

**UNIVERSITATE TEHNICA DE CONSTRUCTII BUCURESTI.**

**STUDII UNIVERSITARE DE DOCTORAT**

**DOMENIUL INGINERI CIVILE**

# **TEZA DE DOCTORAT**

**REZUMAT**

**CONTRIBUTII PRIVIND CONCEPTIA, PROIECTAREA SI  
REALIZAREA IN IRAK A CLADIRILOR DE LOCUIT  
CU STRUCTURA MONOLITA DIN BETON ARMAT,  
PE BAZA EXPERIENTEI ROMANESTI IN DOMENIU**

**Conducator stiintific:**

**Doctorand:**

**Prof. Univ. Dr. Ing. MIHAI VOICULESCU**

**Ing. AL LAMI F. Majid**

**BUCURESTI**

**2014**

**CUPRINS:**

## **INTRODUCERE**

1. Motivul alegerii temei lucrării de doctorat
2. Activitatea seismică la nivel mondial
3. Cauzele cutremurelor
  - 3.1. Cutremure tectonice
  - 3.2. Alte cauze ale cutremurelor
4. Tipurile de falii
5. Undele seismice
6. Efectele cutremurelor
7. Conținutul lucrării

## **CAPITOLUL 1**

### **PROBLEME SPECIFICE PRIVIND STABILIREA ACTIUNILOR IN CONSTRUCTII**

- 1.1. Clasificarea acțiunilor
- 1.2. Intensitatea acțiunilor
- 1.3. Acțiuni permanente
- 1.4. Acțiuni temporare
  - 1.4.1. Acțiuni temporare cvasipermanente
  - 1.4.2. Acțiuni temporare variabile
    - 1.4.2.1. Încărcări utile
    - 1.4.2.2. Acțiunea zăpezii
    - 1.4.2.3. Acțiunea vântului
    - 1.4.2.4. Acțiunea variațiilor de temperatură
- 1.5. Acțiunea seismică
  - 1.5.1. Generalități
  - 1.5.2. Evaluarea sarcinii seismice orizontale
    - 1.5.2.1. Metoda forțelor seismice statice echivalente
    - 1.5.2.2. Metoda de calcul modal cu spectre de răspuns
  - 1.5.3. Principii de conformare antiseismică
- 1.6. Gruparea încărcărilor
  - 1.6.1. Gruparea încărcărilor în cazul stărilor limită ultime
  - 1.6.2. Gruparea încărcărilor în cazul stărilor limită de serviciu

## **CAPITOLUL 2**

### **ASPECTE PRIVIND VULNERABILITATI, RISC SI MASURI DE REDUCERE A RISCULUI SEISMIC**

- 2.1. Intensitatea și magnitudinea
  - 2.1.1. Intensitatea seismică
  - 2.1.2. Magnitudinea
- 2.2. Înregistrarea mișcării seismice
- 2.3. Hazardul seismic al României
- 2.4. Vulnerabilitatea seismică a construcțiilor în funcție de scările de intensitate seismică
- 2.5. Vulnerabilitatea conform scării seismice de intensitate EMS 1998
- 2.6. Vulnerabilitatea seismică a construcțiilor în București
  - 2.6.1. Managementul riscului de cutremur în București
- 2.7. Conformarea antiseismică a structurilor

- 2.7.1. Simplitatea structurii
- 2.7.2. Uniformitate, simetrie și redundanță
- 2.7.3. Rezistență și rigiditate laterală în orice direcție
- 2.7.4. Rezistență și rigiditate la torsiune
- 2.7.5. Realizarea ca diafragme a planșelor
- 2.7.6. Fundații adecvate
- 2.8. Criterii de regularitate structurală
  - 2.8.1. Criterii de regularitate în plan
  - 2.8.2. Criterii de regularitate pe verticală
  - 2.8.3. Alegerea metodei de calcul structural
- 2.9. Modelul structural
  - 2.9.1. Efectele datorate torsiunii accidentale
- 2.10. Tipuri de structuri
- 2.11. Ductilitatea structurilor din beton armat
  - 2.11.1. Ductilitatea materialelor
  - 2.11.2. Ductilitatea de secțiune
  - 2.11.3. Ductilitatea de element
    - 2.11.3.1. Grinzi
    - 2.11.3.2. Stâlpi
    - 2.11.3.3. Pereți
    - 2.11.3.4. Nodurile cadrelor
  - 2.11.4. Ductilitatea structurii
- 2.12 Conceptul energetic în răspunsul seismic al structurilor
- 2.13. Protejarea seismică a construcțiilor
  - 2.13.1. Izolarea seismică
  - 2.13.2. Fundații cinematice
- 2.14. Construcții pe reazeme elastice
  - 2.14.1. Sisteme de izolare cu resoarte metalice
  - 2.14.2. Sisteme de izolare pe resoarte din cauciuc
  - 2.14.3. Sisteme de izolare pe stâlpi pendulari
  - 2.14.4. Sisteme combinate de izolare seismică
- 2.15. Disipatori hysteretici
  - 2.15.1. Disipatori de tip cilindru piston
  - 2.15.2. Disipatori hysteretici din oțel
  - 2.15.3. Panouri absorbante de energie

### **CAPITOLUL 3**

#### **STUDII DE CAZ PRIVIND COMPORTAREA UNOR CLADIRI DE LOCUIT CU STRUCTURA IN CADRE DIN B.A. FOLOSIND CALCULE DE NIVEL DIFERIT**

- 3.1. Introducere
- 3.2. Descrierea sintetica a cladiri analizate
- 3.3. Metoda proiectarii bazate pe forte
  - 3.3.2. Verificarea deplasarilor
  - 3.3.3. Rezultatele armarii in urma proiectarii bazate pe forte
- 3.4. Calcul static neliniar
  - 3.4.1. Etapele calculului static neliniar(pushover)
  - 3.4.2. Determinarea cerințelor de deplasare

- 3.4.3. Verificarea formării mecanismului optim de disipare a energiei
- 3.4.4. Verificarea deplasărilor relative de nivel
- 3.4.5. Verificarea rotirilor plastice înregistrate în articulațiile plastice la atingerea cerinței de deplasare
- 3.4.6. Model analitic pentru determinarea capacității de rotire plastică
- 3.5. Metoda spectrului de capacitate
  - 3.5.1. Evaluarea deplasării structurii prin metoda spectrului de capacitate
  - 3.5.2. Determinarea probabilitatilor de avariere ale cladirii
- 3.6. Concluzii

## CAPITOLUL 4

### STUDIU PRIVIND COMPORTAREA UNEI CLADIRI DE LOCUIT DUALE PROIECTATA PENTRU IMR DE 100 ANI IN CONDITIILE UNUI IMR DE 475 DE ANI

