

UNIVERSITATEA "POLITEHNICA"
TIMIȘOARA

BIBLIOTECA CENTRALĂ

"POLITEHNICA" din Timișoara

Nr. Inv. 625.355

ții

Dulap 181 Lit. D

Ing. PINTEA Dan

TEZĂ DE DOCTORAT

CONTRIBUȚII PRIVIND CALCULUL REZISTENȚEI LA FOC A CONSTRUCȚIILOR METALICE

CONDUCĂTOR ȘTIINȚIFIC

Prof. dr. ing. MERCEA Gheorghe

Timișoara
1999

625.355
181

CUPRINS

BIBLIOTECA CENTRALĂ
UNIVERSITATEA "POLITEHNICA"
TIMIȘCARA

1	Comportarea structurilor metalice la acțiunea focului.....	1.1
1.1	Introducere.....	1.1
1.2	Siguranța la foc.....	1.1
1.3	Aspecte privind reglementările de proiectare la acțiunea focului prevăzute de normele Eurocode	1.3
1.3.1	Evoluția metodelor din Eurocode 3 partea 10 (actualmente partea 1.2)	1.4
1.3.2	Comentarii asupra evoluției Eurocode 3, partea 1.2.....	1.8
1.4	Reglementări de calcul la acțiunea focului de la noi din țară.....	1.10
1.5	Tendențe și perspective privind analiza și comportarea la acțiunea focului a structurilor metalice.....	1.11
1.5.1	Introducere.....	1.11
1.5.2	Legislația și măsuri de siguranță	1.12
1.5.3	Evoluția focului și controlul acestuia	1.12
1.5.4	Proiectarea structurală la starea limită de incendiu	1.12
1.5.5	Reabilitarea structurilor expuse incendiului	1.13
1.5.6	Diseminarea rezultatelor.....	1.13
2	Siguranța structurilor metalice la acțiunea focului	2.1
2.1	Noțiuni și concepții privind siguranța structurilor la starea limită de incendiu	2.1
2.1.1	Concepte generale legate de siguranța structurilor la starea limită de incendiu	2.1
2.1.1.1	Probabilitatea izbucnirii unui incendiu devastator	2.1
2.1.1.2	Siguranța persoanelor	2.2
2.1.1.3	Siguranța proprietății	2.2
2.1.2	Factori ce influențează importanța și severitatea incendiilor	2.2
2.1.3	Factori ce influențează siguranța persoanelor	2.4
2.1.4	Factori ce influențează siguranța proprietății	2.4
2.2	Sisteme de construcții rezistente la foc	2.6
2.2.1	Concepte generale privind sistemele constructive rezistente la foc	2.6
2.2.2	Sisteme structurale rezistente la acțiunea focului.....	2.7
2.2.3	Comportarea oțelului la acțiunea focului.....	2.7
2.2.3.1	Introducere.....	2.7
2.2.3.2	Elemente încălzite simetric.....	2.9
2.2.3.3	Elemente încălzite nesimetric.....	2.10
2.2.4	Concepte de proiectare îmbunătățită	2.10

2.2.4.1	Elemente structurale integrate	2.11
2.3	Izolarea antiincendiu	2.14
2.3.1	Materiale de protecție la foc	2.15
2.3.2	Soluții practice de realizare a protecției	2.16
2.4	Elemente compozite oțel–beton	2.18
2.4.1	Planșee compozite	2.19
2.4.2	Grinzi compozite	2.20
2.4.3	Stâlpi compoziți.....	2.20
2.5	Răcirea cu apă (water cooling).....	2.21
3	Proprietățile termo – mecanice ale materialelor	3.1
3.1	Proprietăți termice	3.1
3.1.1	Capacitatea de înmagazinare a căldurii	3.1
3.1.2	Conductivitatea termică a oțelului și a betonului	3.4
3.1.3	Difuzibilitatea termică	3.6
3.1.4	Efuziunea termică.....	3.6
3.1.5	Schimbul de căldură la suprafață.....	3.7
3.2	Proprietăți mecanice	3.7
3.2.1	Modelul uniaxial.....	3.7
3.2.1.1	Deformația specifică termică.....	3.8
3.2.1.2	Deformația mecanică a oțelului.....	3.13
3.2.1.3	Cicluri de încărcare – descărcare.....	3.16
3.2.1.4	Utilizarea legilor constitutive	3.19
3.2.2	Modelul multiaxial	3.20
3.2.2.1	Suprafața de plasticitate.....	3.20
3.2.2.2	Ecruisajul.....	3.21
3.2.2.3	Integrarea.....	3.22
3.3	Concluziile capitolului 3	3.24
4	Aplicarea metodei elementului finit la modelarea comportării structurilor metalice la acțiunea focului.....	4.1
4.1	Introducere.....	4.1
4.2	Elementele finite nodale.....	4.2
4.2.1	Proprietăți caracteristice elementelor finite nodale	4.2
4.2.2	Coordonatele naturale.....	4.3
4.2.3	Funcții de interpolare.....	4.3
4.3	Modelarea cu elemente finite a comportării structurilor metalice la starea limită de incendiu.....	4.3
4.3.1	Modelarea transferului termic	4.4
4.3.2	Modelarea răspunsului static	4.6
4.3.2.1	Elementul de bară dublu articulată.....	4.7
4.3.2.1.1	Formularea elementului pentru problemele structurale.....	4.7
4.3.2.1.2	Matricea dependentă de deplasări.....	4.9

4.3.2.2	Elementul de bară dublu încastrată.....	4.10
4.3.2.2.1	Formularea elementului de bară dublu încastrată	4.10
4.3.2.2.2	Ipotezele principale ale elementului de bară dublu încastrată	4.11
4.3.2.2.3	Câmpul deplasărilor	4.11
4.3.2.2.4	Discretizarea	4.13
4.3.2.2.5	Integrarea	4.16
4.3.2.3	Exemple de aplicare și validare	4.20
4.3.2.3.1	Exemple plane la temperatura ambiantă	4.20
4.3.2.3.2	Flambajul în domeniul plastic.....	4.22
4.3.2.3.3	Studiul unui cadru multietajat.....	4.24
4.4	Validarea programului SAFIR de către autor.....	4.27
4.4.1	Validarea răspunsului termic	4.27
4.4.1.1	Testul I – Comparație cu rezultate analitice	4.28
4.4.1.2	Testul II – Problemă cu condiții de frontieră neliniare.....	4.30
4.4.1.3	Testul III – Problemă cu condiții de frontieră neliniare	4.32
4.4.1.4	Testul IV și V – Transferul căldurii prin goluri	4.33
4.4.1.5	Concluziile răspunsului termic	4.35
4.4.2	Validarea răspunsului static.....	4.35
4.4.2.1	Setul I – Structura Lee	4.36
4.4.2.2	Setul II – Stâlp comprimat excentric	4.38
4.4.2.3	Concluziile răspunsului mecanic	4.40
4.5	Aplicarea în practică a analizei structurale la starea limită de foc cu SAFIR.....	4.41
4.5.1	Modelarea transferului termic	4.42
4.5.2	Modelarea răspunsului static	4.45
4.6	Concluziile capitolului 4	4.47
5	Metode de calcul simplificat a structurilor metalice la acțiunea focului. Programul FOCSI 2000. Abace și nomograme de calcul	5.1
5.1	Introducere.....	5.1
5.2	Determinarea rezistenței la foc a structurilor	5.1
5.2.1	Analiza structurii la starea limită de incendiu	5.1
5.2.1.1	Analiza structurală globală	5.2
5.2.1.2	Analiza părților de structură	5.2
5.2.1.3	Analiza elementelor structurale	5.2
5.2.1.4	Încercări la foc.....	5.2
5.3	Modelul simplificat	5.2
5.3.1	Clasificarea secțiunilor transversale	5.3
5.3.2	Temperatura critică.....	5.4
5.3.3	Determinarea eforturilor de calcul la starea limită de incendiu.....	5.5
5.3.3.1	Elemente întinse din oțel	5.5
5.3.3.2	Elemente comprimate.....	5.6

5.3.3.3	Elemente încovoiate cu secțiuni din clasa 1 sau clasa 2.....	5.8
5.3.3.4	Elemente cu secțiuni din clasa 1, 2 sau 3, solicitate la încovoiere cu compresiune	5.11
5.3.4	Determinarea creșterii temperaturii pe secțiunea transversală	5.12
5.3.4.1	Secțiuni neprotejate	5.12
5.3.4.2	Secțiuni protejate	5.14
5.4	Programul FOCSI 2000.....	5.15
5.4.1	Prezentare generală.....	5.15
5.4.2	Validarea programului FOCSI 2000.....	5.21
5.4.2.1	Determinarea temperaturii critice.....	5.23
5.4.2.2	Determinarea rezistenței la foc în varianta neprotejată	5.25
5.4.2.3	Determinarea rezistenței la foc în varianta protecției pe contur.....	5.26
5.4.2.4	Determinarea temperaturii critice cu ajutorul programului FOCSI 2000.....	5.27
5.4.2.5	Determinarea rezistenței la foc în varianta neprotejată cu FOCSI 2000.....	5.29
5.4.2.6	Determinarea rezistenței la foc în varianta protejată cu FOCSI 2000.....	5.29
5.5	Comparație cu încercare experimentală	5.30
5.5.1	Concluziile studiului.....	5.32
5.6	Studiu comparativ al răspunsul termic, FOCSI 2000– SAFIR	5.32
5.6.1	Concluziile studiului.....	5.35
5.7	Tabele și nomograme de calcul pe baza modelului simplu.....	5.36
5.8	concluzii capitolului 5	5.46
6	Calculul cadrelor metalice la starea limită de incendiu	6.1
6.1	Introducere.....	6.1
6.2	Calculul stâlpilor din structurile metalice	6.2
6.2.1	Flambajul stâlpilor comprimați centric.....	6.4
6.2.1.1	Studiul numeric	6.4
6.2.1.2	Concluziile studiului numeric	6.6
6.2.1.3	Propunerea unei noi curbe de flambaj.....	6.7
6.2.1.4	Calibrarea formulei prin încercări experimentale.....	6.8
6.2.2	Stâlpi comprimați excentric.....	6.11
6.2.3	Stâlpi într-un mediu cu două zone de temperatură	6.14
6.2.4	Considerații referitoare la calculul stâlpilor	6.16
6.3	Calculul cadrelor bazat pe modelul simplu Eurocode 3 – 1.2.....	6.17
6.3.1	Verificarea stâlpilor	6.19
6.3.2	Grinzile metalice.....	6.20
6.4	Calculul cadrelor cu noduri deplasabile	6.22
6.4.1	Introducere.....	6.22

6.4.2	Analiza elastică a cadrelor cu noduri deplasabile (sway) la starea limită de rezistență.....	6.23
6.4.3	Analiza elastică a cadrelor cu noduri deplasabile la starea limită de incendiu	6.23
6.5	Studiul numeric	6.24
6.5.1	Sistemul structural	6.24
6.5.2	Geometria cadrelor	6.25
6.5.3	Limita de curgere a oțelului.....	6.26
6.5.4	Influența încărcărilor	6.26
6.5.5	Stabilirea încărcărilor	6.26
6.5.6	Determinarea rezistenței la foc	6.27
6.5.6.1	Determinarea rezistenței la foc folosind modelul simplu.....	6.27
6.5.6.2	Determinarea rezistenței la foc folosind modelul de analiză structurală globală	6.31
6.6	Concluziile studiului parametric	6.32
6.6.1	Influența sistemului structural	6.39
6.6.2	Influența geometriei cadrelor.....	6.39
6.6.3	Influența limitei de curgere a oțelului.....	6.40
6.6.4	Influența încărcărilor gravitaționale	6.41
6.6.5	Influența efectelor indirecte.....	6.42
6.7	Concluziile capitolului 6	6.43
7	Concluzii finale și contribuții personale	
7.1	Concluzii generale.....	7.1
7.2	Contribuții personale ale autorului	7.4
7.3	Valorificarea rezultatelor obținute în cadrul tezei	7.7
Anexa 1	A.1

CAPITOLUL 1

COMPORTAREA STRUCTURILOR METALICE LA ACȚIUNEA FOCULUI

1.1 Introducere

Construcțiile metalice au fost și sunt în general folosite pentru construcții industriale, pentru construcții cu deschideri mari sau pentru construcții cu înălțimi mari cum este cazul clădirilor multietajate. În acest moment oțelul pentru construcții este din ce în ce mai des folosit și pentru construcțiile cu deschidere sau înălțime medie.

Acest lucru se datorează faptului că structurile metalice oferă următoarele avantaje:

- ⇒ posibilități arhitecturale deosebite, privind forma și dimensiunile construcției
- ⇒ flexibilitate internă a spațiului, atât în faza de proiectare, cât și în faza de exploatare, modificări ulterioare putând fi efectuate relativ ușor și la costuri rezonabile,
- ⇒ execuția rapidă în orice condiții climatice, permițând un timp de execuție scurt cu câștiguri financiare substanțiale,
- ⇒ calitate deosebită a construcțiilor

Un alt motiv al succesului construcțiilor metalice o constituie progresele dobândite în anii 80 în proiectarea construcțiilor rezistente la foc. Metode sofisticate inginerești au înlocuit metodele empirice și deseori neștiințifice folosite în trecut. Astfel, o întreagă gamă de posibilități este accesibilă arhitecților și proiectanților, permițând crearea unor structuri sigure, economice și cu o arhitectură deosebită.

Metodele moderne ale proiectării la foc a construcțiilor metalice, care vor fi prezentate în continuare, permit realizarea cu maximă eficiență a structurilor metalice rezistente la foc. O proiectare eficientă la foc a unei structuri metalice este de o importanță covârșitoare pentru că poate reduce cu până la 20% costul total al construcției, asigurând în același timp siguranța ei.

Când este folosit împreună cu alte materiale, cum sunt fibrele minerale, plăcile de ipsos sau beton, oțelul poate ușor răspunde celor mai exigente condiții de rezistență la foc, bazate pe cerințele ISO.

1.2 Siguranța la foc

Documentul interpretativ al Directivei privind Produsele de Construcție, elaborată de Comisia Europeană și intitulată “Essential requirement: safety in case of fire”¹ stipulează principalele obiective ale siguranței la foc:

¹ Cerințe esențiale: siguranța la foc (tr. eng.)

- ⇒ Capacitatea portantă a construcției poate fi considerată a fi suficientă pentru o perioadă de timp, care reprezintă de fapt rezistența la foc a acesteia,
- ⇒ Generarea și răspândirea focului în construcție este limitată prin proiectare,
- ⇒ Răspândirea focului către construcțiile învecinate este limitat prin proiectare,
- ⇒ Ocupanții pot părăsi construcția sau pot fi salvați prin alte mijloace din clădirile cuprinse de incendiu,
- ⇒ Siguranța echipei de salvare este considerată în proiectare.

De altfel, majoritatea acestor principii care stau la baza siguranței construcțiilor la foc, sunt cuprinse și în Legea 10/ 1995, aliniată directivelor Comisiei Europene.

În principiu, aceste obiective sunt incluse în cerințele necesare privind proiectarea construcțiilor, și alegerea materialului, dar primul obiectiv cade exclusiv în seama inginerului proiectant.

Toate normele naționale sunt în principal preocupate de siguranța ocupanților și a echipelor de intervenție, și de limitarea răspândirii masive a incendiului (conflagrarea). În practică, normele și reglementările se aplică și asupra măsurilor de protecție a proprietății, în special a pagubelor însemnate produse în timpul incendiilor de mică severitate. Este foarte dificilă separarea acestor cerințe și luarea în considerare a măsurilor speciale de protecție, cum ar fi: detecția automată, folosirea sprinklerelor, bariere de foc și fum, etc., care au un efect însemnat atât asupra siguranței vieții cât și de limitare a pagubelor. Aceste măsuri se numesc *active*, pentru că tind să reducă severitatea incendiului.

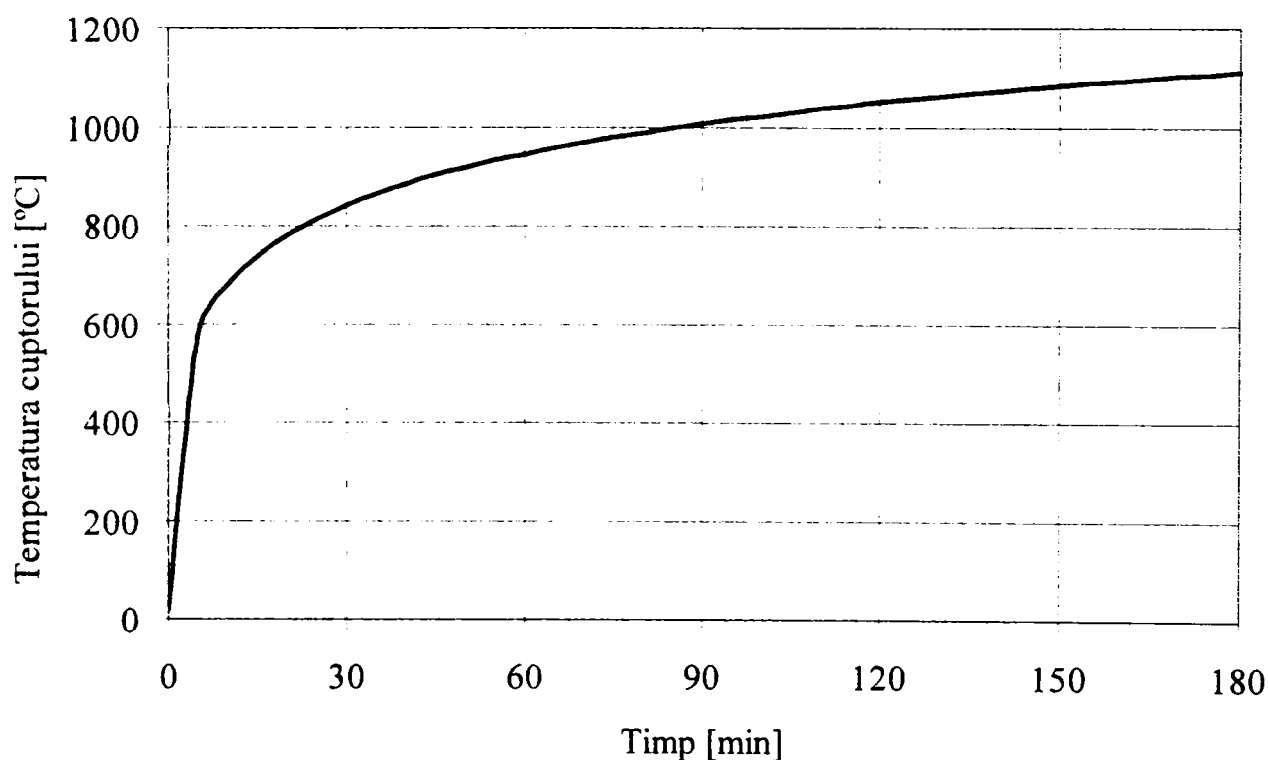


Figura 1.1 Curba standard temperatură–timp ISO 834 și BS 476: Part 20

În cele mai multe cazuri, inginerul structuralist este preocupat de așa numitele măsuri *pasive* de protecție, care sunt folosite pentru a atinge anumite capacități portante adecvate, prevenind încălzirea excesivă a elementelor de oțel, și astfel pierderea capacității lor portante. Metodele de analiză sunt bine stabilite pentru determinarea răspunsului static și termic al elementelor primare de construcție (grinzi, stâlpi, etc.) când sunt protejate. Pentru multe tipuri de elemente și solicitări există tabele și nomograme care permit calculul acestora la foc.

Noțiunea de *rezistență la foc* poate fi aplicată doar testelor standard la foc, adică acele teste care folosesc o curbă standard temperatură–timp, cum ar fi ISO 834, BS 476: Part 20 (vezi Figura 1.1). Astfel, rezistența la foc în sine nu este decât o reprezentare scalară a performanței relative a elementului de construcție (grindă, stâlp, etc.), și este folosită pentru calibrarea performanței probabile a elementului în condiții de foc. De exemplu, a grindă având rezistența la foc de o oră, R60, nu va ceda în condițiile unui incendiu real la exact o oră. De fapt, s-ar putea ca elementul respectiv să nu cedeze de loc într-un incendiu real, pentru că curba standard este monoton crescătoare, pe când într-un incendiu real, temperatura incendiului după arderea materialelor consumabile va scădea, elementul respectiv putând supraviețui incendiului fără a se atinge valoarea limită.

1.3 Aspecte privind reglementările de proiectare la acțiunea focului prevăzute de normele Eurocode

În vederea suprimării barierelor tehnice ce intervin în circulația bunurilor și serviciilor, Comunitatea Europeană a decis armonizarea de o manieră rezonabilă a reglementărilor tehnice din țările membre și afiliate. De buna îndeplinire a acestei probleme a fost însărcinat Comitetul European de Normare (Comité Européen de Normalisation) (C.E.N.). Concret această misiune constă în a elabora noi reglementări europene denumite Eurocode 1 la 8. După anumite rapoarte, înlăturarea barierelor datorate folosirii normelor tehnice naționale, diferite, va genera economii la nivel comunitar de aproximativ 75 miliarde Euro, o sumă deloc neglijabilă. În plus folosirea unei singure norme cu aplicabilitate europeană care să sublimizeze diferitele norme naționale în momentul de față (DIN, NBN, AFNOR, STAS, etc.) va conduce la o ușurință în activitatea inginerilor proiectanți de structuri.

Normele comunitare Eurocode sunt organizate după cum urmează:

Eurocode	1:	Acțiuni
	2:	Beton, beton armat, beton precomprimat
	<u>3:</u>	<u>Construcții metalice</u>
	4:	Construcții mixte oțel-beton
	5:	Construcții de lemn
	6:	Zidărie
	7:	Fundații și geotehnică
	8:	Structuri în zone seismice
	9:	Structuri de aluminiu

În ceea ce privește Eurocode 3, el conține următoarele părți:

Part	1.1:	Reguli generale
	<u>1.2:</u>	<u>Rezistența la foc</u>
	1.3:	Profile subțiri formate la rece
	2:	Poduri
	3:	Turnuri, coșuri de fum
	4:	Rezervoare, silozuri, conducte
	5:	Structuri multietajate
	7:	Structuri marine și maritime
	8:	Structuri agricole

1.3.1 Evoluția metodelor din Eurocode 3 partea 10 (actualmente partea 1.2)

Eurocode 3 partea 1.2 [32], permite calculul elementelor din oțel expuse incendiului. Calculul poate fi realizat prin două metode de analiză:

Analiza numerică structurală, globală sau pe părți de structură. Această metodă de analiză permite luarea în considerare a unui număr însemnat de fenomene:

- ⇒ posibilitatea utilizării unei temperaturi neuniforme pe secțiunea transversală, sau chiar în lungul elementelor,
- ⇒ posibilitatea utilizării unei curbe $\sigma - \varepsilon$ care variază cu temperatura,
- ⇒ luarea în considerare a efectului indirect al focului (eforturi din deformații),
- ⇒ considerarea efectelor de ordinul II.

Analiza unui element din structură. Din motive evidente de simplificare a calculului, Eurocode 3, partea 1.2 propune o metodă de analiză simplificată, similară cu metoda de calcul folosită la rece (Eurocode 3), de fapt care face dese trimiteri la formulele de calcul din Eurocode-ul de bază, în care se ține seama de degradarea caracteristicilor mecanice ale oțelului la temperaturi ridicate. Ipoteza simplificatoare fundamentală este cea a considerării temperaturii uniforme pe secțiunea transversală și în lungul elementelor. Doar ultimele versiuni ale Eurocode permit în anumite cazuri de solicitare, considerarea unei temperaturi neuniforme pe secțiune. Limita de curgere f_y sau modulul de elasticitate longitudinal E , sunt calculate la o anumită temperatură prin multiplicarea valorilor lor la 20°C cu coeficienți de reducere dați în tabele.

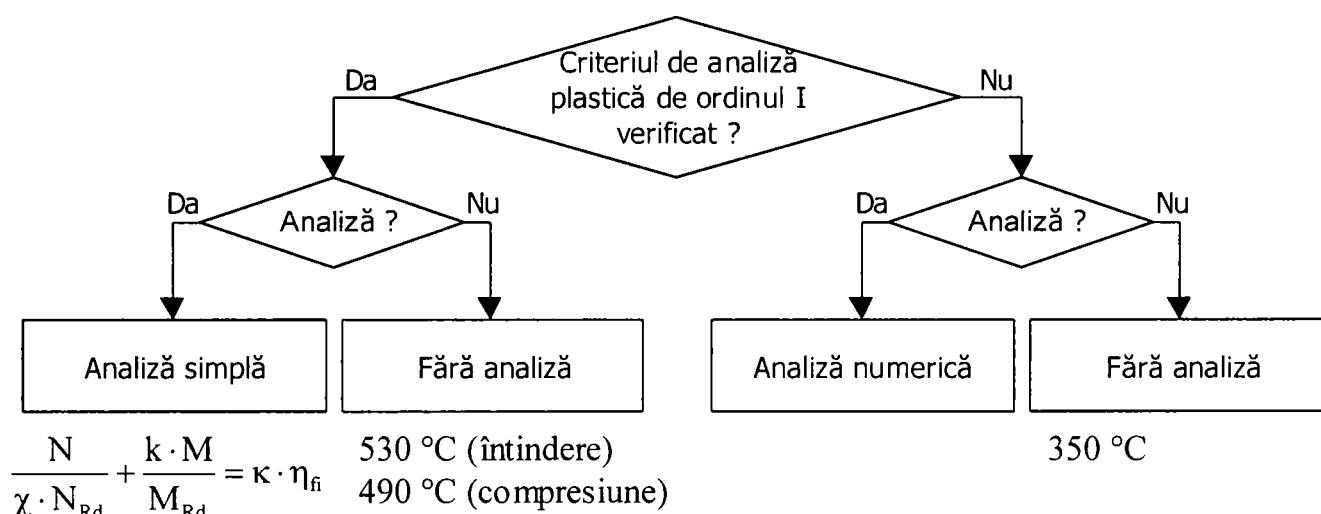
Metodele simplificate propuse de Eurocode 3, partea 1.2 prezintă și anumite inconveniente și chiar lacune supărătoare care vor fi prezentate în capitolele următoare ale tezei. O omisiune importantă o reprezintă tăcerea referitoare la determinarea eforturilor în elementele structurale la starea limită de incendiu. Clasificările care sunt pe larg detaliate în Eurocode 3, sunt valabile și la temperaturi ridicate? Se pot lua în considerare efectele indirecte ale acțiunii focului, respectiv efectele de ordinul II? Toate aceste probleme sunt lăsate în suspensie și așteaptă un răspuns.

Pentru a vedea mai clar maniera prin care Eurocode propune determinarea temperaturii critice a unui element structural, vom prezenta în continuare modificările esențiale survenite în diverse variante.

Pentru înțelegerea mai ușoară a calculului, prezentarea se va face sub forma unor organigrame cum este cea prezentată în Figura 1.2. În aceste organigrame se vor folosi următoarele simboluri:

- κ factor de corecție care ține seama de neuniformitatea temperaturii pe secțiunea transversală, și în lungul elementului. El mai ține seama și de faptul că în formule doar limita de curgere f_y este diminuată, deși se produce și o degradare a modulului de elasticitate longitudinal E .
- η_{fi} factorul de reducere al încărcării la starea limită de incendiu, care reprezintă raportul dintre efortul de calcul produs de încărcări la starea limită de incendiu și efortul de calcul produs de încărcări la starea limită de rezistență,
- χ factorul de reducere al rezistenței plastice la compresiune în cazul flambajului (echivalent cu coeficientul de flambaj ϕ din norma românească),
- N efortul axial de calcul la starea limită de incendiu,
- N_{Rd} efortul axial capabil la 20°C (efortul axial rezistent),
- M momentul încovoietor de calcul la starea limită de incendiu,

- M_{Rd} momentul încovoietor capabil (moment încovoietor rezistent), care se ia:
 Momentul plastic pentru secțiuni de clasa 1 sau 2,
 Momentul elastic pentru secțiuni de clasa 3,
- $\bar{\lambda}_{LT}$ coeficientul de zveltețe redus, în cazul deversării,
- E modulul de elasticitate longitudinal la 20°C,
- f_y limita convențională de curgere la 20°C,
- k factor de amplificare al momentului (funcție de forma diagramei de moment încovoietor și al raportului $N/\chi N_{Rd}$).



unde:

$\kappa=0,7$ elemente expuse pe 3 fețe
 $\kappa=1,2$ elemente comprimate
] $\times 0,85$ în reazemele grinzilor continue

Figura 1.2 Criteriul de analiză după Eurocode 3, Partea 10 (Aprilie 1990)

Conform normei Eurocode 3, varianta aprilie 1990 [51], rezistența la foc putea fi determinată folosind metodele simplificate, dacă la rece se respecta criteriul de analiză plastică de ordinul I.

În cazul în care acest criteriu era respectat și se efectua analiza necesară determinării rezistenței la foc bazată pe modelul simplificat, formula de interacțiune propusă este cea prezentată în organigrama de mai sus. Coeficientul κ , care intervine în formula de interacțiune era fie 0,7 în cazul elementelor expuse la foc pe trei fețe (temperatură neuniformă pe secțiune), fie 1 în cazul elementelor expuse pe patru fețe. În cazul elementelor comprimate (cum este cazul stâlpilor) acest coeficient se lua cu valoarea 1,2 indiferent de numărul de fețe expus la foc. Dacă analiza simplă era efectuată în reazemele grinzilor continue, valorile lui κ se reduceau cu 0,85.

În cazul în care criteriul plastic era respectat, dar nu se efectua o analiză pentru determinarea rezistenței la foc, Eurocode propunea o valoare unică pentru temperatura critică în cazul elementelor întinse, respectiv comprimate.

Dacă criteriul de analiză plastică de ordinul I nu era respectat, era necesară o analiză numerică a întregii structuri folosind programe bazate pe metoda elementului finit, programe care respectă modelul structural descris de Eurocode. În cazul în care nu se efectua o analiză numerică, temperatura critică, indiferent de tipul de solicitare și forma secțiunii era de 350°C.

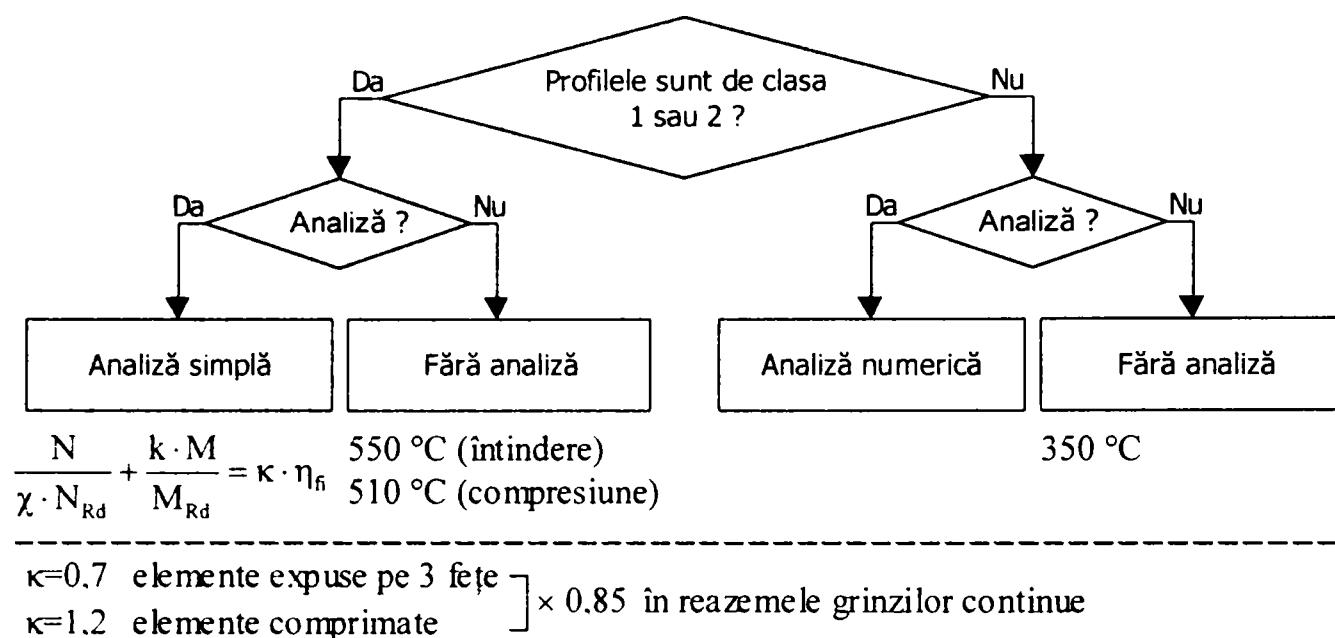


Figura 1.3 Criteriul de analiză după Eurocode 3, Partea 1.2 (Octombrie 1992)

Varianta Octombrie 1992 a normei Eurocode (vezi Figura 1.3), permite folosirea metodelor simplificate în cazul secțiunilor având clasa 1 sau 2. În cazul în care secțiunile sunt de clasa 1 sau 2 dar nu se dorește efectuarea analizei bazată pe modelul simplu, temperatura critică poate fi luată 550°C în cazul elementelor întinse, respectiv 510°C în cazul elementelor comprimate sau încovoiate.

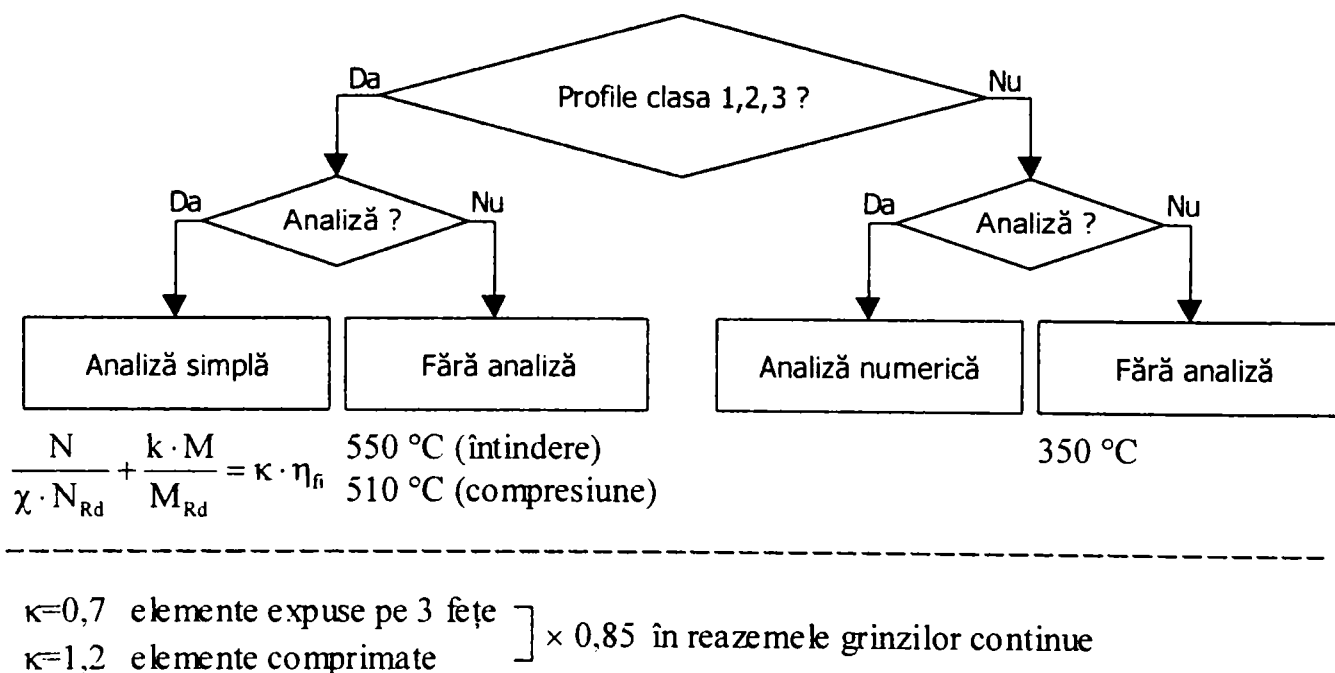
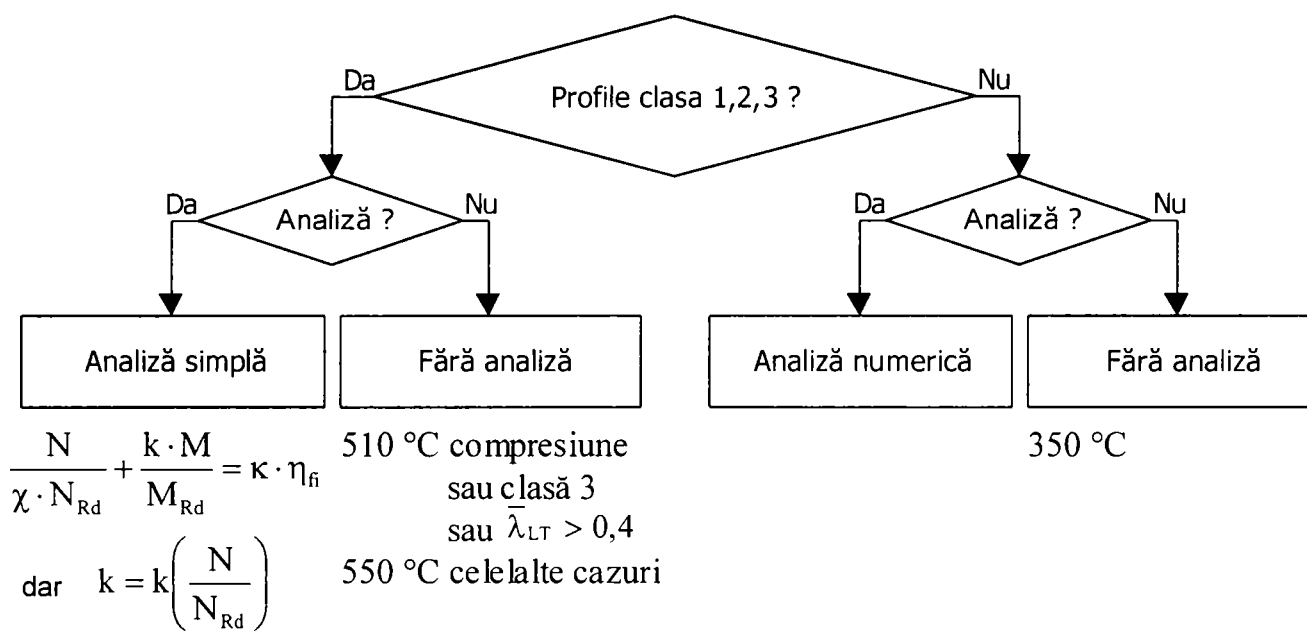


Figura 1.4 Criteriul de analiză după Eurocode 3, Partea 1.2 (Mai 1993)

Eurocode varianta mai 1993 (vezi Figura 1.4), permite aplicarea modelului simplu de analiză și în cazul profilelor, având secțiunea de clasa 3. În acest caz, momentul capabil M_{Rd} este momentul elastic, față de secțiunile având clasa 1 și 2 în care momentul încovoietor rezistent este cel plastic.



$\kappa=0,7$ elemente expuse pe 3 fețe

$\kappa=0,85$ în reazemele grinzilor continue expuse pe 4 fețe

$\kappa=0,6$ în reazemele grinzilor continue expuse pe 3 fețe

dacă elementul este comprimat: $N \rightarrow 1,2 \cdot N$

dacă există pericolul deversării ($\bar{\lambda}_{LT} > 0,4$) $M \rightarrow 1,2 \cdot M$

Figura 1.5 Criteriul de analiză după Eurocode 3, Partea 1.2 (Iulie 1993, Octombrie 1993)

Varianta iulie 1993 a Eurocode (vezi Figura 1.5), modifică substanțial termenii care intervin în formula de interacțiune. În primul rând, în cazul în care elementul este comprimat (pericol de pierdere a stabilității prin flambaj), efortul de calcul N se multiplică cu un coeficient având valoarea 1,2. În cazul în care există și pericol de deversare (coeficientul de zveltețe redus $\bar{\lambda}_{LT}$ este mai mare de 0,4) momentul încovoietor de calcul se multiplică cu valoarea 1,2.

S-au operat și modificări în ceea ce privește coeficientul κ (vezi Figura 1.5). De asemenea, în cazul în care nu se efectuează o analiză bazată pe modelul simplu temperatura critică se va lua fie 510°C în cazul elementelor comprimate, sau la care există pericol de deversare sau având secțiunea de clasa 3, respectiv 550°C în toate celelalte cazuri.

O adevărată revoluție în evoluția Eurocode se produce odată cu publicarea variantei februarie 1994 (vezi Tabelul 1.1), care schimbă radical modul de determinare a rezistenței la foc folosind modelul simplu. Această variantă a fost republicată în mai 1995 [32], fără modificări și este în prezent ultima variantă a Eurocode 3, Partea 1.2.

Vom prezenta diferențele între această variantă și cea precedentă într-un tabel pentru a nu supraîncărca nomograma. Explicații detaliate privind evoluția Eurocode referitoare la determinarea rezistenței la foc vor fi prezentate în paragraful următor.

Tabelul 1.1 Eurocode 3, Partea 1.2 (Februarie 1994, Mai 1995)

Ultima variantă de Eurocode 3-1.2, reia diagrama de mai sus (vezi Figura 1.5) cu următoarele modificări:

1. Pentru clasificarea secțiunilor la starea limită de incendiu

⇒ Un element solicitat la compresiune, sau o grindă static determinată (izostatică) expusă la foc pe trei fețe se va clasifica ca la rece.

⇒ Pentru toate celelalte cazuri, parametrul funcție de care se va face clasificarea secțiunii ε , se va determina la temperatura critică:

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235 k_{E,\theta}}{f_y k_{y,\theta}}}$$

unde $k_{E,\theta} = \frac{E_\theta}{E}$ este coeficientul de reducere a modului de elasticitate la temperatura θ

$k_{y,\theta} = \frac{f_{y,\theta}}{f_y}$ este coeficientul de reducere a limitei de curgere f_y la temperatura θ

2. Coeficienții de zveltețe reduși

Coeficientul de zveltețe redus, atât în cazul flambajului, cât și a deversării se calculează la temperatura critică. Astfel:

$\bar{\lambda}_{\theta,\max} = \bar{\lambda} \sqrt{\frac{k_{y,\theta}}{k_{E,\theta}}}$ este coeficientul de zveltețe redus în cazul flambajului

$\bar{\lambda}_{LT,\theta,\max} = \bar{\lambda}_{LT} \sqrt{\frac{k_{y,\theta}}{k_{E,\theta}}}$ este coeficientul de zveltețe redus în cazul deversării

unde: $\bar{\lambda}$ este coeficientul de zveltețe calculat la rece (flambaj)

$\bar{\lambda}_{LT}$ este coeficientul de zveltețe calculat la rece (deversare, lateral torsion)

1.3.2 Comentarii asupra evoluției Eurocode 3, partea 1.2

Conform normei Eurocode 3 – 1.2 din aprilie 1990, metodele simple pot fi folosite, dacă la rece se poate folosi calculul plastic de ordinul I. Aceasta implică respectarea următoarelor condiții:

Condiții impuse secțiunilor: ⇒ existența unei axe de simetrie în planul de încărcare în vecinătatea articulației plastice,
⇒ capacitate de rotire suficient de mare.

Condiții impuse stâlpilor: ⇒ secțiunile să fie de clasa 1
⇒ limitarea coeficientului de zveltețe redus $\bar{\lambda}$

Din octombrie 1992, criteriile de aplicare ale metodelor simplificate depind de clasa secțiunilor. Reamintim mai jos diferitele clase de secțiuni caracterizate de Eurocode astfel:

Clasa 1 secțiuni transversale capabile să permită formarea articulațiilor plastice, iar rotirea sub moment constant este cea cerută pentru redistribuirea momentelor încovoietoare pe structură, astfel încât să permită o analiză plastică,

Clasa 2 secțiuni transversale capabile să permită formarea articulațiilor plastice în secțiune, însă fenomenul de voalare nu permite rotirea sub moment constant și nici redistribuirea plastică a eforturilor,

Clasa 3 secțiuni transversale la care efortul calculat la fibra extremă comprimată poate atinge limita de curgere, însă fenomenul de voalare poate împiedica dezvoltarea momentului plastic,

Clasa 4 secțiuni ce nu pot dezvolta momente elastice (cedarea are loc prin voalare).

Astfel criteriile de selecție au devenit mai puțin restrictive. De fapt un număr însemnat de studii au arătat că:

- ⇒ Cedarea structurii nu se produce niciodată prin mecanism plastic complet, ci mai degrabă prin instabilitatea rezultată din apariția mai multor articulații plastice. În plus capacitatea de rotire crește odată cu creșterea temperaturii. Era deci mult prea acoperitoare restrângerea calculului doar la secțiunile de clasă 1, fără a considera progresiv și secțiunile de clasă 2 și 3.
- ⇒ S-a observat că, la starea limită de incendiu, limita impusă coeficientului de zveltețe redus, nu este niciodată depășită. Acest criteriu de limitare a fost deci abandonat.

Chiar începând din prima variantă de Eurocode (Aprilie 1990), se introduce un coeficient de corecție κ , care reglează două probleme:

- ⇒ Problema temperaturii neuniforme. La majoritatea tipurilor de solicitare se folosește acoperitor determinarea efortului capabil funcție de temperatura maximă atinsă de element. Astfel încât în cazul expunerii pe trei fețe (temperatură neuniformă) sau în cazul reazemelor grinzilor continue (noduri mult mai masive și mai puțin solicitate termic), calculul conduce la o subestimare a temperaturii critice a elementului. În acest caz se va aplica un factor corectiv subunitar $\kappa < 1$.
- ⇒ Problema modulului de elasticitate. În metodele simplificate, la starea limită de incendiu, se consideră degradarea unei singure caracteristici mecanice, funcție de timp(temperatură) și anume limita de curgere f_y . În realitate odată cu creșterea temperaturii se produce și o degradare a modulului de elasticitate longitudinal E . În cazul compresiunii, sau a compresiunii însoțite de moment încovoietor, neconsiderarea acestei degradări conduce la o supraestimare a temperaturii critice. De această dată coeficientul κ este supraunitar și ia valoarea $\kappa = 1,2$.

Acest factor are un efect de corecție **global** asupra rezultatelor.

Începând din iulie 1993 factorul κ nu mai este folosit pentru corectarea degradării modulului de elasticitate longitudinal, ci doar pentru a ține seama de neuniformitatea temperaturii. În cazul riscului de pierdere a stabilității prin flambaj forța axială la starea limită de incendiu se multiplică cu 1,2. Respectiv în cazul riscului de pierdere a stabilității prin flambaj lateral prin încovoiere răsucire, momentul încovoietor la starea limită de incendiu se multiplică cu 1,2.

Se vede că factorul de corecție 1,2 este folosit mult mai judicios, intervenind doar asupra termenului necesar a fi corectat din formula de interacțiune, nemaiaivând un efect global.

Mai trebuie menționată o adevărată revoluție care s-a produs în modul de determinare a coeficienților de zveltețe (atât în cazul flambajului, cât și în cazul deversării). Variantele de Eurocode până în 1993, cereau determinarea coeficientului de zveltețe redus $\bar{\lambda}$ la 20 °C. Ulterior s-a introdus determinarea acestui coeficient la temperatura critică. Se va prezenta o discuție critică asupra determinării coeficienților de zveltețe la temperatura critică în capitolul 6. Acest lucru duce în final la necesitatea folosirii unui calcul iterativ pentru determinarea efortului capabil, respectiv a temperaturii critice, ceea ce conduce la folosirea fie a unor programe de calculator fie a unor nomograme elaborate folosind programe de calculator.

1.4 Reglementări de calcul la acțiunea focului de la noi din țară

În ultimii ani, se remarcă o tendință de implementare a metodelor de calcul la starea limită de incendiu aplicate structurilor metalice, din beton, respectiv mixte. Prin aceasta se încercă atât o aliniere din acest punct de vedere al reglementărilor în domeniu la normele europene, cât și completarea sau chiar înlocuirea pentru cazuri bine precizate a încercărilor de laborator cu calculul ingineresc.

Primul normativ, care se referea la proiectarea la foc a construcțiilor, nemodificat pentru o lungă perioadă de timp, a fost P 118-83 "Normele tehnice de proiectare și realizarea construcțiilor privind protecția la acțiunea focului". Normativul P 118 stabilește performanțele și nivelele de performanță admisibile privind siguranța la foc a construcțiilor. Prevederile lui sunt obligatorii la construcțiile noi de orice fel și instalațiile utilitare aferente acestora.

Odată cu apariția legii nr. 10/1995 "Legea privind calitatea în construcții" [53], normativul P 118 a fost actualizat, varianta actuală P 118-99 "Normativ de siguranță la foc a construcțiilor" [1], înlocuind indicativul P 118-83. Actualul P 118 stabilește tot performanțele și nivelele de performanță admisibile privind siguranța la foc a clădirilor noi, indiferent de forma de proprietate sau destinație.

În același timp, colective de elaborare din centre recunoscute, elaborează normele specifice, referitoare la proiectarea la foc a construcțiilor. Vom menționa în acest sens "Normativul pentru verificarea la foc a construcțiilor din beton și beton armat" contract MCT (responsabil de temă cerc. științific principal gr. I dr. ing. Dan V. Dumitrescu), care stabilește normele de calcul privind proiectarea la foc a elementelor structurale ale construcțiilor din beton și beton armat.

Ne vom referi mai pe larg la două contracte de cercetare încheiate între colectivul de elaborare din cadrul Departamentului de Construcții Metalice și Mecanica Construcțiilor, al Facultății de Construcții din Timișoara (responsabil teme: prof. dr. ing. Dan Dubină), și Ministerul Lucrărilor Publice și Amenajării Teritoriului. Cele două contracte de cercetare sunt 191/20.12.1995 "Normativ pentru verificarea la foc a elementelor structurale ale construcțiilor din oțel" [20], respectiv 328/09.09.1997 "Ghid pentru verificarea la foc a elementelor structurale ale construcțiilor din oțel" [21]. Menționăm că autorul prezentei teze face parte din colectivul de elaborare al normativului, respectiv elaborator principal al ghidului de proiectare. Ambele contracte de cercetare sunt în faza de tehnoredactare computerizată fiind în faza de publicare. Normativul de proiectare introduce pentru prima oară în România a relațiilor de calcul și verificare a elementelor structurale ale construcțiilor din oțel la starea limită de incendiu. El se bazează în exclusivitate pe normativul Eurocode 3, Part 1.2, ediția mai 1995, respectând în același timp criteriile de calitate și performanță definite prin Legea 10, respectiv prin Normativul P-118.

Prezentăm mai jos relația de interacțiune existentă între aceste reglementări, programele de calculator dezvoltate (Focsi 2000), respectiv utilizatorii finali (inginerii proiectanți), care definesc domeniul proiectării la foc a structurilor metalice din țara noastră.

Putem remarca relații de feed-back atât din partea programelor de calculator dezvoltate, cât și din parte colaboratorilor la normativ, respectiv ghid (dintre care putem menționa cercetători recunoscuți în domeniu din centrele universitare Cluj, București, Iași), nu în ultimul rând din partea utilizatorilor finali ai rezultatelor cercetării (inginerii proiectanți, verificatori de proiecte).

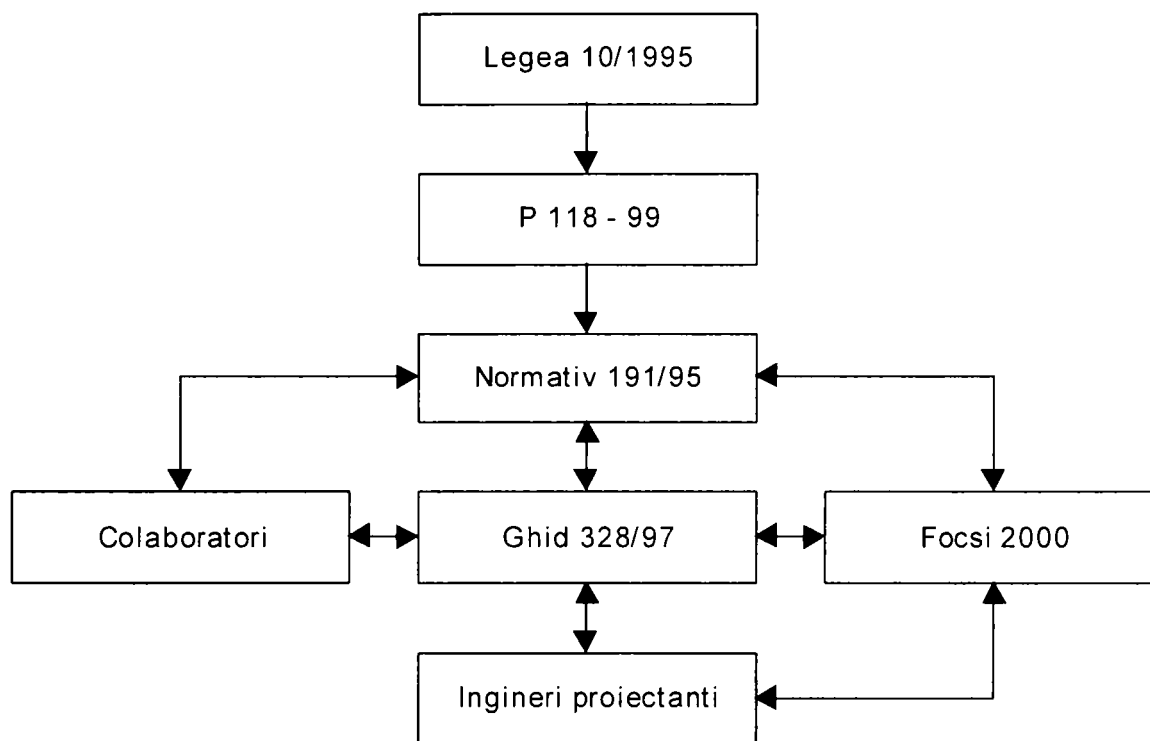


Figura 1.6 Relația de interacțiune între reglementările românești legate de problema proiectării la foc a elementelor structurale metalice

1.5 Tendințe și perspective privind analiza și comportarea la acțiunea focului a structurilor metalice

1.5.1 Introducere

Primele măsuri considerate în proiectarea la foc au fost cele referitoare la reducerea riscului distrugerii totale în cazul incendiilor izbucnite în zonele construite. Următorul pas logic a constat în prevenirea răspândirii focului de la o clădire la clădirile învecinate, rezultând introducerea conceptului de **rezistență la foc a clădirii**. În prezent atenția este acordată asupra prevenirii răspândirii incendiului între încăperile (incintele) clădirii, adică introducerea noțiunii de **compartiment de incendiu**.

Dezvoltarea de noi tehnologii și noi modele de analiză cum sunt modelele pe calculator, au condus la o diversificare a soluțiilor ingineresti. Acestea permit ca în normele naționale să se producă o reducere a importanței soluțiilor de detaliu bazate pe teste standard, crescând progresiv specificațiile funcționale mult mai bine definite.

Deci, tendințele în domeniul ingineriei la starea limită de incendiu vor include:

- ⇒ Studii pentru o mai bună înțelegere a **focului real**,
- ⇒ **Studiul global** al siguranței la foc, care să ia în considerare atât **măsurile active** cât și cele **pasive**, pentru limitarea răspândirii incendiului și asigurarea rezistenței la foc,
- ⇒ Elaborarea unor **metode de testare**, bazate pe fenomene bine definite și proprietăți fizice, care pot fi **aplicate tuturor tipurilor de materiale**,
- ⇒ Creșterea folosirii modelelor analitice cuplate cu un **calcul probabilistic**.

1.5.2 Legislația și măsuri de siguranță

Normele naționale referitoare la siguranța la foc a construcțiilor sunt diferite de la țară la țară, și în același timp severitatea testelor standard la foc variază de la un laborator la altul. De aici rezultă necesitatea **armonizării normelor naționale** care impune elaborarea de statistici credibile asupra pierderii de vieți, pierderii de bunuri și investiții, costuri produse de incendiu și disponibilitatea măsurilor de prevenire și protecție.

În interiorul Comunității europene sunt în curs de elaborare studii privind **armonizarea testelor standard**, care să se bazeze pe condiții de transfer standard, în locul temperaturilor standard. De exemplu, la testul standard în momentul de față o grindă de lemn va arde, și astfel va necesita un transfer de căldură mult mai mic pentru a menține o temperatură standard, decât o grindă de oțel supusă aceluiași test.

Alte eforturi se referă la elaborarea de **măsuri de siguranță realiste**, ținând seama de date statistice mai largi și bazate pe metode probabiliste adecvate.

1.5.3 Evoluția focului și controlul acestuia

Testul standard ISO pe care se bazează legile de siguranță a construcțiilor, este o simulare a incendiului după "flash-over" și impune un scenariu în care temperatura crește monoton, astfel încât cedarea elementului este inevitabilă. În realitate, elementele de oțel expuse la **incendiul real**, în care temperatura atinge o anumită valoare maximă, după care descrește datorită arderii materialelor combustibile, deseori supraviețuiesc incendiului. Astfel cercetătorii urmăresc să determine:

Metode de calcul care să cuantifice temperaturile maxime atinse în timpul incendiului natural. Totuși aceste metode sunt deseori mult prea complexe și sunt folosite în momentul de față pentru a elabora ghiduri de proiectare pentru ingineri.

Focul poate fi controlat. Aceasta poate fi realizat prin îmbunătățirea prevenirii prin mijloace de detecție și alarmare, sprinklere, o bună ventilație și proiectare a ventilației, folosirea materialelor rezistente la foc, apropierea brigăzii de pompieri, o bună instruire a personalului, prevenirea răspândirii focului prin proiectarea atentă a compartimentelor de incendiu, proiectare atentă a puțurilor de lift și casei scărilor.

Cercetarea se concentrează în special, în mod statistic, asupra siguranței sprinklerelor, și asupra definirii modului optim de instalare al lor, pentru a stabili o bază probabilistă pentru siguranța lor în funcționare. Deja în câteva țări (Australia, Canada) asemenea date conduc la revizuire revoluționare a standardelor naționale, permițând folosirea oțelului neprotejat în mult mai multe situații decât normele naționale europene. În plus aceste date sunt necesare pentru a permite o mai bună înțelegere de către autoritatea națională a raportului necesar dintre măsurile active și cele pasive. În concluzie o direcție de cercetare deosebit de actuală o reprezintă **raportul dintre măsurile active și cele pasive de protecție la foc**.

1.5.4 Proiectarea structurală la starea limită de incendiu

Majoritatea cercetărilor până în momentul de față s-au concentrat asupra comportării unui element de construcție expus incendiului. Aceste studii sunt extinse prin:

- ⇒ Extinderea aplicării **modelului de temperatură limită** (critică) la focul natural
- ⇒ Dezvoltarea de **metode simple** de calcul convingătoare
- ⇒ Dezvoltarea de **metode de alcătuire** judicioasă cum sunt planșeele cu grinda înglobată (slim-floor, etc.), stâlpi înglobați în zidărie, etc.

- ⇒ Dezvoltarea de **programe generale de calculator** pentru elaborarea de tabele, nomograme, abace pentru proiectarea rapidă referitoare la problemele de mai sus.

Un alt aspect care este de mare actualitate este cel de înțelegere al **comportării structurii la focul natural**. Experiența arată că, de fapt cadrele sunt mult mai rezistente decât componentele individuale ale lor. Acest lucru trebuie în continuare cercetat, datorită aspectului economic.

Aspectele cercetării vor trebui să cuprindă:

- ⇒ Investigarea siguranței îmbinărilor, ca parte importantă a cadrului la starea limită de incendiu,
- ⇒ Folosirea de modele de calculator pentru a simula comportarea cadrului expus la un foc localizat sau global,
- ⇒ Demonstrarea celor de mai sus prin teste la scară naturală,
- ⇒ Folosirea datelor rezultate din pașii anteriori pentru elaborarea de norme simple de calcul

1.5.5 Reabilitarea structurilor expuse incendiului

O caracteristică importantă a cadrelor o reprezintă capacitatea lor de a supraviețui unui incendiu. Pentru că sunt ușor de reparat, acest tip de structură poate fi rapid reabilitată, cu evidente câștiguri economice. Pentru a putea beneficia de avantajul reabilitării cadrelor, în momentul de față există în curs de desfășurare studii referitoare la reabilitarea cadrelor expuse la incendiu

1.5.6 Diseminarea rezultatelor

O importanță la fel de mare ca cercetarea fenomenului o reprezintă și cea de diseminare a rezultatelor cercetării. Seminarii, lucrări publicate, cărți de specialitate și nu în ultimul rând cursuri de pregătire, pentru a asigura faptul că ingineria focului formează o parte a pregătirii inginerului în universitate.

SIGURANȚA STRUCTURILOR METALICE LA ACȚIUNEA FOCULUI

2.1 Noțiuni și concepții privind siguranța structurilor la starea limită de incendiu

2.1.1 Concepte generale legate de siguranța structurilor la starea limită de incendiu

Scopul principal al siguranței la foc este de a reduce riscul pierderii atât a vieților omenești cât și a distrugerii proprietății, scopul principal fiind cel al protecției vieții oamenilor. Conceptul de siguranță la foc este un pachet de *măsuri active* (care cuprind detecția focului, participarea echipelor de pompieri la stingerea incendiului) și *pasive* (rezistență la foc structurală și compartimentarea clădirilor).

Selectarea unui sistem de protecție la foc trebuie determinat din probabilitatea declanșării unui incendiu și riscurile corespunzătoare pentru siguranța personală [18].

În plus, trebuie identificată extinderea distrugerilor proprietății, care poate fi considerată acceptabilă.

2.1.1.1 Probabilitatea izbucnirii unui incendiu devastator

La stabilirea probabilității apariției unui incendiu devastator trebuie să se țină seama de factorii care influențează acest fenomen, care se referă la [18] [85]:

⇒ **Conținutul materialului combustibil din clădire (încărcarea de foc)**

De exemplu, riscul este mai mare într-o fabrică de mobilă decât într-un atelier de prelucrare a metalului la rece.

⇒ **Tipul construcției**

De exemplu, o clădire cu un etaj, având un singur compartiment, fără partiționări, constituie un risc mai mare la incendiu, decât o clădire multietajată, împărțită într-un număr mare de compartimente.

⇒ **Prevenirea activă**

Șansele izbucnirii unui incendiu devastator sunt considerabil reduse într-o clădire echipată cu detectoare de fum și sprinklere automate.

2.1.1.2 Siguranța persoanelor

În evaluarea siguranței persoanelor, numărul de persoane din clădire, vârsta lor, starea de sănătate și timpul de evacuare sunt de mare importanță.

Astfel, măsurile preventive pot diferi între clădiri cu mare densitate umană, cum sunt birourile, magazinele, sălile de sport, cinematografele și cele cu densitate umană mică, cum ar fi depozitele.

În plus, trebuie făcută o distincție între clădirile de locuit, proiectate pentru personale cu mobilitate redusă cum ar fi spitalele și cele cu ocupanți sănătoși cum ar fi sălile de sport sau cinematografele.

O grijă deosebită trebuie acordată și răspândirii fumului sau focului, către părți ale clădirii la distanță de incendiul original, sau chiar către clădirile învecinate. Numărul de etaje, care crește timpul de evacuare, trebuie și el luat în considerare în evaluarea siguranței persoanelor.

2.1.1.3 Siguranța proprietății

Folosirea dispozitivelor de protecție activă, cum ar fi detectoarele de fum sau sprinklerele automate, vor limita răspândirea focului și vor asigura alertarea pompierilor. Un factor important îl reprezintă distanța până la corpul de pompieri, posibilitățile și timpul de acces, precum și echipamentul avut la dispoziție.

Măsurile de protecție pasivă sunt deasemenea folosite în prevenirea creșterii temperaturii în elementele structurale de oțel. Aceasta se poate realiza fie prin protejarea elementelor structurale, fie prin proiectarea astfel încât elementele structurale primesc o protecție pasivă de la pereți și planșee sau din betonul conținut în elementul structural.

O bună proiectare va încorpora deseori ambele măsuri de protecție, atât pasivă cât și activă.

Pierderile financiare evaluate din cauza distrugerii proprietății sau a clădirilor învecinate pot fi un factor important în influențarea selectării măsurilor de protecție.

2.1.2 Factori ce influențează importanța și severitatea incendiilor

Intensitatea și durata unui incendiu, exprimată prin curba temperatură–timp obținută din măsurarea temperaturii gazelor în compartimentul cu foc, depind de caracteristica de combustie a materialului combustibil, de condițiile de ventilație ale camerei și de proprietățile termice ale materialelor pereților, tavanului și planșeului.

Tranziția de la focul izolat la incendiul generalizat, denumit "flash-over", este un pas important în evaluarea siguranței structurale la foc. Înainte de flash-over nu există risc structural atât pentru elementele de oțel cât și pentru cele de beton, deși se pot produce unele distrugerii locale.

Intensitatea ulterioară a incendiului este modificată de folosirea măsurilor de protecție activă sau pasivă (vezi Tabelul 2.1).

Tabelul 2.1 Factori ce influențează severitatea incendiilor

Factori Tehnici	Observații	
Încărcarea din foc	Încărcarea din foc este determinată de cantitatea și tipul de material combustibil. Legătura dintre încărcarea din foc și distrugerile provocate de incendiu sunt semnificative.	Acești factori influențează direct rezistența la foc.
Distribuția încărcării din foc	Materialele sunt astfel dispuse încât oxigenul care întreține arderea poate ajunge ușor la ele.	
Ventilația compartimentului de incendiu	Acești factori influențează intensitatea și durata incendiului.	
Proprietățile termice ale pereților și planșeelor adiacente compartimentului de foc		
Măsuri de protecție pasivă și activă	Observații	
Ventilația	Ventilația bine proiectată evacuează căldura și fumul, facilitând intervenția echipei de pompieri și reducând temperatura gazelor.	Aceste măsuri trebuie inspectate de autoritățile locale și de brigăzile de pompieri. Ele influențează favorabil siguranța și costul pierderilor din foc.
Compartimentarea la foc	O bună compartimentare la foc elimină răspândirea focului în clădire, permițând evacuarea în siguranță a clădirii, și reduce pierderile materiale.	
Proiectarea la acțiunea focului	O bună proiectare la acțiunea focului reduce răspândirea acestuia, limitează distrugerea structurală și facilitează intervenția echipei de pompieri.	
Detectarea focului	Detectarea incipientă a focului permite reducerea pierderilor materiale.	
Brigada de pompieri	Vecinătatea, resursele și accesibilitatea echipei de pompieri reduce pagubele la incendiu.	
Sursa de apă	Apa și disponibilitatea ei în suficientă cantitate sunt necesare în stingerea incendiului.	
Sprinklere	Un sistem de sprinklere bine proiectat reduce rata de incendii.	
Intervenția personalului	Echiparea cu extintoare și mijloace PSI și intervenția rapidă a ocupanților clădirii permite o stingere prematură a incendiului.	

Tabelul 2.2. Factori ce influențează siguranța persoanelor

Factori	Observații
Detectarea focului și alarmarea	Detectarea și alarmarea timpurie avertizează în timp util ocupanții.
Trasee de evacuare sigure	Traseele sigure de evacuare, bine marcate, asigură evacuarea persoanelor în timp util.
Sprinklere	Sprinklerele limitează extinderea focului și generarea de fum și gaze toxice.
Ventilația	O ventilație corespunzătoare menține un nivel coborât al temperaturii gazelor toxice sau al fumului pe traseele de evacuare.
Compartimentarea la foc	O bună partiționare la foc împiedică răspândirea focului și asigură evacuarea sigură din zonele adiacente.
Structură rezistentă la foc	Acest factor are o mică importanță în clădirile joase, dar are o importanță covârșitoare în clădirile multietajate sau cu multe deschideri, pentru a asigura timpul de evacuare, și a asigura siguranța echipei de intervenție.
Brigada de pompieri	Vecinătatea, resursele și accesibilitatea brigăzii de pompieri limitează pierderile cauzate de incendiu.
Experiența personalului și mijloacele de combatere locale	Stingerea imediată a focului cu extincătoarele locale asigură o suprimare incipientă a incendiului.

2.1.3 Factori ce influențează siguranța persoanelor

Factorii care influențează siguranța persoanelor sunt căldura și fumul. Astfel, riscul de accidentare sau vătămare în compartimentul cu foc, poate fi exprimat în funcție de timpul necesar atingerii unui nivel de risc de fum, temperatură sau gaze toxice, comparat cu timpul necesar de evacuare a ariei periculoase de către ocupanți. Aceasta înseamnă că un traseu de evacuare optim este metoda esențială de protejare a persoanelor contra focului.

Aceasta și cu alte măsuri care contribuie la siguranța persoanelor sunt prezentate în Tabelul 2.2.

2.1.4 Factori ce influențează siguranța proprietății

În mod normal, nu există pericol de cedare a structurii, înainte de flash-over. Riscul structural poate fi deci exprimat în funcție de timpul necesar atingerii temperaturii de flash-over în perimetru și timpul necesar inițierii măsurilor de stingere. Dacă temperatura de flash-over este atinsă, întregul perimetru este cuprins de flăcări și nu se mai poate conta pe un control cu succes al focului. Aceasta înseamnă că sarcina principală pentru asigurarea proprietății este de a preveni apariția punctului de flash-over.

Măsurile care reduc riscul de flash-over și răspândirea focului sunt prezentate în Tabelul 2.3.

Cedarea elementelor structurale în construcțiile cu un singur nivel au o influență mică asupra pierderilor materiale cauzate de incendiu, pentru că bunurile din clădire sunt în general distruse înainte de flash-over.

Pentru clădirile multietajate în schimb, rezistența structurală este mult mai importantă pentru a elimina pierderile din clădire din zonele îndepărtate de zona cuprinsă de incendiu. Este importantă protecția conținutului acestor zone, pentru că de obicei au o valoare financiară mai mare decât valoarea elementelor structurale ale clădirii.

Tabelul 2.3 Factori ce influențează siguranța proprietății

Factori	Observații
Detecția focului și alarmarea	Aceste măsuri facilitează prevenția incipientă
Sprinklere	Sprinklerele limitează răspândirea focului și deseori aduc focul sub control. Ele sunt de fapt cele mai bune mijloace de control a focului.
Ventilația	O bună ventilare asigură măsurile de intervenție activă prin evacuarea fumului, și disipează gazele fierbinți.
Brigada de pompieri	Vecinătatea, resursele și accesibilitatea brigăzii de pompieri limitează pierderile cauzate de incendiu.
Compartimentarea la foc	O bună compartimentare la foc, menține incendiul în compartimentul cu foc.
Proiectarea la foc	O bună proiectare a construcției la foc reduce răspândirea focului, limitează pierderile și ajută la intervenția echipei de pompieri prin trasee judicioase și sigure de acces și de ieșire.
Experiența personalului și mijloacele de combatere locale	Stingerea imediată a focului cu extincătoarele locale asigură o suprimare incipientă a incendiului.

Tabelul 2.4 arată o analiză comparativă cost/beneficiu pentru o clădire cu un singur nivel efectuată de Institutul pentru Construcții Metalice Suedez. Valorile indică raportul cost/beneficiu anticipate, la scară națională a diferitelor măsuri. Valorile peste 1 indică o recuperare a valorii, pe când valorile subunitare indică că investiția inițială nu poate fi recuperată într-o perioadă medie de 20 de ani a măsurii de protecție considerate.

Tabelul 2.4 Analiză comparată cost / beneficiu pentru o clădire cu un nivel

Măsuri de protecție la foc a clădirilor cu un nivel				
Încărcarea din foc	Sprinklere	Ventilație	Rezistența la foc	
			Structura de rezistență	Compartimentarea
Mare	4,0	0,8	0,1	10
Medie	1,0	2,0	0,2	3
Scăzută	0,1	0,6	0,03	0,8
Toate: Mare–scăzută	1,3	1,2	0,1	4

Concluzia principală este că sistemele de sprinklere și compartimentările la foc în clădirile cu încărcare din foc mare și medie aduc o recuperare a valorii și sunt mult mai importante ca măsuri de protecție la foc a clădirilor cu un singur nivel decât rezistența la foc a elementelor structurale.

Aceste cifre nu includ avantajele ventilației combinate cu compartimentarea. Ventilația reduce presiunea crescută produsă de foc și ajută compartimentarea de a rezista mai bine acțiunii focului.

2.2 Sisteme de construcții rezistente la foc

2.2.1 Concepte generale privind sistemele constructive rezistente la foc

Proiectarea la foc structurală se bazează pe faptul că temperaturile la care este expus un element structural reduc rezistența și rigiditatea lui pentru toate tipurile de material (vezi Figura 2.1), și în plus provoacă dilatări care induc deformații și eforturi suplimentare putând provoca cedarea elementului. În plus pentru unele elemente de construcție cum sunt betonul sau lemnul, se produce o deteriorare ireversibilă datorită temperaturilor ridicate.

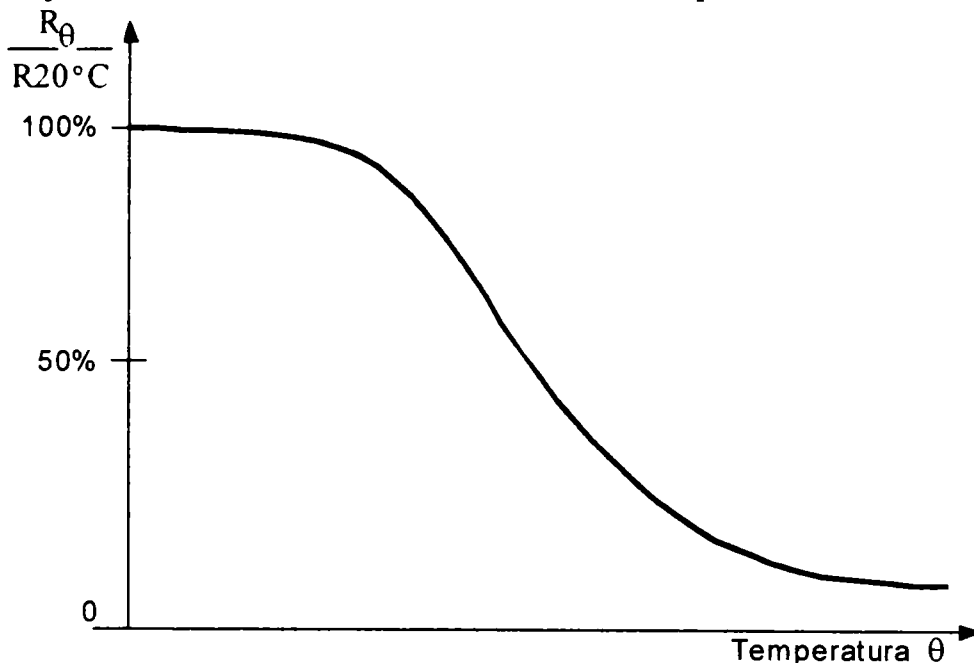


Figura 2.1 Curba de reducere a rezistenței unui material funcție de temperatură

Capacitatea unei structuri de a rezista la foc depinde în principal de următorii factori:

- ⇒ intensitatea focului,
- ⇒ durata expunerii la foc,
- ⇒ încărcările aplicate,
- ⇒ sistemul structural (izostatic sau hiperstatic),
- ⇒ rezistența la foc a elementelor structurale.

Aceste concepte sunt încorporate în proiectarea la foc modernă.

Elementele de oțel neprotejate au o rezistență la foc mai mare. Această rezistență la foc poate fi mărită printr-o proiectare structurală judicioasă.

Cele mai folosite metode de a mări rezistența la foc a elementelor structurale din oțel sunt:

- ⇒ elemente de oțel cu masivitate mare sau cu proprietăți termice bune,
- ⇒ elemente de oțel încorporate în planșee sau pereți (elemente structurale integrate),
- ⇒ izolarea cu materiale de protecție la foc,
- ⇒ structuri compozite oțel-beton,
- ⇒ sisteme de răcire cu apă.

Reglementările la foc în diverse țări, cer în general respectarea unor nivele de rezistență la foc (R_{30} , R_{60} , R_{90} , etc.) a elementelor structurale. Rezistența la foc este măsurată prin testarea

elementelor structurale după ISO–834 sau după un standard echivalent național. Aceste teste în general sunt efectuate pe elementele încărcate, și criteriul de cedare considerat este: fie cedarea elementului, fie atingerea unei deformații limită, a unei rate a deformației sau a atingerii unei temperaturi limită critice. Pentru grinzi, deseori criteriul de cedare este cel al limitării deformațiilor.

Pentru calcule, criteriul de cedare bazat pe cedarea echilibrului, este cel mai precis și conduce la timpi apropiați de realitate [83].

2.2.2 Sisteme structurale rezistente la acțiunea focului

Selectarea unui sistem rezistent la foc eficient depinde printre altele de tipul de structură și sistemul structural. Diferite sisteme structurale rezistente la foc sunt listate în Tabelul 2.5.

Tabelul 2.5 Sisteme structurale rezistente la foc

Sistemul structural rezistent la foc	Tipul elementului structural		Observații
	Grinzi și stâlpi	Ferme și cadre	
Oțel neprotejat	Pot fi atinse nivelele ISO R30, funcție de gradul de încărcare și factorul de formă al secțiunii.		Elementele de oțel neprotejate se folosesc pentru clădiri joase, parcări deschise, structuri de poduri și elemente exterioare.
Elemente structurale integrate (în pereți sau planșee)	Poate fi atinsă o rezistență la foc de până la 120 minute (ISO R120).		Această măsură este deseori mai economică decât izolarea elementelor.
Izolarea elementelor	Poate fi atinsă orice clasă de rezistență la foc ISO.		Aceasta este măsura cea mai obișnuită de protejare a elementelor.
Elemente compozite oțel-beton	Poate fi atinsă orice clasă de rezistență la foc ISO.		O capacitate portantă mai mare permite realizarea unor elemente mai zvelte.
Răcire cu apă	Poate fi atinsă orice clasă de rezistență la foc ISO.	—	Acest sistem este sofisticat și necesită o atenție deosebită în proiectare.

2.2.3 Comportarea oțelului la acțiunea focului

2.2.3.1 Introducere

În general oțelul neprotejat este considerat ca un element cu o rezistență la foc scăzută. Totuși după cum se vede în Figura 2.2 și Figura 2.3 limita de curgere efectivă sau limita la $\varepsilon = 2\%$ a oțelului structural descrește încet odată cu creșterea temperaturii. Pentru necesități de proiectare, limita de curgere s-a considerat a fi zero la 1200°C deși în realitate ea nu atinge valoarea zero decât la punctul de topire (1550°C). O asemenea temperatură nu este atinsă niciodată în incendiile structurale.

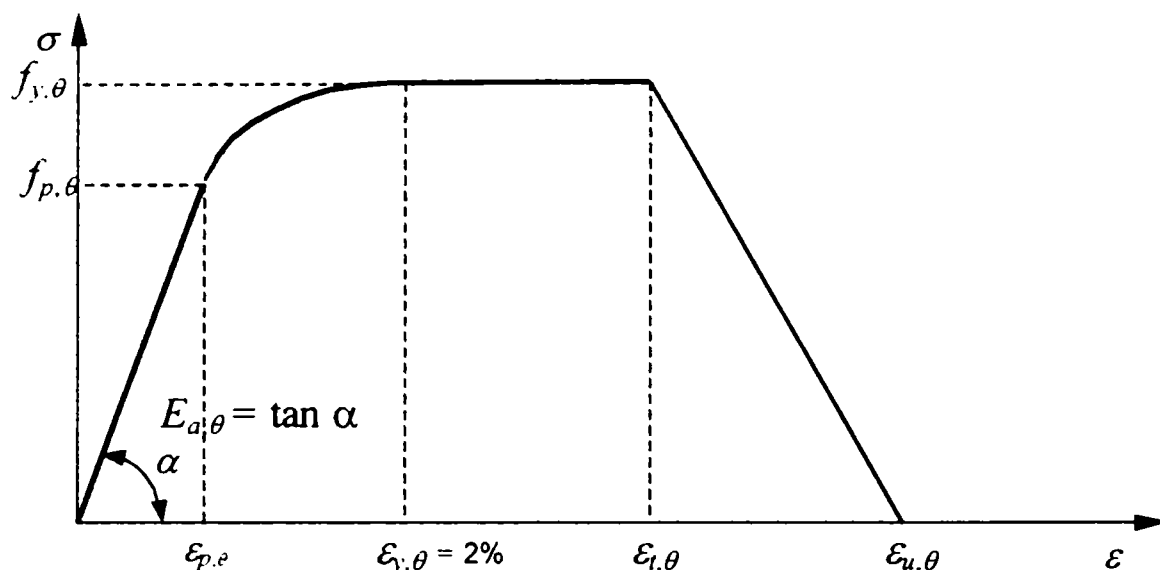


Figura 2.2 Curba σ - ϵ a oțelului la temperaturi ridicate

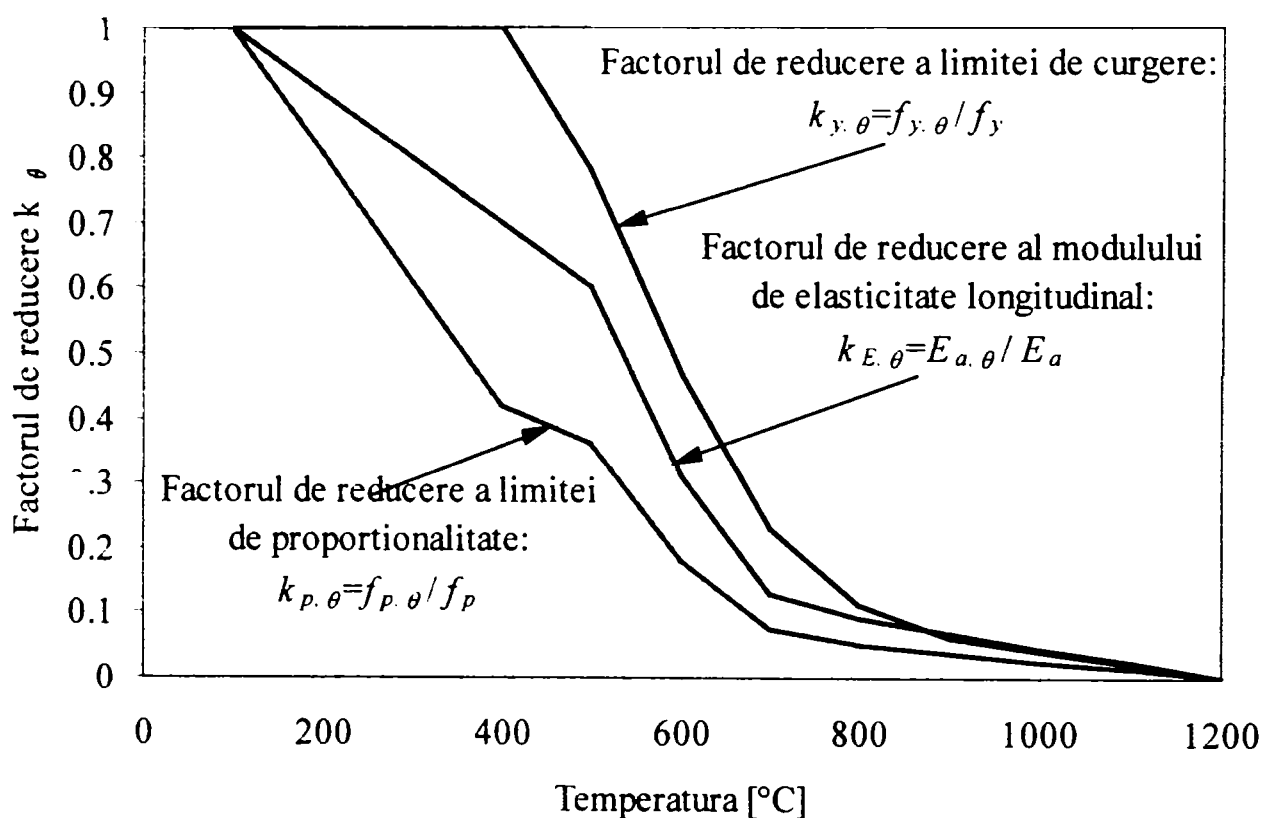


Figura 2.3 Reducerea limitei de curgere, modului de elasticitate și limitei de proporționalitate a oțelului funcție de temperatură

Tabelul 2.6 prezintă factorii de reducere a limitei de curgere, modului de elasticitate longitudinal, respectiv a limitei de proporționalitate funcție de temperatură. Reprezentarea grafică a acestor valori este prezentată în Figura 2.3. Limita de curgere a oțelului încălzit va scădea la 50% din limita sa de curgere determinată la temperatura de 20°C în jurul temperaturii de 600°C (vezi Figura 2.3). Astfel, un element uniform încălzit în timpul unui incendiu și fără pericol de a-și pierde stabilitatea prin flambaj, va rămâne stabil până la o temperatură critică de 550°C sau chiar mai mult, depinzând de sistemul structural și încărcarea din foc [85].

Tabelul 2.6 Factorii de reducere a limitei de curgere, a modulului de elasticitate longitudinal și a limitei de proporționalitate, funcție de temperatură

Temperatura	$k_{y,\theta}$	$k_{E,\theta}$	$k_{p,\theta}$
20	1,00	1,00	1,000
100	1,00	1,00	1,000
200	1,00	0,90	0,807
300	1,00	0,80	0,613
400	1,00	0,70	0,420
500	0,78	0,60	0,360
600	0,47	0,31	0,180
700	0,23	0,13	0,075
800	0,11	0,09	0,050
900	0,06	0,0675	0,0375
1000	0,04	0,0450	0,0250
1100	0,02	0,0225	0,0125
1200	0,00	0,0000	0,0000

Prin adăugarea de exemplu de crom, molibden, sau alte aliaje, limita de curgere apropiată de limita de curgere la temperatura camerei poate fi menținută pentru mai mult timp. Astfel reducerea limitei de curgere pentru oțelul aliat este semnificativ mai scăzută decât pentru oțelul obișnuit. Tehnica de a folosi oțelul aliat în structurile rezistente la foc este bine cunoscută. Dificultatea constă în reducerea costurilor de fabricație.

Recent, industria producătoare de oțel niponă a introdus în fabricație un oțel aliat denumit FR (Fire Rezistant–Rezistent la foc). Oțelul FR este garantat să-și mențină limita de curgere cerută (2/3 din limita de curgere la temperatura camerei) până la temperatura de 600°C.

2.2.3.2 Elemente încălzite simetric

Elementele încălzite simetric sunt în general stâlpii liberi din interiorul unei încăperi. Rata de încălzire a elementului în timpul unui test la incendiu standard depinde de suprafața elementului expus la foc pe unitatea de lungime și de volumul său pe unitatea de lungime. De aceea se obișnuiește să se exprime rata de încălzire a unui element de oțel prin raportul A_m/V , cunoscut ca factorul de formă (sau factorul de formă al secțiunii), unde A_m este perimetrul secțiunii expus la foc, pe unitatea de lungime, respectiv V este volumul elementului pe unitatea de lungime.

În America de Nord și Australia, factorul de formă este determinat de raportul dintre greutatea pe unitatea de lungime (lbs/ft) și perimetrul corespunzător (in).

În mod tradițional, se presupune că oțelul neprotejat cedează la o anumită temperatură, fixă prin definiție. Această temperatură diferă de la țară la țară; de ex. în Japonia 350°C, Suedia 450°C, Germania 500°C, S.U.A. 540°C. Un număr impresionant de teste efectuate pe elementele de oțel neprotejate, încărcate la capacitatea maximă proiectată, au cedat la o temperatură puțin mai mare de 550°C.

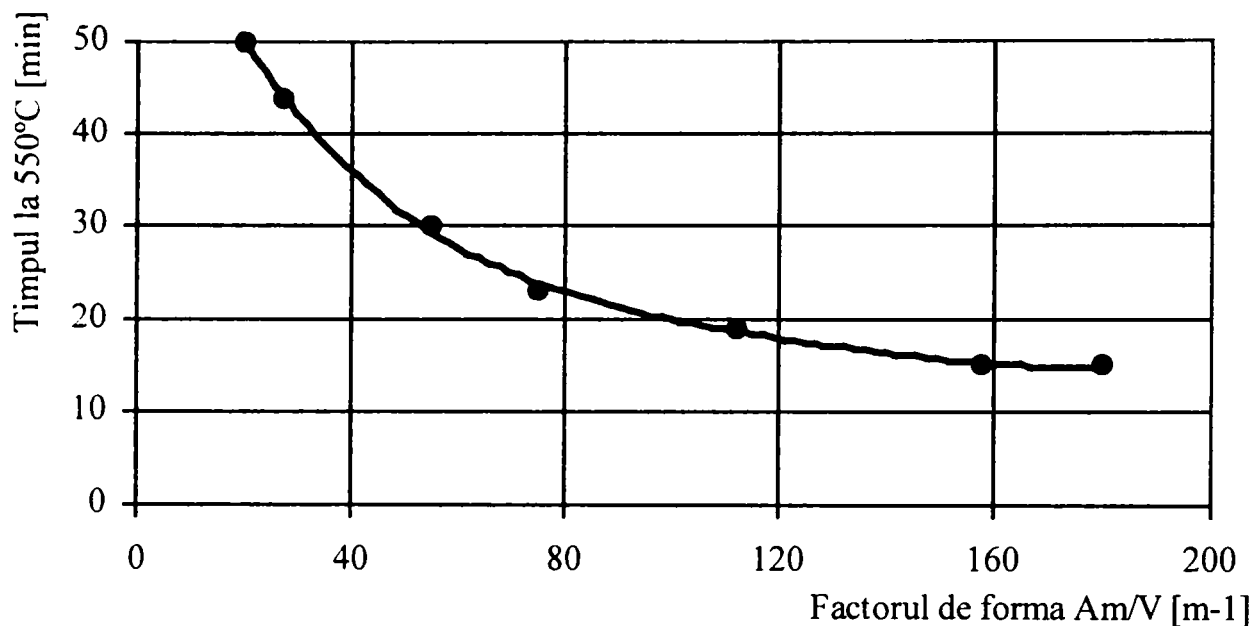


Figura 2.4 Timpul măsurat pentru a atinge 550°C sub foc ISO, încălzire simetrică

Figura 2.4 arată variația timpului necesar atingerii temperaturii de 550°C în funcție de factorul de formă, obținut prin teste standard asupra unor stâlpi având secțiuni I. Este evident din figură, că stâlpii cu un factor de formă sub 55 m⁻¹, vor avea o rezistență la foc de peste 30 min. chiar încărcăți la capacitatea maximă. Stâlpii încărcăți sub capacitatea maximă vor rămâne stabili chiar la timpi mai mari de 60 minute.

2.2.3.3 Elemente încălzite nesimetric

În construcțiile reale, unele părți ale secțiunii de oțel sunt protejate de alte elemente de construcție; de exemplu o grindă metalică de către un planșeu din beton dispus pe talpa superioară. O asemenea construcție va permite flăcărilor să atace doar trei fețe ale elementului de construcție.

Asemenea elemente, încărcate la capacitatea maximă, permisă de norme, vor ceda (cedare considerată ca limită a deformației) după aproximativ 20 până la 50 min., depinzând de factorul de formă, de forma grinzii și de sistemul structural.

Gama de grinzi de lungime diferită ce poate fi testată în laboratoare este limitată de facilitățile existente în laborator. Pentru scopuri practice, au fost dezvoltate modele matematice de calcul.

Rezistența la foc a grinzilor de oțel neprotejate, poate fi crescută prin folosirea conectorilor dintre talpa superioară și planșeu de beton armat, permițând o comportare compozită. În plus prin adoptarea modelului de calcul plastic, sau a criteriului de cedare zonal, rezistența la foc poate fi în continuare crescută, dacă se are grijă în a împiedica voalarea. Aceste concepte au fost folosite în testele efectuate de Cajot și Schleich [15] asupra unor grinzi de oțel din profile HEA 300, care au deasupra o placă de beton de 1,30 m lățime și 12 cm grosime, legată prin conectori, care arată că rezistențe la foc între 30 la 60 de minute sunt fezabile pentru grinzi de oțel neprotejate expuse la foc pe trei fețe, placa de beton fiind legată de grindă prin conectori.

2.2.4 Concepte de proiectare îmbunătățită

Rezistența la foc a diferitelor elemente menționate în paragrafele anterioare poate fi în continuare îmbunătățită prin folosirea conceptelor avansate, optime de proiectare. În plus noile tendințe în proiectare, iau în considerare focul real, condițiile de ventilare, căile de acces, și

alte elemente de construcție, permițând arhitecților folosirea mai mult a elementelor de oțel neprotejate.

Un mod de analiză este cel al calculului rezistenței la foc reale a elementelor structurale neprotejate, ținând seama de distribuția reală a temperaturii în lungul elementului. Această metodă combinată cu curba focului natural este folosită în unele țări pentru a calcula elementele structurale exterioare.

O soluție de viitor este analiza termo-mecanică a structurii de ansamblu, prin considerarea doar a unor cadre încălzite din structură, permițând determinarea comportării globale în condiții de margine reale. Acest lucru permite simularea incendiului local, furnizând redistribuirea eforturilor datorate articulațiilor plastice. În unele cazuri s-a observat dintr-o analiză globală, că grinzi de oțel neprotejate împreună cu coloane protejate corespunzător la foc pot conduce la o structură care în condiții de foc să aibă o rezistență reală mai mare de două ore.

2.2.4.1 Elemente structurale integrate

Cadrele metalice, sunt conectate la alte elemente de construcție. Printr-o integrare atentă a elementelor metalice în alte elemente de construcție adiacentă, se pot prelua calitățile acestor materiale (capacitatea termică) ca izolatori ai elementelor metalice. De exemplu stâlpii de oțel pot fi parțial sau chiar complet integrați în pereții de beton.

Asemenea modele de proiectare, folosind elemente integrate, au avut un mare avânt în Suedia în anii '80. Au fost dezvoltate noi secțiuni de oțel care să țină seama de avantajele integrării în elementele de construcție. Tehnici similare de proiectare au fost folosite și în alte țări europene.

O soluție atractivă este de a proteja grinzile de rezistență prin înglobarea parțială în planșeele pe care le susțin.

În Figura 2.5 este prezentat sistemul de planșeu cu cornier ("slim-floor"), foarte folosit în Marea Britanie, pentru a reduce înălțimea unui etaj și în concordanță înălțimea totală a clădirii. Printr-un studiu asupra acestor tipuri de planșee, s-a arătat că prin alegerea judicioasă a dimensiunilor grinzii și a grosimii planșeului de beton, acest sistem poate avea o rezistență la foc mai mare de 60 min.

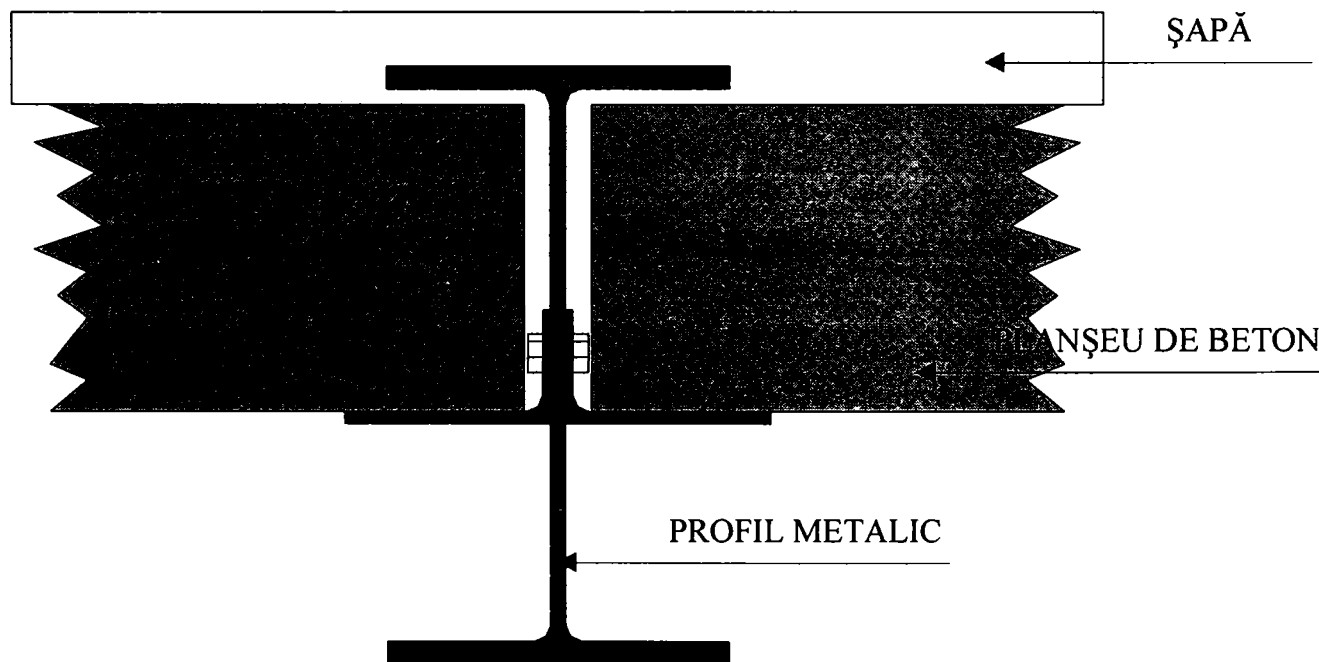


Figura 2.5 Sistem de planșeu cu cornier

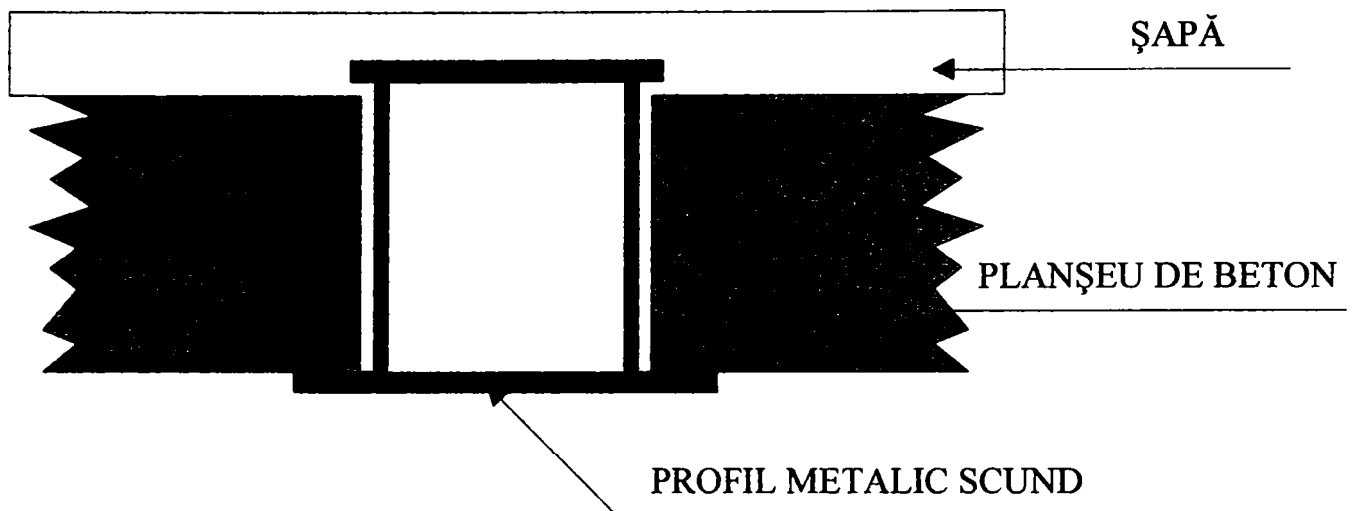


Figura 2.6 Soluție de planșeu cu grindă metalică scundă

Un sistem alternativ de planșeu foarte popular în țările scandinave, folosește grinzi încorporate în planșeu de beton, astfel încât doar talpa inferioară este expusă direct flăcărilor (Figura 2.6). Funcție de dimensiunile grinzii, grosimea planșeuului sau încărcare, și acest tip de alcătuire permite rezistențe reale la foc mai mari de 60 de minute.

Figura 2.7 indică efectul grosimii tălpii inferioare asupra rezistenței la foc a sistemului precedent. Curba notată cu 1 prezintă evoluția săgeții grinzii funcție de timp pentru o talpă având grosimea de 25 mm, curba 2 prezintă evoluția săgeții pentru o talpă având grosimea de 30 mm. În exemplul prezentat, prin modificarea grosimii tălpii cu 5 mm, rezistența reală la foc crește de la 45 minute până la peste 60 minute.

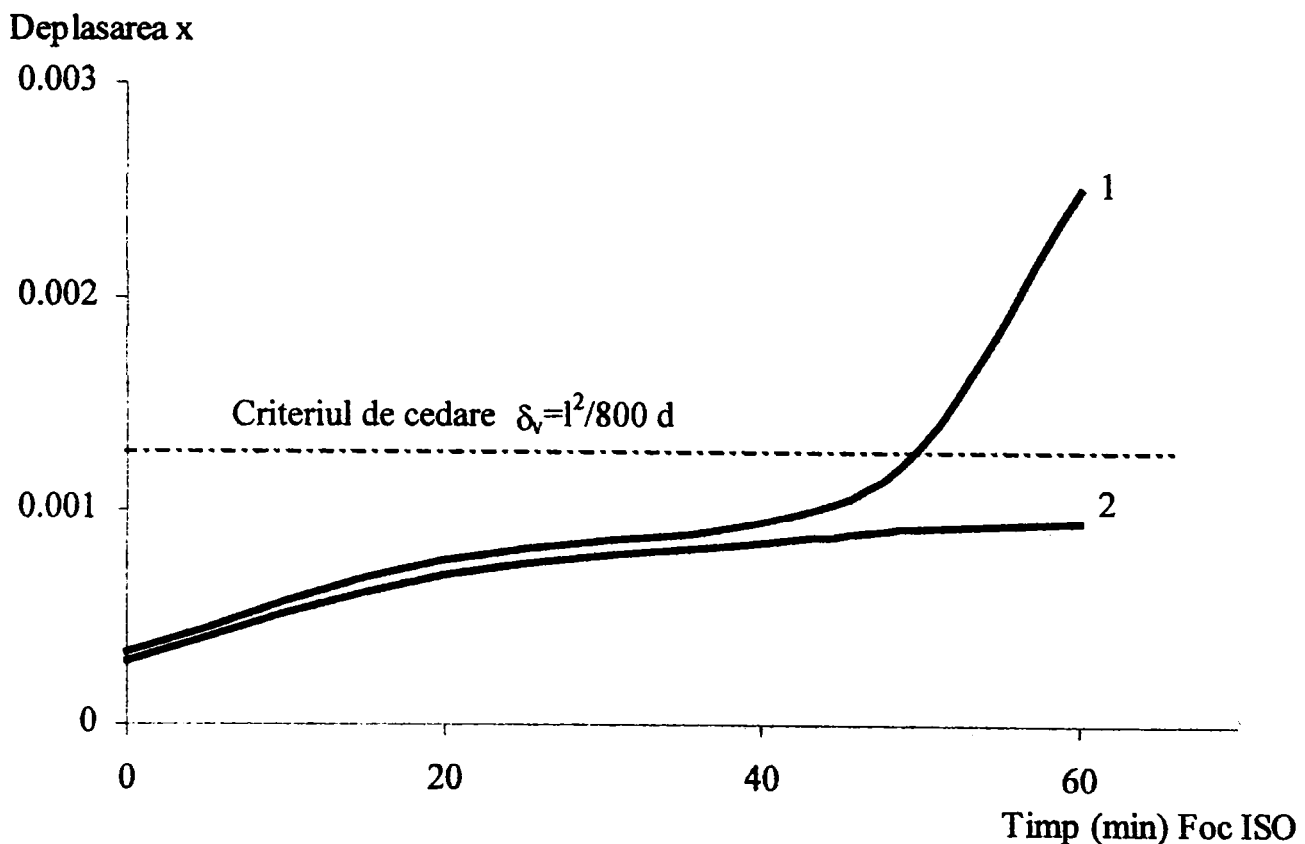


Figura 2.7 Evoluția săgeții δ_v a unei grinzi structurale din Figura 2.6, grinda 2 având o grosime cu 5 mm mai mare ca grinda 1.

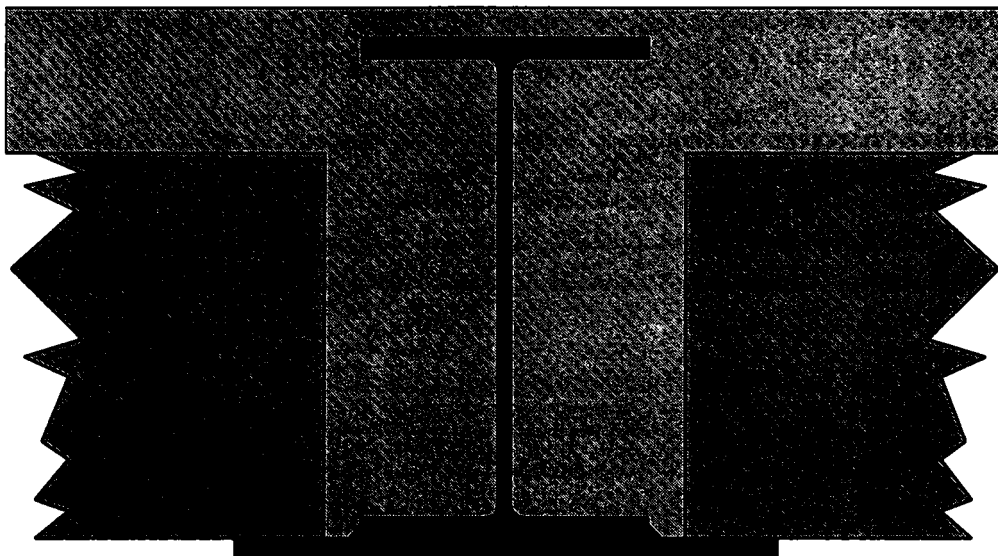


Figura 2.8 Sistem integrat în planșeu cu platbandă sudată de talpa inferioară a profilului metalic

O soluție și mai economică poate fi obținută prin sudarea unei platbenzi la talpa inferioară a grinzii metalice din profil laminat (Figura 2.8). Planșeul prefabricat se sprijină pe platbandă și protejează grinda metalică de focul direct. Creșterea rezistenței unui asemenea sistem se poate face fie prin ajustarea grosimii platbenzii din oțel, fie prin vopsirea platbenzii cu vopsea intumiscentă.

Concepte similare pot fi aplicate și stâlpilor metalici, de exemplu prin înglobarea parțială a stâlpilor în peretele de beton sau zidărie (Figura 2.9). Proprietățile izolante ale peretelui de zidărie sau beton, reduc creșterea temperaturii elementului de oțel neprotejat, permițând obținerea unor rezistențe la foc sporite. Testele au arătat că asemenea sisteme pot atinge rezistențe reale la foc de peste 60 de minute, dacă se acordă o atenție sporită detaliilor de alcătuire.

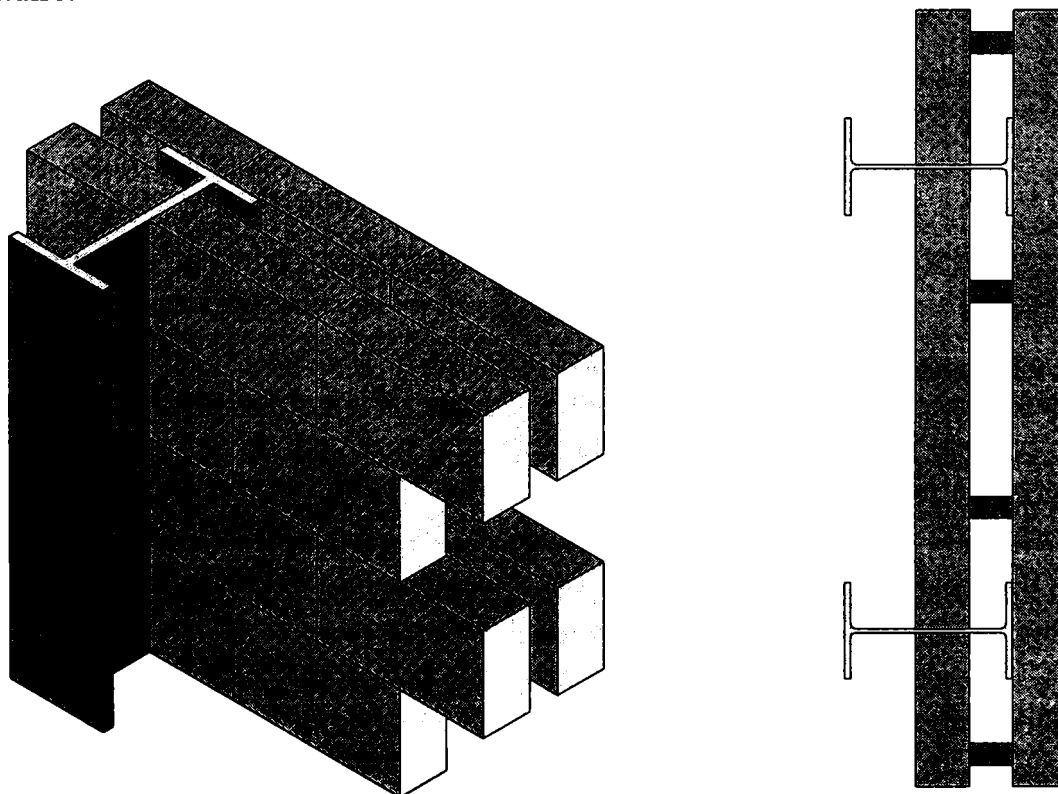


Figura 2.9 Sistem de înglobare a stâlpilor metalici în perete de zidărie sau beton.

Izolațiile termice, cerute pentru reducerea consumului de energie, pot fi folosite cu succes în sporirea rezistenței la foc a stâlpilor și grinzilor de fațadă (vezi Figura 2.10).

2.3 Izolarea antiincendiu

Izolarea elementelor de oțel este în momentul de față cel mai folosit procedeu de protecție la foc. Când elementele structurale trebuie să reziste la timpi mari de expunere la foc, pot fi protejați prin dispunerea unor straturi de material izolant, de așa manieră încât elementul structural de oțel să nu fie expus la foc.

