



A IV –a Sesiune Științifică

CIB 2008

21 - 22 Noiembrie 2008, Brașov

## STRUCTURI METALICE MULTIETAJATE ÎN CONTEXTUL MIȘCĂRILOR SEISMICE

Dorin RADU

Universitatea „Transilvania” Brașov, Facultatea de Construcții, dorin.radu@indomo.ro

### Abstract

The article presents the action of the historical earthquakes with characterization of the seismic behavior of steel structure buildings. There are presented studies of yielding mechanisms of the structural elements of the damaged or collapsed buildings and post event measures with implications in designing codes.

**Keywords:** Steel Structures, Seismic Design, Designing Codes.

### Introducere

Într-o societate în continuă dezvoltare, structurile metalice în cadre multietajate sunt folosite pe scara largă la realizarea clădirilor civile sau industriale. Sistemul structural este economic și poate fi ușor configurat pentru a îndeplini o varietate de cerințe funcționale și arhitecturale. Comportarea bună a acestor structuri la acțiunea cutremurelor puternice dar și experiența încercărilor experimentale efectuate au constituit un alt argument în favoarea utilizării acestor sisteme structurale. Totuși, răspunsul acestor tipuri de structuri la acțiunile cutremurelor de la Loma Prieta (1989), Northridge (1994) și Kobe (1995) a scos la iveală o serie de probleme legate de comportarea structurilor în general și a cadrelor necontravântuite în particular.

### Acțiunea seismului din România, 4 martie 1977

Cutremurul de la 4 martie 1977 a fost unul din cele mai puternice cutremure care au afectat țara noastră, având o magnitudine de 7,2 grade pe scara Richter. Cutremurul a provocat mari pierderi materiale și de vieți omenești. Conform datelor care au fost furnizate la acea vreme s-au înregistrat peste 1500 de victime, din care 1424 numai în București, peste 11000 de persoane au fost rănite și s-au prăbușit sau avariat grav peste 32000 de locuințe





Fig. 1 – Efectele devastatoare ale cutremurului din 4 martie 1977 în București

### ***Caracterizarea mișcării seismice***

Cutremurul din 1977 se înscrie în clasa cutremurelor de adâncime medie, adâncimea focarului fiind aproximată la 109 km, iar magnitudinea Gutenberg-Richter a fost  $M=7,2$ . Distanța epicentrală față de București a fost de 105 km. Cutremurul a avut ca trăsături distincte caracterul multișoc și directivitatea accentuată a propagării mișcării pe direcția NE SV. Accelerația de vârf a terenului la înregistrarea INCERC, pe direcția N-S a avut valoarea de  $194,93 \text{ cm/s}^2$ , viteza de vârf a avut valoarea de  $71,94 \text{ cm/s}$  iar deplasarea de vârf a terenului  $16,31 \text{ cm}$ .

Datorita numărului foarte mic de înregistrări ale cutremurului (prima înregistrare seismică a unei mișcări seismice în țară s-a obținut la cutremurul din 4 martie 1977, la subsolul sediului INCERC din București), caracteristicile de amplificare ale terenului corespunzătoare înregistrării INCERC N-S au fost eronat atribuite unei zone mari din țară. Spectrele de calcul care vor fi mai târziu înglobate în norma seismică P100/78, P100/81 P100/90 și P100/92 aveau să conțină domenii foarte largi de amplificare dinamică chiar și pentru zone în care acest fenomen nu era prezent.

### ***Avarii produse de cutremur***

În țara noastră deși s-a înregistrat o oarecare dezvoltare în domeniul construcțiilor încă de la începutul secolului XX, dar mai ales între cele două războaie mondiale, preocupările în domeniul ingineriei seismice au început de abia după cutremurul din 1940. Înainte de anul 1940 clădirile erau proiectate să reziste doar la sarcinile gravitaționale. Sub impulsul distrugerilor provocate de cutremurul din anul 1940, au apărut și primele prevederi de calcul seismic. Cel mai mult de suferit de pe urma cutremurului din martie 1977 au avut clădirile cu structură flexibilă datorită compoziției spectrale a mișcării seismice a terenului (amplificări dinamice în domeniul perioadelor  $1,0...1,6 \text{ sec}$ ). În cazul unor deformații mari corelate cu o ductilitate de ansamblu necorespunzătoare, s-au produs distrugerii generalizate urmate uneori de prăbușiri complete.