- 4.1. Descrierea studiului
  - 4.2. Evaluarea incarcarilor seismice - prevederi cod P100-1/2006:
    - 4.2.1. Determinarea fortei seismice (metoda fortelor statice echivalente)
- 4.3. Dimensionarea elementelor structurale
  - 4.3.1 Rigne de cuplare
    - 4.3.1.1 Calculul armaturilor din grinzile de cuplare
    - 4.3.1.2 Armarea grinzilor de cuplare
    - 4.3.1.3 Grinzi de cuplare – Armare longitudinala
    - 4.3.1.4 Grinzi de cuplare – Armare transversala
  - 4.3.2 Pereti
    - 4.3.2.1 Generalitati
    - 4.3.2.2. Determinarea valorilor eforturilor sectionale de dimensionare
    - 4.3.2.3 Calculul armaturilor longitudinale si transversale din peretii structurali
    - 4.3.2.4 Armarea peretilor. Prevederi generale
    - 4.3.2.5 Pereti – calculul la forta taietoare
  - 4.3.3 Grinzi
    - 4.3.3.1 Armarea longitudinala a grinzilor ( $b_w \times h_w = 30 \times 60 \text{ cm}$ )
    - 4.3.3.2 Armarea transversala a grinzilor
  - 4.3.4 Stalpi
    - 4.3.4.1 Armarea longitudinala a stalpilor
    - 4.3.4.2 Armarea transversala a stalpilor
- 4.4. Calculul static neliniar
  - 4.4.1 Elemente generale
  - 4.4.2 Modelul de calcul structural ales
  - 4.4.3 Etapele analizei statice neliniare:
  - 4.4.4 Interpretarea rezultatelor → drif, rotiri, eforturi, mecanism
    - 4.4.4.1 Verificarea structurii la deplasari laterale
    - 4.4.4.2 Calculul rotirilor plastice capabile (modelul empiric)
    - 4.4.4.3 Rotiri capabile
    - 4.4.4.4 Mecanismul de plastificare rezultate
- 4.5. Concluzii

## CAPITOLUL 5

## **ASPECTE PRIVIND COMPORTAREA CLADIRILOR EXISTENTE, PROIECTATE CONFORM CODURILOR P13 AVAND STRUCTURA DIN BETON ARMAT MONOLIT**

### 5.1. Introducere

### 5.2. Studii de caz privind comportarea unor structuri de tip P.13

#### 5.2.1. Parametrii structurilor pe baza carora s-a elaborat studiul:

#### 5.2.2. Prescriptii de proiectare conform Normativului P.13 - 1963

##### 5.2.2.1. Determinarea sarcinilor seismice

##### 5.2.2.2. Reguli pentru calculul structurilor la sarcini seismice

##### 5.2.2.3. Prescriptii privind alcatuirea constructiva la constructii din beton armat monolit

#### 5.2.3. Prescriptii de proiectare conform Normativului P.13 - 1970

##### 5.2.3.1. Determinarea incarcarilor seismice orizontale pentru structura de rezistenta

##### 5.2.3.2. Prescriptii privind alcatuirea constructiva la constructii din beton armat monolit

#### 5.2.4. Analogii si diferente intre P.13/1963 si P.13/1970

#### 5.2.5. Analize comparative ale coeficientilor seismici, ale perioadelor proprii de vibratie si ale drifturilor structurilor proiectate conform P13-63, P13-70 si P100-1/2006

##### 5.2.5.1. Calculul coeficientului seismic (exprimat in procente - %)

##### 5.2.5.2. Perioadele modurilor proprii de vibratie si drifturile structurilor analizate

#### 5.2.6. Armare grinzi conform P.13-63

#### 5.2.7. Armare grinzi conform P.13-70

#### 5.2.8. Armare stalpi conform P.13-63

#### 5.2.9. Armare stalpi conform P.13-70

#### 5.2.10. Analiza comparativa intre valorile eforturilor capabile ale structurilor proiectate conform P.13-63 si P.13-70 si valorile eforturilor de calcul rezultate conform P100-1/2006

#### 5.2.11. Centralizator rezultate obtinute

### 5.3. Concluzii

#### 5.3.1. Concluzii privind comportarea structurilor proiectate pe baza normativelor de tip P.13

##### 5.3.1.1. Drifturile la structurile in cadre:

##### 5.3.1.2. Drifturile la structurile duale :

##### 5.3.1.3. Observatii privind comportarea grinzilor structurilor proiectate conform Normativului P.13-1963

##### 5.3.1.4. Observatii privind comportarea grinzilor structurilor proiectate conform Normativului P.13-1970

##### 5.3.1.5. Observatii privind comportarea stalpilor structurilor proiectate conform normativelor de tip P.13

## **CAPITOLUL 6**

### **CONCLUZII, CONTRIBUTII PERSONALE SI DIRECTII VIITOARE DE CERCETARE**

#### 6.1. Concluzii documentare din capitolul 1

#### 6.2. Concluzii documentare din capitolul 2

#### 6.3. Concluzii documentarea si calculele realizate la capitolul 3

- 6.4. Concluzii din documentarea si calculele realizate in capitolul 4
- 6.5. Concluzii din documentarea si calculele realizate in capitolul 5
- 6.6. Contributii personale
- 6.7. Directii viitoare de cercetare

## **BIBLIOGRAFIE**

## **INTRODUCERE**

In acest capitol s-a prezentat mai intai motivul alegerii subiectului tezei si in consecinta intreaga idee de abordare a temei, bazata pe experienta romaneasca in domeniu. De asemenea am prezentat aspecte privind cutremurele de pamant si date legate de ingineria seismica. Acest capitol cuprinde 7 subcapitole principale intinse pe 12 pagini avand incluse 15 figuri.

## **CAPITOLUL 1 - PROBLEME SPECIFICE PRIVIND STABILIREA ACTIUNILOR IN CONSTRUCTII**

In acest capitol s-au tratat aspecte privind majoritatea tipurilor de actiuni care trebuie avute in vedere la conceptia si proiectarea cladirilor la modul general, mai intai in Romania dar de buna seama care pot fi aplicate si in Irak. Avand in vedere ca la ora actuala Irakul se afla intr-un vid de coduri, norme si standarde de proiectare, experienta romaneasca in domeniu, mai ales avand in vedere toate evenimentele seismice majore din ultimii 75 de ani (1940, 1977, 1986, 1990, 2004, 2012) nu poate decat sa ajute. Speram ca mergand inapoi in tara sa putem sa ne adaugam specialistilor irakieni care sa conlucreze la stabilirea unor seturi de coduri, norme si standarde de proiectare valabile conditiilor proprii ale tarii. Capitolul cuprinde 35 de pagini, 6 tabele si 33 de figuri in 6 subcapitole, dupa cum se observa.

