

FACULTATEA DE CONSTRUCȚII
DEPARTAMENTUL DE CONSTRUCȚII METALICE ȘI MECANICA CONSTRUCȚIILOR
Str. Ioan Curea nr.1, 300224, Timișoara, ROMÂNIA
tel. 0256/403911; fax 0256/403917

Titlu proiect: Concepția structurală și proiectarea pe baza controlului mecanismului de cedare a structurilor multietajate supuse la acțiuni accidentale (CODEC)

Nr. contract: PN II nr. PCCA 55/2012

Raport etapa V/finala 2016

Denumire etapa:

Etapa IV: Studii de caz, prevederi de calcul și recomandări de alcătuire:

- Activitatea V.1: Proiectarea structurilor în cadre pe baza controlului mecanismului de cedare
- Activitatea V.2: Cerințe minime referitoare la conformarea și detalierea structurilor în cadre pentru creșterea rezistenței la colaps progresiv
- Activitatea V.3: Studii de caz privind aplicarea metodologiei de calcul la robustețe la proiectarea structurilor noi și la verificarea celor existente -partea 2
- Activitatea V.4: Organizare sesiune specială pe tema proiectului PCCA 55/2012 în cadrul celei de-a XXII-a conferințe The International Colloquia on Stability and Ductility of Steel Structures (SDSS), Timișoara, 2016

Timisoara, decembrie 2016

Cuprins:

1. Rezumatul etapei	3
2. Activitatea V.1: Proiectarea structurilor în cadre pe baza controlului mecanismului de cedare	3
2.1. Parametri de modelare și criterii de acceptare pentru elemente și îmbinări	4
2.2. Factori care afectează capacitatea ultimă în domeniul deformațiilor mari a elementelor și îmbinărilor	5
2.3. Evaluarea răspunsului dinamic al structurilor în cazul unor solicitări extreme cauzate de explozii	5
2.3.1. Răspunsul structurii la acțiunea directă a exploziei	6
2.3.2. Amplificarea dinamică cauzată de pierderea unui element principal de rezistență	6
3. Activitatea V.2: Cerințe minime referitoare la conformarea și detalierea structurilor în cadre pentru creșterea rezistenței la colaps progresiv	7
4. Activitatea V.3: Studii de caz privind aplicarea metodologiei de calcul la robustețe la proiectarea structurilor noi și la verificarea celor existente -partea 2	8
5. Activitatea V.4: Organizare sesiune specială pe tema proiectului PCCA 55/2012 în cadrul celei de-a XXII-a conferințe The International Colloquia on Stability and Ductility of Steel Structures (SDSS), Timișoara, 2016	15
6. Rezultate obținute în cursul anului 2016, modul de diseminare a rezultatelor	17
7. Bibliografie	20

1. Rezumatul etapei

Etapa V/2016 a cuprins patru activități. Activitatea 1 a cuprins elaborarea unor prevederi referitoare la metodologia de proiectare a structurilor în cadre pe baza controlului mecanismului de cedare. În raport sunt prezentate contribuțiile realizate în cadrul proiectului la dezvoltarea acestei metodologii, în special în conținutul metodelor de analiza, a parametrilor de modelare și a criteriilor de acceptare pentru elemente și îmbinări.

Activitatea 2 a cuprins elaborarea unor cerințe minime referitoare la conformarea și detalierea structurilor în cadre pentru a limita avariile și a preveni colapsul progresiv în cazul unor acțiuni extreme. Aceste cerințe minime sunt deosebit de importante în special la proiectarea clădirilor de importanță normală, la care nu sunt necesare investigații directe asupra robusteții. Au implicații și asupra clădirilor cu nivel de importanță ridicat, la care adoptarea acestor cerințe minime încă din faza de concepție și conformare conduce la intervenții reduse în structura în faza de verificare la situația accidentală de proiectare.

Activitatea 3 a avut ca obiectiv realizarea unor studii de caz pe mai multe tipuri de structuri în cadre, supuse la diverse scenarii de cedare. Structurile au fost proiectate folosind reglementările în vigoare, pentru acțiuni din situația permanentă și seismică de proiectare, fără însă să se considere și situația accidentală de proiectare. Clădirile sunt reprezentative pentru sistemele folosite în practica actuală. Pentru verificarea robusteții structurilor – situația de proiectare accidentală, a fost folosită metoda cailor alternative de transfer, utilizând analize dinamice neliniare. Modelele folosite au fost inițial validate pe baza rezultatelor experimentale obținute în etapele anterioare ale proiectului. Rezultatele au permis aplicarea rezultatelor obținute în proiect la verificarea integrității structurii în cazuri extreme de solicitare și au arătat importanța tipului de îmbinare asupra capacității ultime.

Activitatea 4 se referă la activitățile de diseminare a rezultatelor proiectului în cadrul unei sesiuni speciale ținute în cadrul Colocviului Internațional de Stabilitate și Ductilitate a Structurilor din Oțel SDSS, desfășurat la Timișoara în luna mai 2016. Această serie de manifestări a început în anul 1972, când la Paris s-a desfășurat primul colocviu de stabilitate, urmat printre altele de cel de la Lisabona, 2006 și Rio de Janeiro, 2010. La manifestarea științifică din 2016 au contribuit 270 de autori din 26 de țări de pe 5 continente, fiind prezentate un număr de 115 lucrări științifice. Cele șase lucrări realizate în cadrul proiectului CODEC au fost prezentate în cadrul Sesiunii nr. 6: Robustness.

2. Activitatea V.1: Proiectarea structurilor în cadre pe baza controlului mecanismului de cedare

Structurile pentru clădiri sau alte obiective civile și industriale trebuie proiectate și executate astfel încât să reziste la toate acțiunile care pot să apară pe durata lor de viață. Pentru clădiri (sau alte obiective) de importanță normală, acțiunile luate în considerare se limitează de regulă la cele din situația permanentă și cea tranzitorie de proiectare. Pentru zone seismice, este necesară luarea în considerare a situației seismice de proiectare. Având în vedere probabilitatea lor redusă de apariție, situațiile accidentale de proiectare (generate de acțiunile accidentale, de exemplu impact, explozie) nu sunt în general luate în considerare în proiectare decât în cazuri excepționale. Pentru clădirile importante însă, chiar în condițiile unor probabilități reduse de producere, efectele acțiunilor accidentale trebuie luate în considerare, cerința principală fiind limitarea avariilor și prevenirea colapsului progresiv. Colapsul progresiv este un eveniment destul de rar și presupune prezenta unei acțiuni accidentale capabile să producă avarii locale semnificative (asupra elementelor principale ale structurii de rezistență) suprapuse peste vulnerabilități ale sistemului structural, cum ar fi lipsa continuității între elemente, ductilitate sau redundanță necorespunzătoare, care nu are capacitatea de a reține integritatea sistemului și permite propagarea avariilor până la cedări extinse sau complete ale structurii. Proiectarea directă a structurii la acțiuni de tip impact sau explozie permite identificarea și întărirea elementelor cheie direct afectate, reducând astfel nivelul și probabilitatea producerii unor avarii. Cu toate acestea, chiar dacă o structură este proiectată să reziste unei acțiuni accidentale de o anumită intensitate, este necesară și verificarea prin calcul a riscului de producere a colapsului progresiv, deoarece intensitatea (și implicit posibilele efecte) unui astfel de eveniment nu poate fi controlată și limitată în întregime. Evaluarea rezistenței la colaps progresiv se poate face prin trei metode principale și anume: Metoda Forțelor de Legătură (Tie Forces TF), Metoda Rezistenței Locale Îmbunătățite (Enhanced Local Resistance ELR) și Metoda Cailor Alternative (Alternate Path AP). Folosirea primei metode este limitată la clădiri de importanță normală, în timp ce celelalte două se pot folosi, singure sau împreună, la clădiri de importanță ridicată. Controlul mecanismului de cedare prin combinarea celor două metode (ELR și AP) permite obținerea unor performanțe ridicate cu intervenții structurale minime:

- folosirea capacității reziduale a unor elemente cheie, care poate fi îmbunătățită și luată în considerare în analiza fără scoaterea completă din structură. Un astfel de exemplu este deteriorarea parțială a stâlpilor sub acțiunea unei explozii, a unui impact sau temperatură ridicată (incendiu).
- utilizarea/ajustarea capacității elementelor în funcție de cerințele rezultate din calcul. Un astfel de exemplu este creșterea capacității

de deformare a grinzilor de la stadiul de încovoiere la stadiul catenar sau utilizarea unor sisteme de planșeu în conlucrare cu grinzile. În continuare se prezintă principalele contribuții aduse în cadrul proiectului la dezvoltarea metodologiei de calcul pe baza controlului mecanismului de cedare.

2.1. Parametri de modelare și criterii de acceptare pentru elemente și îmbinări

Parametrii de modelare și criteriile de acceptare pentru elemente și îmbinări trebuie să fie definite în funcție de metoda de analiză (statică, dinamică, liniară, neliniară) și de tipul de răspuns (liniar, neliniar, elastic, inelastic). În cazul utilizării metodelor neliniare (statice, dinamice), acești parametri trebuie să țină seama de particularitățile modului în care sunt solicate elemente (comportare neliniară, deformare plastică, degradare, ecruisare, efecte dinamice asupra materialului). Astfel, pentru analiza de tip stâlp lipsă, fenomenul se produce aproape instantaneu (sub efectul unei explozii de exemplu, se poate considera că elementul este eliminat instantaneu) și expune structura unor efecte dinamice. De asemenea, elementele și îmbinările suferă o jumătate de ciclu de încărcare, de cele mai multe ori în prezența unor forțe axiale semnificative, cauzate de deformațiile mari și de răspunsul catenar. În aceste condiții, folosirea unor valori bazate pe procedurile de proiectare și modelare antiseismice (solicitare ciclică, viteză redusă) conduc la rezultate diferite, în special în ceea ce privește capacitatea de deformare. În cazul efectelor directe ale unei explozii pe de altă parte, acțiunea este de tip soc, ceea ce conduce la modificări substanțiale ale caracteristicilor mecanice ale materialului, în condițiile unor modificări reduse ale capacității de deformare raportată la cea în condiții statice de solicitare.

