

4. CORELAȚIA DURABILITATE - CAPACITATE PORTANTĂ LA CADRELE DE BETON ARMAT

4.1. Considerații privind comportarea structurilor din beton armat existente la acțiuni seismice

Evaluarea nivelului de protecție a construcțiilor, în general, și a celor de beton armat în special a devenit o preocupare constantă a tuturor specialiștilor implicați în proiectarea, execuția și monitorizarea construcțiilor. Pentru realizarea acestui deziderat este necesară aprecierea cantitativă a doi parametri: siguranța și durabilitatea, componente principale ale durabilității construcțiilor.

4.1.1. Prevederile normativului P100-92

În conformitate cu normativul P100-92 "Normativ pentru proiectarea antiseismică a construcțiilor de locuințe, social-culturale, agrozootehnice și industriale" [4.1] și cu completările și modificările capitolelor 11 și 12 din normativ [4.2] evaluarea nivelului de asigurare a construcțiilor existente se face în raport cu nivelul de asigurare prevăzut în normativ pentru construcții noi.

În acest scop, expertizarea tehnică a construcțiilor existente urmărește:

- evaluarea nivelului de asigurare la acțiuni seismice acționând concomitent cu încărcările gravitaționale și alte acțiuni cu intensități semnificative (gruparea specială a încărcărilor);
- fundamentarea și propunerea deciziei de intervenție.

Metodele de investigare utilizate pentru evaluarea nivelului de asigurare la acțiuni seismice se clasifică astfel:

- E_1 - metode de evaluare calitativă;
- E_2 - metode de evaluare analitică (prin calcul) de trei categorii:
 - E_{2a} - metode de calcul curente la încărcări seismice convenționale;
 - E_{2b} - metode de calcul static post-elastic;
 - E_{2c} - metode de calcul dinamic post-elastic.

Utilizarea împreună a metodei de evaluare calitativă E_1 și a metodei curente de calcul E_{2a} este, de regulă, obligatorie.

La construcțiile existente la care nu se cunosc caracteristicile de rezistență și deformabilitate ale materialelor sau ale terenului de fundare sau la care se are în vedere identificarea unor zone în care s-au creat discontinuități, degradări sau legături necontrolate, expertul va aprecia necesitatea și va decide efectuarea unor **încercări nedistructive**.

Încercările nedistructive pot furniza informații atât pentru evaluarea calitativă (E_1) cât și pentru cea analitică (E_2).

Metodele de calcul de complexitate superioară E_{2b} și E_{2c} se recomandă să fie folosite la construcțiile la care se dispune de date suficiente, precizate prin proiect, referitoare la caracteristicile structurii în ansamblu și în detaliu în situațiile în care pot furniza informații suplimentare semnificative față de metoda curentă E_{2a} .

4.1.1.1. Evaluarea analitică

Metoda curentă de calcul E_{2a}

Evaluarea analitică are obiective mult mai largi decât simpla demonstrare a **necesității** efectuării unor lucrări de intervenție, ea fiind un instrument puternic în fundamentarea **deciziei de intervenție**.

Evaluarea analitică prin metoda curentă de calcul E_{2a} are ca scop:

- determinarea încărcării seismice convenționale capabile S_{cap} a construcției analizate;
- identificarea elementelor / zonelor cu vulnerabilitate ridicată ale structurii;
- verificarea îndeplinirii criteriilor de **ductilitate** și de **evitare a ruperilor casante**;
- determinarea rigidității structurii la deplasări laterale.

Evaluarea încărcării seismice convenționale capabile S_{cap} (forța tăietoare seismică de bază) urmărește metodologia de calcul a structurilor noi pe baza încărcărilor seismice convenționale (metoda A descrisă în Normativul P100-92 [4.1]) adaptată pentru cazul structurilor existente.

Încărcarea seismică convențională capabilă S_{cap} se consideră ca fiind cea valoare a încărcării seismice care, împreună cu încărcările gravitaționale, conduce la atingerea capacității de rezistență în secțiunile (zonele) critice ale sistemului structural.

Pentru rezistențele materialelor se adoptă următoarele valori:

- valorile **de calcul** determinate conform reglementărilor în vigoare - în situațiile când se cunosc datele din proiecte și dacă se apreciază că la execuția lucrării s-au respectat prevederile proiectului inițial, iar structura nu a suferit degradări semnificative în timp;
- valorile obținute pe baza rezultatelor încercărilor nedistructive prelucrate conform metodologiei în vigoare pentru determinarea **rezistențelor de calcul** ale materialelor în celelalte situații.

Condițiile prelabile minimale pentru determinarea lui S_{cap} sunt:

- (1) Identificarea sistemului structural (suprastructura, infrastructura, teren de fundare) și precizarea caracteristicilor sale geometrice și mecanice (deschideri, travee, înălțimi, secțiuni, rezistențe, moduli de deformație);
- (2) Stabilirea încărcărilor gravitaționale pe fiecare componentă a sistemului structural precum și masele de nivel.

Odată identificat sistemul structural, pașii pentru determinarea lui S_{cap} sunt în general următorii [4.3]:

- (i) Calculul eforturilor sub încărcări gravitaționale normate (M_g , N_g , Q_g).
- (ii) Calculul eforturilor sub încărcări orizontale, distribuite similar încărcărilor seismice, considerate pentru modul fundamental de vibrație. Mărirea acestor încărcări "seismice" ar putea fi arbitrară, însă pentru a reduce numărul de operații de corecție necesare determinării cât mai corecte a momentelor capabile ale secțiunilor comprimate / întinse excentric, este recomandabil ca ele să aibă mărimi cât mai apropiate de cele ale încărcărilor seismice capabile ale structurii. Un mod de a satisface acest deziderat este de a utiliza ca încărcări "seismice" S_0 cele prevăzute de normele din perioada în care a fost proiectată construcția.

Astfel se determină, pentru toate secțiunile semnificative, valorile M_s , N_s , Q_s .

- (iii) Calculul eforturilor capabile ale secțiunilor semnificative. Se iau **valori de calcul** ale rezistențelor deduse din prelucrarea încercărilor nedistructive sau estimate de către inginerul expert.

- (iv) Se calculează pentru secțiunile semnificative (capete de bare, secțiunea de bază a pereților, etc.) rapoartele:

$$\gamma = \frac{\text{efort dat de } S_0}{\text{efort capabil} \pm \text{efort gravitațional}} \quad (4.1)$$

- (v) Se selectează pentru secțiunile semnificative cele mai mari valori γ obținute în pasul anterior. În secțiunile corespunzătoare acestora este cel mai probabil a se atinge starea limită ultimă. Valorile cele mai mari ale lui γ indică și natura efortului care va provoca această stare limită.

Dintre secțiunile cu cele mai mari valori γ se alege cea "critică" adică cea care prin rupere poate produce avarii periculoase structurii.

Fie "j" secțiunea critică și γ_j valoarea corespunzătoare.

- (vi) Se determină prin proporționalitate valoarea forței seismice totale care provoacă ruperea secțiunii "j". Aceasta este **forța seismică capabilă** a structurii.

$$S_{cap} = \frac{1}{\gamma_j} S_0 \quad (4.2)$$

La determinarea valorii S_{cap} se vor avea în vedere următoarele:

- când se determină solicitările capabile ale secțiunilor se ține cont de natura ruperii pe care o provoacă depășirea capacității portante.
- se vor selecta secțiunile și zonele critice, ale căror rupere periclitizează stabilitatea și rezistența construcției. Valoarea forței seismice capabile S_{cap} trebuie asociată cu ruperea acestor zone critice și nu cu cea a unor elemente secundare.

Determinarea lui S_{cap} conform celor arătate anterior are în vedere, în primul rând, structurile la care diafragma (șaiaba) orizontală asigură coordonarea deplasărilor componentelor structurale verticale.

Pe baza încărcării seismice convenționale capabile S_{cap} se determină **gradul nominal de asigurare la acțiuni seismice "R"** cu relația:

$$R = \frac{S_{cap}}{S_{necesar}} \quad (4.3)$$

în care: S_{cap} reprezintă încărcarea seismică convențională capabilă a construcției (forța tăietoare seismică de bază);

$S_{necesar}$ reprezintă încărcarea seismică convențională (forța tăietoare seismică de bază) determinată simplificat considerând construcția existentă ca o construcție nouă.

Mărimea R constituie un criteriu cu caracter orientativ pentru estimarea vulnerabilității construcției la acțiuni seismice și pentru stabilirea (împreună cu alte criterii) a deciziei de intervenție.

Calculul încărcării seismice convenționale capabile S_{cap} pune în evidență elementele / zonele cu vulnerabilitate ridicată, prin compararea capacităților de rezistență oferite de structură cu cerințele.

Metoda de calcul static post-elastic E_{2b}

Această metodă se situează la un nivel intermediar de complexitate între metoda de calcul static echivalent E_{2a} și cea de calcul dinamic post-elastic E_{2c} .

Aplicarea metodei se recomandă în cazul structurilor cu alcătuire mai puțin ordonată sau cu regimul de înălțime superior celui obișnuit, în completarea calculului ingineresc obligatoriu care le presupune metoda curentă de calcul E_{2a} .

Metoda constă într-un calcul biografic considerând încărcările gravitaționale constante, iar încărcările orizontale aplicate static și monoton crescătoare, distribuite după mai multe legi posibile care vor avea în vedere ponderi diferite ale modurilor proprii de vibrație.

Metoda evidențiază, pentru această ipoteză de încărcare, succesiunea formării articulațiilor (zonelor) plastice, deplasările capabile ale structurii și forțele orizontale asociate.

O variantă a metodei este aceea în care se investighează direct echilibrul la limită (considerând valorile momentelor de plastificare în secțiunile plastice potențiale) pentru structura în întregime sau pentru părți ale acesteia.

Succesiunea operațiilor la metodele de tip E_{2b} (calcul static post-elastic) este cea descrisă în metoda curentă de calcul E_{2a} cu deosebirea că pașii (i)...(vi) se reiau succesiv, în condițiile precizate de observația de la pasul (vi), introducând la fiecare reluare articulații plastice în secțiunile în care se realizează γ_{max} . Dacă se urmărește ca, prin această metodă, să se determine și încărcarea seismică capabilă S_{cap} , eforturile capabile ale secțiunilor critice vor fi calculate cu rezistențe de calcul ale materialelor chiar dacă acestea alterează, în oarecare măsură, sensul fizic al modelului de calcul.

Metoda de calcul dinamic post-elastic E_{2c}

Această metodă, ca și cea prezentată anterior, reprezintă o metodă de verificare în sensul că se aplică unor structuri la care capacitățile secționale de rezistență și de deformare pot fi evaluate. În evaluarea acestor caracteristici se utilizează valori ale rezistențelor materialelor apropiate de valorile medii (de exemplu, pentru beton armat conforme cu prevederile din STAS 10107/0-90).

Metoda de calcul dinamic post-elastic, bazată pe integrarea ecuațiilor de echilibru dinamic exprimat la pași de timp suficient de mici, admite caracteristicile de rigiditate ale structurii constante pe durata fiecărui interval de timp, dar variabile de la un pas de timp la altul, în concordanță cu dezvoltarea deformațiilor plastice și a degradărilor structurale.

Obiectivul acestei metode este determinarea răspunsului structurii, ținând cont de proprietățile ei de deformare post-elastică, la un cutremur definit prin accelerograma sa. Prin acest calcul se stabilesc, pentru fiecare moment de timp, forțele de inerție, solicitările în secțiunile caracteristice ale structurii, deplasările nodurilor structurii, succesiunea formării articulațiilor plastice, mărimea deformațiilor dezvoltate în articulațiile plastice ("cerințele de ductilitate secțională"), precum și alte caracteristici ale răspunsului structural. Evaluarea acestor mărimi permite a se face estimări ale degradărilor produse de un anumit cutremur (raportate, eventual, la degradările efectiv înregistrate), ale siguranței structurale în raport cu diferite stadii de comportare, etc.

Metoda reprezintă un instrument prin intermediul căruia se poate dirija dezvoltarea unui mecanism structural de plastificare favorabil.

Aplicarea metodei presupune cunoscute relația efort-deplasare pentru fiecare element al structurii (legile constitutive ale elementelor) precum și legea de mișcare a bazei. Indicații pentru stabilirea acestor date de bază se dau în instrucțiuni de calcul specifice (Anexa G la Normativul P100-92: Proiectarea antiseismică bazată pe metode de calcul dinamic neliniar [4.4]).

Obiectivul acestei proiectări constă în aprofundarea cunoașterii performanțelor seismice ale structurilor analizate prin metodele de calcul de complexitate mai redusă, enumerate anterior, aplicarea cărora precede metoda de calcul dinamic neliniar.

În cazul construcțiilor existente, obiectivul propus se realizează prin:

a) Determinarea răspunsului seismic al structurii și pe baza acestuia a nivelului de asigurare al construcției;

Identificarea mecanismului de colaps se obține prin majorarea treptată cu ajutorul factorului de scală " s " a intensității accelerogramelor de proiectare definite prin normativ [4.4]. Pentru fiecare nivel de intensitate se analizează principalele cerințe ale răspunsului seismic care condiționează producerea colapsului respectiv: deplasări superioare capacității de deplasare laterală a elementelor verticale, apariția mecanismului de cedare de etaj, depășirea capacității de ductilitate la rotire, depășirea presiunilor maxime pe teren, răsturnarea construcției, etc.

b) Identificarea unor măsuri de intervenție care să permită dirijarea prin proiectare a răspunsului seismic structural a construcției consolidate către satisfacerea cât mai completă a unor criterii specifice comportării post-elastice.

Metodele de calcul dinamic neliniar (DNL) se bazează pe comportarea elasto-plastică a elementelor structurale; ele permit determinarea cu ajutorul programelor de calcul a următoarelor caracteristici ale sistemului structural supus acțiunii seismice reprezentate prin valorile lor maxime și după caz prin istoria lor în timp:

- a) **cerințele** de efort secțional, deplasare, ductilitate, absorbție și disipare de energie care caracterizează răspunsul seismic structural;
- b) **cerințele** de forțe de inerție maxime de nivel (F_m);
- c) **configurațiile** articulațiilor plastice ale "Mecanismelor de Disipare a Energiei" (MDE).

Analiza antiseismică bazată pe metodele DNL este precedată de aplicarea metodelor de calcul liniar static și dinamic prezentate anterior. Astfel calculele dinamice neliniare sunt precedate de:

- a) calculul caracteristicilor modale;
- b) calculul încărcărilor seismice convenționale;
- c) dimensionarea (construcții noi) sau verificarea (construcții existente) pe baza încărcărilor seismice convenționale a elementelor structurale;
- d) calcule statice efectuate pe modelul DNL corespunzătoare ipotezei de încărcare gravitațională. Starea de efort și deformație rezultată din aceste calcule reprezintă "starea inițială" a structurii din analiza DNL.

Structura trebuie să satisfacă în întregime exigențele proiectării sau verificării bazate pe încărcările seismice convenționale determinate conform Normativului P100-92.

Modelarea acțiunii seismice se face prin accelerogramele mișcării terenului. Accelerogramele de proiectare care definesc acțiunea seismică trebuie să satisfacă următoarele condiții:

- să fie reprezentative pentru teren și semnificative pentru structură;
- să fie scalate astfel încât:

$$a_t = \alpha k_s g \quad (4.4a)$$

$$S_a = \geq \beta(T) a_t \quad (4.4b)$$

unde: a_t = accelerația maximă a mișcării terenului;

T = perioada fundamentală a structurii care se calculează;

S_a = ordonata spectrului de accelerații corespunzătoare perioadei fundamentale T .

