

NORMATIV PRIVIND PRESCRIPȚIILE GENERALE DE PROIECTARE. VERIFICAREA PRIN CALCUL A ELEMENTELOR DE CONSTRUCȚII METALICE ȘI A ÎMBINĂRILOR ACESTORA

Indicativ NP 042 - 2000

▼ Cuprins

- * [PREFAȚĂ](#)
- * [INTRODUCERE](#)
- * [BAZE DE CALCUL](#)
- * [MATERIALE](#)
- * [STĂRI LIMITĂ DE SERVICIU \(STĂRI DE EXPLOATARE NORMALĂ\)](#)
- * [STĂRI LIMITĂ ULTIME](#)
- * [ÎMBINĂRI SUPUSE LA SOLOCITĂRI STATICE](#)
- * [FABRICAREA \(UZINARE\) ȘI MONTAJ](#)
- * [CONCEPȚIA \(PROIECTAREA\) ȘI DIMENSIONAREA ASISTATE \(ÎNSOȚITE\) DE EXPERIMENTARE](#)

0. PEFĂȚĂ

0.1. Obiectivele eurocodurilor

- (1) Eurocodurile structurale sugerează un ansamblu de norme pentru calculul structural și geotehnic al lucrărilor de clădiri și de geniu civil
- (2) Ele sunt destinate să servească ca documente de referință pentru următoarele aspecte :
- a) să dovedească conformitatea lucrărilor de geniu civil cu exigențele esențiale ale Directivelor privind Produsele de Construcții (D.P.C.)
- b) să servească drept cadru pentru stabilirea specificațiilor tehnice armonizate ale produselor de construcții .
- (3) Ele nu tratează probleme (aspecte) de execuție și de inspecție (control) decât în măsura în care este necesar să se precizeze calitatea produselor de construcții și gradul satisfăcător de realizare pentru a fi conform cu ipotezele adoptate în regulile de calcul .
- (4) Până când ansamblul specificațiilor tehnice armonizate privind produsele ca și metodele de control ale performanțelor acestora vor fi disponibile, câteva Eurocoduri structurale tratează anumite aspecte în câteva anexe informative .

0.2. Istoricul programelor eurocodurilor

- (1) Comisia Comunității Europene (CCE) a avut inițiativa de a demara o activitate de stabilire a unui ansamblu de reguli tehnice armonizate pentru calculul lucrărilor de construcții (clădiri) și de geniu civil, reguli destinate a fi utilizate, pentru început, ca o alternativă la diferitele reglementări în vigoare în țările membre și pe care ulterior să le înlocuiască. Aceste reguli tehnice au primit atunci numele de „EUROCODURI STRUCTURALE „.
- (2) În 1990, după consultarea statelor membre, CCE a transferat această muncă (activitate) de dezvoltare (detaliere), de difuzare și aducere la zi a Eurocodurilor structurale către CEN (Comitetul European de Normare) și Secretariatul Asociației Europene a Liberului Schimb (AELE) a acceptat să se asocieze activității CEN .
- (3) Comitetul tehnic CEN / TC – 250 este însărcinat cu redactarea tuturor Eurocodurilor structurale .

0.3. Programul Eurocodurilor

- (1) Activitatea este în curs de desfășurare asupra diferitelor Eurocoduri, fiecare având, în general, mai multe părți :

EN 1991 Eurocode 1 Bazele de calcul și acțiuni asupra structurilor

EN 1992 Eurocode 2 Calculul structurilor din beton

EN 1993 Eurocode 3 Calculul structurilor din oțel

EN 1994 Eurocode 4 Calculul structurilor mixte (oțel – beton)

EN 1995 Eurocode 5 Calculul structurilor din lemn

EN 1996 Eurocode 6 Calculul structurilor din zidărie

EN 1997 Eurocode 7 Calculul geotehnic

EN 1998 Eurocode 8 Rezistența structurilor la seism

Mai mult, următorul Eurocode posibil de adăugat programului :

EN 1999 Eurocode 9 Calculul structurilor din aluminiu

- (2) Subcomitete separate au fost alcătuite de CEN / TC – 250 pentru Eurocodurile menționate mai sus .

(3) Această parte a Eurocodului structural referitor la calculul structurilor din oțel, care, sub direcția CCE, a fost finalizat și aprobat pentru publicare, este editat de CEN ca Normă Europeană Experimentală (ENV) pentru o durată inițială de trei ani .

(4) Această normă experimentală este destinată unei aplicații practice experimentale în cadrul calculului clădirilor și lucrărilor de geniu civil aparținând domeniului de aplicare definit la 1.1.2 și supus comentariilor .

(5) La finalul unei perioade de circa doi ani, membrii CEN vor fi invitați să formuleze comentarii oficiale care vor fi luate în considerare pentru determinarea activității viitoare .

(6) Până atunci, reacțiile și comentariile asupra acestei norme experimentale vor trebuie adresate Secretariatului subcomitetului CEN /TC 250 / SC3 la următoarea adresă: BS& Standards, 2 Park Street London W1A – 2BS sau la organismul vostru de standardizare național .

0.4. Documentul de aplicare național (DAN)

(1) Pentru ca să se poată exercita responsabilitatea autorităților statelor membre în materie de siguranță, sănătate și alte puncte acoperite de exigențele esențiale a DPC, s-au atribuit diversele elemente de siguranță, în acest ENV, valori indicative care sunt identificate prin încadrarea lor într-un dreptunghi. Revine obligația autorităților fiecărui stat membru să atribuie valori definitive acestor elemente de siguranță .

(2) Un număr de norme însoțitoare armonizate, inclusiv Eurocodurile care stabilesc valorile acțiunilor de luat în considerare (în calcul), cum ar fi măsurile impuse pentru protecție contra incendiului, nu vor fi disponibile în momentul publicării acestei norme experimentale. Este în consecință prevăzut ca un Document de Aplicare Națională (DAN) care să dea valorile definitive elementelor de siguranță, să facă referiri la normele însoțitoare compatibile și să precizeze directivele naționale de aplicare a acestei norme experimentale, adică să se publice de către fiecare stat membru sau de către organismul său de normare (Standardizare) .

(3) Este prevăzut ca această normă experimentală să fie utilizată concomitent cu DAN în vigoare în țara unde clădirea sau lucrarea de geniu civil este situată .

0.5. Puncte specifice ale acestei norme experimentale

0.5.1. Generalități

(1) Obiectul EC3 este definit la pct. 1.1.1. și a acestei părți din Ec3 este definit la 1.1.2. Părțile adiționale ale Eurocod 3 care sunt prevăzute (sunt indicate) la pct. 1.1.3.; ele vor acoperi aplicații sau tehnologii adiționale și vor completa această parte .

(2) În cadrul utilizării acestei norme experimentale în practică, este locul să se atragă o atenție particulară ipotezelor și condițiilor precizate în 1.3.

(3) Cu ocazia elaborării acestei norme experimentale, au fost pregătite documente justificative, formulând comentarii și aducând justificări diverselor prescripții ale acestei norme .

0.5.2. Utilizarea anexelor

(1) Nouă capitole ale acestei norme experimentale sunt completate cu anexe, unele având caracter normativ altele cu caracter informativ .

(2) Anexele cu caracter normativ au același statut ca și capitolele cărora acestea se raportează. Cea mai mare parte din acestea au fost introduse pentru a extrage, în scopul clasificării părții principale a textului, unele reguli de aplicare foarte detaliate care nu sunt necesare decât în cazuri particulare .

0.5.3. Conceptul de Norme de Referință

(1) Utilizarea acestei norme experimentale necesită referirea (raportarea) la diversele norme ale CEN și ISO. Acestea sunt utilizate pentru a defini caracteristicile produselor și procedeele pe care le-a propus a fi aplicabile cu ocazia stabilirii regulilor de calcul .

(2) Această normă experimentală menționează zece „Norme de referință” detaliate în anexa B care au un caracter normativ. Fiecare „Normă de referință” face referire la totalitatea sau la o parte dintr-un număr oarecare de norme CEN și/sau ISO. Atunci când se face referire la norme CEN sau ISO care nu sunt încă disponibile, este locul de a consulta Documentul de Aplicare Național, pentru a cunoaște normele ce trebuie utilizate în schimb. Se presupune că numai nuanțele și calitățile cuprinse în anexa B (normativ) vor fi utilizate pentru clădiri și lucrări de geniu civil calculate cu această normă experimentală .

0.5.4. Oțeluri de construcții sudabile

(1) O normă de produs importantă citată în normele de referință ale oțelurilor sudabile de construcții este norma europeană EN 10025 în care se evidențiază nuanțele (mărcile) Fe 360, Fe 430 și Fe 510 .

(2) În același timp, norma EN 10025 se referă de asemenea și la alte nuanțe de oțel în afara celor trei mărci sudabile. Este cunoscut faptul că, chiar pentru aceste trei mărci de oțel, pentru care experiența le-a probat sudabilitatea, specificațiile normei EN 10025 sunt astfel încât unele oțeluri aprovizionate ar putea, respectând întru totul toleranțele de compoziție chimică, să prezinte dificultăți de sudare. În consecință, în anexa B (normativ) care face referințe la norma EN 10025, a fost inclusă o exigență suplimentară în B.2.1. (6) referitoare la sudabilitatea oțelurilor, exigență ce trebuie luată în considerare cu ocazia aprovizionării cu oțeluri în conformitate cu norma EN 10025 .

(3) Mijloacele de a obține o sudabilitate convenabilă nu au fost specificate în această normă experimentală. Totuși, norma EN 10025 definește valorile procentuale ale carbonului echivalent (CEV) care poate fi negociat cu furnizorii de produse de oțel pentru a asigura o bună sudabilitate .

0.5.5. Coeficienți parțiali de siguranță pentru rezistență

(1) Această normă experimentală dă, pentru calculul structurilor din oțel, reguli generale care pun în evidență stările limită ale elementelor, precum ruperea la tracțiune, cedarea (colapsul) datorată fenomenului de instabilitate sau cedarea îmbinărilor .

(2) ea dă, de asemenea, reguli particulare relative la calculul clădirilor cum ar fi reguli pentru structură, grinzi, grinzi cu zăbrele și îmbinări grindă – stâlp .

(3) Cea mai mare parte a regulilor a fost calibrată plecând de la rezultatele încercărilor pentru a obține valori realiste ale coeficienților parțiali de siguranță γ_M pentru rezistență .

(4) În scopul de a nu avea o mare varietate de valori ale coeficientului γ_M , au fost stabilite două categorii :

$\gamma_{M1} = 1,1$ aplicabil rezistențelor bazate pe limita de elasticitate f_y (de exemplu pentru toate fenomenele de instabilitate)

$\gamma_{M2} = 1,25$ aplicabil rezistențelor bazate pe rezistența ultimă de tracțiune, f_u (de exemplu pentru rezistența secțiunilor nete la tracțiune sau pentru rezistența șuruburilor sau sudurilor)

(5) Totuși, în cazul particular al profilelor 1 laminate la cald, cu secțiune transversală de clasa I-a, încovoiate după axa tare și fără pericolul pierderii stabilității, ca și în cazul elementelor întinse a căror dimensionare este guvernată de rezistența plastică a secțiunii transversale, s-a găsit, ca urmare a studiilor de calibrare operate pe date furnizate de producătorii de oțeluri europene, că distribuția statistică a toleranțelor geometrice și a limitelor de elasticitate ar putea justifica reducerea coeficientului γ_{M1} de la 1,1 la 1,0. În perspectiva acestei concluzii, a fost introdusă o categorie γ_{M0} pentru a permite statelor membre de a alege fie $\gamma_{M0} = 1,1$, fie $\gamma_{M0} = 1,0$.

0.5.6. Fabricare (uzinare) și montaj

(1) Capitolul 7 al acestei norme experimentale este destinat să indice nivelul minimal al calității execuției și toleranțele normale care au fost considerate cu ocazia stabilirii regulilor de calcul date în această normă.

(2) În acest capitol se indică proiectantului informațiile care-i sunt necesare în cazul unei structuri particulare, de modul definirii exigențelor de execuție.

(3) Mai mult, el definește jocurile normale și alte detalii practice pe care proiectantul are nevoie să le utilizeze în calcule.

0.5.7. Concepția și dimensionarea asistată de experiment

(1) Capitolul 8 nu este necesar în calculele de rutină, însă acesta furnizează indicații care pot să se dovedească corespunzătoare în cazuri particulare.

(2) Sunt expuse numai principiile de urmat. Directive noi detaliate apar în regulile de aplicare date în anexa Y care are un caracter informativ.

0.5.8. Rezistența la oboseală

(1) capitolul 9 a fost inclus în această normă experimentală în categoria „Reguli Generale”. Prezența sa nu implică decât ca oboseală să fie un criteriu de concepție pentru majoritatea structurilor.

(2) Având în vedere că rolul principal al capitolului 9 va fi acela al regulilor generale la care el va face referire în părțile următoare ale acestui Eurocod.

(3) Totuși, prezența sa dă posibilitatea aplicării acestei norme experimentale minorității structurilor particulare de clădiri pentru care este necesar a considera efectele variațiilor repetate ale eforturilor.

[\[top\]](#)

1. INTRODUCERE

1.1. Obiect

1.1.1. Obiectul EUROCOD-ului 3

(1) Eurocodul 3 se aplică concepției și calculului clădirilor și lucrărilor de geniu civil realizate din oțel. El este împărțit în mai multe părți separate, vezi 1.1.2 și 1.1.3.

(2) Acest Eurocode nu definește decât exigențele de rezistență, aptitudinea în serviciu (exploatare) și durabilitatea structurilor. Alte exigențe, precum izolarea fonică sau termică de exemplu, nu sunt tratate în acest cod.

(3) Execuția (vezi 1.4.1. (2)) nu este tratată decât în măsura în care, pentru satisfacerea ipotezelor de calcul adoptate în aceste reguli, este necesar să se precizeze calitatea materialelor și produselor de construcții pe care le vor utiliza, ca și nivelurile de calitate de realizare in situ. În general, regulile referitoare la execuție și la calificare trebuie să fie considerate ca fiind exigențe minimale care vor trebuie să fie dezvoltate mai târziu pentru diferite construcții și procedee de execuție particulare.

(4) Eurocodul 3 nu tratează exigențele speciale relative la calculul seismic. Reguli referitoare la astfel de exigențe sunt date în ENV 1998 Eurocode 8 „Calculul Structurilor: Rezistența la Seisme” (actualmente în stadiu de proiect) care completează sau adaptează regulile EC3.

(5) Eurocodul 3 nu furnizează valorile numerice ale acțiunilor ce trebuie luate în considerare în calculul clădirilor sau lucrărilor de geniu civil. Acestea sunt date în ENV 1991 Eurocode 1 „Bazele de calcul și acțiunile asupra structurilor” aplicabile diferitelor tipuri de construcții (actualmente în stadiu de proiect).

1.1.2. Obiectul părții 1.1. a Eurocod 3

(1) Partea 1.1. a Eurocodului 3 constituie o bază generală pentru concepția și calculul clădirilor și lucrărilor de geniu civil realizate din oțel.

(2) Mai mult, partea 1.1. conține reguli detaliate care se aplică, în principal construcțiilor curente. Domeniul de aplicare a acestor reguli poate fi limitat pentru rațiuni practice sau din cauza simplității lor: folosirea lor ca și toate limitările domeniului lor de aplicare sunt explicitate în text, acolo unde este necesar.

(3) Următoarele subiecte sunt tratate în această versiune inițială a Eurocodului 3: Partea 1.1. :

Capitolul 1: Introducere

Capitolul 2: Baze de calcul

Capitolul 3: Materiale

Capitolul 4: Stări limită de serviciu

Capitolul 5: Stări limită ultime

Capitolul 6: Îmbinări sub sarcini statice

Capitolul 7: Utilizare și montaj

Capitolul 8: Concepția și dimensionarea asistată de experimentări

Capitolul 9: Oboseala

Anexa B: Norme de referință

(Normativ)

Anexa C: Calculul de rezistență la rupeți fragile

(Informativ)

Anexa E: Lungimi de flambaj a unui element comprimat

(Informativ)

Anexa F: Deversare

(Informativ)

Anexa L: Bazele stâlpilor

(Normativ)

Anexa M: Metoda alternativă de calcul a sudurilor de colț

(Normativ)

Anexa Y: Directive relative la încercările din încărcări

(Informativ)

(4)Anexe adiționale sunt deja disponibile, sau în curs de pregătire și vor fi încorporate în partea 1.1. la timpul dorit, după aprobarea conținutului lor :

Anexa D: Utilizarea oțelului Fe E 460 etc.

Anexa K: Îmbinările grinzilor cu zăbrele din profile închise (chesonate). Versiune revizuită incluzând îmbinările multiplanare .

Anexa Z: Determinarea rezistenței de calcul plecând de la încercări

(5)Anexe adiționale au fost propuse pentru o viitoare includere în partea 1.1. :

Anexa G: Rezistența la torsiune

Anexa H: Modelarea structurilor clădirilor în vederea analizei

Anexa S: Utilizarea oțelului inoxidabil

(6) Capitolele 1 și 2 sunt comune tuturor Eurocodurilor, cu excepția unor clauze adiționale care sunt specifice fiecăruia dintre acestea

(7) Această parte 1.1 nu tratează :

- rezistența la foc
- aspecte particulare ale construcțiilor speciale
- aspecte particulare de lucrări de geniu civil de natură specială (cum ar fi podurile, pilonii și turlele sau platformele de foraj marin)
- cazurile în care măsurile particulare pot să se dovedească a fi necesare pentru a limita consecințele accidentelor

Anexele I și K sunt în curs de reactualizare. Ele se referă la îmbinările grindă – stâlp și respectiv la îmbinările grinzilor cu zăbrele din profile închise .