Tabelul 1 prezintă parametrii principali de rezistență și deformare ai îmbinărilor grindă – stâlp obținuți experimental și validați numeric în cadrul proiectului. Cele patru tipuri de îmbinări studiate, folosite curent în practică, prezintă două tipuri distincte de răspuns și anume:

- Stadiul de încovoiere F: în acest stadiu eforturile sunt preponderent de încovoiere, cu sau fără forțe axiale (compresiune, întindere). Toate cele patru îmbinări studiate prezintă valori apropiate ale rotirii plastice pentru acest stadiu.
- Stadiul de încovoiere cu forță axială F+T: în acest stadiu eforturile de încovoiere scad și se dezvoltă forțe axiale de întindere. Cedarea finală se produce sub efectul combinat încovoiere – întindere. Dintre cele patru îmbinări studiate, doar trei au dezvoltat forțe catenare importante, în timp ce îmbinarea cu șuruburi EP a cedat direct efectul eforturilor de încovoiere.

Utilizarea în calcul a unui criteriu bazat pe capacitatea parțială F poate fi deci făcută pentru toate cele patru tipuri de îmbinări, fără verificări suplimentare asupra capacității elementelor adiacente de a prelua forțele axiale suplimentare apărute. În cazul folosirii capacității F+T, este necesară verificarea capacității elementelor adiacente (stâlpi) de a prelua forțele axiale apărute.

Spre deosebire de modelul folosit pentru articulațiile plastice în cazul calculului seismic, în cazul analizei de tip „stâlp lipsă” valoarea deformației plastice produse după atingerea capacității maxime nu poate fi considerată în calcul în mod direct deoarece încărcarea gravitațională aferentă zonei afectate de pierderea unui stâlp nu se reduce pe durata evenimentului.

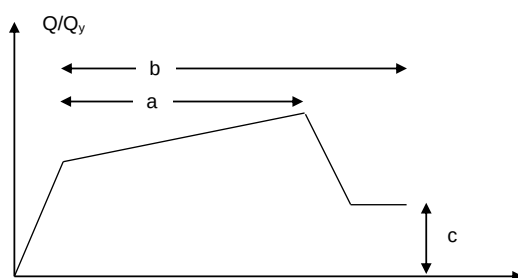


Fig. 1 Modelarea articulației generalizate forța - deformație

Tabelul 1: Proprietățile îmbinărilor grindă-stâlp

Tip îmbinare	Rotire plastică		Capacitate reziduală	Criteriu de acceptare	
	a	b		F	F+C
CWP	$13.8\theta_y$	-	-	$5\theta_y$	$13\theta_y$
EPH	$11.2\theta_y$	-	-	$5\theta_y$	$11\theta_y$
RBS	$13.5\theta_y$	-	-	$5\theta_y$	$13\theta_y$
EP	$4.2\theta_y$	-	-	$4\theta_y$	-

2.2. Factori care afectează capacitatea ultima a elementelor și îmbinărilor în domeniul deformațiilor mari

Capacitatea ultimă de rezistență și deformare poate fi influențată de mai mulți parametri, printre care înălțimea secțiunii grinzilor, deschiderea acestora sau distribuția încărcărilor gravitaționale pe grinzi. Pentru a se evalua influența acestor parametri, au fost validate modele numerice și au fost realizate studii parametrice. În continuare se prezintă influența raportului L/h , unde L este deschiderea grinzii iar h este înălțimea secțiunii grinzii, asupra capacității de deformare ultimă a grinzilor, pentru cele patru tipuri de îmbinări studiate. Tabelul 2 prezintă valorile rapoartelor L/h pentru diferite secțiuni și lungimi de grinda. În cazul încercărilor experimentale desfășurate în cadrul proiectului, valoarea raportului a fost de 12.45 ($L = 3.0\text{m}$, $h=220\text{mm}$). Se poate observa din Fig. 2 că pentru lungimi de grinda între 3.0 m și 16.0 m, dacă se utilizează secțiuni de diferite înălțimi, astfel ca raportul L/h să varieze între 10 și 20, capacitatea ultimă de deformare nu se modifică semnificativ.

Tabelul 2: Valorile rapoartelor L/h folosite în studiu

Lungime [m]	3	5	6.5	8	9.5	11.5	14	16
Secțiune grinda								
IPE450, $h=450\text{ mm}$		10.11	13.44	16.78	20.11			
IPE550, $h=550\text{ mm}$			10.82	13.55	16.27	19.91		
IPE750, $h=750\text{ mm}$				9.10		13.59	16.79	19.36
Experimental								
IPE220	12.45							

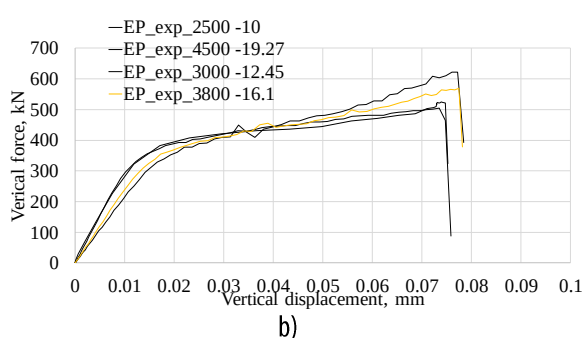
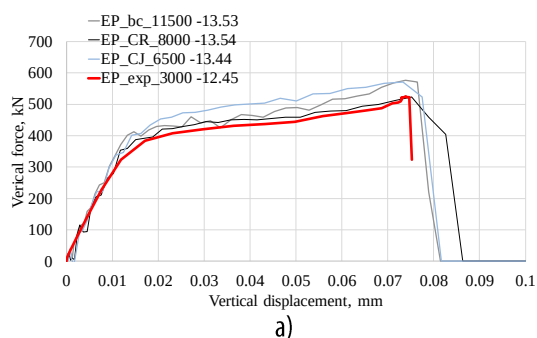


Fig. 2 Curbele forța verticală – deplasare verticală pentru diferite rapoarte L/h , îmbinare EP: a) valori raportate la cele experimentale; b) valori pentru rapoarte L/h între 10 și 20

2.3. Evaluarea răspunsului dinamic al structurilor în cazul unor solicitări extreme cauzate de explozii

Răspunsul dinamic al unei structuri în cazul producerii unor acțiuni dinamice de tip explozie are două componente principale. Prima este cea a răspunsului structurii la acțiunea directă a exploziei. Cea de-a doua se referă la răspunsul structurii în urma cedării elementelor direct afectate de explozie sau a avarierii lor parțiale. În primul caz, unda de presiune eliberată în urma exploziei are o viteză mare de propagare, mergând de la circa 100 m/s pentru exploziile de gaz (deflagrație) până la circa 2000 m/s în cazul detonațiilor. Intensitatea presiunii variază și ea de la sub 1 bar (în cazul deflagrației) și poate ajunge la peste 20 sau chiar 30 de bari, în cazul detonației unor materiale explozive de mare putere. Aceste acțiuni conduc la efecte dinamice importante și produc schimbări ale caracteristicilor mecanice ale materialelor (otel, beton). În cel de-al doilea caz, în urma cedării unui element (totală sau parțială), încărcările gravitaționale sunt amplificate, amplitudinea depinzând în primul rând de nivelul deformației plastice din elemente. Efectele dinamice sunt mai reduse și în multe situații se pot neglija efectele asupra caracteristicilor mecanice ale materialelor. Studiile efectuate în cadrul proiectului au vizat ambele probleme, obținând-se rezultate experimentale și modele numerice de referință.

2.3.1. Răspunsul structurii la acțiunea directă a exploziei.

În acest prim caz, s-a reușit obținerea unor modele numerice pentru explozii cauzate de explozivi de mare putere produse la mică distanță de structura, modele validate pe baza de încercări experimentale. Aceste rezultate sunt cu atât mai importante cu cât, pe plan mondial, există puține rezultate similare de referință. Validările au fost folosite la programul de simulări numerice și la studiile de caz dezvoltate în cadrul activității V.3.

Deformația specifică:

$$\epsilon(t) = (L(t) - L_0) / L_0$$

în care:

L_0 este lungimea inițială, $L(t)$ este lungimea totală la timpul t .

Viteza de deformare este dată de relația:

$$\dot{\epsilon}(t) = (d\epsilon) / (dt) = d / dt ((L(t) - L_0) / L_0) = 1 / L_0 \cdot dL / dt(t) = (v(t)) / L_0$$

în care:

$v(t)$ este viteza de deformare

Fig. 3 prezintă variația în timp a vitezei de deformare pentru un element T-stub solicitat cu viteze diferite și anume $v = 11.4 \text{ mm/sec}$ și $v = 200 \text{ mm/sec}$. Se poate observa că viteza de deformare ajunge la valori ce depășesc 60 sec^{-1} .

