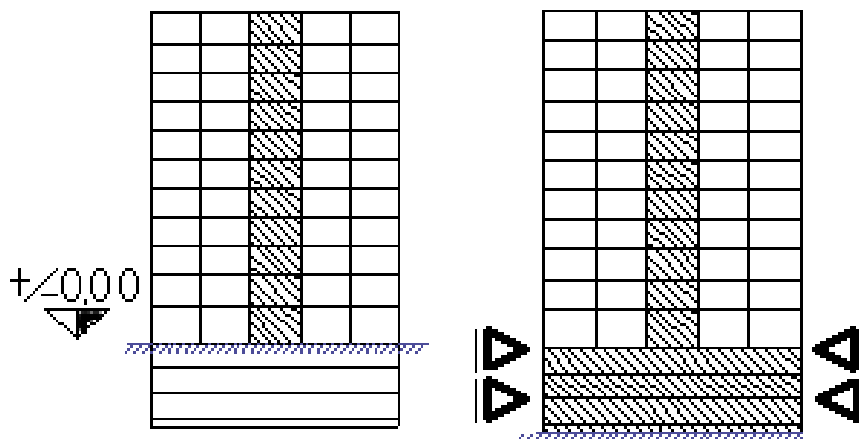


Fig. 1. Modele discretizate fără interacțiune teren-structură

## 2. Modele ameliorate de calcul pentru clădiri înalte cu mai multe subsoluri

Posibilitatea de a introduce coeficienți de pat în variantele performante ale programelor de calcul a deschis calea către modelarea interacțiunii terenului cu structura.

Coeficientul de pat, numit și modul de reacție, sau coeficientul de tasare se definește (conform [11]), ca reprezentând raportul dintre presiunea care se dezvoltă într-un mediu elastic (pământ) într-o anumită secțiune a unui element de construcție rezemat pe acel mediu și tasarea corespunzătoare a terenului în secțiunea respectivă.

Se propune astfel, un calcul al coeficienților de pat prin Metoda Winkler Perfecționată la nivelul bazei sistemului de fundare (radierului), ce constă în dependența coeficienților de pat ( $k_s$ ) de compresibilitatea terenului ( $E$ ), precum și de dimensiunile radierului ( $B, L$ ).

$$k_s = p/s \quad s = f(p, E, B, L) \quad \text{deci } k_s = f'(E, B, L)$$

Nodurile structurii discretizate au asociate grade de libertate. La discretizarea structurii în elemente finite, deplasările nodale includ și deplasările nodurilor din rezemări, iar forțele nodale includ reacțiunile din rezemări.

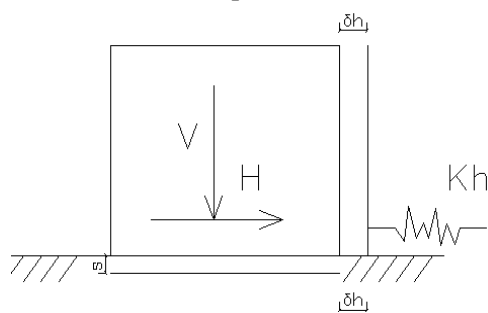


Fig. 2. Modelul de calcul al rigidității infrastructurilor

Se pot specifica pe direcția gradelor de libertate, definite în sistemul de axe general și asociate unor puncte nodale, rezeme elastice, iar reacțiunile din resoarte sunt proporționale cu deplasările. Astfel, se determină deplasarea pe verticală a radierului, precum și reacțiunile din noduri.

Pentru celelalte două direcții în plan ale radierului trebuie introduse blocaje sau rezeme de tip elastic. Întotdeauna trebuie ca numărul legăturilor simple să fie mai mare decât numărul ecuațiilor de echilibru, pentru a obține un

model cu caracteristicile unei structuri de tip static nedeterminat.

În acest sens se va determina coeficientul de rigiditate al terenului de fundare la forțe orizontale (alunecare pe talpă), apelându-se la ipoteza semi spațiului elastic ([2]), caracterizat prin parametrii:

$E$  = modul de elasticitate;  $\nu$  = coeficientul lui Poisson (se acceptă  $\nu = 0,5$ ).

