

3. COMPORTAREA STRUCTURILOR EXISTENTE LA IMPACTUL DIN SEISM

3.1. Introducere

Problema impactului dintre clădiri adiacente a reprezentat cauza distrugerilor structurale totale sau parțiale, pe durata unor cutremure cu diferite locații cum ar fi: Caracas 1967, Tokaki-Oki 1968 (Figura 3.1), Managua 1972, San Fernando 1973 (Figura 3.2), și mai recent Vrancea 1977, Mexico 1985, Loma Prieta, San Francisco 1989, Northridge 1994 și Kobe 1995. Cu toate că proiectarea a fost făcută în concordanță cu prevederile în vigoare pentru zone seismice, unele construcții au fost deteriorate sau distruse datorită impactului.

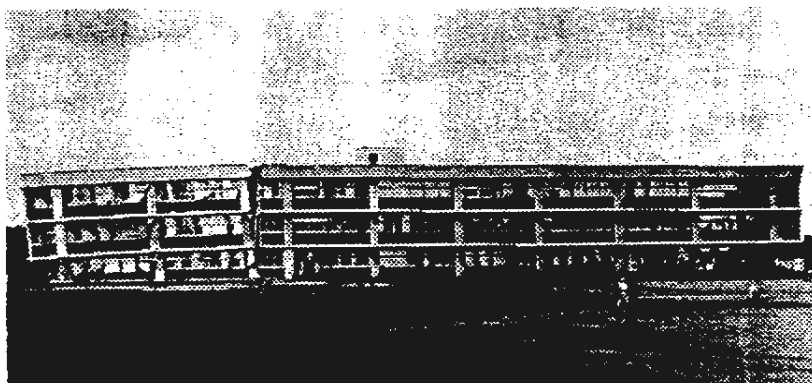


Figura 3.1. Liceul comercial Misawa după cutremurul Tokaki-Oki 1968.

La cutremurul din Vrancea 1977 [3.1], în București au apărut în mod evident astfel de situații în mai multe cazuri când existau construcții învecinate de înălțimi mult diferite: construcții noi cu structura din cadre de beton armat monolit pe Calea Dorobanți (Figura 3.3) sau șos. Pantelimon; construcții vechi pe Calea Victoriei, ca Palatul Telefoanelor și construcția învecinată.

Tot referitor la cutremurul din Vrancea 1977, în cazul construcțiilor relativ noi, realizate după 1951, asigurarea antiseismică inițială nu a fost suficientă în unele situații, datorită insuficienței datelor științifice pentru fundamentarea unor prescripții de proiectare mai complete precum și datorită unor lipsuri de execuție.

Aceste lipsuri și insuficiențe au fost puse în evidență la cutremurul din Vrancea 1977, prin următoarele aspecte principale: acordarea unei atenții necorespunzătoare în conformarea antiseismică și în alcătuirea corespunzătoare de ansamblu sau de detaliu a unor construcții, cu consecințe negative în comportarea acestora la cutremur: clădiri cu înălțimi și rigidități diferite, separate prin rosturi insuficiente sau compunerea unor clădiri din porțiuni cu înălțimi diferite, fără rosturi, ceea ce a condus la influențarea lor în timpul cutremurului și provocarea de avarii în zonele de contact.

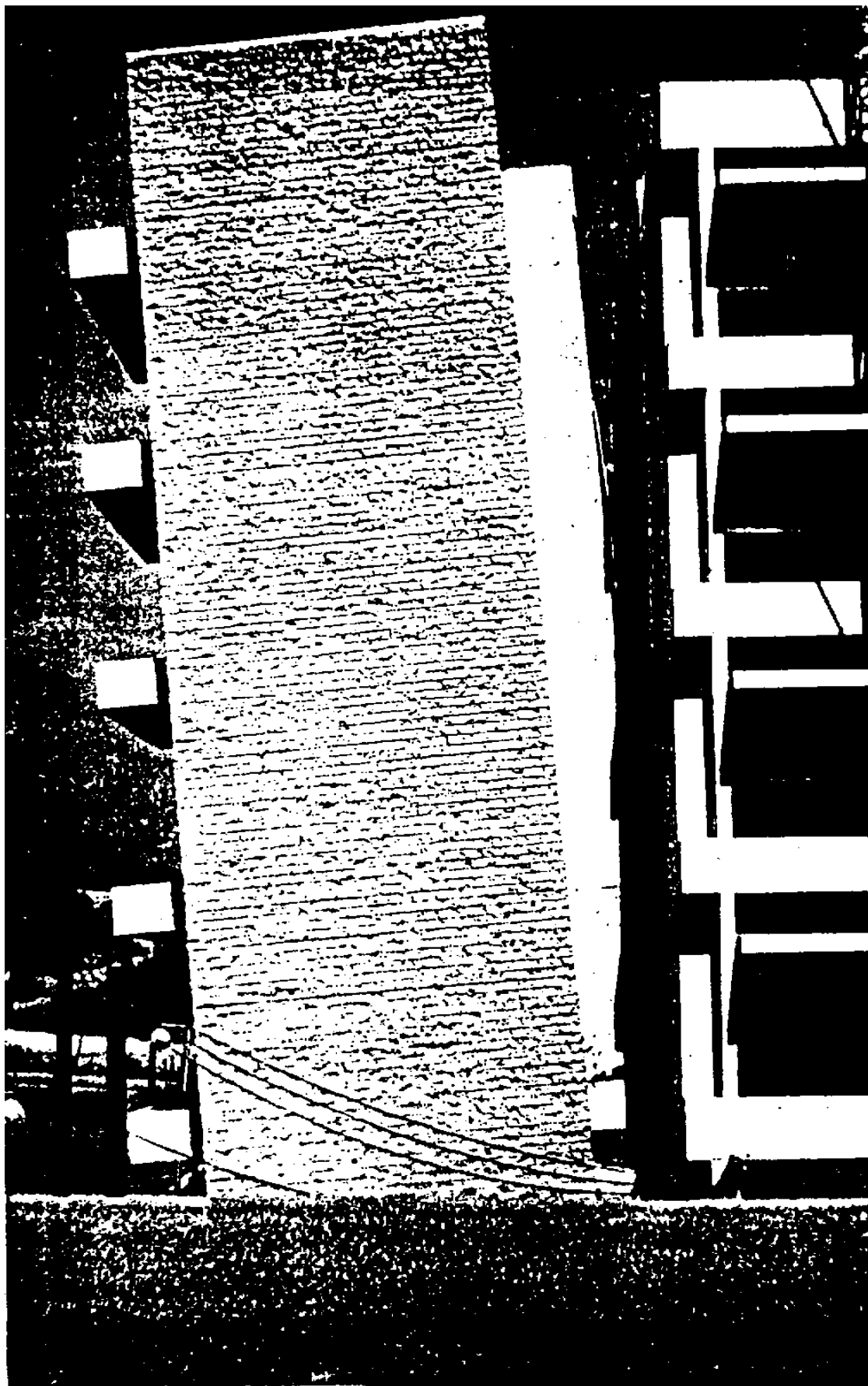
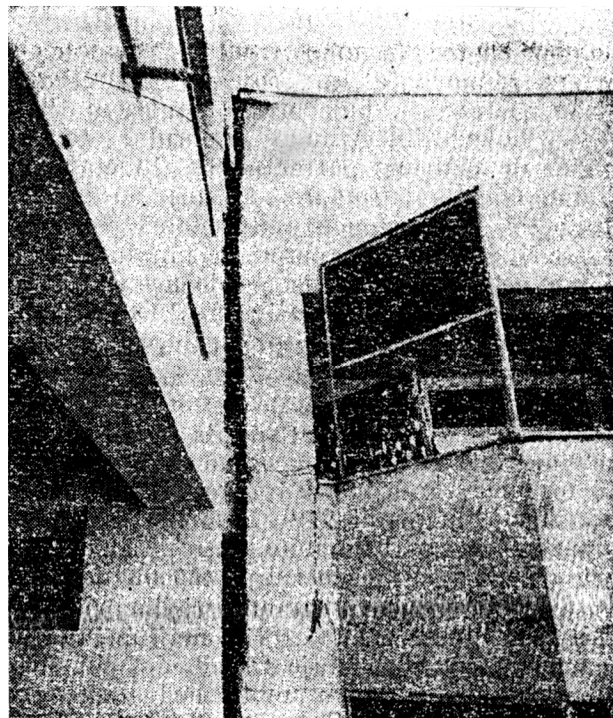


Figura 3.2. Spitalul Olive View după cutremurul San Fernando 1973.



a



b

a - Vedere de ansamblu.

b - Stâlp de rost între cele două blocuri, la etajul 8, rupt din cauza ciocnirii blocurilor în timpul cutremurului.

c



c - Avarii la un stâlp de la etajul 10.

d - Avarii la o grindă de rost de la etajul 5.

d

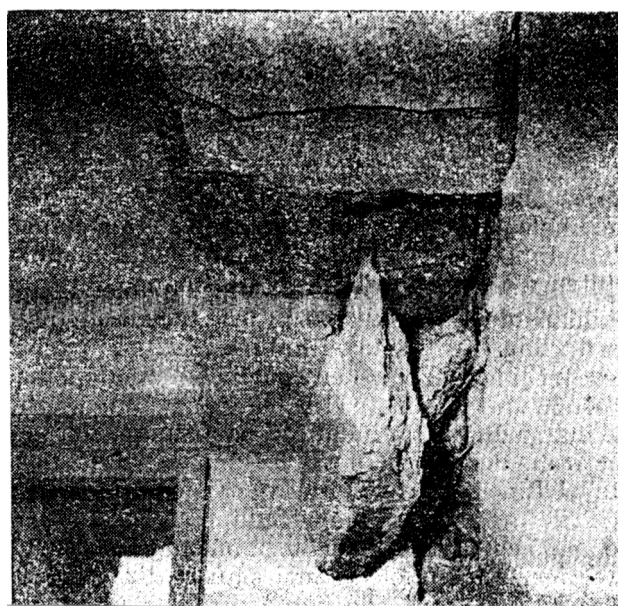


Figura 3.3. Blocurile de locuințe nr. 9 și 9B din București, Calea Dorobanți, după cutremurul Vrancea 1977 [3.1]. Clădiri noi cu structura în cadre de beton armat monolit (parter și 8 ... 15 etaje).

Majoritatea normelor naționale și internaționale de proiectare antiseismică nu specifică condiții referitoare la posibila coliziune din seism. Uzual, se prevede doar mărimea rostului dintre construcțiile învecinate. Acesta mărime diferă conform normelor existente, fiind dată funcție de înălțimea sau deplasarea orizontală maximă a structurilor adiacente. Unele norme iau în considerare deformațiile elastice pentru a evalua deformațiile postelastice.

Analiza comportării structurale la efectele impactului este necesară în cazul clădirilor realizate relativ recent, dacă este posibilă apariția coliziunii, și de asemenea în cazul clădirilor vechi între care există rosturi de dimensiuni reduse.

Distrugerile cauzate de impactul dintre construcțiile învecinate sunt determinate de: tipul structurilor și comportarea lor dinamică la acțiuni seismice; mărimea rostului dintre construcții; configurația relativă a structurilor adiacente.

Prezentele studii s-au focalizat asupra analizei impactului dintre diferite structuri din beton armat, având diferite forme și comportări dinamice, cu rosturi între clădiri de diferite mărimi. Scopul lucrării este de a modela artificial fenomenul apariției și producerii coliziunii dintre construcții învecinate, precum și înțelegerea condițiilor în care pot apărea deteriorări structurale și chiar colapsul parțial sau global.

3.2. Modelarea impactului

Comportarea construcțiilor la impact a fost studiată utilizând programul de analiză structurală DRAIN2D [3.2] care permite un calcul dinamic nelinier de tip “time-history”, sau pas cu pas, la acțiuni seismice a cadrelor plane.

Pentru modelarea impactului se modifică ecuațiile de mișcare dacă deplasările relative dintre cadrele adiacente depășesc mărimea rostului dintre clădiri.

Coliziunea dintre două structuri se produce dacă, la un moment dat,

$$d_1 - d_2 > \delta \quad (3.1)$$

unde d_1 și d_2 reprezintă deplasările orizontale ale fiecărei structuri la nivelul de contact și δ reprezintă mărimea rostului dintre construcții.

Programul DRAIN2D permite analiza simultană a mai multor structuri. În cazul în care deplasările corespunzătoare la două grade de libertate date (deplasări orizontale a două noduri adiacente din două structuri diferite între care poate apărea impactul) depășesc rostul dintre clădiri existent inițial, parametrii mișcării sunt evaluați și se impun noi condiții inițiale de mișcare pentru fiecare grad de libertate. Aceste noi condiții inițiale sunt specificate în termeni de noi viteze pentru fiecare grad de libertate.

Dacă la două grade de libertate unde se produce coliziunea, masele concentrate sunt m_1 și m_2 și vitezele imediat înaintea impactului sunt v_{i1} și v_{i2} , vitezele imediat după impact v_{f1} , v_{f2} pot fi evaluate astfel:

$$v_{f1} = v_{i1} - (1 + e) \frac{m_2}{m_1 + m_2} (v_{i1} - v_{i2}) \quad (3.2)$$

$$v_{f2} = v_{i2} + (1 + e) \frac{m_1}{m_1 + m_2} (v_{i1} - v_{i2}) \quad (3.3)$$

unde e reprezintă **coeficientul de restituție** [3.3] în concordanță cu tipul de impact, având valori între 0 - impact perfect plastic, energia cinetică este disipată ca energie de deformare plastică, și 1 - impact perfect elastic fără variația energiei totale cinetice.

Studiile anterioare [3.4] au stabilit că pentru un larg interval de valori ale lui e , influența coeficientului de restituție este limitată fiind sugerată pentru structurile de beton o valoare $e = 0,65$, valoare luată în considerare în prezenta lucrare.

Folosind relațiile (3.2) și (3.3) pentru gradele de libertate orizontale ale nodurilor adiacente din structuri diferite supuse la coliziune la un anumit **pas de timp** este posibil calculul încărcării orizontale în nod din impact, folosind relația:

$$Fdt = mdv \quad (3.4)$$

pentru care rezultă forța de impact echivalentă ce se aplică după gradul de libertate k

$$F_k = \frac{m_k (v_{fk} - v_{ik})}{dt} \quad (3.5)$$

Această simulare a coliziunii a fost implementată în programul de analiză structurală DRAIN2D.

3.3 Probleme de impact studiate

Prezentele studii se referă la comportarea construcțiilor în cadre de beton armat sollicitate din impact seismic. Analizele s-au efectuat pe cadre plane regulate.

Două probleme diferite au fost analizate.