Principalii parametri care caracterizează accelerograma de calcul sunt:

- a) accelerația maximă a mișcării terenului - a_t . Aceasta se stabilește pe baza relației (4.4a) prin scalarea accelerogramei selectate cu factorul de scală s :

$$s = \frac{a_t}{a_{\max}} \quad (4.5)$$

unde: a_{\max} = accelerația maximă a accelerogramei selectate;

- b) conținutul de frecvențe definit prin spectrul de putere - S_p . În cazurile în care se cunosc date despre caracteristicile geodinamice ale amplasamentului se recomandă corelarea acestor date cu conținutul de frecvențe de calcul prin intermediul spectrului de putere.

Conținutul de frecvențe determină poziția și mărimea vârfurilor spectrelor de accelerații. În consecință la selectarea accelerogramelor de proiectare se va avea în vedere ca aceste vârfuri să se situeze în intervalul de perioade proprii ale structurii.

c) durata mișcării seismice. Acesta crește în majoritatea cazurilor cu intensitatea seismului. Durata semnificativă reprezintă intervalul din accelerogramă care plastifică structura.

Se recomandă ca ori de câte ori este posibil să se ia în considerare accelerograme înregistrate în zona seismică corespunzătoare amplasamentului și care conduc la cele mai defavorabile răspunsuri spectrale. În scopul identificării acestor accelerograme pentru o structură dată se pot consulta cataloage [4.8] care conțin prelucrări spectrale (Spectre Seismice de Răspuns Elastic și Inelastic - SSRE și SSRI) ale accelerogramelor înregistrate pe amplasamente corespunzătoare zonelor seismice A ÷ F din România.

Cu ajutorul metodelor DNL se va analiza sensibilitatea structurii la variația parametrilor de intrare ai mișcării seismice prin considerarea a minimum trei accelerograme de proiectare diferite în primul rând prin conținutul lor de frecvențe.

Modelarea sistemului structural sau Modelul de Calcul Structural (MCS) trebuie să satisfacă ipotezele și caracteristicile modelului adoptat de programul de calcul care va fi utilizat. Principalele programe de calcul folosite sunt ANELISE [4.9] și DRAIN 2D [3.2], pentru calcule plane, și DRAIN 3DX și ABACUS, pentru calcule spațiale.

Cu toate că atât acțiunea cât și răspunsul seismic structural au un caracter spațial se admite utilizarea unor modele structurale plane. În acest caz calculele sunt conduse separat pentru cel puțin două direcții orizontale - de regulă ortogonale - de-a lungul cărora sunt dispuse majoritatea subsistemelor verticale rezistente la seism și care conlucrează prin intermediul planșelor. Modelul plan trebuie să fie astfel alcătuit încât să aibă toate caracteristicile cât mai apropiate de cele ale modelului spațial. Un criteriu aproximativ de validare a modelului plan îl constituie compararea caracteristicilor modale (perioade și vectori proprii) obținute pe baza acestui model cu cele rezultate din calcule elastice spațiale.

Se recomandă ca MCS adoptat să fie caracterizat atât prin neliniaritate fizică cât și geometrică. În unele cazuri, cum ar fi cel al prezenței unor mase importante în zona superioară a construcției, efectul "P - Δ" pus în evidență numai printr-un calcul geometric neliniar poate conduce la dezvoltarea unor cerințe importante de încovoiere în elementele verticale și/sau de răsturnare a construcției.

Se admite utilizarea unor programe de calcul bazate pe modele plane, la care comportarea inelastică a elementelor structurale este idealizată sub forma unor articulații plastice punctuale situate la extremitatea fiecărui element. Relația **moment - rotire** este definită la nivel de element și reprezentată printr-o curbă histeretică biliniară cu sau fără consolidare și/sau degradare de rigiditate. Programul ANELISE se bazează pe modelul de calcul structural descris. Programele DRAIN 2D, DRAIN 3DX, ABACUS, etc. acceptă și alte modele histeretice definite de fibră, secțiune, element sau subansamblu. Pentru cazul panourilor de zidărie înglobate în ochiurile cadrelor, curbele histeretice **forță tăietoare de etaj - deplasare relativă** se definesc la nivel de subansamblu (etaj).

Caracteristicile de rezistență ale MCS care definesc curbele histeretice **moment - rotire** și **forță tăietoare de etaj - deplasare relativă** se calculează pe baza rezistențelor medii ale materialelor în proiectarea construcțiilor noi sau pe baza rezistențelor de calcul obținute în urma încercărilor nedistructive în verificare construcțiilor existente.

Răspunsul seismic structural se determină cu ajutorul metodelor DNL și a programelor de calcul corespunzătoare acestor metode și trebuie să satisfacă cerințele specificate anterior.

Valorile cerințelor răspunsului structural permit stabilirea măsurii în care sunt satisfăcute **criteriile de proiectare** sau **verificare** antiseismice bazate pe metode DNL. Aceste criterii se exprimă prin caracteristici cantitative sau calitative. Aprecierea satisfacerii criteriilor de proiectare sau verificare se face prin compararea cerințelor răspunsului seismic cu capacitățile oferite de structură.

4.1.1.2. Prevederi referitoare la măsurile de intervenție asupra construcțiilor existente

Măsurile de intervenție se fundamentează prin analiza detaliată, de către expertul tehnic, a performanțelor seismice ale construcției și a implicațiilor tehnice, funcționale și economice ale lucrărilor de intervenție. Se vor avea în vedere:

a) criteriile de evaluare a performanțelor seismice ale construcției existente: concepția generală de proiectare, calitatea execuției, valoarea **gradului nominal de asigurare la acțiuni seismice R** determinată conform prevederilor Normativului P100-92 revizuit [4.2], rigiditatea la deplasări orizontale, pericolul rușii fragile a unor elemente structurale vitale, ductilitatea locală și de ansamblu, etc.;

b) natura și gravitatea degradărilor și avariilor produse de acțiunile care au solicitat construcția respectivă în exploatare - acțiuni seismice, tasări ale terenului de fundare, variații de temperatură, suprasarcini, coroziune, condens, explozii, incendii, etc.;

c) durata de exploatare a construcției, ulterioară intervenției, propusă de către expertul tehnic și acceptată de către beneficiar / proprietar;

d) implicațiile unor avarii potențiale grave, în caz de cutremur, asupra mediului învecinat;

e) clasa de importanță a construcției;

f) rezultatele analizei economice;

g) implicațiile măsurilor de intervenție preconizate asupra confortului și funcționalității construcției, precum și asupra modului ei de încadrare în mediul ambiant;

h) alte exigențe formulate de către proprietar (schimbarea parțială sau totală a funcțiunii, re tehnologizarea și reechiparea proceselor de producție, etc.).

Stabilirea măsurilor de intervenție asupra structurilor existente și prioritatea realizării ansamblului lucrărilor de intervenție (proiectare și execuție) se hotărăște în funcție de **clasa de risc seismic** și de **clasa de importanță** a construcției respective, conform prevederilor din Normativul P100-92 [4.1] și completările la normativ [4.2], și de alte criterii semnificative.

La fundamentarea și propunerea deciziei de intervenție se au în vedere, de regulă, două soluții: una **minimală** și una **maximală**.

Soluția minimală are în vedere evitarea prăbușirii construcției (a **colapsului**) precum și a altor fenomene ce pot genera răni grave sau pierderi de vieți omenești în cazul producerii unui cutremur cu caracteristicile celui considerat în proiectarea antiseismică conform Normativului P100-92. În acest scop, soluția de intervenție prevede luarea tuturor măsurilor menite să prevină prăbușirea, totală sau parțială a construcției precum și ridicarea gradului nominal de asigurare la acțiuni seismice al construcției. Valori minime recomandate pentru gradul minimal de asigurare la acțiuni seismice **R_{min}** sunt date în Tabelul 4.1, conform Normativului P100-92:

Tabelul 4.1

Valori minime recomandate pentru gradul minimal de asigurare la acțiuni seismice R_{min}

Clasa de importanță a construcției	I	II	III	IV
R_{min}	0,70	0,60	0,50	0,50

Soluția maximală are în vedere satisfacerea, în cât mai mare măsură, a principiilor și cerințelor formulate în Normativul P100-92 și precizate la începutul paragrafului 4.1.1.2.

4.2. Posibilități de determinare a gradului nominal de asigurare la acțiuni seismice R

Pentru evidențierea posibilităților de determinare a gradului nominal de asigurare la acțiuni seismice **R** conform relației (4.3) și în special a încărcării seismice convenționale capabile S_{cap} conform [4.3], s-au analizat exemple de aplicare și exemple de construcții existente cu structura în cadre de beton armat.

4.2.1. Exemplu de aplicare

Construcția studiată s-a considerat proiectată și executată în anul 1970 cu structură în cadre de beton armat monolite. Structura este regulată, astfel studiindu-se cadrul transversal cu 3 nivele și 3 deschideri prezentat în Figura 4.1. Traveea construcției este de 4,00 m.

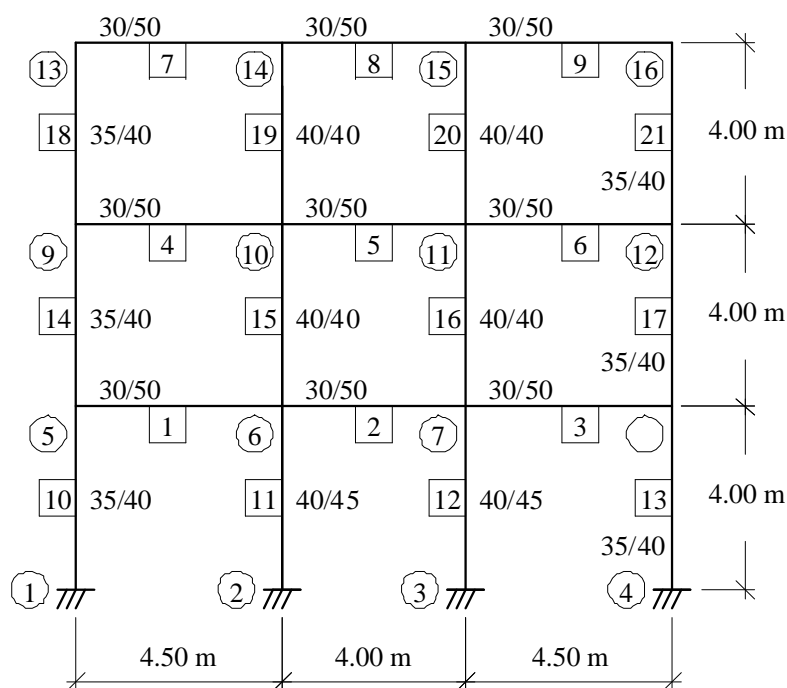


Figura 4.1. Cadrul transversal al structurii studiate.

Pentru a cunoaște dimensiunile elementelor structurale (rigle și stâlpi) din beton armat s-a proiectat structura conform prevederilor legale din anul 1970.

S-au luat în considerare ca acțiuni asupra structurii următoarele încărcări, grupate pe ipoteze de încărcare:

- ipoteza 1 - încărcări permanente date de greutatea proprie a: elementelor de rezistență ale structurii (plăci de planșee, grinzi, stâlpi); elementelor de finisaj (pardoseli, tencuieli); pereții de zidărie de închidere și compartimentare; straturile componente ale acoperișului tip terasă;
- ipoteza 2 - încărcări utile pe planșeele structurii funcție de destinația spațiilor existente;
- ipoteza 3 - încărcarea seismică s-a evaluat conform Normativului P.13-70 "Normativ pentru proiectarea construcțiilor civile și industriale din regiuni seismice" [4.5], pentru structura studiată având clasa de importanță a unei construcții obișnuite și fiind amplasată în Timișoara.

Conform Normativului P.13-70 determinarea încărcărilor seismice orizontale corespunzătoare fiecărui mod propriu de vibrație al structurii se face cu relația

$$S = c Q \quad (4.6)$$

în care c este coeficientul seismic global:

$$c = k_s \beta \psi \phi \varepsilon \quad (4.7)$$

și Q rezultanta încărcărilor gravitaționale.

S-au calculat acești coeficienți pentru modul propriu de vibrație **1** al structurii studiate, în care se obțin forțele seismice orizontale cele mai importante, rezultând:

- $k_s = 0,03$ pentru zona de grad de intensitate seismică **7** (Timișoara) și clasa de importanță **II** (construcții obișnuite);
- $\beta = 0,8 / T = 1,481$ pentru modul propriu de vibrație **1** al structurii cu perioada $T = 0,54$ sec. ;
- $\psi = 1,0$ pentru construcții cu structura în cadre;
- $\phi = 1,0$ pentru teren de fundare normal;
- $\varepsilon = 0,8528$ coeficient de echivalență între sistemul cu mai multe grade de libertate și sistemul cu un grad de libertate, corespunzător modului propriu de vibrație **1** ;
- $c = 0,0379$;
- $S = 93,48 \text{ kN} = S_0$.

Calculul perioadelor proprii de vibrație ale cadrului transversal (Figura 4.1) și a coeficienților de echivalență ε s-a făcut automat pe calculator folosind programul, bazat pe metoda elementelor finite, CADGRAF - Analiza statică și seismică a cadrelor plane - produs de IPCT București, versiunea 1994 [4.6].

Cu aceste ipoteze de încărcare, multiplicat cu coeficienții încărcărilor corespunzători, s-au realizat combinații de încărcări în gruparea fundamentală și specială conform Tabel 4.2:

Tabel 4.2

Ipoteze și combinații de încărcări pentru calculul static al cadrului

Combinații	Ipoteze	Ipoteza 1 Permanentă	Ipoteza 2 Utilă	Ipoteza 3 Seism
Încărcări gravitaționale normate	1.	1,0	0,6	0,0
Încărcări seismice orizontale	2.	0,0	0,0	1,0
	3.	0,0	0,0	-1,0
Gruparea fundamentală	4.	1,2	1,2	0,0
Gruparea specială	5.	1,0	0,6	1,0
	6.	1,0	0,6	-1,0

Încărcând structura cu forța seismică orizontală S_0 determinată conform Normativului P.13-70 în vigoare la data proiectării construcției se asigură calculul momentelor capabile ale secțiunilor comprimate / întinse excentric (stâlpi), rezultatele fiind apropiate de cele ale încărcărilor seismice capabile ale structurii. Această modalitate de determinare a eforturilor secționale capabile este prevăzută în metoda curentă de calcul E_{2a} prezentată anterior [4.3].

Analiza statică s-a realizat cu programul CADGRAF, modelarea în elemente finite a cadrului transversal (discretizarea în noduri și bare) fiind cea prezentată în Figura 4.1.

Programul CADGRAF, care se bazează pe Metoda Elementelor Finite, oferă principala facilitate de analiză seismică prin metoda simplificată de proiectare curentă admisă de Normativul P100 - 92. Această metodă constă într-un calcul în domeniul liniar la acțiunea forțelor seismice orizontale determinate din încărcările gravitaționale de pe structură. Forțele seismice orizontale sunt evaluate automat prin programul CADGRAF.

Au rezultat eforturile secționale de dimensionare pentru riglele și stâlpii structurii, eforturi prezentate în Tabelele 4.3 și 4.4 pentru jumătate din structură, aceasta fiind simetrică. Tabelele prezintă momentele încovoietoare pentru rigle respectiv forțele axiale și momentele încovoietoare pentru stâlpi din încărcări gravitaționale normate (M_g), din încărcarea seismică orizontală S_0 (M_{S_0}) și din gruparea specială a încărcărilor (N_{gS_0} , M_{gS_0}).