Materialul de protecție trebuie să posede o capacitate izolantă ridicată, de preferat să fie incombustibil, și să-și păstreze forma și aderența față de elementul structural în perioada de exploatare și în special în timpul expunerii la foc. Creșterea temperaturii în elementele de oțel protejate depinde în afară de factorul de formă al secțiunii și de conductivitatea termică medie a materialului de protecție $\bar{\lambda}$ și de grosimea lui e . Conductivitatea termică a izolației este la rândul ei dependentă de temperatură și de gradientul termic prin izolație.

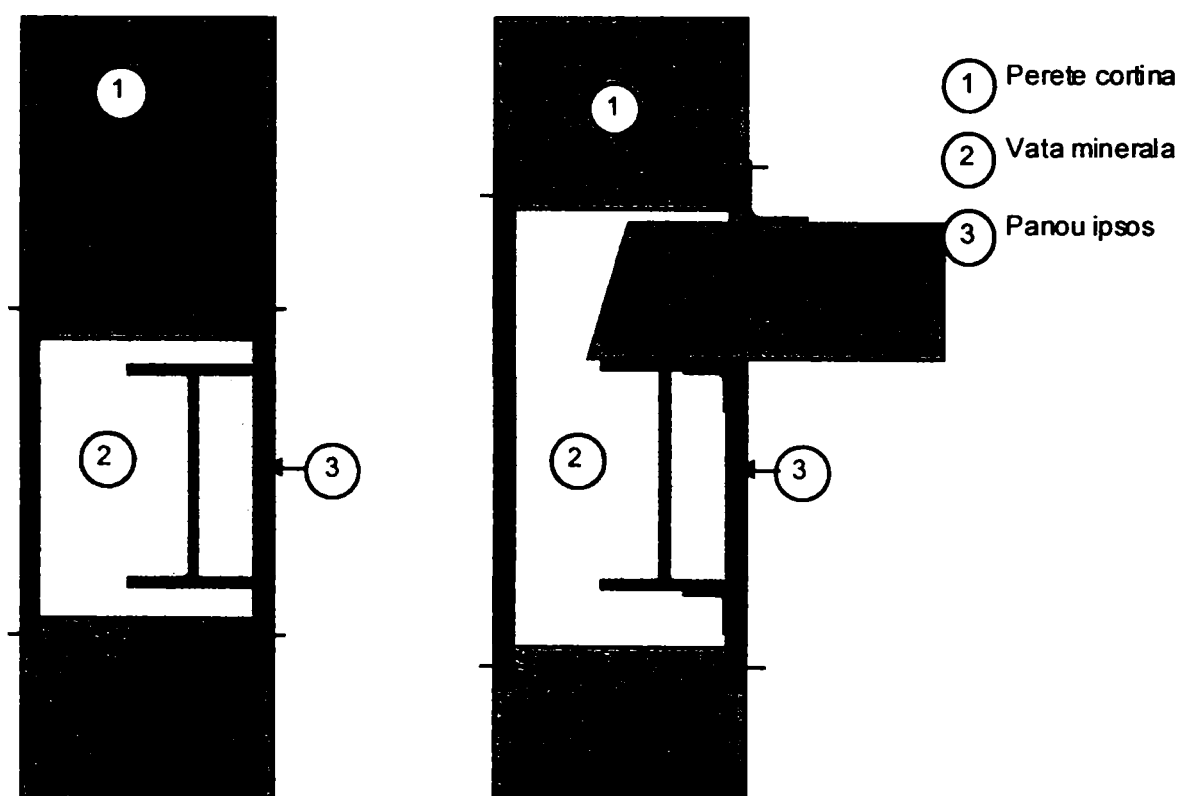


Figura 2.10 Elemente structurale integrate

Este evident că o creștere încetă a temperaturii în elementul structural de oțel se va obține fie folosind un material de protecție cu o conductivitate termică mică fie prin sporirea grosimii materialului de protecție, sau prin reducerea factorului de formă a secțiunii A_m/V (adică o masivitate mare). În aceste condiții rezistența la foc a elementului structural este dependentă de factorul :

$$\left(\frac{e}{\bar{\lambda}}\right)\left(\frac{1}{A_m/V}\right) = \frac{e \cdot V}{\bar{\lambda} \cdot A_m} \hat{=} \ln\left(\frac{\text{m}^3\text{K}}{\text{W}}\right)$$

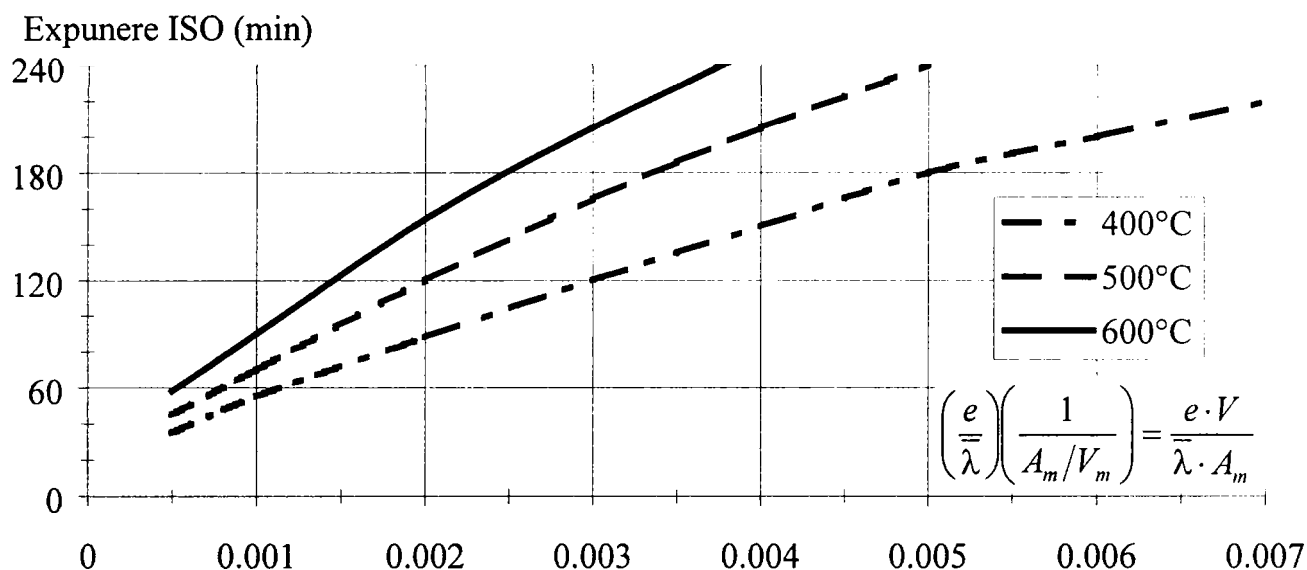


Figura 2.11 Timpul necesar atingerii unei temperaturi de 400, 500 sau 600°C funcție de raportul $e \cdot V / \lambda \cdot A_m$

Această corelație este prezentată în Figura 2.11, care arată timpul necesar pentru atingerea diferitelor nivele de temperatură în secțiunea de oțel. Pentru nivele de încărcare uzuale, temperaturi ale oțelului între 400°C și 600°C sunt cele la care se produce cedarea în elementele uniform încălzite.

2.3.1 Materiale de protecție la foc

Materialele de protecție la foc pentru construcțiile moderne din oțel trebuie să îndeplinească următoarele criterii:

- ⇒ să nu producă fum sau gaze toxice când sunt expuse la temperatură,
- ⇒ să posede caracteristici izolante la testele ISO-834 sau la teste naționale,
- ⇒ pentru elemente exterioare să reziste la intemperii,
- ⇒ să posede rezistențe mecanice.

Caracteristicile de mai sus sunt obligatorii. Caracteristici dorite, adiționale sunt:

- ⇒ materialul de protecție să fie ieftin și manopera să fie mică,
- ⇒ suprafață finală atractivă pentru a elimina finisări ulterioare.

Materialele de protecție la foc acceptabile pot fi clasificate în următoarele clase :

Panouri izolante	cum sunt de exemplu plăcile de ipsos, gips-carton, fibră minerală sau plăcile din agregate ușoare perlit, vermiculit sau fibrele silicioase (vezi Figura 2.12 și Figura 2.13)
Vopsele intumescente	sunt mixturi care se aplică prin vopsire pe elementul de oțel și care la temperaturi ridicate se expandează sporindu-și grosimea și astfel protejând elementul de oțel de efectul temperaturii.
Tavane suspendate	protejează grinzile și planșeele de temperaturile ridicate. Testarea lor trebuie făcută ca un ansamblu.
Ecrane de protecție	de exemplu ecrane din table subțiri de oțel pentru protecția elementelor exterioare.

Betonul

betonul este folosit atât la grinzi (dar cu efecte economice neglija-
bile) cât și la stâlpi, unde betonul fără armătură longitudinală este fo-
losit doar pentru protejarea elementului de oțel.

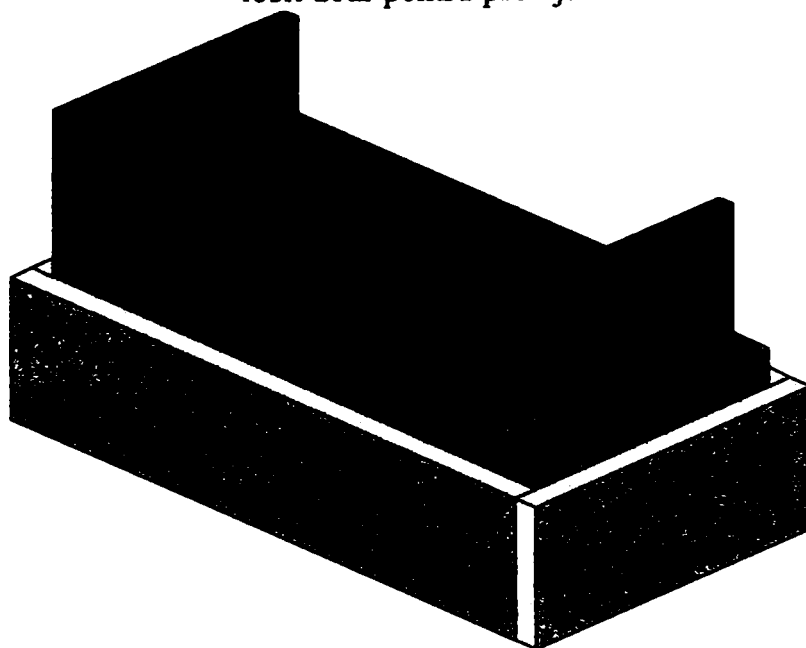


Figura 2.12 Stâlp izolat cu plăci de ipsos

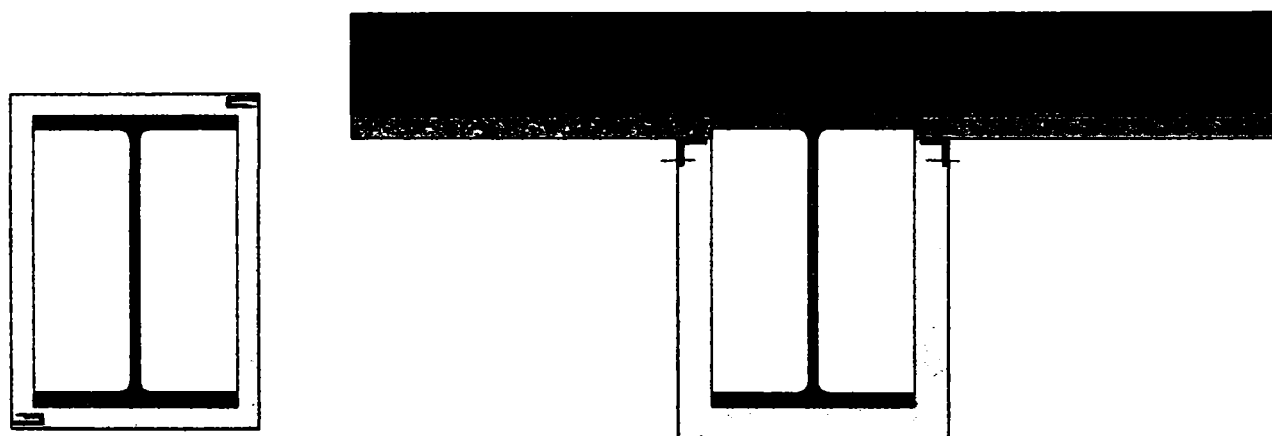


Figura 2.13 Stâlp și grindă izolate cu vată minerală, protejată prin foi de tablă

2.3.2 Soluții practice de realizare a protecției

Izolațiile sunt fixate pe elementul de oțel sau în jurul profilului în moduri diferite. O primă metodă constă în:

Protecția pe contur

se obține prin aplicarea unei izolații direct pe suprafață prin vopsire sau prin panouri rigide îmbinate cu șuruburi autofiletante (vezi Figura 2.14).

Protecția în carcasă

se obține prin încadrarea elementului de oțel cu panouri rigide, fixarea făcându-se cu dispozitive adiționale (juguri din profile subțiri, fixare cu șuruburi autofiletante, etc.) (vezi Figura 2.15).

Protecția continuă

se obține prin folosirea unor straturi de protecție continue fie în pereți de compartimentare, fie în tavane suspendate, după cum se vede în Figura 2.16 și Figura 2.17.

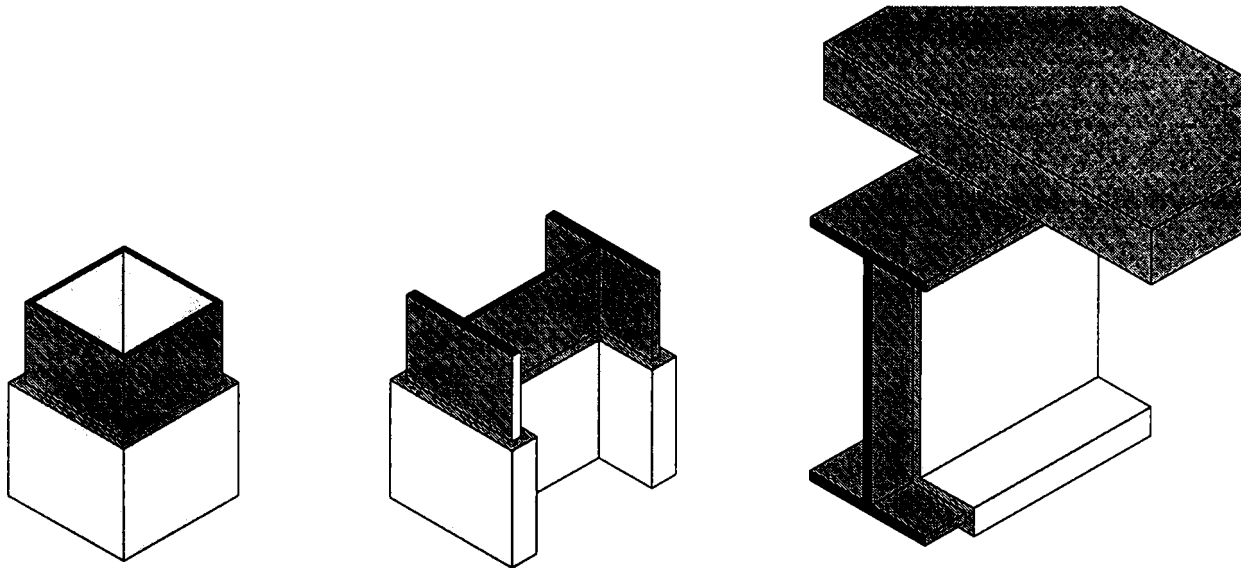


Figura 2.14 Protecția pe contur (Contour encasement)

Va trebui să facem o precizare deosebit de importantă în ceea ce privește integritatea protecției. Metodele de protecție prezentate în acest paragraf vor funcționa, dacă sistemul de protecție își păstrează integritatea în timp, și în special pe durata incendiului. De exemplu, sistemul de tavan suspendat este cel mai susceptibil să cedeze, deoarece, în general spațiul între tavanul fals și planșeul de beton este folosit ca spațiu tehnic (traversări de conducte, trasee electrice, etc.), astfel sistemul este proiectat să fie vizitabil, sau parțial vizitabil. Nerespectarea măsurilor de închidere a tavanului, chiar existența unor mici fante în protecție, pot duce la compromiterea rolului protector al tavanului în cazul unui incendiu.

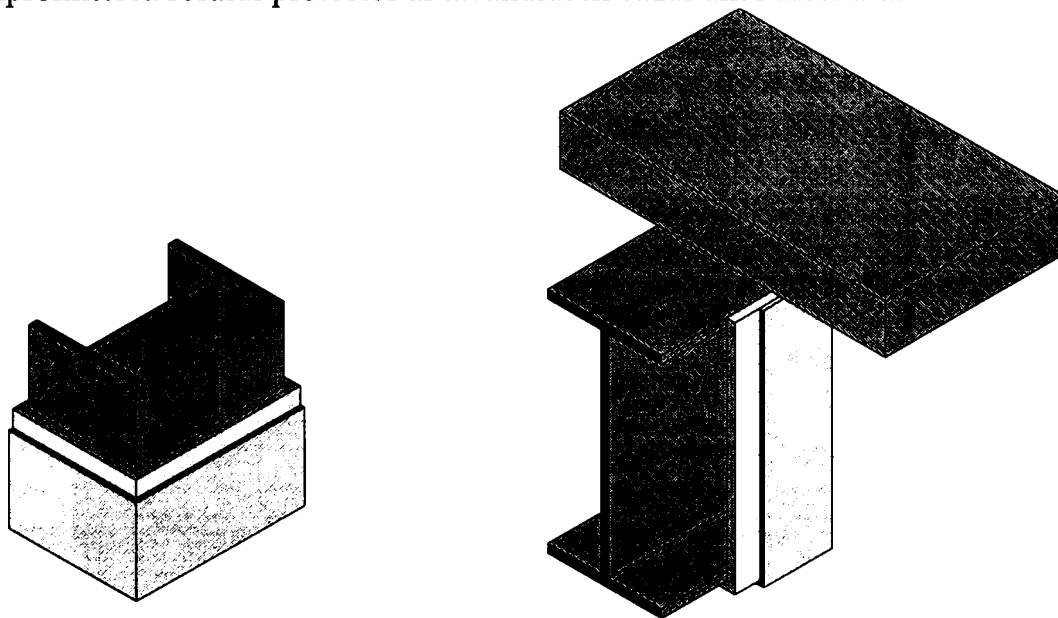


Figura 2.15 Protecția în carcasă (Hollow Encasement)

Pentru a fi acceptate de autoritățile naționale, aceste sisteme de protecție la foc trebuie testate în laboratoarele acreditate. Bazate pe aceste teste, metodele de calcul permit acoperirea practic a oricărei soluții practice și reduc perioada de proiectare.

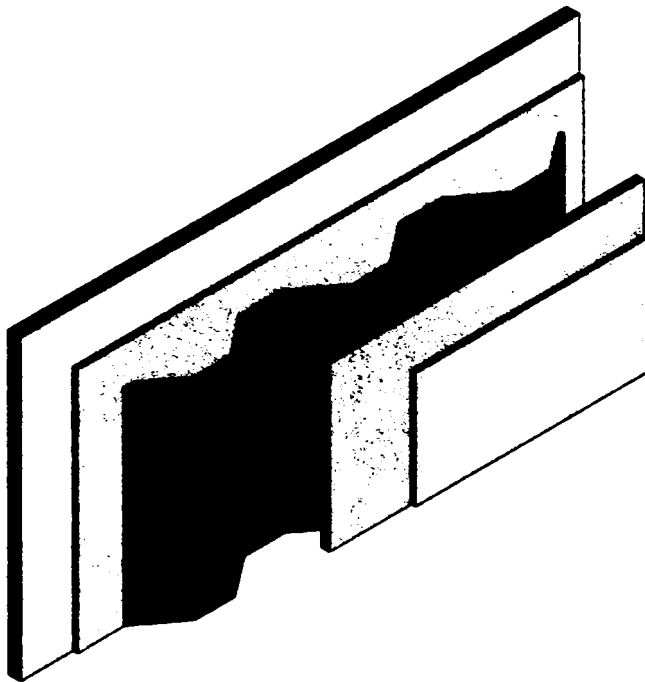


Figura 2.16 Pereți ușori rezistenți la impact cu rezistențe de R180

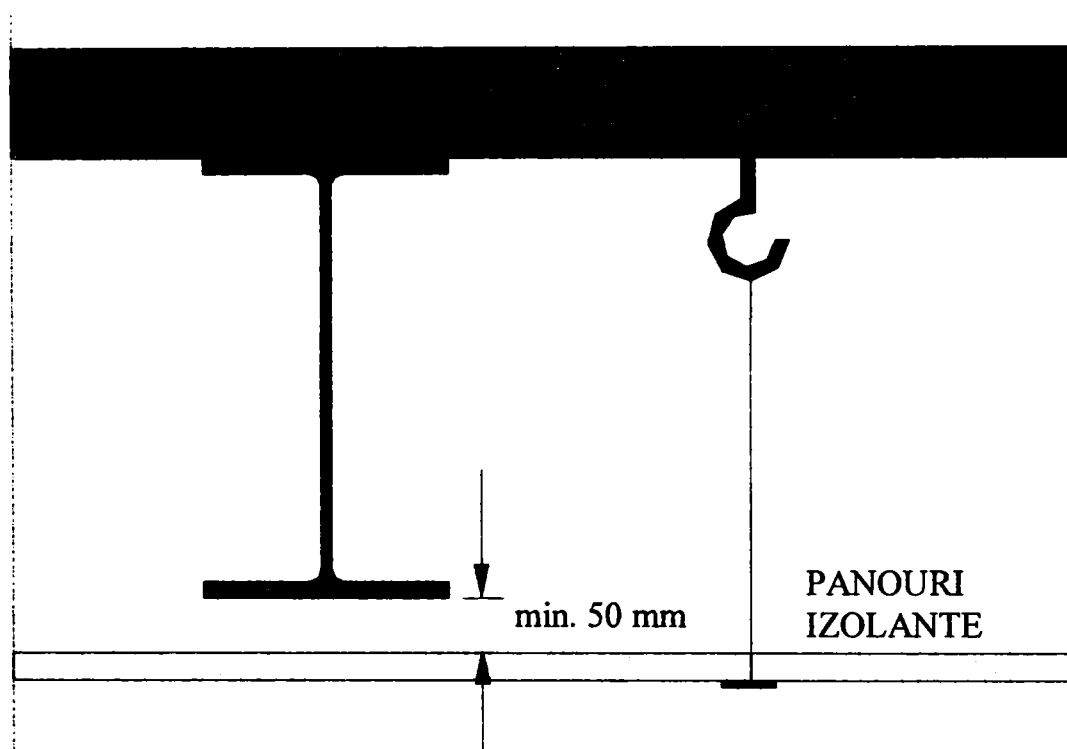


Figura 2.17 Tavane suspendate

2.4 Elemente compozite oțel–beton

Deși elementele compozite oțel–beton nu fac obiectul prezentei teze, vom aminti foarte pe scurt și această metodă practică de protecție a elementelor structurale din oțel.

Când sunt cerute măsuri severe de protecție la foc, o alternativă la elementele de oțel protejate este folosirea elementelor compozite oțel–beton. Acestea facilitează construcțiile rezistente la foc în care elementele de oțel rămân parțial vizibile. Betonul este folosit pentru capacitatea lui portantă și în același timp asigură protecția pentru secțiunea de oțel din interior.

Studii importante și la o scară foarte mare au fost realizate în Europa în ultimul deceniu. Astfel încât proiectarea elementelor compozite este acoperită aproape total de către norme mo-

derne de proiectare atât pentru temperatura normală cât și pentru temperaturi ridicate în America de Nord, Australia, Japonia și în majoritatea țărilor Europene.

2.4.1 Planșee compozite

Planșeele compozite au atât rol de protecție (separare) cât și structural. Astfel, este necesară îndeplinirea următoarelor criterii:

- ⇒ Rezistență la colaps, sau controlul săgeții din încărcările structurale
- ⇒ Limitarea creșterii de temperatură pe fața neexpusă a planșeului (creșterea de temperatură este limitată la aproximativ 140K).
- ⇒ Abilitatea planșeului de a rezista penetrării gazelor fierbinți și flăcărilor prin fisuri sau deschideri

Proiectarea planșeului compozit la temperatura ambiantă poate fi făcută, funcție de distribuția încărcărilor în patru moduri:

- ⇒ Doar tabla cutată preia sarcinile, betonul având doar rol izolant și de distribuire a încărcărilor,
- ⇒ Doar armătura preia încărcările, tabla cutată având rol de cofrag,
- ⇒ Capacitățile portante ale tablei cutate și betonului armat din planșeu sunt însumate fără a ține seama de conectori
- ⇒ Tabla cutată și betonul armat formează un element compozit (se ține seama de influența conectorilor)

La starea limită de incendiu, temperatura tablei cutate este foarte apropiată de temperatura gazului incintei (incendiului), astfel își pierde foarte rapid capacitatea portantă și rigiditatea. Rezistența la foc a planșeelor mixte depinde foarte mult de forma tablei cutate. Planșeele mixte simplu rezemate ca cele din Figura 2.18 a, rezistă în general 30 minute. Dacă se folosește o tablă cutată specială cu cute reentrante (vezi Figura 2.18 b) poate ajunge la 90 minute.

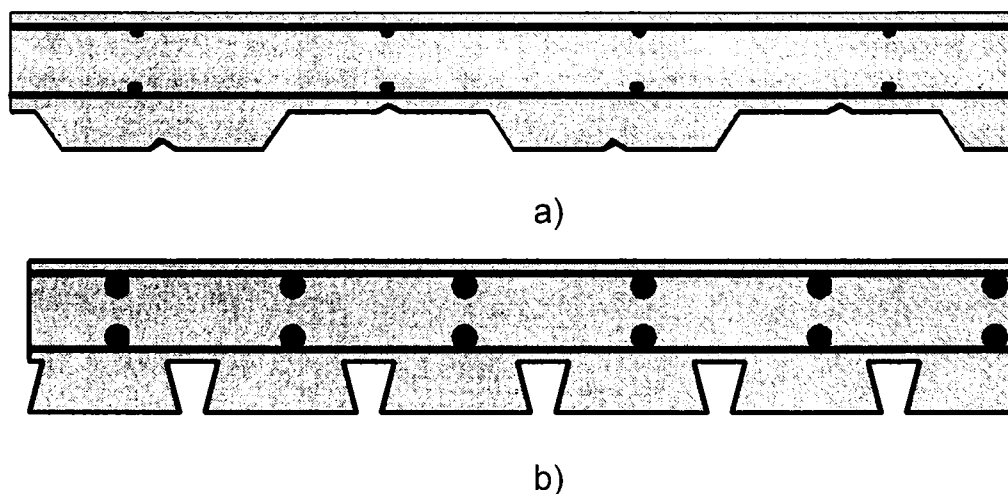


Figura 2.18 Secțiuni tipice de planșee mixte oțel–beton

Pot fi folosite măsuri suplimentare de protecție pentru îmbunătățirea comportării rezistenței la foc:

- ⇒ Tavane suspendate rezistente la foc,
- ⇒ Îmbrăcămînți de protecție
- ⇒ Sporirea procentului de armătură

2.4.2 Grinzi compozite

Grinzile compozite constau dintr-un planșeu de beton sau planșeu de beton mixt (cu tablă cutată) și o grindă de oțel, legate prin conectori calculați la forfecare. Dacă grinda de oțel este neprotejată (vezi Figura 2.19 a), rezistența la foc este destul de limitată. Rezistențe sporite se pot obține prin înglobarea grinzii de oțel în planșeu [85].

Pentru încărcări și deschideri mari ale grinzii o soluție alternativă este cea prezentată în Figura 2.19 b, în care grinda de oțel este îmbrăcată în beton între tălpi. Pentru a se asigura conlucrarea între betonul din grindă și grinda de oțel propriu-zisă se dispun conectori de forfecare, precum și etrieri la distanțe corespunzătoare. Grinda de beton și armătura (care are mai mult rol constructiv), poate fi luată în considerare la capacitatea portantă. Oricum sistemul are o comportare deosebită la foc.

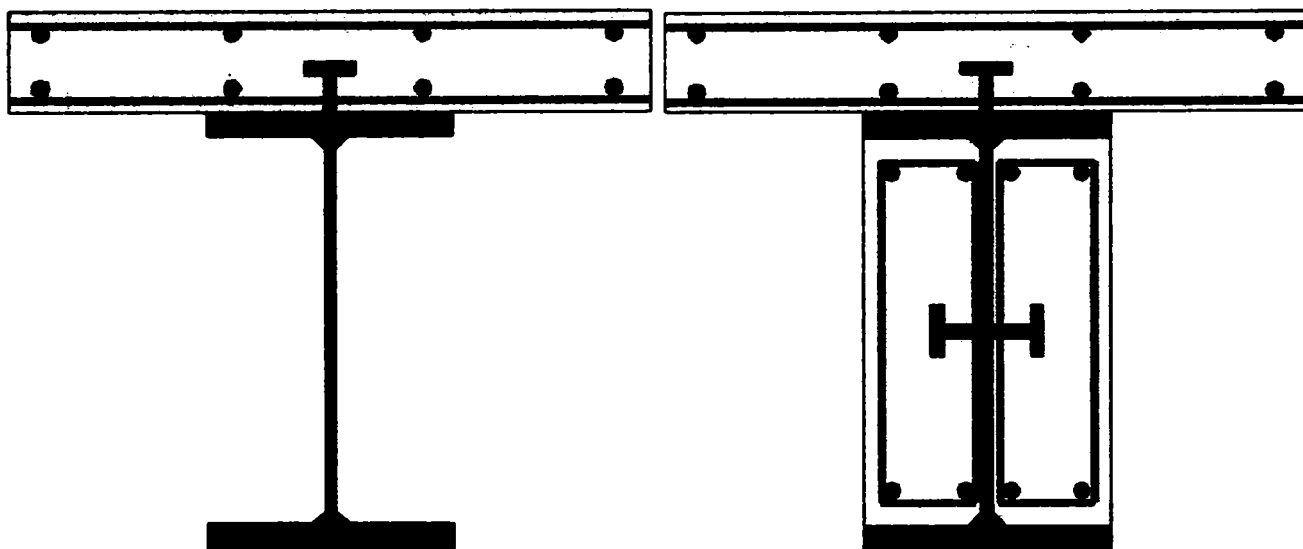


Figura 2.19 Soluții constructive de realizare a grinzilor compozite

2.4.3 Stâlpi compoziți

Secțiuni tipice pentru stâlpii compoziți sunt cei prezentați în Figura 2.20. Conlucrarea dintre stâlpul din oțel și beton se realizează prin folosirea conectorilor de oțel și a etrierilor împreună cu armătura longitudinală. Armătura longitudinală poate fi luată în considerare la stabilirea capacității portante a stâlpului. Aceste soluții de protecție s-au dovedit foarte viabile la foc având o comportare deosebit de bună. În plus avantajul acestor soluții îl reprezintă costul mic de asigurare a protecției.

Stâlpii compoziți cu beton turnat între tălpi (Figura 2.20 b), și-au dovedit în mod deosebit eficiența în aplicațiile practice. Rezistența la foc poate atinge fără alte măsuri de protecție de până la 120 de minute. Betonul trebuie neapărat armat, deoarece armătura longitudinală asigură în plus capacitate portantă și rigiditate. Legătura între etrieri și stâlpul de oțel poate fi făcută fie prin sudare, fie prin trecerea etrierilor prin găuri practicate în inima profilului de oțel

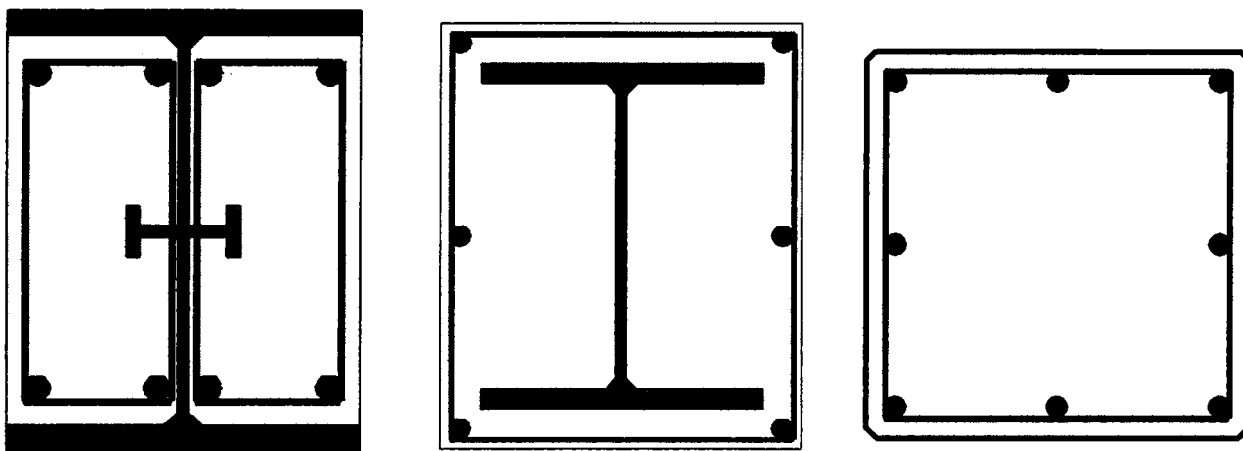


Figura 2.20 Soluții constructive pentru realizarea stâlpilor compoziți

Cercetări extensive asupra acestor soluții de stâlpi [55], [85] au furnizat un set de recomandări:

- ⇒ Betonul dintre tălpi trebuie armat direct proporțional cu suprafața betonului.
- ⇒ Este avantajoasă folosirea profilelor de oțel cu talpa groasă, care-și păstrează capacitatea portantă timp îndelungat la starea limită de incendiu.

2.5 Răcirea cu apă (Water Cooling)

Elementele de oțel neprotejate sunt deseori cerute, atât din motive arhitecturale, estetice, cât și din cerințe constructive. Folosirea sistemului de răcire cu apă, se pot proiecta structuri din oțel vizibil care să reziste la foc. Ideea constă în răcirea elementului de oțel, deci păstrarea capacității portante și a rigidității elementului. Acest lucru poate fi obținut fie prin apă conținută în interiorul profilelor chesonate, fie prin sprinklere exterioare. Sistemul cel mai folosit este cel al structurilor din profile cheson umplute cu apă. În lume există cam 40 de construcții proiectate pe acest principiu. Două sisteme constructive sunt folosite în acest caz:

- ⇒ Structuri care sunt umplute cu apă, doar în caz de incendiu
- ⇒ Structuri umplute permanent cu apă

În ambele sisteme este necesară asigurarea unui sistem de circulație al apei în interiorul elementelor structurale.

CAPITOLUL 3 PROPRIETĂȚILE TERMO-MECANICE ALE MATERIALELOR

Proprietățile termice și mecanice ale materialelor și legile lor constitutive au o influență directă asupra rezultatelor. Dacă de exemplu într-o analiză, diversele mărimi care intervin cum ar fi pasul de timp sau mărimea carioajului pot fi micșorate pentru a mări precizia sau compensarea unui tip de element finit poate fi făcută prin îndesirea rețelei sau micșorarea pasului de timp, în nici un caz nu se poate spera în rezultate corecte dacă legile de material și cele constitutive sunt greșite. De aceea o atenție deosebită trebuie acordată acestor factori.

3.1 Proprietăți termice

În ecuația lui Fourier care exprimă transferul de căldură într-un solid intervin trei proprietăți de material:

- ⇒ densitatea materialului
- ⇒ căldura specifică
- ⇒ conductivitatea termică

Pentru oțelul de construcții și pentru beton, determinarea acestor proprietăți a fost obiectul a numeroase studii și contracte de cercetare. Două lucrări redactate sub egida RILEM acum 10 ani, privind proprietățile termice și mecanice ale materialelor, constituie și la ora actuală lucrările de referință [81] și [82].

3.1.1 Capacitatea de înmagazinare a căldurii

Capacitatea unui material de a înmagazina căldura, sau cantitatea de energie necesară pentru a-l încălzi este căldura masică [$J/m^3\text{°C}$]. Căldura masică rezultă prin produsul dintre căldura specifică și densitatea materialului.

În plus față de creșterea temperaturii în material, există și alte fenomene care necesită aport de energie: evaporarea apei libere din beton sau materialele de protecție, schimbarea fazei cristaline a oțelului. Aceste fenomene consumatoare adiționale de energie pot fi luate în considerare în două moduri diferite în scrierea ecuației de echilibru termic.

- ⇒ Fie se consideră explicit prin adăugarea unui termen în ecuație, scrisă simbolic sub forma:

$$\Delta E_T = c\rho\Delta\theta + \Delta E_{ph} \quad (3.1)$$

cu ΔE_T variația totală a energiei necesare pentru creșterea temperaturii cu $\Delta\theta$,

- $\Delta\theta$ creșterea de temperatură,
 c căldura specifică,
 ρ densitatea materialului și
 ΔE_{ph} cantitatea de energie consumată de fenomen pentru creșterea temperaturii cu $\Delta\theta$.

\Rightarrow Fie se scrie ecuația ca și cum fenomenul n-ar exista, dar se utilizează o valoare modificată a căldurii specifice. În acest caz ecuația ar fi de forma:

$$\Delta E_{\gamma} = c^* \rho \Delta\theta \quad (3.2)$$

cu
$$c^* = c + \frac{\Delta E_{ph}}{\rho \Delta\theta} \quad (3.3)$$

c^* se poate numi căldură specifică aparentă.

Pentru oțel se consideră densitatea de 7850 kg/m^3 , oricare ar fi tipul de oțel și la orice temperatură. Această ipoteză este valabilă dacă analiza termică este decuplată de analiza structurală, cum este de fapt cazul cel mai frecvent întâlnit. Au fost făcute și unele analize în care s-a ținut seama de modificarea volumului [39].

Se presupune deasemenea că densitatea betonului nu variază cu temperatura. Eurocode 4 [34] dă ca valoare de calcul a densității betonului obișnuit valoarea de 2300 kg/m^3 . Aceasta este mai mică decât valoarea densității betonului armat de 2500 kg/m^3 , pentru că în calcule betonul este considerat în general separat de armăturile de oțel.

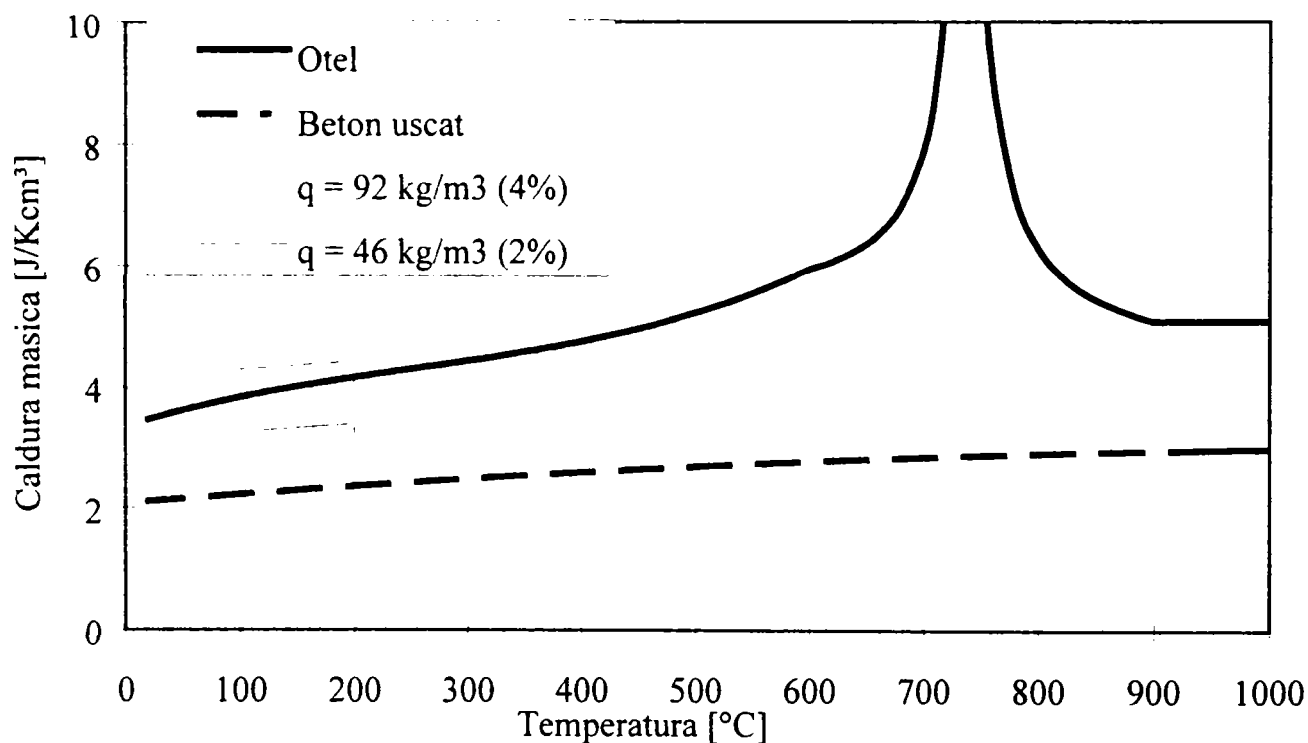


Figura 3.1 Evoluția căldurii masice a betonului și oțelului

Căldura specifică a celor două materiale are tendința de a crește cu temperatura. Figura 3.1 prezintă evoluția căldurii masice a betonului și oțelului (pentru fiecare temperatură, cantitatea de energie pe care unitatea de volum o absoarbe pentru a crește temperatura cu 1°C).

Curba notată cu beton uscat este valabilă pentru betonul uscat în etuvă la 105°C , pentru o lungă perioadă de timp. Curba oțelului are un vârf în jurul valorii de 735°C , a cărei valori de

39,25 J/Kcm³ nu apare pe figură. Acest vârf ține seama de caracterul endotermic a schimbării de fază cristalină care are loc la această temperatură. Căldura specifică prezentată aici pentru oțel este deci o căldură specifică aparentă, care poate fi calculată pornind de la căldura specifică aparentă ecuația 3.3.

Tot analizând Figura 3.1 se observă că până la temperatura de 735°C, este necesară aproximativ de două ori mai multă energie pentru a crește temperatura unui volum de oțel, decât același volum de beton. Acest lucru justifică simplificarea deseori admisă de a neglija armăturile de oțel în determinarea câmpului termic. Eroarea astfel adusă în calcule pentru cantitatea de oțel care este de ordinul 1 până la 2% este ne semnificativă. Neglijarea armăturii nu poate fi făcută în cazul în care se dorește studierea efectului local. Este cazul în care se studiază efectul dilatării diferite a oțelului și betonului, sau a aderenței toroanelor din betonul precomprimat.

Figura 3.2 arată pentru oțel și beton, cantitatea de energie necesară pentru încălzirea materialelor de la temperatura de 20°C până la o temperatură dată. Fiecare curbă din Figura 3.2 reprezintă de fapt integrala curbei corespunzătoare din Figura 3.1 de forma:

$$E(\theta) = \int_{20^{\circ}\text{C}}^{\theta} c^*(u) \rho(u) du \quad (3.4)$$

cu E entalpia la temperatura θ , sub formă de curbă pe Figura 3.2,
 $c^* \rho$ căldura specifică aparentă sub formă de curbă pe Figura 3.1,
 u variabila de integrare.

Se poate remarca pe această figură influența deloc neglijabilă a schimbării de fază a oțelului în jurul valorii de 735°C. Pentru elementele din oțel, care sunt puțin solicitate din încărcare și la care temperatura de cedare este în jurul valorii de 800°C, schimbarea de fază poate avea o influență deloc neglijabilă asupra duratei de rezistență la foc.

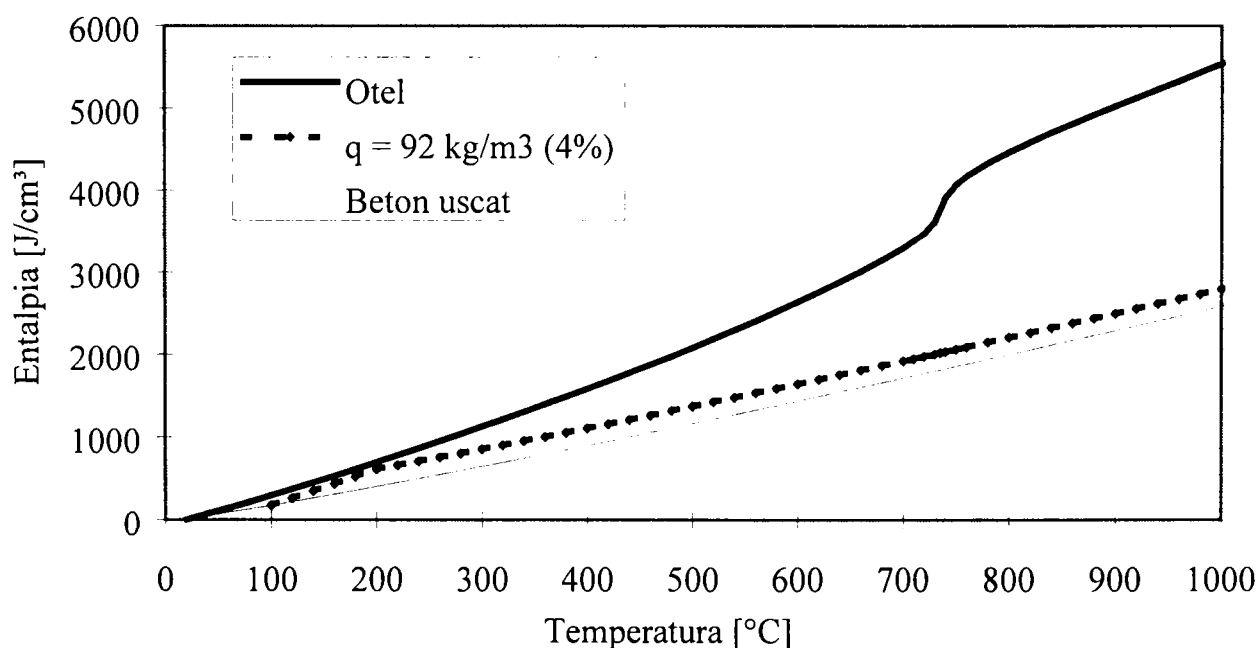


Figura 3.2 Entalpia betonului și a oțelului

În betonul care este încălzit și care nu a fost în prealabil uscat, există o anumită cantitate de apă liberă care se evaporă. Această evaporare are loc în jurul valorii de 100°C, în cazul unei încălziri lente, dar în cazul elementelor supuse la foc, încălzirea este rapidă și din cauza aceasta apar suprapresiuni, astfel încât apa se evaporă în domeniul 100 la 200°C. Chiar peste

200°C, betonul continuă să piardă o anumită cantitate de apă legată chimic. De fapt experimental este foarte dificilă izolarea evaporării apei legate chimic. Se poate considera că pentru un beton complet uscat, căldura specifică măsurată peste temperatura de 200°C integrează automat pierderea apei legate chimic, și că se măsoară deci o căldură specifică aparentă.

În toate programele de analiză termică modernă, SAFIR și TASEF evaporarea apei libere este tratată explicit, fiind considerat ca un material suplimentar care absoarbe energie. În SAFIR evaporarea apei libere este considerată în domeniul 100 la 200°C, iar în TASEF în domeniul 100 la 120°C. În SAFIR energia necesară pentru a încălzi apa de la 20°C la 100°C fiind cam de 67 ori mai mică decât căldura de vaporizare, ea este neglijată în bilanțul termic.

Pentru a pune în evidență efectul evaporării endotermice a apei libere, s-a reprezentat pe Figura 3.1 curba căldurii specifice aparente a betonului atunci când conține o cantitate de apă liberă de 2% respectiv 4% din greutatea sa adică 46 kg/m³ și 92 kg/m³. Pe Figura 3.2 se observă că efectul apei libere este destul de limitat chiar pentru o cantitate de apă de 4%. Această valoare reprezintă maximum admis de Eurocode 4, în absența măsurării, pentru elementele mixte nesituate într-o incintă ermetică. În stâlpii metalici umpluți cu beton, este admisă considerarea unui conținut de apă de 10% adică 230 litri/m³. În acest caz efectul apei libere asupra creșterii temperaturii este foarte important.

În cazul răcirii, se consideră curba căldură specifică ca fiind reversibilă. Apa evaporată a migrat și nu se mai recondensează.

3.1.2 Conductivitatea termică a oțelului și a betonului

Conductivitatea termică a oțelului este cu mult mai mare decât cea a betonului. Cele două materiale au tendința de a deveni mai puțin conductoare odată cu creșterea temperaturii.

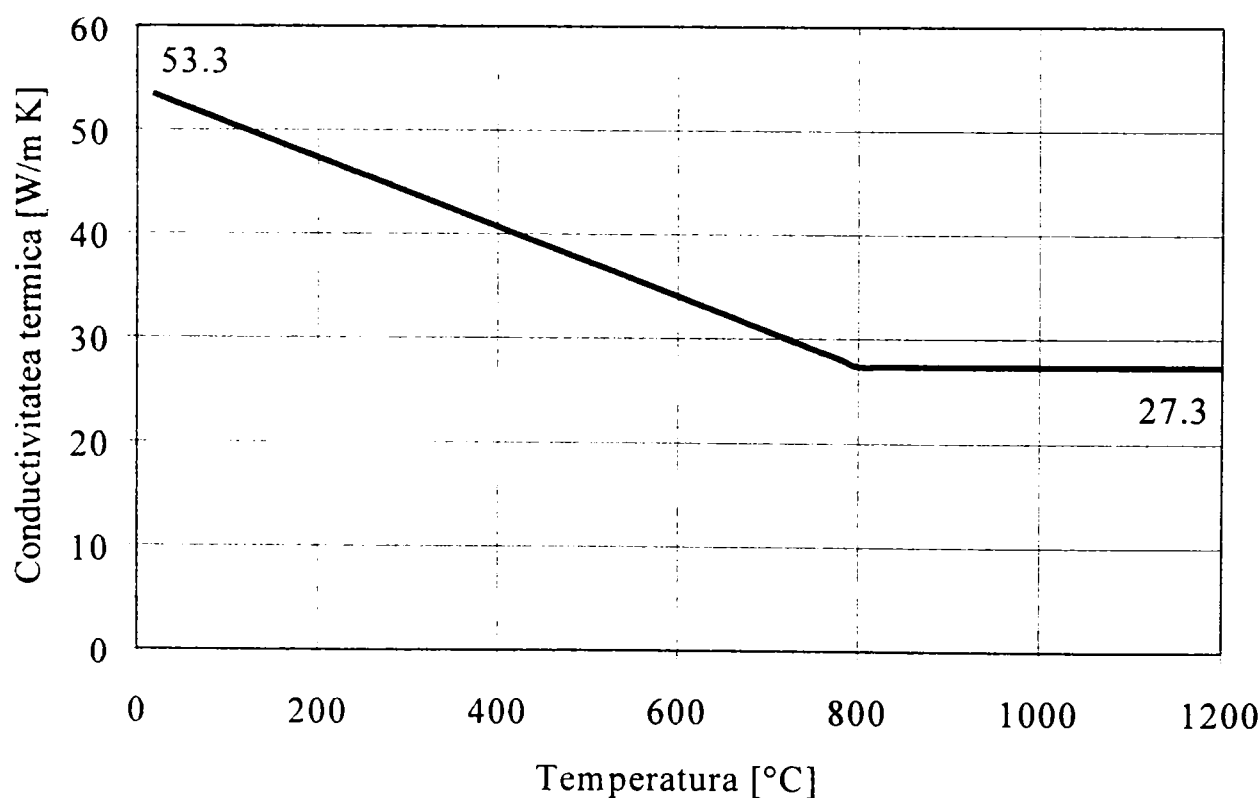


Figura 3.3 Conductivitatea termică a oțelului funcție de temperatură

Pentru oțelul de construcții în Eurocode este dată valoarea de 53,3 W/mK la 20°C și de 27,3 W/mK la 800°C, între care variază liniar. Peste temperatura de 800°C conductivitatea termică

a oțelului rămâne constantă. Evoluția acestei proprietăți este reversibilă în cazul răcirii. Oțelul inoxidabil are o conductivitate termică de 3 până la 4 ori mai mică decât oțelul de construcții nealiat. Figura 3.3 prezintă variația conductivității termice a oțelului.

Conductivitatea termică a betonului este influențată de natura agregatelor, de aceea se disting în principal cele două tipuri de betoane, silicioase respectiv calcaroase. Cele calcaroase sunt mai puțin conductoare la temperaturi mici. Tabelul 3.1 prezintă valorile celor două tipuri de betoane (Eurocode 2 [30]).

Tabelul 3.1 Conductivitatea termică a betonului [W/mK]

θ	20°C	600°C	1200°C
Agregate silicioase	2	1,1	0,8
Agregate calcaroase	1,6	1,0	0,8

La temperatura ambiantă, conductivitatea betonului depinde de cantitatea de apă liberă pe care o conține. Naas Lien ș.a. a determinat experimental o variație liniară între 1,76 W/mK pentru betonul uscat în etuvă și 2,38 W/mK pentru un conținut de apă de 5% [39].

Valoarea de 2 W/mK din tabelul 3.1 pentru 20°C corespunde unei medii acceptabile pentru betoanele al căror conținut de apă liberă este de ordinul a 2%. Este posibil să se țină cont de influența apei libere asupra conductivității termice între 20 și 100°C, dar acest efect fiind marginal, majoritatea autorilor îl neglijează și consideră valoarea medie din tabelul 3.1.

Betonul care după încălzire, revine la temperatura normală are tendința de a conserva o conductivitate mai mică decât înainte de încălzire. Se consideră în general că își conservă conductivitatea termică atinsă la temperatura sa maximă. Figura 3.4 arată evoluția conductivității termice într-un punct în care betonul a fost încălzit până la 400°C și răcit ulterior, un punct în care a fost încălzit la 800°C și răcit, respectiv un punct în care temperatura crește continuu.

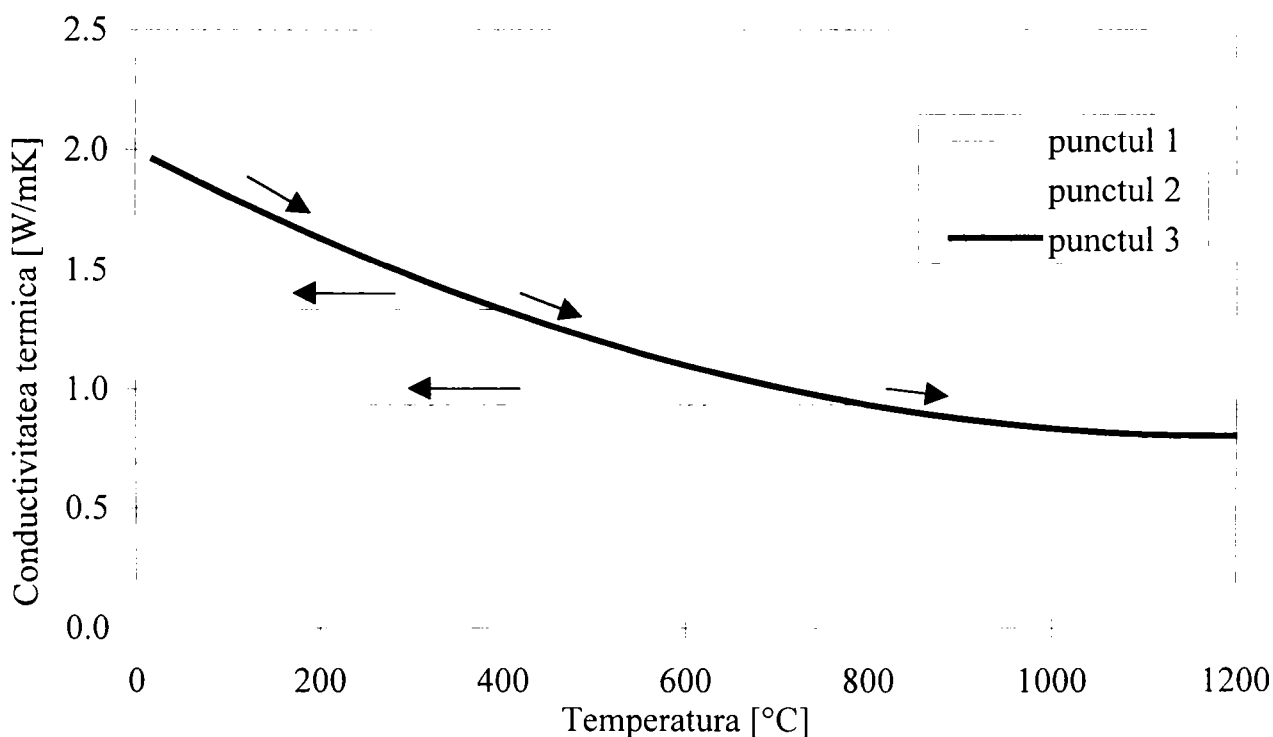


Figura 3.4 Conductivitatea termică a betonului

3.1.3 Difuzibilitatea termică

Difuzibilitatea termică α , reprezintă răspunsul unui sistem la o variație a temperaturii pe frontiera sa; este definită prin combinarea a trei proprietăți de bază: conductivitatea termică, căldura specifică și densitatea.

$$\alpha = \frac{\lambda}{c\rho} \quad (3.5)$$

cu λ conductivitatea termică,
 c căldura specifică și
 ρ densitatea.

În calculele numerice, criteriul de stabilitate impune un pas de timp care este invers proporțional cu difuzibilitatea termică. Figura 3.5 pune în evidență un fapt care trebuie luat în considerare la analiza termică a unei secțiuni într-un program cu elemente finite sau prin diferențe finite. Astfel pentru aceeași mărime a elementelor finite pentru beton și pentru metal, pasul de timp pentru elementele metalice (cel puțin pornind de la 20°C) trebuie să fie de aproximativ 16 ori mai mic decât pasul necesar în elementele de beton.

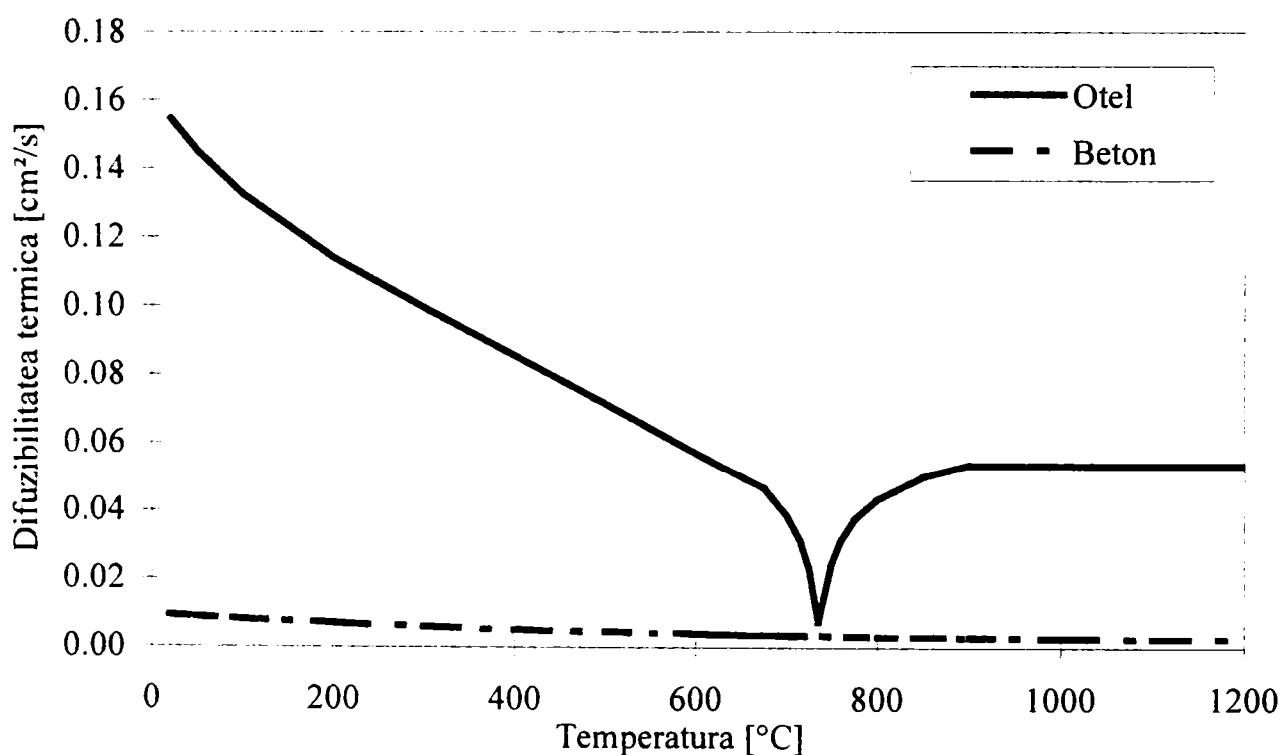


Figura 3.5 Difuzibilitatea termică a betonului și oțelului

3.1.4 Efuziunea termică

Efuziunea termică b , este definită prin combinarea aceluiași trei proprietăți de bază ca și în cazul difuzibilității termice:

$$b = \sqrt{\lambda c \rho} \quad (3.6)$$

Figura 3.6 arată evoluția sa în funcție de temperatură. Efuziunea termică joacă un rol important în calculul temperaturii în interiorul unei incinte cuprinse de flăcări. Fluxul de energie care este schimbat între aerul din compartiment și pereții incintei, considerați ca medii semi-infinite, este proporțional cu b .

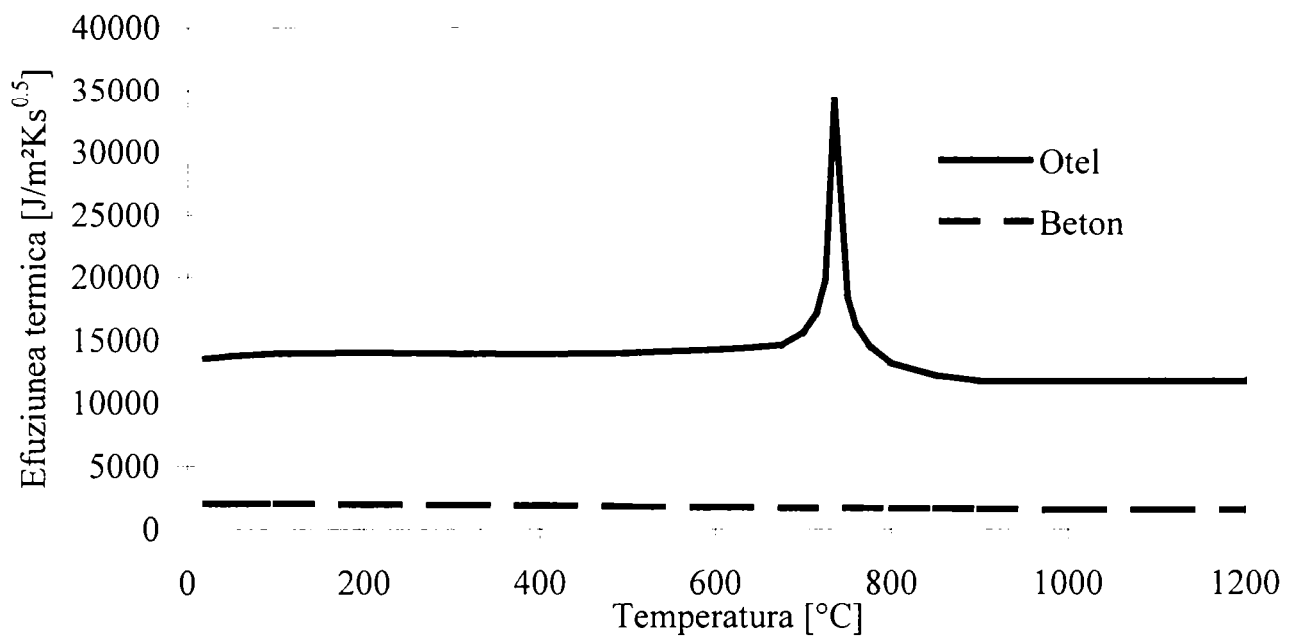


Figura 3.6 Efuziunea termică a betonului și oțelului

3.1.5 Schimbul de căldură la suprafață

De o manieră destul de abruptă în Eurocode, ținând seama de complexitatea fenomenului transferului termic între gazul cald și element, coeficientul transferului prin convecție se simplifică, considerând a avea două valori pentru toate materialele.

$$\begin{aligned} h &= 25 \text{ W/m}^2\text{K} && \text{în interiorul compartimentului cu incendiu (fața expusă la foc),} \\ h &= 9 \text{ W/m}^2\text{K} && \text{pentru fața neexpusă la foc} \end{aligned}$$

Prin distincția care se face, h este o proprietate a mediului și nu a materialului.

Emisivitatea relativă ε_{res} este definită ca și raportul între fluxul de căldură radiativă primită de o suprafață și fluxul de căldură pe care l-ar primi dacă ea și mediul în care se găsește ar fi un corp negru. Această proprietate depinde deja de material. Eurocode propune valorile următoare:

$$\begin{aligned} \varepsilon_{res} &= 0,50 && \text{pentru oțel} \\ \varepsilon_{res} &= 0,56 && \text{pentru beton} \end{aligned}$$

În absența unor informații precise, Eurocode 1 [29] recomandă adoptarea acestei ultime valori pentru celelalte materiale.

Valorile date mai sus ale coeficienților convecției și emisivității relative sunt cei care dau cele mai bune rezultate în concordanță cu măsurătorile experimentale.

Valoarea emisivității relative a oțelului de construcție, nu depinde nici de natura și nici de culoarea unei eventuale vopsele, pentru că la temperatura de 400, 500°C, care este atinsă destul de rapid vopseaua este deja complet degradată neinfluențând cu nimic schimbul de căldură.

3.2 Proprietăți mecanice

3.2.1 Modelul uniaxial

În teza sa de agregare Dotrepe [39], [19], utilizează un model scris în tensiuni sub forma:

$$\Delta\sigma_t = \Delta\sigma_{th} + \Delta\sigma_{crack} + \Delta\sigma_\varepsilon \quad (3.7)$$

- cu $\Delta\sigma_t$ creșterea tensiunii totale,
 $\Delta\sigma_{th}$ creșterea tensiunii termice,
 $\Delta\sigma_{crack}$ creșterea tensiunii din fisurarea betonului și
 $\Delta\sigma_\epsilon$ creșterea tensiunii produsă de deformația constatată, datorată modificării legii $\sigma - \epsilon$ din cauza încălzirii.

În afara acestui model, numeroase modele publicate, atât pentru oțel cât și pentru beton sunt scrise în deformații specifice sub forma:

$$\epsilon_t = \epsilon_i + \epsilon_{th} + \epsilon_m \quad (3.8)$$

- cu ϵ_t deformația specifică totală, legată de deplasare prin relații geometrice,
 ϵ_i deformația specifică inițială,
 ϵ_{th} deformația specifică termică, definită ca cea care se produce datorită variației temperaturii (deformație liberă) și
 ϵ_m deformația mecanică.

3.2.1.1 Deformația specifică termică

Nu se observă o mare diferență între dilatarea termică a diferitelor tipuri de oțeluri. Curba de dilatație arată o încetinire, în unele cazuri chiar o fază pasageră de contracție, pentru temperaturile cuprinse în domeniul de la 750 la 850°C. Acest lucru se produce datorită schimbării de fază cristalografică, și forma curbei în acest moment depinde esențial de conținutul de carbon [39]. Încercări efectuate de Cooke indică faptul că pentru oțelul de construcții, viteza de încălzire cuprinsă între 10 K/min și 50 K/min, conduce la curbe ale deformației termice foarte apropiate [39]. Relația pe care Franssen a prezentat-o prima oară în teza de doctorat [40], a fost reținută în Eurocode. Ea apare prin ecuațiile următoare:

$$\begin{aligned} \epsilon_{th} &= -2,416 \cdot 10^{-4} + 1,2 \cdot 10^{-5} T + 0,4 \cdot 10^{-8} T^2 \quad \text{pentru } T \leq 750^\circ\text{C} \\ \epsilon_{th} &= 11 \cdot 10^{-3} \quad \text{pentru } 750 < T \leq 860^\circ\text{C} \\ \epsilon_{th} &= -6,2 \cdot 10^{-3} + 2 \cdot 10^{-5} T \quad \text{pentru } 860 < T \leq 1200^\circ\text{C} \end{aligned} \quad (3.9)$$

Figura 3.7 arată curba produsă de această ecuație cu palierul de $11 \cdot 10^{-3}$ la schimbarea de fază. La răcire același palier apare, dar la o temperatură mai mică. Decalajul transformării alotropice este de la $11 \cdot 10^{-3}$ la $9 \cdot 10^{-3}$. Pe aceeași figură a fost reprezentată curba utilizată în Japonia de Furumura [56]. Se observă că cele două curbe sunt foarte apropiate, exceptând palierul, neglijat de Furumura.

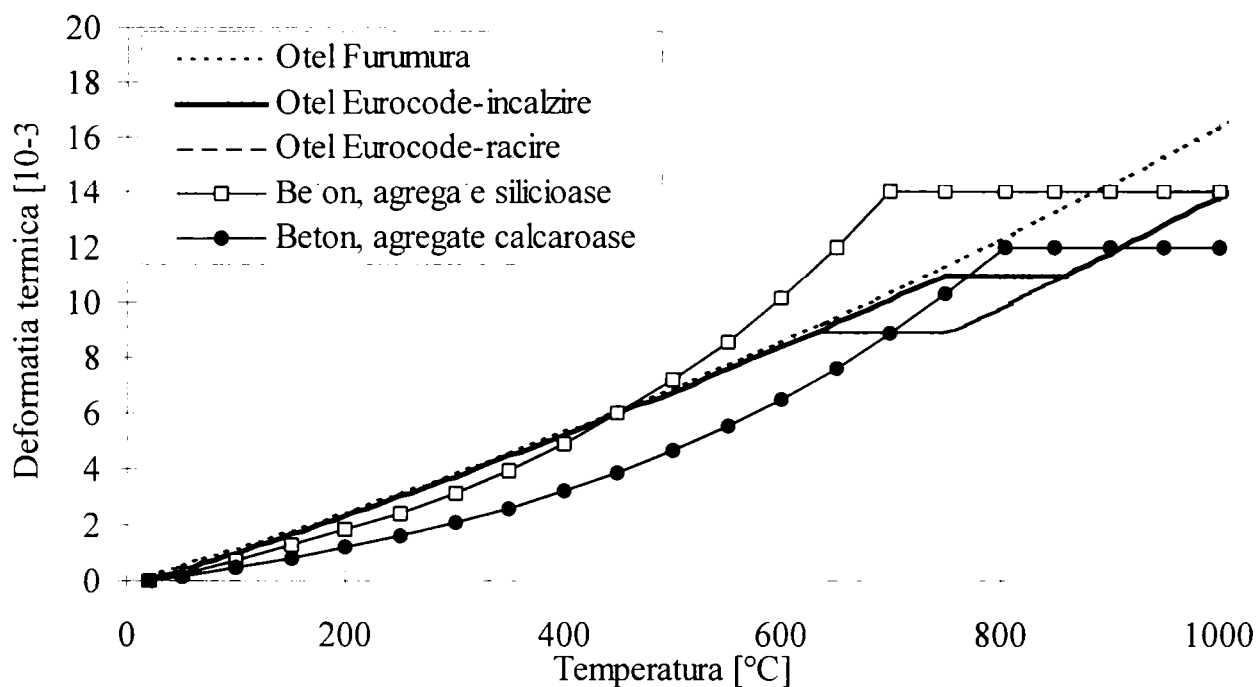


Figura 3.7 Deformația termică a oțelului și betonului

Este destul de neplăcut de constatat că în Eurocode, atât Eurocode 3 [32], cât și Eurocode 4 [34], efectul schimbării de fază este considerat la temperatura de 735°C adică între 680 și 790°C în cazul căldurii volumice (vezi Figura 3.1), și între 750°C și 860°C în cazul deformației termice (Figura 3.7), probabil datorită faptului că diagramele reținute pentru cele două fenomene provin din două surse diferite. Acest lucru trebuie în orice caz corectat.

În beton, caracterul neliniar al deformației termice este mai pronunțat decât în oțel. Evoluția este guvernată în principal de natura agregatelor. Și aici expresiile din Eurocode sunt preluate din teza de doctorat al lui Franssen. Figura 3.7 arată forma acestor expresii:

$$\varepsilon_{th} = -1,8 \cdot 10^{-4} + 9,0 \cdot 10^{-6} T + 2,3 \cdot 10^{-11} T^3 \leq 14 \cdot 10^{-3} \text{ agregate silicioase} \quad (3.10 a)$$

$$\varepsilon_{th} = -1,2 \cdot 10^{-4} + 6,0 \cdot 10^{-6} T + 1,4 \cdot 10^{-11} T^3 \leq 12 \cdot 10^{-3} \text{ agregate calcaroase} \quad (3.10 b)$$

Expresiile din Eurocode dau o deformație specifică termică nulă pentru temperatura de referință de 20°C. Pentru folosirea acestor relații în programele de calcul, ele trebuiesc folosite cu o suficient de mare precizie pentru a nu introduce deformații parazitare. Aplicând de exemplu relațiile la 20°C se obține o deformație de $2 \cdot 10^{-6}$ care n-are ce căuta de aceea este de preferat eliminarea ei.

Prezentarea pe aceeași figură a deformației celor două materiale conduce la concluzia inconsecvenței afirmației deseori întâlnite că dilatarea termică a betonului și oțelului este foarte apropiată. Se observă de exemplu că la 400°C dilatația oțelului este cu 65% mai mare decât cea a betonului calcaros.

Curbele furnizate pentru beton sunt cele corespunzătoare epruvetelor neîncărcate, care este de fapt maniera de măsurare curentă a dilatației termice și pentru alte materiale. Aceste curbe integrează și efectul contracției betonului, fenomen care este foarte dificil de separat experimental de dilatația termică.

În cursul răcirii, dilatația termică a betonului are un caracter ireversibil foarte marcant. Se obține o deformație reziduală în urma unui ciclu încălzire-răcire. La Universitatea din Liège s-au realizat o serie de 6 încercări experimentale asupra acestui fenomen. Acest fenomen

joacă un rol deosebit de important în structurile expuse unor incendii reale care conțin o fază de extincție, de la care începe descreșterea temperaturii. În aceste încercări experimentale, șase epruvete cilindrice de beton calcaros au fost încălzite până la temperaturile maxime de 502, 549, 597, 601, 666 și 700°C, înainte de răcirea la temperatura ambiantă [39]. Încercările au fost realizate respectând procedura recomandată de comitetul 74-THT de la RILEM [82], adică creșterea și descreșterea temperaturii în cuptor cu pasul de 30°C în 30 de minute urmate după fiecare fază de o perioadă de stabilizare de 120 de minute. Această procedură antrenează durate foarte mari de încercări. La ultimele lucrări ale comitetului TC-129 MHT [83] ultimele recomandări ale RILEM propun o încălzire continuă în care viteza este limitată de diametrul epruvetelor pentru a menține gradientul termic la un nivel acceptabil [83].

Figura 3.8 arată forma curbei obținute, în acest caz corespunzător unei temperaturi de 700°C. Pe același grafic s-au suprapus curbele recomandate în Eurocode 2 pentru acest tip de beton (ecuația 3.10 b). Valorile obținute în timpul încercării pentru faza de încălzire sunt în bună concordanță cu recomandările Eurocode 2 până la o temperatură de 500°C. Acest lucru duce la concluzia că curba teoretică dată în Eurocode 2 este validată de experiențe, toate cele șase încercări arătând acest lucru, și în plus cele șase încercări au arătat reproductibilitatea experienței.

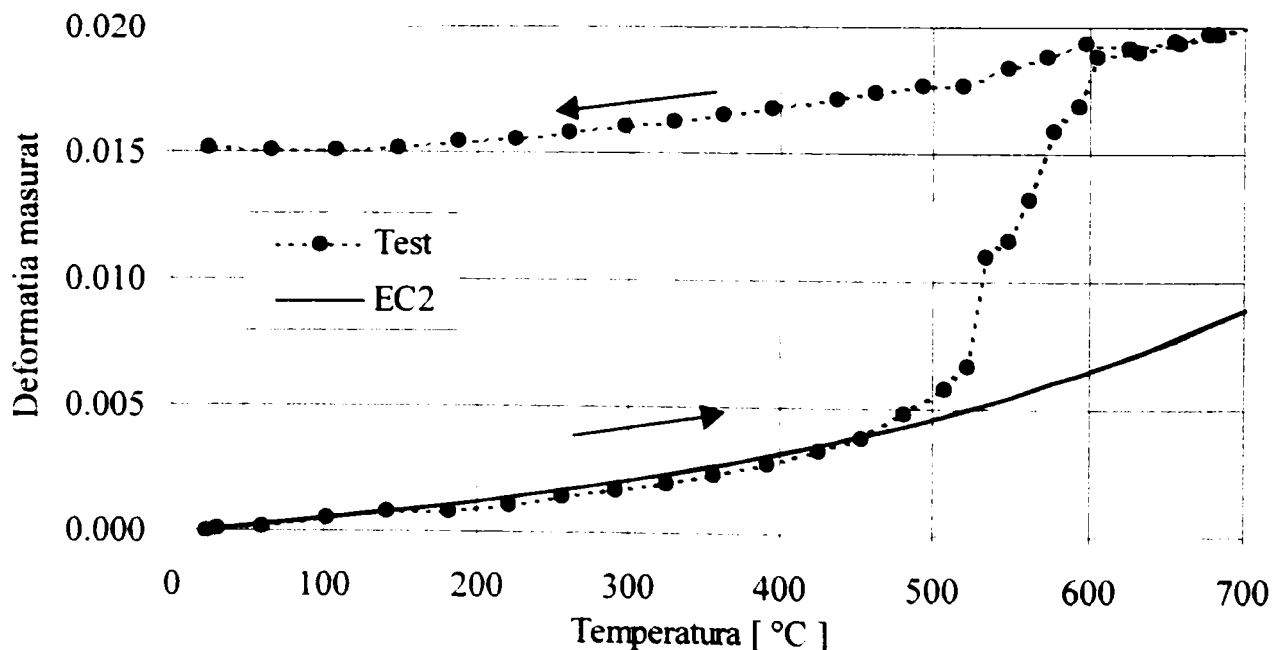


Figura 3.8 Deformații măsurate în cadrul unei încercări experimentale

Importanța creștere a dilatării termice observate între 500 și 600°C este probabil datorită macro fisurilor cauzate de tensiunile termice care se formează între agregate și pasta de ciment. Aceste macro fisuri sunt de fapt clar vizibile pe epruvete după încercări. În aceste încercări, tensiunile termice nu au fost însoțite și de tensiuni din încălzire, cum se întâmplă în realitate. Ori în cazul real un nivel de tensiuni mic este suficient pentru a închide aceste fisuri și a apropia rezultatele încercării de curba teoretică din Eurocode 2. În noile recomandări RILEM [83], este prevăzută între altele aplicarea unei mici tensiuni de compresiune de 0.01 MPa pentru a limita formarea acestor macro fisuri. Mai trebuie remarcat faptul că încercările durează mai multe zile, deci comportamentul este diferit față de cazul unui incendiu real, care are o mult mai scurtă durată, permițând apariția unor anumite reacții chimice care la rândul lor conduc la modificarea de volum. Faptul că dilatarea termică nu revine la zero după răcire este raportată și în alte lucrări de referință [49].

Problema care s-a pus este dacă aceste deformații remanente sunt datorate deformației termice a betonului sau datorită fisurilor? Dacă se admite că deformația măsurată este suma celor două contribuții, se poate scrie ecuația următoare:

$$\varepsilon_{test} = \varepsilon_{th} + \varepsilon_{crack} \quad (3.11)$$

cu ε_{test} deformație înregistrată,
 ε_{th} deformație termică și
 ε_{crack} deformație cauzată de fisuri.

Dacă se admite că în faza de încălzire, relația propusă în Eurocode 2 reprezintă corect deformația termică, atunci deformația cauzată de fisuri, în timpul încălzirii este dată de relația:

$$\varepsilon_{crack} = \varepsilon_{test} - \varepsilon_{EC2} \quad (3.12)$$

cu ε_{EC2} deformația dată de ecuația 3.10 b.

Dacă aceste deformații datorate fisurării își păstrează în faza de răcire valoarea lor maximă atinsă în cursul încălzirii (lucru care este observat din încercările experimentale) se poate scrie ținând cont se ecuația 3.12 (în absența tensiunilor din încărcări):

$$\varepsilon_{crack}(T) = \varepsilon_{crack}(T_{max}) = \varepsilon_{test}(T_{max}) - \varepsilon_{EC2}(T_{max}) \quad (3.13)$$

cu T temperatura epruvetei la un moment dat și
 T_{max} temperatura maximă existentă în epruvetă la acest moment.

Astfel este posibil calculul deformației termice în faza de răcire, combinând ecuațiile 3.11 și 3.13, cu relația:

$$\varepsilon_{th}(T) = \varepsilon_{test}(T) - (\varepsilon_{test}(T_{max}) - \varepsilon_{EC2}(T_{max})) \quad (3.14)$$

Utilizarea ecuației 3.14 aplicată asupra rezultatelor din figura 3.8 permite realizare graficului din Figura 3.9.

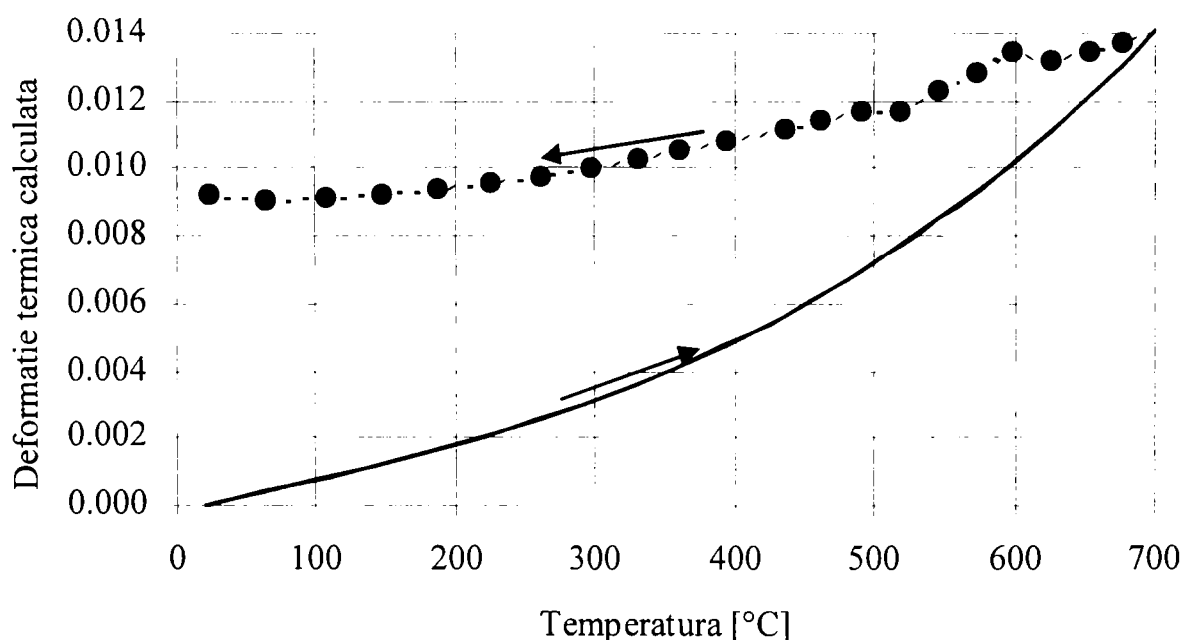


Figura 3.9 Deformația termică calculată pentru o încercare

Se poate remarca pe figură ipoteza utilizată – curba care produce deformația termică în cazul încălzirii este cea din Eurocode. S-a adăugat curbei Eurocode și partea ce reprezintă răcirea, pe baza graficului obținut experimental, din Figura 3.8. Figura 3.10 reprezintă curbele obținute pe baza a șase încercări de laborator, respectând principiul descris – încălzirea pe baza curbei Eurocode, respectiv răcirea pe baza încercărilor experimentale. Cele șase curbe au aceeași alură, dar deformația remanentă crește odată cu creșterea temperaturii maxime atinse de către element.

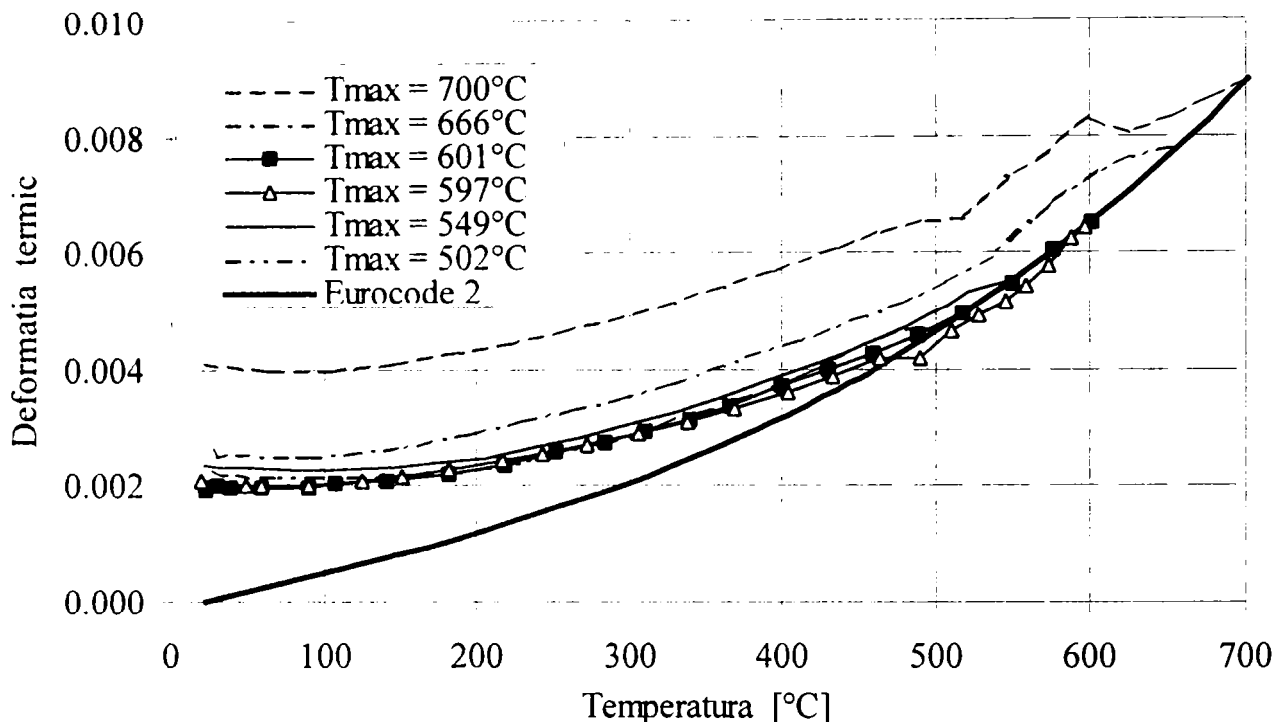


Figura 3.10 Deformația termică calculată pentru 6 încercări

Pe baza acestor încercări și a altor rezultate din literatură în programul SAFIR s-au introdus următoarele relații pentru deformația termică a betonului:

$$\begin{aligned} \varepsilon_{th}(T) &= \varepsilon_{EC2}(T) && \text{pentru } T = T_{max} \\ \varepsilon_{th}(T) &= \varepsilon_{20}(T_{max}) + \varepsilon_{rev}(T_{max})(0.60T_r + 0.40T_r^2) && \text{pentru } T < T_{max} \end{aligned} \quad (3.15)$$

$$\text{unde } \varepsilon_{rev}(T_{max}) = \varepsilon_{EC2}(T_{max}) - \varepsilon_{20}(T_{max}) \quad (3.16)$$

$$T_r = (T - 20)/(T_{max} - 20) \quad (3.17)$$

cu ε_{EC2} deformația dată de Eurocode 2, ecuația 3.10 b,

T_{max} temperatura maximă atinsă,

ε_{rev} deformația reversibilă,

ε_{20} deformație remanentă la 20°C, (vezi Tabelul 3.2).

Tabelul 3.2 Deformația remanentă

T_{max} [°C]	ε_{20} [10^{-3}]
20	0.00
300	- 0.58
400	- 0.29
600	1.71
800	3.29
> 900	5.00

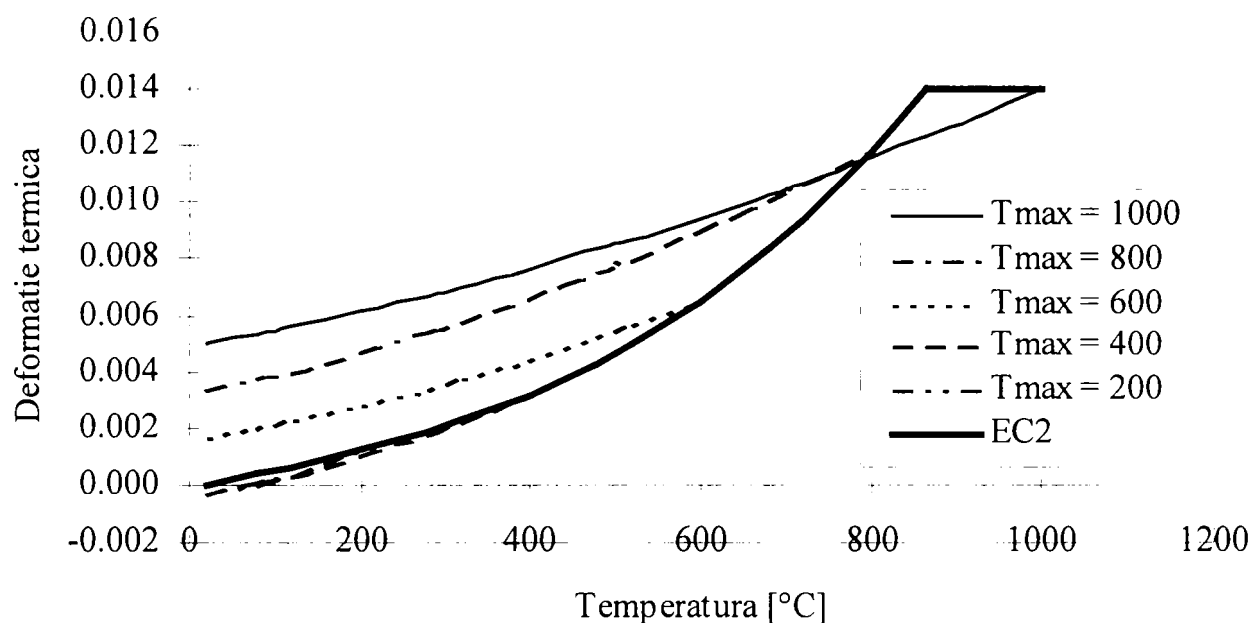


Figura 3.11 Propunere pentru deformația termică

Valorile din tabelul 3.2 provin din încercări efectuate de Schneider în 1979 și reținute în [82]. Figura 3.11 este reprezentarea grafică a ecuației 3.15.

3.2.1.2 Deformația mecanică a oțelului

Primele modele stabilite pentru reprezentarea comportamentului oțelului în caz de incendiu au avut scopul permiterii utilizării metodelor simple de calcul. Se remarcă la citirea primelor articole dedicate subiectului, că filozofia utilizată era cea de a extrapola către temperaturi înalte comportamentul observat la 20°C. Punctul de plecare îl reprezenta legea efort–deformație utilizată la 20°C, elastic–perfect plastic și a parametrilor necesari pentru descrierea sa de exemplu modulul lui Young și limita elastică în acest caz. Problema principală era de a cunoaște de ce manieră acești parametri sunt influențați de creșterea temperaturii. Pe această temă s-au făcut numeroase încercări experimentale de a cunoaște diminuarea modulului lui Young și a limitei elastice cu temperatura. Legea efort deformație păstra și la cald aceeași formă ca cea la rece, cu consecința că anumite comportamente fizice nu puteau fi reprezentate convenabil: exemplu flambajul. Noțiuni particulare ca limita elastică la 0,2%, la 0,5% sau la 2% au fost utilizate, una sau alta dintre ele fiind aleasă funcție de tipul de structură, tipul de solicitare sau metoda de calcul. De fapt se încerca obținerea celei mai bune corespondențe între curba care păstra aceeași formă cu cea la 20°C și pe de altă parte cu comportamentul real al materialului la cald.

Modelul elastic–perfect plastic a fost deci folosit în primele modele numerice ale comportării structurilor supuse incendiului [36]. În teza de doctorat al lui Franssen [40] s-a semnalat că cele mai bune rezultate pot fi obținute folosind o lege biliniară în care palierul nu este perfect orizontal ci permite o creștere continuă a eforturilor. La ora actuală încă sunt destule programe care folosesc legea elastică–perfect plastică.

Pentru modelarea comportamentului unui material într-o simulare numerică este evident de preferat preluarea relațiilor efort deformație experimentale, de găsit o expresie analitică care permite reprezentarea acestor curbe chiar dacă ea este diferită față de cea la 20°C, și apoi de determinat la fiecare temperatură valorile diverșilor parametri care intervin în această expresie analitică. Acesta este modelul pe care l-au urmat Rubert și Schaumann [39] în lucrările care

au stat la baza legilor adoptate de Eurocode. Pentru a stabili un model de comportare în care fluajul este considerat implicit ei au realizat la centrul de cercetări al firmei KRUPP încercări tranzitorii de încovoiere asupra unor grinzi IPE 80 și IPE 120. Grinzile au fost solicitate la diverse nivele de încărcare și supuse încălzirii, cu o viteză între 2,67 și 32°C/min. În fiecare specimen temperatura era uniformă, dar în puncte diferite, existau nivele diferite de deformație sau eforturi. Expresia analitică aleasă corespunde curbei elastice eliptice–perfect plastice reprezentată în Figura 3.12.

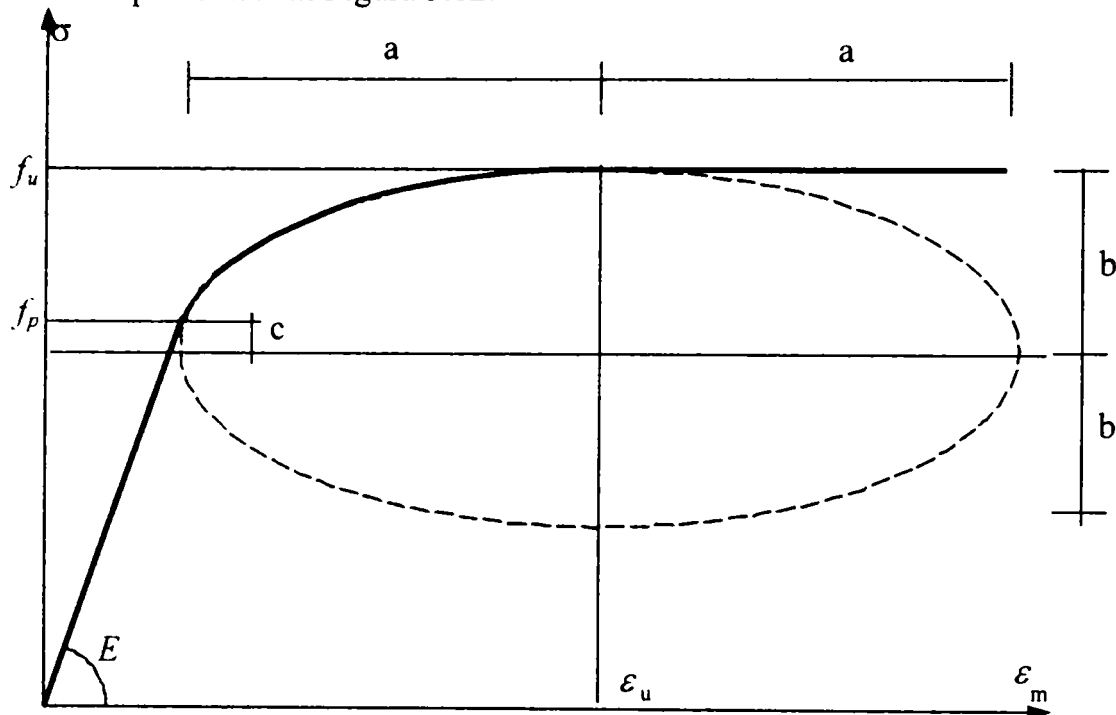


Figura 3.12 Modelul elastic eliptic-perfect plastic

Cei patru parametri necesari în caracterizarea acestei curbe sunt:

- ⇒ modulul tangent în origine E ,
- ⇒ limita de proporționalitate f_p ,
- ⇒ limita ultimă f_u , și
- ⇒ deformația ultimă ε_u .

Franssen [39] amintește că ecuația părții eliptice a fost deseori recopiată cu erori care nu vor fi amintite aici.

$$\sigma = \frac{b}{a} \sqrt{a^2 - (\varepsilon_u - \varepsilon_m)^2} + f_p - c \quad (3.18)$$

și

$$E_t = \frac{\partial \sigma}{\partial \varepsilon_m} = \frac{b(\varepsilon_u - \varepsilon_m)}{a \sqrt{a^2 - (\varepsilon_u - \varepsilon_m)^2}} \quad (3.19)$$

cu

$$a^2 = \frac{E(\varepsilon_u - \varepsilon_p)^2 + c(\varepsilon_u - \varepsilon_p)}{E} \quad (3.20)$$

$$b^2 = E(\varepsilon_u - \varepsilon_p)c + c^2 \quad (3.21)$$

$$c = \frac{(f_u - f_p)^2}{2(f_p - f_u) + E(\varepsilon_u - \varepsilon_p)} \quad (3.22)$$

$$\varepsilon_p = f_p / E \quad (3.23)$$

Fiecare încercare a fost recalculată numeric pentru a determina valorile celor patru parametrii care dau cea mai bună corespondență între curbele de deplasare măsurate și curbele calculate. Valoarea deformației ultime ε_u a fost fixată la 2% oricare ar fi temperatura, care pare a fi o alegere mai mult arbitrară decât observată experimental. Valoarea celorlalți trei parametrii a fost determinată din 100 în 100 de grade și s-a admis o variație liniară funcție de temperatură între aceste valori. Acest lucru care pare anodin, nu este fără consecință în special asupra flambajului stâlpilor metalici. Este surprinzător că pentru o temperatură T fixată s-a încercat foarte tare obținerea unei relații $\sigma - \varepsilon_m$ derivabile continuu (ecuațiile 3.18–3.23), pe când pentru o tensiune constantă σ , care este mai apropiată de cazul real s-a admis o variație $\varepsilon_m - T$ pe porțiuni liniară. Relația $\varepsilon_m - T$ este continuă dar prezintă o rupere de pantă la fiecare sută de grade. Astfel curba de rezistență calculată pentru o structură din oțel, adică evoluția capacității sale portante în funcție de temperatură, prezintă o formă multiliniară, care este puțin probabil situația reală.

Această formă analitică a fost adoptată de Eurocode pentru toate tipurile de oțel. Se face totuși o distincție între diversele tipuri de oțel: oțelul de construcție, oțelul pentru armătură, oțelul din toroanele de precomprimare. Pentru un același tip de oțel, legea efort-deformație este normalizată în raport cu limita elastică la 20°C.

Pentru a nu obține o ductilitate numeric infinită, a fost introdusă o ramură liniară descrescătoare, care pornește pentru o deformație specifică de 15% și anulează tensiunea pentru o deformație specifică de 20%. Aceste două valori par de asemenea arbitrare. Acest lucru poate avea o influență negativă în cazul calculului armăturilor din elementele de beton, pentru că ele condiționează capacitatea de rotire a articulațiilor plastice.

Pentru oțelul de construcții, variația tensiunii ultime f_u este suficient de continuă și a fost posibilă găsirea unei expresii analitice care s-o reprezinte. Destul de curios, în Eurocode 3 [32], variația multiliniară este dată sub formă tabelară în paragraful referitor la legile de material și trebuie folosită sub această formă dacă se determină o încărcare critică pentru o temperatură dată, pe când forma continuă este dată sub o formă inversă în paragraful referitor la temperatura critică, în acest caz calculându-se temperatura critică funcție de factorul de încărcare. Relația este următoarea:

$$\theta_{cr} = 39.19 \ln \left[\frac{1}{0.9674 \mu_0^{3.833}} - 1 \right] + 482 \quad (3.24)$$

cu θ_{cr} temperatura critică în °C și
 μ_0 factorul de încărcare.

Pentru elementele cele mai simple cum sunt barele întinse, factorul de încărcare este egal cu raportul dintre tensiunea aplicată și valoarea limitei elastice la 20°C. Figura 3.13 arată comparația între variația multiliniară extrasă din tabel și relația 3.24 care este valabilă pentru un factor de încărcare $\mu_0 \in [0,2...0,9]$.

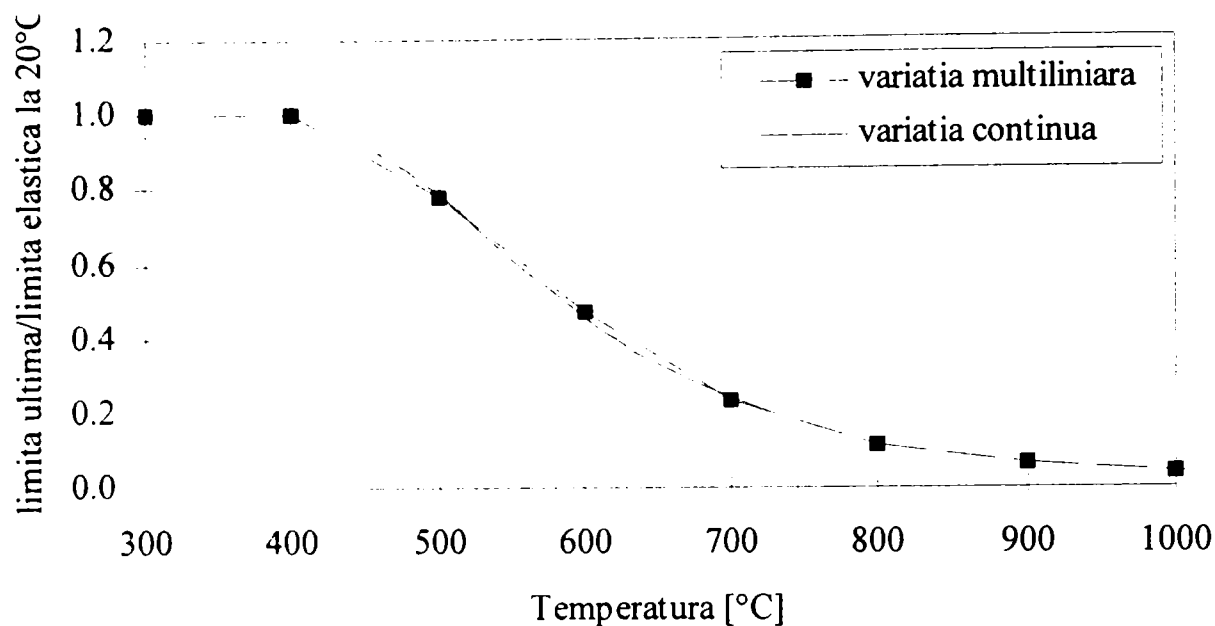


Figura 3.13 Variația deformație ultime

Ceea ce este propus în Eurocode și am văzut până acum, reprezintă un real progres față de situația anterioară prezentată la începutul acestui paragraf. Alegerea acestui tip de lege de comportare nu este fără consecință asupra calculelor prin metodele simplificate. Acestea sunt aproape întotdeauna extrapolarea directă a unei metode stabilite la temperatura ambientală. Adică acolo unde la rece se utilizează limita elastică, la cald se utilizează limita ultimă a oțelului. Ori dacă la rece se poate atinge limita elastică pentru o deformație de ordinul a 1 până la $2 \cdot 10^{-3}$, limita ultimă a oțelului nu este atinsă la temperaturi ridicate decât pentru o deformație de $20 \cdot 10^{-3}$. Acest lucru ne-a motivat de a introduce în capitolul referitor la calculul cadrelor metalice de oțel cu ajutorul formulelor simplificate comparații critice ale metodelor de calcul simplificat.

În cazul răcirii după o încălzire, se observă în general că oțelul de construcții își regăsește proprietățile mecanice originale în toate cazurile, dacă temperatura maximă atinsă nu a depășit valoarea de 600°C . Pentru temperaturi maxime mai ridicate, scăderea rezistenței depinde de tipul de oțel. Franssen a măsurat pe bare de 12 și 25 mm de oțel Tempcore supuse la temperaturi maxime de 680°C scăderea de rezistență și a obținut scăderi ale rezistenței remanente de 30 N/mm^2 [39]. În același timp s-a observat că forma diagramei efort-deformație nu s-a modificat după o încălzire până la 680°C . Informații cantitative suplimentare sunt date în literatura de specialitate. Pot fi menționate lucrările lui Dehaan [17], Cooke și Rodger [16], Kirby și alții [49].

Încercări recente realizate la Cardington asupra unei clădiri în cadre cu 8 etaje, în mărime naturală, arată că în cazul incendiului localizat există riscul ruperii conectorilor din nodurile cadrului între grinzile metalice care se răcesc și restul structurii care nu a fost supusă incendiului. Studii asupra acestui subiect au demarat în Anglia în acest moment.

3.2.1.3 Cicluri de încărcare – descărcare

În structurile expuse incendiului, este posibil în anumite cazuri, ca materialul să sufere deformații ireversibile într-un sens, compresiune sau întindere, ca mai apoi datorită modificării eforturilor să treacă în întindere respectiv compresiune. Acest lucru se datorează sau datorită gradientului termic tranzitoriu (în cazul elementelor de beton sau mixte), sau datorită unor

mari deformații care se produc în elementele metalice (cum este de exemplu flambajul). În acest caz, anumite fibre ale secțiunii transversale care erau comprimate, pot fi întinse înainte de cedarea elementului.

În cazul oțelului, este admis în general faptul că deformațiile ireversibile apărute într-un sens de solicitare, au o influență în ceea ce privește comportarea în sensul opus. Figura 3.14 arată curbele obținute dacă se utilizează cele două ipoteze mai frecvent folosite în plasticitate: ecrusarea cinematică și ecrusarea izotropă.

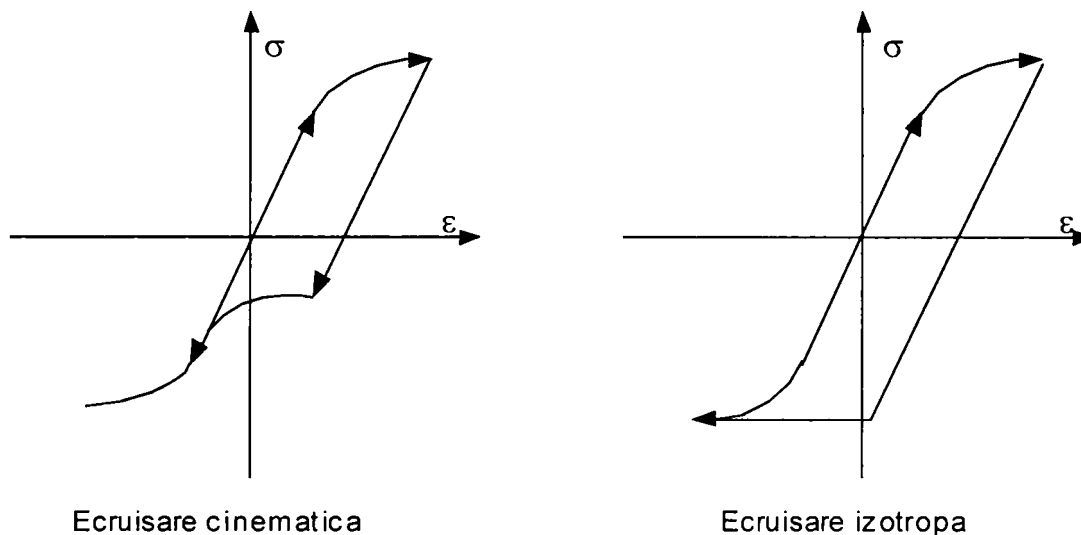


Figura 3.14 Ecrusarea cinematică și izotropică

Pentru obținerea unei curbe continue, se poate presupune ipoteza prin care comportarea oțelului poate fi reprezentată printr-un model Saint-Venant generalizat, adică asocierea în paralel a mai multor modele elastice-perfect plastice [39].

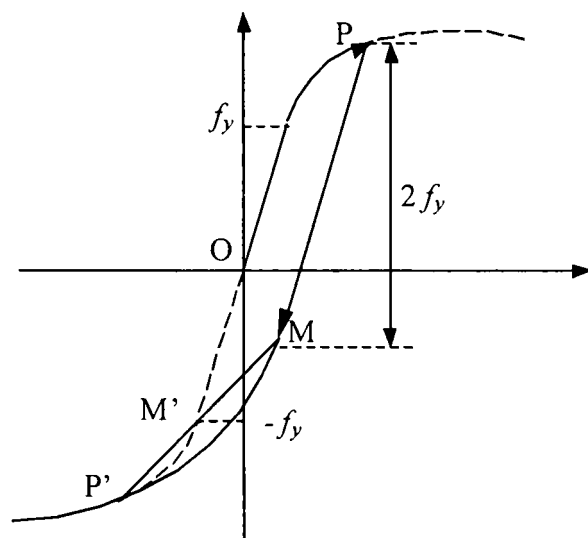


Figura 3.15 Ecrusarea mixtă

Prin asocierea unui număr infinit de modele Saint-Venant poate rezulta o diagramă neliniară oarecare. Se poate de altfel stabili o analogie directă între plastificarea succesivă a acestor modele elementare și alunecarea succesivă care se produce în rețeaua cristalină a materialului. Se poate demonstra destul de ușor [39] că modelul Saint-Venant generalizat respectă regula lui Masig: după încărcarea într-un sens, care dă naștere unor deformații ireversibile, curba obținută din încărcarea în sens opus rezultă prin omotetia primei curbe. Polul de omotetie este punctul simetric al punctului extrem atins în timpul încărcării în primul sens de încărcare.