Prima se referă la comportarea unei clădiri cu 6 nivele în două situații:

a) la impact cu o altă structură cu aceeași geometrie, dar având caracteristici dinamice diferite datorită maselor de nivel diferite, rigidităților diferite ale elementelor structurale și frecvențelor naturale de vibrație diferite (Figura 3.4);

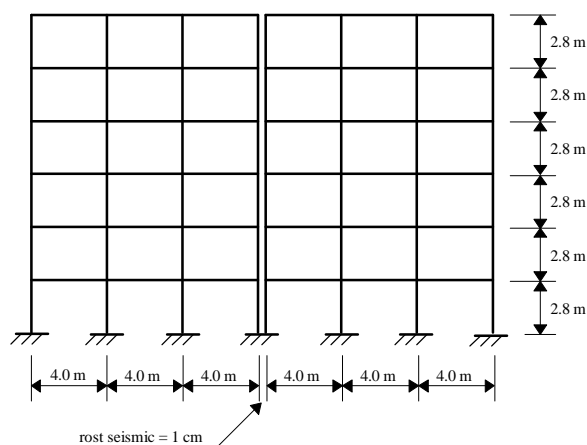


Figura 3.4. Structuri cu comportare dinamică diferită.

În acest exemplu caracteristicile primei clădiri cu 6 nivele au fost menținute constante. A doua clădire cu 6 nivele a fost proiectată identic cu prima. Apoi, caracteristicile ei au fost modificate conform situațiilor următoare:

a1) diferite mase de nivel:

Tabelul 3.1

m_2 / m_1	1 / 4	1 / 3	1 / 2	1 / 1	2 / 1	3 / 1	4 / 1
-------------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------

unde m_1 și m_2 reprezintă masele concentrate la nodurile primei respectiv celei de-a doua structuri.

Rigiditatea a fost menținută identică pentru ambele clădiri.

a2) rigiditate diferită a stâlpilor și riglelor:

Tabelul 3.2

k_2 / k_1	1 / 4	1 / 3	1 / 2	1 / 1	2 / 1	3 / 1	4 / 1
-------------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------

unde k_1 și k_2 reprezintă rigiditatea elementelor primei respectiv celei de-a doua structuri.

Masele au fost menținute identice pentru ambele clădiri.

a3) frecvențe naturale de vibrație diferite:

Tabelul 3.3

f_2 / f_1	1 / 4	1 / 3	1 / 2	1 / 1	2 / 1	3 / 1	4 / 1
-------------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------

unde f_1 și f_2 reprezintă frecvențele naturale de vibrație ale primei respectiv celei de-a doua structuri.

Modificarea frecvențelor naturale de vibrație s-a obținut prin variația maselor și rigidităților.

b) la impact cu o altă structură având un număr diferit de nivele (Figura 3.5).

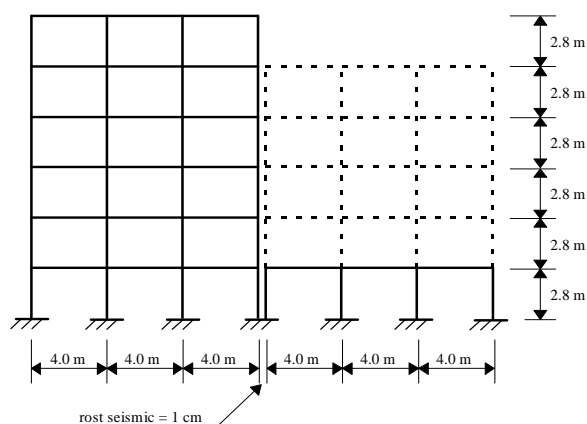


Figura 3.5. Structuri cu înălțimi diferite.

În acest caz, prima construcție a fost cea descrisă în exemplul anterior iar cea de-a doua construcție s-a considerat a avea un număr diferit de nivele (de la 1 la 5 nivele).

Influența mărimii rostului dintre construcții precum și influența factorului de proiectare structurală q ales conform EUROCODE 8 [3.5] au fost de asemenea analizate în cazul a două clădiri învecinate de diferite înălțimi: o structură cu 6 nivele și o structură cu 3 nivele - Figura 3.6 - structuri identice cu cele prezentate la cazul anterior.

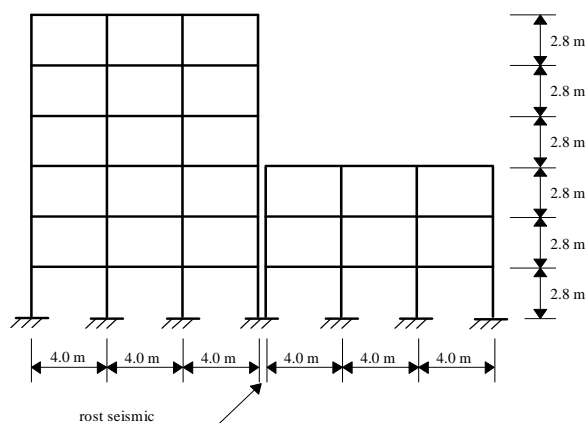


Figura 3.6. Exemplul studiat pentru influența mărimii rostului dintre construcții și a factorului q asupra impactului.

Frecvențele naturale fundamentale de vibrație ale construcțiilor cu număr diferit de nivele sunt date în Tabelul 3.4:

Tabelul 3.4

prima structură	a doua structură				
6 nivele	1 nivel	2 nivele	2 nivele	4 nivele	5 nivele
$f = 1,63 \text{ Hz}$	$f = 10,28 \text{ Hz}$	$f = 5,25 \text{ Hz}$	$f = 3,41 \text{ Hz}$	$f = 2,50 \text{ Hz}$	$f = 1,97 \text{ Hz}$

Cea de-a doua problema studiată s-a referit la comportarea structurală a unor tronsoane de construcții învecinate, în două situații diferite:

a) 4 tronsoane de clădiri de două forme diferite: o structură cu 6 nivele, frecvență naturală fundamentală 1,626 Hz, și o structură cu 3 nivele, frecvență naturală fundamentală 2,534 Hz. Tronsoanele au fost poziționate diferit, relativ unul față de celălalt (Figura 3.7).

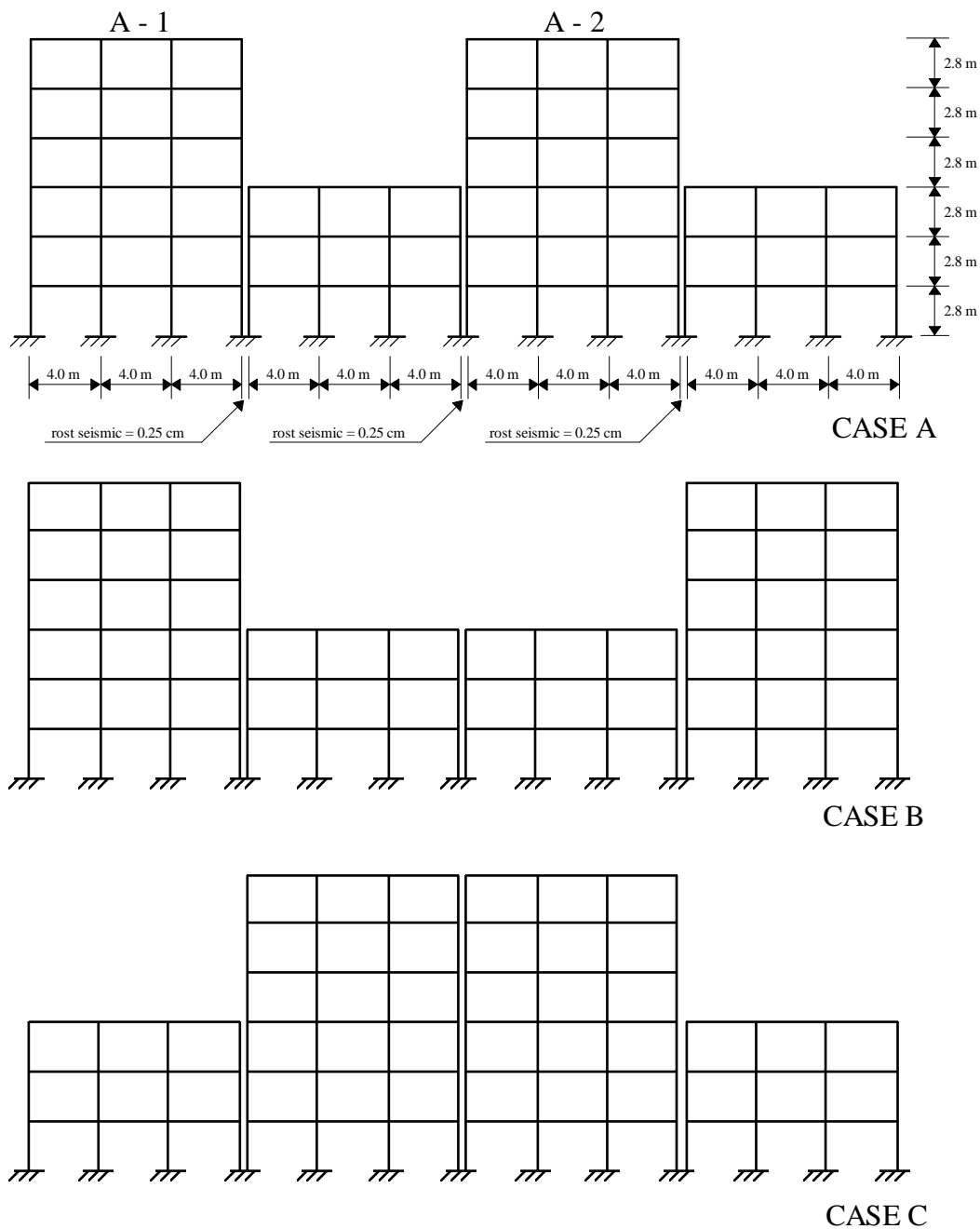


Figura 3.7. Șir de 4 tronsoane de clădiri.

b) 3 tronsoane de clădiri: o structură cu 6 nivele, o structură cu 4 nivele și o structură cu 2 nivele, având frecvențele naturale fundamentale de 1,626 Hz, 1,899 Hz și 3,776 Hz, respectiv (Figura 3.8).

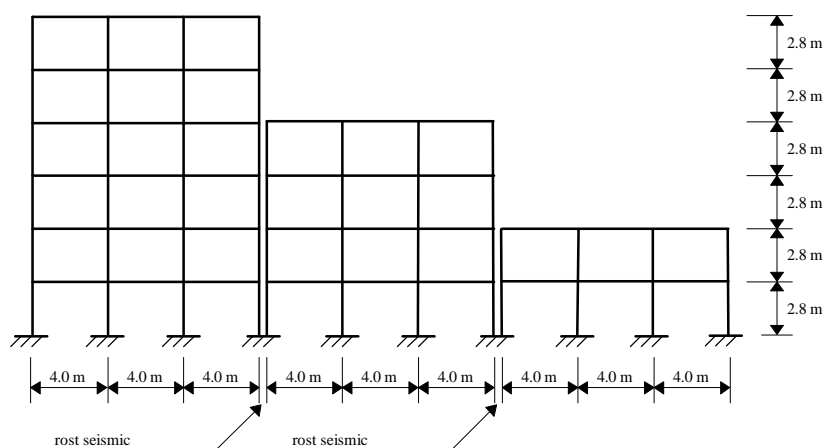


Figura 3.8. Șir de tronsoane 3 clădiri.

Toate structurile prezentate anterior au fost proiectate ca structuri singulare la acțiuni seismice conform EUROCODE 8 [3.5] pentru un teren rigid.

Proiectarea s-a făcut pentru un factor $q = 2,5$, cu excepția studiului influenței factorului q . Prin factorul de proiectare q se ia în considerare capacitatea de disipare a energiei, ductilitatea construcției. Structurile în cadre din beton armat proiectate conform prevederilor EUROCODE 2 [3.6] se consideră că au o ductilitate redusă și rezultă $q = 2,5$. În dimensionarea și armarea cadrelor s-au mărit eforturile de calcul în stâlpi conform EUROCODE 8.

Structurile astfel dimensionate au fost supuse la încărcări seismice prin accelerograme artificiale generate conform EUROCODE 8 și aplicate bazei construcției.

S-a făcut analiza dinamică neliniară, care constă în stabilirea răspunsului seismic al structurii la fiecare pas de timp sub excitația seismică reprezentată prin accelerograme. Prin această metodă se poate stabili mecanismul de plastificare al structurii având în vedere posibilitatea apariției articulațiilor plastice la capetele riglelor și stâlpilor, precum și cerințele de deformații postelastice și ductilitate în articulațiile plastice.

Utilizând posibilitățile oferite de programul DRAIN2D [3.2], s-a modelat comportarea neliniară a betonului armat. Legile constitutive ale elementelor structurale s-au modelat pentru stâlpi prin suprafețe de interacțiune $M - N$ (Figura 3.9) și pentru rigle ca elemente cu degradare a rigidității conform modelului Takeda extins (Figura 3.10).

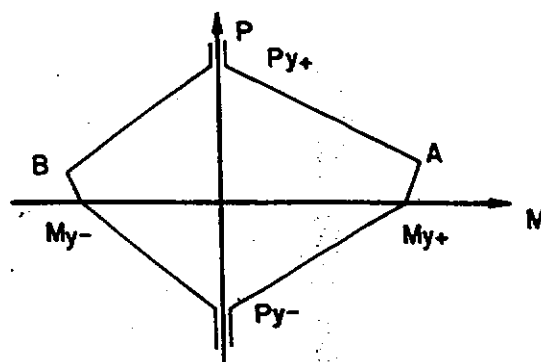


Figura 3.9. Suprafața de interacțiune M - N pentru modelarea comportării neliniare a stâlpilor - DRAIN2D [3.2].

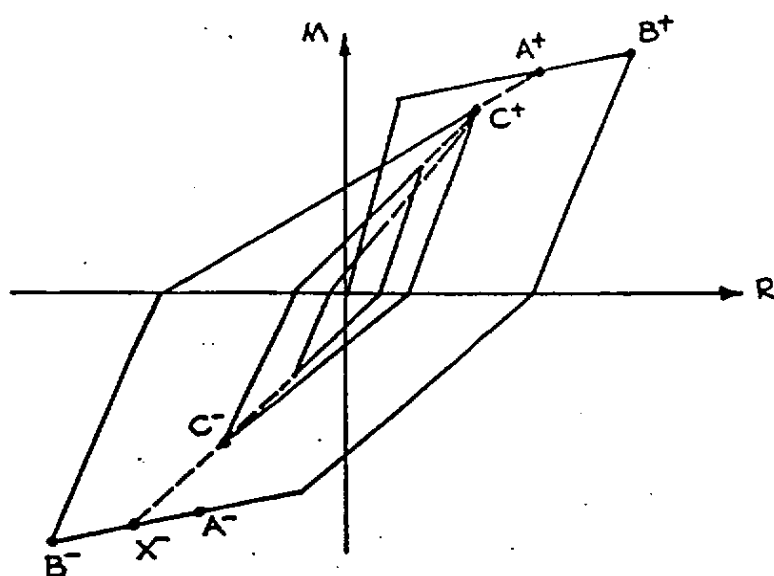


Figura 3.10. Relația moment - rotație în articulații plastice conform modelului Takeda - DRAIN2D [3.2].