Tabelul 4.3

Momente încovoietoare în riglele cadrului din Figura 4.1 conform P.13-70

Nivel	Riglă	Secțiune	M_g [kNm]	M_{S_0} [kNm]	M_{gS_0} [kNm]	M_{cap} [kNm]	γ
1	marginală stânga	stânga	-48,25	-43,46	-91,71	-96,30	0,905
		dreapta	-54,63	-40,91	-95,55	-100,33	0,895
	centrală	stânga	-41,80	-43,28	-85,08	-89,33	0,911
2	marginală stânga	stânga	-51,73	-33,47	-85,20	-89,46	0,887
		dreapta	-52,85	-31,96	-84,82	-89,06	0,883
	centrală	stânga	-41,16	-34,58	-75,74	-79,53	0,901
3	marginală stânga	stânga	-30,91	-15,76	-46,67	-49,00	0,871
		dreapta	-35,22	-14,51	-49,73	-52,22	0,854
	centrală	stânga	-27,94	-15,47	-43,41	-45,58	0,877
							$\gamma_{max} = 0,911$

Tabelul 4.4

Eforturi secționale în stâlpii cadrului din Figura 4.1 conform P.13-70

Stâlp	Nivel	Secțiune	M_g [kNm]	M_{S_0} [kNm]	M_{gS_0} [kNm]	N_{gS_0} [kN]	M_{cap,S_0} [kNm]	γ
marginal	parter	inferioară	10,14	52,82	62,97	-537,46	88,56	0,674
	etaj 1	superioară	25,29	30,04	55,33	-321,24	78,06	0,569
	etaj 2	superioară	30,91	15,76	46,67	-108,05	49,85	0,832
central	parter	inferioară	2,58	74,17	76,75	-722,76	109,06	0,697
	etaj 1	superioară	5,76	51,90	57,66	-445,60	79,82	0,701
	etaj 2	superioară	7,28	29,98	37,26	-169,48	43,63	0,825
								$\gamma_{max} = 0,832$

S-au dimensionat riglele structurii la solicitările de încovoiere și tăiere iar stâlpii la compresiune excentrică și tăiere rezultând secțiunile de beton și armările acestor elemente.

Folosind armăturile dispuse efectiv s-au calculat eforturile capabile la capete de rigle (M_{cap}) și stâlpi (M_{cap,S_0}), prezentate în Tabelele 4.3 și 4.4, adoptându-se pentru rezistențele de calcul ale materialelor valori de calcul determinate conform reglementărilor în vigoare din 1970, valabile conform [4.2] în situațiile când se consideră că la execuția lucrării s-au respectat prevederile de proiectare inițiale, iar structura nu a suferit degradări semnificative în timp.

Conform [4.3] s-au calculat rapoartele γ la capete de bare folosind relația (4.1) care pentru solicitarea de încovoiere, considerată factorul principal în pierderea capacității portante și distrugerea structurilor în cadre existente, devine:

$$\gamma = \frac{M_{S_0}}{M_{cap} \pm M_g} \quad (4.1a)$$

Valorile rapoartelor γ la capete de bare și valorile γ_{max} sunt cuprinse în Tabelele 4.3 și 4.4. Se observă valorile $\gamma < 1$ ($M_{cap} > M_{gS_0}$) pentru structura considerată, respectându-se prevederile de proiectare inițiale, iar construcția nu a suferit degradări semnificative în timp.

Folosind valorile $\gamma = \gamma_{max}$ (pentru rigle respectiv stâlpi) a rezultat forța seismică capabilă S_{cap} a structurii dată de relația (4.2), mărimi prezentate în Tabelul 4.5.

Determinarea încărcării seismice convenționale $S_{necesar}$ s-a făcut conform prevederilor Normativului P100-92 considerând construcția existentă ca o construcție nouă.

Pentru exemplul studiat a rezultat în modul propriu de vibrație **1** :

- $\alpha = 1,0$ pentru clasa de importanță **III** (construcții de importanță normală);
- $k_s = 0,16$ pentru zona seismică de calcul **D** (Timișoara);
- $\beta = 2,5$ pentru modul propriu de vibrație **1** al structurii cu perioada **T = 0,54 sec.** < **T_c = 1,0 sec.** (perioada de colț pentru Timișoara);
- $\psi = 0,2$ pentru construcții cu structura în cadre etajate;
- $\epsilon = 0,8528$ coeficient de echivalență între sistemul cu mai multe grade de libertate și sistemul cu un grad de libertate, corespunzător modului propriu de vibrație **1** ;
- $c = \alpha k_s \beta \psi \epsilon = 0,0682$;
- $S_{necesar} = S = c G = 167,77 \text{ kN}$, unde **G** este rezultanta încărcărilor gravitaționale pentru întreaga structură.

Conform relației (4.3) a rezultat gradul nominal de asigurare la acțiuni seismice **R** , valorile acestuia fiind prezentate în Tabelul 4.5.

Tabelul 4.5

Calculul gradului nominal de asigurare la acțiuni seismice **R**

	Calcul la S_0 - dată de P.13-70 [4.5]		Calcul la S - dată de P100-92 [4.1]	
	presupunând cedarea riglelor	presupunând cedarea stâlpilor	presupunând cedarea riglelor	presupunând cedarea stâlpilor
γ_{max}	0,911 (Tabelul 4.3)	0,832 (Tabelul 4.4)	1,635 (Tabelul 4.6)	1,487 (Tabelul 4.7)
S_{cap} [kN]	102,61	112,36	102,61	112,82
$S_{necesar}$ [kN]	167,77	167,77	167,77	167,77
R	0,61	0,67	0,61	0,67

Acest mod de evaluare a gradului nominal de asigurare la acțiuni seismice **R** pentru construcțiile existente corespunde prevederilor în vigoare la ora actuală [4.2].

Calculul prezintă un dezavantaj major privind determinarea forței seismice capabile S_{cap} a structurii. Dezavantajul constă în folosirea, pentru obținerea unui rezultat cât mai corect, a încărcării "seismice" S_0 , prevăzută de normele din perioada în care a fost proiectată construcția. Cerința aceasta este greu de rezolvat de către inginerul constructor expert, uneori devenind aproape imposibilă în cazul construcțiilor foarte vechi (vârstă între 30 și 40 de ani) ținând cont că primul normativ românesc de proiectare antiseismică a construcțiilor datează din anul 1963: Normativ P.13-63 - "Normativ condiționat pentru proiectarea construcțiilor civile și industriale din regiuni seismice" [4.7].

În scopul rezolvării acestei probleme și pentru simplificarea lucrărilor curente de expertizare s-a studiat posibilitatea determinării forței seismice capabile S_{cap} a structurii prin încărcarea acesteia cu acțiunea seismică S determinată conform normelor actuale - Normativul P100-92 [4.1], posibilitate accesibilă oricărui inginer expert.

Studiul s-a făcut pe structura prezentată anterior (Figura 4.1), realizându-se analiza statică cu același program CADGRAF. Au rezultat eforturile secționale pentru riglele și stâlpii structurii, eforturi prezentate în Tabelele 4.6 și 4.7. Tabelele prezintă momentele încovoietoare pentru rigle respectiv forțele axiale și momentele încovoietoare pentru stâlpi din încărcări gravitaționale normate (M_g), din încărcarea seismică orizontală S (M_s) și din gruparea specială a încărcărilor (N_{gs} , M_{gs}).

Tabelul 4.6

Momente încovoietoare în riglele cadrului din Figura 4.1 conform P100-92

Nivel	Riglă	Secțiune	M_g [kNm]	M_s [kNm]	M_{gs} [kNm]	M_{cap} [kNm]	γ
1	marginală stânga	stânga	-48,25	-78,02	-126,27	-96,30	1,624
		dreapta	-54,63	-73,45	-128,08	-100,33	1,607
	centrală	stânga	-41,80	-77,70	-119,50	-89,33	1,635
2	marginală stânga	stânga	-51,73	-60,09	-111,82	-89,46	1,593
		dreapta	-52,85	-57,39	-110,24	-89,06	1,585
	centrală	stânga	-41,16	-62,09	-103,25	-79,53	1,618
3	marginală stânga	stânga	-30,91	-28,29	-59,20	-49,00	1,564
		dreapta	-35,22	-26,05	-61,27	-52,22	1,533
	centrală	stânga	-27,94	-27,77	-55,72	-45,58	1,574
							$\gamma_{max} = 1,635$

Tabelul 4.7

Eforturi secționale în stâlpii cadrului din Figura 4.1 conform P100-92

Stâlp	Nivel	Secțiune	M_g [kNm]	M_s [kNm]	M_{gs} [kNm]	N_{gs} [kN]	$M_{cap,S}$ [kNm]	γ
marginal	parter	inferioară	10,14	94,83	104,97	-569,28	88,72	1,207
	etaj 1	superioară	25,29	53,92	79,21	-338,15	79,48	0,995
	etaj 2	superioară	30,91	28,29	59,20	-113,40	50,73	1,428
central	parter	inferioară	2,58	133,15	135,73	-717,47	109,04	1,251
	etaj 1	superioară	5,76	93,18	98,94	-442,62	79,64	1,261
	etaj 2	superioară	7,28	53,83	61,11	-168,67	43,49	1,487
								$\gamma_{max} = 1,487$

Folosind armăturile dispuse efectiv, rezultate din dimensionarea inițială, s-au calculat momentele încovoietoare capabile la capete de rigle (\mathbf{M}_{cap}) și stâlpi ($\mathbf{M}_{\text{cap,S}}$), prezentate în Tabelele 4.6 și 4.7.

Prin compararea eforturilor secționale din Tabelele 4.4 și 4.7 se observă că forțele axiale din stâlpi diferă, dar nu semnificativ, datorită calcului static la încărcări seismice diferite \mathbf{S}_0 respectiv \mathbf{S} . Valorile momentelor capabile pentru stâlpi ($\mathbf{M}_{\text{cap,S}_0}$ respectiv $\mathbf{M}_{\text{cap,S}}$) sunt apropiate, influența forței axiale asupra lor fiind redusă.

În ceea ce privește momentele capabile (\mathbf{M}_{cap}) ale riglelor (Tabelele 4.3 și 4.6) acestea rămân identice depinzând numai de armarea efectivă.

S-au calculat rapoartele γ la capete de bare pentru solicitarea de încovoiere, folosind relația (4.1) în care s-au introdus momentele încovoietoare (\mathbf{M}_S) din încărcarea seismică \mathbf{S} :

$$\gamma = \frac{M_S}{M_{\text{cap}} \pm M_g} \quad (4.1b)$$

Valorile rapoartelor γ la capete de bare și valorile γ_{max} sunt cuprinse în Tabelele 4.6 și 4.7. Se observă valorile $\gamma > 1$ ($M_S > M_{S_0} \cong M_{\text{cap}} \pm M_g$) pentru structura proiectată la încărcări seismice $\mathbf{S}_0 < \mathbf{S}$.

Folosind valorile $\gamma = \gamma_{\text{max}}$ (pentru rigle respectiv stâlpi) a rezultat forța seismică capabilă \mathbf{S}_{cap} a structurii dată de relația (4.2) modificată prin introducerea încărcării seismice \mathbf{S} în locul valorii \mathbf{S}_0 , astfel:

$$S_{\text{cap}} = \frac{1}{\gamma} S \quad (4.2a)$$

Aceste noi valori \mathbf{S}_{cap} sunt prezentate în Tabelul 4.5, precum și valorile recalulate ale gradului nominal de asigurare la acțiuni seismice \mathbf{R} .

Se poate observa din Tabelul 4.5 că rezultatele privind gradul nominal de asigurare la acțiuni seismice \mathbf{R} obținut prin calculul conform prescripțiilor în vigoare [4.2], folosind ca încărcări seismice \mathbf{S}_0 cele prevăzute de normele din perioada în care a fost proiectată construcția, și prin calculul mai simplu propus anterior, folosind ca încărcări seismice \mathbf{S} determinate conform normelor actuale, sunt foarte apropiate. Astfel, se poate adopta pentru evaluarea lui \mathbf{R} metoda mai simplă în care se lucrează cu încărcări seismice determinate conform Normativului P100-92.

Modalitatea prevăzută de Normativul P100-92 și completările sale pentru stabilirea gradului nominal de asigurare la acțiuni seismice \mathbf{R} , problemă dezbătută și detaliată anterior, se referă la comportarea globală a structurilor studiate precum și la fundamentarea deciziei de intervenție asupra construcțiilor studiate.

În practica expertizării construcțiilor această verificare globală a valorii \mathbf{R} se completează cu verificări secționale în diferite zone ale structurii importante pentru comportarea de ansamblu. Pot exista situații când este verificată valoarea $\mathbf{R} \geq \mathbf{R}_{\text{min}}$ conform Tabelului 4.1 [4.1] și totuși există elemente structurale sau secțiuni ale acestora în care capacitatea portantă capabilă este mică în comparație cu capacitatea portantă necesară, situație care indică inginerului expert necesitatea remedierilor și/sau consolidărilor locale.

Aceste verificări locale pentru diferite elemente și secțiuni au fost făcute pe structura în cadre de beton armat din Figura 4.1. S-au calculat valorile **R** secționale la capete de rigle și stâlpi pentru solicitarea de încovoiere folosindu-se relația generală

$$R = \frac{M_{cap}}{M_{nec}} \quad (4.8)$$

derivată din relația (4.3) pentru determinarea gradului nominal de asigurare la acțiuni seismice **R** global [4.2].

Pentru a lua în considerare numai acțiunea seismică relația (4.8) devine:

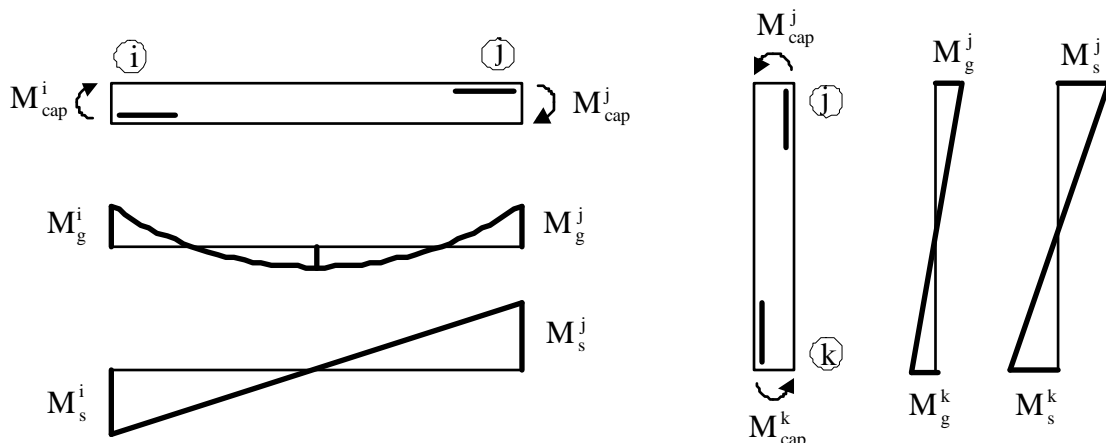
$$R_s = \frac{M_{cap} \pm M_g}{M_s} \quad (4.9)$$

Proiectarea structurilor se face la combinații de încărcări (fundamentale și speciale) și nu la ipoteze de încărcare (gravitaționale și orizontale - seism), capacitatea portantă fiind în directă legătură cu eforturile secționale date de combinațiile de încărcări. Este posibil ca inginerii experți să determine **R** secțional în combinațiile din gruparea specială de încărcări - încărcări gravitaționale normate plus acțiunea seismică. Utilizarea acestei modalități de calcul a lui **R** și rezultatele obținute au fost comparate cu situația determinării lui **R** numai din încărcări seismice.

Determinarea lui **R** secțional în gruparea specială a încărcărilor s-a făcut cu relația:

$$R_{gs} = \frac{M_{cap}}{M_{gs}} \quad (4.10)$$

Acest mod de calcul precum și starea de solicitare la momente încovoietoare a riglelor respectiv stâlpilor unui cadru de beton armat sunt prezentate în Figura 4.2.



$$R = \frac{M_{cap}}{M_{nec}} = \frac{M_{cap}}{M_g^{nec} \pm M_s^{nec}}$$

Figura 4.2. Determinarea lui **R_{gs}** secțional pentru rigle și stâlpi.