Datorită numărului redus de construcții metalice existente în țara noastră la data producerii cutremurului, există puține informații cu privire la modul de comportare al acestora. Marea majoritate a clădirilor metalice o constituiau clădirile industriale, cu precădere halele metalice parter. Acestea erau folosite în special în cazul unor înălțimi mari și al unor regimuri speciale de exploatare. Structura de rezistență a acestora era alcătuită din stâlpi metalici, ferme metalice și învelitori ușoare din tablă cutată. Comportarea acestora a fost mult mai bună decât a halelor executate din alte materiale, în special datorită încărcărilor proprii mici aduse de învelitoare. Au existat și câteva cazuri de prăbușiri parțiale dar numai la halele mai vechi executate din șarpante metalice rezemate pe pereți portanți din zidărie.

Cutremurul din 1977, având în multe zone ale țării o intensitate mai mare decât cea prevăzută de normă, a scos în evidență insuficiența asigurării la acțiunea seismică, în special la clădirile vechi, proiectate și realizate înainte de 1940. Deasemenea clădirile care au prezentat o ductilitate adecvată au suferit avarii fără însă să sufere prăbușiri.

Imediat după seismul din 1977, a avut loc o activitate intensă în ceea ce privește modificările legislației tehnice. Astfel au fost aduse modificări la harta de zonare seismică, introducându-se noul standard de zonare a teritoriului STAS 11101/1-1977 și ulterior normativul de proiectare

antiseismica P100-1978, modificat ulterior în anul 1981. Modificările în zona teritoriului aduse de STAS 11101/1-1977 se refereau în principal la extinderea gradului seismic de la VI la VII pentru unele zone din sudul, vestul și sud-estul țării, în special în orașe ca București, Craiova, Iași, Zimnicea, și la ridicarea gradului minim la VI.

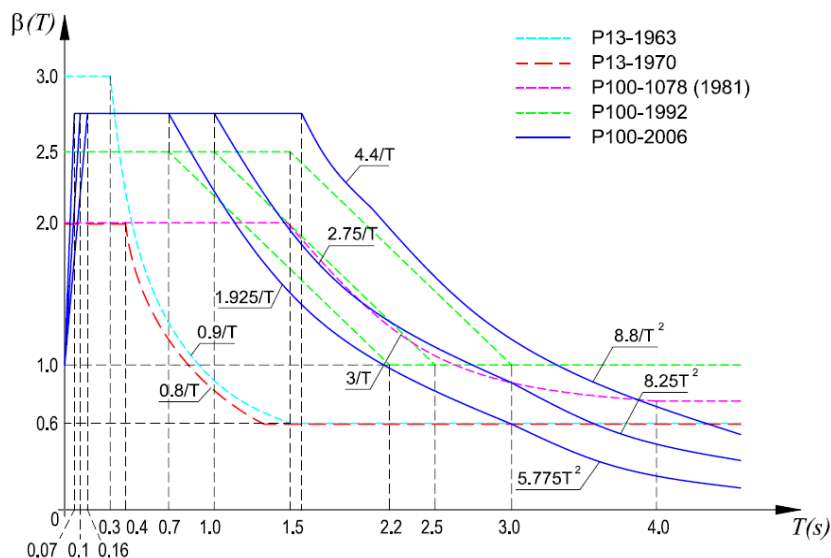


Fig.2 Evoluția coeficientului dinamic  $\beta(T)$  de-a lungul timpului pentru  $\xi=0.05$

În normativul de proiectare antiseismica P100-1978 (1981) au fost introduse numeroase modificări față de P13-1970, și anume: zonarea seismică conform 11101/1977, modificarea coeficienților  $k_s$  și  $\psi$ , modificarea coeficientului dinamic  $\beta(T)$  (figura 2.18), modificarea grupărilor de încărcări și a coeficienților de combinații, precum și precizări suplimentare la alcătuirea construcțiilor.