1.1.3. Părți ale Eurocod 3 în viitor

(1) Acestei părți 1.1. a EC3 se va adăuga în viitor părțile 2,3 etc. în scopul de a-l completa sau pentru a-l adapta pentru aspecte particulare de construcții de natură specială, pentru procedee speciale de execuție ca și pentru anumite alte aspecte de importanță practică generală referitoare la concepție și calcul .

(2) Alte părți ale Eurocodului 3, actualmente în curs de pregătire sau în perspectivă a fi elaborate referitoare la următoarele subiecte :

Partea 1.2: Rezistența la foc

Partea 1.3: Elemente cu pereți subțiri formate la rece. Produse lungi și produse plate

Partea 2: Poduri și structuri din plăci

Partea 3: Turnuri, masturi și coșuri de fum

Partea 4: Rezervoare, silozuri și conducte

Partea 5: Piloni

Partea 6: Structuri pentru instalații de ridicat cu sarcini suspendate

Partea 7: Structuri marine și maritime

Partea 8: Structuri agricole

1.2. Distincția între principii și reguli de aplicare

(1) După natura clauzelor anunțate, prezentul Eurocode realizează o distincție între principii și reguli de aplicare .

(2) Principiile înglobează :

- enunțuri și definiții cu caracter general care nu prezintă nici o alternativă ca și
- exigențe și modele analitice pentru care nici o alternativă nu este posibilă în afară ca acesta să fie modul special precizat

(3) *Principiile sunt imprimate cu caractere romane*

(4) Reguli de aplicare sunt în general reguli cunoscute care respectă principiile și satisfac exigențele lor .

(5) Utilizarea regulilor alternative de concepție și de calcul altele decât regulile de aplicare dare în EC3 este permisă, cu condiția ca acestea să fi fost demonstrate, că regula alternativă respectă principiile la care se referă și este cel puțin echivalentă din punct de vedere al rezistenței, a aptitudinii în serviciu (exploatare) și a durabilității atinse de structură .

(6) *Reguli de aplicare sunt imprimate în sistem italic .*

1.3. Ipoteze

(1) Următoarele ipoteze sunt luate în considerare :

- structurile sunt concepute și dimensionate de un personal ce posedă o calificare și o experiență corespunzătoare
- o supervizare și o guvernare a calității corespunzătoare sunt asigurate în ateliere și uzine de confecționare ca și pe șantier
- etapa (faza) de construcție este executată de către un personal ce posedă calificarea și experiența necesară
- materialele și produsele de construcții sunt utilizate în conformitate cu acest Eurocode sau cu specificațiile de materiale sau de produse adecvate
- structura va fi întreținută de o manieră corespunzătoare
- structura va fi exploatată în conformitate cu ipotezele adoptate cu ocazia conceperii și calculului

(2) Metodele de calcul nu sunt valabile decât în măsura în care exigențele referitoare la execuție și nivelul de calitate enunțat în capitolul 7 sunt de asemenea satisfăcute .

(3) Valorile numerice încadrate nu au decât o valoare indicată. Alte valori pot fi specificate de către statele membre .

1.4. Definiții

1.4.1. Termeni comuni tuturor Eurocodurilor structurale

(1) În afara unei indicații contrare, terminologia utilizată în acest text este cea de la Norma Internațională ISO 8930 .

(2) Următorii termeni sunt utilizați în comun de toate Eurocodurile cu specificațiile de mai jos :

Construcție : termen general desemnând tot ceea ce este construit (această definiție corespunde Normei Internaționale ISO 6707-1) .

Execuție : acțiunea de a realiza o clădire sau o lucrare de geniu civil. Acest termen acoperă lucrările pe șantier; el poate, de asemenea, să semnifice uzinarea elementelor constructive în afara ierului și montajului lor ulterior pe șantier .

Structură : ansamblu de elemente asamblate în mod convenabil, concepute pentru a asigura rigiditatea (Norma Internațională ISO 6707-1 dă aceeași definiție dar mai adaugă : „sau o construcție prezentând o astfel de dispoziție”. În scopul facilitării unei traduceri exacte, această adăugare nu este folosită în Eurocodurile structurale). Acest termen se referă la elementele (părțile) portante .

Natura construcției : desemnează destinația avută în vedere a construcției, de exemplu imobil pentru locuit, clădire industrială, pod de șosea

Tip de structură : desemnează dispoziția elementelor structurale, de exemplu, grindă, structură triangulată, arc, pod suspendat .

Material de construcție : materialul folosit pentru o construcție, de exemplu, beton, oțel, lemn, zidărie .

Mod de construcție : indicarea principalului material de construcție, de exemplu, construcție din beton armat, construcție din oțel, construcție din lemn, construcție din zidărie .

Procedeu de execuție : procedeul prin care construcția va fi executată, de exemplu, turnată pe loc, prefabricată, lansată în consolă .

Sistem structural : elemente portante ale unei clădiri sau lucrări de geniu civil și maniera în care aceste elemente sunt presupuse a se comporta în vederea modelării .

(3) Termenii echivalenți în limbile Comunității europene sunt dați în tabelul 1.1.

1.4.2. Termeni particulari utilizați în partea 1.1. a EC3

(1) Termenii de mai jos sunt utilizați în partea 1.1. a EC3 cu următoarele semnificații :

Osatură : structură de rezistență cuprinzând un ansamblu de elemente structurale îmbinate și prinse între ele, dimensionate pentru a acționa împreună ca să reziste încărcărilor. Acest termen se referă atât la structurile cu legături rigide cât și la cele triangulate și acoperă atât structurile plane cât și pe cele tridimensionale .

Subosatură : schelet constituit dintr-o parte a unei osaturi mai mari, dar tratat, într-o analiză structurală ca și cum ar fi izolat .

Tipuri de modelare structurală : termeni utilizați pentru a diferenția osaturile care pot fi :

- *semicontinue*, în care proprietățile structurale ale prinderilor trebuie luate explicit în considerare în analiza globală ;

- *continue*, în care numai proprietățile structurale ale elementelor trebuie luate în considerare în analiză globală ;

- *reticulate*, în care nu se pretinde ca prinderile să reziste la momente încovoietoare .

Analiza globală (calcul global) : procesul de determinare a solicitărilor echilibrând încărcările ce acționează asupra structurii .

Tabel 1.1.

Lista termenilor echivalenți în limbile

Română	Franceză	Engleză	Germană	Italiană	Olandeză	Spaniolă
Construire, construcție	Construction	Construction works	Bauwerk	Costruzione	Bouwwerk	Construccion
Execuție	Exécution	Execution	(Bau-) Ausführung	Esecuzione	Uitvoering	Ejecucion
Structură	Structure	Structure	Tragwerk	Struttura	Draagconstructie	Estructura
Tipul de construcție, tipul de clădire, natura construcției, tipul lucrării ingineresti civile etc.	Nature de construction	Type of building or civil engineering works	Art des Bauwerks	Tipo di costruzione	Tzpe bouwwerk	Natureleya de la construccion
Tipul de structură	Type de structure	From of structure	Art des Tragwerks	Tipo di struttura	Type draagconstructie	Tipo de estructura
Material de construcție	Matériau de construction	Construction material	Baustoff Werkstoff ^(*) (*) nur im Stahlbau	Materiale da costruzione	Constructie materiaal	Material de construccion
Mod de construcție, sistem constructiv	Mode de construction	Type of Construction	Bauweise	Sistema costruttivo	Bouwwijze	Modo de construccion
Procedee de execuție	Procédé d'exécution	Method of construction	Bauverfahren	Procedimento esecutivo	Bouwmethode	Procedimiento de ejecucion
Sistem structural	Système structural	Structural system	Tragsystem	Sistema strutturale	Constructief systeem	Ssistema estructural

Lungime de epură : distanța între două puncte consecutive ale axei unui element, a căror deplasare laterală într-un plan dat este împiedicată, sau între un astfel de punct și extremitatea elementului .

Lungime de flambaj : lungimea de epură a unui element similar articulat la extremitățile sale, având aceeași rezistență de flambaj ca elementul dat .

Proiectant : persoană responsabilă cu conceperea și dimensionarea structurii posedând calificarea și experiența corespunzătoare .

1.5. Unități S.I.

Unitățile S.I. trebuie să fie utilizate în conformitate cu Norma ISO 1000 .

Următoarele unități sunt recomandate pentru redirijarea calculelor :

- forțe și încărcări kN, kN/m, kN/m²
- masă volumică kg/m³
- greutate volumică kN/m³
- eforturi (tensiuni) și rezistențe N/mm²(=MN/m² sau MPa)
- momente (încov.) kNm

1.6. Simboluri utilizate în eurocode 3 – partea 1.1.

1.6.1. Majuscule latine

- A - Acțiune accidentală
- A - Arie
- B - Efort de poansonare al unui bulon
- C - Capacitate – valoare fixă – Coeficient
- D - Daună (verificarea la oboseală)
- E - Modul de elasticitate longitudinal
- E - Efectul acțiunilor
- F - Acțiune
- F - Forță
- G - Acțiune permanentă
- G- Modul de elasticitate transversal
- H - Încărcare sau reacțiune orizontală totală
- I - Moment de inerție la încovoiere
- K- Coeficient de rigiditate (I/L⁰)
- L -Lungime - Travee - Lungime de epură
- M - Moment (în general)
- M - Moment încovoietor
- N - Efort axial (efort normal)
- Q - Acțiune variabilă
- R - Rezistență - Reacțiune
- S - Solicitare (cu indicii d sau k)
- S - Rigiditate (rigiditate la forfecare, rotație ... cu indici v, j ...)
- T - Moment de torsiune - Temperatură
- V - Forța tăietoare - Încărcare sau reacțiune verticală totală
- W - Modul de secțiune (de rezistență)
- X - Valoarea unei proprietăți a unui material

1.6.2. Majuscule grecești

- Δ - Diferența între ... (precede simbolul principal)

1.6.3. Minuscule latine

- a - Distanțe - Dată geometrică
- a - Grosimea gâtului sudurii (grosimea de calcul a sudurii în relief sau de colț n.t.)
- a - Raportul ariilor

b - Lățime

c - Distanță - Partea în consolă

d - Diametru - înălțime - Lungimea diagonalei

e - Excentricitate - Decalajul centrului de greutate

f - Rezistența (unui material)

g - Lățimea unui câmp de tracțiune – Ecartament

h - Înălțime

i - Rază de girație – Indice de însumare

k - Coeficient - factor

l (sau t sau L) - Lungime – Travee – Lungime de flambaj

n - Raportul eforturilor normale sau al tensiunilor normale

n - Număr de ...

p - Pantă - Distanță

q - Forță uniform repartizată

r - Rază - Rază la rădăcina unui cordon de sudură

s-Distanță (pas) în șah – Distanță

t-Grosime

uu - Axă principală de inerție tare (axă tare)

vv - Axă principală de inerție slabă (axă slabă)

xx,yy,zz - Axe ortogonale

1.6.4. Minuscule grecești

α (alfa) - Unghi - Raport - Coeficient

α - Coeficient de dilatare termică liniară

β (beta)-Unghi - Raport - Coeficient

γ (gama) - Coeficient parțial de siguranță - Raport

δ (delta) - Săgeată – Deformație

ϵ (epsilon) - Deformație – Coeficient = $(235/f)^{0.5}$ (f_y în N/mm²)

η (eta) - Coeficient (în anexa E)

θ (theta) - Unghi – Pantă

λ (lambda) - Subțirime – Raport

μ (miu) - Coeficient de frecare - Coeficient

ν (niu) - Coeficientul lui Poisson

ρ (rho) - Coeficient de reducere – Masă volumică

σ (sigma) - Tensiune normală

τ (tau) - Tensiune tangențială (de forfecare)

ϕ (phi) - Rotație - Pantă - Raport

χ (khi) - Coeficient de reducere (flambaj și deversare)

ψ (psi) - Raport de tensiune

ψ - Factor ce definește valori reprezentative de acțiuni variabile

1.6.5. Indici

A - Accidental - Arie

a - Medie (limita de elasticitate)

a,b, ... - Primul, al doileaalternativ

b - De bază (limita de elasticitate)

b - Presiune diametrală - Instabilitate

b - Bulon - Grindă - Baretă (traversă de legătură)

C - Capacitate - Consecințe

c - Beton - stâlp

c - Secțiune transversală

com - Compresiune

cr - Critic

d - De calcul - Diagonală

dst - Destabilisant

E - Efectul acțiunilor (cu d sau k)

E - Al lui Fuler

eff - Eficace

e - Eficace (cu un indice complementar)

el - Elastic

ext - Extern

f - Talpă - Element de legătură

g - Brut

g - Acțiune permanentă

h - Înălțime - Sus

h - Orizontal

i - Interior

inf - Inferior - Jos

i,j,k - Indici (înlocuiți de o cifră)

j - Îmbinare

k - Caracteristic

l - Jos (inferior)

l - Lung

lt - Deversare

m - Material

m - (Luat în considerare de) moment încovoietor

m - Încovoiere - Mediu

max - Maximum

mn - Minimum

n - (Luat în considerare de) efort axial

n - Normal

net - Net

nom - Nominal

o - Gaură - Inițial - Exterior

o - Voalare locală

o - Punct de moment nul

ov - Acoperire

p - Placă - Axă - Furură

p- Precomprimat (efort)

p - Parțial - Poansare

pl - Plastic

q - Acțiune variabilă

r - Rezistentă

v - Nit – Încăstrat

rep - Reprezentativ

s - Solicitare

s - Tensiune de tracțiune (arie)

s - Alunecare - Etaj

s - Rigid – Rigidizat

ser - De serviciu (stare limită)

stb - Stabilizant

sup - Superior - Sus

t (sau ten) - Tracțiune

t (sau tor) - Torsiune

u - Axa principală de inerție tare a secțiunii transversale

u - Ultimă (rezistența la tracțiune)

ult - Ultima (Stare limită)

V - (Luat în considerare pentru) forfecare

v - Forfecare – Vertical

v - Axă principală de inerție slabă a secțiunii transversale

vec - Efect vectorial (rezultantă)

w - Inimă – Sudură – Deformare

x - Axa longitudinală a elementului – Alungire

y - Limită de curgere plastică

y - Axa secțiunii transversale

z - Axa secțiunii transversale

σ - Tensiune normală

τ - Tensiune tangență (de forfecare)

\perp - Perpendicular

\parallel - Paralel

1.6.6. Utilizarea indicilor în partea 1.1. a Eurocod 3

(1) Rezistențele și proprietățile oțelurilor sunt valori nominale, tratate ca valori caracteristice, dar scrise cum este indicat mai jos :

f_y limita de elasticitate [în loc de f_{yk}]

f_u rezistența la tracțiune [în loc de f_{uk}]

E modul de elasticitate longitudinal [în loc de E_k]

(2) Indicii sunt utilizați de o manieră sistematică în aceste relații, dar unii dintre aceștia pot fi omiși în practică atunci când omisiunea nu conduce la ambiguități .

(3) Când simbolurile cu indici multipli sunt necesari, ei trebuie să fie asamblați în ordinea următoare :

- parametrul principal:

ex. : M, N, β

- indice de variante:

ex. : p^f , eff, b, c

- sens:

ex.: t, v

- axa :

ex.: y, z

- amplasare:

ex.: 1, 2, 3

- natura:

ex. : R, S

- nivel:

ex.: d, k

- numerotare:

ex.: 1, 2, 3

(4) Punctele sunt utilizate pentru a separa indicii prin perechi de caractere, cu excepțiile următoare :

- indicii comportând mai mult de un caracter nu sunt separați ;

- combinațiile Rd, Sd nu sunt separate .

(5) Când descrierea unui parametru cere doi indici în variantă, aceștia trebuie separați printr-o virgulă, ca de exemplu: M, ψ .

1.6.7. Convenții pentru axele elementelor

(1) În general, convecția pentru axele elementelor structurale este :

xx – axa longitudinală a elementului

yy – axa secțiunii transversale

zz – axa secțiunii transversale

(2) Pentru secțiunile transversale ale elementelor din oțel (profilelor) convecția este :

- în general :

yy – axa paralelă cu tălpile

zz – axa perpendiculară pe tălpi

- pentru corniere :

yy – axa paralelă cu cea mai mică aripă

zz – axa perpendiculară pe cea mai mică aripă

- dacă este necesar :

uu – axa principală de inerție tare (atunci când nu corespunde cu axa yy)

vv – axa principală de slabă inerție (când nu corespunde cu axa yy)

(3) Simbolurile utilizate pentru dimensiuni și axele secțiunilor laminate de oțel sunt indicate în [figura 1.1.](#)

(4) Pentru secțiunile laminate din oțel, caracteristicile secțiunii transversale erau intabulate până acum în norme, cu următoarea convecție pentru axe :

x – axa paralelă cu tălpile sau pe cea mai mică aripă

y – axa paralelă pe tălpi sau pe cea mai mică aripă

(5) În ceea ce privește indicii ce indică axele pentru momente, convecția este de a utiliza axa în jurul căreia acționează momentul

(6) De exemplu, pentru un profil 1 încovoiat în planul inimii, momentul este notat M_y căci el acționează în jurul axei secțiunii paralelă cu tălpile .

[\[top\]](#)

2. BAZE DE CALCUL

2.1. Exigențe fundamentale

(1) O structură trebuie să fie calculată și realizată de o asemenea manieră încât :

- cu o probabilitate acceptabilă, ca să rămână aptă utilizării pentru care a fost prevăzută, ținând cont de durata sa de viață avută în vedere și de costul său, și

- cu grade acceptate de fiabilitate, ea să reziste tuturor acțiunilor și altor influențe susceptibile de manifestare atât în timpul execuției cât și pe durata exploatarei și să aibă o durabilitate convenabilă având în vedere cheltuielile de întreținere .