În Figura 3.15, o încărcare până în punctul P este urmată de o descărcare. Comportamentul este liniar până în punctul M, întinderea zonei liniare fiind dublul limitei elastice f_y . Începând din acest punct M, curba rezultată MP' este obținută prin omotetia curbei de încărcare M'P'. Centrul de omotetie este P', punctul simetric punctului P, și raportul este 2. Segmentul MM' are deci aceeași lungime cu segmentul M'P'. Curba ce urmează MP' se racordează tangențial curbei originale de încărcare în P'.

Care este rezultatul comportării inelastice a materialelor în rezultatele simulărilor numerice? Programul de calcul FIRES-RC, care a fost dezvoltat la Berkeley și care poate fi considerat un strămoș al tuturor programelor ulterioare, a fost rapid transformat pentru a ține seama de comportamentul inelastic [9].

Jean Marc Franssen a condus o serie de teste numerice comparative asupra a câtorva elemente. Fiecare dintre ele a fost calculat ținând seama de caracterul ireversibil a legilor de material, comparat cu neglijarea lor.

În cazul unei grinzi mixte oțel-beton, simplu rezemată, săgețile sunt cu puțin mai mari dacă comportamentul este reversibil, dar rezistența la foc nu se modifică în cele două ipoteze.

Pentru aceeași grindă, apar diferențe de comportare semnificative dacă se fixează rotirea la unul din reazeme. În această configurație, gradientul termic induce modificări semnificative ale diagramei de moment încovoietor. Dacă se ține seama de caracterul ireversibil al materialului, simularea se derulează până la aproximativ 178 minute, cu un pas de increment al timpului de 2 minute și cu o medie de 4 iterații pentru atingerea echilibrului. După 178 minute, săgeata este 1/50 din deschidere și valoarea proprie cea mai mică a matricii de rigiditate este de 0,3% din valoarea sa la rece, adică rigiditatea grinzii este practic nulă și capacitatea portantă a ei este practic epuizată.

Cu un comportament reversibil, calculul nu poate depăși 123 minute, chiar și cu un pas de timp mic de 7,5 secunde. La acest moment săgeata este 1/43 din deschidere și prima valoare proprie a matricii de rigiditate este încă 2,3% din valoarea sa la rece. Problema este că în cazul reazemului fix (rotația este împiedicată), aproape toate punctele de integrare se situează pe un platou orizontal al diagramei lor efort-deformație și convergența soluției nu este posibilă. Nu este posibilă o redistribuire a momentului solicitant care există în acest loc către mijlocul deschiderii, unde există încă suficientă capacitate portantă.

În cazul unui stâlp din oțel betonat între tălpi, tălpile expuse la foc se plastifică rapid sub efectul combinat al încărcărilor și al eforturilor induse de temperatură, într-o zonă în care temperatura crește rapid. După 50 de minute se produce o descărcare în tălpi pentru că severitatea gradientului termic scade. Dacă se neglijează comportamentul inelastic, durata de rezistență la foc scade de la 102 la 88 de minute adică o diminuare cu 14%.

Exemplele descrise mai sus, care se referă exclusiv la un incendiu normalizat sau cazul în care temperatura crește monoton. Comportamentul inelastic este mai evident în cazul structurilor expuse la un incendiu localizat, sau cazul unui incendiu natural, în care există evident o fază de descreștere și scădere a temperaturii.

La Sheffield, Bailey și alții au implementat anul trecut schema descrisă mai sus în programul lor de analiză, special în scopul analizării comportamentelor cadrelor expuse complet la un incendiu natural, la care apare și faza de răcire [8]. Autorii arată diferențele obținute cu modelul lor precedent și cazul folosirii unui ecrusaj izotrop simplificat printr-o expresie biliniară [27].

3.2.1.4 Utilizarea legilor constitutive

Contrar majorității textelor consacrate modelării comportării materialului, în care legile constitutive sunt scrise în termeni de creștere a eforturilor și deformații, toate ecuațiile constitutive din acest capitol sunt exprimate în termeni de eforturi și deformații. Acest lucru este posibil pentru legile uniaxiale, care nu conțin termen de vâscozitate și care sunt utilizate în programul SAFIR [39]. De fapt, legile sunt exprimate sub o formă integrală. Vom explica în continuare cum sunt utilizate de manieră practică legile constitutive, odată cu modificarea deformației și temperaturii funcție de timp. Vom prezenta în paragraful următor cazul legilor constitutive multiaxiale.

Să examinăm un punct de integrare particular, din interiorul unei structuri care la un moment t_n este în echilibru. Legea efort – deformație mecanică este caracterizată la temperatura T_n , prin curba neliniară din Figura 3.16. Deformația totală $\varepsilon_{t,n}$ este calculată prin relațiile geometrice uzuale, deformația inițială ε_i fiind cunoscută. Dacă se cunoaște temperatura se poate determina deformația termică $\varepsilon_{th,n}$. Ecuația de mai jos permite calculul deformațiilor mecanice la momentul t_n : $\varepsilon_{m,n}$

$$\varepsilon_{t,n} = \varepsilon_i + \varepsilon_{th,n} + \varepsilon_{m,n} \quad (3.25)$$

Din istoria tensiunilor și deformațiilor specifice ale acestui punct, am păstrat valoarea deformației plastice $\varepsilon_{pl,n}$.

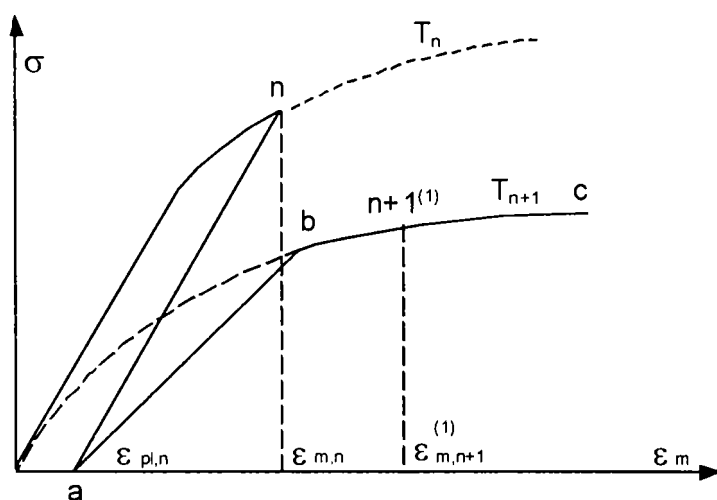


Figura 3.16 Variația efortului unitar funcție de temperatură

Pe figură, punctul reprezentativ de echilibru n , se află pe curba inițială a materialului. Materialul este în faza de încărcare. Dacă se trece la momentul t_{n+1} , deformația inițială, evident, nu se modifică. Cunoașterea noii temperaturi T_{n+1} , permite calculul deformației termice care îi corespunde $\varepsilon_{th,n+1}$.

În algoritmul care se ocupă cu studiul structurii la nivel global, se face ipoteza că la prima iterație a fiecărui pas de timp, structura nu suferă deplasări. Acestea sunt blocate, similar metodei Duhamel. Prima iterație servește pentru a introduce modificarea temperaturii. Deformația mecanică a punctului considerat pentru prima iterație $\varepsilon_{m,n+1}^{(1)}$, este calculată prin relația de mai jos:

$$\varepsilon_{t,n} = \varepsilon_i + \varepsilon_{th,n+1} + \varepsilon_{m,n+1}^{(1)} \quad (3.26)$$

pentru că:

$$\varepsilon_{i,n+1}^{(1)} = \varepsilon_{i,n} \quad (3.27)$$

Se face aici ipoteză că deformația plastică nu este afectată doar de creșterea temperaturii. Aceasta este o ipoteză dificilă de demonstrat experimental. Ea este confirmată dacă materialul nu este încărcat. Cunoaștem deci noua curbă abc, care urmează punctului de echilibru, dacă materialul este încărcat începând din punctul de efort nul, a. Cunoscând deformația mecanică și curba de comportament, este posibil de determinat valoarea efortului și a modulului tangent, care determină punctul de echilibru $n+1^{(1)}$, pe figură.

Trebuie de remarcat că nu este necesară tratarea diferită a cazului de încărcare sau descărcare începând din punctul n, cum este cazul în alte scheme incrementale, de exemplu [36].

Franssen a arătat în teza sa de doctorat [40], că nu este necesară alegerea între încărcare și descărcare în această schemă. Acest lucru se datorează faptului că în cursul încălzirii, dilatația termică are tendința de a menține punctele comprimate pe curba de încărcare și a punctelor întinse pe curba de descărcare. Con tracția care acompaniază răcirea duce la un comportament invers. Deci există în fiecare caz o alegere bună a curbei, dar este bazată pe o ipoteză care va trebui verificată experimental. Această ipoteză este în momentul de față studiată de către Bailey [8].

În continuare algoritmul urmărește pașii clasici. Deformația în $n+1^{(1)}$, va servi la calculul forțelor neechilibrate. Iterațiile succesive se aplică unei structuri în care temperatura este staționară și deformația plastică este actualizată la sfârșitul pasului de timp.

3.2.2 Modelul multiaxial

Structurile în cadre sunt în general cele mai utilizate tipuri de structuri în construcții, precum și aplicarea pe aceste structuri a legilor uniaxiale despre care s-a vorbit la începutul capitolului. Modelul multiaxial este dificil de implementat nu atât datorită dificultății propriu zise privind formularea legilor constitutive, cât mai ales datorită faptului că experiențele necesare determinării acestor legi sunt foarte dificile de realizat. Laboratoarele de încercări care realizează încercări la foc asupra elementelor supuse încărcării uniaxiale, și pe a căror rezultate se poate conta se pot număra pe degetele de la o mână. Pentru încercările biaxiale, nu dispunem decât de o singură sursă de informare, cu încercări realizate în domeniul compresiune-compresiune [26].

Foarte multe efecte, fenomene sau comportamente care la temperatura ambiantă pun serioase probleme și dau naștere unor zeci de teze de doctorat anual pot fi și mai dificil abordabile la temperaturi ridicate. Este de exemplu cazul plasticității neasociate, modul de rupere în tracțiune-compresiune, tension-stiffening, comportamentul ciclic ș.a. Este deci necesar la ora actuală de a accepta anumite simplificări.

În cadrul Serviciului de Poduri și Șarpante de la Universitatea din Liège, au fost realizate studii asupra comportamentului biaxial al materialelor, în special al materialelor compozite oțel-beton de către C. Doneux, supuse acțiunilor alternante. În paragrafele următoare vom prezenta aspecte ale modelării comportamentului biaxial la temperaturi înalte.

3.2.2.1 Suprafața de plasticitate

Pentru oțel, suprafața corespunzătoare criteriului Von Mises este una din cele mai utilizate nu doar la temperatura ambiantă, dar și în cazul temperaturii ridicate [56] și la Liège lucrările lui Habraken sau Golinval. Aceasta este suprafața cea mai simplă și pentru oțel corespunde suficient de bine cu rezultatele determinate experimental. În starea plană de tensiune, este

reprezentată de elipsa cu contur mai gros din Figura 3.17. Se remarcă faptul că în cazul compresiune-compresiune, atunci când $\sigma_1 = \sigma_2$, rezistența este aceeași ca în cazul compresiunii uniaxiale.

Pentru beton s-a verificat experimental că rezistența la compresiune-compresiune este mai ridicată decât rezistența la compresiunea uniaxială f_c . Se remarcă o creștere de ordinul a 15%. Pentru a reprezenta betonul, criteriul Drucker-Prager a fost mult utilizat (vezi figura 3.23), pentru că permite considerarea acestei creșteri de rezistență. Ecuația acestei suprafețe este cu mult mai complexă decât cea Von Mises, și în plus lucru dezavantajos, în cazul integrării legilor constitutive, nu permite aceleași simplificări în scrierea unor algoritmi de integrare implicită care asigură convergența implicit. De aceea există tendința de a reveni la suprafețe de plasticizare mai simple dar care permit utilizarea metodelor de integrare mai robuste.

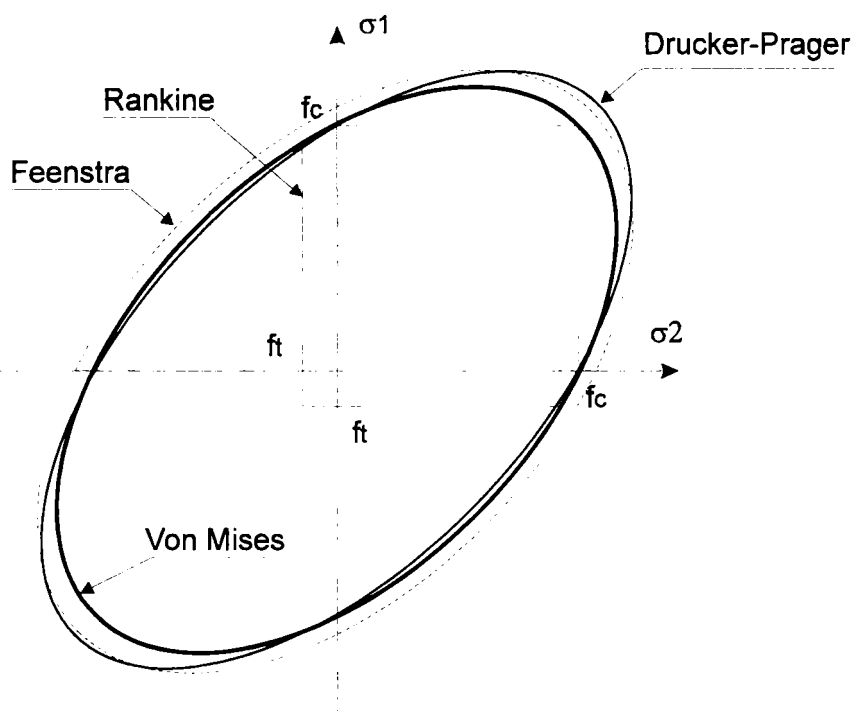


Figura 3.17 Suprafața de rupere în starea plană de tensiune

3.2.2.2 Ecrusajul

Este de preferat ca legile de ecrusare folosite să furnizeze aceleași rezultate în cazul în care o tensiune principală este nulă ca și în cazul legii uniaxiale.

Pentru oțel, legea formată pe baza unei elipse în planul $\sigma - \epsilon_m$, (vezi Figura 3.12), nu permite descompunerea deformației mecanice în componenta sa elastică și componenta plastică.

Acest lucru se datorează formei particulare a expresiei 3.18. Unii autori rezolvă problema, înlocuind ecuația 3.18 printr-o lege de putere de tip Ramberg–Osgood. Inconvenientul acestei metode este că în acest caz curba $\sigma - \epsilon_m$ posedă o pantă nenulă în momentul în care tensiunea atinge valoarea ultimă și deci există o mică rupere de pantă în acest punct al curbei. În plus corespondența nu este întotdeauna foarte bună între legea de putere utilizată în stare plană de tensiune și legea de tip eliptic utilizată în cazul modelului uniaxial. Handicapul cel mai mare al acestei metode îl reprezintă faptul, că pentru fiecare tip de oțel și fiecare limită elastică, este necesară recalcularea la fiecare temperatură a coeficienților legii de putere care permit cel mai bine reprezentarea legii eliptice.

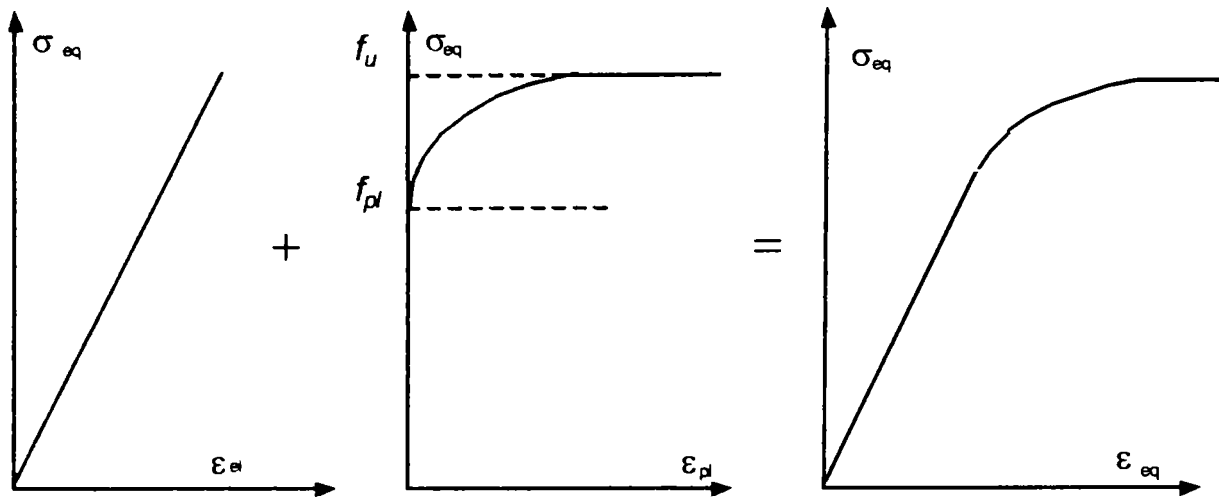


Figura 3.18 Ecruisarea eliptică în cazul oțelului

Franssen în modelul SAFIR [39] a preferat să păstreze formalismul legii eliptice, dar în locul aplicării acestei legi la deformația mecanică, a modificat-o pentru ecruisaj, adică în planul efort – deformație plastică, după cum se vede și în Figura 3.18.

Astfel în locul ecuației 3.18 se va utiliza ecuația următoare ca relație între deformația mecanică echivalentă și tensiunea de comparație.

$$\varepsilon_{eq} = \frac{\sigma_{eq}}{E} + \left(\varepsilon_u - \frac{f_u}{E} \right) \left(1 - \sqrt{1 - \left(\frac{\sigma_{eq} - f_p}{f_u - f_p} \right)^2} \right) \quad (3.28)$$

cu ε_{eq} deformația mecanică echivalentă, și
 σ_{eq} tensiunea de comparație.

Dacă comparăm Figura 3.12 și Figura 3.18, am putea cădea în capcana de a considera că ecuațiile 3.18 și 3.28 dau aceleași curbe. De fapt, acest lucru nu este adevărat, pentru că în Figura 3.12, centrul elipsei este decalat cu valoarea c , ec. 3.22 în raport cu f_p . În realitate, diferența între cele două curbe este de 1%, și se detectează cu mare greutate pe grafic. Avantajul ecuației 3.45, în raport cu o lege de putere este că fiind exprimată în funcție de aceeași parametrii ca și legea eliptică, nu este necesară o calibrare pentru toate tipurile de oțel.

3.2.2.3 Integrarea

Am prezentat în paragraful 3.2.1.4 modul prin care se ține seama, de la un pas de timp la altul de variația temperaturii în legea constitutivă. Explicațiile se refereau pentru cazul legii uni-axiale, dar, dacă nu se ține seama de fluaj explicit, tehnica prezentată se poate generaliza și pentru cazul multiaxial. Figura 3.19 arată procedura de lucru.

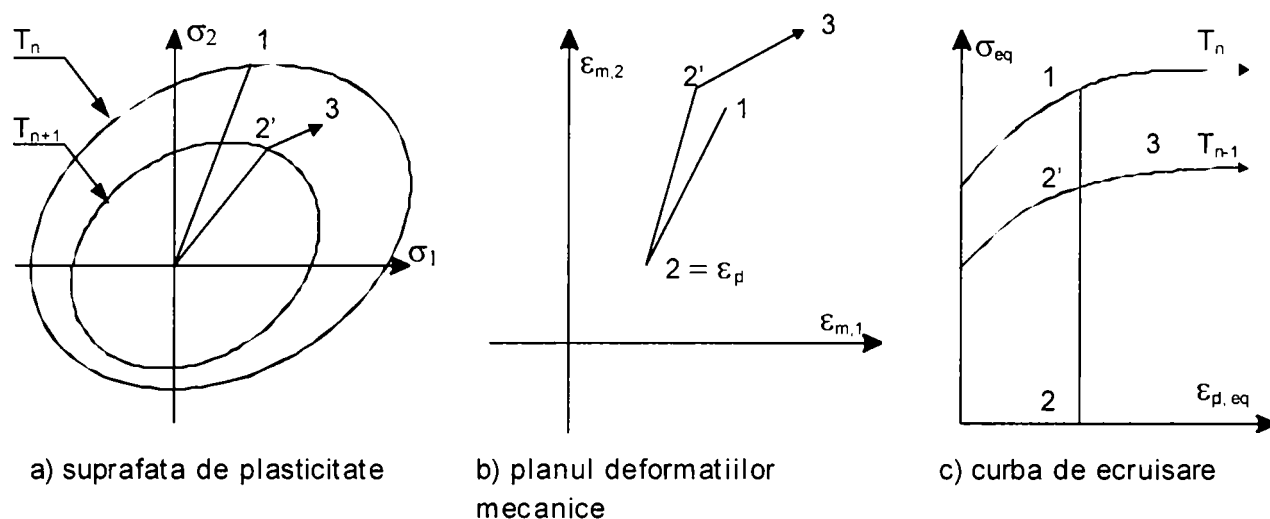


Figura 3.19 Prima iterație la un pas de timp

Să examinăm comportamentul materialului dintr-un punct de integrare al structurii, care la un moment t_n este în echilibru. Legea constitutivă este caracterizată, la temperatura T_n , de suprafața de plasticitate și curba de ecrusare neliniară reprezentate în figură. Eliminând din deformația totală, deformația inițială și deformația termică, se poate calcula deformația mecanică reprezentată prin punctul 1 pe figura 3.27 b. Dacă se cunoaște efortul, punctul 1 pe Figura 3.19 a, și proprietățile elastice la temperatura T_n , se poate determina deformația plastică, reprezentată de punctul 2 pe Figura 3.19 b.

Dacă temperatura se modifică la temperatura T_{n+1} , este posibil de determinat noua suprafața de rupere care-i corespunde, pornind de la noua curbă de ecrusaj, făcând ipoteza, ca și în cazul legii uniaxiale, că deformația plastică nu este afectată de variația temperaturii, adică deformația plastică echivalentă nu se modifică.

În algoritmul care studiază structura la nivel global, se presupune că structura este blocată la prima iterație da la fiecare pas de timp. Cum deformația termică este afectată de variația temperaturii, deformația mecanică se modifică. Ea este reprezentată în punctul 3 pe figura 3.27 b. Segmentul 2'–3 reprezintă creșterea deformației termice între temperatura T_n și T_{n+1} . El este înclinat la 45° față de axe, ceea ce reflectă caracterul hidrostatic al deformației termice.

În subrutina care determină tensiunea și matricea tangentă, se furnizează ca date de intrare, deformația mecanică, punctul 3 de pe Figura 3.19 b, și nu incrementul deformației, considerând de fapt că materialul nu s-a modificat. În locul traseului 1–3, materialul parcurge traseul 1–2–3. Pentru a trece din starea neîncărcată, punctul 2, la punctul 3, se utilizează algoritmi din teoria plasticității incrementale, stabiliți pentru cazul izoterm.

În programul SAFIR, se folosește schema de integrare Euler Backward.

În cazul următoarelor iterații, temperatura nu se mai modifică. Deformația totală se modifică sub efectul forțelor neechilibrate, dar, la fiecare iterație se va reporni de la situația neîncărcată, punctul 2.

După obținerea echilibrului, dacă punctul 3 rămâne în afara suprafeței de rupere inițiale, calculate la temperatura T_{n+1} , înseamnă că a avut loc o creștere a ecrusării, și trebuie luat în considerare, adică trebuie reactualizată deformația plastică, deformația plastică echivalentă și suprafața de rupere.

3.3 Concluziile capitolului 3

În capitolul 3 au fost prezentate atât proprietățile termice, cât și mecanice ale oțelului. În cazul unor proprietăți termice s-au făcut referiri și la betonul greu, pentru a pune în evidență diferența dintre cele două materiale de construcție.

Referitor la proprietățile termice ale materialului, ne-am raportat în mare parte la recomandările publicate în Eurocode 3, pentru metal și Eurocode 2, pentru oțel, încercând să prezentăm și aspectele critice privind formulările prezentate în variantele actuale de Eurocode.

Dacă în ceea ce privește proprietățile termice ale oțelului, legile ce descriu variația acestora sunt stabilite și stabile de mai mult de un deceniu, nu același lucru poate fi spus despre proprietățile mecanice ale oțelului la temperaturi ridicate, unde domeniul de cercetare nu este încă epuizat, noi ipoteze de lucru fiind studiate și în momentul de față.

Proprietățile mecanice ale oțelului au fost și ele prezentate, respectând prescripțiile Eurocode. De un mare ajutor în elaborarea actualului capitol au fost lucrările prezentate de către colectivul de la Universitatea din Liège, și în mod special lucrările lui Franssen [39], [40], din care am reușit să prezentăm aspecte ale comportării materialului în premieră.

Tot acestea au stat și la baza prezentării unor algoritmi de calcul privind legile constitutive uniaxiale, respectiv multiaxiale pentru oțel, care au fost prezentate prin raportare la programul de analiză structurală la starea limită de incendiu SAFIR, care va fi prezentat în capitolul următor.

Rămân în continuare probleme care vor fi soluționate de către studii și cercetări viitoare, cum ar fi: comportarea oțelului după incendiu, îmbunătățirea modelului uniaxial, ecruisarea oțelului.

**APLICAREA METODEI
ELEMENTULUI FINIT LA
MODELAREA COM-
PORTĂRII STRUCTU-
RILOR METALICE LA
ACȚIUNEA FOCULUI****4.1 Introducere**

Cunoașterea constituie un proces complex de investigare și reprezentare a realității, un proces relativ și limitat. Adevărul absolut nu reprezintă decât un concept, o idealizare a tendințelor evolutive ale cunoașterii umane. Astfel, cunoașterea este un proces de continuă aproximare a realității infinite, sub forma unor modele finite, perfectibile.

În știință, unul dintre principalele modele de cunoaștere a mediilor continue a fost și rămâne cel de aproximare prin discretizare. Aceasta constă în descompunerea unui domeniu continuu de analiză într-un număr finit de elemente discrete și aproximarea întregului prin ansamblul elementelor componente. Avantajul esențial constă în lucrul cu un număr finit de elemente, precum și în posibilitatea îmbunătățirii aproximării prin creșterea numărului de elemente.

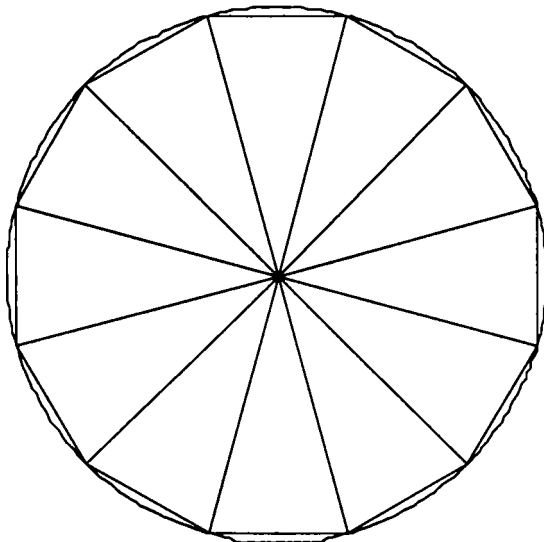


Figura 4.1 Determinarea numărului π în Egiptul antic

O aplicație interesantă a antichității a constituit-o determinarea numărului π prin aproximarea ariei unui cerc cu raza unitară (vezi Figura 4.1). Aceasta se face prin discretizarea suprafeței cercului în triunghiuri egale. La folosirea unui număr de 114 triunghiuri, se obține $\pi=3,14$. Acest exemplu ilustrează în același timp idea de convergență a soluției aproximative către soluția exactă, atunci când se mărește progresiv numărul elementelor discrete.

Aproximarea prin discretizare constituie deci un concept fundamental față de care metoda cu elemente finite reprezintă un caz particular.

Dezvoltarea acestei metode a devenit posibilă însă numai odată cu dezvoltarea calculatoarelor numerice și folosirea lor extensivă în inginerie. Metoda s-a cristalizat la început în calculul structurilor metalice destinate navelor spațiale [12].

4.2 Elementele finite nodale

4.2.1 Proprietăți caracteristice elementelor finite nodale

În cele ce urmează ne propunem să arătăm ce înțelegem prin elemente finite nodale și să prezentăm câteva proprietăți caracteristice acestora.

Înainte de a trece la o prezentare formală a metodei cu elemente finite să considerăm o situație reală, de laborator. Să presupunem că definim un domeniu de analiză pentru un solid expus unei surse de căldură, și vrem să determinăm câmpul de temperatură asociat acestui domeniu la un moment dat. Ideal ar fi să putem măsura direct temperatura în toate punctele domeniului. Acest lucru nu este însă posibil deoarece domeniul este continuu și deci caracterizat printr-o infinitate de puncte. Atunci selectăm un număr finit de puncte în care vom măsura temperatura. Pentru toate celelalte puncte ale domeniului, temperatura rămâne să se aproximeze prin calcul, în funcție de valorile măsurate. Cu cât numărul de puncte este mai mare și metodele de aproximare sunt mai adecvate, cu atât câmpul de temperatură aproximat experimental se apropie de cel real.

Metoda cu elemente finite încearcă să reproducă logica experimentului descris mai sus, evident în plan numeric. Metoda poate fi descrisă ca un procedeu prin care orice funcție continuă este aproximată printr-un model discret, format dintr-un set de valori ale funcției date la un număr finit de puncte alese în domeniul ei, împreună cu aproximări locale pe porțiuni ale funcției peste un număr finit de subdomenii. Aceste subdomenii se numesc elemente finite. Astfel structura unui model cu elemente finite implică:

Identificarea unui număr finit de puncte în domeniul funcției de aproximat și specificarea valorilor acestei funcții în punctele considerate. Aceste puncte se numesc noduri, iar valorile funcției în aceste puncte se numesc valori nodale.

Domeniul funcției este reprezentat ca o colecție finită de subdomenii interconectate, de dimensiuni finite. Aceste subdomenii se numesc elemente finite. Modelul domeniului actual apare deci ca un ansamblu al acestor elemente finite conectate împreună la noduri, pe frontierele lor comune.

Funcția dată este aproximată local, pe fiecare element, prin funcții continue care sunt definite unic în raport cu valorile funcției date (sau a funcției și a valorilor derivatelor ei până la un anumit ordin) la nodurile ce aparțin fiecărui element.

Rezultă că aceste elemente finite, pot fi caracterizate în exclusivitate prin nodurile lor, fapt pentru care ele se mai numesc și *elemente finite nodale*.

4.2.2 Coordonatele naturale

După cum rezultă și din modelul de aproximare descris mai sus, punctele nodale pot fi identificate prin două sisteme de numerotare: unul global – pentru întregul domeniu de analiză, și unul local – pentru fiecare element în parte. Este convenabil de a se asocia sistemului local de noduri și un sistem local de coordonate. Originea acestui sistem poate fi aleasă, practic, oriunde în interiorul elementului finit. Se preferă totuși alegerea nodală sau a centrului de greutate. La rândul lor, coordonatele locale pot fi normale (de exemplu, carteziene), sau naturale.

Coordonatele naturale sunt un fel de coordonate normalizate, în sensul că ele se obțin prin raportarea coordonatelor globale, la mărimi caracteristice ale elementului finit (lungimi). Dacă se alege drept origine pentru aceste coordonate centrul elementului, atunci domeniul lor de variație este $[-1, 1]$; dacă în loc de un punct unic de origine se aleg origini nodurile elementului, atunci domeniul lor de variație este $[0, 1]$.

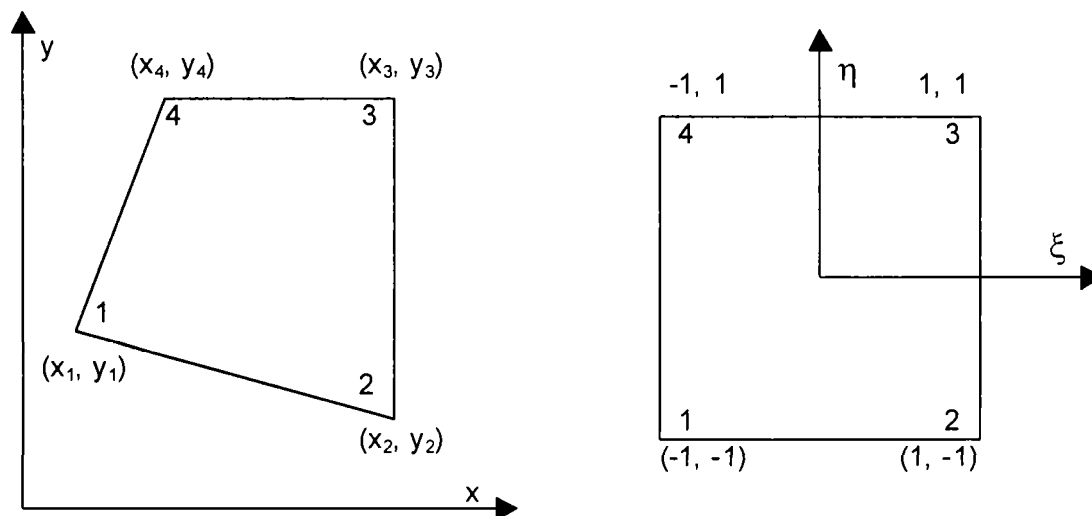


Figura 4.2 Coordonate globale și naturale pentru elemente patrulatere

4.2.3 Funcții de interpolare

Am arătat mai sus că un model de aproximare cu elemente finite nodale se caracterizează prin existența a trei componente de bază: 1) un set de valori nodale ale funcției date, 2) un set de funcții de aproximare locală pe porțiuni, și 3) matricea lor de conexiune. De exemplu, pentru aproximarea distribuției de temperatură într-un solid se poate scrie:

$$T = \sum_{i=1}^n N_i \cdot T_i^e \quad (4.1)$$

unde T_i^e reprezintă vectorul valorilor nodale ale temperaturii pentru elementul e , iar N_i reprezintă setul funcțiilor de aproximare. Aceste funcții se mai numesc și funcții de formă sau *funcții de interpolare*.

Deși se pot concepe multe tipuri de funcții de interpolare, se folosesc aproape în exclusivitate polinoamele [12]. Motivul constă în ușurința relativă cu care se pot manipula acestea matematic – respectiv se pot integra și diferenția fără dificultate.

4.3 Modelarea cu elemente finite a comportării structurilor metalice la starea limită de incendiu

Pentru că ecuațiile de echilibru care guvernează cele două fenomene: ecuația transferului termic, respectiv ecuațiile de echilibru al eforturilor structurale sunt diferite, un program bazat pe

metoda elementului finit care dorește să modeleze comportarea structurilor la incendiu va trebui să conțină aceste două modele distincte.

Astfel, în cazul analizei unei structuri la starea limită de incendiu, majoritatea programelor de analiză structurală la starea limită de incendiu, care folosesc metoda elementului finit, impun parcurgerea a două etape distincte:

- ⇒ modelarea transferului termic și determinarea valorilor temperaturilor nodale pe secțiunea transversală a elementelor structurii,
- ⇒ modelarea comportării neliniare a structurii solicitată din încărcările aplicate la starea limită de incendiu, cu considerarea degradării proprietăților materialului odată cu creșterea temperaturii.

4.3.1 Modelarea transferului termic

Ecuatia de echilibru care guvernează conducția de căldură în interiorul unui solid, în ipoteza unui material izotrop, incompresibil și fără disipare mecanică, raportată la un sistem de coordonate cartezian este [39]:

$$\lambda \cdot \left(\frac{\partial^2 T}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 T}{\partial y^2} \right) = \rho \cdot c \frac{\partial T}{\partial t} \quad (4.2)$$

unde T este temperatura,
 λ este conductivitatea termică a materialului,
 ρ este densitatea materialului,
 c este căldura specifică,
 t este timpul.

Metoda elementului finit constă în a discretiza domeniul continuu al cărui soluție este căutată într-un număr finit de elemente de geometrie cunoscută. În interiorul fiecărui element finit se impune o lege de variație cunoscută a câmpului de temperatură. Folosind funcțiile de interpolare N putem reprezenta atât câmpul de temperatură cât și geometria elementelor. Astfel:

$$\begin{aligned} x &= N_i \cdot x_i \\ y &= N_i \cdot y_i \\ T &= N_i \cdot T_i \end{aligned} \quad (4.3)$$

unde x_i este coordonata x a nodului i al elementului finit,
 T_i este temperatura nodului i al elementului finit,
 N_i este funcția de interpolare referitoare la nodul i

Se folosesc funcțiile de interpolare, pentru că au avantajul că pot reprezenta atât geometria elementelor cât și câmpul de temperatură folosind o singură funcție pentru fiecare nod al elementului. Vom reda mai jos funcțiile de interpolare liniare exprimate în coordonate parametrice (naturale).

Element plan triunghiular:

$$N = [\lambda \quad \xi \quad \eta] \quad (4.4)$$

cu $\lambda = 1 - \xi - \eta$

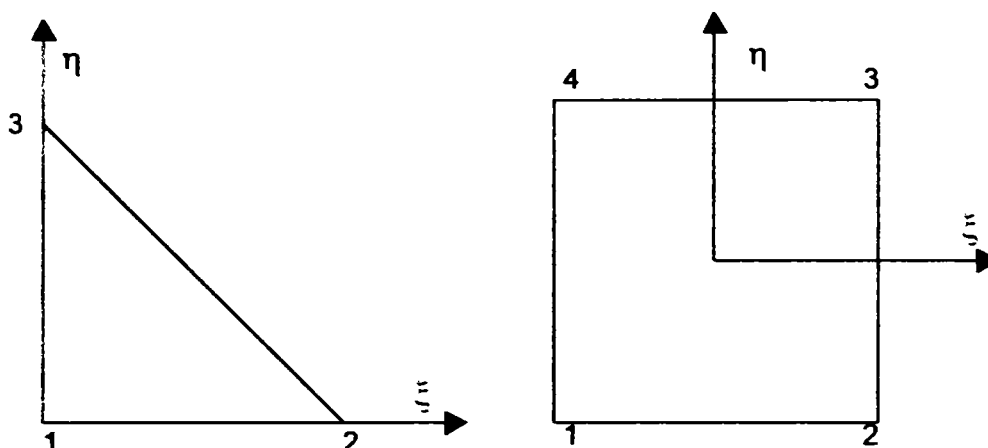


Figura 4.3 Elementul triunghiular și patrulater în coordonate naturale

Element plan patrulater:

$$N = \frac{1}{4} [(1-\xi)(1-\eta) \quad (1+\xi)(1-\eta) \quad (1+\xi)(1+\eta) \quad (1-\xi)(1+\eta)] \quad (4.5)$$

În Figura 4.3, elementele sunt de formă regulată datorită reprezentării lor în coordonatele naturale. În sistemul cartezian, triunghiul, respectiv patrulaterul pot fi de formă oarecare.

Funcțiile de interpolare 4.4 și 4.5 dau soluției și geometriei o continuitate de clasă C^0 . Acest lucru înseamnă că nu există discontinuitate de material între două elemente adiacente. Pe frontiera comună între două elemente adiacente, temperatura este aceeași în cele două elemente. Soluția este continuă dar nederivabilă continuu.

Pentru că funcțiile de interpolare sunt liniare în fiecare din coordonatele naturale, marginile elementelor sunt rectilinii și câmpul de temperatură variază liniar.

Componentele structurilor de construcții sunt în general prismatice și cu fețe plane. Este cazul tuturor profilelor laminate, a dalelor de beton, planșelor mixte, etc. Acolo unde se întâlnesc suprafețe curbe, ele sunt de regulă cilindrice.

Dacă elementul care se studiază, are dimensiuni mici în raport cu ansamblul structurii, îl putem reprezenta printr-un singur element finit de suprafață echivalentă, de exemplu printr-un element de formă pătrată pentru o armătură din beton, sau un element triunghiular pentru rarcordul de îmbinare talpă inimă în cazul profilelor metalice formate la cald.

Soluția discretizată de ecuația 4.3 nu mai respectă ecuația de echilibru 4.2 în fiecare punct. De aceea, se înlocuiește această ecuație 4.2, printr-una care să fie respectată în medie pe fiecare element (metoda reziduurilor ponderate). Astfel se multiplică ecuația 4.2 cu funcții de pondere și se integrează rezultatul pe volumul elementului. Dacă se folosesc ca funcții de pondere, funcțiile de interpolare folosite pentru discretizare (metoda Galerkin) și se integrează termenul stâng bazându-ne pe formula lui Green, se obține pentru fiecare element finit ecuația următoare:

$$\int_V (\nabla N_i)^T (\nabla N_j) dV \cdot T_i + \int_S c \rho N_i N_j \dot{T}_i = - \int_S N_i q_n dS \quad (4.6)$$

cu V volumul elementului,
 ∇ operatorul $\left(\frac{\partial}{\partial x} \quad \frac{\partial}{\partial y} \quad \frac{\partial}{\partial z} \right)$,

$$\dot{T} \quad \text{este } \frac{\partial T}{\partial t},$$

S suprafața elementului și
 q_n fluxul pe suprafață.

Unde fluxul de suprafață îl putem defini ca:

$$q_n = -\lambda \nabla T \cdot n_j \quad (4.7)$$

cu n_j normala la suprafață

După scrierea ecuațiilor de echilibru pe fiecare element finit și asamblarea contribuției relative a fiecărui element, se obține ecuația matriceală de mai jos, reprezintă echilibrul la noduri al obiectului analizat:

$$\mathbf{K} \cdot \mathbf{T} + \mathbf{C} \cdot \dot{\mathbf{T}} = \mathbf{g} \quad (4.8)$$

în care \mathbf{K} este matricea de conductivitate,
 \mathbf{C} matricea de capacitate,
 \mathbf{g} vectorul încărcărilor pe frontieră și
 \mathbf{T} vectorul soluție al temperaturilor nodale.

Calculul matricelor \mathbf{K} și \mathbf{C} precum și vectorul încărcării \mathbf{g} nu sunt detaliate aici. Ele rezultă de fapt din ecuația 4.6. Vom mai preciza doar că integrarea pe volum este implementată în SAFIR în varianta numerică, proprietățile termice ale materialelor fiind evaluate în fiecare punct de integrare.

Ecuația 4.7 reprezintă relația de echilibru termic la un moment dat. Pentru calculul temperaturii în structură, este necesară integrarea acestei ecuații în funcție de timp, pe durata analizei. Vom mai preciza aici că această integrare poate fi făcută fie printr-o schemă explicită, fie printr-una implicită. SAFIR folosește schema de integrare implicită, datorită avantajului independenței convergenței soluției de pasul de timp. Schema explicită, care este mai ușor de implementat într-un algoritm are marele dezavantaj că convergența soluției este dependentă de alegerea pasului de timp, riscând la alegerea unor pași de timp prea mari la neconvergență (cedare numerică).

4.3.2 Modelarea răspunsului static

După cum s-a amintit și în paragraful 4.3, modelarea comportării unei structuri expusă la incendiu necesită folosirea a două modele: modelul termic, respectiv modelul static. Am văzut în capitolul precedent că, evoluția temperaturii este independentă de modelul structural. Această observație stă la baza programului SAFIR. Evoluția temperaturii în elementul structural este calculată independent de încărcările aplicate pe structură.

Urmează determinarea comportării structurii, funcție de timp (temperatură), sub încărcările aplicate la starea limită de incendiu, ținând seama de degradarea proprietăților materialului odată cu creșterea temperaturii și de efectele dilatării termice. De fapt, există o influență a temperaturii asupra deformațiilor dar nu invers, astfel încât cele două fenomene pot fi decuplate.

Vom mai face precizarea că modelul analizei statice este neliniar geometric cu mari deplasări. Pentru că metoda elementului finit în cazul acestor probleme este pe larg tratată în literatura de specialitate, nu vom detalia aici principiul metodei.

Mult mai interesantă este problema descrierii tipurilor de elemente finite folosite în analiza structurală, precum și o prezentare critică a lor. Dealtfel singura diferență între programele

bazate pe metoda elementului finit o reprezintă chiar implementarea matricelor elementelor. Algoritmii de integrare numerică, stocarea matricii de rigiditate a structurii, soluționarea sistemului de ecuații sunt algoritmi clasici și pe larg tratați în cărțile dedicate metodei elementului finit [12], [80].

4.3.2.1 Elementul de bară dublu articulată

Elementul de bară dublu articulată este cel mai simplu de formulat. Este compus din două noduri cu două, respectiv trei deplasări nodale.

4.3.2.1.1 Formularea elementului pentru problemele structurale

Elementul este prismatic, adică secțiunea sa este constantă de-a lungul axului elementului și axa elementului este rectilinie între cele două noduri la extremități.

Câmpul deplasărilor longitudinale este liniar, câmpul deformațiilor axiale fiind deci constant pe element, deci sunt suficiente două noduri pe element, cele două noduri de extremități.

Originea sistemului local este la mijlocul distanței între cele două noduri, axa x locală pe linia de referință între cele două noduri. Celelalte două axe locale y și z sunt luate astfel încât să formeze un triedru drept împreună cu axa x . Diedrul y - z nu este fixat în spațiu el putându-se roti în jurul axei x fără să influențeze rezultatele calculului.

În cazul marilor deplasări, nu este foarte ușor de determinat câmpul deplasărilor doar din considerații pur geometrice, care să respecte următoarele condiții așteptate de la o bară dublu articulată:

$$\begin{aligned}\sigma_y = \sigma_z = \tau_{yz} = \tau_{zx} = \tau_{xy} = 0 \\ E_{yz} = E_{zx} = E_{xy} = 0\end{aligned}\quad (4.9)$$

De fapt stabilirea completă a câmpului de deplasări nu este necesar. Deplasările liniei de referință nu depind decât de coordonata longitudinală x . Notând cu u_0, v_0, w_0 aceste deplasări și prin $U_1, V_1, W_1, U_2, V_2, W_2$ deplasările nodale, se poate scrie deplasarea liniei de referință de forma:

$$[u_0(x) \quad v_0(x) \quad w_0(x)] = [h_1(x) \quad h_2(x)] \begin{bmatrix} U_1 & V_1 & W_1 \\ U_2 & V_2 & W_2 \end{bmatrix}\quad (4.10)$$

unde $h_1(x), h_2(x)$ sunt funcțiile de interpolare liniară definite de ecuațiile:

$$\begin{aligned}h_1(x) &= \frac{1}{2} - \frac{x}{L_0} \\ h_2(x) &= \frac{1}{2} + \frac{x}{L_0}\end{aligned}\quad (4.11)$$

Fiecare punct al unei secțiuni drepte suferă deplasări u, v , și w care depind de poziția sa (y, z) în diedrul local y - z și de o eventuală rotație a elementului în jurul axei sale longitudinale. Expresia acestor deplasări este dificilă de găsit și rezultatele depind de ipotezele asupra deplasărilor sau asupra rotațiilor care pot fi mici, moderate sau mari. Nu este necesar de stabilit complet aceste expresii dacă se ține seama de faptul că aceste deplasări adiționale sunt constante în lungul liniei de referință. În plus nu depind de x . Vom obține deci:

$$U(x, y, z) = u_0(x) + f_1(*)$$

$$V(x, y, z) = v_0(x) + f_2(*) \quad (4.12)$$

$$W(x, y, z) = w_0(x) + f_3(*)$$

unde $f(x)$ este o funcție nedefinită, care nu depinde de x .

Se poate astfel obține expresia componentei longitudinale a tensorului Green:

$$E_x = \frac{\partial U}{\partial x} + \frac{1}{2} \left[\left(\frac{\partial U}{\partial x} \right)^2 + \left(\frac{\partial V}{\partial x} \right)^2 + \left(\frac{\partial W}{\partial x} \right)^2 \right] =$$

$$= \frac{U_2 - U_1}{L_0} + \frac{1}{2L_0^2} \left[(U_2 - U_1)^2 + (V_2 - V_1)^2 + (W_2 - W_1)^2 \right] \quad (4.13)$$

$$E_x = \frac{U_2 - U_1}{L_0} \left(1 + \frac{U_2 - U_1}{2L_0^2} \right) \quad (4.14)$$

Se poate simplifica scrierea ecuațiilor 4.13 și 4.14 de forma:

$$E_x = \frac{L^2 - L_0^2}{2L_0^2} \quad (4.15)$$

lungimea elementului deformat fiind determinat prin relația:

$$L^2 = (L_0 + U_2 - U_1)^2 + (V_2 - V_1)^2 + (W_2 - W_1)^2 \quad (4.16)$$

pentru ecuația 4.13, și prin relația:

$$L^2 = (L_0 + U_2 - U_1)^2 \quad (4.17)$$

pentru ecuația 4.14.

Variația tensorului este dată de ecuația următoare, derivată din ecuația 4.13:

$$E_x = \frac{\partial U_2 - \partial U_1}{L_0} +$$

$$+ \frac{1}{2L_0^2} \left[(U_2 - U_1)(\partial U_2 - \partial U_1) + (V_2 - V_1)(\partial V_2 - \partial V_1) + (W_2 - W_1)(\partial W_2 - \partial W_1) \right] \quad (4.18)$$

Forțele nodale energetic echivalente cu forțele de volum uniforme pe element $f^{ext} = [f_x \ f_y \ f_z]$ sunt de forma ecuației 4.19. De exemplu, forța creată în nodul 1 de forța masică f_x este dată de ecuația următoare:

$$f_x^{ext} \delta u_1 = \int f_x \delta u (\delta U_1) dV = \int f_x h_1(x) \delta U_1 dV \quad (4.19)$$

ținând cont de ecuațiile 4.10, 4.11 și 4.12.

Dacă facem calculele găsim că:

$$f_x^{ext} = \frac{AL_0}{2} f_x \quad (4.20)$$

Forțele nodale energetic echivalente cu forțele interne axiale S_x sunt de forma:

$$f_x^{\text{int},1} \delta U_1 = \int S_x \delta E dV = \int S_x \left[-\frac{1}{L_0} - \frac{1}{L_0^2} (U_2 - U_1) \right] \delta U_1 dV \quad (4.21)$$

sau:

$$f_x^{\text{int},1} = -AS_x \frac{L}{L_0}$$

$$f_x^{\text{int},2} = -f_x^{\text{int},1} \quad (4.22)$$

$$f_y^{\text{int},1} = f_y^{\text{int},2} = f_z^{\text{int},1} = f_z^{\text{int},2} = 0$$

4.3.2.1.2 Matricea dependentă de deplasări

Cum singura componentă a vectorului forțelor interne este S_x , se poate scrie:

$$dS_x = E_t dE_x \quad (4.23)$$

cu E_t modulul tangent și
 E_x componenta deformației din tensorul Green dată de ecuația 4.13.

Componenta deformației din tensorul Green poate fi scrisă de forma:

$$dE_x = \left[-\left(\frac{1}{L_0} + \frac{(U_2 - U_1)}{L_0^2} \right) \quad 0 \quad 0 \quad \frac{1}{L_0} + \frac{(U_2 - U_1)}{L_0^2} \quad 0 \quad 0 \right] \begin{Bmatrix} dU_1 \\ dV_1 \\ dW_1 \\ dU_2 \\ dV_2 \\ dW_2 \end{Bmatrix} \quad (4.24)$$

sau notată prescurtat:

$$dE_x = b^T dU \quad (4.25)$$

sau ținând seama de faptul că $L^2 = (L_0 + U_2 - U_1)^2$ matricea b este:

$$b^T = \left[-\frac{L}{L_0^2} \quad 0 \quad 0 \quad \frac{L}{L_0^2} \quad 0 \quad 0 \right] \quad (4.26)$$

Pentru că legea constitutivă este uniaxială matricea B generală din metoda elementului finit este de fapt degenerată în cazul nostru în vectorul b .

Având aceste elemente se poate trece la calculul matricii de rigiditate elementare:

$$[k] = \int B^T DB dV = \int b E_t b^T dV \quad (4.27)$$

sau

$$[k] = E_c A \frac{L^2}{L_0^3} \begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 & -1 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ -1 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \end{bmatrix} \quad (4.28)$$

4.3.2.2 Elementul de bară dublu încastrată

Elementul de bară dublu încastrată este cel mai important tip de element într-un program de analiză cu elemente finite a structurilor expuse la incendiu. Experiența arată că aproximativ 90% din simulările efectuate pe calculator folosesc acest tip de element. De altfel elementul de bară dublu încastrată este cel mai des întâlnit în construcțiile uzuale.

Studii numerice asupra cadrelor plane au demarat în ultimul deceniu, și un număr impresionant de programe de calcul care folosesc acest tip de element au fost dezvoltate. Oricum majoritatea programelor de calcul se referă la elementele cu secțiunea din oțel, mult mai simplu de soluționat, dacă se adoptă ipoteza temperaturilor uniforme pe secțiune sau pe dreptunghiurile înguste din care este compusă secțiunea.

Elementele spațiale sunt mult mai dificil de formulat. În continuare se va prezenta formularea elementelor spațiale în varianta SAFIR și o comparație cu alte implementări din programe de analiză similare.

Am amintit că 90% din simulările efectuate pe calculator folosesc elementul de bară dublu încastrată. Din aceste cazuri 95% sunt analize plane. Simulările pe structurile 3D sunt dificile din două motive. În primul rând sunt neeconomice din punct de vedere al timpului de calcul și practic dimensionarea și verificarea structurilor în cadre se face întotdeauna pe o felie plană. În al doilea rând validarea unor programe de calcul care realizează simulări 3D este dificilă din cauza testelor reale care în general nu se efectuează pe structuri 3D.

Datorită folosirii sale intensive, elementul de bară dublu încastrată trebuie atent implementat. Formularea sa teoretică trebuie să asigure convergența soluției. Ideal elementul trebuie să fie capabil să simuleze :

- ⇒ Marile deplasări (analiza de ordinul II)
- ⇒ Flambajul
- ⇒ Flambajul lateral prin încovoiere răsucire
- ⇒ Deplanarea secțiunii
- ⇒ Interacțiunea între răsucire și efortul longitudinal.

4.3.2.2.1 Formularea elementului de bară dublu încastrată

Una din formulările cele mai reușite ale elementului de bară dublu încastrată a fost realizat la Universitatea din Liège, bazată pe o îndelungată experiență în domeniul comportării la foc a structurilor, a studiilor asupra analizei de ordinul II și a studiilor asupra elementelor de bară dublu încastrată.

Precursorul studiilor de calcul neliniar al cadrelor metalice a fost Frey. Pe această bază s-a adăugat teza de doctorat a lui Franssen [40] cu o formulare a elementului de bară plană dublu încastrată supusă temperaturilor înalte folosind o descriere de tip Lagrangean a elementului similar modelului lui Frey. de Ville a studiat în detaliu elementul spațial de bară dublu

încăstrată, într-o formulare Lagrangean corotațional total. Deci de Ville tratează non-liniaritatea geometrică folosind un câmp de deplasări longitudinale liniar.

Boerave a efectuat studii asupra barelor mixte beton-oțel. Folosește tot modelul lui de Ville dar adăugând un grad de libertate longitudinal în plus pentru o descriere mai bună a nesimetrii datorate fisurării betonului.

4.3.2.2.2 Ipotezele principale ale elementului de bară dublu încăstrată

- ⇒ Elementul este prismatic în starea sa de referință. Elementul prismatic (cu axa longitudinală rectilinie) este cel mai economic și ușor de implementat element. Discretizarea elementelor cu axă curbă cum sunt arcele poate fi făcută printr-un număr de elemente de bară rectilinii. Precizia de calcul a unei asemenea discretizări nu este mai mică decât prin folosirea unui element de bară curb, dar timpul de calcul și simplitatea implementării sunt net în favoarea elementului de bară rectiliniu.

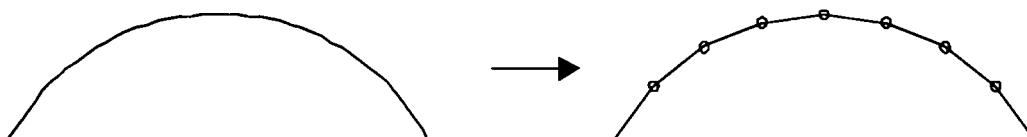


Figura 4.4 Discretizarea unui arc prin elemente rectilinii

- ⇒ Ipoteza lui Bernoulli este valabilă, în absența răsucirii deformațiile din forfecare fiind considerate nule. Pentru o solicitare de încovoiere secțiunea transversală rămâne perpendiculară pe axa elementului și energia de forfecare nu este luată în considerare. Trebuie deci avut în vedere faptul că rezultatele pot fi imprecise în cazul grinzilor scurte sau a grinzilor dală de tip panou sandwich. Aceste două tipuri de grinzi sunt sensibile la forfecare, efectul forfecării fiind foarte riscant de neglijat.
- ⇒ Se presupune că elementul este indeformabil transversal. Voalarea nu este luată în calcul.
- ⇒ Ipoteza lui von Karman este valabilă. Deformațiile sunt mici, adică fiecare componentă a deformației este mult mai mică ca unitatea. Deci:

$$\frac{\partial u}{\partial x} \ll 1 \quad (4.29)$$

cu u câmpul deplasărilor longitudinale,
 x coordonata longitudinală.

De remarcat că această ipoteză nu a fost admisă pentru elementul de bară dublu articulată. Se presupună că rotațiile sunt mici. Se poate utiliza în acest caz aproximarea :

$$\begin{aligned} \sin \alpha &\cong \alpha \\ \cos \alpha &\cong 1 \end{aligned} \quad (4.30)$$

cu α rotația.

- ⇒ Se admite valabilă ipoteza lui Vlasov, potrivit căreia în răsucire pură, secțiunea dreaptă suferă o deplanare a cărei amplitudini este proporțională cu unghiul de răsucire. Această ipoteză reprezintă de fapt neglijarea energiei de deformație indusă de forfecarea de deplanare a secțiunii.

4.3.2.2.3 Câmpul deplasărilor

Elementul este prismatic cu trei noduri, două la extremități și unul la mijlocul distanței între cele două noduri de capăt. Cele trei noduri sunt suficiente pentru a orienta elementul în spațiu.

Nodurile 1 și 2 sunt situate la extremități, dar nu neapărat în centrul de greutate al secțiunii, sau în centrul de răsucire. Această excentricitate a liniei nodurilor este un caz destul de frecvent întâlnit în practică de aceea această facilitate este deosebit de folositoare în modelarea structurii. În plus datorită acestui fapt nu mai este necesară folosirea unei matrici de asamblare.

Nodurile 1 și 2 definesc axa locală x orientată dinspre 1 către doi. Originea sistemului se găsește la mijlocul distanței între nodurile 1 și 2. Rolul nodului 3 va fi explicat în paragraful următor. Nodul 4 este necesar pentru a poziționa axa locală y . Axa y este perpendiculară pe axa locală x cu sensul pozitiv dinspre nodul 3 către punctul 4.

Determinarea câmpului deplasărilor folosește aceeași procedură ca la bara dublu articulată.

Contrar ipotezei 5 enunțate mai sus, se presupune de la început că rotația în jurul axei elementului este mare. Pornind de la ipotezele enunțate pentru forfecare, se poate determina câmpul deplasărilor și tensorul deformațiilor asociat acestui câmp. Cele două sunt valabile pentru rotație axială mare. Ipoteza micilor rotații de răsucire este apoi introdusă simultan în câmpul deplasărilor și în tensorul deformațiilor.

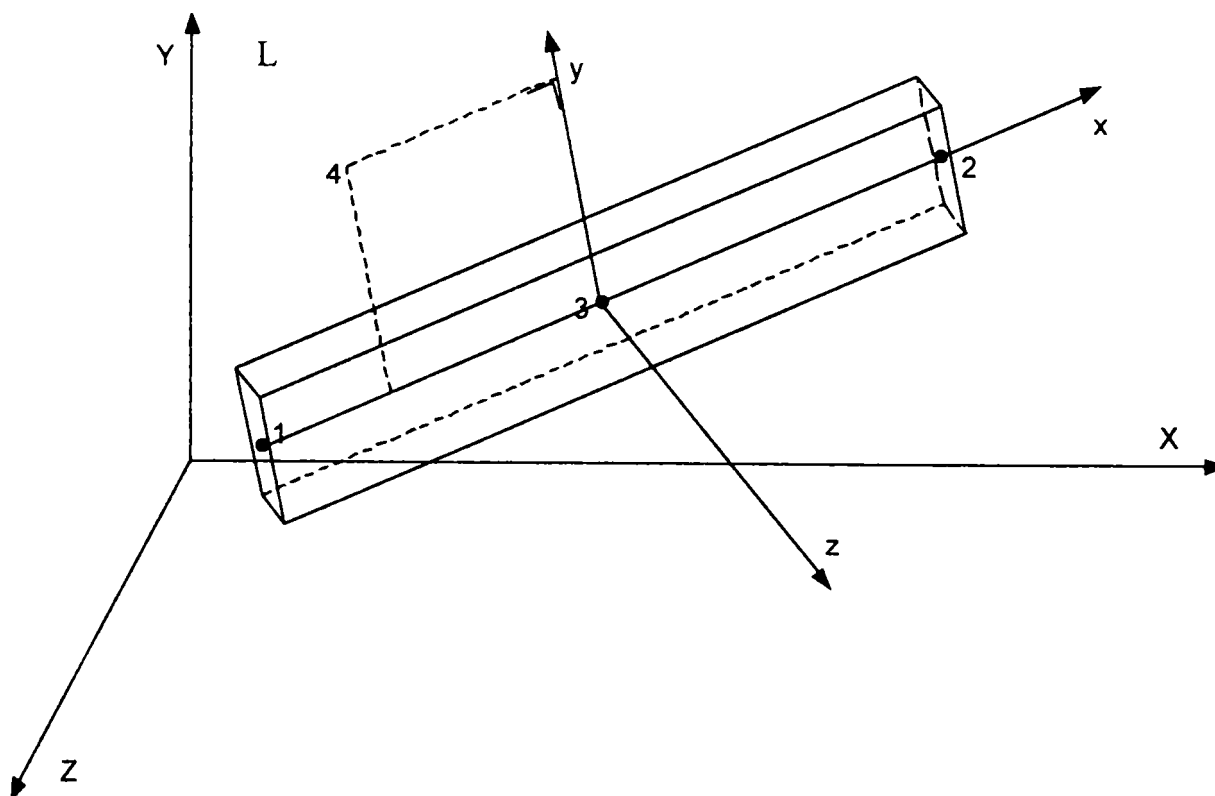


Figura 4.5 Elementul de bară dublu încastrată

Dacă se notează cu:

- $u(x), v(x), w(x)$ deplasarea liniei nodurilor,
- $U(x, y, z), V(x, y, z), W(x, y, z)$ deplasarea unui punct arbitrar,
- $\psi(x)$ rotirea în jurul axei x ,

câmpul deplasărilor în cazul micilor rotații va fi de forma:

$$U(x, y, z) = u(x) - y[v'(x) - z_c \psi'(x)] - z[w'(x) - y_c \psi'(x)] \quad (4.31)$$

$$\begin{aligned}
 & -yw'(x)\psi(x) + zv'\psi(x) \\
 & -\omega(y,z)\psi'(x) \\
 V(x,y,z) &= v(x) - z\psi(x)
 \end{aligned} \tag{4.32}$$

$$W(x,y,z) = w(x) + y\psi(x) \tag{4.33}$$

În ecuația 4.31, termenul $u(x)$ reprezintă deplasarea axială a liniei nodurilor, termenul următor $-y[v'(x) - z_c\psi'(x)] - z[w'(x) - y_c\psi'(x)]$ ține seama de faptul că deplasările axiale sunt cuplate dacă secțiunea se rotește în jurul unei axe situate în planul ei, termenul de cuplare $-yw'(x)\psi(x) + zv'\psi(x)$ ține seama de deplasările axiale care iau naștere dacă o secțiune, care a suferit deja o rotație în jurul unei axe situate în planul ei, suferă în plus o rotire axială, termenul $-\omega(y,z)\psi'(x)$ exprimă deplanarea secțiunii datorită răsucirii.

Câmpul deplasărilor nu poate fi deci obținut din ecuația 4.31. Va trebui folosită exprimarea câmpului deplasărilor cu mari rotații axiale. Expresia lui este :

$$\begin{aligned}
 E_x(x,y,z) &= u'(x) - y[v''(x) - z_c\psi''(x)] - z[w''(x) - y_c\psi''(x)] - \\
 & -yw''(x)\psi(x) + zv''(x)\psi(x) - \omega(y,z)\psi''(x) + \\
 & \frac{1}{2}[v'(x)^2 + w'(x)^2 + (y^2 + z^2)\psi'(x)^2] \\
 2E_{xy}(x,y,z) &= -\psi'(x)[z - z_c + \partial_y\omega(y,z)] \\
 2E_{zx}(x,y,z) &= \psi'(x)[y - y_c + \partial_z\omega(y,z)]
 \end{aligned} \tag{4.34}$$

În continuare pentru simplificare vom nota $(y^2 + z^2)$ cu r^2 și u, v, w, ψ în loc de $u(x), v(x), w(x)$ și $\psi(x)$.

4.3.2.2.4 Discretizarea

Câmpul deplasărilor are 15 necunoscute nodale sau grade de libertate (GDL):

în nodul 1

trei deplasări: p_1, p_2 , și p_3

trei rotații: p_4, p_5 , și p_6

mărimea deplanării p_7

în nodul 2

trei deplasări: p_8, p_9 , și p_{10}

trei rotații: p_{11}, p_{12} , și p_{13}

mărimea deplanării p_{14}

în nodul 3

componenta neliniară a deplasării longitudinale de-a lungul liniei nodurilor:

p_{15}

Introducerea suplimentară a gradului de libertate p_{15} transformă deplasarea longitudinală a liniei nodurilor într-o funcție de gradul II în x . Interesul pentru acest grad de libertate suplimentar introdus de către Boerave la Liege, de Blauwendraad, Aldstedt și Daniels înaintea lui merită subliniat.

Explicația este dată în cazul unei grinzi plane care suferă mici deformații. Expresia deformației axiale 4.34 ia în acest caz forma următoare :

$$E_x = u' - yv'' \quad (4.35)$$

Dacă v este de gradul 3 în x și u este liniar, deformația axială este de forma:

$$E_x = A + By + Cxy \quad (4.36)$$

în care A , B și C sunt constante.

În lungul liniei nodurilor ($y = 0$) deformația este constantă pe element. În domeniul elastic, sau în domeniul plastic dacă plastificarea secțiunii transversale este simetrică în raport cu această linie, putem întâlni o expresie ca cea din 4.36 plasând linia nodurilor în centrul de greutate al secțiunii. Există totuși dese cazuri în care comportarea materialului în secțiune nu este deloc simetrică în raport cu linia nodurilor, fie în cazul secțiunilor de beton din cauza fisurării zonei întinse, fie din cauza plasticizării neuniforme a secțiunii, iar în cazul secțiunilor supuse incendiului acest caz este frecvent întâlnit când secțiunea este încălzită neuniform, creând o degradare nesimetrică a secțiunii.

Dacă considerăm o expresie de gradul II în x pentru deplasarea u , ecuația 4.35 va fi de forma:

$$E_x = A + Dx + By + Cxy \quad (4.37)$$

în care A , B , C și D sunt constante

Această expresie are același grad în x cât și în y , și deformația poate avea o variație liniară în lungul liniei nodurilor adică pentru $y = 0$.

De fapt prin GDL 15 se introduce componenta neliniară a deplasării longitudinale în centrul elementului și nu deplasarea longitudinală propriu-zisă a nodului 3 (vezi Figura 4.6). Acest lucru permite regăsirea unei deplasări liniare dacă se blochează acest grad de libertate.

Un inconvenient al adăugării nodului intermediar este că nodurile au grade de libertate diferite ceea ce complică atât problemele de discretizare cât și cele de programare propriu-zisă.

Un alt inconvenient al acestui nod intermediar rezidă în faptul că el nu reprezintă un GDL natural, adică nu corespunde unei mărimi naturale cum sunt celelalte GDL care corespund unor rotații sau translații.

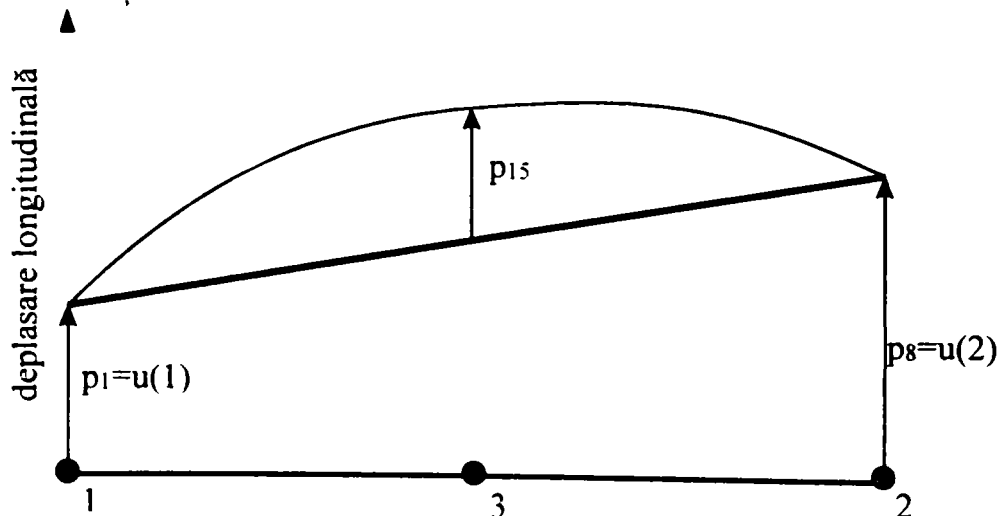


Figura 4.6 GDL pentru elementul de bară dublu încastrată

Discretizarea lui u , v și w este clasică, de forma :

$$\begin{aligned} u &= h_1(x)p_1 + h_4(x)p_8 + h_7(x)p_{15} \\ v &= h_2(x)p_2 + ah_5(x)p_6 + h_5(x)p_9 + ah_6(x)p_{13} \end{aligned} \quad (4.38)$$

$$w = h_2(x)p_3 - ah_3(x)p_5 + h_5(x)p_{10} - ah_6(x)p_{12}$$

unde h_1 și h_4 sunt funcții liniare în x :

$$h_1 = (1 - \zeta)/2 \quad (4.39)$$

$$h_4 = (1 + \zeta)/2 \quad (4.40)$$

h_7 este parabolică în x :

$$h_7 = 1 - \zeta^2 \quad (4.41)$$

iar h_2, h_3, h_5 și h_6 sunt cubice în x :

$$h_2 = (\zeta^3 - 3\zeta + 2)/4 \quad (4.42)$$

$$h_3 = (\zeta^3 - \zeta^2 - \zeta + 1)/4 \quad (4.43)$$

$$h_5 = (-\zeta^3 + 3\zeta + 2)/4 \quad (4.44)$$

$$h_6 = (\zeta^3 + \zeta^2 - \zeta - 1)/4 \quad (4.45)$$

cu $\zeta = x/a$ (4.46)

și $a = L_0/2$ (4.47)

Pentru ψ s-a ales o interpolație cubică în urma considerării mai multor autori, deși de Ville utilizează o funcție hiperbolică. S-a renunțat la folosirea funcțiilor hiperbolice pentru că sunt mari consumatoare de timp de calcul, fiind evaluate prin dezvoltare în serie de puteri. În plus mai trebuie de remarcat că la limită, funcțiile hiperbolice tind către cele cubice dacă raportul între rigiditatea torsională și rigiditatea de torsiune tinde către zero.

Deci pentru rotația axială se reține forma:

$$\psi = h_2(x)p_4 + ah_3(x)p_7 + h_5(x)p_{11} + ah_6(x)p_{14} \quad (4.48)$$

Gradele de libertate p_4 și p_{11} reprezintă rotirea axială în radiani în nodurile 1 și 2, pe când GDL p_7 și p_{14} reprezintă derivata acestei rotații în raport cu x , în radiani pe metru.

Dacă vom folosi definiția deformației axiale dată de ecuația 4.34 câmpul deplasărilor descris cu ajutorul ecuațiilor 4.38 și 4.48 conduce la o rigiditate excesivă. De fapt diferenții termeni ai deformației axiale care au același grad în y și z nu au același grad în x , astfel încât nu este posibilă corecta reprezentare a modului de încovoiere constantă. Pentru a soluționa această problemă, termenii în v^2 și w^2 sunt înlocuiți printr-o constantă egală cu media lor pe lungimea elementului, pentru a le da același grad în x ca și termenului u' .

Termenii de cuplare $w''\psi$ și $v''\psi$ sunt înlocuiți printr-o funcție liniară în x care le dă același grad ca și termenii v'' , w'' și ψ'' .

Ținând seama de cele două transformări, câmpul deformațiilor se va scrie de forma:

$$\begin{aligned}
 E_r = & u' + \frac{1}{L_0} \int_a^a \frac{1}{2} [v'^2 + w'^2] dx - y[v'' - z_c \psi''] - z[w'' - y_c \psi''] - \\
 & - y \left\{ \frac{2x}{2a^3} \int_a^a \psi w'' x dx + \frac{1}{2a} \int_a^a \psi w'' dx \right\} + \\
 & + z \left\{ \frac{2x}{2a^3} \int_a^a \psi v'' x dx + \frac{1}{2a} \int_a^a \psi v'' dx \right\} + \frac{1}{2} r^2 \psi'^2 - \omega(y, z) \psi''
 \end{aligned} \tag{4.49}$$

$$2E_{x_z} = -\psi' [z - z_c + \partial_z \omega(y, z)]$$

$$2E_{z_x} = \psi' [y - y_c + \partial_x \omega(y, z)]$$

În calculul variațiilor deformațiilor este convenabil de ajutat anumiți termeni pentru ca cele șase moduri de deplasare de corp rigid să nu producă variații ale deformațiilor, ceea ce este indispensabil pentru obținerea echilibrului dintre forțelor nodale energetic echivalente și forțele interioare pentru asigurarea convergenței elementului. Variația deformației este în acest caz dată de expresia următoare:

$$\begin{aligned}
 \delta E_x = & \delta u' + \frac{1}{L_0} \int_a^a \frac{1}{2} [v' \delta v' + w' \delta w'] dx - y[\delta v'' - z_c \delta \psi''] - z[\delta w'' - y_c \delta \psi''] - \\
 & - y \frac{3x}{2a^3} \left[\int_a^a \delta \psi w'' x dx + \frac{1}{2a} \int_a^a \psi \delta w'' dx \right] + \\
 & + z \left\{ \frac{2x}{2a^3} \int_a^a \psi v'' x dx + \frac{1}{2a} \int_a^a \psi v'' dx \right\} + \frac{1}{2} r^2 \psi'^2 - \omega(y, z) \psi''
 \end{aligned} \tag{4.50}$$

$$2\delta E_{x_z} = -\delta \psi' [z - z_c + \partial_z \omega(y, z)]$$

$$2\delta E_{z_x} = \delta \psi' [y - y_c + \partial_x \omega(y, z)]$$

4.3.2.2.5 Integrarea

Contrar elementului de tip bară dublu articulată, elementul de bară dublu încastrată are o expresie a câmpului deformațiilor mult prea complexă pentru a se putea realiza integrarea analitică pe volum. Integrarea nu poate fi făcută decât numeric.

Integrarea componentelor longitudinale pe secțiunea dreaptă

Pentru integrarea pe secțiunea dreaptă se folosește discretizarea realizată pentru calculul din temperatură. Pentru calculul din temperatură secțiunea a fost discretizată într-un număr de N elemente plane, rectangulare și / sau triunghiulare și a fost calculată evoluția temperaturii nodale. În același timp au fost înscrise pe disc poziția nodurilor, poziția centrelor lor de greutate. Pentru calculul static se realizează integrarea numerică a proprietăților de rigiditate și de efort de maniera următoare:

$$\int_A E(y, z) y^a z^b dy dz \cong \sum_{i=1}^N E_i(T_i) y_i^a z_i^b A_i \tag{4.51}$$

$$\int_A \sigma(y, z) y^c z^d dy dz \cong \sum_{i=1}^N \sigma_i(T_i) y_i^c z_i^d A_i \tag{4.52}$$

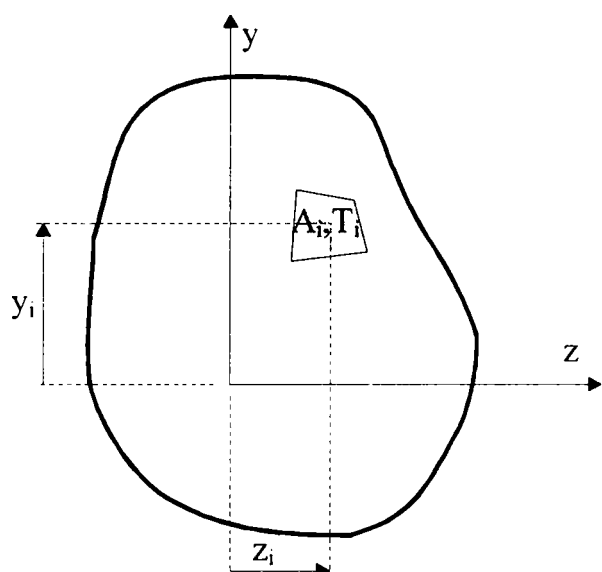


Figura 4.7 Integrarea pe secțiunea transversală

- unde T_i este temperatura medie a elementului plan i ,
 A_i este aria acestui element,
 y_i, z_i coordonatele centrului său de greutate,
 $a \dots d$ întregi pozitivi a căror valoare depinde de proprietatea care se evaluează
 N numărul de elemente plan pe secțiunea transversală

Fiecare element plan utilizat în calculul termic devine o fibră longitudinală pentru elementul de bară.

Această manieră este foarte generală și permite descrierea oricărui tip de secțiune transversală și a oricâte materiale din care este compusă secțiunea transversală. Este suficientă împărțirea secțiunii plane într-un număr corespunzător de elemente plane. Singurul dezavantaj al metodei constă tocmai în generalitatea lui, care este de fapt și principalul avantaj, și anume în cazul exemplurilor simple, nu există posibilitatea unei modalități rapide de reprezentare directă a secțiunii.

De exemplu, în cazul simplu al unei grinzi dreptunghiulare dacă se consideră o singură fibră pe secțiunea transversală momentul încovoietor obținut va fi zero. Dacă se consideră două fibre diferența între valoarea reală a momentului încovoietor maxim și a celui obținut din calcul va fi de 25%. Rezultatele încep să convergă către soluția exactă de la cel puțin 10 fibre pe secțiunea transversală. De fapt în mod curent pentru a obține rezultate bune, secțiunea transversală trebuie împărțită în cel puțin 16–20 elemente finite pe direcția y și respectiv pe direcția z .

În exemplele folosite pentru validare, în domeniul elastic, se pot evita problemele descrise mai sus, dacă se consideră o secțiune transversală de arie A și moment de inerție I , reprezentate prin două fibre de formă nedefinită de arie $A/2$ și coordonate $y = \pm\sqrt{I/A}$

Integrarea pe lungime

Integrarea pe lungime este efectuată prin procedeul lui Gauss, folosind un număr de puncte de integrare, cel puțin două.

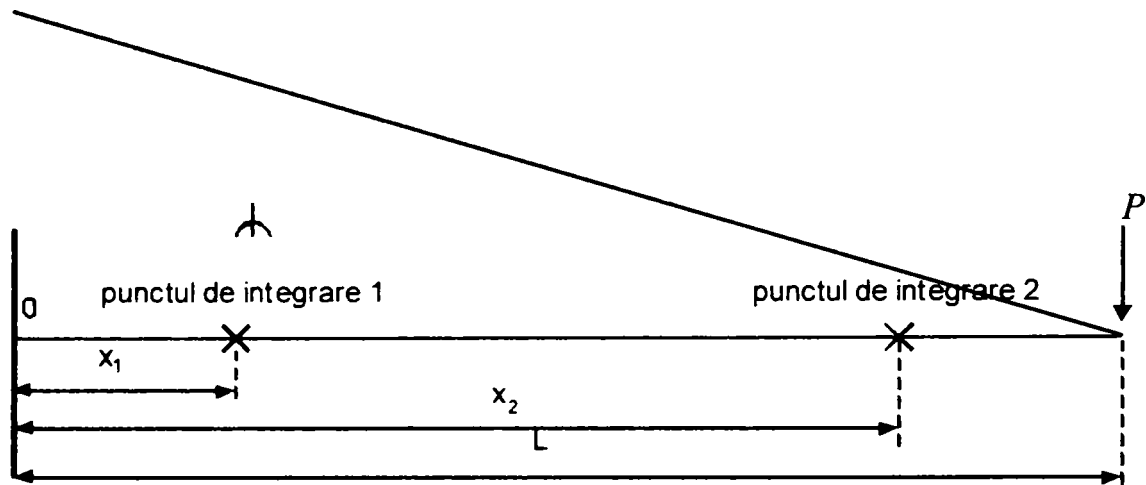


Figura 4.8 Consola cu două puncte de integrare pe lungime

Fenomenul de suprarigiditate ce se observă la elementele de tip deplasare este pus în evidență de exemplul din Figura 4.8. Să considerăm o consolă de lungime L , care este încărcată cu o forță concentrată P la capătul liber și discretizată cu ajutorul unui singur element finit, pe care se consideră două puncte de integrare situate la $x_1=0,211 L$ și $x_2=0,789 L$. Să presupunem că relația moment–curbură este elasto–plastică, caracterizată de rigiditatea EI și momentul plastic M_p și că integrarea pe secțiunea dreaptă este exactă.

Pentru soluția exactă, dacă creștem progresiv forța P , săgeata consolei va crește progresiv, proporțional până când momentul în încastrare atinge valoarea momentului plastic. Soluția analitică este dată de

$$f = \frac{PL^3}{3EI} \quad \text{pentru } P < M_p/L$$

$$f = \text{nedeterminată} \quad P = M_p/L$$

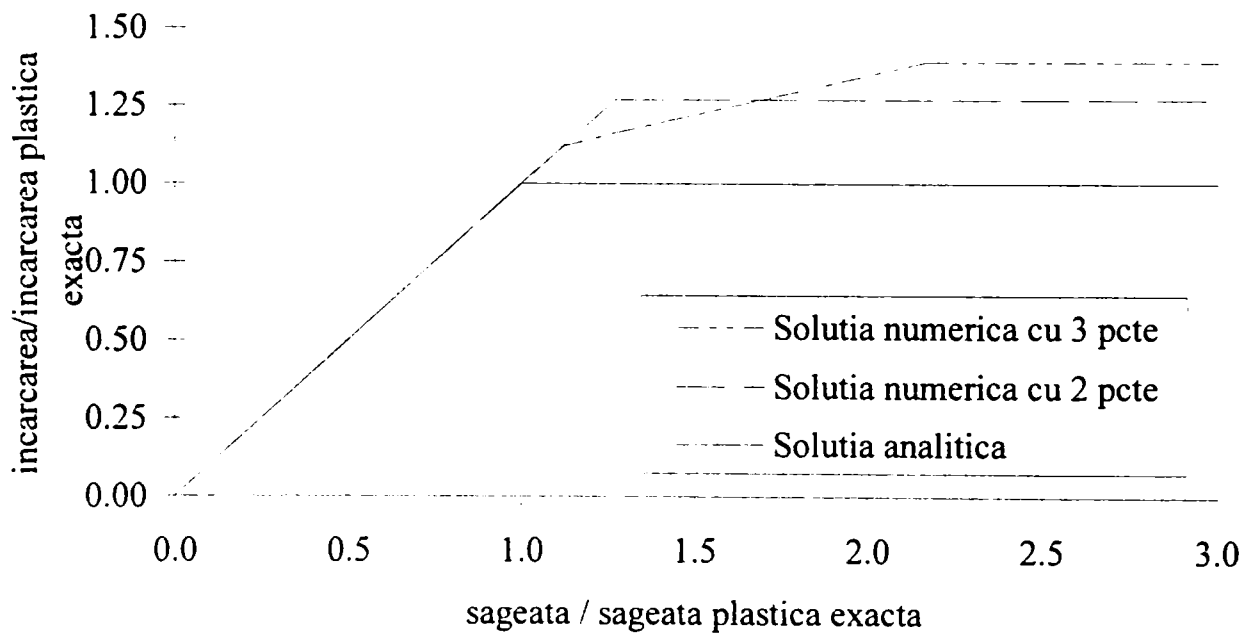


Figura 4.9 Curba săgeată încărcare

Numeric, comportamentul este elastic până când momentul atinge momentul plastic în primul punct Gauss, adică pentru $P(L-x_1) = M_p$, care va da $P = 1,27 M_p/L$. Deci calculul numeric supraestimează încărcarea de cedare cu 27%.

Prima tentație este de a crește numărul de puncte de integrare Gauss, astfel încât primul să fie mai apropiat de încastrare și să detecteze mai rapid plastificarea. Dacă se folosesc trei puncte Gauss, primul dintre ele se va plastifica la $P = 1,13 M_p/L$, dar rămân totuși două puncte unde comportamentul este încă elastic și integrarea pe lungime dă elementului o rigiditate la încovoiere 25% din rigiditatea elastică. Rigiditatea nu se anulează decât dacă elementul se plastifică în cel de-al doilea punct de integrare pentru o încărcare $P = 1,40 M_p/L$. Astfel în loc de a soluționa problema, ea a fost agravată. Evident problema punându-se pe lungimea elementelor că trebuie modificat numărul elementelor finite folosit pentru discretizare.

Același tip de suprarigidizare datorită integrării longitudinale în prezența plasticizării se poate manifesta, chiar de o manieră mai gravă în cazul unui element supus unui efort normal constant și unde temperatura variază în lungul axei sale. Cu două puncte de integrare longitudinale, plasticizarea unuia dintre ele, nu scade rigiditatea axială decât la jumătate. Oricâte puncte de integrare Gauss ar fi considerate, rigiditatea axială a elementului nu se poate anula decât dacă ea este nulă în fiecare punct Gauss.

Comportamentul observat este datorat faptului că în corpurile orientate, integrarea în lungul liniei de referință ajută rigiditatea în loc să ajute flexibilitatea.

Integrarea componentelor tangențiale

Tensorul deformației 4.49 și variația sa 4.50 conțin termenii relativi la forfecarea creată de răsucire. Se poate deci folosi o lege de comportare biaxială având și acces pe lângă eforturile longitudinale și la cele tangențiale pe fețele secțiunii transversale. S-a păstrat totuși o lege uniaxială din următoarele considerente:

- ⇒ elementul este folosit în special în probleme 2D unde nu există torsiune,
- ⇒ în construcții, răsucirea este extrem de rar folosită pentru a transmite eforturi, răsucirea intervenind ca un fenomen secundar, deseori nedorit,
- ⇒ nu este consecvent să se țină seama de forfecarea din răsucire, când nu se ține seama de forfecarea din încovoiere.

În fine pentru a nu neglija energia de răsucire și pentru a avea acces la eforturile energetice echivalente de răsucire, se procedează de maniera următoare. Se consideră că modulul transversal $G = \frac{E}{2(2+\nu)}$ își păstrează în timpul incendiului aceeași valoare pe care a avut-o la

20°C în domeniul elastic. Termenii care în principiul lucrului mecanic virtual țin seama de forfecarea produsă de răsucire apar în următoarea expresie:

$$GC_t = \int_{\Omega} G \left[(y - y_c + \partial_z \omega)^2 + (z - z_c + \partial_y \omega)^2 \right] d\Omega \quad (4.53)$$

Această cantitate este rigiditatea torsională pe care o notăm cu GC_t . Partea liniară a matricii de rigiditate relativă la GDL de răsucire au forma ecuației 4.54 dacă GDL sunt în ordinea p_4, p_7, p_{11}, p_{14} .

$$[k] = GC_t \begin{bmatrix} \frac{0,6}{a} & 0,1 & -\frac{0,6}{a} & 0,1 \\ & \frac{4a}{15} & -0,1 & -\frac{4a}{15} \\ & & \frac{0,6}{a} & -0,1 \\ \text{sim} & & & \frac{4a}{15} \end{bmatrix} \quad (4.54)$$

De Ville, care a studiat structurile metalice descrie cum majoritatea autorilor utilizează o lege uniaxială bazată pe valoarea elastică a rigidității torsionale, când momentul încovoietor este sub 88% din momentul plastic. sau când momentul de răsucire nu depășește 30...40% din momentul plastic [39]. Opperman arată că tensiunile tangențiale nu au o influență asupra capacității portante ale unui sistem și nu are influență asupra ductilității, decât dacă zveltețea este mai mică decât 40.

Cu titlu explorator, a fost studiată pierderea de stabilitate a unei grinzi metalice expusă temperaturilor înalte, considerând că rigiditatea torsională evoluează de aceeași manieră ca și inerția de rotație a secțiunii, definită ca:

$$EI_p = \int_{\Omega} Er^2 d\Omega \quad (4.55)$$

Această manieră este similară cu cea a lui Harstead, care modifică rigiditatea torsională în funcție de raportul între secțiunea elastică și secțiunea totală. Această metodă este simplă de programat, dar este dificilă de utilizat în practică, fiind foarte lentă și convergența procesului nu întotdeauna asigurată. Pe de altă parte, diferențele observate în cazul temperaturilor de cedare a elementului, este că această metodă dă totdeauna valori mai mici ale temperaturii de cedare. Această metodă a fost abandonată, preferându-se păstrarea unei legi uniaxiale și a unei rigidități de torsiune elastice, fiind conștienți de faptul că astfel nu pot fi modelizate elemente în care eforturile se transmit substanțial prin răsucire.

4.3.2.3 Exemple de aplicare și validare

4.3.2.3.1 Exemple plane la temperatura ambiantă

Cu ocazia seminarului “Comportarea structurilor precomprimate” care s-a ținut la Saint-Rémy-les-Chevreuse în 1993, Asociația Franceză pentru Construcții (AFPC) a propus un exercițiu de comparație între diferitele coduri de calcul neliniar. Exercițiul prevedea două grinzi de pod din beton precomprimat: o grindă izostatică de 30 de metri și o grindă de 70 de metri pe patru reazeme. Pentru structuri de o asemenea grandoare nu există nici un rezultat din încercări experimentale. Exercițiul consta în compararea rezultatelor furnizate de diferite programe de analiză structurală neliniară folosind aceleași proprietăți neliniare de material. Tabloul de mai jos furnizează lista diferitelor instituții care au participat la exercițiu. Exercițiul propus consta în calculul până la cedare a celor două grinzi considerând o precomprimare exterioară sau interioară, cu sau fără alunecarea toroanelor.

Tabloul 4.1 Participanții la comparația AFPC

Nr	Institut	Țara
1	Technische Hochschule Darmstadt	Germania
2	Laboratoire Central des Ponts et Chaussées	Franța
3	Universität Stuttgart	Germania
4	Université de Liège	Belgia
5	Queen's University	Canada
6	Universität Innsbruck	Austria
7	Universität Karlsruhe (TH)	Germania
8	University of Belgrade	Serbia
9	Universität Essen	Germania
10	Czech Technical University of Prague	Cehia
11	University of Michigan	S.U.A.
12	CEBTP	Franța

13	University of California	S.U.A
14	New Structural Engineering	Japonia

Simularea cu ajutorul SAFIR s-a făcut reprezentând grinda de beton armat prin elemente de tip bară dublu încastrată, iar toroanele prin elemente de bară dublu articulată. Precomprimarea a fost introdusă sub forma unor deformații inițiale ale toronului. Pentru simularea alunecării toronului în cazul precomprimării exterioare cu alunecare s-a folosit posibilitatea programului SAFIR de a defini relații de legătură între deplasările nodale ale unor noduri. Trebuie făcută o paranteză aici pentru a descrie acest procedeu, care este implementat doar în unele programe cu elemente finite de vârf. Se poate scrie o relație de legătură între un GDL sau mai multe a două noduri învecinate, aparținând elementelor diferite.

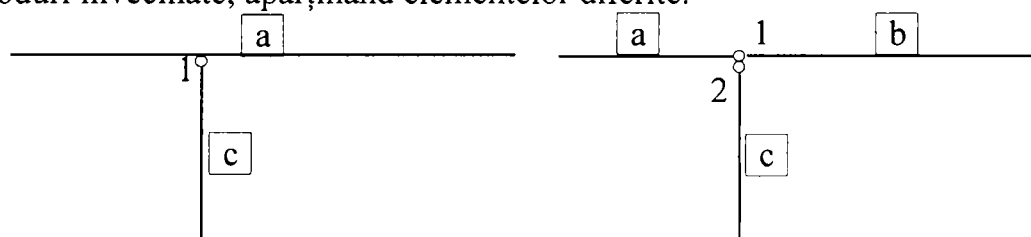


Figura 4.10 Modelarea relațiilor de legătură între noduri

De exemplu dacă se dorește modelarea unei bare (c) legată articulat de bara continuă (a), modelul va consta din trei bare, bara (a) și (b) legate prin nodul comun 1. Nodul 2 este identic ca poziție cu nodul 1, dar aparține barei (c). Pentru a elimina GDL suplimentare se va impune ca deplasările nodului 2 să fie identice cu deplasările nodului 1, rotațiile rămânând libere. Acest procedeu se numește procedeu nodurilor “stăpân-sclav” (MASTER-SLAVE).

Curbele încărcare-deplasare calculate de participanți au fost suprapuse de Conti și Tardy în grafice, permițând compararea între rezultatele obținute de diferitele programe.

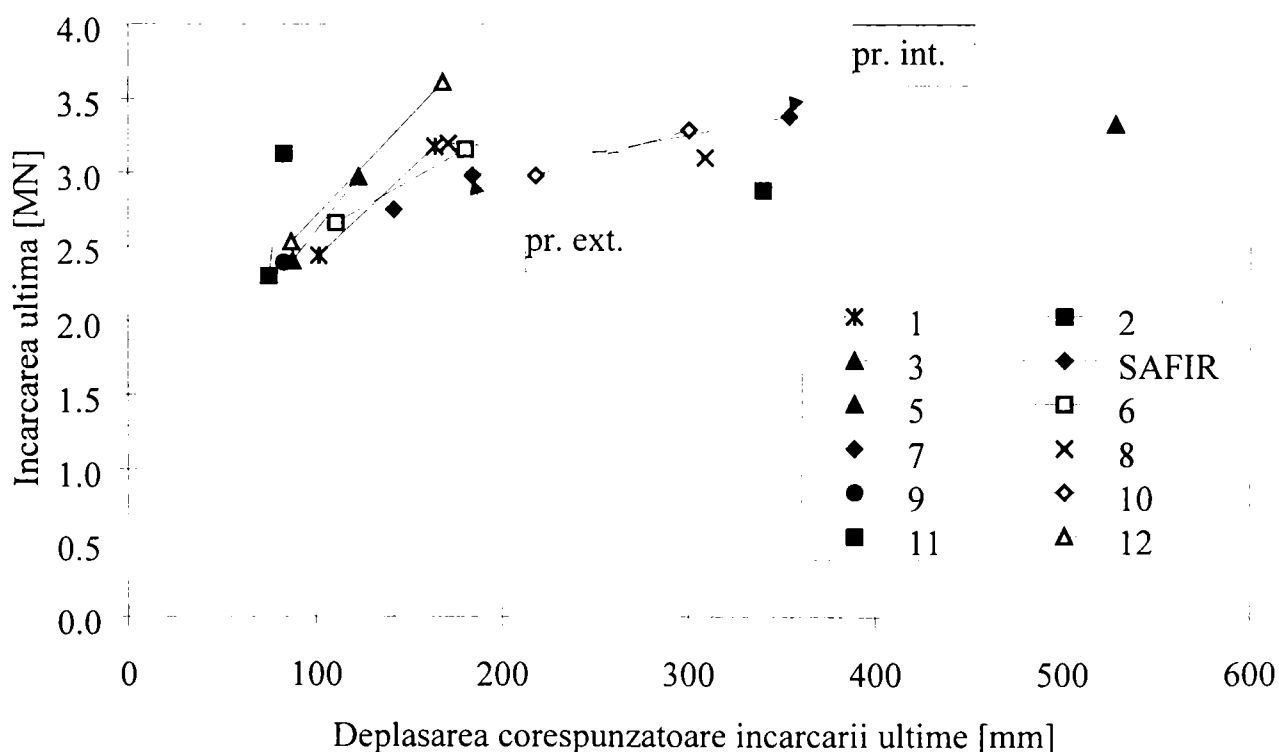


Figura 4.11 Grinda simplu rezemată fără alunecare

Figura 4.11 prezintă diferitele rezultate pentru grinda izostatică fără alunecare între toroane și beton. Pentru fiecare program s-a reprezentat pe figură două puncte corespunzătoare încăr-

cării maxime și deplasarea corespunzătoare acestei încărcări, respectiv pentru cazul precomprimării interne (pr. Int. pe figură) și pentru precomprimarea externă (pr. Ext. pe figură). În urma analizei rezultatelor pot fi făcute următoarele observații:

- ⇒ Participantul 13 n-a calculat decât cazul precomprimare externă pentru care a obținut o încărcare maximă de 4,13 MN și o deplasare de 1.292 mm. Acest punct nu a fost reprezentat pe figură, pentru că din curba încărcare-deplasare furnizată apare că încărcarea maximă nu a fost atinsă.
- ⇒ Participanții 7 și 11 n-au calculat decât cazul precomprimare externă, s-a reprezentat un singur punct pentru fiecare.
- ⇒ Participantul 5 n-a calculat decât punctul precomprimare internă, care a fost figurat
- ⇒ Participantul 9 a calculat atât precomprimarea internă cât și precomprimarea externă dar a obținut aceleași valori, deci un singur punct pe figură.
- ⇒ Pentru toți participanții care au calculat cele două puncte există o diferență de aproximativ 20% între punctele precomprimare internă și precomprimare externă.
- ⇒ Excepție face participantul 8 la care precomprimarea externă este mai mare decât precomprimarea internă cu aproximativ 40%.
- ⇒ Pentru același caz, diferitele program conduc spre o încărcare limită cu diferențe de până la 50% între valori.
- ⇒ În ceea ce privește săgețile diferențele sunt de ordinul 1 la 6.
- ⇒ Calculând încărcarea ultimă cu normele Belgiene NBN B 15-002, se obține valoarea 3,28 MN, în cazul precomprimării interioare. Această valoare este obținută pentru o deformație specifică a betonului de 3,5 ‰ și o alungire a toroanelor de 19,3 ‰. Programul SAFIR a obținut o valoare de 3,38 MN. Diferența de 3 ‰ poate fi cauzată de fenomenul de suprarigiditate despre care s-a discutat în paragraful referitor la integrare.

Această comparație a Asociației permite desprinderea unor concluzii:

- ⇒ Precomprimarea poate fi modelată prin considerarea unei deformații inițiale a toronului.
- ⇒ Elementul de bară dublu articulată poate fi folosit împreună cu elementul de bară dublu încastrată pentru a modela o grindă precomprimată.
- ⇒ Chiar la temperatura ambiantă, și pentru cazul în care marile deplasări au un efect limitat, considerarea neliniarității de material conduce la diferențe semnificative între rezultatele furnizate de programele de calcul utilizate de institutele mai sus menționate, multe dintre ele fiind puse la punct de institute cu renume în domeniu.
- ⇒ Programul SAFIR și modelarea adoptată conduce la un bun rezultat în concordanță cu calculul plastic. Este unul din puținele programe care a putut conduce calculele până la valori mari ale deplasării, fără o întrerupere prematură a calculului din cauza cedării numerice. Curbele încărcare-deplasare obținute sunt în concordanță cu celelalte curbe obținute de majoritatea celorlalți participanți.

4.3.2.3.2 Flambajul în domeniul plastic

O serie de patru încercări a fost realizată în cadrul Serviciului de Poduri și Șarpante a Universității din Liège, în cadrul unei încercări asupra unui nou tren de foraj folosit de industria petrolieră. Aceste încercări au fost efectuate pentru a valida programul de calcul numeric și în special al unui model de analiză, pentru ca apoi doar analitic să se poată stabili curbele de flambaj ale trenului de foraj, constituit fie din tuburi cu asamblare clasică API (American Petroleum Industry) fie din tuburi cu un nou tip de asamblaj.

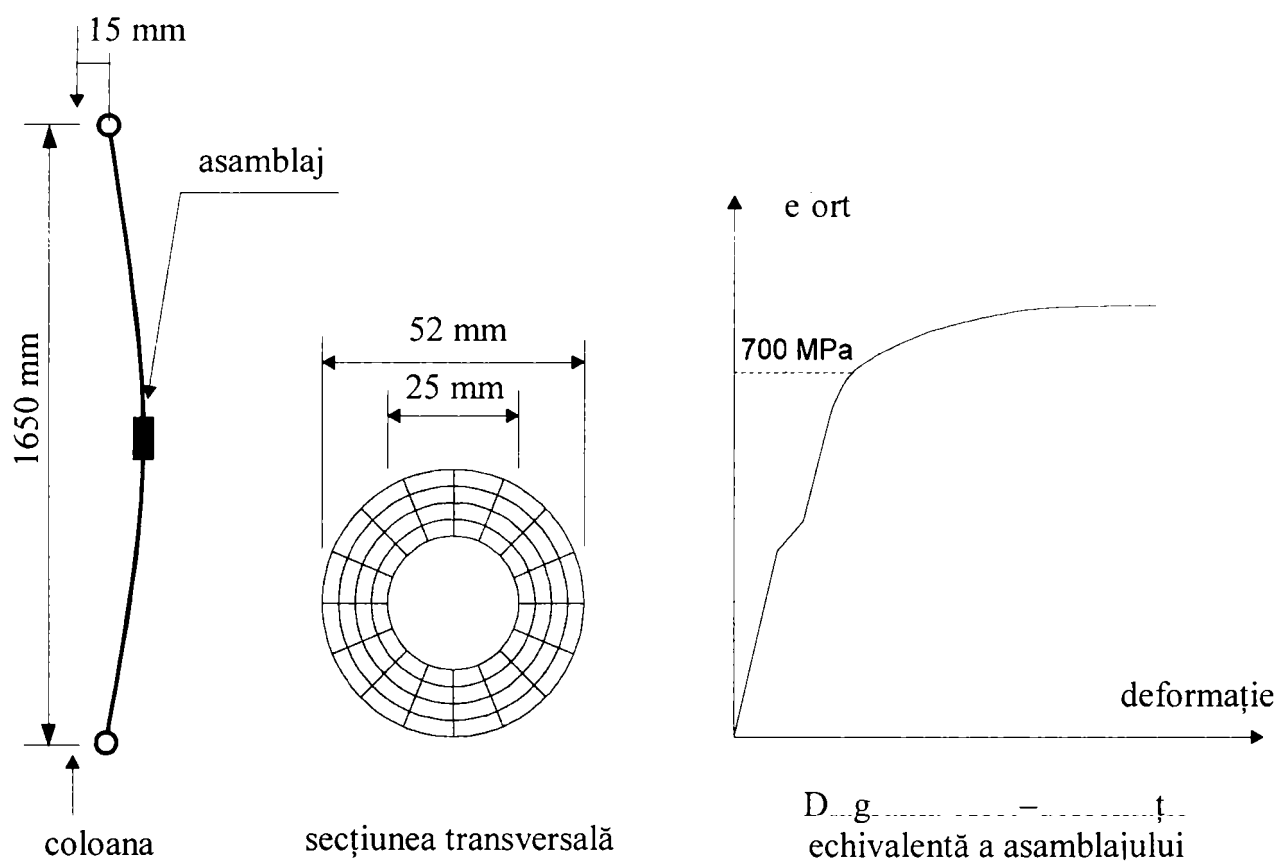


Figura 4.12 Datele cazului 2 (vezi Tabelul 4.2)

Încercări experimentale prealabile efectuate pe tronsoane scurte au permis determinarea legilor uniaxiale, reprezentând comportarea ansamblului, respectiv a unui tronson fără asamblaj, cu asamblaj API sau cu asamblaj de tip nou. Pentru asamblarea de tip API, diagrama prezintă în partea sa elastică un mic palier, care corespunde unei alunecări a filetelui asamblării (vezi Figura 4.12). Această diagramă a fost modelizată prin trei segmente liniare urmate de o lege de putere de tip Ramberg–Osgood. Secțiunea dreaptă nu a fost modelată printr-un calcul de temperatură pentru că calculul static a fost realizat la temperatura ambiantă. Secțiunea a fost împărțită în 64 elemente, poziția celei 64 fibre necesare în calculul static au fost obținute printr-un calcul analitic.

Tabelul 4.2 Încercări asupra tuburilor de foraj

Caz	Tub	Asamblaj	Lungime	Test	SAFI R	$\frac{\text{SAFIR}}{\text{TEST}}$
			(mm)	(kN)	(kN)	
1	API	-	1654	2440	2440	1,00
2	API	API	1654	2066	1995	0,97
3	Tip nou	-	1800	1570	1600	1,02
4	Tip nou	Tip nou	1800	1250	1332	1,06

Tabelul 4.2 prezintă pentru fiecare din cele patru încercări, raportul între încărcarea ultimă experimentală și numerică.

Figura 4.13 prezintă curba forță–deplasare laterală pentru cazul nr. 2, cel cu tub API și asamblaj API.

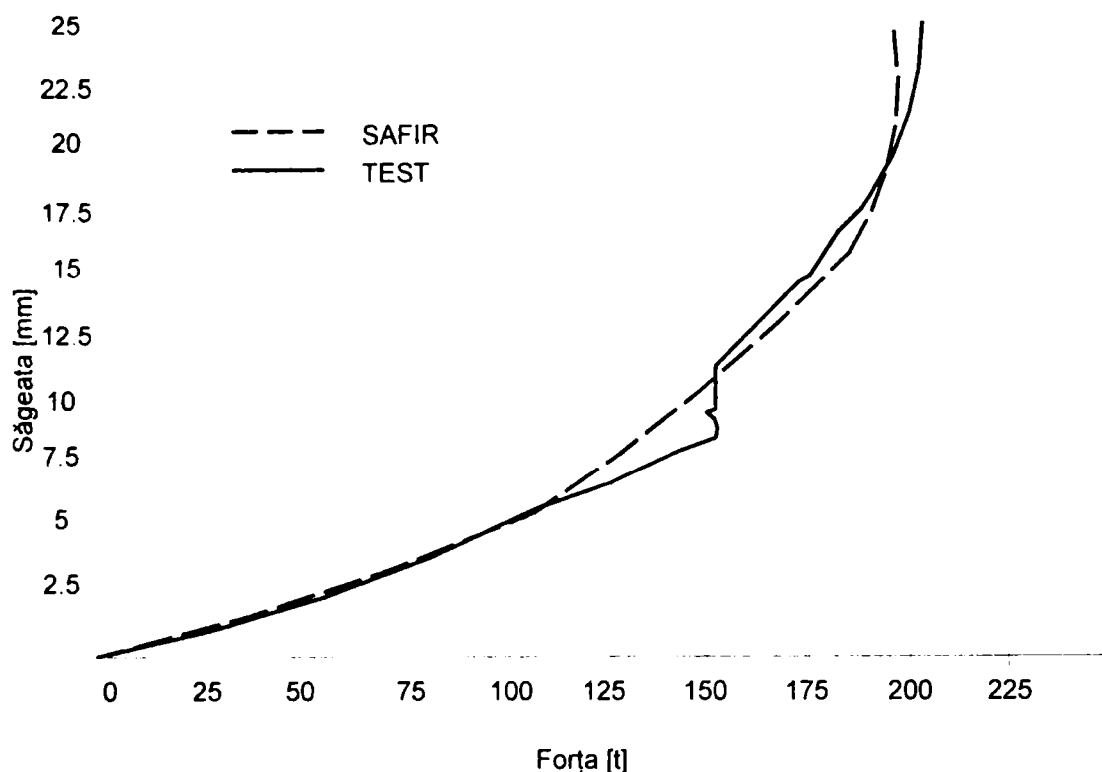


Figura 4.13 Curba de încărcare – deformare pentru cazul 2

Exemplele de mai sus au fost folosite pentru validarea programului. Ele arată în primul rând că se pot obține rezultate foarte bune în prezența neliniarității de material și geometrice. Ele au constat din validarea la temperatura normală. Vom prezenta mai jos un set de exemple de validare la temperaturi ridicate.

4.3.2.3 Studiul unui cadru multietajat

În Marea Britanie, un important studiu a fost întreprins de Building Research Institute. În interiorul unui imens hangar situat la Cardington construit pentru dirijabilele din perioada interbelică, a fost construită o clădire completă de opt etaje (vezi Figura 4.14). Structura este metalică cu planșee colaborante din beton. Stabilitatea laterală este asigurată printr-un sistem de contravântuiri.

Asupra acestei clădiri au fost realizate o serie de teste, dintre care câteva seturi de încercări au fost de comportare la incendiu.

Grupul de cercetători de la Universitatea din Liège a fost invitat să participe la unele modelări numerice realizate de grupul britanic de cercetare științifică Steel in Fire Modelling Group în scopul determinării încărcării ce urmează a fi aplicate în cursul încercărilor experimentale. Două scenarii de incendiu au fost imaginate, primul influențând cei patru stâlpi și cele trei grinzi ale etajului patru, iar cel de-al doilea caz se referea la etajul șapte.

Pentru fiecare scenariu de incendiu, câte patru nivele de încărcare diferite au fost luate în considerare. Condițiile experimentale au fost alese de maniera de a nu influența decât unul din cadrele principale de 8 nivele și 3 deschideri.

