

[REZUMATUL TEZEI DE DOCTORAT]

**"EVALUAREA NIVELULUI DE AVARIE A STRUCTURILOR DIN BETON
ARMAT ÎN CORELAȚIE CU INTENSITATEA ACȚIUNII SEISMICE"**

Doctorand: ing. Tudose Claudiu

Conducător științific: Prof.Dr.Ing.Virgil Breabăn

Mulțumiri

Mulțumesc domnului **prof. dr. ing. Virgil Breabăn**, conducătorul științific al acestei teze de doctorat, pentru îndrumarea, sprijinul și sfaturile pe care mi le-a acordat la elaborarea acestei lucrări.

Mulțumesc referenților științifici, **prof. univ. dr. ing. Nicolae Țăranu**, **prof. univ. dr. ing. Dan Lungu** și **prof. univ. dr. ing. Radu Văcăreanu** pentru timpul acordat analizării tezei mele de doctorat și pentru observațiile asupra prezentei lucrări.

Mulțumesc prietenilor mei pentru încurajări și pentru discuțiile tehnice purtate în acest timp.

Mulțumesc soției mele, Ana-Maria precum și părinților mei pentru încurajările oferite pe parcursul elaborării acestei lucrări.

Mulțumesc copiilor mei, Andrei și Adela, pentru înțelegerea de care au dat dovadă în perioada în care am fost ocupat cu lucrul și scrierea acestei teze. Vor citi aceste rânduri peste un an sau doi, când vor ajunge să știe să citească singuri dar le vor înțelege mai bine după mai mult timp.

Claudiu Tudose
2012, octombrie

Cuvinte cheie:

indici de avarie, accelerogramă artificială, structuri din beton armat, analiză static neliniară, pushover, analiză dinamică neliniară, time-history, idarc, histereză, mișcare seismică

Cuprins

Cuprins.....	1
1. Introducere	5
1.1. Comentarii asupra subiectului tezei.....	5
1.1.1. Perspectiva istorică.....	5
1.1.2. Obiective de performanță pentru siguranța vieții – exemple	5
1.1.3. Contextul tezei.....	5
1.1.3.1. Normativul SEAOC 1967	5
1.1.3.2. Normativul SEAOC 1999	5
1.1.3.3. Comitetul Vision 2000	6
1.1.3.4. Eurocode 8 și codul românesc de proiectare P100-1.....	6
1.2. Obiectivele tezei.....	6
1.3. Conținutul tezei.....	7
2. Hazard seismic și vulnerabilitate structurală.....	9
2.1. Introducere	9
2.2. Surse ale hazardului – în lume	10
2.3. Surse ale hazardului – Europa și România	10
2.4. Statistici internaționale	11
2.5. Vulnerabilitate.....	11
2.5.1. Metode de evaluare - Definirea unei funcții de vulnerabilitate	11
2.5.2. Curba de capacitate (demand and capacity spectrum).....	11
2.5.2.1. Capacitatea unei structuri.....	11
2.5.2.2. Capacitatea elementelor structurale	12
2.6. Prevederi ale codurilor seismice românești - istoric.....	12
3. Evaluarea performanței structurale a clădirilor.....	13
3.1. Factori ce influențează performanța seismică.....	13
3.1.1. Conformarea clădirii, distribuția maselor, a rezistenței și a rigidității	13
3.1.1.1. Forma în plan (regularitatea în plan).....	13
3.1.1.2. Sensibilitatea la torsiune	14
3.1.1.3. Regularitatea pe verticală	14
3.1.1.4. Nivele slabe, efectul de domino.....	15
3.1.1.5. Efectul zidăriei	15

3.1.2.	Rosturi seismice insuficiente (loviri de clădiri).....	16
3.1.3.	Ductilitatea	16
3.1.4.	Stabilitatea fundației	17
3.1.5.	Rezonanța.....	17
3.2.	Parametri de evaluare a performanței seismice.....	19
3.2.1.	Indici de avariere a elementelor	19
3.2.2.	Parametri de avariere datorati exclusiv mișcării seismice.....	20
3.3.	Metode de evaluare a performanței seismice.....	21
3.3.1.	Analiza statică neliniară	21
3.3.2.	Criterii de acceptare	21
3.3.3.	Deplasarea țintă (target displacement).....	21
3.3.4.	Analiza dinamică neliniară	22
3.4.	Niveluri de performanță [FEMA 273, 1999]	22
3.5.	Niveluri de performanță [P100-1/2006].....	22
4.	Evaluarea nivelului de avarie a structurilor din beton armat în corelație cu intensitatea acțiunii seismice – structuri noi	23
4.1.	Contextul tehnic al analizei.....	23
4.2.	Verificări parțiale	26
4.3.	Acțiunea seismică – intensități, modelare.....	27
4.4.	Analiza dinamică neliniară (time-history) cu accelerograme artificiale.....	29
4.5.	Rezultatele analizei time-history.....	30
4.5.1.	Diagrame moment-rotire pentru grinzi și stâlpi	30
4.5.2.	Răspunsul maxim în deplasări absolute pe fiecare nivel funcție de intensitatea accelerației maxime.....	30
4.5.3.	Răspunsul maxim la ultimul nivel funcție de forța tăietoare de bază și de nivelul PGA.....	32
4.5.4.	Curbe histeretice de nivel	32
4.5.5.	Time history pentru valorile indicilor de avarie pe stâlpi și grinzi	33
	Concluzii la subcapitolul 4.5.5. (rezumat):	33
	Abordare comparativă avariei grinzi – stâlpi în cadrul a diferite PGA.....	33
4.5.6.	Indici de avariere globali	33
	Concluzii la subcapitolul 4.5.6.:	34
5.	Evaluarea nivelului de avarie a structurilor din beton armat în corelație cu intensitatea acțiunii seismice – structuri existente proiectate după norme anterioare	35
5.1.	Contextul tehnic al analizei.....	35

5.2.	Verificări parțiale	36
5.3.	Analiza time-history și rezultate	38
5.3.1.	Diagrame moment-rotire pentru grinzi și stâlpi	38
5.3.2.	Răspunsul maxim în deplăsări absolute pe fiecare nivel funcție de intensitatea accelerației maxime.....	39
5.3.3.	Răspunsul maxim la ultimul nivel funcție de forța tăietoare de bază și de nivelul PGA.....	39
5.3.4.	Curbe histeretice de nivel	40
5.3.5.	Time history pentru valorile indicilor de avarie pe stalpi si grinzi	41
5.3.6.	Indici de avarie globali	42
5.3.7.	Comparație între cele două analize.....	43
6.	Concluzii și contribuții personale	45
6.1.	Concluzii generale pe baza literaturii de specialitate studiate.....	45
6.2.	Concluzii generale ale studiului efectuat.....	45
6.3.	Contribuții personale.....	47
6.4.	Valorificarea rezultatelor	47
6.5.	Direcții viitoare de cercetare	48
	Bibliografie selectivă	49
7.	Anexa 1 - Grafice obținute în studiile de caz	51
7.1.	Spectre de raspuns în accelerații absolute	51
7.2.	Accelerograme artificiale – generate pe baza spectrelor de accelerație.....	51
7.3.	Curbe histeretice de nivel.....	51
7.3.1.	Structura nouă P+7E (grafice pentru 0,40g și 0,24g).....	51
7.3.2.	Structura nouă P+5E (grafice pentru 0,40g și 0,24g).....	51
7.3.3.	Structura nouă P+3E (grafice pentru 0,40g și 0,24g).....	51
7.3.4.	Structura existentă P+3E (grafice pentru 0,40g, 0,24g și 0,08g).....	51
8.	Anexa 2 – Răspunsul stochastic al structurilor	52
8.1.	Funcții esențiale în analiza stochastică a structurilor	52
8.1.1.	Funcții de transfer	52
8.1.2.	Relația dintre funcțiile unitare de impuls și cele de răspuns în frecvențe complexe	52
8.1.3.	Relația dintre funcțiile de autocorelare de acțiune și de răspuns	52
8.1.4.	Relația dintre funcțiile de densitate spectrală de putere, de acțiune și de răspuns	52
8.2.	Răspunsul stochastic al structurilor reale.....	52

8.2.1. Răspunsul în domeniul timp al sistemelor liniare	52
8.2.2. Răspunsul în domeniul frecvența al sistemelor liniare.....	52
8.2.3. Răspunsul la încărcări distincte	52
8.2.4. Răspunsul la încărcări distribuite (disperse)	52

1. Introducere

1.1. Comentarii asupra subiectului tezei

În ultimii ani, dezvoltarea criteriilor de proiectare structurală pentru construcții noi precum și importanța evaluării vulnerabilității seismice, au lărgit obiectivele proiectării seismice. În timp ce siguranța împotriva colapsului este încă principalul aspect urmărit, performanța în termeni de funcționalitate și economie au căpătat un rol central în cadrul criteriilor de proiectare. Apare astfel ca o necesitate, definirea intensității seismice în relație cu efectele, avariile și comportarea ulterioară a sistemelor structurale pentru a defini hazardul seismic potențial și pentru a clasifica (ordona) solicitările seismice.

1.1.1. Perspectiva istorică

În vechime, exigența faraonilor era ca mormintele lor să reziste pentru totdeauna. După 4000 de ani, piramidele rezistă în continuare. Constructorii de piramide se pare că au îndeplinit obiectivele de performanță, cu excepția unui singur lucru: cerințele de securitate privind accesul în interior nu au fost îndeplinite pe termen lung. [Hadjian, 2002].

1.1.2. Obiective de performanță pentru siguranța vieții – exemple

După cutremurul din 1933 din Long Beach, unde au fost afectate multe școli din regiunea menționată, a fost promulgat un act de către Statul California pentru a preîntâmpina consecințe similare sau mai grave în cutremure viitoare. După cutremurul din San Fernando din 1971, unde aproape toate spitalele din regiune au fost scoase din serviciu, a fost promulgat un nou set de criterii de performanță pentru a asigura operabilitatea spitalelor după un cutremur major.

1.1.3. Contextul tezei

1.1.3.1. Normativul SEAOC 1967

“Normativul SEAOC '67 furnizează criterii pentru îndeplinirea scopurilor normativelor pentru clădiri în general.

1.1.3.2. Normativul SEAOC 1999

În cadrul ediției a șaptea a SEAOC, anexa I, partea A, aparută în 1999, se definesc patru nivele de hazard seismic, armonizate cu draftul final al International Building Code (IBC) 2000, definite pe o bază probabilistică. Hazardul probabilistic este definit în termeni de probabilitate de depășire într-o perioadă de 50 de ani și o probabilitate anuală de apariție.

Astfel, cele patru nivele de hazard sunt definite în [SEAO, 1999] pentru formularea obiectivelor de performanță. Pe lângă definirea nivelelor de hazard în termeni probabilistici, în SEAO 1999 s-au definit și obiectivele de performanță pe categorii de construcții:

1.1.3.3. Comitetul Vision 2000

Comitetul Vision 2000 și-a propus să facă trecerea spre ingineria bazată pe performanță. Astfel, s-au definit relații între performanța obiectivului, tipul obiectivului și probabilitatea cutremurului, s-au propus creșteri (salturi) în categoria de performanță a obiectivului (mai puține avarii) pentru clădiri cu funcțiuni critice [76].

1.1.3.4. Eurocode 8 și codul românesc de proiectare P100-1

Urmând tendința de armonizare și aliniere la normele europene, codul românesc de proiectare seismică pentru clădiri, P100-1, vine cu același sistem de evaluare a performanței ca și codul seismic european. Astfel, pentru clădirile noi se fac calcule și verificări în cele două stări limită menționate mai sus, SLU și SLS. Față de varianta în vigoare a P100-1 din 2006, ediția în fază de proiect a codului P100-1, prezentată în 2012, propune considerarea unui interval mediu de recurență diferit: 225 în loc de 100ani, ceea ce corespunde unei probabilități de depășire de 20% în 50 de ani.

Ce poate fi considerat nou în proiectarea bazată pe performanță este proiectarea la mai mult decât o singură intensitate a mișcării terenului, cuplată cu diferite stări de avarii/pierderi ale funcțiunii. Fiecare din aceste perechi se caracterizează ca un obiectiv de performanță.

1.2. Obiectivele tezei

- Efectuarea unei analize privind performanțele clădirilor cu structură din beton armat
- Punerea în evidență a parametrilor de răspuns seismic al unor structuri în cadre de beton armat pentru diferite tipuri de acțiuni seismice, exprimate prin spectrul de proiectare și prin accelerograme de calcul generate artificial
- Analiza posibilității de proiectare și verificare judicioasă a unor structuri în cadre de beton armat folosind procedee de calcul de tip pushover
- Evaluarea performanțelor de răspuns seismic prin indici de avarie, pentru structuri în cadre din beton armat, folosind analize de tip time-history cu modele de comportare neliniară a structurii

1.3. Conținutul tezei

Lucrarea conține 6 capitole, două anexe și o listă de referințe bibliografice.

Capitolul 1, cu caracter introductiv, definește actualitatea tematicii tezei de doctorat și obiectivele urmărite în elaborarea tezei de doctorat. În același timp se face o prezentare generală a normelor internaționale ce au avut ca obiect nivelurile de performanță pentru siguranța vieții și a diferențelor apărute în edițiile succesive ale acestora. În final, se fac referiri la prevederi europene și naționale cu discutarea nivelurilor de performanță prevăzute în acestea.

Capitolul al 2-lea prezintă principalele aspecte legate de noțiunile de hazard și vulnerabilitate structurală la seisme. Sunt trecute în revistă sursele de hazard seismic în lume, în Europa dar și în România. De asemenea se prezintă unele statistici internaționale legate de hazardul seismic.

În partea a doua a capitolului se face o analiză a funcțiilor de vulnerabilitate structurală în corelație cu hazardul seismic. Se face o analiză extinsă cu privire la metodele de evaluare a vulnerabilității structurale și se prezintă curbe de capacitate pentru elemente și pentru structuri solicitate de o acțiune seismică.

În același sens, legat de vulnerabilitatea structurală, se prezintă evoluția conceptelor de normare a forțelor seismice în codurile seismice românești, începând cu cel din anul 1963 și până la ultima variantă a Codului P100, cea din anul 2012 (în stadiul de proiect).

Capitolul al 3-lea se concentrează pe conceptele de evaluare a performanțelor structurale ale clădirilor. Sunt analizați principalii factori ce pot afecta răspunsul structural: forma în plan, sensibilitatea la torsiune, regularitatea structurii pe verticală, nivelurile slabe la structurile multietajate, efectul zidăriei, rosturile seismice, ductilitatea structurală, stabilitatea fundației.

Un alt aspect tratat este cel legat de parametrii de evaluare a performanțelor structurale printr-o serie de indici: indici de avariere datorăți răspunsului clădirii și parametri de avariere datorăți exclusiv acțiunii seismice. Metodele de evaluare a performanței seismice structurale se bazează pe analize de tip static neliniare și pe analize dinamice neliniare.

Un ultim aspect abordat în acest capitol este cel al definirii nivelului de performanță, cu referire directă la prevederile normativului american FEMA 273: nivelul de limitare a degradărilor, de siguranță a vieții, de prevenire a prăbușirii, precum și nivelurile prevăzute de Codul seismic P100-1/2006.

Capitolul al 4-lea include studii de caz pentru evaluarea nivelului de avarie pentru structuri noi. Capitolul începe prin prezentarea strategiei de lucru pentru analizele și studiile de caz. Se precizează amplasamentul cu caracteristicile seismice, modul de definire a acțiunii seismice și a tipurilor de analiză numerică propuse a se efectua. Structurile folosite în analiză

sunt construcții în cadre de beton armat cu 4, 6 și 8 nivele (P+3E, P+5E, P+7E) cu câte 5 deschideri și 5 travei pe fiecare direcție de câte 6,00m și înălțimi de nivel egale cu 3,25m.

Mișcarea seismică este definită ca o variabilă în timp, prin intermediul accelerogramelor artificiale. Analiza s-a efectuat considerând 9 valori ale accelerației de vârf a terenului, pentru fiecare fiind definit câte un set de șapte accelerograme artificiale, compatibile cu spectrul elastic de accelerații absolute.

Pentru fiecare din structuri s-a făcut o predimensionare a elementelor urmată de evaluări ale încărcărilor permanente și variabile ce acționează asupra elementelor de beton armat. Ținând cont de interesul asupra acțiunii seismice, încărcările au fost considerate ca valori de lungă durată. Datorită repetabilității cadrelor, din fiecare tip de structură s-a considerat câte un singur cadru median supus la acțiuni seismice pe o direcție precum și la încărcările verticale calculate anterior. Gruparea fundamentală de încărcări a fost considerată doar pentru stabilirea armării la partea inferioară a grinzilor, în câmpurile acelor grinzi în care gruparea fundamentală furnizează cantități de armătură mai mari decât gruparea specială, pentru a reda realist cantitățile de armătură ce pot fi prevăzute într-un model proiectat. Stâlpii și reazemele grinzilor rezultă dimensionate din gruparea ce conține acțiunea seismică.

Modelele au fost supuse la analize dinamice neliniare, efectuate în programul Idarc 2d. În analiză s-au considerat elemente cu un comportament neliniar, disipator de energie, definit de legea constitutivă moment-curbură. Evaluarea nivelului de avarie s-a făcut considerând valorile obținute ale indicilor de avarie: pe grinzi, pe stâpi, pe nivele și global pentru fiecare mărime a acțiunii seismice și pentru fiecare regim de înălțime analizat.

În partea a doua a capitolului sunt prezentate rezultatele analizelor. Comentariile și concluziile la analizele efectuate sunt incluse la finalul fiecărui subcapitol.

Capitolul al 5-lea include studii de caz pentru evaluarea nivelului de avarie pentru structuri existente. Se păstrează metodologia de analiză din capitolul 4. La sfârșitul capitolului se face o comparație de sinteză pe baza rezultatelor obținute în capitolele 4 și 5 pentru structuri noi, respectiv existente. La finalul capitolului se fac constatări cu privire la nivelul de avarii regăsit în structurile analizate la finalul solicitărilor seismice.

Capitolul al 6-lea conține concluziile generale pe baza literaturii studiate, concluziile finale ale cercetărilor desfășurate în cadrul tezei, contribuțiile autorului în domeniul temei studiate, valorificarea acestora și direcțiile viitoare de cercetare.

Lista de referințe bibliografice cuprinde 88 de titluri.

Anexele sunt în număr de două.

Anexa 1 cuprinde 108 figuri rezultate în urma studiilor de caz și are 34 de pagini.

Anexa 2 se referă la răspunsul stochastic al structurilor și are 10 pagini.

2. Hazard seismic și vulnerabilitate structurală

2.1. Introducere

Hazardul seismic este definit ca probabilitatea de apariție a unui eveniment de distrugere într-o zonă definită și un interval de timp dat.

Analiza de hazard necesită și cunoștințe din alte domenii decât seismologia. Geologia este necesară pentru determinarea locației, configurației și definirea surselor seismice potențiale, în special a faliilor active cunoscute.