Aplicarea acestor relații la riglele structurii din Figura 4.1 a condus la rezultatele prezentate în Tabelul 4.8, adică valorile gradului de asigurare în diferite secțiuni calculat din acțiuni seismice R_S respectiv în gruparea specială de încărcări R_{gS} precum și diferența procentuală $\Delta\% = \frac{R_{gS} - R_S}{R_S} \times 100$ dintre aceste mărimi. S-au folosit valorile momentelor încovoietoare capabile (M_{cap}) și cele rezultate din calculul static (M_g , M_S și M_{gS}) din Tabelul 4.6.

Tabelul 4.8

Valorile gradului nominal de asigurare R calculate în diferite ipoteze pentru riglele cadrului din Figura 4.1

Nivel	Riglă	Secțiune	R_S	R_{gS}	Δ [%]
1	marginală stânga	stânga	0,62	0,76	24 %
		dreapta	0,62	0,78	26 %
	centrală	stânga	0,61	0,75	22 %
2	marginală stânga	stânga	0,63	0,80	27 %
		dreapta	0,63	0,81	28 %
	centrală	stânga	0,62	0,77	25 %
3	marginală stânga	stânga	0,64	0,83	29 %
		dreapta	0,65	0,85	31 %
	centrală	stânga	0,64	0,81	29 %
			$R_{S, \min} = 0,61$	$R_{gS, \min} = 0,75$	$\Delta_{\max} = 31 \%$

Din Tabelul 4.8 se observă că diferențele nu sunt foarte mari între cele două moduri de determinare a coeficientului R secțional.

În ceea ce privește stâlpii cadrului studiat s-a calculat gradul nominal de asigurare la acțiuni seismice R în diferite secțiuni cu relația (4.9) pentru acțiunea seismică respectiv (4.10) pentru gruparea specială. Pentru a lua în considerare momentul încovoietor capabil al stâlpilor determinat la acțiunea încărcării seismice S_0 - dată de Normativul P.13-70 [4.5] - respectiv la S - dată de Normativul P100-92 [4.1] - relațiile pentru calculul lui R s-au modificat astfel:

$$R_{S_0} = \frac{M_{cap,S_0} \pm M_g}{M_S}, R_S = \frac{M_{cap,S} \pm M_g}{M_S} \quad (4.9a), (4.9b)$$

$$R_{gS_0} = \frac{M_{cap,S_0}}{M_{gS}}, R_{gS} = \frac{M_{cap,S}}{M_{gS}} \quad (4.10a), (4.10b)$$

Aplicarea acestor relații la stâlpii structurii din Figura 4.1 a condus la rezultatele prezentate în Tabelul 4.9, adică valorile gradului de asigurare în diferite secțiuni calculat din acțiuni seismice R_{S_0} , R_S respectiv în gruparea specială de încărcări R_{gS_0} , R_{gS} precum și diferențele procentuale $\Delta_{S_0}\% = \frac{R_{gS_0} - R_{S_0}}{R_{S_0}} \times 100$ respectiv $\Delta_S\% = \frac{R_{gS} - R_S}{R_S} \times 100$ dintre aceste mărimi. S-au folosit valorile momentelor încovoietoare capabile (M_{cap,S_0} , $M_{cap,S}$) și cele rezultate din calculul static (M_g , M_S și M_{gS}) din Tabelele 4.4 și 4.7.

Tabelul 4.9

Valorile gradului nominal de asigurare **R** calculate în diferite ipoteze pentru stâlpii cadrului din Figura 4.1

Stâlp	Nivel	Secțiune	R_{S_0}	R_S	R_{gS_0}	R_{gS}	Δ_{S_0} [%]	Δ_S [%]
marginal	parter	inferioară	0,83	0,83	0,84	0,85	2 %	2 %
	etaj 1	superioară	0,98	1,00	0,99	1,00	1 %	0 %
	etaj 2	superioară	0,67	0,70	0,84	0,86	26 %	22 %
central	parter	inferioară	0,80	0,80	0,80	0,80	0 %	0 %
	etaj 1	superioară	0,80	0,79	0,81	0,80	2 %	2 %
	etaj 2	superioară	0,68	0,67	0,71	0,71	6 %	6 %
			$R_{S_0,min} =$ 0,67	$R_{S,min} =$ 0,67	$R_{gS_0,min} =$ 0,71	$R_{gS,min} =$ 0,71	$\Delta_{S_0,max} =$ 26 %	$\Delta_{S,max} =$ 22 %

Din Tabelul 4.9 se poate observa, în primul rând, că valorile R_{S_0} și R_S respectiv R_{gS_0} și R_{gS} sunt aproape identice. Concluzia este că se poate lucra la evaluarea lui **R** secțional fie cu încărcarea seismică S_0 fie, mai accesibil, cu încărcarea seismică **S**. Aceași concluzie s-a desprins și din studiul anterior asupra determinării lui **R** global.

De asemenea se observă că diferențele Δ_{S_0} respectiv Δ_S nu sunt foarte mari deci ar fi posibilă determinare, în diferite condiții, a coeficientului **R** secțional în gruparea specială a încărcărilor, calcul mai apropiat de modul de proiectare structurală.

4.2.2. Concluzii privind posibilitățile de determinare a gradului nominal de asigurare la acțiuni seismice **R**

Introducerea raportului γ , prin revizuirea Normativului P100-92, prezintă o importanță deosebită sub mai multe aspecte:

- este decisiv pentru evaluarea forței seismice capabile S_{cap} a structurii și a gradului nominal de asigurare la acțiuni seismice **R**;
- alegerea valorilor γ critice și implicit a secțiunilor critice trebuie să aibă în vedere faptul că, plastificarea (sau chiar ruperea unor elemente) nu înseamnă întotdeauna un pericol pentru structură, în totalitatea ei. Inginerul expert trebuie să aprecieze care dintre secțiunile în care au rezultat valori mari ale coeficientului γ (deci care sunt primele care se vor plastifica) reprezintă secțiuni cu adevărat vitale ale structurii;
- selectarea lui γ să reprezinte cedarea stâlpilor și nu a riglelor, deoarece valori γ mari în stâlpi reprezintă o situație periculoasă pentru întreaga structură;
- calculul lui **R** global, pentru întreaga structură, folosind rapoartele γ include concluziile date de calculul lui **R** secțional. Secțiunile în care s-au obținut cele mai mari valori γ sunt aceleași cu secțiunile în care **R** secțional are valori minime, deci cele mai periculoase. Valorile γ_{max} indică secțiunile cele mai periculoase unde ar trebui intervenit prin reparații: remedieri, consolidări.

În urma studiilor prezentate anterior se fac și următoarele propuneri:

1. Calculul lui R secțional să se facă în gruparea specială, folosind formula (4.10) respectiv (4.10b), întrucât vine în sprijinul experților și proiectanților, prin efectuarea unor calcule mai simple. Cum această apreciere este, în anumite situații, mai dezavantajoasă față de prevederile Normativului P100-92 revizuit se propune să fie eventual majorat R_{min} cu 10 % și să fie diferențiat pe tipuri de elemente conform Tabelului 4.1. Prin această propunere se elimină posibilitatea supraaprecierii capacității de rezistență a unei construcții existente, eventualitate ce ar putea să existe atunci când unii experți ar folosi pentru calculul lui R gruparea specială.

Tabelul 4.10

Valori propuse pentru gradul minimal de asigurare la acțiuni seismice R_{min} secțional

Clasa de importanță a construcției	I	II	III	IV
R_{min} pentru rigle	0,80	0,70	0,60	0,50
R_{min} pentru stâlpi	0,90	0,80	0,70	0,60

2. În condițiile în care această propunere nu este viabilă se consideră ca avantajoasă folosirea în calcule a încărcării seismice S dată de Normativul P100-92, în locul încărcării seismice S_0 dată de normativele din perioada în care a fost proiectată construcția, deoarece:

- calculul lui R_s (folosind încărcarea seismică S dată de P100-92) - relația (4.9) respectiv (4.9b) - este de preferat în locul lui R_{S_0} - relația (4.9a) - (calcul la încărcarea seismică S_0 dată de normativele din perioada în care a fost proiectată construcția);
- calculul rapoartelor γ cu relația (4.1b) și S_{cap} cu relația (4.2a) - calcul la încărcarea seismică S - este de preferat calculului cu relațiile (4.1) respectiv (4.2) - calcul la încărcarea seismică S_0 .

4.3. Comportarea în timp a construcțiilor existente

Comportarea în timp presupune definirea durabilității construcțiilor, care reprezintă, așa cum s-a arătat anterior, intervalul de timp în care construcția își păstrează toate caracteristicile necesare funcționării ei normale. Pentru a pune în evidență efectul tuturor acțiunilor posibile - cu caracter monoton și a celor excepționale - asupra siguranței construcțiilor, în Figura 4.3 este reprezentată variația ipotetică, în timp, a încărcării seismice convenționale a construcției. Prin schema reprezentată sunt luate în considerare nu numai acțiunile permanente, variabile și excepționale, dar și cele ale factorilor de mediu (Figura 4.4), care introduc mai complet efectul parametrului timp.

Alte considerente care dau caracterul orientativ al determinării gradului nominal de asigurare la acțiuni seismice R sunt:

- secțiunile transversale ale elementelor alese pentru calculul valorii S_{cap} nu sunt întotdeauna suficiente;
- prin normativul P100-92 se indică pentru determinarea calității materialelor din elementele structurale doar metodele nedistructive care nu în toate situațiile permit aprecierea stării reale a rezistenței elementelor;
- calculul indicat este determinist ceea ce poate conduce la supraevaluări ale lui S_{cap} , un calcul mai sigur fiind obținut prin introducerea fractilului S_p^t .

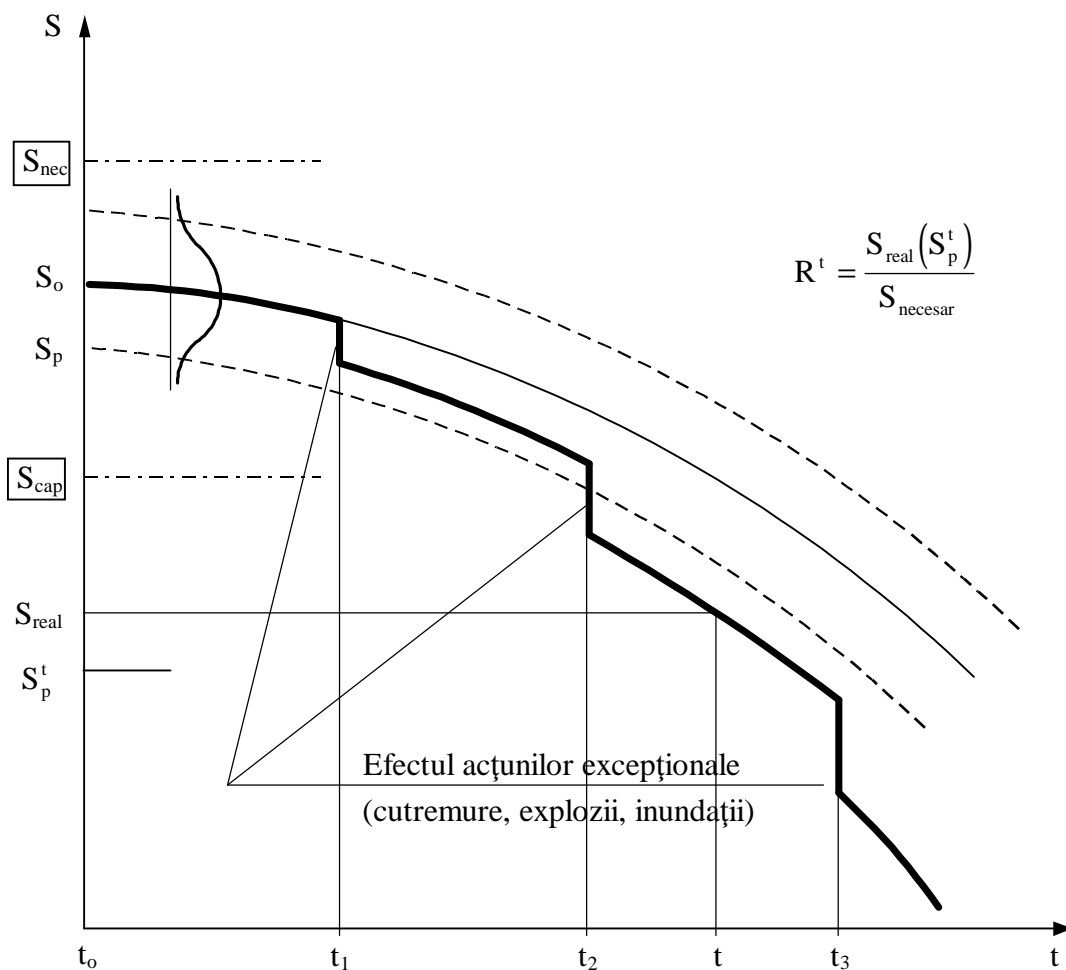


Figura 4.3. Efectul acțiunilor monotone și excepționale asupra siguranței construcțiilor.

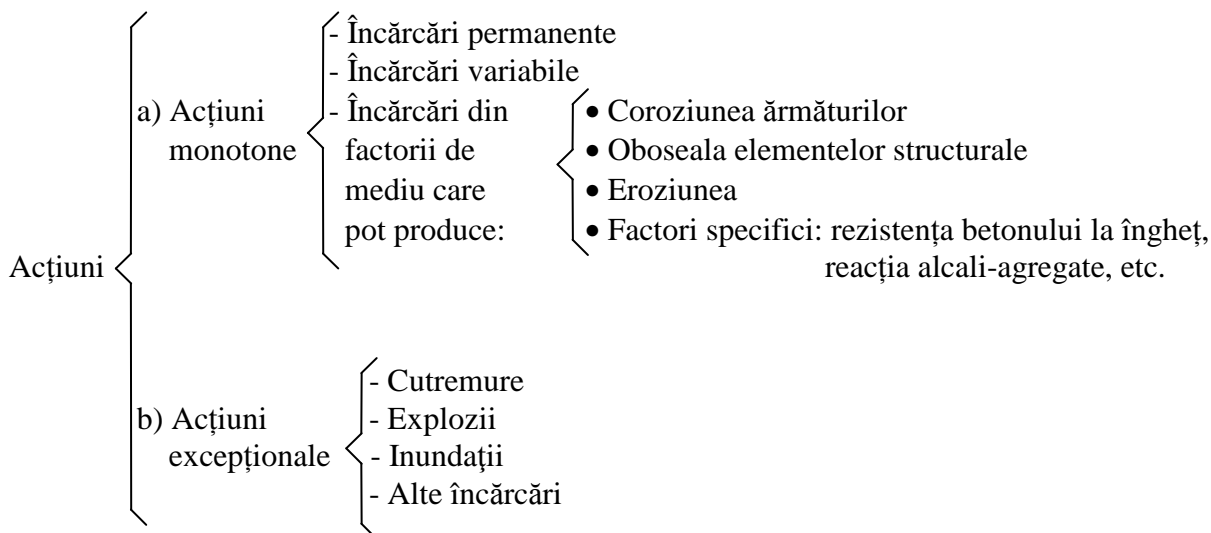


Figura 4.4. Tipuri de acțiuni.

Luând în considerare cele prezentate se presupune că în aprecierea gradului nominal de asigurare la toate acțiunile posibile este necesar a se calcula raportul R^t , indicat în Figura 4.3.

4.3.1. Efectul factorilor din mediul înconjurător

Necesitatea re-proiectării construcțiilor în general și a celor de beton armat, în special, apare ca urmare a acțiunilor care solicită în decursul timpului elementele structurilor de rezistență, ceea ce conduce la diminuarea, în diferite grade, a capacității portante a respectivelor structuri.

În acest scop se prezintă scheme originale pentru a pune în evidență efectul în timp al diferitelor acțiuni asupra rezervei de rezistență a unei structuri de beton armat.