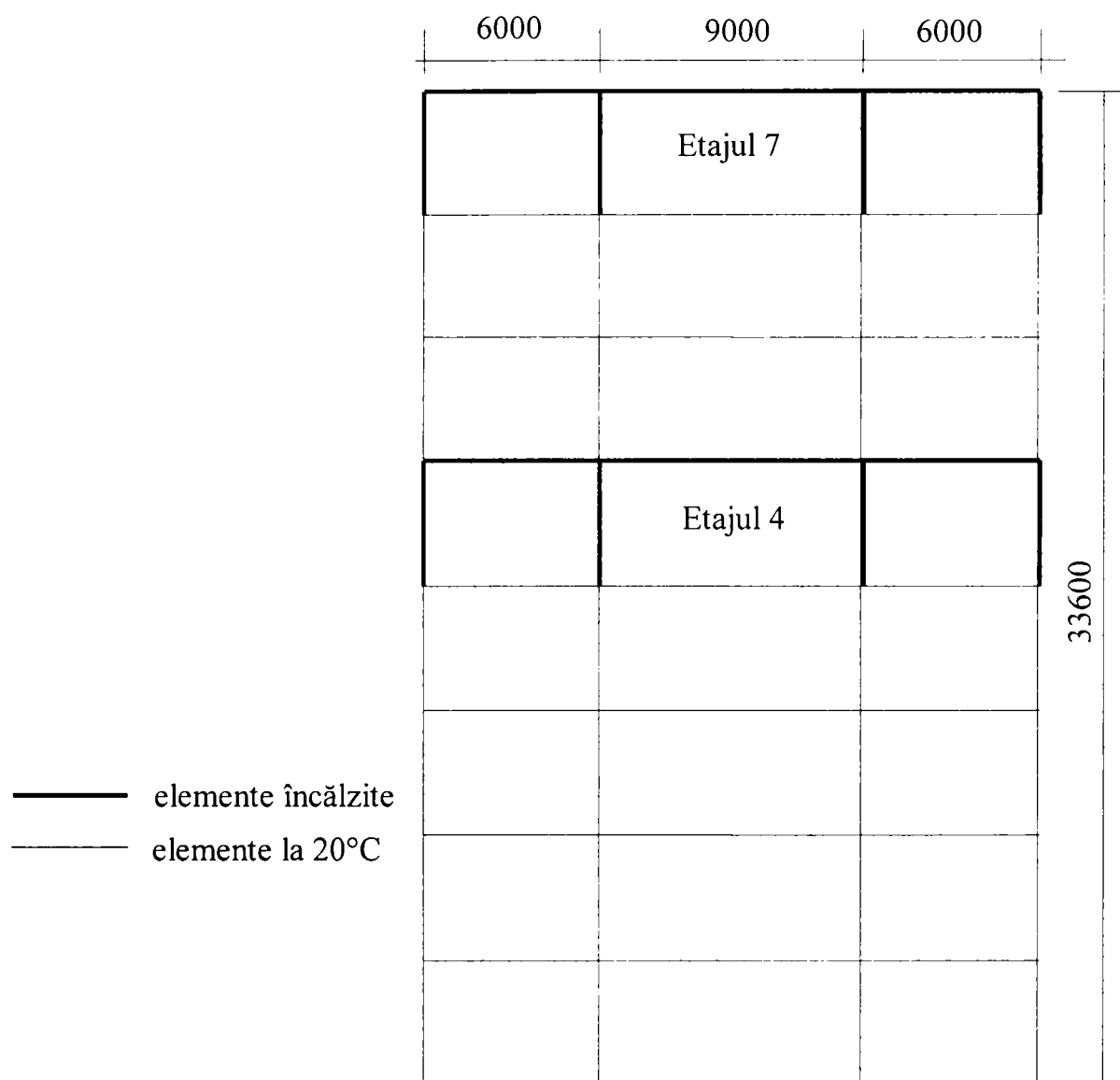


Figura 4.14 Cadrul plan de la Cardington

Tabelul 4.3 arată temperaturile critice obținute de programul SAFIR (Franssen), de programul NARR al lui El-Rimawi de la University of Loughborough, de programul 3DFIRE al lui Najjar de la Sheffield University, de programul FAUST al lui Ragupathy (City University of London) și de către programul scris de Wand la B.R.E. Trebuie semnalat de la început că majoritatea acestor programe nu pot determina distribuția temperaturii în structură. Simulările au fost efectuate pe baza unei distribuții de temperatură convenționale și relativ simple. Temperatura critică se raportează la temperatura tălpii inferioare a grinzii. Temperatura în celelalte puncte ale cadrului este considerată o fracțiune din această temperatură considerată maximală. Se mai presupune că această temperatură nu variază în cursul timpului. Deci comparația nu a fost făcută practic decât la nivel structural ținând seama de faptul că câmpul termic a fost impus, și același pentru toți.

Tabelul 4.3 Temperaturile critice în °C

Nivelul	4				7			
	1	1.33	1.78	2.22	1	1.33	1.78	2.22
Factor de încărcare	1	1.33	1.78	2.22	1	1.33	1.78	2.22
El-Rimawi	700	–	681	659	800	–	750	661
Franssen	697	691	681	670	744	725	697	681
Najjar	717	708	653	614	760	712	664	575
Ragupathy	696	689	681	672	740	719	696	681
Wang	782	767	731	683	751	703	697	682

Rezultatele obținute pentru etajul 4 sunt prezentate în Figura 4.15, iar cele pentru etajul 7 în Figura 4.16. Tabelul 4.3 precum și Figura 4.16 arată că validarea unui program de calcul prin rezultatele obținute de alte programe de analiză numerică trebuie făcută pe cazuri și situații cât mai variate. De exemplu dacă se face comparația între SAFIR (Franssen) și NARR2 (El-Rimawi) doar la nivelul 4 și cu factorul de încărcare 1,78 se ajunge la concluzia unei perfecte concordanțe, pe când rezultatele la nivelul 7 cu factorul de încărcare 1 din contră dau o diferență de temperatură mai mare de 50°C.

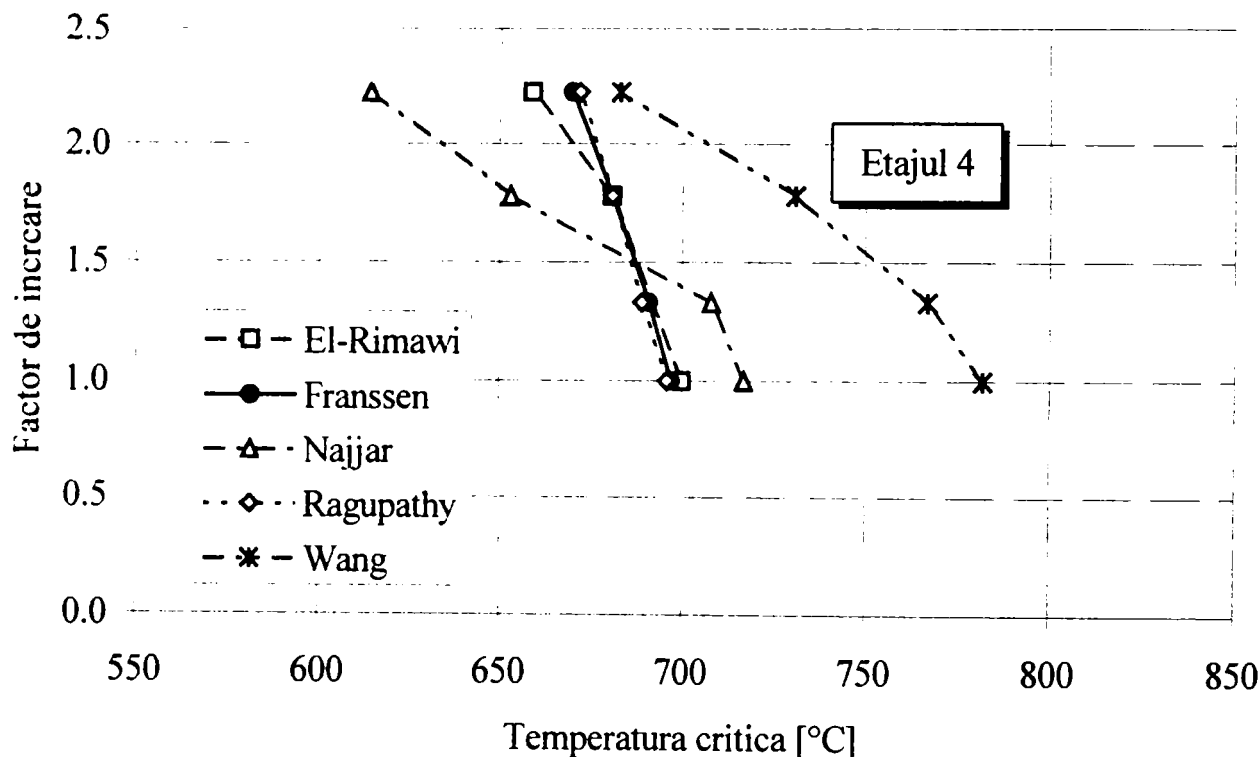


Figura 4.15 Rezultate pentru etajul 4

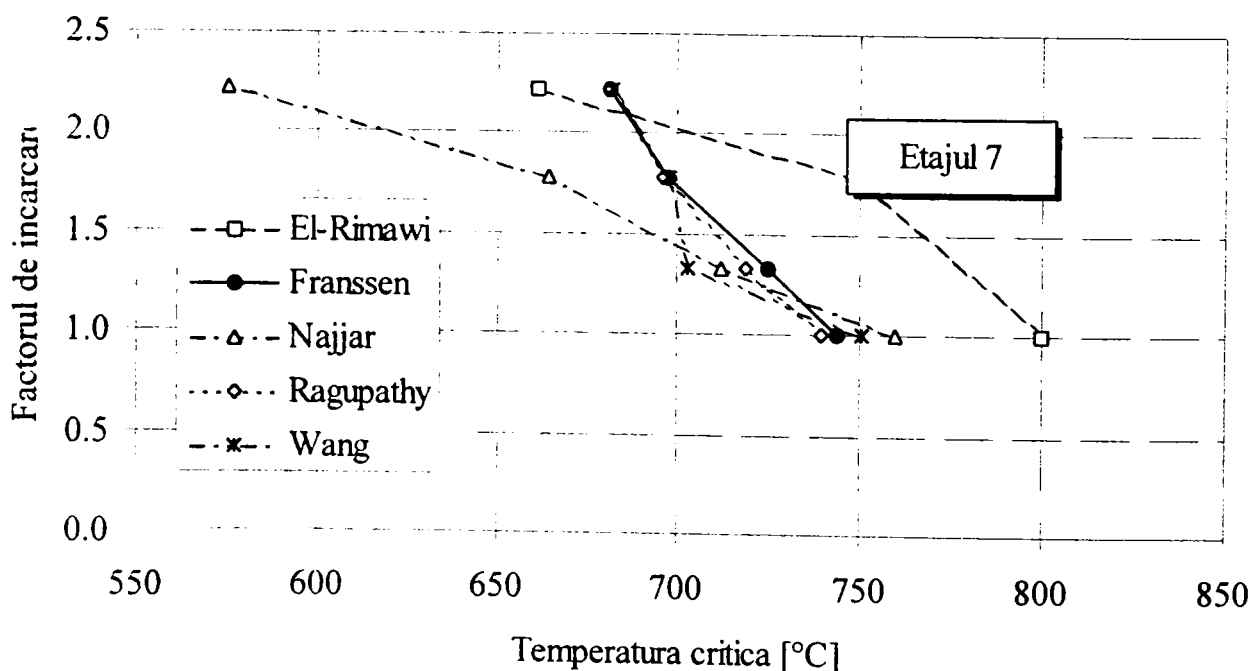


Figura 4.16 Rezultate pentru etajul 7

Pentru a obține un maxim de informații, comparația trebuie făcută și pe alte informații decât temperatura critică: săgeata în funcție de timp, deformațiile, eforturile.

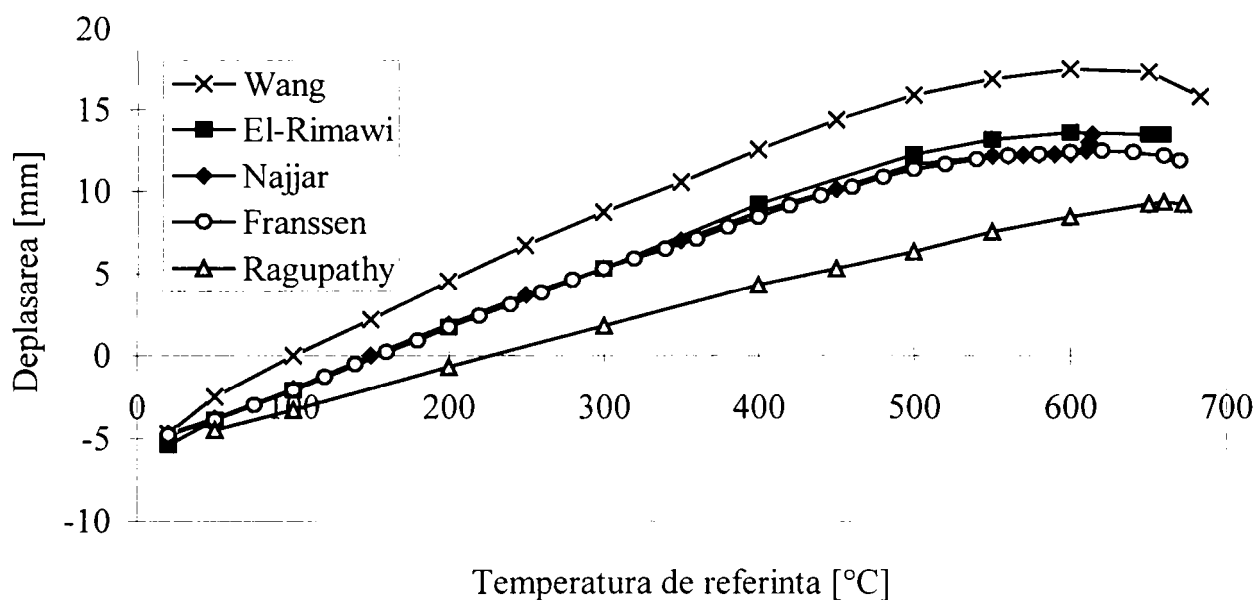


Figura 4.17 Deplasarea verticală a unui nod stâlp–grindă

Figura 4.17 arată deplasarea verticală a unei îmbinări grindă–stâlp în funcție de temperatura de referință. Pentru că valorile obținute la 20°C sunt foarte apropiate de acestea se poate presupune că încărcarea și geometria sunt prinse în calcul de aceeași manieră de cei cinci autori. De aceea este surprinzătoare diferența care apare în două programe, între deplasări, când comportarea este încă aproape elastică și deplasările nu pot fi cauzate de dilatația oțelului. Acest lucru conduce la concluzia, fie a incorectei programări a dilatației termice, fie a considerării incorecte a câmpului de temperatură.

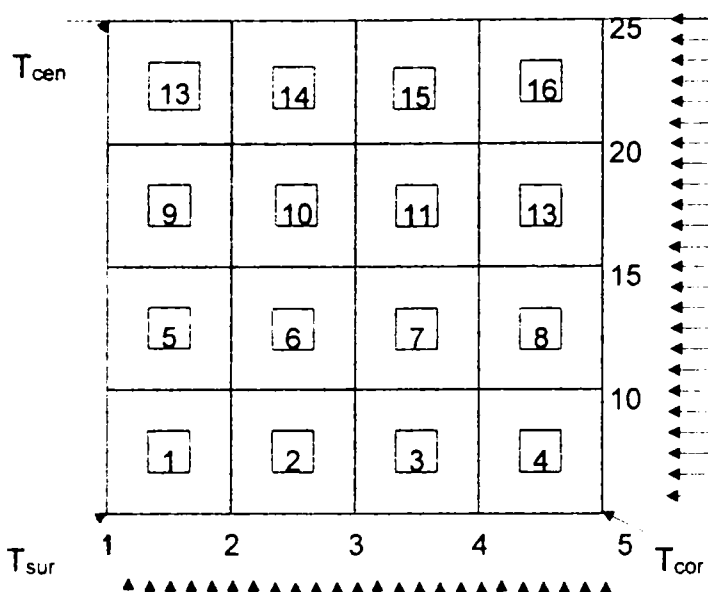
4.4 Validarea programului SAFIR de către autor

Deși programul SAFIR a fost validat de către autorul programului (vezi paragraful precedent), datorită implementării unor noi legi de material și a unor modificări în cod, precum și pentru a acumula experiență în exploatarea programului, s-a realizat un set de teste care să valideze atât răspunsul termic cât și răspunsul static al programului.

4.4.1 Validarea răspunsului termic

Analiza răspunsului termic a fost realizată prin compararea rezultatelor obținute de către prof. Ulf Wickström de la Swedish National Testing and Research Institute, prezentate în lucrarea "An evaluation scheme of computer codes for calculating temperature in fire exposed structures – two dimensional analysis" [99], folosind programul TASEF dezvoltat de institutul suedez, cu cele obținute prin programul SAFIR. Într-o problemă de transfer termic liniară în care există o soluție analitică rezultatul obținut cu SAFIR a fost comparat cu soluția analitică exactă.

Majoritatea cazurilor de analiză au constat din secțiuni plane de formă pătrată, care au fost discretizate folosind o rețea de 4, 16, 64 sau 256 elemente finite. În Figura 4.18 este reprezentată discretizarea folosind 16 elemente finite.


Figura 4.18 Discretizarea cu 16 elemente finite

Pe parcursul primelor comparații s-au observat diferențe între SAFIR și TASEF, în special în cazul discretizării mai grosiere folosind 4 elemente finite, conducând la oscilații spațiale în jurul valorii de convergență. Acest comportament poate fi atribuit faptului că în SAFIR matricea de capacitate rezultă direct din integrarea numerică a funcțiilor de formă, ea fiind completă pe lângă termenii diagonali. Rezultatele obținute cu SAFIR, folosind această matrice de capacitate sunt notate în grafice cu SAFIR 1.3. Trebuie de remarcat faptul că această discretizare grosieră are un pur caracter de exercițiu, ea nefiind folosită în cazurile practice datorită erorilor pe care le introduce. Absența oscilațiilor spațiale în TASEF sunt datorate faptului că se folosește o matrice de capacitate diagonală. Pentru a evalua efectul acestei aproximări s-a introdus în SAFIR posibilitatea folosirii matricii de capacitate diagonală obținută prin setul de ecuații 4.56. Rezultatele obținute în această variantă au fost notate SAFIR diagonal.

$$C_d(i,i) = \frac{C(i,i) \sum_{i=1}^N \sum_{j=1}^N C(i,j)}{\sum_{i=1}^N C(i,i)} \quad (4.56)$$

$$C_d(i,j) = 0 \quad ; \quad i \neq j$$

cu C matricea completă,
 C_d matricea diagonală,
 N numărul de noduri pe element.

4.4.1.1 Testul I – Comparație cu rezultate analitice

Secțiunea transversală considerată a fost un pătrat de laturi $2l \times 2l$, astfel datorită simetriei geometrice și a acțiunii, numai un sfert din secțiune a fost modelată datorită simetriei. Efectul părții eliminate a fost modelat prin condițiile de frontieră. Proprietățile de material au fost considerate constante:

lungimea laturii	$2l = 2 \text{ m}$
conductivitatea termică	$\lambda = 1 \text{ W/mK}$
căldura specifică	$c = 1 \text{ J/kgK}$

densitatea $\rho = 1 \text{ kg/m}^3$

Secțiunea transversală are temperatura inițială de 1000°C și este apoi expusă unei temperaturi constante ambientale de 0°C pe durata unei secunde. În acest caz, transferul de căldură pe frontieră este dată de:

$$Q = h(T_g - T_s) \quad (4.57)$$

cu h – fluxul net de căldură,
 T_g, T_s – temperatura gazului și temperatura suprafeței.

În toate cele patru cazuri de discretizare (4, 16, 64 sau 256 elemente), s-au folosit 2000 pași de timp cu pasul de 0.0005 secunde și două puncte de integrare Gauss pe fiecare direcție a elementului finit. Soluții rezonabile pot fi obținute și cu pași de timp mai mari, dar acest pas de timp a fost ales, pentru că de la acest pas de timp valorile obținute nu se îmbunătățesc chiar prin micșorarea pasului de timp. În acest caz există o soluție analitică. Temperaturile calculate în centrul secțiunii transversale sunt prezentate în Tabelul 4.4, precum și valorile analitice.

Tabelul 4.4 Variația temperaturii în centrul secțiunii transversale

Timp [sec]	4 elemente	16 elemente	64 elemente	256 elemente	Analitic
0.0	1000.0	1000.0	1000.0	1000.0	1000
0.1	1020.8	993.8	987.9	986.5	986.4
0.2	937.0	911.9	905.6	904.1	903.8
0.4	707.2	694.7	691.5	690.7	690.2
0.6	524.1	517.3	515.6	515.2	514.7
0.8	388.1	384.4	383.5	383.3	382.7
1.0	287.3	285.6	285.2	285.1	284.5

Reprezentarea grafică a variației temperaturii în centrul secțiunii funcție de timp este arătată în Figura 4.19.

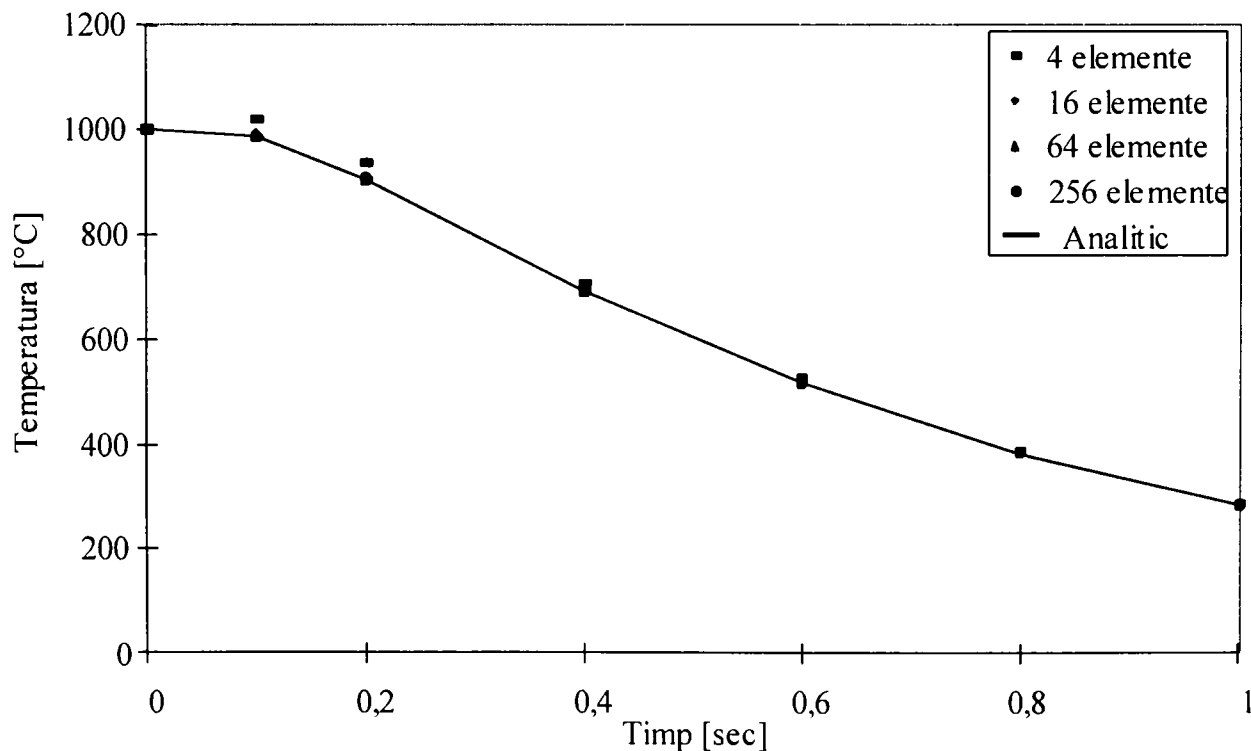


Figura 4.19 Rezultate SAFIR comparate cu valori analitice

Se poate remarca o suprapunere foarte bună a valorilor obținute cu SAFIR peste cele analitice, chiar și pentru rețeaua grosieră formată din 4 elemente finite.

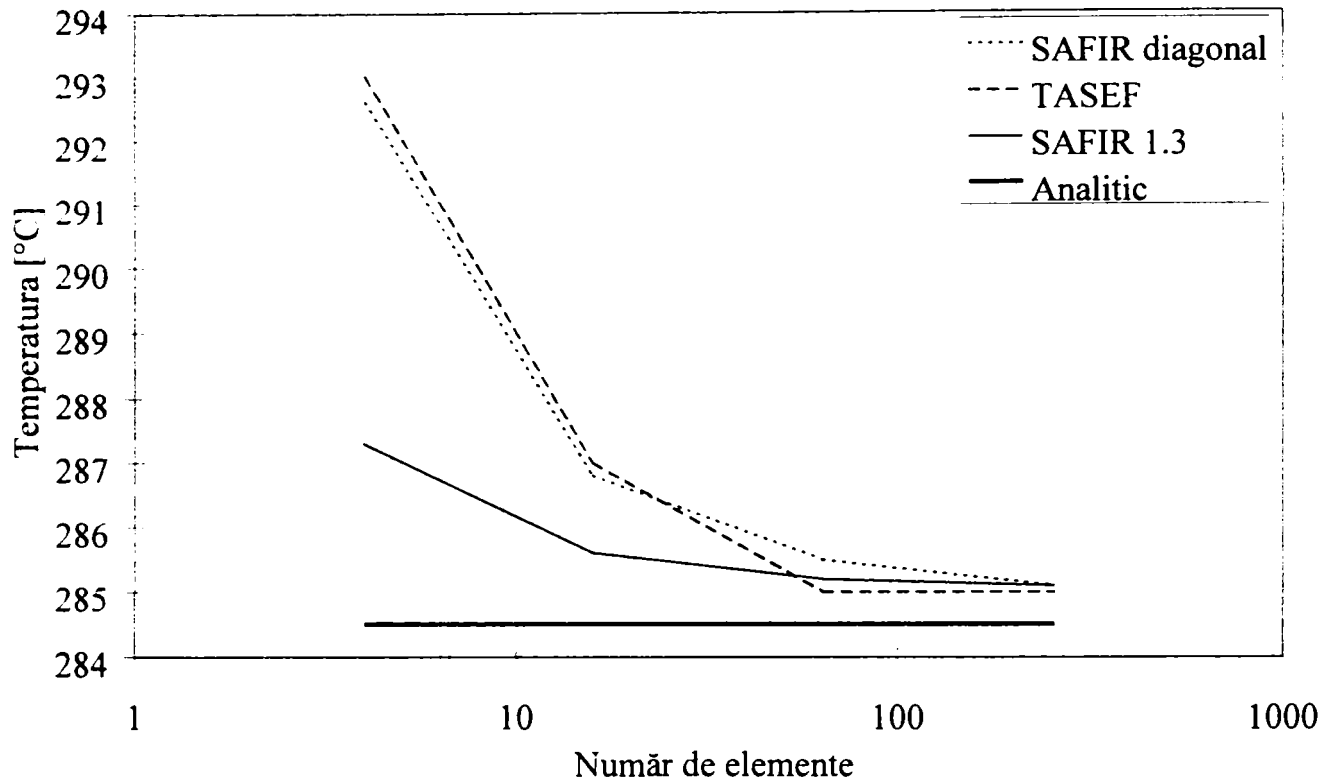


Figura 4.20 Temperatura la centru după o secundă funcție de numărul de elemente

Dacă se face o comparație a valorilor obținute la 1 secundă între SAFIR, SAFIR diagonal și TASEF (Figura 4.20), se observă că SAFIR converge mult mai rapid către soluția analitică când matricea de capacitate completă este utilizată. Oscilația spațială vizibilă în Figura 4.19 este prezentă doar în primele 0,1 secunde și pentru o rețea de discretizare foarte grosieră (temperatura la 0,1 secunde este mai mare decât 1000°C). SAFIR diagonal și TASEF obțin practic aceleași rezultate.

4.4.1.2 Testul II – Problemă cu condiții de frontieră neliniare

În al doilea caz, geometria secțiunii transversale este aceeași ca în testul I, dar cu un material având următoarele proprietăți:

lungimea laturii	$2l = 0,2 \text{ m}$
conductivitatea termică	$\lambda = 1 \text{ W/mK}$
căldura specifică	$c = 1000 \text{ J/kgK}$
densitatea	$\rho = 2400 \text{ kg/m}^3$
emisivitatea relativă	$\varepsilon = 0,8$
coeficientul de convecție	$\alpha = 10 \text{ W/m}^2\text{K}^4$

În acest caz, cantitatea de căldură Q , care se transmite pe frontieră prin radiație și convecție este:

$$Q = \varepsilon\sigma(T_g^4 - T_s^4) + \alpha(T_g - T_s) \quad (4.58)$$

Temperatura inițială este de 0°C, apoi secțiunea transversală este solicitată la o temperatură constantă de 1000°C. Temperaturile au fost calculate la 30, 60, 90, 120, 150 și 180 minute, folosind un pas de timp de 5 secunde. Variația temperaturii în centrul secțiunii transversale după 30 de minute este reprezentată în Figura 4.21, respectiv după 3 ore în Figura 4.22.

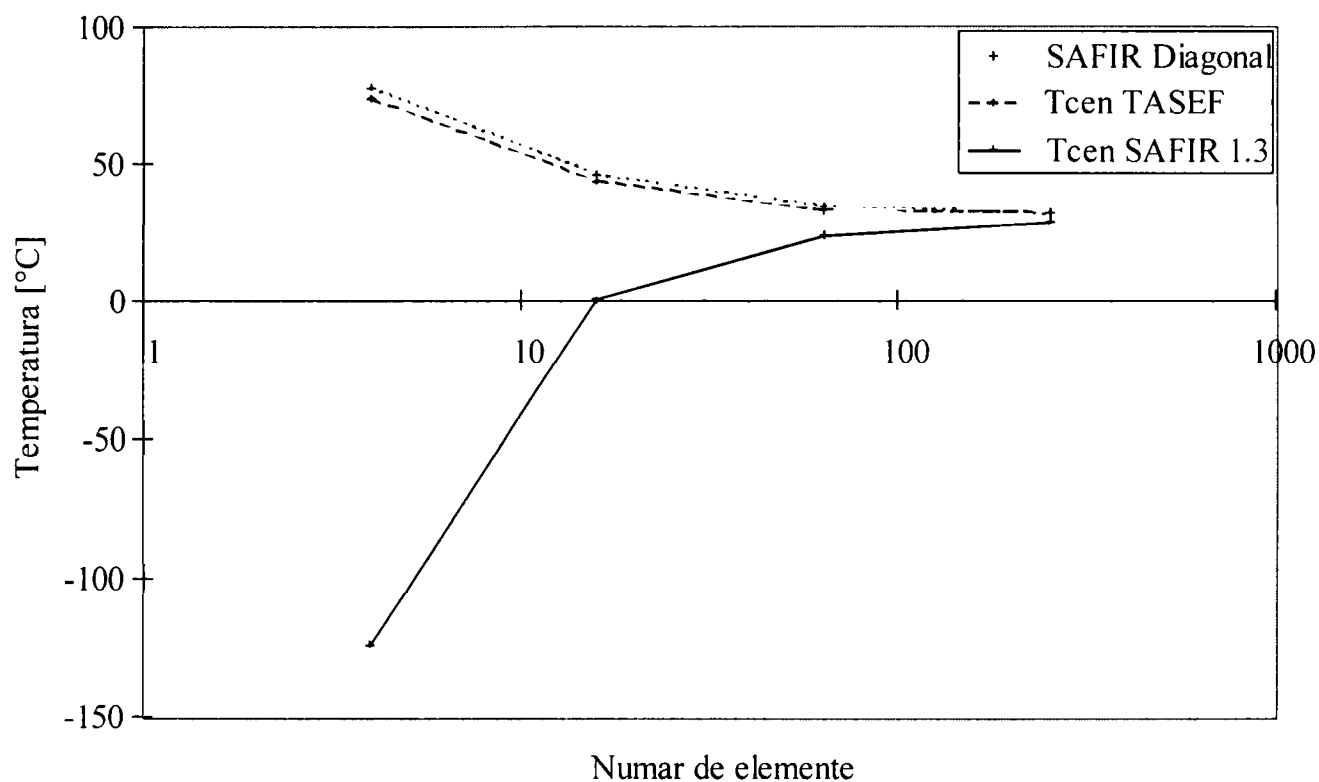


Figura 4.21 Temperatura în centru după 30 de minute funcție de numărul de elemente

Convergența către aceeași soluție se realizează doar folosind o rețea adecvată. De remarcat că în cazul SAFIR chiar și în cazul rețelei de 4 elemente finite convergența către soluția obținută după 3 ore de expunere este remarcabilă (vezi Figura 4.22).

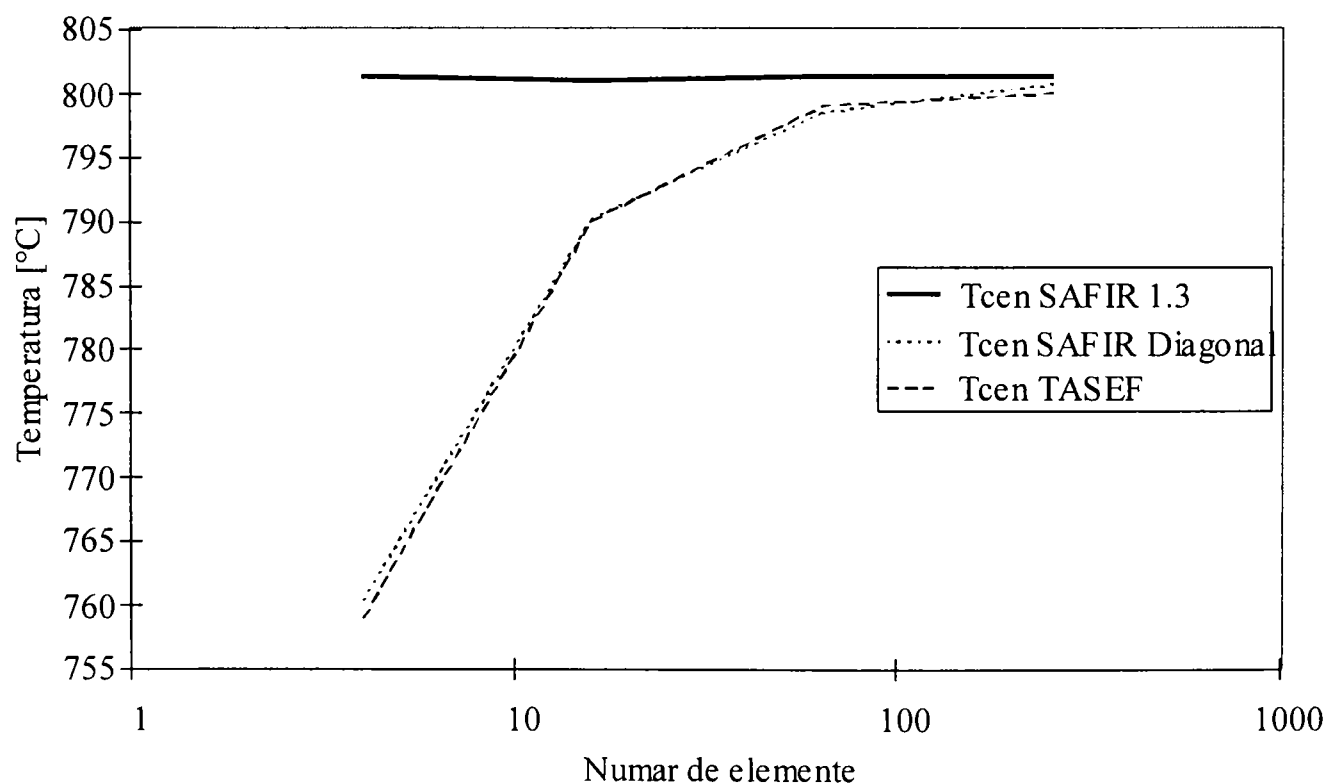


Figura 4.22 Temperatura în centru după 3 ore, funcție de numărul de elemente

S-a studiat și convergența soluției, funcție de pasul de timp. În acest caz s-au încercat diverși pași de timp pe modelul de 16 elemente. Au fost calculate temperaturile în centru T_{cen} , pe suprafață T_{sur} , și colț T_{cor} (vezi Figura 4.18), după 3 ore de expunere la foc ISO. Temperatura în centru după trei ore de foc ISO este reprezentată în Figura 4.23.

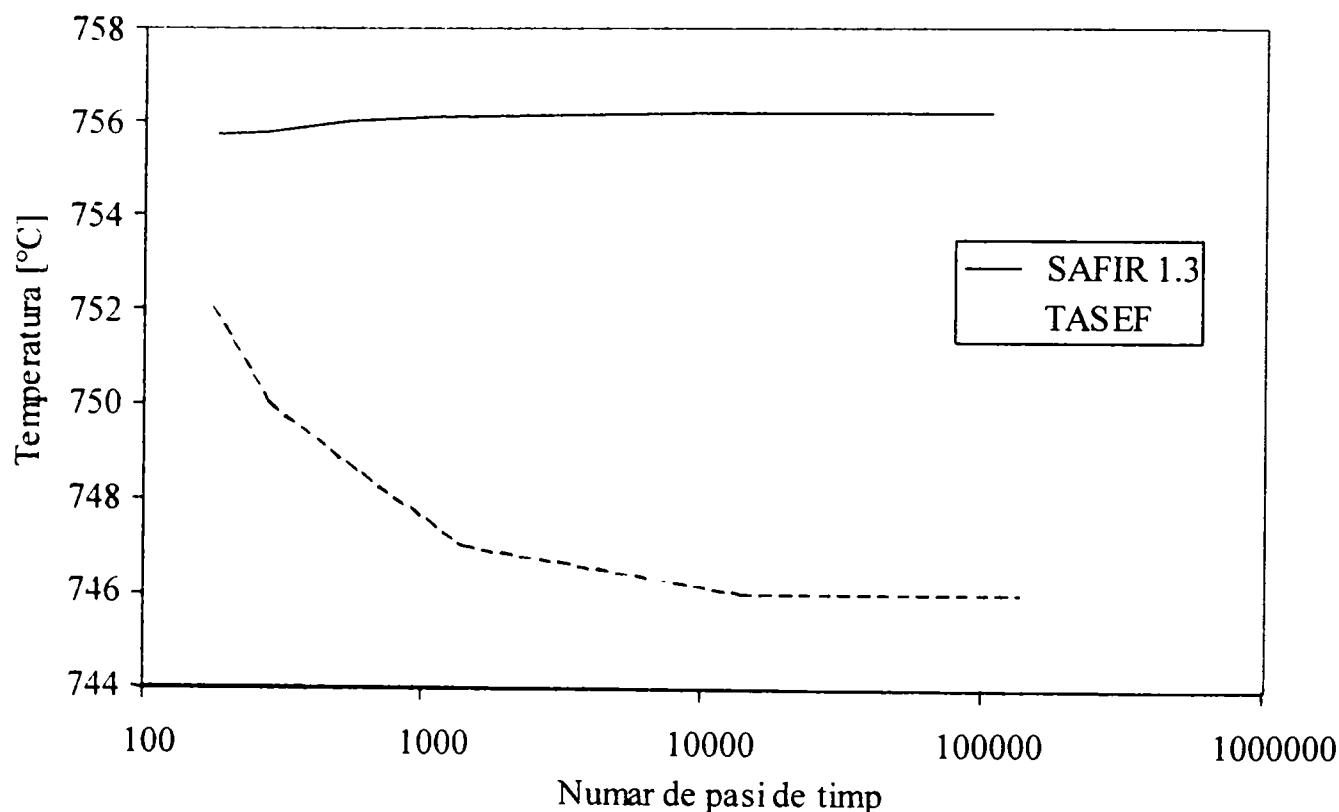


Figura 4.23 Temperatura în centru după 3 ore de foc ISO funcție de numărul de pași de timp

Se poate observa că SAFIR are o convergență mai bună către soluție decât TASEF. Acest lucru este poate datorat faptului că SAFIR folosește un algoritm de integrare implicită a pasului de timp, pe când TASEF folosește un algoritm explicit. Astfel fiecare pas de timp costă mai puțin în TASEF decât în SAFIR, Figura 4.23 nepermițând tragerea unei concluzii referitoare la timpul CPU folosit de cele două coduri pentru soluționarea problemei. De altfel în problemele plane acest timp este de ordinul zecilor de secunde.

Se remarcă o diferență între cele două soluții de temperatură, datorate faptului că în TASEF temperatura inițială a fost de 0°C , pe când SAFIR folosește curba standard ISO 834, care pornește cu temperatura inițială de 20°C .

4.4.1.3 Testul III – Problemă cu condiții de frontieră neliniare

Similar cu Testul II dar folosind un material cu conductivitatea termică dependentă de temperatură. Materialul din testul III folosește un material al cărui conductivitate termică variază bilinear după legea:

$$\begin{aligned}\lambda(T=0^{\circ}\text{C}) &= 1.5 \text{ W/mK} \\ \lambda(T=200^{\circ}\text{C}) &= 0.7 \text{ W/mK} \\ \lambda(T=1000^{\circ}\text{C}) &= 0.5 \text{ W/mK}\end{aligned}$$

Variația temperaturii în centru secțiunii funcție de numărul de elemente finite, după 30 minute este reprezentată în Figura 4.24.

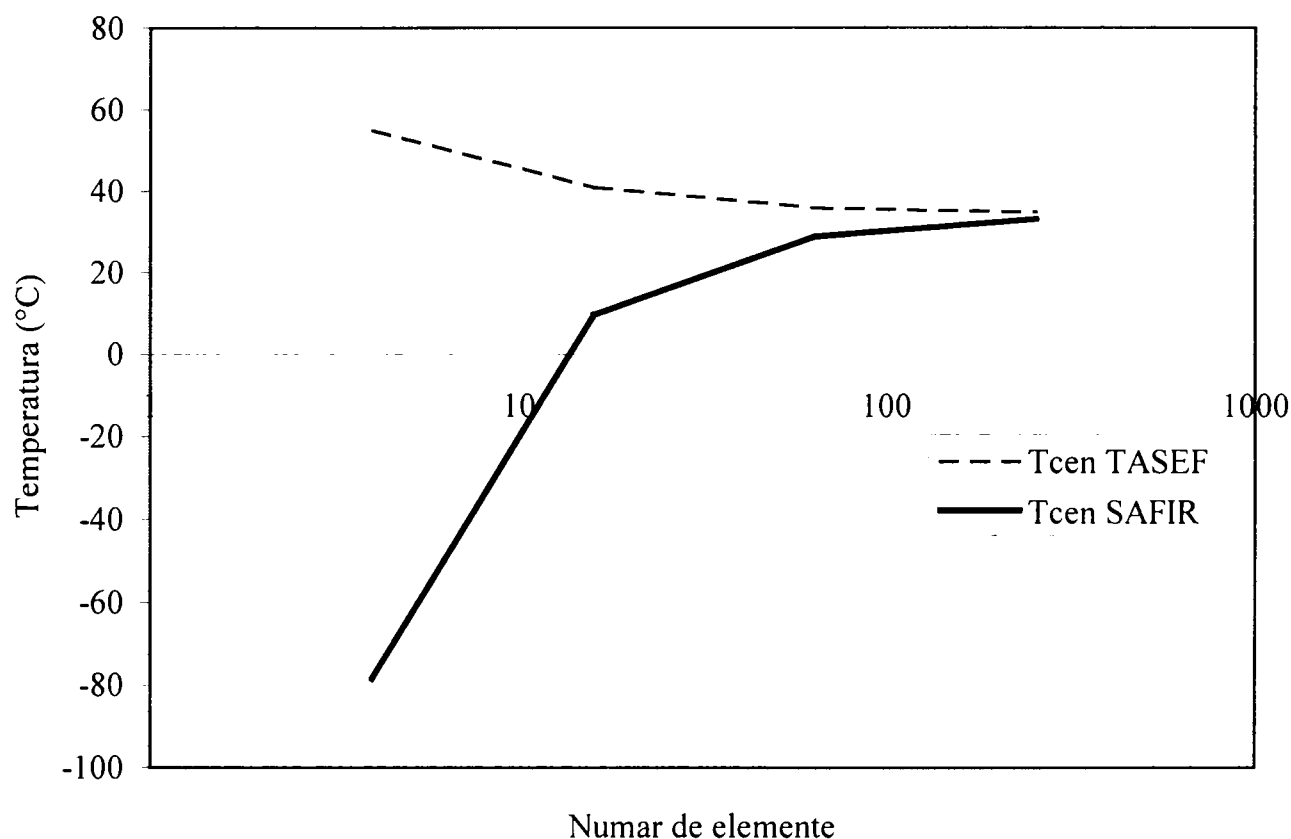


Figura 4.24 Temperatura în centru după 30 minute funcție de numărul de elemente

4.4.1.4 Testul IV și V – Transferul căldurii prin goluri

În testul IV, respectiv V s-a studiat transferul căldurii prin golurile (caverne) din interiorul secțiunii transversale, prin intermediul a două cazuri de studiu:

- o problemă de transfer termic unidimensional,
- o problemă de transfer termic bidimensional.

În ambele cazuri secțiunea era de formă dreptunghiulară, având dimensiunile de 110 pe 20 mm, cu o grosime a peretelui de 5 mm (vezi Figura 4.25), având următoarele proprietăți de material:

conductivitatea termică $\lambda = 1 \text{ W/mK}$
 căldura specifică $c = 1000 \text{ J/kgK}$
 densitatea $\rho = 1000 \text{ kg/m}^3$

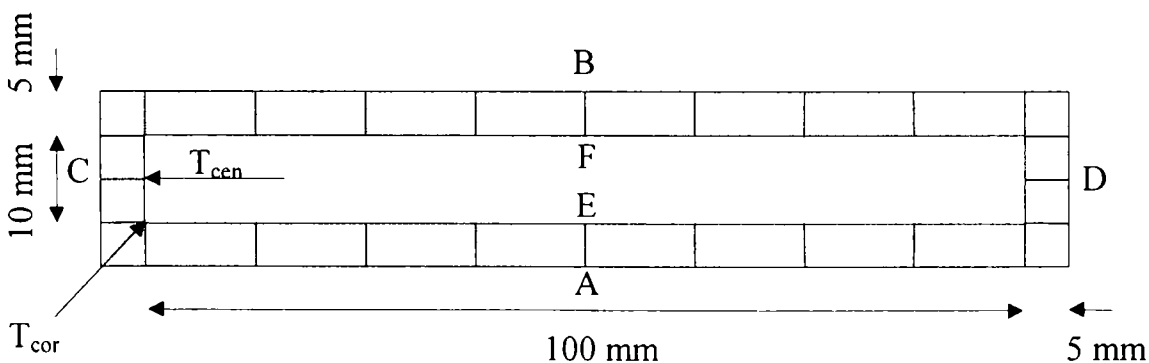


Figura 4.25 Secțiune cu un gol interior, rețea de discretizare cu 8 elemente finite

În cazul primei probleme (testul IV), temperatura inițială este 0°C. Temperatura crește brusc la 1000°C pe fața A, pe când fața B este menținută la 0°C. Fețele C și D rămân izolate perfect (frontiere adiabatice). În acest caz, transferul termic se realizează prin peretele inferior și superior de 5 mm grosime, și prin radiație în interiorul golului. Transferul de căldură prin perețele stâng și drept este neglijabil. Pentru discretizare au fost folosite rețele de discretizare conștând din 2, 4, sau 8 elemente finite pe peretele inferior și superior.

Și în acest caz există o soluție analitică exactă a problemei. Valorile obținute prin cele două programe sunt prezentate în Tabelul 4.5. Se poate remarca o suprapunere foarte bună a valorilor obținute prin cele două programe peste valorile analitice exacte.

Tabelul 4.5 Rezultate SAFIR, TASEF, analitice problema cu goluri (Test IV)

Număr de elemente	Fața E	Fața E	Fața F	Fața F
	SAFIR 1.3	TASEF	SAFIR 1.3	TASEF
2	786.7	789	195.8	198
4	774.3	774	228.9	229
8	778.8	779	219.3	220
Analitic	779.4		220.6	

A doua problemă (Testul V), a fost o problemă bidimensională. În acest caz, fețele A și B au fost considerate frontiere adiabatice, temperatura nodurilor de pe fața C crescând brusc la 1000°C, pe când temperatura nodurilor pe fața D este menținută la 0°C. Datorită conductivității scăzute a materialului pereților, transferul termic prin conducție în pereții orizontali este neglijabil, energia termică fiind transferată dinspre frontiera caldă către cea rece prin radiație prin gol.

Distribuția de temperatură în lungul fețelor E (sau F) după 60 minute de expunere este reprezentată în Figura 4.26 pentru diferite discretizări.

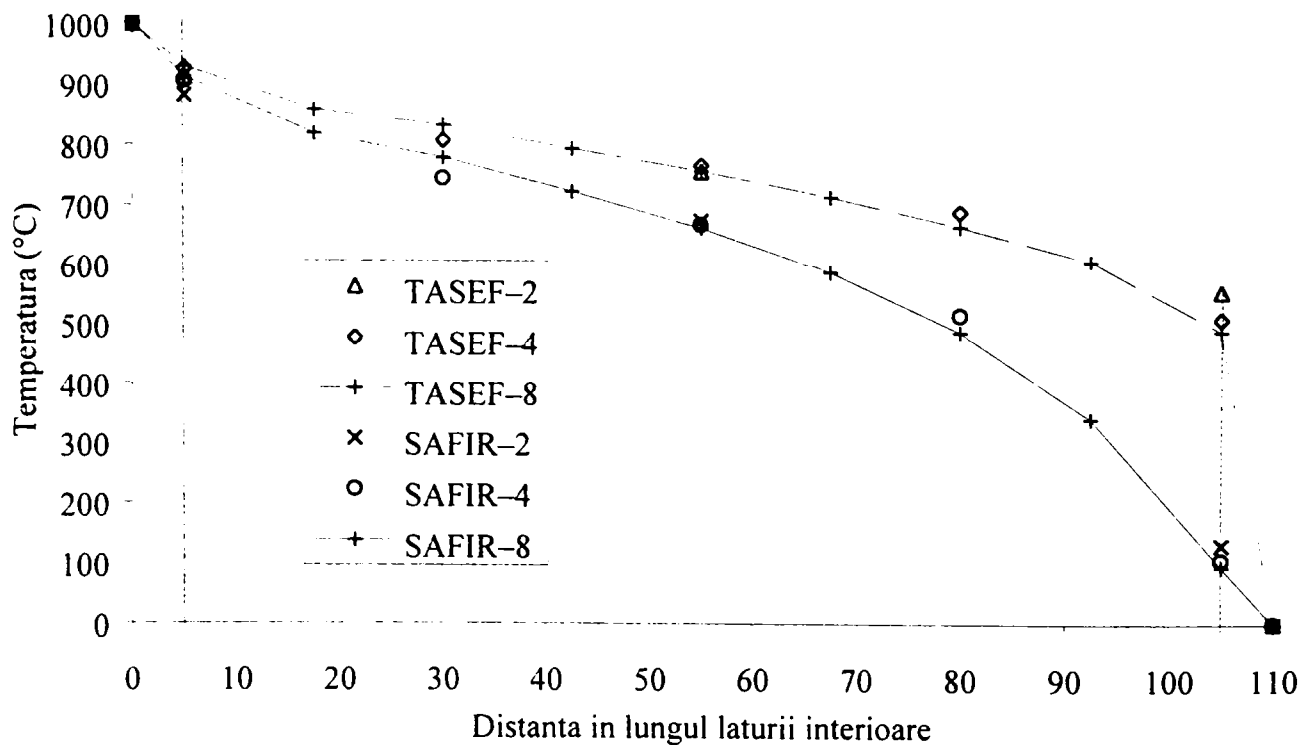


Figura 4.26 Temperatura după 60 minute de-a lungul laturii interioare a golului

Deși ambele programe arată o convergență bună odată cu creșterea numărului de elemente, convergența este către valori diferite. Se observă că în SAFIR scăderea temperaturii în cei doi pereți de 5 mm verticali este comparabilă, aproximativ 90°C, lucru care este de așteptat pentru

că rezistența termică a celor doi pereți este aceeași și în plus după 60 de minute de expunere secțiunea a atins o fază staționară. Analiza detaliată a valorilor obținute prin TASEF arată că și aici s-a atins faza staționară după 60 de minute, doar existând o cădere semnificativă de temperatură pe perețele din dreapta. Contactând autorul studiului, prof. Wickström, a confirmat că în acest studiu s-a strecurat o eroare în impunerea condițiilor de frontieră pe partea dreaptă a secțiunii transversale.

4.4.1.5 Concluziile răspunsului termic

Au fost studiate un set comprehensiv de teste care să permită compararea valorilor obținute prin programul SAFIR, dezvoltat la Universitatea din Liège și programul TASEF dezvoltat de Institutul Național de Testare și Încercări din Suedia, respectiv valori analitice acolo unde erau disponibile.

Ambele programe demonstrează o bună convergență către soluția exactă (când disponibilă), sau către aceeași soluție. Diferențe nesemnificative au fost detectate în cazul formulării matricii de capacitate, respectiv a schemei de integrare a timpului, sau în definiția curbei ISO 834. O diferență severă a fost observată în cazul problemei transferului termic prin goluri (problema bidimensională), dar aceasta s-a datorat unei erori în formularea condițiilor de frontieră de către prof. Wickström în lucrarea prezentată.

Setul de exemple propus de către prof. Wickström în lucrare este foarte important pentru că permite validarea și testare programelor de analiză termică pe baza unui set unificat de exemple.

Un alt aspect deosebit de important o reprezintă experiența dobândită în cursul testelor privind modelarea, rularea și interpretarea rezultatelor de către cei interesați în problema transferului termic.

4.4.2 Validarea răspunsului static

O analiză deosebit de amănunțită a fost efectuată pentru a compara răspunsul static al programului SAFIR, printr-un set de exemple preluate din lucrarea: J.M. Franssen, J.B. Schleich, D. Talomana, L. Twilt "A Comparison between Five Structural Fire Codes Applied to Steel Elements", Fourth International Symposium—Fire Safety Science, Ottawa, Canada, 13–17 June 1995 [37].

Lucrarea de mai sus prezintă un set de simulări numerice efectuate de J. M. Franssen cu ajutorul programului SAFIR începute în iulie 1992 în cadrul unui program de cercetare suportat financiar de ECCS și care are ca scop determinarea curbelor de flambaj la starea limită de incendiu a profilelor H, în ipoteza Eurocode 3. Part 1.2. Patru organizații majore și anume Fondul Național pentru Cercetarea Științifică (Belgia – J. M. Franssen), Profil ARBED (Luxemburg – J. B. Schleich), CTICM (Franța – D. Talamona, Bin Zhao) și Facultatea de Construcții din Delft (Olanda – L. Twilt, K. Both) sunt responsabile de aspectele teoretice și numerice, respectiv LABEIN și ENSIDESA (Spania) sunt responsabile de programul experimental. Pentru că programul de cercetare implica folosirea a diferite programe de calculator, un set de teste a fost propus pentru validarea și testarea acestor programe.

Autorul a comparat rezultatele obținute și prezentate în această lucrare cu rezultatele obținute cu SAFIR 1.3.

Cele patru programe cu care SAFIR a fost comparat au fost:

- ⇒ CEFICOSS de la Profil ARBED–Recherches, Luxemburg (Computer Engineering of the Fire resistance of Composite and Steel Structures)

- ⇒ DIANA de la Universitatea Tehnologică din Delft, Olanda este un program general de analiză structurală, transfer de căldură și dinamica fluidelor (Displacement ANALyser)
- ⇒ LENAS–MT de la CTICM, Saint Rémy lès Chevreuse, Franța (Large deflection Elasto-plastic Numerical Analysis of Structures–Member in Transient state)
- ⇒ SISMEF de la CTICM, Saint Rémy lès Chevreuse, Franța, este un program pentru analiza cadrelor compozite considerând conexiuni parțiale între planșeul de beton și grinda de oțel (Simulation a l'Incendie des Structures Mixtes par Elements Finis).

Tabelul 4.6 Diferența între programele de analiză

	CEFICOSS	DIANA	LENAS–MT	SAFIR 1.3	SISMEF
Analiza termică	2D	3D	*1	3D	*1
Formularea	diferențe finite	elemente finite	–	elemente finite	–
Analiza structurală	2D	3D	3D	3D	2D
Formularea elementului de bară	Bernoulli	Mindlin	Bernoulli	Bernoulli	Bernoulli
Noduri	2	3	2	3	2
GDL pe nod	3–3	6–6–6	7–7	7–1–7	3–3
Discretizarea secțiunii	fibre dreptunghiulare	Gauss–Simpson	fibre dreptunghiulare	fibre dreptunghiulare sau triunghiulare	fibre dreptunghiulare
Interacțiunea longitudinală	Gauss	Gauss	lineară între noduri	Gauss	Gauss
Mari deplasări	lagrangean	lagrangean	lagrangean	corotațional	lagrangean
Eforturi reziduale	deformații impuse	tensiuni impuse	deformații impuse	deformații impuse	Deformații impuse
Legea de material	uniaxial	multiaxial ²	multiaxial ²	uniaxial	uniaxial

Toate cele cinci programe sunt capabile să efectueze o analiză neliniară în mari deplasări, cu proprietăți de material neliniare și termodependente. Diferențele între cele cinci programe sunt prezentate în Tabelul 4.6.

4.4.2.1 Setul I – Structura Lee

Primul structură testată a fost cadrul Lee (vezi Figura 4.27). Cadrul Lee este deseori folosit pentru a valida programele neliniare la temperatura ambientală. Materialul este elastic dar permite mari deplasări. În cazul analizei noastre fiecare bară a cadrului a fost discretizată folosind 10 elemente finite de bară plană dublu încastrată BEAM2D (elementul a fost descris în paragrafele precedente). Trebuie să reamintim faptul că SAFIR folosește un element de bară cu trei noduri. Exceptând Diana, toate celelalte programe folosesc un element finit de bară cu 2 noduri.

1 Răspunsul termic este obținut cu TASEF dezvoltat de Wickström
2 criteriul Von Misses și ecrusare izotropică

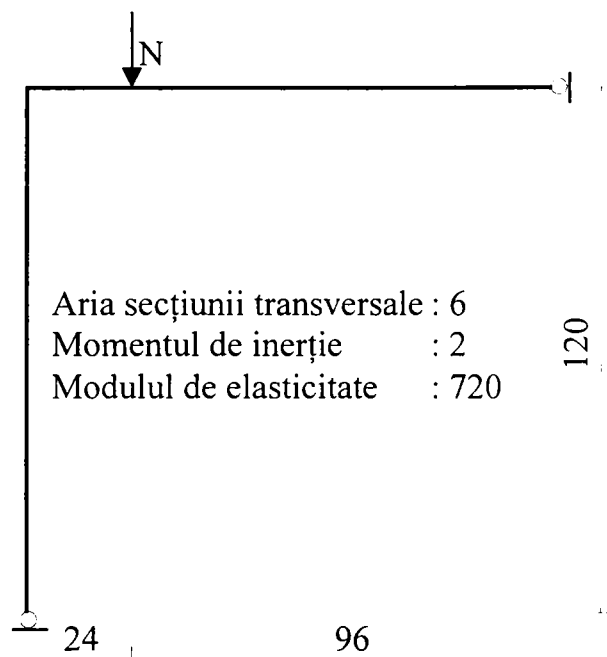


Figura 4.27 Cadrul Lee

Au fost efectuate două simulări. Una la temperatura camerei (20°C), și un al doilea test la o creștere uniformă de temperatură. Figura 4.28 prezintă variația deplasării orizontale a punctului de pe grindă în care forța verticală este aplicată, funcție de intensitatea încărcării. Se poate remarca o foarte bună suprapunere a valorilor obținute de toate programele de analiză. În plus în acest caz există și o soluție analitică exactă a problemei. Forța critică obținută de SAFIR este aproape identică cu valoarea analitică (vezi Tabelul 4.7).

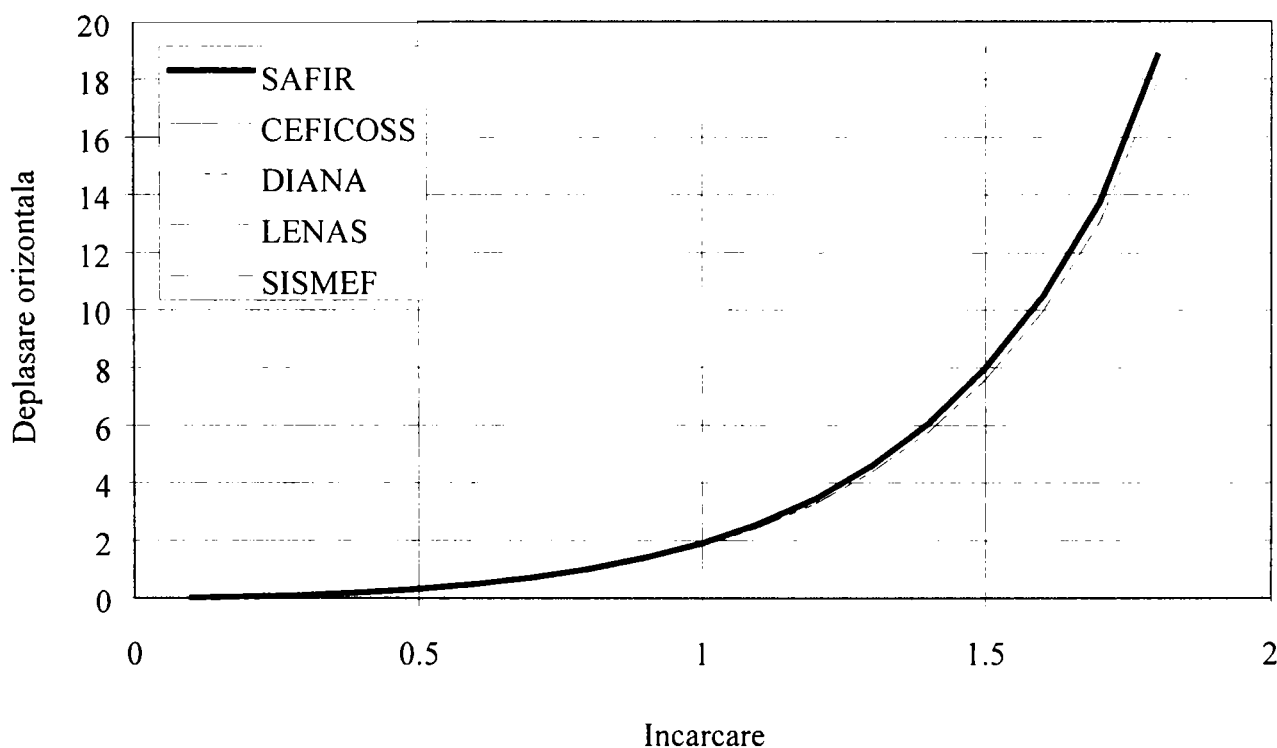


Figura 4.28 Cadrul Lee la temperatura ambiantă (20°C)

Aceeași structură a fost analizată sub o creștere uniformă de temperatură. Elementele au fost considerate din oțel EC3 cu modulul de elasticitate $E = 750$ și limita de curgere $f_y = 3$ (unități de măsură consistente). O încărcarea $N = 0,2$ este aplicată și menținută pe grindă. Testul a fost considerat pentru a verifica dacă deformațiile termice sunt corect calculate și pentru a verifica modul de rezolvare a efectului plasticității la temperaturi ridicate. Figura 4.29 arată deplasarea

orizontală a punctului de pe grindă în care forța verticală este aplicată în funcție de temperatură. Și pentru acest caz, se poate observa, o foarte bună suprapunere a rezultatelor obținute prin toate cele cinci programe.

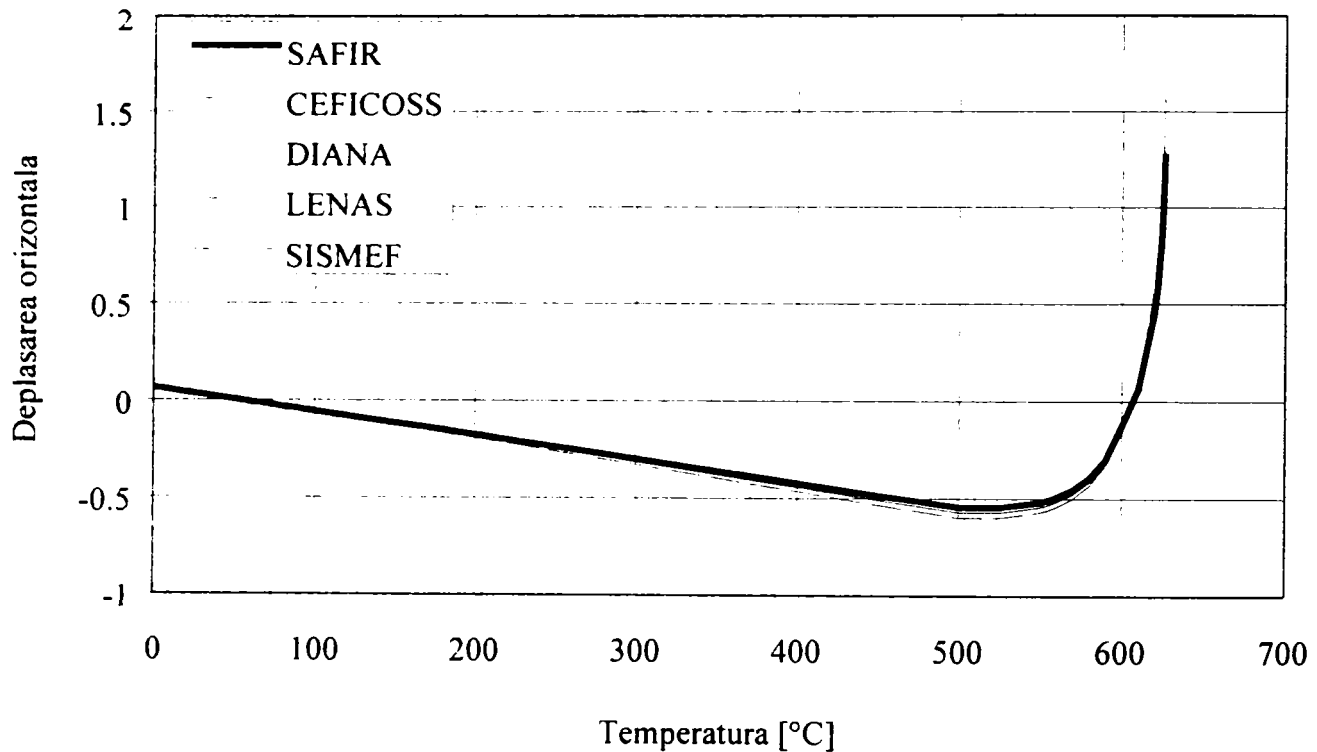


Figura 4.29 Cadrul Lee expus la o creștere de temperatură uniformă

4.4.2.2 Setul II – Stâlp comprimat excentric

În al doilea set, a fost testat un stâlp simplu rezemat, având înălțimea de 4 m, flambaj în jurul axei minime, având o imperfecțiune sinusoidală de 4 mm. S-a neglijat efectul greutatei proprii.

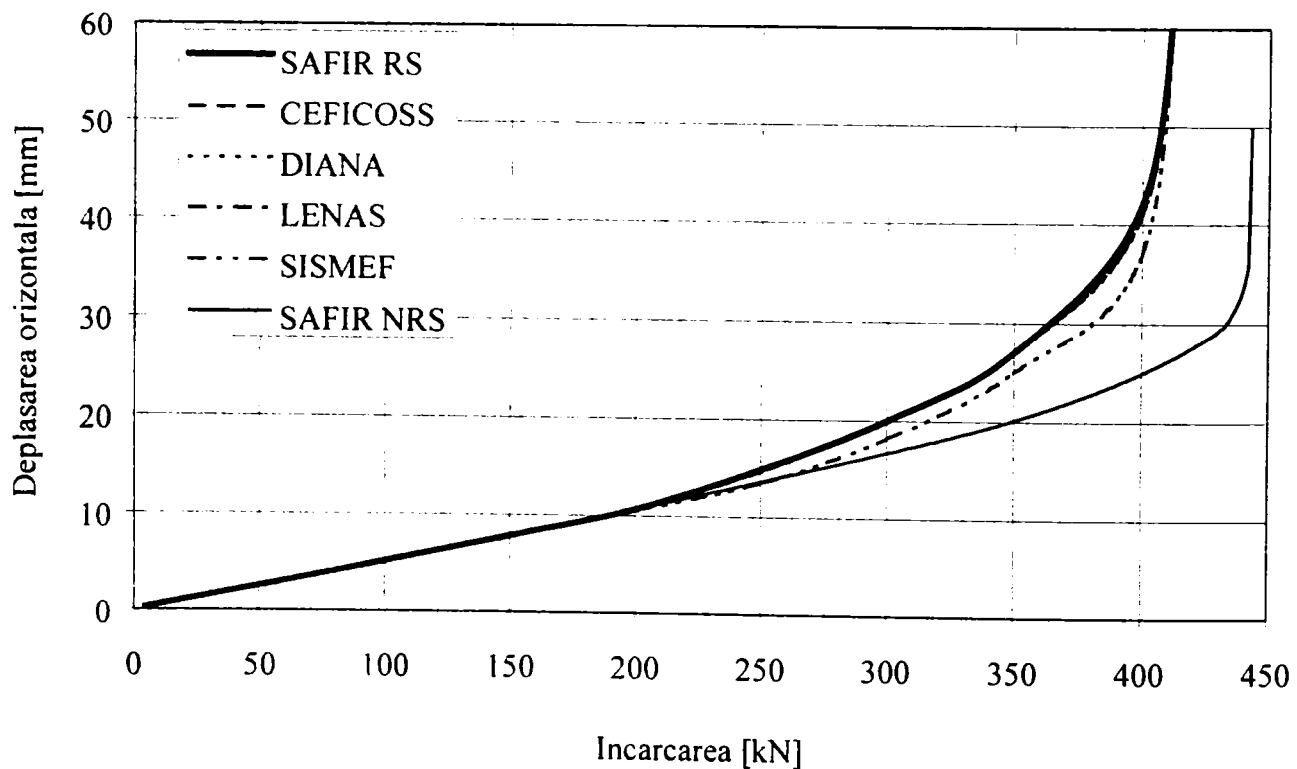


Figura 4.30 Stâlp comprimat excentric la 20°C

Secțiunea transversală este alcătuită dintr-un profil HEB 200, realizat dintr-un oțel EC3, cu limita de curgere $f_y = 235$ MPa. Stâlpul este încărcat la ambele capete cu o forță axială N , și cu momentul încovoietor corespunzător $M = 100 \text{ mm} \times N$. Asupra secțiunii transversale acționează un câmp de tensiuni reziduale bitriunghiular. Cu ajutorul SAFIR s-au rulat două modelări, una în care s-a ținut seama de această stare de tensiune și una fără, pentru a se studia și influența acesteia asupra rezultatelor. Valorile sunt notate SAFIR NRS (non residual stress) și SAFIR RS (residual stress). Valorile SAFIR RS au fost calculate de Franssen [37].

Primul caz studiat a fost cel al stâlpului expus unei creșteri uniforme a încărcării la temperatura camerei (20°C). Deplasarea orizontală la mijlocul înălțimii este prezentată în Figura 4.30. În cazul tensiunilor reziduale încărcarea ultimă este 417 kN . Dacă nu se consideră tensiunile reziduale încărcarea ultimă atinge 442 kN , observându-se o diferență în alura curbei de la încărcarea de 225 kN , aproximativ jumătate din încărcarea ultimă. Și în acest caz se remarcă o bună suprapunere a valorilor obținute prin cele 5 programe.

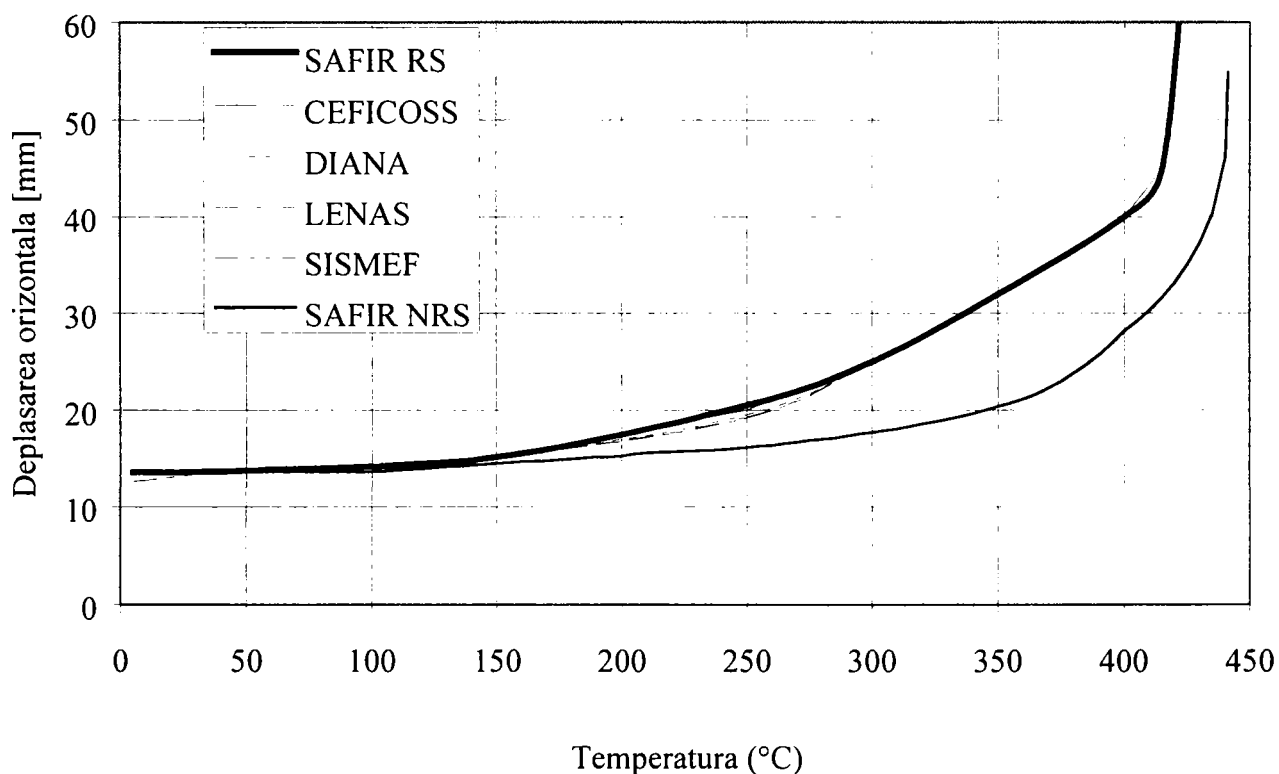


Figura 4.31 Stâlp solicitat excentric expus unei creșteri uniforme de temperatură

Cu aceeași încărcare ca în cazul precedent, stâlpul este expus focului ISO. Distribuția de temperatură este calculată după Eurocode. Evoluția deplasării orizontale la mijlocul înălțimii este reprezentată în Figura 4.32.

Al doilea caz a fost cel al stâlpului expus unei creșteri uniforme de temperatură. Forța aplicată la capete a fost de 250 kN ($M = 25 \text{ kNm}$) și este menținută constantă odată cu creșterea uniformă a temperaturii pe element. Figura 4.31 arată deplasarea orizontală la mijlocul înălțimii funcție de temperatură.

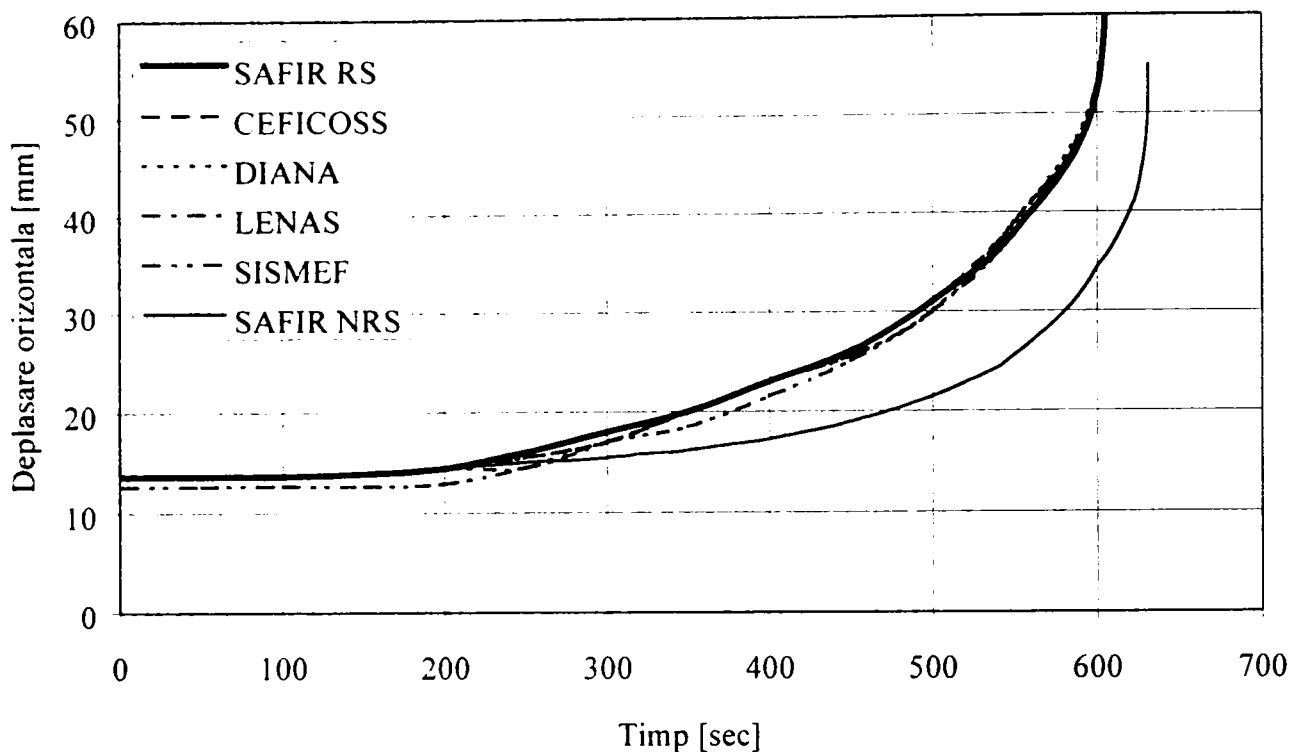


Figura 4.32 Stâlp solicitat excentric expus la foc ISO

Un sumar al rezultatelor simulărilor este prezentat în Tabelul 4.7. Se remarcă o foarte bună comportare a tuturor celor 5 programe în soluționarea problemelor de test propuse.

Tabelul 4.7 Sumarul rezultatelor (răspunsul mecanic)

	Cadrul Lee		Stâlp solicitat excentric		
	Temperatură ambientală	Temperatură uniformă	Temperatură ambientală	Temperatură uniformă	Foc ISO
SAFIR-NRS			442 kN	441 °C	630 sec
SAFIR-RS	1,85	626 °C	417 kN	432 °C	604 sec
CEFICOSS	1,86	625 °C	416 kN	433 °C	606 sec
DIANA	1,855	628 °C	437 kN	450 °C	609 sec
LENAS	1,84	621 °C	414 kN	428 °C	599 sec
SISMEF	1,84	625 °C	414 kN	427 °C	589 sec
Analitic	1,855				

4.4.2.3 Concluziile răspunsului mecanic

Rezultatele obținute din primul set de teste sunt foarte apropiate între ele, respectiv valoarea obținută în cazul analizei la 20°C este identică cu valoarea analitică exactă. Totuși, cadrul Lee este un exemplu clasic de test al unui program de analiză neliniară și îndeplinirea lui este o cerință minimă de la un program de analiză neliniară. Valorile obținute și în cazul expunerii la o temperatură uniformă sunt concordante.

În al doilea set, exceptând DIANA care a avut o diferență de 5% între media celorlalte valori, diferența între celelalte programe a fost mai mică de 3%. Comparând valorile obținute în cazul tensiunilor reziduale cu cel fără tensiuni reziduale, se poate remarca o mică creștere a încărcării ultime în cazul lipsei tensiunilor reziduale. Astfel tensiunile reziduale (care de fapt sunt o imperfecțiune) nu afectează semnificativ încărcarea ultimă. O diferență semnificativă

poate fi remarcată în cazul deplasării orizontale la mijlocul înălțimii stâlpului între cazul tensiunilor reziduale prezente și absența tensiunilor reziduale. Astfel tensiunile reziduale vor influența hotărâtor deformarea elementului.

4.5 Aplicarea în practică a analizei structurale la starea limită de foc cu SAFIR

După cum s-a precizat în paragraful 4.3, pentru că analiza structurală la starea limită de incendiu, bazată pe metoda elementului finit, trebuie să permită modelarea atât a răspunsului termic, cât și a răspunsului structural, majoritatea programelor de analiză structurală la foc impun parcurgerea a două etape distincte în analiza structurii:

- ⇒ Analiza transferului termic pe secțiunea transversală
- ⇒ Analiza statică globală a structurii

Decuplarea celor două etape este necesară și din considerente practice, pentru că deseori se dorește doar determinarea distribuției de temperatură pe secțiunea transversală. Organigrama din Figura 4.33, prezintă etapele care trebuiesc parcurse în cazul analizei unei structuri la starea limită de incendiu folosind SAFIR.

Prima etapă, notată pe figură: analiza termică, constă în determinarea evoluției temperaturii pe secțiunea transversală în funcție de timp. Ipoteza principală în cazul analizei unei structuri la starea limită de incendiu, expusă la foc ISO, este aceea că temperatura în lungul elementelor structurii este constantă. Secțiunea transversală este discretizată folosind o rețea formată din elemente finite plane, triunghiulare sau rectangulare și se aplică condițiile de frontieră. Pentru definirea problemei, se creează două fișiere de intrare având extensiile .dat și .str. Rulând programul SAFIR și indicând ca date de intrare numele celor două fișiere, rezultă două fișiere cu rezultate: un fișier cu extensia .out (fișier cu rezultate), respectiv un fișier având extensia .tem. Fișierul cu rezultate poate fi prelucrat cu ajutorul programului Diamond, creat de către autor, care este un post procesor grafic al programului SAFIR. Programul Diamond permite: afișarea topologiei rețelei de discretizare, condițiile de frontieră, câmpul de temperatură pe secțiunea transversală, pentru un pas de timp. Fișierul cu extensia .tem, conține, pentru fiecare pas de timp temperaturile în nodurile rețelei. El este folosit în cazul analizei statice, pentru determinarea la fiecare pas de timp al analizei a caracteristicilor termice și mecanice ale materialului: modulul de elasticitate longitudinal, limita de curgere, limita de proporționalitate, deformația specifică termică.

În cazul în care structura analizată este compusă din mai multe tipuri de secțiuni transversale, profile diferite și/ sau condiții de frontieră diferite (expunere pe trei sau patru fețe, protecții diferite, etc.), va fi necesară determinarea fișierelor de temperatură pentru fiecare tip de secțiune transversală.

Etapa notată: analiza statică, modelează comportarea globală a structurii la starea limită de incendiu. Structura este discretizată folosind elemente finite de tip bară dublu articulată sau bară dublu încastrată. Pentru definirea problemei, se creează două fișiere de intrare având extensia .dat și .str. Rulând programul SAFIR, va fi creat un fișier cu rezultate, având extensia .out, care poate fi prelucrat de către programul Diamond. Fișierul cu extensia .tem, creat în pasul anterior, va fi folosit pentru a calcula la fiecare pas de timp al analizei statice, proprietățile termice și mecanice ale materialului: limita de curgere, modulul de elasticitate longitudinal, alungirea specifică termică.

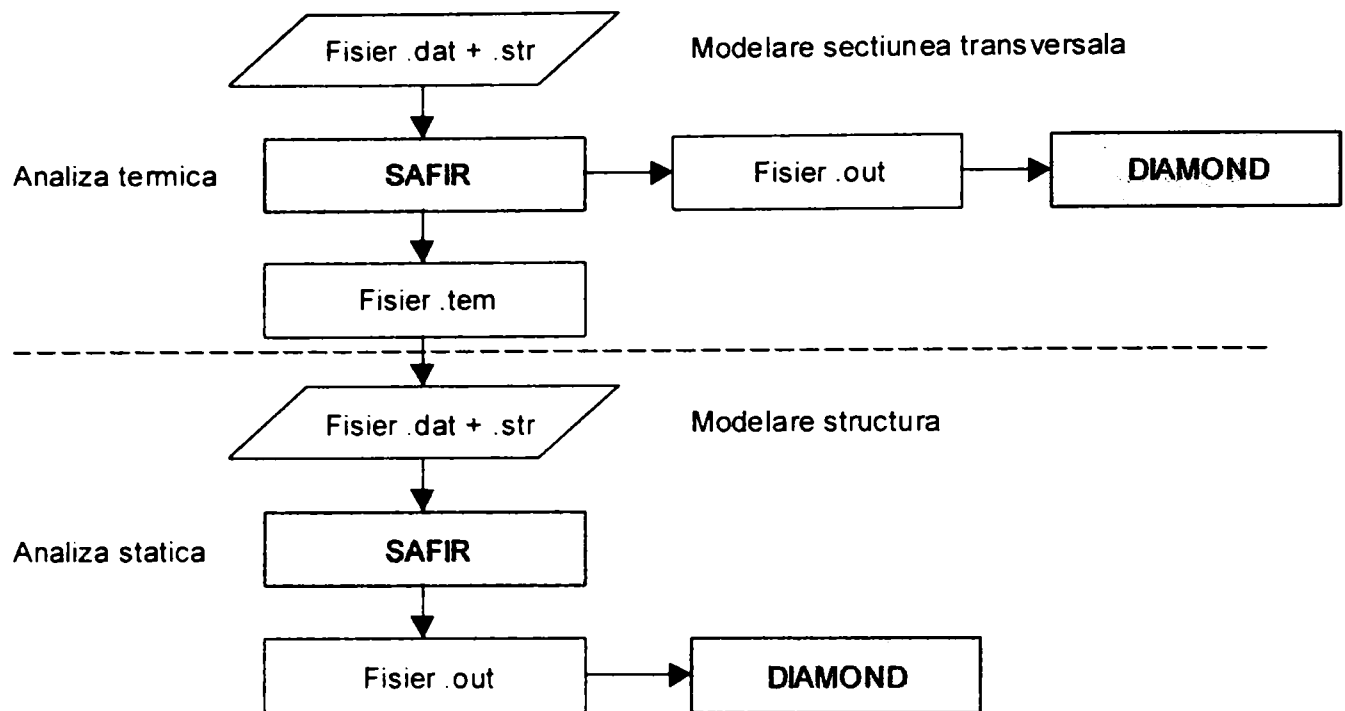


Figura 4.33 Analiza unei structuri la starea limită de incendiu folosind SAFIR

Pentru o mai bună înțelegere a analizei structurale la starea limită de foc, ne vom referi la cazul unei structuri metalice în cadre (vezi Figura 4.34). Structura este realizată din profile IPE 300 din oțel S275 având limita de curgere 275 MPa. Vom considera că, atât stâlpii cât și grinda sunt expuși la foc ISO pe patru fețe. Grinda și stâlpii nu sunt protejați la foc.

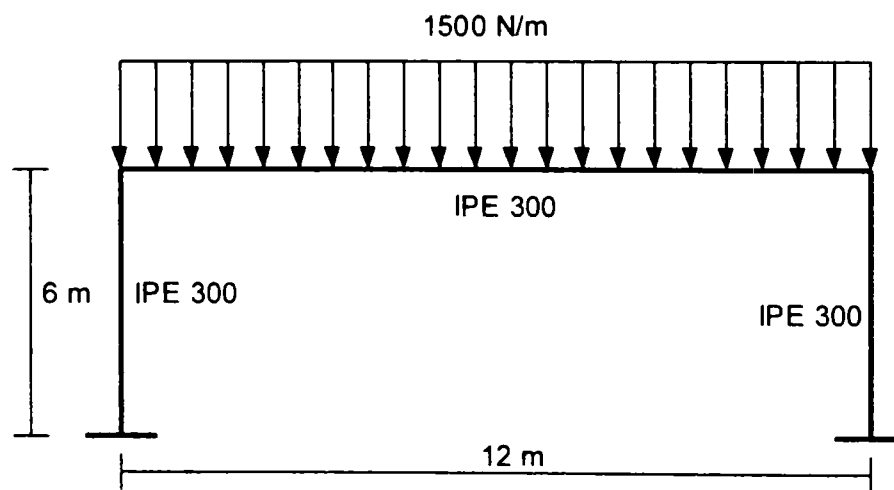


Figura 4.34 Geometria cadrului, încărcările și secțiunea transversală

4.5.1 Modelarea transferului termic

Pentru modelarea răspunsului termic, va fi necesară crearea a două fișiere cu datele de intrare, care să conțină: descrierea problemei, discretizarea secțiunii transversale (numerotarea nodurilor și elementelor finite), funcția de transfer termic pe frontier

Nodurile și elementele sunt numerotate astfel încât să se reducă lățimea de bandă (numerotarea nu apare în figură pentru a nu încărca desenul).

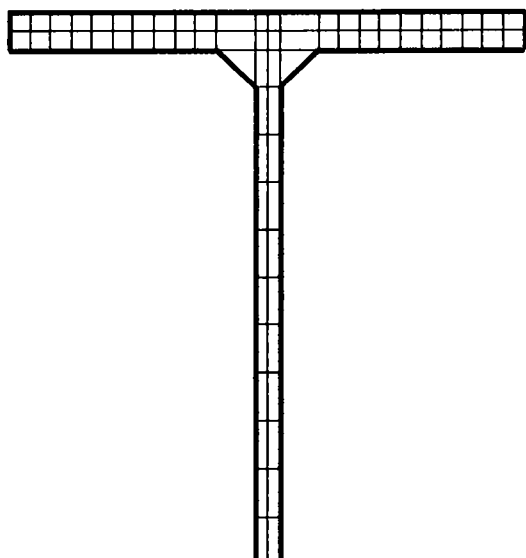


Figura 4.35 Discretizarea secțiunii transversale

Prezentăm în Tabelul 4.8 structura celor două fișiere ce conțin datele de intrare, cu explicații în dreptul fiecărei instrucțiuni din fișier.

Tabelul 4.8 Fișierul cu datele de intrare în cazul analizei termice

Date în fișier	Explicații
IPE 300 expus pe 4 fete	Titlul problemei (opțional)
NNODE 118	Număr total de noduri: 118
NDIM 2	Dimensiunea problemei: problemă plană
TEMPERAT	Cuvânt cheie: indică faptul că se efectuează o analiză termică
TINITIAL 20.0	Temperatura inițială: 20°C
MAKE.TEM	Cuvânt cheie: se cere crearea fișierului care va conține evoluția temperaturii pe secțiune
NORENUM	Cuvânt cheie: nu se renumerează nodurile și elementele
ipe300.tem	Numele fișierului în care va fi scrisă evoluția temperaturii: ipe300.tem
PRECISION 1.E-5	Precizia: $1 \cdot 10^{-5}$
TIME	Cuvânt cheie: urmează definirea pasului de timp, și timpul de analiză în secunde
10. 3600.	Pas de timp: 10 de sec, timp de analiză: 3600 sec
ENDTIME	Cuvânt cheie: indică sfârșitul definirii timpului
IMPRESSION	Cuvânt cheie: tipărirea datelor în fișierul ipe300.tem
TIMEPRINT 30.	Se tipăresc datele la fiecare 30 de secunde
NMAT 1	Număr de materiale diferite: 1
ELEMENTS	Cuvânt cheie: se definesc elementele
SOLID 62	Număr de elemente finite: 62
NG 2	Număr de puncte de integrare: 2
NVOID 0	Număr de goluri: 0
NODES	Cuvânt cheie: se definesc nodurile
NODE 1 0.15000 -0.07500	Nodul 1, coordonata x și y a nodului
NODE 2 0.15000 -0.06884	
NODE 3 0.15000 -0.06268	
...	
NODFSOLID	Cuvânt cheie: se definesc elementele finite
ELEM 1 1 25 26 2 1	Elementul 1, având nodurile 1, 25, 26, 2, material 1
ELEM 2 2 26 27 3 1	

ELEM	3	3	27	28	4	1	
...							
FRONTIER							Cuvânt cheie: se definesc funcțiile pe frontiera elementelor
1	FISO	FISO					Elementul 1 pe muchia 1 și 2 foc ISO
2		FISO					Elementul 2 pe muchia 2 FISO
3		FISO					
...							
MATERIALS							Cuvânt cheie: se definesc materialele
STEELEC3							Numele materialului: Oțel Eurocode 3
210.E+9	.3	235.E+6					Modulul de elasticitate longitudinal, coeficientul Poisson, Limita de curgere

Am marcat în tabelul de mai sus, câteva din cuvintele cheie care definesc etapele importante ale analizei termice. În primul rând cuvântul cheie TEMPERAT, care indică faptul că se va efectua o analiză de transfer termic. Secțiunea TIME – ENDTIME, va conține pasul de timp, respectiv timpul total de analiză. Secțiunea TIMEPRINT indică frecvența cu care datele (temperaturile nodale) vor fi scrise în fișierul care va rezulta în urma analizei, în cazul nostru numele fișierului este ipe300.tem.

Definirea nodurilor se face în secțiunea NODES. Fiecare nod al rețelei este identificat prin numărul său, respectiv coordonatele sale. Programul permite și generarea nodurilor. Secțiunea NODOSOLID conține definirea elementelor finite de tip SOLID: numărul elementului finit, nodurile sale și numărul materialului. Nodurile care definesc elementul finit vor trebui trecute în ordine trigonometrică (vezi Figura 4.36).

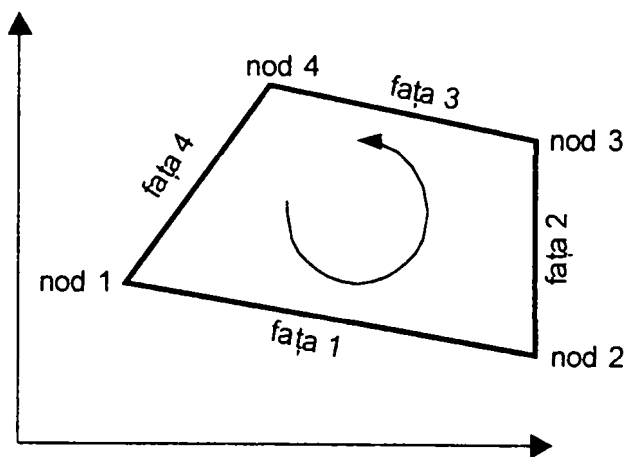


Figura 4.36 Numerotarea nodurilor și a fețelor elementului SOLID

Urmează secțiunea FRONTIER, care conține elementele a căror fețe sunt încălzite. Noțiunea de față încălzită este improprie în cazul elementelor plane, unde practic este vorba de laturile elementului finit, dar pentru a păstra consecvența cu elementele finite 3D, s-a păstrat noțiunea de față expusă și în cazul elementelor plane. Se trec pe câte un rând, numărul elementului și funcția de transfer termic aplicată pe fețele expuse ale elementului finit, în cazul nostru FISO (care reprezintă foc ISO). Ordinea fețelor unui element finit este reprezentată în Figura 4.36.

Ultima parte o reprezintă secțiunea MATERIALS, care conține pe câte un rând denumirea fiecărui material și caracteristicile sale: modulul de elasticitate longitudinal, coeficientul lui Poisson, limita de curgere.

Deși se pot alege orice unități de măsură, manualul de utilizare recomandă folosirea unităților SI: Newton, metru, Watt, etc.

În urma rulării programului, specificând fișierul cu datele de intrare, vor rezulta două fișiere, în cazul nostru ipe300.out și ipe300.tem. Fișierul ipe300.tem conține temperaturile în fiecare nod al rețelei, listate pentru fiecare pas de timp definit prin opțiunea TIMEPRINT. Acest

fișier este folosit în cazul analizei statice, pentru calculul proprietăților termice și mecanice ale materialului la fiecare pas de timp.

Fișierul ipe300.out conține datele rezultate în urma analizei termice. Prelucrarea manuală a datelor rezultate în urma analizei este foarte dificilă. În cadrul contractului PHARE IN/PH/002, autorul prezentei teze a dezvoltat programul de post-procesare a datelor rezultate, intitulat Diamond 2000, care permite operații complexe asupra câmpului de temperatură. În exemplul nostru, câmpul de temperatură după 30 de minute de expunere la foc este reprezentat în Figura 4.37.

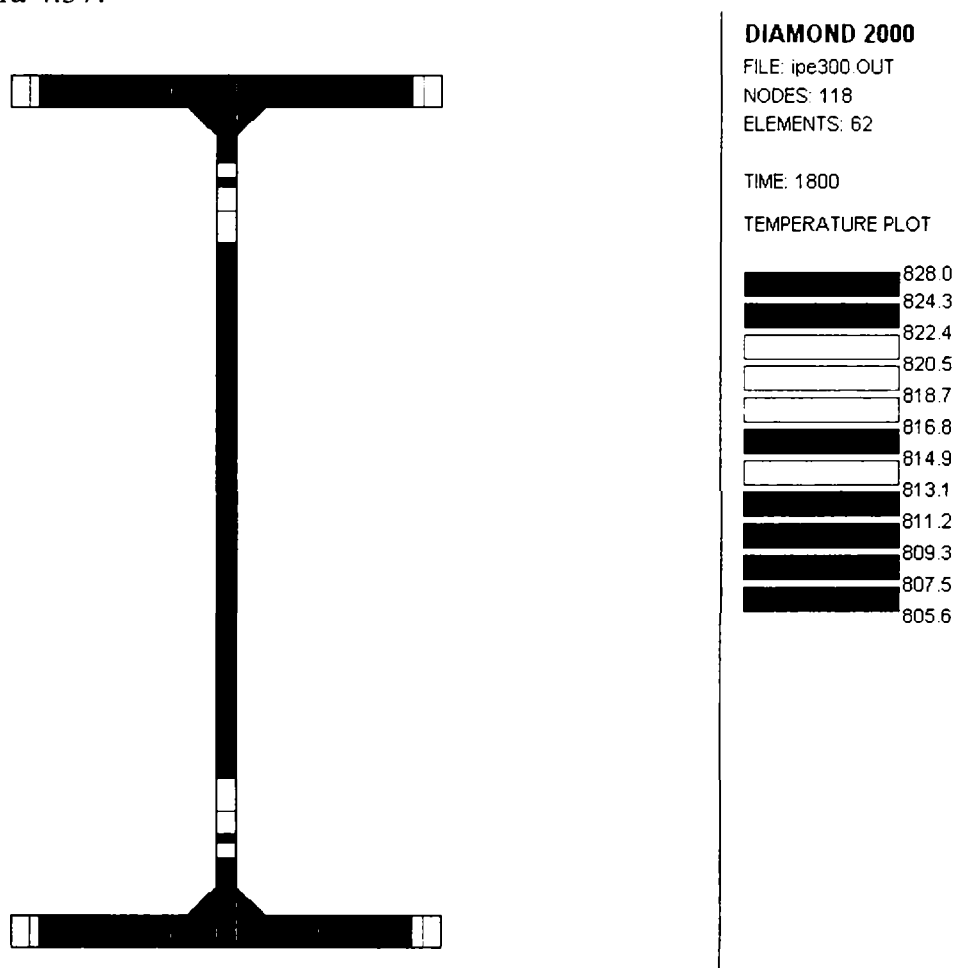


Figura 4.37 Câmpul de temperatură, profil IPE 300, după 30 de minute foc ISO pe contur

4.5.2 Modelarea răspunsului static

Pentru analiza statică a cadrului nostru, elementele cadrului vor trebui discretizate, folosind elementul de bară dublu încastrată prezentat în paragraful 4.3. Vom reaminti faptul că în SAFIR, elementul de bară dublu încastrată are trei noduri (vezi explicațiile din § 4.3.2.2). Pentru a putea modela cu o precizie suficientă comportarea cadrului, vor trebui folosite cel puțin 20 de elemente finite pentru discretizarea fiecărui element al cadrului. Numerotarea nodurilor și al elementelor finite este prezentată în Figura 4.38 (pentru a nu supraîncărca figura, nodul intermediar nu a mai fost reprezentat).

Tabelul 4.9 prezintă structura celor două fișiere ce conțin datele de intrare, pentru descrierea structurii. În tabel sunt trecute explicații în dreptul fiecărei linii din fișier.

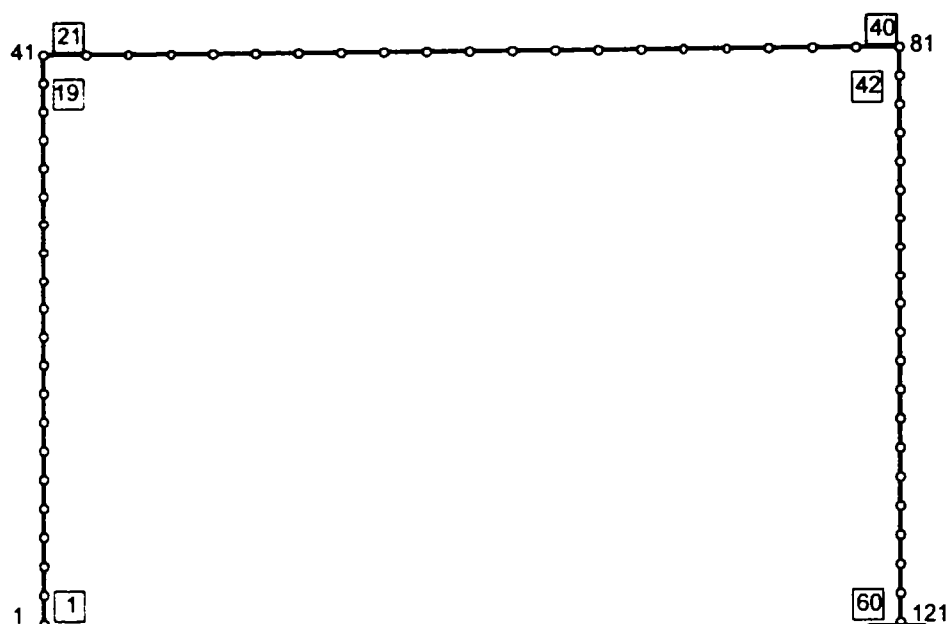


Figura 4.38 Discretizare cadrului folosind elementul finit de bară dublu încastrată

Tabelul 4.9 Fișierul cu datele de intrare în cazul analizei statice

Date în fișier	Explicații
Cadru 12 m	Titlul problemei (opțional)
NODE 121	Număr total de noduri: 118
NDIM 2	Dimensiunea problemei: problemă plană
NDDLMAX 3	Număr maxim de GDL pe element: 3
FROM 1 TO 41 STEP 2 NDDL 3	Definirea GDL ale nodurilor
FROM 2 TO 40 STEP 2 NDDL 1	
STATIC	Cuvânt cheie: indică faptul că se efectuează o analiză statică
COMEBACK 5.	
NARLENGTH	Cuvânt cheie: indică faptul că nu se folosește metoda arclength
PRECISION 1.E-5	Precizia:
LOADS	Cuvânt cheie: urmează secțiunea de definire a încărcărilor
FUNCTION FLOAD	
DISTRBEAM 21 -1500.	Încărcări distribuite pe elementul 21
DISTRBEAM 40 -1500. 1	Încărcări distribuite pe elementul 40, se generează încărcarea între elementul 21 și 40 cu pasul 1
TIME	Cuvânt cheie: urmează definirea pasului de timp, și timpul de analiză în secunde
30. 3600.	Pas de timp: 30 de sec, timp de analiză: 3600 sec
ENDTIME	Cuvânt cheie: indică sfârșitul definirii timpului
LARGEDISPL	Cuvânt cheie: se efectuează o analiză de ordinul II geometric neliniară
EPSTH	Cuvânt cheie: se ține seama se deformațiile produse din creșterea temperaturii
IMPRESSION	Cuvânt cheie: urmează secțiunea de tipărire a datelor în fișier
TIMEPRINT 30.	Se tipăresc datele la fiecare 30 de secunde
PRINTMN	Se vor tipări eforturile N și M
NMAT 1	Număr de materiale: 1
ELEMENTS	Cuvânt cheie: se definesc tipurile de elemente finite folosite
BEAM 60 2	60 de elemente finite de tip BEAM cu 2 puncte de integrare Gauss
NODES	Cuvânt cheie: se definesc nodurile
NODE 1 0.0000 0.0000	Nodul 1, cu coordonatele 0,0

NODE	41	0.0000	6.0000	1	Nodul 41, cu coordonatele 0,6 - se generează nodurile între 1 și 41 cu pasul 1		
FIXATIONS					Cuvânt cheie: deplasările impuse în noduri		
BLOCK	1	F0	F0	F0	Nodul 1, blocate 3 GDL (încastrare)		
BLOCK	121	F0	F0	F0	Nodul 121, blocate 3 GDL (încastrare)		
NODOFBEAM					Cuvânt cheie: se definesc elementele		
ipe300.tem					Numele fișierului care conține evoluția temperaturii (calculat anterior)		
	1	1	2	3	1	Elementul 1, noduri 1, 2, 3, tip de secțiune 1	
	20	39	40	41	1	2	Elementul 20, noduri 39, 40, 41, tip de secțiune 1, se generează elementele între 1 și 20
MATERIALS					Cuvânt cheie: se definesc materialele		
STEELEC3					Numele materialului: oțel EC3		
	210.E9	0.3	235.0E6		Modulul de elasticitate longitudinal, coeficientul Poisson, Limita de curgere		

Prin rularea programului SAFIR, va rezulta un fișier cu extensia .out care va conține deplasările nodale, precum și eforturile din elemente la fiecare pas de timp. Acest fișier poate fi prelucrat cu programul Diamond. De exemplu, poziția deformată a cadrului la cedare este prezentată în Figura 4.39.

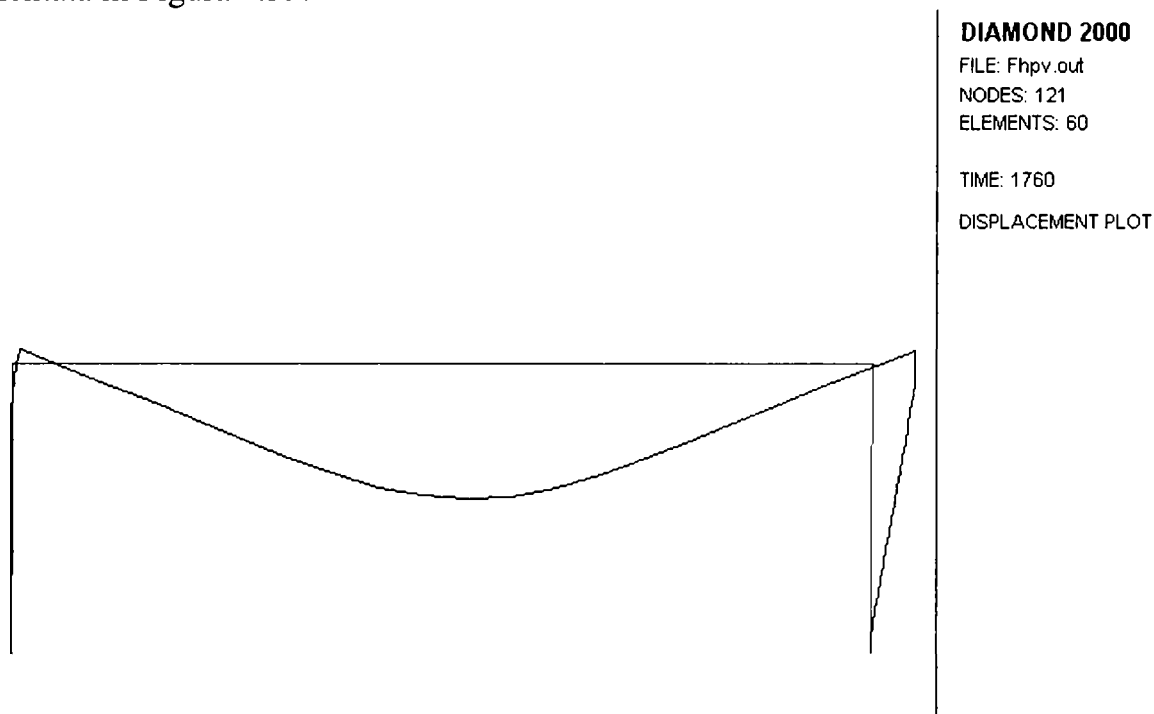


Figura 4.39 Modul de cedare al structurii la starea limită de incendiu

4.6 Concluziile capitolului 4

Utilizatorii trebuie să posede o bună înțelegere atât a aspectului termic a problemei de analizat, cât și a aspectului static al acesteia. O bună cunoaștere a etapelor unui program cu elemente finite este o condiție necesară, dar nu și suficientă în atacarea problemelor studiate la starea limită de incendiu.

În modelarea transferului termic pot interveni probleme neliniare, complexe, care necesită o bună înțelegere a modului în care ecuația transferului termic a lui Fourier este folosită în metoda elementului finit. Acest lucru implică atât cerințe privind discretizarea secțiunii transversale, cât și alegerea judicioasă a pasului de timp, care să asigure precizia dorită, cu timpul CPU cel mai redus.

Din analiza efectuată în acest capitol, s-a observat că folosind matricea de capacitate completă se obține o convergență mai rapidă a rezultatelor, prin rafinarea discretizării, decât folosind matricea de capacitate diagonală.

Algoritmul de integrare implicită a pasului de timp folosită în SAFIR produce o convergență mai bună către aceeași soluție decât TASEF, care folosește un algoritm de integrare explicit. Algoritmul de integrare implicită este în schimb mai mare consumatoare de timp CPU. În cazul problemelor plane, acest lucru nu produce diferențe de timp semnificative între cele două scheme de integrare, obținerea soluției fiind de ordinul zecilor de secunde.

Atât SAFIR cât și TASEF pot obține rezultate apropiate, cu o precizie remarcabilă, de soluțiile exacte ale unor probleme rezolvate analitic.

Comparând răspunsul static al programului SAFIR cu celelalte programe de analiză structurală la incendiu, prezentate în paragraful anterior, se observă o bună corelație a rezultatelor, în cazul tuturor problemelor analizate. Diferențele între valorile obținute sunt sub 3%.

Setul de teste de calibrare care a fost prezentat de autor în acest capitol, permite calibrarea altor programe de analiză cu elemente finite la starea limită de incendiu.