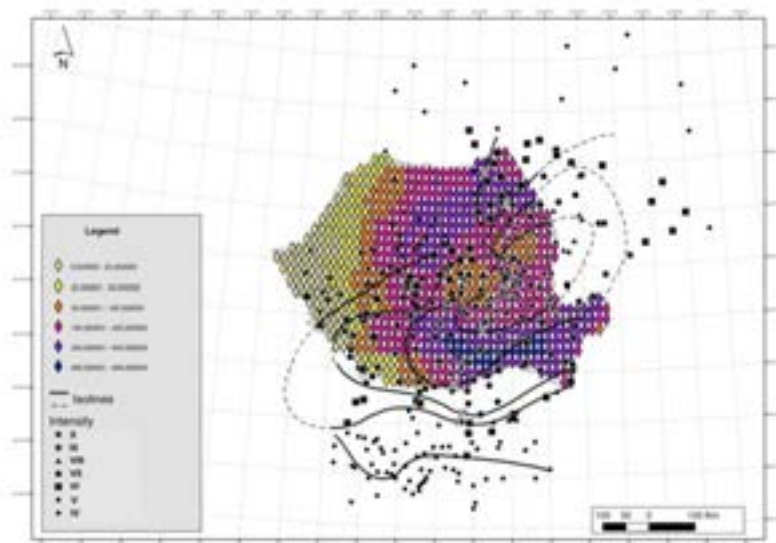


Fig.2.1. Hazardul seismic determinist pentru cutremurul având Mw 7,7 [80]

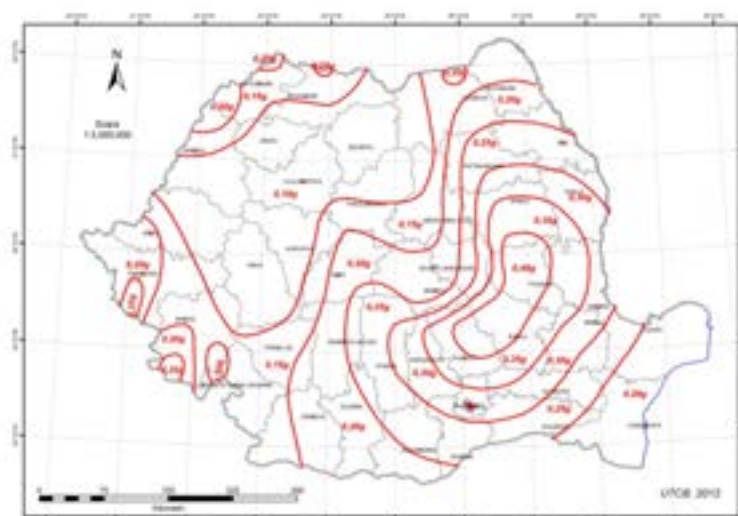


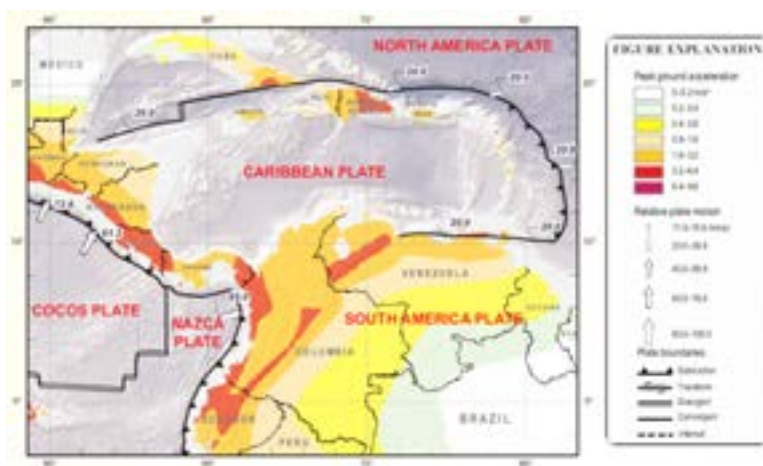
Fig.2.2. Valoarea de vârf a accelerației terenului pentru cutremure cu intervalul mediu de recurență IMR=225ani [Lungu, Arion, 2012]

2.2. Surse ale hazardului – în lume

Zone seismice importante sunt cele din America Latină, zona oceanului Pacific, vestul Americii de Nord, Orientul Mijlociu, Europa.

Condiții geologice similare se extind în zona Caraibe din oceanul Atlantic care este considerată o parte din “Inelul de Foc” deși nu este parte din bazinul Pacificului.

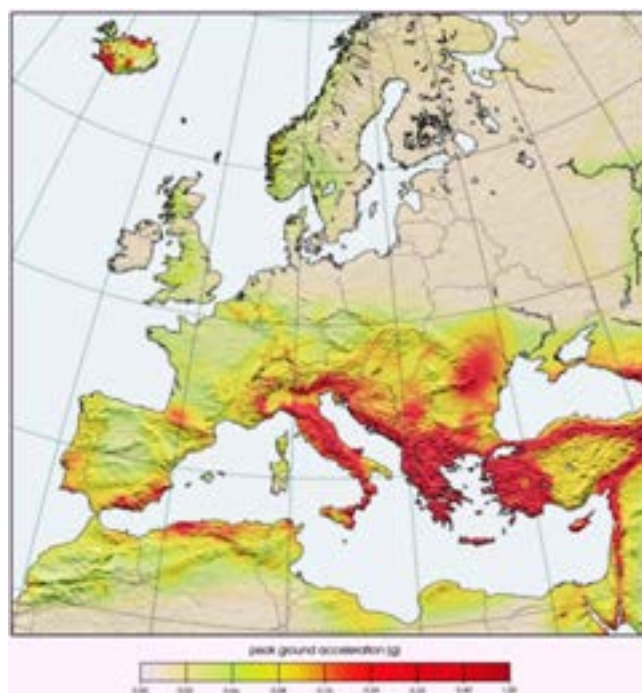
Fig.2.3. Seismicitatea Americii Centrale și a Caraibilor (1900-2010), [USGS, 2011]



2.3. Surse ale hazardului – Europa și România

Referindu-ne doar la zona europeană, există numeroase surse seismice crustale sau subcrustale ce pot dezvolta cutremure de diferite intensități: sudul Portugaliei, sudul Spaniei, Italia, Grecia, Turcia, zona scandinavă și nu în ultimul rând, România.

Fig.2.4. Harta de hazard seismic pentru zona european-mediteraneană pentru PGA cu 10% probabilitate de depășire în 50 de ani, International Geological Correlation Program, European Seismological Commission, februarie 2003



Seismicitatea României este repartizată pe mai multe zone epicentrale: Vrancea, Făgăraș-Câmpulung, Banat, Crișana, Maramureș și Dobrogea. La acestea se adauga zone epicentrale cu importanță locală în regiunea Jibou și a Târnavelor în Transilvania, nordul și vestul Olteniei, nordul Moldovei și Câmpia Română. Pe teritoriul României, nivelul cel mai ridicat al hazardului seismic este legat de prezența în zona de curbură a Carpaților Orientali a unei surse de cutremure de adâncime intermediară.

În ultima sută de ani, în regiunea Vrancea s-au produs 4 cutremure subcrustale majore – 10 noiembrie 1940, magnitudine Mw 7,7; 4 martie 1977, magnitudine Mw 7,4; 30 august 1986, magnitudine Mw 7,1; 30 mai 1990, magnitudine Mw 6,9 – primele două cu impact dezastruos [75].

2.4. Statistici internaționale

De-alungul timpului, Institutul Arhitectural al Japoniei (Architectural Institute of Japan – AIJ) a investigat și a prelucrat statistic avariile survenite la clădiri după cutremure majore din Japonia precum și din întreaga lume [Otani, 2000]. Statisticile au fost preluate din zone ale Mexico City (1985), Filipine (1990), Erzincan din Turcia (1992) și Kobe (1995).

2.5. Vulnerabilitate

Vulnerabilitatea reprezintă gradul așteptat de pierderi datorită unui eveniment distrugător. Aceasta este exprimată uzual ca funcții și matrici ce pot fi obținute prin studii statistice pe clădiri avariate în zone lovite de cutremure sau prin simulări pe modele numerice sau analitice ale structurii.

2.5.1. Metode de evaluare - Definirea unei funcții de vulnerabilitate

O funcție ce descrie vulnerabilitatea este o relație ce definește avariile așteptate ale unei clădiri sau unei grupe de clădiri în dependență de intensitatea mișcării pământului [Lang, 2004]. Pentru a estima avariile unei clădiri supuse la acțiunea seismică, funcția de vulnerabilitate trebuie comparată cu cerința seismică.

2.5.2. Curba de capacitate (demand and capacity spectrum)

2.5.2.1. Capacitatea unei structuri

Curba de capacitate este construită în general pentru a reprezenta primul mod de răspuns al unei clădiri, bazat pe presupunerea că clădirea răspunde la o excitație seismică predominant în modul fundamental de vibrație.

Curba de capacitate a unei structuri (numită și curba push-over) reprezintă un grafic al rezistenței la forțe laterale exprimat ca o funcție a unei deplasări laterale. Aceasta este obținută dintr-un grafic între forța static echivalentă și deplasările clădirii [Postelnicu et al, 2004].

2.5.2.2. Capacitatea elementelor structurale

Fig.2.8. prezintă trei exemple cu diagrame efort-deformație funcție de capacitatea și redundanța elementului ce sunt utilizate frecvent. Aceste curbe seamănă ca formă cu curbele conceptuale forță-deplasare, descrise în [ASCE 41-06, 2007] dar au o semnificație diferită.

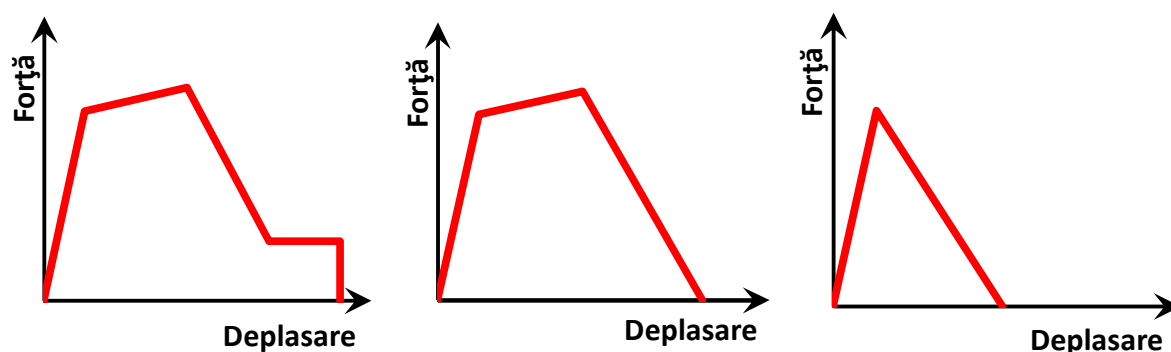


Fig.2.8. Curbe generale de comportare a elementelor

2.6. Prevederi ale codurilor seismice românești - istoric

În cadrul capitolului sunt trecute în revistă principalele normative seismice și prevederile acestora, din 1963 până la proiectul P100 din 2012.

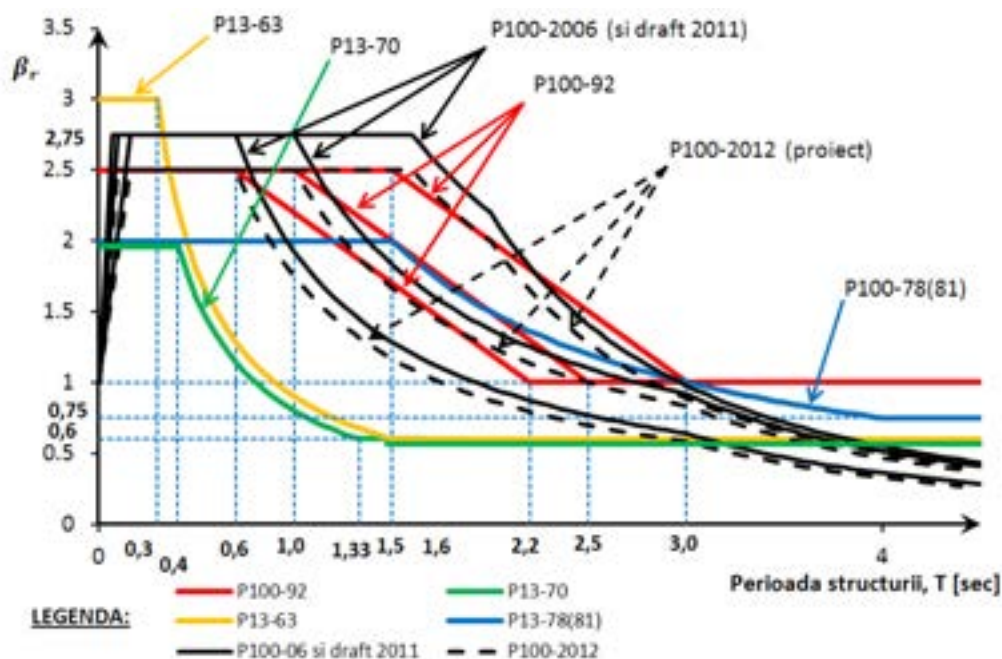


Fig.2.15. Evoluția coeficientului dinamic beta în perioada 1963-2012

3. Evaluarea performanței structurale a clădirilor

Evaluarea performanței unei clădiri este în strânsă dependență de caracteristicile de performanță ale elementelor componente. Elementele cu importanță majoră în cazul unei acțiuni seismice sunt cele care asigură stabilitatea verticală și care contribuie la preluarea forțelor seismice [ATC-40, 1996].

3.1. Factori ce influențează performanța seismică

Performanța seismică a unei clădiri este definită ca reprezentând modul de comportare al unei clădiri atunci când este supusă la acțiuni seismice. Pentru a putea considera atingerea unei performanțe structurale în care se reduc efectele seismelor asupra construcțiilor, trebuie eliminate (sau limitate) din cadrul problemei o parte din incertitudinile ce sunt sub controlul inginerului proiectant: conformarea clădirii, distribuția rigidității, reducerea neregularităților modelului structural, controlarea ductilității.

3.1.1. Conformarea clădirii, distribuția maselor, a rezistenței și a rigidității

3.1.1.1. Forma în plan (regularitatea în plan)

Problemele construcțiilor cu forme complexe și neregulate, pot duce la separarea acestora în corpuri individuale în timpul unei acțiuni seismice, la translații pe axe diferite de axele principale ale elementelor sau la torsiuni pronunțate datorită rigidității crescute în zona de îmbinare. În cazul clădirilor noi, se poate rezolva ușor aceasta problema prin împărțirea în tronsoane individuale. În cazul clădirilor existente, se impune separarea (desfacerea) în corpuri independente cu forme simple, compacte sau consolidarea întreg ansamblului pe direcția solicitărilor importante.

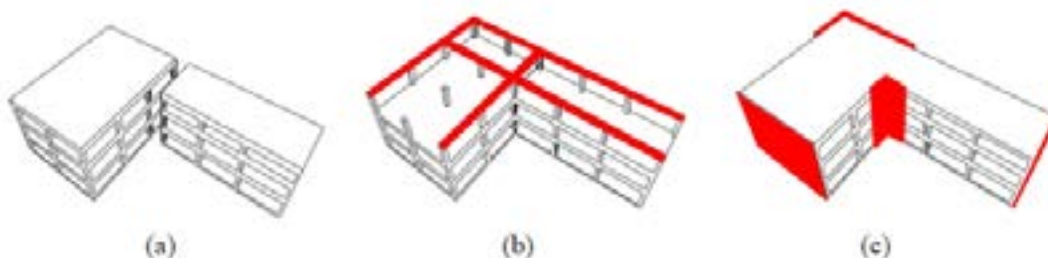


Fig.3.2. Soluții pentru configurații complexe: (1) separarea în corpuri simple, (2) consolidarea pe direcțiile solicitărilor importante, (3) rigidizarea suplimentară a zonelor la care se așteaptă solicitări importante (echilibrarea distribuției de rigiditate în cadrul structurii) imagini preluate din [FEMA 454]

3.1.1.2. Sensibilitatea la torsiune

Apariția torsiunii într-o structură supusă la cutremur conduce la degradări rapide ale răspunsului structural, datorită faptului că poziția centrului de rigiditate (sau al forței rezistive) este excentrică față de poziția centrului maselor, în care sunt aplicate forțele de inerție.

Fig.3.4. Avarii datorate torsiunii cu prăbusirea etajului 2, Hotel Terminal, Guatemala, 4 feb 1976, seism 7,5 Richter, USGS, Figure 55, Professional paper 1002, imagine publică



Fig.3.5. Avarii datorate torsiunii generale a clădirii, avariarea stâlpilor și căderea etajului superior către dreapta, Hotel Terminal, Guatemala, 4 feb 1976, seism 7,5 Richter, USGS, Figure 74, Professional paper 1002, imagine publică



3.1.1.3. Regularitatea pe verticală

Cerințele impuse de normativele românești și europene în vigoare impun ca traseul încărcărilor verticale către fundații să fie cât mai direct și să se evite pe cât posibil rezemările indirecte.

3.1.1.4. Nivele slabe, efectul de domino

Nivelul slab este un etaj al clădirii în care elementele de rezistență la acțiuni orizontale au rigiditate redusă față de nivelele imediat inferioare sau superioare. În cazul cedării unui nivel slab apare riscul cedării tuturor etajelor superioare unul peste altul, într-un efect de domino.

Fig.3.6. Clădire civilă cu nivel slab pentru garaje la parter, San Francisco, California, cutremurul Loma Prieta, 17 oct 1989, seism 6,9 Richter, National Information Service for Earthquake Engineering (NISEE), University of California, Berkeley



3.1.1.5. Efectul zidăriei

Conformarea corectă a cadrelor umplute cu panouri de zidărie înseamnă în final expulzarea zidăriei din cadru la acțiuni seismice.

Prezența panourilor de zidărie în cadrul etajelor superioare și lipsa acestora la parter, poate conduce la o rigidizare suplimentară a nivelurilor superioare și transformarea nedorită a parterului în nivel slab.



Fig.3.10. Stâlpi scurți, Algeria, 2003 (stânga), Cedarea stâlpului datorită zidăriei parțiale (dreapta)

3.1.2. Rosturi seismice insuficiente (loviri de clădiri)

Lovirea clădirilor apare atunci când două clădiri sunt construite una lângă cealaltă și distanța dintre ele este mai mică decât deplasările celor două în timpul cutremurului. Deși există cazuri în care clădirile s-au sprijinit reciproc, de cele mai multe ori, prezența unei clădiri scunde lângă una înaltă cu perioade și amplitudini diferite face ca planseul terasei de la clădirea scundă să lovească stâlpii clădirii înalte și să afecteze structura de rezistență a celei din urmă.