## **CAPITOLUL 2 - ASPECTE PRIVIND VULNERABILITATI, RISC SI MASURI DE REDUCERE A RISCULUI SEISMIC**

Acest capitol contine 15 subcapitole dispuse in 44 de pagini cu 10 tabele si 46 de figuri, trateaza aspecte legate de privind intensitatea, magnitudinea precum si inregistrarea evenimentelor seismice.

De asemenea sunt tratate problem specific privind hazardul seismic al Romaniei, vulnerabilitatea seismica a constructiilor in functie de scarile de intensitate seismica (cu prezentarea vulnerabilitatilor seismice a constructiilor din Bucuresti). Avand in vedere ca specialistii in domeniu sunt inca la inceput in stiinta prezicerii aparitiei cutremurelor de pamant, singura masura care poate fi luata este aceea a construirii sigure la seism. Sunt detaliate aspecte privind conformarea antiseismica a structurilor, criteriile de regularitate structurala, modele de calcul structural, tipuri de structuri, ductilitatea elementelor structurale componente si de ansamblu structural, concepte energetice in raspunsul seismic al structurilor precum si protejarea seismica a acestora.

Introducerea si primele doua capitole contin mai degraba rezultatul sintetic al unui studiu documentar amplu, realizat in scopul realizarii urmatoarelor capitole, bazate pe cercetari numerice.

### CAPITOLUL 3 - STUDII DE CAZ PRIVIND COMPORTAREA UNOR CLADIRI DE LOCUIT CU STRUCTURA IN CADRE DIN B.A. FOLOSIND CALCULE DE NIVEL DIFERIT

In acest capitol s-au realizat studii de diferite niveluri de complexitate cu privire la o cladire avand S+P+6 etaje (7 niveluri supraterane) amplasata in doua regiuni cu aceiasi acceleratie orizontala de proiectare ( $a_g=0.24g$ ) dar in zone cu perioade de colt diferite ( $T_c=0.70$  sec si  $T_c=1.60$  secunde).

- Acest capitol cuprinde 27 pagini, 20 tabele si 28 figuri cu 6 subcapitole principale.
- Practica ultimilor zeci de ani în domeniul proiectării structurilor la acțiunea seismică a consacrat tranziția de la “structuri rezistente la cutremur” la “performanță structurală la mișcări seismice”, prin acceptarea faptului că un sistem structural va avea o comportare mai bună printr-un control mai bun al distribuțiilor de rigiditate și ductilitate decât prin simpla creștere a capacităților de rezistență.
- Siguranța structurală nu va crește ca o consecință directă doar a sporirii capacității de rezistență după cum nivelul de avariere structurală nu se va reduce în mod automat. Nivelul de avariere structurală poate fi mai bine controlat prin estimarea cu acuratețe îmbunătățită a nivelului de deformare post-elastica a elementelor structurale (analiza controlată prin deplasări) decât prin controlul exclusiv al nivelului eforturilor unitare/secționale (analiza controlată prin forțe).
- Rezultatele sunt prezentate atât sub forma de diagrame moment curbura cât și moment-forța axială, acestea fiind necesare în continuare pentru modelarea articulațiilor plastice la grinzi și la stalpi. Predimensionarea elementelor s-a făcut astfel încât perioada de control sau de colt ( $T_c$ ) să fie sub 0.7 secunde pentru a supune clădirea la aceleași forțe seismice.
- Etapele parcurse în vederea realizării modelului de calcul sunt următoarele:
  - o Definirea modelului suprastructurii, considerând încărcările gravitaționale de lungă durată și cazurile de încărcare seismică pe fiecare direcție principală a clădirii.
  - o Calculul momentelor capabile considerând rezistențele medii ale oțelului și betonului. Prin modul acoperitor de determinare a armăturii transversale în proiectarea elementelor cadrului, cedarea la acțiunea forței tăietoare este exclusă.
  - o Efectuarea unei echivalări a sistemului „real” cu mai multe grade de libertate printr-un sistem cu un grad de libertate dinamică.
  - o Evaluarea cerinței de deplasare pentru sistemul cu un grad de libertate echivalent din spectrele răspunsului seismic, funcție de caracteristicile de rigiditate și rezistență ale acestuia.
  - o Evaluarea cerinței de deplasare a sistemului „real” pe baza cerinței de deplasare a sistemului cu un grad de libertate.
  - o “Impingerea” structurii până când se atinge valoarea cerinței de deplasare stabilite anterior.
  - o Verificarea mecanismului de plastificare, pus în evidență prin impunerea cerinței de deplasare a structurii. Se determină deplasările relative de nivel, rotirile în articulațiile plastice și se verifică înscrierea acestora în limitele admise. Se determină, de asemenea, raportul  $\alpha_u / \alpha_1$  și se verifică astfel dacă factorul de comportare a fost corect ales la proiectarea structurii.
- Calculul neliniar complet implică pe lângă verificarea deformației de ansamblu a structurii exprimate prin deplasările relative de nivel și verificarea rotirilor plastice în elementele ductile, precum și a rezistenței în elementele cu cedări fragile. Prin aplicarea metodei de ierarhizare a capacităților de rezistență, care impune, printre altele, asigurarea mai mare față de ruperea la



forță tăietoare, cedările fragile pot fi eliminate cu mare probabilitate. Rămâne să se verifice dacă elementele structurale suportă deformațiile de încovoiere impuse de cutremur fără a se rupe.

- Metoda cea mai simplă în Ingineria seismică de a calcula deplasarea neliniară a unei structuri este de a apela la regula lui Newmark (1960) privind conservarea deplasărilor: maximul deplasării relative a unui oscilator simplu cu comportare neliniară (reprezentată de un model „elastic-plastic perfect”) este identică cu a unui oscilator simplu echivalent elastic liniar de aceeași frecvență proprie și amortizare (dar de o rigiditate redusă în raport cu rigiditatea elastică a oscilatorului inițial). De remarcat că echivalența deplasărilor nu este justificată decât pentru perioade mari, adică pentru oscilatoare suficient de suple în raport cu conținutul frecvențial al excitației seismice.
- Pentru aceasta este necesar de a se suprapune o curbă reprezentând capacitatea rezistentă a unei structuri rezultată dintr-o analiză statică neliniară tip „Push-over” cu o curbă reprezentând solicitarea provocată de seism. Această excitație este evidențiată direct printr-o curbă în format ADRS – Acceleration Displacement Response Spectrum. Curbă ADRS se obține raportând pe abscisa deplasarea spectrală ( $S_d$  [cm]) corespunzătoare unui seism și pe ordonata – spectrul de răspuns în pseudo-accelerații ( $S_a$  [g]), plecând de la o amortizare de 5%. Dreptele radiale secante care pornesc din origine semnifică curbe izo-frecvențiale ( $f = \text{const.}$ ) sau izoperiodice ( $T = 1/f$ ) și trebuie interpretate cu precauție în cadrul folosirii spectrelor inelastice în format ADRS. Aceasta deoarece deplasarea maximă a oscilatorului,  $D_m$ , și accelerația,  $A_y$ , care produce efortul la limita de curgere, sunt legate printr-o relație care depinde direct de ductilitatea,  $\mu$ .
- În final, intersecția între curbă „Push-over” și spectrul ADRS furnizează un PP *punct de performanță* ce marchează neliniaritățile care afectează structura. Pentru construirea spectrului de capacitate în format  $S_a$ - $S_d$  sau utilizat formulele din ATC40.
- Pentru determinarea probabilităților s-au utilizat modelarea nivelelor de avariere prin *Curbele de fragilitate*.
- Extinderea și severitatea avarierii elementelor structurale și nestructurale ale unei clădiri sunt descrise prin stările/nivelele/clase de avariere:
  - o fara avariere
  - o avariere usoara,
  - o avariere moderata,
  - o avariere extinsa si
  - o avariere completa.
- Nivelurile de avariere sunt descrise în HAZUS – (*Multi hazard Loss Estimation Methodology*, Departament of Homeland Security Emergency Preparedness and Response Directorate, FEMA 2003) pentru fiecare tipologie structurală prin descrierea avarierii elementelor clădirii.
- Avarierea clădirii porneste de la “fara avariere” până la “avariere completa”, în funcție de deformația/răspunsul clădirii. Fisurile pornesc de la “invizibile” sau “ca firul de păr” până la fisuri de câțiva centimetri.
- Metodologia Hazus prezice nivelurile de avariere structurală și nestructurală pe clase/niveluri de avariere. De exemplu, “avarierea usoară” începe de la limita inferioară a acestui nivel de avariere și ține până la limita inferioară a “avarierii moderate”.