(2) O structură trebuie să fie de asemenea concepută și dimensionată de o asemenea manieră astfel încât să nu poată fi stricată (să nu i se aducă daune) de către evenimente ca explozii, șocuri sau consecințe ale unor erori umane, într-o măsură disproporționată în raport cu cauza de proveniență (de origine) .

(3) Se convine să se limiteze sau să se evite stricarea (deteriorarea) potențială prin alegerea uneia sau mai multora din soluțiile următoare :

- evitarea, eliminarea sau reducerea pericolelor potențiale la care structura ar putea fi expusă ;

- alegerea unui tip de structură puțin sensibil la pericolele potențiale luate în considerare ;

- alegerea tipului și concepția structurii de o manieră ca ea să subziste (să dăinuie) scoaterii accidentale a unuia dintre elementele sale ;

- legarea elementelor structurale între ele .

(4) Pentru a satisface exigențele de mai sus, se stabilește să se aleagă convenabil materialele, să se definească o concepție, o dimensionare și detalii constructive corespunzătoare și să se specifice procedurile de control adaptate proiectului considerat, stadiului de uzinare, de execuție (montaj) și de exploatare .

2.2. Definiții și clasificări

2.2.1. Stări limită și situații (condiții) de proiectare

2.2.1.1. Stări limită

(1) Stările limită sunt stări după care structura nu mai satisface exigențele de performanță pentru care a fost concepută .

Stările limită sunt clasificate în :

- stări limită ultime

- stări limită de serviciu (de exploatare normală)

(2) Stările limită ultime sunt asociate prăbușirii (cedării) structurii sau altor forme de ruină structurale care poate pune în pericol securitatea (siguranță) persoanelor .

(3) Stările precedând cedarea structurii care, pentru rațiuni de simplificare, sunt considerate în locul cedării (ruinei) propriu-zisă, sunt în mod egal clasificate și tratate ca stări limită ultime .

(4) Stările limită care pot fi luate în considerare cuprind în special :

- pierderea echilibrului structurii sau uneia din părțile sale, considerată ca un corp rigid ;
- cedarea (ruina) prin deformarea excesivă sau pierderea stabilității structurii sau uneia din părțile sale, inclusiv reazemele și fundațiile .

(5) Stările limită de serviciu (de exploatare normală) corespund stărilor după care criteriile specifice exploatării nu mai sunt satisfăcute .

(6) Stările limită de serviciu (de exploatare normală) care pot fi luate în considerare cuprind în special :

- deformațiile sau săgețile care afectează aspectul sau exploatarea eficientă a construcției (inclusiv funcționarea mașinilor sau serviciilor) sau care provoacă daune finisajelor sau unor elemente structurale ;
- vibrațiile care incomodează ocupanții, deteriorând clădirea sau conținutul său sau care-i limitează eficacitatea sa funcțională .

2.2.1.2. Situații (condiții) de proiectare

(1) Situațiile (condițiile) de proiectare sunt clasificate în :

- situații (condiții) durabile (de lungă durată) corespunzătoare condițiilor normale de exploatare a construcției ;
- situații (condiții) tranzitorii (de scurtă durată), de exemplu în timpul lucrărilor de execuție – montaj sau a lucrărilor de reparații ;
- situații accidentale .

2.2.2. Acțiuni

2.2.2.1. Definiții și clasificare principală

(1) O acțiune (F) este :

- o forță (încărcare) aplicată pe structură (acțiune directă), sau
- o deformație impusă (acțiune indirectă), de exemplu : efecte termice sau deplasări de reazem

(2) Acțiunile sunt clasificate astfel :

(i) în funcție de variația lor în timp :

- acțiuni permanente (G), ca și cele date de greutatea proprii ale structurilor și echipamentelor fixe
- acțiuni variabile (Q), ca și cele date de încărcările de exploatare, acțiunea vântului sau zăpezii
- acțiuni accidentale, cum sunt cele date de explozii sau șocuri produse de vehicule

(ii) în funcție de variația lor în spațiu :

- acțiuni fixe, de exemplu greutatea proprie (a se consulta 2.3.2.3.2) pentru structurile foarte sensibile la variația greutății proprii)
- acțiuni libere, putând avea diferite dispoziții geometrice, de exemplu încărcări de exploatare mobile, acțiunea vântului, acțiunea zăpezii

(3) Clasificări suplimentare legate de răspunsul structurii sunt date în clauze specificate .

2.2.2.2. Valori caracteristice ale acțiunilor

(1) Valorile caracteristice F_k sunt precizate :

- în ENV 1991 Eurocod 1 sau în alte coduri specifice, sau
- de către client, sau de proiectant în colaborare cu clientul, cu condiția să fie respectate prescripțiile minimale prevăzute în normele de încărcări specifice sau pretinse de autorități competente

(2) Pentru acțiuni permanente al căror coeficient de variație este mare sau dacă acțiunile sunt susceptibile de a varia în timpul duratei de viață a structurii (de exemplu anumite sarcini permanente ale superstructurilor), se disting două valori caracteristice: o valoare superioară ($G_{k,sup}$) și o valoare inferioară ($G_{k,inf}$). În alte cazuri, o singură valoare (G_k) este suficientă .

(3) Greutatea proprie a structurii poate, în majoritatea cazurilor, să fie calculată pe baza dimensiunilor nominale și maselor volumice (densităților) medii .

(4) Pentru acțiuni variabile, valoarea caracteristică (Q_k) corespunde :

- fie la o valoare superioară care prezintă o posibilitate acceptabilă *a priori* de a nu fi depășită sau la o valoare inferioară care prezintă o posibilitate acceptată *a priori* de a nu fi atinsă în timpul unei anumite durate de referință, ținând cont de durata de viață avută în vedere a construcției sau de durata propusă de condițiile proiectului
- fie o valoare specifică

(5) Pentru acțiunile accidentale, valoarea caracteristică A_k (când ea este necesară) corespunde, în general, o valoare specifică .

2.2.2.3. Valori reprezentative ale acțiunilor variabile

(1) Principala valoare reprezentativă este valoarea caracteristică Q_k .

(2) Alte valori reprezentative sunt legate de valoarea caracteristică Q_k cu ajutorul unui factor ψ_i . Aceste valori sunt definite astfel :

- valori de combinație (de grupare) : $\psi_0 Q_k$ (vezi 2.3.2.2)

- valori frecvente : $\psi_1 Q_k$ (vezi 2.3.4)

- valori cvasipermanentă : $\psi_2 Q_k$ (vezi 2.3.4)

(3) Valori reprezentative suplimentare sunt folosite la verificarea rezistenței la oboseală precum și la analiza dinamică .

(4) Valorile factorilor ψ_0 , ψ_1 , ψ_2 sunt precizate în ENV 1991 Eurocod 1 sau în alte norme de încărcări specifice, sau de către client, sau de proiectant de comun acord cu clientul, cu condiția să fie respectate prescripțiile minimale prevăzute în norme de încărcări specifice sau cerute de autorități competente .

2.2.2.4. Valori de calcul ale acțiunilor

(1) Valoarea de calcul F_d a unei acțiuni este exprimată, în termenii generali de formula :

$$F_d = \gamma_F F_k(1)$$

unde γ_F este coeficientul parțial de siguranță pentru acțiunea considerată, care ține cont, de exemplu, de posibilitatea depășirii în sens favorabil a nivelului intensității acțiunilor, de modelarea imprecisă a acțiunilor, de incertitudinile în evaluarea efectelor acțiunilor sau de starea limită considerată .

(2) Exemple specifice pentru γ_F sunt :

$$G_d = \gamma_G G_k$$

$$Q_d = \gamma_Q Q_k \text{ sau } \gamma_Q \psi_i Q_k$$

$$A_d = \gamma_A A_k \text{ (dacă } A_d \text{ nu este specificată direct)}$$

(3) Valorile de calcul superioară și inferioară ale acțiunilor permanente sunt exprimate mai jos :

- dacă este folosită o singură valoare caracteristică G_k (vezi 2.2.2.2. (2)), atunci :

$$G_{d,sup} = \gamma_{G,sup} G_k$$

$$G_{d,inf} = \gamma_{G,inf} G_k$$

- dacă sunt folosite cele două valori caracteristice, superioară și inferioară, ale acțiunilor permanente (vezi 2.2.2.2 (2)), atunci :

$$G_{d,sup} = \gamma_{G,sup} G_{k,sup}$$

$$G_{d,inf} = \gamma_{G,inf} G_{k,inf}$$

unde :

$G_{k,sup}$ este valoarea caracteristică superioară a acțiunii permanente

$G_{k,inf}$ este valoarea caracteristică inferioară a acțiunii permanente

$\gamma_{G,sup}$ este valoarea superioară a coeficientului parțial de siguranță pentru acțiunea permanentă

$\gamma_{G,inf}$ este valoarea inferioară a coeficientului parțial de siguranță pentru acțiunea permanentă

2.2.2.5. Valori de calcul ale efectelor acțiunilor

(1) Efectele (E) ale acțiunilor sunt răspunsurile structurilor la acțiuni (de exemplu, solicitări, tensiuni, deformații). Valorile de calcul (E_d) ale efectelor acțiunilor sunt determinate plecând de la valorile de calcul ale acțiunilor, de datele (elementele) geometrice și de proprietățile materialelor, având loc o relație de forma :

$$E_d = E(F_d, a_d, \dots) \quad (2.2)$$

unde a_d este definit la 2.2.4.

2.2.3. Proprietăți materiale

2.2.3.1. Valori caracteristice

(1) O proprietate a unui material este reprezentată printr-o valoare caracteristică X_k , valoare care corespunde în general unei fracțiuni în distribuția statistică propusă pentru această proprietate particulară; ea este fixată prin norme specifice și controlată în condiții date (specificate) .

(2) În anumite cazuri, o valoare nominală este folosită ca valoare caracteristică .

(3) În ceea ce privește structurile din oțel, proprietățile materialelor sunt în general reprezentate prin valorile nominale folosite în calitate de valori caracteristice .

(4) O proprietate a unui material poate avea două valori caracteristice, valoarea superioară și valoarea inferioară. În majoritatea cazurilor se ia în considerare valoarea inferioară. Totuși, se convine să se considere valorile cele mai ridicate ale limitei de elasticitate de exemplu, în unele cazuri particulare unde subestimarea rezistenței ar putea conduce la o siguranță redusă .

2.2.3.2. Valori de calcul

(1) Valoarea de calcul X_d a unei proprietăți a materialului este definită în general prin :

$$X_d = \frac{X_k}{\gamma_M}$$

unde γ_M este coeficientul parțial de siguranță care se aplică la proprietatea considerată a materialului .

(2) În ceea ce privește structurile din oțel, rezistența de calcul R_d este determinată, în general, direct plecând de la valorile caracteristice ale proprietăților materialului și de la datele geometrice, astfel :

$$R_d = \frac{R(X_k, a_k, \dots)}{\gamma_M} \quad (2.3)$$

unde γ_M este coeficientul parțial de siguranță care se aplică la rezistență

(3) Valoarea de calcul R_d poate fi determinată prin încercări (studii). Orientări referitoare la acest subiect sunt date în capitolul 8 „Concepție și dimensionare asistată experimental” .

2.2.4. Date geometrice

(1) Datele geometrice sunt în general reprezentate prin valori nominale

$$a_d = a_{nom} \quad (2.4)$$

(2) În anumite cazuri, valorile geometrice de calcul sunt definite prin :

$$a_d = a_{nom} + \Delta_a \quad (2.5)$$

Valorile lui Δ_a sunt date în clauze acceptate .

(3) Pentru imperfecțiunile de care se ține cont în analiza globală a structurii, vezi 5.2.4.

2.2.5. Disponerea încărcărilor și cazuri de încărcare

(1) O dispunere a încărcărilor este determinată fixând (precizând) poziția, nivelul intensității și direcția unei acțiuni libere .

(2) Un caz de încărcare este determinat fixând (precizând) dispunerile compatibile ale încărcărilor și ansamblul de deformații și imperfecțiuni considerate pentru o încărcare dată .

2.3. Exigențe de calcul

2.3.1. Generalități

(1) Trebuie verificat prin calcul că nici una din stările limită luate în considerare nu este depășită .

(2) Toate situațiile proiectului și toate cazurile de încărcare prevăzute pentru construcție trebuie să fie considerate .

(3) Eventualele ecarturi (diferențe) privitoare la direcțiile sau pozițiile propuse ale acțiunilor trebuie luate în considerare .

(4) Calculele se vor efectua utilizând modelele apropiate (completate, la nevoie, prin încercări) cuprinzând toate variabilele considerate. Modelele trebuie să fie destul de precise pentru a permite să se prevadă comportarea structurii, în limita permisă de nivelul de fabricație susceptibil de a fi atins și fiabilitatea date de baza de calcul .

2.3.2. Stări limită ultime

2.3.2.1. Condiții de verificare

(1) Dacă se consideră o stare limită de echilibru static sau de mari deplasări ori deformații, trebuie să se verifice că :

$$E_{d,dst} \leq E_{d,stab} \quad (2.6)$$

unde $E_{d,dst}$ este efectul de calcul al acțiunilor destabilizatoare ,

și $E_{d,stab}$ este efectul de calcul al acțiunilor stabilizatoare

(2) Dacă se consideră o stare limită de rupere sau de deformație excesivă a unei secțiuni transversale, a unui element sau a unei îmbinări, trebuie să se asigure, cu excepția unei verificări la oboseală, că :

$$S_d \leq R_d \quad (2.7)$$

unde S_d este valoarea de calcul a unei solicitări (sau a torsorului unei solicitări) și

R_d este rezistența de calcul corespunzătoare, fiecare ținând cont de valorile de calcul respective ale tuturor proprietăților structurii

(3) Dacă se consideră o stare limită de formare a unui mecanism în structură, trebuie să se verifice că mecanismul nu se produce – dacă acțiunile nu depășesc valorile lor de calcul – ținând cont de valorile de calcul respective ale tuturor proprietăților structurii .

(4) Dacă efectele de ordinul doi conduc la luarea în considerare a unei stări limită de stabilitate, trebuie să verifice că instabilitatea nu survine (apare), dacă acțiunile nu depășesc valorile lor de calcul, ținând cont de valorile de calcul respective ale tuturor proprietăților structurii. Astfel, secțiunile trebuie verificate conform aliniatului (2) de mai sus (adică conform prevederii de la punctul 2.3.2.1. (2)) .

(5) Dacă oboseală conduce la considerarea unei stări limită de rupere (cedare), trebuie să se verifice că $D_d \leq 1.0$, D_d fiind valoarea de calcul a defectelor cumulate, vezi capitolul 9, relația (9.6), de la paragraful 9.5.2.2. din prezenta normă.

(6) Dacă se consideră efectele acțiunilor, trebuie să se verifice că:

$$E_d \leq C_d \quad (2.8)$$

unde E_d este valoarea de calcul pentru efectul particular al acțiunilor luat în considerare, și

C_d este capacitatea de calcul pentru acest efect al acțiunilor

2.3.2.2. Combinații (grupări) de încărcări

(1) Pentru fiecare caz de încărcare, valorile de calcul E_d ale efectelor acțiunilor trebuie să fie determinate aplicând reguli de combinație (grupare) cu valorile de calcul ale acțiunilor precizate în tabelul 2.1.

(2) Valorile de calcul din tabelul 2.1 trebuie să fie combinate după regulile următoare, date sub formă simbolică în continuare:

- Situații de proiect durabile și tranzitorii (de durată și temporare) pentru verificări, altele decât cele privind oboseala (combinații fundamentale):

$$\sum \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_{QA} Q_{k,A} + \sum \gamma_{Qj} \psi_{0,j} Q_{k,j} \quad (2.9)$$

Tabelul 2.1

Valori de calcul ale acțiunilor utilizate în combinațiile (grupările) de acțiuni

Situația considerată la proiectare	Acțiuni permanente G_d	Acțiuni variabile Q_d		Acțiuni accidentale A_d
		Acțiune variabilă de bază	Acțiuni variabile în combinație	
Durabilă (de durată) și tranzitorie (temporară)	$\gamma_G G_k$	$\gamma_0 Q_k$	$\psi_0 \gamma_0 Q_k$	-
Accidentală (cu excepția specificării diferite date pe altă cale)	$\gamma_{GA} G_k$	$\psi_1 Q_k$	$\psi_2 Q_k$	$\gamma_A A_k$ dacă A_d nu este specificată direct

- Situații de proiect accidentale (dacă diferite ale specificații nu sunt date pe altă cale):

$$\sum \gamma_{GA,j} G_{k,j} + A_d + \psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum \psi_{2,j} Q_{k,j} \quad (2.10)$$

unde:

$G_{k,j}$ sunt valori caracteristice ale acțiunilor permanente

$Q_{k,1}$ este valoarea caracteristică a uneia dintre acțiunile variabile

$Q_{k,j}$ sunt valori caracteristice ale altor acțiuni variabile

A_d valoare de calcul (valoare specifică) a acțiunii accidentale

$\gamma_{G,j}$ este coeficient parțial de siguranță aplicat acțiunii permanente $G_{k,j}$

$\gamma_{GA,j}$ este coeficient parțial de siguranță aplicat lui $G_{k,j}$ în cazul situațiilor accidentale

$\gamma_{Q,j}$ este coeficient parțial de siguranță aplicat acțiunii variabile $Q_{k,j}$ și

ψ_0, ψ_1, ψ_2 sunt coeficienți definiți la 2.2.2.3.