$H$  - reprezintă forța tăietoare de bază rezultată în gruparea specială;

$V$  - reprezintă greutatea clădirii specifică grupării încărcărilor verticale de lungă durată;

$\delta_h$  - deplasarea laterală a structurii în masivul de pământ;

$s$  - tasare pe direcție verticală;

$L$  și  $B$  - dimensiunile în plan ale radierului sau sistemului de fundare.

Rezultă:

$$\delta_h = s \times \frac{H}{V} \times \left[ 1 + \frac{0,6}{1 + \sqrt{\frac{L}{B}}} \right] \quad (1)$$

Tasarea conform rezolvării lui Boussinesq (admițând  $\nu = 0,5$ ) devine:

$$s = \frac{\omega \times p \times \beta}{E} \times (1 - \nu^2) = \frac{0,8 \times V \times B}{E \times B \times L} \times (1 - 0,5^2) = \frac{0,6 \times V}{E \times L} \quad (2)$$

$$\delta_h = \frac{0,6 \times V}{E \times L} \times \frac{H}{V} \times \left[ 1 + \frac{0,6}{1 + \sqrt{\frac{L}{B}}} \right] = \frac{0,6 \times H}{E \times L} \times \left[ 1 + \frac{0,6}{1 + \sqrt{\frac{L}{B}}} \right] \quad (3)$$

Coefficientul de rigiditate transversală al tăpii  $K_h$  se determină astfel:

$$K_h = \frac{H}{\delta_h} = \frac{E \times L \times H}{0,6 \times H \times \left[ 1 + \frac{0,6}{1 + \sqrt{\frac{L}{B}}} \right]} = \frac{1,67 \times E \times L}{\left[ 1 + \frac{0,6}{1 + \sqrt{\frac{L}{B}}} \right]} \quad (4)$$

Se observă că extrapolând în ipoteza menținerii în domeniul elastic pentru  $H = V$ , deplasarea orizontală este:

$$\delta_h = s \times \left[ 1 + \frac{0,6}{1 + \sqrt{\frac{L}{B}}} \right] \quad (5)$$

Deci, se poate considera un “coeficient de pat” transversal mediu (în cazul  $H = V \rightarrow \tau = p$ ).

$$k_h = \frac{\tau}{\delta_h} = \frac{\tau}{s \times \left[ 1 + \frac{0,6}{1 + \sqrt{\frac{L}{B}}} \right]} = \frac{p}{s} \times \frac{1}{1 + \frac{0,6}{1 + \sqrt{\frac{L}{B}}}} \quad (6)$$

$$k_h = k_s \times \frac{I}{I + \frac{0,6}{I + \sqrt{\frac{L}{B}}}}$$

Și coeficientul global de rigiditate transversală (pe întreaga talpă a fundației) este:

$$K_h = k_h \times B \times L \quad (7)$$

În relația 2 tasarea calculată „s” este supraevaluată, deoarece formula Boussinesq rezultă pentru o zonă activă infinită.

Deci, dacă se calculează „s” cu o zonă activă limitată, rezultă tasări mai mici și coeficienți de pat  $k_s$  și  $k_h$  mai mari. Calculul cu formula 2 este, deci, acoperitor.

Trebuie făcută și verificarea la alunecare pe talpă.

$H \leq V \times \mu$ , unde:  $\mu$  – coeficient de frecare teren – beton (se poate lua acoperitor din [10]).

În studiul din prezenta lucrare se determină rigiditatea transversală pentru terenul constituit din lut și pentru terenul constituit din nisip și pietriș. Dimensiunile în plan ale radiatorilor modelelor discretizate sunt  $B \times L$ , adică  $30,00 \times 30,00$  m.