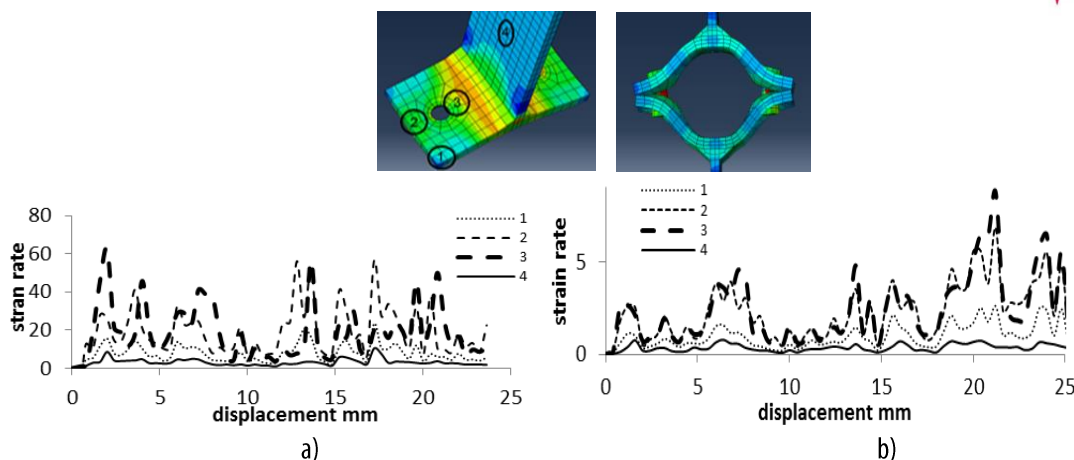
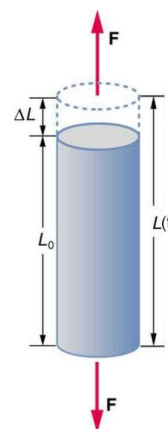
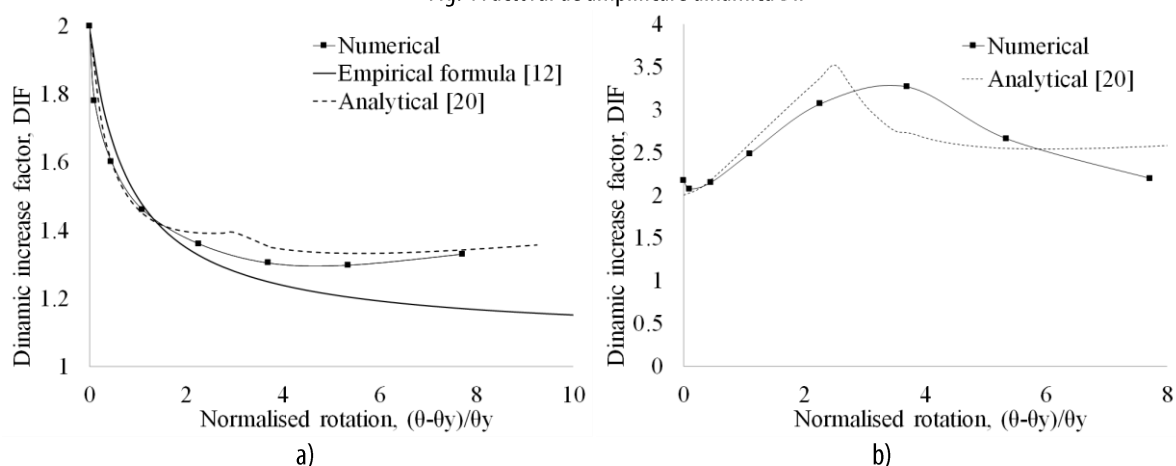
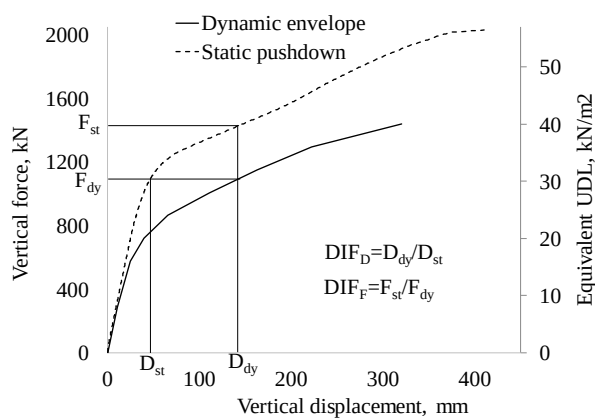


Fig. 3 Variația în timp a vitezei de deformare: a) $v = 11.4 \text{ mm/sec}$; b) $v = 200 \text{ mm/sec}$

2.3.2. Amplificarea dinamică cauzată de pierderea unui element principal de rezistență

În cel de-al doilea caz, pierderea parțială sau totală a unui element de rezistență principal (stâlp) conduce la efecte dinamice importante (amplificarea răspunsului comparativ cu cel sub acțiuni statice). În analiza la scenariu de tip stâlp lipsă, aceste efecte dinamice sunt luate în considerare prin intermediul unui factor de amplificare dinamică DIF, care se regăsește în ghidurile de calcul sub formă analitică sau se poate folosi o valoare acoperitoare maximă egală cu 2. Cercetările desfășurate în cadrul proiectului au arătat însă că pentru valori mari ale deformațiilor plastice, valoarea DIF poate fi subevaluată, conducând la rezultate eronate. Deoarece DIF se poate calcula folosind forte sau deplasări, au fost obținute rezultate importante asupra factorului de amplificare dinamică obținut pe baza deplasărilor în regim static și respectiv dinamic. De remarcat că acest factor bazat pe deplasări nu este încă reglementat în normativele sau ghidurile actuale.



3. Activitatea V.2: Cerințe minime referitoare la conformarea și detalierea structurilor în cadre pentru creșterea rezistenței la colaps progresiv

Studiile efectuate în cadrul proiectului au arătat că structurile pentru clădiri care folosesc configurații corespunzătoare prezintă rezistențe ridicate la colaps progresiv. Aceste caracteristici ridicate provin din folosirea unor îmbinări cu anumite capacități minime, continuitate și legături minime între elemente, sisteme pe două direcții, conlucrare între grinzi și planșeu, detaliere corespunzătoare. Respectarea acestor recomandări, considerate minime, conduce la comportare corespunzătoare fără să aducă creșteri semnificative ale costurilor sau ale condițiilor tehnice de execuție și montaj.

Se prezintă în continuare pe tipuri de elemente și categorii de măsuri câteva cerințe minime pentru creșterea rezistenței la colaps progresiv a structurilor în cadre pentru clădiri.

Caracteristici structurale

- Reducerea distanțelor maxime dintre elementele verticale de rezistență (stâlpi). Aceste cerințe conduc la capacități ridicate de redistribuire în cazul cedării unui stâlp.
- Considerarea rezistențelor la colaps progresiv pe ambele direcții. Folosirea unor sisteme pe două direcții conduce la comportări mult îmbunătățite.
- Evitarea discontinuităților care pot conduce la concentrări de eforturi. Un exemplu îl constituie rezemarea stâlpilor pe grinzi.
- Folosirea unor sisteme regulate, cu alcătuire simetrică în plan conduce la capacități ridicate de redistribuire și la redundanță structurală crescută.

- Continuitatea elementelor și legături minime pe ambele direcții, de asemenea pe direcție verticală. Cerințele minime din norme prevăd capacități minime de legătură pentru grinzi secundare, principale, pereți și stâlpi.
- Cadre perimetrale cu noduri rigide. Folosirea unor cadre perimetrale rigide crește capacitatea de redistribuție pe zonele cele mai vulnerabile de pe perimetrul clădirii.

Caracteristici pentru grinzi

- Prevenirea pierderii stabilității laterale la încovoire cu răsucire. Folosirea prevederilor seismice (legături minime pentru atingerea capacității plastice și dezvoltarea de rotiri plastice) crește capacitatea de preluare a forțelor suplimentare apărute după producerea unor avarii locale. În cazul folosirii unor planșee compuse, capacitatea de interacțiune se poate reduce și poate apărea pierderea stabilității grinzii în special la deformații mari.
- Folosirea unor secțiuni cu capacitate de deformare ridicată (secțiuni de clasa 1, 2).
- Proiectarea și detalierea grinzilor pentru a dezvolta articulații plastice atât în sens pozitiv cât și negativ (momente pozitive, negative).
- Utilizarea de conectori pentru a se preveni desprinderea planșeului de grindă. În cazul planșeelor realizate fără conlucrare, se pot dispune conectori pe grinzile secundare și pe cele principale (în afara zonelor critice).
- În cazul folosirii planșeelor compuse, calculul grinzilor fără folosirea sprijinirilor aduce un surplus de capacitate în cazul producerii unor avarii locale.

Caracteristici pentru îmbinări

- Folosirea de șuruburi de înaltă rezistență (grupele 8.8 HR și 10.9 HR/HV) previne ruperea fragilă în îmbinări.
- În cazul îmbinărilor EPH, există riscul cedării premature a îmbinării la momente pozitive (la partea de sus a grinzii). Simetrizarea îmbinării se poate face prin dispunerea unor rigidizări la partea superioară.
- Suduri cu prelucrare și control care să prevină ruپرile fragile în suduri sau zonele afectate termic (HZA). Reducerea secțiunii grinzilor (RBS) previne concentrările de eforturi în sudura și asigură o capacitate ridicată de rezistență și deformare plastică. Această soluție este preferabilă soluțiilor care folosesc îmbinări cu rezistență completă (EPH, CWP), care sunt mai costisitoare.
- În cazul grinzilor secundare prinse cu șuruburi, se pot prevedea rezistențe minime astfel încât să se evite ruperea din forfecare, în bloc sau la întindere (sub forțe axiale dezvoltate în domeniul deformațiilor mari).
- Folosirea de îmbinări precalificate pe baza de încercări experimentale. Crearea unei baze de date cu îmbinări precalificate la colaps progresiv este încă în faza preliminară.
- Folosirea unor îmbinări rigide pe ambele direcții (two way systems). Încercările pe subansambluri au arătat că aceste soluții sunt superioare ca performanță celorlalte sisteme structurale, având o capacitate ridicată de redistribuire a eforturilor.

Caracteristici pentru stâlpi

- Verificarea stâlpilor pentru lungimi de flambaj mai mari (cauzate de pierderea legăturii cu grinzile la un nivel), forțe axiale mai mari (care apar după redistribuirea încărcărilor), verificarea la interacțiune M-N cu valorile momentelor plastice din grinzi.
- Folosirea unor secțiuni cu capacitate de deformare ridicată (secțiuni de clasa 1, 2).
- Înglobarea în beton (parțială, totală). Această soluție asigură o capacitate ridicată de rezistență la o acțiune directă de tip foc sau explozie.
- Suduri cu prelucrare și control pentru secțiunile sudate.
- Conceptul stâlp tare-grindă slabă (vezi prevederile seismice).
- Placi de continuitate pe stâlpi.
- Îmbinări de continuitate calculate pe baza de capacitate.
- Cerințe minime de reziliență pentru material.