Caracteristicile de rezistență și rigiditate ale structurii se presupun constante pe durata unui pas de timp suficient de mic, dar variabile de la un pas de timp la altul, corectate succesiv în concordanță cu dezvoltarea deformațiilor plastice și a degradărilor structurale.

Toate structurile s-au presupus a avea planșee infinit rigide pe direcție orizontală.

În toate exemplele studiate s-au evaluat următorii parametri de răspuns structural: deplasarea orizontală maximă la nivelul fiecărui planșeu; deplasarea relativă maximă de nivel la toate nivelele (deplasările includ și componentele postelastice); ductilitatea secțională maximă la rotire necesară pentru stâlpii de la fiecare nivel; ductilitatea secțională maximă la rotire necesară pentru riglele de la fiecare nivel. Ductilitățile au fost calculate în secțiunile de capăt ale stâlpilor și riglelor.

Pentru a cuantifica efectele impactului, structurile au fost inițial analizate separat și apoi luând în considerare coliziunea. Toți parametrii de răspuns prezentați anterior au evaluați și comparați. Variația deplasărilor orizontale de nivel a fost analizată prin parametrul:

$$\lambda_d = \frac{d_{\max I}}{d_{\max S}} \quad (3.6)$$

unde $d_{\max I}$ și $d_{\max S}$ reprezintă deplasările orizontale maxime la fiecare nivel al structurii supuse la impact și al structurii singulare, respectiv.

Un parametru similar s-a folosit pentru estimarea variației deplasărilor relative de nivel:

$$\lambda_{\Delta} = \frac{\Delta_{\max I}}{\Delta_{\max S}} \quad (3.7)$$

unde $\Delta_{\max I}$ și $\Delta_{\max S}$ reprezintă deplasările relative maxime de nivel ale structurii supuse la impact și ale structurii singulare, respectiv.

Valori ale lui λ_d și λ_{Δ} mai mari ca 1 reprezintă o creștere a deplasărilor orizontale globale respectiv de nivel când structura este supusă la coliziune, iar valori mai mici ca 1 o descreștere a accelerațiilor mărimi.

Pentru analiza influenței impactului asupra ductilității secționale maxime la rotire necesară stâlpilor respectiv riglelor s-a definit următorul parametru:

$$\lambda_D = \frac{D_{\max I} - D_{\max S}}{D_{\max S}} \quad (3.8)$$

unde $D_{\max I}$ și $D_{\max S}$ reprezintă ductilitatea necesară pentru structura supusă la impact respectiv structura singulară.

Valori pozitive ale lui λ_D semnifică un necesar de ductilitate sporit în cazul impactului, iar valori negative semnifică un necesar de ductilitate redus față de situația structurii singulare. În cazul comportării liniare, fără apariția deformațiilor plastice, s-a admis ductilitatea egală cu 1 și deci $\lambda_D = 0$.

3.4. Rezultate și comentarii

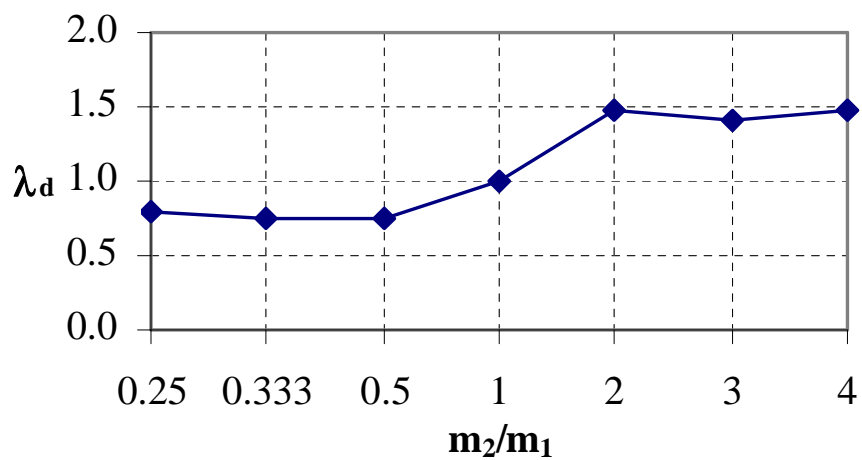
3.4.1. Impact dintre două clădiri de înălțime egală

Cea mai problematică situație de coliziune între două construcții adiacente poate fi dedusă din studiul celor două structuri, prezentate în Figura 3.4, identice ca geometrie globală dar foarte diferite privind caracteristicile dinamice și comportarea fizică.

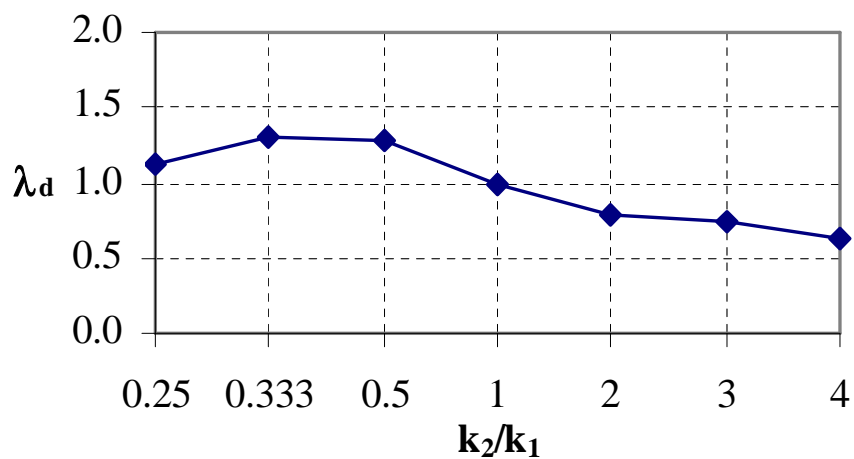
În acest exemplu a fost analizată comportarea clădirii cu 6 nivele, la care s-au păstrat caracteristicile fizice (rigidități) și de încărcare (mase de nivel) constante.

În figurile ce urmează, valorile λ sunt prezentate pentru fiecare nivel și pentru diferite relații între caracteristicile celor două structuri.

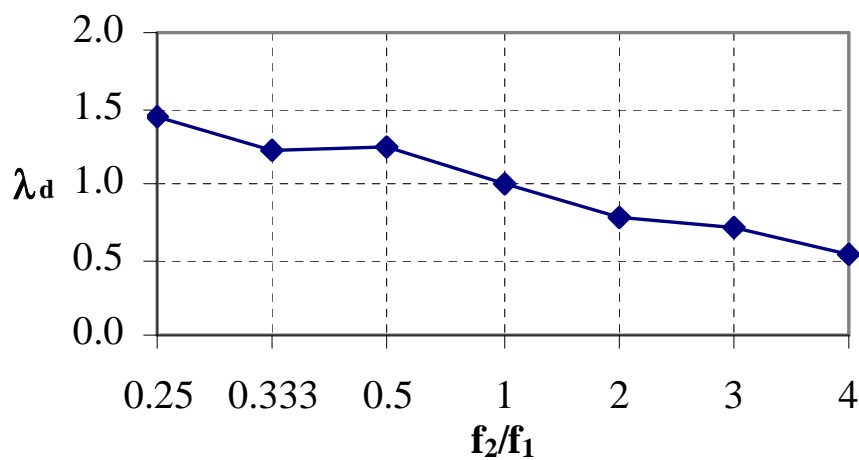
Figurile 3.11a,b,c prezintă variația deplasării orizontale maxime a clădirii cu 6 nivele, oferind o idee generală asupra comportării unei structuri supusă la impact.



a)



b)



c)

Figura 3.11. Valorile λ_d funcție de caracteristicile structurale diferite a două clădiri adiacente supuse la impact.

Analiza rezultatelor ne arată că:

- λ_d devine supraunitar dacă impactul se produce cu o altă structură având mase mai mari și λ_d devine subunitar în cazul coliziunii cu structuri mai ușoare;
- λ_d devine supraunitar dacă impactul se produce cu o altă structură mai flexibilă și λ_d devine subunitar în cazul coliziunii cu structuri mai rigide;
- λ_d devine supraunitar dacă impactul se produce cu o altă structură având frecvențe naturale de vibrație mai mici și λ_d devine subunitar în cazul coliziunii cu structuri având frecvențe naturale de vibrație mai mari.

Rezultatele scot în evidență ca factor principal, în problemele de studiu la impact, frecvențele naturale de vibrație ale construcțiilor: în cazul când a doua structură are mase mai mari sau rigiditate mai redusă, deci o frecvență de vibrație mai mică, rezultă valori ale lui λ_d supraunitare.

Această tendință generală este susținută și de rezultatele privind deplasările relative maxime de nivel, valori absolute (Figurile 3.12a,b,c), valori pozitive și negative (Figurile 3.13a,b), precum și de rezultatele privind ductilitatea la rotire maximă necesară pentru stâlpi (Figurile 3.14a,b,c) respectiv rigle (Figurile 3.15a,b,c). Rezultatele sunt prezentate la fiecare nivel al clădirii.

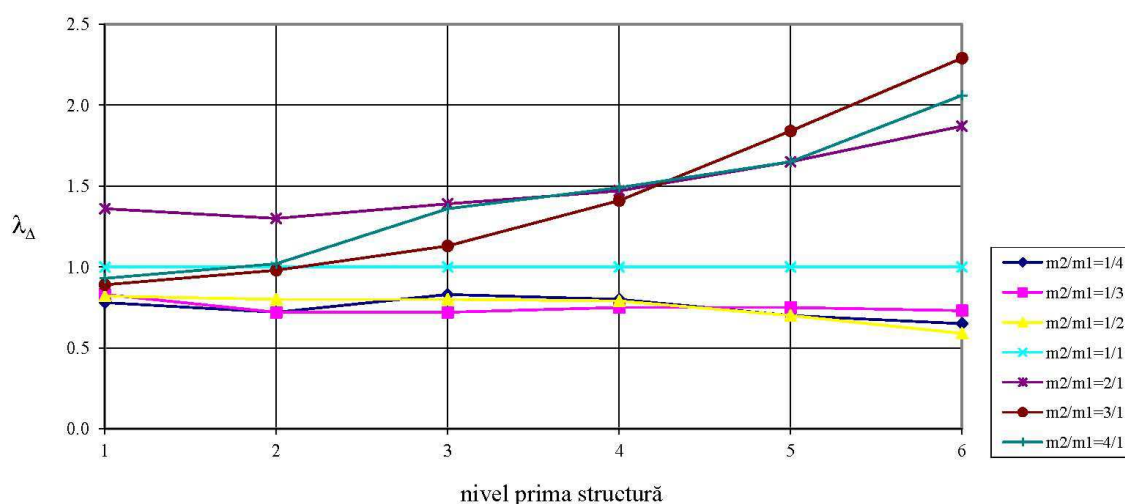


Figura 3.12a. Valorile λ_{Δ} funcție de masele de nivel diferite a două clădiri adiacente supuse la impact.

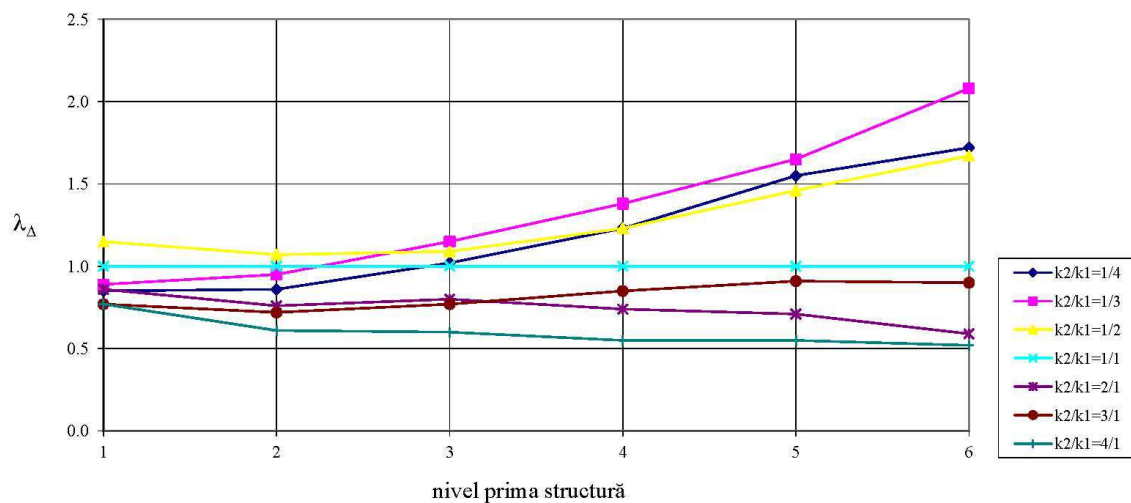


Figura 3.12b. Valorile λ_{Δ} funcție de rigiditățile structurale diferite a două clădiri adiacente supuse la impact.

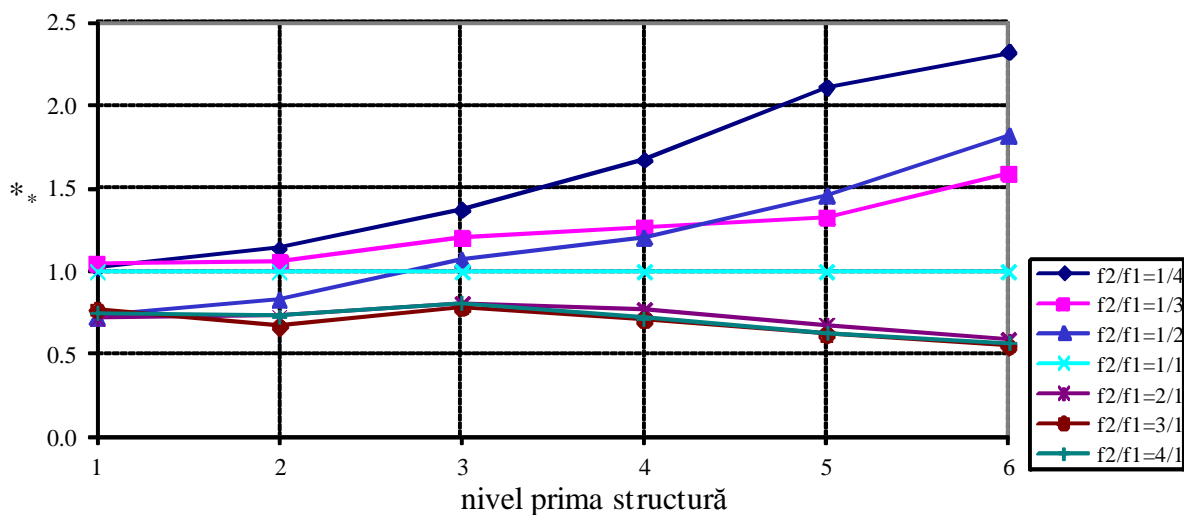


Figura 3.12c. Valorile λ_{Δ} funcție de frecvențele naturale fundamentale de vibrație diferite a două clădiri adiacente supuse la impact.