Fig.3.14. Avarii la o clădire cu patru niveluri datorită lovirii de clădirea cu două niveluri alăturată, Cutremurul L'Aquila, Italia, 6 Aprilie 2009, 5,8 Richter



3.1.3. Ductilitatea

Capacitatea elementelor structurale de a prelua deformații post-elastice fără diminuarea semnificativă a rezistenței este cuantificată în termeni de ductilitate. Ductilitatea elementelor include abilitatea elementelor de a prelua deformații semnificative și abilitatea de a absorbi energie prin comportament histeretic.

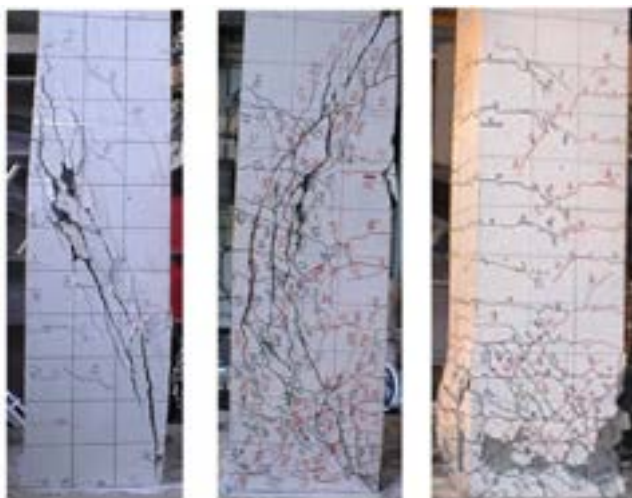


Fig.3.16. Moduri de cedare ale unui stâlp: cedare din forță tăietoare (stânga), cedare din forță tăietoare după atingerea curgerii armăturii longitudinale (centru) și cedare datorită atingerii capacității elementului - ductilitate maximă (dreapta), [Yoshikawa et al, 2001]

3.1.4. Stabilitatea fundației

Clădirile ridicate pe teren moale pot fi supuse la diferite tipuri de tasări induse de cutremure cu următoarele efecte: ruperi de suprafață pentru structurile amplasate pe falii, lichefieri ale terenului.



Fig.3.19. Lichefierea solului sub fundație datorită seismului și răsturnarea unor blocuri, Niigata, Japonia 16 iunie 1964, cutremur 7,6 Richter

3.1.5. Rezonanța

În București, daunele înregistrate la cutremurul din 4 martie 1977 au numărat peste 1500 de pierderi de vieți omenești [Văcăreanu, 2007] și prăbușirea a 23 construcții înalte din beton armat și 6 clădiri multietajate din zidărie realizate înainte de cel de-al doilea război mondial precum și a 3 clădiri înalte din beton armat construite în anii 60-70.

La 4 Martie 1977, în condițiile de teren predominant-argilos din Estul Bucureștiului, la INCERC, s-a înregistrat o accelerație maximă a terenului de cca. 0.2 g, mișcarea terenului fiind caracterizată de o perioadă predominantă a vibrației terenului foarte lungă, $T_p = 1,6\text{sec}$, neobișnuită până atunci în literatura de specialitate, în condițiile în care perioada predominantă prevăzută în normele seismice în vigoare (P13/70) era de 0,4sec.

Colapsul structural într-un procent ridicat al construcțiilor înalte din totalul construcțiilor prăbușite în timpul cutremurului ridică semne de întrebare cu privire la posibila sincronizare a perioadei fundamentale de oscilație a clădirilor cu perioada solicitării seismice.

Câteva exemple de construcții ce au cedat sau au suferit avarii majore în 10 noiembrie 1940 și în 4 martie 1977 sunt: blocul Carlton (cel mai înalt bloc din București în 1940), blocul Sahia, blocul Dunărea, blocul Scala, blocul Belvedere, toate cu regim ridicat de înălțime, la care perioada proprie fundamentală depășea 1 secundă (considerând perioada simplificată,

conform P100 din 2006 aprox. 0,1 s pe nivel). Ținând cont că structurile dinainte de 1977 nu considerau verificarea deplasărilor relative de nivel și structurile erau mai flexibile decât cele conforme cu P100-2006 se poate deduce că perioadele proprii ale clădirilor menționate mai sus sunt chiar mai mari de 0,1 secunde pe nivel, ajungând la valori apropiate de perioada dominantă a mișcării seismice.



Fig. 3-22. Blocul Carlton, distrus în totalitate la cutremurul din 10 noiembrie 1940



Fig. 3-24. Blocul Dunărea, București, 1956 [86]



Fig. 3-25. Blocul Dunărea, București, 5 martie 1977 [88]

3.2. Parametri de evaluare a performanței seismice

3.2.1. Indici de avariere a elementelor

Pentru evaluarea performanței seismice trebuie selectați parametrii potriviți, care pot arăta nivelul de avarie într-o structură. Parametrii cei mai utilizați sunt deplasarea totală și deplasarea relativă a nivelelor.

Totuși, atunci când se discută despre deformații induse de solicitări ciclice, este mai adecvat a utiliza indici de avarie bazați pe energie. Energia totală generată de cutremur și care acționează asupra unei clădiri este disipată prin amortizarea structurii și prin energia histeretică (deformații inelastice). Nivelul de avarie este datorat energiei disipate prin deformații inelastice. Un parametru important al răspunsului unei clădiri este raportul între energia histeretică și energia totală inițială.

Unul dintre cei mai des utilizați indicatori de avariere este indicatorul Park-Ang, unde avariile structurale sunt exprimate ca o combinație între avarierea datorită deplasării maxime și avarierea datorită disipării de energie histeretică, aceasta din urmă fiind datorată încărcărilor ciclice repetate.

$$DI_{PA} = \frac{u_{max}}{u_{max,mon}} + \frac{\beta}{F_y \phi_u} \cdot \int dE_h \quad (Ec. 3.1)$$

Începând cu versiunea 3.0 a programului IDARC [Kunnath et al, 1992] se folosește o variantă modificată a indicilor Park și Ang, în care deformația recuperată este eliminată din primul termen, iar în locul funcției forță-deplasare se folosește funcția moment-curbură [Văcăreanu, 2000].

$$DI_{PAW} = \frac{\theta_m - \theta_y}{\theta_u - \theta_y} + \frac{\beta}{M_y \theta_u} \cdot \int dE_h \quad (\text{Ec. 3.2})$$

Încadrarea valorilor indicilor de avarie corelată cu condiția structurii și stadiul fizic al avariilor se poate face conform Tabelului 3-1.

Valori ale DI	Nivelul de avarie	Semnificația fizică a avariei
0,0 ... 0,1	Fără	Fără avarii sau cu fisuri locale minore
0,1 ... 0,2	Minor	Fisuri reduse
0,2 ... 0,5	Moderat	Fisuri mari, exfolieri locale de beton
0,5 ... 1,0	Sever	Strivirea betonului, armătură expusă
peste 1,0	Colaps	Cedare structurală

Tabelul 3-1. Încadrarea valorilor indicilor de avarie și semnificația fizică a acestora

3.2.2. Parametri de avariere datorati exclusiv mișcării seismice

În continuare, se definesc parametrii caracteristici ai acțiunii seismice datorită cărora se poate cuantifica avarierea structurilor. Astfel, se definesc exclusiv parametrii legați de acțiunea seismică și se ignoră în acest caz avariile datorate răspunsului sistemului structural. Modul cel mai simplu de definire este prin parametrii de vârf ai accelerației (PGA-peak ground acceleration), vitezei (PGV-peak ground velocity) deplasărilor (PGD-peak ground displacement) sau a rapoartelor acestora: PGV/PGA sau PGD/PGV.

Exprimarea potențialului de avariere se poate face cu parametrul maxim al mișcării, definit ca raportul PGV/PGA. În lucrări precum [Sawada et al, 1992] se poate observa cum mișcările seismice cu potențial mare de avariere prezintă valori ridicate ale raportului PGV/PGA.

În [Zhu et al, 1998] s-au clasificat mișcările seismice în 3 categorii, funcție de raportul PGA/PGV și au arătat că raportul influențează semnificativ răspunsul neliniar al sistemelor cu un singur grad de libertate dinamică (GLD). Parametrii definiți ca integrală sunt: accelerația medie patritică, viteza medie patritică și deplasarea medie patritică, notate cu RMSA, RMSV și respectiv RMSD.

Deși s-a observat că PGV este în corelare cu degradările structurale, acest parametru nu furnizează informații despre conținutul de frecvențe și durata mișcării seismice, având în acest caz o capacitate limitată de a reprezenta degradările induse de cutremur [Bozorgnia și Bertero, 2001].

Pentru caracterizarea mult mai bună a mișcării seismice, Newmark și Hall (1982) au introdus conceptul de valori efective de vârf ale accelerației (EPA) și ale vitezei (EPV).

La noi în țară, prof. Lungu a formulat în 2003 următoarea definiție pentru EPA și EPV:

$$EPA = \frac{\max \overline{PSA}_{0,4s}}{2,5} \quad (\text{Ec. 3.3})$$

$$EPV = \frac{\max \overline{PSV}_{0,4s}}{2,5} \quad (\text{Ec. 3.4})$$

Eveniment	Stația, direcția	EPA (m/s ²)	max Saa/2,5 (m/s ²)	EPV (m/s)	EPD (m)
4 martie 1977	Incerc, NS	2,5329	2,6010	0,6275	0,1940
31 august 1986	Focșani, N97W	2,5221	3,0400	0,1952	0,0249
30 mai 1990	Onești, N200E	2,6824	3,6490	0,1513	0,0315

Tabelul 3-2. Caracterizarea mișcării pentru seisme înregistrate din România

Accelerația spectrală este forța statică echivalentă indusă de o mișcare seismică într-o structură elastică cu masa unitară. Viteza spectrală se raportează la energia de deformare maximă indusă în sistem [Chopra, 1995]: spectrele de proiectare utilizează spectre elastice de proiectare, caracterizate prin trei zone în care, pe rând, accelerația, viteza și deplasarea spectrală sunt constante.

3.3. Metode de evaluare a performanței seismice

În cadrul tezei s-au considerat doar metodele de calcul neliniar, static și dinamic.

3.3.1. Analiza statică neliniară

Analiza push-over este o analiză care consideră o distribuție de tip triunghi inversat sau liniar-uniformă a forței seismice pe înălțimea structurii și o creștere monotonă a valorilor acesteia, de la zero la nivelul atingerii colapsului structurii. Analiza se continuă până când modelul atinge o deplasare la vârf impusă de utilizator sau se oprește în momentul în care structura nu are rezerve de rezistență și se atinge colapsul.

3.3.2. Criterii de acceptare

Parametrii de modelare și criteriul numeric de acceptare pentru analize neliniare sunt definite separat pe tipuri de elemente, grinzi, stâlpi și nodurile acestora. Se prezintă pe scurt criteriile pentru grinzi și stâlpi.

3.3.3. Deplasarea țintă (target displacement)

În cadrul analizei push-over se impune totuși o limitare a valorii deplasării laterale până la care forțele laterale sunt crescute monoton iar rezultatele monitorizate. Deplasarea laterală în timpul analizei este măsurată de program într-un punct de control definit de utilizator, situat de regulă la nivelul cotei superioare a structurii. Pentru a putea evalua corect răspunsul

structurii, normativul [P100-1, 2006] recomandă ca deplasarea țintă până la care trebuie continuată analiza să fie estimată la 150% din deplasarea maximă la vârful structurii corespunzătoare stării limită ultimă (SLU). Astfel, se poate evidenția evoluția procesului de degradare până aproape de colaps și implicit vulnerabilitatea clădirii față de colaps.

În normativul american [FEMA 273, 1997] există aceeași recomandare cu privire la deplasarea ce trebuie atinsă, dar se estimează deplasarea țintă și prin următoarea formulă:

$$\delta_t = C_0 C_1 C_2 C_3 S_a \frac{T_e^2}{4\pi^2} g \quad (\text{Ec. 3.5})$$

3.3.4. Analiza dinamică neliniară

În cazul acestui tip de analiză, se obține răspunsul structurii, pe baza unor date ce definesc mișcarea seismică în timp. Definirea mișcării seismice se poate face prin accelerograme înregistrate sau prin accelerograme artificiale.

Accelerogramele înregistrate pot fi utilizate dacă sunt înregistrate în apropierea amplasamentului în cauză. Valoarea maximă a accelerației trebuie să fie scalată la aceeași valoare a accelerației a_g ca și cea din amplasament iar conținutul de frecvențe să fie compatibil cu condițiile locale ale terenului.

Accelerogramele artificiale sunt generate pe baza unui spectru de răspuns elastic pentru accelerații în amplasament, $S_e(T)$. Spectrul de răspuns elastic al accelerogramelor artificiale trebuie să fie apropiat de spectrul de răspuns elastic pentru accelerații în amplasament.

3.4. Niveluri de performanță [FEMA 273, 1999]

Performanța globală a unei clădiri este o combinație între performanța elementelor structurale și nestructurale. Nivelurile de performanță sunt formulate diferit pentru elementele structurale și pentru cele nestructurale.

3.5. Niveluri de performanță [P100-1/2006]

Normativul P100-1/2006 se bazează în mare parte pe norma europeană de proiectare antiseismică Eurocode 8. Prevederile P100 conțin două niveluri de performanță.

4. Evaluarea nivelului de avarie a structurilor din beton armat în corelație cu intensitatea acțiunii seismice – structuri noi

Pentru a evalua nivelul de avarie funcție de intensitatea acțiunii seismice, este necesar a defini câteva tipuri de structuri pentru care se va evalua răspunsul structural în cazul a diferite nivele de accelerație seismică.

Structurile supuse analizei sunt structuri în cadre, cu înalțimi medii, de până la 8 nivele. S-a optat pentru acest regim de înălțime deoarece s-a încercat să se țină cont de utilitatea și nivelul de aplicabilitate al structurilor în cadre, implicit faptul că pentru construcții cu regim ridicat de înălțime se pot alege cu precădere soluții mixte cu cadre și pereți de beton armat sau alte tipuri de soluții (metalice sau din beton cu armatură rigidă). Insistarea asupra unor structuri noi în cadre cu mai mult de 8 niveluri situate în zone cu seismicitate ridicată ar fi dus studiul într-o zonă în care aplicabilitatea acestui tip de structuri este deseori evitată în detrimentul altor soluții mai economice iar studiul avarierii cadrelor ar fi într-o mică măsură de interes.

4.1. Contextul tehnic al analizei

Structurile folosite în analiză sunt construcții în cadre de beton armat cu 4, 6 și 8 nivele (P+3E, P+5E, P+7E) cu câte 5 deschideri și 5 travei pe fiecare direcție de câte 6,00m și înălțimi de nivel egale cu 3,25m.

Datorită repetabilității cadrelor, din fiecare tip de structură s-a considerat câte un singur cadru median supus la acțiuni seismice pe o direcție precum și la încărcări verticale.

Amplasamentul considerat este caracterizat de un factor de amplificare dinamică $\beta = 2,75$, o perioadă de colț $T_c = 1,6s$ și o accelerație maximă a terenului (PGA) de 0,24g, pentru un interval mediu de recurență de 100 de ani, conform prevederilor codului de proiectare seismică P100-1/2006. Amplasamentul corespunde, de exemplu, municipiului București, dar ținând cont că perioadele proprii ale structurilor analizate se situează sub valoarea T_c de 1sec, mai multe locații pot fi caracterizate prin același set de date (Brăila, Galați).

Structurile au fost dimensionate conform normativului P100-1/2006, considerând un coeficient de comportare $q = 5 \cdot 1,35 = 6,75$ pentru structuri în cadre multietajate cu ductilitate înaltă (clasa H) și coeficient de suprarezistență $\frac{\alpha_1}{\alpha_u} = 1,35$, pentru structuri cu mai multe niveluri și deschideri.

Betonul utilizat este C20/25, corespunzător clasei de beton minimă admisă pentru structuri cu ductilitate înaltă.

Forța seismică aplicată la bază, ca valoare din greutatea totală a sistemului, este:

$$F_b = 1 \cdot \frac{0,24 \cdot g \cdot 2,75}{6,75} \cdot m \cdot 0,85 = 0,0831 G \quad (\text{Ec. 4.1})$$

Analizele efectuate au fost de tipul dinamic liniare, cu ajutorul programului de calcul Etabs Nonlinear versiunea 9.5, dezvoltat de compania [Computers and Structures, 2009] Inc., California.