Pentru studiul comparativ, în modelele de calcul analizate au fost luate în considerare valorile  $K_h$  ușor acoperitoare față de cele rezultate în urma măsurătorilor din situ:

- Teren de compresibilitate medie  $K_{hl} \approx 400 \times 10^3$  kN/m

În continuare se propune determinarea coeficientului de reacțiune orizontală în scopul de a modela interacțiunea teren-structură pe întreaga suprafață a pereților laterali din infrastructură (a se vedea [8]).

Pe parcursul realizării unei excavații, peretele de incintă tinde să se deplaseze către interiorul excavației datorită dezechilibrării presiunilor. După atingerea împingerii active, presiunea de contact rezultată se menține constantă indiferent de creșterea deplasării laterale.

În situația în care peretele de incintă se deplasează către masivul de pământ, presiunea de contact va crește odată cu deplasarea, până la atingerea presiunii (rezistenței pasive).

$\delta_a$ ,  $\delta_p$  - deplasările care provoacă cedarea activă sau pasivă se determină pe modele la scară redusă sau prin măsurători în situ.

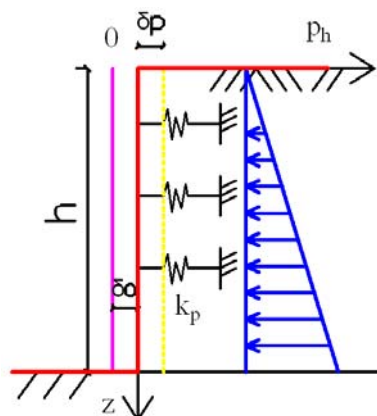


Fig. 3. Schemă conlucrare perete vertical – infrastructură teren

Conform modelului Winkler:  $p_p = k_p \times \delta$ , unde:  $k_p$  – coeficient de pat orizontal.

O diagramă schematizată, stabilită pe baze experimentale, ce surprinde relația dintre presiunea de contact aferentă împingerii active și celei pasive și deplasările laterale ale peretelui de incintă este prezentată în figura 4 ([7]).

în care:  $p_a$  – presiunea activă;  $p_p$  – presiunea pasivă;  $p_0$  – presiunea în stare de repaus.

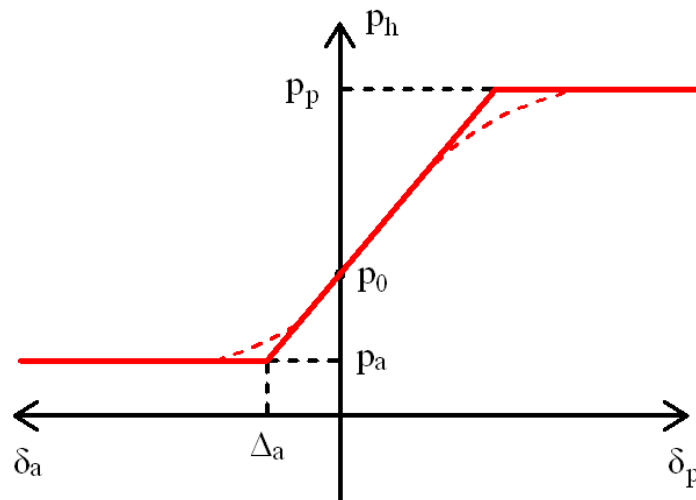


Fig. 4. Schematizarea relației între presiunea de contact și deplasarea laterală a peretelui de sprijin

Relația  $(\delta, p_h)$  în domeniul linear (elastic) s-a stabilit experimental și este recomandată în normele europene. Coeficientul de reacțiune orizontală este, deci:

$$k_p = \frac{p_h}{\delta} \quad (8)$$

În studiul particular al prezentei lucrări au fost luați în calcul următorii parametri:

$\delta = \Delta a = 0,0005h$  pentru pământ îndesat și  $\delta = \Delta a = 0,002h$  pentru pământ afânat.

$$k_p = \frac{\Delta p_h}{\Delta a} = \frac{p_0 - p_a}{\Delta a} = \frac{\gamma_z \times (K_0 - K_a)}{\Delta a}; \quad K_0 = 1 - \sin \theta; \quad K_a = \operatorname{tg}^2 \left( 45^\circ - \frac{\theta}{2} \right).$$

În cazul pământului afânat:  $\delta = 18 \text{ kN/m}^3$ ;

$\varphi = 20^\circ$ ;  $h = 10 \text{ m}$ ;  $K_0 = 0,65$ ;  $K_a = 0,5$ ;

$$k_p = z \times \frac{18 \times (0,65 - 0,5)}{2 \times 10^{-3}} = 135z \text{ (kN/m}^3\text{)};$$

$z$  în metri.