4. Activitatea V.3: Studii de caz privind aplicarea metodologiei de calcul la robustețe la proiectarea structurilor noi și la verificarea celor existente -partea 2

Studiile de caz au analizat influența condițiilor de proiectare antisismică asupra capacității structurilor în cadre de a preveni producerea colapsului progresiv la pierderea unor stâlpi. Au fost analizate patru variante de alcătuire, fiecare folosind câte un tip de îmbinare din cele 4 studiate experimental în cadrul proiectului. Pentru studiu au fost proiectate structuri cu geometrie identică pentru trei zone seismice diferite. Structura de 6 etaje (vezi Fig. 6) are o înălțime de nivel de 4 m pentru fiecare etaj și 4 deschideri de 8 m atât

pe direcția transversală cât și pe cea longitudinală. În calcul s-a considerat o încărcare utilă de 4 kN/m^2 și respectiv o încărcare permanentă de 4 kN/m^2 . Cerințele seismice variază atât din punctul de vedere al accelerației de vârf a terenului cât și din cel al perioadei de colt a terenului, corespunzătoare celor 3 amplasamente diferite și anume Cluj-Napoca (seismicitate redusă), Craiova (seismicitate medie) și București (seismicitate ridicată) (conform P100-1/2013) [1], vezi Tabelul 3.

Analiza globală s-a efectuat în programul SAP2000 [2]. Proiectarea structurilor s-a făcut ținând cont de rigiditatea îmbinărilor și de zonele întărite de pe grinda, respectiv zonele reduse din acestea modelând-se elemente și legături cu proprietăți corespunzătoare îmbinărilor/zonelor adiacente îmbinării, vezi Fig. 7. Îmbinările cu șuruburi (EP și EPH) au fost calculate folosind Steel CONnection [3], în conformitate cu EN 1998-1 [4] și EN 1993-1-8 [5]. Îmbinarea cu plăci sudate pe tălpi (CWP) a fost proiectată în conformitate cu secțiunea 3.5.4 *Îmbinări cu plăci sudate pe tălpi* din capitolul 3 *PRECALIFICAREA ÎMBINĂRILOR* din norma americană FEMA 350 [6], iar îmbinarea cu secțiune redusă (RBS) a fost proiectată în conformitate cu capitolul 5 din ANSI/AISC 358-10 [7]. Datorită proprietăților diferite ale îmbinărilor, pentru aceeași locație, au rezultat soluții cu secțiuni diferite de grinzi și stâlpi. Deoarece lungimile de grindă întărită pentru EPH au fost alese identic cu cele pentru CWP, structurile rezultate pentru cele două tipuri de îmbinări, respectiv rapoartele de solicitare sunt identice.

Structurile amplasate în zona cu seismicitate redusă (Cluj-Napoca) au fost proiectate din situația permanentă de proiectare (încărcări gravitaționale), în timp ce cele din zona de seismicitate medie și ridicată (Craiova, București) au fost proiectate din cerințele aferente situației seismice de proiectare. Întrucât încărcările gravitaționale sunt aceleași pentru toate structurile, rezultă secțiuni cu rezerve mari de capacitate (pentru Craiova și București) pentru încărcările gravitaționale, față de structurile din Cluj. Raportul de capacitate este prezentat în Tabelul 4, iar dimensiunile îmbinărilor în

Tabelul 5.

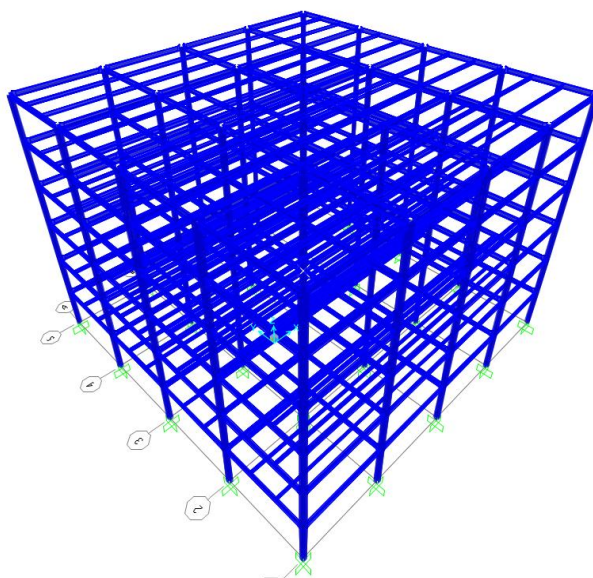
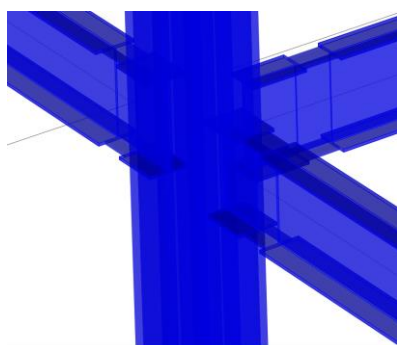
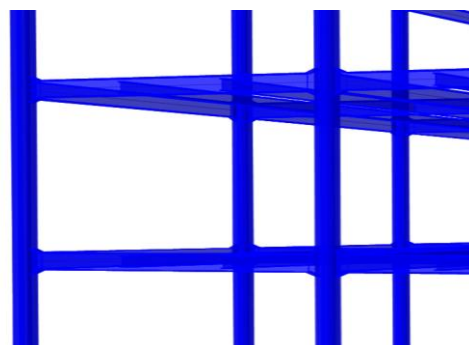


Fig. 6 Vederea 3D a structurii din studiul de caz
Tabelul 3: Cerințele seismice pentru structuri și secțiunile rezultate

Nume	Locație	T_c	a_g	stalpi	Grinzi RBS & EP	Beams CWP & EPH
LSZ	Cluj-Napoca	0.7	0.1	Cruce HEB450	IPE450	IPE400
MSZ	Craiova	1.0	0.2	Cruce HEB550	IPE550	IPE500
HSZ	București	1.6	0.3	Cruce HEB900	IPE750X137	IPE600



a) Modelare nod RBS în structura



b) Modelare structura cu îmbinări cu vută

Fig. 7 Modelarea detaliată a îmbinărilor din structuri

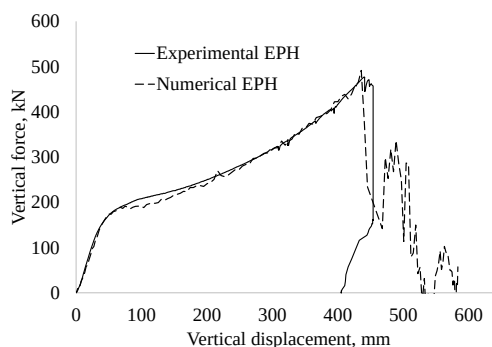
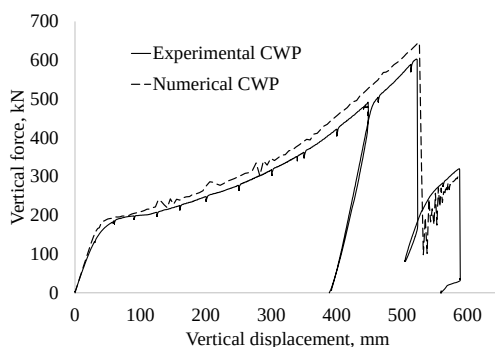
Din structurile proiectate au fost extrase cadre perimetrice de la parter (vezi Fig. 9 și Fig. 10) și prelungirea stâlpilor, din care cele două cadre centrale au fost modelate detaliat cu elemente de tip solid, modelând inclusiv toate componentele îmbinării (Fig. 11) în programul de analiza cu element finit Abaqus [8]. Cadrele laterale au fost modelate cu elemente de tip bară, pentru a simula rigiditatea laterală a sistemului. Prezenta grinzilor secundare a fost considerată prin dispunerea de elemente în locația acestora care să prevină deplasările cadrului în afara planului. Modelarea s-a făcut pornind de la modelele calibrate după încercările experimentale pe noduri, rezultatele fiind prezentate în Fig. 8.

Tabelul 4: Raportul de capacitate – din combinația fundamentală (1.35G+1.5L) pt cea mai solicitată grinda

	RBS	EP	CWP, EPH
LSZ	0.875	0.836	0.781
MSZ	0.471	0.586	0.505
HSZ	0.256	0.231	0.29

Tabelul 5: dimensiunile îmbinărilor [mm]

	EPH		EP		CWP			RBS		
	Șurub	Pl de capăt	Șurub	Pl de capăt	Lp	Bp	tp	a	b	c
LSZ	M24	30	M24	25	230	220	18	100	360	30
MSZ	M27	30	M27	28	240	240	24	110	450	32
HSZ	M30	35	M27	30	350	260	28	150	600	40



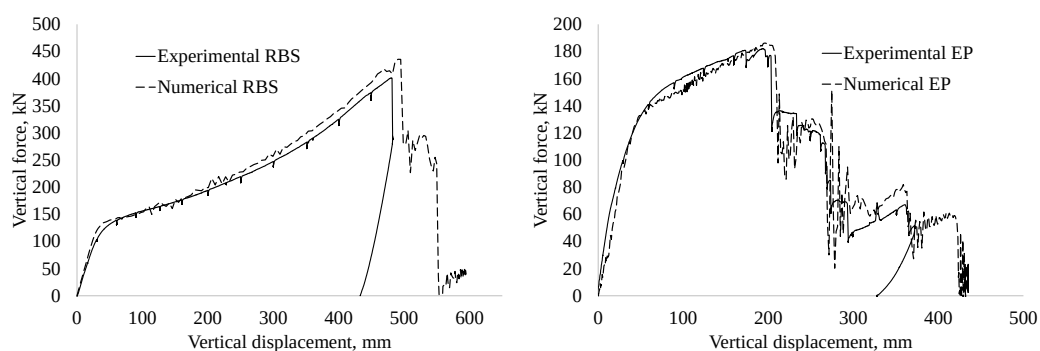


Fig. 8 Curba forță-deplasare pentru cele 4 tipuri de noduri încercate - experimental și numeric