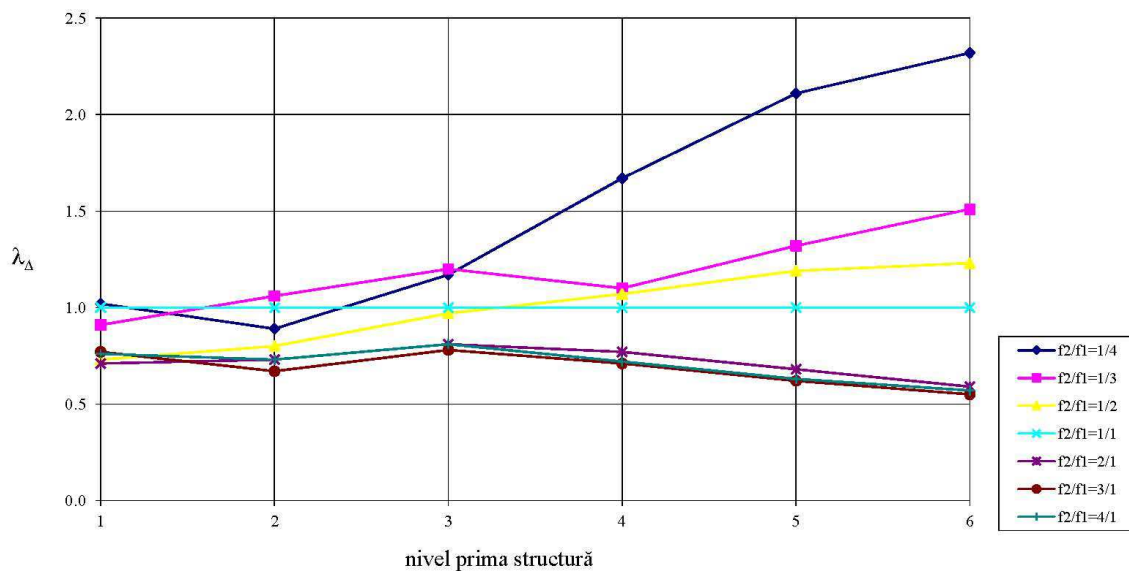


Figura 3.13a. Valorile λ_{Δ} , pentru deplasări relative de nivel pozitive, funcție de frecvențele naturale fundamentale de vibrație diferite a două clădiri adiacente supuse la impact.

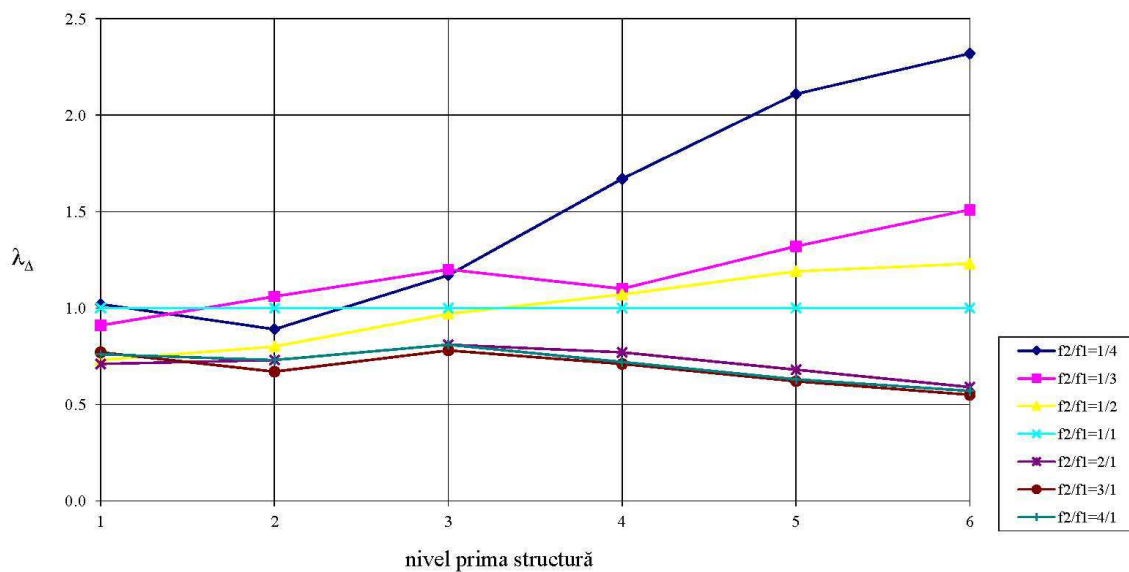


Figura 3.13b. Valorile λ_{Δ} , pentru deplasări relative de nivel negative, funcție de frecvențele naturale fundamentale de vibrație diferite a două clădiri adiacente supuse la impact.

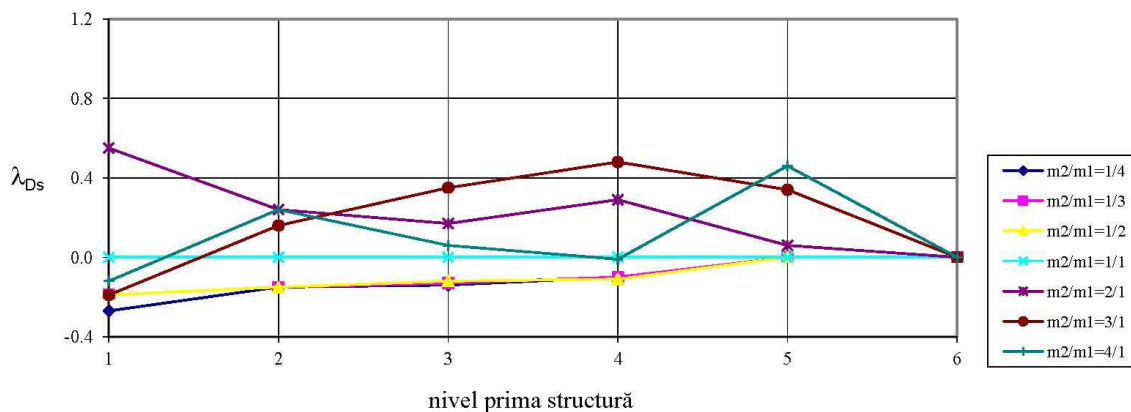


Figura 3.14a. Valorile λ_{Ds} funcție de masele de nivel diferite a două clădiri adiacente supuse la impact.

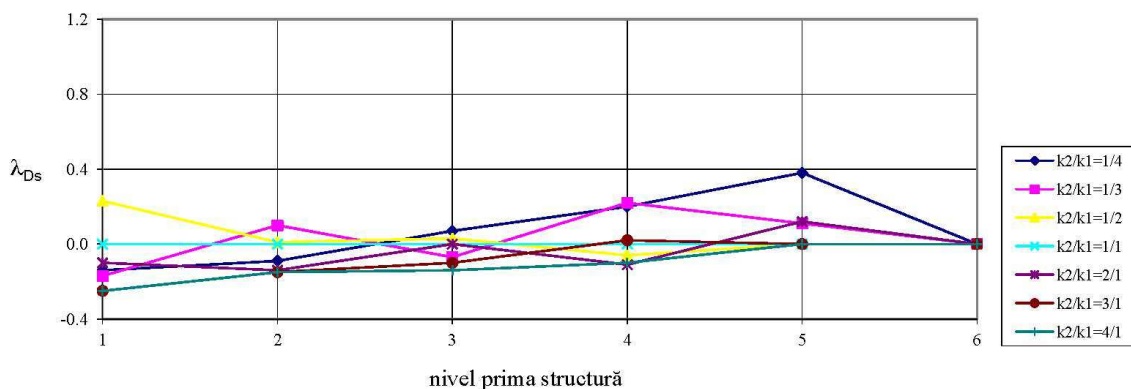


Figura 3.14b. Valorile λ_{Ds} funcție de rigiditățile structurale diferite a două clădiri adiacente supuse la impact.

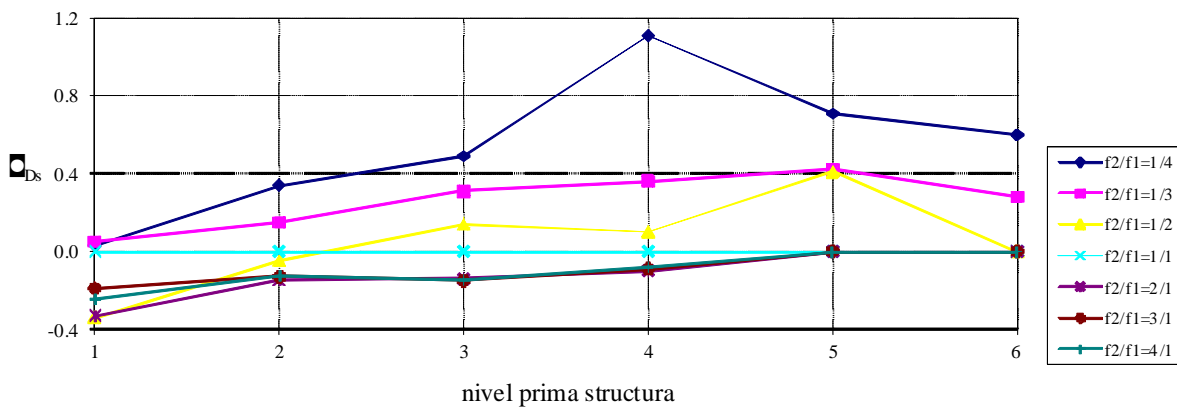


Figura 3.14c. Valorile λ_{Ds} funcție de frecvențele naturale fundamentale de vibrație diferite a două clădiri adiacente supuse la impact.

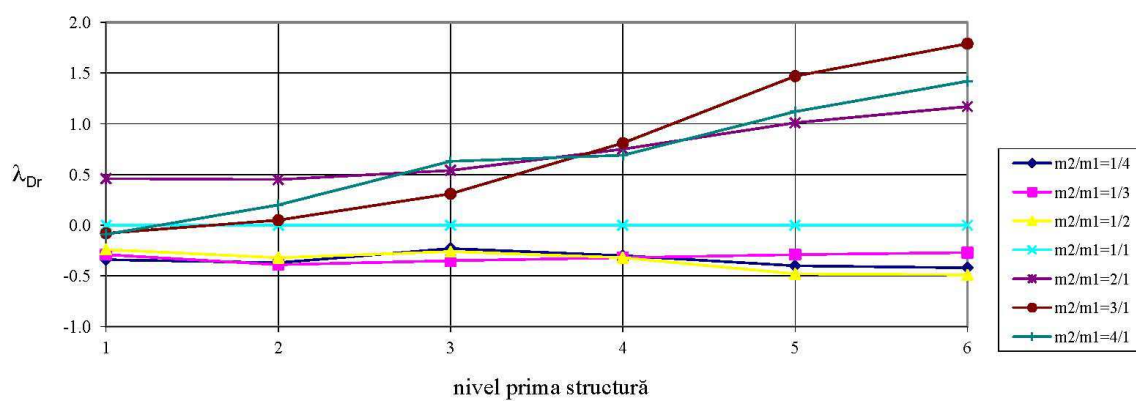


Figura 3.15a. Valorile λ_{Dr} funcție de masele de nivel diferite a două clădiri adiacente supuse la impact.

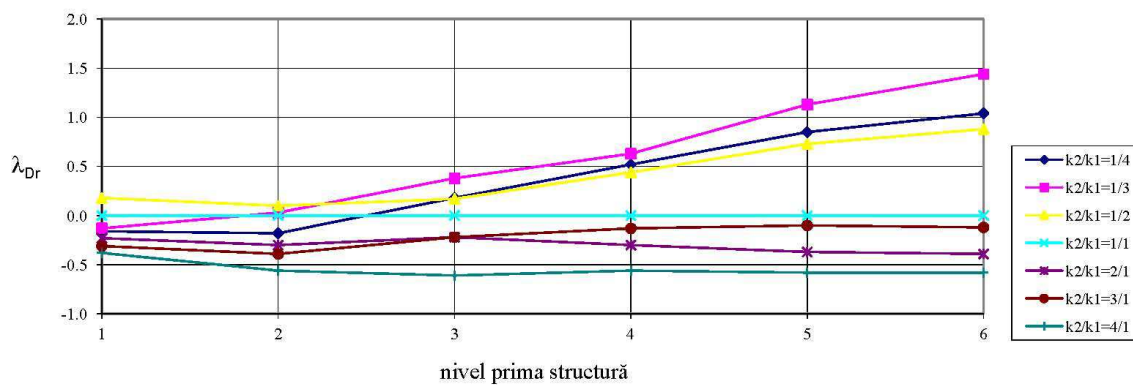


Figura 3.15b. Valorile λ_{Dr} funcție de rigiditățile structurale diferite a două clădiri adiacente supuse la impact.

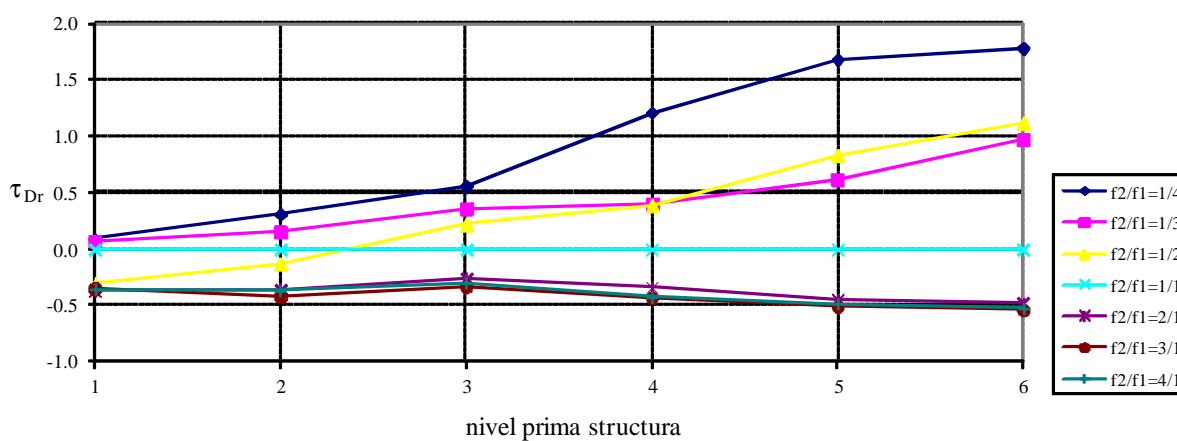


Figura 3.15c. Valorile λ_{Dr} funcție de frecvențele naturale fundamentale de vibrație diferite a două clădiri adiacente supuse la impact.