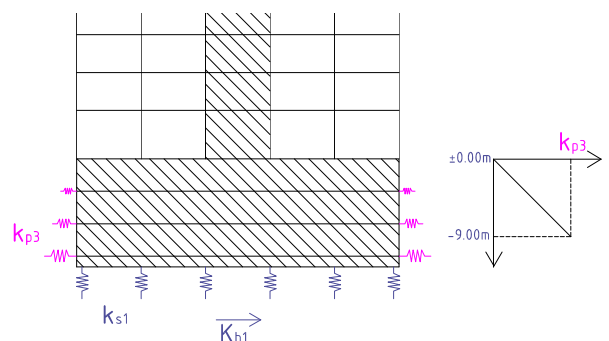


Fig. 5. Distribuția - coeficienți de pat și rigidități pe infrastructură

Deci  $k_p$  variază liniar de la cota terenului natural la  $z = 0,00 \text{ m}$  avem  $k_{p3} = 0$ , iar pentru  $z = 10,00 \text{ m}$  rezultă  $k_{p3} = 1350 \text{ kN/m}^3$ .

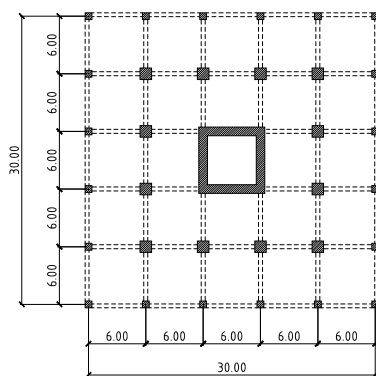
### 3. Calcule comparative efectuate

Pe parcursul prezentului studiu au fost analizate mai multe tipuri de modele de structuri prin care s-au evidențiat diferențe notabile din punct de vedere al parametrilor dinamici.

În acest scop au fost extrase trei modele de structură reprezentative privind rezultatele obținute.

Structurile analizate prezintă următoarele caracteristici geometrice:

**Model CN** - este reprezentat prin modelul unei structuri P+10Etaje, încastrată la cota terenului natural. Caracteristicile geometrice ale suprastructurii sunt (figura 6):



- Nucleu central  $6,00 \times 6,00 \text{ m}$  din beton armat cu grosime pereți  $90 \text{ cm}$ ;
- Stâlpi centrali  $120 \times 120 \text{ cm}$ ; Stâlpi perimetrali  $70 \times 70 \text{ cm}$ ;
- Planșee etaje suprastructură grosime  $15 \text{ cm}$ ;
- Grinzi suprastructură pe două direcții  $40 \times 60 \text{ cm}$ ;
- Dimensiunile în plan  $30,00 \times 30,00 \text{ m}$  cu 5 travei de  $6,00 \text{ m}$  și 5 deschideri de  $6,00 \text{ m}$ ;

Fig. 6. Plan etaj curent – Model CN

- Înălțimile de nivel:  $h_{et} = 3,50 \text{ m}$ ;  $h_{parter} = 4,50 \text{ m}$ ;
- Înălțimi caracteristice:  $H_{suprastructură} = 39,50 \text{ m}$ .

Cota terenului natural se consideră la cota  $\pm 0,00 \text{ m}$  de la care se face separația între suprastructură și infrastructură.