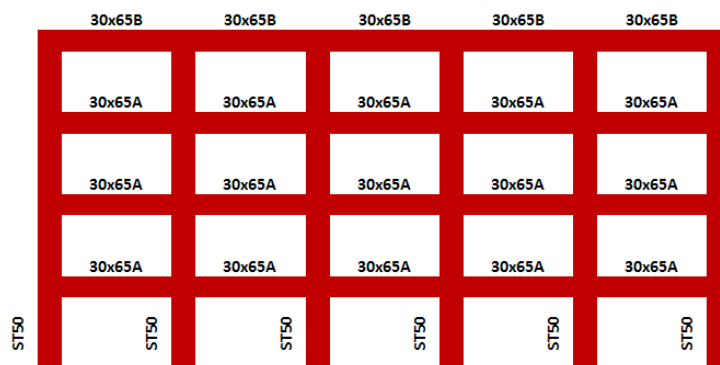


Fig.4.1. Dimensiuni ale elementelor pentru structura P+3E

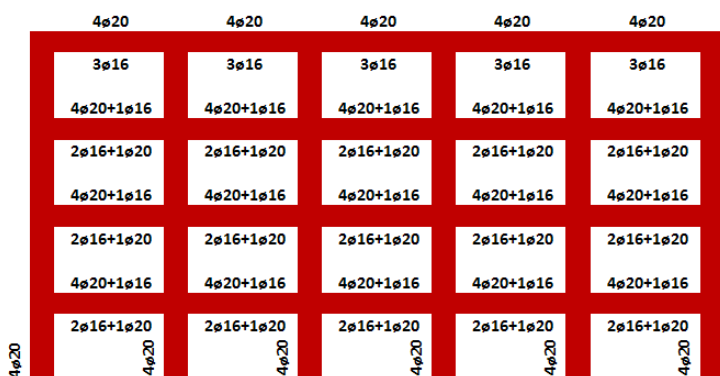


Fig.4.2. Armări efective pe grinzi și pe stâlpi (pe latură), structura P+3E



Fig.4.3. Dimensiuni ale elementelor pentru structura P+5E

	1ø25+2ø20	1ø25+2ø20	1ø25+2ø20	1ø25+2ø20	1ø25+2ø20
	3ø16	3ø16	3ø16	3ø16	3ø16
	2ø25+1ø20	2ø25+1ø20	2ø25+1ø20	2ø25+1ø20	2ø25+1ø20
	3ø16	3ø16	3ø16	3ø16	3ø16
	2ø25+1ø20	2ø25+1ø20	2ø25+1ø20	2ø25+1ø20	2ø25+1ø20
	3ø16	3ø16	3ø16	3ø16	3ø16
	4ø25	4ø25	4ø25	4ø25	4ø25
	2ø16+1ø20	2ø16+1ø20	2ø16+1ø20	2ø16+1ø20	2ø16+1ø20
	4ø25	4ø25	4ø25	4ø25	4ø25
	2ø16+1ø20	2ø16+1ø20	2ø16+1ø20	2ø16+1ø20	2ø16+1ø20
	4ø25	4ø25	4ø25	4ø25	4ø25
	2ø16+1ø20	2ø16+1ø20	2ø16+1ø20	2ø16+1ø20	2ø16+1ø20
5ø20	5ø20	5ø20	5ø20	5ø20	5ø20

Fig.4.4. Armări efective pe grinzi și pe stâlpi (pe latură), structura P+5E

	30x75C	30x75C	30x75C	30x75C	30x75C
	30x75B	30x75B	30x75B	30x75B	30x75B
	30x75B	30x75B	30x75B	30x75B	30x75B
	30x75A	30x75A	30x75A	30x75A	30x75A
	30x75A	30x75A	30x75A	30x75A	30x75A
	30x75A	30x75A	30x75A	30x75A	30x75A
	30x75A	30x75A	30x75A	30x75A	30x75A
	30x75A	30x75A	30x75A	30x75A	30x75A
ST75	ST75	ST75	ST75	ST75	ST75

Fig.4.5. Dimensiuni ale elementelor pentru structura P+7E

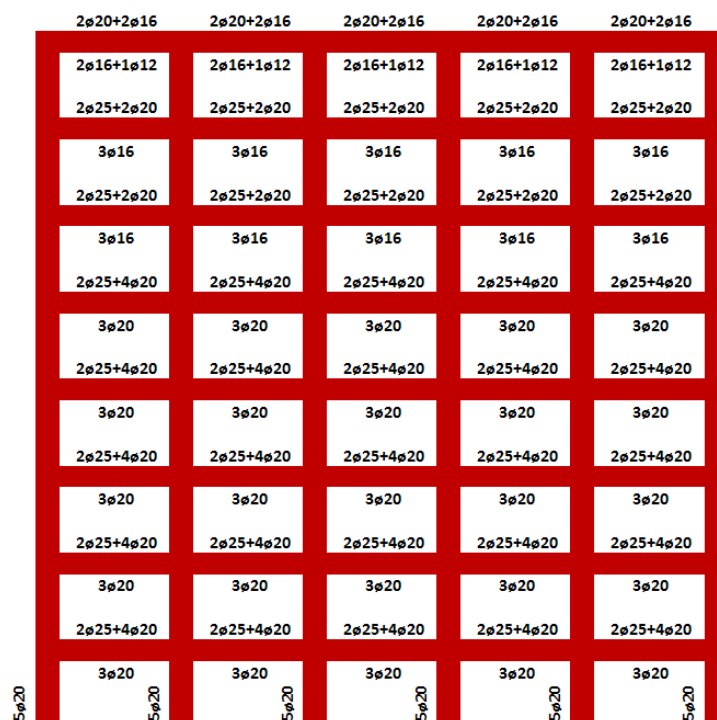


Fig.4.6. Armări efective pe grinzi și pe stâlpi (pe latură), structura P+7E

4.2. Verificări parțiale

În urma dimensionărilor, s-a dorit stabilirea nivelului de încredere a modelelor obținute. Astfel, s-a realizat o analiză static neliniară (pushover) pentru fiecare din cadrele analizate. În cadrul verificărilor s-a insistat pe evitarea unor armări ce pot conduce la situații nedorite de tipul celor prezentate în capitolul 2. Analiza pushover s-a efectuat cu programul de calcul neliniar Etabs Nonlinear, în care s-au introdus elementele de beton armat împreună cu armările efective. Modulul de elasticitate al betonului a fost considerat asociat stării fisurate a acestuia.

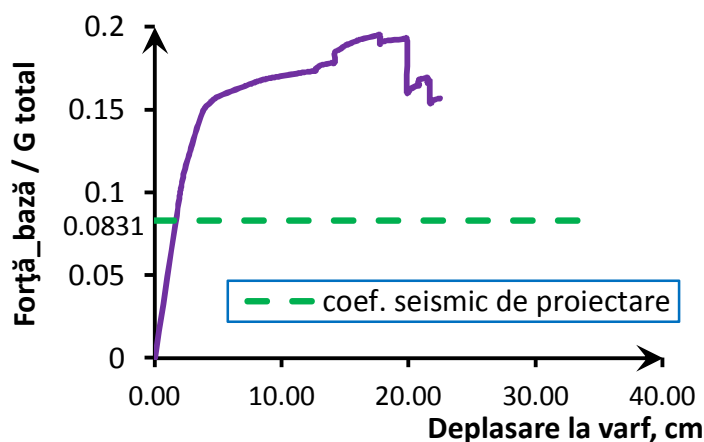


Fig.4.10. Curba pushover pentru structura P+3E, rezultate Etabs

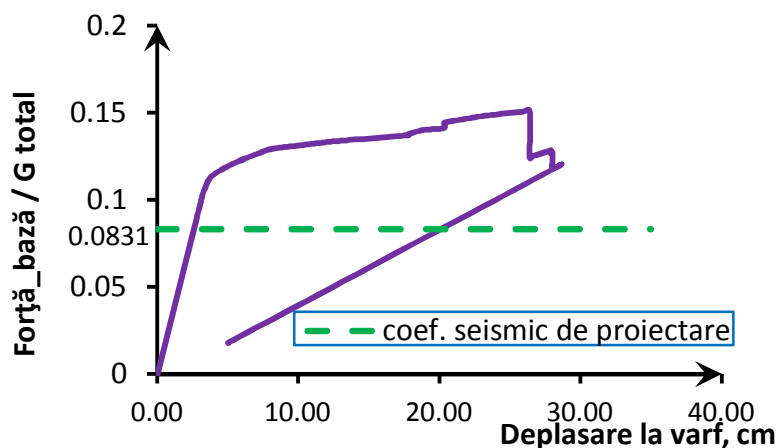


Fig.4.11. Curba pushover pentru structura P+5E, rezultate Etabs

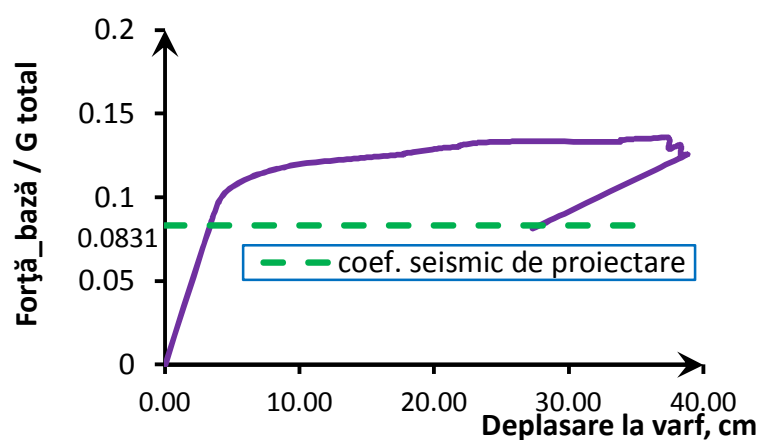
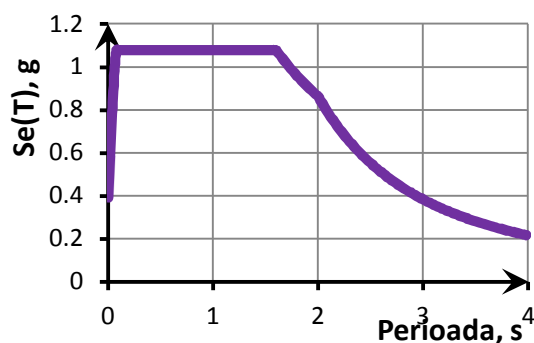


Fig.4.12. Curba pushover pentru structura P+7E, rezultate Etabs

4.3. Acțiunea seismică – intensități, modelare

Pentru determinarea într-o manieră precisă a nivelului de avariere a structurilor la nivel de element, de etaj sau global, se impune utilizarea analizei dinamice neliniare, cunoscută și ca "time-history". Utilizarea acestui tip de analiză impune definirea acțiunii seismice ca o variabilă în timp. Intensitățile (PGA) considerate în analiză sunt : 0,08g, 0,12g, 0,16g, 0,20g, 0,24g, 0,28g, 0,32g, 0,36g și 0,40g. Pentru fiecare dintre acestea s-a considerat spectrul elastic cu perioada de colț de 1,6 secunde, scalat funcție de valoarea accelerației.

Fig.4.13. Spectrul de răspuns în accelerații absolute, pentru PGA=0,40g și $T_c=1,6s$



Cu ajutorul programului SeismoArtif [Seismosoft, 2012a], pentru fiecare din cele 9 spectre elastice pentru accelerații absolute au fost generate mai multe accelerograme artificiale cu o durată totală de 20 secunde, din care s-au ales câte șapte care respectau condițiile impuse de codul de proiectare P100, pentru a putea lucra în final și cu media valorilor rezultate. Astfel, a rezultat un total de 63 de accelerograme artificiale, compatibile cu spectrele de răspuns elastic. Înfașurătoarea intensității utilizată pentru generarea accelerogramelor artificiale este de tipul [Saragoni & Hart, 1974].

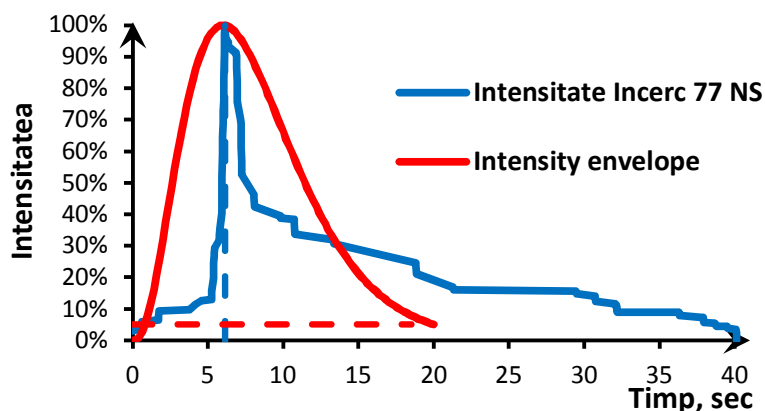


Fig.4.17. Grafic comparativ: intensitatea Incerc 77 NS și funcția Saragoni-Hart utilizată pentru generarea accelerogramelor artificiale

În Fig. următoare se prezintă un exemplu de accelerogramă artificială generată pentru spectrul elastic pentru accelerații absolute în amplasament, exemplificat în cele ce urmează pentru valoarea PGA de 240 cm/s^2 .

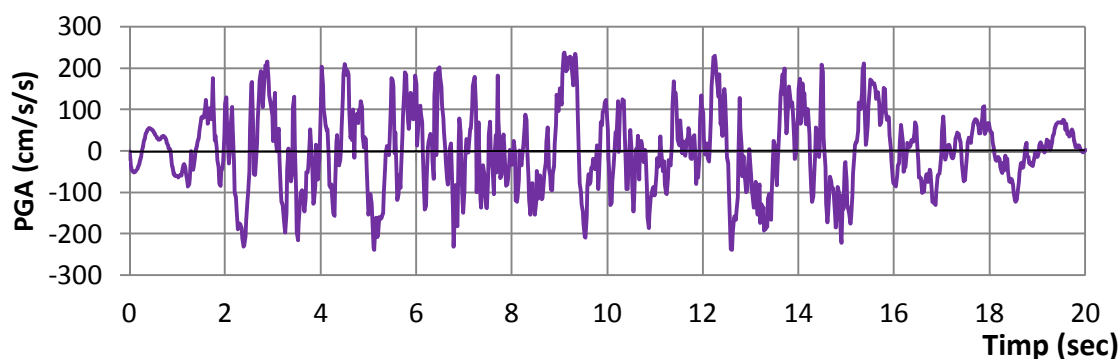


Fig.4.18. Accelerograma artificială 1 pentru PGA=0,24g și Se(T)=0,66g

Pentru verificare, s-au trasat pe același grafic toate spectrele de răspuns în accelerații absolute pentru seturi de câte 7 accelerograme artificiale, spectrul elastic de la care s-a plecat precum și spectrul mediu de răspuns, ca medie a valorilor spectrale ale accelerogramelor artificiale generate, pentru fiecare din cele 9 spectre elastice de accelerații $S_e(t)$: 1,1g, 0,99g, 0,88g, 0,77g, 0,66g, 0,55g, 0,44g, 0,33g și 0,22g.

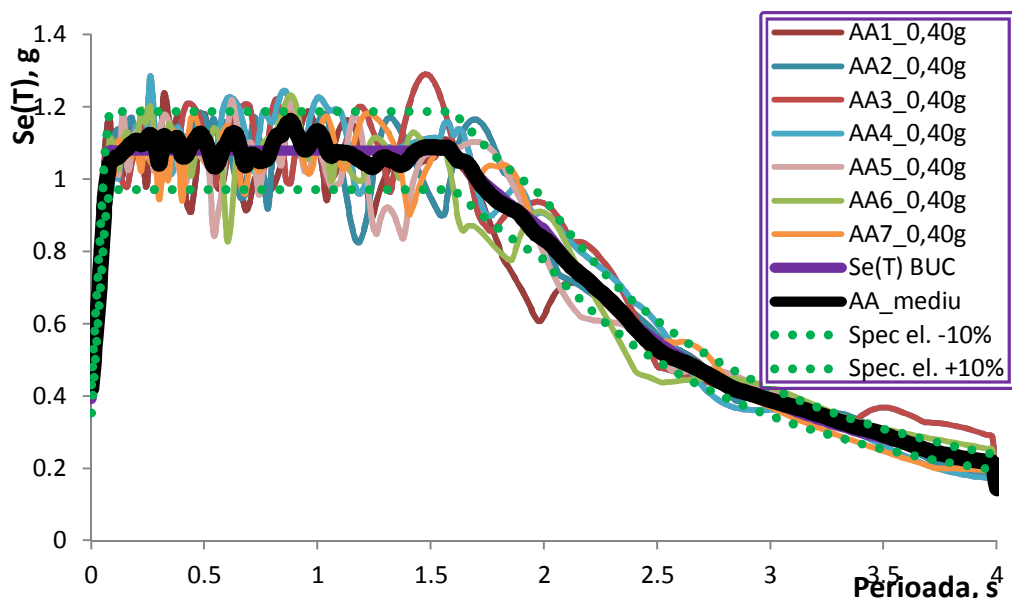


Fig.4.25. Spectrele de răspuns în accelerații absolute pentru cele 7 accelerograme artificiale generate pentru spectrul elastic $Se(t)=1,10g$ și spectrul mediu de răspuns ca medie a valorilor spectrale ale accelerogramelor, pentru $PGA=0,40g$.

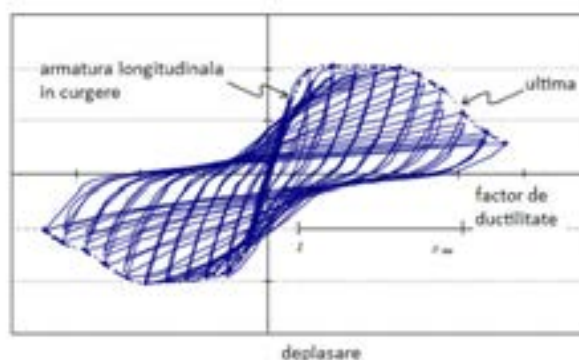
4.4. Analiza dinamică neliniară (time-history) cu accelerograme artificiale

Utilizând structurile P+3, P+5 și P+7 definite la punctul 4.1. precum și cele 9 seturi de câte 7 accelerograme artificiale în definirea acțiunii seismice obținute la punctul 4.3., s-a trecut la analiza time-history cu utilizarea programului IDARC 2D, versiunea 7.0.

IDARC 2d este un program specializat de analiză avansată a cladirilor, bazat pe un program executabil compilat din Fortran scris inițial în 1987 și actualizat permanent de colectivul de profesori de la Universitatea de Stat din New York la Buffalo [Valles et al, 1996], la care introducerea datelor se face prin scrierea de linii de cod în fișiere de tip text.

Pentru analiza time-history s-a considerat geometria celor 3 structuri, supuse la valori crescânde ale PGA, fiecare nivel al PGA fiind definit printr-un set de câte 7 accelerograme artificiale. Pentru analiza structurilor noi s-au scris 189 de fișiere sursă ce au fost supuse la analiză dinamică neliniară cu IDARC 2D, fiecare având în medie aproximativ 170 de linii de cod.

Fig.4.36. Model histeretic combinat, cu deteriorarea rigidității și a rezistenței și cu pinching al diagramei



4.5. Rezultatele analizei time-history

4.5.1. Diagrame moment-rotire pentru grinzi și stâlpi

Relația moment-curbură poate fi modelată ca o curbă biliniară cu platou limitat. Suprafața de sub curbă reprezintă energia absorbită de element, formată din două componente: una recuperabilă, corespunzătoare deformațiilor elastice și una transformată în frecare, denumită energie disipată. Capacitatea secțiunii de a dezvolta deformații post-elastice și prin urmare de a disipa energie este cuantificată de coeficientul de ductilitate secțională, definit ca raportul între curbura ultimă și curbura curgerii:

$$\mu_{\phi} = \frac{\phi_u}{\phi_y} \quad (\text{Ec. 4.2})$$

Pentru o relație moment curbură biliniară, capacitatea unei secțiuni de disipare a energiei este proporțională cu coeficientul de ductilitate. În urma analizei în IDARC, s-au trasat diagramele $M - \phi$ pentru grinzi și stâlpi, pentru diferite valori ale PGA.

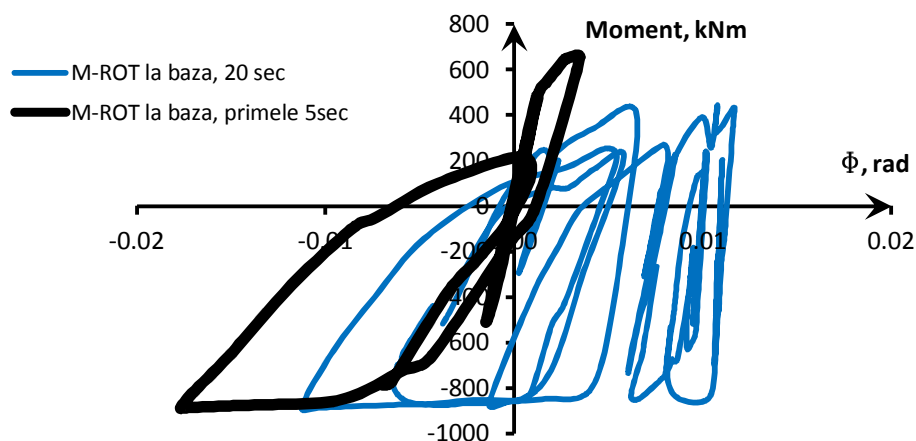


Fig.4.37. Diagrama Moment-rotire la baza stâlpului 1 (marginal), P+7E în timpul acceleroaramelor artificiale 1, pentru PGA = 0,40g

Din graficele prezentate în figurile 4.37 ... 4.42 se poate observa variația în timp a relației moment curbură, cu regim elastic de comportare sau cu scăderi reduse de rigiditate în cazul valorilor PGA de 0,08g. Mergând spre valori de 0,40g se observă reduceri ale pantelor (reduceri de rigiditate) și scăderi ale rezistenței.