Astfel se urmărește stabilirea unor procedee adecvate de calcul, care să fie capabile a introduce modificările care apar în timp în ceea ce privește proprietățile mecanice, fizice și geometrice.

Pentru stabilirea capacității de rezistență a unei structuri de beton armat după o anumită durată de exploatare în vederea consolidării acesteia, se propun și se analizează și două procedee de abordare ale problemei:

- **procedeul articulațiilor plastice;**
- **procedeul modificării modulului de rigiditate.**

Procedeele de analiză propuse au fost testate pentru unele structuri și programe de calcul existente.

4.3.1.1. Procedeele articulațiilor plastice

Pentru a răspunde la întrebarea "în ce mod influențează degradarea, în timp, a unor secțiuni ale elementelor structurale asupra gradului nominal de asigurare la acțiuni seismice?" a fost analizată structura în cadre ilustrată în Figura 4.1. Alcătuirea acesteia, încărcările, ipotezele și combinațiile de încărcări sunt cele prezentate anterior, la paragraful 4.2.1.

S-a presupus că la $1/2$ sau $1/4$ din deschiderile riglelor apar articulații plastice care modifică schema statică a structurii. O astfel de presupunere este cât se poate de reală și a fost întâlnită la mai multe structuri de beton armat expertizate.

Astfel, s-a constatat că în anumite încăperi ale unor construcții civile și industriale, unde există o umiditate peste cea normală interiorului unei clădiri (grupuri sanitare, dușuri, laboratoare, etc.) apare, în mod inevitabil, coroziunea armăturilor transversale și longitudinale de rezistență.

Cele mai expuse secțiuni ale elementelor de rezistență sunt câmpurile riglelor structurilor în cadre deoarece sunt cele mai puțin protejate atât la procesul de carbonatare a betonului cât și la cel de coroziune propriu-zisă a armăturilor; la noduri pardoseala și placa reprezintă "bariere" redutabile împotriva procesului de coroziune al armăturilor de rezistență de la partea superioară, în timp ce armătura inferioară este mai puțin expusă decât cea din câmpuri datorită prezenței stâlpului și a unor eventuale panouri din beton sau zidărie.

Determinarea gradului nominal de asigurare la acțiuni seismice \mathbf{R} s-a făcut conform prevederilor Normativului P100-92 revizuit [4.2] prevederi prezentate anterior. S-au determinat valorile rapoartelor γ date de relația (4.1) respectiv (4.1b), pentru solicitarea de încovoiere, adoptată în concordanță cu concluziile prezentate la paragraful 4.2.2:

$$\gamma = \frac{M_s}{M_{cap} \pm M_g} \quad (4.1b)$$

S-a făcut analiza secțională a acestui parametru pentru fiecare element component al structurii din Figura 4.1. Cu aceste valori s-a calculat S_{cap} și valorile gradului nominal de asigurare la acțiuni seismice \mathbf{R} . Acesta reprezintă o valoare globală, \mathbf{R} global, calculată pentru întreaga structură.

Pentru a răspunde la întrebarea pusă mai sus s-a proiectat structura studiată în conformitate cu Normativul P100-92 considerându-se ca fiind amplasată în zona seismică A și respectiv în zona seismică D.

S-a presupus că la capetele tuturor barelor ariile de armătură calculate nu s-au degradat în timp.

În câmpul grinzilor, la 1/2 sau 1/4 din deschideri, momentele încovoietoare capabile M_p sunt reduse datorită coroziunii în timp a armăturilor inferioare, întinse, astfel:

$$M_{p_1} = 0 ; M_{p_2} = M_{cap}/2 ; M_{p_3} = 2M_{cap}/3 \quad (4.11)$$

în care M_{cap} reprezintă momentul încovoietor capabil inițial.

În secțiunile grinzilor în care momentul încovoietor rezultat din calculul static depășește valoarea M_p s-a considerat că apar articulații plastice în care acționează momentul încovoietor cu valoarea M_p . Localizarea acestor articulații plastice pentru structura studiată este descrisă în Figura 4.5.

S-a considerat apariția articulațiilor plastice din încărcările seismice și din gruparea specială a încărcărilor, două situații diferite după cum se observă din Figura 4.5.

Studiul parametric al valorilor lui \mathbf{R} este prezentat în graficele din Figurile 4.6 și 4.7. S-a studiat influența apariției articulațiilor plastice în diferite poziții pe deschiderea grinzilor în Figura 4.6 și influența progresiei coroziunii armăturilor întinse din câmpul grinzilor (diminuarea momentelor încovoietoare capabile M_p) în Figura 4.7.

Calculul valorilor γ și \mathbf{R} conform Normativului P100-92 revizuit s-a făcut considerând apariția articulațiilor plastice numai din încărcarea seismică (vezi Figura 4.5).

Valorile \mathbf{R} s-au determinat separat în situațiile de cedare a grinzilor respectiv stâlpilor.

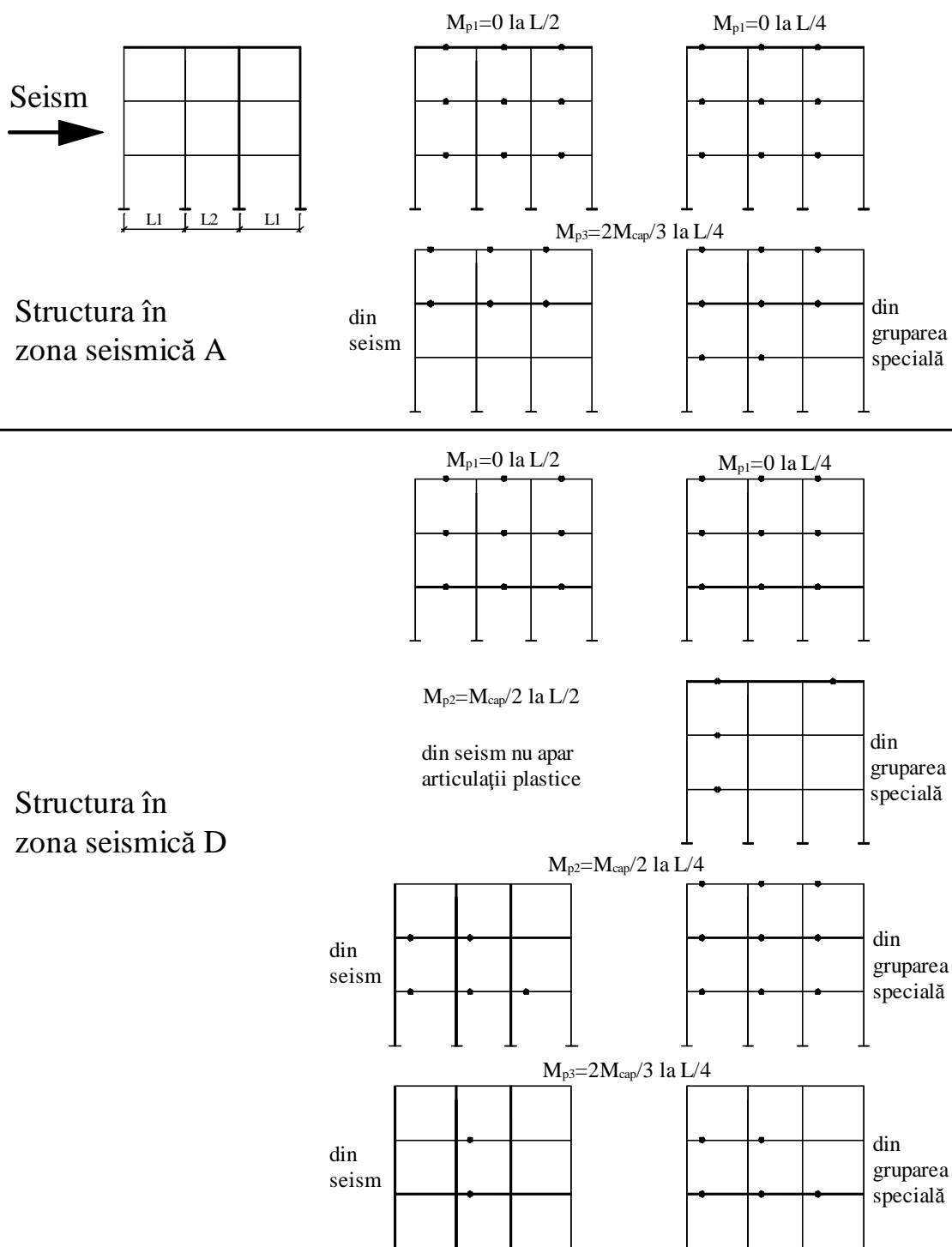


Figura 4.5. Localizarea articulațiilor plastice pentru structura studiată.

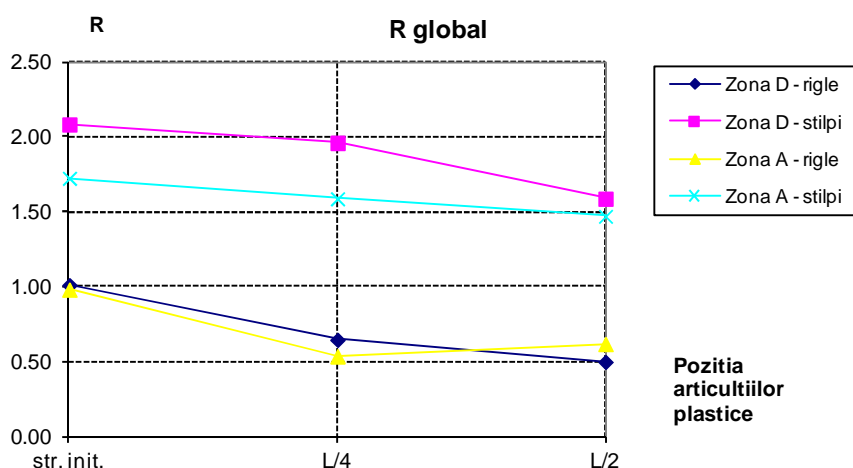


Figura 4.6. Influența apariției articulațiilor plastice, în diferite poziții pe deschiderea grinzilor, asupra lui R global.

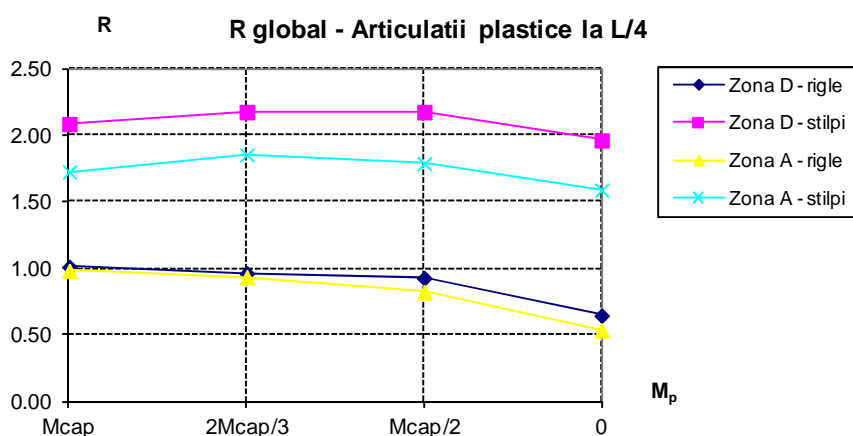


Figura 4.7. Influența progresiei coroziunii armăturilor întinse din câmpul grinzilor asupra lui R global.

Localizarea articulațiilor plastice este diferită din încărcările seismice și din gruparea specială a încărcărilor (Figura 4.5). Situația din gruparea specială este mai periculoasă, articulațiile plastice fiind mai numeroase datorită influenței defavorabile a încărcărilor gravitaționale asupra depășirii capacității portante în secțiunile grinzilor cu armături corodate.

Pentru evidențierea acestui aspect s-au determinat valorile lui R din secțiunile caracteristice (capete de rigle și stâlpi) în gruparea specială a încărcărilor, în conformitate cu Figura 4.2 și relațiile (4.8) și (4.10) stabilite anterior:

$$R_{gS} = \frac{M_{cap}}{M_{gS}} \quad (4.10)$$

Rezultatele determinărilor reprezintă R secțional și sunt prezentate în graficele din Figurile 4.8 și 4.9. Se prezintă valorile minime R_{min} obținute pentru grinzile și respectiv stâlpii structurii. S-a studiat influența apariției articulațiilor plastice în diferite poziții pe deschiderea grinzilor - Figura 4.8, și influența progresiei coroziunii armăturilor întinse din câmpul grinzilor (diminuarea momentelor încovoietoare capabile M_p) - Figura 4.9.

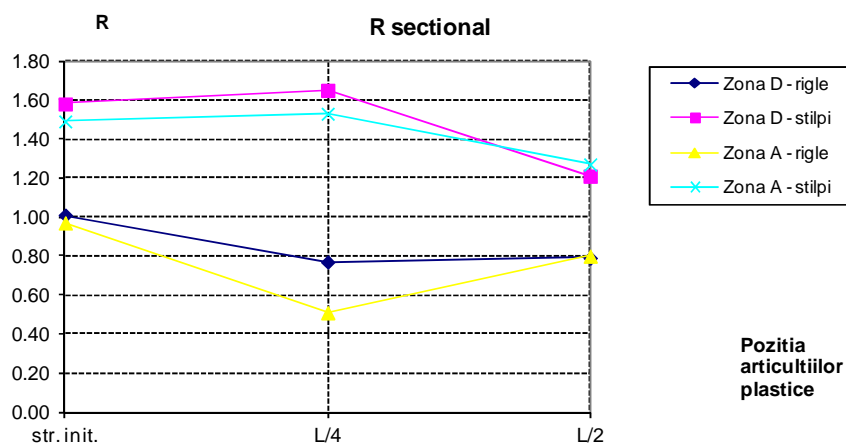


Figura 4.8. Influența apariției articulațiilor plastice, în diferite poziții pe deschiderea grinzilor, asupra lui R_{\min} secțional.

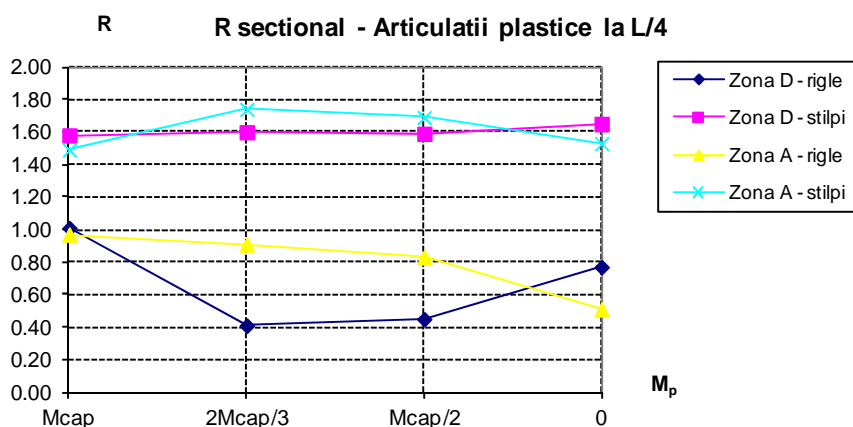


Figura 4.9. Influența progresiei coroziunii armăturilor întinse din câmpul grinzilor asupra lui R_{\min} secțional.