METODE DE CALCUL SIMPLIFICAT A STRUCTURILOR METALICE LA ACȚIUNEA FOCULUI. PROGRAMUL FOCSI 2000. ABACE ȘI NOMOGRAME DE CALCUL

5.1 Introducere

Eurocode 3, Partea 1.2, respectiv Normativul pentru verificarea la foc a elementelor structurale ale construcțiilor din oțel, permit determinarea și verificarea rezistenței la foc a unui element structural din oțel, fie neprotejat fie protejat printr-o protecție ușoară sau medie. Scopul principal, constă în a pune la dispoziția inginerilor proiectanți a unui set de relații de proiectare, relativ ușor de folosit și expeditiv, care să permită, cel puțin pentru cazurile uzuale, înlocuirea încercărilor la foc, costisitoare și de cele mai multe ori neconcludente, ținând seama și de faptul că în cele mai multe cazuri elementul încercat nu este încărcat. Vom prezenta în acest capitol principiile de calcul din EC3 Partea 1.2, respectiv schemele logice ale unui program elaborat de autor bazat pe modelul simplificat, precum și nomograme și tabele de calcul elaborate de autor pentru aplicarea relațiilor de calcul din Normativ.

5.2 Determinarea rezistenței la foc a structurilor

5.2.1 Analiza structurii la starea limită de incendiu

Normativul permite analiza structurii în caz de incendiu printr-una din metodele următoare:

- ⇒ analiza structurală globală
- ⇒ analiza unei părți din structură
- ⇒ analiza elementelor structurale

O analiză a elementelor structurale este suficientă în cazul verificării la foc, bazate pe curba standard temperatură – timp. Ca o alternativă la metodele de calcul, verificarea poate fi făcută pe baza rezultatelor încercărilor experimentale.

5.2.1.1 Analiza structurală globală

Analiza structurală globală în caz de incendiu se va efectua ținând seama de modul de cedare, de proprietățile materialelor și rigiditatea elementelor, care depind de temperatură. Pe durata expunerii la foc t , se va verifica dacă:

$$E_{f_i,d} \leq R_{f_i,d,t} \quad (5.1)$$

unde $E_{f_i,d}$ este efortul de calcul produs de acțiuni, la starea limită de incendiu, inclusiv efectele dilatării și deformației termice,

$R_{f_i,d,t}$ este efortul capabil, la starea limită de incendiu, la timpul t ,

t este timpul de expunere la foc.

5.2.1.2 Analiza părților de structură

Ca o alternativă la analiza structurală globală, se poate face o analiza structurală pe părți de structură (substructură), în care substructurile sunt expuse la foc și analizate conform precizărilor din paragraful precedent. Se admite ipoteza că reacțiunile din rezeme și eforturile (forțe și momente) din elementele care mărginesc substructura aplicate la $t = 0$, rămân nemoificate pe durata expunerii la foc.

5.2.1.3 Analiza elementelor structurale

Aceasta este de fapt cea care face obiectul prezentului capitol. Normativul se bazează pe următoarele ipoteze simplificatoare:

- ⇒ Creșterea temperaturii pe secțiunea transversală se face pe baza curbei standard, temperatură – timp ISO 834
- ⇒ Elementele se încălzesc uniform. Efectul distribuției neuniforme de temperatură este considerat prin factorul κ
- ⇒ În general, exceptând anumite situații stabilite de către proiectant, condițiile de rezemare la starea limită de incendiu vor fi aceleași ca și la starea limită de rezistență.
- ⇒ Efectul alungirii termice nu se ia în calcul în cazul analizei elementelor structurale

5.2.1.4 Încercări la foc

Conformarea prin proiectare poate să aibă la bază și încercările experimentale la foc ale elementelor de construcții în condițiile curbei standard temperatură–timp . Se poate de asemenea utiliza combinarea încercărilor la foc cu calculul la foc a elementelor structurale.

5.3 Modelul simplificat

Capacitatea portantă a unui element structural din oțel se consideră asigurată după un timp t la un foc dat, dacă este îndeplinită condiția

$$E_{f_i,d} \leq R_{f_i,d,t} \quad (5.2)$$

unde $E_{f_i,d}$ este efortul de calcul din element produs de acțiuni în condiții de foc, care poate fi moment, forță axială sau forță tăietoare ($M_{f_i,Ed}$, $N_{f_i,Ed}$, $T_{f_i,Ed}$),

$R_{f_i,d,t}$ este efortul capabil al elementului respectiv în condiții de foc, la timpul t , care pot fi moment capabil, forță axială capabilă, forță tăietoare capabilă la starea limită de incendiu ($M_{f_i,t,Rd}$, $M_{b,f_i,t,Rd}$, $N_{f_i,t,Rd}$, $N_{b,f_i,t,Rd}$, $T_{f_i,t,Rd}$).

Efortul capabil $R_{f_i,d,t}$, la timpul t va fi determinat funcție de distribuția temperaturii în secțiunea transversală și de tipul de solicitare. Slăbirea secțiunii datorată găurilor pentru nituri sau șuruburi nu se ia în considerare.

Alternativ, verificarea poate fi făcută din condiția de temperatură. Capacitatea portantă a unui element structural din oțel se consideră asigurată după un timp t la un foc dat, dacă este îndeplinită condiția:

$$\theta_{a,t} \leq \theta_{a,cr} \quad (5.3)$$

unde $\theta_{a,t}$ este temperatura secțiunii de oțel la timpul t ,

$\theta_{a,cr}$ este temperatura critică a elementului (pentru care $E_{f_i,d} = R_{f_i,d,t}$).

Rezistența îmbinărilor între elementele structurale nu trebuie verificată, dacă rezistența termică a protecției la foc a îmbinării $(d_f/\lambda_f)_c$ este mai mare decât valoarea minimă a rezistențelor termice a protecției la foc a elementelor structurale care se îmbină $(d_p/\lambda_p)_i, i = \overline{1, m}$,

unde d_p este grosimea protecției la foc, care se va lua $d_p=0$ pentru elementele neprotejate,

λ_p este conductivitatea termică efectivă a materialului de protecție,

m este numărul elementelor structurale care se îmbină.

5.3.1 Clasificarea secțiunilor transversale

În calculul de verificare la foc, clasificarea elementelor structurale va fi făcută în concordanță cu relația caracteristică σ - ε a oțelului pentru alungirea specifică corespunzătoare nivelului de temperatură considerat. Un element comprimat poate fi clasificat ca și în cazul temperaturii normale, fără nici o modificare. O grindă simplu rezemată, expusă la foc pe trei fețe, având un planșeu mixt sau de beton pe cea de-a patra față, poate fi clasificată ca și în cazul temperaturii normale fără nici o modificare.

Orice alt element poate fi clasificat ca și pentru temperatura normală, după cum urmează:

⇒ pentru Clasa 3, fără nici o modificare;

⇒ pentru Clasa 1 sau Clasa 2, folosind o valoare modificată a lui ε dată de:

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235 k_{E,\theta}}{f_y k_{y,\theta}}} \quad (5.4)$$

unde $k_{E,\theta}$ este factorul de reducere a modulului de elasticitate longitudinal, la temperatura θ ,

$k_{y,\theta}$ este factorul de reducere a limitei de curgere, la temperatura θ .

Vom reaminti mai jos clasificarea secțiunilor transversale, după cum este definită în EC3:

Clasa 1 secțiuni transversale – capabile să permită formarea articulațiilor plastice, iar rotirea sub moment constant este cea necesară pentru redistribuirea momentelor încovoietoare pe structură;

- Clasa 2 secțiuni transversale, capabile să permită formarea articulațiilor plastice în secțiune, însă fenomenul de voalare nu permite rotirea sub moment constant și nici redistribuirea plastică a eforturilor;
- Clasa 3 secțiuni transversale la care efortul calculat la fibra extremă comprimată poate atinge limita de curgere, însă fenomenul de voalare poate împiedica dezvoltarea momentului plastic;

5.3.2 Temperatura critică

Normativul permite verificarea elementelor structurale fie din condiția de echilibru static (relația 5.2), fie din condiția de echilibru termic (relația 5.3). Condiția de echilibru static nu poate fi aplicată într-un calcul manual, pentru că termenul drept al inegalității, efortul capabil la starea limită de incendiu este dependent de temperatură și implicit de timp. Acest lucru duce la necesitatea unui calcul iterativ, care nu poate fi făcut manual. El este în schimb folosit în programele de calcul cu calculatorul, bazate pe modelul simplu. Dealtfel, programul FOCSI, folosește această condiție pentru determinarea temperaturii critice a unui element.

Astfel, în cazul aplicării modelului simplu într-un calcul manual se folosește condiția de temperatură, sau așa numita metodă a temperaturii critice. Metoda temperaturii critice are avantajul că permite elaborarea de abace și nomograme de calcul care pot fi folosite în determinarea temperaturii critice, printr-un calcul manual.

Aplicarea metodei temperaturii critice implică parcurgerea a doi pași esențiali în calculul sau verificarea unui element structural la starea limită de incendiu:

1. Stabilirea temperaturii critice pentru un element (termenul drept al ecuației 5.3)
2. Determinarea creșterii temperaturii pe secțiunea transversală (termenul stâng al ecuației 5.3)

Vom face câteva precizări importante mai jos, pentru a semnală o capcană în care cad foarte mulți ingineri la începutul aplicării metodei temperaturii critice:

- ⇒ Cei doi termeni ai condiției de temperatură 5.3, sunt decuplați, temperatura critică pe de o parte, respectiv creșterea de temperatură pe de altă parte.
- ⇒ Temperatura critică a unui element de construcție NU depinde de protecția sa, sau de curba termică de solicitare, ci doar de:
 - ⇒ Tipul de solicitare (întindere, compresiune, etc.)
 - ⇒ Condițiile de rezemare
 - ⇒ Caracteristicile geometrice ale secțiunii (arie, moment de inerție, etc.)
 - ⇒ Tipul de oțel
- ⇒ Creșterea temperaturii pe secțiunea transversală, depinde în schimb de:
 - ⇒ Forma secțiunii prin factorul de formă
 - ⇒ Curba de temperatură (ISO, curbă hidrocarbon, etc.)
 - ⇒ Caracteristicile materialului de protecție (grosime, conductivitate termică, etc.)

Temperatura critică a elementului de oțel, $\theta_{a,cr}$ la timpul t , pentru care efortul capabil $R_{f,d,t} = E_{f,d}$ se va calcula, pentru orice grad de utilizare μ_0 la timpul $t = 0$ de la $\mu_0 = 0,01$ la $\mu_0 = 1,0$ folosind relația [20]:

$$\theta_{a,cr} = 39,19 \ln \left[\frac{1}{0,9674 \mu_0^{3,833}} - 1 \right] + 482 \quad (5.5)$$

Valorile lui $\theta_{a,cr}$ pentru valori ale lui μ_0 de la 0,2 la 0,9 sunt date în Tabelul 5.1.

Tabelul 5.1 Valorile temperaturii $\theta_{a,cr}$ funcție de gradul de utilizare μ_0

μ_0	$\theta_{a,cr}$	μ_0	$\theta_{a,cr}$	μ_0	$\theta_{a,cr}$
0.20	725	0.44	605	0.68	531
0.22	711	0.46	598	0.70	526
0.24	698	0.48	591	0.72	520
0.26	685	0.50	585	0.74	514
0.28	674	0.52	578	0.76	508
0.30	664	0.54	572	0.78	502
0.32	654	0.56	566	0.80	496
0.34	645	0.58	560	0.82	490
0.36	636	0.60	554	0.84	483
0.38	628	0.62	549	0.86	475
0.40	620	0.64	543	0.88	467
0.42	612	0.66	537	0.90	458

Gradul de utilizare μ_0 la timpul $t = 0$ se va obține din:

$$\mu_0 = \frac{E_{f_i,d}}{R_{f_i,d,0}} \quad (5.6)$$

unde $R_{f_i,d,0}$ este valoarea lui $R_{f_i,d,t}$ la timpul $t = 0$.

5.3.3 Determinarea eforturilor de calcul la starea limită de incendiu

Cum s-a văzut în paragraful precedent, pentru determinarea temperaturii critice a unui element structural, este necesară determinarea efortului de calcul la starea limită de incendiu. Principiul care a stat la baza stabilirii relațiilor privind determinarea eforturilor la starea limită de incendiu în EC3, Part 1.2, a fost cel de referire la relațiile prevăzute la rece, pentru simplitatea aplicării lor. Se va face o prezentare critică a acestor relații în capitolul următor.

Nu se intenționează să se prezinte în detaliu fiecare caz de solicitare și fiecare relație de calcul, ci doar de a introduce cazurile de solicitare prescrise în normativ.

5.3.3.1 Elemente întinse din oțel

Forța axială capabilă la întindere $N_{f_i,t,Rd}$ la timpul t , a unui element structural solicitat la întindere având o distribuție de temperatură neuniformă pe secțiunea transversală se va determina cu relația:

$$N_{f_i,t,Rd} = \sum_{i=1}^n \frac{A_i k_{y,\theta_i} f_y}{\gamma_{M,f_i}} \quad (5.7)$$

unde A_i este o suprafață elementară din secțiunea transversală la temperatura θ_i (vezi Figura 5.1)

k_{y,θ_i} este factorul de reducere a limitei de curgere a oțelului la temperatura θ_i ;

θ_i este temperatura suprafeței elementare A_i (vezi Figura 5.1).

Alternativ, forța axială capabilă $N_{fi,t,Rd}$, poate fi luată acoperitor egală cu forța axială capabilă $N_{fi,\theta,Rd}$ a unui element structural solicitat la întindere având o distribuție uniformă de temperatură θ_a pe secțiunea transversală, egală cu temperatura maximă a oțelului $\theta_{a,max}$, atinsă la timpul t . Forța axială capabilă $N_{fi,\theta,Rd}$, a unui element solicitat la întindere având o distribuție uniformă de temperatură pe secțiunea transversală, θ_a , se va determina cu relația:

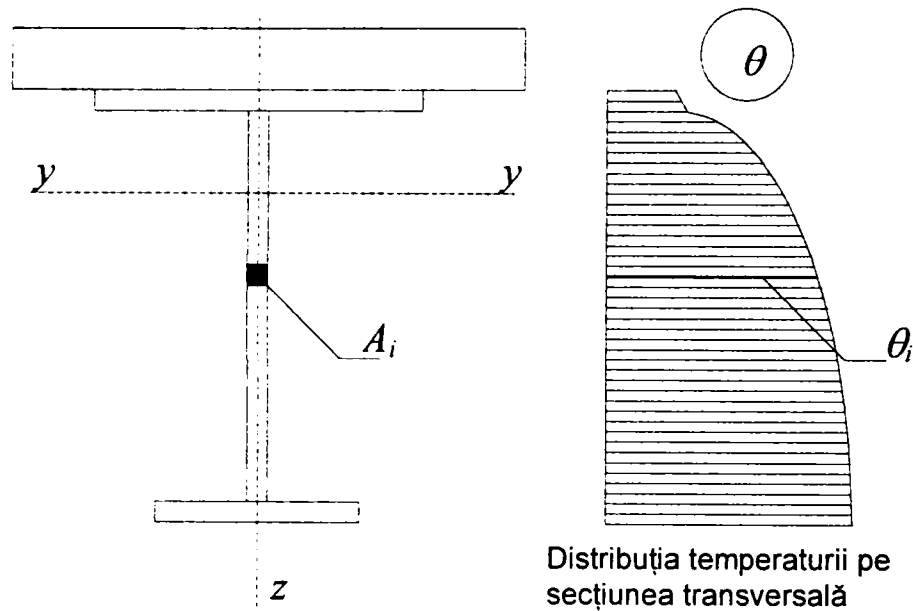


Figura 5.1 Distribuția de temperatură și ariile elementare ale secțiunilor din oțel

$$N_{fi,\theta,Rd} = k_{y,\theta} \frac{\gamma_{M,1}}{\gamma_{M,fi}} \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M_0}} \quad (5.8)$$

- unde $k_{y,\theta}$ este factorul de reducere a limitei de curgere a oțelului la temperatura θ_a ,
 f_y este limita de curgere la 20°C,
 A este aria netă a secțiunii transversale,
 $\gamma_{M,fi}$ este coeficientul parțial de siguranță la starea limită de incendiu, $\gamma_{M,fi}=1,1$,
 $\gamma_{M,1}$ este un coeficient parțial de siguranță, $\gamma_{M,1}=1,1$,
 γ_{M_0} este un coeficient parțial de siguranță, $\gamma_{M_0}=1,1$,

5.3.3.2 Elemente comprimate

Forța axială capabilă la compresiune cu flambaj $N_{b,fi,t,Rd}$ la timpul t , a unui element solicitat la compresiune centrică, având secțiunea transversală din Clasa 1, Clasa 2 sau Clasa 3, se va determina cu relația:

$$N_{b,fi,t,Rd} = \left[\frac{\chi_{fi}}{1,2} \right] \frac{A \cdot k_{y,\theta,max} \cdot f_y}{\gamma_{M,fi}} \quad (5.9)$$

- unde χ_{fi} este coeficientul de flambaj la starea limită de incendiu;

$k_{y,\theta,\max}$ este factorul de reducere a limitei de curgere a oțelului la temperatura maximă a oțelului $\theta_{a,\max}$ atinsă la timpul t .

Notă: Constanta 1,2 este un factor de corecție care ia în considerare mai multe efecte, inclusiv diferența între deformația la rupere comparată cu $\varepsilon_{y,\theta}$.

Valoarea lui χ_{fi} se va determina cu relația [20]:

$$\chi_{fi} = \frac{1}{\phi_{fi} + \sqrt{\phi_{fi}^2 - \bar{\lambda}_{\theta,\max}^2}}, \text{ dar } \chi_{fi} \leq 1 \quad (5.10)$$

în care:

$$\phi_{fi} = 0,5 \left[1 + \alpha_c (\bar{\lambda}_{\theta,\max} - 0,2) + \bar{\lambda}_{\theta,\max}^2 \right] \quad (5.11)$$

$$\bar{\lambda}_{\theta,\max} = [\beta_A]^{0,5} (\lambda_{fi} / \lambda_1) \sqrt{k_{y,\theta,\max} / k_{E,\theta}} \quad (5.12)$$

$$\lambda_1 = \pi [E / f_y]^{0,5} \quad (5.13)$$

$$\beta_A = 1$$

$\bar{\lambda}_{\theta,\max}$ este coeficientul de zveltețe redus corespunzătoare temperaturii $\theta_{a,\max}$,

α_c este un factor de imperfecțiune corespunzător curbei "C" de flambaj $\alpha_c = 0,49$,

λ_{fi} este coeficientul de zveltețe la starea limită de incendiu care se ia valoarea

maximă dintre $\left(\frac{l_{fi,y}}{i_y}, \frac{l_{fi,z}}{i_z} \right)$,

$l_{fi,y}, l_{fi,z}$ sunt lungimile de flambaj la starea limită de incendiu,

E modulul de elasticitate la 20°C.

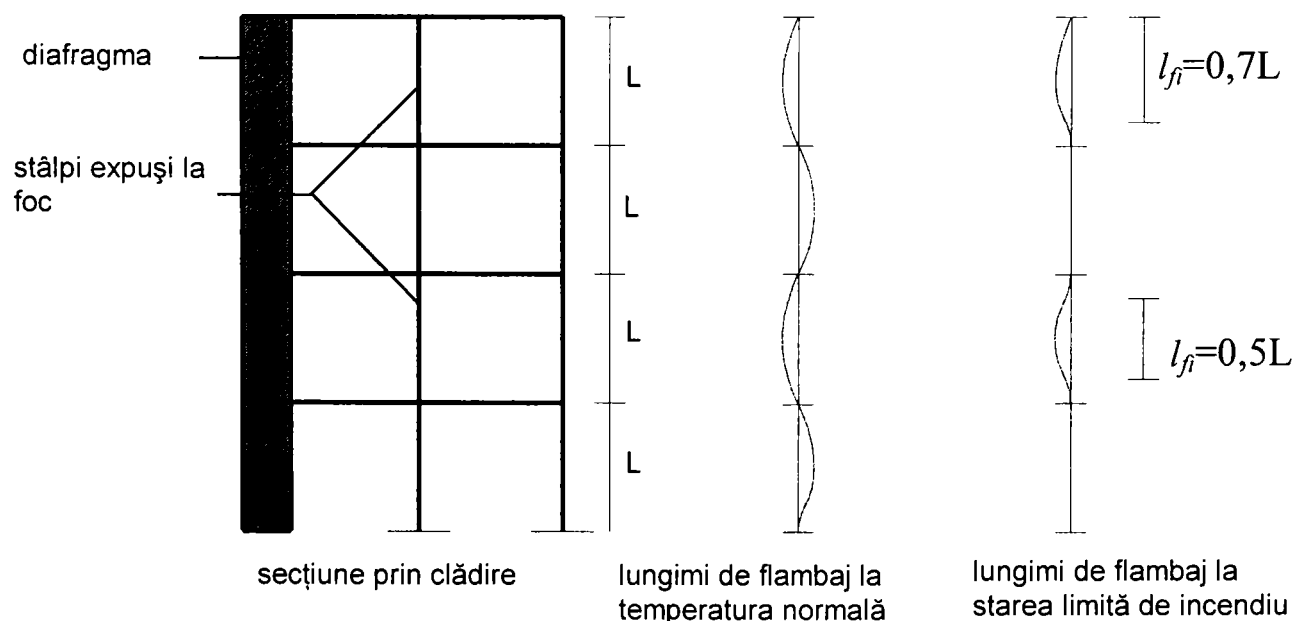


Figura 5.2 Lungimile de flambaj ale stâlpilor la cadre cu noduri fixe.

Lungimea de flambaj a unui stâlp l_{fi} în verificarea la starea limită de incendiu va fi determinată ca în cazul calculului la temperatura normală. Excepție fac cadrele cu noduri fixe, unde

lungimea de flambaj a unui stâlp l_{fi} , se va calcula, considerându-l încastrat la nivelul etajelor adiacente compartimentului cu foc, dacă rezistența la foc a elementelor structurii care separă aceste compartimente nu este mai mică decât rezistența la foc a stâlpului.

În cazul unei structuri în cadre în care fiecare etaj reprezintă un compartiment cu foc cu suficientă rezistență la foc, la un etaj intermediar lungimea de flambaj a unui stâlp se va lua $l_{fi} = 0,5L$ și la ultimul etaj, lungimea de flambaj $l_{fi} = 0,7L$ unde L este lungimea de calcul a etajului respectiv, vezi Figura 5.2.

5.3.3.3 Elemente încovoiate cu secțiuni din Clasa 1 sau Clasa 2

Momentul încovoietor capabil $M_{fi,t,Rd}$ la timpul t a unei grinzi cu secțiunea din Clasa 1 sau Clasa 2 având o distribuție neuniformă de temperatură pe secțiunea transversală se va determina cu relația:

$$M_{fi,t,Rd} = \sum_{i=1}^n \frac{A_i z_i k_{y,\theta,t} f_{y,i}}{\gamma_{M,fi}} \quad (5.14)$$

unde z_i este distanța de la axa neutră plastică la axa centrală (ce trece prin centrul de greutate) a suprafeței elementare de arie A_i . z_i este distanța algebrică, considerată pozitivă pe zona comprimată, respectiv negativă pe zona întinsă a secțiunii transversale (vezi Figura 5.3),

$f_{y,i}$ este limita de curgere f_y pe suprafața elementară A_i considerată pozitivă pe zona comprimată a secțiunii transversale și negativă pe zona întinsă,

$k_{y,\theta,t}$ este factorul de reducere a limitei de curgere f_y pe suprafața elementară A_i .

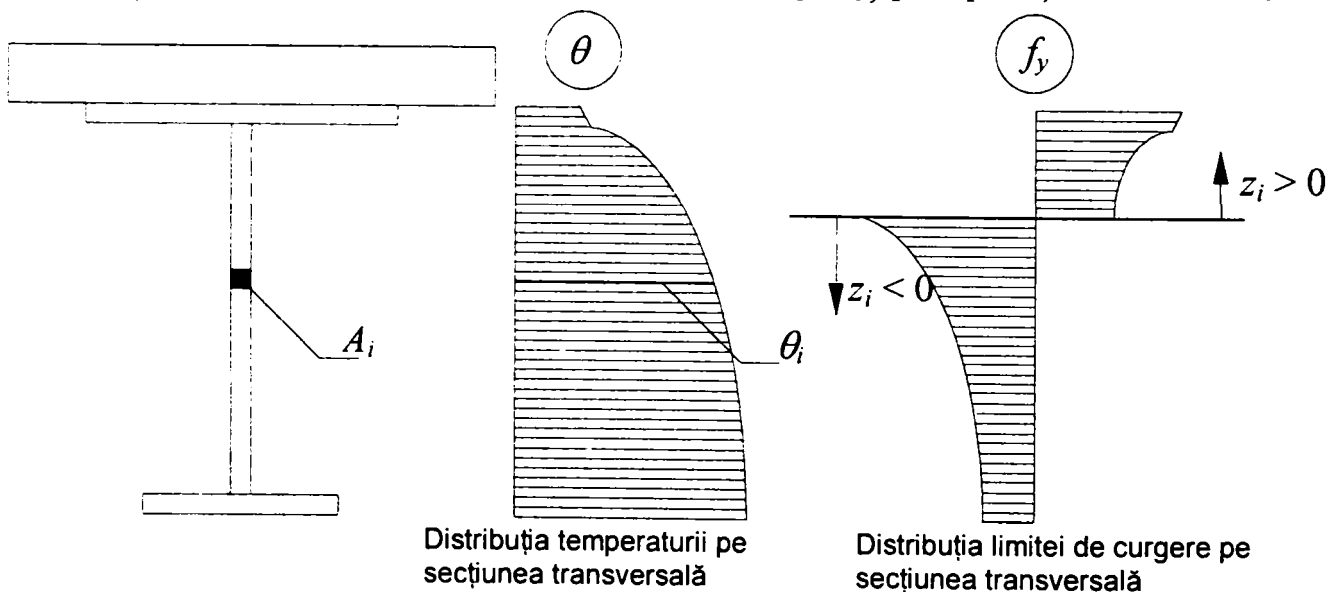


Figura 5.3 Axa neutră plastică în cazul încovoierii

Axa neutră plastică a secțiunilor din Clasa 1 sau Clasa 2 având o distribuție neuniformă de temperatură este acea axă care satisface criteriul:

$$\sum_{i=1}^n A_i k_{y,\theta,t} f_{y,i} = 0 \quad (5.15)$$

Alternativ, momentul încovoietor capabil $M_{fi,t,Rd}$ la timpul t pentru secțiuni din Clasa 1 sau Clasa 2 având o distribuție neuniformă de temperatură poate fi determinat acoperitor cu relația:

$$M_{fi,t,Rd} = \frac{M_{fi,\theta,Rd}}{\kappa_1 \kappa_2} \quad (5.16)$$

unde $M_{fi,\theta,Rd}$ este momentul încovoietor capabil pentru o temperatură uniformă θ_a egală cu temperatura maximă a oțelului $\theta_{a,max}$ atinsă la timpul t ;

κ_1 este un factor de adaptare pentru temperatura neuniformă pe secțiunea transversală,

κ_2 este un factor de adaptare pentru temperatura neuniformă de-a lungul grinzii,

Momentul încovoietor capabil $M_{fi,\theta,Rd}$ a unei secțiuni din Clasa 1 sau Clasa 2 având o distribuție uniformă de temperatură θ_a se va determina cu relația:

$$M_{fi,\theta,Rd} = k_{y,\theta} \left[\frac{\gamma_{M,1}}{\gamma_{M,fi}} \right] \frac{W_{pl} f_y}{\gamma_{M_0}} \quad (5.17)$$

unde $k_{y,\theta}$ este factorul de reducere a limitei de curgere a oțelului la temperatura θ_a ,

W_{pl} este modulul de rezistență plastic al secțiunii transversale.

Dacă forța tăietoare de calcul $V_{fi,Ed}$ depășește 50% din valoarea forței tăietoare capabile $V_{fi,t,Rd}$, momentul încovoietor capabil $M_{fi,\theta,Rd}$ a unei secțiuni din Clasa 1 sau Clasa 2 având o distribuție uniformă de temperatură θ_a se va determina cu relația:

a) în cazul secțiunilor cu tălpi egale, încovoiate după axa de maximă inerție:

$$M_{fi,\theta,Rd} = k_{y,\theta} \left[\frac{\gamma_{M,1}}{\gamma_{M,fi}} \right] \left(W_{pl} - \frac{\rho A_v^2}{4t_w} \right) \frac{f_y}{\gamma_{M_0}} \quad (5.18)$$

unde:

$$\rho = \left(2V_{fi,Ed} / V_{fi,t,Rd} - 1 \right)^2 \quad (5.19)$$

A_v este aria secțiunii transversale la tăiere,

t_w este grosimea inimii,

$V_{fi,t,Rd}$ este forța tăietoare capabilă la starea limită de incendiu.

b) în celelalte cazuri:

$$M_{fi,\theta,Rd} = k_{y,\theta} \left[\frac{\gamma_{M,1}}{\gamma_{M,fi}} \right] (1 - \rho) \frac{W_{pl} f_y}{\gamma_{M_0}} \quad (5.20)$$

Dacă coeficientul de zveltețe redus $\bar{\lambda}_{LT,\theta,max}$ corespunzătoare temperaturii maxime a oțelului $\theta_{a,max}$, atinsă la timpul t , nu depășește 0,4 nu se ține seama de flambajul lateral prin încovoiere răsucire. Dacă $\bar{\lambda}_{LT,\theta,max} > 0,4$, momentul capabil la încovoiere ținând seama de flambajul lateral prin încovoiere răsucire $M_{b,fi,t,Rd}$, la timpul t al unei grinzi nefixată lateral, din Clasa 1 sau Clasa 2 de secțiune se va determina cu relația:

$$M_{b,fi,t,Rd} = \left[\frac{\chi_{LT,fi}}{1,2} \right] \frac{W_{pl,y} k_{y,\theta,max} f_y}{\gamma_{M,fi}} \quad (5.21)$$

unde $\chi_{LT,fi}$ este coeficientul de flambaj, în cazul flambajului lateral prin încovoiere răsucire în calculul la starea limită de incendiu;
 $k_{y,\theta,max}$ este factorul de reducere a limitei de curgere a oțelului la temperatura maximă $\theta_{a,max}$, atinsă la timpul t .

Valoarea lui $\chi_{LT,fi}$ se va determina cu relația [20]:

$$\chi_{LT,fi} = \frac{1}{\phi_{LT,fi} + \sqrt{\phi_{LT,fi}^2 - \bar{\lambda}_{LT,\theta,max}^2}}, \text{ dar } \chi_{LT,fi} \leq 1 \quad (5.22)$$

în care:

$$\phi_{LT,fi} = 0,5 \left[1 + \alpha_{LT} (\bar{\lambda}_{LT,\theta,max} - 0,2) + \bar{\lambda}_{LT,\theta,max}^2 \right] \quad (5.23)$$

$$\bar{\lambda}_{LT,\theta,max} = [\beta_w]^{0,5} \left[\frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \right] \sqrt{\frac{k_{y,\theta,max}}{k_{E,\theta}}} \quad (5.24)$$

$$\lambda_1 = \pi [E/f_y]^{0,5} \quad (5.25)$$

$$\beta_w = 1$$

$\bar{\lambda}_{LT,\theta,max}$ este zveltețea redusă corespunzătoare temperaturii $\theta_{a,max}$,

α_{LT} un coeficient de imperfecțiune care se va lua:

$\alpha_{LT} = 0,21$ pentru secțiuni laminate (curba de flambaj "A")

$\alpha_{LT} = 0,49$ pentru secțiuni din tablă sudate (curba de flambaj "C")

λ_{LT} este coeficientul de zveltețe în cazul flambajului prin încovoiere răsucire.

Forța tăietoare capabilă $V_{fi,t,Rd}$ la timpul t pentru secțiunile din Clasa 1 sau Clasa 2 având o distribuție neuniformă de temperatură se determină cu relația:

$$V_{fi,t,Rd} = \frac{k_{y,\theta,max}}{\kappa_1 \kappa_2} \left[\frac{\gamma_{M,1}}{\gamma_{M,fi}} \right] \frac{A_v (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M_0}} \quad (5.26)$$

unde: A_v este aria secțiunii transversale la tăiere.

Valoarea factorului de adaptare κ_1 ce ține seama de distribuția neuniformă a temperaturii pe secțiunea transversală se va lua după cum urmează:

⇒ pentru o grindă expusă pe toate patru fețele $\kappa_1 = 1,0$;

⇒ pentru o grindă expusă pe trei fețe, cu planșeu pe fața a patra $\kappa_1 = 0,70$.

Valoarea factorului de adaptare κ_2 ce ține seama de distribuția neuniformă a temperaturii de-a lungul grinzii se va lua după cum urmează:

⇒ în reazemele grinzilor static nedeterminate $\kappa_2 = 0,85$;

⇒ în toate celelalte cazuri $\kappa_2 = 1,0$.

5.3.3.4 Elemente cu secțiuni din Clasa 1, 2 sau 3, solicitate la încovoiere cu compresiune

Elementele având secțiunea transversală din Clasa 1 sau 2, solicitate la încovoiere cu compresiune axială, când flambajul lateral prin încovoiere răsucire este împiedicat se vor verifica cu relația:

$$\left[\frac{\chi_{fi}}{1,2} \right] \frac{N_{fi,Ed}}{\gamma_{M,fi} Ak_{y,\theta,\max} f_y} + \frac{k_{y,fi} M_{y,fi,Ed}}{W_{pl,y} k_{y,\theta,\max} f_y \gamma_{M,fi}} + \frac{k_{z,fi} M_{z,fi,Ed}}{W_{pl,z} k_{y,\theta,\max} f_y \gamma_{M,fi}} \leq 1 \quad (5.27)$$

în care:

$$k_{y,fi} = 1 - \frac{\mu_y N_{fi,Ed}}{\left[\frac{\chi_{y,fi}}{1,2} \right] Ak_{y,\theta,\max} f_y}, \text{ dar } k_{y,fi} \leq 1,5 \quad (5.28)$$

$$\mu_y = \bar{\lambda}_{y,fi} (2\beta_{M,y} - 4) + \left[\frac{W_{pl,y} - W_{el,y}}{W_{el,y}} \right], \text{ dar } \mu_y \leq 0,90 \quad (5.29)$$

$$k_{z,fi} = 1 - \frac{\mu_z N_{fi,Ed}}{\left[\frac{\chi_{z,fi}}{1,2} \right] Ak_{y,\theta,\max} f_y}, \text{ dar } k_{z,fi} \leq 1,5 \quad (5.30)$$

$$\mu_z = \bar{\lambda}_{z,fi} (2\beta_{M,z} - 4) + \left[\frac{W_{pl,z} - W_{el,z}}{W_{el,z}} \right], \text{ dar } \mu_z \leq 0,90 \quad (5.31)$$

$\chi_{y,fi}, \chi_{z,fi}$ sunt coeficienții de flambaj la starea limită de incendiu,
 χ_{fi} este minimul dintre coeficienții de flambaj $\chi_{y,fi}, \chi_{z,fi}$,
 $\bar{\lambda}_{y,fi}, \bar{\lambda}_{z,fi}$ sunt coeficienții reduși de zveltețe,
 $\beta_{M,y}, \beta_{M,z}$ sunt factorii de reducere a momentului (vezi Tabelul 5.2),
 $W_{pl,y}, W_{pl,z}$ sunt modulii de rezistență plastici,
 $W_{el,y}, W_{el,z}$ sunt modulii de rezistență elastici.

Elementele având secțiunea transversală din Clasa 1 sau 2, solicitate la încovoiere cu compresiune axială, dar la care flambajul lateral prin încovoiere răsucire poate fi un mod de cedare se vor verifica cu relația:

$$\left[\frac{\chi_{z,fi}}{1,2} \right] \frac{N_{fi,Ed}}{\gamma_{M,fi} Ak_{y,\theta,\max} f_y} + \left[\frac{\chi_{LT,fi}}{1,2} \right] \frac{k_{LT,fi} M_{y,fi,Ed}}{W_{pl,y} k_{y,\theta,\max} f_y \gamma_{M,fi}} + \frac{k_{z,fi} M_{z,fi,Ed}}{W_{pl,z} k_{y,\theta,\max} f_y \gamma_{M,fi}} \leq 1 \quad (5.32)$$

în care:

$$k_{LT,fi} = 1 - \frac{\mu_{LT} N_{fi,Ed}}{\left[\frac{\chi_{z,fi}}{1,2} \right] Ak_{y,\theta,\max} f_y}, \text{ dar } k_{LT,fi} \leq 1 \quad (5.33)$$

$$\mu_{LT} = 0,15(\bar{\chi}_{z,u}\beta_{M,LT} - 1), \text{ dar } \mu_{LT} \leq 0,90 \quad (5.34)$$

unde $\beta_{M,LT}$ este factorul de reducere a momentului încovoietor în cazul flambajului lateral prin încovoiere răsucire (vezi Tabelul 5.2),

$\chi_{LT,u}$ este coeficientul de flambaj, în cazul flambajului lateral prin încovoiere răsucire în calculul la starea limită de incendiu.

Factorii de reducere (corecție) ai momentului încovoietor $\beta_{M,y}, \beta_{M,z}, \beta_{M,LT}$ vor fi obținuți din Tabelul 5.3 funcție de forma diagramei de moment încovoietor între punctele de fixare, după cum urmează:

Tabelul 5.2 Factorii de reducere ai momentului încovoietor

Factor:	momentul în jurul axei:	Fixare după direcția:
$\beta_{M,y}$	y - y	z - z
$\beta_{M,z}$	z - z	y - y
$\beta_{M,LT}$	y - y	y - y

5.3.4 Determinarea creșterii temperaturii pe secțiunea transversală

5.3.4.1 Secțiuni neprotejate

Pentru o distribuție de temperatură considerată uniformă pe secțiunea transversală, creșterea temperaturii $\Delta\theta_{a,t}$, într-un element structural neprotejat, în intervalul de timp Δt se va determina cu relația:

$$\Delta\theta_{a,t} = \frac{1}{c_a \rho_a} \frac{A_m}{V} \dot{h}_{net,d} \Delta t \quad (5.35)$$

unde c_a este căldura specifică a oțelului [J/kgK],

ρ_a este densitatea oțelului [kg/m³],

A_m/V este factorul de formă a secțiunii neprotejate [m⁻¹],


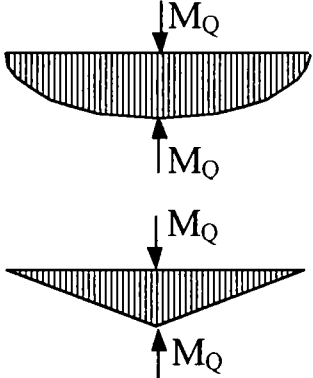
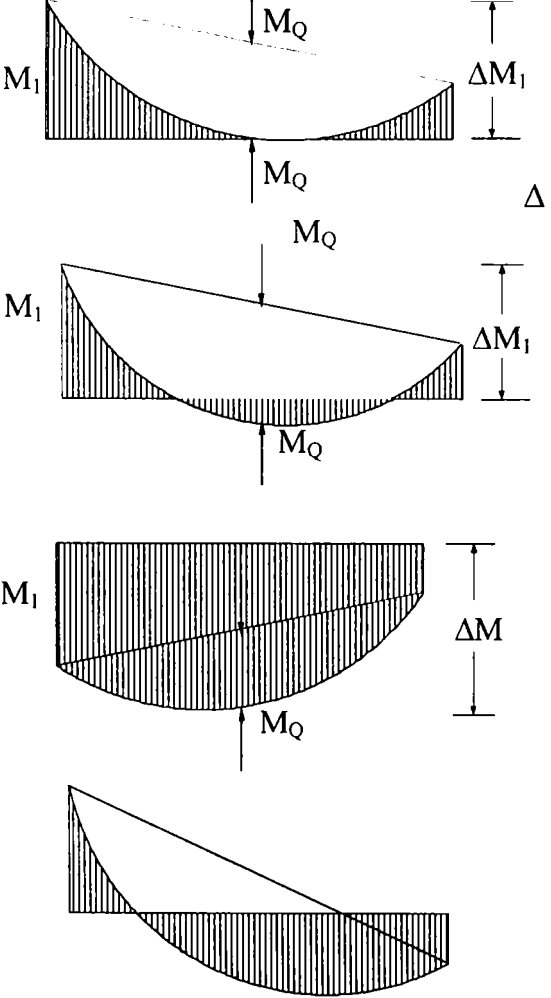
A_m este suprafața expusă la foc a elementului pe unitatea de lungime [m²/m],

V este volumul elementului pe unitatea de lungime [m³/m],

$\dot{h}_{net,d}$ este valoarea de calcul a fluxului termic net pe unitatea de suprafață [W/m²],

Δt este intervalul de timp [sec]. Valoarea Δt trebuie luată cel mult 5 secunde.

Tabelul 5.3 Factorii de reducere (corecție) ai momentului

Forma diagramei de moment	Coeficientul de reducere β_M
<p>Momente de capăt:</p>  <p>M_1 ψM_1</p> <p>$-1 \leq \psi \leq 1$</p>	$\beta_{M,\psi} = 1,8 - 0,7\psi$
<p>Momente din încărcări pe grindă:</p>  <p>M_Q</p> <p>M_Q</p> <p>M_Q</p> <p>M_Q</p>	$\beta_{M,Q} = 1,3$ $\beta_{M,Q} = 1,4$
<p>Momente de capăt și din încărcări:</p>  <p>M_1 M_Q ΔM_1 Δ</p> <p>M_1 M_Q ΔM_1</p> <p>M_1 M_Q ΔM</p> <p>M_1 M_Q</p>	$\beta_M = \beta_{M,\psi} + \frac{M_Q}{\Delta M} (\beta_{M,Q} - \beta_{M,\psi})$ $M_Q = \max M \text{ doar din încărcările pe grindă}$ $\Delta M = \begin{cases} \max M & \text{pentru diagrama de moment fara schimbare de semn} \\ \max M + \min M & \text{pentru diagrama de moment cu schimbare de semn} \end{cases}$

5.3.4.2 Secțiuni protejate

Pentru o temperatură uniform distribuită pe secțiunea transversală, creșterea temperaturii $\Delta\theta_{a,t}$, într-un element structural protejat, în intervalul de timp Δt se va determina cu relația:

$$\Delta\theta_{a,t} = \frac{\lambda_p/d_p}{c_a\rho_a} \frac{A_p}{V} \left[\frac{1}{1+\phi/3} \right] (\theta_{g,t} - \theta_{a,t}) \Delta t - (e^{\phi/10} - 1) \Delta\theta_{g,t}, \text{ dar } \Delta\theta_{a,t} \geq 0 \quad (5.36)$$

în care:

$$\phi = \frac{c_p\rho_p}{c_a\rho_a} d_p \frac{A_p}{V} \quad (5.37)$$

unde A_p/V este factorul de formă a secțiunii pentru elementul de oțel izolat prin materialul de protecție,

A_p este aria materialului de protecție pe unitatea de lungime a elementului structural,

V este volumul elementului pe unitatea de lungime,

c_a este căldura specifică a oțelului [J/kgK],

c_p este căldura specifică a materialului de protecție [J/kgK],

d_p este grosimea materialului de protecție [m],

Δt este intervalul de timp [sec], nu mai mare de 30 de secunde,

$\theta_{a,t}$ este temperatura oțelului la timpul t ,

$\theta_{g,t}$ este temperatura gazului ambiant la timpul t ,

$\Delta\theta_{g,t}$ este creșterea temperaturii gazului ambiant în intervalul de timp Δt ,

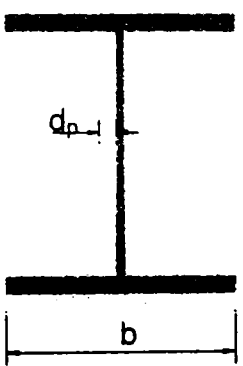
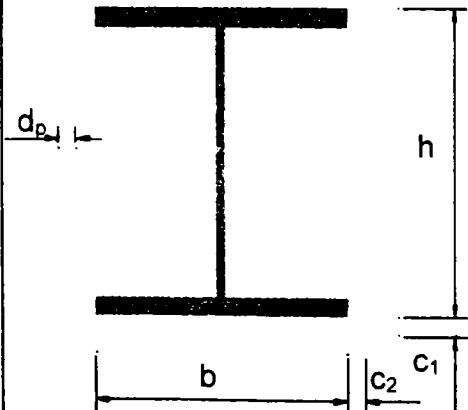
λ_p este conductivitatea termică a materialului de protecție la foc corespunzătoare temperaturii medii a protecției și grosimii izolației [W/mK],

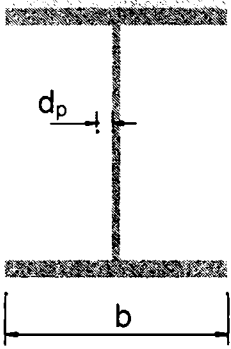
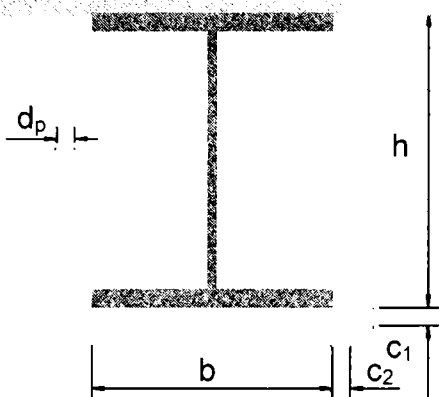
ρ_a este densitatea specifică a oțelului [kg/m³],

ρ_p este densitatea materialului de protecție la foc [kg/m³].

Determinarea factorului de formă al secțiunii, în cazul secțiunilor protejate, este explicat în Tabelul 5.4.

Tabelul 5.4 Determinarea factorului de formă pentru secțiuni protejate

Secțiunea transversală		A_p/V
Protecție contur: 	Protecție în carcasă ¹⁾ : 	Protecție contur: $\frac{\text{Perimetrul secțiunii}}{\text{Aria secțiunii}}$ Protecție în carcasă: $\frac{2 \cdot (b + h)}{\text{aria secțiunii}}$

<p>Protecție contur expusă la foc pe trei fețe:</p> 	<p>Protecție în carcasă ¹⁾ expusă la foc pe trei fețe:</p> 	<p>Protecție contur: $\frac{\text{perimetrul secțiunii} - b}{\text{aria secțiunii}}$</p> <p>Protecție în carcasă: $\frac{2 \cdot h + b}{\text{aria secțiunii}}$</p>
---	--	---

1) Distanțele c_1 și c_2 nu trebuie să depășească $h/4$.

Pentru materiale de protecție la foc cu procent mic de umezeală, calculul creșterii temperaturii în oțel $\Delta\theta_a$ poate fi modificat pentru a permite o întârziere a creșterii temperaturii când atinge 100°C . Această întârziere va fi determinată pe cale experimentală. Alternativ, timpul de întârziere, poate fi calculat cu relația:

$$t_{p,u} = \frac{p\rho_a d_p^2}{5\lambda_p} \quad (5.38)$$

unde p este procentul de umezeală.

5.4 Programul FOCSI 2000

5.4.1 Prezentare generală

Programul FOCSI 2000, a fost scris integral în Visual Basic. S-a adoptat acest limbaj de programare, datorită sintaxei ușoare și accesibile multor utilizatori, precum și faptului că este un mediu de dezvoltare vizual care permite crearea rapidă a interfeței grafice utilizator. În plus, varianta 5.0 a compilatorului permite o compilare completă a codului, asigurând viteze de execuție comparabile cu alte limbaje de programare care au fost folosite cu precădere în calculele științifice (FORTRAN, C).

Interfața grafică a programului a fost concepută în ideea folosirii programului de către un utilizator mediu, etapele de introducere a datelor necesare fiind despărțite pe ecrane individuale, asupra cărora se poate reveni pentru a modifica, sau corecta datele.

Programul este puternic structurat, folosind din plin împărțirea pe subrutine care permit o depanare ușoară a programului în faza de dezvoltare. Pentru că programul este foarte complex, aproximativ 2700 linii de cod, din care partea efectivă de calcul numeric o reprezintă cca. 2400 de linii de cod, nu vom putea prezenta integral algoritmi implementați în program. Se vor prezenta în continuare, pașii necesari calculului unui element solicitat la compresiune cu flambaj, respectiv schemele logice structurate ale calculului efectuat de program după introducerea datelor de intrare.

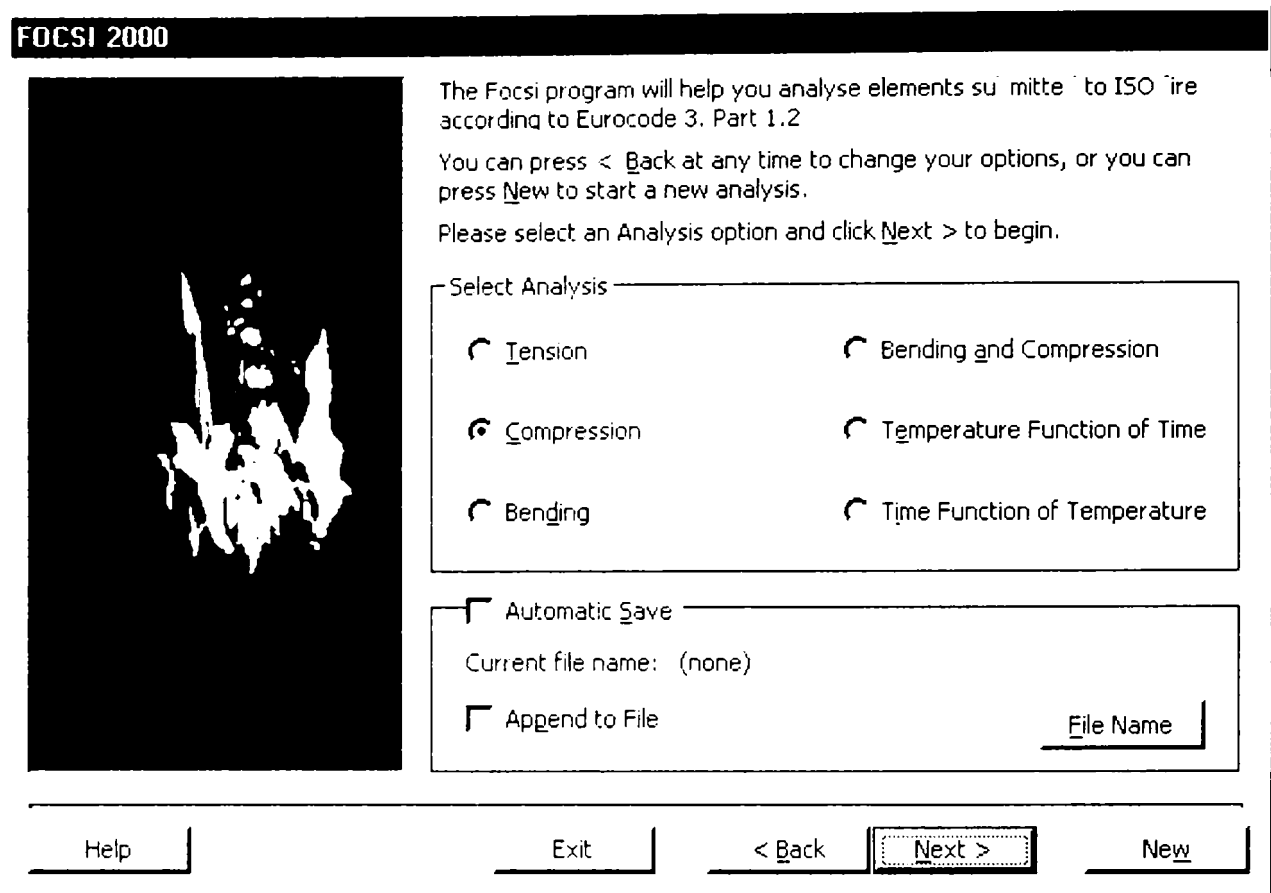


Figura 5.4 Selectarea tipului de analiză

O parte esențială a elaborării oricărui program de analiză, o reprezintă validarea. Validarea se poate face fie prin rezultate verificate din literatura de specialitate, fie prin rezultate obținute cu alte programe verificate, fie prin compararea cu rezultate obținute printr-un calcul manual. Programul FOCSI 2000, a fost validat pentru fiecare caz de analiză. Se va prezenta deasemenea un exemplu de validare al programului FOCSI în cazul elementelor solicitate la încovoiere cu compresiune.

Primul ecran al programului solicită selectarea tipului de analiză (vezi Figura 5.4). Programul permite:

- ⇒ Verificarea elementelor solicitate la întindere,
- ⇒ Verificarea elementelor solicitate la compresiune (cu flambaj),
- ⇒ Verificarea elementelor solicitate la încovoiere cu compresiune,
- ⇒ Calculul temperaturii critice funcție de timpul critic,
- ⇒ Calculul timpului critic funcție de temperatura critică.

În cazul nostru pe care-l prezentăm, utilizatorul va trebui să selecteze opțiunea Compresiune și să apese butonul Next > pentru a trece în următorul ecran.

Schema logică a calculului rezistenței la foc, pentru un element solicitat la compresiune este reprezentată în Figura 5.5.

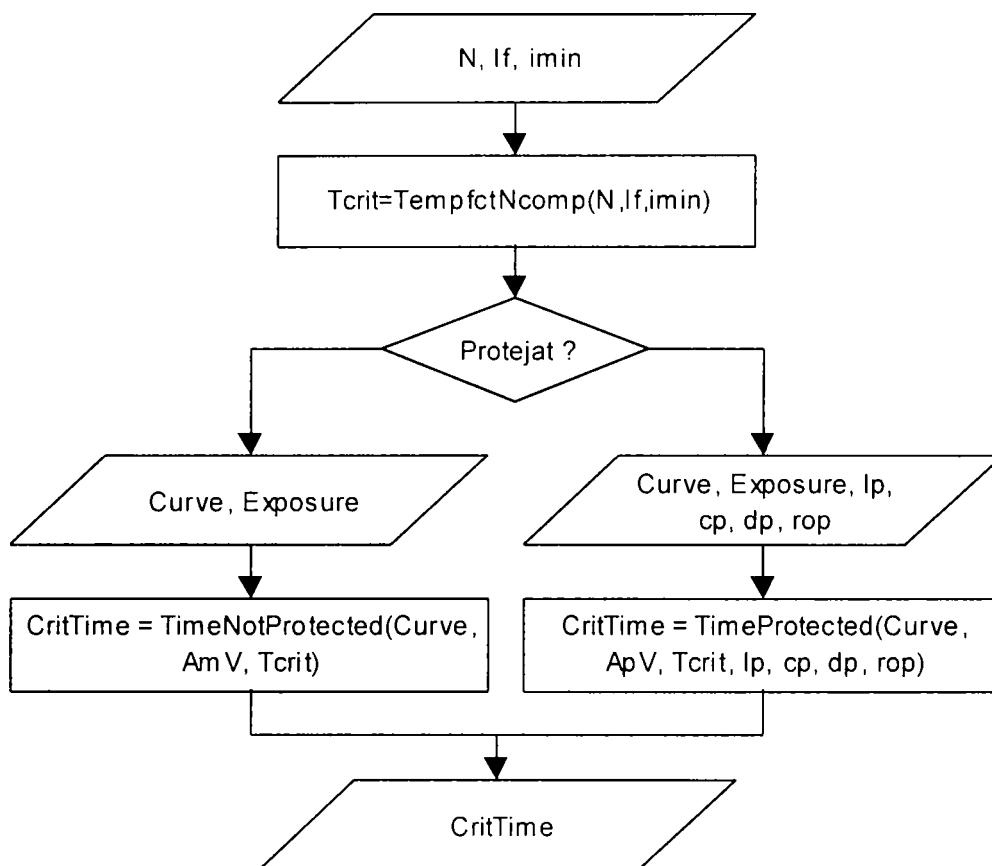


Figura 5.5 Schema logică pentru determinarea rezistenței la foc a unui element solicitat la compresiune

Element Submitted to Compression

Type of Cross-Section : IPE

Profile : IPE 200

Steel

Nominal steel grade and nominal yield strength at 20°C for a tickness less or equal than 40 mm :

Fe 360, $f_y = 235 \text{ N/mm}^2$

Buckling Mode

About Major Axis (y) About Minor Axis (z)

Buckling Length (In Fire Design Situation) : 400 cm

Compute

Critical Temperature/Time N_{cr} : 30 kN

Help Exit < Back Next > New

Figura 5.6 Introducerea datelor de intrare pentru un element solicitat la compresiune

Prima etapă o reprezintă introducerea datelor necesare calculului temperaturii critice (vezi Figura 5.6). În cazul compresiunii, datele de intrare necesare sunt:

- ⇒ secțiunea transversală (profilul)
- ⇒ marca de oțel
- ⇒ modul de flambaj (în jurul axei de inerție maximă y-y sau de inerție minimă z-z)
- ⇒ lungimea de flambaj
- ⇒ efortul de compresiune la starea limită de incendiu $N_{fi,d}$

În cazul în care nu există pericolul de pierdere a stabilității prin flambaj, se poate introduce o valoare mică pentru lungimea de flambaj, de exemplu 1 cm (în nici un caz 0, pentru a nu produce o ruină numerică).

Urmează o etapă de calcul, ascunsă utilizatorului, în care se determină temperatura critică. Temperatura critică este determinată de subrutina TempfctNcomp, care este apelată cu datele de intrare și returnează temperatura critică.

Subrutina TempfctNComp care determină temperatura critică a elementelor solicitate la compresiune, folosește metoda înjumătățirii intervalului pentru a obține temperatura critică. Ea apelează repetat subrutina NcompfctTemp, care calculează forța axială capabilă în cazul compresiunii cu flambaj, funcție de temperatură. Subrutina verifică și dacă efortul de calcul la starea limită de foc este mai mic decât efortul la starea limită de rezistență (la 20°C). Listingul celor două subrutine sunt prezentate în Tabelul 5.5 și Tabelul 5.6, respectiv schema logică a subrutinei NcompfctTemp în Figura 5.7.

Tabelul 5.5 Subrutina de calcul a temperaturii critice pentru un element solicitat la compresiune cu flambaj

```
Function TempfctNComp(Load As Single, lf As Single, imin As Single) As Single

    Dim Temp1 As Single
    Dim Temp2 As Single
    Dim Temp3 As Single
    Dim Result As Single
    Dim Message As String

    Temp1 = 20
    Temp2 = 610
    Temp3 = 1200

    Result = NcompfctTemp(20, lf, imin)

    If Result >= Load Then
        Do while (Temp2 - Temp1) > 0.001
            Result = NCompfctTemp(Temp2, lf, imin)
            If Result > Load Then
                Temp1 = Temp2
                Temp2 = (Temp1 + Temp3) / 2
            End If
            If Result < Load Then
                Temp3 = Temp2
                Temp2 = (Temp1 + Temp3) / 2
            End If
            If Result = Load Then
                Temp1 = Temp2
            End If
        Loop
        TempfctNComp = Temp1
    Else
        Message = "The axial load is higher than the critical load at 20°C "
        Message = Message & Chr$(13) & Chr$(10) & "Select another profile, take another yield strength or decrease the load."
        MsgBox Message, vbCritical, "Alert"
    End If

End Function
```

Tabelul 5.6 Subrutina de calcul a efortului capabil al unui element solicitat la compresiune cu flambaj

```

Public Function NcompfctTemp(temp As Single, lf As Single, imin As Single) As Single
    Dim lambda As Single
    Dim kappa As Single
    If temp >= 1200 Then
        NcompfctTemp = 0
    Else
        lambda = (lf/imin)/(PI * (Sqr((kE(temp) * 210000) / (kfy(temp) * fy20))))
        alpha = 0.49
        phi = 0.5 * (1 + alpha * (lambda - 0.2) + lambda ^ 2)
        kappa = 1 / (phi + Sqr(phi ^ 2 - lambda ^ 2))
        If kappa > 1 Then kappa = 1
        NcompfctTemp = ((kappa / 1.2) * A * kfy(temp) * fy20) / 10
    End If
End Function

```

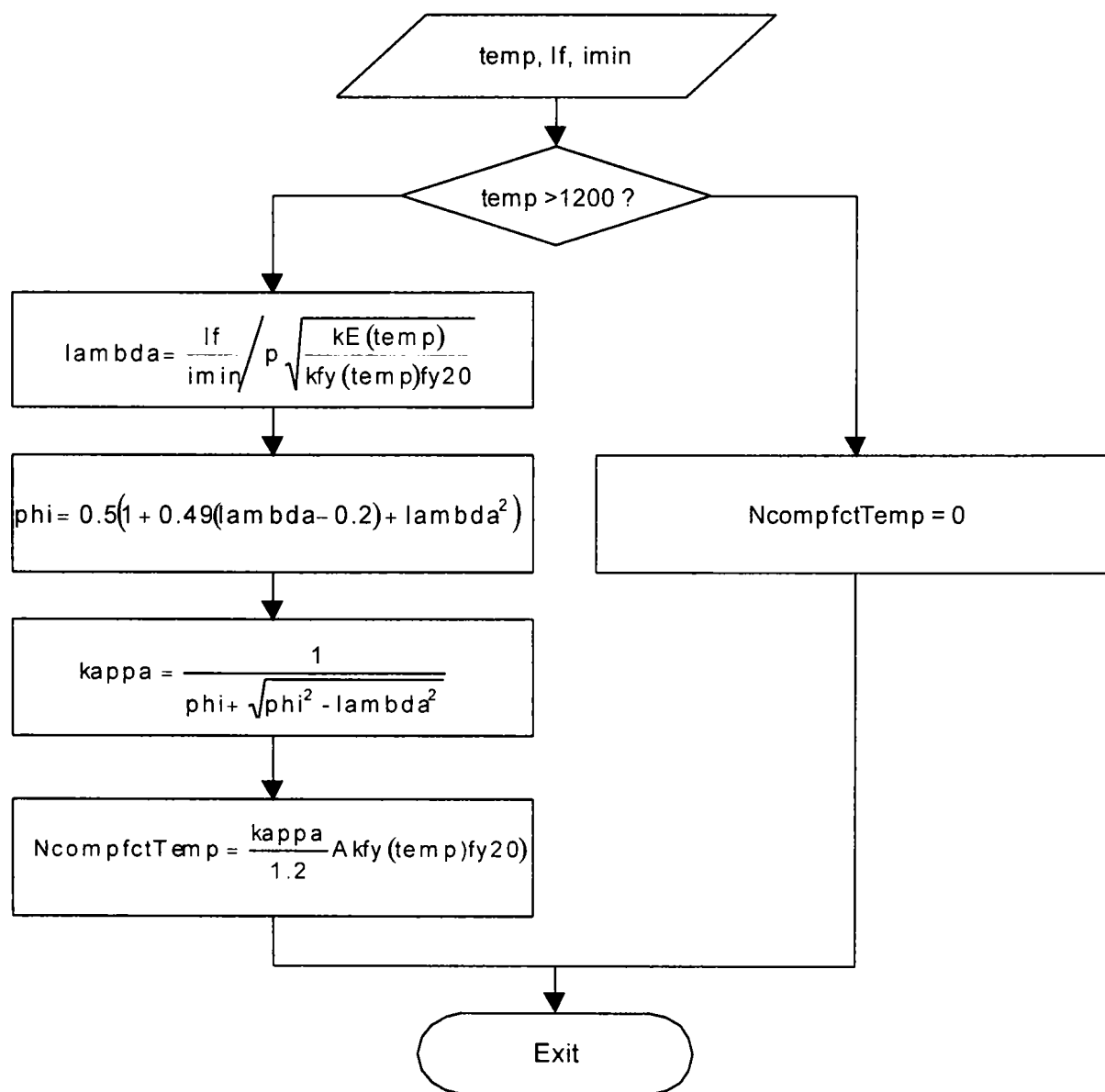


Figura 5.7 Schema logică de determinare a efortului capabil funcție de temperatură pentru un element solicitat la compresiune cu flambaj

După determinarea temperaturii critice programul va afișa un ecran cu datele de intrare și valoarea temperaturii critice (vezi Figura 5.8).

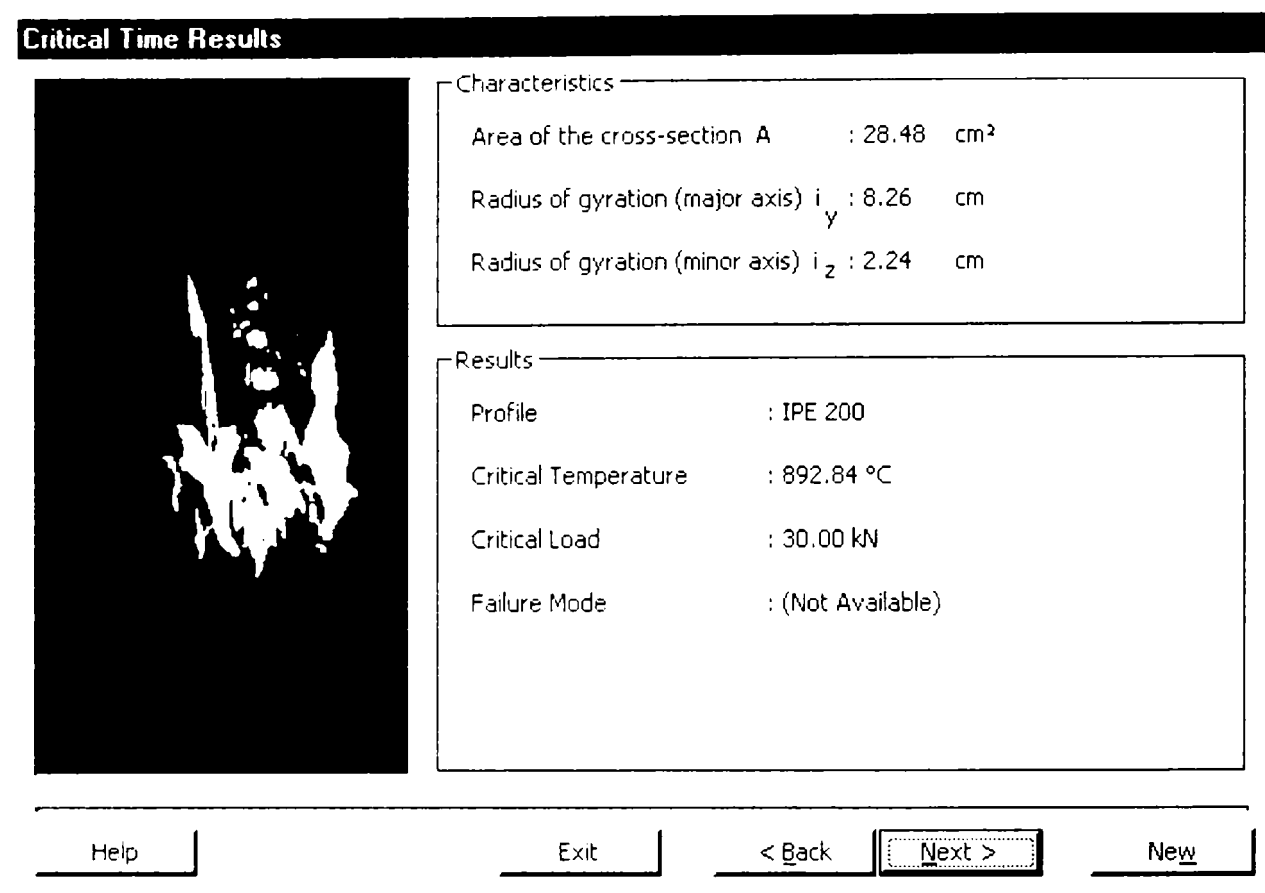


Figura 5.8 Afișarea temperaturii critice

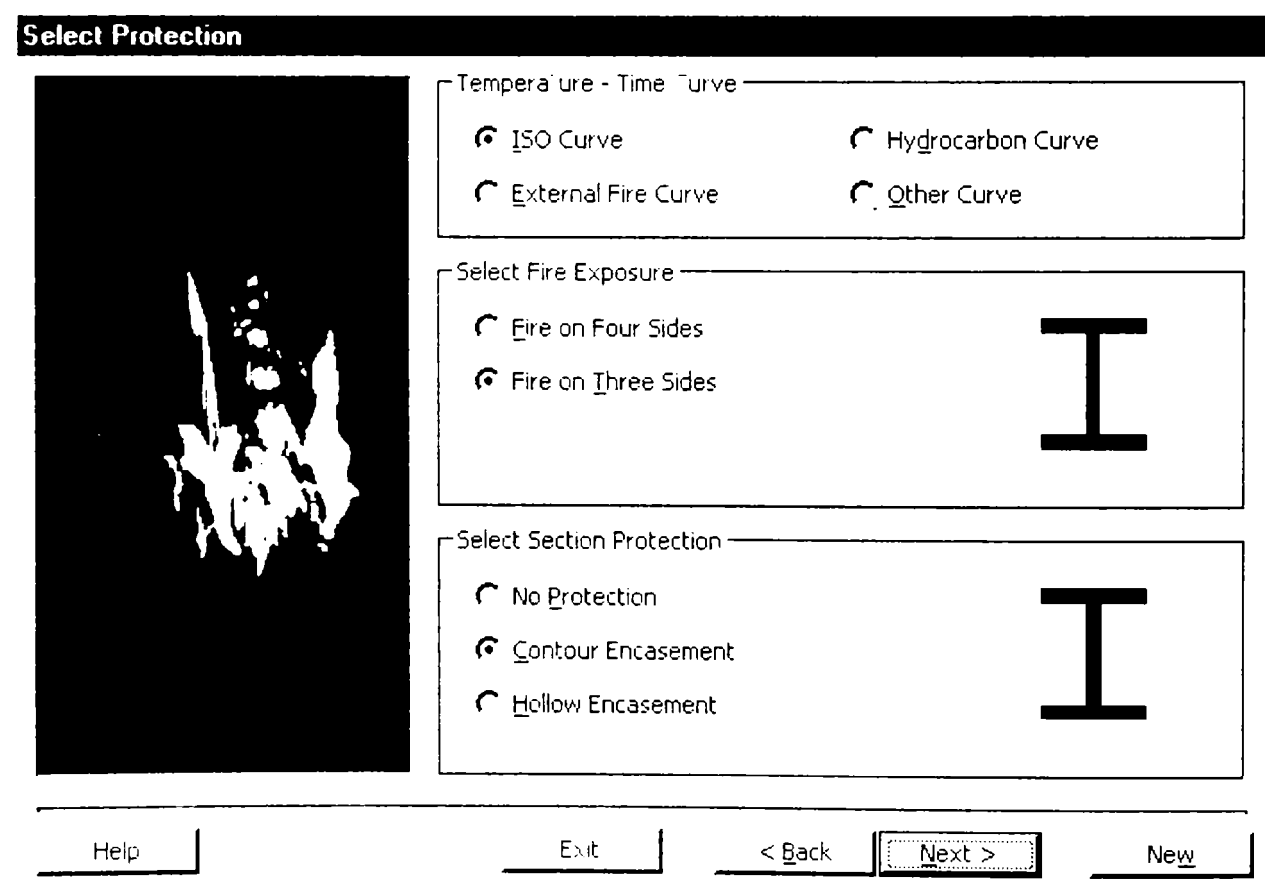


Figura 5.9 Selectarea tipului de protecție, curbei temperatură – timp și expunerii la foc

Urmează a doua etapă a calculului, determinarea rezistenței la foc. Utilizatorul va trebui să selecteze (vezi Figura 5.9) curba temperatură – timp, expunerea la foc (pe trei sau patru fețe),

respectiv a protecției (element neprotejat, element protejat pe contur, sau element protejat în carcasă).

În cazul în care elementul este neprotejat, datele de intrare sunt suficiente și se trece la calculul rezistenței la foc (timpul critic). Calculul efectiv este realizat de subrutina TimeNotProtected, apelată cu datele de intrare: curba temperatură – timp (Curve), factorul de secțiune (AmV), temperatura critică Tcrit.

În cazul elementelor protejate, utilizatorul va trebui să completeze un alt ecran cu datele materialului de protecție (vezi Figura 5.10): numele materialului de protecție, grosimea protecției (dp), conductivitatea termică a protecției (lp), căldura specifică a protecției (cp) și densitatea protecției (rop). Calculul efectiv este realizat de subrutina TimeProtected, apelată cu datele de intrare: curba temperatură – timp (Curve), factorul de secțiune (ApV), temperatura critică Tcrit, grosimea protecției (dp), conductivitatea termică a protecției (lp), căldura specifică a protecției (cp) și densitatea protecției (rop).

Select Protection Material

Material

Catalog User

Material : Spray Mineral Fiber

Properties

Protection Thickness : 10 mm

Thermal Conductivity : 0.12 W/m · K

Specific Heat : 1200 J/kg · K

Unit Mass : 300 kg/m³

Help Exit < Back Next > New

Figura 5.10 Introducerea caracteristicilor protecției

După determinarea rezistenței la foc (timpului critic), programul va afișa un ecran cu datele de intrare și rezultate (vezi Figura 5.11): factorul de secțiune, expunerea la foc, protecția, temperatura critică, rezistența la foc.

5.4.2 Validarea programului FOC SI 2000

După cum s-a arătat și în cazul programului de analiză structurală globală SAFIR, una din etapele deosebit de importante în cadrul procesului de elaborare o reprezintă validarea programului. Validarea va consta din alegerea și rularea unui set de exemple de calcul al căror rezultat este cunoscut apriori, fie din literatura de specialitate, fie obținute cu alte programe de calcul validate anterior. Setul de teste va trebui să fie exhaustiv pentru a reuși să acopere întreaga gamă de facilități ale programului de analiză.

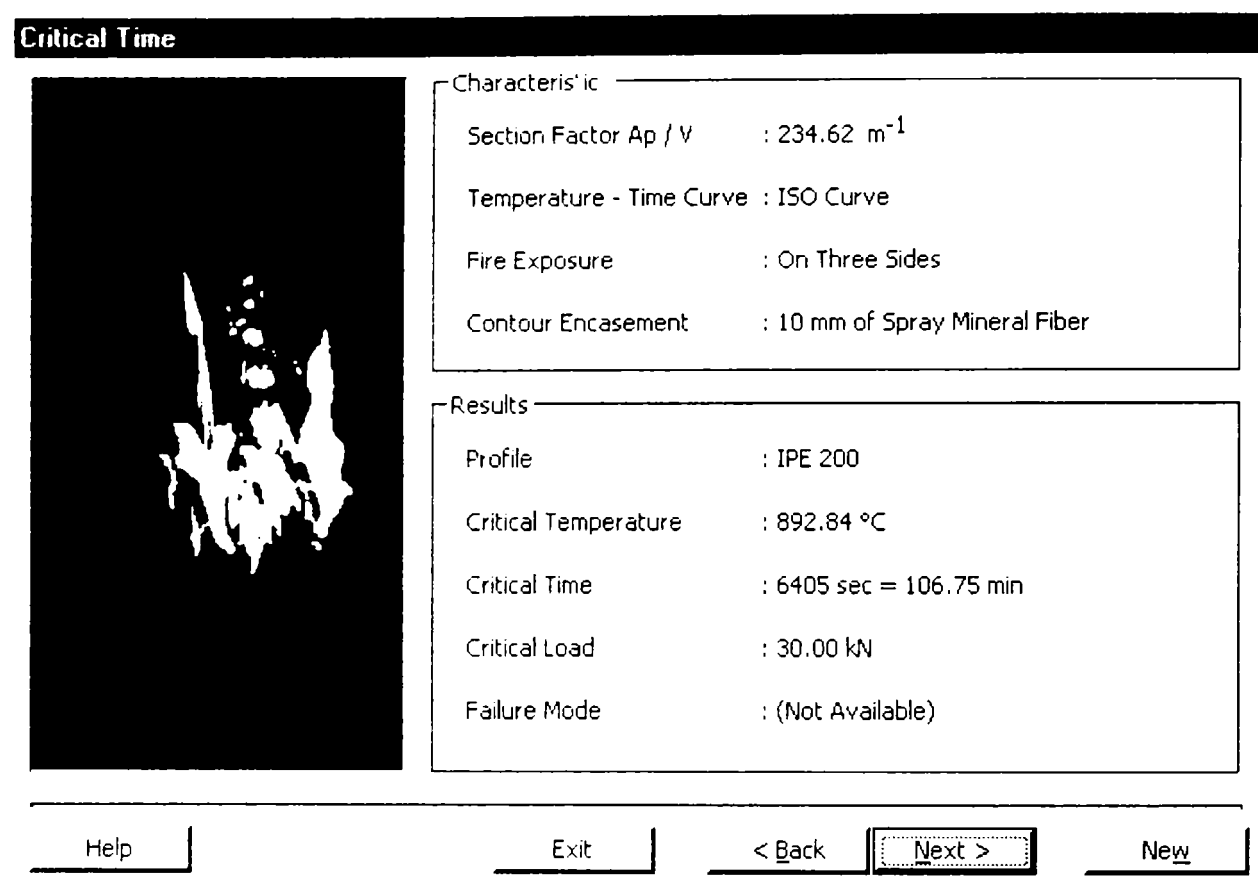


Figura 5.11 Afișarea rezistenței la foc

Vom prezenta în continuare un exemplu de set de testare al programului, și anume cel care se referă la elemente solicitate la încovoiere cu compresiune, ținând seama de faptul că elementele cadrelor care au fost studiate sunt solicitate la încovoiere cu compresiune. Se va determina temperatura critică în faza I, respectiv rezistența la foc în două variante, varianta neprotejată, respectiv protejată prin protecție pe contur. Pentru testare a fost preluat Exemplul 6 prezentat în [21] și creat de către autor.

Pentru stâlpul unui cadru parter, se determină rezistența la foc în varianta neprotejată, apoi se determină rezistența la foc în varianta protejată pe contur cu spray de vermiculit și ipsos cu grosimea protecției de 14 mm. Se consideră că pierderea stabilității în afara planului cadrului este împiedicată prin măsuri constructive.

Date de intrare:

Tipul structurii:	hală parter cu o deschidere
Secțiunea riglă, stâlp:	IPE 270, S275 (limita de curgere $f_y = 275 \text{ N/mm}^2$, OL44)
Deschidere:	$L = 12.00 \text{ m}$
Înălțime stâlp:	$H = 3.30 \text{ m}$
Travee:	$T = 4.00 \text{ m}$
Număr traveei:	$n = 7$
Lungime hală:	$b = 28 \text{ m}$
Înălțime la streșină:	$H = 3.30 \text{ m}$
Unghi de înclinare acoperiș:	$\alpha = 16^\circ$
Destinația halei:	depozit
Amplasare construcție:	Sibiu

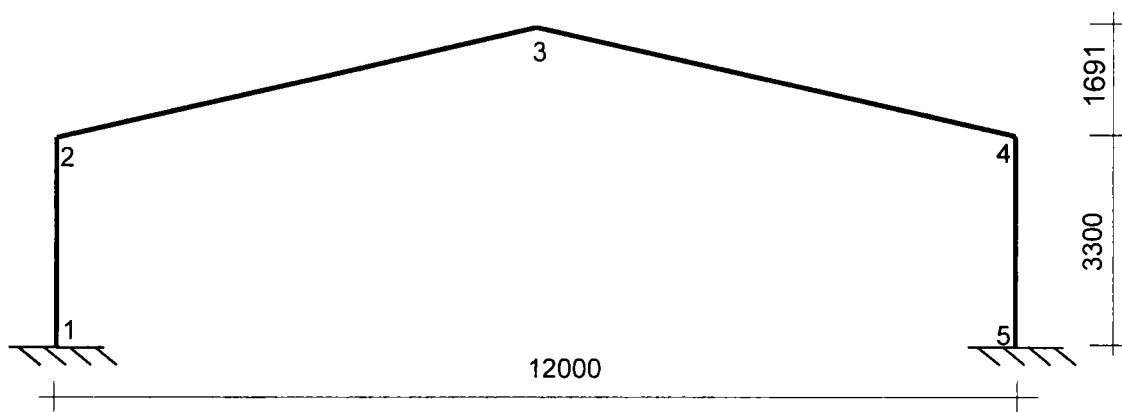


Figura 5.12 Schema statică a cadrului.

Din tabelul de profile europene [21], rezultă caracteristicile geometrice ale secțiunii:

lățimea tălpii:	$b = 135 \text{ mm}$
lățimea c:	$c = b/2 = 67,5 \text{ mm}$
grosimea tălpii:	$t_f = 10,2 \text{ mm}$
grosimea inimii:	$t_w = 6,6 \text{ mm}$
înălțimea inimii d:	$d = 219,6 \text{ mm}$
modulul plastic:	$W_{pl} = 484 \text{ cm}^3$
aria:	$A = 45,94 \text{ cm}^2$
momentul de inerție:	$I_y = 5790 \text{ cm}^4$
raza de girație:	$i_y = 11,23 \text{ cm}$

Eforturile de dimensionare la starea limită de incendiu sunt:

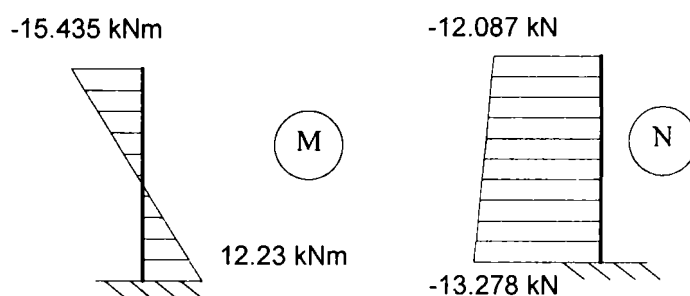


Figura 5.13 Eforturile de verificare la starea limită de incendiu

5.4.2.1 Determinarea temperaturii critice

Calculul lungimii de flambaj

Stâlpul este prins încastrat la bază. Coeficienții k_i și k_s sunt [21]:

$$k_i = 0 \text{ (încăstrare)}$$

$$k_s = \frac{R_c}{R_c + R_{gs2}}$$

în care:

$$R_c = \frac{4 \cdot I_c}{l_c} = \frac{4 \cdot 5790}{330} = 70,1818 \text{ cm}^3$$

$$R_{gs2} = \frac{\xi \cdot I_p}{l_p} = \frac{6 \cdot 5790}{1200} = 28,95 \text{ cm}^3$$

Deci:

$$k_s = \frac{70,1818}{70,1818 + 28,95} = 0,708$$

Coeficientul de multiplicare al lungimii de flambaj K rezultă:

$$K = \sqrt{\frac{1 - 0,2 \cdot 0,708}{1 - 0,8 \cdot 0,708}} = 1,407$$

Lungimea de flambaj în planul cadrului la starea limită de incendiu este deci:

$$l_{fi} = K \cdot L = 1,407 \cdot 3300 = 4643 \text{ mm}$$

În acest caz, calculul temperaturii critice se face printr-un proces iterativ. Se presupune o temperatură inițială, se determină coeficientul de zveltețe la starea limită de incendiu λ_{fi} și se verifică relația de interacțiune 5.27. Dacă valoarea rezultată în urma aplicării relației de interacțiune este diferită de 1.0, se mărește sau micșorează temperatura considerată până la atingerea unui grad de precizie dorit.

Iterația #1

Se consideră temperatura inițială $\theta_{a,max} = 750 \text{ }^\circ\text{C}$

Se verifică clasa secțiunii transversale la starea limită de incendiu. Pentru această temperatură, coeficienții de reducere ai limitei de curgere și modulului de elasticitate se obțin interpolând din Tabelul 2.6:

$$k_{y,\theta,max} = 0,17$$

$$k_{E,\theta} = 0,11$$

$$\varepsilon = \left(\frac{235}{f_y}\right)^{0,5} \sqrt{\frac{k_{E,\theta,max}}{k_{y,\theta,max}}} = \left(\frac{235}{275}\right)^{0,5} \sqrt{\frac{0,11}{0,17}} = 0,744$$

Se verifică limitele Clasei 1:

$$d/t_w = 219,6/6,6 = 33,3 \leq 72 \cdot \varepsilon = 53,6$$

$$c/t_f = 249,6/10,2 = 6,62 \leq 10 \cdot \varepsilon = 7,44$$

Deci secțiunea este de Clasa 1 în starea limită de incendiu la $\theta_{a,max} = 750 \text{ }^\circ\text{C}$.

Pentru că flambajul lateral este împiedicat se vor folosi relația de interacțiune 5.27:

$$\left[\frac{\chi_{fi}}{1,2} \right] \frac{N_{fi,Ed}}{A k_{y,\theta,max} f_y} + \frac{k_{y,fi} M_{y,fi,Ed}}{W_{pl,y} k_{y,\theta,max} f_y} \leq 1$$

în care:

$$k_{y,fi} = 1 - \frac{\mu_y N_{fi,Ed}}{\left[\frac{\chi_{y,fi}}{1,2} \right] A k_{y,\theta,max} f_y} \text{ din (5.28)}$$

$$\mu_y = \bar{\lambda}_{y,fi} (2\beta_{M,y} - 4) + \left[\frac{W_{pl,y} - W_{el,y}}{W_{el,y}} \right] \text{ din (5.29)}$$

Se calculează coeficientul de zveltețe și coeficientul de flambaj la starea limită de incendiu cu relațiile:

$$\lambda_{y,fi} = \frac{l_{fi}}{i_y} = \frac{4643}{112,3} = 41,34$$

$$\lambda_1 = \pi [E/f_y]^{0,5} = \pi \sqrt{\frac{210 \cdot 10^3}{275}} = 86,8 \text{ din (5.13)}$$

$$\bar{\lambda}_{y,fi} = [1]^{0,5} \left(\frac{41,34}{86,8} \right) \sqrt{\frac{0,17}{0,11}} = 0,593 \text{ din (5.12)}$$

$$\phi_{fi} = 0,5 [1 + \alpha_c (\bar{\lambda}_{\theta, \max} - 0,2) + \bar{\lambda}_{\theta, \max}^2] = 0,5 [1 + 0,49(0,593 - 0,2) + 0,593^2] = 0,772 \text{ din (5.11)}$$

$$\chi_{fi} = \frac{1}{0,772 + \sqrt{0,772^2 - 0,593^2}} = 0,790 \text{ din (5.10)}$$

Din Tabelul 5.3 rezultă:

$$\psi = \frac{12,23}{-15,435} = -0,7924$$

Deci:

$$\beta_{M,y} = 1,8 - 0,7\psi = 1,8 - 0,7 \cdot 0,7924 = 2,355$$

$$\mu_y = 0,593(2 \cdot 2,355 - 4) + \left[\frac{484 - 428,9}{428,9} \right] = 0,550$$

$$k_{y,fi} = 1 - \frac{0,550 \cdot 13,278 \cdot 10^3}{\left[\frac{0,790}{1,2} \right] 4594 \cdot 0,17 \cdot 275} = 0,948$$

Se verifică formula de interacțiune 5.27:

$$\frac{13,278 \cdot 10^3}{\left[\frac{0,790}{1,2} \right] \frac{4594 \cdot 0,17 \cdot 275}{1,0}} + \frac{0,948 \cdot 15,435 \cdot 10^6}{\frac{484 \cdot 10^3 \cdot 0,17 \cdot 275}{1,0}} = 0,741 < 1$$

Se calculează diferența procentuală:

$$dif = \frac{1 - 0,741}{1} \cdot 100 = 25,9\%$$

Diferența este mare și în consecință se consideră o temperatură inițială mai mare cu 30°C și se reia calculul.

Nu vom prezenta calculul în continuare, pentru că se reiau practic ecuațiile de la iterația #1 pentru noua temperatură, după două iterații succesive obținându-se temperatura critică $\theta_{a, \max} = 785^\circ\text{C}$, pentru care formula de interacțiune are valoarea 0,967 (diferența procentuală de 3%), astfel încât ne putem opri cu iterațiile. Deci temperatura critică obținută în urma calculului manual este $\theta_{a, \max} = 785^\circ\text{C}$.

5.4.2.2 Determinarea rezistenței la foc în varianta neprotejată

În varianta neprotejată, stâlpul de oțel este expus la foc pe patru fețe (pereții sunt realizați din tablă cutată care nu asigură o protecție la foc).

Se scoate factorul de formă al secțiunii din Tabelul de profile europene din coloana "Spray 4" [21]:

$$\frac{A_m}{V} = 226,4 \text{ m}^{-1}$$

și din Nomograma 2 (vezi Figura 5.14), pentru acest factor de formă și temperatura critică $\theta_{a,cr} = 785^\circ\text{C}$, rezultă rezistența la foc de:

$$t_f = 27 \text{ minute}$$

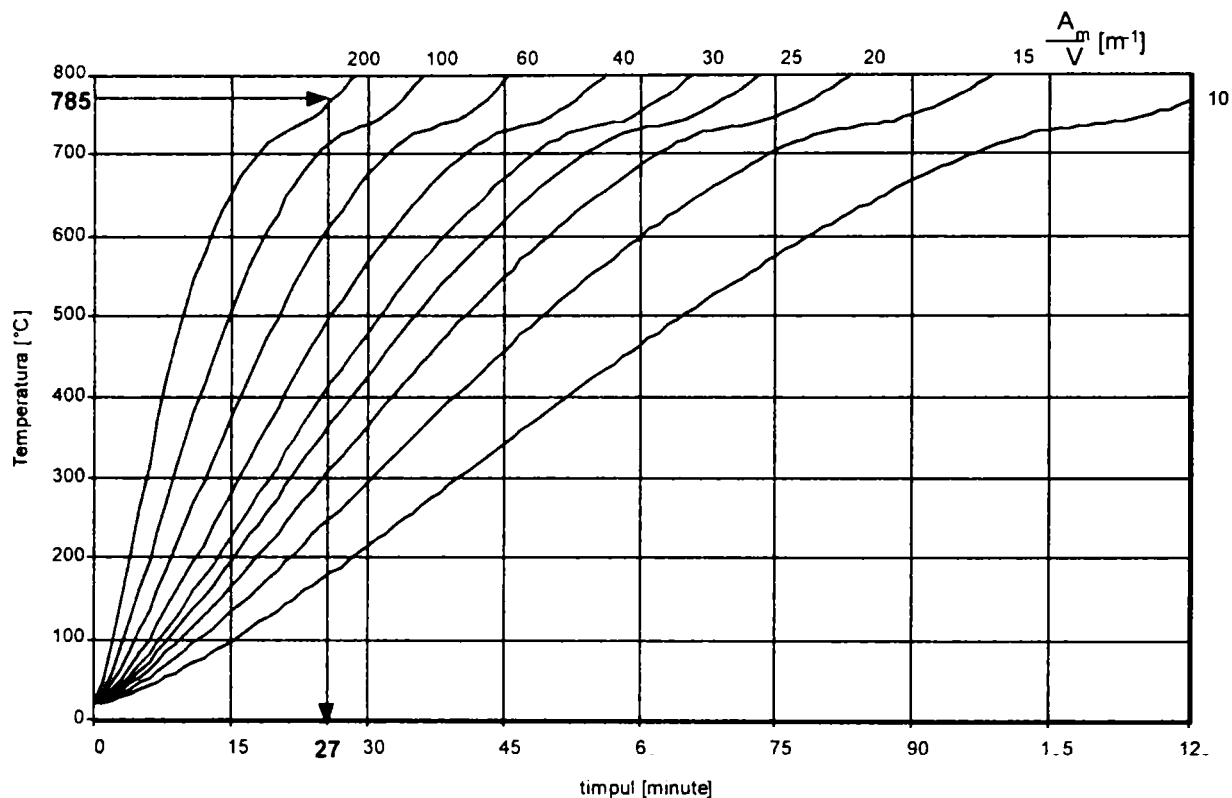


Figura 5.14 Determinarea rezistenței la foc în varianta neprotejată, folosind Nomograma 2 (vezi Figura 5.28)

5.4.2.3 Determinarea rezistenței la foc în varianta protecției pe contur

Materialul de protecție (spray vermiculit și ipsos) are următoarele caracteristici termice:

$$\lambda_p = 0,12 \text{ W/m}\cdot\text{K}$$

$$c_p = 1100 \text{ J/kg}\cdot\text{K}$$

$$\rho_p = 650 \text{ kg/m}^3$$

În varianta secțiune protejată pe contur, factorul de formă al secțiunii se ia din tabelul de profile europene din coloana “Spray 4” [21], rezultând:

$$\frac{A_p}{V} = 226,4 \text{ m}^{-1}$$

Raportul efectiv este:

$$\frac{A_p}{V} \frac{\lambda_p}{d_p} = 226,4 \cdot \frac{0,12}{0,014} = 1940$$

Din Nomograma 3 (vezi Figura 5.15), pentru factorul $\frac{A_p}{V} \frac{\lambda_p}{d_p} = 1940$ și temperatură critică

$\theta_{a,cr} = 785^\circ\text{C}$, rezultă rezistența la foc de:

$$t_f = 104 \text{ minute}$$

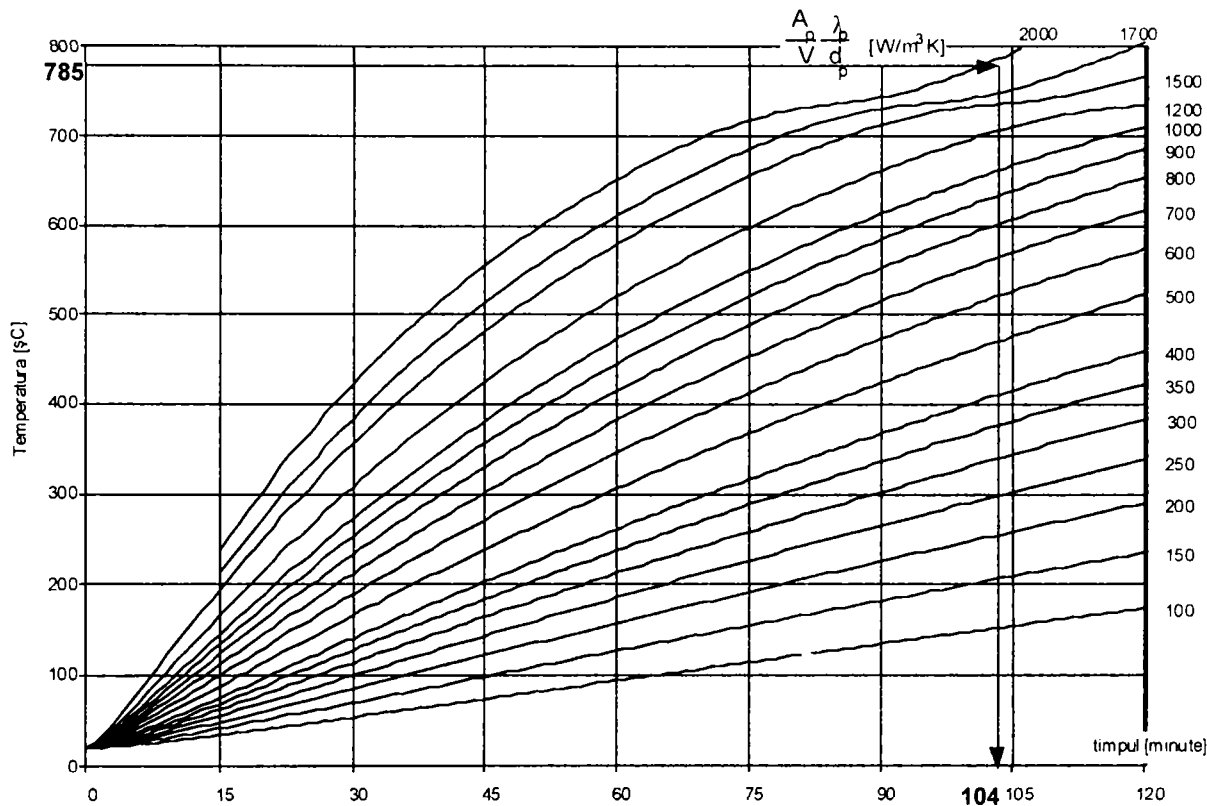


Figura 5.15 Determinarea rezistenței la foc în varianta neprotejată, folosind Nomograma 3 (vezi Figura 5.29)

5.4.2.4 Determinarea temperaturii critice cu ajutorul programului FOCSI 2000


După lansarea programului urmează selectarea tipului de solicitare, analiză, în exemplul nostru încovoiere cu compresiune. Se apasă butonul Next > și în fereastra de dialog deschisă se introduc datele de intrare în cazul solicitării de încovoiere cu compresiune (vezi Figura 5.16).

Se selectează tipul profilului IPE și secțiunea IPE 270, respectiv limita de curgere $f_y = 275$ N/mm². Se introduce lungimea de flambaj la starea limită de incendiu în jurul axei majore y-y $l_{fi} = 464,3$ cm, respectiv lungimea de flambaj în jurul axei minore de 1 cm (o valoare foarte mică, care indică faptul că flambajul este împiedicat pe acea direcție).

Se apasă butonul Next > pentru a accesa fereastra de dialog în care se introduc valorile solicitării la starea limită de incendiu. Se selectează tipul de încărcare: End Moments. În cazul nostru pentru o stare de solicitare trapezoidală se introduc eforturile $M_1 = -15,435$ kNm, $M_2 = 12,23$ kNm, $N = 13,278$ kN (vezi Figura 5.17).

Se apasă butonul Next >, rezultând temperatura critică $\theta_{a,cr} = 788,36$ °C. Pentru că în calculul manual s-a obținut temperatura critică $\theta_{a,cr} = 785$ °C cu o eroare de 3%, rezultatul obținut validează determinarea temperaturii critice în cazul elementelor solicitate la încovoiere cu compresiune cu programul FOCSI 2000.

Element Submitted to Bending and Compression



Type of Cross-Section : IPE

Profile : IPE 270

Steel

Nominal steel grade and nominal yield strength at 20°C for a tickness less or equal than 40 mm :

Fe 430, $f_y = 275 \text{ N/mm}^2$

Lengths (In Fire Design Situation)

Buckling Length About y - y Axis : 464.3 cm


Buckling Length About z - z Axis : 1 cm

Length of Beam Between Points with Lateral Restraint : 1 cm

Help Exit < Back Next > New

Figura 5.16 Fereastra de dialog pentru introducerea datelor de intrare a elementelor solicitate la încovoiere cu compresiune

Apply Loads



Select Load :

End Moments

End Moments

Distributed Load Concentrated Load

M_1 (can be > or < 0) : -15.435 kN · m

M_2 (can be > or < 0) : 12.23 kN · m

M_{12} (must be > 0) : kN · m

Axial Compression :

N (must be > 0) : 13.278 kN

Help Exit < Back Next > New

Figura 5.17 Fereastra de dialog pentru introducerea momentelor de capăt și / sau a celor din câmp

5.4.2.5 Determinarea rezistenței la foc în varianta neprotejată cu FOCSI 2000

Pentru a valida programul, vom porni de la temperatura critică obținută în urma calcului manual, cea de $\theta_{a,cr} = 785$ °C. Se va selecta opțiunea Timp funcție de temperatură în meniul principal și se apasă butonul Next> (vezi Figura 5.4).

În fereastra de dialog deschisă “Time Function of Temperature” se selectează tipul secțiunii IPE și profilul IPE 270 și se tastează valoarea temperaturii critice 785°C. Se apasă butonul Next > pentru a trece în fereastra de dialog pentru selectarea curbei temperatură – timp, expunerii la foc și protecției (vezi Figura 5.9).

În cazul nostru, varianta I, secțiunea transversală este expusă la foc pe patru fețe neprotejate. Se apasă butonul Next > și se obține rezistența la foc de 26.4 minute. Pentru că prin calculul manual s-a obținut rezistența la foc de 27 minute, rezultatul obținut validează determinarea creșterii de temperatură pe secțiunile neprotejate cu programul FOCSI.

Time Function of Temperature

Time Step for File Writing Frequency (max: 15) : 5 min

Profile

Catalog User

Type of Cross-Section : IPE

Profile : IPE 270

Section Factor : 1 m⁻¹

Critical Temperature

Enter Critical Temperature : 785 °C

Help Exit < Back Next > New

Figura 5.18 Fereastra de dialog pentru cazul timp funcție de temperatură

5.4.2.6 Determinarea rezistenței la foc în varianta protejată cu FOCSI 2000

Analiza urmează aceiași pași ca la punctul E. Se selectează în meniul principal Timp funcție de temperatură. În fereastra de dialog “Time Function of Temperature” se selectează tipul secțiunii IPE și profilul IPE 270 și se tastează valoarea temperaturii critice 785°C. Se apasă butonul Next > pentru a trece în fereastra de dialog pentru selectarea curbei temperatură – timp, expunerii la foc și protecției (vezi Figura 5.9).

În varianta II, se selectează foc ISO, secțiune expusă pe patru fețe, protecție contur. Se apasă butonul Next >. Pentru că secțiunea este protejată, următorul ecran va fi cel în care se introduc datele protecției (vezi Figura 5.10). Vom selecta din lista cu materiale de protecție Spray Vermiculit – Gypsum și vom introduce grosimea protecției de 16 mm. Dacă selectăm butonul Next >, va rezulta rezistența la foc de 114.7 minute. În acest caz se observă o diferență majoră

între rezistența la foc obținută prin programul FOCSI și cea obținută în urma calculului manual de 9,7%.

Explicația acestei diferențe semnificative constă în faptul că rezistența la foc în cazul calculului manual a fost obținută folosind Nonomograma 2 (vezi Figura 5.28), în care coeficientul

$\phi = \frac{c_p \rho_p}{c_a \rho_a} d_p \frac{A_p}{V}$, folosit în determinarea creșterii de temperatură și trasarea nomogramei a

fost acoperitor considerat 0. Acest lucru explică de ce rezistența în cazul calculului manual este mai mică decât în cazul analizei cu programul FOCSI.

Pentru a putea compara cele două valori, vom determina timpul critic, dar cu factorul

modificat al secțiunii transversale $\frac{A_p}{V} \cdot \frac{\lambda_p}{d_p} \cdot \frac{1}{1 + \phi/3}$, adică:

$$\phi = \frac{c_p \rho_p}{c_a \rho_a} d_p \frac{A_p}{V} = \frac{1100 \cdot 650}{600 \cdot 7850} 0,014 \cdot 226,4 = 0,482$$

$$\frac{A_p}{V} \cdot \frac{\lambda_p}{d_p} \cdot \frac{1}{1 + \phi/3} = 226,4 \cdot \frac{0,12}{0,014} \cdot \frac{1}{1 + 0,482/3} = 1673$$

Din Tabelul 5.9, pentru factorul de formă modificat de 1700 și temperatura de 785°C, obținem rezistența la foc de: 115 minute, care este practic identică cu valoarea obținută de FOCSI, ceea ce validează calculul creșterii de temperatură pe secțiunile protejate.

5.5 Comparație cu încercare experimentală

Autorul a realizat și compararea rezultatelor obținute cu programul FOCSI 2000 cu rezultatele unei încercări de laborator, efectuată la Universitatea din Liège, comandată de J. M. Franssen, în scopul verificării unei soluții de protejare folosind table subțiri.

De fapt, s-a verificat posibilitatea modelului simplu de a determina creșterea de temperatură în cazul unei secțiuni care nu este explicit prevăzută în norme.

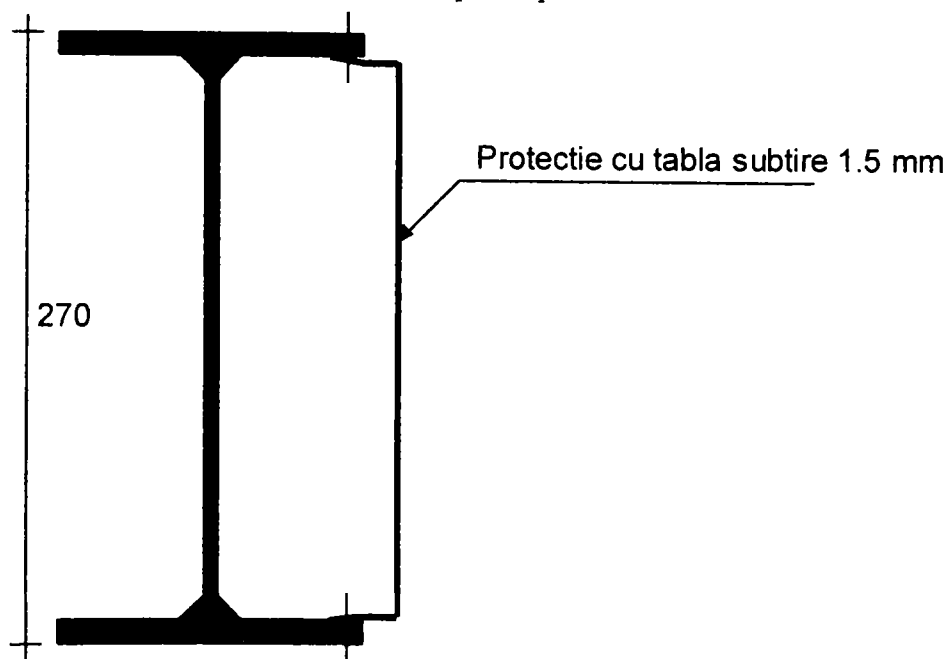


Figura 5.19 Protecția inimii profilului IPE 270 cu o tablă subțire

S-au încercat două grinzi având secțiunea transversală profil IPE 270, una având o lungime de 996 mm, iar cealaltă 1002 mm, în două variante. O variantă neprotejată, respectiv varianta

protejată prin intermediul unei cămăși de protecție din tablă subțire care protejează inima mult mai sensibilă la foc, datorită grosimii mici și suprafeței mari expuse la foc (vezi Figura 5.19).

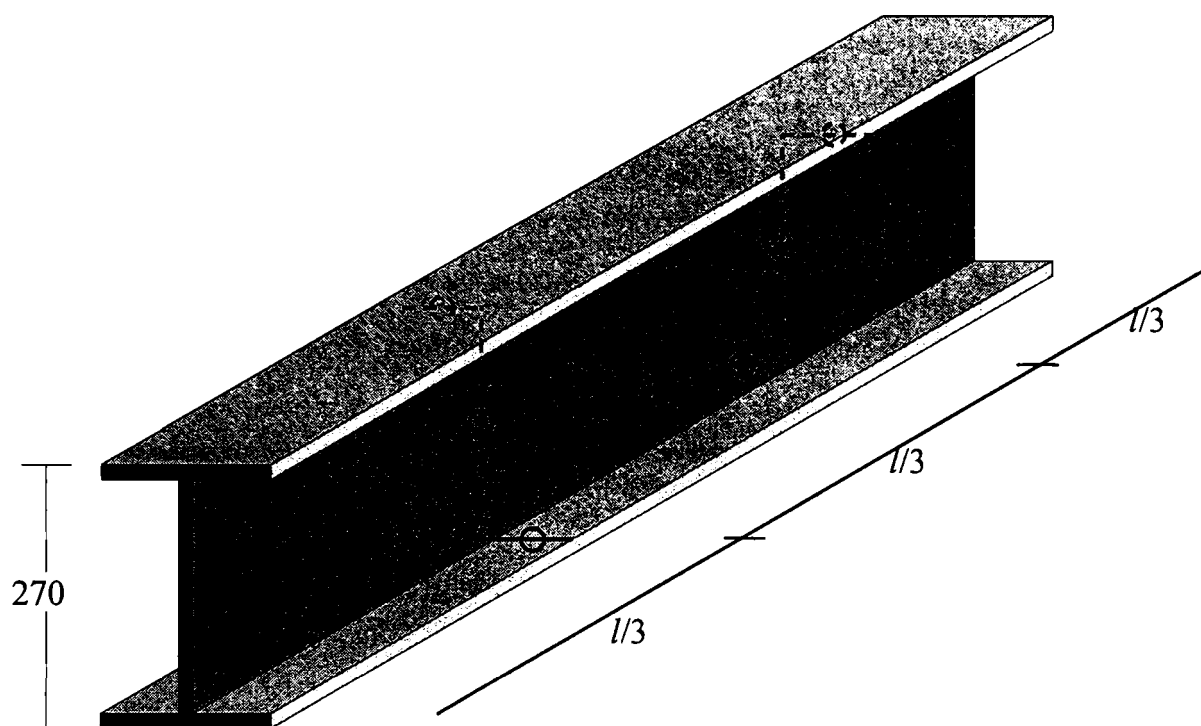


Figura 5.20 Dispunerea termocuplelor

Pentru măsurarea temperaturilor au fost folosite 2×6 termocuple. Dispunerea lor pe element este reprezentată în Figura 5.20. Valorile medii măsurate ale temperaturii, în varianta protejată și neprotejată sunt prezentate în Figura 5.21.

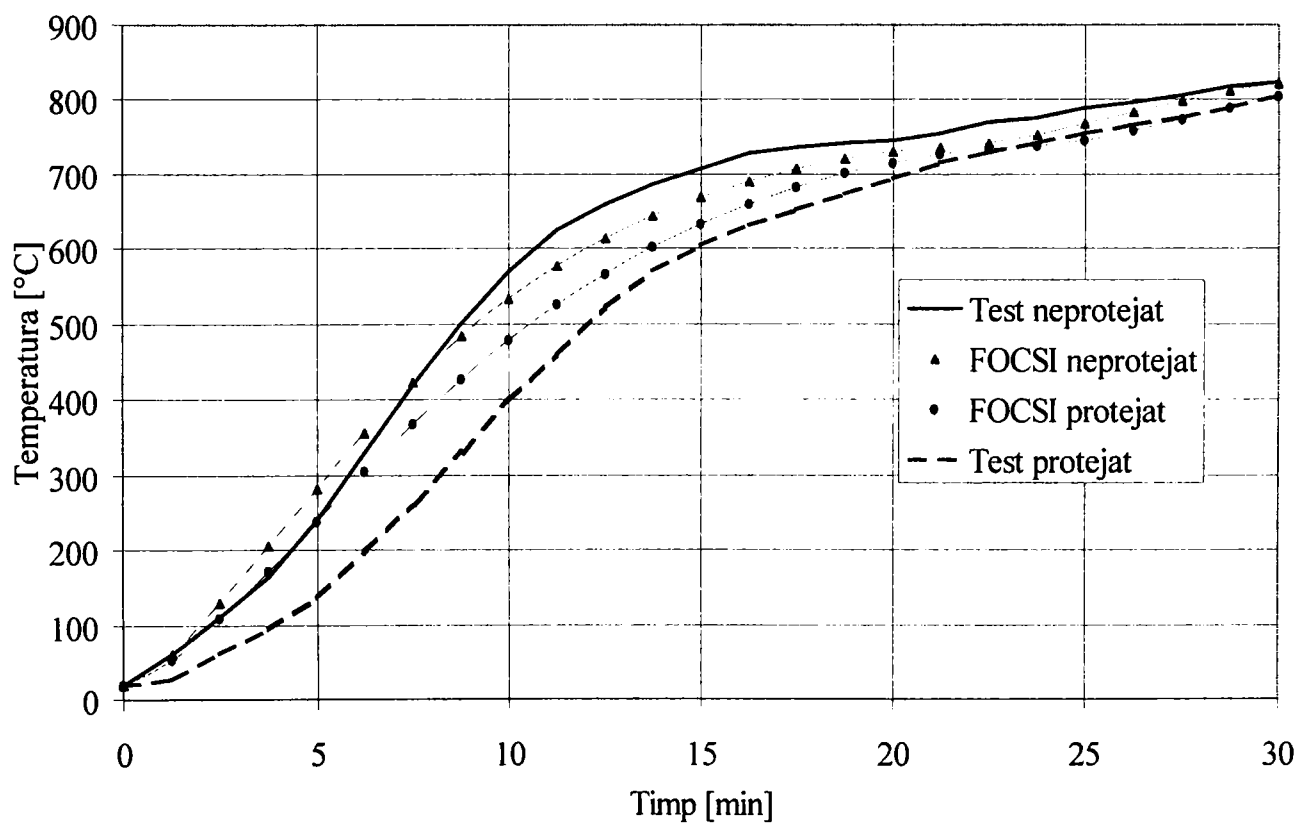


Figura 5.21 Comparație rezultate experimentale, FOCSI 2000

5.5.1 Concluziile studiului

- ⇒ Modelul simplificat poate să determine cu precizie suficientă pentru calculele ingineresti uzuale creșterea de temperatură pe secțiunea transversală
- ⇒ Prin valoarea adecvată a factorului de formă, pot fi modelate și secțiuni protejate prin metode de protecție care nu sunt explicit prezentate în Eurocode sau Normativ.