4.5.2. Răspunsul maxim în deplasări absolute pe fiecare nivel funcție de intensitatea accelerației maxime

În continuare, s-au trasat graficele cu distribuția răspunsului maxim în deplasări absolute pe nivele, funcție de valoarea PGA, determinate ca medie a rezultatelor fiecărui set de acceleroaramelor artificiale. Reprezentarea deplasărilor s-a efectuat pentru răspunsurile ce se încadrează în limita a 150% din deplasările admise în SLU (similar conceptului de target displacement din FEMA).

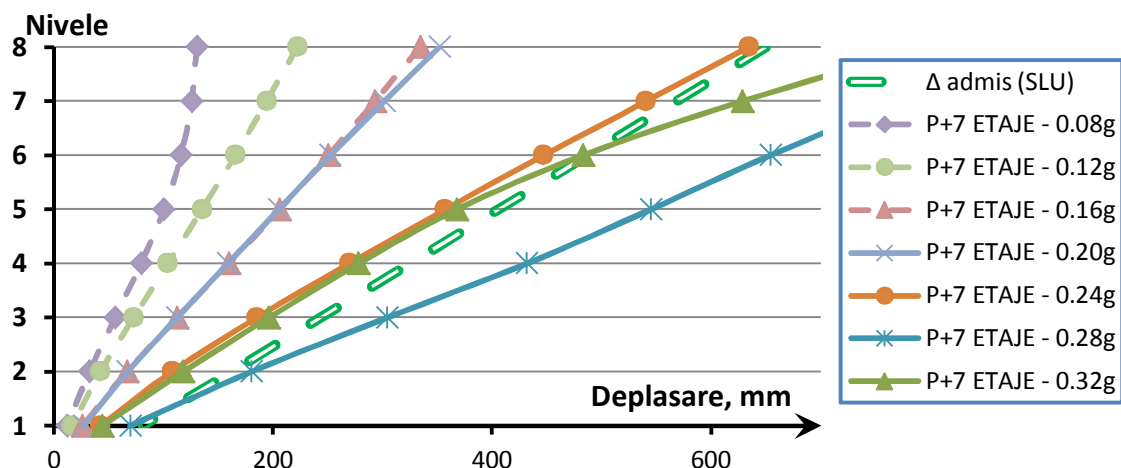


Fig.4.44. Răspunsul maxim pe nivele, exprimat în deplasări absolute, funcție de nivelul maxim al PGA, determinat ca medie a răspunsurilor pe nivel a fiecărui set de 7 accelerograme artificiale, structura P+7E

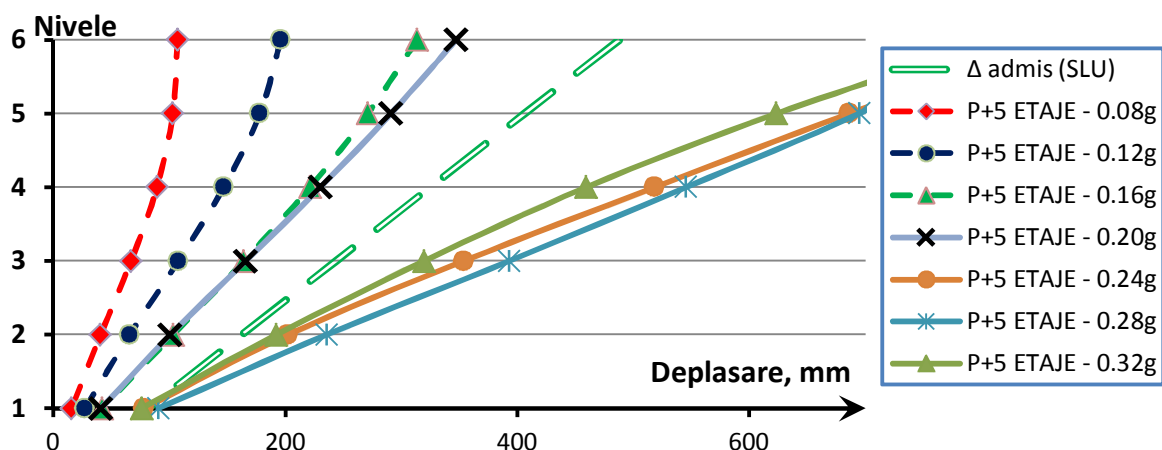


Fig.4.45. Răspunsul maxim pe nivele, exprimat în deplasări absolute, funcție de nivelul maxim al PGA, determinat ca medie a răspunsurilor pe nivel a fiecărui set de 7 accelerograme artificiale, structura P+5E

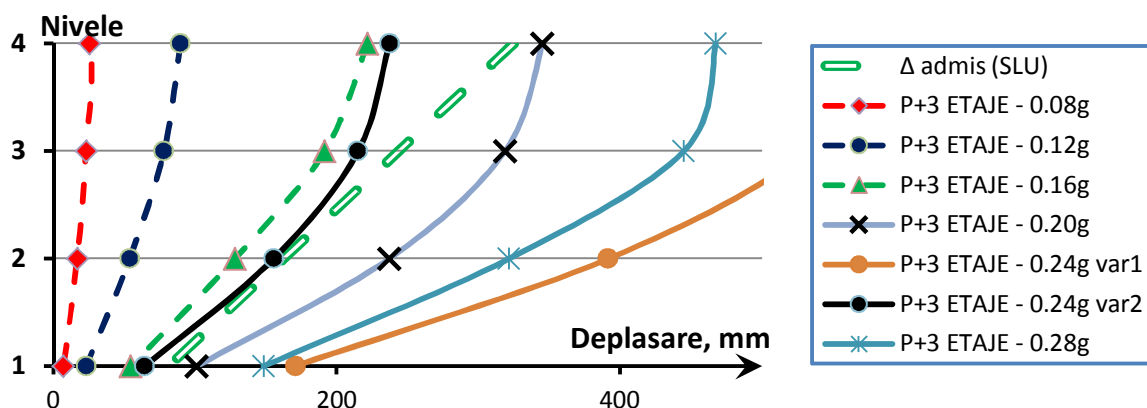


Fig.4.46. Răspunsul maxim pe nivele, exprimat în deplasări absolute, funcție de nivelul maxim al PGA, determinat ca medie a răspunsurilor pe nivel a fiecărui set de 7 accelerograme artificiale, structura P+3E

4.5.3. Răspunsul maxim la ultimul nivel funcție de forța tăietoare de bază și de nivelul PGA

În cele ce urmează s-a prelucrat răspunsul maxim în deplasări absolute la cota superioară, înregistrat în timpul analizei time-history pentru fiecare din cele 3 tipuri structurale. Se pune astfel în evidență că analiza pushover deși oferă informații despre capacitatea structurii la forțe laterale este departe de a aprecia comportamentul inelastic detaliat.

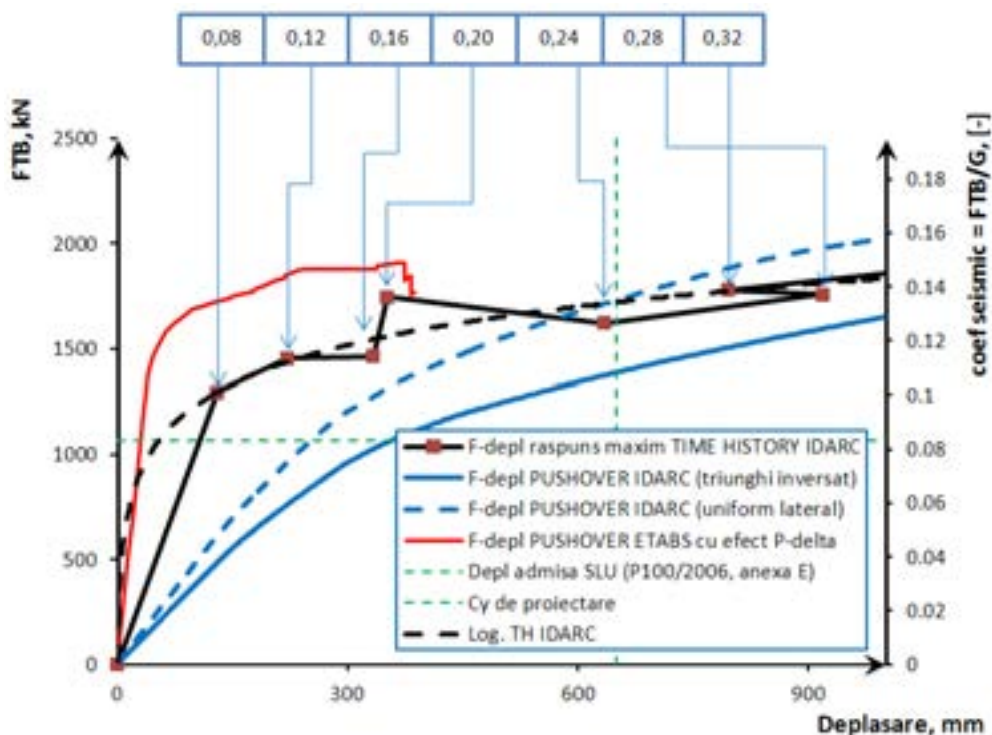
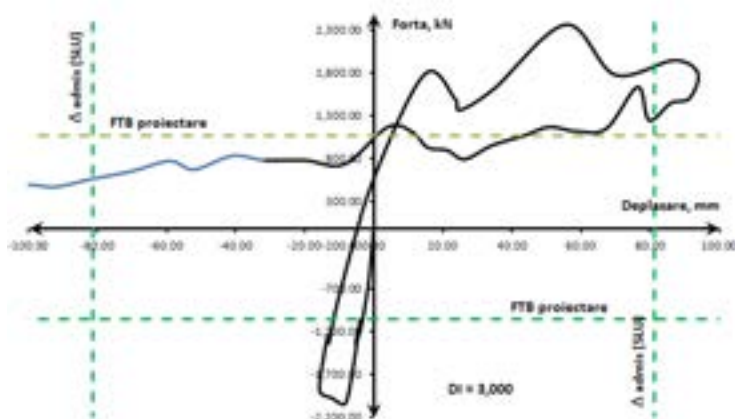


Fig.4.47. Grafic centralizator de curbe forță – deplasare, structura P+7E

4.5.4. Curbe histeretice de nivel

Pentru analiza nivelului de avarie în structură, se reprezintă curbele histeretice de nivel funcție de nivelul intensității seismice.

Fig.4.527. Curba histeretică la nivelul 1, P+7E, 0,40g, AA3



4.5.5. Time history pentru valorile indicilor de avarie pe stâlpi și grinzi

Figurile 4.57. ... 4.65. prezintă istoricul valorilor indicilor de avarie la nivel de elemente orizontale și verticale. Se trasează graficele de variație în timp pentru indicii de avarie ale grinzilor și stâlpilor, la structurile P+7E, P+5E și P+3E, pentru valori ale PGA de 0,40g și 0,24g. Valorile sunt calculate ca medii ale indicilor de avarie obținuți din seturile de accelerograme artificiale, exemplificat pentru nivelul de bază.

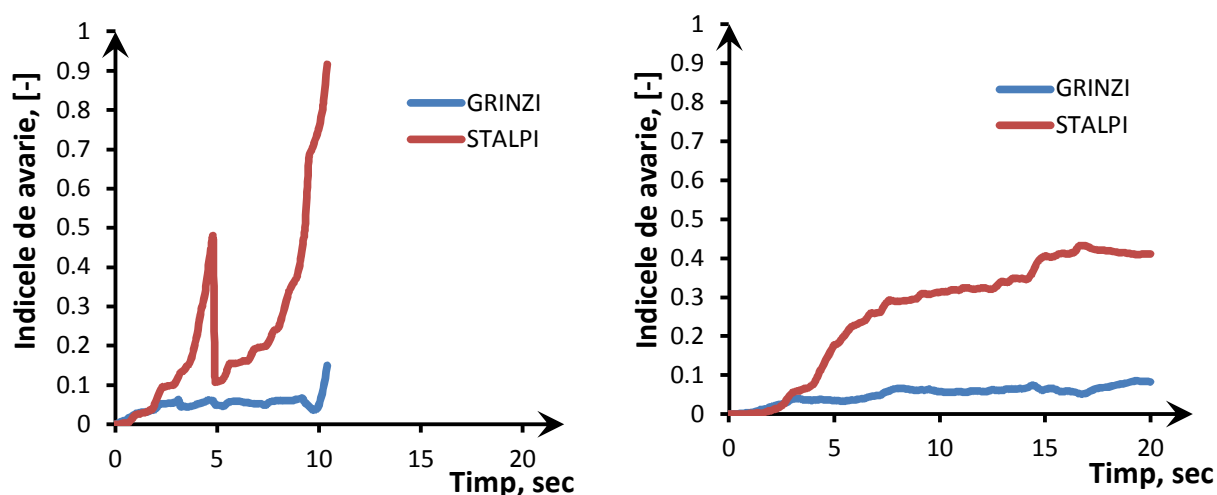


Fig.4.60. Time-history indici de avarie pentru grinzi și stâlpi la nivelul 1, P+5E, pentru PGA=0,40g (stângă) și PGA=0,24g (dreapta)

Concluzii la subcapitolul 4.5.5. (rezumat):

- Se constată că o dimensionare corectă a structurii și conferirea prin proiectare a unui mecanism global de ierarhizare a elementelor (stâlpi tari – grinzi slabe) conferă structurii un grad ridicat de rezistență la forțe laterale, chiar dacă în unele situații o mare parte din grinzi au format deja articulații plastice la capete. Din cazurile analizate s-a observat că în 1-2 cazuri din 7, la sfârșitul solicitării seismice structura se încadrează chiar și în cazul cu avarii consolidabile, fără a mai intra în discuție cazul de prevenire a colapsului, verificat implicit în circa 28% din cazuri, deși forța la bază este aproape dublă față de nivelul proiectat.

Abordare comparativă avarii grinzi – stâlpi în cadrul a diferite PGA

Se constată că în cazul valorilor PGA mari, de 0,40g, la etajele superioare există rezerve de capacitate pe elemente, dar acestea nu ajung să fie mobilizate datorită avariilor extinse de la nivelele inferioare.

4.5.6. Indici de avariere globali

În urma analizei cu programul IDARC, s-au determinat indicii de avariere globali funcție de intensitatea acțiunii seismice. Pentru fiecare valoare a intensității, indicii globali s-au determinat ca medie a indicilor obținuți după supunerea celor 3 modele structurale la

accelerogramele artificiale. Astfel, pentru fiecare nivel al PGA s-au obținut câte 7 valori ale indicilor de avarie globali, a căror medie s-a utilizat pentru trasarea graficelor PGA – indici de avarie. Rezultatele sunt prezentate în Figurile 4.66-4.71, pentru structurile cu 8, 6 și 4 nivele [Tudose, 2012a].

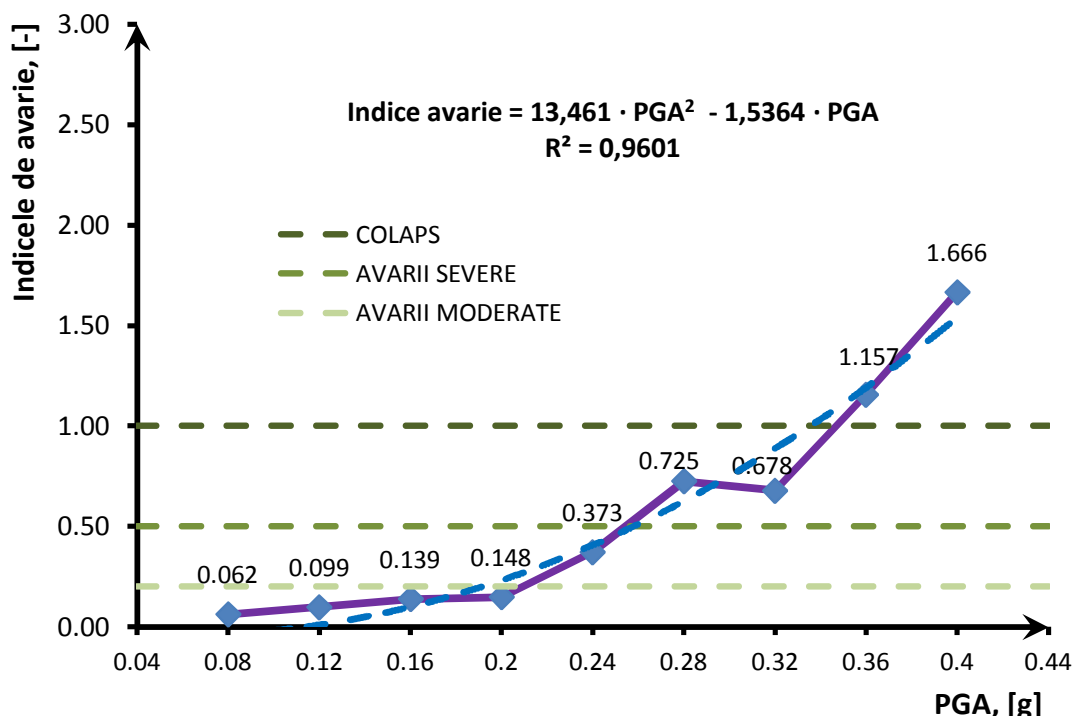


Fig.4.66. Variația mediilor indicilor globali de avarie funcție de PGA, structura P+7E

Concluzii la subcapitolul 4.5.6.:

- În cadrul analizei s-au considerat doar avariile structurale, fără a lua în considerare aportul elementelor nestructurale (pereți de compartimentare sau închidere) la rigiditatea structurii.
- Relațiile între nivelul PGA și indicii de avarie Park și Ang se pot considera ca ecuații de gradul doi.
- Valorile crescânde ale PGA furnizează o împrăștiere crescândă pentru valorile indicilor globali de avarie.
- Indicii globali de avariare calculați pentru nivelul de proiectare variază de la 0,373, 0,714 până la 0,842 pentru structurile cu 8, 6 respectiv 4 nivele. Se constată că pentru structurile înalte, nivelul avariilor se situează în domeniul consolidabil. Evident, acest lucru nu poate continua indiferent de numărul de etaje, dar se remarcă acest trend. Pe măsură ce numărul de nivele scade și structura este mai rigidă, nivelul de avariare înregistrat este mai mare, structura cu 4 nivele înregistrând avarii severe, dar fără atingerea colapsului.