**Model CN1**- se definește ca fiind modelul unei structuri identică cu cea descrisă la modelul CN, la care se adaugă o infrastructură pe adâncimea a 3 subsoluri (3S+P+10Etaje). Caracteristicile geometrice ale infrastructurii:

- Planșee  $22 \text{ cm}$  grosime;
- $H_{subsol} = 3,00 \text{ m}$ ;
- $H_{infr suprastructură} = 9,00 \text{ m}$ ;
- Grinzi pe ambele direcții  $40 \times 60 \text{ cm}$ ;
- Stâlpii centrali și marginali sunt continuați în infrastructură cu aceleași dimensiuni;
- Nucleul de beton își păstrează integral caracteristicile din suprastructură;
- Radier cu grosime de  $1,00 \text{ m}$ ;
- Perete perimetral  $30 \text{ cm}$ .

**Model CN3** - se definește ca fiind modelul unei structuri identice cu cea descrisă la modelul CN1, la care se adaugă 8 pereți radial (30 cm) pe adâncimea celor 3 subsoluri (figura 7).

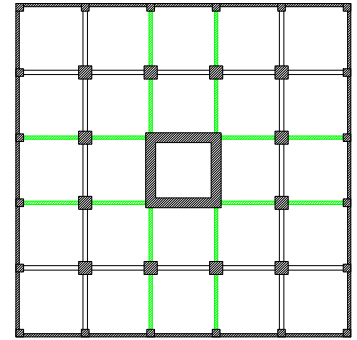


Fig. 7. Plan subsol – Model CN3

În cazul modelelor CN1 și CN3, legăturile cu terenul s-au realizat prin coeficienți de pat pentru a reliefa conlucrarea teren - structură. Au fost alese cele două modele în scopul de a fi comparate perioadele proprii fundamentale și de a se evidenția influența rigidității infrastructurii. Coeficienții de pat utilizați sunt corespunzători încărcărilor statice și au următoarele valori: sub radier  $k_{s1}=5.000 \text{ kN/m}^3$ ;  $K_{h1} \approx 400 \times 10^3 \text{ kN/m}$ ; coeficienții de reacțiune orizontali pe pereții perimetrali de incintă  $k_{p3}=1.350 \text{ kN/m}^3$ . În cazul încărcărilor dinamice, valorile coeficienților de reacțiune

au fost multiplicare cu 3, conform determinărilor empirice descrise în literatura de specialitate.

Structura de baza CN este modelată având încastrare totală la cota  $\pm 0,00$ , iar parametrii dinamici rezultați sunt caracteristici, evident, unei structuri care nu conlucrează cu terenul.

Pentru evaluarea forței seismice se determină coeficientul seismic (conform [5]):

$$c = \gamma_I \times a_g \times \frac{\beta(T_1)}{q} \times \lambda = 1,00 \times 0,24 \times \frac{2,75}{3} \times 0,85 = 0,187 \quad (9)$$

- $\gamma_I = 1,00$  - este factorul de importanță - expunere al construcției;
- $\beta(T_1) = 2,75$  ( pentru  $T_B < T_1 < T_C$ );
- $q = 3,00$  factorul de comportare (structură cu nucleu - clasa H ductilitate);
- $\lambda = 0,85$  - factor de corecție care ține seama de contribuția modului propriu fundamental prin masa modală efectivă asociată acestuia.

Greutatea suprastructurii:  $G = 135331 \text{ kN}$ ;

$$\text{Forța seismică de bază: } F_b = c \times G = 0,187 \times 135331 = 25306 \text{ kN.} \quad (10)$$

Rezultatele analizelor asupra modelelor menționate, ne arată faptul că au loc schimbări ale parametrilor dinamici proprii ai structurii, dacă se ține seama și de interacțiunea terenului cu structura. Creșterea perioadei proprii fundamentale aparținând unui model discretizat poate determina creșteri sau scăderi ale factorului de amplificare  $\beta$ , unde  $\beta$  – factorul de amplificare dinamică maximă a accelerației orizontale a terenului de către structură.