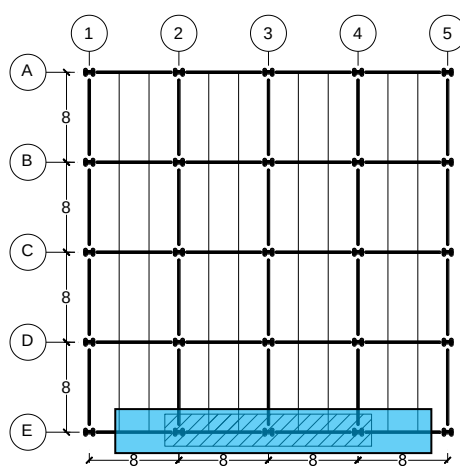


Fig. 9 Extragerea cadrului pentru modelarea detaliata în Abaqus

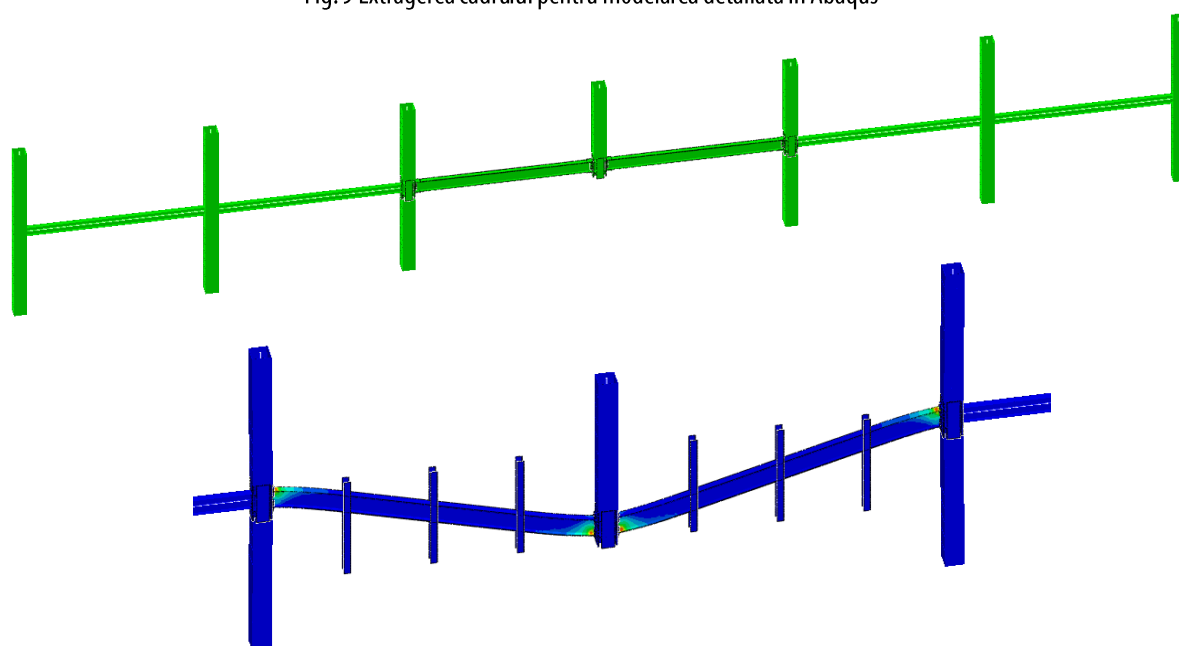


Fig. 10 Modelarea detaliata a cadrului în Abaqus

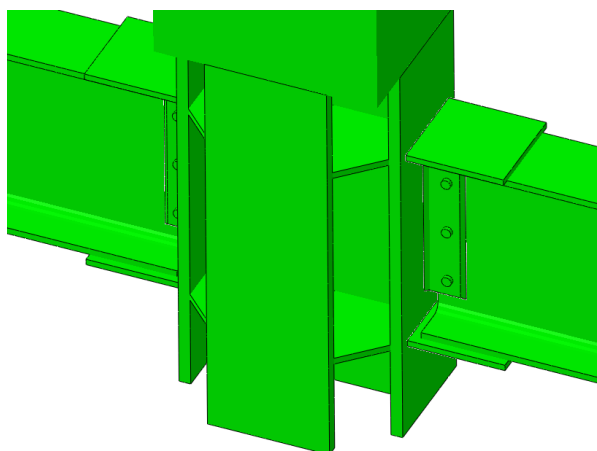


Fig. 11 Modelarea detaliata a nodului central

Încărcarea cadrelor a urmat protocolul experimental, fiind impusă o deplasare verticală în regim static monoton la varful stalpului central. Modul de cedare a îmbinarilor s-a pastrat pentru toate îmbinarile din aceeași tipologie, vezi Fig. 12. Pentru îmbinarile CWP, placa aditionala sudata peste talpa intinsa a imbinarii cedeaza în întindere în zona libera langa sudura cu stalpul concomitent cu ruperea în zona neta a placutei de forfecare. Imbinările cu vuta (EPH) au cedat prin ruperea la întindere a suruburilor din imbinare în randurile de langa talpa intinsa nerigidizata de vuta. Imbinarea sudata cu sectiunea redusa (RBS) cedeaza prin ruperea la întindere a talpii în zona redusa. Pentru imbinarea cu placa de capat cu suruburi (EP), ruperea se produce la deplasari și forte mici comparativ cu celelalte tipuri de imbinari, prin rupere suruburilor de langa talpa intinsa.

Au fost extrase curbele forta- deplasare care sunt prezentate comparativ pentru aceleasi tipuri de imbinari pe amplasamente diferite în Fig. 13.a. Din imbinari, în sectiunea unde s-a format articulatia plastica în grinda, au fost extrase momentul incovoietor și forta axiala și sunt prezentate în Fig. 13.b și respectiv Fig. 13.c, dupa normalizarea acestora în raport cu capacitatea grinzii.

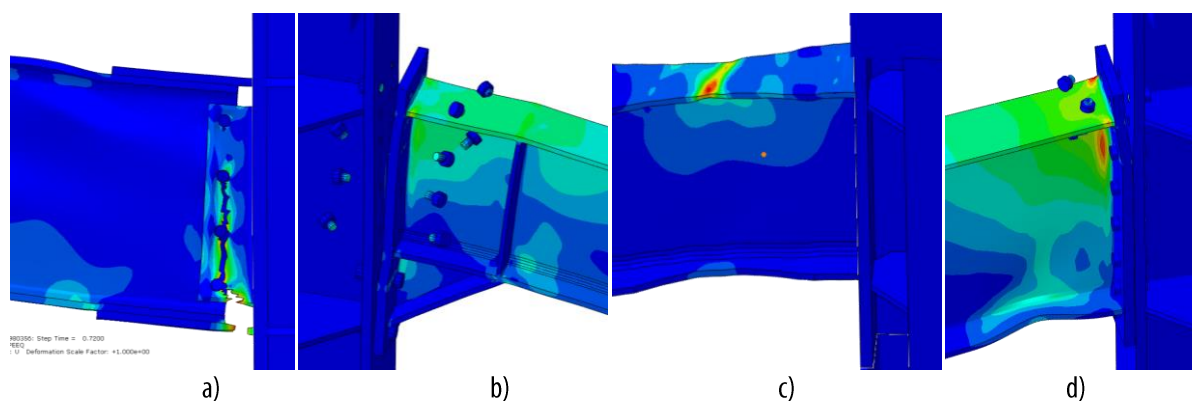


Fig. 12 Modul de cedare a îmbinărilor: a) CWP; b) EPH; c) RBS; d) EP

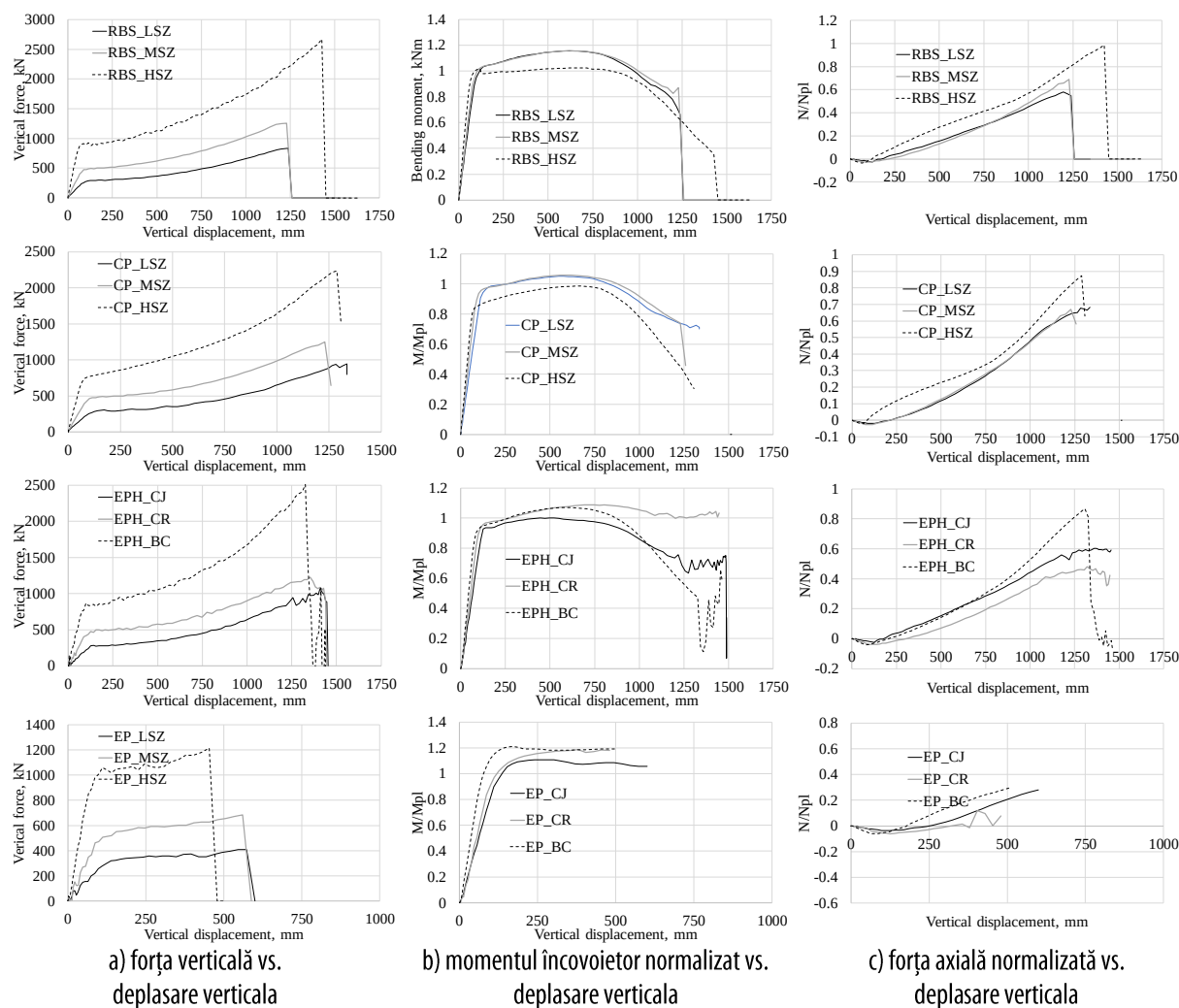


Fig. 13 Forța verticală, momentul încovoietor și forța axială în îmbinare raportată la deplasarea verticală