Așa cum se poate observa din Figura 3.12, valori ale lui λ_{Δ} supraunitare se obțin de asemenea în cazul coliziunii cu o construcție având mase mai mari sau rigiditate mai redusă sau frecvență naturală de vibrație mai mică. Valorile maxime ale lui λ_{Δ} , care apar la ultimul nivel, sunt mai mari ca 2 în situațiile de impact cu o structură având de 3 - 4 ori mase mai mari sau fiind de 3 - 4 ori mai flexibilă sau având frecvențe naturale de vibrație de 3 - 4 ori mai mici. În aceste situații există o tendință generală de creștere a valorilor λ_{Δ} la nivelele superioare.

În celelalte cazuri, mase mai mici sau structură mai rigidă sau frecvențe naturale de vibrație mai mari, construcția analizată este susținută prin coliziune de clădirea învecinată, cu efecte pozitive: $\lambda_{\Delta} < 1$. Aceste efecte pozitive sunt aproximativ aceleași indiferent de gradul de descreștere al maselor (Figura 3.12a) sau de creștere al frecvenței (Figura 3.12c) și sunt mai importante funcție de gradul de creștere al rigidităților (Figura 3.12b).

Figurile 3.13a,b (diagrame pentru diferite frecvențe naturale de vibrație ale celor două construcții adiacente) pune în evidență influența diferită a celei de-a doua structuri asupra deplasărilor relative de nivel pozitive și negative ale primei structuri.

Deplasarea relativă de nivel pozitivă (în direcția celei de-a doua clădiri) este amplificată mai mult la nivelele superioare în cazul raportului dintre frecvențele naturale de vibrație ale celor două structuri $f_2 / f_1 = 1 / 2$ ($\lambda_{\Delta} = 2,74$). Deplasarea relativă de nivel negativă prezintă creșterea cea mai mare în cazul în care $f_2 / f_1 = 1 / 4$ ($\lambda_{\Delta} = 2,38$). Aceste valori ale lui λ_{Δ} sunt foarte mari.

Ductilitatea maximă necesară pentru stâlpi și rigle este legată de valorile deplasărilor relative de nivel așa cum se poate observa din Figurile 3.14a,b,c și Figurile 3.15a,b,c.

Valorile λ_{Ds} pot fi foarte mari la diferite nivele (Figura 3.14) datorită efectelor locale ale impactului. În majoritatea cazurilor, la ultimul etaj nu au existat cerințe de ductilitate ($\lambda_{Ds} = 0$, comportare elastică liniară) stâlpii fiind armați cu procentul minim de armare impus de normele pentru structuri în zone seismice, rezultând astfel o armare puternică în raport cu eforturile secționale.

În general, se poate observa o cerință mai ridicată de ductilitate pentru stâlpi și rigle în cazul coliziunii cu clădiri având mase mai mari sau rigidități mai mici sau frecvențe naturale de vibrație mai mici.

3.4.2. Impact dintre două clădiri de înălțime diferită

3.4.2.1. Impact între o structură cu 6 nivele și o structură cu 1 - 5 nivele

Al doilea exemplu analizat a fost coliziunea dintre două construcții adiacente de înălțimi diferite - o structură cu 6 nivele și o structură cu un număr de nivele cuprins între 1 și 5. S-a urmărit comportamentul primei structuri, cu 6 nivele.

În toate cazurile analizate, valorile λ au fost calculate la fiecare nivel al primei clădiri pentru diferite înălțimi ale celei de-a doua clădiri.

Analizând comportarea structurii cu 6 nivele privind deplasările orizontale maxime (Figura 3.16) se poate observa tendința ca valorile λ_d să fie apropiate de 1, ceea ce înseamnă că structura mai înaltă este susținută de structura mai mică.

Deplasările orizontale maxime cresc numai la nivelele inferioare în cazul coliziunii cu o clădire având 5 nivele.

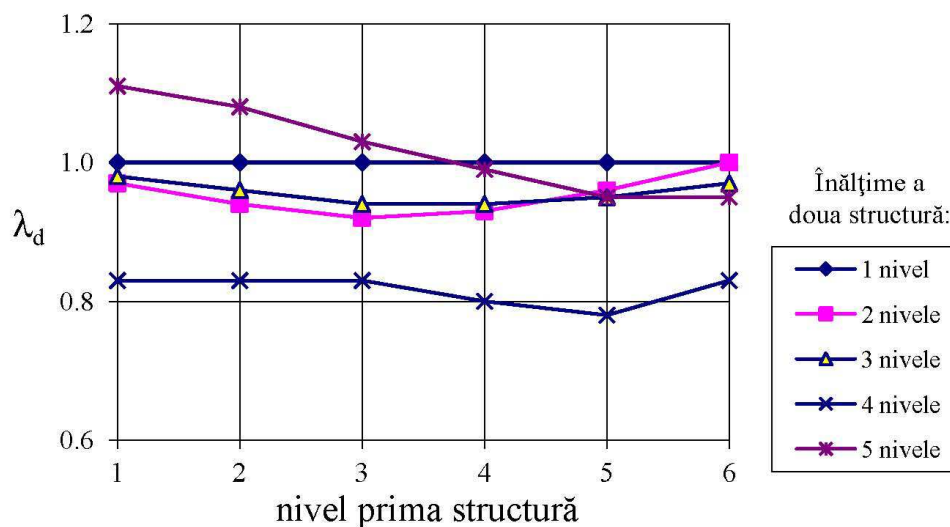


Figura 3.16. Valorile λ_d la fiecare nivel al structurii cu 6 nivele în cazul impactului cu diferite structuri având între 1 și 5 nivele.

Tendința de reducere a deplasărilor orizontale este de asemenea arătată de diagrama “time-history” a deplasărilor (Figura 3.17) la nivelul de contact, nivelul 3 al structurii cu 6 nivele, studiată singură și la impact cu o structură cu 3 nivele. Se observă împiedicarea deplasărilor orizontale maxime prin coliziune.

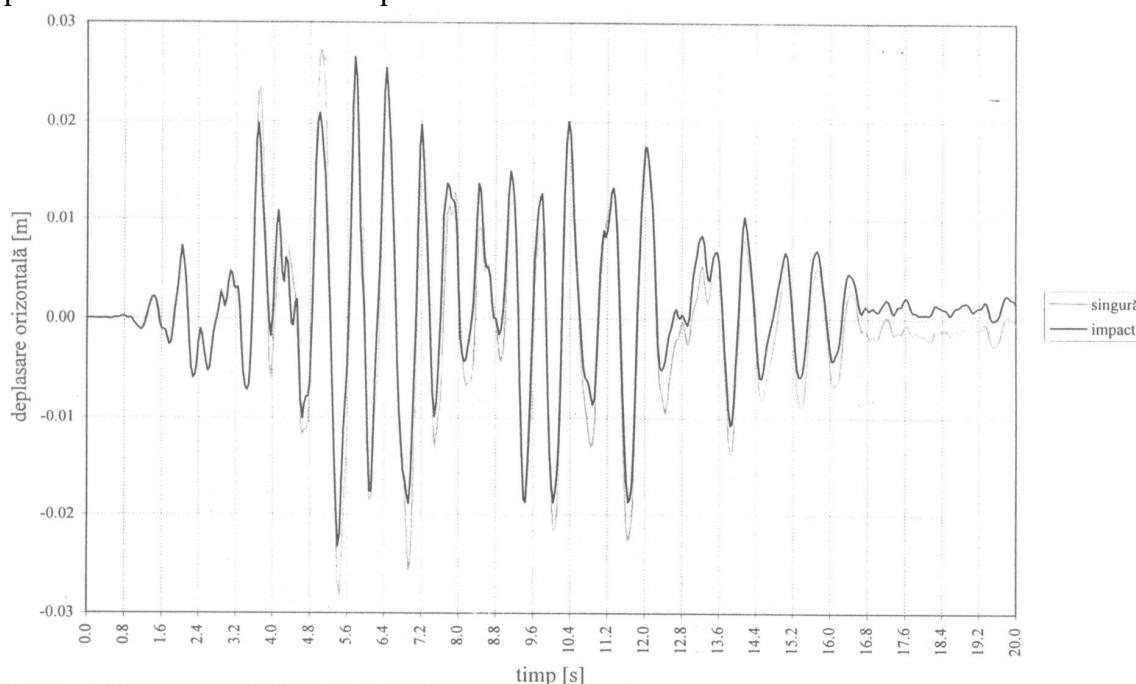


Figura 3.17. Diagrama “time-history” a deplasărilor orizontale la nivelul 3 al structurii cu 6 nivele studiată singură și la impact cu o structură cu 3 nivele.

Impactul cu o clădire cu 1 nivel nu se produce deoarece rostul dintre construcții este suficient de mare în acest caz ($\lambda_d = 1$).

Contrar celor observate în termeni de deplasări globale, comportarea locală a structurii, descrisă prin parametrii locali - deplasarea relativă maximă de nivel (Figura 3.18), ductilitatea maximă necesară pentru stâlpi (Figura 3.20) și rigle (Figura 3.21) - este puternic influențată de impact.

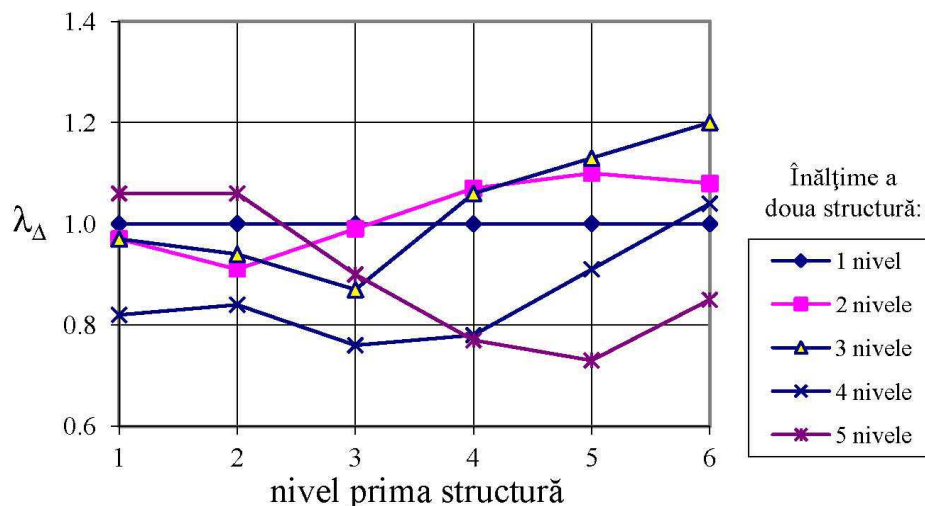


Figura 3.18. Valorile λ_{Δ} la fiecare nivel al structurii cu 6 nivele în cazul impactului cu diferite structuri având între 1 și 5 nivele.

Figura 3.18 arată că valori λ_{Δ} supraunitare devin obișnuite la coliziunea cu clădiri având 2 sau 3 nivele. La impactul cu clădiri de 4 sau 5 nivele efectele nu sunt așa de clare.

Se evidențiază de asemenea că cele mai mari valori ale lui λ_{Δ} apar imediat deasupra nivelului de contact cu cea de-a doua construcție, în timp ce sub acel nivel există o tendință pentru valori λ_{Δ} mai mici.

Analizând diagrama “time - history” a deplasărilor relative de nivel (Figura 3.19) la nivelul 4 al clădirii de 6 nivele, deci imediat deasupra nivelului de contact cu clădirea de 3 nivele, se poate observa o creștere a valorilor maxime la impact față de cazul construcției singulare. Această creștere a deplasărilor relative de nivel se produce indiferent de descreșterea deplasărilor globale, cu consecințe asupra ductilității necesare pentru stâlpi și rigle, fenomen pus în evidență în Figurile 3.20 și 3.21.

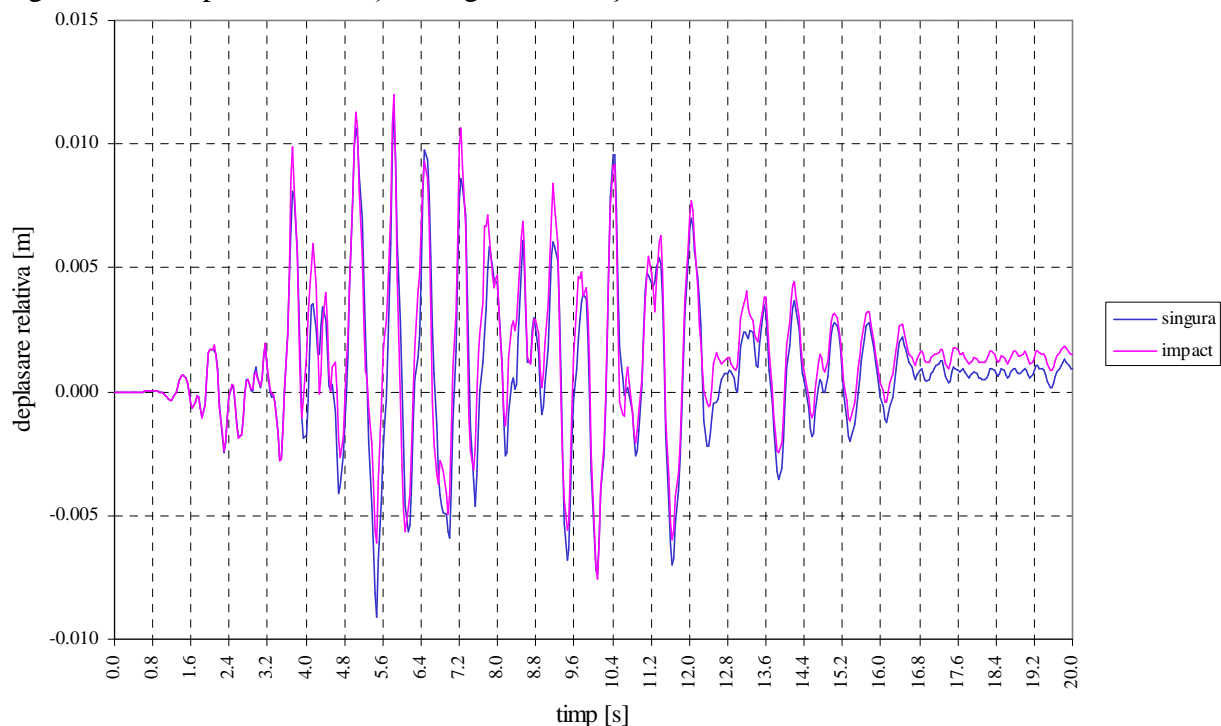


Figura 3.19. Diagrama “time-history” a deplasărilor relative de nivel, la nivelul 4 al structurii cu 6 nivele studiată singură și la impact cu o structură cu 3 nivele.