Modificarea factorului  $\beta$  poate modifica valoarea forței seismice aferente structurii în sens crescător, dar și descrescător. Forța tăietoare de bază corespunzătoare modului propriu fundamental se determină astfel (conform [5]):

$$F_b = c \times m = \gamma_I \times S_d(T_1) \times \lambda \times m \quad (11)$$

$S_d(T_1)$  – ordonata spectrului de răspuns de proiectare corespunzătoare perioadei proprii fundamentale  $T_1$ ;

$$0 < T < T_B \quad S_d(T_1) = a_g \times \left\{ 1 + \frac{q}{T_B \times T} \right\};$$

$$T > T_B \quad S_d(T_1) = a_g \times \frac{\beta(T)}{q}$$

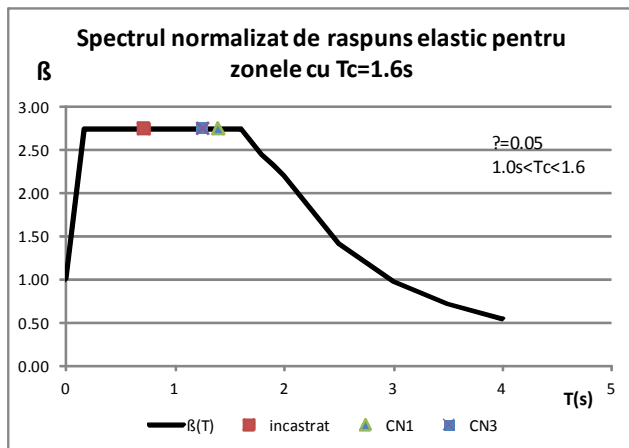


Fig. 8. Spectrul normalizat de răspuns

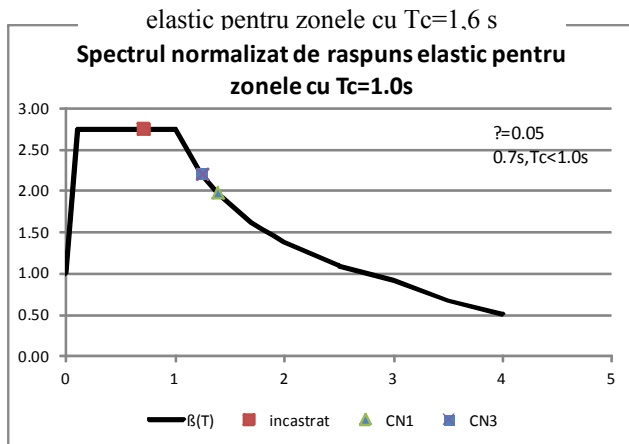


Fig. 9. Spectrul normalizat de răspuns elastic pentru zonele cu Tc=1,0 s

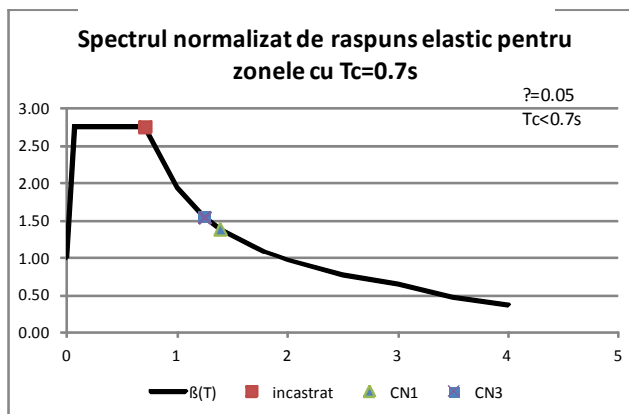


Fig. 10. Spectrul normalizat de răspuns elastic pentru zonele cu Tc=0,7 s

puțin rigidă ( $T = \beta_0 \times T_C / T = 4,4/1,39 = 1,98$ ). Reducerea de forță seismică pentru structura rigidă **CN3** este cu 20%, iar pentru structura mai puțin rigidă **CN1** cu 28%.