5.6 Studiu comparativ al răspunsul termic, FOCSI 2000– SAFIR

A fost realizat un studiu al creșterii temperaturii pe secțiunea transversală, comparând valorile obținute prin analiza cu programul FOCSI, care folosește formulele de calcul ale creșterii de temperatură din Normativ, și programul SAFIR, care determină creșterea de temperatură folosind metoda elementului finit, cu elemente finite de tip SOLID cu 4 noduri.

În cazul modelului simplu, ipoteza de calcul simplificatoare fundamentală este aceea că secțiunea transversală fiind compusă din dreptunghiuri înguste, și conductivitatea termică a oțelului fiind foarte mare, temperatura se distribuie instantaneu, uniform, pe secțiunea transversală, ceea ce nu se întâmplă în realitate.

În primele minute de încălzire există o diferență de temperatură mare între inima și talpa profilului datorită masivității diferite a tălpii și a inimii, diferență ce scade odată cu trecerea timpului de expunere la foc.

De exemplu în cazul profilului IPE 200 există o diferență de temperatură de 34 °C între temperatura minimă a tălpii de 117 °C și temperatura maximă a inimii de 151 °C după primele două minute de expunere la foc ISO pe contur, ceea ce conduce la o diferență în procente de 29% (vezi Figura 5.22). După 15 minute de expunere la foc ISO această diferență scade la 26 °C, între 672 °C și 698 °C, adică 4% (vezi Figura 5.23), iar după 30 de minute diferența este de 10 °C între 822 °C și 832 °C, adică 1,2%. După o oră de expunere la foc ISO diferența este nesemnificativă, practic întreaga secțiune având temperatura constantă, în cazul nostru diferența fiind de 2 °C între 941 °C și 943 °C, adică 0,2%.

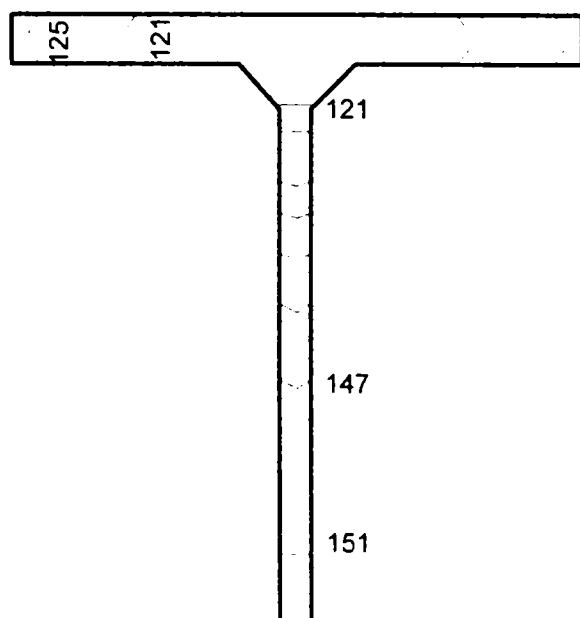


Figura 5.22 Câmpul de temperatură profil IPE 200 după 2 minute expunere la foc ISO

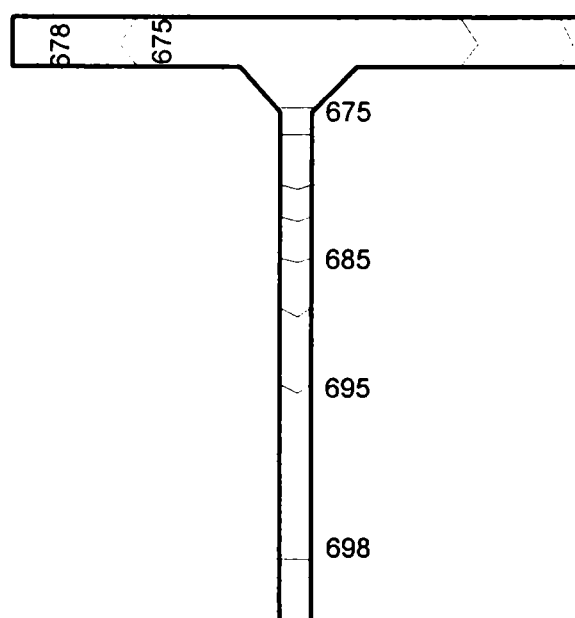


Figura 5.23 Câmpul de temperatură profil IPE 200 după 15 minute expunere la foc ISO

Trebuie făcută observația că în figurile de mai sus, din motive de simetrie a geometriei secțiunii și expunerii la foc, doar o jumătate din secțiunea transversală a fost reprezentată.

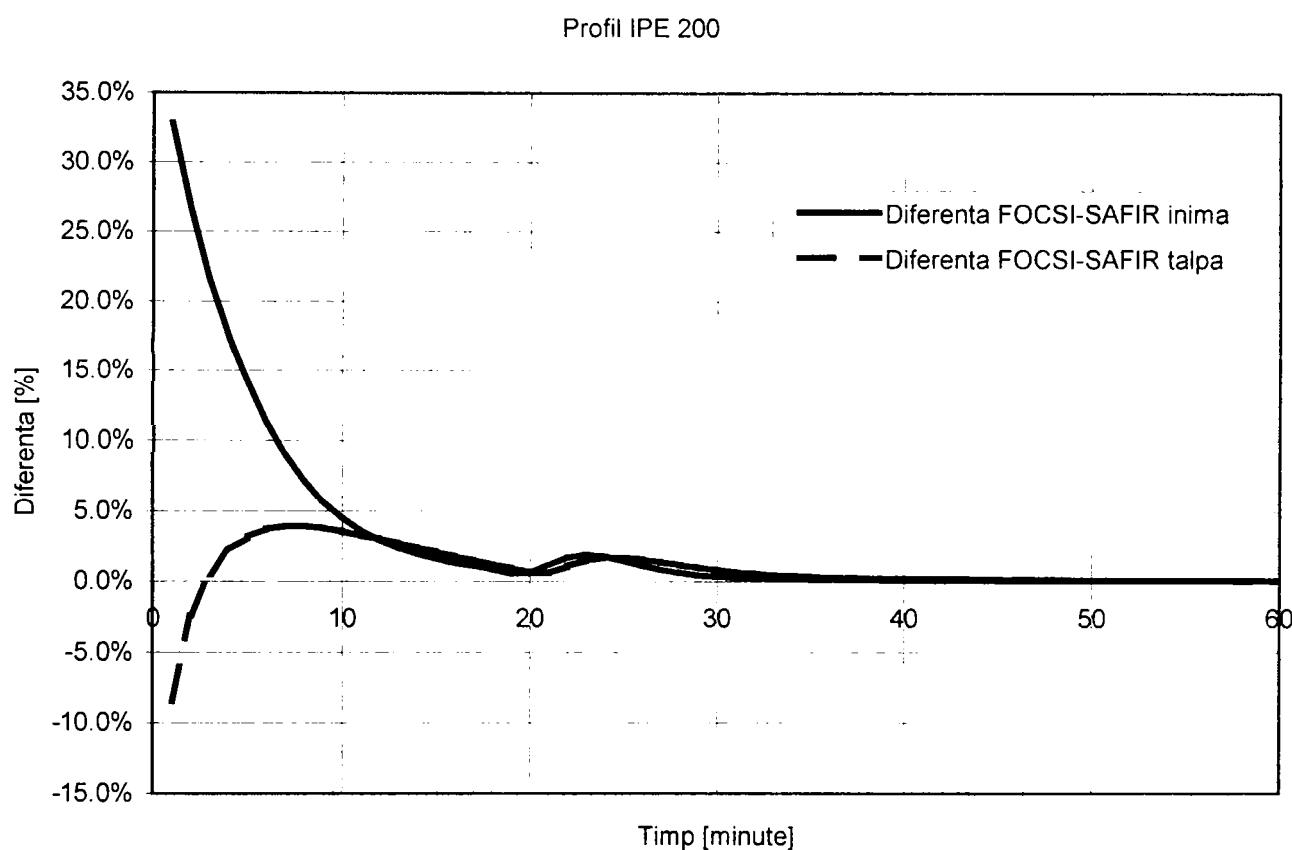


Figura 5.24 Diferența între temperatura FOCSI și temperatura maximă, respectiv minimă, model MEF

Astfel ipoteza prin care distribuția de temperatură se realizează uniform pe secțiunea transversală poate fi utilizată, și acoperă majoritatea cazurilor de analiză. Totuși în cazul în care elementul care se analizează are rezistența la foc sub 10 minute (caz pur academic) și se dorește realizarea unei analize precise, modelul simplificat va induce erori mai mari de 4%, datorită răspunsului termic. Figura 5.24 arată diferența între valoarea temperaturii obținută cu ajutorul modelului simplu (FOCSI) și temperatura maximă (a inimii) respectiv minimă (a tălpii), în cazul profilului IPE 200 expus la foc pe contur pe durata unei expuneri de 60 minute. Pentru că temperatura obținută pe baza modelului simplu este între valoarea temperaturii minime a tălpii și maxime a inimii, diferența procentuală între temperatura FOCSI și temperatura SAFIR – talpă este negativă, pe când diferența procentuală între temperatura FOCSI și temperatura SAFIR – inimă este pozitivă.

Un alt aspect care a fost studiat este cel al creșterii temperaturii pe secțiunea transversală pentru profile având diverși factori de formă. Ne-am concentrat studiul asupra profilului IPE, datorită folosirii lui atât în practica curentă de proiectare, cât și datorită faptului că acest tip de profil a fost folosit în studiul numeric al răspunsului mecanic. Setul de exemple a acoperit aproape toată gama de profile IPE de la IPE 200 cu factorul de formă $A_m/V = 270,4 \text{ m}^{-1}$, la IPE 600 cu factorul de formă $A_m/V = 129,5 \text{ m}^{-1}$. Descreșterea factorului de formă de la profilul IPE 200 către IPE 600 este monotonă, profilele IPE mai mari având o comportare mai bună la starea limită de incendiu datorită factorului lor de formă mic care duce la scăderea vitezei de creștere a temperaturii pe secțiunea transversală.

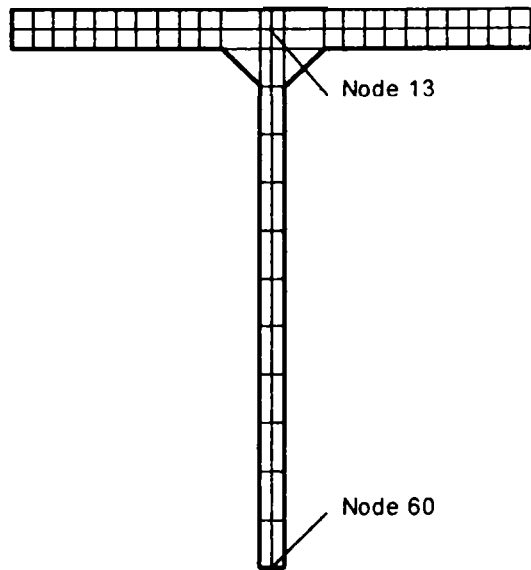
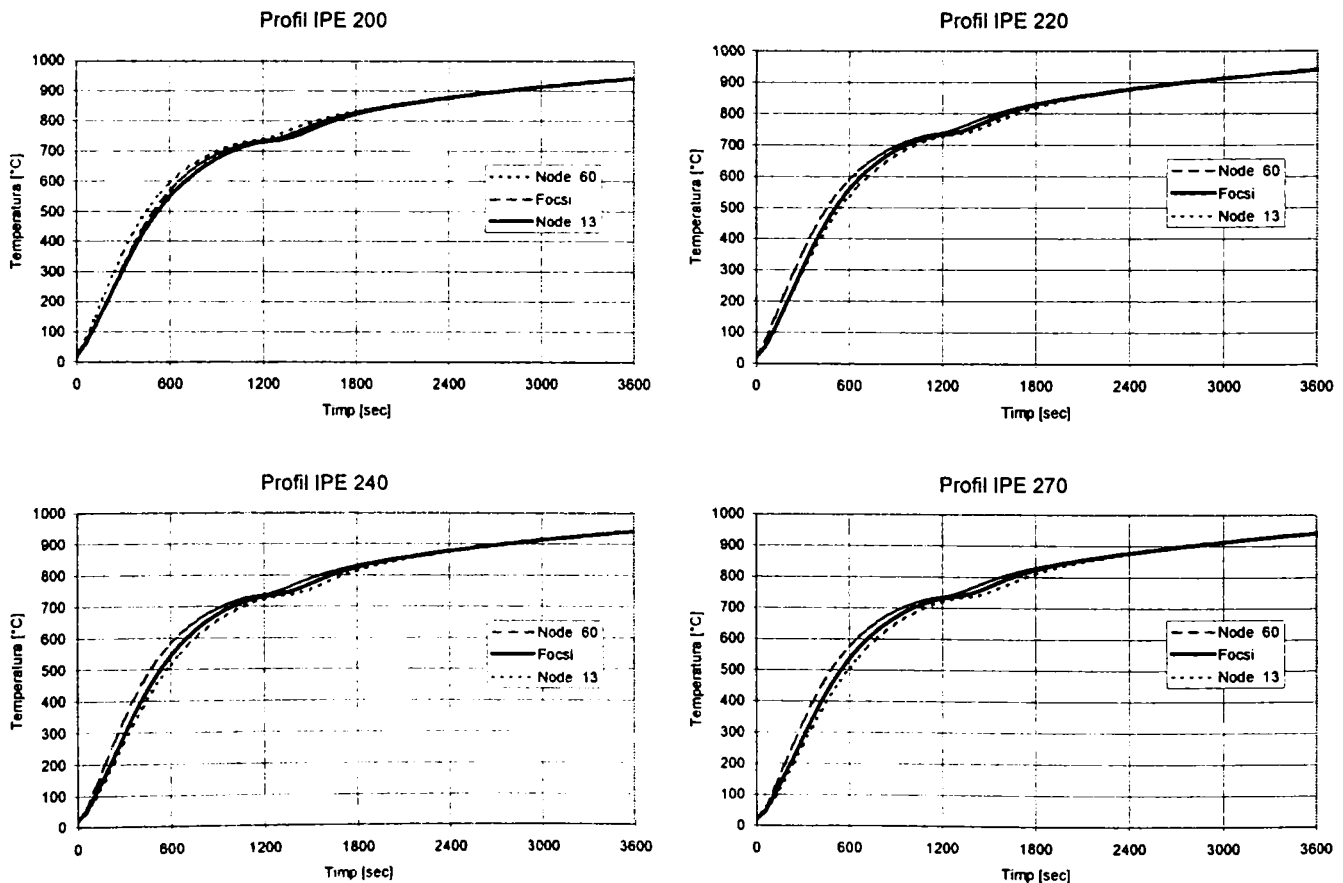


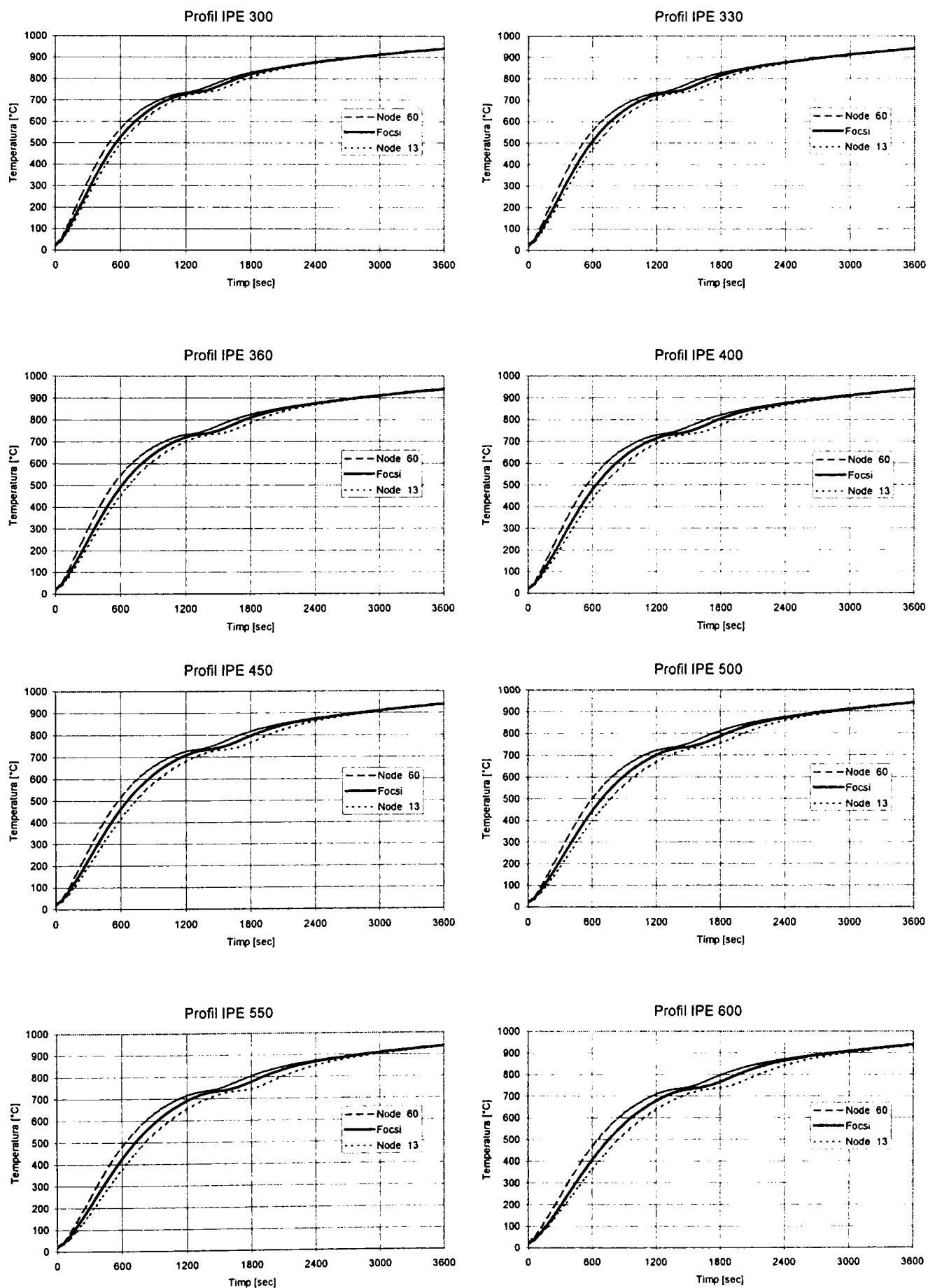
Figura 5.25 Discretizarea secțiunii transversale

Graficele de mai jos prezintă curbele de creștere a temperaturii pe secțiunea transversală pentru profilele IPE expuse la foc ISO pe contur. Curbele au fost determinate cu ajutorul programului FOCSI (curba FOCSI), respectiv programul SAFIR (curba Node 13 – la mijlocul tălpii, curba Node 60 – la mijlocul inimii) (vezi Figura 5.25).

Se poate remarca pe toate graficele prezentate un mic palier în jurul temperaturii de 735°C, care este temperatura la care conductivitatea termică a oțelului crește foarte mult (vezi explicații din capitolul 3).

Se observă o creștere a diferenței de temperatură între inima mai caldă și talpa mai rece, în cazul profilelor IPE mai mari. În cazul fiecărui profil, temperatura medie obținută pe baza modelului simplu, cu ajutorul programului FOCSI 2000 se înscrie cu rigurozitate între cele două temperaturi determinate cu programul SAFIR.





5.6.1 Concluziile studiului

- ⇒ Ipoteza uniformității temperaturii pe secțiunea transversală, în cazul oțelului – care are o conductivitate termică mare – poate fi folosită fără a induce erori semnificative în analiza răspunsului termic,

- ⇒ Ipoteza temperaturii uniforme poate fi folosită în cazul în care analiza depășește 10 minute, ceea ce este cazul majorității problemelor la starea limită de incendiu.

Curba de creștere a temperaturii, bazată pe modelul simplu se înscrie pentru toate tipurile de factori de formă între temperatura maximă respectiv minimă a profilului obținută pe baza unui program de analiză bazat pe metoda elementului finit.

5.7 Tabele și nomograme de calcul pe baza modelului simplu

După cum s-a observat din paragrafele precedente, verificarea elementelor din oțel la starea limită de incendiu, chiar folosind metoda temperaturii critice, nu poate fi făcută în absența nomogramelor sau tabelelor de calcul. Aceasta pentru că, creșterea temperaturii pe secțiunea protejată sau neprotejată necesită un calcul iterativ. Astfel au fost elaborate două seturi de nomograme, care să permită calculul la starea limită de foc, folosind metoda temperaturii critice:

Prima nomogramă de calcul (Figura 5.27) transpune ecuația 5.5 a temperaturii critice funcție de gradul de utilizare. Această nomogramă nu este indispensabilă calculului, dar simplifică simțitor determinarea temperaturii critice, pentru că ecuația 5.7 este dificil de aplicat.

Al doilea set, conține două nomograme (Figura 5.28, Figura 5.29), și tabelele corespunzătoare (Tabelul 5.8, Tabelul 5.9). Nomograma 2 (Figura 5.28) permite determinarea creșterii temperaturii pe secțiunile neprotejate (vezi relația 5.35), pentru diferiți factori de formă a secțiunii, funcție de timp. Nomograma 3 (Figura 5.29) permite determinarea creșterii temperaturii pe secțiunile protejate (vezi relația 5.36), pentru diferiți factori de formă echivalenți a secțiunii, funcție de timp.

În locul nomogramelor se pot folosi valorile listate în Tabelul 5.8, respectiv Tabelul 5.9 pentru determinarea temperaturii funcție de factorul de formă și timp, pentru secțiunile neprotejate, respectiv protejate.

Nomogramele, sau tabelele echivalente sunt indispensabile calculului manual, aplicarea celor două relații iterative (5.35 și 5.36) într-un calcul manual fiind practic imposibilă, pasul de timp necesar pentru calculul creșterii temperaturii fiind de 5 secunde în cazul secțiunilor neprotejate, respectiv maxim 30 de secunde pentru secțiunile protejate, pentru a se asigura convergența numerică.

Nomogramele și tabelele au fost elaborate de către autor, pentru aplicarea modelului simplu într-un calcul manual. Pentru că s-a dorit o precizie deosebită în elaborarea acestor nomograme, programele sursă au fost scrise în limbajul C, și validate prin comparație cu programul SAFIR. Mai trebuie menționat faptul că aceste nomograme au stat la baza validării programului FOCSI 2000, bazat pe modelul simplu.

Algoritmul care calculează creșterea de temperatură pe secțiunile transversale neprotejate este prezentat în Figura 5.26, iar listingul programului în Tabelul 5.7.

Modul de folosire al celor două nomograme a fost prezentat în paragrafele 5.4.2.2 (vezi Figura 5.14) și 5.4.2.3 (vezi Figura 5.15).

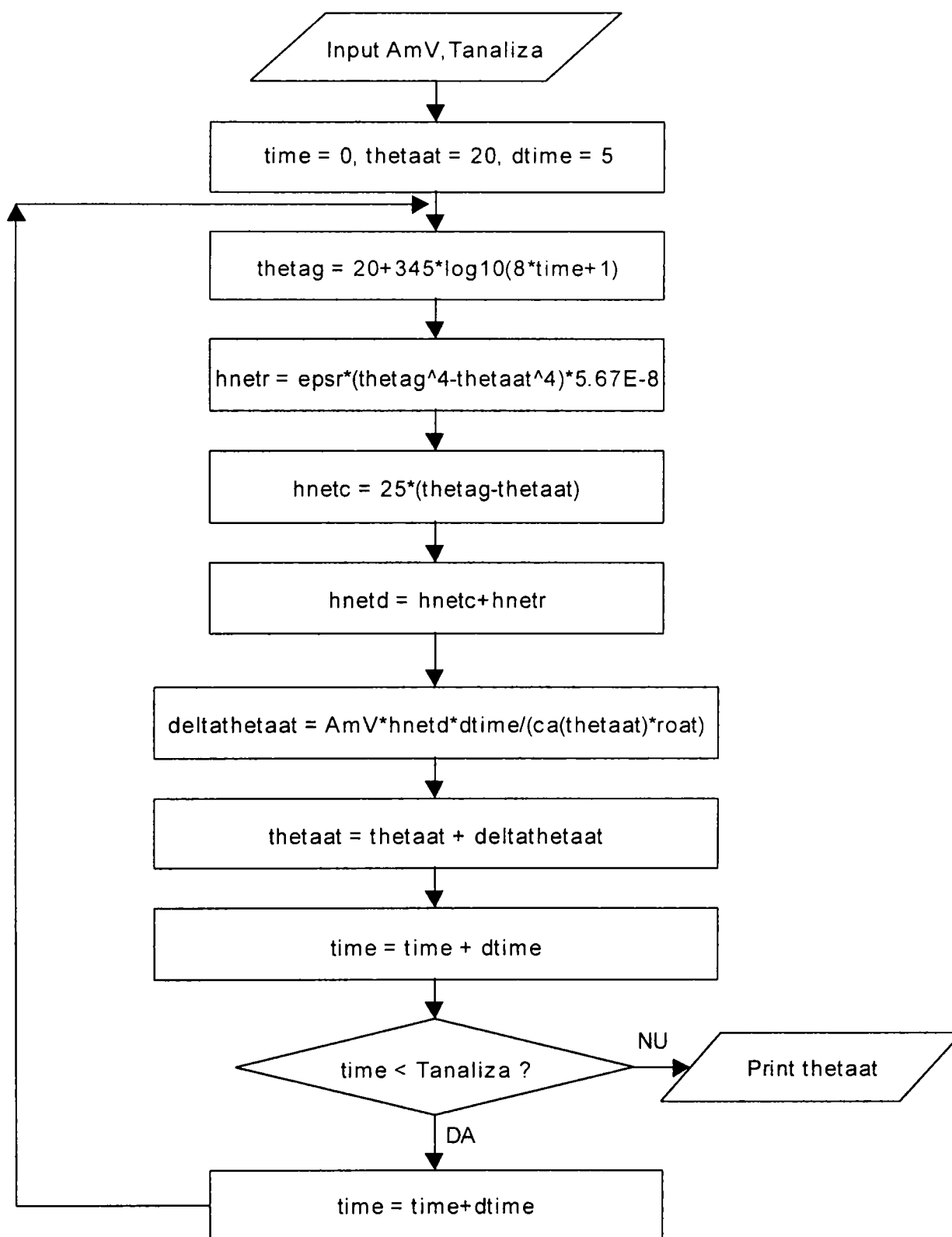


Figura 5.26 Schema logică pentru calculul creșterii temperaturii pe secțiunile neprotejate

Tabelul 5.7 Sursa C a programului de determinare a creșterii temperaturii în secțiuni neprotejate

```

#include <stdio.h>
#include <math.h>

float ca(float ta)
{
if (ta >= 20 && ta < 600)
    return(425+.773*ta-1.69e-3*ta*ta+2.22e-6*ta*ta*ta);
if (ta >= 600 && ta < 735)
    return(666+13002/(738-ta));
if (ta >= 735 && ta < 900)
    return(545+17820/(ta-731));
if (ta >= 900 && ta < 1200)
    return(650);
}

main()
{
float epsf, epsm, epsr;
float hnetc, hnetr, hnetd;
float thetaat, thetag, deltathetaat;
float t, dt, tanaliza, dtscriere;
float roa, fac;
FILE *fp;
char fname[80];

epsf = .8;
epsm = .625;
epsr = epsf * epsm;

thetaat = 20;
roa=7850;
dt=5;

printf("\nIntroduceti factorul de sectiune [m-1]: ");
scanf("%f",&fac);
printf("\nIntroduceti timpul de analiza [sec]: ");
scanf("%f",&tanaliza);
printf("\nIntroduceti pasul de timp [sec]: ");
scanf("%f",&dtscriere);
printf("\nIntroduceti numele fisierului: ");
scanf("%s",&fname);
fp=fopen(fname,"w");
for(t = 0;t<=tanaliza ;t=t+dt)
{
    thetag = 20 + 345 * log10(8 * t / 60 + 1);
    hnetr = epsr * (pow(thetag + 273,4) - pow(thetaat + 273,4));
    hnetr = hnetr * 5.67E-08;
    hnetc = 25 * (thetag - thetaat);
    hnetd = hnetr + hnetc;
    deltathetaat = fac * dt * hnetd / ca(thetaat) / roa;
    thetaat = thetaat + deltathetaat;
    if (fmod(t,dtscriere) == 0)
        fprintf(fp,"%f %f\n",t/60, thetaat);
}
fclose(fp);
printf("\nTemperatura critica: %f",thetaat);
}

```

Tabelul 5.8 Creșterea temperaturii pe secțiuni neprotejate [°C]

Timp [min.]	Factor de formă al secțiunii A_m/V [m ⁻¹]								
	10	15	20	25	30	40	60	100	200
0	20.0	20.0	20.0	20.0	20.0	20.0	20.0	20.0	20.0
1	21.4	22.1	22.8	23.5	24.2	25.6	28.3	33.7	46.6
2	24.1	26.1	28.1	30.1	32.1	36.0	43.7	58.5	92.7
3	27.5	31.2	34.9	38.5	42.1	49.2	62.9	88.8	146.3
4	31.6	37.3	42.8	48.3	53.7	64.3	84.7	122.4	203.0
5	36.2	44.0	51.6	59.2	66.6	80.9	108.2	158.0	260.5
6	41.1	51.3	61.2	70.8	80.3	98.6	133.1	194.9	316.9
7	46.4	59.0	71.3	83.2	94.8	117.2	158.9	232.4	370.8
8	52.1	67.2	81.9	96.1	109.9	136.4	185.4	270.1	421.1
9	58.0	75.8	93.0	109.5	125.6	156.2	212.3	307.5	467.0
10	64.1	84.7	104.4	123.4	141.6	176.4	239.6	344.3	508.4
11	70.5	93.8	116.1	137.5	158.1	197.0	266.9	380.1	545.0
12	77.0	103.2	128.1	152.0	174.8	217.8	294.2	414.6	577.4
13	83.8	112.8	140.4	166.6	191.7	238.7	321.4	447.6	605.8
14	90.6	122.6	152.9	181.6	208.9	259.8	348.3	478.8	631.0
15	97.7	132.6	165.5	196.6	226.2	281.0	374.7	508.2	653.2
16	104.9	142.7	178.3	211.9	243.6	302.1	400.6	535.8	672.6
17	112.2	153.0	191.3	227.2	261.1	323.1	425.9	561.4	689.4
18	119.6	163.4	204.4	242.7	278.7	344.0	450.4	585.2	703.7
19	127.1	174.0	217.5	258.2	296.2	364.7	474.1	607.3	715.5
20	134.7	184.6	230.8	273.8	313.7	385.1	496.8	627.9	724.8
21	142.4	195.3	244.1	289.4	331.2	405.3	518.7	647.0	731.3
22	150.2	206.1	257.5	304.9	348.6	425.0	539.6	664.5	735.2
23	158.1	217.0	271.0	320.5	365.8	444.4	559.6	680.5	739.3
24	166.0	227.9	284.4	336.0	382.9	463.3	578.6	694.8	746.4
25	174.0	238.9	297.9	351.4	399.8	481.8	596.7	707.2	756.5
26	182.0	249.9	311.3	366.7	416.4	499.7	613.9	717.7	768.7
27	190.2	261.0	324.8	382.0	432.9	517.2	630.3	725.9	781.6
28	198.3	272.1	338.2	397.0	449.0	534.1	646.0	731.7	794.0
29	206.5	283.2	351.5	411.9	464.9	550.4	660.7	735.1	805.4
30	214.8	294.3	364.8	426.7	480.4	566.2	674.5	738.5	815.6
31	223.1	305.4	378.0	441.2	495.7	581.5	687.3	743.9	
32	231.4	316.6	391.1	455.5	510.5	596.1	698.9	751.7	
33	239.8	327.7	404.1	469.6	525.1	610.3	709.3	761.6	
34	248.1	338.8	417.0	483.5	539.2	624.1	718.2	773.1	
35	256.6	349.8	429.8	497.1	553.0	637.3	725.4	785.2	
36	265.0	360.8	442.4	510.4	566.5	650.1	730.7	797.4	
37	273.4	371.8	454.8	523.5	579.5	662.3	734.2	809.3	
38	281.9	382.7	467.1	536.3	592.2	673.9	736.7	820.5	
39	290.4	393.6	479.3	548.8	604.5	684.8	740.3	831.0	
40	298.8	404.4	491.2	561.0	616.5	695.0	745.5	840.6	
41	307.3	415.1	503.0	573.0	628.2	704.3	752.5	849.4	
42	315.8	425.7	514.5	584.6	639.6	712.7	761.1	857.4	
43	324.3	436.3	525.9	595.9	650.6	719.9	771.0	864.8	
44	332.8	446.8	537.1	607.0	661.3	725.9	781.6	871.5	
45	341.2	457.1	548.0	617.9	671.5	730.4	792.7	877.6	
46	349.7	467.4	558.8	628.5	681.2	733.6	803.9		
47	358.1	477.5	569.3	638.8	690.4	735.8	814.9		
48	366.5	487.5	579.7	648.9	699.0	738.4	825.6		
49	374.9	497.4	589.8	658.6	706.9	742.1	835.9		
50	383.2	507.2	599.7	668.0	714.1	747.0	845.7		
51	391.5	516.8	609.4	677.1	720.3	753.2	855.0		
52	399.8	526.3	618.9	685.7	725.6	760.7	863.7		
53	408.1	535.7	628.3	693.9	729.8	769.1	871.8		
54	416.3	545.0	637.5	701.6	732.9	778.2	879.4		
55	424.5	554.1	646.4	708.7	735.0	787.9	886.5		
56	432.6	563.0	655.2	715.1	736.9	797.8	893.1		
57	440.7	571.9	663.7	720.8	739.6	807.8	899.2		
58	448.7	580.5	671.9	725.6	743.2	817.8	904.9		
59	456.6	589.1	679.9	729.5	747.8	827.7	910.2		
60	464.5	597.5	687.5	732.4	753.4	837.3	915.2		
61	472.4	605.7	694.7	734.5	759.9				
62	480.2	613.9	701.6	736.2	767.2				
63	487.9	621.9	707.9	738.4	775.2				
64	495.6	629.8	713.8	741.3	783.7				

Timp [min.]	Factor de formă al secțiunii A_m/V [m ⁻¹]								
	10	15	20	25	30	40	60	100	200
65	503.1	637.6	719.1	745.0	792.5				
66	510.7	645.3	723.7	749.6	801.6				
67	518.1	652.8	727.5	755.0	810.7				
68	525.5	660.1	730.7	761.2	819.8				
69	532.8	667.2	733.1	768.1	828.9				
70	540.0	674.2	734.8	775.5	837.8				
71	547.1	680.9	736.3	783.4	846.6				
72	554.2	687.4	738.3	791.5	855.1				
73	561.2	693.7	740.8	799.9	863.4				
74	568.1	699.6	744.0	808.4	871.5				
75	574.9	705.3	747.9	816.9	879.3				
76	581.7	710.5	752.5						
77	588.4	715.4	757.7						
78	595.0	719.8	763.6						
79	601.5	723.7	769.9						
80	607.9	727.1	776.7						
81	614.3	729.9	783.8						
82	620.6	732.2	791.2						
83	626.9	734.0	798.8						
84	633.0	735.3	806.5						
85	639.1	736.6	814.3						
86	645.2	738.4	822.1						
87	651.1	740.6	830.0						
88	656.9	743.3	837.7						
89	662.7	746.5	845.4						
90	668.3	750.2	853.1						
91	673.8	754.4							
92	679.2	759.1							
93	684.4	764.2							
94	689.5	769.7							
95	694.5	775.6							
96	699.2	781.7							
97	703.8	788.0							
98	708.1	794.6							
99	712.2	801.3							
100	716.0	808.1							
101	719.5	815.0							
102	722.7	821.9							
103	725.6	828.8							
104	728.1	835.7							
105	730.3	842.6							
106	732.1	849.5							
107	733.5	856.3							
108	734.7	863.0							
109	735.7	869.6							
110	736.9	876.2							
111	738.3	882.6							
112	740.0	889.0							
113	742.0	895.2							
114	744.3	901.3							
115	747.0	907.3							
116	750.0	913.1							
117	753.3	918.7							
118	756.9	924.2							
119	760.9	929.6							
120	765.1	934.8							

Tabelul 5.9 Creșterea temperaturii pe secțiuni protejate [°C]

Timp [min]	Factor echivalent $(A_p \cdot \lambda_p) / (V \cdot d_p)$ [W/m ³ K]																
	2000	1700	1500	1200	1000	900	800	700	600	500	400	350	300	250	200	150	100
0	20.0	20.0	20.0	20.0	20.0	20.0	20.0	20.0	20.0	20.0	20.0	20.0	20.0	20.0	20.0	20.0	20.0
1	27.7	26.6	25.8	24.7	23.9	23.5	23.1	22.7	22.3	22.0	21.6	21.4	21.2	21.0	20.8	20.6	20.4
2	40.3	37.4	35.4	32.4	30.4	29.3	28.3	27.3	26.3	25.2	24.2	23.7	23.2	22.6	22.1	21.6	21.1
3	54.6	49.7	46.4	41.3	37.9	36.1	34.4	32.6	30.9	29.1	27.3	26.4	25.5	24.6	23.7	22.8	21.8
4	69.8	62.8	58.1	50.9	46.0	43.5	41.0	38.5	35.9	33.3	30.7	29.4	28.1	26.7	25.4	24.1	22.7
5	85.3	76.4	70.3	60.9	54.5	51.2	47.9	44.6	41.2	37.8	34.3	32.6	30.8	29.0	27.2	25.5	23.6
6	101.0	90.2	82.7	71.2	63.2	59.2	55.1	50.9	46.7	42.4	38.1	35.9	33.7	31.4	29.2	26.9	24.6
7	116.8	104.0	95.3	81.6	72.1	67.3	62.4	57.4	52.3	47.2	41.9	39.3	36.6	33.9	31.2	28.4	25.6
8	132.5	117.9	107.8	92.1	81.1	75.5	69.8	64.0	58.1	52.1	45.9	42.8	39.6	36.5	33.2	30.0	26.7
9	148.0	131.7	120.4	102.6	90.2	83.8	77.3	70.7	63.9	57.0	50.0	46.4	42.7	39.1	35.3	31.6	27.8
10	163.4	145.4	132.8	113.1	99.3	92.2	84.9	77.5	69.8	62.1	54.1	50.0	45.9	41.7	37.5	33.2	28.9
11	178.5	158.9	145.2	123.6	108.4	100.5	92.5	84.2	75.8	67.1	58.2	53.7	49.1	44.4	39.7	34.9	30.0
12	193.5	172.4	157.5	134.0	117.5	108.9	100.1	91.0	81.8	72.2	62.4	57.4	52.3	47.2	41.9	36.6	31.1
13	208.3	185.6	169.7	144.4	126.5	117.2	107.7	97.8	87.8	77.4	66.6	61.2	55.6	49.9	44.1	38.3	32.3
14	222.8	198.7	181.8	154.7	135.5	125.5	115.2	104.7	93.8	82.5	70.9	64.9	58.9	52.7	46.4	40.0	33.5
15	237.0	211.7	193.7	165.0	144.5	133.8	122.8	111.5	99.8	87.7	75.2	68.7	62.2	55.5	48.7	41.8	34.7
16	251.0	224.4	205.5	175.1	153.4	142.1	130.4	118.3	105.8	92.9	79.4	72.5	65.5	58.3	51.0	43.5	35.9
17	264.8	237.0	217.1	185.2	162.3	150.3	137.9	125.1	111.8	98.0	83.7	76.4	68.9	61.2	53.3	45.3	37.1
18	278.3	249.3	228.6	195.1	171.1	158.4	145.4	131.8	117.8	103.2	88.0	80.2	72.2	64.0	55.7	47.1	38.3
19	291.6	261.5	239.9	205.0	179.8	166.5	152.8	138.6	123.8	108.4	92.3	84.1	75.6	66.9	58.0	48.9	39.5
20	304.6	273.5	251.1	214.8	188.5	174.6	160.2	145.3	129.7	113.6	96.7	87.9	79.0	69.8	60.4	50.7	40.8
21	317.3	285.3	262.2	224.5	197.0	182.6	167.6	151.9	135.7	118.7	101.0	91.8	82.3	72.7	62.8	52.5	42.0
22	329.8	296.9	273.0	234.0	205.6	190.5	174.9	158.6	141.6	123.9	105.3	95.6	85.7	75.6	65.1	54.4	43.3
23	342.1	308.3	283.7	243.5	214.0	198.4	182.2	165.2	147.5	129.0	109.6	99.5	89.1	78.5	67.5	56.2	44.6
24	354.1	319.5	294.3	252.8	222.4	206.2	189.4	171.8	153.4	134.1	113.9	103.3	92.5	81.4	69.9	58.1	45.8
25	365.8	330.5	304.7	262.1	230.7	214.0	196.6	178.3	159.3	139.2	118.2	107.2	95.9	84.3	72.3	59.9	47.1
26	377.3	341.4	315.0	271.2	238.9	221.7	203.7	184.9	165.1	144.3	122.5	111.1	99.3	87.2	74.7	61.8	48.4
27	388.6	352.0	325.1	280.3	247.1	229.3	210.8	191.3	170.9	149.4	126.7	114.9	102.7	90.1	77.1	63.7	49.7
28	399.6	362.5	335.0	289.2	255.1	236.9	217.8	197.8	176.7	154.5	131.0	118.7	106.1	93.0	79.5	65.5	51.0
29	410.4	372.7	344.8	298.0	263.1	244.4	224.8	204.2	182.4	159.5	135.3	122.6	109.5	96.0	81.9	67.4	52.3
30	421.0	382.8	354.4	306.7	271.0	251.8	231.7	210.5	188.2	164.5	139.5	126.4	112.9	98.9	84.4	69.3	53.6
31	431.3	392.7	363.9	315.3	278.8	259.2	238.6	216.8	193.9	169.6	143.8	130.2	116.3	101.8	86.8	71.2	54.9
32	441.4	402.4	373.2	323.8	286.6	266.5	245.4	223.1	199.5	174.5	148.0	134.1	119.6	104.7	89.2	73.0	56.2
33	451.3	411.9	382.4	332.2	294.3	273.8	252.2	229.3	205.1	179.5	152.2	137.9	123.0	107.6	91.6	74.9	57.5
34	460.9	421.3	391.4	340.5	301.9	281.0	258.9	235.5	210.7	184.4	156.4	141.7	126.4	110.5	94.0	76.8	58.8
35	470.4	430.4	400.2	348.7	309.4	288.1	265.5	241.7	216.3	189.4	160.6	145.4	129.7	113.4	96.4	78.7	60.1
36	479.6	439.4	409.0	356.7	316.8	295.1	272.1	247.8	221.9	194.3	164.8	149.2	133.1	116.3	98.9	80.6	61.5
37	488.7	448.3	417.5	364.7	324.2	302.1	278.7	253.8	227.4	199.1	168.9	153.0	136.5	119.2	101.3	82.5	62.8
38	497.5	456.9	426.0	372.5	331.5	309.0	285.2	259.8	232.8	204.0	173.1	156.8	139.8	122.1	103.7	84.4	64.1
39	506.1	465.4	434.3	380.3	338.7	315.9	291.6	265.8	238.3	208.8	177.2	160.5	143.1	125.0	106.1	86.3	65.4
40	514.6	473.7	442.4	387.9	345.8	322.6	298.0	271.8	243.7	213.6	181.3	164.3	146.5	127.9	108.5	88.2	66.8
41	522.9	481.9	450.4	395.5	352.8	329.4	304.4	277.6	249.1	218.4	185.4	168.0	149.8	130.8	110.9	90.1	68.1
42	530.9	489.9	458.3	402.9	359.8	336.0	310.6	283.5	254.4	223.2	189.5	171.7	153.1	133.7	113.3	92.0	69.4
43	538.8	497.8	466.0	410.3	366.7	342.6	316.9	289.3	259.7	227.9	193.6	175.4	156.4	136.6	115.8	93.9	70.8
44	546.6	505.5	473.6	417.5	373.5	349.1	323.0	295.1	265.0	232.6	197.7	179.1	159.7	139.4	118.2	95.8	72.1
45	554.1	513.0	481.1	424.6	380.2	355.6	329.2	300.8	270.3	237.3	201.7	182.8	163.0	142.3	120.6	97.7	73.4
46	561.5	520.4	488.4	431.7	386.9	362.0	335.2	306.5	275.5	242.0	205.8	186.5	166.3	145.2	123.0	99.6	74.8
47	568.8	527.7	495.6	438.6	393.4	368.3	341.2	312.1	280.7	246.7	209.8	190.1	169.6	148.0	125.4	101.5	76.1
48	575.9	534.8	502.7	445.5	399.9	374.5	347.2	317.7	285.8	251.3	213.8	193.8	172.8	150.9	127.8	103.4	77.5
49	582.8	541.8	509.7	452.2	406.4	380.7	353.1	323.2	290.9	255.9	217.8	197.4	176.1	153.7	130.1	105.3	78.8
50	589.6	548.7	516.5	458.9	412.7	386.9	358.9	328.7	296.0	260.5	221.7	201.0	179.3	156.5	132.5	107.1	80.2
51	596.2	555.4	523.2	465.4	419.0	392.9	364.7	334.2	301.0	265.0	225.7	204.6	182.6	159.4	134.9	109.0	81.5
52	602.7	562.0	529.8	471.9	425.2	398.9	370.5	339.6	306.1	269.5	229.6	208.2	185.8	162.2	137.3	110.9	82.8
53	609.1	568.5	536.3	478.2	431.3	404.9	376.2	345.0	311.0	274.0	233.5	211.8	189.0	165.0	139.7	112.8	84.2
54	615.4	574.8	542.7	484.5	437.4	410.7	381.8	350.3	316.0	278.5	237.4	215.4	192.2	167.8	142.1	114.7	85.5
55	621.6	581.1	549.0	490.7	443.3	416.5	387.4	355.6	320.9	283.0	241.3	219.0	195.5	170.7	144.4	116.6	86.9
56	627.6	587.2	555.1	496.8	449.3	422.3	392.9	360.9	325.8	287.4	245.2	222.5	198.6	173.5	146.8	118.5	88.2
57	633.6	593.2	561.2	502.8	455.1	428.0	398.4	366.1	330.6	291.8	249.1	226.1	201.8	176.3	149.2	120.4	89.6
58	639.4	599.1	567.2	508.7	460.9	433.6	403.8	371.2	335.5	296.2	252.9	229.6	205.0	179.0	151.5	122.3	90.9
59	645.1	604.9	573.0	514.6	466.6	439.2	409.2	376.3	340.2	300.5	256.7	233.1	208.2	181.8	153.9	124.1	92.2
60	650.7	610.6	578.8	520.3	472.2	444.7	414.5	381.4	345.0	304.9	260.5	236.6	211.3	184.6	156.2	126.0	93.6
61	656.2	616.2	584.4	526.0	477.7	450.1	419.8	386.4	349.7	309.2	264.3	240.1	214.5	187.4	158.6	127.9	94.9
62	661.5	621.8	590.0	531.6	483.2	455.5	425.0	391.4	354.4	313.5	268.1	243.6	217.6	190.1	160.9	129.8	96.3
63	666.7	627.2	595.5	537.1	488.6	460.8	430.2	396.4	359.1	317.7	271.9	247.0	220.8	192.9	163.3	131.6	97.6

Metode de calcul simplificat a structurilor metalice la acțiunea focului

Timp [min]	Factor echivalent $(A_p \cdot \lambda_p) / (V \cdot d_p) [W/m^3K]$																
	2000	1700	1500	1200	1000	900	800	700	600	500	400	350	300	250	200	150	100
64	671.8	632.6	600.9	542.5	494.0	466.1	435.3	401.3	363.7	322.0	275.6	250.5	223.9	195.7	165.6	133.5	99.0
65	676.8	637.8	606.2	547.9	499.3	470.0	440.4	406.2	368.3	326.2	279.3	253.9	227.0	198.4	168.0	135.4	100.3
66	681.6	643.0	611.4	553.2	504.5	476.4	445.4	411.0	372.8	330.4	283.1	257.3	230.1	201.1	170.3	137.3	101.6
67	686.3	648.1	616.5	558.4	509.7	481.5	450.3	415.8	377.3	334.5	286.8	260.7	233.2	203.9	172.6	139.1	103.0
68	690.8	653.1	621.6	563.5	514.8	486.5	455.3	420.5	381.8	338.7	290.4	264.1	236.3	206.6	174.9	141.0	104.3
69	695.1	658.0	626.6	568.6	519.8	491.5	460.1	425.2	386.3	342.8	294.1	267.5	239.3	209.3	177.2	142.8	105.7
70	699.3	662.7	631.6	573.6	524.8	496.4	464.9	429.9	390.7	346.9	297.7	270.9	242.4	212.0	179.6	144.7	107.0
71	703.4	667.4	636.4	578.5	529.7	501.3	469.7	434.5	395.1	350.9	301.4	274.3	245.4	214.7	181.9	146.6	108.4
72	707.2	672.0	641.2	583.3	534.6	506.1	474.4	439.1	399.4	355.0	305.0	277.6	248.5	217.4	184.2	148.4	109.7
73	710.8	676.5	645.9	588.1	539.4	510.9	479.1	443.6	403.8	359.0	308.6	280.9	251.5	220.1	186.5	150.3	111.0
74	714.2	680.9	650.6	592.8	544.1	515.6	483.7	448.1	408.1	363.0	312.1	284.3	254.5	222.8	188.8	152.1	112.4
75	717.4	685.1	655.1	597.5	548.8	520.2	488.3	452.5	412.3	367.0	315.7	287.6	257.5	225.5	191.0	154.0	113.7
76	720.4	689.2	659.6	602.1	553.4	524.8	492.9	457.0	416.5	370.9	319.3	290.9	260.6	228.1	193.3	155.8	115.0
77	723.1	693.2	664.0	606.6	558.0	529.4	497.3	461.3	420.7	374.8	322.8	294.1	263.5	230.8	195.6	157.7	116.4
78	725.6	697.1	668.3	611.1	562.5	533.9	501.8	465.7	424.9	378.7	326.3	297.4	266.5	233.4	197.9	159.5	117.7
79	727.7	700.8	672.5	615.5	566.9	538.3	506.2	470.0	429.0	382.6	329.8	300.7	269.5	236.1	200.2	161.3	119.1
80	729.7	704.4	676.6	619.9	571.3	542.7	510.5	474.3	433.1	386.5	333.3	303.9	272.5	238.7	202.4	163.2	120.4
81	731.3	707.8	680.6	624.3	575.7	547.1	514.9	478.5	437.2	390.3	336.7	307.1	275.4	241.4	204.7	165.0	121.7
82	732.7	711.1	684.6	628.5	580.0	551.3	519.1	482.7	441.3	394.1	340.2	310.3	278.4	244.0	206.9	166.8	123.1
83	733.9	714.2	688.4	632.8	584.2	555.6	523.3	486.8	445.3	397.9	343.6	313.6	281.3	246.6	209.2	168.7	124.4
84	734.8	717.1	692.1	636.9	588.4	559.8	527.5	490.9	449.2	401.6	347.0	316.7	284.2	249.2	211.4	170.5	125.7
85	735.7	719.8	695.7	641.0	592.5	564.0	531.7	495.0	453.2	405.4	350.4	319.9	287.1	251.8	213.7	172.3	127.0
86	736.7	722.3	699.2	645.1	596.6	568.1	535.8	499.0	457.1	409.1	353.8	323.1	290.0	254.4	215.9	174.1	128.4
87	737.8	724.6	702.6	649.1	600.7	572.1	539.8	503.0	461.0	412.7	357.2	326.2	292.9	257.0	218.2	175.9	129.7
88	739.2	726.7	705.9	653.0	604.7	576.2	543.8	507.0	464.9	416.4	360.5	329.4	295.8	259.6	220.4	177.8	131.0
89	740.8	728.6	709.0	656.9	608.7	580.1	547.8	510.9	468.7	420.0	363.8	332.5	298.7	262.2	222.6	179.6	132.4
90	742.6	730.2	711.9	660.8	612.6	584.1	551.7	514.8	472.5	423.7	367.2	335.6	301.5	264.7	224.8	181.4	133.7
91	744.7	731.7	714.8	664.5	616.5	588.0	555.6	518.7	476.2	427.2	370.5	338.7	304.4	267.3	227.1	183.2	135.0
92	746.9	732.9	717.4	668.2	620.3	591.8	559.5	522.5	480.0	430.8	373.7	341.8	307.2	269.8	229.3	185.0	136.3
93	749.5	733.9	719.9	671.9	624.1	595.6	563.3	526.3	483.7	434.4	377.0	344.8	310.1	272.4	231.5	186.8	137.7
94	752.2	734.8	722.2	675.4	627.9	599.4	567.1	530.1	487.4	437.9	380.3	347.9	312.9	274.9	233.7	188.6	139.0
95	755.2	735.5	724.4	678.9	631.6	603.1	570.8	533.8	491.0	441.4	383.5	350.9	315.7	277.5	235.9	190.4	140.3
96	758.4	736.4	726.3	682.4	635.3	606.8	574.5	537.5	494.6	444.9	386.7	354.0	318.5	280.0	238.1	192.2	141.6
97	761.8	737.4	728.1	685.7	639.0	610.5	578.2	541.1	498.2	448.3	389.9	357.0	321.3	282.5	240.2	194.0	142.9
98	765.3	738.6	729.7	689.0	642.6	614.1	581.8	544.8	501.8	451.7	393.1	360.0	324.1	285.0	242.4	195.8	144.2
99	769.0	739.9	731.1	692.2	646.1	617.7	585.4	548.3	505.3	455.1	396.3	363.0	326.9	287.5	244.6	197.5	145.6
100	772.9	741.4	732.3	695.4	649.7	621.2	589.0	551.9	508.8	458.5	399.4	366.0	329.6	290.0	246.8	199.3	146.9
101	776.9	743.2	733.4	698.4	653.1	624.8	592.5	555.4	512.3	461.9	402.5	368.9	332.4	292.5	248.9	201.1	148.2
102	781.0	745.1	734.2	701.4	656.6	628.3	596.0	558.9	515.8	465.2	405.7	371.9	335.1	295.0	251.1	202.9	149.5
103	785.1	747.2	735.0	704.2	660.0	631.7	599.4	562.4	519.2	468.5	408.8	374.8	337.8	297.5	253.3	204.7	150.8
104	789.4	749.4	735.7	707.0	663.3	635.1	602.9	565.8	522.6	471.8	411.8	377.8	340.6	299.9	255.4	206.4	152.1
105	793.7	751.9	736.5	709.6	666.6	638.5	606.3	569.2	526.0	475.1	414.9	380.7	343.3	302.4	257.6	208.2	153.4
106	798.1	754.6	737.5	712.2	669.8	641.9	609.6	572.6	529.3	478.4	418.0	383.6	346.0	304.8	259.7	210.0	154.7
107	802.5	757.4	738.6	714.6	673.0	645.2	613.0	575.9	532.6	481.6	421.0	386.5	348.7	307.3	261.8	211.7	156.0
108	806.9	760.4	739.8	717.0	676.2	648.5	616.3	579.2	535.9	484.8	424.0	389.3	351.4	309.7	264.0	213.5	157.3
109	811.3	763.6	741.2	719.2	679.3	651.7	619.6	582.5	539.2	488.0	427.0	392.2	354.0	312.1	266.1	215.2	158.6
110	815.8	766.9	742.7	721.2	682.3	654.9	622.8	585.8	542.4	491.2	430.0	395.0	356.7	314.6	268.2	217.0	160.0
111	820.2	770.3	744.4	723.2	685.3	658.1	626.1	589.0	545.7	494.3	433.0	397.9	359.3	317.0	270.3	218.8	161.3
112	824.7	773.8	746.3	725.0	688.2	661.2	629.3	592.2	548.8	497.4	436.0	400.7	362.0	319.4	272.4	220.5	162.6
113	829.1	777.5	748.3	726.6	691.0	664.3	632.4	595.4	552.0	500.5	438.9	403.5	364.6	321.8	274.6	222.2	163.9
114	833.6	781.2	750.5	728.2	693.8	667.4	635.6	598.5	555.2	503.6	441.8	406.3	367.2	324.2	276.7	224.0	165.1
115	838.0	785.0	752.9	729.5	696.6	670.4	638.7	601.6	558.3	506.7	444.7	409.1	369.8	326.6	278.8	225.7	166.4
116	842.4	788.8	755.4	730.8	699.2	673.3	641.8	604.7	561.4	509.7	447.6	411.9	372.4	328.9	280.9	227.5	167.7
117	846.7	792.7	758.1	731.9	701.8	676.3	644.8	607.8	564.4	512.7	450.5	414.6	375.0	331.3	282.9	229.2	169.0
118	851.1	796.7	760.9	732.8	704.4	679.1	647.9	610.8	567.5	515.7	453.4	417.4	377.6	333.7	285.0	230.9	170.3
119	855.4	800.7	763.8	733.7	706.8	682.0	650.8	613.8	570.5	518.7	456.2	420.1	380.2	336.0	287.1	232.7	171.6
120	859.6	804.7	766.9	734.4	709.2	684.7	653.8	616.8	573.5	521.7	459.1	422.8	382.7	338.4	289.2	234.4	172.9

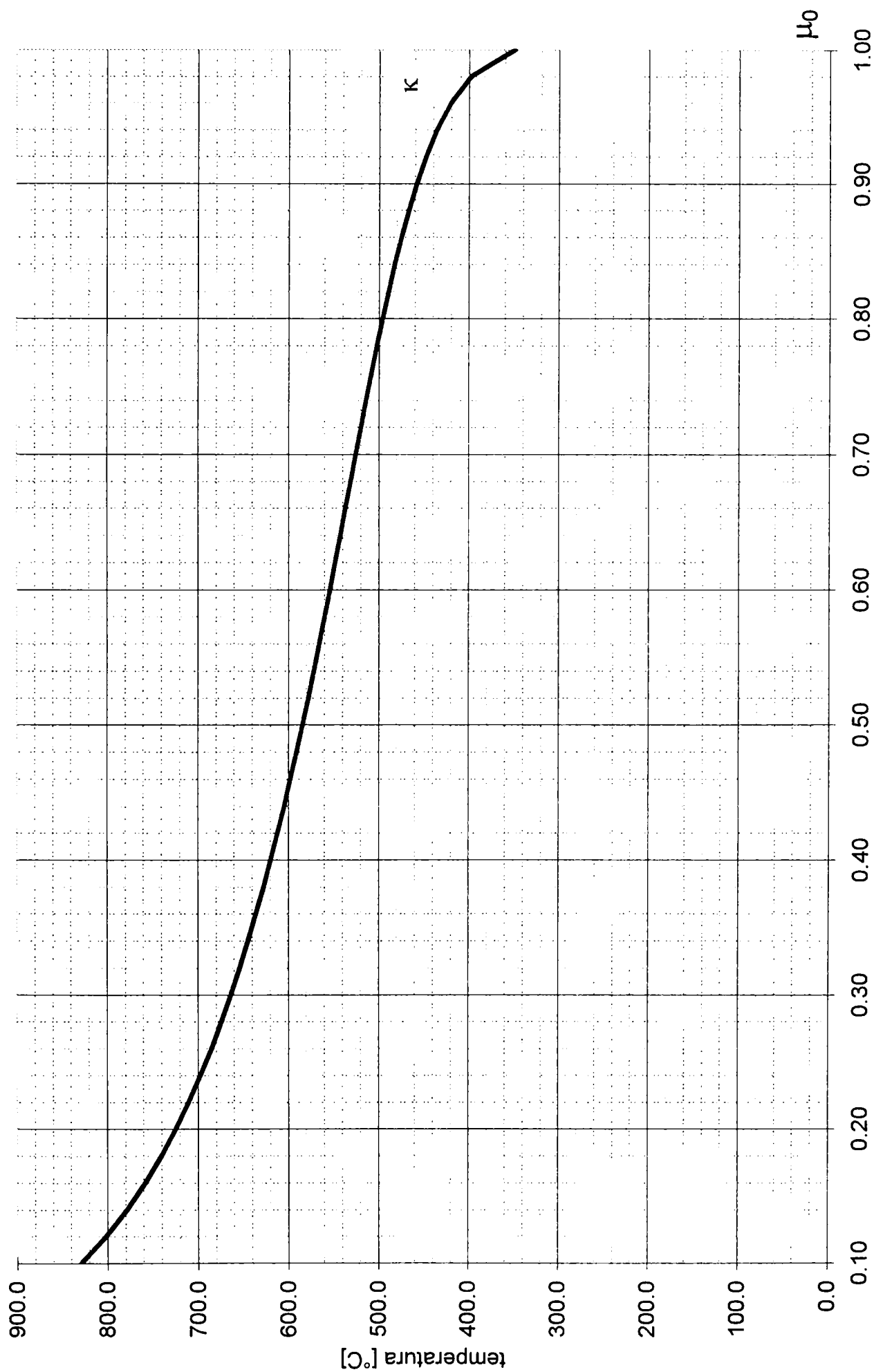


Figura 5.27 Nomograma 1, pentru determinarea temperaturii critice functie de gradul de utilizare

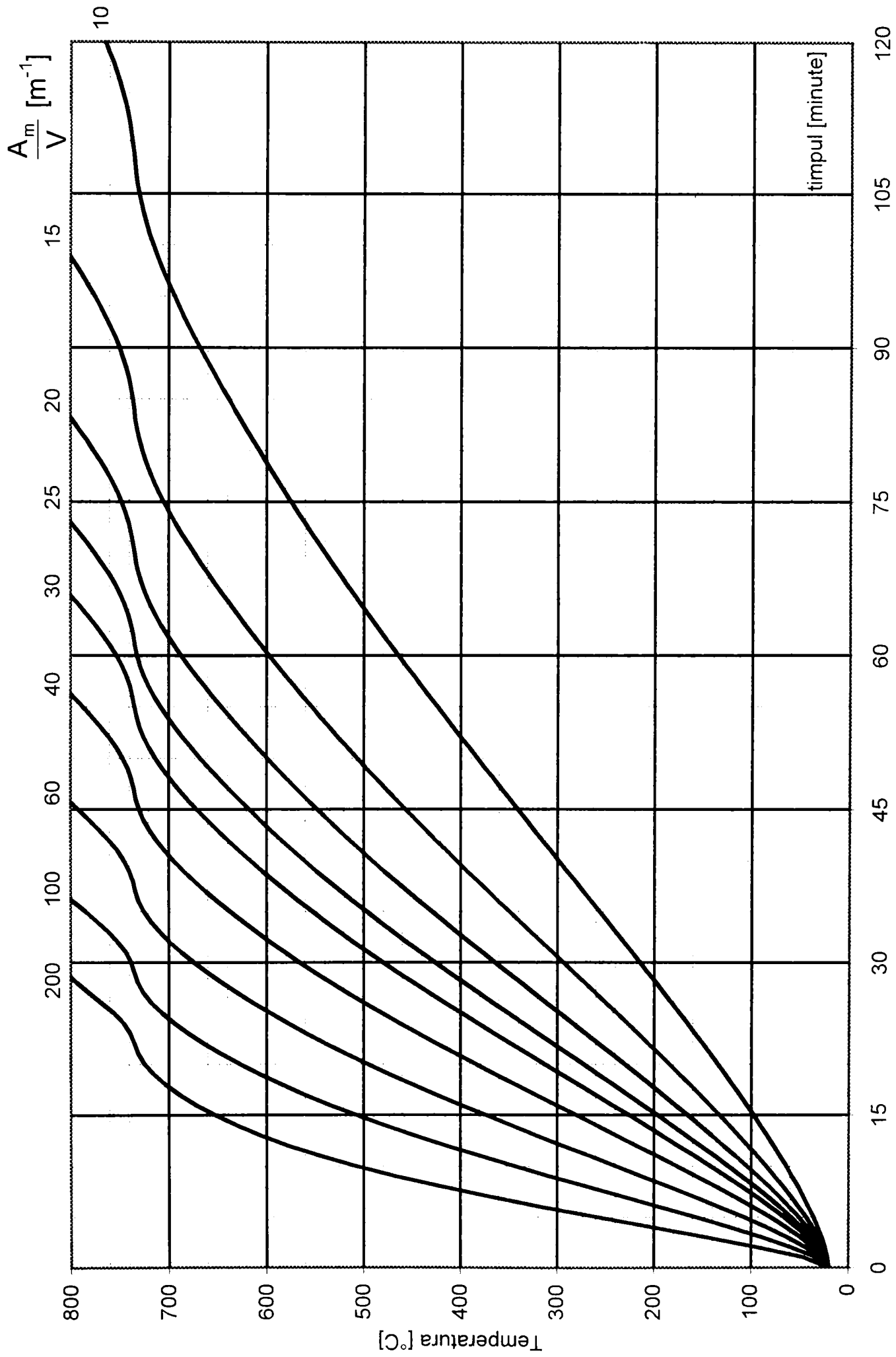


Figura 5.28 Nomograma 2, pentru determinarea cresterii temperaturii pe sectiunea neprotejata, functie de timp

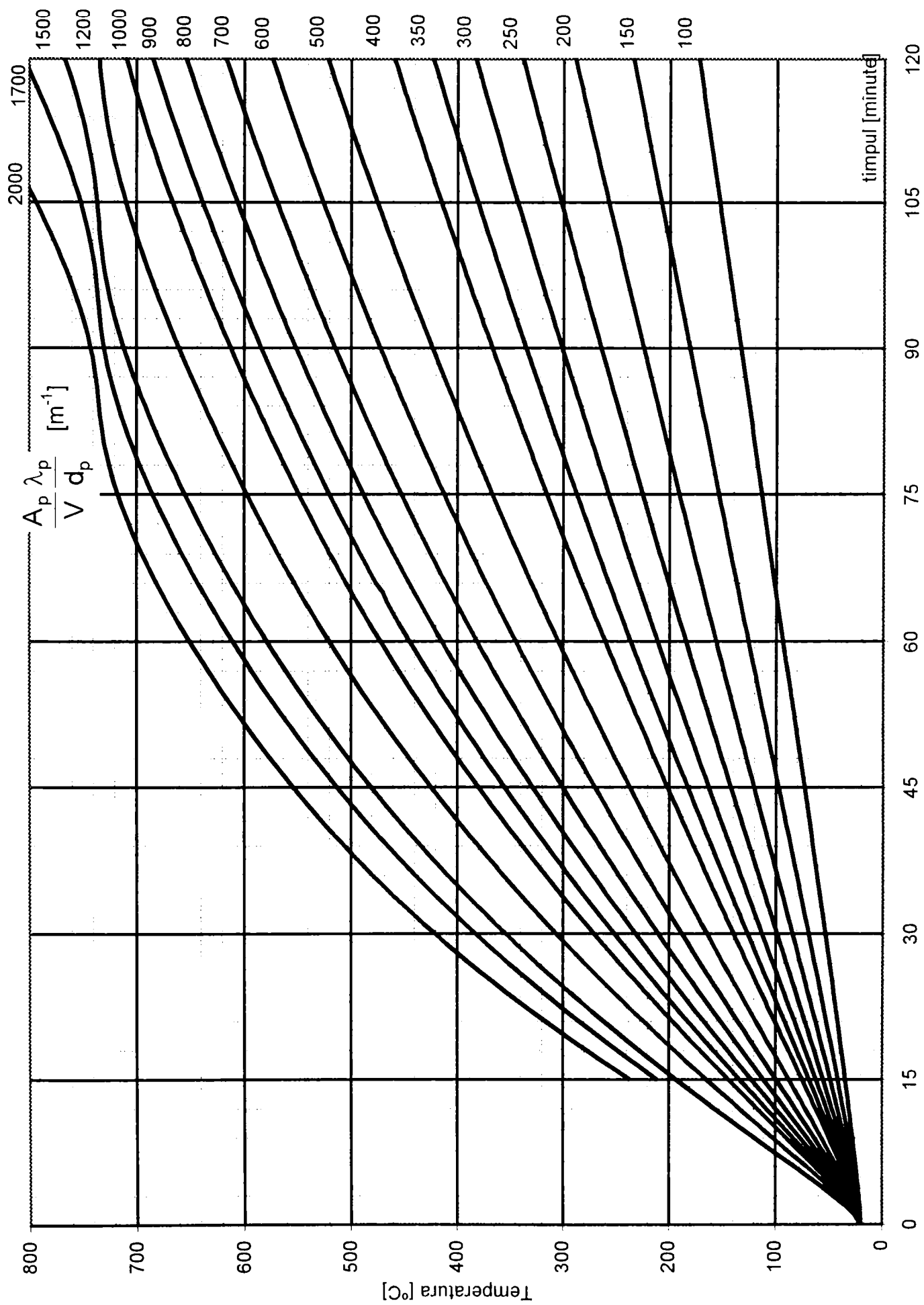


Figura 5.29 Nomograma 3, pentru determinarea cresterii temperaturii pe sectiunea protejata, functie de timp

5.8 Concluzii capitolului 5

- ⇒ Comparând răspunsul termic, obținut pe baza modelului simplu implementat în programul FOCSI 2000 și răspunsul termic determinat cu programul de analiză structurală SAFIR, bazat pe metoda elementului finit, se poate spune cu certitudine că modelul simplu oferă suficientă precizie în calculele inginerești.
- ⇒ Autorul a comparat rezultatele obținute prin folosirea programului FOCSI 2000, cu valorile obținute experimental pe grinzi expuse la foc ISO. Modelul simplu și programul au obținut valori foarte apropiate de valorile experimentale, chiar și în cazul grinzii de oțel protejată cu o tablă subțire, caz care nu este explicit prevăzut în Eurocode 3 – Partea 1.2.
- ⇒ Aplicarea relațiilor de verificare prezentate în acest capitol nu pot fi făcute într-un calcul manual, datorită caracterului iterativ al expresiilor care permit determinarea creșterii temperaturii pe secțiunea transversală, fie neprotejată, fie protejată.
- ⇒ Nomogramele de calcul și tabelele echivalente, elaborate de autor permit aplicarea modelului simplu și într-un calcul manual.
- ⇒ În cazul în care se dorește o proiectare optimală la starea limită de incendiu, folosind modelul simplu, calculul manual devine mult prea greoi, fiind necesară folosirea unui program de analiză cum este FOCSI 2000, bazat pe modelul simplu, care permite testarea diferitelor variante de soluții în timp real.

CALCULUL CADRELOR METALICE LA STAREA LIMITĂ DE INCENDIU

6.1 Introducere

Structura metalică în cadre cu o deschidere și un nivel este frecvent utilizată pentru halele industriale, săli de sport, magazine, depozite etc. În cadrul unui concept global de securitate la incendiu, este câteodată superfluă impunerea la acest tip de construcție a unei rezistențe la foc ISO de ordinul unei ore R60 sau chiar mai mult. Dacă căile de evacuare sunt judicios concepute, și sunt accesibile, este rezonabil de conceput o structură rezistentă pe perioada necesară evacuării persoanelor din clădire și pierderea clădirii, fără pierderi umane. Există pe de altă parte destule argumente pentru a cere o rezistență la foc suficientă pentru recuperarea clădirii cum ar fi, reluarea activității cât mai rapide după încetarea sinistrului, necesitatea limitării dispersiei de materiale toxice în exterior, interesul istoric al clădirii. În plus mai există reglementările naționale care cer pentru diferite tipuri de structuri un anumit timp de rezistență la foc ISO.

Cum este practic imposibil de a testa un cadru la foc în adevărată mărime, singura soluție o reprezintă dimensionarea prin calcul. Metodele simplificate permit verificarea elementelor structurii cu ipotezele simplificatoare de rigoare. O analiză structurală neliniară a întregii structuri, care integrează ansamblul fenomenelor (static și termic) pe care le suferă cadrul în cursul incendiului permite o proiectare mai fină a structurii, și deseori mai economică, ținând seama de gradele de acoperire mari ale metodelor simplificate de calcul. Metodele de analiză numerică structurală sunt astăzi acceptate de majoritatea autorităților naționale din țările Europene.

Pe de altă parte apare necesitatea punerii la dispoziția inginerului practician, fie el proiectant de structuri sau verificator a unor metode de calcul mai simple decât calculul numeric sofisticat, și care să furnizeze rezultate securitare.

Eurocode 3 [32] propune asemenea metode de calcul simple care merită luate în considerare. La o analiză mai atentă se observă că aplicarea acestor metode de calcul la situații reale, ridică anumite probleme. Cea mai mare parte a acestor probleme o reprezintă faptul că autorii documentului, specialiști în domeniul focului, fac dese referiri și trimiteri către Eurocode 3 norma de bază la temperatura ambiantă [31]. În plus există deseori lipsuri de informații în Eurocode 3 în momentul în care formulele trebuiesc aplicate în practică.

De câțiva ani la Universitatea din Liège, Serviciul Poduri și Șarpante, au fost întreprinse diverse cercetări legate de subiectul proiectării la foc a cadrelor metalice supuse temperaturilor înalte, concretizate în lucrări de diplomă, [46] și [87], respectiv în două publicații [47] și [44]. Aceste cercetări au fost complicate de faptul că Eurocode 3 era reeditat, câteodată chiar de două ori într-un an, într-o variantă nouă cu modificări față de varianta precedentă. Deasemenea, la ora actuală nu este posibil un răspuns definitiv la toate problemele în chestiune. De remarcat că transformarea Eurocode în pre-normă europeană ENV trebuie să aducă o perioadă de stabilitate de mai mulți ani.

Acest capitol va debuta cu o prezentare a calculului stâlpilor din structurile metalice, cadre în particular, un paragraf referitor la calculul grinzilor metalice, respectiv a metodelor simplificate din Eurocode aplicate cadrelor, cu un ochi critic.

Tot în acest capitol autorul propune o metodă de clasificare a cadrelor parter la starea limită de incendiu funcție de flexibilitatea cadrului.

6.2 Calculul stâlpilor din structurile metalice

Calculul stâlpilor metalici în special sub acțiunea focului este o problemă foarte delicată, datorită fenomenului de flambaj care este hotărâtor în calcul. Instabilitatea stâlpilor metalici supuși temperaturilor înalte, a fost obiectul a numeroase studii numerice, care de cele mai multe ori au fost special scrise pentru problema studiată. Ossenbruggen și alții [39] pornind de la relația moment–curbură și folosind un gradient de temperatură pe secțiune liniarizat. Aribert și Abdel Aziz au prezentat o metodă bazată pe ecuații diferențiale de echilibru, scrise pentru fiecare tronson de stâlp [4]. Această metodă ia în calcul eventuala excentricitate a încărcării, imperfecțiunile geometrice și gradientul termic. Olawale și Plank [62] folosesc metoda fâșiilor finite pentru stabilirea încărcării ultime prin bifurcare, ceea ce le dă acces la voalarea locală în interacțiune cu instabilitatea globală. Setti utilizează o metodă unde stâlpul este format din elemente rigide conectate între ele prin celule elementare în care se concentrează flexibilitatea axială și de încovoiere [39]. Abbas reia metoda matricelor de transfer a lui Aribert și Abdel Aziz pentru a studia în particular flambajul în jurul axei majore a stâlpului metalic [2]. Skowronsky formulează și rezolvă ecuațiile diferențiale ale unei grinzi supuse focului [39]. Burgess și Najjar utilizează la rândul lor relațiile moment–curbură, [76] și [77], și verifică metoda lor prin comparație cu 20 încercări experimentale efectuate de Aasen. Coradi și alții utilizează metoda elementelor finite [39]. Neves [61] modifică un program dezvoltat inițial de Klingsh și studiază cazul stâlpilor cu deplasări împiedicate longitudinal.

Deși legea efort–deformație a oțelului la temperaturi ridicate este neliniară, majoritatea lucrărilor prezentate mai sus consideră un comportament elastic–perfect plastic, exceptând Corradi și alții cu o lege triliniară. Cu excepția lui Poh și Bennets [76] și [77], toți autorii introduc o ipoteză simplificatoare în cazul eforturilor reziduale. Unii consideră că ele variază funcție de temperatură de aceeași manieră ca și modulul de elasticitate, sau ca încărcarea ultimă, pe când alții le ignoră total.

Cum încercările experimentale asupra stâlpilor supuși temperaturilor înalte sunt foarte scumpe și deci destul de rare, programele de calcul sunt validate printr-un număr restrâns de încercări experimentale. Corradi și alții studiază stâlpii cu ajutorul unui program validat printr-o singură încercare efectuată asupra unei grinzi !

Unii dintre autori au aplicat mijlocul lor de calcul asupra câtorva profile în vederea stabilirii unei formule analitice pentru calculul încărcării ultime a unui stâlp la temperatura ridicată. Culver a studiat trei secțiuni la trei temperaturi critice și propune o formulă despre care recunoaște că furnizează un nivel de securitate dependent de zveltețe. Aribert și Randriantsara

au efectuat câteva calcule pentru stabilirea curbei de flambaj a profilului HEA100. Abbas la rândul lui propune o formulă foarte simplă bazată pe analiza a 8 secțiuni [2].

De fapt niciuna din aceste propuneri, bazate pe calcule parțiale și formule individuale nu a avut un ecou veritabil și nu s-a impus în vreo normă sau recomandare internațională.

În 1983, CECM propune o metodă simplă bazată pe conceptul curbelor de flambaj [39]. Oricare ar fi tipul de secțiune, sau plan de flambaj, la cold se utilizează curba de flambaj "C". Ea încă figurează în Eurocode-ul 3. Zveltețea redusă este determinată la temperatura ambiantă. Încărcarea ultimă astfel calculată este apoi împărțită cu un coeficient de corecție de 0,85 pentru a ține cont între altele de diferența între valoarea limitei de elasticitate garantate și valoarea sa reală dar și pentru a corela mai bine temperaturile critice calculate cu rezultatele încercărilor experimentale. Ecuația 6.1 este folosită pentru determinarea încărcării de flambaj:

$$N_{\theta} = \frac{\chi \cdot A \cdot k_{fy} \cdot f_y}{\kappa} \quad (6.1)$$

cu	N_{θ}	încărcarea ultimă,
	χ	coeficientul de flambaj evaluat de pe curba "C",
	A	aria secțiunii transversale,
	f_y	limita de elasticitate la 20°C,
	k_{fy}	raportul între limita elastică la temperaturi înalte și cea la 20°C și
	κ	coeficient de corecție.

Aceeași ecuație a fost introdusă în EUROCODE 3, deși legea de variație a limitei elastice în funcție de temperatură nu este aceeași cu cea propusă de CECM. Coeficientul de corecție în EUROCODE este 1,2. Pentru a ajuta și mai mult în confuzia introdusă, zveltețea redusă era stabilită la 20°C în versiunile de EUROCODE până în 1993, ca apoi să se introducă cerința de a determina zveltețea redusă la temperatura critică, în versiunile ulterioare.

Tabelul 6.1 pune în evidență diferențele semnificative existente între propunerea CECM în 1983 și cea a EUROCODE 3 varianta 1990, respectiv varianta 1995, folosind aceeași ecuație de calcul.

Tabelul 6.1. Parametrii ecuației

	$\bar{\lambda}$	k_{fy}	κ
CECM (1983)	la 20°C	legea CECM	0,85
Eurocode 3 (1990)	la 20°C	legea EC3	1,20
Eurocode 3 (1995)	la θ critic	legea EC3	1,20

Se poate spune că există o confuzie destul de mare referitoare la calculul stâlpilor. În plus, majoritatea lucrărilor de cercetare efectuate s-au concentrat covârșitor asupra grinzilor metalice, condiționate esențial de rezistența ultimă a oțelului, și mai puțin asupra stâlpilor, unde rezistența ultimă este influențată de rigiditate, după cum o indică și ecuația lui Euler.

Când se trece de la flambajul barelor solicitate la compresiune centrică la fenomenul de flambaj și încovoiere, CECM este mut pe când EUROCODE 3, presupune că formula de interacțiune la temperatura ambiantă rămâne valabilă la temperaturi ridicate, prin introducerea coeficientului 1,2.

Grupul de cercetători în domeniul focului de la Universitatea din Liège, care dispune de programul SAFIR, ce permite o analiză serioasă a problemei, a reunit un grup de parteneri și a propus o temă de cercetare asupra flambajului stâlpilor metalici din profile dublu T laminate, expuși la incendiu. Finanțarea a fost realizată de CECA și cu ajutorul societății Profil ARBED (Luxemburg).

De altfel CTICM în Franța se ocupă de stâlpii solicitați la compresiune excentrică și TNO (Olanda) a studiat stâlpii solicitați din gradient termic. Încercări experimentale au fost realizate de LABEIN în Spania și de CTICM.

6.2.1 Flambajul stâlpilor comprimați centric

Cazul unui stâlp dublu articulat încărcat cu o forță perfect centrică, supus unei încălziri uniforme este foarte puțin probabil de a fi întâlnit în realitate. Totuși el trebuie să fie obiectul unei analize foarte atente, pentru că este baza de pornire la care se vor raporta soluțiile reale. Condițiile diferite de margine se pot raporta la stâlpul biarticulat prin lungimea de flambaj. Dacă sarcina este excentrică, se poate utiliza o formulă de interacțiune în care unul din cele două puncte de reazem este încărcarea de flambaj pură, celălalt fiind momentul încovoietor ultim. Dacă există gradient termic pe secțiunea transversală se poate transforma acest gradient în moment încovoietor. Franssen a publicat în urma acestui studiu două articole în care este expusă o sinteză a rezultatelor [37] și [41].

6.2.1.1 Studiul numeric

Grupul de studiu a încercat să obțină o bază cât mai largă de rezultate astfel încât au fost luate în calcul toate profilele dublu T din catalogul Profil ARBED. Profilele de clasă 4 nu au fost luate în considerare, pentru că fiind foarte sensibile la voalare, modul lor de cedare este net diferit față de profilele din Clasa 1, 2 sau 3. Oricum, profilele de Clasă 4, sunt foarte puțin folosite în cazul structurilor metalice care trebuie calculate la incendiu, pentru că datorită factorului lor de formă redus sunt puțin apte pentru utilizarea în cazul incendiului.

Au fost studiate 339 secțiuni diferite din oțel S235 și 258 din oțelul S355. Limita elastică a fost adaptată în funcție de grosimea tălpilor după norma EN 10025 [39].

Pentru fiecare profil s-au considerat separat cele două plane de flambaj și au fost considerați 10 coeficienți de zveltețe 20, 40, ... 200. S-a observat un lucru interesant, și anume dacă în analiza numerică se încălzește stâlpul până la o temperatură arbitrară și apoi se aplică progresiv încărcarea, nu se obțin aceleași valori ca și în procedura normală de aplicare a încărcării la 20°C și apoi încălzirea elementului sub sarcină constantă. Diferențele sunt foarte mici de ordinul a 1% până la 2% și sunt acceptabile în practica curentă. Totuși grupul de analiză pentru a elimina influența acestei mărimi a stabilit o procedură de determinare a valorilor după cum urmează. Pentru fiecare stâlp de lungime diferită se determină încărcarea de flambaj la 20°C, și apoi se efectuează câte 15 calcule succesive a temperaturii critice a stâlpului încărcat cu un procent prestabilit din această sarcină. Pentru că greutatea proprie a stâlpului s-a neglijat, s-a discretizat doar o jumătate de stâlp, folosind 5 elemente finite de bară de cadru cu câte două puncte de integrare Gauss fiecare. Semisețiunea studiată a fost împărțită în 74 fibre.

În prima etapă s-a considerat cazul temperaturii uniforme, care corespunde fizic cazului în care secțiunea este protejată, precum și cazului în care încălzirea mediului se produce lent. În cazul încălzirii rapide, talpa care este mai masivă are tendința să se încălzească mai lent decât inima.

S-au luat în considerare imperfecțiunile considerate caracteristice :

- ⇒ distribuție triunghiulară de eforturi reziduale cu o valoare maximă de 0,3 sau $0,5 \times 235$ MPa, funcție de raportul între lățimea și înălțimea secțiunii transversale,

- ⇒ o deformată inițială corespunzătoare primului mod de flambaj, adică o semiundă sinusoidală,
- ⇒ amplitudinea maximă a deformatelor inițiale măsurată la mijlocul înălțimii.

Oricum volumul de muncă propus de 300 profile ori două tipuri de oțel, cu câte două plane de flambaj, cu 10 lungimi și 15 nivele de încărcare adică 200.000 de rulări a ridicat două probleme.

1. Programul trebuia bine condiționat pentru ca toate calculele să fie duse la bun sfârșit, ținând seama de diferențele majore între cazurile studiate, de exemplu sarcini prea mari aplicate stâlpilor scurți sau sarcini prea mici aplicate stâlpilor lungi, care ar duce la moduri de cedare și valori complet diferite. Adaptarea automată a pasului de timp pentru a nu se produce o cedare numerică prematură a calculului și pentru a obține o precizie de $0,01^{\circ}\text{C}$. Nu în ultimul rând procesul de generare automată a fișierului cu datele de ieșire.
2. Suma rezultatelor obținute este impresionantă și trebuia găsit procedeele de a analiza datele de ieșire. Trebuia în plus stabilit o procedură de interpolare între punctele corespunzătoare rezultatelor cunoscute. Dacă se fixează valorile discrete ale secțiunii transversale, planul de flambaj și limita elastică, mai rămân 3 variabile continue, lungimea, temperatura și încărcarea. Rezultatele pot fi astfel reprezentate printr-o suprafață în spațiul cartezian al celor trei variabile continue. Interpolarea nu este corectă decât dacă se ține seama de variația multiliniară a curbei încărcare-temperatură stabilită pentru o lungime fixată. Figura 10.1 dă cu titlu de exemplu cele 15 rezultate obținute de către Franssen cu programul SAFIR pentru o secțiune IPE A 80 cu flambaj în jurul axei majore cu o limită elastică 235 MPa și o lungime de 1.272 mm. Din cauza variației multiliniare a parametrilor ce descriu legea constitutivă în EUROCODE, aceste puncte sunt distribuite de o manieră multiliniară. Utilizarea de β -spline liniare combinată cu metoda celor mai mici pătrate permite regăsirea sarcinilor critice la 400, 500, ...900°C, corespunzătoare punctelor de interpolare din figură.

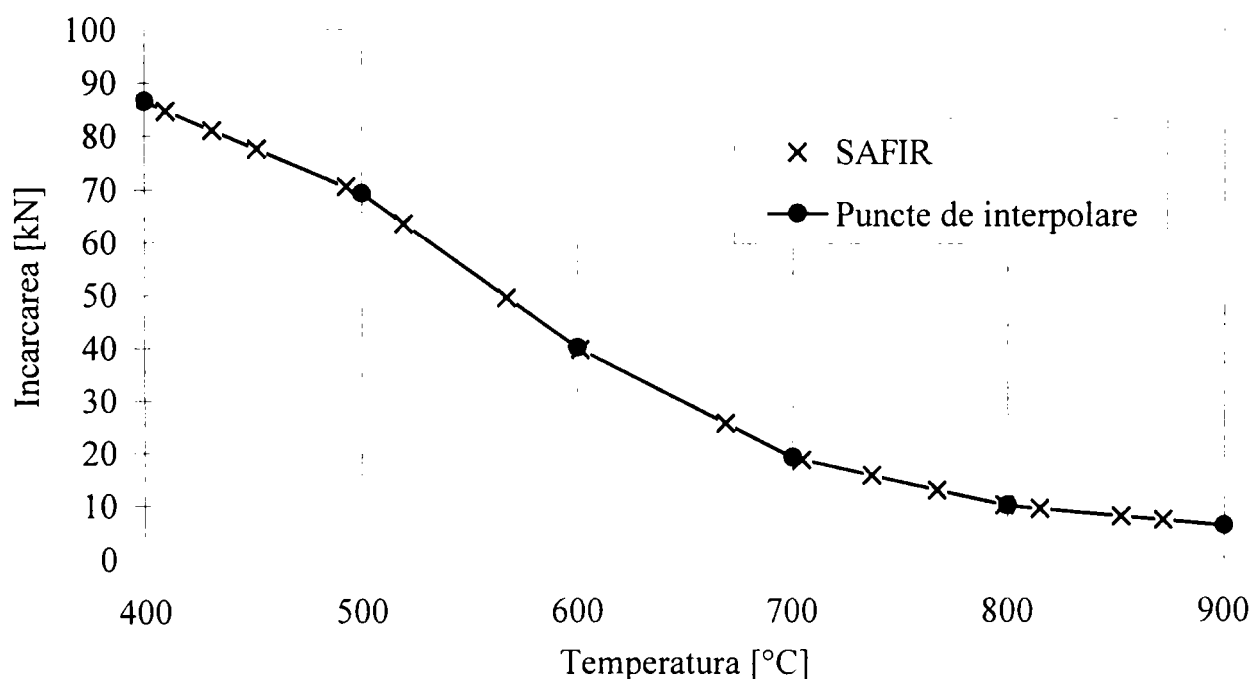


Figura 6.1 Interpolarea temperaturii

6.2.1.2 Concluziile studiului numeric

Datorită procedurii de interpolare special conceput pentru aceste încercări, a fost posibilă prelucrarea tuturor rezultatelor în maniera dorită. Dacă de exemplu se ia în considerare tipul de oțel S235 (OL 37) cu cele două plane de flambaj, 339 secțiuni și 5 temperaturi critice de 400, 500, ... 800°C se obțin 3390 de combinații posibile. Pentru fiecare dintre ele se poate calcula prin interpolare forța critică pentru 10 valori diferite ale coeficientului de zveltețe calculate la temperatura de cedare, de la 0,2 până la 2. Pentru fiecare din aceste cazuri se calculează coeficientul de flambaj, care este raportul dintre forța critică de cedare și sarcina plastică la aceeași temperatură. Se pot apoi trasa curbele ca cea din Figura 6.2, care permite de exemplu constatarea că pentru un coeficient de zveltețe redus de 0,8, toate interpolările bazate pe simulările efectuate, dau un coeficient de flambaj cuprins între 0,439 și 0,498.

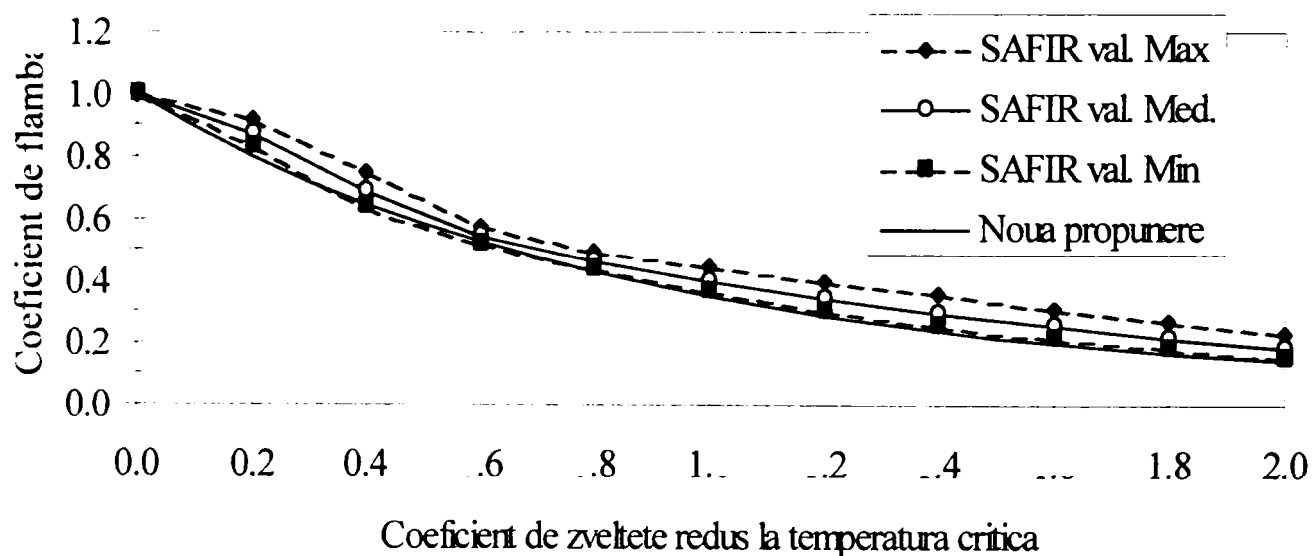


Figura 6.2 Rezultate numerice pentru oțelul S 235 (OL 37)

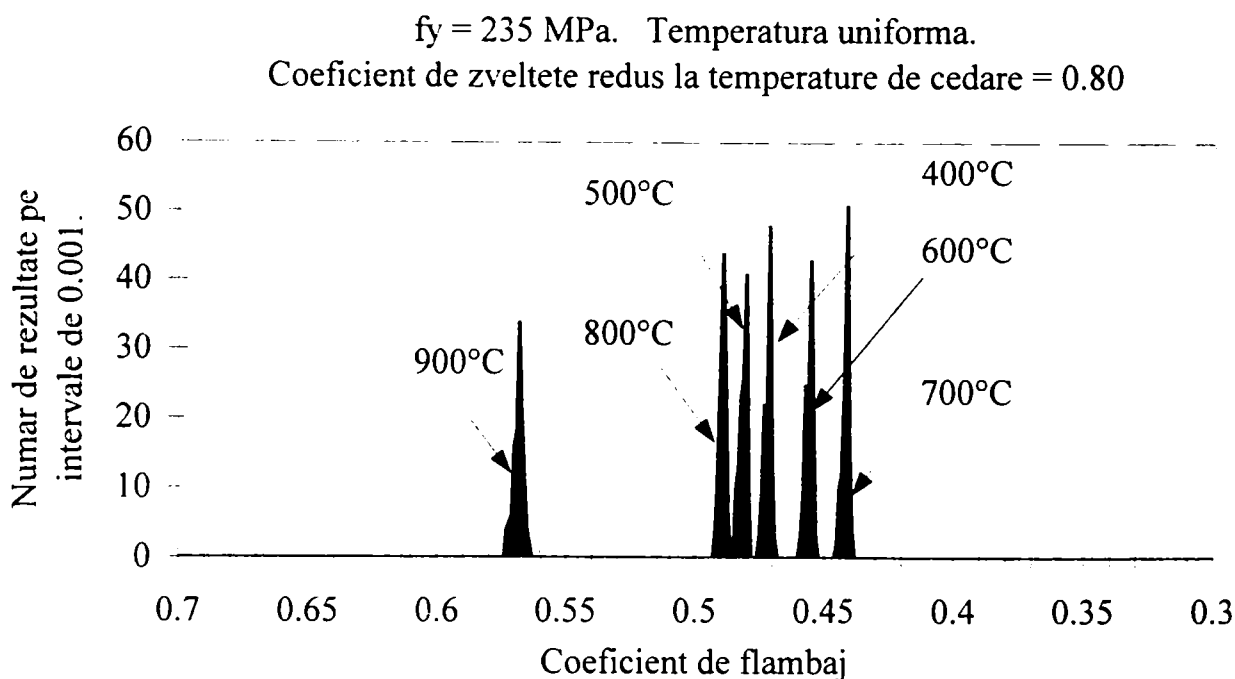


Figura 6.3 Histograma obținută pentru oțelul S235

S-au efectuat analize și mai detaliate. de exemplu, pe histograma din Figura 6.3 s-au reținut numai cele 122 de profile care la 20 °C trebuiau calculate după curba de flambaj "A" și s-au

prezentat 732 rezultate obținute pentru cele 6 temperaturi de cedare și un coeficient de zveltețe redus de 0,8. Se pot remarca 6 vârfuri, corespunzătoare celor 6 temperaturi de cedare. Rezultatele obținute pentru temperatura de 900 °C sunt mai mici decât celelalte, datorită faptului că la 900 °C modulul lui Young are o descreștere mai mică decât limita elastică.

Această temperatură de 900 °C a fost eliminată din următoarele considerente:

- ⇒ rezultatele obținute la această temperatură dau impresia unei plaje imense situate între 0,439 și 0,574, pe când valorile obținute la celelalte temperaturi de la 400°C la 800°C se situează în domeniul 0,439 la 0,498;
- ⇒ este periculoasă considerarea acestei temperaturi înalte, pentru că la această temperatură apar fenomene care nu au fost luate în considerare, cum ar fi cedarea locală sau fluajul foarte pronunțat
- ⇒ baza de cunoștințe referitoare la materiale la temperaturi atât de ridicate nu este foarte solidă
- ⇒ neglijarea valorii de 900°C plasează valorile în domeniul de securitate

Cele mai importante concluzii care s-au desprins în urma interpretării rezultatelor sunt:

- ⇒ Forma curbelor de flambaj obținute la cald cum este cea din Figura 6.2 este foarte diferită de cea obținută la rece, pentru a putea spera în folosirea curbelor de flambaj la rece adoptând coeficientul de corecție din ecuația 6.1. Trebuie deci găsită o altă expresie analitică, de exemplu se poate observa în Figura 6.2 absența palierului orizontal, care pentru temperatura ambiantă conservă sarcina plastică până la un coeficient de zveltețe redus de 0,2.
- ⇒ Înfașurătoarea rezultatelor numerice ocupă o poziție mai ridicată pentru oțelul S355 (OL 52) decât pentru oțelul S235 (OL 37), eforturile reziduale nu depind de fapt de limita elastică și efectul lor relativ este cu atât mai scăzut cu cât limita elastică este mai mare
- ⇒ Distincția care există între curbele "A", "B", "C" și "D" la temperatura de 20°C nu mai este perceptibilă la temperaturi ridicate. Se poate observa de exemplu că plaja de variație pentru o zveltețe redusă de 0,8 este aceeași dacă se consideră doar profilele corespunzătoare curbei "A", ca în Figura 6.3, sau se prelucrează toate rezultatele ca în Figura 6.2.
- ⇒ Dacă cazul temperaturii uniforme este un caz limită, celălalt caz limită poate fi considerat cel al unui profil neprotejat termic și supus unei încălziri de tip ISO, deci foarte rapide de la început. În acest caz apr diferențe semnificative între diferitele puncte ale secțiunii transversale, dar dacă solicitările termice sunt uniforme la frontiera secțiunii, aceste diferențe respectă dubla simetrie a secțiunii și nu induc momente încovoietoare suplimentare. S-a verificat acest lucru și s-a observat că media încărcării ultime este aceeași dacă se calculează cu adevărata distribuție de temperatură sau se calculează cu temperatura medie. Se pot deci extinde rezultatele analizei asupra oricărei tip de solicitare termică care respectă simetria secțiunii.

6.2.1.3 Propunerea unei noi curbe de flambaj

Pentru a reprezenta fenomenele observate în urma studiului numeric, au fost stabilite următoarele formule în domeniul temperaturilor critice de la 400 la 800°C. Folosirea lor în domeniul temperaturilor mai ridicate de 900°C sau mai mici de 400°C este în domeniul de securitate. Pentru temperaturile de cedare inferioare valorii de 400°C este preferabil de

interpolat liniar între valoarea forței critice obținută la 20 °C care este valabilă până la 100 °C și cea obținută la 400 °C prin formula de mai jos.

Grupul de studiu inițiat de cercetătorii de la Universitatea din Liège propune următoarea formulă de calcul a forței critice ce cedare a unui stâlp comprimat axial:

$$N_{\theta,L} = \chi_{\theta} \cdot k_{f,\theta} \cdot f_y \cdot A \quad (6.2)$$

cu

$$\chi_{\theta} = \frac{1}{\varphi_{\theta} - \sqrt{\varphi_{\theta}^2 - \lambda_{\theta}^2}} \quad (6.3)$$

$$\varphi_{\theta} = \frac{1}{2} \left(1 + \alpha \bar{\lambda}_{\theta} + \bar{\lambda}_{\theta}^2 \right) \quad (6.4)$$

$$\alpha = \beta \varepsilon \quad (6.5)$$

$$\varepsilon = \sqrt{235 / f_y} \quad (6.6)$$

În aceste ecuații,

θ	reprezintă temperatura critică în °C,
L	lungimea stâlpului,
$N_{\theta,L}$	încărcarea,
χ_{θ}	coeficientul de flambaj,
$k_{f,\theta}$	raportul între limita ultimă la cald și limita elastică la 20°C,
f_y	limita elastică la 20°C,
A	aria secțiunii transversale,
$\bar{\lambda}_{\theta}$	coeficientul de zveltețe redus,
α	factor de imperfecțiune și
β	factor de severitate.

Ecuatia de fapt este aceeași cu cea din EUROCODE 3 Part 1 [31] stabilită de Rondal și Maquoi [39]. Diferența constă în termenul liniar din ecuația 6.4 în care s-a suprimat termenul care la rece dă palierul orizontal până la coeficientul de zveltețe redus de 0,2. În plus s-a reintrodus coeficientul deformației ε în factorul de imperfecțiune, pentru a lega curba de limita elastică. Cu ecuația 6.2 se găsește că pentru stâlpii foarte scurți încărcarea critică tinde spre încărcarea plastică, pe când cu coeficientul corector din ecuația 6.1 sarcina de cedare a stâlpilor scurți tinde spre 83% din încărcarea plastică.

Factorul de severitate este singurul scalar prezent în formulă care permite calibrarea. Valoarea de 1,2 permite acoperirea de o manieră aproape perfectă ansamblul rezultatelor numerice.

6.2.1.4 Calibrarea formulei prin încercări experimentale

Pentru verificarea și calibrarea formulei, grupul de lucru a întreprins o analiză bibliografică foarte detaliată. Doar încercările efectuate la scara reală au fost considerate. Încercările în care limita elastică reală n-a fost măsurată nu au fost reținute [62]. Încercările efectuate de Aasen au fost și ele respinse din cauza diferențelor foarte mari de temperatură pe stâlpi. Un studiu de senzitivitate [95] și [96] arată că influența limitei elastice este mult mai predominantă în raport cu ceilalți parametri cum sunt imperfecțiunile geometrice, geometria secțiunii transversale, eforturile reziduale [65]. Cum nu s-a găsit decât un număr limitat de teste în care stâlpul era biarticulat s-au luat în considerare și alte condiții de rezemare, ținând seama de acest lucru în lungimea de flambaj. Dealtfel s-au obținut aceleași rezultate în grupa de

încercări cu stâlpul încastrat la un capăt ca și în cazul stâlpului dublu articulată. S-au luat în considerare și încercările în care sarcina era aplicată excentric cu o mică excentricitate, adică cele pentru care termenul de compresiune reprezintă cel puțin 75% în formula de interacțiune din EUROCODE 3, Part 1. O analiză critică a rezultatelor, cu eliminarea unora dintre ele în urma procesului verbal de încercare, a permis păstrarea a 78 de încercări [39], o încercare realizată la Borehamwood, 16 la Gand, 25 la Braunschweig, 3 la Stuttgart, 14 la Rennes [5] și 19 la Berlin [39].

În aceste serii de încercări, fiecare autor este obligat să testeze diferite tipuri de secțiuni, pentru a putea studia zvelteți diferite, pentru că în general înălțimea cuptorului este fixă. Pentru a studia mai precis fenomenul de flambaj, la laboratoarele LABEIN în Spania s-a efectuat o nouă serie de încercări asupra unui singur tip de profil, HEA 100 cu 5 lungimi diferite. Sarcina era aplicată cu o excentricitate de 5 mm prin intermediul unui reazem cu cuțit și flambajul a avut loc doar în jurul axei minore. Eforturile reziduale, geometria secțiunii, defectele de rectitudine și limita elastică au fost măsurate pentru fiecare specimen. Stâlpii au fost încălziți prin intermediul unor perne electrice, reglate fiecare separat pentru a asigura o bună uniformitate a câmpului de temperatură. Viteza de creștere a temperaturii după aplicarea sarcinii a fost de 5 K/min. Tabelul 6.2 furnizează pentru fiecare încercare, lungimea L a stâlpului, temperatura critică θ_{crit} , sarcina aplicată N , limita elastică în inimă f_{yw} și în talpă f_{yf} și dimensiunile reale ale profilelor B , H , a și e precum și imperfecțiunea la mijlocul înălțimii i .

Tabelul 6.2 Încercarea de la Bilbao

N°	L	θ_{crit}	N	f_{yw}	f_{yf}	B	H	a	e	i
	mm	°C	kN	MPa	mm	mm	mm	mm	mm	mm
AL1	513	20	537	300	280	101.90	99.20	6.10	7.80	0.00
AL3	1270	20	490	300	280	101.95	99.08	5.97	7.67	0.00
SL43	2021	20	366	286	280	101.84	98.89	5.80	7.57	0.00
AL6	3510	20	176	300	280	101.99	99.08	5.79	7.66	-0.40
BL1	513	532	362	300	286.5	101.85	98.85	5.92	7.61	0.00
CL1	513	694	110	316	292.5	101.78	99.07	6.43	7.80	0.00
DL1	513	863	40	309	282.5	102.28	99.12	6.13	7.68	0.00
BL3	1272	390	292	300	286.5	101.93	98.90	5.97	7.64	0.20
CL3	1271	474	251	316	292.5	101.90	99.25	6.13	7.82	0.40
SL41	2026	509	174	286	280	101.84	98.97	5.73	7.58	0.70
SL42	2020	485	171	286	280	101.82	99.04	5.76	7.61	1.70
SL44	2023	495	173	286	280	101.68	99.17	5.73	7.60	1.10
AL5	2770	457	127	300	280	101.94	99.06	5.78	7.68	-0.04
BL5	2772	587	73	300	286.5	101.76	98.95	5.76	7.62	1.00
DL5	2772	886	7.7	309	282.5	102.15	99.16	5.96	7.72	1.60
BL6	3510	446	105	300	286.5	101.88	98.93	5.93	7.63	1.00
CL6	3510	493	90	316	292.5	102.05	99.12	5.94	7.71	0.80
DL6	3510	727	11.5	309	282.5	101.68	99.17	5.73	7.60	1.60

Pentru fiecare încercare s-a calculat coeficientul de experimental χ , ținând seama de excentricitate. Ansamblul rezultatelor provenite de la laboratoarele de încercări este arătat în Figura 6.4.

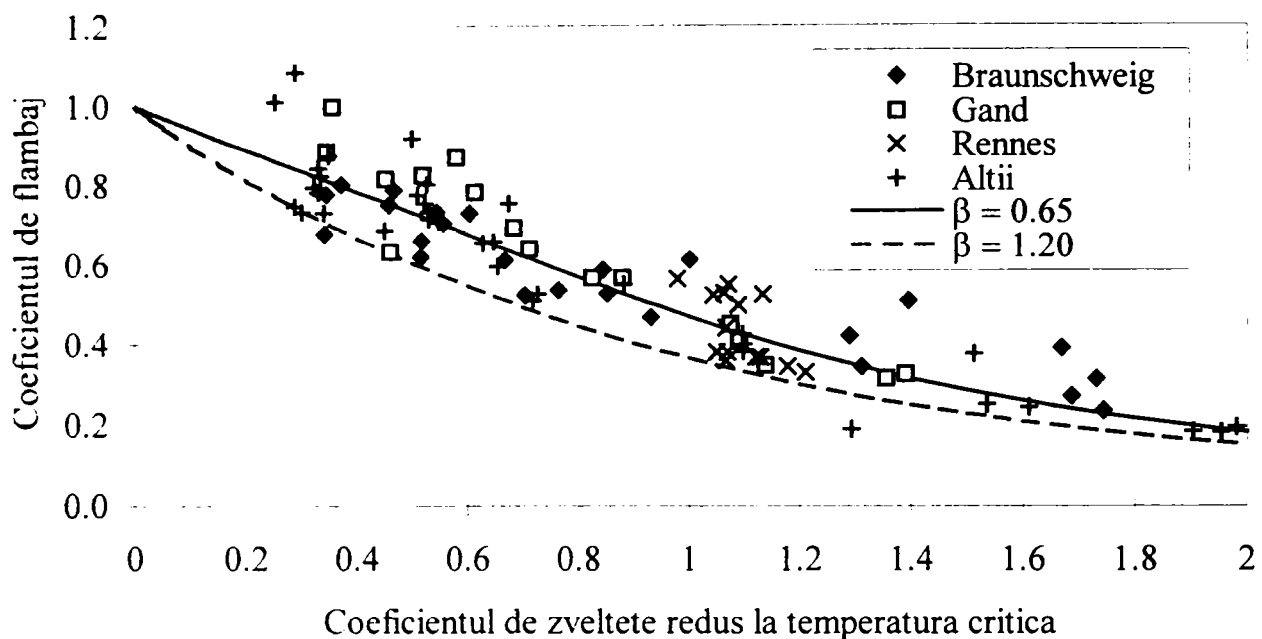


Figura 6.4 Încercări sub încărcare centrică

Nici o serie de încercări nu pare a fi furnizat rezultate simțitor mai ridicate sau mai mici decât celelalte. Rezultatele de la Braunschweig par mai ridicate în cazul stâlpilor lungi și mai mici în cazul stâlpilor scurți, pe când încercările de la Gand prezintă tendința inversă. Pentru ansamblul rezultatelor se observă o variație în jurul mediei care poate atinge până la 15% din sarcina plastică. Acest lucru arată că este posibil de a propune formule foarte diferite dacă se iau în considerare doar o serie, sau foarte puține serii de încercări, și doar de la o sursă.