(3) Combinații relative la situațiile accidentale pot fie să comporte o acțiune explicită accidentală A, fie să se refere la o situație ce survine după un eveniment accidental ($A=0$). Dacă nu este o altă specificare, se poate utiliza $\gamma_{G,A} = 1,0$.

(4) Acțiuni indirecte trebuie să fie introduse, dacă este cazul, în expresiile (2.9) și (2.10).

(5) Pentru problemele de oboseală, a se vedea capitolul 9.

(6) Combinații simplificate pentru structuri de clădiri sunt date în paragraful 2.3.3.1.

2.3.2.3. Valori de calcul ale acțiunilor permanente

(1) În diferitele combinații definite mai înainte, acțiunile permanente al căror efect mărește pe cel al acțiunilor variabile (producând efecte defavorabile) trebuie să fie considerate cu valoarea de calcul superioară iar atunci când efectul acestora dimensionează pe cel al acțiunilor variabile (producând efecte favorabile) sunt luate cu valoarea lor de calcul inferioară (vezi 2.2.2.4. (3)).

(2) Când rezultatele unei verificări pot fi foarte sensibile la variațiile nivelului de intensitate al unei aceeași acțiuni permanente de la un capăt la altul al structurii, această acțiune trebuie să fie considerată ca și cum ar fi compusă dintr-o parte favorabilă și o parte defavorabilă. Acestea se aplică, în particular, la verificarea echilibrului static (vezi 2.3.2.4.).

(3) Când o acțiune permanentă este considerată ca și cum ar fi compusă dintr-o parte favorabilă și o parte defavorabilă, se poate lua în considerare corelația între aceste părți adoptând valori de calcul specifice (vezi 2.3.3.1. (3) pentru structuri de clădiri).

(4) Cu excepția cazurilor menționate la 2.3.2.3. (2), se convine să se reprezinte în toată structura fiecare acțiune permanentă, în totalitatea sa, prin cea a celor două valori de calcul, superioară și inferioară, ceea ce conduce la efectele cele mai defavorabile pentru o verificare dată.

(5) Pentru grinzi continue și schelete de clădiri, aceeași valoare de calcul a greutateii proprii a structurii (evaluată așa cum este indicat la 2.2.2.2. (3)) poate fi aplicată tuturor traveilor, cu excepția cazurilor referitoare la echilibrul static (vezi 2.3.2.4.).

2.3.2.4. Verificare de echilibru static

(1) Pentru verificarea de echilibru static, acțiunile destabilizatoare (defavorabile) trebuie să fie reprezentate valoarea lor de calcul superioară și acțiunile stabilizatoare (favorabile) prin valoarea lor de calcul inferioară (vezi 2.3.2.1. (1)).

(2) Pentru a ține cont de efecte stabilizatoare, nu trebuie să se includă în combinație decât acțiunile de care în mod cert se poate presupune că există (acționează) în situația considerată.

(3) Se convine să se aplice acțiunile variabile când ele măresc efectele destabilizatoare dar să nu se aplice în cazurile unde ele măresc efectele stabilizatoare.

(4) Se convine să se aibă în vedere posibilitatea ca elementele nestructurale să poată fi puse la locul lor sau să fie scoase.

(5) Valorile de calcul ale acțiunilor permanente sunt alese examinând dacă efectele stabilizatoare sau destabilizatoare rezultă:

- din părțile defavorabilă și favorabilă a unei aceeași acțiuni permanente, vezi (9) de mai jos (2.3.2.4. (9)), și/sau

- din diferite acțiuni permanente, vezi (10) de mai jos (2.3.2.4. (10)).

(6) Greutățile proprii ale elementelor structurale sau nestructurale independente și constituite din diferite materiale de construcție sunt tratate ca acțiuni permanente diferite.

(7) Greutatea proprie a unei structuri omogene se tratează ca o acțiune permanentă unică, compusă dintr-o parte favorabilă și o parte defavorabilă.

(8) Greutățile proprii ale părților esențialmente similare ale unei structuri (sau elemente nestructurale esențialmente de aceeași natură) pot fi de asemenea tratate ca părți favorabile sau defavorabile ale unei acțiuni permanente unice.

(9) Pentru structuri de clădiri, coeficienții parțiali de siguranță speciali, dați în 2.3.3.1. (3) se aplică părților defavorabilă sau favorabilă a unei aceeași acțiuni permanente, așa cum s-a avut în vedere la 2.3.2.3. (2).

(10) Pentru structuri de clădiri, coeficienții parțiali de siguranță normali, dați la 2.3.3.1. (1), se aplică acțiunilor permanente altele decât cele vizate la 2.3.2.4. (9) .

(11) Pentru acțiuni permanente întrevăzute limitate sau întrevăzute controlate, prevederile mai mici ale coeficienților parțiali de siguranță pot fi utilizate în alte părți ale ENV 1993 Eurocod 3 .

(12) Când incertitudinea asupra unei dimensiuni geometrice influențează într-un mod semnificativ verificarea echilibrului static, această dimensiune trebuie a fi introdusă în verificare cu valoarea cea mai defavorabilă care poate fi rațional atinsă .

2.3.3. Coeficienți parțiali de siguranță pentru stările limită ultime

2.3.3.1. Coeficienți parțiali de siguranță pentru acțiuni exercitate pe structuri de clădiri

(1) Pentru situații de proiect durabile și tranzitorii (de durată sau temporare), trebuie să fie utilizați coeficienții parțiali de siguranță dați în tabelul 2.2.

(2) Pentru situații accidentale la care se aplică ecuația (2.10), coeficienții parțiali de siguranță pentru acțiuni variabile se iau egali cu 1,0 .

(3) Dacă, în conformitate cu 2.3.2.3. (2) o acțiune permanentă unică este considerată ca și cum ar fi compusă dintr-o parte favorabilă și o parte defavorabilă, partea favorabilă în alternativă, se asociază cu $\gamma_{G,inf} = 1,1$ și partea defavorabilă $\gamma_{G,sup} = 1,35$ cu condiția ca aplicarea lui $\gamma_{G,inf} = 1,0$ atât la partea favorabilă cât și la partea defavorabilă să nu conducă la un efort mai defavorabil .

Tabelul 2.2.

Coeficienți parțiali de siguranță : acțiuni asupra scheletelor de clădiri pentru situații de proiect durabile și tranzitorii

	Acțiuni permanente (γ_G)	Acțiuni variabile (γ_0)	
		Acțiune variabilă de bază	Acțiuni variabile în combinație
Efect favorabil $\gamma_{F,inf}$	1,0 ⁽¹⁾	(2)	(2)
Efect defavorabil $\gamma_{F,sup}$	1,35 ⁽¹⁾	1,5	1,5
(1) Vezi de asemenea și 2.3.3.1. (3)			
(2) Vezi ENV 1991 Eurocod 1; în cazuri normale, pentru structuri de clădiri $\gamma_{Q,inf} = 0$			

(4) Dacă corespunde efectului vectorial pot varia independent, se convine să se multiplice componenta favorabilă (de exemplu forța longitudinală) printr-un coeficient de reducere:

$$\Psi_{vec} = 0,8$$

(5) Pentru structuri de clădiri, în scopul simplificării, combinația (2.9) poate fi înlocuită cu aceea dintre combinațiile (grupările) de mai jos care apare cea mai defavorabilă (stânjenitoare) :

- cu luarea în considerare a unei singure acțiuni variabile, cea mai defavorabilă :

$$\sum \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} \quad (2.11)$$

- cu luarea în considerare a tuturor acțiunilor variabile defavorabile :

$$\sum \gamma_{G,j} G_{k,j} + 0,9 \sum \gamma_{Q,i} Q_{k,i} \quad (2.12)$$

2.3.3.2. Coeficienți parțiali de siguranță pentru rezistențe

(1) Coeficienții parțiali de siguranță referitori la rezistențe sunt dați în articolele specificate ale capitolelor 5 și 6 din prezenta normă .

(2) Dacă proprietățile structurii sunt determinate pe care experimentală se fac referiri la capitolul 8 .

(3) În ceea ce privește verificarea la oboseală, se fac referiri la capitolul 9 .

2.3.4. Stări limită de serviciu (exploatare normală)

(1) Trebuie să se verifice că :

$$E_d \leq C_d \text{ sau } E_d \leq R_d \quad (2.13)$$

unde:

C_d – este valoarea nominală sau o funcție de anumite proprietăți de calcul ale materialelor relativă la efectul acțiunilor considerate

E_d – este efectul de calcul al acțiunilor, determinată pe baza uneia dintre combinațiile (grupările) definite mai jos .

Tipul de combinație (grupare) reținut pentru o verificare dată la starea limită de serviciu (de exploatare normală) este desemnat în clauza corespondentă din capitolul 4 (vezi 4.2.1. (4) și 4.3.1. (4)) .

(2) Expresiile următoare definesc trei tipuri de combinații (grupări) ale acțiunilor pentru stările limită de serviciu (de exploatare normală) .

Combinație (grupare) rară :

$$\sum_j G_{k,j} + Q_{k,1} + \sum_{b1} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (2.14)$$

Combinație (grupare) frecventă :

$$\sum_j G_{k,j} + \psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum_{b1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (2.15)$$

Combinație (grupare) cvasi – permanentă :

$$\sum_j G_{k,j} + \sum_{z1} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (2.16)$$

Notațiile sunt definite la 2.3.2.2. (2) .

(3) Dacă reguli simplificate adaptate sunt date în anumite clauze referitoare la stările limită de serviciu (de exploatare normală), nu se pretind calcule detaliate făcând apel la combinații de acțiuni .

(4) Dacă se justifică dimensionarea la starea limită de serviciu prin calcule detaliate (laborioase), se poate, în cazul structurilor de clădiri, să se folosească combinații (grupări) simplificate .

(5) Pentru structuri de clădiri, în scopul simplificării, expresia (2.14) pentru combinația rară poate fi înlocuită cu aceea dintre combinațiile (grupările) următoare, care este cea mai defavorabilă (stânjenitoare) :

- cu luarea în considerație a unei singure acțiuni variabile cea mai defavorabilă :

$$\sum_j G_{k,j} + Q_{k,1} \quad (2.17)$$

- cu luarea în considerație a tuturor acțiunilor variabile defavorabile :

$$\sum_j G_{k,j} + 0,9 \sum_{z1} Q_{k,i} \quad (2.18)$$

(6) Coeficienții γ_M trebuie să fie egali cu 1,0 pentru toate stările limită de serviciu (de exploatare normală) cu excepția specificării diferite în clauze particulare .

2.4. Durabilitate

(1) Pentru a asigura o durabilitate convenabilă unei construcții, trebuie să se țină cont de următorii factori precum și de interacțiunea lor :

- utilizarea construcției ;
- performanțe cerute ;
- condiții previzibile de mediu înconjurător ;
- compoziție, proprietăți și performanțe ale materialelor ;
- forma elementelor și dispoziții constructive ;
- calitatea fabricației (uzinării) și nivelul de control ;
- măsuri particulare de protecție ;
- mentenanța prevăzută în timpul duratei de viață prevăzută pentru construcție .

(2) Condițiile de mediu înconjurător, în interiorul și în exteriorul lucrării, trebuie să fie estimate chiar din stadiul de proiect, în scopul de a evalua influența lor vis-a-vis de durabilitate și pentru a permite să se ia măsuri corespunzătoare pentru protecția animalelor .

2.5. Rezistența la foc

(1) Pentru problemele rezistenței la foc, se fac referiri în ENV 1993-1-2 Eurocod 3 : Partea 1.2

[\[top\]](#)

3. MATERIALE

3.1. Generalități

- (1) Proprietățile materialelor date în acest capitol sunt valori nominale de adoptat în calitate de valori caracteristice în calculele de proiectare .
- (2) Alte proprietăți ale materialelor sunt date în normele de referință adiacente a căror listă face obiectul anexei B (normativ) .

3.2. Oțel de construcții

3.2.1. Obiect

- (1) Această parte 1.1 a ENV 1993Eurocod 3 se referă ca concepția și calculul structurilor fabricate cu oțeluri conform normelor de referință 1, (vezi anexa B (normativ)) .
- (2) Alte oțeluri de construcții pot fi de asemenea folosite dacă se dispune de date necesare permițând să justifice în acest caz aplicarea regulilor de calcul și de fabricație (uzinare) prevăzute în prezenta normă. Metodele de încercări și interpretare a rezultatelor trebuie să fie conforme cu dispozițiile din capitolele 2 și 8 din această parte 1.1 , astfel încât exigențele trebuie să se alinieze celor cerute în norma de referință 1 .
- (3) Pentru oțeluri de înaltă rezistență, vezi anexa D (anexă normativă, în pregătire) .

3.2.2. Proprietăți ale oțelurilor laminate

3.2.2.1. Valori nominale

- (1) Valorile nominale ale limitei de elasticitate f_u și rezistenței la tracțiune f_y ale oțelurilor laminate la cald sunt date în tabelul 3.1. pentru nuanțele (mărcile) de oțeluri Fe 360, Fe 430 și Fe 510 conform normelor EN 10025 și pentru nuanțele (mărcile) Fe E 275 și Fe E 355 conform normelor pr. EN 10113 .

Tabelul 3.1.

Valori nominale ale limitei de elasticitate f_y și rezistenței la tracțiune f_u ale oțelurilor de construcții conform normelor EN 10025 sau pr. EN 10113

Nuanța (marca) oțelului	Grosimea t în mm ¹⁾			
	$t \leq 40$ mm		$40 \text{ mm} < t \leq 100$ mm	
	f_y (N/mm ²)	f_u (N/mm ²)	f_y (N/mm ²)	f_u (N/mm ²)
EN 10025				
Fe 360	235	360	215	340
Fe 430	275	430	255	410
Fe 510	355	510	335	490
pr. EN 10113				
Fe E 275	275	390	255	370
Fe E 355	355	490	335	470
¹⁾ t este grosimea nominală a elementului ²⁾ 63 mm pentru plăci și alte produse plate din oțel sub condiția TM din norma pr. EN 10133-3				

- (2) Valorile nominale din tabelul 3.1. pot fi adoptate, în calcule, în calitate de valori caracteristice .
- (3) Se pot folosi, ca alternativă, valorile nominale specificate în normele EN 10025 și pr. EN 10113, care acoperă o plajă mai largă de grosimi .
- (4) Aceleași valori pot fi adoptate pentru secțiuni tubulare laminate la cald folosite în construcții .
- (5) Pentru oțeluri de înaltă rezistență, a se face referire la anexa D (anexă normativă, în pregătire) .

3.2.2.2. Analiză în plasticizare (în plastic)

- (1) Analiza de plasticizare (vezi 5.2.1.4) poate fi utilizată în analiza globală a structurilor sau a elementelor lor cu condiția că oțelul să satisfacă condițiile suplimentare următoare :

- raportul dintre rezistența la tracțiune minimală specifică f_u și limita de elasticitate minimală specifică f_y respectă condiția : $f_u / f_y \geq 1,2$

- alungirea la rupere, măsurată pe o epruvetă cu distanța între repere de $5,65\sqrt{A_0}$, (unde A_0 este aria inițială a secțiunii transversale), nu este mai

mică de 15%

- diagrama efort – deformație arată că deformația ultimă ϵ_u corespunzătoare rezistenței la tracțiune f_u reprezintă cel puțin de 20 de ori deformația elastică ϵ_y corespunzătoare limitei de curgere f_y .

(2) Se poate considera că nuanțele (mărcile) de oțeluri din tabelul 3.1. satisfac aceste condiții .

3.2.2.3. Energia de rupere

(1) Materialul trebuie să aibă o energie suficientă de rupere pentru a se evita ruperea fragilă la cea mai scăzută temperatură la serviciu (de exploatare), susceptibilă de a se produce în cursul duratei de viață prevăzută pentru structură .

(2) În cazurile curente ale elementelor sudate sau nesudate ale unui schelet de cădere supus la încercări statice sau la oboseală (însă nu la încărcări dinamice), nu este necesar să se procedeze la o verificare suplimentară la rupere fragilă dacă condițiile indicate în tabelul 3.2, sunt satisfăcute .

(3) Pentru oțeluri de înaltă rezistență se vor face referiri la anexa D (anexă normativă) .

(4) Pentru toate celelalte cazuri, se convine să se facă referiri la anexa C (anexă informativă) .

3.2.3. Proprietăți ale oțelurilor elementelor formate la rece

(1) Valorile nominale ale limitei de elasticitate și ale rezistenței la tracțiune (de adoptat ca valori caracteristice în calcule) pentru elemente din oțel formate la rece sunt specificate în ENV 1993-1-3 Eurocod 3 : Partea 1.3 (în pregătire) .

(2) Limita de elasticitate medie pentru profilele cu secțiune închisă formate la rece trebuie să fie determinată în conformitate cu indicațiile din [figura 5.5.2](#).

Tabelul 3.2.