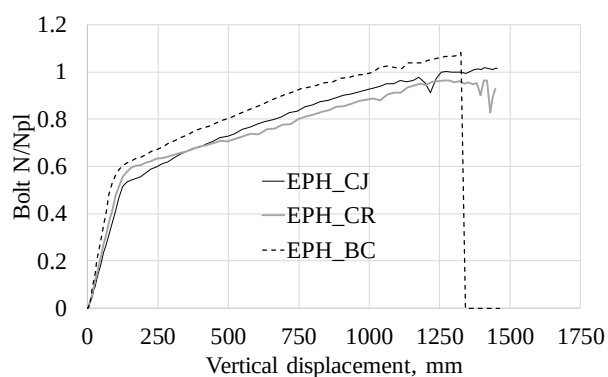


Fig. 14 Forța axială în șuruburi raportată la capacitate pentru cele mai solicitate rînduri de șuruburi (pentru îmbinările EPH și EP)

Pentru imbinarea RBS, o creștere a capacității ar însemna întărirea zonei reduse (zona unde se produce cedarea), întărire care ar modifica modul de comportare în cazul unei acțiuni seismice. Acest tip de îmbinare nu poate fi îmbunătățit la interacțiunea M-N și oferă o ductilitate ridicată a structurii pentru a dezvolta forțe catenare semnificative, astfel încât proiectarea pentru cazul cedării unui stalp nu ar trebui să urmeze alți pași față de proiectarea seismică pentru detalierea nodului.

Au fost evaluate solutii pentru imbunatatirea performantelor imbinării pentru EP, EPH și CWP astfel incat cedarea sa se produca în grinda, pentru a asigura ductilitatea și capacitatea de rezistenta maxima pe care o poate avea sistemul. în cazul imbinării CWP, au fost marite ariile placilor sudate de talpi prin cresterea grosimii acestora. Imbinările EP și EPH au fost întarite prin mărirea diametrelor suruburilor și respectiv a grosimii plăcii de capat. Pentru EPH, au fost întarite doar suruburile din zona talpii nerigidizate de vuta.

Tabelul 6: Modificarea parametrilor imbinării [mm]

	CWP		EPH				EP			
	seismic	robustness	seismic	robustness	seismic	robustness	seismic	robustness	seismic	robustness
	Cover plate thickness		bolt	end-plate	bolt	end-plate	bolt	end-plate	bolt	end-plate
LSZ	18	24	M24	30	M27	35	M24	25	M30	35
MSZ	24	28	M27	30	M30	35	M27	28	M36	35
HSZ	28	35	M30	35	M36	40	M27	30	M36	40

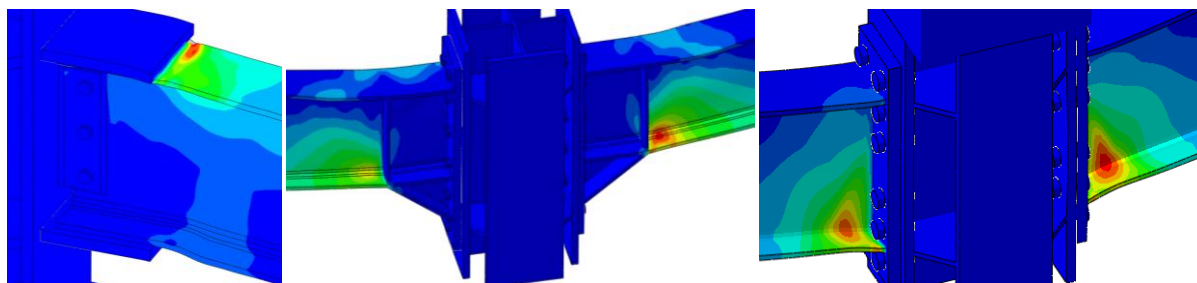


Fig. 15 Zonele critice (de cedare) după întărire

Solutiile imbunatatite au fost supuse aceluiasi protocol de incarcare pentru cadre în analiza FEM. Curbele compartative forta-deplasare sunt prezentate în Fig. 16. Cele mai mari cresteri de capacitate s-au înregistrat în cazul imbinărilor EP. Pentru aceasta imbinare au fost efectuate analize structurale pe întreaga cladire în regim static și dinamic în cazul cedării stălpului central C2 prin programul care foloseste Metoda Elementului Aplicat – ELS [9], vezi Fig. 18. Rezultatele analizelor sunt prezentate în Fig. 19.

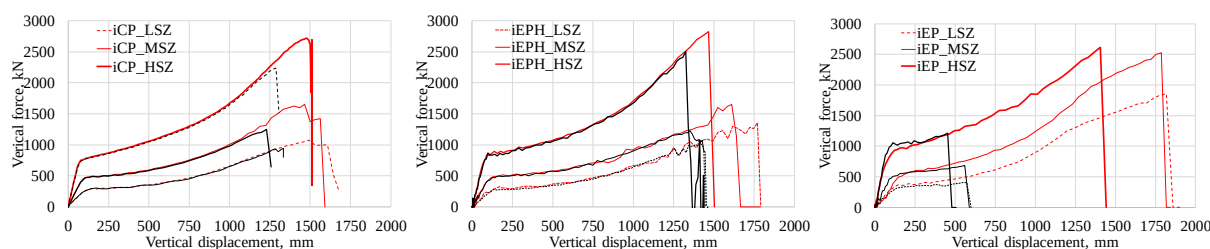


Fig. 16 Comportarea imbinărilor dimensionate pentru interacțiunea M-N fata de cele dimensionate din seismic

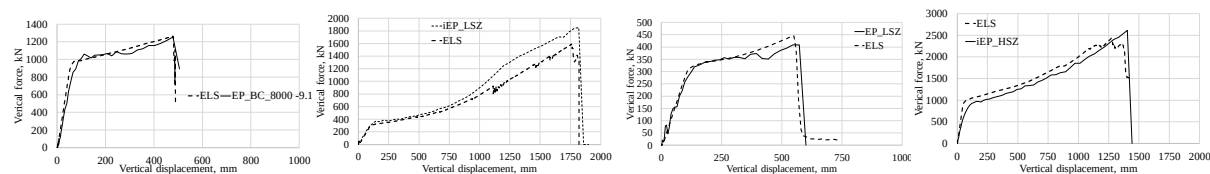


Fig. 17 Calibrarea modelului din ELS pentru pe baza rezultatelor FEM

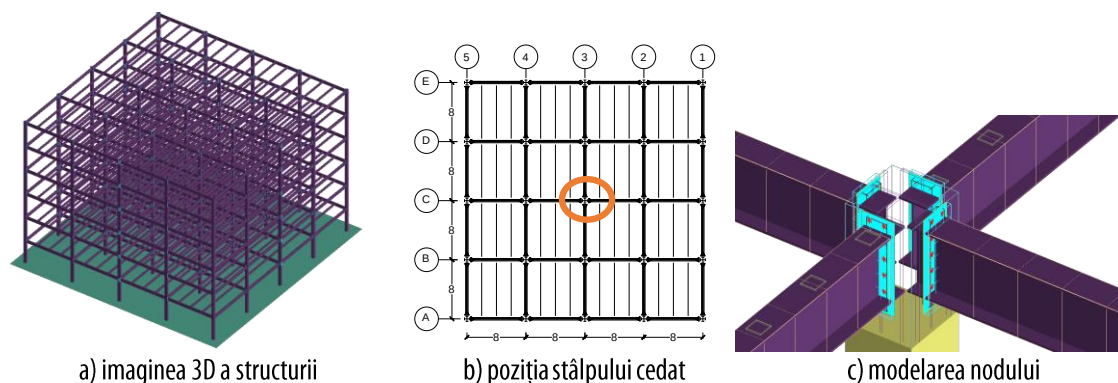


Fig. 18 Analiza globala (AEM) în ELS

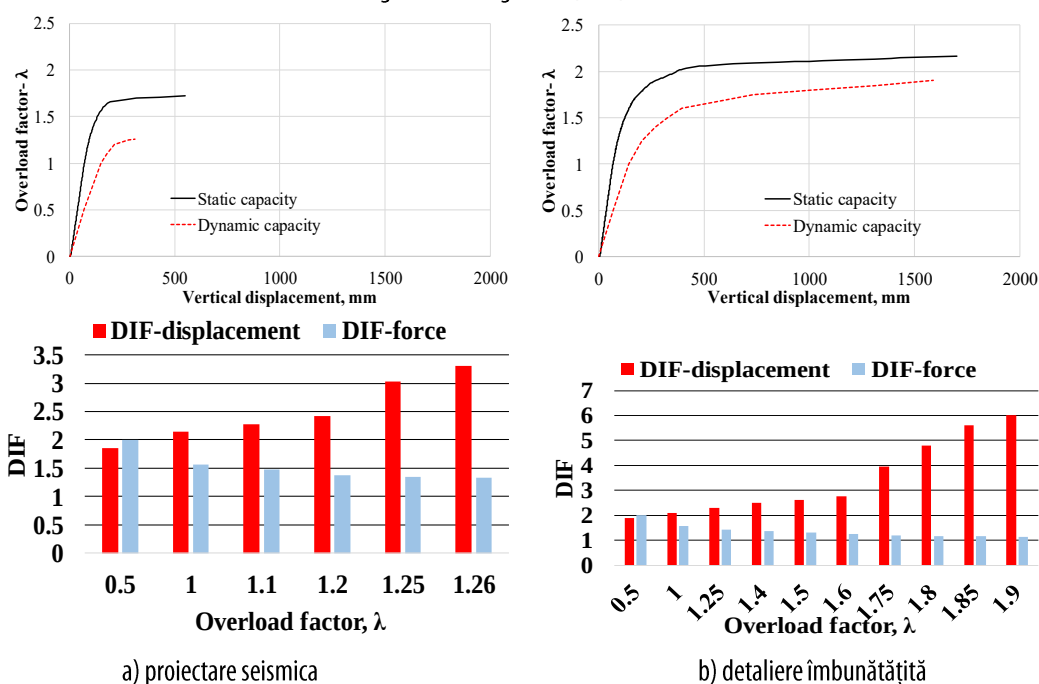


Fig. 19 Factorul de supraîncărcare vs. deplasarea maxima corespunzătoare și DIF pentru structura LSZ- EP