Concluziile acestui studiu sunt:

- diminuarea momentelor încovoietoare capabile M_p duce la reducerea gradului nominal de asigurare la acțiuni seismice R . Cea mai mare influență apare în cazul articulației propriu-zise: $M_p = 0$ - armături distruse complet;
- efectul articulațiilor plastice din câmpul grinzilor este semnificativă pentru grinzi, indiferent de zona seismică în care este amplasată structura (Figura 4.7);
- influența asupra stâlpilor nu este foarte mare. Acest lucru este explicat și de modul de proiectare inițială a stâlpilor la eforturi majorate conform Normativului P100-92, spre deosebire de rigle proiectate la eforturi rezultate din calculul static;
- poziția articulațiilor plastice (la 1/2 sau 1/4 din deschiderile grinzilor) nu influențează foarte mult valorile lui R ;
- efectul posibilelor deteriorări din câmpul grinzilor este un fenomen important, reducându-se R sub valorile prescrise de Normativul P100-92;
- aceste concluzii sunt susținute prin ambele modalități de calcul ale lui R : global, conform prevederilor Normativului P100-92; secțional, conform propunerilor anterioare. Aceste modalități de calcul trebuie abordate simultan deoarece localizarea articulațiilor plastice este diferită din încărcările seismice

și din gruparea specială a încărcărilor (Figura 4.5). Situația din gruparea specială este mai periculoasă, articulațiile plastice fiind mai numeroase datorită influenței defavorabile a încărcărilor gravitaționale asupra depășirii capacității portante în secțiunile grinzilor cu armături corodate, ceea ce se poate observa și din valorile lui R determinate în cele două ipoteze de calcul.

Procedeeul de calcul prezentat, prin care se iau în considerare degradările structurale în timp, reprezintă o variantă a metodei de calcul static post-elastic E_{2b} conform Normativului P100-92. Astfel, se consideră valorile momentelor de plastificare în secțiunile plastice potențiale pentru structura în întregime sau pentru părți ale acesteia, în zonele (secțiunile) afectate datorită coroziunii armăturilor din beton.

Analiza statică a cadrelor de beton armat se face simplificat în stadiul elastic, considerând apariția articulațiilor plastice în diferite secțiuni și respectiv momentele încovoietoare capabile.

Metoda adoptată este de complexitate superioară calculului în domeniul elastic. Se pot lua în considerare efectele defavorabile în timp ale degradărilor structurale. Analiza efectuată este simplificată, relativ ușor de utilizat, reprezentând un instrument viabil de abordare a structurilor afectate de problemele de durabilitate.

4.3.1.2. Procedeeul modificării modulului de rigiditate

În vederea aprecierii capacității portante a unei structuri de beton armat, după o anumită durată de exploatare, în paragraful de față sunt prezentate relațiile pentru determinarea modulului de rigiditate K pentru un element de beton armat cu luarea în considerare a fisurării zonelor întinse de beton și a efectelor de creștere a deformațiilor betonului în timp.

Modulul de rigiditate este preluat din STAS 10107/0-76 [4.10] și se referă la următoarele solicitări:

a) elemente solicate la compresiune excentrică cu excentricitate mică:

$$K = \frac{E_b}{1 + v\bar{\phi}} A_b + E_a \cdot A_a \quad (4.12)$$

în care: v - raportul între solicitarea de exploatare de lungă durată și solicitarea totală de exploatare;

$\bar{\phi}$ - caracteristica deformației în timp a betonului;

A_b - aria zonei maxime de beton având drept centru de greutate punctul de aplicare al forței exterioare N .

b) elemente solicate la întindere centrică sau întindere excentrică cu excentricitate mică:

$$K = \frac{E_a \cdot A_a}{1 - \frac{0,2 - 0,1v}{p}} \quad (4.13)$$

c) elemente solicate la încovoiere, compresiune excentrică cu excentricitate mare și întindere excentrică cu excentricitate mare:

$$K = \frac{E_a \cdot A_a \beta h_0^2}{1 \mp \frac{\xi - \bar{x}_A}{e_0}} \quad (4.14)$$

în care: $\bar{e}_0 = e_{oc}/h_0$ - excentricitatea relativă de calcul a forței **N** față de centrul de greutate al secțiunii;

$\bar{x}_A = x_A/h_0$ - în care x_A este distanța dintre centrul de greutate al secțiunii și centrul de greutate al armăturii A_a ;

$\xi = z/h_0$.

Principalii parametri care intră în modulul de rigiditate sunt: ariile de beton și armătură (A_b și A_a); modulii de elasticitate pentru cele două materiale (E_b și E_a); caracteristica deformației în timp a betonului; raportul între solicitarea de exploatare de lungă durată și solicitarea totală de exploatare; etc.

Acest procedeu este conceput pentru a răspunde la două cerințe esențiale ale re-proiectării structurilor:

- introducerea în calcul a modificărilor rezultate în caracteristicile mecanice și dimensiunile geometrice ale structurii ca urmare a acțiunilor propriu-zise sau a celor datorate mediului ambiant;
- utilizarea unor programe de calcul a structurilor existente și utilizate pe scară largă de către proiectanți.

Principiul procedurii este relativ simplu și constă în următoarele modificări față de un calcul obișnuit de proiectare a unei structuri.

Pentru un cadru de beton armat, spre exemplu, se consideră un număr sporit de elemente finite care se obțin prin introducerea unor noduri suplimentare în câmpurile riglelor și eventual stâlpilor; prin aceste noduri se pot delimita, dacă apare necesar, zonele plastice potențiale ale elementelor respective.

Prin aceste delimitări de elemente finite este posibil a se furniza caracteristici fizice, mecanice și eventual geometrice diferite de la element la element introducându-se, astfel, modificările locale care apar în diferite acțiuni. Principalul parametru care se modifică în programul de calcul este modulul de rigiditate **K** care, așa cum s-a precizat, ia în considerare atât zonele fisurate de beton armat și deformațiile betonului în timp cât și gradul diferit, ca profunzime și loc de producere, a coroziunii armăturilor. Modificările modulului de rigiditate se pot face la orice durată de exploatare fiind posibile măsurile de întreținere și consolidare a structurilor.

Pentru a răspunde la întrebarea "în ce mod influențează degradarea, în timp, a unor zone ale elementelor structurale asupra gradului nominal de asigurare la acțiuni seismice?" a fost analizată structura în cadre ilustrată în Figura 4.1. Alcătuiră acesteia, încărcările, ipotezele și combinațiile de încărcări sunt cele prezentate anterior, la paragraful 4.2.1.

S-a presupus că în zona centrală a riglelor și/sau stâlpilor armăturile întinse (A_a) s-au degradat în timp reducându-se la $2/3 A_a$ respectiv $1/3 A_a$. Rezultă reducerea proporțională a modurilor de rigiditate K ai elementelor structurale.

Pentru modelarea acestor modificări de arii de armătură respectiv moduli de rigiditate printr-un calcul liniar elastic folosind programele de analiză statică uzuale s-a echivalat reducerea lui K prin reducerea proporțională a modurilor de elasticitate E la valori $2/3 E$ respectiv $1/3 E$ pentru rigle și/sau stâlpi. Aceste ipoteze de calcul sunt ilustrate în Figura 4.10 și Tabelul 4.11 și pentru cadrul de beton armat studiat.

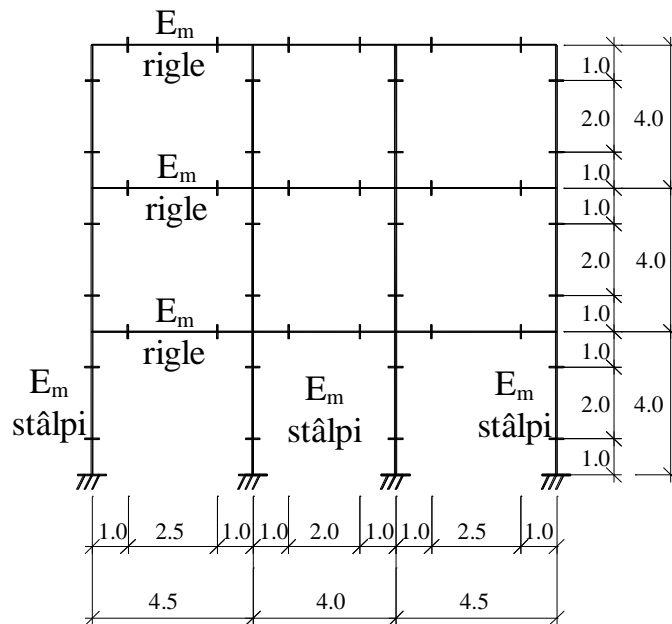


Figura 4.10. Moduli de elasticitate modificați pentru rigle și/sau stâlpi.

Tabelul 4.11

Moduli de elasticitate modificați pentru rigle și/sau stâlpi

Ipoteze de calcul	E modificat pentru rigle		E modificat pentru stâlpi		E modificat pentru rigle și stâlpi	
E_m	$2E/3$	$E/3$	$2E/3$	$E/3$	$2E/3$	$E/3$

Determinarea gradului nominal de asigurare la acțiuni seismice R s-a făcut conform prevederilor Normativului P100-92 revizuit [4.2], prevederi prezentate anterior. S-au determinat valorile rapoartelor γ date de relația (4.1) respectiv (4.1b), pentru solicitarea de încovoiere, adoptată în concordanță cu concluziile prezentate la paragraful 4.2.2:

$$\gamma = \frac{M_s}{M_{cap} \pm M_g} \quad (4.1b)$$

S-a făcut analiza secțională a acestui parametru pentru fiecare element component al structurii din Figura 4.10. Cu aceste valori s-a calculat S_{cap} și valorile gradului nominal de asigurare la acțiuni seismice R global.

Structura studiată și proiectată în conformitate cu Normativul P100-92 s-a considerat ca fiind amplasată în zona seismică A și respectiv în zona seismică D.

S-a presupus că la capetele tuturor barelor ariile de armătură calculate nu s-au degradat în timp.

Studiul parametric al valorilor lui R este prezentat în graficele din Figurile 4.11 și 4.12 pentru structura situată în zona seismică A, respectiv Figurile 4.13 și 4.14 pentru structura situată în zona seismică D. S-a studiat influența modificării modului de elasticitate în diferite ipoteze de calcul.

Valorile R s-au determinat separat în situațiile de cedare a grinzilor respectiv stâlpilor.

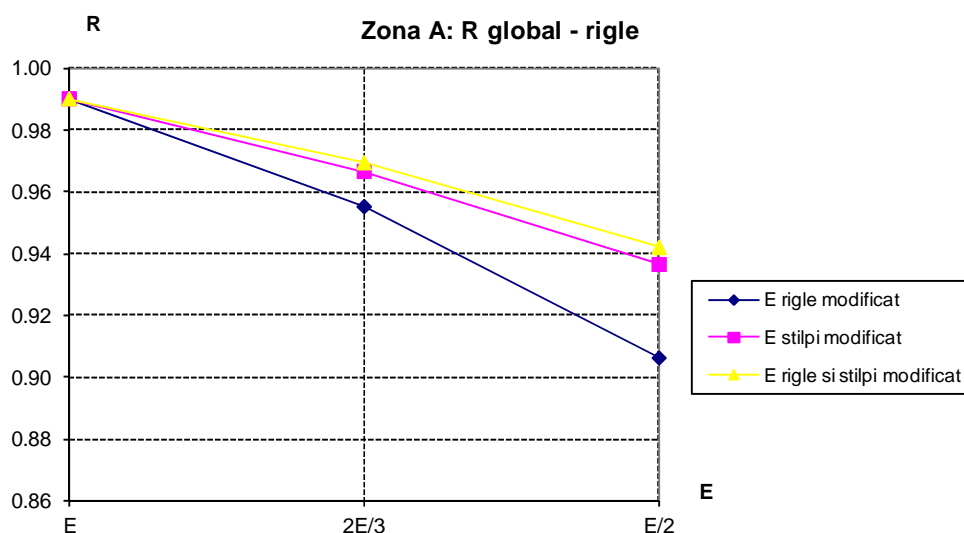


Figura 4.11. Influența modificării modului de elasticitate asupra lui R global calculat pentru cedarea riglelor structurii amplasate în zona seismică A.

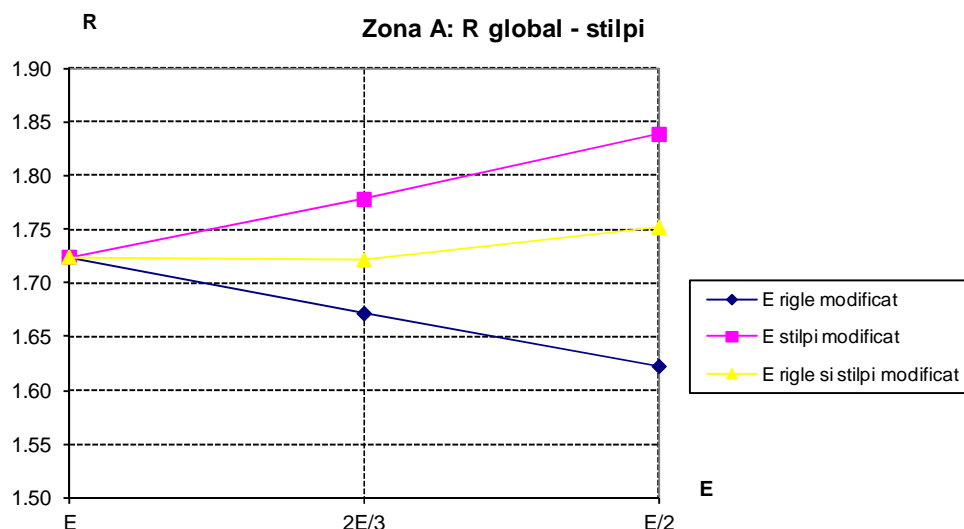


Figura 4.12. Influența modificării modului de elasticitate asupra lui R global calculat pentru cedarea stâlpilor structurii amplasate în zona seismică A.

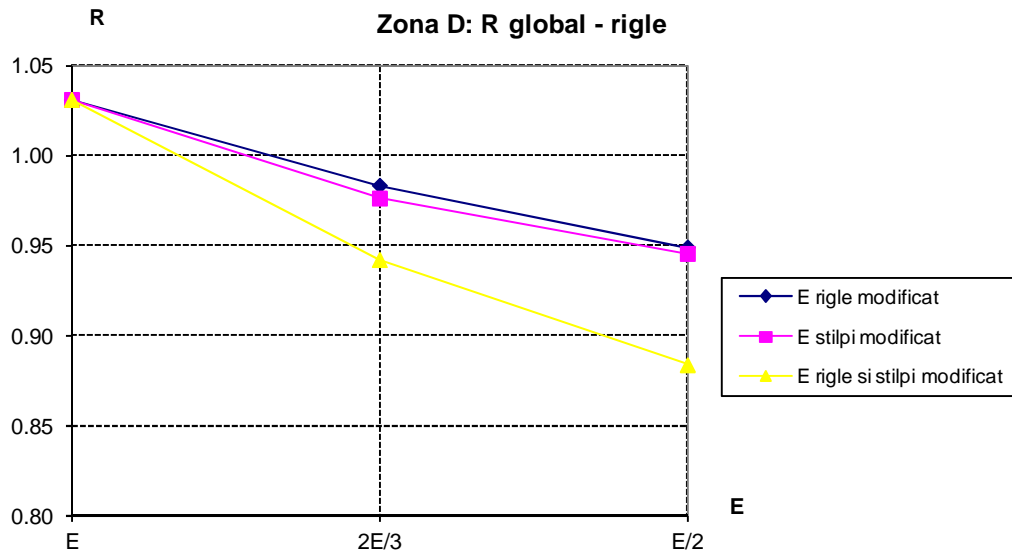


Figura 4.13. Influența modificării modului de elasticitate asupra lui R global calculat pentru cedarea riglelor structurii amplasate în zona seismică D.