Grosimea maximală a elementelor structurale supuse la încărcări statice, fără referire la anexa C (informativ)

Nuanța (marca) și calitatea oțelului	Grosimea maximală (mm) pentru cea mai joasă temperatură de serviciu					
	0°C		-10°C		-20°C	
Condiții de serviciu	S ₁	S ₂	S ₁	S ₂	S ₁	S ₂
EN 10025 ¹⁾						
Fe 360B	150	41	108	30	74	22
Fe 360C	250	110	250	75	187	53
Fe 360D	250	250	250	212	250	150
Fe 430B	9	26	63	19	45	14
Fe 430C	250	63	150	45	123	33
Fe 430D	250	150	250	127	250	84
Fe 510B	40	12	29	9	21	6
Fe 510C	106	29	73	21	52	16
Fe 510D	250	73	177	52	150	38
Fe 510 DD ²⁾	250	128	250	85	250	59
pr. EN 10113 ³⁾						
Fe E 275 KG ⁴⁾	250	250	250	192	250	150
Fe E 275 KT	250	250	250	250	250	250
Fe E 355 KG ⁴⁾	250	128	250	85	250	59
Fe E 355 KT	250	250	250	250	250	150
Condiții de serviciu ⁵⁾						
S ₁ : - fie nesudat - fie în compresiune						
S ₂ : - fie sudat - fie în întindere						

În cele două cazuri din acest tabel este presupus un regim de încărcare R1 și de consecințele rupei în condiția C2, vezi anexa C (informativă)

Note :

(1) Pentru secțiuni laminate de grosime mai mare de 100 mm, energia minimală Charpy specificată în norma EN 10025 este supusă aprobării. Pentru grosimi mergând până la 150 mm, o valoare minimală de 27 J este pretinsă la temperatura de încercare specifică; pentru grosimi cuprinse între 150 și 250 mm această valoare este de 23 J .

(2) Pentru nuanțele (mărcile) Fe 510 DD din norma EN 10025, energia minimală specifică este de 40J la -20°C. Grosimile date în tabel pentru acest oțel presupun o valoare echivalentă cu 27J la -30°C .

(3) Pentru oțeluri cu grosime superioară celei de 150 mm livrate în condițiile N ale normei pr. EN 10113-2 și pentru oțeluri livrate în condițiile TM ale normei pr. EN 10113-3 a căror grosime este mai mare de 150 mm pentru produse lungi și 63 mm pentru produse plate, energia minimală Charpy V specificată în norme din seria pr. EN 10113 este supusă aprobării. Pentru grosimi cuprinse între 150 și 250 mm această valoare este de 23 J. Se convine să se adopte o temperatură de încercare de -30°C pentru oțeluri de calitate KG și de -50°C pentru oțeluri de calitate KT .

(4) Pentru oțeluri de calitate KG din norma pr. EN 10113 valorile minimale specificate pentru energia Charpy V este de 40J la -20°C. Grosimile date în tabel pentru aceste oțeluri presupun o valoare echivalentă de 27J la -30°C .

(5) Anexa C (informativă) dă toate precizările asupra acestor condiții

3.2.4. Dimensiuni, mase și toleranțe

(1) Dimensiunile și masa tuturor profilelor, plăcilor (tablelor) și profilelor tubulare din oțel laminat cât și toleranțele lor dimensionate și de masă, trebuie să fie conforme cu cele stipulate în norma de referință 2 (vezi anexa B) .

3.2.5. Valori de calcul ale anumitor proprietăți de material

(1) Pentru oțeluri acoperite prin prezentul Eurocod se va ține seama în calcule de următoarele valori ale proprietăților materialului :

- modul de elasticitate longitudinal $E = 210000 \text{ N/mm}^2$

- modul de forfecare $G = E / [2(1+\nu)]$

- coeficientul lui Poisson $\nu = 0,3$

- coeficientul de dilatare $\alpha = 12 \cdot 10^{-6} / ^\circ\text{C}$

- masa volumică $\rho = 7850 \text{ kg/m}^3$

3.3. Mijloace de îmbinare

3.3.1. Generalități

(1) Mijloacele de îmbinare (asamblare) trebuie să fie apropiate (corespunzătoare) condițiilor specifice utilizării lor .

(2) Mijloacele de asamblare (îmbinare) înseamnă: buloanele (șuruburile), elementele de legătură lucrând prin frecare, precum și niturile și sudurile; vezi pentru fiecare normă de referință anexa B (normativ) .

3.3.2. Buloane (șuruburi), piulițe și rondel (șaibe)

3.3.2.1. Generalități

(1) Buloanele (șuruburile), piulițele și rondel (șaibe) trebuie să fie conforme normei de referință 3, vezi anexa B (normativă) .

(2) Buloanele (șuruburile) de clasă (grupă) inferioară clasei 4.6 sau de clasă (grupă) superioară clasei 10.9 nu trebuie să fie folosite decât dacă rezultatele ale unor încercări experimentale au demonstrat că pot fi admise pentru o utilizare particulară .

(3) Valorile nominale ale limitei de elasticitate f_{yb} precum și a rezistenței la tracțiune f_{ub} (de adoptat ca valori caracteristice pentru calcule) sunt date în tabelul 3.3.

Tabelul 3.3.

Valori ale limitei de elasticitate f_{yb} și ale rezistenței la tracțiune f_{ub} pentru buloane (șuruburi), în N/mm^2

Clasa	4.6	4.8	5.6	5.8	6.8	8.8	10.9

(grupa)							
f_{yb}	250	320	300	400	480	640	900
f_{ub}	400	400	500	500	600	800	1000

3.3.2.2. Buloane (șuruburi) pretensionate

(1) Buloanele (șuruburile) de înaltă rezistență pot fi folosite ca buloane (șuruburi) pretensionate, cu strângere controlată, cu condiția de a se conforma stipulărilor cerute în norma de referință 3 (vezi anexa B n.t) .

(2) Alte tipuri de buloane (șuruburi) de înaltă rezistență pot fi utilizate ca buloane (șuruburi) pretensionate cu strângere controlată, dacă există un acord între client și proiectant și o autoritate competentă .

3.3.3. Alte tipuri de elemente de legătură (de îmbinare) pretensionare

(1) Alte tipuri de elemente de legătură (de îmbinare) de înaltă rezistență (cum ar fi nituri speciale de înaltă rezistență) pot fi de asemenea utilizate dacă clientul, proiectantul și autoritatea competentă sunt de acord, cu condiția ca proprietățile lor mecanice să fie similare cu proprietățile cerute pentru buloane (șuruburi) pretensionate și care să fie capabile de a fi strânse într-un mod fiabil la pretensionările specifice .

3.3.4. Nituri

(1) Proprietățile materialelor, dimensiunile și toleranțele niturilor din oțel, trebuie să fie conforme cu condițiile cerute de norma de referință 5 (vezi anexa B (normativă)) .

3.3.5. Produse de adaos la sudare

(1) Toate produsele de adaos la sudare trebuie să fie conforme cu norma de referință 4 (vezi anexa B (normativ)) .

(2) Valorile specifice ale limitei de elasticitate, rezistenței la tracțiune, alungirii la rupere și energiei minime de rupere a epruvetei Charpy – V ale metalului de adaos trebuie să fie cel puțin egale sau superioare valorilor corespondente specifice nuanței (mărcii) de oțel care se sudează .

[\[top\]](#)

4. STĂRI LIMITĂ DE SERVICIU (STĂRI DE EXPLOATARE NORMALĂ)

4.1. Baze

(1) În domeniul lucrărilor metalice, stările limită de serviciu (stări de exploatare normală), (vezi de asemenea 2.2.1.1.), corespund la :

- deformații sau săgeți afectând aspectul sau exploatarea eficientă a construcției (se înțelege funcționarea mașinilor și instalațiilor de producție) ;
- vibrații, oscilații sau deplasări laterale provocând disconfort ocupanților unei construcții sau inconveniente conținutului său ;
- deformații, săgeți, vibrații, oscilații sau deplasări laterale cauzând inconveniente finisajelor sau elementelor nestructurale

(2) Pentru a evita depășirea acestor stări limită, este necesar să se limiteze deformațiile, săgețile și vibrațiile .

(3) Cu excepția acordului între client, proiectant și autoritatea competentă asupra altor valori limită, se convine să se aplice valorile limită indicate în acest capitol .

(4) Dacă analiza globală în plasticizare este folosită pentru verificarea stării limită ultimă, se convine să se examineze eventualitatea ca o redistribuire plastică a solicitărilor s-ar putea de asemenea produce în starea limită de serviciu (starea de exploatare normală). Această redistribuire nu este permisă decât dacă poate fi demonstrat că ea nu se va repeta. De asemenea, trebuie să se țină cont în calculul deformațiilor .

(5) Când buloanele (șuruburile) pretensionate sunt folosite în îmbinări de categoria B (vezi 6.5.3.1. (3), exigențele formulate la 6.5.8. referitor la rezistența la alunecare în starea limită de serviciu (starea de exploatare normală) trebuie să fie satisfăcute .

4.2. Săgeți

4.2.1. Exigențe

(1) Structurile din oțel și elementele lor constitutive trebuie să fie dimensionate într-o asemenea manieră încât săgețile să rămână în limitele pe care clientul, proiectantul și autoritatea competentă le-au considerat, de comun acord, corespunzătoare destinației și ocupării prevăzute a lucrării, cât și de natura materialelor înainte de a fi suportate.

(2) Valorile limită ale săgeților recomandate sunt indicate la 4.2.2. În anumite cazuri, valori mai severe (sau, excepțional, mai puțin severe) se vădesc corespunzătoare destinației lucrării, naturii materialelor pereților, sau pentru asigurarea bunei funcționări a ascensoarelor etc.

(3) Valorile date la 4.2.2. sunt valori empirice. Ele sunt destinate a fi comparate cu rezultatele calculelor și nu a fi interpretate ca fiind criterii de performanță .

(4) Se vor compara valorile calculate plecând de la combinații rare (vezi 2.3.4) la toate limitele din această secțiune (paragraf) 4.2.

(5) Se convine să se calculeze săgețile ținând cont de efectele de ordinul doi, de rigiditatea la rotire a îmbinărilor semirigide și de eventuala apariție a deformațiilor plastice în stare limită de serviciu (de exploatare normală) .

4.2.2. Valori limită

(1) Notațiile valorilor limită ale săgeților indicate mai departe sunt reprezentate în [figura 4.1](#), în cazul grinzii simplu rezemată, unde :

$$\delta_{\max} = \delta_1 + \delta_2 - \delta_0 \quad (4.1)$$

cu :

δ_{\max} - săgeata în stare finală în raport cu dreapta care unește reazemele ;

δ_0 - contrasăgeata grinzii neîncărcată, (stadiul 0) ;

δ_1 - variația săgeții grinzii date de încărcări permanente imediat după punerea în sarcină (stadiul 1) ;

δ_2 - variația săgeții grinzii dată de încărcările variabile majorată cu deformații în timp date de încărcările permanente (stadiul 2) .

(2) În ceea ce privește clădirilor, valori limită recomandate ale săgeților verticale sunt date în tabelul 4.1, unde L este deschiderea grinzii. Pentru consolele grinzilor cu console, lungimea L se consideră de două ori lungimea consolei .

Tabelul 4.1.

Valori limită recomandate pentru săgețile verticale

Condițiuni	Limite (vezi fig. 4.1)	
	δ_{\max}	δ_2
Acoperișuri în general	L / 200	L / 250
Acoperișuri suportând frecvent persoane, altele decât personalul de întreținere	L / 250	L / 300
Planșee în general	L / 250	L / 300
Planșee și acoperișuri suportând închideri din ipsos ori din alte materiale fragile sau rigide	L / 250	L / 350
Planșee care suportă stâlpi (în afară de cazul când săgeata a fost inclusă în analiza globală a stării limită ultime)	L / 400	L / 500
Cazul unde δ_{\max} deranjează aspectul clădirii	L / 250	

(3) Pentru grinzi de căi de rulare și monoraiuri se convine să se limiteze săgețile verticale și orizontale în funcție de utilizare și de clasele de echipament .

(4) În ceea ce privește clădirile, limitele recomandate ale săgeților orizontale în capătul stâlpilor sunt :

- cadre fără pod rulant h / 150

- alte clădiri cu un singur nivel h / 300

- într-o clădiri cu mai multe nivele :

- între etaje succesive h / 300
- pentru structura de ansamblu h_0 / 500

unde : h este înălțimea stâlpului sau etajului

h_0 este înălțimea totală a structurii

4.2.3. Acumulare de apă de ploaie

(1) În cazul acoperișurilor plate sau al acoperișurilor aproape plate având pantă sub 5% se va verifica dacă dispozițiile din proiect permit asigurarea unei evacuări corecte a apei de ploaie, excluzând orice posibilitate de formare de băltoace. În această verificare, se va ține seama de eventualele imprecizii de construcție și de tasări de fundații, de săgețile elementelor de acoperire, de săgețile elementelor structurale, cât și de efectele contrasăgeții. Acestea se aplică la fel planșeele parcajelor sau altor structuri deschise pe margini.

(2) Preintrarea (contrasăgeata) grinzilor poate reduce eventualitatea formării de băltoace din apa de ploaie, cu condiția ca orificiile de evacuare să fie plasate convenabil.

(3) Dacă panta acoperișului este mai mică de 3% trebuie să fie efectuate calcule suplimentare pentru a se verifica că nu este nici un risc de prăbușire sub greutatea apelor:

- fie acumulate în băltoace formate eventual din cauza săgeților elementelor structurale sau elementelor de acoperiș ;

- fie reținute de zăpadă .

4.3. Efecte dinamice

4.3.1. Exigențe

- (1) Trebuie luate măsuri corespunzătoare în calcul pentru a ține cont de efectele încărcărilor de exploatare susceptibile de a provoca șocuri, vibrații etc.
- (2) Efectele dinamice de luat în considerare în starea limită de serviciu (de exploatare normală) sunt vibrațiile produse de mașini și oscilații date de rezonanța armonică .
- (3) Se convine ca frecvențele proprii ale structurilor sau părților din structuri să fie suficient de diferite (depărtate) de cele ale sursei de excitație pentru a se evita punerea în rezonanță .
- (4) Se vor compara valorile săgeților calculate plecând de la combinațiile (grupările) frecvențe (vezi 2.3.4) cu toate valorile limită ale săgeților indicate în această secțiune 4.3.

4.3.2. Construcții deschise publicului

- (1) Vibrațiile și oscilațiile structurilor în care publicul se poate deplasa trebuie să fie limitate astfel încât să se evite un disconfort sensibil utilizatorilor .
- (2) În ceea ce privește planșeele pe care oamenii merg normal, cum ar fi planșeele birourilor, locuințele etc., se convine să nu aibă, pentru aceste planșee, frecvența proprie cea mai joasă sub 3 cicluri / secundă. Această condiție este satisfăcută dacă săgeata totală instantanee $\delta_1 + \delta_2$ (definită la 4.2.2. dar calculată utilizând combinația (gruparea) frecvență) este sub 28 m. Aceste limite pot fi mai puțin severe dacă valori puternice de amortizare justifică aceasta .
- (3) În cazul unui planșeu pe care se dansează, se sare sau se deplasează în cadență, cum sunt planșeele pe care se face gimnastică sau ale sălilor de dans, se convine să nu aibă, pentru acest planșeu, frecvența proprie cea mai joasă sub 5 cicluri / secundă. Această condiție este satisfăcută dacă săgeata calculată așa cum este indicat mai sus nu depășește 10 mm .
- (4) La nevoie, o analiză dinamică poate fi efectuată pentru a arăta că accelerațiile și frecvențele susceptibile de a se produce nu vor fi de natură să provoace o jenă sensibilă utilizatorilor și nici pericole instalațiilor

4.3.3. Oscilații întreținute de vânt

- (1) Structurile particular simple, ca imobile mari foarte zvelte sau acoperișuri foarte întinse, ca și elementele structurale particular simple, ca unii tiranți, trebuie să fie examinate sub efectul acțiunii dinamice a vântului, la fel de bine din punct de vedere al vibrațiilor în direcția vântului cât și al vibrațiilor normale pe aceasta .
- (2) Se vor analiza acele structuri din punct de vedere :
 - al vibrațiilor provocate de rafale ;
 - al vibrațiilor provocate de turbionare .
- (3) Se va consulta totodată ENV 1991 Eurocod 1

[\[top\]](#)

5. STĂRI LIMITĂ ULTIME

5.1. Elemente de bază

5.1.1. Generalități

(1) Structurile metalice din oțel și elementele lor constructive trebuie să fie dimensionate astfel încât condițiile generale de calcul în stările limită specificate în capitolul 2 să fie satisfăcute .

(2) Coeficientul parțial de siguranță γ_M trebuie să fie egal cu valorile următoare :

- rezistența secțiunilor din clasele 1,2 sau 3 $\gamma_{M0}=1,1$
- rezistența secțiunilor din clasa 4; $\gamma_{M1}=1,1$
- rezistența elementelor la instabilitate; $\gamma_{M1}=1,1$
- rezistența secțiunilor nete în dreptul găurilor de șuruburi; $\gamma_{M2}=1,25$
- rezistența îmbinărilor; vezi cap. 6

5.1.2. Calculul structurilor

(1) Structurile trebuie să fie supuse următoarelor verificări :

- de rezistență a secțiunilor transversale (5.4) ;
- de rezistență a elementelor (5.5) ;
- de rezistență a îmbinărilor (cap. 6) ;
- de stabilitate globală a structurilor (5.2.6) ;
- de echilibru static (2.3.2.4) .

(2) Dacă se procedează la verificări de rezistență ale secțiunilor transversale și ale elementelor unei structuri, fiecare element poate fi tratat izolându-l din structură, eforturile aplicate la fiecare extremitate fiind cele determinate din analiza globală a structurii. Se convine să se determine condițiile de legătură la extremități considerând elementul ca parte a structurii în concordanță cu tipul de analiză (vezi 5.2.1 și 5.2.2) și cu modul de cedare (vezi 5.2.6.) .