## Concluzii

- Aplicând metoda forțelor, cerințele seismice exprimate în termeni de forțe pentru cele două clădiri sunt identice;

- Cerintele de deplasare si raspunsul seismic asteptat in termeni de deplasari spectrale este diferit in functie perioadele de colt  $T_c$ ;
- In procesul de formare a articulatiilor plastice (cand acesta este permis) este necesar sa se tina seama de toate caracteristicile elementelor cum ar fi armarea si nu numai de sectiunea lor sau de raportul rigiditatilor.

In acest sens apare ca firesc faptul ca un calcul de evaluare al comportarii unei structuri trebuie sa fie de tip iterativ:

- a. O prima dimensionare bazata pe metoda fortelor incluzand si detalii de armare
  - b. Analiza capacitatii sectiunilor elementelor ( curbe de interactiune, capacitate de deformatie, etc)
  - c. Reluarea calculului tinand seama de analizele efectuate la pct. b si de valorile de factori de comportare determinate dupa prima faza.
- O consecinta a raspunsului seismic asteptat diferit este avarierea asteptata diferita a structurilor, ceea ce implica costuri asteptate ale avarierii mai mari in Bucuresti ( $a_g=0.24g$  si  $T_c=1.60$  secunde) fata de Vaslui ( $a_g=0.24g$  si  $T_c=0.70$  secunde).
  - Metoda fortelor, folosita in prezent in metodele de proiectare a cladirilor rezistente la cutremur, nu poate asigura un risc uniform pentru cladirile situate in zone de hazard seismic uniform (in termeni de valoare de varf a acceleratiei).

## **CAPITOLUL 4 - STUDIU PRIVIND COMPORTAREA UNEI CLADIRI DE LOCUIT DUALE PROIECTATE PENTRU IMR DE 100 DE ANI IN CONDITIILE UNUI IMR DE 475 DE ANI**

In acest capitol se pleaca de la o cladire avand structura duala din beton armat cu S+P+8E (9 niveluri supraterane) amplasata in Bucuresti ( $a_g=0.24g$  si  $T_c=1.60$  secunde) si proiectata pentru un Interval Mediu de Revenire (IMR) de 100 de ani (conform P100/1-2006) si se verifica modul de comportare al acesteia in cazul in care codurile se modifica si se ajunge in viitor la un IMR de 475 de ani ( $a_g=0.36g$  si  $T_c=1.60$  secunde), practic la o crestere a acceleratiei orizontale de proiectare cu 50%.

- In scopul realizarii calculelor in domeniul nelinier sunt construite curbe de tip moment-curbura pentru grinzi respectiv moment-forța axiala pentru stalpi si pereti, pentru declararea zonelor de articulatii plastice.

-

### **Concluzii**

Din raspunsurile structurale obtinute precum si din verificarile realizate au rezultat urmatoarele concluzii:

- Rotirile relative de nivel sunt mai mici decat cele admisibile atat pentru IMR=100 ani cat si pentru IMR=475 ani;
- Fortele taietoare in pereti sunt mai mici decat cele capabile atat pentru IMR=100 ani cat si pentru IMR=475 ani;
- Mecanismele obtinute sunt in concordanta cu cele proiectate;
- Se ajunge la rotirea capabila in grinzile/riglele de cuplare;
- Valoarea fortei taietoare capabile in cazul stalpilor este destul de mare in comparative cu forța taietoare care rezulta din calculul static nelinier.
- Redundanta  $F_u/F_1$  este intre 2.30-2.45 asadar o medie de 2.38
- Suprarezistentă ( $0.24g$ )= $F_u/F_{cod(0.24g)}$  este intre 2.35-3.27 asadar o medie de 2.81
- Suprarezistentă ( $0.36g$ )= $F_u/F_{cod(0.36g)}$  este intre 1.57-2.18 asadar o medie de 1.88

Capitolul 4 are 5 subcapitole dispuse in 35 de pagini, 15 tabele si 51 de figuri.

## **CAPITOLUL 5 - ASPECTE PRIVIND COMPORTAREA CLADIRILOR EXISTENTE, PROIECTATE CONFORM CODURILOR P13 AVAND STRUCTURA DIN BETON ARMAT MONOLIT**

In acest capitol sunt realizate un numar de 60 de studii de caz din care 30 pentru structuri cu cadre din beton armat si 30 pentru cladiri cu structura duala din b.a. Fiecare dintre cele 30 de studii de caz pe tip de structura aleasa (cadre sau dual) contine 5 studii de caz cu cladiri proiectate conform P13-63 respectiv cate 5 studii de caz pentru cladiri proiectate conform P13-70. Este vorba de cladiri cu 2, 4, 6, 8 si 10 niveluri supraterane.