În cazul în care structura este situată în zonele unde perioada de colț este  $T_c = 0,7$  s, se remarcă faptul că modelul **CN** se situează cu perioada  $T = 0,71$  s pe zona de palier, iar valoarea funcției  $\beta(T) = 2,75$ . Modelul cu infrastructură rigidă **CN3**, având o perioadă  $T = 1,17$  s coboară de pe zona palierului, rezultând o valoare a coeficientului  $\beta(T) = \beta_0 \times T_C / T = 4,4/1,25 = 2,2$ , iar în cazul modelului **CN1** cu infrastructură mai

Determinarea cu exactitate a perioadei proprii devine o problemă esențială de dimensionare a unei structuri. Valoarea forței tăietoare de bază este în strânsă corelare cu valoarea perioadei proprii fundamentale. În situația proiectării utilizând o schemă de rezemare de tip încastrat, dacă perioada proprie fundamentală se situează în intervalul  $0 < T < 0,16$  (pentru spectrul de răspuns elastic  $T_c = 1,6$  s) rezultă o valoare  $\beta(T)$ . Conform celor demonstrate, perioadele proprii fundamentale în schemele ce surprind interacțiunea teren - structură au valori majorate față de modelul încastrat la cota terenului. În acest caz, creșterea valorii perioadei proprii fundamentale determină o creștere a valorii  $\beta(T)$  și implicit valoarea forței tăietoare de bază necesitând suplimentarea dimensiunii elementelor și cantitățile de armătură.

Exceptând modelul încastrat, raportul procentual al perioadelor dintre cea mai rigidă infrastructură **CN3** și cea mai flexibilă **CN1** este de:  $1,3 / 1,17 \times 100 = 89\%$ .

Pentru zonele unde perioada de colț este  $T_c = 1,6$  s și se utilizează spectrul normalizat din graficul din figura 8, celor trei modele **CN** ( $T = 0,71$  s), **CN1** ( $T = 1,39$  s) și **CN3** ( $T = 1,25$  s) le

corespund aceeași valoare  $\beta(T) = 2,75$ , deci și forța tăietoare de bază este identică pentru toate modelele discretizate.

În cazul în care structura este situată în zonele unde perioada de colț este  $T_c = 1$  s se remarcă faptul că modelul **CN** se situează cu perioada  $T = 0,71$  s pe palier, iar valoarea funcției  $\beta(T) = 2,75$ . Modelul cu infrastructură rigidă **CN3**, având o perioadă  $T = 1,17$  s coboară de pe zona palierului, rezultând o valoare a coeficientului  $\beta(T) = \beta_0 \times T_C / T = 4,4/1,25 = 2,2$ , iar în cazul modelului **CN1** cu infrastructură mai



o valoare a coeficientului  $\beta(T) = \beta_0 \times T_C / T = 1,925/1,25 = 1,54$ , iar în cazul modelului **CN1** cu infrastructură mai puțin rigidă  $\beta(T) = \beta_0 \times T_C / T = 1,925/1,39 = 1,38$ .

Reducerea de forță seismică pentru structură rigidă **CN3** este de 44%, iar pentru structură mai puțin rigidă **CN1** scade cu 49%.

Modelul de structură cu 10 nivele, amplasat în zona Bucureștiului, unde perioada de colț  $T_c = 1,6$  s, după cum se observă, nu este influențat de terenul de fundare pentru perioadele obținute: **CN** ( $T = 0,71$  s), **CN1** ( $T = 1,39$  s) și **CN3** ( $T = 1,25$  s). În cazul structurilor cu 15 nivele, perioadele proprii fundamentale conform analizelor cresc până la valorile: **CN** ( $T = 1,065$  s), **CN1** ( $T = 2,08$  s) și **CN3** ( $T = 1,87$  s), iar valorile coeficientului  $\beta$  sunt următoarele: **CN** ( $\beta = 2,75$ ), **CN1** ( $\beta = 2,03$ ) și **CN3** ( $\beta = 2,35$ ), obținându-se astfel reduceri ale forței seismice de până la 25%. Efectele tehnico-economice obținute printr-o modelare adecvată devin astfel semnificative (a se vedea figura 11).