Încercările realizate la Rennes au fost efectuate asupra aceluiași profil de aceeași lungime. Încărcarea și temperatura critică variază de la o încercare la alta. Dacă pe Figura 6.4 se reprezintă pe axa orizontală coeficientul de zveltețe redus calculat la 20°C, punctele corespunzătoare acestor încercări ar fi situate pe aceeași verticală. Dacă se reprezintă rezultatele acestor încercări funcție de coeficientul de zveltețe redus calculat la temperatura de cedare, valorile cele mai ridicate au tendința de a se deplasa către stânga, pe când valorile mai mici au tendința de deplasare către dreapta, orientându-se după tendința generală. Diferența față de o curbă medie este mai mică. Acest fapt confirmă experimental că este mai bine considerarea coeficientului de zveltețe redus la temperatura critică decât la 20°C, lucru care a fost deja găsit în urma analizei numerice.

Se remarcă că valoarea $\beta = 1.20$, care permite în formula propusă acoperirea rezultatelor calculului numeric bazate pe imperfecțiunile caracteristice, este la fel de acoperitoare și în cazul valorilor obținute din încercările experimentale. Pentru a trasa curba mediană trebuie dat lui β valoarea 0,65. Cele două curbe din Figura 6.4 au fost stabilite pentru o valoare de 277 MPa, media limitei elastice pentru toate încercările experimentale. Punctele reprezentând încercările cu o limită elastică ridicată dau în general rezultate mai favorabile decât cele cu o limită elastică scăzută. Acest lucru contribuie la exagerarea impresiei unei mari diferențe între încercări și formulă. În fapt ar trebui trasate mai multe curbe corespunzătoare diferitelor valori ale limitei elastice, dar în acest caz nu s-ar mai vedea cărei curbe corespunde care punct.

Dacă pentru fiecare încercare, se determină raportul între sarcina critică calculată prin ecuația 10.2 și încărcarea experimentală, se obține Figura 6.5 care arată că formula propusă reprezintă bine o valoare medie a rezultatelor experimentale. Prin efectul calibrării asupra lui β , se obține pentru cele 92 de rapoarte între forța calculată și cea măsurată o valoare medie de 0,99. Coeficientul de variație este de 16%. Ceea ce este remarcabil este că nivelul de securitate al

formulei nu depinde practic de zveltețe, după cum o arată dreapta de regresie practic orizontală.

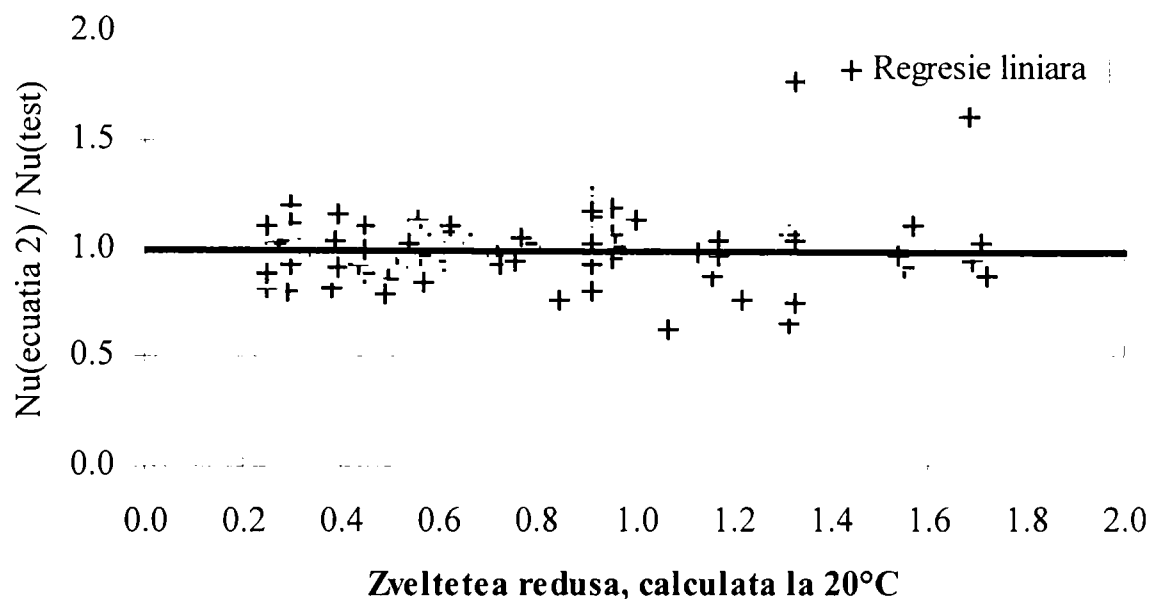


Figura 6.5 Comparație formulă-încercări

Se poate arăta că varianta 1990 a EUROCODE 3 este insecuritară cu o medie de 1,05 și puțin precisă cu un coeficient de variație de 19%. Varianta 1995 este mai precisă, cu un coeficient de variație de 17%, dar prea securitară cu o medie de 0,93. În plus pentru cele două versiuni de EUROCODE, nivelul de securitate variază cu zveltețea [42].

6.2.2 Stâlpi comprimați excentric

La CTICM, Talamona a studiat sub îndrumarea lui Kruppa, cazul în care sarcina este aplicată excentric [95]. În aceste studii a fost implicat și colectivul din Liège, interesat în validarea formulei propuse [39].

Cum rezultatele obținute de Franssen au arătat o slabă influență a tipului de secțiune, și pentru că numărul de parametri în acest caz crește cu doi (excentricitatea încărcării la fiecare capăt al stâlpului), analiza numerică a fost limitată la 28 de tipuri de secțiuni, corespunzătoare gamei de profile IPE 80 până la HEM 1000. Posibilitatea obținerii unei singure curbe de interacțiune pentru toate secțiunile, este confirmată de Figura 6.6, care prezintă rezultatele obținute la temperatura de 400°C și un coeficient de zveltețe redus de 2,0. Fiecare grup de puncte conține 28 de valori și corespunde unei valori a excentricității. Diagrama de momente este constantă pe lungimea stâlpului.

Formula de interacțiune din Eurocode 3 – Part 1 [31], este deci cea din Eurocode 3 – Part 2 [32] de forma:

$$\frac{N}{N_u} + k \frac{M}{M_u} = 1 \quad (6.7)$$

cu $k = 1 - \mu \frac{N}{N_u} \leq 1,50 \quad (6.8)$

unde μ este funcție de zveltețe, de forma diagramei de moment și de raportul dintre modulul plastic și cel elastic al secțiunii transversale,
 N_u încărcarea de flambaj în absența încovoierii,
 M_u momentul ultim de flambaj.

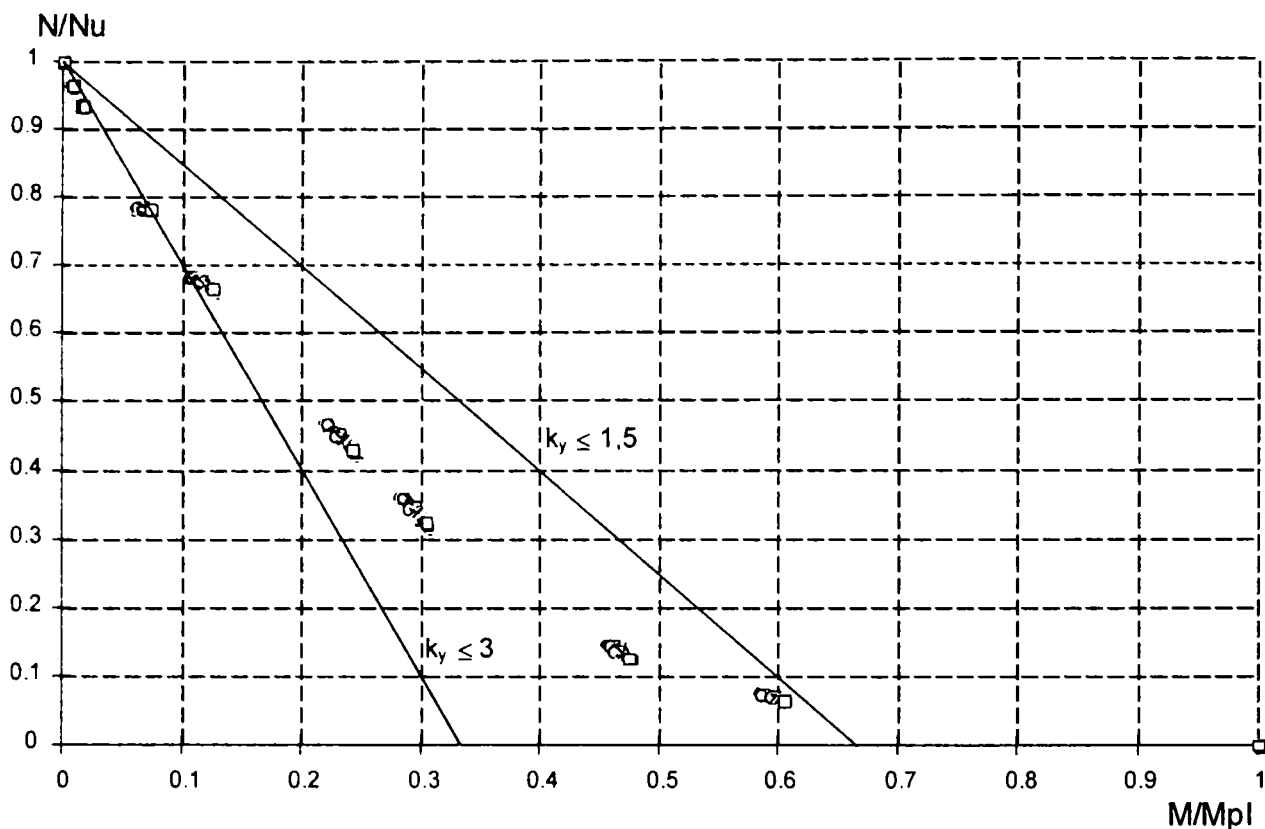


Figura 6.6 Interacțiunea M-N

Dacă se combină ecuația 6.7 și 6.8, formula poate fi scrisă de forma:

$$\frac{N}{N_u} + \frac{M}{M_u} - \mu \frac{N}{N_u} \frac{M}{M_u} = 1 \quad (6.9)$$

Curbele desenate de ecuația 6.9 în planul $\left(\frac{M}{M_u}; \frac{N}{N_u}\right)$ sunt simetrice în raport cu bisectoarea

celor două axe. Limitarea lui k la 1,5 în ecuația 6.8 permite introducerea asimetriei care este observată la temperatura de 20°C. Dreapta notată $k_y \leq 1,5$ pe Figura 6.6 este o limită. Nici un punct n-ar trebui să se găsească în stânga acestei limite. Simulările făcute la temperaturi ridicate au arătat că această limită trebuie extinsă și este mai bună considerarea valorii $k < 3$ la temperaturi ridicate.

De asemenea din analiză s-a observat că rezultatele sunt foarte asemănătoare oricare ar fi temperatura critică, în domeniul de temperatură 400 la 800°C și că rezultatele la 900°C sunt favorabile. Studiul complet n-a fost deci realizat decât pentru temperatura de 400°C care furnizează rezultate reprezentând bine media a ce se poate obține în domeniul 400 la 800°C.

Esențialul simulării numerice a constat în definirea lui μ în funcție de zveltețe și de forma diagramei de moment încovoietor. Figura 6.7 prezintă evoluția curbei de interacțiune în funcție de zveltețe pentru profilul HEB 200 încovoiat în jurul axei slabe. Se trece de la o formă concavă pentru $\bar{\lambda} = 2,00$, adică o valoare a lui μ negativă la o formă convexă pentru stâlpii scurți, adică un μ pozitiv.

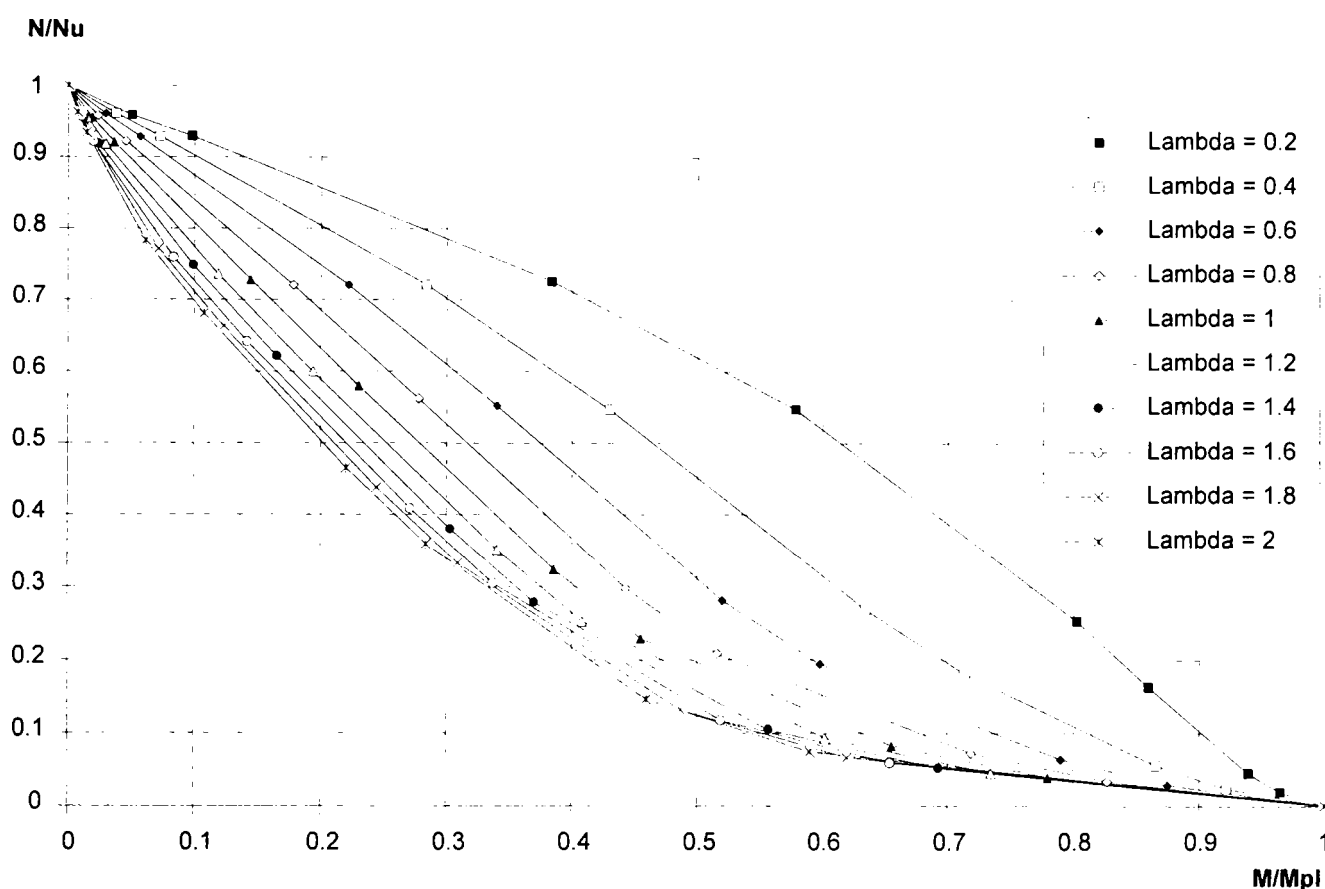


Figura 6.7 Curba de interacțiune la 400°C pentru HEB 200 a

În final s-a ajuns la propunerea următoare:

$$\frac{N}{N_{u,\theta}} + k \frac{M}{M_{u,\theta}} = 1 \quad (6.10)$$

cu $M_{u,\theta}$ momentul plastic la cald

$N_{u,\theta}$ încărcarea de flambaj, calculată cu ecuația 6.2

$$k = 1 - \mu \frac{N}{N_{u,\theta}} \leq 3 \quad (6.11)$$

$$\mu = -0,84 \bar{\lambda}_\theta (\psi + 1) - 0,50\psi + 1,00 \leq 0,80 \quad \text{flambajul în jurul axei minime} \quad (6.12)$$

$$\mu = -1,40 \bar{\lambda}_\theta (\psi + 1) - 0,31\psi + 1,09 \leq 0,80 \quad \text{flambajul în jurul axei maxime} \quad (6.13)$$

$$\psi = \frac{M_1}{M_2} \quad -1 \leq \psi \leq 1 \quad (6.14)$$

M_1 și M_2 momentele încovoietoare la extremități.

Se limitează $\bar{\lambda}_\theta$ la valoarea 1,10 în ecuația 6.13.

Compararea ecuației 6.10 cu rezultatele experimentale, s-a efectuat pornind de la o bază de date stabilită în cadrul acestui studiu, care a cuprins 160 rezultate de încercări experimentale: 92 încercări experimentale cu mică excentricitate, menționate în paragraful precedent și 56 încercări cu mari excentricități provenite din literatura de specialitate și 8 încercări experimentale originale realizate de CTICM cu sarcini cu excentricitate mare [96]. Figura 10.8 arată distribuția rezultatelor încercărilor experimentale în raport de temperatura critică calculată. Media dintre rapoartele temperaturilor calculate și cele înregistrate experimental

este de 0,95 cu un ecart tip de 0,18. Cum distribuția este decalată de zona securitară, 72% dintre rezultatele calculate sunt inferioare rezultatelor înregistrate, pe când doar 8% din temperaturile calculate depășesc cu 10% temperaturile măsurate (vezi Figura 6.9).

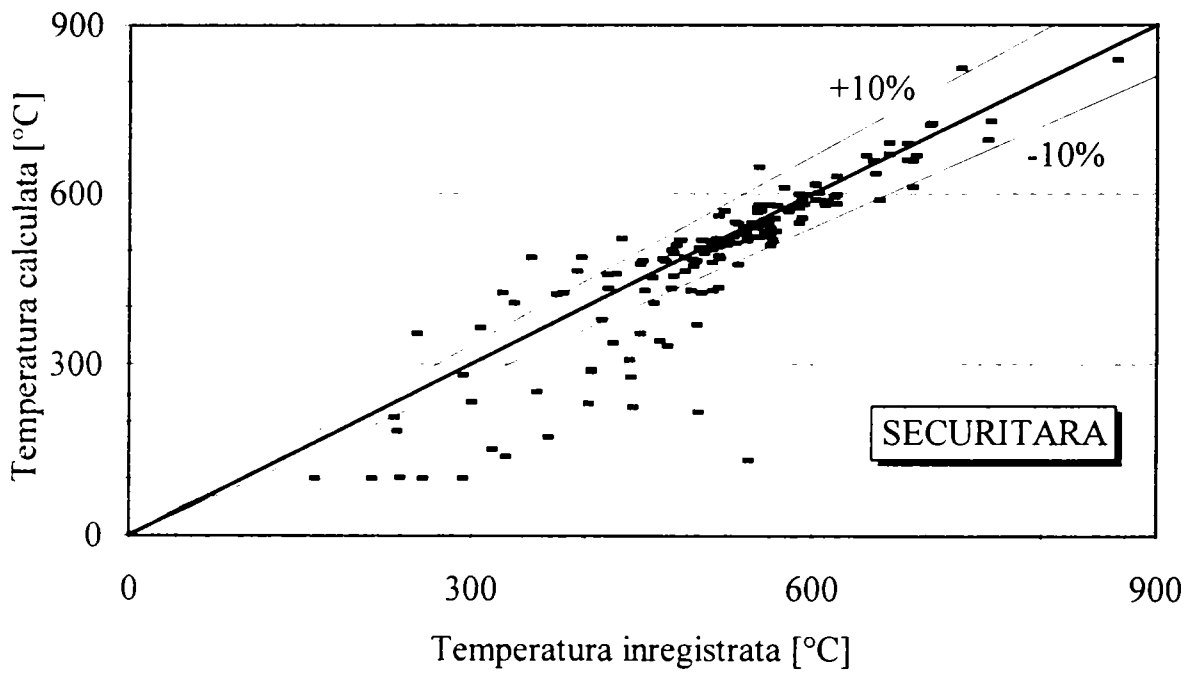


Figura 6.8 Compararea formulei cu 160 încercări experimentale

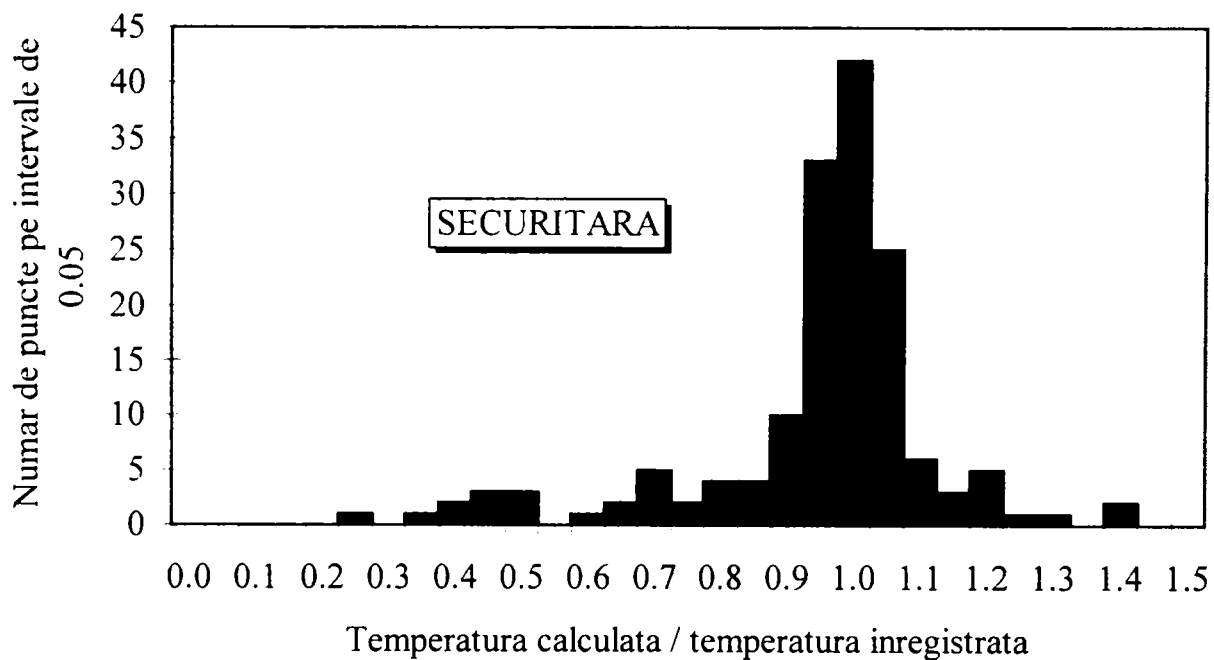


Figura 6.9 Histograma raport formulă / valori măsurate

6.2.3 Stâlpi într-un mediu cu două zone de temperatură

În cazul incendiului în încăperile foarte voluminoase, repartiția temperaturilor nu este omogenă în interiorul compartimentului. Gazele calde se stratifică în partea superioară a volumului, pe când partea inferioară este puțin influențată și formează o zonă mai rece. Acest model este valabil înainte de generalizarea incendiului (flash-over). Chestiunea care s-a pus era, ce comportament va avea un stâlp care are partea superioară în zona caldă, pe când baza stâlpului rămâne la 20°C? Cum variază încărcarea sa critică în funcție de înălțimea zonei reci?

În prima fază s-a studiat aspectul termic al problemei. Dacă solicitarea termică este cea a compartimentului divizat în două zone, va prezenta o discontinuitate la nivelul de separație al celor două zone. partea inferioară a stâlpului este înconjurat de aerul la temperatura de 20°C , pe când partea superioară a stâlpului este înconjurat de gazul cald. În interiorul stâlpului are loc un flux termic longitudinal, care este reprezentat de o manieră schematică în Figura 6.10.

Calculule simple bazate pe ipoteza unei temperaturi uniforme în secțiunea transversală, arată că această lungime de tranziție între cele două zone ale stâlpului este relativ scurtă, de ordinul câtorva zecimi de centimetru. Acest lucru pare contradictoriu cu opinia generală prin care oțelul este un bun conducător de căldură. S-a putut încerca experimental această scădere bruscă de temperatură pe zona de câțiva decimetrii în cuptorul de încercări al Universității din Liège, prin încercări de tracțiune asupra unor epruvete de oțel de 25 mm diametru. Pe când partea centrală a epruvetei situată în interiorul cuptorului se găsea la o temperatură de 500 sau 600°C , extremitățile epruvetei care se găseau în exterior, puteau fi atinse fără nici o senzație de căldură.

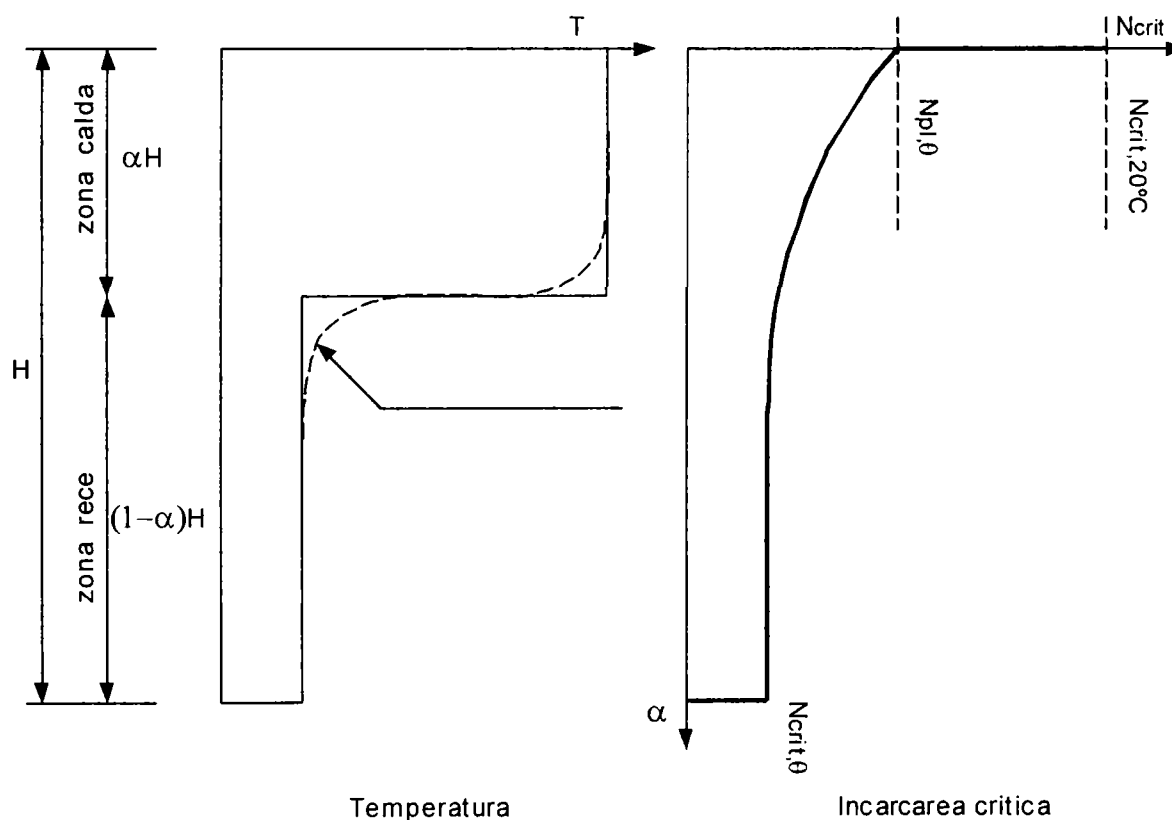


Figura 6.10 Stâlp într-un mediu având 2 zone de temperatură

După concluziile studiului termic, s-a examinat comportamentul static al stâlpului, considerând temperatura în interiorul stâlpului, ca prezentând aceeași discontinuitate ca și temperatura ambiantă. Trebuie de remarcat, că discuția referitoare la zona de discontinuitate este valabilă doar în cazul stâlpilor metalici neprotejați, în cazul stâlpilor metalici protejați, datorită protecției, zona de discontinuitate este mult mai lungă.

Figura 6.10 se referă la o un stâlp de înălțime H la care o parte $(1-\alpha)H$, este la 20°C iar o parte αH , este la temperatura ridicată. Rotirea celor două extremități poate fi liberă sau împiedicată, respectiv deplasarea orizontală a nodului superior poate fi liberă sau împiedicată.

Dacă $\alpha = 0$, încărcarea critică a stâlpului este cea care poate fi calculată la 20°C . Ea este notată $N_{crit, 20^{\circ}\text{C}}$ pe Figura 6.10.

Pentru $\alpha = \epsilon$, cu ϵ foarte mic, stâlpul nu poate suporta mai mult decât sarcina plastică a secțiunii la temperatura ridicată $N_{pl,\theta}$, deseori mai mică decât $N_{crit,20^\circ C}$, mai ales dacă θ este ridicat. Acest lucru s-a observat de o manieră spectaculoasă pe primele încercări efectuate de BRE pe o clădire special construită la Cardington. Stâlpii metalici trebuiau protejați termic, dar datorită unei erori, 20 până la 30 de cm din partea superioară, chiar sub îmbinarea stâlp-grindă, au fost lăsați neprotejați. În cursul încercării, oțelul a ajuns până la temperaturi în jurul valorii de $900^\circ C$ și partea neprotejată a stâlpilor s-a strivit complet, lungimea trecând de la 30 cm la 5 cm. Se remarcă faptul că, exceptând unele condiții de rezemare, nu există creștere a încărcării critice dacă nu se protejează cel puțin jumătate din înălțimea stâlpului adică $\alpha \geq 0,5$. Se poate considera că pentru $\alpha \leq 0,5$, variația este parabolică.

$$N_{crit} = 4 (N' - N_{crit}(\theta)) \eta (\eta - 1) + N' \quad (6.15)$$

cu $N' = \min (N_{crit}(20^\circ C) ; N_{pl}(\theta))$

și $\eta = 1 - \alpha$, partea rece.

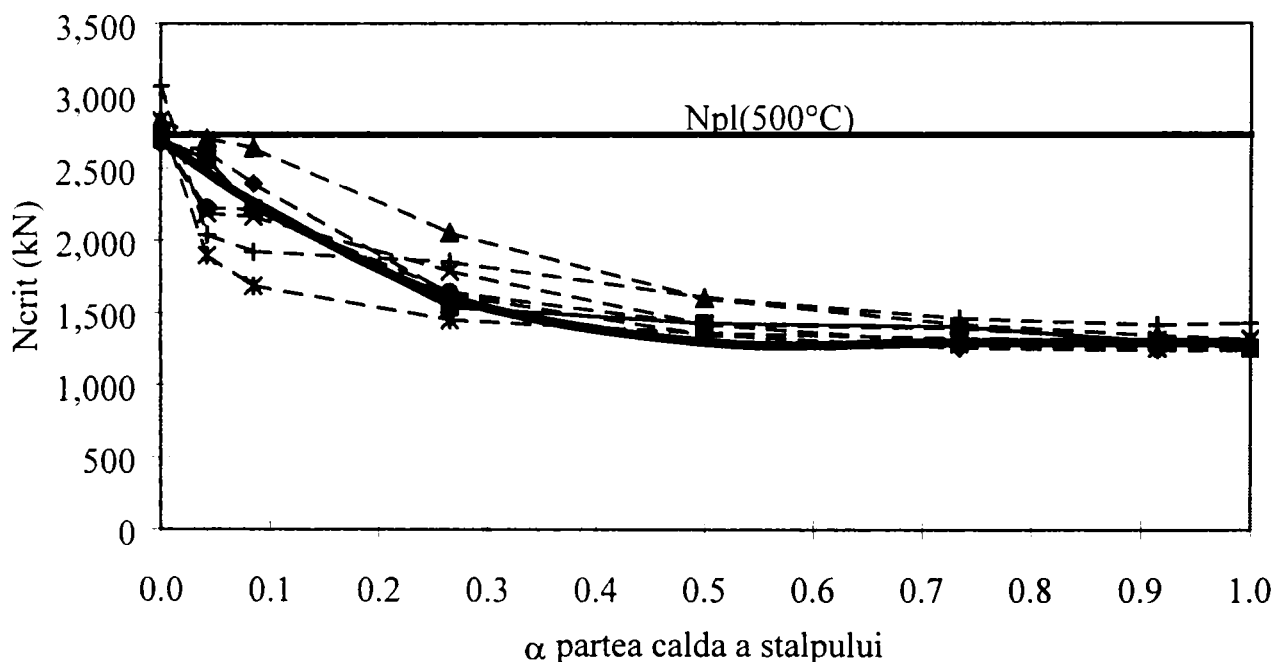


Figura 6.11 Încărcarea ultimă a unui stâlp în două zone de temperatură

Cum câștigul adus de zona rece a stâlpului este destul de scăzut, studiul nu a fost împins mai departe. Formula simplificată 6.15 care nu diferențiază condițiile de margine este suficientă în practică.

6.2.4 Considerații referitoare la calculul stâlpilor

Comportamentul stâlpilor metalici expuși temperaturilor înalte din timpul incendiului a fost studiată într-o campanie de simulări numerice foarte importantă, în care s-au acoperit profilele laminare de tip dublu T, expuse unei temperaturi ridicate, uniforme sau nu pe secțiunea transversală, dar respectând simetria secțiunii. Încărcarea este aplicată cu sau fără excentricitate.

Acest studiu numeric mamut a permis identificare parametrilor care trebuiesc considerați într-o formulă simplificată de calcul. Pentru stâlpii supuși sarcinilor excentrice, formula de interacțiune permite acoperirea aproape a tuturor cazurilor.

Formulele au fost calibrate și verificate cu un număr impresionant de încercări experimentale, din literatura de specialitate, sau chiar prin încercări originale. Formula este securitară, și nu

depinde de zveltețea stâlpului. În același timp un lucru foarte important, s-a putut demonstra că formula care este în Eurocode 3 varianta 1995, este la rândul ei securitară, dar cu un grad de acoperire foarte mare, și în plus depinde de zveltețea stâlpului.

Referitor la stâlpii supuși unei distribuții de temperatură pe două zone termice diferite, s-a ajuns la concluzia că dacă stâlpul este afectat de căldură pe o distanță mai mare de jumătate din înălțimea stâlpului, sarcina critică rămâne practic aceeași cu cea a unui stâlp complet înghițit de flăcări.

6.3 Calculul cadrelor bazat pe modelul simplu Eurocode 3 – 1.2

Modelele propuse pentru comportamentul mecanic al oțelului nu cuprind termeni expliți legați de fluaj, deasemenea răspunsul structurii la fiecare moment nu depinde decât de temperatura instantanee din momentul respectiv și nu o istorie a evoluției temperaturii. Este deci posibilă decuplarea totală a calculului termic de cel static.

Pentru calculul termic, Eurocode impune ecuația diferențială a bilanțului termic în interiorul unei secțiuni, în ipoteza temperaturii uniforme. Această ecuație este diferită dacă există sau nu protecție și dacă protecția este masivă sau lejeră. Dacă există diferențe mari de temperatură, cum este cazul tălpilor profilelor metalice, față de inimă, sau în special cazul în care pe grinda metalică se găsește o placă de beton, secțiunea metalică fiind încălzită, doar pe trei fețe, este posibilă aplicarea ecuațiilor de creștere a temperaturii, descompunând secțiunea în dreptunghiuri înguste pe care se consideră temperatura constantă. Singura problemă în aplicarea ecuațiilor furnizate în Eurocode este de a avea pentru fiecare material de protecție caracteristicile sale termice, stabilite experimental în cuptoare, sub un foc ISO.

Pentru calculul static, temperatura atinsă de element, guvernează comportamentul lui, indiferent de modul prin care a fost atinsă această temperatură. Este deci posibilă definirea pentru fiecare nivel de încărcare temperatura critică a unui element, valabilă pentru toate tipurile de incendiu și toate tipurile de protecție termică, care pot conduce la această temperatură.

Rezistența la foc este definită ca și capacitatea elementului sau a structurii de a-și îndeplini funcția cerută (capacitate portantă, deformație) sub acțiunea focului pe timpul unei durate de timp precizate. În continuarea discuției precedente, analiza statică constă în verificarea capacității de îndeplinire a funcției cerute pentru o temperatură a oțelului.

Funcțiunile pe care structura trebuie să le îndeplinească sunt diverse, dar pentru un cadru metalic doar capacitatea portantă trebuie asigurată. Nu există nici o referire la criteriul de deformație sau la viteza de deformație. Totuși, pentru că deformațiile excesive pot avea un efect defavorabil asupra integrității protecției elementelor de oțel, este recomandabilă utilizarea unei legi efort–deformație modificată de maniera de a conferi mai puțină rezistență oțelului. În fond problema se reduce la faptul că în loc să se calculeze comportarea elementelor cu adevăratele proprietăți mecanice și de limitare a curburii, se efectuează calculul cu proprietăți mecanice modificat și nu se mai face un control al deformațiilor.

Una din chestiunile cele mai importante o reprezintă faptul de a ține sau nu seama de acțiunile indirecte provocate de incendiu, adică efectele dilatației termice. În cazul cadrelor simple pe care le tratăm aici, aceste acțiuni sunt de două tipuri.

1. Eforturi din împiedicarea dilatării termice. Un element total împiedicat să se dilate, va avea eforturi termice, care în domeniul elastic au expresia:

$$\sigma_{th}(\theta) = \varepsilon_{th}(\theta)E(\theta) \quad (6.16)$$

cu	σ_{th}	tensiunea termică,
	ε_{th}	dilatația termică unitară,
	E	modul de elasticitate și
	θ	temperatura.

Sub efectele antagonice ale creșterii dilatației termice și al descreșterii modulului de elasticitate, creșterea temperaturii poate crea tensiuni termice care pot atinge 850 MPa la 500°C. La această temperatură nici un oțel nu mai prezintă un domeniu elastic, apărând plastificarea ceea ce limitează tensiunile produse din dilatarea împiedicată.

Chiar dacă grinda unui cadru nu este complet împiedicată să se dilate, acest efect merită studiat, pentru că efortul normal care apare în grindă provoacă o modificare a valorii reacțiilor orizontale în reazeme și modifică complet repartiția momentelor în cadru (vezi Figura 6.12).

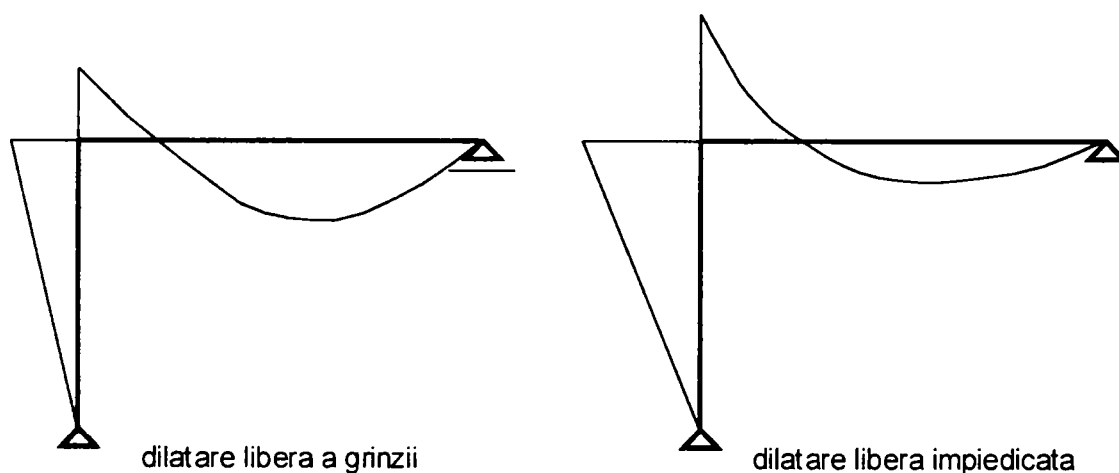


Figura 6.12 Efectul împiedicării dilatării asupra diagramei de moment

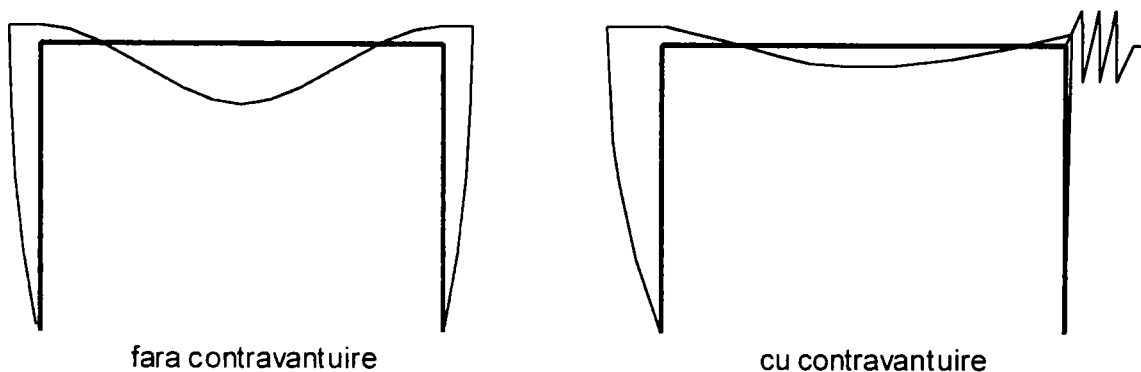


Figura 6.13 Efectele dilatării

- Grinda nefiind complet împiedicată să se dilate, se alungește și deplasează nodurile cadrului (la îmbinarea stâlp–grindă) către exteriorul cadrului. În cazul unui cadru necontravântuit această deplasare va fi uniformă înspre cele două părți ale cadrului, dar în cazul unui cadru contravântuit, o mare parte a deplasării se dezvoltă înspre partea necontravântuită (vezi Figura 6.13). Stabilitatea stâlpului poate fi compromisă din cauza acestei deplasări.

În principiu, Eurocode recomandă considerarea acțiunilor indirecte, în afara cazurilor când:

- ⇒ se cunoaște de la început că efectul lor este neglijabil sau favorabil,
- ⇒ ele sunt luate în calcul prin condiții de reazem securitare,
- ⇒ sunt acoperite prin exigența la foc securitară.

Ultima soluție este nesatisfăcătoare. În primul rând din principiu. În al doilea rând pentru a putea ignora fenomenul fizic, ar trebui cunoscut cu cât trebuie crescut nivelul securitar al calculului la foc, pentru a putea acoperi problema, lucru care este imposibil de realizat. Această soluție deci cade din discuție.

Soluția cu condiții de reazem securitare nu pare nici ea mai aplicabilă în practică. În plus nu este precizat faptul dacă condițiile de margine securitare trebuiesc luate în calcul sau se iau în considerare doar la realizarea structurii.

Prima soluție ar fi cea mai fezabilă cu condiția existenței unei liste cu cazurile în care acțiunile indirecte sunt neglijabile. Eurocode consideră că dacă condițiile impuse sunt verificate de elemente, separat grinzi, respectiv stâlpi, acțiunile indirecte pot fi neglijate. Deși acest lucru nu este valabil în toate cazurile, chiar un studiu anterior demonstrând că nu se poate realiza un calcul securitar element cu element în cazul cadrelor multietajat, cu noduri deplasabile [39]. Deci soluția prescrisă de Eurocode în acest caz este periculoasă. Problema se pune dacă în cazul cadrului cu un singur nivel, soluția propusă de Eurocode este valabilă, adică de a neglija acțiunile indirecte.

Dacă acțiunile indirecte pot fi neglijate, solicitările respectiv reacțiunile din reazeme, rămân și în cazul incendiului cu aceleași valori pe care le aveau înaintea declanșării lui.

Principiul metodei simple propuse în Eurocode este de a efectua o verificare element cu element, neglijând acțiunile indirecte și de verificare a eforturilor la temperaturi ridicate să fie inferioare rezistențelor de calcul, la temperatura respectivă.

6.3.1 Verificarea stâlpilor

În cazul stâlpilor, distribuția temperaturii putând fi neuniformă, se impune verificarea la flambaj prin ecuația:

$$N_{b,fi,t,Rd} \leq \frac{\chi_{fi}}{1.2} A f_{y,\theta,max} \quad (6.17)$$

- cu
- $N_{b,fi,t,Rd}$ efortul normal de calcul în caz de incendiu,
 - χ_{fi} coeficientul de flambaj calculat folosind curba "C" și coeficientul de zveltețe redus la temperatura θ_{max} ,
 - A aria secțiunii transversale și
 - $f_{y,\theta,max}$ tensiunea ultimă la temperatura maximă θ_{max} în secțiune.

Această ecuație a fost discutată în detaliu în paragraful precedent. Vom face o singură remarcă și anume ecuația 6.17 se bazează pe ipoteza că partea din secțiunea transversală care se găsește la o temperatură inferioară temperaturii θ_{max} va avea un efect benefic asupra influenței negative a gradientului termic și a încovoierii suplimentare introduse de acest gradient. Lucrări recente arată că acest lucru nu este valabil în toate cazurile [3].

În toate cazurile este sigur faptul că verificarea la flambaj cu ecuația 6.17 corespunzătoare punctului A din Figura 6.14, acoperă automat distrugerea prin strivire plastică (punctul C).

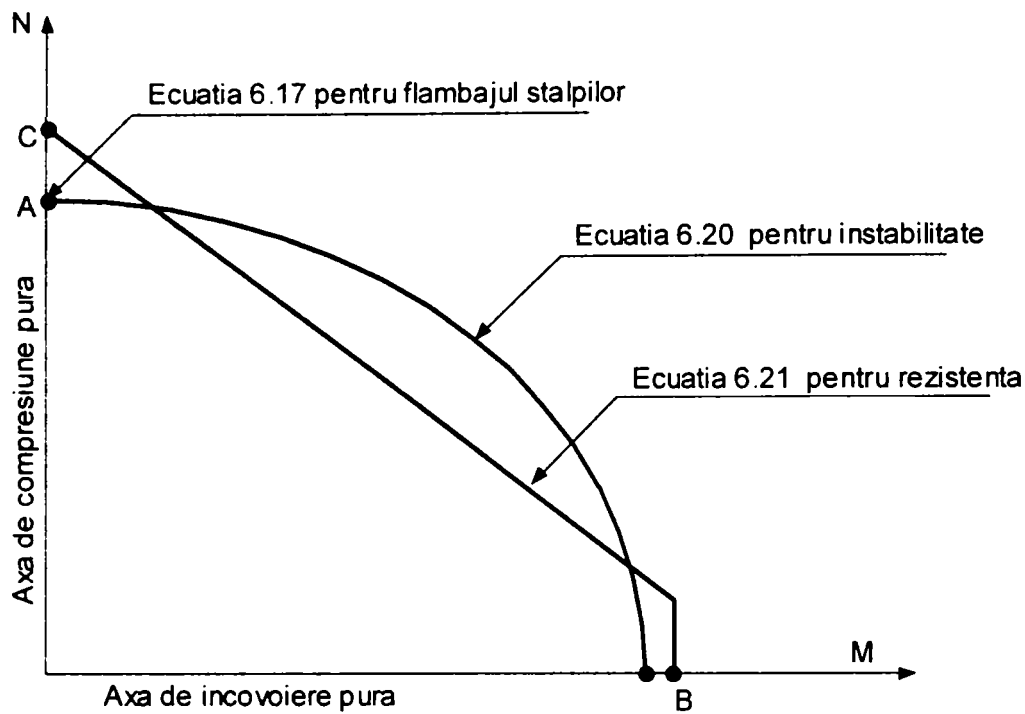


Figura 6.14 Verificarea în planul M-N

6.3.2 Grinzile metalice

Pentru grinzi se impune verificarea rezistenței plastice. Este permisă considerarea distribuției reale de temperatură și se aplică ecuația:

$$M_{fi,d} \leq \sum_i W_{pl,i} f_{y,i} \quad (6.18)$$

cu $M_{fi,d}$ momentul încovoietor de calcul în caz de incendiu,
 $W_{pl,i}$ modulul plastic al părții i din secțiune și
 $f_{y,i}$ tensiunea limită a părții i din secțiune

Este permisă și verificarea pe baza temperaturii maxime θ_{max} în acest caz aplicându-se ecuația:

$$M_{fi,d} < \frac{W_{pl} f_{y,\theta,max}}{\kappa_1 \kappa_2} \quad (6.19)$$

cu W_{pl} modulul plastic al secțiunii,
 κ_1 factor de adaptare ce ține seama de temperatura neuniformă pe secțiunea dreaptă
 κ_2 factor de adaptare ce ține seama de temperatura neuniformă în lungul elementului.

Pentru elementele solicitate la compresiune cu încovoiere, ele fac o simplă trimitere către formulele 5.51 și 5.54 din Eurocode 3 [31]. În cazul secțiunilor de clasă 1 sau 2, solicitate într-un singur plan, ecuația de verificare este:

$$\frac{N_{fi,d}}{1.2 \frac{\chi_{fi}}{A} f_{y,\theta,max}} + \frac{k M_{fi,d}}{W_{pl} f_{y,\theta,max}} \leq 1 \quad (6.20)$$

cu k coeficient de multiplicare al momentului încovoietor, care dă ecuației caracterul său neliniar.

Ecuția 6.20 acoperă de fapt instabilitatea elementului. De aceea factorii de adaptare care țin seama de temperatura neuniformă nu intervin în acest caz. De fapt Franssen [39] a semnalat deja că din punct de vedere al flambajului, nu este întotdeauna favorabil de avea o talpă mai rece decât restul secțiunii. În unele cazuri gradientul termic, chiar exercită o influență negativă. Deci nu este cazul introducerii lui κ_1 . În legătură cu celălalt factor de corecție, reducerea temperaturilor la rezeme poate reduce lejer lungimea de flambaj, dar acest efect este mult prea local pentru a avea o influență hotărâtoare asupra stabilității generale. De aceea și coeficientul κ_2 este neglijat.

Astfel se dispune de o metodă de verificare coerentă de stabilitate, bazată pe temperatura maximală, ce ignoră factorii de adaptare, atât pentru stâlpi cât și pentru elementele supuse la încovoiere cu compresiune. De fapt se procedează la fel pentru verificarea deversării grinzilor.

Principala problemă a metodei propuse de Eurocode provine din faptul că ecuația 6.20 nu acoperă nici rezistența secțiunii, nici instabilitatea de ansamblu a cadrului.

Rezistența secțiunii nu este verificată prin această ecuație. Ori diagrama de momente încovoietoare nu este constantă pe elementele cadrului. Chiar are o formă bitriunghiulară în cazul cadrelor încastrate la bază. Această formă a diagramei de moment este luată în calcul prin termenul k din ecuația 6.20, coeficient care poate fi subunitar ceea ce dă o formă convexă curbei de stabilitate din diagrama de interacțiune M–N, (vezi Figura 6.14). Deci putem întâlni cazuri în care stabilitatea elementului este asigurată, pe când rezistența nu în toate secțiunile, în special în secțiunile transversale ale extremității stâlpului. Ar fi de dorit deci de a putea face verificarea secțiunii, folosind o formulă de aceeași formă cu cea folosită la 20°C, ținând cont de creșterea temperaturii și de doi factori de adaptare κ_1 și κ_2 , cum se face în cazul grinzilor solicitate la încovoiere pură, punctul B pe Figura 6.14.

Deci în cazul profilelor laminate încovoiate în jurul axei maxime s-ar folosi ecuația [39]:

$$\frac{N_{fi,d}}{A} + \frac{0.90M_{fi,d}}{W_{pl}} \leq \frac{f_{y,\theta,max}}{\kappa_1\kappa_2} \quad (6.21)$$

$$\frac{M_{fi,d}}{W_{pl}} \leq \frac{1}{\kappa_1\kappa_2}$$

În zona îmbinării grindă–stâlp, prezența rigidizărilor, a plăcilor de capăt, a cordoanelor de sudură și buloanelor din îmbinare, aduc local mase suplimentare care absorb din energia sursei de căldură în momentul încălzirii. Este deci probabil că temperaturile vor fi mai mici în noduri decât în partea centrală a grinzii sau a stâlpului. Se pune problema valorii coeficientului κ_2 . Dacă κ_2 s-ar considera cu valoarea 0,85 ca în cazul unui reazem al unei grinzi continue, ar fi riscant pentru că în primul rând efectul real al maselor asupra temperaturii locale nu a fost evaluat, și pe de altă parte s-ar putea ca acest efect al maselor să fie limitat, mai ales în cazul unei încălziri lente, cazul unei structuri protejate termic. Deci este de preferat considerarea lui $\kappa_2=1,0$ pentru verificarea de rezistență.

La baza unui stâlp încastrat în schimb, profilul este în contact direct cu fundația de beton care se comportă ca un absorbant de căldură "heat-sink". În această zonă temperaturile sunt mai

scăzute decât în restul stâlpului, chiar dacă încălzirea este lentă sau chiar dacă la limită distribuția de temperatură a atins o stare staționară. Deci în această zonă se va utiliza $\kappa_2=0,85$ pentru verificarea de rezistență.

S-a văzut că ecuația 6.20 nu acoperă decât flambajul elementelor. În plus Eurocode 3 – Part 1.2 este tăcut referitor la maniera în care trebuie calculate solicitările în structură. Trebuie făcută o analiză globală elastică, sau o analiză globală plastică este admisă? Imperfecțiunile geometrice trebuie luate în considerare printr-o teorie de ordinul I sau de ordinul II?

Se mai pune problema dacă clasificarea stabilită la temperatura ambiantă privind cadrele contravântuite respectiv cele necontravântuite, în cadre suple și rigide este încă valabilă la temperatura ridicată.

Un răspuns definitiv la ora actuală la toate aceste întrebări nu este posibil de dat, lăsând la o parte faptul că problemele puse în discuție sunt complexe și la temperatura ambiantă. Pentru a facilita înțelegerea și aplicarea practică a Eurocode 3 – Part 1, CECM a publicat un document rezumând esențialul din Eurocode [31]. Braham și Lascrompes au sintetizat la rândul lor ideile principale din Eurocode, prezentând chiar o organigramă care permite orientarea în selecționarea unei metode de analiză.

În plus lucru care s-a amintit anterior, versiunile de Eurocode 3 – Part 2, care s-au succedat uneori sufocant au condus la necesitatea reevaluării continue a aspectelor cantitative a cercetărilor anterioare asupra cadrelor simple la starea limită de incendiu.

6.4 Calculul cadrelor cu noduri deplasabile

6.4.1 Introducere

Un cadru poate fi clasificat ca non-sway (cu noduri fixe) dacă răspunsul său la încărcările orizontale, din planul cadrului este suficient de rigid, astfel încât să fie acceptabilă ipoteza neglijării oricăror eforturi adiționale (forțe sau momente) rezultate din deplasarea orizontală a nodurilor cadrului. Cadrele care nu respectă acest principiu vor fi considerate sway (cu noduri deplasabile), și efectul deplasării orizontale ale nodurilor cadrului asupra eforturilor va fi luat în considerare prin calcul.

Un cadru va fi clasificat ca non-sway, pentru un caz de încărcare, dacă raportul critic elastic V_{sd}/V_{cr} pentru acel caz de încărcare satisface criteriul:

$$V_{sd}/V_{cr} \leq 0,1 \quad (6.22)$$

unde V_{sd} este valoarea de calcul a încărcării verticale totale
și V_{cr} este valoarea critică de cedare elastică pentru modul sway (cu noduri deplasabile).

Cadrele plane compuse din stâlpi-grinzi, grinzile legând fiecare stâlp la fiecare nivel (vezi Figura 6.15) se vor clasifica ca non-sway dacă criteriul de mai jos este respectat. Când se folosește teoria de ordinul I, deplasarea orizontală a fiecărui nivel, datorată încărcărilor de calcul (orizontale și verticale) și imperfecțiunea inițială trebuie să satisfacă criteriul:

$$\left(\frac{\delta}{h}\right)\left(\frac{V}{H}\right) \leq 0,1 \quad (6.23)$$

unde δ este deplasarea orizontală la partea de sus a nivelului, relativă la partea de jos a nivelului,
 h este înălțimea etajului,

și H este reacțiunea orizontală la baza etajului,
 V este reacțiunea verticală totală la baza etajului.

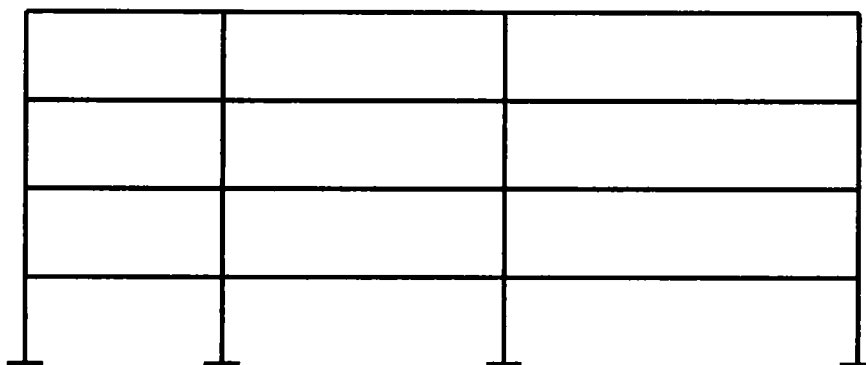


Figura 6.15 Cadru compus din grinzi legând fiecare stâlp de la fiecare nivel

6.4.2 Analiza elastică a cadrelor cu noduri deplasabile (sway) la starea limită de rezistență

Când se folosește analiza globală elastică, efectele de ordinul II în modul sway vor fi incluse, fie direct, printr-o analiză de ordinul II elastică, fie indirect folosind una din următoarele două alternative:

- analiză elastică de ordinul I, cu amplificarea momentelor sway.
- analiză elastică de ordinul II, cu lungimi de flambaj sway.

Momentele sway sunt cele asociate cu deplasarea orizontală a părții de sus a nivelului curent, relativ la partea de jos a nivelului. Ele sunt produse din încărcările orizontale (și din încărcările verticale dacă structura sau încărcarea este asimetric).

În metoda cu amplificarea momentelor sway, momentele sway determinate în urma unei analize elastice de ordinul I vor fi amplificate cu factorul:

$$\frac{1}{1 - V_{sd}/V_{cr}} \quad (6.24)$$

Metoda amplificării momentelor sway nu va fi folosită când raportul elastic critic V_{sd}/V_{cr} depășește valoarea 0,25. În cazul cadrelor stâlp-grindă descrise mai sus, acest raport critic se va determina cu următoarea relație:

$$\frac{V_{sd}}{V_{cr}} = \left(\frac{\delta}{h} \right) \left(\frac{V}{H} \right) \quad (6.25)$$

6.4.3 Analiza elastică a cadrelor cu noduri deplasabile la starea limită de incendiu

După cum am precizat în paragrafele precedente, Eurocode 3, Partea 1.2 face dese trimiteri și referiri la Eurocode-ul de bază, la temperatura obișnuită. În același timp, determinarea eforturilor, respectiv, clasificarea structurilor care este foarte detaliată în Eurocode 3, este expediată în Partea 1.2 în două fraze, care stipulează faptul că determinarea eforturilor se face pe aceleași principii care stau la baza determinării eforturilor la rece. Acest lucru nu este bineînțeles acoperit pentru toate cazurile precizate în Eurocode, și asupra unuia dintre ele ne-am aplecat și noi în cadrul acestei teze și anume: dacă clasificarea cadrelor cu noduri deplasabile – nedeplasabile, definită la rece își păstrează valabilitatea și la starea limită de

incendiu. Problema cadrelor sway a mai fost studiată de către Heinen [47] într-o lucrare de dizertație la Universitatea din Liège, dar Heinen la vremea elaborării lucrării a folosit formulele de interacțiune din Eurocode 3 – Part 10 (1990), care au fost repede depășite de apariția variantelor 1993 care au schimbat radical atât formula de interacțiune, cât și determinarea lungimilor de flambaj, care în ultimul Eurocode 3, Partea 1.2 se fac la temperatura critică și nu la 20°C, ca în varianta 1990. De altfel Heinen, folosind formulele de interacțiune 1990, găsea că în cazul cadrelor cu noduri sway (noduri deplasabile) modelul simplificat nu mai putea fi folosit furnizând rezultate nesecuritate. Schröder [87] în teza sa de dizertație, care se ocupă de influența rigidității contravântuirii la starea limită de incendiu, funcție de diverse nivele de temperatură, a reluat razant problema cadrelor sway într-un paragraf, studiind două tipuri de cadre cu formula de interacțiune 1994, și a și propus o schemă logică privind clasificarea cadrelor ca fiind sway sau non-sway la starea limită de incendiu.

Autorul a studiat această problemă a cadrelor sway, respectiv non-sway la starea limită de incendiu în cazul cadrelor parter pentru determinarea unei metode de clasificare a acestora la starea limită de incendiu. Pentru calibrarea metodei au fost considerate un set de teste parametrice care să acopere toate cazurile de cadre parter.

6.5 Studiul numeric

A fost realizat un studiu numeric comprehensiv, care să determine comportarea cadrelor parter la starea limită de incendiu. Studiul a avut în vedere următoarele obiective:

- ⇒ Determinarea timpului de cedare al cadrelor parter folosind modelul simplificat,
- ⇒ Determinarea timpului de cedare al cadrelor parter folosind metoda elementelor finite și modelul de analiză structurală globală,
- ⇒ Compararea timpilor de cedare, respectiv a temperaturilor critice obținute prin cele două metode,
- ⇒ Elaborarea metodei de verificare a cadrelor sway la starea limită de incendiu.
- ⇒ Influența efectelor indirecte

Parametrii care au fost considerați în acest studiu comprehensiv au fost:

- ⇒ Sistemul structural
- ⇒ Geometria cadrelor
- ⇒ Limita de curgere a oțelului
- ⇒ Influența încărcărilor gravitaționale

6.5.1 Sistemul structural

Pentru a studia influența sistemului structural, în studiul parametric întreprins au fost considerate trei tipuri de cadre:

- ⇒ cadre prinse articulat la bază (vezi Figura 6.16 a și b),
- ⇒ cadre cu rigla prinsă articulat de stâlpi (Figura 6.17 a și b),
- ⇒ cadre încastrate (Figura 6.18 a și b).

La fiecare tip de cadru s-a considerat varianta noduri deplasabile (sway), respectiv noduri fixe (non-sway), modelată prin intermediul unui reazem la riglă care să împiedice deplasările orizontale.

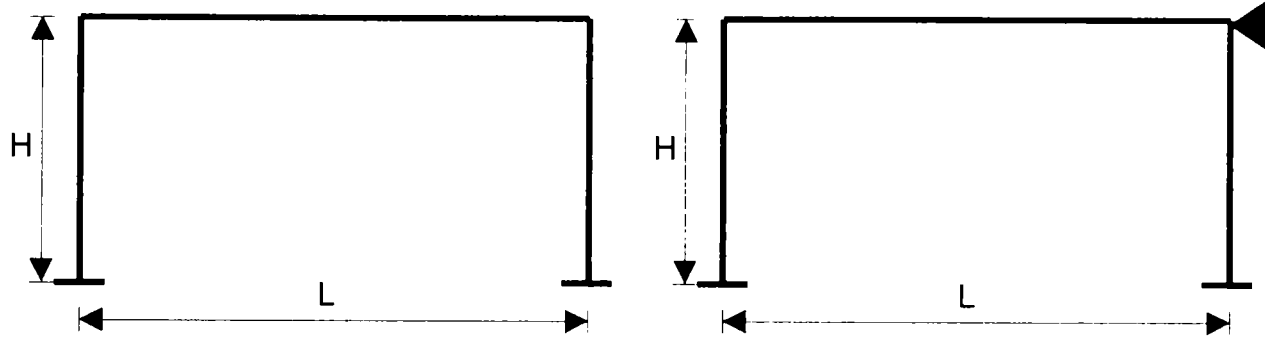


Figura 6.16 a Cadrul tip 1

b Cadrul tip 2

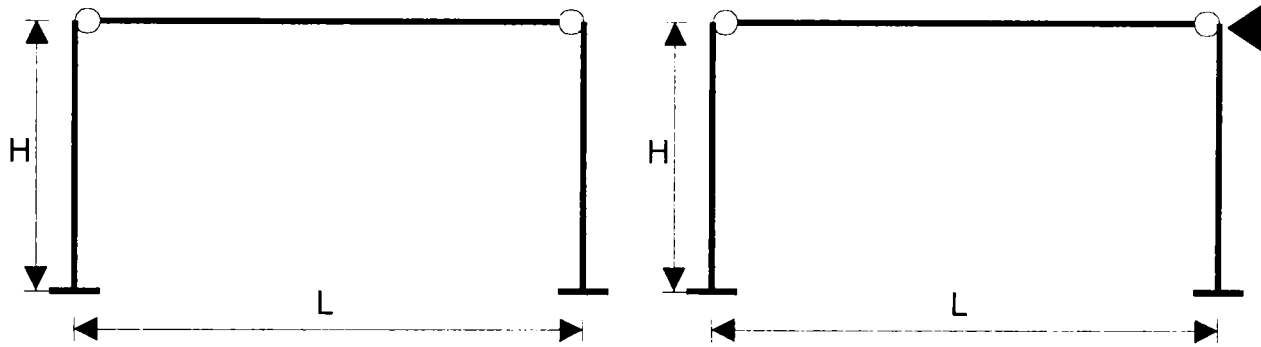


Figura 6.17 a Cadrul tip 3

b Cadrul tip 4

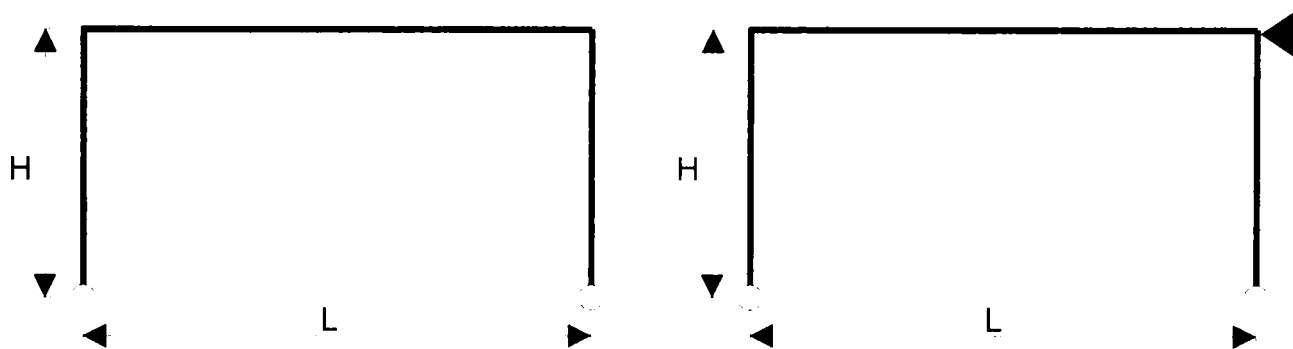


Figura 6.18 a Cadrul tip 5

b Cadrul tip 6

6.5.2 Geometria cadrelor

Au fost considerate trei tipuri de deschideri de 12, 18, 24 m, respectiv înălțimi de 4, 6, 8, 10 m (vezi Tabelul 6.3).

Tabelul 6.3 Tipurile de cadre

L [m]	H [m]			
	4	6	8	10
12	•	•	•	•
18	•	•	•	•
24	•	•	•	•

Astfel s-au obținut: 3 deschideri \times 4 înălțimi \times 6 tipuri cadre = 77 cadre studiate, care au reprezentat setul reprezentativ de testare al studiului numeric în varianta I.

6.5.3 Limita de curgere a oțelului

În cazul cadrului de 12 m a fost realizat și un studiu parametric privind influența limitei de curgere a oțelului asupra temperaturii critice, respectiv rezistenței la foc. S-au luat în considerare oțelurile S235 (OL 37), S275 (OL 44) respectiv S355 (OL 52), având limitele de curgere de 235, 275, respectiv 355 MPa.

6.5.4 Influența încărcărilor

În varianta I de teste (vezi paragraful 6.5.2) stabilirea încărcărilor la starea limită de incendiu s-a realizat folosind încărcările din [59], [60]. În norma belgiană, zăpada nu intervenea în combinațiile de încărcări, astfel încât s-a considerat necesară adăugarea unui set nou (varianta II) care a reluat cadrul de 12 m considerând încărcări conforme normativului românesc [90] [91] [92], având și o combinație din zăpadă. De altfel, s-a observat, că în multe cazuri, încărcările gravitaționale erau hotărâtoare în determinarea rezistenței la foc, și nu combinațiile în care intervenea și încărcarea din vânt, probabil și datorită faptului că încărcarea din vânt oricum intervine doar cu o pondere mică.

6.5.5 Stabilirea încărcărilor

Pentru a obține încărcarea de calcul la starea limită de incendiu, cu care se vor determina solicitările de calcul $E_{fi,d}$, se utilizează următoarea combinație accidentală:

$$\sum \gamma_{GA} G_k + \psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum \psi_{2,i} Q_{k,i} + \sum A_d(t) \quad (6.26)$$

- unde G_k valoarea caracteristică a încărcării permanente;
 $Q_{k,1}$ valoarea caracteristică a încărcării variabile dominante;
 $Q_{k,i}$ valorile caracteristice ale altor încărcări variabile;
 $A_d(t)$ încărcarea accidentală;
 γ_{GA} coeficient parțial de siguranță pentru încărcările permanente. $\gamma_{GA}=1,0$;
 $\psi_{1,1}$ coeficient de combinare pentru încărcarea variabilă dominantă;
 $\psi_{2,i}$ coeficient de combinare pentru restul încărcărilor variabile.

În varianta I de analiză au fost luate în considerare coeficienții de combinare și încărcările din NBN B 03–101 [13]. Tabelul cu valorile coeficienților de combinare este redat mai jos:

Tabelul 6.4 Coeficienții de combinare (varianta I)

Acțiune variabilă	ψ_1	ψ_2
Vânt	0,3	0
Zăpadă	0	0

În varianta II de analiză coeficienții de combinare au fost preluați din [20], respectiv încărcările din [90], [91], [92], pentru zona Sibiu. Tabelul cu valorile coeficienților de combinare este redat mai jos:

Tabelul 6.5 Coeficienții de combinare (varianta II)

Acțiune variabilă	ψ_1	ψ_2
Vânt	0,5	0
Zăpadă	0,2	0

6.5.6 Determinarea rezistenței la foc

După cum s-a amintit mai sus, rezistența la foc (timpul de cedare) a fost determinat folosind două metode de analiză:

- ⇒ Determinarea rezistenței la foc folosind modelul de calcul simplificat, folosind programul FOCSI 2000,
- ⇒ Determinarea rezistenței la foc folosind metoda de analiză structurală globală, bazat pe metoda elementului finit, cu ajutorul programului SAFIR.

Determinarea rezistenței la foc prin cele două metode de analiză comportă diferențe notabile între care cea mai importantă este că în cazul modelului simplu, deformațiile din temperatură, respectiv efectul lor indirect este neglijat. Vom explica în paragraful cu concluziile studiului numeric, de ce a fost adoptată această ipoteză, și vom analiza dacă ea induce erori mari în analiza folosind metodele de calcul simple.

6.5.6.1 Determinarea rezistenței la foc folosind modelul simplu

În cazul modelului simplu, fiecare element al cadrului este studiat independent, ținând seama de starea de solicitare și condițiile de rezemare ale elementului la starea limită de incendiu. Metoda de analiză bazată pe modelul simplu, comportă următorii pași:

1. Stabilirea eforturilor de calcul la starea limită de incendiu, cu ajutorul unui program de analiză liniară de ordinul I,
2. Stabilirea lungimilor de flambaj ale elementelor,
3. Determinarea rezistenței la foc a elementului folosind fie programe de analiză bazate pe modelul simplificat, fie abace și nomograme de calcul.

În analiza noastră am folosit programul de analiză FOCSI 2000, prezentat în detaliu în capitolul 4.

Stabilirea eforturilor de calcul la starea limită de incendiu

Eforturile de calcul la starea limită de incendiu s-au calculat folosind un program de calcul, care permite analiza statică de ordinul I. În cazul nostru, am folosit programul de analiză OSSA 2D, dezvoltat la Universitatea din Liège, Serviciul MSM.

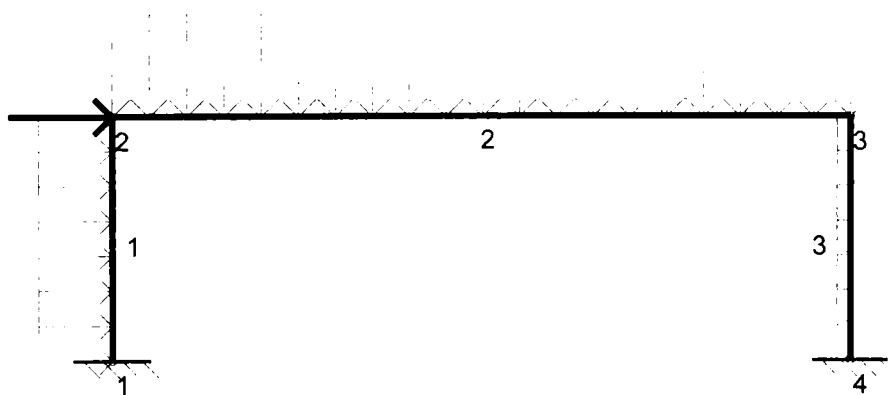


Figura 6.19 Schema statică a cadrului

Schema statică a constat din trei elemente de bară de cadru, respectiv patru noduri, numerotate ca în Figura 6.19. Pe lângă încărcările aplicate asupra cadrului, s-a aplicat o forță orizontală pe rigla cadrului, pentru simularea imperfecțiunilor, având valoarea de $1/200$ din suma forțelor gravitaționale (verticale) ce acționează asupra cadrului (conform Eurocode 3 [31]).

Stabilirea lungimilor de flambaj

Se remarcă, că pentru determinarea rezistenței la foc a unui element structural, este necesară determinarea lungimii de flambaj. Am precizat în capitolul 4, că lungimea de flambaj la starea limită de incendiu se determină în același mod ca la starea limită de rezistență.

Vom prezenta în continuare formulele care au stat la baza determinării lungimii de flambaj a stâlpilor cadrului, respectiv al riglei.

Pentru barele cu secțiune constantă în lungul lor, solicitate axial, forța axială fiind constantă, lungimea de flambaj l_f se obține prin multiplicarea lungimii barei cu multiplicatorul lungimii de flambaj, K .

Valoarea multiplicatorului K este 1,0 dacă bara este dublu articulată, și este diferit de 1,0 în celelalte cazuri. El va fi cuprins între 0,5 și 1,0 în cazul barelor aparținând cadrelor cu noduri fixe (cu deplasarea orizontală la partea de sus împiedicată) (vezi Figura 6.20), respectiv mai mare decât 1,0 în cazul cadrelor cu noduri deplasabile (cu deplasarea orizontală, la partea superioară, liberă) (vezi Figura 6.21).

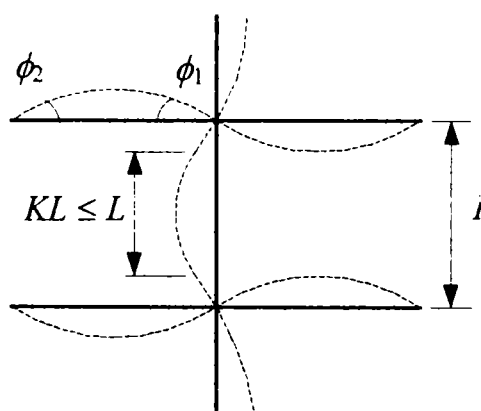


Figura 6.20 Lungimea de flambaj, cadre cu noduri fixe.

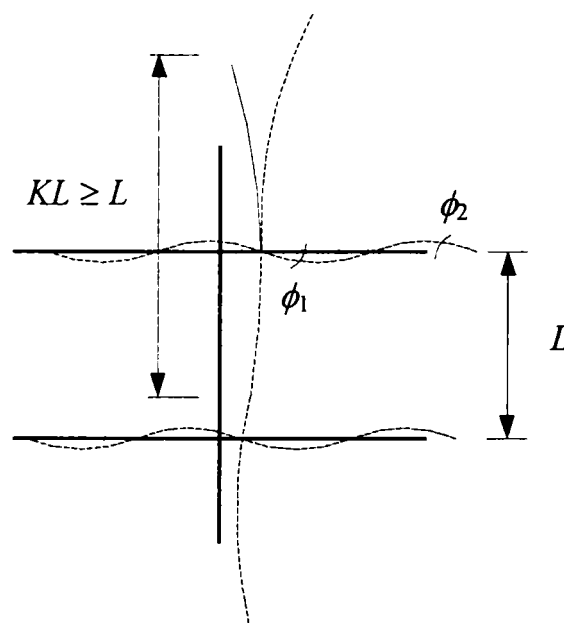


Figura 6.21 Lungimea de flambaj, cadre cu noduri deplasabile.

Multiplicatorul K se calculează cu următoarele relații:

a. bare cu noduri fixe:

$$K = \frac{1 + 0,145 \cdot (k_i + k_s) - 0,265 \cdot k_i \cdot k_s}{2 - 0,364 \cdot (k_i + k_s) - 0,247 \cdot k_i \cdot k_s} \quad (6.27)$$

b. bare cu noduri deplasabile:

$$K = \sqrt{\frac{1 - 0,2 \cdot (k_i + k_s) - 0,24 \cdot k_i \cdot k_s}{1 - 0,8 \cdot (k_i + k_s) + 0,6 \cdot k_i \cdot k_s}} \quad (6.28)$$

în care coeficienții de încastrare k_i și k_s de la partea inferioară respectiv superioară a barei se vor calcula cu relațiile (vezi Figura 6.22):

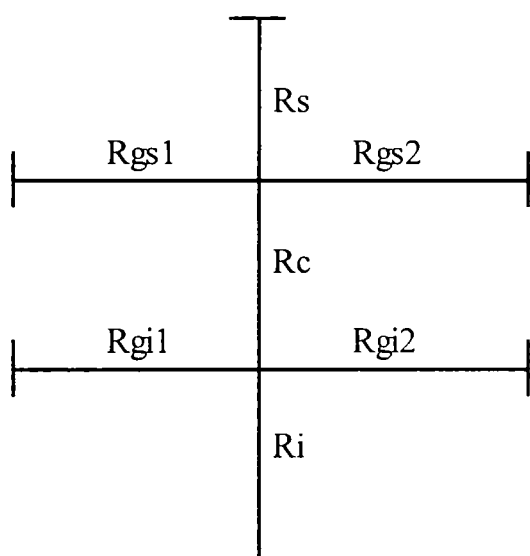


Figura 6.22 Modelul pentru evaluarea rigidităților

$$k_i = \frac{\text{rigiditatea stâlpului}}{\text{rigiditatea imbinării}} = \frac{R_c}{R_c + R_{gi1} + R_{gi2}} \quad (6.29)$$

$$k_s = \frac{\text{rigiditatea stâlpului}}{\text{rigiditatea imbinării}} = \frac{R_c}{R_c + R_{gs1} + R_{gs2}} \quad (6.30)$$

Alternativ, pentru a ține seama și de continuitatea stâlpului, coeficienții de încastrare se vor calcula cu relațiile:

$$k_i = \frac{R_c + R_i}{R_c + R_i + R_{gi1} + R_{gi2}} \quad (6.31)$$

$$k_s = \frac{R_c + R_s}{R_c + R_s + R_{gs1} + R_{gs2}} \quad (6.32)$$

în care R_c este rigiditatea stâlpului, pentru care se calculează lungimea de flambaj;

R_i, R_s sunt rigiditățile stâlpilor de la partea inferioară, superioară;

R_{gs1}, R_{gs2} sunt rigiditățile grinzilor de la partea superioară a stâlpului;

R_{gi1}, R_{gi2} sunt rigiditățile grinzilor de la partea inferioară a stâlpului.

În relațiile de mai sus, coeficienții de rigiditate se calculează cu relațiile:

$$R_c = 4 \frac{I_c}{l_c} \quad R_s = 4 \frac{I_s}{l_s} \quad R_i = 4 \frac{I_i}{l_i} \quad (6.33)$$

$$R_g = \xi \frac{I_g}{l_g}$$

în care I este momentul de inerție al elementului;

l este lungimea elementului (între reazeme).

Coeficientul ξ depinde de configurația deformată a grinzii, caracterizată de raportul rotirilor la capete, ϕ_1 și ϕ_2 (vezi Figura 6.20, Figura 6.21). Valorile lui ξ sunt date în tabelul următor.

Tabelul 6.6 Valorile coeficientului ξ

Caz	ξ	Explicații
Simplă curbură $\phi_2/\phi_1 = -1$	2	Cazul grinzilor cadrelor cu noduri fixe (deplasarea orizontală împiedicată)
Dublă curbură $\phi_2/\phi_1 = 1$	6	Cazul grinzilor cadrelor cu noduri deplasabile (deplasarea orizontală liberă)
Rotire împiedicată la extremitatea 2 (încastrare) $\phi_2 = 0$	4	
Rotire liberă la extremitatea 2 (articulație) $\phi_2/\phi_1 = -0,5$	3	

Dacă un stâlp are o extremitate încastrată în fundație sau într-o grindă cu rigiditatea foarte mare, coeficientul de încastrare la acea extremitate se va lua $k = 0$.

Dacă un stâlp are o extremitate articulată, coeficientul de încastrare la acea extremitate se va lua $k = 1$.

Spre exemplificare vom calcula mai jos lungimea de flambaj a stâlpului și a riglei în cazul cadrului de 12 m cu înălțimea de 4 m, tipul 1 (cadru încadrat).

Avem următoarele date de intrare: profil stâlp IPE 300 $I_g = 8356 \text{ cm}^4$, profil riglă IPE 330 $I_s = 11770 \text{ cm}^4$.

În cazul stâlpului, calculăm coeficienții de rigiditate (în acest caz $\xi = 6$, vezi Tabelul 6.6).

$$R_c = 4 \frac{I_c}{l_c} = 4 \frac{8356}{400} = 83,56 \text{ cm}^3$$

$$R_g = \xi \frac{I_g}{l_g} = 6 \frac{11770}{1200} = 58,85 \text{ cm}^3$$

În cazul stâlpului, $k_i = 0$ (extremitate încastrată). Calculăm k_s ,

$$k_s = \frac{R_c}{R_c + R_g} = \frac{83,56}{83,56 + 58,85} = 0,587$$

Respectiv multiplicatorul lungimii de flambaj (cazul noduri mobile în translație):

$$K = \sqrt{\frac{1 - 0,2 \cdot (k_i + k_s) - 0,24 \cdot k_i \cdot k_s}{1 - 0,8 \cdot (k_i + k_s) + 0,6 \cdot k_i \cdot k_s}} = \sqrt{\frac{1 - 0,2 \cdot 0,587}{1 - 0,8 \cdot 0,587}} = 1,2898$$

În cazul riglei (vezi Figura 6.23), coeficientul $\xi = 4$ (rotire împiedicată la extremitatea 2, încastrare).

$$R_c = 4 \frac{I_c}{l_c} = 4 \frac{11770}{1200} = 39,233 \text{ cm}^3$$

$$R_{g'} = R_{g''} = \xi \frac{I_g}{l_g} = 4 \frac{8356}{400} = 83,56 \text{ cm}^3$$



Figura 6.23 Schema de calcul a lungimii de flambaj a riglei

Coefficienții de încastrare vor fi în acest caz:

$$k_t = \frac{R_c}{R_c + R_{gi}} = \frac{39,233}{39,233 + 83,56} = 0,320$$

$$k_s = \frac{R_c}{R_c + R_{gs}} = \frac{39,233}{39,233 + 83,56} = 0,320$$

Respectiv multiplicatorul lungimii de flambaj (cazul noduri fixe):

$$K = \frac{1 + 0,145 \cdot (k_t + k_s) - 0,265 \cdot k_t \cdot k_s}{2 - 0,364 \cdot (k_t + k_s) - 0,247 \cdot k_t \cdot k_s} = 0,6116$$

Determinarea rezistenței la foc

După cum am amintit, rezistența la foc a fost determinată folosind programul FOCSI 2000. Nu vom mai prezenta modul de determinare a rezistenței la foc pentru un element structural, acest lucru fiind prezentat pe larg în capitolul 5. Vom mai face precizarea că rezultatele reprezentative obținute în urma studiului sunt prezentate în Anexa 1.

6.5.6.2 Determinarea rezistenței la foc folosind modelul de analiză structurală globală

În cazul modelului de analiză structurală globală, întreaga structură este analizată la starea limită de incendiu. După cum s-a amintit în capitolul 4 analiza globală presupune doi pași:

1. Determinarea creșterii de temperatură pe secțiunea transversală (răspunsul termic);
2. Determinarea rezistenței la foc (timpului de cedare) a structurii (răspunsul mecanic).

Pentru determinarea creșterii temperaturii pe secțiunile transversale ale stâlpilor și riglei, secțiunile transversale respective au fost discretizate folosind o rețea de elemente SOLID cu 24·2 elemente finite pe talpă respectiv 20·2 elemente pe inimă, care asigură a finețe suficientă a rețelei de discretizare (vezi Figura 6.24).

Pentru determinarea răspunsului static și a rezistenței la foc, cadrele analizate au fost discretizate folosind elemente de bară de cadru plană BEAM2D, folosind 20 elemente finite pentru discretizarea fiecărui element al cadrului. S-a adăugat și o imperfecțiune inițială care constă în translatarea nodului superior al stâlpilor cu $L/200$ față de verticală (vezi Figura 6.25). Numerotarea nodurilor a fost realizată astfel încât să se minimizeze lățimea de bandă și respectiv viteza de soluționare a problemei.

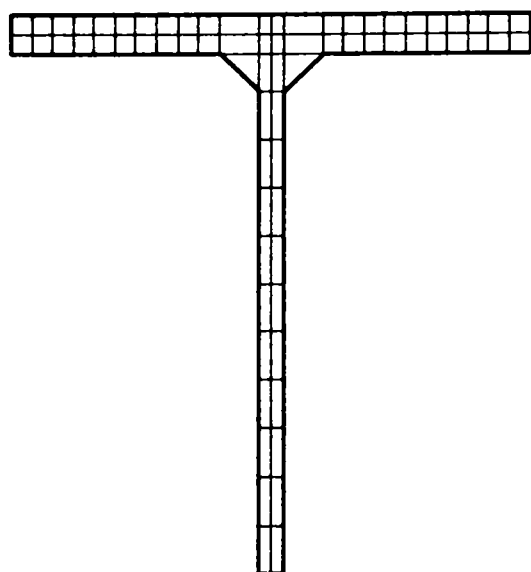


Figura 6.24 Discretizarea secțiunii transversale (analiza răspunsului termic)

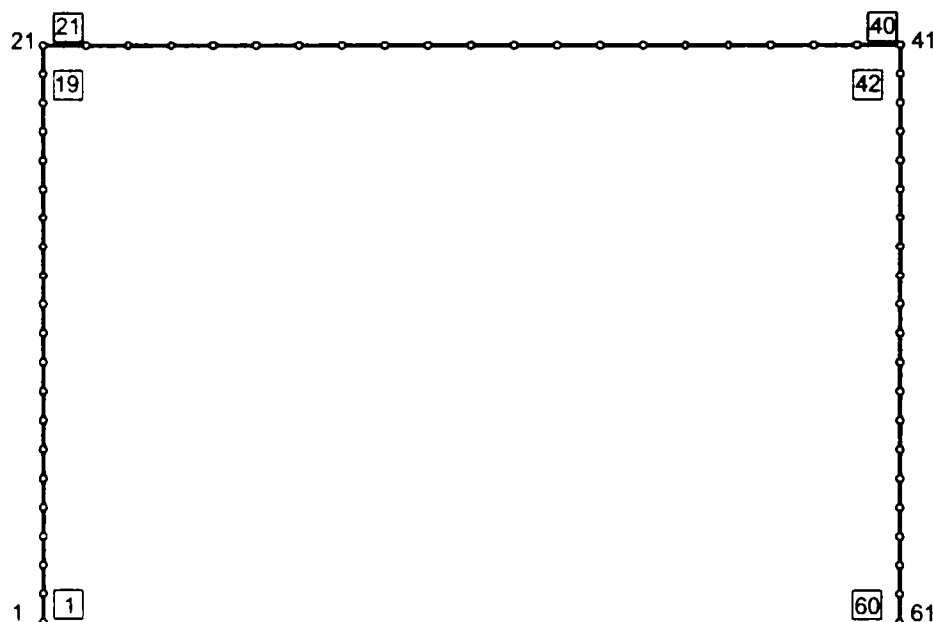


Figura 6.25 Discretizarea cadrelor (analiza răspunsului static)

6.6 Concluziile studiului parametric

În Anexa 1 sunt prezentate în tabele valorile reprezentative, obținute în urma studiului parametric. Studiul a urmărit pe de o parte să verifice modelul simplu și să compare valorile rezistenței la foc obținute pe baza acestui model, cu valorile obținute pe baza modelului structural și să compare diferența obținută între cele două modele, pe de altă parte să se elaboreze o metodă de clasificare a cadrelor sway (cu noduri deplasabile) și non-sway (cu noduri fixe) la starea limită de incendiu.

S-a verificat în același timp și dacă modelul simplu furnizează rezultate securitare în toate cazurile de solicitare și pentru toate geometriile studiate.

Scopul principal al studiului parametric a fost cel de elaborare a metodei de clasificare a cadrelor sway sau non-sway la starea limită de incendiu, astfel încât ne vom referi în primul rând la acest aspect.

În cazul cadrelor cu noduri deplasabile (cadrele de tip 1, 3, 5) s-a calculat raportul elastic critic Γ , determinat la temperatura critică. Dacă acest raport depășea valoarea 0,1 se recalcula rezistența la foc prin amplificarea momentelor sway și se calcula atât coeficientul de securitate notat cu Raport în tabele cât și diferența între modelul simplu și modelul structural.

Prezentăm mai jos (vezi Tabelul 6.7), aplicarea metodei în cazul cadrului de 12 m deschidere, pentru înălțimile de 4, 6, 8 respectiv 10 m înălțime, de tip 5 (cadrul prins articulat la bază), din combinarea greutate proprie, varianta I.

Cadrul de tip 5 este evident un cadru cu noduri deplasabile. Calculând în prima variantă, cu lungimile de flambaj corespunzătoare cadrului sway (cu noduri deplasabile), se obțin diferențe între 10% și 26% între modelul simplu și modelul structural, care corespund raportului critic Γ calculat la temperatura critică între 0,083 și 0,29. Amplificând momentele sway, și refăcând calculele, dar folosind lungimile de flambaj de la cadrul non-sway, pentru a corecta analiza de ordinul I, se obțin diferențe între 5% și -22%.

Tabelul 6.7 Folosirea amplificării momentului (cadrul de 12 m, tip 5, greutate proprie)

Lungimi de flambaj cadru sway				Amplificarea momentelor sway. Lungimi de flambaj cadru non-sway									
Rezistența foc		Comparație		Reacțiuni					Eforturi sway		Rez foc	Comparație	
FOCSI	SAFIR	Raport	Difer.	V	H	Γ	1/kE	Γ	M	N	FOCSI	Raport	Difer.
[sec]	[sec]	EC3 / MEF		[N]	[N]	(20°C)		(Tcrit)	[N.m]	[N]	[sec]	EC3 / MEF	
1475	1645	0.897	10%	27268	136	0.0089	9.363	0.0832	-18387	13680	1560	0.9483	5%
1375	1605	0.857	14%	28956	145	0.0176	8.834	0.1551	-16725	14550	1590	0.9907	1%
1075	1510	0.712	29%	30644	153	0.0295	7.886	0.2326	-15458	15420	1605	1.0629	-6%
980	1320	0.742	26%	32332	162	0.0453	6.443	0.2919	-14524	16300	1605	1.2159	-22%

În urma studiului parametric, referitor la clasificarea cadrelor cu noduri deplasabile, s-au reținut valorile coeficientului de securitate (raportul dintre rezistența la foc obținută prin modelul simplu și modelul structural) și valorile rapoartelor elastice critice Γ , corespunzătoare lor, calculate la temperatura critică (doar cele cuprinse între 0,07 și 0,25).

Figura 6.26, prezintă variația raportului de securitate funcție de raportul elastic critic Γ , în cazul analizei de ordinul I, fără aplicarea corecției de ordinul II prin amplificarea momentelor sway. Aplicând corecția de ordinul II, prin amplificarea momentelor sway, cu lungimile de flambaj corespunzătoare cadrelor non-sway, s-a trasat graficul din Figura 6.27.

Astfel, în urma studiului parametric privind clasificarea cadrelor cu noduri deplasabile la starea limită de incendiu, se pot desprinde următoarele concluzii:

- ⇒ Calculul raportului elastic critic Γ este necesar în cazul tuturor cadrelor cu noduri deplasabile. La starea limită de incendiu, acest coeficient se va determina la temperatura critică.
- ⇒ Modelul simplu este mult prea securitar în cazul în care nu este folosită corecția eforturilor de ordinul I, pentru rapoarte critice cuprinse între 0,1 și 0,2.
- ⇒ Folosirea metodei amplificării momentelor sway, când raportul elastic critic Γ , calculat la temperatura critică este cuprins între 0,1 și 0,2, conduce la o corecție a rezultatelor obținute prin modelul simplu.
- ⇒ Amplificarea momentelor nu poate fi folosită în cazul în care raportul elastic critic Γ depășește valoarea 0,2 (față de 0,25 la starea limită de rezistență).
- ⇒ În cazul în care raportul elastic critic Γ este mai mare decât 0,2 se impune efectuarea unei analize de ordinul II.

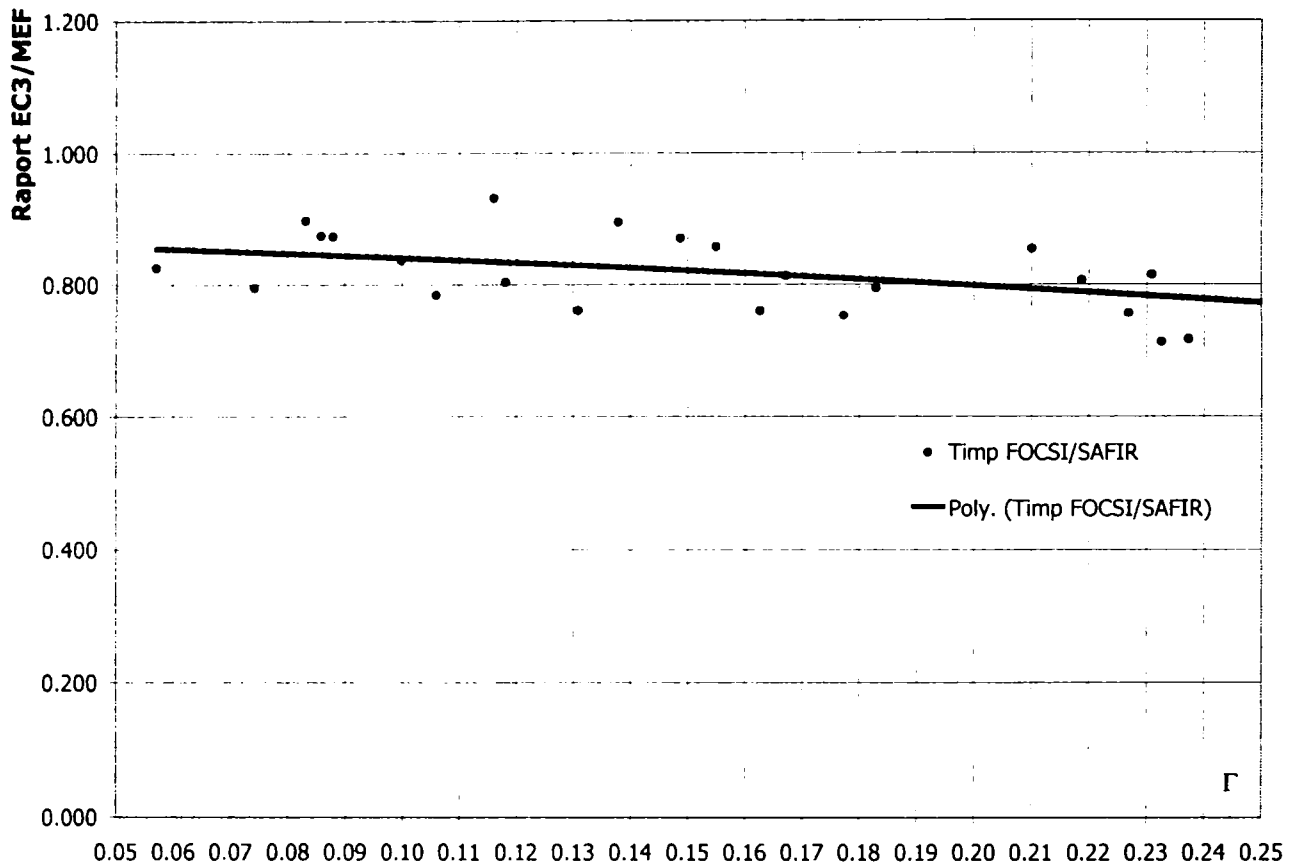


Figura 6.26 Variația securității modelului simplu funcție de raportul critic Γ , analiză de ordinul I fără amplificarea momentelor sway

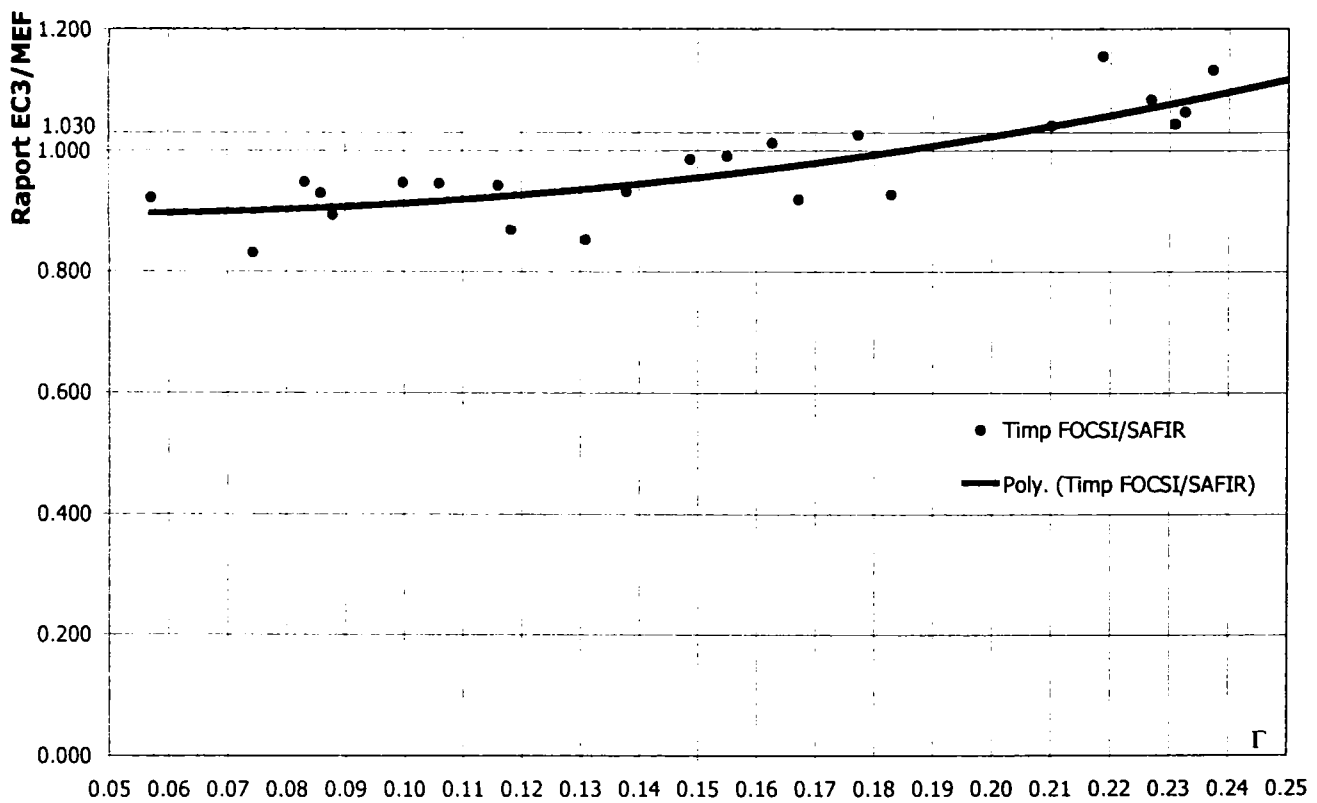


Figura 6.27 Variația securității modelului simplu funcție de raportul critic Γ , analiză de ordinul I cu amplificarea momentelor sway

Clasificarea cadrelor parter, la starea limită de incendiu, funcție de raportul elastic critic Γ , calculat la temperatura critică, precum și aplicarea metodei de calcul a cadrelor parter, funcție de valoarea acestui raport este prezentată sub forma unei organigrame în Figura 6.28.

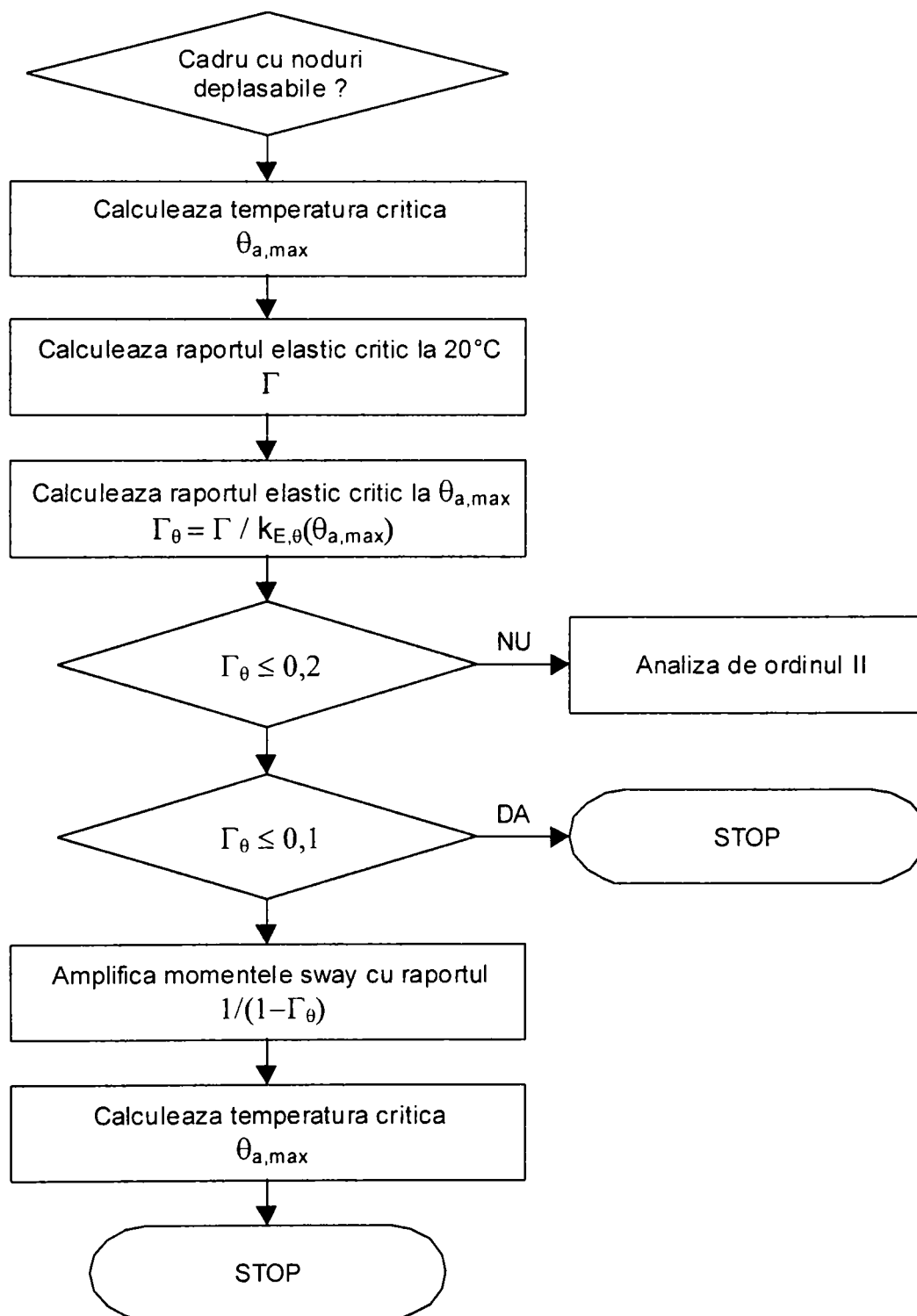


Figura 6.28 Clasificarea cadrelor parter la starea limită de incendiu funcție de Γ și aplicarea metodei de amplificare a momentelor sway pentru $0,1 \leq \Gamma \leq 0,2$

Trebuie de făcut două observații foarte importante referitoare la determinarea temperaturii critice a cadrului. În primul rând, metoda poate fi aplicată doar dacă rezistența la foc a cadrului rezultă din rezistența la foc a unui stâlp al cadrului. În cazul în care rezistența la foc a cadrului (care reprezintă rezistența minimă la foc a elementelor cadrului) este obținută din

rezistența la foc a riglei, metoda nu are sens. Se poate remarca în același timp că metoda nu este iterativă. Acest lucru se datorează faptului că în urma amplificării momentelor sway temperatura critică crește, ceea ce conduce și la scăderea factorului de reducere a modului de elasticitate longitudinal. Dacă s-ar relua calculul cu noua temperatură critică, determinată în urma amplificării momentelor sway, s-ar obține un raport elastic critic mai mare, care va conduce la o temperatură critică mai mare, ș.a.m.d., care în final va conduce de fiecare dată la necesitatea aplicării calculului de ordinul II.

Pentru înțelegerea metodei propuse, vom prezenta aplicarea ei asupra unui cadru preluat din volumul "Design Examples to Eurocode 3" [102]. Sistemul structural este cel de tip 5 (articulat la bază). Geometria cadrului, încărcările la starea limită de incendiu, precum și secțiunile stâlpilor și riglei sunt prezentate în figura de mai jos. Mai trebuie să facem precizarea, că s-a adăugat o forță orizontală la nivelul riglei de 4 kN, reprezentând imperfecțiunea geometrică, calculată ca 1/200 din încărcările verticale. Oțelul profilelor metalice este S355 (OL 52), având limita de curgere de 355 MPa.

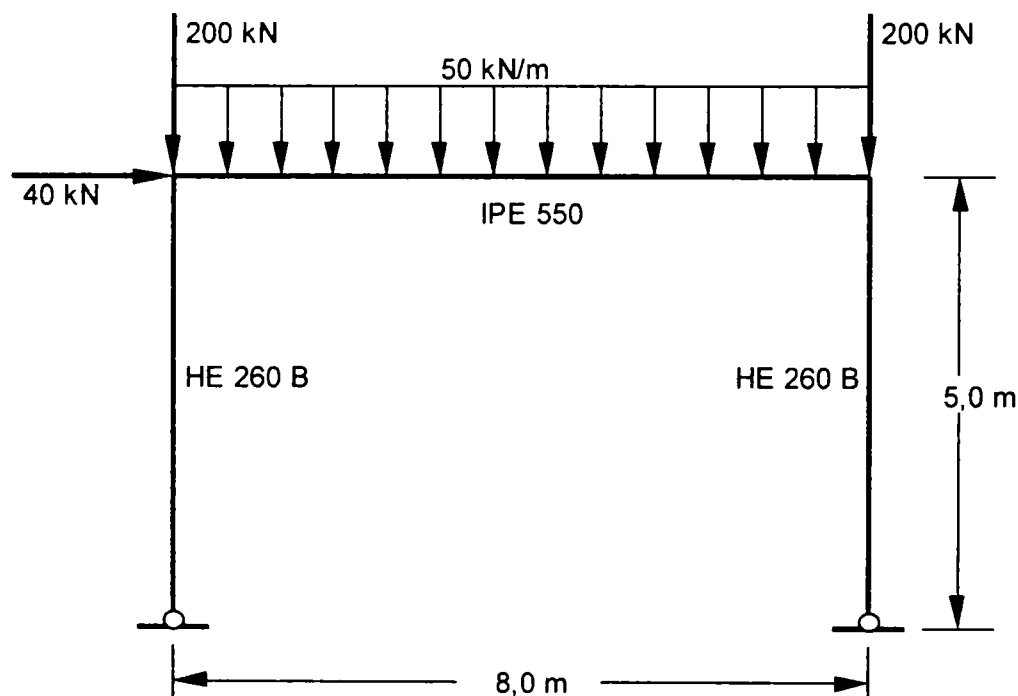


Figura 6.29 Schema statică a cadrului

Determinarea eforturilor a fost realizată folosind programul OSSA 2D, considerând două cazuri de încărcare: încărcările verticale, care produc diagrama de momente simetrică (vezi Figura 6.30), respectiv încărcările orizontale (inclusiv forța orizontală de imperfecțiune de 4 kN), care produc diagrama de momente antisimetrică, momentele sway (vezi Figura 6.31).

În urma analizei statice de ordinul I, a rezultat deplasarea riglei la starea limită de incendiu $\delta = 34,5$ mm.

Tabelul 6.8 prezintă determinarea lungimilor de flambaj ale stâlpilor și riglei cadrului, în varianta sway (cu noduri deplasabile), notat structura tip 5, respectiv varianta non-sway (cu noduri fixe), notat structura tip 6.