5. Activitatea V.4: Organizare sesiune speciala pe tema proiectului PCCA 55/2012 în cadrul celei de-a XXII-a conferințe The International Colloquia on Stability and Ductility of Steel Structures (SDSS), Timișoara, 2016

Activitatea 4 a cuprins acțiunile de diseminare a rezultatelor proiectului în cadrul unei sesiuni speciale ținute în cadrul Colocviului Internațional Stabilitatea și Ductilitatea Structurilor din Oțel SDSS, desfășurat la Timișoara, în luna mai, 2016. Aceasta serie de manifestări a început în anul 1972, când la Paris s-a desfășurat primul colocviu de stabilitate, urmat printre altele de cel de la Lisabona, 2006 și Rio de Janeiro, 2010. La evenimentul din 2016 au contribuit 270 de autori din 26 de țări, fiind prezentate un număr de 115 lucrări științifice. Cele șase lucrări realizate în cadrul proiectului CODEC au fost prezentate în cadrul Sesiunii nr. 6: Robustness. În total, lucrările au cuprins un număr de 14 autori, patru dintre cele 6 lucrări prezentate având colective alcătuite din autori de la cel puțin doi parteneri din proiect.

 EXPERIMENTAL TESTING OF 3D STEEL FRAME WITH COMPO-SITE BEAMS UNDER COLUMN LOSS F. Dinu^{a,b}, I. Marginean^a, D. Dubina^{a,b}, I. Petran^c, M. Pastrav^d, A. Sigauan^a ^a Politehnica University of Timișoara ^b Romanian Academy, Timisoara Branch ^c Technical University of Cluj-Napoca ^d INCID URBAN-INCERC (Cluj Branch) 	 EFFECTS OF CLOSE RANGE BLASTS ON STEEL FRAMES EXPERIMENTAL TESTING AND NUMERICAL VALIDATION F. Dinu^{a,b}, I. Marginean^a, A. Sigauan^a, A. Kovacs^c, E. Ghicio^c, D. Vasilescu^c ^a Politehnica University of Timișoara ^b Romanian Academy, Timisoara Branch ^c INCID INSEMEX Petroșani 
 EXPERIMENTAL EVALUATION OF PROGRESSIVE COLLAPSE RESISTANCE OF STEEL MOMENT FRAME CONNECTIONS Florea Dinu^{1,2}, Ioan Marginean¹, Dan Dubina^{1,2}, Calin Neagu¹ ¹ Politehnica University of Timișoara ² Romanian Academy, Timisoara Branch 	 NUMERICAL MODELING OF DYNAMIC RESPONSE OF STEEL MOMENT FRAMES FOLLOWING SUDDEN COLUMN LOSS I. Marginean^a, F. Dinu^{a,b}, D. Dubina^{a,b}, I. Petran^c, M. Senila^c, H. Szilagyi^d ^a Politehnica University of Timișoara ^b Romanian Academy, Timisoara Branch ^c Technical University of Cluj-Napoca ^d INCID URBAN-INCERC (Cluj Branch) 
 PROGRESSIVE COLLAPSE OF MULTI-STOREY STEEL FRAME BUILDINGS: DEVELOPING CATENARY ACTION Andreea Sigauan^a, Florea Dinu^{a,b}, Dan Dubina^{a,b} ^a Politehnica University of Timișoara ^b Romanian Academy, Timisoara Branch 	 T-STUBS RESPONSE TO EXTREME LOADING Ioan Both¹, Raul Zaharia¹, Ioan Mărginean¹, Calin Neagu¹, Florea Dinu^{1,2}, Dan Dubina^{1,2} ¹ Politehnica University of Timișoara ² Romanian Academy, Timisoara Branch 

Fig. 20 Lucrările publicate în volumul Colocviului SDSS 2016 și prezentate în cadrul sesiunii nr. 6 "Robustness"

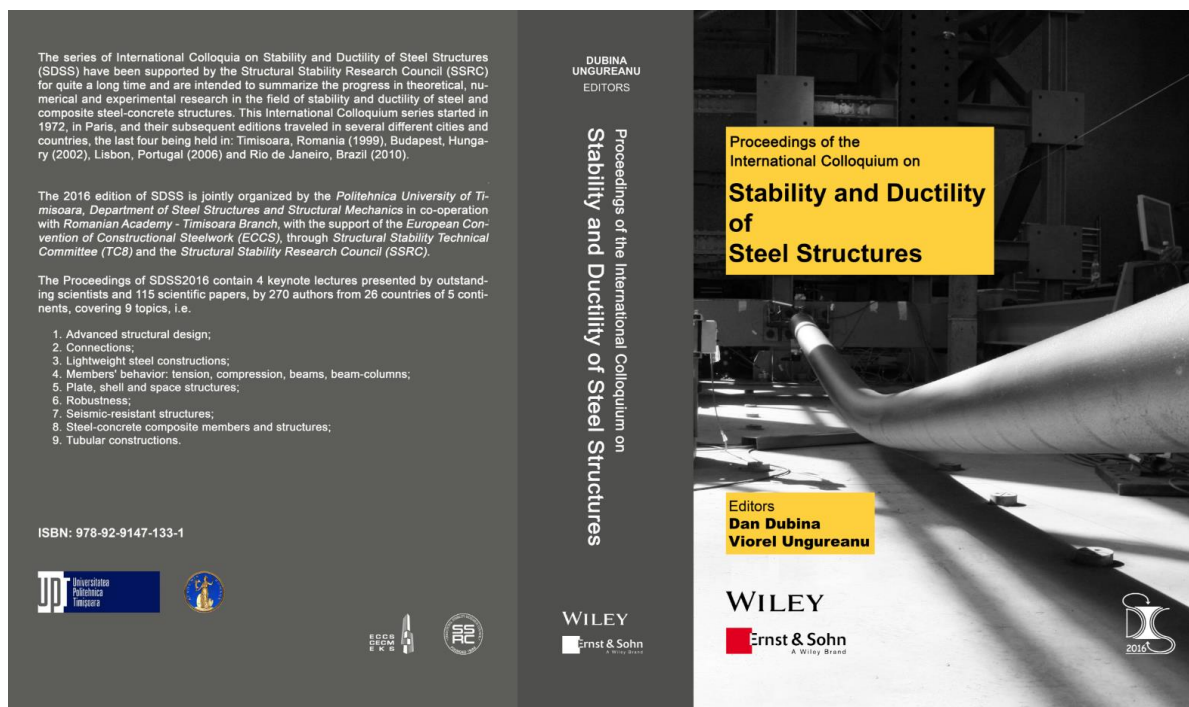


Fig. 21 Coperta volumului colocviului internațional SDSS 2016



Fig. 22 Vederi din timpul sesiunii

6. Rezultate obținute în cursul anului 2016, modul de diseminare a rezultatelor

Rezultatele obținute în etapa V/2016 au fost prezentate pe scurt în secțiunile 2-4. Echipele implicate au fost compuse din cercetători și tehnicieni de la toți partenerii implicați în proiect. De o importanță deosebită sunt modelele numerice dezvoltate și validate pe baza datelor obținute în cadrul testelor experimentale. Acestea se adaugă modelelor pe macrocomponente și pe noduri deja finalizate în etapa III/2014 și IV/2015. Programele folosite, respectiv Abaqus și ELS sunt de referință pe plan mondial și permit extinderea cercetărilor prin intermediul unor programe de simulare numerică extinse.

Impactul cercetării reprezintă un element important pentru un proiect de cercetare. De aceea, s-a urmărit valorificarea acestor rezultate prin publicarea unor lucrări de cercetare în cadrul unor manifestări științifice naționale și internaționale, în jurnale de specialitate, comitete tehnice internaționale (ECCS TC10, ECCS TC13) și de asemenea prin pregătirea unor propuneri de proiecte de cercetare internaționale.

Mai jos se prezintă lista lucrărilor, a prezentărilor și a propunerilor de proiect rezultate din activitățile desfășurate în cursul anului 2016. Este de menționat în special suportul oferit de rezultatele obținute în acest proiect la pregătirea a două propuneri de proiect FP7/RFCS, împreună cu parteneri din cercetare și industrie din Europa și de asemenea a unui Proiect experimental demonstrativ (PN-III-P2-2.1-PED-2016-0962), competiția 2016 (împreună cu partenerul P3 - INSEMEX), propunere care a obținut la evaluare 93 de puncte (locul 19 din 351 de propuneri). Pentru anul viitor sunt în pregătire mai multe lucrări de cercetare, rezumatele lucrărilor fiind deja trimise și acceptate (Eurosteel 2017, CM2017).