Normativul de proiectare antiseismica a fost modificat ulterior de mai multe ori ca urmare a înregistrărilor cutremurelor din 1986, 1990 ai 1991. Astfel au fost următoarele “ediții”: P100-1991, P100-1992, completarea capitolelor 11 și 12 în anul 1996.

În prezent forma normativului de proiectare antiseismica a ajuns la alinierea cu norma de proiectare antiseismica europeana EUROCODE 8 – P100-1-2006: Cod de proiectare seismică – Partea I – Prevederi de proiectare pentru clădiri. Acesta este primul cod de proiectare românesc care poate fi considerat ca aparținând noii generații de coduri de proiectare seismică, bazate pe stabilirea explicită a performanței seismice așteptate. Proiectarea bazată pe performanțe implică mai multe obiective de performanță, respectiv mai multe niveluri ale performanței seismice a construcțiilor (structurale și nestructurale), fiecare din acestea asociat unui anumit nivel de hazard seismic, definit de un cutremur cu un anumit interval de recurență. Performanța seismică a clădirilor se poate descrie cantitativ în termeni de siguranța oferita ocupanților clădirii, pe durata și după evenimentul seismic, costul și fezabilitatea unor lucrări de consolidare, durata pe care se întrerupe total sau parțial funcțiunea construcției, impactul economic sau social asupra comunității, etc.

Codul European EN 1998-1 are în vedere numai doua cerințe de performanță: cerința de siguranța a vieții și cerința de limitare a degradărilor. Aceasta ultima abordare a fost adoptata și de P100-2006, cu diferența ca nivelul de hazard este semnificativ mai mic decât în norma europeana. Astfel, valorile IMR adoptate în P100-2006 pentru siguranța vieții și respectiv limitarea degradărilor sunt numai de 100 ani și 30 ani, față de 475 ani și 100 ani în EN. Deci valoarea de vârf a accelerației orizontale a miscării terenului ag (accelerația terenului pentru proiectare) corespunde unui interval mediu de recurență al evenimentului seismic (respectiv a magnitudinii acestuia) IMR=100 ani, ceea ce corespunde unui eveniment seismic a cărui magnitudine are o probabilitate de depășire de 64% în 50 de ani).

Zonarea seismică (zonarea accelerației terenului pentru proiectare  $a_g$ ) din P100-2006, se bazează pe o analiza de hazard seismic în care a fost utilizat catalogul cutremurelor vrâncene din secolul 20, și un set de accelerograme înregistrate în 1977, 1986, 1990.

### **Acțiunea seismului din Northridge - California, 17 ianuarie 1994**

Cutremurul de la Northridge din 17 ianuarie 1994 a reprezentat un adevărat dezastru natural. A fost cel mai devastator cutremur din S.U.A. din perioada 1906-1994, înregistrându-se 57 de victime și pagube materiale de 49.3 miliarde USD (din care 41.8 miliarde pagube economice directe și 7.5 miliarde indirecte)

S-au înregistrat aproximativ 4000 de clădiri distruse sau avariate major, din care 200 prăbușite, și 8500 de clădiri avariate moderat. Șapte poduri de autostrada au fost distruse, și 170 au fost avariate.

### **Caracterizarea mișcării seismice**

Magnitudinea cutremurului a atins  $M=6,7$  pe scara Richter iar adâncimea focarului a fost aproximată la circa 10-15 km. Direcția de propagare predominantă a undelor seismice a fost direcția N-S. Intensitatea mișcării seismice a depășit în multe zone valorile prevăzute în norme, în apropierea epicentrului fiind înregistrată una dintre cele mai mari accelerații - 1,78g.