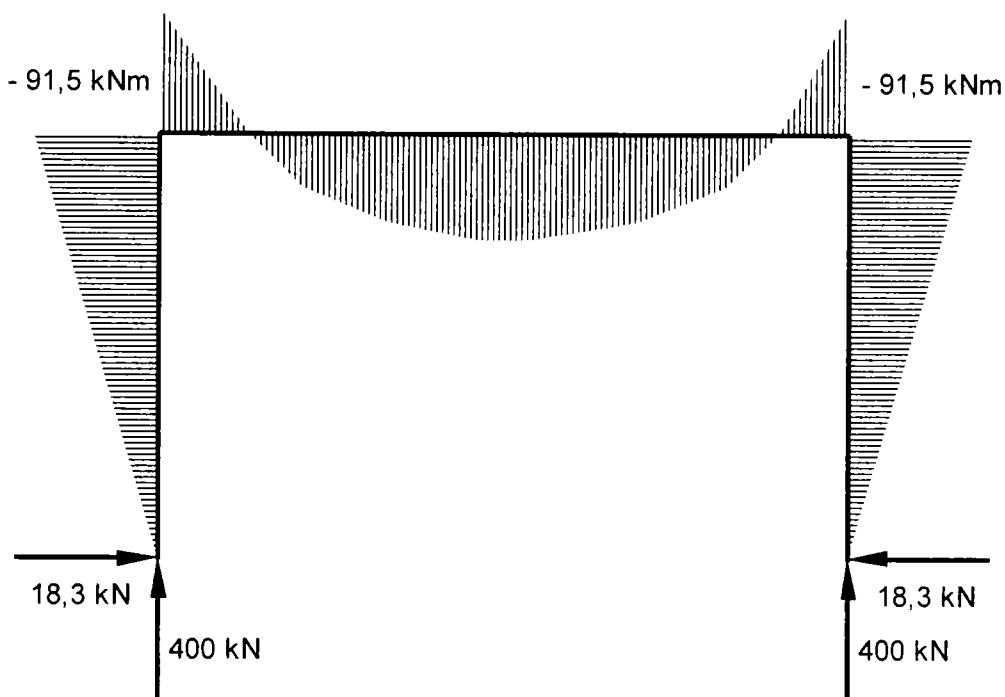


Figura 6.30 Diagrama de momente simetrică la starea limită de incendiu

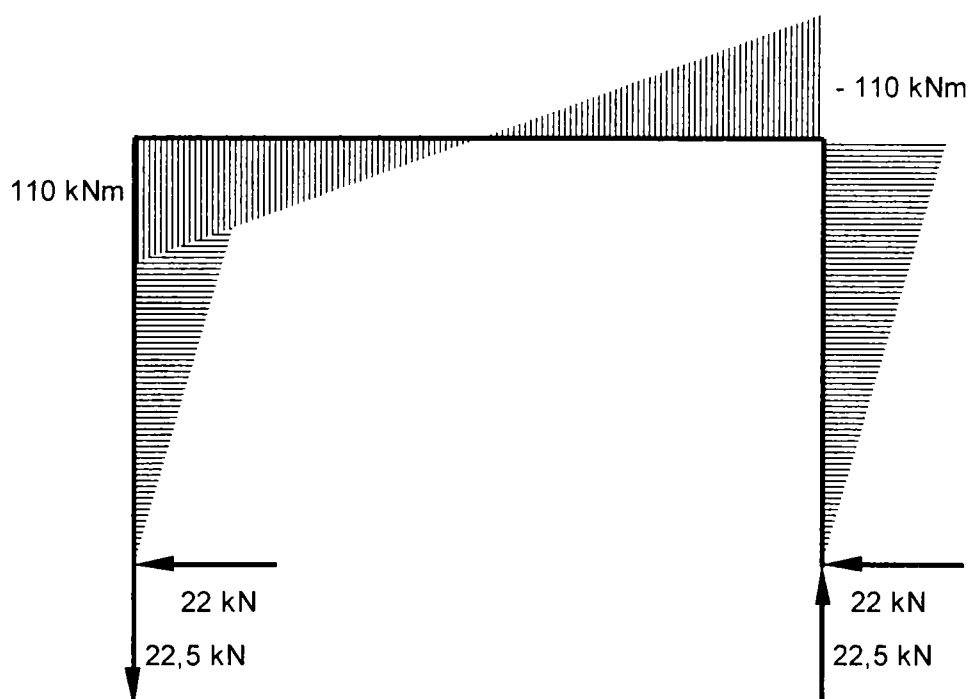


Figura 6.31 Diagrama de momente antisimetrică, la starea limită de incendiu

Tabelul 6.8 Lungimile de flambaj ale stâlpului și riglei în varianta sway, non-sway

Structura Tip 5														
Lungime de flambaj	Nod	L	H	Profil		I_g	I_s	ξ	R_g	R_s	k_i	k_s	K	l_f
		[cm]	[cm]	Grindă	Stâlp	[cm ⁴]	[cm ⁴]							[cm]
Stâlp	Mobil	800	500	IPE550	HEB260	67117	14920	6	503.4	119.4	1	0.192	2.104	1052
Grindă	Fix	800	500	IPE550	HEB260	67117	14920	3	335.6	89.52	0.789	0.789	0.837	669
Structura tip 6														
Lungime de flambaj	Nod	L	H	Profil		I_g	I_s	ξ	R_g	R_s	k_i	k_s	K	l_f
		[cm]	[cm]	Grindă	Stâlp	[cm ⁴]	[cm ⁴]							[cm]
stâlp	Fix	800	500	IPE550	HEB260	67117	14920	2	167.8	119.4	1	0.416	0.792	396
grindă	Fix	800	500	IPE550	HEB260	67117	14920	3	335.6	89.52	0.789	0.789	0.837	669

În continuare, pentru ușurința urmăririi calculului, acesta a fost realizat într-un tabel (vezi Tabelul 6.9). În prima variantă, s-a determinat rezistența la foc a fiecărui element, cu ajutorul programului FOCSI 2000. Solicitarea de calcul s-a obținut din suprapunerea celor două diagrame de eforturi (notată în tabel Simetrică + antisimetrică). Lungimile de flambaj considerate în calcul au fost cele de la cadrul non-sway (cu noduri deplasabile în translație), fiind foarte mari în acest caz. Rezistența la foc minimă, deci rezistența la foc a cadrului este de 685 sec. Efectuând analiza cadrului cu ajutorul programului SAFIR, se obține o rezistență la foc de 895 sec. ceea ce reprezintă o diferență de 26% între modelul simplu și metoda elementului finit. Se observă în acest caz. că modelul simplu este mult prea securitar, deci neeconomic. Vom calcula în continuare coeficientul Γ_{θ} . Raportul elastic critic calculat la 20°C este:

$$\left(\frac{\delta}{h}\right)\left(\frac{V}{H}\right) = \frac{34,5 \cdot 10^{-3}}{5,0} \frac{800}{44} = 0,125 > 0,1$$

Raportul elastic critic calculat la temperatura critică este:

$$\left(\frac{\delta}{h}\right)\left(\frac{V}{H}\right) \frac{1}{k_E(\theta_{\max})} = 0,125 \cdot 1,5408 = 0,1926 < 0,2$$

Tabelul 6.9 Determinarea rezistenței la foc, în varianta analiză ordinul I, analiză ordinul I cu amplificarea momentelor sway

		Stâlp 1			Grinda				Stâlp 2		
		M ₁	M ₂	N	M ₁	M ₂	M _p	N	M ₁	M ₂	N
		[kN·m]	[kN·m]	[kN]	[kN·m]	[kN·m]	[kN·m]	[kN]	[kN·m]	[kN·m]	[kN]
Model simplu FOCSI	Încărcarea simetrică	0	-91.5	-400	-91.5	-91.5	400	-18.3	-91.5	0	-400
	Încărcarea antisimetrică	0	110	27.5	110	-110	0	-22	-110	0	-27.5
	Simetrică + antisimetrică	0	18.5	-372.5	18.5	-201.5	400	-40.3	-201.5	0	-427.5
	Lungime de flambaj [cm]	1052			669				1052		
	Rezistența la foc [sec]	1045			1095				685		
	Temperatura critică [°C]	623			659				451		
	Rezistența la foc [sec]	685									
	Temperatura critică [°C]	451									
ME	Rezistența la foc SAFIR [sec]	895									
	Γ	0.125									
	1/k _E (Temperatura critic)	1.5408									
	$\Gamma_{\theta} = \Gamma / k_E$	0.1926									
Sway	Raport FOCSI/SAFIR	0.7654									
	Diferența	23%									
FOCSI	Sim. + Antis. / (1- Γ_{θ})	0.0	44.7	-365.9	44.7	-227.7	400.0	-45.5	-227.7	0.0	-434.1
	Lungime de flambaj [cm]	396			669				396		
	Rezistența la foc [sec]	1255			1090				845		
	Temperatura critică [°C]	688			658				538		
	Rezistența la foc [sec]	845									
	Temperatura critică [°C]	538									
No sway	Raport FOCSI/SAFIR	0.9441									
	Diferența	6%									

Putem aplica metoda de amplificare a momentului sway. Se vor determina rezistențele la foc a elementelor structurale, cu lungimile de flambaj de la cadrul non-sway. Momentele încovoietoare de calcul la starea limită de incendiu vor fi calculate adunând momentele din încărcările verticale (simetrică) și momentele sway (antisimetrică) amplificate cu coeficientul $1/(1-\Gamma_{\theta})$. În acest caz rezistența la foc, folosind modelul simplu este de 845 sec, ceea ce conduce la o diferență de 6% (securitară) între modelul simplu și metoda elementului finit.

Se observă o diferență semnificativă în ceea ce privește securitatea, în cele două analize. În cazul folosirii analizei de ordinul I, fără amplificarea momentelor, diferența între cele două metode poate atinge o treime din rezistența la foc, către valoarea raportului elastic critic de 0,2. Folosirea metodei de amplificare a momentelor conduce la reducerea semnificativă a diferenței între cele două metode.

6.6.1 Influența sistemului structural

Sistemul structural are influență în ceea ce privește diferența între modelul simplu și metoda elementului finit. O influență semnificativă are în această diferență și solicitarea (forma diagramei de eforturi).

- ⇒ Cadrul de tip 3, respectiv 4 (rigla prinsă articulată) produce cele mai apropiate rezultate, între modelul simplu și modelul structural, deși acest tip de structură nu este foarte populară datorită distribuției diagramei de moment încovoietor (triunghiular sau parabolic, cu valori foarte mari ale momentului), ceea ce conduce la soluții neeconomice. Această structură a fost de fapt analizată pentru acoperirea tuturor tipuri uzuale de cadre. Acest lucru se explică și prin faptul că, datorită articulației dintre grindă și stâlp, elementele sunt aproape decuplate, apropiindu-se foarte mult de cazul elementelor individuale. Totuși acest cadru nu ne-a produs multă satisfacție din punct de vedere al calibrării metodei amplificării momentelor sway, coeficientul critic Γ calculat la temperatura critică nu a depășit valoarea 0,1 la nici unul din cadrele analizate.
- ⇒ Cadrele de tip 1, respectiv 5, foarte populare în practica inginerescă curentă au o comportare bună la starea limită de incendiu. Diferența între valoarea rezistenței critice calculate pe baza modelului simplu și metoda elementului finit este acceptabilă, situată între 5% și 13-15%.
- ⇒ Cadrul de tip 5 (articulat la bază) este totuși mai sensibil în ceea ce privește deplasarea nodurilor, astfel încât se recomandă verificarea coeficientului critic Γ la temperatura critică, pentru corectarea rezistenței la foc.

6.6.2 Influența geometriei cadrelor

În studiul parametric au fost considerate și cadre având o geometrie care nu sunt de fapt întâlnite în practica inginerescă, cum ar fi de exemplu cadrul având o deschidere de 12 m și o înălțime de 10 m.

În cazul cadrelor studiate, considerând înălțimi ale stâlpilor între 4 m (care sunt scurți în cazul cadrelor cu deschideri mari) și 10 m (care sunt stâlpi foarte înalți, în cazul cadrului de 12 m), s-a verificat și influența pe care stâlpii scurți sau lungi o au asupra diferenței rezistenței la foc obținută pe baza celor două modele.

Geometria cadrelor nu are o influență directă asupra diferenței dintre modelul simplu și modelul structural. În cazul în care raportul elastic critic $\Gamma_{\theta_{\max}}$ este mai mic decât 0,1, diferența între modelul simplu și cel structural se păstrează în limite rezonabile acceptate în practica inginerescă curentă de 10-15%.

Înălțimea stâlpilor are o influență hotărâtoare în ceea ce privește combinația critică. În cazul stâlpilor scurți, combinația critică a fost în cele mai multe cazuri, combinația în care forțele gravitaționale sunt mari (greutate proprie, sau greutate proprie + zăpadă). În cazul stâlpilor medii sau lungi, combinația greutate proprie + vânt reprezintă combinația de cedare.

6.6.3 Influența limitei de curgere a oțelului

Se poate realiza o creștere semnificativă a rezistenței la foc, prin folosirea unui oțel cu limita de curgere mai ridicată. Dacă considerăm oțelul S235 ca bază de comparație, oțelul S275 va produce o creștere a rezistenței la foc între 5 și 10%, funcție de tipul de cadru. Tabelul 6.10 prezintă creșterea rezistenței la foc funcție de tipul de oțel folosit. Creșterea cea mai semnificativă este în cazul cadrului de tip 3 (cu rigla prinsă articulată de stâlpi). În același timp, se observă o creștere importantă între 25% până la o treime din rezistența la foc, în cazul folosirii oțelului S355. Variația grafică a rezistenței la foc pentru cadrul de 12 m în funcție de tipul oțelului este reprezentată în Figura 6.32.

Trebuie făcută în același timp observația, că în cazul folosirii unui oțel având limita de curgere mai ridicată, temperatura critică a elementelor cadrului va crește, ceea ce va duce și la amplificarea raportului elastic critic Γ (vezi Figura 6.33), ceea ce poate conduce la necesitatea analizei de ordinul II, astfel încât, în cazul folosirii unei mărci de oțel având limita de curgere mai ridicată este necesară verificarea criteriului de clasificare al cadrelor.

Tabelul 6.10 Influența limitei de curgere a oțelului asupra rezistenței la foc (cadru 12 m)

Tip	H [m]	S235		S275		S355		Creșterea rezistenței la foc		
		Tcr FOCSI [sec]	Tcr SAFIR [sec]	Tcr FOCSI [sec]	Tcr SAFIR [sec]	Tcr FOCSI [sec]	Tcr SAFIR [sec]	S235	S275	S355
1	4	1550	1705	1630	1825	1890	2205	100%	105%	122%
	6	1585	1730	1660	1875	1985	2285	100%	105%	125%
	8	1605	1740	1690	1885	2065	2330	100%	105%	129%
	10	1625	1745	1730	1910	2155	2345	100%	106%	133%
3	4	1770	1845	1935	2190	2350	2670	100%	109%	133%
	6	1770	1845	1935	2185	2350	2675	100%	109%	133%
	8	1770	1865	1935	2195	2350	2650	100%	109%	133%
	10	1770	1855	1935	2170	2350	2640	100%	109%	133%
5	4	1475	1645	1560	1740	1680	2065	100%	106%	114%
	6	1375	1605	1485	1690	1600	1960	100%	108%	116%
	8	1075	1510	1185	1620	1440	1800	100%	110%	134%
	10	980	1320	1005	1430	1030	1605	100%	103%	105%

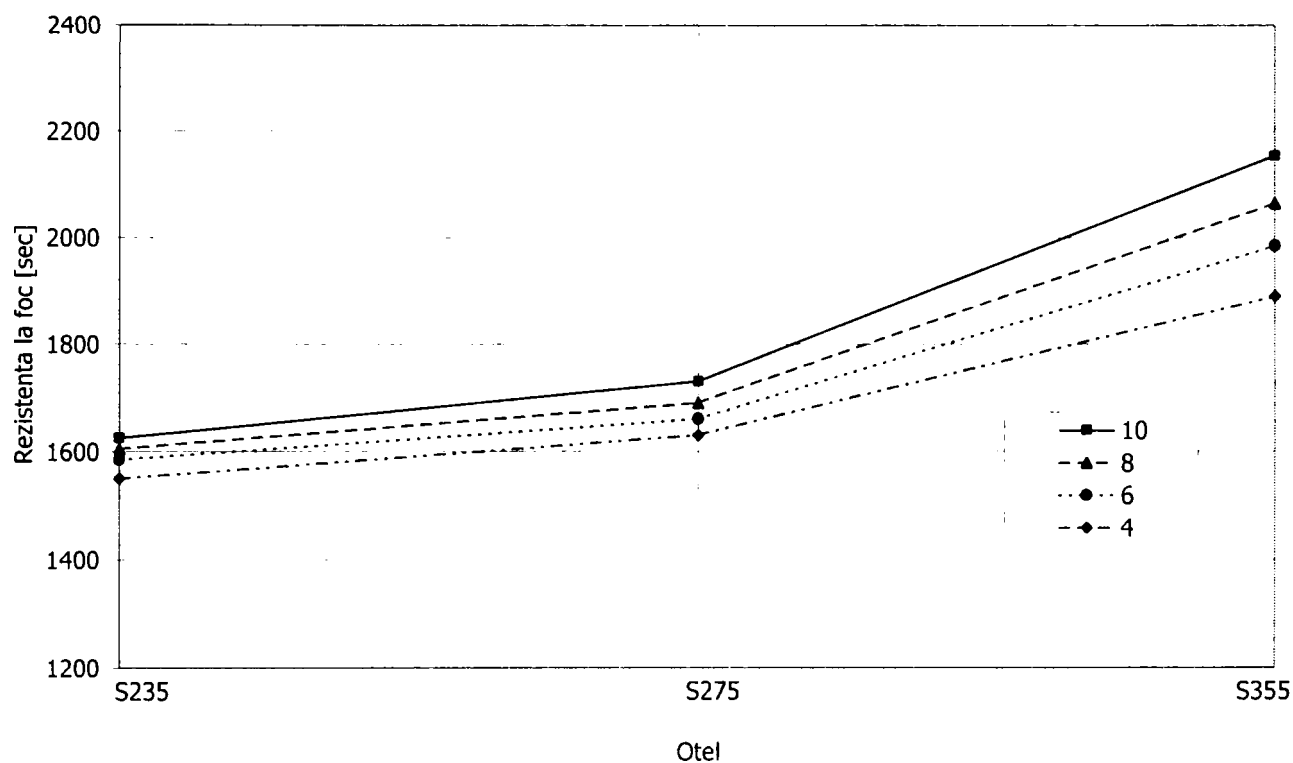


Figura 6.32 Variația rezistenței la foc, funcție de tipul de oțel (cadru 12 m, tip 1)

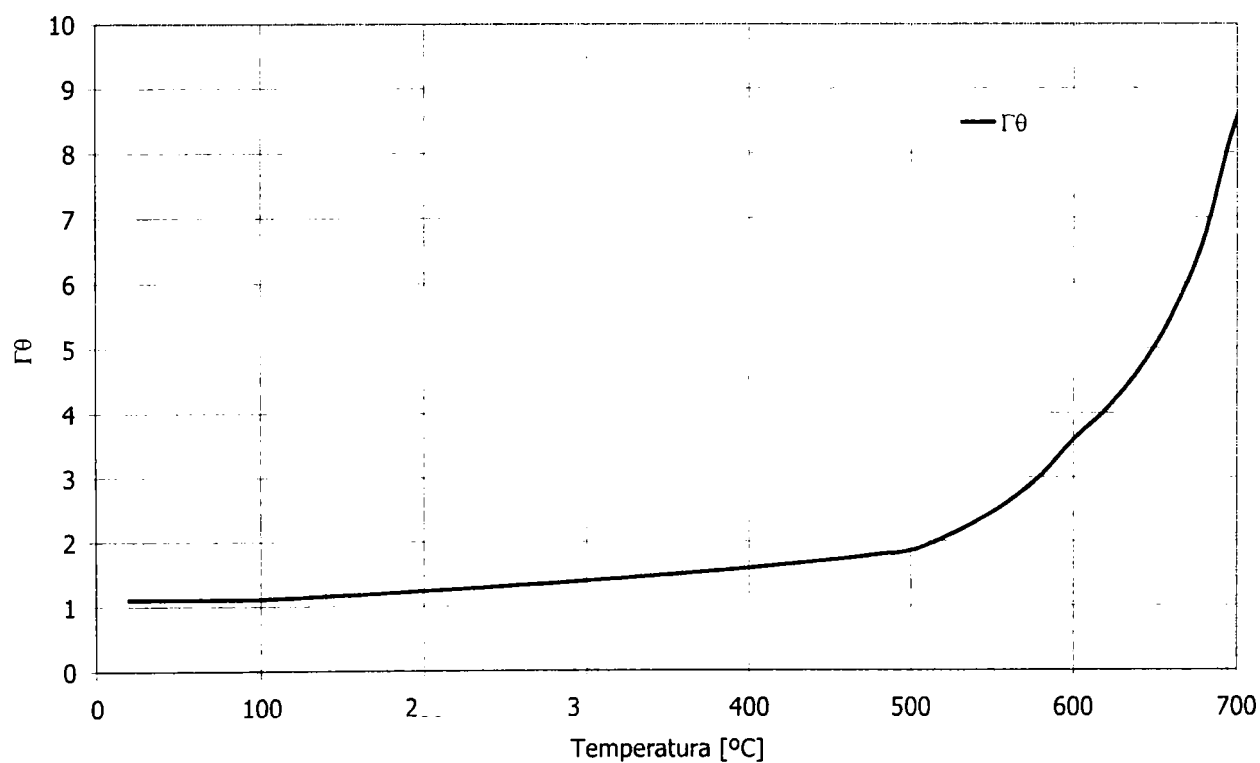


Figura 6.33 Variația raportului elastic critic $1/(1-\Gamma)$ funcție de temperatura critică

6.6.4 Influența încărcărilor gravitaționale

Creșterea încărcărilor gravitaționale (de exemplu folosirea unui acoperiș greu sau încărcări din zăpadă importante) conduce și la o creștere a raportului elastic critic Γ , ținând seama de faptul că reacțiunea verticală ce intervine în formula de calcul a raportului elastic critic este la

numitor. În același timp se produce și o creștere a deplasării relative δ , la nivelul riglei. Ambii factori vor conduce la creșterea raportului critic Γ .

6.6.5 Influența efectelor indirecte

Am precizat în paragraful 6.2 că Eurocode permite neglijarea efectelor indirecte a incendiului (eforturi produse din împiedicarea dilatării libere a elementelor). În cadrul studiului referitor la cadre am încercat să vedem dacă acest efect indirect poate fi luat în considerare în cadrul modelului simplu.

Prima problemă de care ne-am lovit a fost aceea că alungirea specifică termică a oțelului nu este liniar dependentă de temperatură (vezi Figura 6.34).

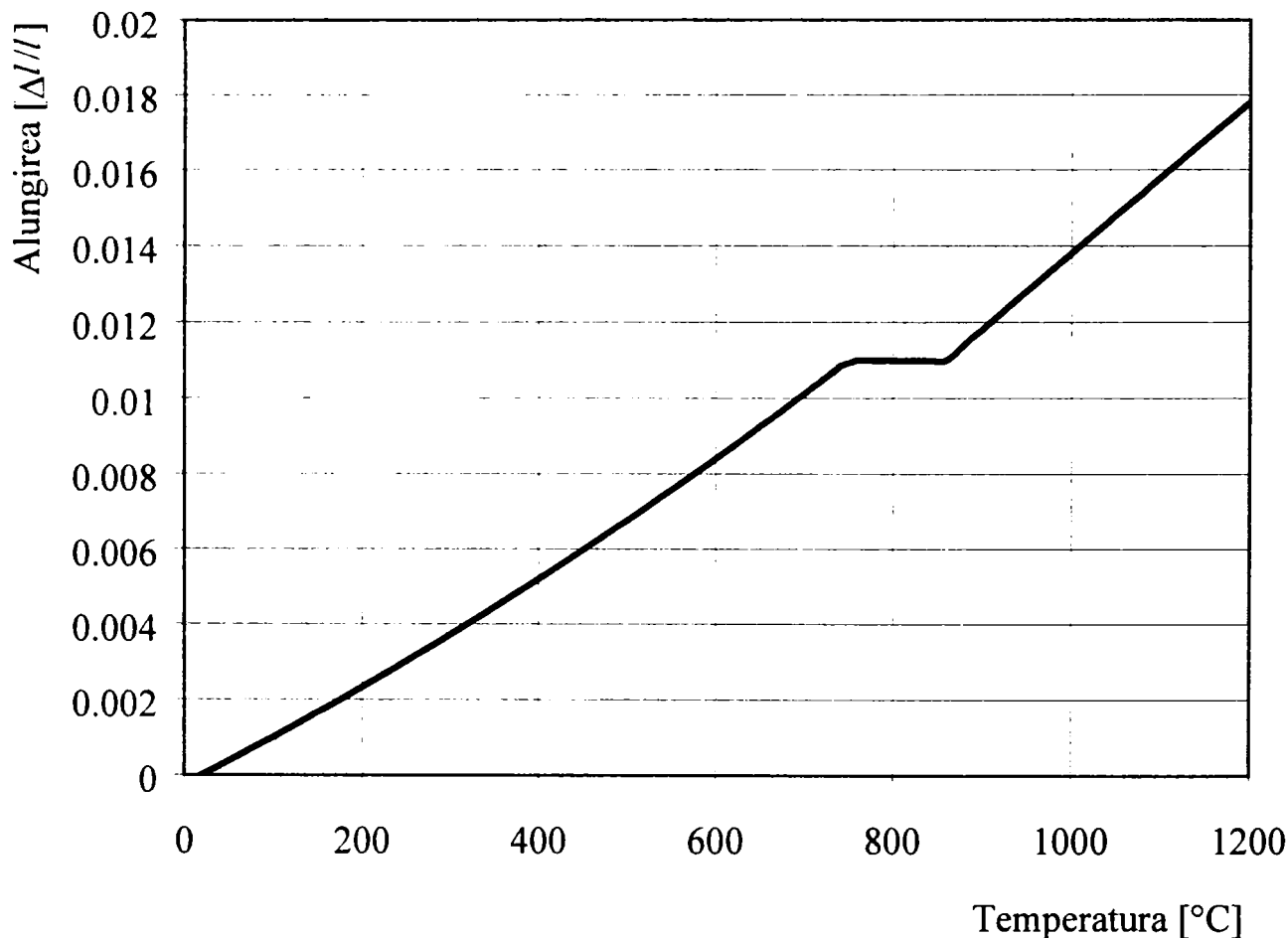


Figura 6.34 Alungirea specifică termică

Eurocode permite și folosirea unei formule simple de forma: $\frac{\Delta l}{l} = 14 \times 10^{-6} (\theta_a - 20)$, în care alungirea variază liniar funcție de temperatura elementului.

Evident, pentru a ține seama de influența dilatării, calculul este iterativ. Se determină în prima etapă temperatura critică a cadrului, și se reia calculul aplicându-se în plus și solicitarea termică, care produce eforturi suplimentare. În plus, trebuie modificate și valorile modului de elasticitate care depind de temperatură.

Tabelul 6.11 prezintă iterațiile efectuate în cazul cadrului 12 m cu înălțimea 5 m, tipul 5, din combinația greutate proprie varianta I.

Tabelul 6.11 Influența împiedicării alungirii termice

Rezistența la foc	Temperatura critică	Modulul de elasticitate	Temperatura critică SAFIR	Diferența
[sec]	[°C]	[MPa]	[sec]	[%]
1375	742	2.32060E+10	1605	14
1160	723	2.47640E+10	1605	28
1155	722	2.48460E+10	1605	28

Se remarcă, o creștere a diferenței între modelul simplu și modelul structural, dacă se ia în considerare și efectele indirecte în modelul simplu.

Acest lucru se datorează faptului că programele de analiză la rece, care efectuează o analiză de ordinul I nu pot ține seama de variația dilatării termice a oțelului funcție de temperatură, precum și de variația monotonă a modulului de elasticitate longitudinal. Corecția prin iterație nu îmbunătățește de fapt rezultatul obținut pe baza modelului simplu ci reduce dramatic rezistența la foc obținută cu modelul simplu inducând erori semnificative.

6.7 Concluziile capitolului 6

Studiul parametric exhaustiv realizat de autor asupra cadrelor parter, precum și metoda de clasificare a cadrelor parter elaborată au permis desprinderea următoarelor concluzii:

- ⇒ Modelul simplu poate fi aplicat cu succes în analiza cadrelor parter. Rezistența la foc obținută pe baza modelului simplu aplicat tuturor tipurilor de cadre analizate, indiferent de geometria lor, a arătat că diferența între valoarea obținută pe baza acestui model și modelul structural se înscrie în limita practicii ingineresti. Modelul simplu a fost securitar în toate cazurile analizate, diferența sesizată între cele două modele fiind de 10-15%.
- ⇒ Cadrele parter trebuiesc clasificate la starea limită de incendiu, în ceea ce privește flexibilitatea lor funcție de raportul elastic critic Γ_0 , determinat la temperatura critică.
- ⇒ Cadrele parter având raportul elastic critic la starea limită de incendiu sub 0,1, nu vor trebui recalulate pentru a corecta eforturile obținute în urma analizei de ordinul I.
- ⇒ Cadrele parter având raportul elastic critic cuprins între 0,1 și 0,2 vor trebui recalulate pe baza metodei propuse de către autor, pentru a permite corectarea eforturilor de ordinul I, respectiv pentru a permite reducerea diferenței dintre rezistența la foc obținută pe baza modelului simplu și cea obținută pe baza modelului structural.
- ⇒ În cazul în care raportul elastic critic depășește valoarea 0,2 se impune efectuarea unei analize de ordinul II, bazată pe modelul structural, modelul simplu producând rezultate inacceptabile din punct de vedere ingineresc.
- ⇒ Limita de curgere a oțelului poate conduce la o sporire a rezistenței la foc a cadrelor. În cazul în care se dorește creșterea rezistenței la foc, bazată pe alegerea unei mărci de oțel având limita de curgere mai ridicată, acest lucru va conduce și la o creștere a temperaturii critice a elementelor și implicit la creșterea raportului elastic critic Γ_0 . Verificarea valorii acestui raport elastic critic este o necesitate în cazul creșterii mărcii de oțel.
- ⇒ În cazul cadrelor parter este valabilă ipoteza de neglijare a efectelor indirecte produse din împiedicarea dilatării elementelor structurii. Considerarea efectelor indirecte va induce erori în valorile obținute prin modelul simplu.

CONSIDERAȚII FINALE ȘI CONTRIBUȚII PERSONALE

7.1 Concluzii generale

Așa cum s-a prezentat în capitolele acestei teze, problema proiectării elementelor structurale ale construcțiilor din oțel la starea limită de incendiu, este una de mare actualitate la nivel european și mondial.

În același timp, datorită complexității fenomenului în sine, a numărului mare de parametri care intervin în calcule, datorită modificării proprietăților materialelor structurale sau a celor care asigură protecția la incendiu, problema calculului la starea limită de incendiu este foarte complexă.

Cercetările care au început în țările Comunității Europene de la începutul anilor 80 au permis elaborarea de modele de analiză care să se apropie cât mai mult de fenomenul real. Primele măsuri considerate în proiectarea la foc au fost cele referitoare la reducerea riscului distrugerii totale în cazul incendiilor izbucnite în zonele construite. Următorul pas logic a constat în prevenirea răspândirii focului de la o clădire la clădirile învecinate, rezultând introducerea conceptului de rezistență la foc a clădirii. În prezent atenția este acordată asupra prevenirii răspândirii incendiului între încăperile (incintele) clădirii, adică introducerea noțiunii de compartiment de incendiu. Comisia Europeană a elaborat un document interpretativ al Directivei privind Produsele de Construcție, care se referă exclusiv la siguranța în condiții de foc.

Aceste concepte au fost preluate și în reglementările românești. Legea 10/1995, privind calitatea în construcții include principiile expuse în directiva Comisiei Europene privind siguranța la foc. Noțiunea de compartiment de incendiu, și măsurile active pentru prevenirea și stingerea incendiilor sunt cuprinse în normativul P 118-99 "Normativ de siguranță la foc a construcțiilor".

După cum s-a prezentat în capitolul 1, un colectiv de cercetare din cadrul Facultății de Construcții din Timișoara, Departamentul de Construcții Metalice și Mecanica Construcțiilor, din care autorul prezentei teze face parte a elaborat normele privind verificarea la foc a elementelor structurale ale construcțiilor din oțel, respectiv ghidul pentru verificarea la foc a elementelor din oțel. Atât normativul, cât și ghidul de verificare sunt aliniate normelor Eurocode. Aceste două documente, care sunt în faza de tipărire, vor permite determinarea prin calcul a rezistenței la foc a elementelor din oțel, protejate, sau neprotejate, și vor pune la

dispoziția inginerilor proiectanți din România a unui set de norme aliniate la standardele europene.

Capitolul 1. prezintă evoluția normelor Eurocode 3 – Partea 1.2, începând de la prima variantă în 1990, până la ultima variantă în vigoare (1995). Se pot remarca schimbările, unele dramatice care au survenit în maniera de calcul a elementelor structurale la starea limită de incendiu.

Dacă analiza răspunsului termic a rămas nemodificată pe parcursul diverselor variante de Eurocode care s-au succedat, problema răspunsului static este încă foarte dinamică, multe întrebări și neclarități rămase și în ultima variantă de Eurocode, pe care le-am prezentat în capitolele acestei teze, își mai așteaptă un răspuns.

În același timp au fost puse în evidență domeniile noi asupra cărora se concentrează cercetarea și fondurile asigurate ei la nivel european. După cum s-a observat, în momentul de față, determinarea rezistenței la foc se bazează pe curba standard ISO, care nu simulează de fapt incendiul real. Aceasta deoarece curba ISO este monoton crescătoare, și după șase ore de expunere la foc ISO temperatura fiind apropiată de 1200°C. În cazul unui incendiu real, datorită arderii materialelor combustibile, după o anumită fază de încălzire, urmează neapărat o fază de răcire (vezi Figura 7.1). Astfel, un domeniu de cercetare deosebit de actual îl reprezintă incendiul real, sau natural.

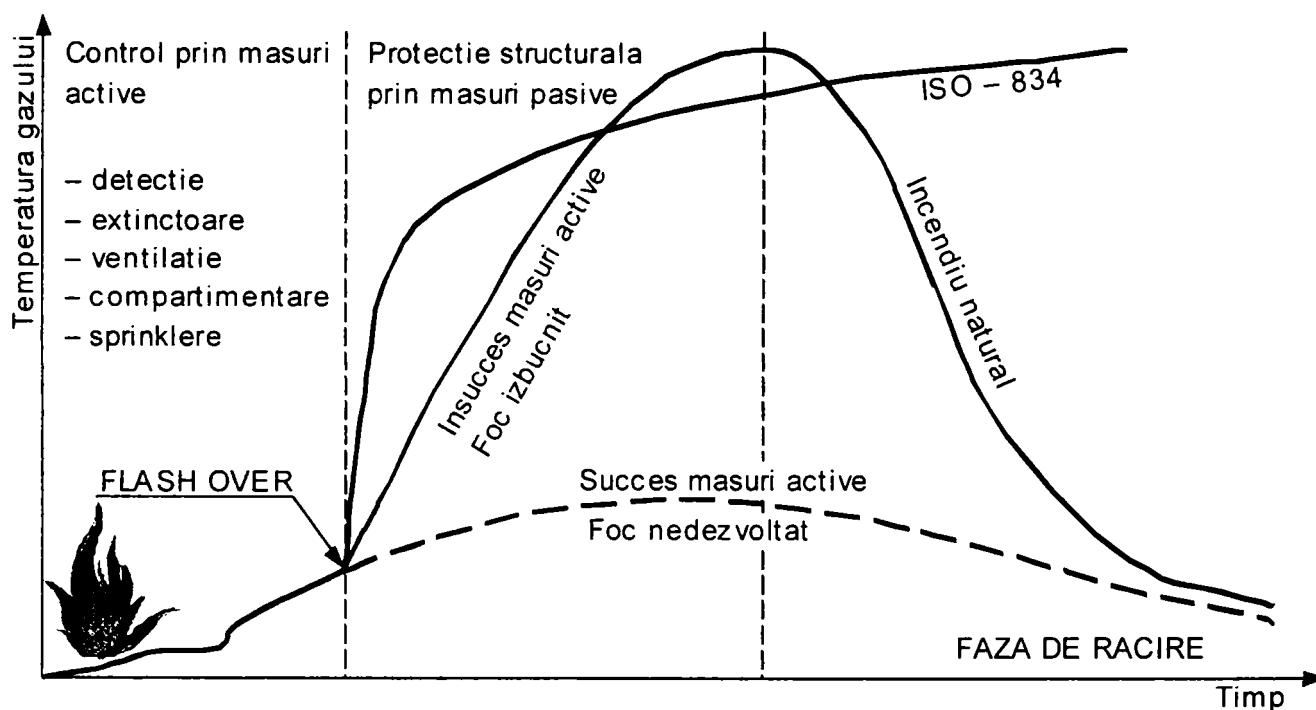


Figura 7.1 Incendiul natural comparat cu focul ISO

Odată cu apropierea de folosirea incendiului real, modelele de calcul bazate pe focul ISO vor trebui adaptate pentru a răspunde noilor curbe de evoluție a temperaturii.

Conceptele legate de siguranța structurilor s-au modificat și ele în ultimii zece ani, datorită introducerii noțiunii de compartiment de incendiu. Dacă în ceea ce privește siguranța persoanelor, în special a celor care au mobilitate redusă (spitale, creșe, etc.), sau în cazul marilor aglomerări de persoane, este evident necesară adoptarea unor cerințe de rezistență la foc crescută, nu același principiu ar trebui adoptat în cazul construcțiilor din care evacuarea persoanelor se poate face foarte rapid, construcții care nu prezintă risc de răspândire a incendiului către clădirile învecinate. Chiar și varianta nouă a normativului P 118-99 impune cerințe privind rezistența la foc destul de mari, probabil rămășițe din vechiul normativ în care

clădirile erau bunul întregului popor, principiile privind asigurarea clădirilor, în special a celor private, nefiind armonizate cu reglementările europene actuale.

În capitolul 2 sunt prezentate noțiuni privind conceptele de proiectare îmbunătățită. Se remarcă faptul că prin folosirea unei proiectări judicioase (grinzi înglobate în planșeu, stâlpi înglobați în pereții de zidărie sau din alte materiale), inginerul proiectant poate atinge rezistențe la foc uneori chiar de R60 până la R120, fără a fi necesară recurgerea la protejarea elementului structural din oțel cu materiale de protecție dispuse în carcasă sau aplicate prin vopsire. Folosirea stâlpilor compoziți, cu betonul având doar rol de protecție, sau chiar fiind luat în calcul la determinarea capacității portante a stâlpului, reduce simțitor prețul construcției.

Proprietățile termice și mecanice ale materialelor și legile lor constitutive au o influență directă asupra rezistenței la foc. Ecuația care guvernează transferul de căldură este ecuația lui Fourier, prezentată în capitolul 3. Parametrii care intervin în această ecuație: căldura specifică, conductivitatea termică, densitatea materialului au fost prezentați pe larg în acest capitol. Dacă în cazul proprietăților termice, relațiile determinate de mai bine de 15 ani au rămas stabile, nu același lucru se poate spune despre proprietățile mecanice ale oțelului sau ale betonului la temperaturi ridicate. Aceasta deoarece comportarea ambelor materiale la incendiu este foarte complexă. Au fost prezentate modelul uniaxial, respectiv cel multiaxial în cazul oțelului, fenomenul de ecrusare la temperaturi ridicate, cu referire directă la implementarea legilor constitutive în programul de analiză structurală SAFIR.

Capitolul 4 face o prezentare a programului de analiză structurală la starea limită de incendiu SAFIR, elaborat la Universitatea din Liège de către Franssen. Se remarcă faptul că în cazul analizei structurale la incendiu, calculul se conduce în doi pași: a analiză a răspunsului termic, pe secțiunea transversală a elementelor structurii, respectiv o analiză a răspunsului static a structurii, ținând seama de modificările proprietăților materialului odată cu creșterea temperaturii. Prima etapă, răspunsul termic, necesită discretizarea secțiunii transversale a elementului, folosind o rețea formată din elemente plane patrulateră sau triunghiulară, cu impunerea condițiilor de frontieră (solicitare foc ISO, temperatură constantă etc.) și determinarea evoluției temperaturii pe secțiunea transversală. A doua etapă, răspunsul structurii, efectuează o analiză geometric neliniară, luând în considerare și neliniaritatea materialului specifică incendiului (modificarea proprietăților materialului odată cu creșterea temperaturii).

În momentul de față, majoritatea autorităților naționale din țările Uniunii Europene, care răspund de reglementarea calculului la starea limită de incendiu sunt preocupate de agrementarea programelor de analiză structurală la foc. Problema pe care o întâmpină, o reprezintă inexistența unor seturi de teste care să permită validarea sau invalidarea unui asemenea program. Autorul a contribui în acest capitol cu elaborarea unui set de teste, prin compararea valorilor obținute cu SAFIR, cu alte programe de analiză structurală la starea limită de incendiu, sau cu valori analitice acolo unde acestea erau disponibile, care adresează această problemă.

Autorul prezintă modelul simplu, bazat pe Eurocode 3 – Partea 1.2 care permite determinarea rezistenței la foc a elementelor structurale din oțel, protejate sau neprotejate. Datorită complexității relațiilor de calcul care intervin, autorul a elaborat un program de analiză la starea limită de incendiu, FOCSI 2000, bazat pe modelul simplu. Programul a fost astfel conceput încât să permită introducerea ușoară a datelor de intrare (interfață utilizator grafică), precum și corectarea facilă a erorilor. Programul permite în același timp proiectarea optimală a elementelor structurale la starea limită de incendiu. Autorul prezintă modul de folosire al

programului, precum și un set de exemple de validare al lui, prin comparație cu programul SAFIR, sau cu rezultate experimentale.

În cazul în care un program de calculator nu este disponibil, aplicarea modelului simplu nu este posibil, datorită caracterului iterativ al relațiilor care descriu creșterea temperaturii pe secțiunea transversală. Din această cauză, autorul a elaborat un set de nomograme de calcul, respectiv tabele, care pot fi folosite la determinarea creșterii temperaturii pe secțiunile de oțel neprotejate, sau protejate. Acestea sunt însoțite de exemple care explică aplicarea lor.

Problema care se pune în cazul modelului simplu este aceea de aplicare a lui în cazul analizei structurale, ținând seama că legăturile existente între elementele structurii influențează comportarea lor. Cu atât mai mult, la starea limită de incendiu, unde se produc deformații din temperatură datorită dilatării, care induc eforturi suplimentare în structură. De aceea, autorul, după o trecere în revistă critică a aplicării modelului simplu în cazul cadrelor parter din oțel, prezintă studiul parametric efectuat, pentru a determina o metodă de aplicare a modelului simplu în cazul cadrelor parter. Studiul a verificat influența geometriei, a sistemului structural, a limitei de curgere asupra comportării cadrelor parter la starea limită de incendiu. În urma acestui studiu, autorul propune o metodă de clasificare a cadrelor parter la starea limită de incendiu, în cadre cu noduri mobile în translație, respectiv cadre cu noduri fixe în translație, funcție de raportul elastic critic de flexibilitate Γ , determinat la starea limită de incendiu.

Se face mențiunea, că în bună măsură, rezultatele obținute pe parcursul studiului efectuate în cadrul prezentei teze, s-au valorificat în cadrul a două documente normative, făcând obiectul contractelor de cercetare cu Ministerul Lucrărilor Publice și Amenajării Teritoriului și anume: contract 191/20.12.1995 "Normativ pentru verificarea la foc a elementelor structurale ale construcțiilor din oțel", respectiv contract 328/09.09.1997 "Ghid pentru verificarea la foc a elementelor structurale ale construcțiilor din oțel", la elaborarea cărora autorul prezentei teze și-a adus o contribuție esențială.

Normativul și ghidul de proiectare, prezentate mai sus, sunt primele documente de acest fel elaborate în România. Prin intermediul acestor două documente normative, se introduce pentru prima oară la noi în țară posibilitatea determinării prin calcul a rezistenței la foc a elementelor structurale ale construcțiilor din oțel.

7.2 Contribuții personale ale autorului

Ca urmare a studiilor întreprinse în cuprinsul tezei și care au fost prezentate în primele 6 capitole, se poate spune că au fost aduse de către autorul prezentei teze, următoarele contribuții originale privind comportarea și verificarea rezistenței la foc a construcțiilor metalice:

- ⇒ **Prezentarea unei sinteze privind comportarea structurilor și a elementelor structurale din oțel la starea limită de incendiu.** Această sinteză prezintă definiția și descrierea factorilor care intervin în comportarea structurilor metalice la acțiunea focului. Se prezintă factorii ce influențează severitatea incendiilor, siguranța persoanelor și siguranța proprietății. Sunt prezentați factorii care influențează transferul termic, respectiv factorii care influențează răspunsul structural.
- ⇒ **Prezentarea principiilor de proiectare, și a soluțiilor constructive prin care se pot îmbunătăți performanțele structurilor metalice la starea limită de incendiu.** După cum s-a arătat în capitolul 2, prin alegerea unor soluții de proiectare judicioase se pot atinge rezistențe la foc remarcabile. Astfel, în locul folosirii materialelor de protecție antifoc, care cresc prețul construcției, protejarea elementelor din oțel poate fi făcută prin folosirea elementelor de compartimentare structurală, pereți sau

planșee. Înglobarea grinzilor metalice în planșeul de beton (soluții de tip “slim-floor”) sau înglobarea totală sau parțială a stâlpilor metalici în pereții construcției, pot conduce la atingerea unor rezistențe la foc de chiar 120 minute.

- ⇒ **Prezentarea particularităților metodei elementului finit aplicată în analiza structurală la starea limită de incendiu.** Autorul prezintă în detaliu modul de aplicare a metodei elementului finit în cazul analizei structurale la starea limită de incendiu; pentru explicitare se face referire la programul SAFIR, dezvoltat la Universitatea din Liège. Sunt prezentate matricele de rigiditate ale elementelor finite, ipotezele simplificatoare care au stat la baza determinării acestora, precum și un set de exemple de validare al elementelor finite.
- ⇒ **Elaborarea metodologiei constând din procedură și set de calibrare și validare a programelor de analiză structurală la starea limită de incendiu bazate pe metoda elementului finit.** După cum s-a văzut din prezentarea făcută în capitolul 4, referitoare la analiza structurilor la starea limită de incendiu, bazată pe modelul structural, un lucru esențial al metodei elementelor finite îl reprezintă calibrarea metodelor de analiză și validarea programelor. Problema este cu atât mai importantă în cazul stării limită de incendiu, unde intervine atât neliniaritatea geometrică, cât și neliniaritatea de material. Elaborarea de către autor a setului de exemple de validare, permite validarea oricărui program de analiză structurală bazată pe metoda elementului finit, precum și calibrarea metodei de analiză.
- ⇒ **Dezvoltarea programului de analiză la starea limită de incendiu bazat pe modelul simplu FOCSI 2000.** Autorul prezintă programul de analiză la starea limită de incendiu, bazat pe modelul simplu, dezvoltat de către autor. Acest program permite analiza la starea limită de incendiu elementelor structurilor din oțel solicitate din întindere, compresiune, încovoiere, compresiune și încovoiere, fie protejate fie neprotejate. Programul permite în același timp obținerea soluțiilor optime de proiectare privind rezistența la foc.
- ⇒ **Elaborarea de nomograme de proiectare și verificare, precum și a tabelelor folosite în proiectarea elementelor structurale din oțel, pe baza modelului simplu.** După cum s-a văzut din prezentarea detaliată a modelului simplu, aplicarea acestuia într-un calcul manual nu ar fi posibilă fără folosirea de nomograme de proiectare, sau de tabele, care să furnizeze evoluția creșterii de temperatură pe secțiunile neprotejate, respectiv protejate, funcție de timp, pentru diverși factori de formă a secțiunii.
- ⇒ **Prezentarea unor exemple originale de calcul la starea limită de incendiu, pe baza modelului simplu.** Autorul prezintă aplicarea modelului simplu în calculul manual, prin parcurgerea și explicarea relațiilor de calcul care trebuie folosite, precum și modul de aplicare al nomogramelor și tabelelor de calcul, care au fost elaborate de către autor.
- ⇒ **Metodă privind clasificarea cadrelor parter în funcție de raportul elastic critic Γ , la starea limită de incendiu, în cadre cu noduri fixe sau mobile în translație.** În urma studiului parametric pe care autorul a efectuat-o asupra cadrelor metalice parter, la starea limită de incendiu, autorul prezintă o metodă originală care permite clasificarea cadrelor parter la starea limită de incendiu, în cadre cu noduri fixe, respectiv mobile, funcție de raportul elastic critic Γ , determinat la temperatura critică.

- ⇒ **Metodă de calcul a cadrelor parter cu noduri fixe sau mobile, funcție de valoarea raportului elastic critic la starea limită de incendiu.** Autorul prezintă o metodă originală de calcul a cadrelor metalice parter la starea limită de incendiu, funcție de tipul cadrului, cadru cu noduri fixe sau mobile. Se prezintă modul de aplicare a metodei de calcul și se prezintă influența pe care aplicarea acestei metode o produce asupra rezultatelor.
- ⇒ **Evaluarea numerică a influenței sistemului structural, a limitei de curgere și a efectelor indirecte ale dilatării termice, asupra comportării cadrelor parter din oțel.** În urma studiului numeric efectuat asupra cadrelor metalice parter, la starea limită de incendiu, autorul face precizări privind influența sistemului structural sau a limitei de curgere asupra rezistenței la foc, obținută pe baza modelului simplu. Un paragraf distinct este dedicat efectelor indirecte asupra diagramelor de eforturi. Autorul, recomandă neglijarea efectelor indirecte în aplicarea modelului simplu la starea limită de incendiu.

7.3 Valorificarea rezultatelor obținute în cadrul tezei

A Publicații

Autorul a publicat ca singur autor sau în colaborare un număr de 20 de lucrări științifice dedicate problemei calculului structurilor metalice la acțiunea focului, dintre care cele mai reprezentative sunt sintetizate în tabelul de mai jos.

Tabelul 7.1 Lista lucrărilor reprezentative ale autorului dedicate subiectului calculului rezistenței la foc

Nr.	Autori	Titlul lucrării	Publicată	Anul
1	Pintea D.	The Design of Composite Elements Exposed to Fire	Buletinul Științific și Tehnic al UT Timișoara-seria Construcții – Tom 39(53) 1994	1994
2	Pintea D.	The Design of Steel and Composite Steel-Concrete Structures Exposed to Fire	A VII-a Conferință de Construcții Metalice, 29-30 septembrie, Timișoara, România	1994
3	Pintea D., Vayas I.	Program for Fire Resistance Design of Steel and Composite Elements Subject to Fire	International Symposium „The Fire Protection of Steel Structures“, April, Bucharest, Romania	1995
4	Pintea D., Vayas I.	The Design of Steel and Composite Steel-Concrete Structures Exposed to Fire	International Conference EUROSTEEL '95, Athens, Balkena, Rotterdam, The Netherlands	1995
5	Pintea D, Franssen J.M.	Evaluation of the thermal part of the code SAFIR by comparison with the code TASEF	Proceedings of the VIII th International Conference on Steel Structures, Timișoara, Romania	1997
6	Pintea D.	Evaluation of the statical part of the code SAFIR by comparison with several codes	Proceedings of the VIII th International Conference on Steel Structures, Timișoara, Romania	1997

7	Pintea D., Ionică G., Dubină D.	Computer Package for Fire Design of Steel Structures	Buletinul Științific al Universității "Politehnica" din Timișoara-seria Construcții – Arhitectura Tom 41(55) 1996	1997
8	Pintea D., Ionică G., Dubină D.	PC Tools for fire design of steel structures	International Steel Con- ference, Kosice	1997
9	Pintea D., Dubină D., Ionică G.	PC-Tools for Implementing EUROCODE Fire Design Tools	Second World Confer- ence on Steel Construc- tion, San Sebastian, May 11-13, Spain.	1998
10	Pintea D.	Thermal and Statical Analysis of Structures at Fire Limit State using FEM Program SAFIR 98	Design and Behaviour of Constructions under Ex- treme Loading, TEMPUS Seminar, 13-15 May, Cluj, De. Dubină, Vayas, Păcurar, Ungureanu, Ori- zonturi Universitare, Timișoara (sub tipar)	1999
11	Pintea D., Dubină D.	New Romanian Design Code and Good Practice Guide for Fire Design of Steel Structures	Design and Behaviour of Constructions under Ex- treme Loading, TEMPUS Seminar, 13-15 May, Cluj, De. Dubină, Vayas, Păcurar, Ungureanu, Ori- zonturi Universitare, Timișoara (sub tipar)	1999

B Contracte de cercetare

Autorul a participat în calitate de elaborator, în cadrul următoarelor contracte de cercetare științifică:

- ⇒ Contract de cercetare Ministerul Învățământului, CNCSU 132/1995/1996 – Analiza comportării structurilor de construcții la acțiunea focului.
- ⇒ Contract de cercetare Ministerul Învățământului, CNCSU 896/1997 – Algoritmi și programe de calcul pentru verificarea la foc a structurilor metalice.
- ⇒ Contract de cercetare Ministerul Lucrărilor Publice și Amenajării Teritoriului 191/20.12.1995 "Normativ pentru verificarea la foc a elementelor structurale ale construcțiilor din oțel",
- ⇒ Contract de cercetare Ministerul Lucrărilor Publice și Amenajării Teritoriului 328/09.09.1997 "Ghid pentru verificarea la foc a elementelor structurale ale construcțiilor din oțel"
- ⇒ Contract PHARE Bilateral IN/PH/002/1997/1998, STSC, Belgia – Transfer de tehnologie au sujet normatif.

C Norme și instrucțiuni de calcul și proiectare

Se pot aminti cele două documente normativ la care autorul prezentei teze a colaborat în colectivul de elaborare:

- ⇒ "Normativ pentru verificarea la foc a elementelor structurale ale construcțiilor din oțel (sub tipar, Buletinul Construcțiilor).
- ⇒ "Ghid pentru verificarea la foc a elementelor structurale ale construcțiilor din oțel" (sub tipar, Buletinul Construcțiilor).

BIBLIOGRAFIE

1		Normativ de siguranță la foc a construcțiilor, Indicativ: P118 – 99, Ediția a II-a,	IPCT, București	1999
2	Abbas H.	Proposition d'une formule approchée pour la résistance au feu de poteaux en acier	Construction Métallique, CTICM, No. 4	1990
3	Anderberg Y.	Steel Columns Under Partial Fire Exposure – An Introductory Study	First European IAFSS Symposium, Zürich	1995
4	Aribert J.M., Abdel Aziz M.	Simulation du comportement à l'incendie de poteaux comprimés et fléchis en présence de gradients quelconques de température	Construction Métallique, CTICM, No. 2	1987
5	Aribert J.M., Randriantsara C.	Etude du flambement à des températures d'incendie. Action du fluage	Construction Métallique, CTICM, No. 4	1980
6	ASTM, Committee E-5, Subcommittee E05.11	Standard methods of fire tests for buildings construction and materials	ASTM-E.119, USA	1998
7	Baddoo N.R., Morrow A.W., Taylor J.C.	C-EC3 – Concise Eurocode 3 for the Design of Steel Buildings in the United Kingdom	SCI Publication P116, The Steel Construction Institute, Berkshire	1993
8	Bailey C.G., Burgess I.W., Plank R.J.	Analyses of the Effects of Cooling and Fire Spread on Steel-framed Buildings	Fire Safety Journal, 26	1996
9	Becker J., Bizri H., Bresler B.	FIRES-RC. A computer program for the fire response of structures – Reinforced Concrete	Report UCB FRG 74-3, California University of Berkeley	1974
10	BISRA	Physical Constants of some Commercial Steels at Elevated Temperatures	British Iron and Steel Research Association, Butterworths Scientific Publications, London	1953
11	Boerave P.	Contribution à l'analyse statique non linéaire des structures mixtes planes formées de poutres, avec prise en compte des effets différés et des phases de construction, Thèse de doctorat	Université de Liège	1991
12	Brătianu C.	Metoda cu elemente finite în dinamica fluidelor	Editura Academiei R.S.R	1983
13	Bruls A.	Sécurité des constructions – Actions sur les bâtiments	Université de Liège, Faculté des Sciences Appliquées	1990
14	Cajot L.G, Chantrain Ph., Mathieu J. Schleich J.B	Practical design tools for unprotected steel columns submitted to ISO-fire	Commission of the European Communities, EUR 14348 EN, Luxembourg	1992
15	Cajot L.G., Schleich J.B	Global Fire Safety Concept for Buildings	International Conference on Composite Construction, Innsbruck, IABSE	1997
16	Cooke A.C., Rodger H.I.	Principles of fire investigations	The Institute of Fire Engineers, Leicester	1985
17	Dehaan J.D.	Kirk's Fire Investigation	John Wiley & Sons Inc., New-York	1983

18	DIN	Structural fire protection in industrial buildings – Analytically required fire resistance time	Deutsches Institut für Normung, DIN V 18230 Teil 1, Beuth Verlag GmbH, Berlin, Germany	1987
19	Dotreppe J.C.	Résistance au feu des structures	Commission Nationale Belge de Recherche Incendie, Université de Liège	1983
20	Dubină D., Dumitrescu D.V., Pinteă D.	Normativ pentru verificarea la foc a elementelor structurale ale construcțiilor din oțel, contract MLPAT 191/20.12.1995	Redactarea a II-a, Universitatea “Politehnica” din Timișoara	1998
21	Dubină D., Pinteă D., Dumitrescu D.V.	Ghid pentru verificarea la foc a elementelor structurale ale construcțiilor din oțel, contract MLPAT 328/09.09.1997	Redactarea a II-a, Universitatea “Politehnica” din Timișoara	1998
22	Dubină D., Pinteă D., Ionică G.	Romanian recommendations for fire design of steel members	Proceedings of the VIII th International Conference on Steel Structures, Mirtton, Timișoara	1997
23	E. Sterner, U. Wickström	TASEF – Temperature Analysis of Structures Exposed to Fire – User’s Manual	Borås, SP Report 1990:05	1990
24	ECCS No 89	Fire Resistance of Steel Structures	ECCS, Technical Committee 3, Brussels	1996
25	ECCS Technical Note 92	Explanatory Document to ECCS No 89, Fire resistance of steel structures	Brussels	1996
26	Ehm C	Versuche zur Festigkeit und Verformung von Beton unter Zweiaxialer Beanspruchung und hohen Temperaturen	T.U. Braunschweig, Heft 71	1986
27	El-Rimawi J.A., Burgess I., Plank R.	The treatment of strain reversal in structural members during the cooling phase of a fire	Journal of Constructional Steel Research, 37(2)	1996
28	ENV 1991–1	Eurocode 1 – Basis of design and actions on structures –Part 1: Basis of design	CEN, September, Brussels	1994
29	ENV 1991–2–2	Eurocode 1 – Basis of design and actions on structures –Part 2.2: Actions on structures – Actions on structures exposed to fire	CEN, February, Brussels	1995
30	ENV 1992–1–2	Eurocode 2: Design of concrete structures – Part 1.2: General rules – Structural fire design	CEN, November, Brussels	1995
31	ENV 1993–1–1	Eurocode 3: Design of Steel Structures. Part 1.1: General rules and rules for buildings	CEN, April, Brussels	1992
32	ENV 1993–1–2	Design of steel structures – Structural fire design	CEN, September, Brussels	1995
33	ENV 1993–1–2	Eurocode 3: Design of Steel Structures. Part 1.2: General rules – Structural fire design	CEN, May, Brussels	1995
34	ENV 1994–1–2	Eurocode 4: Design of composite steel and concrete structures. Part 1.2: General rules – Structural fire design	CEN, October, Brussels	1994
35	Eurofer	Steel and fire Safety, a global approach	Steel Promotion Committee of Eurofer, Brussels, Belgium	1990
36	Forsen N. E.	A theoretical study on the fire resistance of concrete structures	The Norwegian Institute of Technology, Trondheim	1982

37	Franssen J. M.	A Comparison Between Five Structural Fire Codes Applied to Steel Elements	Fourth International Symposium on Fire Safety, 13-17 June, Ottawa, Ontario, Canada	1994
38	Franssen J. M.	Program SAFIR ver. 1.3, User's Manual	University of Liege	1996
39	Franssen J. M.	Contributions a la modélisation des incendies dans les bâtiments et de leur effets sur les structures, Thèse présentée en vue de l'obtention du grade d'Agrégé de l'Enseignement Supérieur	Université de Liège	1998
40	Franssen J.M.	Etude du comportement des structures mixtes acier béton, Thèse de doctorat	Collection de la F.S.A, No 111, Université de Liège	1987
41	Franssen J.M., Schleich J.B, Cajot L.G.	A Simple Model for the Fire Resistance of Axially Loaded Members – Comparison with experimental results	Journal of Constructional Steel Research	1996
42	Franssen J.M., Schleich J.B, Cajot L.G.	A Simple Model for the Fire Resistance of Axially Loaded Members According to Eurocode 3	Journal of Constructional Steel Research	1996
43	Franssen J.M., Schleich J.B., Cajot L.G., Talamona D., Zhao B., Twilt L., Both K.	A comparison between five structural fire codes applied to steel elements	Proceedings of the 4 th International Symposium on Fire Safety Science, Ottawa, IAFSS	1994
44	Franssen J.M., Schröder L., Dotreppe J.C.	Fire resistance of simple frames according to Eurocode 3	5 th International Colloquium on Structural Stability, Rio de Janeiro	1996
45	Furdui C., Stoian V., Dubinã D., Pinteã D., Dan S.	General Criteria Regarding Fire Protection of Structures	International Symposium „The Fire Protection of Steel Structures“, April 1995, Bucharest.	1995
46	Heinen P.	Le domaine de validité des méthodes simplifiées pour évaluer la résistance au feu des portiques en acier, Travail de fin d'études	Université de Liège	1993
47	Heinen P., Franssen J.M.	Résistance au feu de portiques simples non contreventés. Validité des méthodes simplifiées de l'EC3 – partie 1.2	Construction Métallique, CTICM, No. 3	1994
48	ISO 6241	Normes de performance dans le bâtiment – Principes d'établissement et facteurs à considérer	ISO	1984
49	Kirby B.R., Lapwood D.G., Thomson G.	The Reinstatement of Fire Damaged Steel and Iron Framed Structures	B.S.C, Swinden Laboratories	1986
50	Kordina K., Wydra W., Ehm C.	Analysis of the developing of damage of concrete due to heating and cooling	Evaluation and Repair of Fire Damage to Concrete, American Construction Institute, Detroit, U.S.A.	1992
51	Law M., Kruppa J., Twilt L.	Eurocode 3 – Design of Steel Structures, Part 10 – Structural Fire Design	Commission of the European Communities, Draft April, London, United Kingdom	1990
52	Lawson R.M., Newman G.M.	Structural Fire Design to EC3 and EC4, and comparison with BS 5950	Technical Report, SCI Publication 159, The Steel Construction Institute, Berkshire	1996

53	Legea nr. 10/1995	Lege privind calitatea în construcții	Monitorul oficial al României	1995
54	Legea nr. 50/1991	Lege privind autorizarea executării construcțiilor și unele măsuri pentru realizarea locuințelor (republicată în 1997 și 1998)	Monitorul oficial al României	1998
55	Lie T.T, Almand K.H.	A Method to Predict the Fire Resistance of Steel Building Columns	American Institute of Steel Construction, Engineering Journal, 4	1990
56	MIJ	Handbook of Metal	Metallic Institute of Japan, Tokyo	1980
57	Narayanan R., Lawless V., Naji F.J., Taylor J.C.	Introduction to Concise Eurocode 3 (C-EC3) – with Worked Examples	SCI Publication 115, The Steel Construction Institute, Berkshire	1993
58	NBN B 03–001	Principes généraux de détermination de la sécurité et de l'aptitude au service des structures	Bruxelles	1988
59	NBN B 03–002–1	Actions du vent sur les constructions – Généralités – Pression du vent sur une paroi et effets d'ensemble du vent sur une construction	Bruxelles	1988
60	NBN B 03–002–2	Actions du vent sur les constructions – Effets dynamiques du vent sur les constructions flexibles	Bruxelles	1988
61	Neves I.C.	The Critical Temperature of Steel Columns with Restrained Thermal Elongation	Fire Safety Journal, Elsevier, 24	1995
62	Olawale A.O., Plank R.J.	The collapse analysis of steel columns in fire using a finite strip	International Journal of Numerical Methods in Engineering, Vol. 26	1988
63	Pintea D, Franssen J.M.	Evaluation of the thermal part of the code SAFIR by comparison with the code TASEF	Proceedings of the VIII th International Conference on Steel Structures, Timișoara, Romania	1997
64	Pintea D.	The Design of Composite Elements Exposed to Fire	Buletinul Științific și Tehnic al UT Timișoara-seria Construcții – Tom 39(53) 1994	1994
65	Pintea D.	The Design of Steel and Composite Steel-Concrete Structures Exposed to Fire	A VII-a Conferință de Construcții Metalice, 29-30 septembrie, Timișoara, România	1994
66	Pintea D.	Evaluation of the statical part of the code SAFIR by comparison with several codes	Proceedings of the VIII th International Conference on Steel Structures, Timișoara, Romania	1997
67	Pintea D.	Thermal and Statical Analysis of Structures at Fire Limit State using FEM Program SAFIR 98	Tempus Seminar, Cluj	1999
68	Pintea D., Dubină D.	New Romanian Design Code and Good Practice Guide for Fire Design of Steel Structures	Tempus Seminar, Cluj	1999

69	Pintea D., Dubină D., Ionică G.	PC-Tools for Implementing EUROCODE Fire Design Tools	Second World Conference on Steel Construction, San Sebastian, May 11-13, Spain.	1998
70	Pintea D., Ionică G., Dubină D.	Computer Package for Fire Design of Steel Structures	Buletinul Științific al Universității "Politehnica" din Timișoara-seria Construcții – Arhitectura Tom 41(55) 1996	1997
71	Pintea D., Ionică G., Dubină D.	PC Tools for fire design of steel structures	International Steel Conference, Kosice	1997
72	Pintea D., Mercea Ghe.	Latest Aspects Regarding the Optimal Design of 3D Trusses	A VII-a Conferință de Construcții Metalice 29-30 septembrie 1994, Timișoara, România	1994
73	Pintea D., Mercea Ghe.	Latest Aspects Regarding the Optimal Design of 3D Trusses	A VII-a Conferință de Construcții Metalice 29-30 septembrie, Timișoara	1994
74	Pintea D., Vayas I.	Program for Fire Resistance Design of Steel and Composite Elements Subject to Fire	International Symposium „The Fire Protection of Steel Structures“, April, Bucharest, Romania	1995
75	Pintea D., Vayas I.	The Design of Steel and Composite Steel-Concrete Structures Exposed to Fire	International Conference EUROSTEEL '95, Athens, Balkena, Rotterdam, The Netherlands	1995
76	Poh K.W., Bennets I.D.	Analysis of Structural Members under Elevated Temperature Conditions	Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol. 121, No 4	1995
77	Poh K.W., Bennets I.D.	Behaviour of Steel Columns at Elevated Temperatures	Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol. 121, No 4	1995
78	prENV 1993-1-2	Eurocode 3: Design of Steel Structures. Part 1.2: General rules – Structural fire design	CEN, Draft July, Brussels	1993
79	Profil ARBED – Recherches, SPCH Univ. of Liege, LABEIN-Bilbao, CTICM, TNO-Delft	“Buckling Curves in Case of Fire”, C.E.C Research, 7210-SA/515/931/316/618		1995
80	Reddy J.N.	An Introduction to the Finite Element Method, Second Edition	McGraw-Hill International Editions	1993
81	RILEM	Properties of materials at high temperatures. Steel	Y. Anderberg, Lund Institute of Technology	1983
82	RILEM	Properties of materials at high temperatures. Concrete	U. Schneider, Kassel University	1985
83	RILEM	Test methods for mechanical properties of concrete at high temperatures. Thermal strain for service and accident conditions	RILEM TC 129-MHT	1998
84	Sandman T.	Fire risk analysis for low rise industrial buildings	Swedish Institute of Steel Construction, Publ. No 113, Sweden	1989

85	Schleich J.B., Bouillette J.P, Hass R., Preston R. Sandman T.	International Fire Engineering Design for Steel Structures: State of the Art	International Iron and Steel Institute, Brussels	1993
86	Schleich J.B., Cajot L.G., Pierre M., Brasseur M., Franssen J.M., Kruppa J., Joyeux D., Twilt L., Van Oerle J., Aurtenetxe G.	Development of design rules for steel structures subjected to natural fires in large compartments	Contract 7210-SA/210/317/517/619/932, Final report, EUR 18868 EN, European Communities, Luxembourg	1999
87	Schröder L.	Applicabilité des modèles simples pour évaluer la résistance au feu des portiques contreventés en acier, Travail de fin d'études	Université de Liège	1995
88	SIA	Fire risk evaluation and calculation procedure	Société des ingénieurs et architectes, SIA 81, Zürich – Switzerland	1984
89	STAS 10101/1 – 78	Greutăți tehnice și încărcări permanente	Colecția STAS	1978
90	STAS 10101/OA – 77	Acțiuni în Construcții	Colecția STAS	1977
91	STAS 10101/21 – 92	Încărcări date de zăpadă	Colecția STAS	
92	STAS 10101/20 – 92	Încărcări date de vânt	Colecția STAS	
93	Sterner E., Wickström U.	TASEF – Temperature Analysis of Structures Exposed to Fire – User's Manual	Swedish National Testing and Research Institute, SP Report 1990:05, Borås, Sweden	1990
94	Talamona D.	SA 316. Interaction M-N. Comparison between LENAS and tests	CTICM Report, INC 94/246 – DT	1994
95	Talamona D.	Flambement de Poteaux Métalliques Sous Charges Excentrées, A Haute Température	Thèse de doctorat, Université Blaise Pascal de Clermont-Ferrand	1995
96	Talamona D., Franssen J.M., Recho N.	Buckling of eccentrically loaded steel columns submitted to fire	International Conference on Fire Research and Engineering, Orlando, USA, Society of Fire Protection Engineers	1995
97	Twilt L.	Stress-strain relationships of structural steel at elevated temperature: Analysis of various options and European proposal	TNO-Report BI-91-015, Delft, The Netherlands	1991
98	Twilt L., Cajot L.G., Joyeux D., van Oerle N.J.	Fire characteristics for use in a natural fire design of building structures	TNO Report	1996
99	Wickström U.	An evaluation scheme of computer codes for calculating temperature in fire exposed structures – two dimensional analysis	Swedish National Testing and Research Institute, Borås, Sweden	1997
100	Wickström U.	A numerical procedure for calculating temperature in hollow structures exposed to fire	Department of Structural Mechanics, Lund, Sweden, Report 79-2	1979
101	Zhao Bin B.	Modélisation numérique des poutres et portiques mixtes acier - béton avec glissement et grands déplacements : résistance a l'incendie	Thèse de doctorat, ISA, Rennes	1994
102	ECCS, CECM, EKS	Design Examples to Eurocode 3	European Convention for Constructional Steelwork Publications, ECCS – AC 5, First Edition, April	1993

**REZULTATELE
SIMULĂRII
NUMERICE****A1.1 Introducere**

După cum s-a prezentat în Capitolul 6, studiul parametric care a fost întreprins de către autor pentru determinarea criteriului de clasificare al cadrelor la starea limită de incendiu, respectiv pentru compararea modelului simplu și modelului structural, a constat în determinarea rezistenței la foc pe baza modelului simplu cu ajutorul programului FOCSI 2000, respectiv a rezistenței la foc cu ajutorul programului de analiză structurală SAFIR.

În cazul determinării rezistenței la foc pe baza modelului simplu, este necesară stabilirea eforturilor la starea limită de incendiu. Calculul eforturilor a fost realizat folosind programul OSSA 2D, dezvoltat la Universitatea din Liege, care este un program de analiză liniară a structurilor formate din bare.

Cadrelor au fost discretizate folosind trei elemente finite de tip bară de cadru, plane. Numerotarea nodurilor și a elementelor este reprezentată în Figura A.2. Semnul pozitiv al încărcărilor distribuite pe bare este reprezentat în Figura A.1, respectiv semnul pozitiv al momentului încovoietor este reprezentat în Figura A.2. Pentru că forța axială a fost de compresiune în toate cazurile în tabelele care sunt listate mai jos, nu s-a trecut semnul forței axiale.

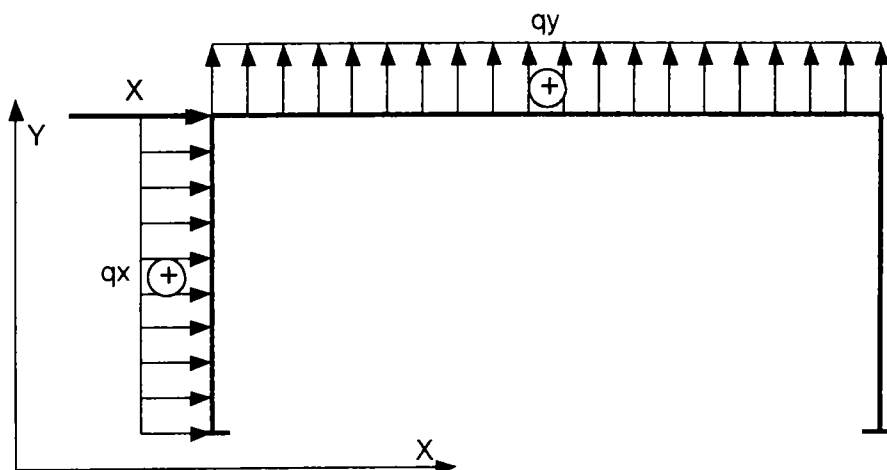


Figura A.1 Convenția de semne privind aplicarea încărcărilor

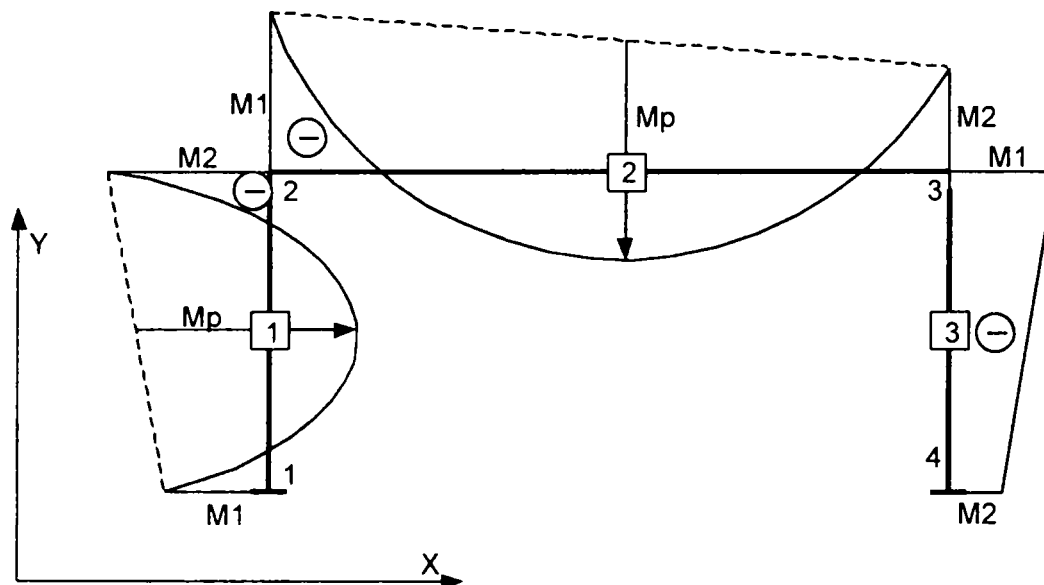


Figura A.2 Convenția de semne a momentelor încovoietoare

A1.2 Rezultatele studiului

Pentru că volumul datelor este mult prea mare pentru a putea fi integral prezentate în această anexă, vom prezenta rezultatele obținute în cazul cadrului de 12 m, având înălțimile de 4, 6, 8, respectiv 10 m. Datele sunt prezentate în tabele, pentru a putea fi mai ușor de urmărit.

Primul set de tabele prezintă încărcările aplicate cadrelor, în varianta I (încărcări stabilite potrivit normelor belgiene NBN), respectiv varianta II (încărcări stabilite potrivit normelor STAS 10101, pentru zona Sibiu). Tot în acest prim set de tabele sunt trecute și profilele riglei și stâlpilor, în cazul celor 6 tipuri de cadre (vezi capitolul 6 pentru numerotarea tipurilor de cadre).

Al doilea set de tabele prezintă calculul lungimilor de flambaj în cazul cadrului de 12 m.

Setul al treilea de tabele prezintă calculul rezistenței la foc. Aceste tabele conțin în ordinea coloanelor:

Eforturile determinate la starea limită de incendiu, eforturi care sunt notate $M1$, $M2$, N , Mp . $M1$ și $M2$ sunt momentele încovoietoare la capetele elementului în $N \cdot m$, N este forța axială din element în N , $Mp = p \cdot l^2 / 8$ este momentul încovoietor obținut din încărcările distribuite pe element, p fiind intensitatea încărcării distribuite, respectiv l deschiderea elementului.

Deplasarea notată cu d este deplasarea orizontală la nivelul riglei în mm.

Rezistența la foc determinată cu ajutorul programului FOCSI 2000 pentru fiecare element al cadrului. Sunt listate atât timpul (rezistența la foc) în secunde, cât și temperatura critică în $^{\circ}C$.

Rezistența la foc determinată cu ajutorul programului SAFIR în secunde.

Sunt calculate în continuare raportul dintre rezistența la foc obținută cu modelul simplu și rezistența la foc obținută cu modelul structural, respectiv diferența procentuală între FOCSI – SAFIR.

Reacțiunea verticală notată cu V în N, respectiv cea orizontală notată cu H . Raportul elastic critic calculat la 20°C , notat cu Γ , respectiv raportul elastic critic calculat la temperatura critică notat cu $\Gamma(T_{\text{crit}})$.

În cazul în care raportul elastic critic, determinat la temperatura critică este cuprins între 0,1 și 0,25, tabelul mai conține: momentul încovoietor produs de forțele verticale (momentele simetrice), momentul încovoietor produs de încărcările orizontale (momentele antisimetrice); momentul sway, respectiv forța axială corespunzătoare notate M_{sway} în N·m și N_{sway} în N; rezistența la foc determinată cu programul FOCSI pe baza momentului M_{sway} și N_{sway} , folosind lungimile de flambaj de la cadrul cu noduri fixe. Se prezintă și în acest caz, raportul dintre FOCSI și SAFIR, respectiv diferența între cele două modele.

Încărcări cadru 12 m – Tip 1, 2, 5, 6 – Varianta I

Înălțime	Profile		Încărcări												
			Greutate proprie elemente						Vânt						
	Acoperiș			Stâlp 1			Stâlp 2			Stâlp 1			Stâlp 2		
	Grinda	Stâlp		Grinda	Stâlp 1	Stâlp 2	Grinda	Stâlp 1	Stâlp 2	Grinda	Stâlp 1	Stâlp 2	Grinda	Stâlp 1	Stâlp 2
H	[N/m]	[N/m]	[N/m]	x	y		x	y		x	y		x	y	
[m]															
4	IPE 330	IPE 300	-422	-422	-491	-422	-422	-422	-1500	-1500	-1500	-1500	4178	4178	760
6	IPE 330	IPE 300	-422	-422	-491	-422	-422	-422	-1500	-1500	-1500	-1500	4178	4178	760
8	IPE 330	IPE 300	-422	-422	-491	-422	-422	-422	-1500	-1500	-1500	-1500	4178	4178	760
10	IPE 330	IPE 300	-422	-422	-491	-422	-422	-422	-1500	-1500	-1500	-1500	4178	4178	760

Combinajii																		
Greutate proprie +0.3 Vânt																		
Stâlp 1			Grinda			Stâlp 2			Stâlp 1			Grinda			Stâlp 2			
x	y		x	y		x	y		x	y		x	y		x	y		
[N/m]	[N/m]	[N/m]	[N/m]	[N/m]	[N/m]	[N]	[N/m]	[N/m]	[N/m]	[N/m]	[N/m]	[N]	[N/m]	[N/m]	[N/m]	[N/m]	[N/m]	[N]
-422	-422	-1991	-422	-422	-422	136	-422	-422	1253.4	-422	-422	1763	-422	-422	228	-422	-422	123
-422	-422	-1991	-422	-422	-422	145	-422	-422	1253.4	-422	-422	1763	-422	-422	228	-422	-422	131
-422	-422	-1991	-422	-422	-422	153	-422	-422	1253.4	-422	-422	1763	-422	-422	228	-422	-422	140
-422	-422	-1991	-422	-422	-422	162	-422	-422	1253.4	-422	-422	1763	-422	-422	228	-422	-422	148

Încărcări cadru 12 m – Tip 3, 4 – Varianta I

Înălțime	Profil		Încărcări														
			Greutate proprie elemente						Acoperiș								
			Stâlp 1			Stâlp 2			Stâlp 1			Stâlp 2			Vânt		
			Grinda	Stâlp		Grinda	Stâlp		Grinda	Stâlp		Grinda	Stâlp		Grinda	Stâlp	
H	[N/m]	[N/m]	x	y	x	y	x	y	x	y	x	y	x	y	x	y	
[m]																	
4	IPE400	IPE300	-422	-422	-663	-422	-422	-422	-422	-422	-422	-1500	-1500	4178	760	760	
6	IPE400	IPE300	-422	-422	-663	-422	-422	-422	-422	-422	-422	-1500	-1500	4178	760	760	
8	IPE400	IPE300	-422	-422	-663	-422	-422	-422	-422	-422	-422	-1500	-1500	4178	760	760	
10	IPE400	IPE300	-422	-422	-663	-422	-422	-422	-422	-422	-422	-1500	-1500	4178	760	760	

Combinajii																					
Greutate proprie									Greutate proprie +0.3 Vânt												
Stâlp 1			Grinda			Stâlp 2			X			Grinda			Stâlp 2			X			
[N/m]			[N/m]			[N/m]			[N]			[N/m]			[N/m]			[N]			
	y	x		y	x		y	x		x			y	x		y	x				
	-422		-2163			-422			147			-422			-422			-1935			133
	-422		-2163			-422			155			-422			-422			-1935			141
	-422		-2163			-422			164			-422			-422			-1935			150
	-422		-2163			-422			172			-422			-422			-1935			158

Lungimi de flambaj cadru 12 m – Varianta I

Tip	Nod	H	Grindă	Stâlp	Ig	Is	ξ	Rg	Rs	ki	ks	K	If
		[cm]			[cm ⁴]	[cm ⁴]		[cm ³]	[cm ³]				[cm]
Stâlp	Mobil	400	IPE330	IPE300	11770	8356	6	58.850	83.560	0	0.587	1.2898	516
	Mobil	600	IPE330	IPE300	11770	8356	6	58.850	55.707	0	0.486	1.2155	729
	Mobil	800	IPE330	IPE300	11770	8356	6	58.850	41.780	0	0.415	1.1718	937
	Mobil	1000	IPE330	IPE300	11770	8356	6	58.850	33.424	0	0.362	1.1428	1143
Grindă	Fix	400	IPE330	IPE300	11770	8356	4	39.233	83.560	0.320	0.320	0.6116	734
	Fix	600	IPE330	IPE300	11770	8356	4	39.233	55.707	0.413	0.413	0.6485	778
	Fix	800	IPE330	IPE300	11770	8356	4	39.233	41.780	0.484	0.484	0.6784	814
	Fix	1000	IPE330	IPE300	11770	8356	4	39.233	33.424	0.540	0.540	0.7032	844

Tip	Nod	H	Grindă	Stâlp	Ig	Is	ξ	Rg	Rs	ki	ks	K	If
		[cm]			[cm ⁴]	[cm ⁴]		[cm ³]	[cm ³]				[cm]
Stâlp	Fix	400	IPE330	IPE300	11770	8356	2	19.617	83.56	0	0.810	0.6553	262
	Fix	600	IPE330	IPE300	11770	8356	2	19.617	55.707	0	0.740	0.6397	384
	Fix	800	IPE330	IPE300	11770	8356	2	19.617	41.78	0	0.680	0.6270	502
	Fix	1000	IPE330	IPE300	11770	8356	2	19.617	33.424	0	0.630	0.6164	616
Grindă	Fix	400	IPE330	IPE300	11770	8356	4	39.233	83.56	0.320	0.320	0.6116	734
	Fix	600	IPE330	IPE300	11770	8356	4	39.233	55.707	0.413	0.413	0.6485	778
	Fix	800	IPE330	IPE300	11770	8356	4	39.233	41.78	0.484	0.484	0.6784	814
	Fix	1000	IPE330	IPE300	11770	8356	4	39.233	33.424	0.540	0.540	0.7032	844

Tip	Nod	H	Grindă	Stâlp	Ig	Is	ξ	Rg	Rs	ki	ks	K	If
		[cm]			[cm ⁴]	[cm ⁴]		[cm ³]	[cm ³]				[cm]
Stâlp	Mobil	400	IPE400	IPE300	23130	8356				0	1	2	800
	Mobil	600	IPE400	IPE300	23130	8356				0	1	2	1200
	Mobil	800	IPE400	IPE300	23130	8356				0	1	2	1600
	Mobil	1000	IPE400	IPE300	23130	8356				0	1	2	2000
Grindă	Fix	400	IPE400	IPE300	23130	8356				1	1	1	1200
	Fix	600	IPE400	IPE300	23130	8356				1	1	1	1200
	Fix	800	IPE400	IPE300	23130	8356				1	1	1	1200
	Fix	600	IPE400	IPE300	23130	8356				1	1	1	1200

Tip	Nod	H	Grindă	Stâlp	Ig	Is	ξ	Rg	Rs	ki	ks	K	If
		[cm]			[cm ⁴]	[cm ⁴]		[cm ³]	[cm ³]				[cm]
Stâlp	Fix	400	IPE400	IPE300	23130	8356				0	1	0.6999	280
	Fix	600	IPE400	IPE300	23130	8356				0	1	0.6999	420
	Fix	800	IPE400	IPE300	23130	8356				0	1	0.6999	560
	Fix	1000	IPE400	IPE300	23130	8356				0	1	0.6999	700
Grindă	Fix	400	IPE400	IPE300	23130	8356				1	1	1	1200
	Fix	600	IPE400	IPE300	23130	8356				1	1	1	1200
	Fix	800	IPE400	IPE300	23130	8356				1	1	1	1200
	Fix	1000	IPE400	IPE300	23130	8356				1	1	1	1200

Rezultatele simulării numerice

Tip	Nod	H	Grindă	Stâlp	Ig	Is	ξ	Rg	Rs	ki	ks	K	lf
5		[cm]			[cm ⁴]	[cm ⁴]		[cm ³]	[cm ³]				[cm]
Stâlp	Mobil	400	IPE330	IPE300	11770	8356	6	58.850	83.56	1	0.587	2.5604	1024
	Mobil	600	IPE330	IPE300	11770	8356	6	58.850	55.707	1	0.486	2.3883	1433
	Mobil	800	IPE330	IPE300	11770	8356	6	58.850	41.780	1	0.415	2.2974	1838
	Mobil	1000	IPE330	IPE300	11770	8356	6	58.850	33.424	1	0.362	2.2411	2241
Grindă	Fix	400	IPE330	IPE300	11770	8356	3	39.233	62.670	0.385	0.385	0.6371	765
	Fix	600	IPE330	IPE300	11770	8356	3	39.233	41.780	0.484	0.484	0.6784	814
	Fix	800	IPE330	IPE300	11770	8356	3	39.233	31.335	0.556	0.556	0.7106	853
	Fix	1000	IPE330	IPE300	11770	8356	3	39.233	25.068	0.610	0.610	0.7366	884

Tip	Nod	H	Grindă	Stâlp	Ig	Is	ξ	Rg	Rs	ki	ks	K	lf
6		[cm]			[cm ⁴]	[cm ⁴]		[cm ³]	[cm ³]				[cm]
Stâlp	Fix	400	IPE330	IPE300	11770	8356	2	19.617	83.56	1	0.810	0.9182	367
	Fix	600	IPE330	IPE300	11770	8356	2	19.617	55.707	1	0.740	0.8920	535
	Fix	800	IPE330	IPE300	11770	8356	2	19.617	41.780	1	0.680	0.8714	697
	Fix	1000	IPE330	IPE300	11770	8356	2	19.617	33.424	1	0.630	0.8548	855
Grindă	Fix	400	IPE330	IPE300	11770	8356	3	39.233	62.670	0.385	0.385	0.6371	765
	Fix	600	IPE330	IPE300	11770	8356	3	39.233	41.780	0.484	0.484	0.6784	814
	Fix	800	IPE330	IPE300	11770	8356	3	39.233	31.335	0.556	0.556	0.7106	853
	Fix	1000	IPE330	IPE300	11770	8356	3	39.233	25.068	0.610	0.610	0.7366	884

Cadru 12 m – Greutate Proprie – Varianta I

Tip 1		Eforturi												Deplas		Rezistența la foc											
		Stâlp 1						Grindă						Stâlp 2						δ		Stâlp 1		Grindă		Stâlp 2	
		M1 [N.m]	M2 [N.m]	Mp [N.m]	N [N]	M1 [N.m]	M2 [N.m]	Mp [N.m]	N [N]	M1 [N.m]	M2 [N.m]	Mp [N.m]	N [N]	M1 [N.m]	M2 [N.m]	Mp [N.m]	N [N]	Timp [sec]	Temp. [°C]	Timp [sec]	Temp. [°C]	Timp [sec]	Temp. [°C]	Timp [sec]	Temp. [°C]		
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20								
4	8690	-18990		13620	-18990	-19190	35838	7057	-19190	9040		13650	0.0397	1555	774	1695	797	1550	774								
6	8240	-17360		14450	-17360	-17710	35838	4411	-17710	8760		14510	0.1232	1590	780	1765	809	1585	780								
8	7600	-15910		15280	-15910	-16430	35838	3092	-16430	8300		15370	0.2816	1620	786	1710	800	1605	786								
10	6960	-14640		16110	-14640	-15350	35838	2323	-15350	7880		16230	0.5481	1635	789	1690	796	1625	790								

Tip 1 (continuare)

Rezistența la foc		FOCSI – SAFIR			Raport elastic critic				Momente încovoietoare				Eforturi sway			Rezist f		FOCSI – SAFIR	
FOCSI 2000	SAFIR	Raport	Difer.	V	H	Γ	1/kE	Γ	Simetrică	Antisimetrică	M	N	M	N	FOCSI	Raport	Difer.		
Timp [sec]	Temp. [°C]	[sec]		[N.m]	[N.m]	(20°C)		(Tcrit)	M1 [N.m]	M2 [N.m]	M1 [N.m]	M2 [N.m]	M1 [N.m]	M2 [N.m]	[sec]				
21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	31	32	33	34	35	36	37	38	39	40
1550	774	1705	0.909	9%	27268	136	0.0020	9.960	0.0198										
1585	780	1730	0.916	8%	28956	145	0.0041	10.204	0.0419										
1605	786	1740	0.922	8%	30644	153	0.0070	10.460	0.0736	-260	352	-16170	7950	-16451	8330	15370	1620	0.931	7%
1625	789	1745	0.931	7%	32332	162	0.0110	10.593	0.1161	-354	456	-15000	7420	-15401	7936	16230	1645	0.9427	6%

Cadru 12 m – Greutate Proprie – Varianta I

H		Eforturi												Rezistența la foc									
		Stâlp 1						Grindă						Stâlp 1			Grindă			Stâlp 2			
		M1	M2	Mp	N	M1	M2	M1	M2	Mp	N	M1	M2	M1	M2	Mp	N	Timp	Temp.	δ	Timp	Temp.	Timp
[N·m]	[N·m]	[N·m]	[N]	[N·m]	[N·m]	[N·m]	[N·m]	[N·m]	[N]	[N·m]	[N·m]	[N·m]	[N·m]	[N·m]	[N]	[sec]	[°C]	[mm]	[sec]	[°C]	[sec]	[°C]	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20				
4	-272			13634			34830													0.0864	14365	1152	797
6	-436			14478			34830			436									0.3075	13140	1138	797	
8	-612			15322			34830			612									0.7665	11415	1117	797	
10	-810			16166			34830			810									1.5800	3290	927	797	

Tip 3 (continuare)

Rezistența la foc		FOCSI – SAFIR			Raport elastic critic				Momente încovoietoare				Eforturi sway			Rezist f		FOCSI – SAFIR	
FOCSI 2000	SAFIR	Raport	Difer.	V	H	Γ	1/KE	Γ	(Tcrit)	M1	M2	Antisimetrică	M	N	FOCSI	Raport	Difer.		
Timp	Temp.					(20°C)				M1	M2	M1	M1	M2					
[sec]	[°C]	[sec]		[N·m]	[N·m]					[N·m]	[N·m]	[N·m]	[N·m]	[N·m]	[N]	[sec]			
21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	31	32	33	34	35	36	37	38	39	40
1770	797	1845	0.959	4%	27268	136	0.0043	10.965	0.0474										
1770	797	1845	0.959	4%	28956	145	0.0103	10.965	0.1124										
1770	797	1865	0.949	5%	30644	153	0.0192	10.965	0.2101										
1770	797	1855	0.954	5%	32332	162	0.0316	10.965	0.3465										

Cadru 12 m – Greutate Proprie – Varianta I

H		Eforturi														Deplas δ	Rezistența la foc								
		Stâlp 1					Grindă					Stâlp 2					Stâlp 1			Grindă			Stâlp 2		
		M1 [N·m]	M2 [N·m]	Mp [N·m]	N [N]	N	M1 [N·m]	M2 [N·m]	Mp [N·m]	N [N]	N	M1 [N·m]	M2 [N·m]	Mp [N·m]	N [N]		N	Timp [sec]	Temp. [°C]	Timp [sec]	Temp. [°C]	Timp [sec]	Temp. [°C]		
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20						
4		-17820		13590	-17820	-18360	35838	4591	-18360					13680	0.1777	1495	762	1765	809	1475	758				
6		-15770		14410	-15770	-16640	35838	2774	-16640					14550	0.5267	1425	749	1720	802	1375	742				
8		-14050		15220	-14050	-15280	35838	1909	-15280					15420	1.1800	1140	720	1685	795	1075	708				
10		-12570		16030	-12570	-14190	35838	1419	-14190					16300	2.2650	1000	692	1660	790	980	686				

Tip 5 (continuare)

Rezistența la foc		FOCSI – SAFIR				Raport elastic critic				Momente încovoietoare				Eforturi sway				Rezist f		FOCSI – SAFIR	
FOCSI 2000	SAFIR	Raport	Difer.	V	H	Γ (20°C)	Γ	1/KE	Γ	Simetrică	Antisimetrică	M	N	FOCSI	Raport	Difer.	FOCSI	Raport	Difer.		
Timp Temp. [sec]	[N·m]	[N·m]	[N·m]	[N·m]	[N·m]	[N·m]	[N·m]	(Tcrit)	(Tcrit)	M1 [N·m]	M2 [N·m]	M1 [N·m]	M2 [N·m]	[N·m]	[N·m]	[N·m]	[N·m]	[N·m]	[N·m]	[sec]	
21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	31	32	33	34	35	36	37	38	39	40		
1475	758	1645	0.897	10%	27268	136	0.0089	9.363	0.0832	-272		-18090		-18387		13680	1560	0.9483	5%		
1375	742	1605	0.857	14%	28956	145	0.0176	8.834	0.1551	-435		-16210		-16725		14550	1590	0.9907	1%		
1075	708	1510	0.712	29%	30644	153	0.0295	7.886	0.2326	-612		-14660		-15458		15420	1605	1.0629	-6%		
980	686	1320	0.742	26%	32332	162	0.0453	6.443	0.2919	-810		-13380		-14524		16300	1605	1.2159	-22%		

Cadru 12 m – Greutate Proprie – Varianta I

H		Eforturi														Deplas		Rezistența la foc					
		Stâlp 1				Grindă				Stâlp 2								Stâlp 1		Grindă		Stâlp 2	
		M1	M2	Mp	N	M1	M2	Mp	N	M1	M2	Mp	N	M1	M2	Mp	N	Timp	Temp.	Timp	Temp.	Timp	Temp.
[N·m]	[N·m]	[N·m]	[N]	[N·m]	[N·m]	[N·m]	[N]	[N·m]	[N·m]	[N·m]	[N]	[N·m]	[N·m]	[N·m]	[N]	[sec]	[°C]	[sec]	[°C]	[sec]	[°C]		
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20				
4		-18060		13630	-18060	-18130	35838	4651	-18130			13640	0	1570	778	1780	812	1570	778				
6		-16200		14480	-16200	-16220	35838	2844	-16220			14480	0	1610	786	1720	801	1605	785				
8		-14660		15320	-14660	-14670	35838	1985	-14670			15320	0	1640	791	1685	795	1630	790				
10		-13380		16170	-13380	-13390	35838	1500	-13390			16170	0	1645	793	1660	790	1640	792				

Tip 6 (continuare)

Rezistența la foc		FOCSI – SAFIR		Raport elastic critic				Momente încovoietoare				Eforturi sway				Rezist f		FOCSI – SAFIR			
		SAFIR	Raport	V	H	Γ	1/kE	Γ	(Tcrit)	Simetrică	Antisimetrică	M	N	M	N	FOCSI	Raport	FOCSI	Difer.		
Timp	Temp.									M1	M2	M1	M2	M1	M2						
[sec]	[°C]	[sec]		[N·m]	[N·m]	[N·m]				[N·m]	[N·m]	[N·m]	[N·m]	[N·m]	[N·m]	[N·m]	[N]	[sec]			
21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	31	32	33	34	35	36	37	38	39	40		
1570	778	1725	0.910	9%																	
1605	785	1745	0.920	8%																	
1630	790	1740	0.937	6%																	
1640	790	1720	0.953	5%																	

Cadru 12 m – Greutate Proprie + 0.2 Vânt – Varianta I

Tip 1

H [m]	Eforturi												Deplas δ [mm]	Rezistența la foc					
	Stâlp 1						Stâlp 2							Stâlp 1			Stâlp 2		
	M1 [N·m]	M2 [N·m]	Mp [N·m]	N [N]	M1 [N·m]	M2 [N·m]	Mp [N·m]	N [N]	M1 [N·m]	M2 [N·m]	Mp [N·m]	N [N]		Timp [sec]	Temp. [°C]	Timp [sec]	Temp. [°C]	Timp [sec]	Temp. [°C]
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20
4	2270	-15490	2506.8	12010	-15490	-18580	31734	7069	-18580	11500	456	12520	0.779	1640	792	1710	799	1575	778
6	-4552	-12190	5640.3	12490	-12190	-19670	31734	5162	-19670	15400	1026	13730	3.435	1715	806	1696	797	1550	774
8	-13940	-8268	10027	12800	-8268	-22130	31734	4443	-22130	20700	1824	15110	10.040	1585	781	1645	787	1505	764
10	-25690	-3755	15668	12950	-3755	-25980	31734	4220	-25980	27600	2850	16650	23.285	1045	698	1565	767	1240	732

Tip 1 (continuare)

Rezistența la foc FOCSI 2000 Temp. [°C]	SAFIR [sec]	FOCSI – SAFIR			Raport elastic critic				Momente încovoietoare				Eforturi sway				Rezist f		
		Raport	Difer.		V	H	Γ (20°C)	1/KE	Γ (Tcrit)	Simetrică M1 [N·m]	M2 [N·m]	Antisimetrică M1 [N·m]	M2 [N·m]	M	N	FOCSI	Raport	Difer.	
21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	31	32	33	34	35	36	37	38	39	40
1575	778	1770	0.890	11%	24532	10939	0.0004	10.121	0.0044										
1550	774	1730	0.896	10%	26220	16409	0.0009	9.960	0.0091										
1505	764	1570	0.959	4%	27908	21878	0.0016	9.579	0.0153										
1045	698	1195	0.874	13%	29596	27348	0.0025	7.485	0.0189										

Cadru 12 m – Greutate Proprie + 0.2 Vânt – Varianta I

Tip 2		Eforturi												Deplas	Rezistența la foc									
		Stâlp 1				Grindă				Stâlp 2					δ	Stâlp 1		Grindă		Stâlp 2				
H	[m]	M1	M2	Mp	N	M1	M2	Mp	N	M1	M2	Mp	N	M1		M2	Mp	N	Timp	Temp.	Timp	Temp.	Timp	Temp.
		[N.m]	[N.m]	[N.m]	[N]	[N.m]	[N.m]	[N.m]	[N]	[N.m]	[N.m]	[N.m]	[N]	[N.m]	[N.m]	[N.m]	[N]	[sec]	[°C]	[sec]	[°C]	[sec]	[°C]	
1	2	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20				
4	5450	-17350	2506.8	12320	-17350	-16710	31734	8329	-16710	8300	456	12210	0	1600	785	1755	807	1625	789					
6	2600	-17020	5640.3	13290	-17020	-14820	31734	7160	-14820	8230	1026	12930	0	1595	783	1790	814	1675	800					
8	-1424	-17470	10027	14330	-17470	-12910	31734	7158	-12910	8170	1824	13570	0	1560	775	1755	807	1820	822					
10	-6537	-18770	15668	15450	-18770	-10950	31734	7654	-10950	8260	2850	14150	0	1490	761	1690	796	2040	847					

Tip 2 (continuare)

Rezistența la foc		FOCSI – SAFIR		Raport elastic critic				Momente încovoietoare				Eforturi sway				Rezist f							
FOCSI 2000	SAFIR	Raport	Difer.	V	H	Γ	1/KE	Γ	(Tcrit)	Simetrică	Antisimetrică	M	N	FOCSI	Raport	Difer.							
Timp	Temp.				(20°C)					M1	M2	M1	M2										
[sec]	[°C]	[sec]		[N.m]	[N.m]					[N.m]	[N.m]	[N.m]	[N.m]	[N]	[sec]								
21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	31	32	33	34	35	36	37	38	39	40				
1600	785	1715	0.933	7%																			
1595	783	1740	0.917	8%																			
1560	775	1735	0.899	10%																			
1490	761	1740	0.856	14%																			

Cadru 12 m – Greutate Proprie + 0.2 Vânt – Varianta I

H		Eforturi														Deplas		Rezistența la foc											
		Stâlp 1							Grindă							δ	Stâlp 1			Grindă			Stâlp 2						
		M1	M2	[N.m]	N	M1	M2	[N.m]	M1	M2	[N.m]	N	Mp	N	M1		M2	[N.m]	N	Timp	Temp.	[°C]	Timp	Temp.	[°C]	Timp	Temp.	[°C]	
[m]		[N.m]	[N.m]	[N]	[N]	[N.m]	[N.m]	[N.m]	[N.m]	[N]	[N.m]	[N.m]	[N]	[N.m]	[N.m]	[N]	[N]	[mm]	[sec]	[°C]	[sec]	[°C]	[sec]	[°C]	[sec]	[°C]	[sec]	[°C]	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20										
4		-10090	2506.8	11240	-10090	-22430	31734	5151	-22430		456	13290	4.495	1865	829	1635	784	1260	733										
6		-1360	5640.3	10820	-1360	-28800	31734	4117	-28800		1026	15400	18.950	2250	866	1510	758	960	681										
8		9700	10027	9911	9700	-38810	31734	3939	-38810		1824	18000	54.050	1145	720	1135	714	825	629										
10		23100	15668	8504	23100	-52420	31734	4102	-52420		2850	21090	123.49	945	676	980	678	715	587										

Tip 5 (continuare)

Rezistența la foc		FOCSI – SAFIR			Raport elastic critic				Momente încovoietoare				Eforturi sway			Rezist f		FOCSI – SAFIR	
FOCSI 2000	SAFIR	Raport	Difer.	V	H	Γ	1/KE	Γ	Simetrică	Antisimetrică	M	N	FOCSI	Raport	Difer.	FOCSI	Raport	Difer.	
Timp	Temp.			[N.m]	[N.m]	(20°C)		(Tcrit)	M1	M2	M1	M2	[N.m]	[N.m]	[N.m]	[N]	[sec]		
[sec]	[°C]	[sec]							[N.m]	[N.m]	[N.m]	[N.m]	[N.m]	[N.m]	[N]	[N]	[sec]		
21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	31	32	33	34	35	36	37	38	39	40
1260	733	1360	0.926	7%	24532	10939	0.0025	8.562	0.0216										
960	681	1145	0.838	16%	26220	16409	0.0050	6.090	0.0307										
825	629	1015	0.813	19%	27908	21878	0.0086	3.879	0.0334										
715	587	875	0.817	18%	29596	27348	0.0134	2.876	0.0384										

Cadru 12 m – Greutate Proprie + 0.2 Vânt – Varianta I

Tip 6		Eforturi														Rezistența la foc			
		Stâlp 1							Stâlp 2							Stâlp 1		Stâlp 2	
		M1	M2	[N.m]	[N]	N	Mp	M2	M1	M2	[N.m]	[N]	N	Mp	M2	Timp	Temp.	Timp	Temp.
[m]	[°C]	[N.m]	[N]	[N]	[N.m]	[N]	[N.m]	[N.m]	[N.m]	[N]	[N]	[N.m]	[N.m]	[N.m]	[sec]	[°C]	[sec]	[°C]	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20
4		-16910	2506.8	12380	-16910	-15600	31734	6857	-15600		456	12160	0			1785	806		
6		-16980	5640.3	13430	-16980	-13170	31734	6720	-13170		1026	12790	0			1765	805		
8		-18370	10027	14590	-18370	-10730	31734	7448	-10730		1824	13320	0			1705	799		
10		-21090	15668	15870	-21090	-8217	31734	8522	-8217		2850	13730	0			1635	784		

Tip 6 (continuare)		Rezistența la foc				FOCSI – SAFIR				Raport elastic critic				Momente încovoietoare				Eforturi sway				Rezist f													
		SAFIR		FOCSI		Difer.		SAFIR		Difer.		H		V		Γ		1/KE		Γ (Tcrit)		Simetrică		Antisimetrică		M		N		FOCSI		Raport		Difer.	
		Temp.	[sec]	Temp.	[sec]																														
21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	31	32	33	34	35	36	37	38	39	40																
1785	806	1770	1.008	-1%																															
1765	805	1770	0.997	0%																															
1705	799	1765	0.966	3%																															
1635	784	1760	0.929	7%																															

Cadru 12 m – Greutate Proprie + 0.2 Zăpadă – Varianta II

Tip 1		Eforturi												Rezistența la foc									
		Stâlp 1						Grindă						Stâlp 2				Grindă					
		M1	M2	Mp	N	M1	M2	M1	M2	Mp	N	M1	M2	Mp	N	M1	M2	Timp	Temp.	Timp	Temp.		
[N·m]	[N·m]	[N·m]	[N]	[N·m]	[N·m]	[N·m]	[N·m]	[N·m]	[N]	[N·m]	[N·m]	[N·m]	[N]	[N·m]	[N·m]	[sec]	[°C]	[sec]	[°C]				
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20				
4	15900	-34760		23520	-34760	-35100	65574	12910	-35100	16500		23570	0.0686	990	689	1175	719	985	688				
6	15100	-31780		24340	-31780	-32370	65574	8060	-32370	16000		24440	0.2073	1030	700	1155	715	1010	695				
8	14000	-29170		25160	-29170	-30020	65574	5644	-30020	15100		25310	0.4639	1040	703	1125	708	1030	699				
10	12800	-26870		25980	-26870	-28010	65574	4232	-28010	14300		26170	0.8830	1060	709	1105	705	1055	705				

Tip 1 (continuare)		Rezistența la foc				FOCSI – SAFIR				Raport elastic critic				Momente încovoietoare				Eforturi sway				Rezist f		
		FOCSI 2000	SAFIR	Raport	Difer.	V	H	Γ	1/KE	Γ	(Tcrit)	Simetrică	Antisimetrică	M	N	M	N	M	M2	M1	M2	FOCSI	Raport	
Timp	Temp.	[sec]	[°C]	[sec]	[N·m]	[N·m]	[N·m]	[N·m]	[N·m]	[N·m]	[N·m]	[N·m]	[N·m]	[N·m]	[N·m]	[N·m]	[N·m]	[N·m]	[N·m]	[N·m]	[N·m]	[sec]	Difer.	
21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	31	32	33	34	35	36	37	38	39	40					
985	688	1120	0.879	12%	47644	238	0.0034	6.596	0.0226															
1010	695	1155	0.874	13%	49608	248	0.0069	7.194	0.0497															
1030	699	1180	0.873	13%	51572	258	0.0116	7.587	0.0880	-427	580	-29590	14500	-30058	15136	25310	1055	0.8941	11%					
1055	705	1180	0.894	11%	53536	268	0.0177	7.813	0.1380	-570	730	-27440	13600	-28101	14447	26170	1100	0.9322	7%					

Cadru 12 m – Greutate Proprie + 0.2 Zăpadă – Varianta II

H		Eforturi														Rezistența la foc							
		Stâlp 1							Grindă							Stâlp 1		Grindă		Stâlp 2		Temp.	
		M1 [N·m]	M2 [N·m]	Mp [N·m]	N [N]	M1 [N·m]	M2 [N·m]	Mp [N·m]	N [N]	M1 [N·m]	M2 [N·m]	Mp [N·m]	N [N]	M1 [N·m]	M2 [N·m]	Mp [N·m]	N [N]	Timp [sec]	Temp. [°C]	Timp [sec]	Temp. [°C]		
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20				
4		-32630		23470	-32630	-33570	65574	8394	-33570			23620	0.3070	945	676			935	673				
6		-28920		24270	-28920	-30390	65574	5064	-30390			24510	0.8860	910	667			900	662				
8		-25820		25070	-25820	-27840	65574	3480	-27840			25400	1.9400	865	650			845	644				
10		-23180		25860	-23180	-25790	65574	2579	-25790			26300	3.6450	805	628			785	619				

Tip 5 (continuare)

Rezistența la foc		FOCSI – SAFIR			Raport elastic critic			Momente încovoietoare			Eforturi sway			Rezist f		FOCSI – SAFIR			
Temp.	Temp.	SAFIR	Raport	Difer.	V	H	Γ	$1/kE$	Γ	Simetrică	Antisimetrică	M	N	FOCSI	Raport	Difer.			
[sec]	[°C]	[sec]	[sec]		[N·m]	[N·m]	(20°C)		(Γ_{crit})	M1	M2	M1	M2	[N·m]	[N·m]	[N·m]	[N·m]		
21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	31	32	33	34	35	36	37	38	39	40
935	673	1070	0.874	13%	47092	235	0.0154	5.599	0.0859	-470		-33100		-33614		23620	995	0.9299	7%
900	662	1035	0.870	13%	48780	244	0.0295	5.040	0.1489	-732		-29650		-30510		24510	1020	0.9855	1%
845	644	990	0.854	15%	50468	252	0.0485	4.333	0.2101	-1008		-26830		-28106		25400	1030	1.0404	-4%
785	619	935	0.840	16%	52156	261	0.0729	3.626	0.2643	-1305		-24490		-26264		26300	1032	1.1037	-10%