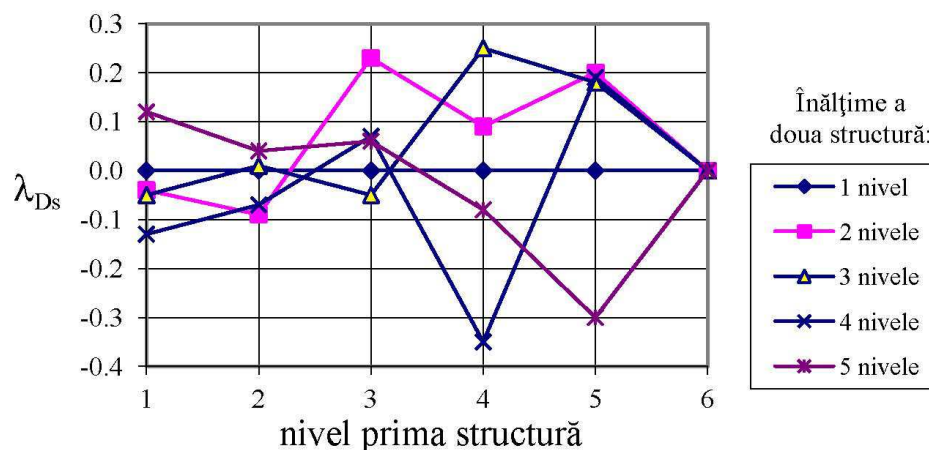


Figura 3.20. Valorile λ_{Ds} la fiecare nivel al structurii cu 6 nivele în cazul impactului cu diferite structuri având între 1 și 5 nivele.

Valori λ_{Ds} mai mari ca 0 se observă în Figura 3.20 pentru prima clădire, cu 6 nivele, la coliziune cu toate celelalte clădiri indiferent de numărul lor de nivele, începând cu etajul imediat superior structurii mai joase. Cele mai mari valori apar la nivelul corespunzător ultimului etaj al clădirii mai joase.

Deplasările globale ale structurii mai înalte sunt împiedicate la acest nivel rezultând o creștere semnificativă a deplasării relative de nivel cu consecințe imediate asupra ductilității necesare pentru stâlpi și rigle la nivelele superioare punctului de contact.

Etajele inferioare ale clădirii cu 6 nivele sunt împiedicate la deplasare orizontală de către structura mai joasă și mai rigidă, astfel rezultând o descreștere a deplasării relative de nivel ($\lambda_{\Delta} < 1$) și a ductilității necesare a stâlpilor ($\lambda_{Ds} < 0$). Aceiași situație se observă și la ductilitatea necesară pentru rigle, $\lambda_{Dr} < 0$ - Figura 3.21.

Din nou, ca și în cazul anterior prezentat, la ultimul nivel al construcției de 6 nivele nu apar cerințe de ductilitate pentru stâlpi.

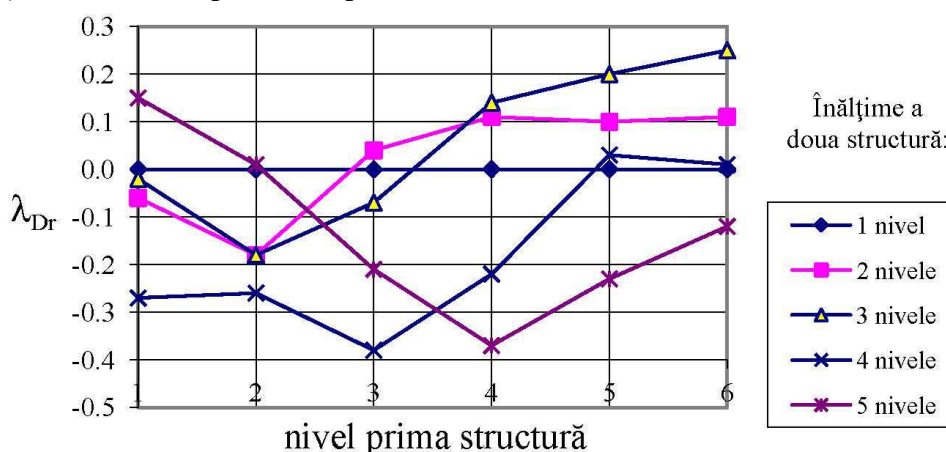


Figura 3.21. Valorile λ_{Dr} la fiecare nivel al structurii cu 6 nivele în cazul impactului cu diferite structuri având între 1 și 5 nivele.

Aceste diagrame scot încă o dată în evidență situația periculoasă de coliziune între tronsoane de clădiri învecinate având 6 nivele respectiv 2 sau 3 nivele ($\lambda_{Dr} > 0$).

3.4.2.2. Influența mărimii rostului dintre construcții la coliziunea dintre o structură cu 6 nivele și o structură cu 3 nivele

Din exemplele anterioare se poate observa că impactul dintre o clădire de 6 nivele și una de 3 nivele constituie o situație foarte periculoasă. Acest caz a fost studiat pentru a determina influența mărimii rostului dintre construcții în concordanță cu o valoare sugerată pentru evitarea impactului:

$$\delta = \sqrt{d_1^2 + d_2^2} \quad (3.9)$$

unde d_1 și d_2 reprezintă deplasările orizontale maxime la nivelul de contact și δ este mărimea rostului dintre clădiri.

Deplasările orizontale trebuie determinate printr-un calcul dinamic neliniar postelastice, similar celui oferit de programul DRAIN2D.

Rezultatele studiului sunt prezentate în Figura 3.22 - deplasări orizontale maxime, Figura 3.23 - deplasări relative maxime de nivel, Figura 3.24 - ductilitatea maximă necesară pentru stâlpi și Figura 3.25 - ductilitatea maximă necesară pentru rigle. Valorile λ au fost calculate pentru fiecare nivel al structurii cu 6 nivele și pentru diferite mărimi ale rostului dintre construcții.

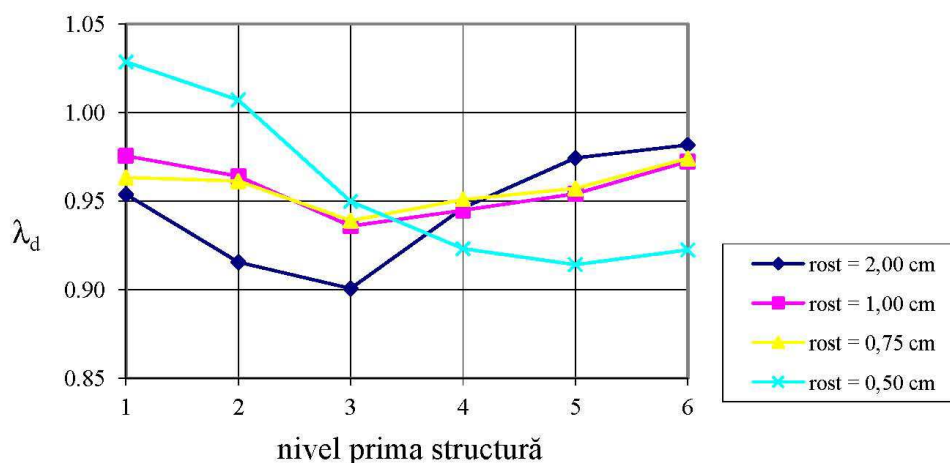


Figura 3.22. Valorile λ_d la fiecare nivel al structurii cu 6 nivele, la impact cu o structură de 3 nivele, funcție de mărimea rostului dintre construcții.

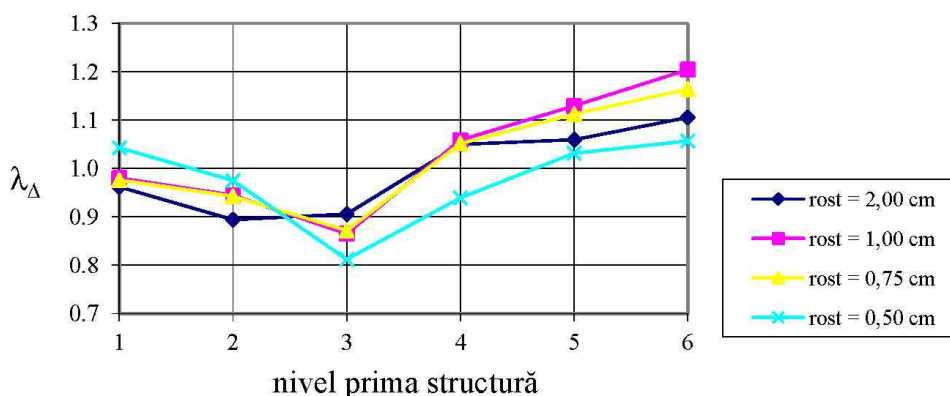


Figura 3.23. Valorile λ_A la fiecare nivel al structurii cu 6 nivele, la impact cu o structură de 3 nivele, funcție de mărimea rostului dintre construcții.

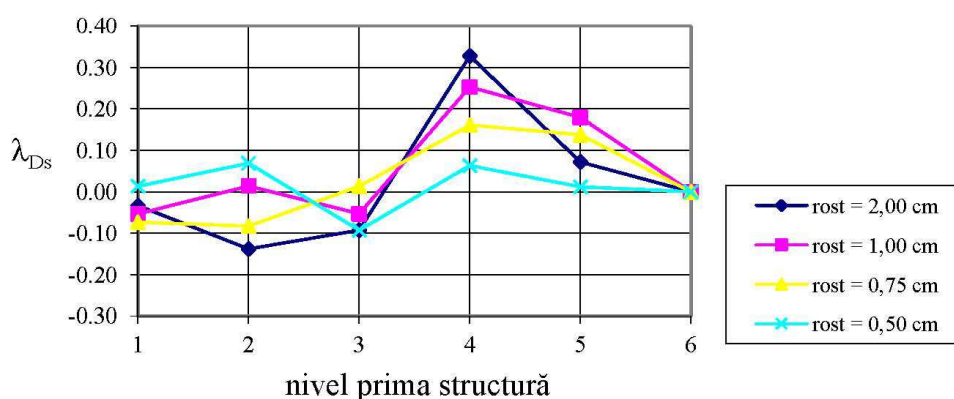


Figura 3.24. Valorile λ_{Ds} la fiecare nivel al structurii cu 6 nivele, la impact cu o structură de 3 nivele, funcție de mărimea rostului dintre construcții.

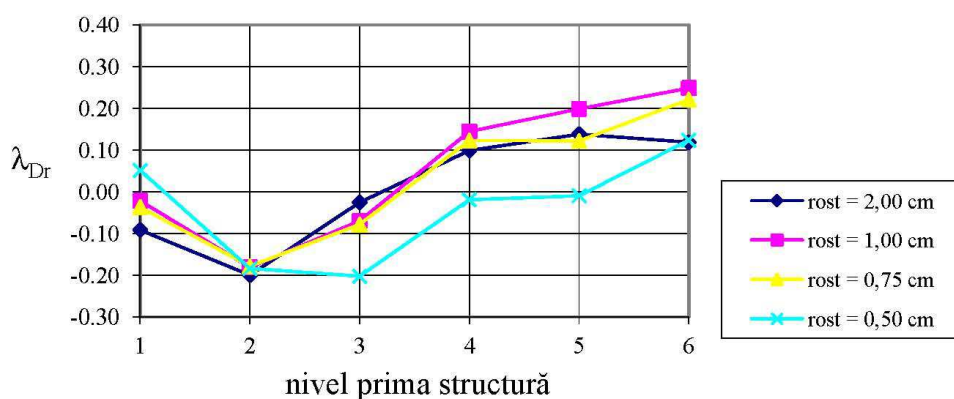


Figura 3.25. Valorile λ_{Dr} la fiecare nivel al structurii cu 6 nivele, la impact cu o structură de 3 nivele, funcție de mărimea rostului dintre construcții.

Se poate observa din nou, că deși valorile deplasărilor orizontale nu se modifică semnificativ, totuși diagramele privind deplasările relative maxime de nivel și ductilitatea maximă necesară scot în evidență faptul că o mărime intermediară a rostului dintre construcții de 1 - 2 cm este foarte periculoasă: λ_{Ds} și λ_{Dr} sunt foarte amplificate. Dacă mărimea rostului are o valoare sub 1 cm sau peste 2 cm efectele negative ale impactului se diminuează.

Efecte locale mai periculoase (λ_{Δ} , λ_{Ds} , λ_{Dr}) se observă începând cu nivelul 4 al structurii cu 6 nivele, deci deasupra zonei de contact - nivelul 3.

Așa cum se poate observa din Figura 3.24, comportarea stâlpilor la impact este foarte sensibilă la mărimea rostului dintre clădiri. Această problemă este ilustrată și în Figura 3.26 care prezintă, pentru stâlpii de la nivelul 4, deasupra zonei de contact, valorile λ_{Ds} funcție de mărimea rostului dintre construcții. Apare o tendință de reducere a efectelor periculoase ale coliziunii pentru rosturi mici, și o tendință de evitare a lor pentru rosturi mari. Cea mai problematică situație este cea a rosturilor dintre clădiri de valori intermediare.

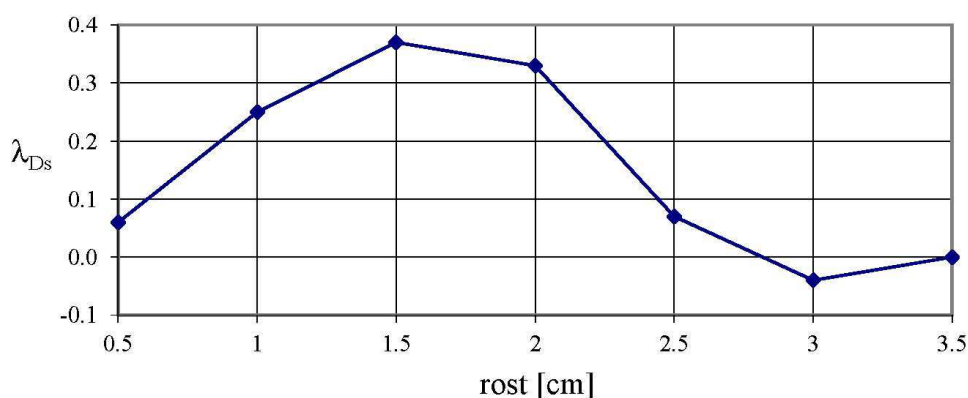


Figura 3.26. - Valorile λ_{DS} la nivelul 4 al structurii cu 6 nivele, la impact cu o structură de 3 nivele, funcție de mărimea rostului dintre construcții.

Cel mai periculos rost între construcții, în acest caz, are valoarea cuprinsă între 1 și 2 cm. Dacă rostul este mai mare de 2,5 cm aproximativ atunci cerințele de ductilitate sunt comparabile cu cele obținute din studiul structurii singulare. Se poate sugera, în acest caz, că valoarea de 2,5 cm este acceptabilă pentru mărimea rostului dintre construcții, chiar dacă este mai mică decât suma valorilor absolute ale deplasărilor orizontale maxime date de cele două clădiri adiacente.

În concluzie, situația aleasă pentru prezentele studii cu rost între construcții de 1 cm pare a fi într-adevăr apropiată de cea mai periculoasă situație posibilă.

3.4.2.3. Influența factorului de proiectare structurală q (EUROCODE 8) la coliziunea între o structură de 6 nivele și o structură de 3 nivele

Studiile privind importanța factorului q asupra proiectării structurale, în concordanță cu prevederile normelor EUROCODE 8, au fost realizate la impactul dintre două clădiri adiacente având 6 respectiv 3 nivele (Figura 3.6) cu un rost seismic de 1 cm.