Din punct de vedere al sistemelor structurale au avut de suferit în mare parte clădiri de beton, cu cedări de elemente (stâlpi și grinzi), dar și clădiri cu structura metalică. La acestea din urma s-au evidențiat greșeli majore de soluții structurale.

### **Comportarea structurilor metalice la acțiunea cutremurului**

Creșterea economică din statul California între anii 1970-1980, precum și creșterea populației în orașul Los Angeles, a atras de la sine creșterea investițiilor, precum și a numărului de clădiri pe structură metalică. Cutremurul din 1994 a fost un test la scară naturală pentru clădirile moderne construite conform ultimelor standarde și coduri de proiectare, scrise după cutremurul San Fernando din 1971 ( $M=6.7$ ). Un element surprinzător l-a constituit comportarea nesatisfăcătoare a clădirilor pe structura metalică. Ca urmare a investigațiilor clădirilor grav avariate sau prăbușite, s-a constatat vulnerabilitatea îmbinărilor elementelor structurale stâlp-grindă, mai ales în cazul structurilor în cadre cu îmbinări rigide.

Clădirile în cadre metalice sunt proiectate să reziste acțiunii seismice prin producerea de deformații plastice fără o scădere semnificativă a capacității portante. Aceste deformații plastice se pot produce prin formarea de articulații plastice în îmbinările riglă-stâlp sau la extremitatea elementelor (extremitățile riglelor și la baza stâlpilor de la primul nivel). Îmbinările folosite în SUA curent în practică (Figura 3) erau considerate capabile să dezvolte rotații plastice semnificative, de ordinul 0,015 la 0,02 radiani, fără o scădere semnificativă a capacității portante.

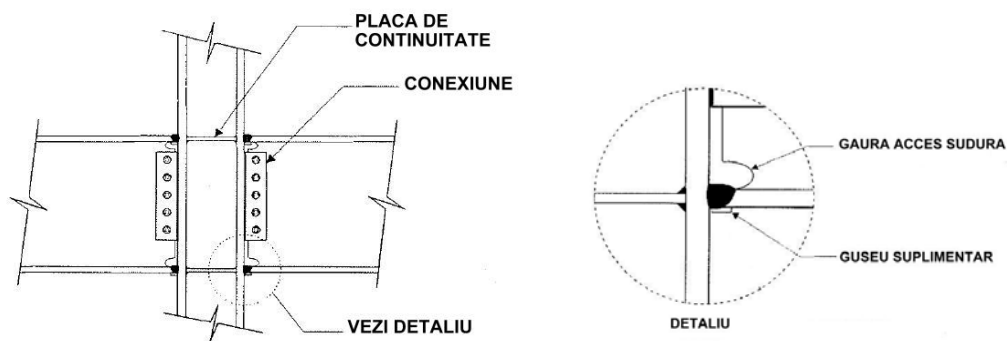


Fig.3 - Îmbinare tipică stâlp-grindă la structurile metalice în cadre folosite în SUA

Observațiile care au urmat cutremurului de la Northridge au arătat însă că în numeroase cazuri ruperile s-au produs la valori foarte reduse ale rotațiilor plastice. Acestea au constat în fisuri

sau ruperi în suduri sau în zonele adiacente. În unele situații fisurile s-au propagat și în talpa sau chiar în inima stâlpului (Figura 4).