Fig. 23 Ședința final de proiect, laboratorul de Construcții Metalice, Departamentul CMMC, Universitatea Politehnica Timișoara

Lucrări prezentate ca poster în cadrul unor conferințe internaționale

1. A. Sigauan, F. Dinu, I. Marginean, D. Dubina and C. Neagu, Column removal considerations for resistance to progressive collapse of steel frame buildings, Seventh International Conference on Engineering Failure Analysis, Leipzig, Germania

Lucrări publicate și prezentate oral în cadrul unor conferințe internaționale

1. Sigauan, A, Dinu, F, Dubina, D., Selected failure scenarios for collapse prevention design of multistorey steel building frames, in Proceedings of the 11th Pacific Structural Steel Conference, 2016, Shanghai, China.
2. Dinu, F, Marginean, I, Dubina, D, Petran, I, Pastrav, M, Sigauan, A and Ciutina, A. Experimental testing of 3D steel frame with composite beams under column loss. in The International Colloquium on Stability and Ductility of Steel Structures SDSS 2016, Timisoara, Romania.
3. Dinu, F, Mărginean, I, Dubina, D and Neagu, C. Experimental evaluation of progressive collapse resistance of steel moment frame connections. in The International Colloquium on Stability and Ductility of Steel Structures SDSS, 2016, Timisoara, Romania.
4. Both, I, Mărginean, I, Neagu, C, Dinu, F, Dubina, D and Zaharia, R. T-stubs response to extreme loading. in The International Colloquium on Stability and Ductility of Steel Structures SDSS 2016, Timisoara, Romania.
5. Marginean, I, Dinu, F, Dubina, D, Petran, I, Senila, M and Szilagyi, H. Numerical modeling of dynamic response of steel moment frames following sudden column loss. in The International Colloquium on Stability and Ductility of Steel Structures SDSS 2016, Timisoara, Romania.
6. Sigauan, A, Dinu, F, Dubina, D. Progressive collapse of multi-storey steel frame buildings: developing catenary action, in The International Colloquium on Stability and Ductility of Steel Structures SDSS 2016, Timisoara, Romania.
7. Dinu, F, Marginean, I, Sigauan, A, Kovacs, A, Ghicioi, E and Vasilescu, D. Effects of close range blasts on steel frames. Experimental testing and numerical validation. in The International Colloquium on Stability and Ductility of Steel Structures, in The International Colloquium on Stability and Ductility of Steel Structures SDSS 2016, Timisoara, Romania.
8. Dinu, F, Mărginean, I, Sigauan, A, Dubina, D, Influence of composite slabs and beams on the progressive collapse resistance of steel frame buildings, in 5th International Conference INTEGRITY - RELIABILITY - FAILURE, 2016, Porto, Portugal.
9. Dinu, F, Mărginean, I, Dubina, D, Petran, I, Sigauan, A, Experimental research on the behavior of steel moment frame connections under column loss scenario, in Proceedings of the Eighth International Workshop on Connections in Steel Structures, Boston, USA, 2016 (in print).

Lucrari publicate în reviste de specialitate ISI

1. Florea Dinu, Ioan Marginean, Dan Dubina (2016) Experimental testing and numerical modelling of steel moment-frame connections under column, Engineering Structures – in review.
2. Florea Dinu, Ioan Marginean, Dan Dubina, Ioan Petran (2016), Experimental testing and numerical analysis of 3D steel frame

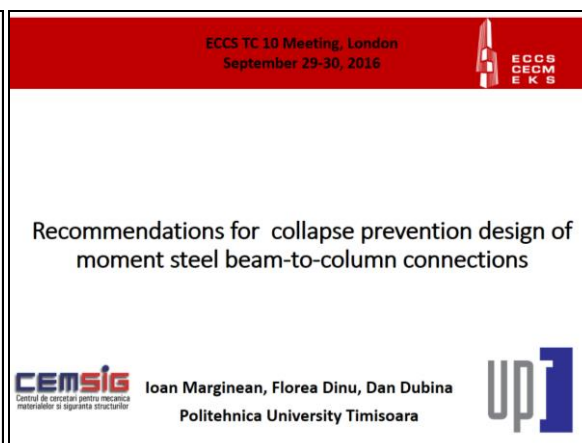
system under column loss. Engineering Structures, (Factor de impact 1.893) 113 59-70, 2016
<http://dx.doi.org/10.1016/j.engstruct.2016.01.022>

Lucrări de dizertație (Master) elaborate cu susținere din cadrul proiectului

1. Giulio Fumarola - Numerical Modelling Of Column Loss Scenarios, Coordonator, Drd.ing. Ioan- Marginean. lucrare elaborata prin programul de mobilitate *ERASMUS*
2. Ghazanfar Ali - Properties of T-Stub components of extended end plates bolted joints in catenary action stage, Coordonator Florea Dinu, lucrare elaborata prin programul international European Erasmus Mundus Master Course - 520121-1-2011-1-CZ-ERA MUNDUS-EMMC, Sustainable Constructions under Natural Hazards and Catastrophic Events

Cursuri elaborate cu susținere din cadrul proiectului

1. European Erasmus Mundus Master Course - 520121-1-2011-1-CZ-ERA MUNDUS-EMMC Sustainable Constructions under natural hazards and catastrophic events - **Design for fire and robustness: part2 Robustness** - Jean Francois Demonceau & Florea Dinu



Bauhaus-Universität Weimar
Bauhaus Summer School

Robustness Criteria for Design of Multi-storey Steel Structures to Collapse Prevention Limit State

A. Sigauan^a, D. Dubina^{a,b}, F. Dinu^{a,b}
^a Politehnica University of Timișoara
^b Romanian Academy, Timișoara Branch

The 11th Pacific Structural Steel Conference
PSSC 2016
 October 29-31, 2016 Shanghai • China

Selected Failure Scenarios for Collapse Prevention Design of Multistorey Steel Building Frames

A. Sigauan^a, F. Dinu^{a,b}, D. Dubina^{a,b}
^a Politehnica University of Timișoara
^b Romanian Academy, Timișoara Branch

ICEFA VII Seventh International Conference on Engineering Failure Analysis 3 - 6 July 2016 Leipzig, Germany

Column removal considerations for resistance to progressive collapse of steel frame buildings
 A. Sigauan^a, F. Dinu^{a,b}, I. Marginean^a, D. Dubina^{a,b} and C. Ieșanu^a
^aPolitehnica University Timișoara, Romania
^bRomanian Academy, Centre for Advanced and Fundamental Technical Sciences, Timișoara, Romania

Abstract

- Multi-storey steel frame buildings need to withstand accidental actions (blast, impact) such that local damage will not lead to progressive collapse.
- The approaches that are used for evaluating the risk of progressive collapse include two main methods, i.e. indirect and direct (associated with level of protection: L1, L2, L3, L4, L5).
- Direct design methods assume either enhancing the strength of key members to resist the external loading (local resistance method) or designing the structure to resist the effects of the local failure, i.e. column loss (alternate load path method). For an accurate evaluation of column loss effects, the modelling must include the spanning effects (loading, material response).
- Experimental and numerical studies were performed to evaluate the response of steel moment frames when subjected to different column loss scenarios.
- The response following the removal of a column was compared to direct blast loading analysis caused by charges of different weights and stand-off distances.

Goals

- Experimental evaluation of progressive collapse resistance of multi-storey steel building frames in case of blast loading.
- Validation of numerical models for direct evaluation of structural response in case of blast loading.
- Dependence between charge weight, distance, local and global damage to the structure.

Experimental program

- Blast tests inside bunker
- First tests: detonation of small explosive charges m1, m2, m3, m4 (TNT equivalence 15) to evaluate the blast pressure variation
- Blast tests on steel frames with explosives placed close to the columns
- Column weak axis
- Column strong axis

Calibration of the numerical models - ELS

- The performance of steel specimens undergoing close range detonations was evaluated using ELS.
- 6 stories, 4 spans and 4 bays MRFs, designed for gravity loads and seismic $A_p = 0.10g$.
- Charge weight W: 20, 50, 100 kg TNT; Stand-off distance D: 0.2, 0.5, 1.0 m; Scaled distance Z varied from 0.043 to 0.368 m/kg^{1/3}; Gravity loads from accidental design situation (1.35G+0.5L) incremented by 1/3 until progressive collapse initiation.

Specimen	W [kg]	D [m]	Z [m/kg ^{1/3}]	Failure mode	Failure load [kN]
0.2	20	0.2	0.070	Top chord	240
0.2	50	0.2	0.174	Top chord	240
0.2	100	0.2	0.282	Top chord	240
0.5	20	0.5	0.089	Partial column removal	2.3
0.5	50	0.5	0.223	Top chord	2.05
0.5	100	0.5	0.357	Top chord	2.05
1.0	20	1.0	0.089	Top chord	2.05
1.0	50	1.0	0.223	Partial column removal	2.05
1.0	100	1.0	0.357	Top chord	2.05
1.0	200	1.0	0.500	Column removal	2.05
1.0	500	1.0	1.118	Column removal	2.05

Conclusions

- Blast charges located at very close distance can produce large damages in the members, with complete column removal, but also damages to adjacent members, generating a shear-type failure can develop before the element being able to respond in flexure.
- At larger distances, blast load effects can be more damaging due to compression affecting more elements.
- Removal of a column is not always conservative.
- More studies are necessary to fully investigate the response of frame buildings in case of close range detonation.

Funding for this research was provided by the Executive Agency for Higher Education, Research, Development and Innovation Funding, Romania, under grant PCCEA 55/2012 "Structural conception and collapse control performance based design of multistorey structures under accidental actions" (2012-2016).

7. Bibliografie

- [1] MDRAP, P100-1/2013. Cod de proiectare seismică. Part 1: Earthquake Resistant Design of buildings., 2013, Bucuresti
- [2] SAP 2000 Advanced Structural Analysis Program, Version 12. 2010, Computers and Structures, Inc. (CSI): Berkeley, CA.
- [3] STEEL CONNecTion 2015.355 - program for the design of bolted and welded steel connections. 2015, FIDES DV-Partner Munich, Germany.
- [4] CEN, EN 1998-1, Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance-part 1: general rules, seismic actions and rules for buildings, 2005, Brussels
- [5] CEN, EN 1993-1-8, Eurocode 3: Design of steel structures - Part 1-8: General rules - Design of joints, 2005, Brussels
- [6] FEMA-350 Recommended Seismic Design Criteria for New Steel Moment-Frame Buildings 2000,
- [7] ANSI, A, AISC 358-10 Prequalified connections for special and intermediate steel moment frames for seismic applications, 2014, Chicago, USA
- [8] Abaqus 6.14-4 2014, Dassault Systèmes Simulia Corp.: Providence, RI.
- [9] ELS, Extreme loading for structures (Version 3.1). 2010, Applied Science International: Durham, NC.