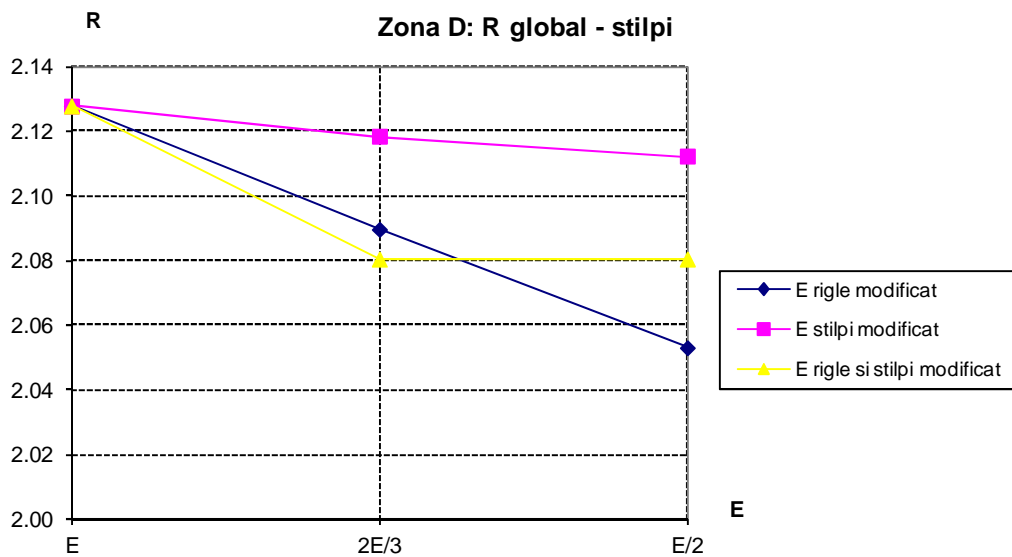


Figura 4.14. Influența modificării modului de elasticitate asupra lui R global calculat pentru cedarea stâlpilor structurii amplasate în zona seismică D.

De asemenea s-au determinat valorile lui R din secțiunile caracteristice (capete de rigle și stâlpi) în gruparea specială a încărcărilor, în conformitate cu Figura 4.2 și relațiile (4.8) și (4.10) stabilite anterior:

$$R_{gS} = \frac{M_{cap}}{M_{gS}} \quad (4.10)$$

Rezultatele determinărilor reprezintă R secțional și sunt prezentate în graficele din Figurile 4.15 și 4.16 pentru structura situată în zona seismică A, respectiv Figurile 4.17 și 4.18 pentru structura situată în zona seismică D. Se prezintă valorile minime R_{min} obținute pentru grinzile și respectiv stâlpii structurii. S-a studiat influența modificării modului de elasticitate în diferite ipoteze de calcul.

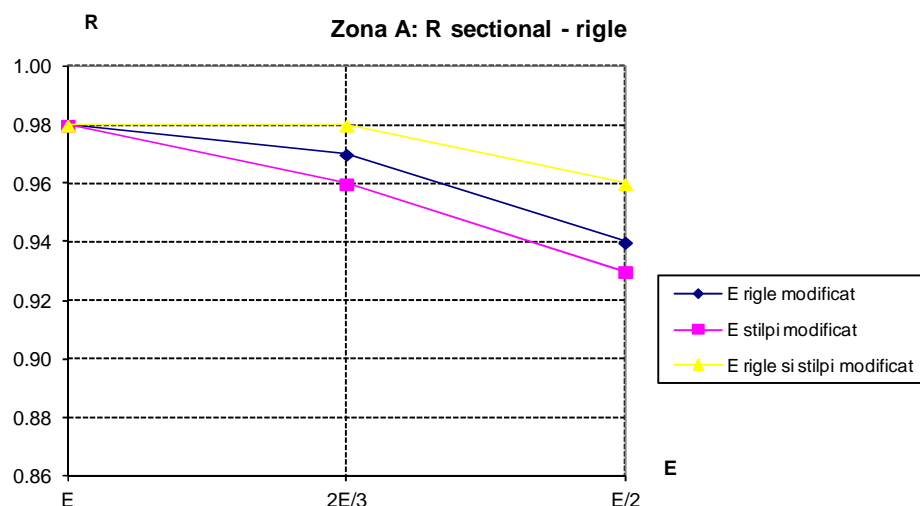


Figura 4.15. Influența modificării modului de elasticitate asupra lui R_{\min} secțional calculat pentru cedarea riglelor structurii amplasate în zona seismică A.

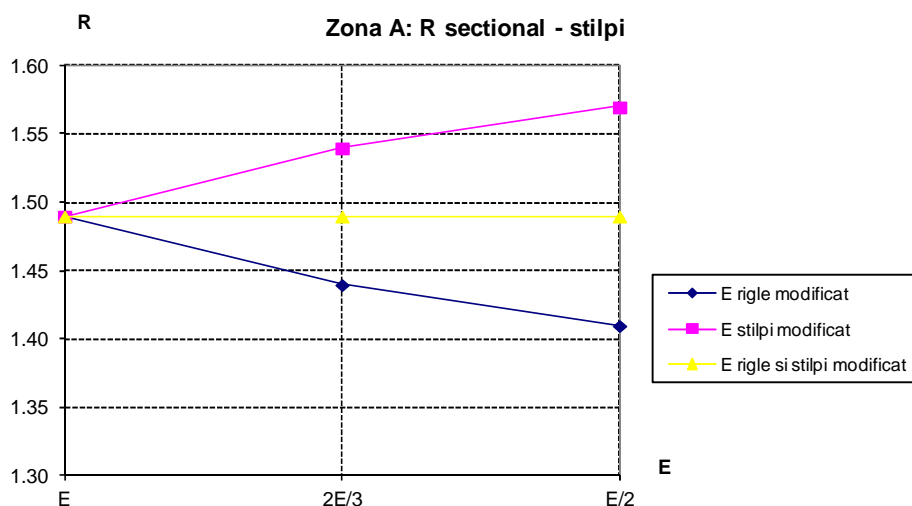


Figura 4.16. Influența modificării modului de elasticitate asupra lui R_{\min} secțional calculat pentru cedarea stâlpilor structurii amplasate în zona seismică A.

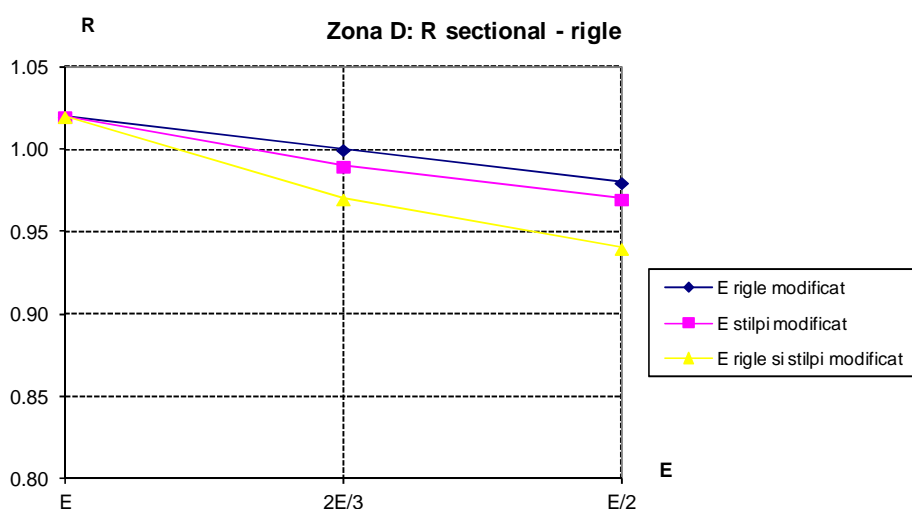


Figura 4.17. Influența modificării modului de elasticitate asupra lui R_{\min} secțional calculat pentru cedarea riglelor structurii amplasate în zona seismică D.

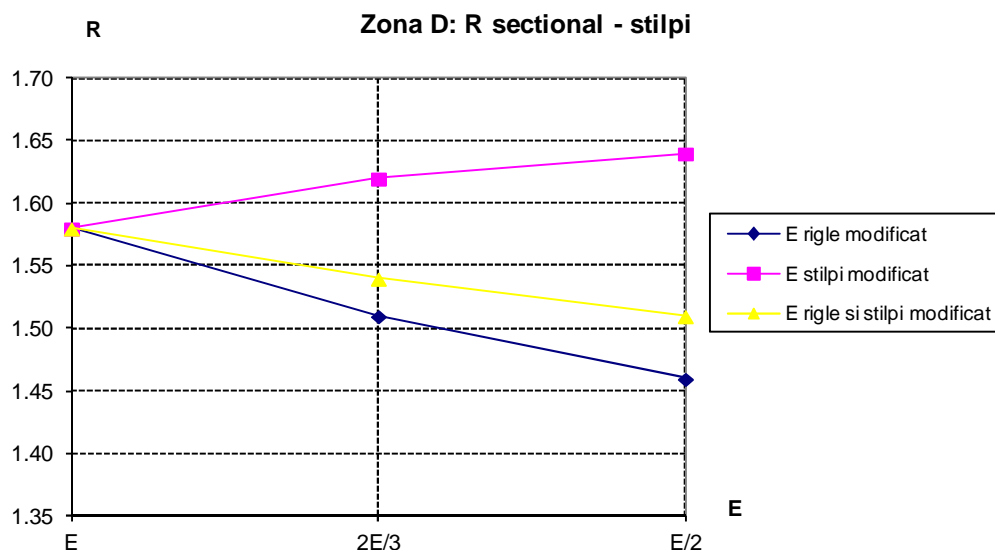


Figura 4.18. Influența modificării modului de elasticitate asupra lui R_{min} secționar calculat pentru cedarea stâlpilor structurii amplasate în zona seismică D.

Concluziile acestui studiu sunt:

- diminuarea modului de elasticitate E duce în general la reducerea gradului nominal de asigurare la acțiuni seismice R ;
 - efectul reducerii modului de elasticitate E este semnificativ pentru grinzi, indiferent de zona seismică în care este amplasată structura;
 - influența asupra stâlpilor nu este foarte mare. Acest lucru este explicat și de modul de proiectare inițială a stâlpilor la eforturi majorate conform Normativului P100-92, spre deosebire de rigle proiectate la eforturi rezultate din calculul static;
 - gradul de reducere a modului de elasticitate E (la 2/3 sau 1/2 din valoarea inițială) influențează valorile lui R ;
 - aceste concluzii sunt susținute prin ambele modalități de calcul ale lui R : global, conform prevederilor Normativului P100-92; secționar, conform propunerilor anterioare.
- Rezultatele obținute prin cele două procedee de evaluare ale lui R sunt similare.

Procedeele de calcul prezentat, prin care se iau în considerare degradările structurale în timp (reducerea ariilor de armătură), prin reducerea modului de elasticitate E și implicit a modului de rigiditate K a unor zone ale elementelor structurale reprezintă o metodă accesibilă și viabilă de abordare a fenomenului de diminuare a capacității portante a construcțiilor afectate de probleme de durabilitate.

Analiza statică a cadrelor de beton armat se face simplificat în stadiul elastic, considerând moduli de elasticitate modificați pe diferite zone structurale.

4.3.1.3. Metoda de calcul dinamic post-elastic E_{2c}

Aplicarea acestei metode reprezintă o verificare a metodelor simplificate propuse anterior pentru stabilirea capacității de rezistență a unei structuri de beton armat după o anumită durată de exploatare, în speță procedeul articulațiilor plastice și procedeul modificării modulului de rigiditate.

În acest scop s-a utilizat programul de calcul automat ANELISE [4.9] produs de IPCT București, destinat analizei structurilor plane alcătuite din bare (cadre plane de beton armat).

Câteva caracteristici privind utilizarea efectivă a programului ANELISE în studiul problemelor specifice abordate sunt redată în continuare.

Modelele de comportare ale materialelor, beton și oțel, sunt cele prescrise de STAS 10107/0-90 [4.11] și prezentate în Figurile 4.19a și b.

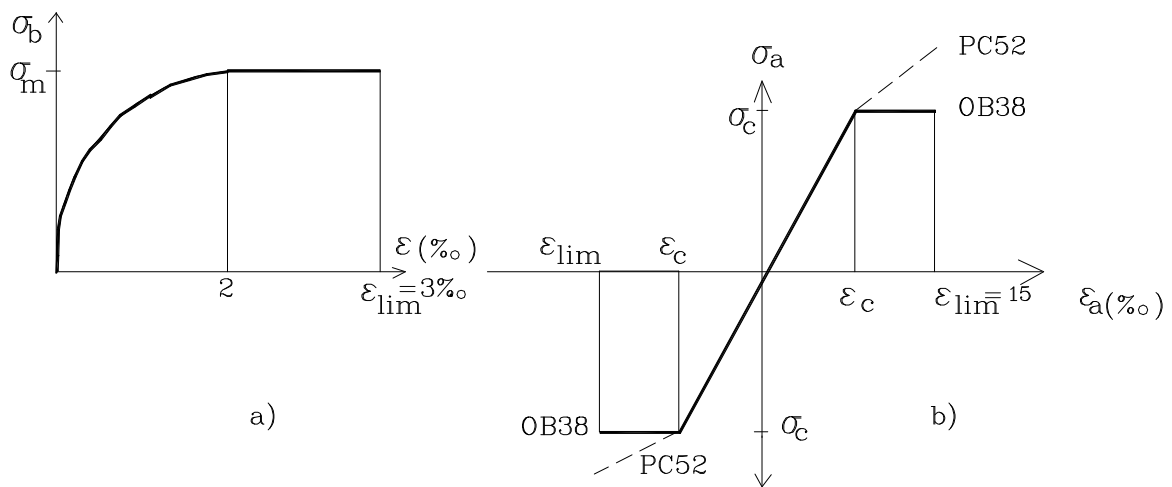


Figura 4.19. Curbe caracteristice pentru beton (a) și armătură (b).

Pentru comportarea elementelor structurale (elemente finite tip bară) din beton armat s-a luat în considerare legea histeretică de deformare moment - rotire definită prin minimum trei valori (Figura 20): rigiditatea inițială $K = (E I)$; momentul de inițiere a curgerii M_p ; panta curbei de consolidare pk . S-a adoptat modelul histeretic bilinear cu consolidare și cu degradare de rigiditate (Figura 20).

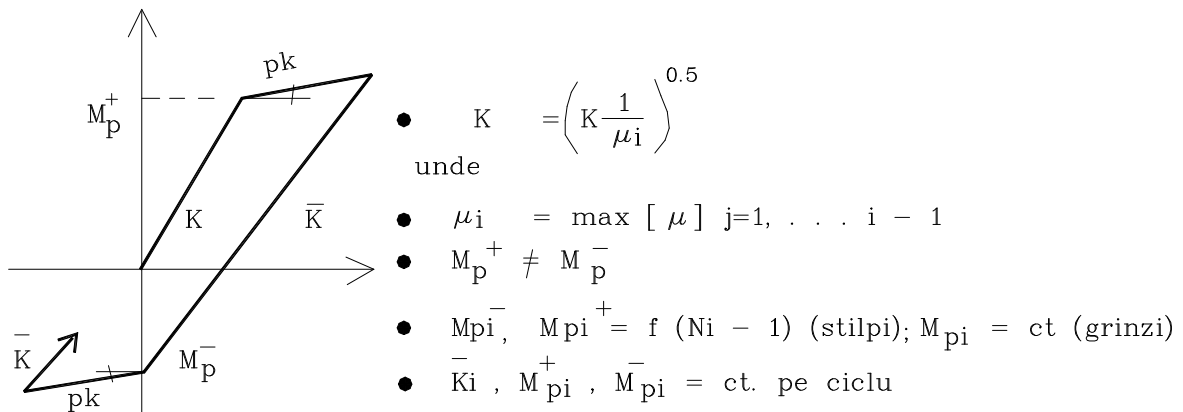


Figura 4.20. Legea histeretică bilineară de deformare moment - rotire cu consolidare și cu degradare de rigiditate.

Programul de calcul ANELISE ia în considerare calculul de ordinul II inclusiv efectul " P - Δ " .

Deci modelul de calcul structural (MCS) adoptat este caracterizat prin neliniaritate fizică și geometrică.