Așa cum EUROCODE 8 - Part 1 - 3 [3.5] prevede referitor la capacitatea necesară de disipare a energiei, există 3 clase distincte de ductilitate pentru structurile de beton armat: **DS "L"** - ductilitate redusă, **DS "M"** - ductilitate moderată, **DS "H"** - ductilitate ridicată. Funcție de clasa de ductilitate adoptată pentru fiecare construcție rezultă: prevederi specifice de proiectare, dimensionare și alcătuire a riglelor, stâlpilor și nodurilor de cadre; direcționarea mecanismului de apariție a articulațiilor plastice; evitarea pe cât posibil a articulațiilor plastice în stâlpi prin mărirea eforturilor secționale de dimensionare; asigurarea ductilității locale; evitarea ruperii fragile la forțe tăietoare.

Corespunzător acestor clase de ductilitate, pentru structurile regulate precum cadrele din beton armat analizate, rezultă valorile factorului q ca fiind **2,5**, **3,75** și **5,0** respectiv.

Ambele clădiri, cu 6 și 3 nivele, s-au presupus a fi singulare, proiectate folosind diferiți factori q și supuse la accelerograme seismice. Stâlpii și riglele s-au armat respectând prevederile de armare minimă corespunzătoare zonelor seismice, prevederi care în cazul stâlpilor dau valori mari de armătură. Apoi s-a analizat comportarea structurală a construcției cu 6 nivele la impact.

Rezultatele analizei sunt prezentate în Figura 3.27 - deplasări orizontale maxime, Figura 3.28 - deplasări relative maxime de nivel, Figura 3.29 - ductilitatea maximă necesară pentru stâlpi și Figura 3.30 - ductilitatea maximă necesară pentru rigle. Valorile λ au fost calculate pentru fiecare nivel al clădirii cu 6 nivele și pentru diferite mărimi ale factorului q .

În privința comportării globale, se observă creșterea deplasărilor orizontale la ultimul nivel pentru valori ale factorului q de 3,75 și 5,0 (Figura 3.27). Deci, cu mărirea factorului q se va mări și deplasarea orizontală maximă la vârful clădirii. La nivelele inferioare deplasările orizontale scad.

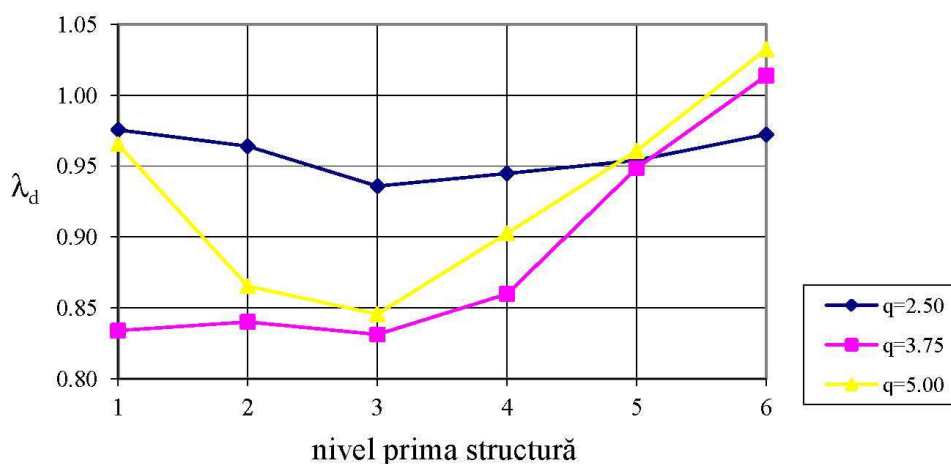


Figura 3.27. Valorile λ_d la fiecare nivel al structurii cu 6 nivele, la impact cu o structură având 3 nivele, funcție de mărimea factorului q .

Figurile 3.28, 3.29 și 3.30 ne arată pentru parametrii de comportare locală aceeași tendință ca în cazurile anterioare: o descreștere a valorilor λ , efecte pozitive ale coliziunii, sub zona de contact (nivelul 3); o creștere a valorilor λ , efecte negative ale coliziunii, deasupra zonei de contact.

În general, se poate observa că valorile λ_{Δ} , λ_{Ds} și λ_{Ds} cresc cu mărirea factorului q .

Diferențele între comportarea structurilor proiectate la diferiți factori q nu sunt foarte evidente în toate cazurile deoarece au fost luate în considerare condițiile minime de armare, care pentru clase de ductilitate superioare au condiționat soluția de armare.

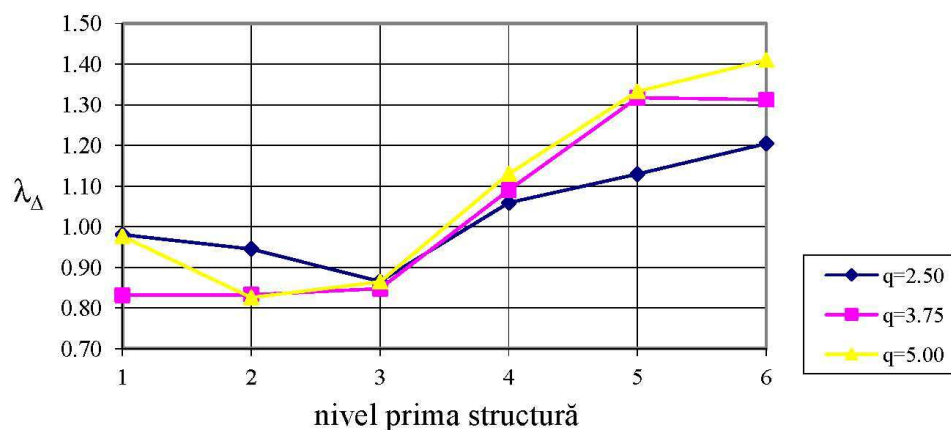


Figura 3.28. Valorile λ_{Δ} la fiecare nivel al structurii cu 6 nivele, la impact cu o structură având 3 nivele, funcție de mărimea factorului q .

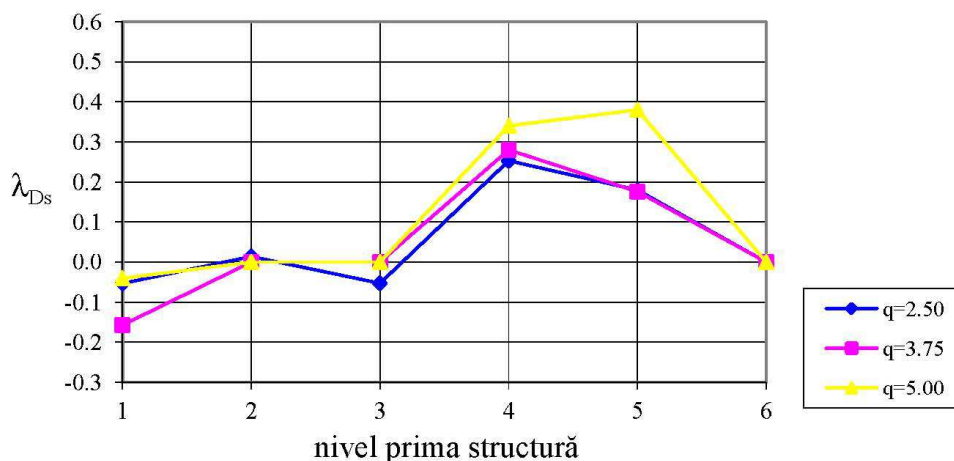


Figura 3.29. Valorile λ_{Ds} la fiecare nivel al structurii cu 6 nivele, la impact cu o structură având 3 nivele, funcție de mărimea factorului q .

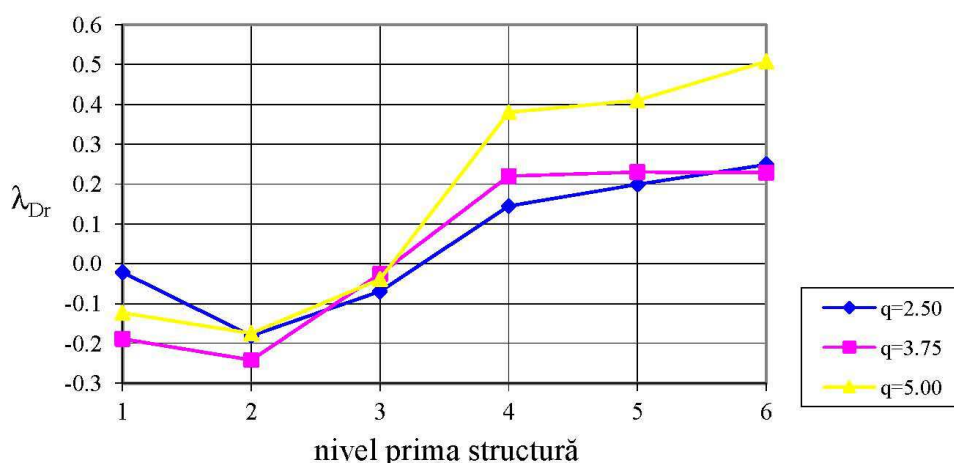


Figura 3.30. Valorile λ_{Dr} la fiecare nivel al structurii cu 6 nivele, la impact cu o structură având 3 nivele, funcție de mărimea factorului q .

3.4.3. Impact între mai multe tronsoane de construcții învecinate

Problema comportării clădirilor aflate într-un șir a fost de asemenea studiată, în cazul a 4 structuri situate în poziții relative diferite una față de cealaltă (Figura 3.7) și în cazul a 3 structuri (Figura 3.8). Situații de acest fel apar la construcțiile existente, vechi sau la realizarea unor noi clădiri atunci când trebuie adoptată cea mai bună soluție de situare a acestora.

3.4.3.1. Impact între 4 tronsoane de clădiri, având diferite poziții relative

Cele 4 tronsoane de clădiri s-au presupus a fi dispuse în moduri diferite (Figura 3.7 - cazul A, B și C) unul relativ la celălalt în scopul determinării celei mai periculoase și a celei mai bune soluții de așezare din punct de vedere al comportării structurale la impact între construcțiile adiacente.

Între clădiri s-a presupus că există un rost seismic de 0,25 cm, adică structuri foarte apropiate una de cealaltă.

Este cunoscut faptul că tronsoanele de construcții situate la extremitățile unui șir sunt solificate cel mai puternic datorită coliziunii.

Prin prezentul studiu s-a analizat comportarea tronsonului mai înalt, cu 6 nivele, amplasat diferit într-un șir de clădiri. Diagramele de variație a parametrilor studiați - λ - sunt prezentate pentru fiecare nivel al structurii și pentru diferite poziții relative ale tronsoanelor: cazul A1 și cazul A2 - două poziții diferite ale structurii cu 6 nivele în cazul A; cazul B - cea mai problematică poziționare a structurii cu 6 nivele (valori λ maxime); cazul C - cea mai favorabilă poziționare a structurii cu 6 nivele (valori λ minime).

Comportarea globală analizată prin variația deplasărilor orizontale maxime este prezentată în Figura 3.31.

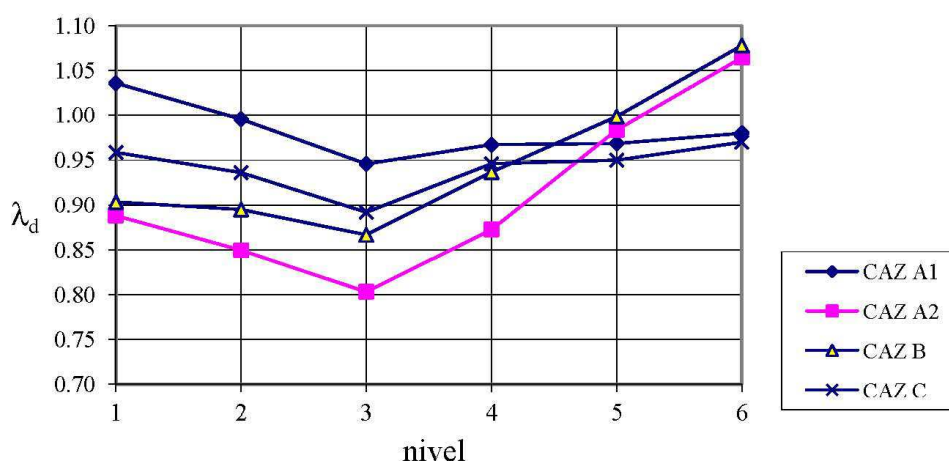


Figura 3.31. Valorile λ_d la fiecare nivel al structurii cu 6 nivele funcție de poziția sa într-un șir de 4 clădiri.

Se observă că deplasările la nivelele inferioare descresc ($\lambda_d < 1$) indiferent de poziția clădirii. Deplasările ultimului nivel cresc ($\lambda_d > 1$) în cazul A2 și B și descresc ($\lambda_d < 1$) în cazul A1 și C.

Rezultatele privind comportarea locală sunt prezentate în Figura 3.32 - deplasări relative maxime de nivel, Figura 3.33 - ductilitate maximă necesară pentru stâlpi și Figura 3.34 - ductilitate maximă necesară pentru rigle.

Așa cum Figura 3.32 arată, deasupra zonei de contact (nivelul 3) cu tronsonul având 3 nivele, deplasarea relativă de nivel crește la impact în toate cazurile studiate. Cele mai mari valori λ_Δ apar în cazul B și A2. În cazul C valorile λ_Δ sunt apropiate de valoarea 1.

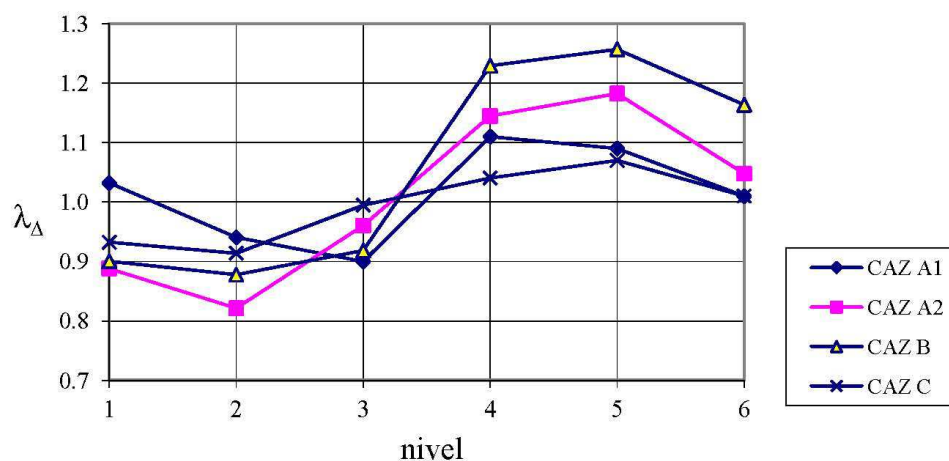


Figura 3.32. Valorile λ_Δ la fiecare nivel al structurii cu 6 nivele funcție de poziția sa într-un șir de 4 clădiri.