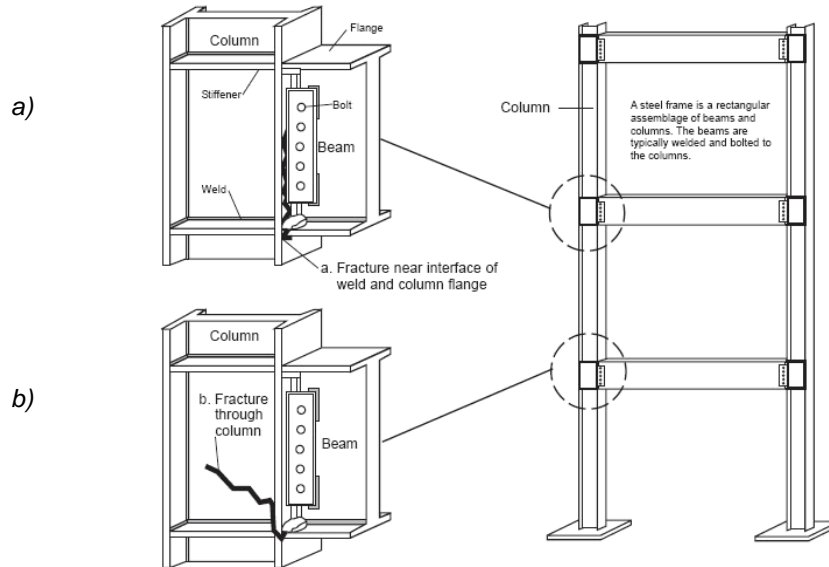


Fig.4 - Cedări frecvente ale îmbinărilor grindă-stâlp la cadrele metalice: a) cedarea sudurii la interfața grindă-stâlp; b) cedarea prin fisurarea tălpii și inimii stâlpului

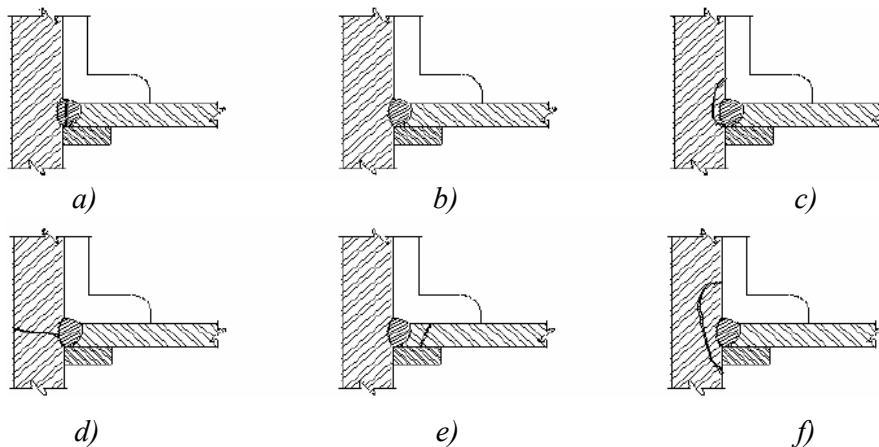


Fig. 5 - Tipuri de cedări ale îmbinărilor grindă-stâlp la cadrele metalice necontravântuite a) cedare cu fisurare sudură; b) cedare cu fisură la suprafața sudură-material; c) cedare cu fisurare verticală a tălpii stâlpului; d) cedare cu fisurare orizontală a tălpii stâlpului; e) cedare cu fisurare talpă inferioara grindă; f) cedare cu rupere lamelară a tălpii stâlpului

Cercetările post cutremur au evidențiat procentul mare de cedări ale îmbinărilor prin distrugereri pronunțate ale sudurilor în adâncime. Unii autori au clasificat aceste cedări ca fiind defecte de sudură. Totuși, numărul pronunțat de cedări ale îmbinărilor grinda-stâlp a fost considerat un motiv principal pentru revizuirea normelor de proiectare seismică în privința acestor tipuri de îmbinări.



Fig.6 - Exemple de cedări în urma investigațiilor a) cedarea sudurii cu fisurarea inferioară grinzii într-o îmbinare de grindă - stâlp; b) cedarea sudurii de la partea inferioară a îmbinării, cu propagarea fisurilor pe talpa și inima stâlpului