5. Evaluarea nivelului de avarie a structurilor din beton armat în corelație cu intensitatea acțiunii seismice – structuri existente proiectate după norme anterioare

5.1. Contextul tehnic al analizei

Analizele ingineresti efectuate pentru structuri noi au scos în evidență o serie întreagă de particularități care au fost comentate în capitolul anterior. Este interesant ca tipul de analiză utilizat la structuri noi să se aplice și la structurile existente, care au fost proiectate după norme anterioare. Pentru aceasta, s-au utilizat datele provenite de la o structură construită în anii 1977-1978. Construcția are o structură de rezistență în cadre de beton armat, cu 2 deschideri de 5,40m și 11 travei de 3,00m, cu regim de înălțime S+P+3E. Înălțimea de nivel este de 3,30m, apropiată de înălțimile de nivel ale structurilor noi utilizate în capitolul 4. În analiză se va considera modelul încastrat la nivelul planșeului peste subsol, subiectul analizei fiind cele 4 nivele supraterane. Destinația clădirii este de secție de urgențe și săli de operații în cadrul Spitalului Județean de Urgență Brăila.

Conform P100-1/2006, clasa de importanță a clădirii este I, dar acest aspect nu s-a considerat în analiză, pentru a păstra analogia cu structurile din capitolul 4. Structura a fost analizată ca o structură din clasa III, de importanță normală. Conform prevederilor codului de proiectare seismică P100-1/2006, amplasamentul considerat este caracterizat de un factor de amplificare dinamică $\beta = 2,75$, o perioadă de colț $T_C = 1,0s$ și o accelerație maximă a terenului (PGA) de 0,24g, pentru un interval mediu de recurență de 100 de ani.

În analiză s-a considerat cadrul longitudinal median, luând în considerare doar cinci din numărul total de travei, fără considerarea efectului interacțiunii dintre pereții de zidărie și cadrele de beton armat. Perioada fundamentală de vibrație a clădirii este situată în domeniul de accelerații constante al spectrului și nu este apropiată de valoarea perioadei de colț. Structura nu ridică suspiciuni de rezonanță. Ansamblul de structuri al spitalului au fost dimensionate inițial conform normativului P-13/70, dar nu s-au păstrat alte informații scrise cu privire la valorile coeficientului seismic utilizat în calcul.

Betonul utilizat este B250 (C16/20) în grinzile prefabricate și B200 (C12/15) în stâlpii monoliți, ceea ce astăzi ar încadra structura în clasa de ductilitate medie din punct de vedere al performanței materialelor componente (modul de elasticitate, rezistență, compactare).

Evaluarea forței seismice ca valoare din greutatea totală a sistemului cu relația (6-1) din P100-1/2006 furnizează urmatorul rezultat:

$$F_b = 1 \cdot \frac{0,24 \cdot g \cdot 2,75}{4,725} \cdot m \cdot 0,85 = 0,119 \cdot G \quad (\text{Ec. 5.1})$$

Fig.5.1. Dimensiuni ale elementelor pentru structura P+3, existentă

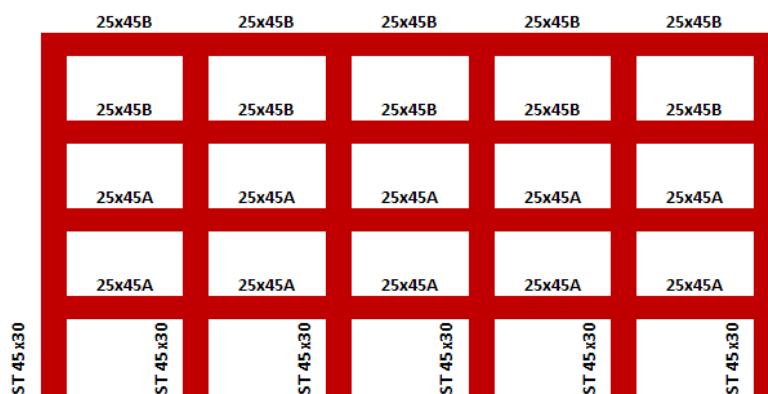


Fig.5.2. Armări efective pe grinzi și pe stâlpi (pe latură), structura P+3E existentă



5.2. Verificări parțiale

Pentru stabilirea nivelului de încredere al modelului inițial s-a realizat o analiză static neliniară (pushover) pentru cadrul longitudinal analizat.

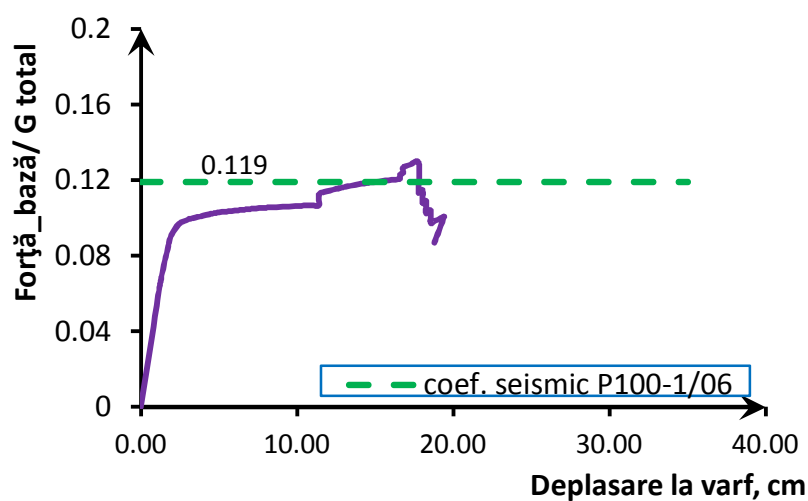


Fig.5.4. Curba pushover pentru structura P+3E existentă, rezultate Etabs

Din punctul de vedere al condițiilor codului seismic P100-1/2006, se constată că structura are o capacitate insuficientă de preluare a forțelor laterale. În condițiile în care

aceasta a avut de la început destinația de spital de urgență, rezerva de rezistență conferită de clasa de importanță (introdusă prin valoarea crescută a lui κ , conform cu P13-70) nu reușește însă să acopere diferența de forțe dintre edițiile celor două normative.

Având în vedere faptul că structura este flexibilă și cu o perioadă fundamentală mai mare decât perioada de colț din P13-70, este foarte posibil ca proiectarea să fi fost făcută la o valoare β mult redusă. Dacă în faza de proiectare a spitalului s-ar fi utilizat maximul valorii β , de 2,00 indiferent de perioada proprie a clădirii, atunci forța seismică rezultată ar fi fost de 0,136G, valoare ce ajunge la aprox. 81% din valoarea coeficientului seismic din actualul P100/2006, chiar și pentru structuri de clasa I, ceea ce ar fi schimbat termenii discuției. Din păcate, ediția din '70 a codului seismic a redus valoarea coeficientului de amplificare dinamică de la 3 la 2 în ciuda creșterii perioadei de colț de la 0,3 la 0,4. Edițiile ulterioare ale codului au corectat perioada de control la valori mai mari, specifice cutremurelor vrâncene, apropiate de cele înregistrate. Capacitatea elastică determinată pentru structura existentă este de aprox. 0,097 G, ceea ce este o valoare surprizător de ridicată, dar aceasta nu se va regăsi și la structurile proiectate după normativul din 1970 pentru clasa de importanță normală.

Analiza statică liniară efectuată a furnizat valorile deplasărilor relative de nivel din Tabelele 5-1 și 5-2. Se constată depășiri excesive ale deplasărilor admise atât în SLS și SLU, deși pereții de zidarie vor prezenta degradări avansate înainte de limita de 8‰ din SLS. Trebuie amintit că deplasările obținute sunt calculate pentru structura încadrată în clasa de importanță normală (III).

Nivel în structură	Direcția	Caz încărcare	Coordonatele Punctului			Drift X	Drift SLS (in ‰)
			X	Y	Z		
ETAJ3	Max Drift X	ENVEALL	0	5.4	13.2	0.001295	4.31
ETAJ2	Max Drift X	ENVEALL	6	5.4	9.9	0.002335	7.78
ETAJ1	Max Drift X	ENVEALL	15	5.4	6.6	0.003057	10.18
PARTER	Max Drift X	ENVEALL	6	5.4	3.3	0.002844	9.47
Val. maximă (0,7EI):							10.18
Val. maximă (0,5EI):							14.44

Tabelul 5-1. Deplasările relative de nivel în SLS, structura existentă P+3E

Nivel în structură	Direcția	Caz încărcare	Coordonatele Punctului			Drift X	Drift SLU (in ‰)
			X	Y	Z		
ETAJ3	Max Drift X	ENVEALL	0	5.4	13.2	0.001295	1.22
ETAJ2	Max Drift X	ENVEALL	6	5.4	9.9	0.002335	2.21
ETAJ1	Max Drift X	ENVEALL	15	5.4	6.6	0.003057	2.89
PARTER	Max Drift X	ENVEALL	6	5.4	3.3	0.002844	2.69
Val. maximă (0,5EI):							2.89

Tabelul 5-2. Deplasările relative de nivel în SLU, structura existentă P+3E

5.3. Analiza time-history și rezultate

În cadrul analizei dinamice neliniare pentru structura P+3E existentă se vor utiliza aceleași accelerograme artificiale definite anterior în cadrul capitolului 4.4. Algoritmul de lucru se păstrează în termenii în care este definit în capitolul 4.5, care prevede supunerea structurii existente, cu 4 nivele, la nivele crescânde ale PGA, fiecare nivel al PGA fiind definit printr-un set de câte 7 accelerograme artificiale. Astfel, pentru structura existentă s-au scris 63 de fișiere sursă ce au fost supuse la analiză dinamică neliniară cu IDARC 2D. Analizele time-history efectuate se bazează pe modele de comportare neliniară a structurii.

5.3.1. Diagrame moment-rotire pentru grinzi și stâlpi

În urma analizei în IDARC, s-au trasat diagramele $M - \phi$ pentru grinzi și stâlpi, pentru diferite valori ale PGA. Se prezintă o parte din diagrame, mai multe fiind prezentate în anexă.

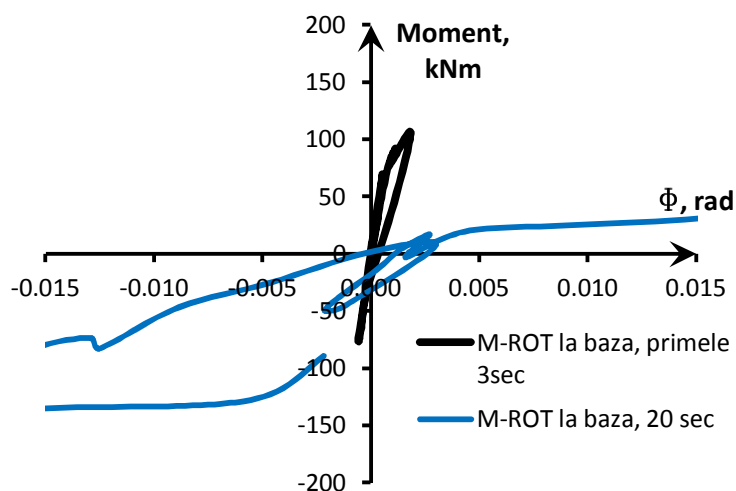


Fig.5.5. Diagrama Moment-rotire la baza stâlpului 1 (marginal), P+3E în timpul accelerogramei artificiale 1, pentru PGA = 0,40g

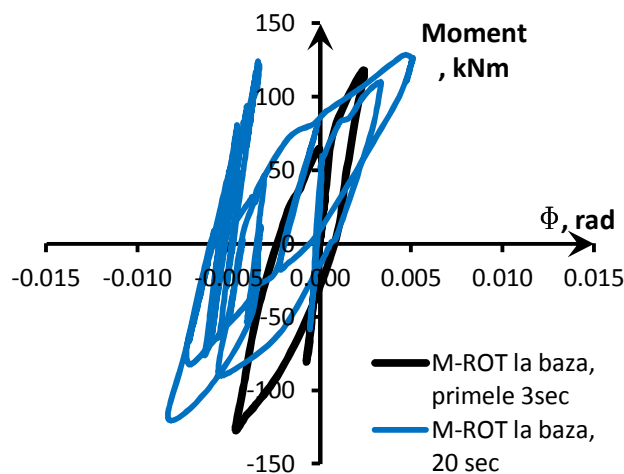


Fig.5.6 Diagrama Moment-rotire la baza stâlpului 1 (marginal), P+3E în timpul accelerogramei artificiale 1, pentru PGA = 0,24g

Diagramele moment rotire obținute pe stâlpi și grinzi indică un comportament cu rotiri mari ale grinzilor și rotiri medii și mari pentru stâlpii supuși la intensități de 0,24g respectiv 0,40g. Practic, structura supusă la accelerații de 0,40g nu furnizează valori ale indicelui de avarie decât într-un singur caz, cel în care seismul este definit prin accelerograma artificială 1.

5.3.2. Răspunsul maxim în deplăsări absolute pe fiecare nivel funcție de intensitatea accelerației maxime

În continuare, s-au trasat graficele cu distribuția răspunsului maxim în deplăsări absolute pe nivele determinat ca medie a rezultatelor fiecarui set de accelerograme artificiale și valoarea PGA la care au fost înregistrate. Deplasările maxime inelastice înregistrate în timpul analizei time-history sunt prezentate în Fig.5.9, pentru fiecare nivel al PGA considerat.

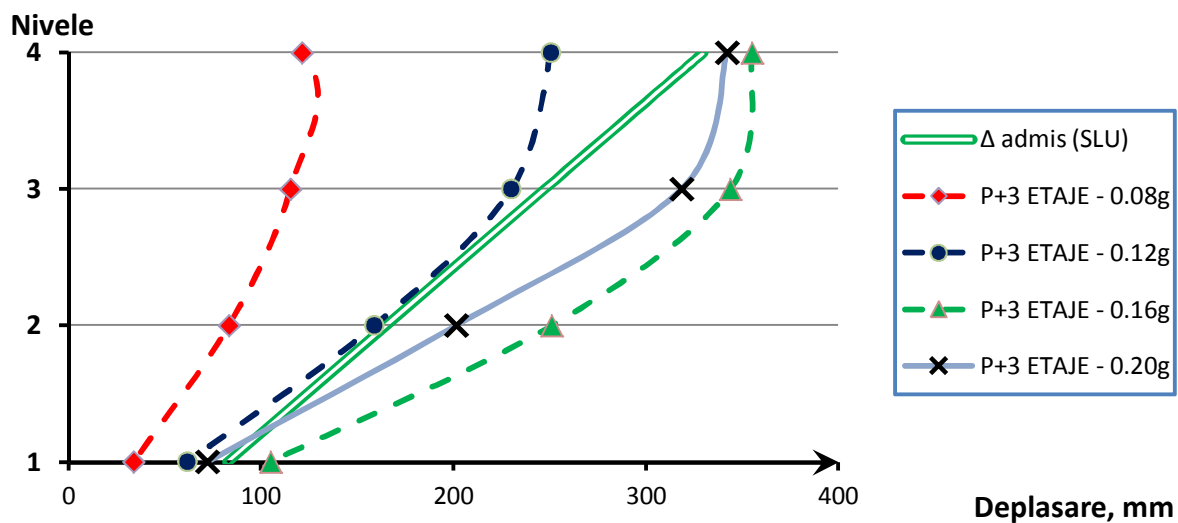


Fig.5.9. Răspunsul maxim pe nivele, exprimat în deplăsări absolute, funcție de nivelul maxim al PGA, determinat ca medie a răspunsurilor pe nivel al fiecărui set de 7 accelerograme artificiale, structura existentă P+3E

5.3.3. Răspunsul maxim la ultimul nivel funcție de forța tăietoare de bază și de nivelul PGA

În cele ce urmează s-a prelucrat răspunsul maxim în deplăsări absolute la cota superioară, înregistrat în timpul analizei time-history pentru clădirea existentă considerată, obținându-se mediile răspunsurilor maxime la cota planșeului peste ultimul nivel pentru fiecare set de accelerograme artificiale. Astfel, pentru fiecare nivel al PGA definit de câte un set de 7 accelerograme s-a preluat răspunsul maxim funcție de forța tăietoare de bază aplicată și s-a obținut Fig.5.10 în care sunt trasate curbele pushover obținute prin două metode diferite și un grafic definit de puncte distincte, format din perechile: (media răspunsului maxim la vârf ; FTB pentru PGA).