5.1.3. Elemente întinse

(1) Elementele întinse trebuie verificate la :

- rezistența secțiunilor transversale (5.4.3)

5.1.4. Elemente comprimate

(1) Elementele comprimate trebuie verificate la :

- rezistența secțiunilor transversale (5.4.4)
- rezistența la flambaj (5.5.1)

5.1.5. Elemente încovoietoare

(1) Elementele solicitate la încovoiere trebuie verificate la :

- rezistența secțiunilor transversale (5.4)
- rezistența la pierderea stabilității (5.5.2)
- rezistența la voalare produsă de forfecare (5.6)
- rezistența la flambaj a tălpii comprimate în planul inimii (5.7.7)
- rezistența la deformare locală a inimii (5.7.1)

5.1.6. Elemente supuse unei combinații de efort axial și moment încovoietor

(1) Elementele supuse la un efort axial combinat cu un moment încovoietor trebuie să fie verificate la :

- rezistența secțiunilor la efecte combinate (5.4.8)
- rezistența elementelor la efecte combinate (5.5.3 și 5.5.4)
- criteriile de rezistență ale elementelor încovoiate (5.1.5)
- criteriile de rezistență ale elementelor întinse (5.1.3) sau după caz a elementelor comprimate (5.1.4.)

5.1.7. Înnădiri și prinderi

(1) Înnădirile și prinderile trebuie să satisfacă condițiile specificate în capitolul 6 .

5.1.8. Oboseală

(1) O structură solicitată la încărcări variabile repetate trebuie verificată la rezistența la oboseală .

(2) În cazul construcțiilor din oțel laminate la cald, sau constituite din profile cu secțiune tubulară, finisate la cald sau la rece, trebuie să fie satisfăcute condițiile specificate în capitolul 9 .

(3) În ce privește construcțiile din oțel format la rece, regulile de calcul date în ENV 1993-1-3 Eurocode : Partea 1.3 nu acoperă decât structurile supuse la încărcări statice predominante. Se convine să nu se folosească construcții din oțel format la rece dacă oboseala predomină, decât dacă se dispune de date adecvate, care permit să se demonstreze că rezistența la oboseală este suficientă .

(4) De regulă, o verificare la oboseală nu se impune pentru structurile clădirilor, cu excepția :

- elementelor care susțin dispozitive de ridicat sau sarcini rulante (mobile) ;
- elementelor care susțin mașini vibrante ;
- elementelor supuse oscilațiilor date de vânt ;
- elementelor supuse oscilațiilor date de deplasarea coloanelor de oameni

5.2. Calculul solicitărilor

5.2.1. Analiză globală (calcul global)

5.2.1.1. Metode de analiză (de calcul)

(1) Solicitățile într-o structură static determinată sunt obținute utilizând ecuațiile staticii .

(2) Într-o structură hiperstatică (neterminată static) solicitările pot, în general, să fie determinate prin una din următoarele metode de analiză (calcul) .

a. analiză globală elastică (5.2.1.3)

b. analiză globală plastică (5.2.1.4)

(3) Analiza globală elastică poate fi utilizată în toate cazurile .

(4) Analiza globală plastică nu poate fi utilizată decât dacă secțiunile transversale ale elementelor satisfac condițiile specificate la 5.2.7 și 5.3.3. iar oțelul pe cele specificate la 3.2.2.2.

(5) Dacă analiza globală este efectuată aplicând sarcinile succesiv crescătoare, se consideră suficient, în cazul structurilor de rezistență ale cădirilor, adoptarea unei mărimi proporționale și simultane a tuturor încărcărilor.

5.2.1.2. Efectele deformațiilor structurii

(1) Solicitățile, pot în general, să fie determinate bazând metoda de analiză globală pe una din teoriile următoare :

a. teoria de ordinul I, referindu-se la geometria inițială a structurii

b. teoria de ordinul II, luând în considerare influența deformației structurii

(2) Analiza globală poate fi bazată pe teoria de ordinul I în cazurile următoare :

a. structuri contravântuire (5.2.3.3)

b. structuri rigide (5.2.5.2)

c. utilizarea metodelor de calcul ținând seama indirect de efectele de ordinul II (5.2.6)

(3) Analiza globală poate fi bazată pe teoria de ordinul II în toate cazurile .

5.2.1.3. Analiză globală elastică

(1) Analiza globală elastică trebuie să fie bazată pe ipoteza unei comportări tensiune – deformație a materialului lineară, oricare ar fi nivelul tensiunii .

(2) Această ipoteză poate fi reținută pentru analiza elastică atât pentru primul cât și pentru al doilea ordin, chiar în elementele în care rezistența secțiunii transversale este bazată pe rezistența plastică; vezi 5.3.3

(3) Ca urmare a unei analize elastice de ordinul I, momentele calculate pot fi modificate redistribuind până la 15% din momentul maxim calculat în oricare element, cu condiția ca :

a. solicitările în structură să rămână în echilibru cu încărcările (sarcinile) aplicate, și ca

b. toate elementele în care momentele sunt reduse să aibă secțiunile transversale din clasa 1 sau din clasa 2 (vezi 5.3)

(4) Ipotezele adoptate pentru calcul îmbinărilor trebuie să satisfacă condițiile prevăzute la 5.2.2.

5.2.1.4. Analiza globală plastică

(1) Analiza globală plastică poate fi condusă folosind :

- fie metode de analiză rigid – plastică

- fie metode de analiză elastic – plastică

(2) Următoarele metode de analiză elastic – plastic pot fi utilizate :

- elastic – perfect plastică ;

- elasto – plastică

(3) Atunci când se procedează la o analiză plastic globală, trebuie să se prevadă legarea laterală în dreptul tuturor articulațiilor plastice în care se poate produce rotirea plastică într-un anumit caz de încărcare .

(4) Distanța dintre locul de amplasare a legăturii laterale față de secțiunea în care se produce articulația plastică nu va depăși jumătate din înălțimea grinzii .

(5) Se convine să nu se folosească metodele de analiză rigid – plastică pentru o analiză de ordinul II, decât în condițiile specificate la punctul 5.2.6.3.

(6) În analiza „rigid – plastică”, deformațiile elastice ale elementelor și fundațiilor sunt neglijate și deformațiile plastice se presupun concentrate în dreptul articulațiilor plastice .

(7) În analiza „elastice – perfect plastică” se presupune că secțiunea transversală rămâne perfect elastică până când se atinge momentul de rezistență plastică și că în continuare ea devine perfect plastică. Deformațiile plastice se presupun concentrate în dreptul articulațiilor plastice .

(8) În analiza „elasto – plastică”, relația bilineară tensiune – deformație indicată în figura 5.2.1, poate fi utilizată pentru mărcile de oțeluri specificate în capitolul 3. Se poate adopta, ca alternativă, o relație mai precisă. Secțiunea transversală rămâne perfect elastică până când tensiunea în fibrele extreme atinge limita de curgere. Dacă momentul continuă să crească, secțiunea se plasticizează gradat pe măsură ce plasticizarea pătrunde în secțiunea transversală și deformațiile se extind parțial în lungul elementului .

(9) În scopul evitării unor dificultăți numerice dacă analiza elasto – plastică se face pe ordinator, se poate utiliza, ca alternativă și dacă este necesar, relația tensiune – deformație bilineară prezentată în figura 5.2.2.

(10) Dacă se face o analiză elastic – plastică, se poate considera suficient, în cazul structurilor de construcții, să se aplice încărcările într-o serie crescătoare până la atingerea sarcinilor de calcul și să se utilizeze solicitările care rezultă pentru verificarea rezistențelor secțiunilor transversale și a stabilității elementelor .

(11) În cazul structurilor, nu apare necesar să se considere efectele plasticității alternate .

5.2.2. Ipoteze de calcul

5.2.2.1. Elemente de bază

(1) Ipotezele adoptate în analiza globală a structurii trebuie să fie compatibile cu tipul (modul) de comportare previzibilă a îmbinărilor .

(2) Ipotezele adoptate în calculul elementelor trebuie să fie compatibile cu (sau să plaseze în siguranță față de) metoda folosită pentru analiza globală precum și cu modul de comportare previzibilă a îmbinărilor .

(3) În tabelul 5.2.1. se arată tipul de îmbinare cerut pentru diferite tipuri de modelare a structurilor, în funcție de metoda de analiză globală utilizată .

(4) Condițiile pentru diferite tipuri de îmbinări sunt date în 6.4.2 și 6.4.3.

(5) Pentru clasificarea îmbinărilor grindă – stâlp în rigide sau semirigide, vezi 6.9.6.

(6) Când este necesar pentru o structură de rezistență, să se calculeze sarcina elastică corespunzând unui mod de instabilitate cu noduri deplasabile, trebuie să se țină seama de efectele tuturor îmbinărilor semirigide, independent de faptul că analiza globală a structurii este elastică sau plastică .

(7) Când se utilizează îmbinări semirigide, trebuie să se rețină valoarea inițială a rigidității la rotire (vezi 6.9.6), pentru a calcula sarcinile critice elastice sau lungimile de flambaj .

Tabelul 5.2.1.

Ipoteze de calcul

Tip de modelare	Metoda de analiză globală	Tipuri de îmbinări
Reticulată simplă	Noduri articulate	- Articulate (6.2.1) - Articulate (6.4.3.1)
Continuă	Elastică	- Rigide (6.4.2.2) - Articulate (6.4.2.1)
	Rigid – plastică	- Rezistență totală (completă) (6.4.3.2) - Articulate (6.4.3.1)
	Elastic – plastică	- Rezistență totală (completă) - Rigide (6.4.3.2 și 6.4.2.2) - Articulate (6.4.3.1 și 6.4.2.1)
Semicon-tinuă	Elastică	- Semirigide (6.4.2.3) - Rigide (6.4.2.2) - Articulate (6.4.2.1)
	Rigid – plastică	- Rezistență parțială (6.4.3.3) - Rezistență totală (completă) (6.4.3.2) - Articulate (6.4.3.1)
	Elastic – plastică	- Rezistență parțială - Semirigide (6.4.3.3 și 6.4.2.3) - Rezistență parțială - Rigide (6.4.3.3 și 6.4.2.2)

		- Rezistență totală (completă) - Semirigide (6.4.3.2 și 6.4.2.2) - Rezistență totală (completă) - Rigide (6.4.3.2 și 6.4.2.2) - Articulate (6.4.3.1 și 6.4.2.1)
--	--	---

5.2.2.2. Modelarea în structură reticulară

(1) Într-o structură zisă reticulată, se poate presupune că în îmbinările dintre elemente nu se dezvoltă momente. În analiza globală, elementele pot fi presupuse efectiv articulate .

(2) Îmbinările trebuie să satisfacă condițiile cerute pentru îmbinări articulate, asemenea cu cele specificate fie în 6.4.2.1, fie în 6.4.3.1.

5.2.2.3. Modelarea în structură continuă

(1) Analiza elastică este bazată pe ipoteza de continuitate perfectă, cu îmbinări rigide respectând condițiile date la 6.4.2.2.

(2) Analiza rigid – plastică este bazată pe ipoteza de continuitate perfectă., cu îmbinări de rezistență totală (completă) respectând condițiile cerute la 6.4.3.2.

(3) Analiza elastic – plastică este bazată pe ipoteza de continuitate perfectă, cu îmbinări rigide de rezistență totală (completă), satisfăcând condițiile cerute la 6.4.2.2 și 6.4.3.2.

5.2.2.4. Modelarea în structură semicontinuă

(1) Într-o analiză elastică, comportarea îmbinărilor trebuie să fie bazată pe curbe, de calcul, moment – rotație sau efort – deplasare, evaluate corect.

(2) Analiza rigid – plastică este bazată pe momentele de rezistență de calcul (momentele capabile) ale îmbinărilor la care s-a justificat o capacitate de rotire suficientă (vezi 6.4.3 și 6.9.5) .

(3) Analiza elastic – plastică trebuie să ia în considerare curbele de calcul moment – rotire ale îmbinărilor (vezi 6.9.2) .

5.2.3. Sisteme structurale

5.2.3.1. Structură

(1) Extinderea aplicării analizei globale cerută depinde de tipul structurii.

a). Elemente structurale simple

Grinzile simplu rezemate și elementele izolate întinse sau comprimate sunt static determinate. Structurile triangulare pot fi static determinate sau nedeterminate (hiperstatice) .

b) Grinzi continui și structuri de rezistență rigide

Grinzile continui și structurile de rezistență în care efectele de ordinul II sunt neglijabile sau sunt eliminate prin măsuri adecvate (vezi 5.2.5), trebuie să fie analizate pentru dispuneri corespunzătoare ale încărcărilor variabile în vederea determinării combinațiilor de solicitări cele mai defavorabile necesare la verificarea rezistenței elementelor și îmbinărilor .

c) Structuri de rezistență suple (cu noduri deplasabile)

Structurile de rezistență suple (vezi 5.2.5) trebuie să fie analizate pentru dispunerile încărcărilor variabile care sunt cele mai defavorabile ținând seama de o cedare urmând un mod cu noduri fixe ca și cel descris la punctul b) .

(2) Trebuie să fie introduse în analiza globală a tuturor structurilor de rezistență atât imperfecțiunile inițiale față de verticala specificate la 5.2.4.3, cât și alte imperfecțiuni ale elementelor, unde aceasta este necesar, vezi 5.2.4.2(4) .

5.2.3.2. Substructurare

(1) Pentru analiza globală, structura se poate descompune într-un număr oarecare de substructuri, cu condiția ca :

a) interacțiunea structurală între substructuri să fie corect modelată

b) dispunerea substructurilor să fie adecvată sistemului structural utilizat

c) eventualele efecte defavorabile, date de interacțiunea dintre substructuri să fie luate în considerare

5.2.3.3. Rigiditatea reazemelor

(1) Trebuie să se ia în considerare caracteristicile de deformație ale bazelor și fundațiilor de care stâlpii sunt legați cu prinderi rezistente la rotire. Valori de rigiditate adecvate trebuie să fie adoptate în toate metodele de analiză globală, altele decât la metoda rigid – plastică

(2) dacă se folosește o articulație efectivă (veritabilă) sau un dispozitiv de rezemare similar rigiditatea la rotire a reazemului trebuie să fie luată egală cu zero .

(3) Opțional, se pot de asemenea adopta valori de rigiditate corespunzătoare pentru a reprezenta natura semirigidă a reazemelor de tip articulată .

5.2.3.4. Modelarea în structură reticulară

(1) Anexa H¹⁾ dă metode adecvate de modelare pentru analiza structurilor de rezistență reticulară .

5.2.3.5. Modelarea în structură continuă

Analiza H¹⁾ prezintă metode de substructurare adecvate pentru analiza globală a structurilor de rezistență rigide .

5.2.3.6. Modelarea în structură semicontinuă

(1) O substructurare adecvată pentru analiza globală a structurilor zise semicontinue poate fi de asemenea utilizată, vezi anexa H¹⁾.

5.2.4. Luarea în considerare a imperfecțiunilor

5.2.4.1. Elemente de bază

(1) calculul trebuie să ia în considerare, prin mijloace potrivite, efectele imperfecțiunilor de realizare, incluzând tensiunile remanente și imperfecțiunile geometrice de tipul defectului de verticalitate, defecte de rectilinitate sau de ajustare, precum și excentricitățile inevitabile de mică importanță în asamblările (prinderile) reale .

(2) Se pot utiliza imperfecțiuni geometrice echivalente adecvate, ale căror valori reflectă (simulează) efectele posibile ale tuturor tipurilor de imperfecțiuni .

(3) Efectele imperfecțiunilor trebuie luate în considerare în cazurile următoare :

a) analiză globală

b) analiză a sistemelor de contravântuire

c) calcul al elementelor

5.2.4.2. Metoda de aplicare

(1) Imperfecțiunile trebuie luate în considerare incluzând, în analiză (calcul), cantități suplimentare adecvate reprezentând imperfecțiunile globale ale structurii, imperfecțiunile sistemelor de contravântuire și imperfecțiunile elementelor .

(2) Efectele imperfecțiunilor globale ale structurii, vezi 5.2.4.3, trebuie să fie incluse în analiza globală a acestora. Solicitățile rezultate din analiză (calcul) trebuie folosite în calculul elementelor .

(3) Efectele imperfecțiunilor date în 5.2.4.4. trebuie incluse în analiza (calculul) sistemelor de contravântuire. Solicitățile rezultate din analiză trebuie folosite pentru calculul elementelor .

(4) Efectele imperfecțiunilor elementelor (vezi 5.2.4.5) pot fi neglijate în analiza globală cu excepția structurilor de rezistență suple (cu noduri deplasabile, vezi 5.2.5.2) și a elementelor comprimate având legături care transmit momente și pentru care :

$$\bar{\lambda} > 0,5 \sqrt{A \cdot f_y / N_{sd}} \quad (5.1)$$

unde :

N_{sd} este valoarea de calcul a efortului de compresiune și $\bar{\lambda}$ este zveltețea raportată (redușă) a elementului în plan, (vezi 5.5.1.2), calculată pe baza unei lungimi de flambaj egală cu lungimea de epură (vezi paragraful 1.4.2 (1)) .

5.2.4.3. Imperfecțiuni globale ale structurii de rezistență

(1) Efectele imperfecțiunilor trebuie să fie luate în considerare în analiza (calculul) structurii prin intermediul unei imperfecțiuni geometrice echivalente, având forma unui defect inițial de abatere de la verticală ϕ determinat cu formula :

$$\phi = k_c \cdot k_s \cdot \phi_0 \quad (5.2)$$

cu :

$$\phi_0 = 1/200$$

$$k_c = (0,5 + 1/n_c)^{0,5} \text{ dar } k_c \leq 1,0$$

și

$$k_s = (0,2 + 1/n_s)^{0,5} \text{ dar } k_s \leq 1,0$$

unde n_c este numărul de stâlpi în plan (pe nivel)

și n_s este numărul de etaje (nivele)

(2) Stâlpii care suportă o sarcină verticală N_{sd} mai mică de 50% din sarcina verticală medie pe stâlp în planul considerat nu trebuie incluși în n_c .