Pentru a găsi soluții de remediere ale pagubelor produse ca urmare a cutremurului din 1994, cât și pentru a determina cauzele care au dus la comportarea nesatisfăcătoare a structurilor metalice, în Statele Unite s-a inițiat un amplu program de cercetare pe o perioadă de 6 ani, denumit "SAC venture". În urma analizării modurilor de rupere, precum și a comportării materialelor, s-au identificat cauzele principale ale cedărilor îmbinărilor:

a) *Cadre metalice necontravantuite cu îmbinări sudate:*

- Calitatea materialului de sudură;
- Calitatea nesatisfăcătoare a sudurii, defecte de sudură;
- Mecanismul cedării: deformabilitatea îmbinării – apariția articulațiilor plastice în îmbinări, capacitatea la rotire depășită;

b) *Cadre metalice necontravantuite cu îmbinări cu șuruburi și sudură*

- Ruperi lamelare ale otelului din tălpile stâlpilor;
- Ruperi fragile ale sudurilor;
- Apariția articulațiilor plastice în stâlp - deformări și chiar cedări ale inimii stâlpului;

În final au fost introduse în norme și coduri de proiectare recomandări privind: proiectarea seismică a clădirilor noi în cadre metalice, evaluare seismică și consolidare a clădirilor existente în cadre metalice, evaluarea și repararea clădirilor în cadre metalice, asigurarea calității lucrărilor de construcții.

Noutatea majoră a noilor coduri a fost introducerea și promovarea metodei de calcul bazate pe nivele de performanță. Aceasta noua metoda poate fi folosită atât pentru calculul structurilor noi, cât și pentru evaluarea celor existente. În urma programului au rezultat două nivele de performanță:

- prevenirea colapsului: o structură care atinge acest nivel prezintă avarii extinse ale elementelor structurale și nestructurale iar rezervele de rezistență și rigiditate sunt reduse. Avariile pot conține cedări locale ale elementelor sau îmbinărilor și deplasări de nivel remanente mari, structura este capabilă să susțină încărcările gravitaționale. Datorită avariilor extinse, repararea clădirii poate fi nefezabilă din punct de vedere economic sau tehnic.

- ocupanță imediată – structura își păstrează aproape intacte caracteristicile de rezistență și rigiditate. Structura prezintă câteva avarii locale însă poate fi folosită imediat după cutremur, nefiind necesare inspecții sau reparații.

Calculul bazat pe metoda cu nivele de performanță avea să fie dezvoltat, ajungându-se ca să fie prezent în majoritatea codurilor de proiectare seismică din lumea întreagă.

### **Acțiunea seismului din Hanshin (Kobe) – Japonia, 17 ianuarie 1995**

În dimineața zilei de 17 ianuarie 1995, la exact un an de la cutremurul Northridge – California, al șaselea oraș ca mărime din Japonia (Kobe) cu o populație de 1.5 milioane de locuitori, a fost lovit de un cutremur de magnitudine  $M=6.9$  pe scara Richter. Adâncimea mica a focarului (16 km) a făcut ca efectele seismului să fie devastatoare, înregistrându-se 6.400 de morți, 15.000 de răniți, 400.000 de clădiri distruse și pagube materiale în valoare de peste 150 de miliarde de dolari. Din punct de vedere al efectelor, seismul din Kobe se clasează pe locul 2 în Japonia, după cutremurul din Kanto (1923) care a luat viața a peste 140.000 de oameni.

Din punct de vedere al localizării epicentrului, cutremurul din Kobe a fost primul cutremur din epoca modernă care a avut epicentrul sub un mare oraș, lucru ce a condus la amplificarea efectelor seismului.

Înregistrările efectuate au arătat accelerații mai mari de 0.5g, cu un maxim de 0,818g și viteze de peste 175cm/sec.

Deasemenea, un alt factor important a fost producerea fenomenului de „lichefiere a solului” din cauza existenței unor depozite de sol aluvial precum și a unor straturi de umplutură (mai ales în zona portului Kobe).

### **Comportarea structurilor metalice la acțiunea cutremurului**

În urma cutremurului din 1995, în zona oraşului Kobe s-au înregistrat 4.500 de clădiri afectate, din care 1.000 prabuşite sau grav avariate.