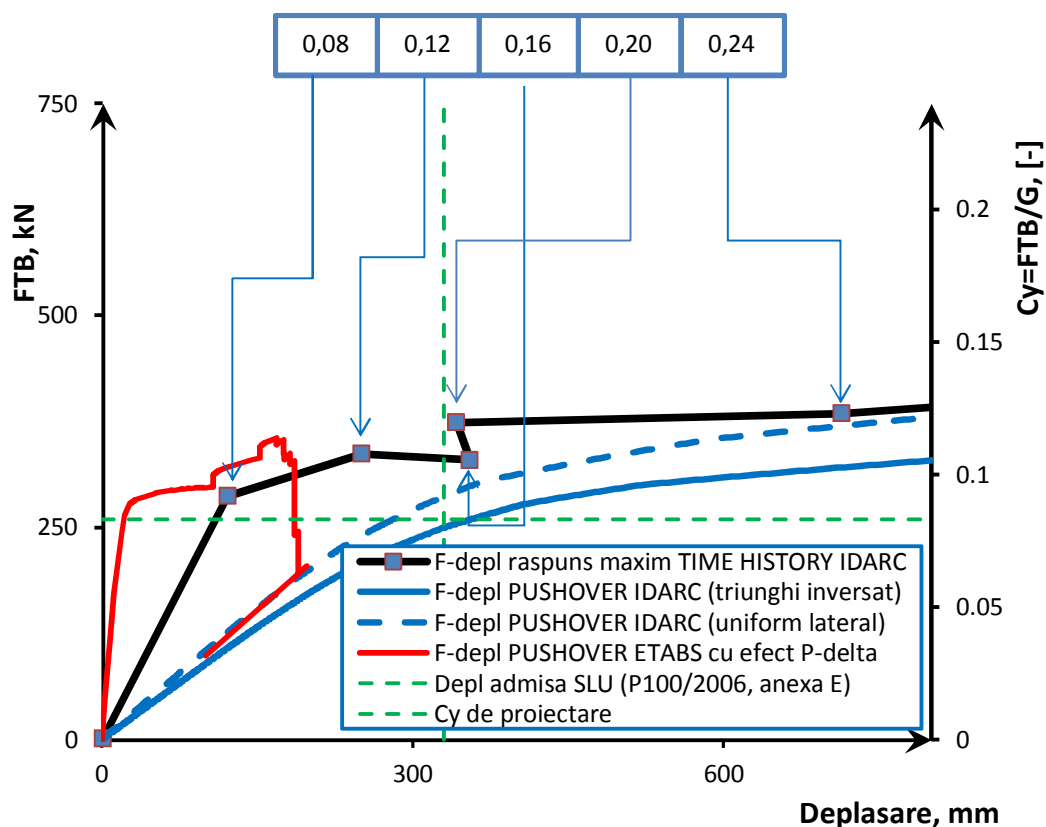


Fig.5.10. Grafic centralizator de curbe forță – deplasare, structura P+3E existentă

5.3.4. Curbe histeretice de nivel

Pentru analiza distribuției avariilor pe nivelele structurii, se reprezintă curbele histeretice de nivel funcție de nivelul intensității seismice. Se prezintă câteva din graficele pentru nivelul 1 al structurii existente P+3E, pentru accelerograma artificială 1 pentru PGA de 0,08g, 0,24g și 0,40g. Graficele pentru toate cazurile analizate se regăsesc în Anexa 1 (21 de grafice)

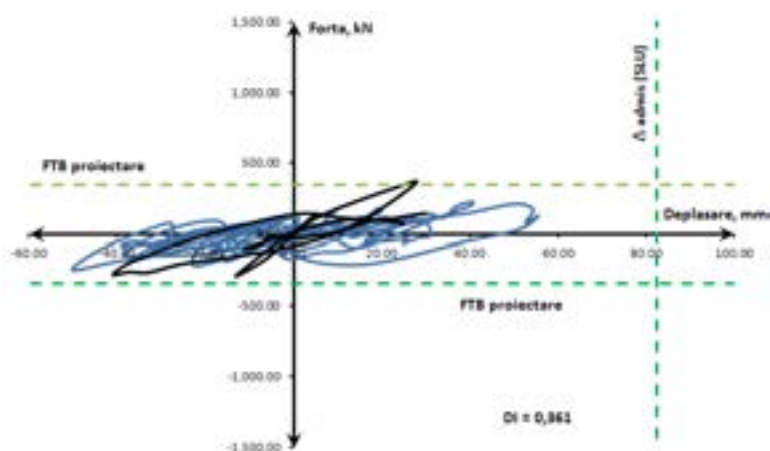


Fig.5.12. Curba histeretică la nivelul 1, P+3E existent, 0,24g, AA1

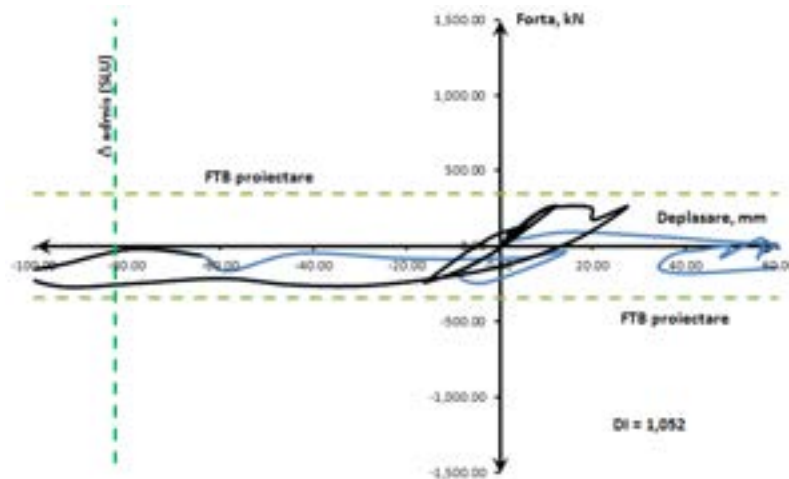


Fig.5.13. Curba histeretică la nivelul 1, P+3E existent, 0,40g, AA1

5.3.5. Time history pentru valorile indicilor de avarie pe stalpi si grinzi

În urma analizei dinamice neliniare efectuate, s-a reprezentat evoluția indicilor de avarie ale elementelor pe durata solicitării seismice, prin plotarea valorilor indicilor față de timp. Graficele reprezintă media valorilor obținute pentru accelerogramele artificiale.

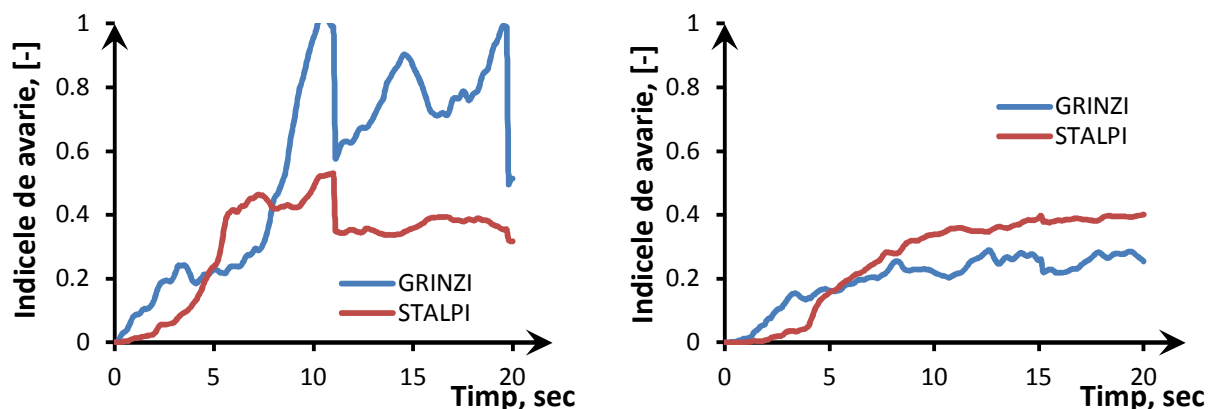


Fig.5.14. Time-history indicii de avarie pentru grinzi și stâlpi la nivelul 1, P+3E existent, pentru PGA=0,40g (stânga) și PGA=0,24g (dreapta)

Din Fig.5.16 se poate observa că structura prezintă rezerve reduse ale stâlpilor de la ultimul nivel, atât pentru solicitări de proiectare (0,24g) cât și pentru cele rare (0,40g), fapt ce a fost evidențiat și de analiza pushover, unde ultimul nivel cedează datorită formării mecanismului de etaj, lucru care poate fi periculos și poate conduce la efectul de domino.

Se observă că structura nu are rezerve de capacitate pe nivelele care prezintă deplasările de nivel cele mai mari (în special nivelul 2). Pentru intensitatea de 0,24g structura cedează în intervalul de timp de 7-10 secunde de la apariția evenimentului seismic în timp ce pentru intensitatea de 0,40g, rezultatul este același, dar cedarea apare mai devreme, în intervalul a 4-7 secunde de la momentul aplicării forțelor orizontale.

5.3.6. Indici de avarie globali

Modelul de lucru adoptat a permis trasarea graficului de variație a mediilor indicilor globali de avarie față de intensitatea seismică ce a acționat asupra modelului structural (Fig. 5.17). Valorile indicilor de avarie reprezentați în Fig. 5.17 sunt calculați ca medie a șapte indici individuali obținuți pentru fiecare nivel al intensității seismice, similar cu procedeul aplicat în capitolul 4.5.6. Pe lângă aceasta, Fig.5.18 prezintă distribuția valorilor individuale ale indicilor globali de avarie obținuți pe întreg intervalul de intensități considerat.

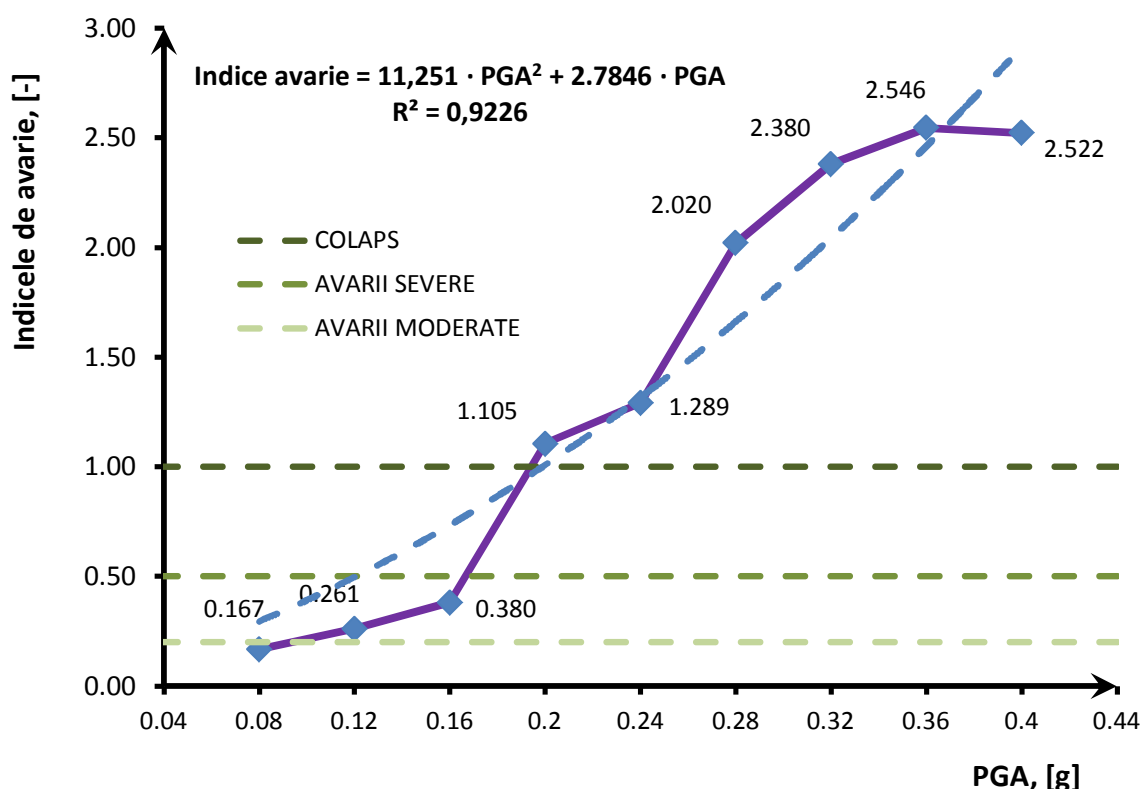


Fig.5.17. Variația mediilor indicilor globali de avarie funcție de PGA, structura P+3E existentă

Se constată că evoluția valorilor indicilor de avariere pentru structuri existente este mai abruptă decât în cazul structurilor noi. Pentru structura existentă, situația consolidabilă a clădirii (corespunzătoare graniței între avariile moderate și cele severe) se situează la o intensitate de 0,12g, jumătate din valoarea necesară prin proiectare. Nivelul de proiectare al intensității seismice de 0,24g impus de P100/2006 nu poate fi atins de către acest tip de structuri. Dacă judecăm după normativul din 1992, se poate observa că acest tip de structură ajunge aproape de nivelul impus, de 0,20g, în mare parte acest lucru fiind posibil datorită încadrării inițiale a clădirii ca spital. Încadrarea construcției ca o clădire din clasa normală de importanță în normativul din 1973 ar duce la o reducere medie a capacității de aproximativ 35%, ceea ce coboară rezultatele și mai mult.

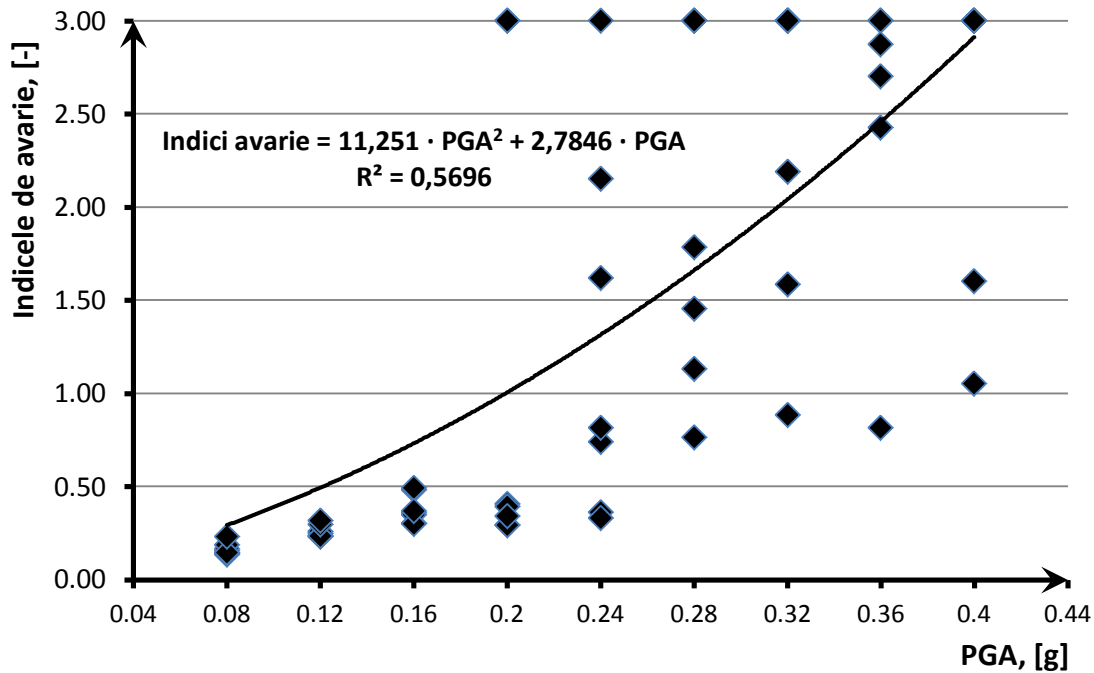


Fig.5.18. Împrăștierea valorilor individuale ale indicilor globali de avarie funcție de PGA, structura P+3E existentă

5.3.7. Comparație între cele două analize

Fig.5.19 prezintă curbele de variație ale mediilor indicilor globali de avarie pentru structurile noi și pentru cea existentă considerate în analiză. Astfel, se pot desprinde o serie de concluzii cu privire la nivelul de avariere ce apare în acestea.

Valorile PGA la care intervine colapsul în structurile de beton armat analizate sunt:

- pentru structura P+3E nouă: 0,256g, adică 6,67% peste valoarea de proiectare;
- pentru structura P+5E nouă: 0,308g, adică 28,33% peste valoarea de proiectare;
- pentru structura P+7E nouă: 0,336g, adică 40,00% peste valoarea de proiectare;
- pentru structura P+3E existentă: 0,198g, adică 17,5% sub valoarea actuală a intensității de proiectare sau chiar la 41,07% din nivelul PGA actual, dacă ținem cont că structura analizată are o capacitate mărită datorită clasei de importanță inițiale.

Valorile PGA la care structurile din beton armat analizate se încadrează în limita de reparabilitate sunt:

- pentru structura P+3E nouă: 0,196g;
- pentru structura P+5E nouă: 0,232g;
- pentru structura P+7E nouă: 0,258g;
- pentru structura P+3E existentă: 0,120g.

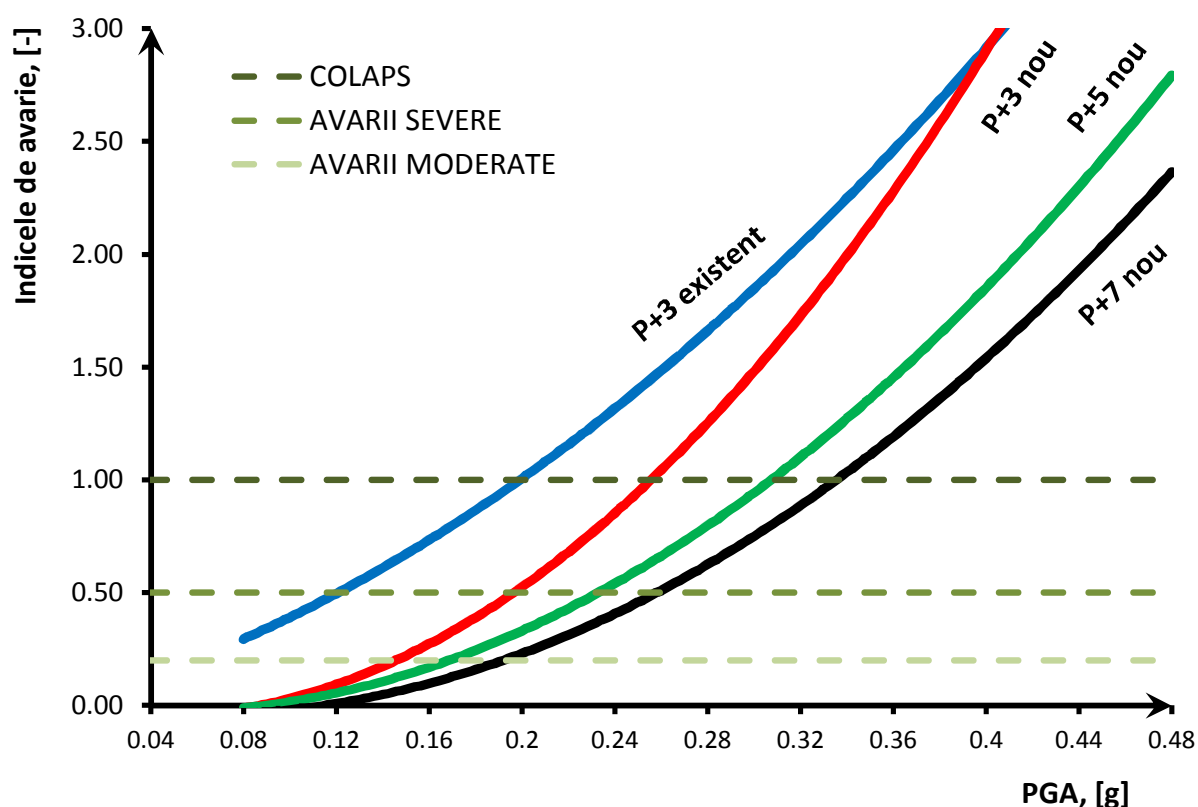


Fig.5.19. Grafic comparativ între curbele de variație ale mediilor indicilor globali de avarie pentru structuri noi și existente

Se observă că tendința structurilor noi este de a prezenta la început o creștere moderată a valorilor indicilor de avarie, caracterizată prin diagrame concave. În același timp, se observă că structurile noi nu înregistrează avarii structurale la accelerații ale terenului cu valori sub 0,08g-0,10g.

Prin contrast, structura existentă prezintă o diagramă cu creșteri rapide a valorilor indicilor de avarie, în special pe domeniul valorilor reduse ale PGA. Curbele prezintă importanță pe domeniul de valori ale indicelui de avarie până la 1,00, ceea ce reprezintă limita de colaps structural [Tudose, 2012b].

6. Concluzii și contribuții personale

Capitolul evidențiază concluziile generale ale tezei și a studiului efectuat precum și contribuțiile autorului aduse la dezvoltarea domeniului de cunoaștere cu privire la avarierea construcțiilor.