- Toate cele 20 de cladiri, proiectate conform cu cele doua norme de tip P13 au fost ulterior analizate pentru 3 niveluri de acceleratii orizontale de proiectare, in concordanta cu prevederile codului P100/1-2006 –  $a_g=0.16g$ ,  $0.24g$  si  $0.32g$ .
- In final, analizand elementele structurale de tip grinzi, stalpi si pereti au rezultat o serie de raspunsuri structurale cu caracter relativ general

### **Concluzii**

#### **Concluzii privind comportarea structurilor proiectate pe baza normativelor de tip P.13**

##### ***Drifturile la structurile in cadre:***

- Pentru cladiri cu 2 niveluri, indiferent de zona seismica, valorile drifturilor sunt inferioare limitei de 5‰.
- Pentru cladiri cu 4 niveluri, in zonele seismice cu  $a_g=0.16g$  si  $a_g=0.24g$ , valorile drifturilor sunt inferioare limitei de 5‰, iar in zona seismica caracterizata de  $a_g=0.32g$  valoarea driftului de 6.62‰ depaseste valoarea limitei de 5‰.
- Pentru cladiri cu 6 niveluri, in zona seismica cu  $a_g=0.16g$ , driftul este mai mic de 5‰; in schimb, in zona seimica caracterizata de  $a_g=0.24g$  valoarea driftului de 6.68‰ depaseste valoarea limita de 5‰, la fel ca si in cazul zonei seismice cu  $a_g=0.32g$ , in care driftul de 8.91‰ este superior valorii de 5‰.
- Pentru cladiri cu 8 si 10 niveluri, indiferent de zona seismica, valorile drifturilor depasesc limita de 5‰.

##### ***Drifturile la structurile duale :***

In aceasta situatie, valorile drifturilor se verifica pentru toate structurile si zonele seismice, cu exceptia cladirilor cu 10 niveluri situate in zona seismica caracterizata de  $a_g=0.32g$ , unde driftul de 5.67‰ depaseste la limita valoarea de 5‰.

##### ***Observatii privind comportarea grinzilor structurilor proiectate conform Normativului P13-1963***

In ceea ce priveste structurile in cadre situate in zona seismica cu  $a_g=0.16g$ , se constata faptul ca nu exista probleme legate de capacitatea de rezistenta la forta taietoare, pentru orice regim de inaltime.

La cladirile cu 8 respectiv 10 niveluri, momentele incovoietoare din calcul, depasesc momentele capabile, conducand la incursiuni in domeniul postelastice (aparitia de articulatii plastice). In concluzie, trebuie luate masuri pentru cresterea capacitatii de rezistenta la incovoiere la cladirile cu 8 si 10 niveluri.

In cazul structurilor situate in zona siesmica caracterizata de  $a_g=0.24g$ , pentru regimul de inaltime cuprins intre 2 si 8 niveluri, capacitatile sunt superioare cerintelor, dar in cazul structurilor de 10 niveluri capacitatile sunt depasite de cerinte, ceea ce conduce la necesitatea adoptarii de masuri de crestere a capacitatii de rezistenta la forta taietoare.

Pentru cladirile cu regimul de inaltime de 6, 8 si 10 niveluri, situate in aceeasi zona seismica, sunt necesare masuri de crestere a capacitatii de rezistenta la incovoiere.

In zona seismica cu  $a_g=0.32g$ , se remarca faptul ca sunt necesare masuri de crestere a capacitatii de rezistenta la forta taietoare in cazul structurilor cu 6, 8 si 10 niveluri pentru care capacitatile sunt inferioare cerintelor. Cresterea capacitatii de rezistenta la incovoiere, in acest caz, este necesara pentru structurile cu un regim de inaltime de 8 si 10 niveluri.

Structurile duale, amplasate in zone seismice caracterizate de acceleratii ale terenului pentru proiectare de 0.16g, 0.24g si 0.32g, cu un numar de niveluri de 2, 4 respectiv 6, prezinta necesitatea de sporire a capacitatii de rezistenta la forta taietoare, deoarece capacitatile sunt mai mici decat cerintele. In plus, este necesara si o marire a capacitatii de rezistenta la incovoiere pentru structurile de 10 niveluri situate in zona cu  $a_g=0.16g$ .

*Observatii privind comportarea grinzilor structurilor proiectate conform Normativului P13-1970*

Pentru structurile in cadre, indiferent de zona seismica, sunt valabile aceleasi constatari si concluzii ca in cazul structurilor proiectate dupa Normativul P13-1963.

In plus, in cazul structurilor cu 4 niveluri situate in zona seismica caracterizata de  $a_g=0.24g$  si in cazul structurilor cu 6 niveluri amplasate in zona seismica cu  $a_g=0.32g$  sunt necesare masuri de crestere a capacitatii de rezistenta la incovoiere.

De asemenea, structurile duale prezinta aceeasi comportare rezultata in urma analizei conform Normativului P.13-1963, cu exceptia cladirilor de 10 niveluri situate in zona seismica individualizata prin  $a_g=0.32g$ , pentru care reiese cerinta de marire a capacitatii de rezistenta la incovoiere.

*Observatii privind comportarea stalpilor structurilor proiectate conform normativelor de tip P13*

Capacitatile de rezistenta ale stalpilor existenti, atat la structurile in cadre, cat si la structurile duale, proiectate conform P13-1963 si conform P13-1970, sunt superioare valorilor eforturilor sectionale rezultate din calculul eforturilor conform P100-1/2006.

- Acest capitol contine 43 de pagini, 69 de tabele si 6 figuri si are 3 subcapitole.

## **CAPITOLUL 6 - CONCLUZII, CONTRIBUTII PERSONALE SI DIRECTII VIITOARE DE CERCETARE**

In acest capitol sunt condensate toate concluziile desprinse anterior, intr-un mod sintetic si sistematic, in scopul alegerii unor solutii de cladiri de locuit cu structura din beton armat monolit in Irak si poate si in alte tari din Orientul Mijlociu.

### **6.1. Concluzii documentare din capitolul 1**

- Coeficientul încărcării are semnificația unui coeficient de siguranță și are valori diferențiate în raport cu acțiunea considerată și cu tipul de stare limită pentru care se face verificarea. Uneori coeficientul parțial de siguranță poate lua și valori subunitare, în cazul când acțiunea are efect favorabil.
- Rolul coeficientului de siguranță nu se referă la greșeli de calcul, neglijențe de execuție, exploatarea necorespunzătoare a construcției etc. Acest coeficient se referă numai la posibilitatea depășirii valorilor caracteristice datorită unor variații ale intensității acțiunii. În consecință, coeficientul de siguranță ține seama numai de acele variații care sunt posibile când se respectă proiectul și prescripțiile tehnice.
- Reducerea greutateii proprii a construcțiilor constituie un obiectiv de perfecționare și o măsură a nivelului de performanță atins. Preocupările în acest sens conduc la consumuri mici de materiale, transporturi și manipulări mai reduse, dar și la scăderea intensității acțiunii seismice care este direct proporțională cu masa construcției. Dacă vechile piramide egiptene se caracterizau printr-o greutate medie de cca.  $20 \text{ kN/m}^3$ , clădirile actuale cu structură din beton armat au cca.  $4 \text{ kN/m}^3$ .
- Deoarece încărcarea din zăpadă poate deveni extrem de periculoasă, mai ales pentru acoperișurile ușoare sau de tip membrană, în procesul de proiectare trebuie luate în considerare o serie de aspecte nefavorabile cum ar fi:
  - distribuția asimetrică a zăpezii datorită vântului;
  - aglomerări mari de zăpadă, care sunt posibile dacă forma acoperișului este nefavorabilă;
  - mărirea greutateii zăpezii din cauza pulberilor industriale sau a gheții.
- În afară de aprecierea corectă prin calcul a acțiunii variațiilor de temperatură, sunt importante unele măsuri de ordin constructiv pentru evitarea valorilor exagerate ale acestei încărcări:
  - prevederea rosturilor de dilatare, la distanțe care depind de tipul structurii de rezistență a clădirii, de natura materialelor utilizate etc.;
  - prevederea izolațiilor termice sau a unor acoperiri protectoare dispuse pe suprafața elementelor expuse direct la variațiile de temperatură.
- Cele mai importante principii de conformare antisismică sunt:
  - amplasarea construcției pe terenuri nefavorabile trebuie evitată sau, dacă acest lucru nu este posibil, se vor lua în prealabil măsuri de consolidare a terenului;
  - adoptarea unor soluții cu greutate proprie minimă (raportul dintre greutatea proprie și suprafața construită desfășurată nu trebuie să depășească  $1100 \dots 1300 \text{ daN/m}^2$ );