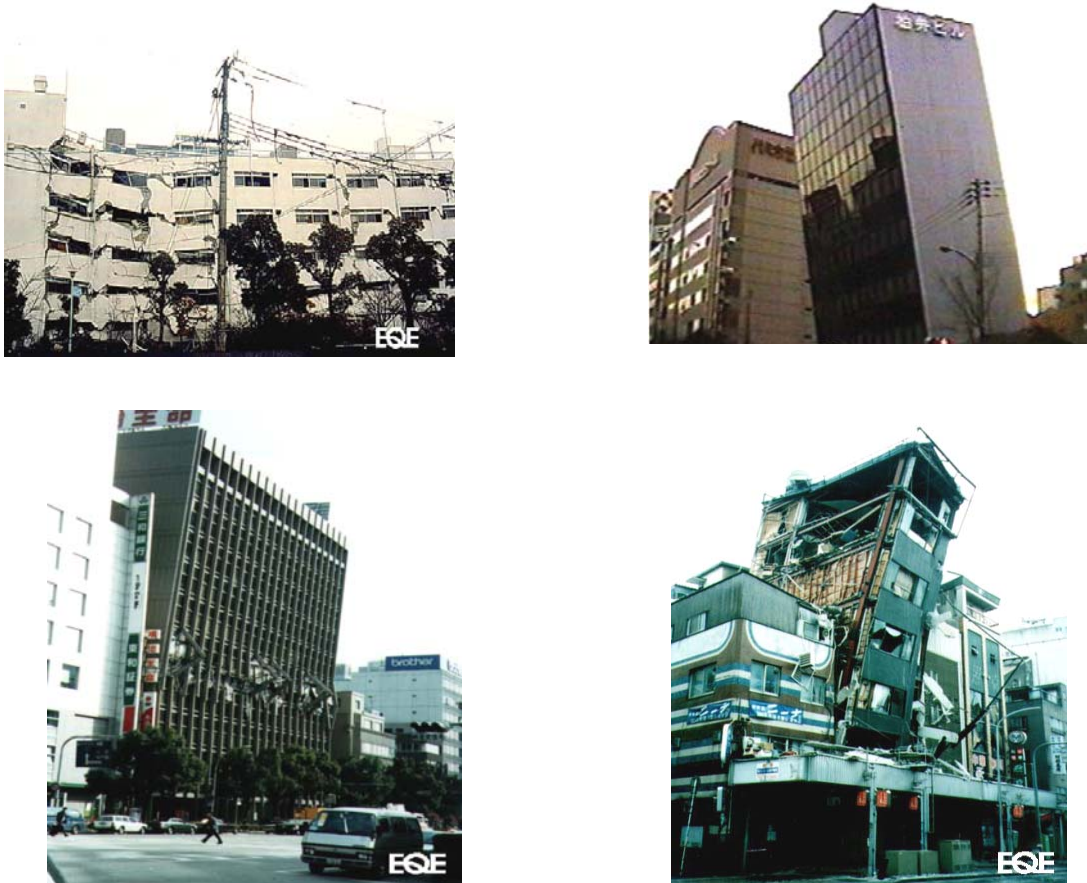


Fig.7 Avarii în urma cutremurului: a), b) efectul cedării solului – fenomenul de lichefiere; c) Cedarea stâlpilor unui etaj intermediar; d) Cedarea contravânturilor

Structurile metalice au o largă utilizare în Japonia, în special după anul 1961, an în care s-au introdus profilele laminare. Majoritatea clădirilor afectate au fost construite înainte de anul 1981, an în care au fost introduse noi prescripţii de proiectare antisismică. Avariile structurilor metalice s-au produs în special în următoarele elemente:

- *Stâlpi*. Pentru clădirile mai vechi unul din factorii care au contribuit la aceste avarii a fost coroziunea atmosferică. La stâlpii clădirilor mai noi, aceste avarii au constat atât în plasticări, deformări excesive şi flambaj local dar mai ales ruperi în materialul de bază.

- *Contravânturi*. Aceste elemente structurale au cedat mai ales în cazul clădirilor vechi prin cedarea îmbinarilor.