Figura 3.33 arată că creșterea ductilității maxime necesară pentru stâlpi ($\lambda_{Ds} > 1$) este foarte mare la nivelul 3, chiar sub zona de contact, și la nivelul 4, chiar deasupra zonei de contact cu tronsonul de 3 nivele. Această creștere este până la valori de **+64%** (cazul A2) din ductilitatea necesară inițial. Valori mai mici ale lui λ_{Ds} apar în cazul C.

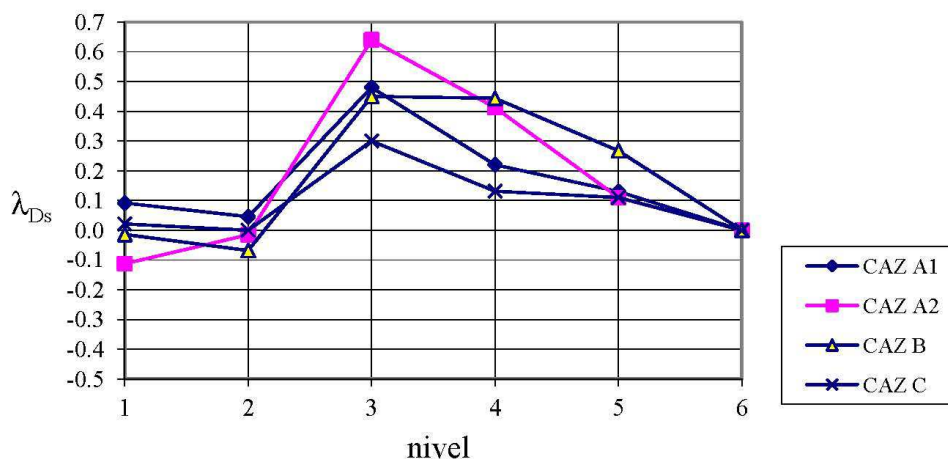


Figura 3.33. Valorile λ_{Ds} la fiecare nivel al structurii cu 6 nivele funcție de poziția sa într-un șir de 4 clădiri.

În privința ductilității maxime necesară pentru rigle (Figura 3.34), aceeași tendință ca la stâlpi se poate observa: $\lambda_{Dr} > 1$ începând cu nivelul 3 în toate cazurile studiate: valori mai mici λ_{Dr} se obțin în cazul C.

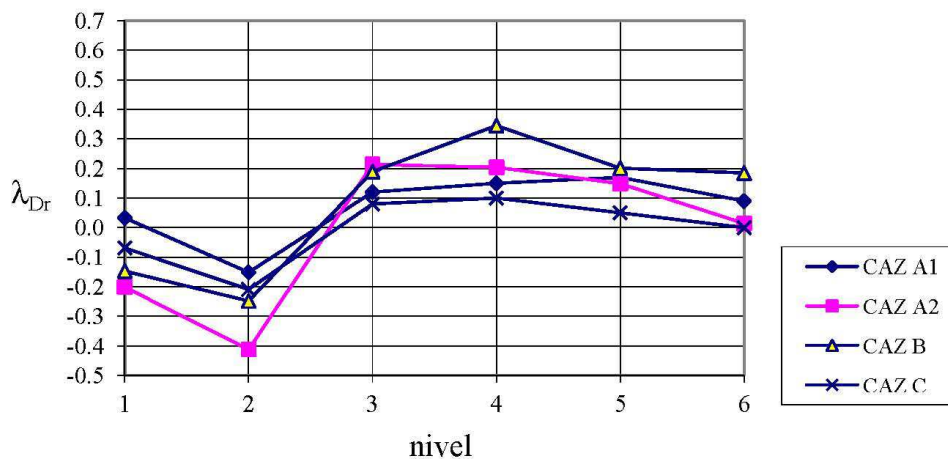


Figura 3.34. Valorile λ_{Dr} la fiecare nivel al structurii cu 6 nivele funcție de poziția sa într-un șir de 4 clădiri.

Deci, în această situație a existenței mai multor tronsoane de clădiri într-un șir, poziția lor are o influență importantă asupra comportării structurale la posibila coliziune dintre ele.

Cea mai defavorabilă poziționare a celor 4 tronsoane este în cazul A2 și B, fapt scos în evidență de variația deplasărilor orizontale globale (Figura 3.31). Această tendință generală este susținută și de modul de variație a parametrilor de comportare locală (deplasări relative de nivel - Figura 3.32, ductilitate maximă necesară pentru stâlpi - Figura 3.33, și respectiv rigle - Figura 3.34): λ la nivelele superioare crește la valori mai mari în cazul A și B decât în cazul C.

Astfel, modul de amplasare al clădirii cu 6 nivele analizată este cel mai puțin periculos în cazul C. Se poate concluziona că cea mai bună soluție de poziționare a celor 4 tronsoane studiate este cu structura de 6 nivele la interiorul șirului, cazul C - Figura 3.7.

3.4.3.2. Impact între 3 tronsoane de clădiri cu înălțimi diferite

Ultimul exemplu analizat a fost un șir de 3 clădiri de înălțimi diferite (Figura 3.8). În acest caz, s-a studiat comportarea structurii cu 4 nivele situată între o structură mai înaltă, de 6 nivele, și o structură mai joasă, de 2 nivele.

Figura 3.35 prezintă variația ductilității maxime necesare pentru stâlpi, caracteristică strâns legată de deplasarea relativă maximă de nivel și de ductilitatea maximă necesară pentru rigle. Rezultatele sunt prezentate la nivelele superioare (3 și 4), deasupra zonei de contact cu tronsonul de 2 nivele, funcție de mărimi diferite ale rostului dintre construcții.

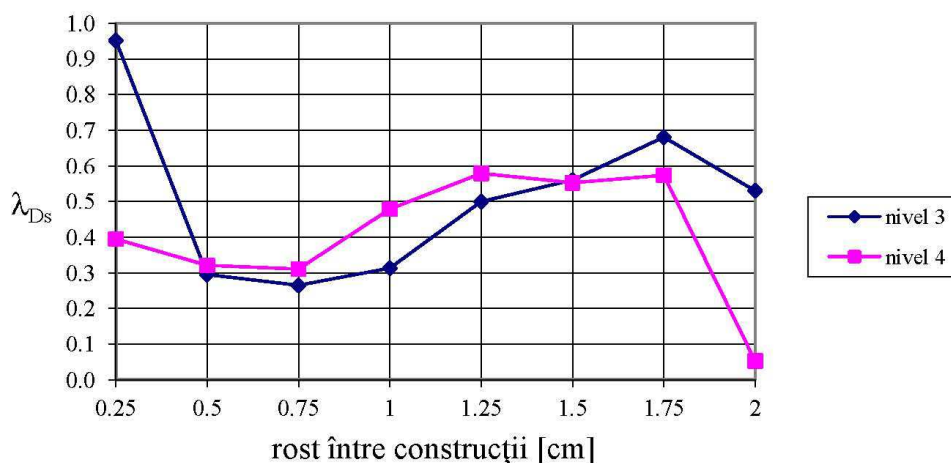


Figura 3.35. Valorile λ_{Ds} la nivelele 3 și 4 ale structurii cu 4 nivele, impact între 3 clădiri dintr-un șir, funcție de mărimea rostului dintre clădiri.

La nivelele inferioare valorile λ_{Ds} nu au fost prezentate, fiind mai mici decât 1, ceea ce înseamnă că tronsonul de 4 nivele este susținut de tronsonul de 2 nivele.

Așa cum se poate observa din Figura 3.35, situația unui șir de clădiri de înălțimi diferite este foarte periculoasă pentru structura situată la mijlocul șirului. Creșterea ductilității maxime necesare la anumite nivele este de până la **60 - 70 %**. În cazurile speciale când rostul dintre structuri are valori foarte mici (0,25 cm) această creștere la nivelul 3 (chiar deasupra zonei de contact cu tronsonul de 2 nivele) este de **95 %**. Aceste valori foarte mari scot în evidență cazul studiat ca deosebit de periculos.

3.5. Concluzii

Impactul dintre construcțiile adiacente poate fi corect abordat așa cum s-a prezentat în lucrare, printr-un calcul dinamic neliniar la acțiuni seismice reprezentate prin accelerograme naturale sau generate artificial, luând în considerare comportarea elasto-plastică a materialelor (beton armat). Vizualizarea grafică în timp real a răspunsului structural a arătat o simulare realistă a efectelor impactului asupra structurii.

Această metodologie de studiu poate fi folositoare când nu este posibilă evitarea fenomenului de coliziune, pentru o mai bună proiectare și evaluare a efectelor rezultante.

Pentru clădirile existente, vechi, care pot fi afectate din impact, se pot astfel oferi soluții de mărire a capacității portante prin reparare sau consolidare.

În studiile de coliziune dintre structuri învecinate cel mai important factor este comportarea dinamică, de fapt diferențele dintre frecvențele naturale proprii clădirilor adiacente.

Una dintre cele mai periculoase situații de impact dintre două clădiri apare când raportul dintre frecvențele naturale de vibrație are o valoare apropiată de 2. În acest caz, în timp ce una dintre structuri efectuează o jumătate de ciclu de vibrație, cealaltă structură efectuează un ciclu întreg. Deplasarea orizontală a structurilor este în sensuri opuse, una spre cealaltă, rezultând o coliziune cu efecte distrugătoare puternice.

În cazul impactului cu o clădire având frecvențe naturale de vibrație superioare, efectele sunt favorabile pentru structura cu frecvențe naturale de vibrație inferioare care este susținută de către prima. Ciocnirile dintre cele două construcții au loc mai frecvent, fără efecte distrugătoare.

Dacă coliziunea are loc între clădiri de înălțimi diferite, cea mai mică dintre ele va fi, în mod normal, avariata. Totuși și structura mai înaltă este deteriorată local, în special la nivelul de contact cu structura mai joasă. Studiile prezente au scos în evidență faptul că deasupra zonei de contact apare o creștere importantă a deplasărilor relative de nivel, și în consecință a ductilității maxime necesare pentru stâlpi și rigle. În aceste zone trebuie prevăzută o armare specială la structurile noi proiectate, sau mărirea capacității portante în cazul structurilor vechi.

Sub nivelul de contact se pot observa efecte pozitive.

Deplasările orizontale la ultimul nivel al construcției mai înalte rămân nemodificate în urma impactului. Pentru a compensa reducerea deplasărilor de la nivelele inferioare, susținute de structura mai joasă, are loc o creștere importantă a deplasărilor relative la nivelele superioare și în consecință o creștere a ductilității necesare pentru stâlpi și rigle - efecte locale defavorabile.

Cazurile de coliziune a unor tronsoane de construcții separate de rosturi necorespunzătoare au impus atenției, în special pentru acțiuni seismice caracterizate prin perioade predominante lungi, necesitatea unei concepții de ansamblu corespunzătoare, privind atât regulile de dispunere a rosturilor, cât și condițiile de dimensionare a lor. Corecta rezolvare a acestei probleme este condiționată în primul rând de evaluarea corespunzătoare a deplasărilor reale, asupra căreia s-a atras atenția anterior.

Deci, cel mai important parametru în prevenirea efectelor negative ale impactului este mărirea rostului dintre clădirile adiacente. Pentru evaluarea acestei mărimi trebuie efectuată o analiză dinamică neliniară prin care să rezulte deplasările orizontale maxime postelastice.

Prezentul studiu conduce la concluzia că rostul seismic trebuie să fie mai mare sau egal ca media pătratică a deplasărilor orizontale maxime ale celor două structuri adiacente și nu este necesar să fie mai mare decât suma acestora.

Dacă rosturile dintre construcții au valori inferioare celor prescrise pentru evitarea coliziunii dintre tronsoanele de clădiri învecinate, trebuie determinate printr-un calcul dinamic, similar celui prezentat în lucrare, forțele de impact și efectul structural al lor. Aceste aspecte trebuie luate în considerare la proiectarea structurilor.

Un alt parametru important este factorul de proiectare q care ține cont de ductilitatea structurii conform EUROCODE 8. Dacă cerințele de ductilitate ale structurii sunt ridicate, cazul unui factor q superior, rezultă o creștere a sensibilității structurale datorită procentelor scăzute de armare ale stâlpilor și riglelor și deci efecte mai periculoase la impactul cu construcții învecinate.

O situație destul de frecventă în marile orașe este cea a tronsoanelor de clădiri situate într-un șir. Din punct de vedere al coliziunii dintre construcții aceasta este o amplasare foarte periculoasă. Structurile cele mai afectate în acest caz sunt cele poziționate la exteriorul șirului.

Când este posibilă apariția impactului între mai multe clădiri situate într-un șir, cea mai bună soluție de amplasare a lor este cea cu structurile cele mai înalte la interiorul șirului. Astfel, ele se vor susține una pe cealaltă diminuându-se efectele impactului. Alte soluții de poziționare - cele mai înalte tronsoane la capete sau alternate cu tronsoane mai joase - sunt mai periculoase.

Privitor la aceeași problemă a construcțiilor situate într-un șir, în cazul a 3 tronsoane de înălțimi diferite, structura din mijloc, situată între un tronson mai înalt și unul mai jos, va fi foarte afectată din impact.

Pe de-o parte, nivelele inferioare ale structurii interioare sunt susținute de tronsonul mai jos iar la nivelele superioare apar efecte negative datorită coliziunii. Pe de altă parte, impactul cu tronsonul mai înalt amplifică aceste efecte negative, ceea ce poate duce la colapsul structurii.

Aceste considerente explică o serie de probleme ce au apărut la cutremurul din Vrancea 1977. Astfel, existența unor construcții învecinate a avut drept urmare influențe reciproce importante, defavorabile, sau favorabile, după caz. Aceasta a depins de un ansamblu de factori, ca distanța dintre construcții, diferența dintre caracteristicile dinamice, înălțimile de etaj, etc. În cazurile în care au existat construcții apropiate cu caracteristici dinamice sensibil diferite, separate prin rosturi reduse, s-au înregistrat coliziuni intense, care au condus la avarieri locale importante ale stâlpilor, în special în cazurile când nodurile stâlpilor nu se situează la același nivel.

În cazurile când construcțiile învecinate erau de înălțimi apropiate, iar rosturile erau practic inexistente, construcțiile au fost obligate de regulă să oscileze solidar. Această situație a putut să vină în avantajul construcțiilor mai slabe, care au urmărit construcțiile învecinate, mai rezistente. În astfel de situații, construcțiile sau tronsoanele de capăt, neobligate să oscileze solidar și, de regulă, mai defavorabil solicitate, au fost avariate mai puternic.

Pentru soluționarea problemei coliziunii dintre construcții învecinate, prezentele studii ar trebui completate cu cercetări privind impactul dintre clădiri multietajate având înălțimi de nivel diferite, situație extrem de periculoasă așa cum s-a observat și din efectele distrugătoare ale evenimentelor seismice trecute.