- adoptarea unor forme simetrice din punct de vedere al volumelor, maselor și rigidităților, pentru evitarea solicitărilor de torsiune;
  - dacă cerințele de ordin funcțional impun soluții cu forme neregulate, se vor prevedea rosturi antisismice, care împart clădirea în tronsoane independente, cu forme regulate și comportare favorabilă la cutremur;
  - elementele structurale verticale, longitudinale și transversale, trebuie să prezinte pe cât posibil o continuitate perfectă, fără excentricități la intersecții;
  - dispunerea judicioasă, uniformă, a elementelor de rezistență pe cuprinsul clădirii;
  - elementele nestructurale (pereți neportanți, învelitori etc.) trebuie să fie bine ancorate de structura de rezistență.
- Acțiunea vântului poate avea efecte generale, de ansamblu, asupra clădirilor (construcția tinde să fie deplasată, răsturnată, torsionată etc.) și efecte locale (avarierea unor pereți, desprinderea învelitorii acoperișului, spargerea geamurilor, infiltrații nedorite de aer în clădire etc.).

## 6.2. Concluzii documentare din capitolul 2

Ierarhia vulnerabilității reale a clădirilor fragile din București în cazul unui cutremur puternic ar putea fi confirmată prin utilizarea unor criterii simple, după cum urmează:

- Prezența unor avarii/distrugeri vizibile după cutremurul din 1977, ca și prezența unor reparații vizibile efectuate după respectivul cutremur;
- Prezența unor parteruri – moi – datorită destinației comerciale (lipsa zidăriei portante);
- Numărul de etaje al clădirii (crește riscul seismic pentru clădirile înalte);
- Lipsa simetriei verticale și orizontale a clădirii (retrageri, arhitectura clădirilor de colț);
- Avarierea structurală locală neintenționată, cauzată prin modificarea activităților desfășurate și a ocupantului;
- Corodarea oțel – betonului, beton de marcă mică (rezistența la compresiune 100 – 200 daN/cm<sup>2</sup>);
- Avariile evidenciate constau în fisuri în zonele de îmbinări dintre panouri (mai ales la cele cu îmbinări la colțuri), la intersecțiile peretilor, ca și la rosturile de rezemare a panourilor de planșeu pe cele de pereți. De asemenea în riglele de cuplare s-au semnalat fisuri la 45°.
- Natura îmbinărilor dintre panourile mari, cu profilaturi pentru transmiterea compresiunilor și cu armături pentru preluarea întinderilor, a făcut ca acestea să lucreze ca disipatori de energie și să asigure conlucrarea structurală a ansamblului.

## 6.3. Concluzii documentarea și calculele realizate la capitolul 3

- Aplicând metoda fortelor, cerințele seismice exprimate în termeni de forte pentru cele două clădiri sunt identice;
- Cerințele de deplasare și răspunsul seismic așteptat în termeni de deplasări spectrale este diferit în funcție de perioadele de colț  $T_c$ ;
- În procesul de formare a articulațiilor plastice (când acesta este permis) este necesar să se țină seama de toate caracteristicile elementelor cum ar fi armarea și nu numai de secțiunile lor sau de raportul rigidităților.
- În acest sens apare ca firesc faptul că un calcul de evaluare al comportării unei structuri trebuie să fie de tip iterativ:
  - a. O primă dimensionare bazată pe metoda fortelor incluzând și detalii de armare

- b. Analiza capacitatii sectiunilor elementelor (curbe de interactiune, capacitate de deformatie, etc)
- c. Reluarea calculului tinand seama de analizele efectuate la pct. b si de valorile  $\xi$  si  $q$  determinate dupa prima faza.
- consecinta a raspunsului seismic asteptat diferit este avarierea asteptata diferita a structurilor, ceea ce implica costuri asteptate ale avarierii mai mari in Bucuresti;
- Metoda fortelor, folosita in prezent in metodele de proiectare a cladirilor rezistente la cutremur, nu poate asigura un risc uniform pentru cladirile situate in zone de hazard seismic uniform (in termeni de valoare de varf a acceleratiei).

#### 6.4. Concluzii din documentarea si calculele realizate in capitolul 4

Din raspunsurile structurale obtinute precum si din verificarile realizate au rezultat urmatoarele concluzii:

- Rotirile relative de nivel sunt mai mici decat cele admisibile atat pentru IMR=100 ani cat si pentru IMR=475 ani;
- Fortele taietoare in pereti sunt mai mici decat cele capabile atat pentru IMR=100 ani cat si pentru IMR=475 ani;
- Mecanismele obtinute sunt in concordanta cu cele proiectate;
- Se ajunge la rotirea capabila in grinzile/riglele de cuplare;

MODAL X:	ACCEL X:
Redundanta= $F_u/F_1=2.30$	Redundanta= $F_u/F_1=2.45$
Suprarezistenta (0.24g)= $F_u/F_{cod(0.24g)}=2.35$	Suprarezistenta(0.24g)= $F_u/F_{cod(0.24g)}=3.27$
Suprarezistenta (0.36g)= $F_u/F_{cod(0.36g)}=1.57$	Suprarezistenta (0.36g)= $F_u/F_{cod(0.36g)}=2.18$

- Valoarea fortei taietoare capabile in cazul stalpilor este destul de mare in comparative cu forta taietoare ce rezulta din calculul static neliniar.