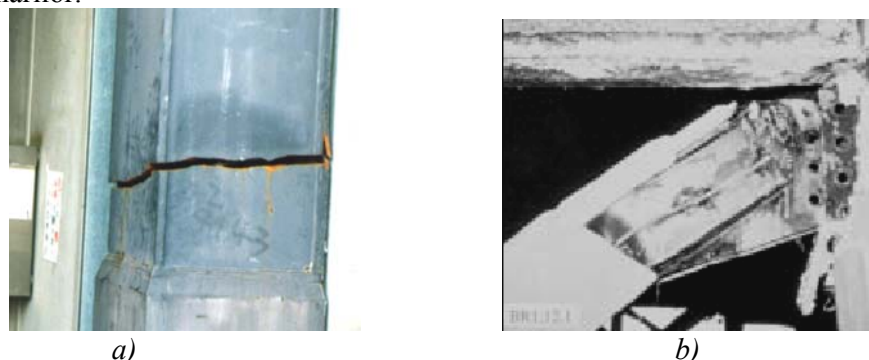


Fig. 8 Avarii în urma cutremurului: a) cedarea stalpului prin ruperea materialului de baza; b) cedarea imbinarii unei bare de contravantuire

- *Îmbinări riglă-stâlp*. În multe situații, îmbinările s-au rupt fără ca elementele îmbinate să sufere plasticizări, ceea ce a făcut ca energia disipată în timpul cutremurului să fie foarte redusă. Ruperea s-a produs în principal datorită grosimii reduse a cordoanelor de sudură.

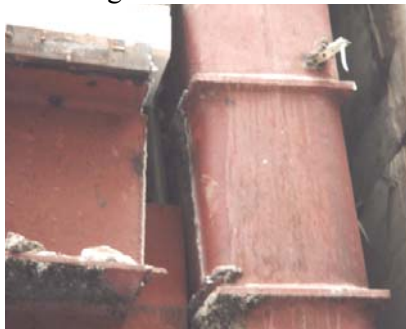


Fig.9 Avarii în urma cutremurului: cedarea sudurii între grindă și stâlp

Ca urmare a efectelor catastrofale ale cutremurului de la Kobe, au fost demarate ample programe de cercetare. Aceste programe au avut doua direcții:

- reevaluarea și îmbunătățirea capacității de rotire plastică a îmbinărilor sudate
- determinarea capacității de rotire plastică necesară

## BIBLIOGRAFIE

- [1] Dubina, D., Stratan, A., *Behaviour of welded connections of moment resisting frames beam to column joints*, Engineering Structures, Vol. 24, No. 11, 1431-1440, 2002.
- [2] Bârsan, George M. – *Dinamica și stabilitatea construcțiilor* – Editura Didactica și Pedagogică – București 1979;
- [3] Eurocode 3 Part 1.8 *Design of joints of steel structures*. CEN, European Committee for Standardisation, prEN 1993-1-8, 2002.
- [4] Eurocode 3 Part 1.1 *Design of steel structures, General rules and rules for buildings*. CEN, European Committee for Standardisation, prEN 1993-1-1, 1992.
- [5] Eurocode 8 - *Design provisions for earthquake resistance of structures - Part 1-1: General rules - Seismic actions and general requirements for structures*, CEN, ENV 1998-1-1, October 1994.
- [6] FEMA 273, *NEHRP guidelines for the seismic rehabilitation of buildings*; FEMA 274, "Commentary". Washington (DC), Federal Emergency Management Agency, 1996.
- [7] FEMA 350, *Recommended Seismic Design Criteria for New Steel Moment-Frame Buildings*, SAC Joint Venture, 2000.
- [8] FEMA 355E, *State of the Art Report on Past Performance of Steel Moment-Frame*, SAC Joint Venture, Report No. SAC-95-4770, Sacramento, California, USA, 2000. Emergency Management Agency, Washington (DC), 2000.
- [8] FEMA 356, *Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings*, Federal
- [9] P100-2006, *COD DE PROIECTARE SEISMICĂ. PARTEA I - P100-1/2006 - PREVEDERI DE PROIECTARE PENTRU CLĂDIRI*