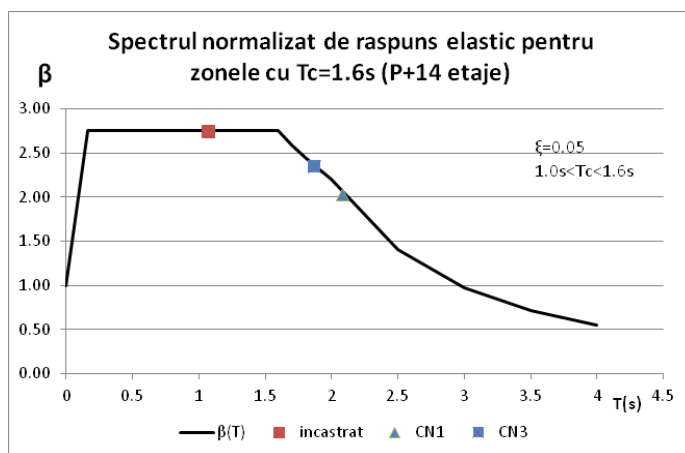


Fig. 11. Spectrul normalizat de răspuns elastic pentru zonele cu  $T_c = 1,6$  s (P+14E)

#### 4. Concluzii

Aprecierea perioadei proprii fundamentale a unei clădiri prin analizele de calcul este deosebit de importantă sub două aspecte: evitarea rezonanței și aprecierea cât mai corectă a perioadei fundamentale în raport cu spectrele normalizate de răspuns elastic și implicit aprecierea corectă a valorii coeficientului  $\beta$ . Este cunoscut faptul că prin efectul de rezonanță, eforturile de tip M și T pot crește de la 3 până la 12 ori mai mult față de cele obținute din încărcări statice. Prin cunoașterea parametrilor reali se pot evita incertitudinile cu privire la sensibilitatea structurii la fenomenele de amplificare dinamică - cvasirezonanță. Sub cel de-al doilea aspect, cunoașterea perioadei proprii fundamentale a structurilor proiectate este necesară în scopul dimensionării corecte a elementelor verticale din suprastructură (stâlpi, pereți, panouri contravântuite sau nuclee).

Diferențele obținute între modelele de calcul ce țin seama de interacțiunea teren-structură și cele simplificate prin considerarea unei legături de tip încastrat, la joncțiunea cu infrastructura, pot conduce deopotrivă de la supradimensionări exagerate la subdimensionări majore.

Alegerea unei scheme simple de rezemare, încastrare la cota terenului, nu poate fi numită o metodă acoperitoare de proiectare.

Modificarea parametrilor dinamici în sens superior, se obține chiar și pentru structurile fundate pe rocă și deci, cu atât mai mult, pentru terenurile bune sau cele medii.

#### Bibliografie

- [1] ACI Committe 201 - Guide to durable concrete. Journal of the American Concrete Institute nr. 12/1977;
- [2] Brinch-Hansen, J. - Simplified stress determination in soils - The Danish Geotechnical Institute, Bulletin Nr. 20/1966;
- [3] Marcu A., Popa H., Borșaru I., Dumitrescu F. - Calcule și măsurători de deformații și de deplasări la o incintă adâncă din pereți murați și la construcțiile învecinate - Lucrările celei de a X-a Conferințe Naționale de Geotehnică și fundații, vol. II, București, 2004;

- [4] Marcu A., Popa H., Marcu D., Coman M., Vasilescu A., Manole D. - Impactul realizării construcțiilor în excavații adânci asupra clădirilor existente în vecinătate - Revista construcțiilor nr. 33/2007;
- [5] P100-1/2006 - Cod de proiectare seismică. Prevederi de proiectare pentru clădiri;
- [6] P100-3/2008 - Cod de proiectare seismică, prevederi pentru evaluarea seismică a clădirilor existente;
- [7] Popa H. – Modelarea numerică și în laborator a comportării pereților îngropați, Editura Conspress, București, 2003;
- [8] SR EN 1997-1:2004 - Anexa C3;
- [9] SR EN 1997 -1 (mai 2006). Eurocod 7; Proiectarea geotehnică. Partea 1: Reguli generale;
- [10] STAS 3300/2-85;
- [11] STAS 3950-81.