(3) Trebuie incluși în n_c numai stâlpii care traversează toate etajele incluse în n_s . Trebuie luate în considerare la determinarea lui n_s numai nivelele de planșeu sau de acoperiș legate cu toți stâlpii incluși în n_c .

Notă: orice combinație n_c și n_s , care satisface aceste condiții poate fi folosită în condițiile realizării siguranței necesare.

(4) Imperfecțiunile inițiale de tipul abaterilor de la verticală se aplică în toate direcțiile orizontale, însă ele nu trebuie luate în considerare concomitent decât într-o singură direcție.

(5) Trebuie de asemenea considerate eventualele efecte de torsiune pe care aceste imperfecțiuni, le pot genera în structură atunci când acestea sunt introduse de manieră antisimetrică pe două fețe opuse una față de alta.

(6) Pentru ușurarea calculului, imperfecțiunea inițială de abatere de la verticală poate fi înlocuită cu un sistem de forțe orizontale echivalente, (fig. 5.2.3).

(7) În structurile de rezistență ale clădirilor cu mai multe nivele, forțele orizontale echivalente trebuie să fie aplicate la fiecare nivel de planșeu sau acoperiș, aceste forțe fiind proporționate cu sarcinile verticale aplicate pe structură la nivelul considerat (fig. 5.2.4).

(8) Reacțiunile orizontale pe fiecare reazem trebuie să fie determinate plecând de la imperfecțiuni inițiale de abatere de la verticală și nu de la forțele orizontale echivalente. În absența încărcărilor orizontale reale, rezultanta reacțiilor orizontale este nulă.

5.2.4.4. Imperfecțiuni pentru analiza (calculul) sistemelor de contravântuire

(1) Efectele imperfecțiunilor trebuie să fie luate în considerare în analiza sistemelor de contravântuire necesare pentru asigurarea stabilității laterale, pe lungimea lor, a grinzilor și elementelor comprimate. Aceste efecte trebuie să fie introduse ca o imperfecțiune inițială în formă de arc, cu săgeata:

$$e_0 = k_r L / 500 \quad (5.3)$$

unde: L este deschiderea sistemului de contravântuire

și

$$k_r = (0,2 + 1/n_r) \text{ dar } k_r \leq 1,0$$

unde: n_r este numărul de elemente de stabilizat.

(2) Pentru simplificare, imperfecțiunile inițiale în arc ale elementelor de stabilizat pot fi înlocuite cu forțe echivalente de stabilizare, definite în figura 5.2.5.

(3) Dacă sistemul de contravântuire trebuie să stabilizeze o grindă încovoiată, forța N din figura 5.2.5 poate fi determinată cu relația:

$$N = M/h \quad (5.4)$$

unde: M – momentul maxim în grindă

h – înălțimea totală a grinzii

(4) Dacă grinzile sau elementele comprimate au joante de continuitate trebuie să se verifice dacă sistemul de contravântuire este capabil să reziste la un efort local egal cu $k_r N/100$ aplicat pe fiecare din aceste grinzi și pe fiecare din elementele comprimate și să transmită acel efort în punctele de fixare adiacente acestor grinzi sau elemente comprimate, vezi figura 5.2.6.

(5) În această verificare, acest efort local se adună cu toate sarcinile exterioare care acționează pe sistemul de contravântuire, dar eforturile date de imperfecțiunea definită la (1) pot fi omise.

5.2.4.5. Imperfecțiuni ale elementelor

(1) În general trebuie să se ia în considerație efectele imperfecțiunilor în calculul eforturilor folosind formulele de flambaj adecvate date în acest Eurocode.

(2) În alternativă, pentru un element comprimat, se pot include imperfecțiunile inițiale în formă de arc specificate la 5.5.1.3. într-o analiză de ordinul II a acestui element.

(3) Dacă este necesar (vezi 5.2.4.2) să se țină seama de imperfecțiunile elementelor în analiza globală, imperfecțiunile specificate în 5.5.1.3. trebuie să fie incluse și trebuie să fie utilizată o analiză globală de ordinul II.

5.2.5. Stabilitate laterală

5.2.5.1. Rigiditate laterală

(1) Toate structurile trebuie să aibă o rigiditate suficientă în vederea limitării deformației laterale. Aceasta se poate asigura prin:

a) rigiditatea la deformație laterală a sistemelor de contravântuire care pot fi:

- structuri de rezistență triangulare (cu zăbrele)
- structuri de rezistență cu noduri rigide

- pereți de forfecare (diafragme), nuclee și alte elemente de același tip

b) rigiditatea structurilor de rezistență însuși, care pot face apel la una sau mai multe dintre posibilitățile următoare :

- triangulație (zăbrelire)

- rigiditatea îmbinărilor

- stâlpi în consolă

5.2.5.2. Clasificarea în structuri de rezistență suple sau rigide

(1) O structură poate fi definită ca rigidă dacă răspunsul său la încărcări orizontale în plan este suficient de rigid pentru a fi determinat cu o precizie acceptabilă, neglijând solicitările adiționale generate de luarea în considerație a deplasărilor orizontale ale nodurilor sale .

(2) Orice altă structură trebuie să fie tratată ca suplă și efectele deplasărilor orizontale ale nodurilor trebuie să fie luate în considerare în calculul său, vezi 5.2.1.2.

(3) O structură poate fi tratată ca rigidă, pentru un caz de încărcare dat dacă raportul dintre sarcinile V_{sd} / V_{cr} , pentru acest caz de încărcare, satisface criteriul :

$$V_{sd} / V_{cr} \leq 0,1 \quad (5.5)$$

unde : V_{sd} este valoarea de calcul a încărcării verticale totale și

V_{cr} este valoarea critică elastică a sarcinii verticale totale pentru instabilitate, conform modului (modelului) cu noduri deplasabile .

(4) Structurile de rezistență plane ale clădirilor etajate cu grinzi conectate cu fiecare stâlp, la fiecare nivel (vezi figura 5.2.7), pot fi tratate ca structuri rigide, pentru un caz de încărcare dat, dacă criteriul de mai sus este satisfăcut. Calculate cu ajutorul unei teorii de ordinul I, deplasările orizontale intrinseci la fiecare etaj, rezultând din aplicarea încărcărilor orizontale și verticale de calcul precum și cele din imperfecțiunea inițială de abatere de la verticală (a se vedea 5.2.4.3) aplicată sub formă de forțe orizontale echivalente, trebuie să satisfacă criteriul :

$$(\delta / h)(V / H) \leq 0,1 \quad (5.6)$$

unde: δ este deplasarea orizontală la partea superioară a etajului în raport cu partea sa inferioară

h – înălțimea etajului

H – reacțiunea orizontală totală de la partea inferioară a etajului și

V – reacțiunea verticală totală la partea inferioară a etajului

(5) În cazul structurilor de rezistență suple, condițiile de stabilitate globală date în 5.2.6 trebuie să fie de asemenea satisfăcute .

5.2.5.3. Clasificare în osaturi (structuri de rezistență) contravântuite sau necontravântuite

(1) O osatură (structură de rezistență) poate fi clasificată drept contravântuită dacă rigiditatea sa laterală este asigurată de către un sistem de contravântuire al cărui răspuns la încărcări orizontale în plan este suficient de rigid pentru a putea considera, cu o precizie acceptabilă, că toate încărcările orizontale sunt preluate de către acest singur sistem de contravântuire .

(2) O osatură (structură de rezistență) metalică poate fi considerată drept contravântuită dacă sistemul de contravântuire reduce deplasările sale orizontale cu cel puțin 80% .

(3) O osatură (structură de rezistență) contravântuită poate fi tratată ca perfect rezemată lateral .

(4) Efectele imperfecțiunilor inițiale de abatere de la verticală (vezi 5.2.4.3) într-o osatură (structură de rezistență) contravântuită trebuie să fie luate în considerare în calculul sistemului de contravântuire .

(5) Se poate considera că imperfecțiunile inițiale de la verticală (sau forțele orizontale echivalente, vezi 5.2.4.3), precum și toate încărcările orizontale aplicate pe o osatură (structură de rezistență) contravântuită nu solicită decât sistemul de contravântuire .

(6) Sistemul de contravântuire trebuie să fie dimensionat pentru a rezista :

- la toate încărcările orizontale aplicate osaturilor (structurilor de rezistență) cărora le asigură contravântuirea

- la toate încărcările orizontale sau verticale direct pe însuși sistemul de contravântuire

- la efectele imperfecțiunilor inițiale de abatere de la verticală (sau la forțele orizontale echivalente) proprii sistemului de contravântuire și celor provenind din toate structurile cărora le asigură contravântuirea

(7) Dacă sistemul de contravântuire este o osatură (structură) de rezistență sau o subosatură, el însuși poate fi definit ca osatură suplă sau rigidă (a se vedea 5.2.5.2) .

(8) Dacă criteriul dat la 5.2.5.2 (3) este aplicat unei osaturi sau subosaturi având rolul de sistem de contravântuire trebuie luată în considerare în calcul încărcarea verticală totală care acționează pe toate osaturile (structurile de rezistență) cărora ea le asigură contravântuirea .

(9) Dacă criteriul dat la 5.2.5.2 (4) este aplicat unei osaturi (structuri de rezistență) sau subosaturi având rolul de sistem de contravântuire trebuie să fie luate în considerare încărcarea totală orizontală și verticală acționând pe toate osaturile cărora le asigură contravântuirea precum și imperfecțiunile inițiale de abatere de la verticală aplicate sub forma unor forțe orizontale echivalente provenite din însuși sistemul de contravântuire și

din toate osaturile (structurile de rezistență) pe care le stabilizează .

5.2.6. Stabilitatea globală a structurilor de rezistență (osaturilor)

5.2.6.1. Generalități

(1) Rezistența unei structuri de rezistență în raport cu un mod (model) de cedare cu noduri deplasabile trebuie să fie verificată. Totuși această rezistență este considerată ca dobândită dacă este demonstrat că structura este rigidă (a se vedea 5.2.5.2) .

(2) Rezistența unei structuri de rezistență în raport cu un mod (model) de cedare cu noduri fixe trebuie să fie de asemenea verificată chiar dacă structurile sunt clasificate ca suple.

(3) Se convine să fie prevăzută posibilitatea modurilor de cedare locale interesând un singur etaj .

(4) În structurile cu grinzi (traverse, rigle), frânte netriunghiulare, stabilitatea acestor grinzi, în planul lor, trebuie de asemenea să fie verificată.

(5) Utilizarea analizei (calcului) rigid – plastică cu amplasarea articulațiilor plastice în stâlpi trebuie să fie limitată la cazurile unde se poate demonstra că stâlpii sunt în stare să formeze articulații plastice cu o capacitate de rotire suficientă (a se vedea 5.2.7) .

5.2.6.2. Analiza elastică a osaturilor (structurilor de rezistență) suple

(1) Când se utilizează o analiză globală elastică, efectele de ordinul II, ca urmare a modului de deformare cu noduri deplasabile trebuie să fie incluse, fie direct utilizând o analiză elastică de ordinul II, fie indirect cu ajutorul uneia din metodele alternative următoare :

- (a) analiză elastică de ordinul I, cu amplificarea momentelor din deformația laterală

- (b) analiză elastică de ordinul I, cu lungimi de flambaj corespunzând modului de instabilitate cu noduri deplasabile

(2) Dacă se efectuează o analiză globală elastică de ordinul II, se pot utiliza pentru calculul elementelor, lungimi de flambaj în plan determinate corespunzător modului de instabilitate cu noduri fixe.

(3) În metoda cu amplificarea momentelor din deformația laterală, acestea din urmă, calculate cu o analiză elastică de ordinul I trebuie să fie majorate în raportul :

$$1/(1 - V_{sd} / V_{cr}) \quad (5.7)$$

unde : V_{sd} – valoarea de calcul a încărcării verticale totale

V_{cr} – valoarea corespunzătoare modului de instabilitate cu noduri deplasabile

(4) Metoda cu amplificarea momentelor date de deformația laterală nu trebuie să fie utilizată dacă raportul V_{sd} / V_{cr} este superior valorii de 0,25 .

(5) Momentele date de deformația laterală sunt momentele asociate translației orizontale de la cel mai înalt nivel al unui etaj față de baza acestuia. Ele sunt date de încărcarea orizontală însă pot proveni din încărcarea verticală dacă fie structura, fie încărcarea, este asimetrică .

(6) În cazul osaturilor (structurilor de rezistență) de clădiri etajate vizate la 5.2.5.2 (4), aproximația următoare poate fi utilizată ca alternativă pentru determinarea directă a raportului V_{sd} / V_{cr} .

$$V_{sd} / V_{cr} = \delta \cdot V / h \cdot H \quad (5.8)$$

unde: δ , h , H și V sunt definite la 5.2.5.2 (4) .

(7) În cazul metodei cu amplificarea momentelor date de deformația laterală se pot utiliza în calculul elementelor, lungimi de flambaj în plan determinate corespunzător modului de instabilitate cu noduri fixe .

(8) Dacă se folosește o analiză elastică de ordinul I folosind pentru calculul stâlpilor lungimi de flambaj în plan determinate corespunzător modului de instabilitate cu noduri deplasabile, momentele date de deformare laterală în grinzi și în îmbinările grindă – stâlp trebuie să fie multiplicat cu 1,2 în afară de cazul în care o valoare mai mică este justificată prin analiză (calcul) .

5.2.6.3. Analiza (calcul) plastică a osaturilor (structurilor de rezistență) suple

(1) Dacă se folosește analiza globală plastică (calculul global plastic) trebuie să fie luate în considerare efectele de ordinul II în modul de deformare transversală .

(2) Aceasta se realizează în general utilizând, o analiză elastic – plastică de ordinul II, a se vedea 5.2.1.4.

(3) Cu toate acestea, în alternativă, o analiză rigid – plastică ținând cont indirect de efectele de ordinul II, cum este precizat la 5.2.6.3 (4), poate fi adoptată în cazurile următoare :

a. osaturi (structuri de rezistență) cu una sau două nivele pentru care :

– fie nici o articulație plastică nu se formează în stâlpi

– fie stâlpii satisfac cele de la 5.2.7

b. osaturi (structuri de rezistență) cu bazele stâlpilor încastrate, în care modul de cedare cu noduri deplasabile nu implică articulații plastice decât la baza încastrată a stâlpilor, a se vedea [figura 5.2.8](#) și pentru care dimensionarea este bazată pe un mecanism incomplet în care tronsoanele inferioare ale stâlpilor sunt dimensionate pentru a rămâne elastice sub momentul plastic intervenind în mecanism .

(4) În cazurile date la 5.2.6.3 (3), V_{sd} / V_{cr} nu trebuie să depășească 0,2 și este cazul ca toate solicitări să fie amplificate cu raportul dat la 5.2.6.2 (3).

(5) Pentru calculul elementelor se convine să se utilizeze lungimi de flambaj în plan determinate corespunzător modului de instabilitate cu noduri fixe. Influența articulațiilor plastice trebuie să fie luată în considerare la determinarea acestor lungimi de flambaj .

5.2.7. Condiții puse stâlpilor pentru o analiză plastică

(1) În structuri trebuie să se asigure că dacă articulațiile plastice se formează în elemente uniform comprimate capacitatea de rotire este suficientă.

(2) Acest criteriu este presupus satisfăcut dacă se utilizează o analiză globală elastic – plastică, cu condiția ca secțiunile transversale să satisfacă exigențele cerute la 5.3.3.

(3) Dacă articulațiile plastice se formează în stâlpii structurilor calculate utilizând o analiză rigid – plastică de ordinul I se convine ca stâlpii să satisfacă criteriul următor :

– în osaturi (structuri de rezistență) contravântuite :

$$\bar{\lambda} \leq 0,4 (A_{fy} / N_{sd})^{0,5} \quad (5.9)$$

– în osaturi (structuri de rezistență) necontravântuite :

$$\bar{\lambda} \leq 0,32 (A_{fy} / N_{sd})^{0,5} \quad (5.10)$$

unde $\bar{\lambda}$ este zveltețea redusă în plan, vezi 5.5.1.2, calculată cu lungimea de flambaj egală cu lungimea de epură (pentru lungimea de epură vezi 1.4.2 (1)).

(4) În osaturile de rezistență calculate utilizând o analiză globală rigid – plastică de ordinul I, trebuie de asemenea să se verifice rezistența la flambaj în plan a stâlpilor în care se formează articulațiile plastice, adoptând ca lungimi de flambaj, lungimile lor de epură (pentru lungimea de epură vezi 1.4.2 (1)).

(5) Cu excepția metodei prezentate la 5.2.6.3 (3) (b), o analiză globală rigid – plastică de ordinul I nu trebuie să fie folosită pentru osaturi (structuri de rezistență) necontravântuite având mai mult de două nivele .

5.3. Clasificarea secțiunilor transversale

5.3.1. Elemente de bază

(1) Dacă se utilizează o analiză globală plastică, elementele trebuie să fie capabile să formeze articulații plastice având o capacitate de rotire suficientă pentru a permite redistribuirea necesară a momentelor încovoietoare .

(2) Dacă se utilizează o analiză globală elastică, elementele pot avea orice clasă a secțiunii transversale (nu are importanță care), cu condiția ca la calculul acestor elemente să țină cont de limitarea eventuală a rezistenței secțiunii corespunzătoare voalării locale .