#### 6.5. Concluzii din documentarea si calculele realizate in capitolul 5

##### Concluzii privind comportarea structurilor proiectate pe baza normativelor de tip P.13

*Drifturile la structurile in cadre:*

- Pentru cladiri cu 2 niveluri, indiferent de zona seismica, valorile drifturilor sunt inferioare limitei de 5‰.
- Pentru cladiri cu 4 niveluri, in zonele seismice cu  $a_g=0.16g$  si  $a_g=0.24g$ , valorile drifturilor sunt inferioare limitei de 5‰, iar in zona seismica caracterizata de  $a_g=0.32g$  valoarea driftului de 6.62‰ depaseste valoarea limitei de 5‰.
- Pentru cladiri cu 6 niveluri, in zona seismica cu  $a_g=0.16g$ , driftul este mai mic de 5‰; in schimb, in zona seimica caracterizata de  $a_g=0.24g$  valoarea driftului de 6.68‰ depaseste valoarea limita de 5‰, la fel ca si in cazul zonei seismice cu  $a_g=0.32g$ , in care driftul de 8.91‰ este superior valorii de 5‰.
- Pentru cladiri cu 8 si 10 niveluri, indiferent de zona seismica, valorile drifturilor depasesc limita de 5‰.

*Drifturile la structurile duale :*

In aceasta situatie, valorile drifturilor se verifica pentru toate structurile si zonele seismice, cu exceptia cladirilor cu 10 niveluri situate in zona seismica caracterizata de  $a_g=0.32g$ , unde driftul de 5.67‰ depaseste la limita valoarea de 5‰.

*Observatii privind comportarea grinzilor structurilor proiectate conform Normativului P.13-1963*



În ceea ce privește structurile în cadre situate în zona seismică cu  $a_g=0.16g$ , se constată faptul că nu există probleme legate de capacitatea de rezistență la forța tăietoare ( $Q_{\text{capabil}} > Q_{\text{rezultatP100-1/2006}}$ ), pentru orice regim de înălțime.

La cladirile cu 8 respectiv 10 niveluri, momentele încovoietoare din calcul, depășesc momentele capabile, conducând la incursiuni în domeniul postelastice (aparitia de articulații plastice). În concluzie, trebuie luate măsuri pentru creșterea capacității de rezistență la încovoiere la cladirile cu 8 și 10 niveluri.

În cazul structurilor situate în zona seismică caracterizată de  $a_g=0.24g$ , pentru regimul de înălțime cuprins între 2 și 8 niveluri,  $Q_{\text{capabil}} > Q_{\text{rezultatP100-1/2006}}$ , dar în cazul structurilor de 10 niveluri  $Q_{\text{capabil}} < Q_{\text{rezultatP100-1/2006}}$ , ceea ce conduce la necesitatea adoptării de măsuri de creștere a capacității de rezistență la forța tăietoare.

Pt. cladirile cu regimul de înălțime de 6, 8 și 10 niveluri, situate în aceeași zonă seismică, sunt necesare măsuri de creștere a capacității de rezistență la încovoiere.

În zona seismică cu  $a_g=0.32g$ , se remarcă faptul că sunt necesare măsuri de creștere a capacității de rezistență la forța tăietoare în cazul structurilor cu 6, 8 și 10 niveluri pentru care  $Q_{\text{capabil}} < Q_{\text{rezultatP100-1/2006}}$ . Creșterea capacității de rezistență la încovoiere, în acest caz, este necesară pentru structurile cu un regim de înălțime de 8 și 10 niveluri.

Structurile duale, amplasate în zone seismice caracterizate de accelerații ale terenului pentru proiectare de 0.16g, 0.24g și 0.32g, cu un număr de niveluri de 2, 4 respectiv 6, prezintă cerința de sporire a capacității de rezistență la forța tăietoare, deoarece  $Q_{\text{capabil}} < Q_{\text{rezultatP100-1/2006}}$ . În plus, este necesară și o marire a capacității de rezistență la încovoiere pentru structurile de 10 niveluri situate în zonă cu  $a_g=0.16g$ .

#### *Observații privind comportarea grinzilor structurilor proiectate conform Normativului P.13-1970*

Pentru structurile în cadre, indiferent de zonă seismică, sunt valabile aceleași constatări și concluzii ca în cazul structurilor proiectate după Normativul P.13-1963.

În plus, în cazul structurilor cu 4 niveluri situate în zona seismică caracterizată de  $a_g=0.24g$  și în cazul structurilor cu 6 niveluri amplasate în zona seismică cu  $a_g=0.32g$  sunt necesare măsuri de creștere a capacității de rezistență la încovoiere.

De asemenea, structurile duale prezintă aceeași comportare rezultată în urma analizei conform Normativului P.13-1963, cu excepția cladirilor de 10 niveluri situate în zona seismică individualizată prin  $a_g=0.32g$ , pentru care reiese cerința de marire a capacității de rezistență la încovoiere.

#### **6.6. Contribuții personale**

- Colectarea informațiilor cu privire la acțiuni, vulnerabilități, riscuri și reducerea acestora;
- Cercetare documentară legată de problematica cladirilor cu structură din elemente monolite din beton armat, atât pentru cladirile existente cât și pentru cladirile noi;
- Realizarea de modele și analize pentru cladiri de locuit noi cu structură în cadre din beton armat, ținând seama de comportarea inelastică a structurilor, pentru același regim de acțiune seismică dar două zone diferite de perioade de control (colt)  $T_c$ ;
- Realizarea de modele și analize pentru cladiri de locuit noi cu structură duală din b.a., ținând seama de comportarea inelastică a elementelor structurale. Verificarea comportării structurilor în momentul în care IMR se modifică de la IMR=100 de ani la IMR=475 de ani;
- Evaluarea vulnerabilităților seismice structurale pentru cladiri existente cu structură din beton armat monolit (cadre și duale) proiectate în concordanță cu normativele P13.

## 6.7. Directii viitoare de cercetare

- Tratarea substructurii si structurii de fundare in viitoarele studii si/sau proiecte pe care doresc sa le am;
- Studii privind alte tipuri de actiuni, asupra cladirilor la modul general, din incendii si explozii, fiind vorba de Orientul Mijlociu, de cladiri pe care doresc sa le proiectez in Iraq, o zona inca sensibila din punct de vedere al razboaielor;
- Studii speciale privind efectul colapsului local al unor elemente structurale asupra intregii structuri de rezistenta, in scopul evitarii colapsului progresiv.