6.1. Concluzii generale pe baza literaturii de specialitate studiate

- Analiza dinamică neliniară furnizează rezultatele cele mai precise din întregul instrumental de calcul aflat la dispoziția inginerilor proiectanți de structuri.
- Metodele de calcul neliniar se pot utiliza dacă se asigură calibrarea corespunzătoare a acțiunii seismice de proiectare, se selectează un model constitutiv de comportare neliniară la nivel de elemente și se asigură interpretarea corectă a rezultatelor obținute.
- Definirea mișcării seismice se poate face prin accelerograme înregistrate sau prin accelerograme artificiale. Accelerogramele înregistrate pot fi utilizate dacă sunt înregistrate în apropierea amplasamentului în cauză. Valoarea maximă a accelerației trebuie să fie scalată la aceeași valoare a accelerației a_g ca și cea din amplasament iar conținutul de frecvențe să fie compatibil cu condițiile locale ale terenului ceea ce le limitează aplicabilitatea la anumite locații fixe.
- Datorită lipsei de înregistrări seismice pentru diferite nivele ale PGA în amplasamente, accelerogramele artificiale reprezintă modalitatea cea mai indicată de definire a acțiunii seismice, cu utilizarea unui număr minim de accelerograme, conform codurilor în vigoare.
- Energia totală generată de cutremur care acționează asupra unei clădiri este disipată prin amortizarea structurii și prin energia histeretică (deformații inelastice). Nivelul de avarie este datorat energiei disipate prin deformații inelastice. Evaluarea nivelului de avariere se face cu ajutorul indicatorilor specifici de avariere bazați pe energie, ce furnizează informații cu privire la stadiul de degradare al structurii de rezistență.
- Din studiul literaturii, se constată necesitatea de evaluare a efectelor seismice ale unor clădiri supuse la cutremure cu forțe mai mari decât cele considerate în faza de proiectare, datorită trendului de creștere al intervalului mediu de recurență din ultimele ediții ale codului de proiectare P100-1.

6.2. Concluzii generale ale studiului efectuat

- Din graficele prezentate în Figurile 4.37 ... 4.42 pentru structuri noi, se poate observa variația în timp a relației moment curbură, cu regim elastic de comportare și cu scăderi reduse de rigiditate în cazul valorilor PGA de 0,08g. Mergând spre valori de 0,40g se observă reduceri

ale pantelor (reduceri de rigiditate) și scăderi ale rezistenței. În cazul valorilor mari ale PGA, se observă că într-un număr de cazuri răspunsul iese din domeniul elastic chiar din primele secunde ale acțiunii seismice.

➤ Se constată că pentru diferite accelerograme artificiale ce au fost generate pentru același spectru elastic de proiectare, răspunsul prezintă o variabilitate medie, la depășiri ale valorii forței tăietoare de proiectare.

➤ În cazul în care PGA este peste valoarea de proiectare (exemplificată cu 0,40g), se constată în unele cazuri că formele curbelor histeretice sunt consistente cu răspunsul plastic așteptat, dar, în alte cazuri, structurile nu rezistă mai mult de 3-4 secunde la acest nivel ridicat al PGA, după care cedează. În unele cazuri în care PGA este 0,40g se poate observa că structurile pot ajunge să preia cu până la 50% în plus forță seismică, evident, într-un număr redus, între 14-28% din totalul de cazuri, acest lucru depinzând și de corespondența perioadei proprii a structurii analizate pe spectrul elastic aferent accelerogramei.

➤ Graficele time-history ale indicilor de avarie precum și distribuția valorilor pe nivele indică o corelare a acestora cu nivelele la care se obțin deplasări relative mari în cazul analizei liniar elastice. Pe etaje se observă că nivelul de avarie este ridicat la nivelele situate în treimea inferioară a structurii, unde de obicei avariile în grinzi ajung la colaps înaintea stâlpilor. La etajele superioare, există rezerve de capacitate pe elemente, dar acestea nu ajung să fie mobilizate datorită avariilor extinse de la nivelele inferioare.

➤ Se constată că o dimensionare corectă a structurilor noi și conferirea prin proiectare a unui mecanism global de ierarhizare a elementelor (stâlpi tari – grinzi slabe) conferă structurii un grad ridicat de rezistență la forte laterale, chiar dacă în unele situații o mare parte din grinzi prezintă articulații plastice la capete. Din cazurile analizate s-a observat că în 1-2 cazuri din 7, la sfârșitul solicitării seismice structura se încadrează chiar și în cazul cu avarii consolidabile, fără a mai intra în discuție cazul de prevenire a colapsului, verificat implicit în 28% din cazuri, deși forța la bază este aproape dublă față de nivelul proiectat.

➤ Salturile negative vizibile pe diagramele din stânga ale Figurilor 4.60, 4.61, 4.62, indică faptul că iterațiile de la una sau mai multe din accelerogramele artificiale s-au încheiat datorită atingerii colapsului structurii, cu valori mari sau imposibil de calculat ale indicilor de avarie. Continuarea diagramei la un nivel mai scăzut al avariilor, indică media valorilor indicilor pentru iterațiile rămase la care nu s-a produs cedarea structurală.

➤ Relațiile între nivelul PGA și indicii de avarie Park și Ang se pot considera ca ecuații de gradul doi, prezentate în Figurile 4.66, 4.67, 4.68 pentru structuri noi și în Fig.5.17 pentru structurile existente

➤ Valorile crescânde ale PGA furnizează o împrăștiere crescândă pentru valorile indicilor globali de avarie, pe măsură ce forțele seismice cresc.

➤ Structurile noi au o capacitate de 6-41% peste nivelul cerut în prezent.

➤ Se constată că evoluția valorilor indicilor de avariere pentru structuri existente este mai abruptă decât în cazul structurilor noi. Pentru structurile existente, situația consolidabilă a clădirii (corespunzătoare avariilor moderate) se situează la o intensitate sub jumătate din valoarea actuală de proiectare.

➤ Se observă că tendința structurilor noi este de a prezenta la început o creștere moderată a valorilor indicilor de avarie, caracterizată prin diagrame concave. Prin contrast, structura existentă prezintă o diagramă cu creșteri rapide ale valorilor indicilor de avarie, în special pe domeniul valorilor reduse ale PGA.

6.3. Contribuții personale

Pe parcursul elaborării lucrării de doctorat au fost adoptate și introduse în programul de cercetare mai multe elemente de originalitate. Dintre acestea, se pot considera drept contribuții personale următoarele:

➤ realizarea unor studii de caz pe structuri noi și existente privind evaluarea indicilor de avarie pe baza acțiunii seismice definită prin accelerograme artificiale și cu modelarea neliniară a elementelor structurale;

➤ prezentarea unei metode directe de evaluare a relației dintre intensitatea mișcării seismice și indicele de avarie și propunerea relațiilor matematice de corelare între nivelul accelerației maxime a terenului și indicele de avarie ca ecuații de gradul doi, diferite funcție de numărul de nivele al clădirilor noi sau existente;

➤ efectuarea a 252 de analize dinamice neliniare, cu evaluarea parametrilor de avarie al elementelor pe grinzi, stâlpi și nivele precum și la nivelul global al structurilor. Fișierele de analiză ce au fost rulate în Idarc au totalizat aproximativ 43 000 de linii de cod sursa. Rezultatele au presupus preluarea datelor obținute prin prelucrarea fișierelor output, estimate la aprox. 1260 de fișiere, fiecare cu până la cateva sute de valori furnizate de analizele time-history, pe mai multe coloane. Aceste valori au fost utilizate pentru trasarea tuturor graficelor prezentate în capitolele 4 și 5 precum și în Anexa 1.

➤ evaluarea răspunsului maxim în deplasări absolute pe fiecare nivel funcție de nivelul crescând al PGA, pentru structuri cu regim diferit de înălțime și prezentarea evoluției în timp real în cazul unui cutremur, a valorilor indicilor de avarie pe grinzi și pe stalpi la structuri supuse la nivele diferite de solicitare seismică, pe fiecare etaj al clădirilor.

➤ studiul influenței regimului de înălțime asupra nivelului de avariere al structurilor corelat cu intensitatea acțiunii seismice.

6.4. Valorificarea rezultatelor

Pe parcursul programului de cercetare rezultatele obtinute au fost valorificate prin publicarea unui număr de articole:

➤ **international recunoscute**

❖ **Tudose C.**, *Study on evaluation of damage index correlated with the intensity of the ground seismic motion*, Proceedings of the International Conference „First

International Conference for PhD students in Civil Engineering”, Section: Structural Analysis and Design, Technical University of Cluj-Napoca, pp. 289-296, ISBN 978-973-757-701-8, Eikon Publishing, 2012, rating B+, indexat BDI

- ❖ **Tudose C.**, Comparative study on damage index evaluation for new and existing buildings, ACTA TECHNICA NAPOCENSIS, Section Civil Engineering and Architecture, 2012-2013, (articol trimis pentru publicare), rating B+ și indexată BDI.
- ❖ Filip C., **Tudose C.**, Breabăn V., *Disaster mitigation – A General Survey*, Proceedings of the International Conference „Constructions 2008”, Technical University of Cluj-Napoca, ACTA TECHNICA NAPOCENSIS, Section Civil Engineering, No.51, vol.I, pp. 123-130, ISSN 1221-5848, Napoca Star Publishing House, 2008, rating B+ și indexată BDI;
- **naționale**
 - ❖ **Tudose C.**, Breabăn. V., *Aspecte privind execuția de goluri neborderate în diafragme de beton armat*, Simpozionul de Inginerie Civilă din cadrul Facultății de Construcții, Ovidius University Press, Constanța, 2010, rating B;
 - ❖ Filip C., Breabăn V., **Tudose C.**, *Mitigation Strategies Used to Reduce the Effects of Natural Hazards*, Ovidius University Annals of Constanta, Series Constructions, vol.10 (2008), pp. 19-26, ISSN 1584 – 5990, Publisher Ovidius University Press, Constanta, 2008, rating B+, indexată BDI.

6.5. Direcții viitoare de cercetare

Extinderea studiului se poate face prin continuarea cercetărilor pe următoarele subiecte legate de teză:

- analiza de structuri dimensionate inițial la alte valori ale accelerației maxime a terenului, de interes fiind cele dimensionate la nivele reduse ale PGA, de 0,20g și 0,16g, având în vedere trendul normativului P100-1 de majorare a intervalelor medii de recurență;
- stabilirea unei corelații pentru distribuția indicilor de avarie funcție de PGA și pentru alte tipuri structurale, cum ar fi clădirile cu pereți din beton armat;
- cercetarea influenței valorilor pentru intensitățile vitezelor și a deplasărilor asupra indicilor de avarie.
 - extinderea analizelor pe modele 3d cu considerarea efectului P-delta;
 - extinderea analizei asupra clădirilor din fondul construit existent cu mai mult de 4 nivele;
 - determinarea corelației între indicii de avarie și intensitatea seismică pentru structuri noi cu deschideri și travei diferite de cele analizate și stabilirea unui tipar;
 - considerarea aportului elementelor nestructurale asupra rezistenței și rigidității structurii poate evidenția diferențe semnificative în comportamentul structurilor;
 - considerarea unui eveniment seismic cu două vârfuri de intensitate.

Bibliografie selectivă

1. Araya, R., Saragoni, G.R., 1984, Earthquake accelerogram destructiveness potential factor, Proceedings of the 8th World Conference of Earthquake Engineering, pp438-469.
2. Ardeleanu, L., Grecu, B., Raileanu, V., 2012, Peak Ground Acceleration, Velocity and Displacement from Moderate Magnitude Undercrustal Earthquakes of Vrancea Region, Romanian Reports in Physics, Vol. 64, No. 2, P. 555–570
3. ATC-40, 1996, Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings, Vol. 1, Applied Technology Council, California Seismic Safety Commission Report SSC 96-01
4. Borzognia, Y., Bertero, V., 2001, Improved Shaking and Damage Parameters for Post-Earthquake Applications, Proceedings of Strong Motion Data Seminar, California
5. Breabăn, V., Al. Negoită, I. Pop, C. Ionescu, I. Olariu, A. Vulpe, V. Hobjilă, F. Scharf, I. Negoită, 1985, Inginerie seismică. Editura Didactică și Pedagogică, București
6. Breabăn, V., Bălan, F., Budescu, M., 1988, Aplicații ale ingineriei seismice (coordonator prof. dr. doc. ing. Alexandru Negoită), Editura Tehnică, București
7. Chopra, A.K., 2001, Dynamics of Structures: Theory and Applications to Earthquake Engineering, Prentice Hall, Inc
8. Clough, R.W, Penzien, J., 1993, Dynamics Of Structures Second Edition, Mcgraw-Hill
9. Cosenza, E. & Manfredi, G., 2000, Damage Indices and Damage Measures, Universita di Napoli Federico II, John Wiley & Sons, Ltd
10. Fema 273, 1997, Nehrps Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings, Federal Emergency Management Agency (FEMA)
11. Fema 349, 2000, Action Plan for Performance Based Seismic Design, Pregatit Pentru Federal Emergency Management de catre Earthquake Engineering Research Institute (EERI)
12. Fema 356, 2000, Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings, Federal Emergency Management Agency (FEMA)
13. HADJIAN, A.H., 2002, A General Framework for Risk-Consistent Design, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, John Wiley and Sons, Ltd.
14. Idarc 2D, version 7.0, University of Buffalo, the State University of New York, 2010
15. Krawinkler, H., Seneviratna, G., Pros and Cons of a Pushover Analysis of Seismic Performance Evaluation, Engineering Structures, Vol 20, 1998
16. Kunnath, S.K., Reinhorn, A.M. and Lobo, R.E, 1992, IDARC Version 3.0: Inelastic Damage Analysis of Reinforced Concrete Structures Technical Report NCEER 92-0022
17. Lungu, D., Ghiocel, D., 1982 – Metode Probabilistice în Calculul Construcțiilor. Ed. Tehnica, Bucuresti
18. Lungu, D., Arion, C., 2012 - corespondență directă cu o parte din autorii P100-1/2012
19. Miranda, E., 2000, Inelastic Displacement Ratios for Displacement-Based Earthquake Resistant Design, Proceedings of the 12th World Conference on Earthquake Engineering, New Zealand

20. Murty et al, 2006, The Seismic Performance of Reinforced Concrete Frame Buildings with Masonry Infill Walls, Earthquake Engineering Research Institute (EERI)
21. Park, Y.J., Ang, A.H-S, 1985, Mechanistic seismic damage model for reinforced concrete, ASCE, Journal of Structural Engineering, Vol. 111, No. 4, 1985, pp. 722-739
22. Otani, S, 2000, Seismic Vulnerability Assessment Methods for Buildings In Japan, Earthquake Engineering and Engineering Seismology, vol.2, pp 47-56
23. P13-63, 1964, Normativ Condiționat pentru Proiectarea Construcțiilor Civile și Industriale din Regiuni Seismice, Editura Tehnică, București
24. P13-70, 1971, Normativ pentru Proiectarea Construcțiilor Civile și Industriale din Regiuni Seismice, Editura Tehnică, București
25. P100-92, 1992, Normativ pentru proiectarea antiseismică a construcțiilor de locuințe socialculturale, agrozootehnice și industriale, Buletinul Construcțiilor, vol. 2, MLPAT
26. P100-1,2006, Cod de Proiectare Seismică. Partea I: Prevederi de Proiectare pentru Clădiri, Universitatea Tehnică de Construcții București, MTCT
27. P100-2011, Cod de Proiectare Seismică. Partea I: Prevederi de Proiectare pentru Clădiri, Universitatea Tehnică de Construcții București, MTCT
28. Paulay, Th, Bachmann, H, Moser, K, 1997, Proiectarea Structurilor de Beton Armat la Acțiuni Seismice, Ed. Tehnică
29. Saragoni, G.R., Hart, G.C., 1974, Simulation of Artificial Earthquakes, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol.2, Pp.219-267.
30. Sawada, T., Hirao, K., Yamamoto, H., Tsujihara, O., 1992, Relation Between Maximum Amplitude Ratio and Spectral Parameters of Earthquake Ground Motion, 10th WCEE, Balkema, Rotterdam
31. Seismosoft, 2012a, *Seismoartif, Versiunea 1.0*
32. Tudose, C., 2004, Lucrare de Dizertație, Indrumător Conf.Dr.Ing. Vacareanu, R., Masterat Metode Avansate de Calculul Structurilor, UTCB
33. Tudose, C., 2012a, Study on evaluation of damage index correlated with the intensity of the ground seismic motion, Proceedings of the International Conference „First International Conference for PhD students in Civil Engineering”, ISBN 978-973-757-701-8, Eikon Publishing
34. Tudose, C., 2012b, Comparative study on damage index evaluation for new and existing buildings, Acta Technica Napocensis, Section Civil Engineering and Architecture, (articol acceptat și solicitat pentru publicare), rating B+ și indexată BDI
35. Valles, RE, Reinhorn, AM, Kunnath, SK, Li, C, Madan, A., Idarc 2d Report, 1996, State University of New York at Buffalo
36. Văcăreanu, R, Aldea, A, Lungu, D, 2007, Structural Reliability and Risk Analysis, Lecture notes, UTCB
37. Văcăreanu, R., 2000, Monte Carlo Simulation Technique for Vulnerability Analysis of Rc Frames – An Example, Bulletin of Technical University of Civil Engineering Bucharest, Pg. 9-18
38. Zhu Tj, Tso Wk, & Heidebrecht Ac, 1998, Effect of Peak Ground A/V Ratio on Structural Damage. Journal of Structural Engineering (Asce) vol. 114, pp. 1019–1037.

7. Anexa 1 - Grafice obținute în studiile de caz

În Anexa 1 se prezintă grafice obținute în cadrul studiilor de caz, care, din motive obiective de cursivitate a expunerii nu au fost incluse în cadrul capitolelor 4 și 5, preferându-se varianta constituirii ca o anexă separată.

7.1. Spectre de raspuns în accelerații absolute

7.2. Accelerograme artificiale – generate pe baza spectrelor de accelerație

7.3. Curbe histeretice de nivel

7.3.1. Structura nouă P+7E (grafice pentru 0,40g și 0,24g)

7.3.2. Structura nouă P+5E (grafice pentru 0,40g și 0,24g)

7.3.3. Structura nouă P+3E (grafice pentru 0,40g și 0,24g)

7.3.4. Structura existentă P+3E (grafice pentru 0,40g, 0,24g și 0,08g)

8. Anexa 2 – Răspunsul stochastic al structurilor

Această anexă este pregătită succint pe baza capitolelor specifice din cartea Dynamics of Structures scrisă de Clough, R.W și Penzien, J. [16].

8.1. Funcții esențiale în analiza stochastică a structurilor

8.1.1. Funcții de transfer

8.1.2. Relația dintre funcțiile unitare de impuls și cele de răspuns în frecvențe complexe

8.1.3. Relația dintre funcțiile de autocorelare de acțiune și de răspuns

8.1.4. Relația dintre funcțiile de densitate spectrală de putere, de acțiune și de răspuns

8.2. Răspunsul stochastic al structurilor reale

8.2.1. Răspunsul în domeniul timp al sistemelor liniare

8.2.2. Răspunsul în domeniul frecvența al sistemelor liniare

8.2.3. Răspunsul la încărcări distincte

8.2.4. Răspunsul la încărcări distribuite (disperse)