Modelarea acțiunii seismice se face prin accelerogramele mișcării terenului. Accelerogramele de proiectare care definesc acțiunea seismică trebuie să satisfacă următoarele condiții, prezentate anterior la paragraful 4.1.1.1:

- să fie reprezentative pentru teren și semnificative pentru structură;
- să fie scalate astfel încât:

$$a_t = \alpha k_s g \quad (4.4a)$$

unde: a_t = accelerația maximă a mișcării terenului;

Stabilirea accelerației maxime a mișcării terenului a_t se face pe baza relației (4.4a) prin scalarea accelerogramei selectate cu factorul de scală s :

$$s = \frac{a_t}{a_{\max}} \quad (4.5)$$

unde: a_{\max} = accelerația maximă a accelerogramei selectate.

Pentru structura în cadre plane de beton armat analizată (Figura 4.1) proiectată în zonele seismice A și D s-au ales trei accelerograme scalate conform Tabelului 4.12:

Tabelul 4.12

Scalarea accelerogramelor de calcul pentru structura proiectată în zonele seismice A și D

Accelerograma	a_{\max} [m/s ²]	Structura în zona seismică A		Structura în zona seismică D	
		a_t [m/s ²]	s	a_t [m/s ²]	s
Vrancea N-S	2,175	3,767	1,73	1,570	0,72
El-Centro N-S	3,084		1,22		0,51
București E-V, 1986	1,09		3,46		1,44

Caracteristicile geometrice, fizice și armăturile din rigle și stâlpi ale structurii analizate au fost cele rezultate din proiectarea prin metoda curentă de calcul static liniar la forțe seismice convenționale, conform Normativului P100-92.

Metoda de calcul dinamic post-elastic reprezintă cea mai corectă abordare a structurilor afectate de probleme de durabilitate. Astfel se pot introduce date exacte privind caracteristicile structurale, în general, și ariile de armătură disponibile (după degradarea lor) în secțiunile transversale ale elementelor de beton armat, în special.

Totuși, comparația între calculul dinamic post-elastic și cel liniar elastic este dificil de realizat datorită diferențelor esențiale privind ipotezele de calcul și rezultatele corespunzătoare celor două modalități de analiză structurală.

Din această cauză, rezultatele analizei dinamice post-elastice s-au determinat și comparat între calculul pe structura inițială și structura afectată în timp de probleme de durabilitate.

Astfel s-au determinat valorile gradului nominal de asigurare la acțiuni seismice R din secțiunile caracteristice (capete de rigle și stâlpi) în gruparea specială a încărcărilor, în conformitate relația (4.10) modificată:

$$R = \frac{M_{ini}}{M_{nec}} \quad (4.15)$$

unde: - M_{ini} reprezintă momentul încovoietor rezultat din calcul structurii inițiale;
- M_{nec} reprezintă momentul încovoietor rezultat din calcul structurii degradate în timp datorită problemelor de durabilitate.

S-au studiat două situații diferite care pot apare la structurile existente degradate în timp, situații similare cu cele anterioare:

- **reducerea armăturilor de la partea inferioară a grinzilor în diferite secțiuni;**
- **reducerea armăturilor de la partea inferioară a grinzilor pe anumite zone.**

Reducerea armăturilor de la partea inferioară a grinzilor în diferite secțiuni

În mod similar cu ipotezele de calcul presupuse la paragraful 4.3.1.1 privind aplicarea procedurii articulațiilor plastice, s-au considerat în câmpul grinzilor, la 1/2 sau 1/4 din deschideri, armăturile inferioare reduse datorită coroziunii în timp, la valori:

$$A_{a_1} = 0 ; A_{a_2} = A_a / 2 ; A_{a_3} = 2 A_a / 3 \quad (4.16)$$

unde A_a reprezintă aria de armătură rezultată din proiectarea inițială a structurii.

Ariile de armătură modificate s-au introdus în calculul dinamic post-elastic.

Variația parametrului R determinat cu relația (4.15) este prezentată în graficele din Figurile 4.21 și 4.22. Se prezintă valorile minime R_{min} obținute pentru grinzile și respectiv stâlpii structurii. S-a studiat influența reducerii ariilor de armătură în diferite secțiuni pe deschiderea grinzilor - Figura 4.21, și influența progresiei coroziunii armăturilor întinse din câmpul grinzilor - Figura 4.22.

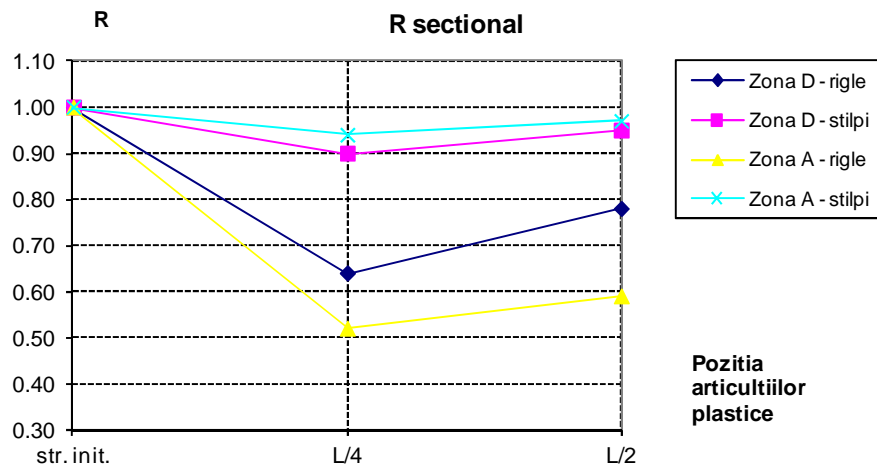


Figura 4.21. Influența reducerii ariilor de armătură inferioare, în diferite secțiuni pe deschiderea grinzilor, asupra lui R_{min} secțional.

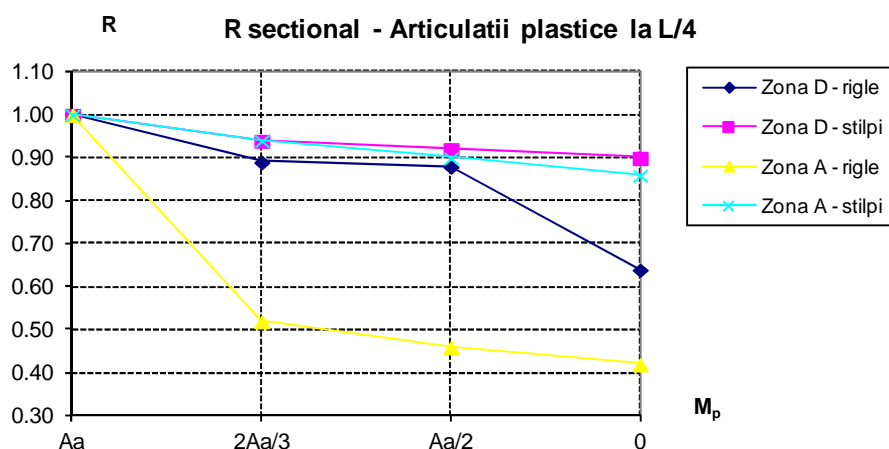


Figura 4.22. Influența progresiei coroziunii armăturilor întinse din câmpul grinzilor asupra lui R_{\min} secțional.

Concluziile acestui studiu sunt:

- diminuarea ariilor de armătură inferioare în câmpul grinzilor duce la reducerea gradului nominal de asigurare la acțiuni seismice R . Cea mai mare influență apare în cazul distrugerii totale a armăturilor inferioare $A_a = 0$;
- efectul reducerii ariilor de armătură inferioare din câmpul grinzilor este semnificativ pentru grinzi și stâlpi, indiferent de zona seismică în care este amplasată structura (Figura 4.22);
- poziția secțiunilor în care ariile de armătură sunt reduse (la $1/2$ sau $1/4$ din deschiderile grinzilor) nu influențează foarte mult valorile lui R .

Calculul dinamic post-elastic reprezintă instrumentul cel mai corect pentru studiul structurilor existente luând în considerare coroziunea armăturilor în timp. Concluziile acestei analize sunt similare celor obținute prin aplicarea procedurii articulațiilor plastice reprezentând o validare a acestuia.

Reducerea armăturilor de la partea inferioară a grinzilor pe anumite zone

În mod similar cu ipotezele de calcul presupuse la paragraful 4.3.1.2 privind aplicarea procedurii modificării modului de rigiditate s-a presupus că în zona centrală a riglelor armăturile inferioare (A_a) s-au corodat în timp reducându-se la $2/3 A_a$ respectiv $1/3 A_a$.

Calculul dinamic post-elastic s-a efectuat pe structura din Figura 4.23.

Variația parametrului R determinat cu relația (4.15) sunt prezentată în graficul din Figura 4.24. Se prezintă valorile minime R_{\min} obținute pentru grinzi și respectiv stâlpii structurii. S-a studiat influența progresiei coroziunii armăturilor întinse din câmpul grinzilor.

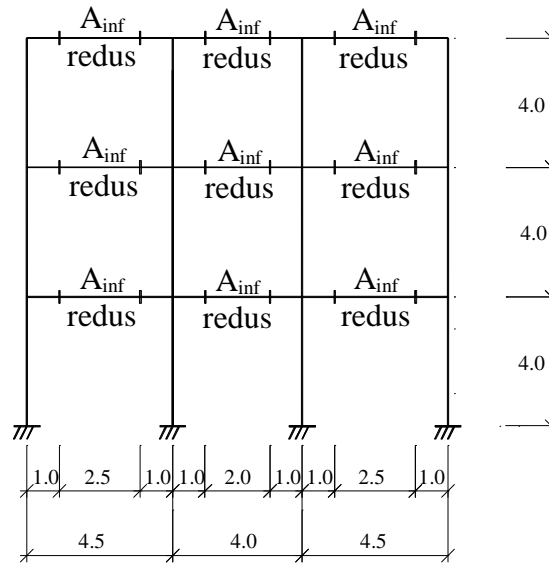


Figura 4.23. Arii de armătură inferioare modificate pentru rigle.

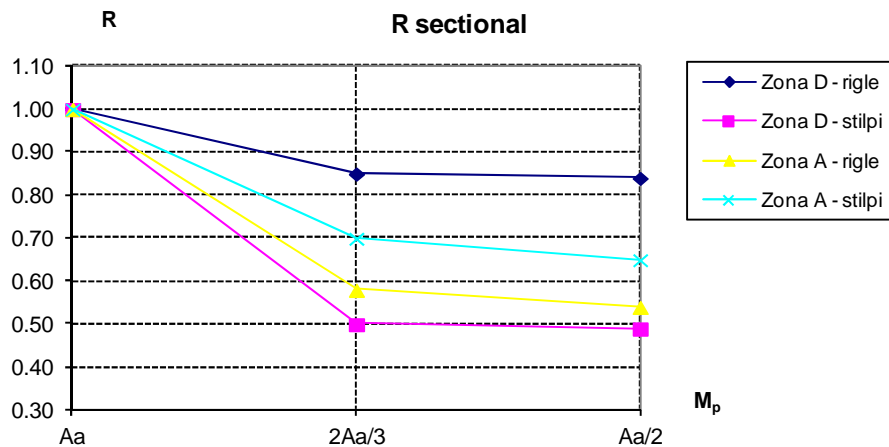


Figura 4.24. Influența progresiei coroziunii armăturilor întinse din câmpul grinzilor asupra lui R_{min} secțional.

Concluziile acestui studiu sunt:

- reducerea ariilor de armătură inferioare în zona centrală a grinzilor duce în general la reducerea gradului nominal de asigurare la acțiuni seismice R ;
- efectul reducerii ariilor de armătură inferioare este semnificativ pentru grinzi și stâlpi indiferent de zona seismică în care este amplasată structura;
- gradul de reducere a ariilor de armătură inferioare (la $2/3$ sau $1/2$ din valoarea inițială) influențează valorile lui R .

Concluziile acestei analize sunt similare celor obținute prin aplicarea procedurii modificării modulului de rigiditate reprezentând o validare a acestuia.

4.3.2. Concluzii

Necesitatea re-proiectării construcțiilor în general și a celor de beton armat, în special, apare ca urmare a acțiunilor care solicită în decursul timpului elementele structurilor de rezistență, ceea ce conduce la diminuarea, în diferite grade, a capacității portante a respectivelor structuri.

În acest scop s-au prezentat scheme originale pentru a pune în evidență efectul în timp al diferitelor acțiuni asupra rezervei de rezistență a unei structuri de beton armat.

Astfel s-a urmărit stabilirea unor procedee adecvate de calcul, care să fie capabile a introduce modificările care apar în timp în ceea ce privește proprietățile mecanice, fizice și geometrice.

Pentru stabilirea capacității de rezistență a unei structuri de beton armat după o anumită durată de exploatare în vederea consolidării acesteia, au fost propuse și analizate și două procedee de abordare ale problemei:

- **procedeul articulațiilor plastice;**
- **procedeul modificării modulului de rigiditate.**

Procedeele de analiză propuse au fost testate pentru unele structuri și programe de calcul existente.

Procedeul articulațiilor plastice, prin care se iau în considerare degradările structurale în timp, reprezintă o variantă a metodei de calcul static post-elastic E_{2b} , conform Normativului P100-92. Astfel, se consideră valorile momentelor de plastificare în secțiunile plastice potențiale pentru structura în întregime sau pentru părți ale acesteia, în zonele (secțiunile) afectate datorită coroziunii armăturilor din beton.

Analiza statică a cadrelor de beton armat se face simplificat în stadiul elastic, considerând apariția articulațiilor plastice în diferite secțiuni și respectiv momentele încovoietoare capabile.

Metoda adoptată este de complexitate superioară calculului în domeniul elastic. Se pot lua în considerare efectele defavorabile în timp ale degradărilor structurale. Analiza efectuată este simplificată, relativ ușor de utilizat, reprezentând un instrument viabil de abordare a structurilor afectate de problemele de durabilitate.

Procedeul modificării modulului de rigiditate, prin care se iau în considerare degradările structurale în timp (reducerea ariilor de armătură), prin reducerea modulului de elasticitate E și implicit a modulului de rigiditate K a unor zone ale elementelor structurale reprezintă o metodă accesibilă și viabilă de abordare a fenomenului de diminuare a capacității portante a construcțiilor afectate de probleme de durabilitate.

Analiza statică a cadrelor de beton armat se face simplificat în stadiul elastic, considerând moduli de elasticitate modificați pe diferite zone structurale.

Concluziile utilizării acestor procedee sunt:

- diminuarea ariilor de armătură inferioare în câmpul grinzilor datorită coroziunii acestora duce la reducerea gradului nominal de asigurare la acțiuni seismice R și implicit a capacității portante structurale;
- efectul reducerii ariilor de armătură inferioare din câmpul grinzilor este semnificativ pentru grinzi și stâlpi, indiferent de zona seismică în care este amplasată structura.

Rezultatele obținute prin folosirea celor două procedee de analiză a structurilor existente degradate au fost verificate prin **metoda de calcul dinamic post-elastic**.

Aceasta reprezintă cea mai corectă abordare a structurilor afectate de probleme de durabilitate. Astfel se pot introduce date exacte privind caracteristicile structurale și ariile de armătură disponibile (după degradarea lor) în secțiunile transversale ale elementelor de beton armat.

Concluziile acestei analize sunt similare celor obținute prin aplicarea procedurii articulațiilor plastice sau a procedurii modificării modulului de rigiditate reprezentând o validare a acestora.

Alegerea uneia dintre metode pentru analiza structurilor existente depinde de natura degradărilor determinate experimental. Ambele procedee (procedura articulațiilor plastice și procedura modificării modulului de rigiditate) sunt de complexitate medie - analiza statică se face în domeniul liniar elastic - fiind accesibile inginerilor experți prin folosirea programelor de analiză structurală obișnuite.

În cazul problemelor de complexitate ridicată, calculul dinamic post-elastic reprezintă modalitatea cea mai corectă de rezolvare a problemelor.