## BIBLIOGRAFIE

1. American Society Of Civil Engineers, FEMA 356 Prestandard And Commentary For The Seismic Rehabilitation Of Buildings, FEMA, November 2000
2. Computers and Structures, Inc. Berkeley, California, USA, CSI Analysis Reference Manual For SAP2000®, ETABS®, and SAFE™, October 2005
3. Jalayer, F., Cornell, C. A., A Technical Framework for Probability-Based Demand and Capacity Factor Design (DCFD) Seismic Formats”, Pacific Earthquake Engineering Research Center, PEER 2003/08, Noiembrie 2003
4. Vamvatsikos, D., Cornell, C. A., Incremental Dynamic Analysis, Earthquake Engineering Structural Dynamics, John Wiley & Sons, Ltd., 2001
5. Vamvatsikos, D., Cornell, C. A., The Incremental Dynamic Analysis And Its Application To Performance-Based Earthquake Engineering, 12th European Conference on Earthquake Engineering Paper Reference 479, Elsevier Science Ltd.
6. Văcăreanu, R., Olteanu, P., Cheșca, A. B., Seismic Fragility Of High-Rise RC Moment-Resisting Frames. Estimation Of Drift Hazard, First European Conference on Earthquake Engineering and Seismology, Geneva, Switzerland, 3-8 September 2006
7. Caraifaleanu, I-G. – Modele neliniare cu un grad de libertate dinamica in ingineria seismica, MATRIX ROM, Bucuresti, 2005
8. Petcu, V. – Calculul structurilor de beton armat in domeniul plastic, Editura Tehnica, Bucuresti, 1972
9. Caracostea, A. – Manual pentru calculul constructiilor, Editura Tehnica, Bucuresti, 1977
10. ATC-40. – Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings, Applied Tehnology Council, November 1996
11. HAZUS MH MR4. – Multi hazard Loss Estimation Metodology, Departament of Homeland Security Emergency Preparedness and Response Directorate, FEMA 2003
12. Note de curs, Vulnerabilitate si risc la actiuni din hazard natural, UTCB, 2010
13. Agent R., “Constructii de beton armat”, I.C.B 1984
14. Agent R, Postelnicu T. “Calculul structurilor cu diafragme de beton armat ”, Editura
15. Ardelea A, Rus A, C Bucur – “Bearing masonry structures – case studies regarding the expert appraisal and rehabilitation “ – Buletin Stiintific al UTCB nr.3, 2006 ISSN-1224-628X, pp 63-79.
16. Ardelea A, Rus A, C Bucur – “ Reabilitarea constructiilor utilitare pentru calea ferata” – Revista constructiilor nr.32 noiembrie 2007, pp 38-45 – ISSN 1841- 1290
17. Banut V, “Calculul neliniar al structurilor”. Editura tehnica 1981
18. Chopra A.K.” A modal pushover analysis procedure to estimate seismic demans for buildings”, Theory and preliminary evaluation,Universitatea of California Berkeley

19. Clough R. W. si Penzien J., "Dinamics of structures"- second edition International Editions 1993
20. Dubina D., Lungu D., "Constructii amplasate in zone cu miscari seismice puternice", Editura Orizonturi Universitatea Timisoara 2003
21. Ifrim M., "Dinamica structurilor si ingineria seismica", Editura Didactica si Pedagogica Bucuresti, 1984
22. Macavei, F., Poterasu, V. F., „Complemente de dinamica structurilor”, Editura Virginia, Iasi, 1994.
23. Mariusciac D., Dumitras M. ,Andreica H. A., Bogdanovits P.si Munteanu C. "Proiectarea structurilor etajate pentru constructii civile", Editura Tehnica –Bucuresti 2000
24. Paulay T., Bachman H. si Konrad Moser, "Proiectarea structurilor din beton armat la actiuni seismice", Editura Tehnica –Bucuresti 1997
25. Paulay T., M.J.N. Priestley, "Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings", A Interscience Publication 1992
26. Postelnicu T. Pavel C., "Preziceri privind schematizarea pentru calcul al structurilor cu diafragme de beton armat pentru cladiri multietajate", Constructii nr.9-10/1988
27. Postelnicu T., F. Tilimpea, D. Zamfirescu, " Structuri de beton armat pentru cladiri etajate", Ed Matrix Rom Bucuresti 2007
28. Rus A. " Conformarea la actiune seismic a unei structuri in system dual – Studiu de caz P+8" - Sesiunea de comunicari stiintifice a catedrei de mecanica tehnica si mecanisme SIMEC 2010, Matrix Rom Bucuresti 2010.
29. Rus A., Balan C., Kober H., Bucur C. – "Structures with high seismic risk – Case study , Passenger Building, Romania" – Durability and maintenance of concrete structures, International Symposium –Proceedings pp 139-246, Ed Secon EDGH – oct2004
30. Stanescu Th., Rus A.,Kober H., Zamfir S.,Bucur C, "Reabilitation of the Metallic Structures for the roof in Bucharest North Station - Steel -A new and traditional material for building ICMS 2006-Conferinta international, septembrie 2006, Romania- Proceedings published by taylo & Francis/Balkema ISBN10:0- 415-40814-2; ISBN13:978-0-415-40817-2,Great Britain, pp639-646
31. Vlaicu Ghe. – "Contributii la perfectionarea metodelor de proiectare antiseismica a structurilor mixte cu diafragme prefabricate si cadre din beton armat" – teza de doctorat- 1999, conducator stiintific Dan Dumitrescu
32. Titaru E., Capatana D., " Aspecte ale efectelor de interactiune la structurile de beton armat alcatuite din cadre si pereti structurali", Constructii 4 – 5/1985. Normativ conditionat pentru proiectarea constructiilor civile si industriale din regiuni seismice. Indicativ P.13-63.
33. Normativ pentru proiectarea constructiilor civile si industriale din regiuni seismice. Indicativ P.13-70.
34. Cod de proiectare seismica P100. Partea I – P100-1/2006. Prevederi de proiectare pentru cladiri.
35. Cod de proiectare seismica P100. Partea a III-a – P100-3/2008. Prevederi pentru evaluarea seismica a cladirilor existente.
36. Radu Pascu (2008). „Comportarea si calculul elementelor din beton armat”, Editura Conspress Bucuresti.
37. Gheorghe Vlaicu, Tiberiu Pascu (2009). „Calculul elementelor de beton armat”, Editura Conspress Bucuresti.
38. Gheorghe Vlaicu, Liviu Crainic. „Constructii de beton armat”, Editura Man-Dely
39. Bogdan Bahnariu. „Sisteme de consolidare a constructiilor cu materiale compozite”, Teza de doctorat, UTCB.

40. Sorin Radulescu (2005). Referat „Comportarea in situ a constructiilor”.
41. S.Pampanin, D.Bolognini, A.Pavese, G.Magenes, G.M.Calvi. „Multi-level seismic rehabilitation of existing frame systems and subassemblies using FRP composites”.
42. Sonia Giovonazzi, Stefano Pampanin, Sergio Lagomarsino. „ALTERNATIVE RETROFIT STRATEGIES FOR PRE’70 R.C. BUILDINGS: VULNERABILITY MODELS AND DAMAGE SCENARIOS”.
43. Jong-Wha Bai. „Seismic Retrofit for Reinforced Concrete Building Structures”.
44. G.E. Thermou, A.S.Elnashai (2005). „Seismic retrofit schemes for RC structures and local–global consequences”.