5.3.2. Clasificare

(1) Sunt definite pentru clase de secțiuni transversale

- clasa 1 – secțiuni transversale care pot forma o articulație plastică cu capacitatea de rotire cerută pentru o analiză plastică

- clasa 2 – secțiuni transversale care pot dezvolta momentul lor de rezistență plastică, însă cu o capacitate de rotire limitată

- clasa 3 – secțiuni transversale la care efortul calculat în fibra extremă comprimată a unei element din oțel poate atinge limita de curgere, însă a căror voalare locală este susceptibilă să împiedice dezvoltarea momentului de rezistență plastic

- clasa 4 – secțiuni transversale a căror rezistență la moment încovoietor sau la compresiune trebuie să fie determinată ținând cont explicit de efectele voalării locale

(2) Reducerile de rezistență date de efectele de voalare locală ale secțiunilor transversale de clasa 4 pot fi luate în considerare cu ajutorul metodei lățimilor eficace, vezi 5.3.5.

(3) Clasificarea unei secțiuni transversale depinde de dimensiunile fiecăruia dintre pereții comprimați .

(4) Se consideră pereți comprimați într-o secțiune transversală toți pereții total sau parțial comprimați din efortul axial și/sau momentul încovoietor prezent în secțiune în cazul de încărcare considerat .

(5) Diferiți pereți comprimați ai unei secțiuni transversale (o inimă, o talpă) pot, în general, să fie de clase diferite .

(6) Clasa unei secțiuni transversale este, normal (desigur) clasa cea mai înaltă (cea mai defavorabilă) dintre clasele pereților săi comprimați .

(7) În alternativă, clasificarea unei secțiuni transversale poate să nu fie făcută pentru toată secțiunea, menționând separat clasa tălpii și clasa inimii, tratându-le ca atare în calcul .

(8) Se convine să se extragă suplețile (rapoartele lățime – grosime) limită ale pereților comprimați pentru clasele 1,2 și 3 din tabelul 5.3.1. Se va considera de clasa 4 orice perete ai cărui supleți sunt peste limitele clasei a 3-a.

5.3.3. Condiții puse secțiunilor transversale pentru o analiză globală plastică

(1) În dreptul articulațiilor plastice, secțiunile transversale ale elementelor care conțin aceste articulații plastice trebuie să aibă o axă de simetrie în planul de încărcare .

(2) În dreptul articulațiilor plastice, secțiunile transversale ale elementelor care conțin aceste articulații plastice trebuie să aibă o capacitate de rotire care să nu fie inferioară rotirii cerute în aceste articulații plastice .

(3) Pentru a satisface condiția de mai sus, se convine a se determina rotațiile cerute printr-o analiză (calcul) de rotații .

(4) În osaturile (structurile de rezistență) de clădiri pentru care rotațiile cerute nu sunt determinate, toate elementele conținând articulații plastice trebuie să aibă, în dreptul acestor articulații, secțiuni transversale de clasa I.

(5) Dacă secțiunea transversală variază pe lungimea elementului, se convine să fie satisfăcute următoarele criterii suplimentare :

a) de o parte și de alta a secțiunilor în care se formează articulații plastice, grosimea inimii nu trebuie să fie redusă pe o lungime cel puțin egală cu 2 d plecând de la articulația plastică, d fiind înălțimea liberă a inimii în dreptul articulației plastice .

b) de o parte și de alta a secțiunilor în care se formează articulații plastice, talpa comprimată trebuie să fie de clasa 1 pe o lungime, plecând de la articulația plastică, cel puțin egală cu cea mai mare dintre valorile următoare

– 2·d, unde d este definit la 5.3.3 (5) (a)

– distanța de la articulația plastică la secțiunea în care momentul încovoietor a scăzut la 0,8 ori momentul de rezistență plastică a acestei secțiuni

c) peste tot în rest, talpa comprimată trebuie să fie de clasa 1 sau 2 și inima de clasa 1, 2 sau 3 .

5.3.4. Condiții puse articulațiilor transversale pentru o analiză globală elastică (calculul global elastic)

(1) Dacă se folosește o analiză elastică, rolul clasificării secțiunilor transversale este de a identifica la ce nivel este limitată rezistența (capacitatea portantă a) unei secțiuni transversale de către rezistența sa la voalare locală .

(2) Dacă toți pereții comprimați ai unei secțiuni transversale sunt de clasa 2, această secțiune poate fi considerată în stare să dezvolte momentul său de rezistență plastică completă (deplină) .

(3) dacă toți pereții comprimați ai unei secțiuni transversale sunt de clasa 3, rezistența acesteia poate fi bazată pe o repartitie elastică a tensiunilor în secțiune, aceste tensiuni fiind plafonate la limita de curgere în fibrele extreme .

(4) În cazul unei secțiuni transversale de clasa 3 pentru care limita de curgere este de la început atinsă în fibra extremă întinsă, rezervele plastice ale zonei întinse ale secțiunii pot fi utilizate, cu ajutorul unei metode prezentată în ENV 1993-1-3, Eurocode 3 Partea 1.3 (aflată în pregătire) pentru a determina rezistența sa (capacitatea sa portantă) .

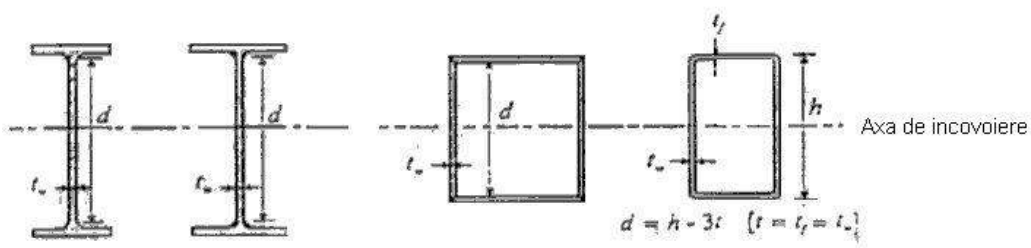
(5) În alternativă, rezistența (capacitatea portantă a) unei secțiuni transversale comportând o talpă comprimată de clasa 2, însă o inimă de clasa 3, poate fi determinată tratând inima ca o inimă eficace de clasa 2, cu o arie eficace redusă, utilizând metoda prezentată în ENV 1994-1-1 Eurocode 4 : Partea 1.1.

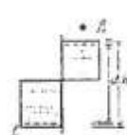


(6) Dacă unul dintre pereții comprimați ai unei secțiuni transversale este de clasa 4, această secțiune trebuie să fie calculată ca o secțiune de clasa 4, vezi 5.3.5.

Tabel 5.3.1

Rapoarte lățime - grosime maxime pentru pereți comprimați

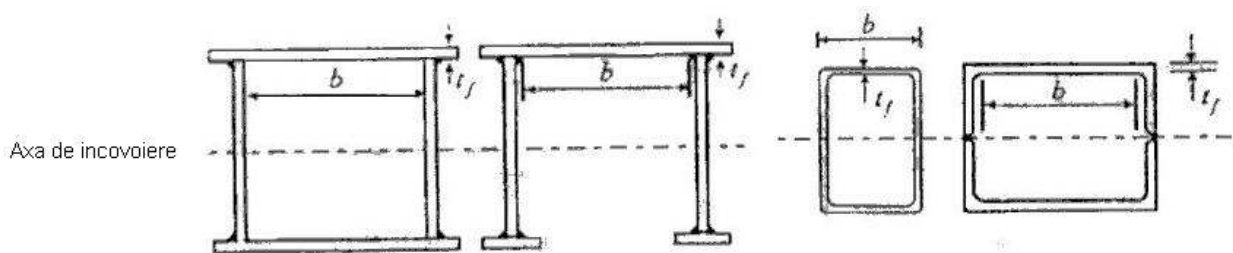
(a) Inimi: (pereți interni perpendiculari pe axa de încovoiere)



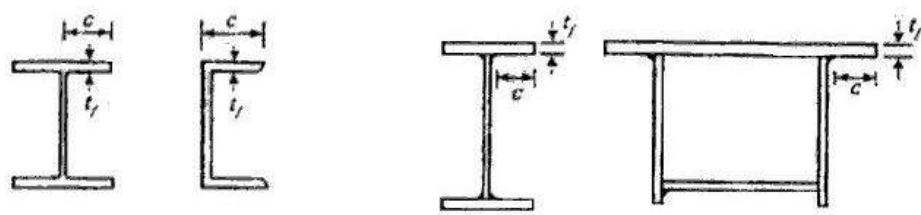
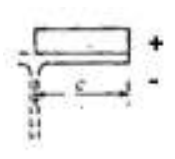
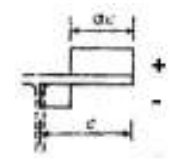
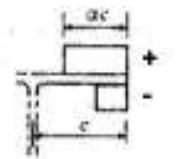
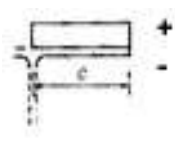
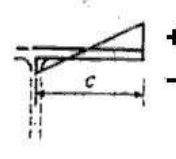
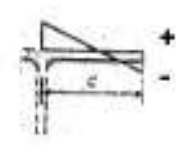
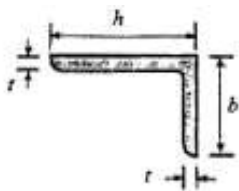
Clasa	Inimă încovoiată	Inimă comprimată	Inimă încovoiată compus (încovoiere cu compresiune)
			
1	$d/t_w \leq 72\epsilon$	$d/t_w \leq 33\epsilon$	<p>Când $\alpha > 0,5$: $d/t_w \leq 396\epsilon / (13\alpha - 1)$</p> <p>Când : $\alpha < 0,5$ $d/t_w \leq 36\epsilon / \alpha$</p>

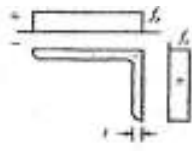

2	$d/t_w \leq 83\epsilon$	$d/t_w \leq 38\epsilon$	Când $\alpha > 0,5$: $d/t_w \leq 456\epsilon/(13\alpha - 1)$ Când $\alpha < 0,5$: $d/t_w \leq 41,5\epsilon/\alpha$	
Distribuția de tensiuni în perete (semnul + este pentru compresiune)				
3	$d/t_w \leq 124\epsilon$	$d/t_w \leq 42\epsilon$	Când $\psi > -1$: $d/t_w \leq 42\epsilon/(0,67 + 0,33\psi)$ Când $\psi \leq -1$: $d/t_w \leq 63\epsilon(1 - \psi)(-\psi)^{0,5}$	
$\epsilon = (235/f_v)^{0,5}$	f_v [N/mm ²]	235	275	355
	ϵ	1	0,92	0,81

(b) Pereți interni de tălpi: (pereți interni paraleli cu axa de încovoiere)



Clasa	Tip	Secțiune încovoiată	Secțiune comprimată	
Distribuția de tensiuni în perete și pe înălțimea secțiunii (semnul + este pentru compresiune)				
1	Secțiuni tubulare laminate	$(b - 3t_f)/t_f \leq 33\epsilon$	$(b - 3t_f)/t_f \leq 42\epsilon$	
	Alte secțiuni	$b/t_f \leq 33\epsilon$	$b/t_f \leq 42\epsilon$	
2	Secțiuni tubulare laminate	$(b - 3t_f)/t_f \leq 38\epsilon$	$(b - 3t_f)/t_f \leq 42\epsilon$	
	Alte secțiuni	$b/t_f \leq 38\epsilon$	$b/t_f \leq 42\epsilon$	
Distribuția de tensiuni în perete și pe înălțimea secțiunii (semnul + este pentru compresiune)				
3	Secțiuni tubulare laminate	$(b - 3t_f)/t_f \leq 42\epsilon$	$(b - 3t_f)/t_f \leq 42\epsilon$	
	Alte secțiuni	$b/t_f \leq 42\epsilon$	$b/t_f \leq 42\epsilon$	
	f_v [N/mm ²]	235	275	355

$\varepsilon = (235/f_v)^{0.5}$	ε	1	0,92	0,81
(c) Pereți interni de tălpi de tălpi în consolă				
				
Sectiuni laminate		Sectiuni sudate		
Clasa	Tip de secțiune	Perete comprimat	Perete încovoiat	
			margine comprimată	margine întinsă
Distribuția de tensiuni în perete (semnul + este pentru compresiune)				
1	lamine	$c/t_f \leq 10\varepsilon$	$c/t_f \leq 10\varepsilon/\alpha$	$c/t_f \leq 10\varepsilon/\alpha^{3/2}$
	sudate	$c/t_f \leq 9\varepsilon$	$c/t_f \leq 9\varepsilon/\alpha$	$c/t_f \leq 9\varepsilon/\alpha^{3/2}$
2	lamine	$c/t_f \leq 11\varepsilon$	$c/t_f \leq 11\varepsilon/\alpha$	$c/t_f \leq 11\varepsilon/\alpha^{3/2}$
	sudate	$c/t_f \leq 10\varepsilon$	$c/t_f \leq 9\varepsilon$	$c/t_f \leq 10\varepsilon/\alpha$
Distribuția de tensiuni în perete (semnul + este pentru compresiune)				
3	lamine	$c/t_f \leq 15\varepsilon$	$c/t_f \leq 23\varepsilon k_\sigma^{0.5}$	
	sudate	$c/t_f \leq 14\varepsilon$	$c/t_f \leq 21\varepsilon k_\sigma^{0.5}$	
		Pentru k_σ vezi tabelul 5.3.3		
$\varepsilon = 235/f_v$	f_v [N/mm ²]	235	275	355
	ε	1	0,92	0,81
(d) Corniere				
<p>A se referi și la (c) "Pereți de tălpi în consolă (vezi foaia 3)</p>			<p>(Nu se aplică la corniere care se află în contact continuu cu alte componente)</p>	
Clasa		Secțiune comprimată		
Distribuția de tensiuni în perete (semnul + este pentru compresiune)				

				
3	$h/t \leq 15\epsilon$	$(b+h)/2t \leq 1,5\epsilon$		
(d) Secțiuni tubulare				
				
Clasa	Secțiune încovoiată și/sau comprimată			
1	$d/t \leq 50\epsilon^2$			
2	$d/t \leq 70\epsilon^2$			
3	$d/t \leq 90\epsilon^2$			
$\epsilon = (235/f_v)^{0,5}$	f_v [N/mm ²]	235	275	355
	ϵ	1	0,92	0,81
	ϵ^2	1	0,85	0,66

5.3.5. Caracteristici ale secțiunilor eficace ale secțiunilor transversale de clasa 4

(1) Calculul caracteristicilor secțiunilor transversale de clasa 4 trebuie să fie bazat pe lățimile eficace ale pereților comprimați (a se vedea 5.3.2 (2)) .

(2) Lățimile eficace ale pereților comprimați sunt definite în tabelul 5.3.2. pentru pereții interni ai secțiunii și în tabelul 5.3.3. pentru pereții secțiunii în consolă .

(3) În mod (acceptat) apropiat coeficientul de reducere ρ poate fi obținut în felul următor :

- dacă $\bar{\lambda}_p \leq 0,673$ $\rho = 1$

- dacă $\bar{\lambda}_p > 0,673$ $\rho = (\bar{\lambda}_p - 0,22)/(\bar{\lambda}_p)^2$ (5.11)

unde $\bar{\lambda}_p$ este zveltețea (suplețea) peretelui dată de :

$$\bar{\lambda}_p = (f_y / \sigma_{cr})^{0,5} = b / (28,4 t k \sigma_c^{0,5})$$

unde : t – grosimea peretelui

σ_{cr} – efortul critic de valoare

$k\sigma$ – coeficientul de voalare corespunzător raportului de tensiuni ψ , scos din tabelul 5.3.2 sau din tabelul 5.3.3. după caz

și \bar{b} - lățimea peretelui considerat (vezi tab. 5.3.1) definită după cum urmează :

$\bar{b} = d$ pentru inimi

$\bar{b} = b$ pentru pereții interni de tălpi (cu excepția secțiunilor tubulare laminate)

$\bar{b} = b - 3 t$ pentru tălpile secțiunilor laminate tubulare

$\bar{b} = c$ pentru pereții tălpilor în consolă

$\bar{b} = (b + h) / 2$ pentru cornierele cu aripi egale

$\bar{b} = h$ sau $(b+h)/2$ pentru cornierele cu aripi inegale

(4) Pentru a determina lățimea eficace a pereților tălpilor, raportul de tensiuni ψ , care intervine în tabelul 5.3.2 sau 5.3.3 poate fi bazat pe caracteristicile secțiunii transversale brute .

(5) Pentru a determina lățimea eficace a unei inimii, raportul de tensiuni ψ , care intervine în tabelul 5.3.2, poate fi obținut utilizând aria eficientă a tălpilor comprimate sau a tălpilor comprimate însă considerând secțiunea brută a inimii .

Tabel 5.3.2

Pereți interni comprimați

Distribuția de tensiuni (compresiune pozitivă)				Lățimea eficace b_{eff} a părții comprimate a peretelui		
				$\psi = +1$ $b_{eff} = \rho \bar{b}$ $b_{e1} = 0,5b_{eff}$ $b_{e2} = 0,5b_{eff}$		
				$0 \leq \psi < 1$ $b_{eff} = \rho \bar{b}$ $b_{e1} = \frac{2b_{eff}}{5 - \psi}$ $b_{e2} = b_{eff} - b_{e1}$		
				$\psi < 0$ $b_{eff} = \rho b_e = \rho \bar{b} / (1 - \psi)$ $b_{e1} = 0,4b_{eff}$ $b_{e2} = 0,6b_{eff}$		
$\psi = \sigma_2 / \sigma_1$	+1	$1 > \psi > 0$	0	$0 > \psi > -1$	-1	$-1 > \psi > -2$
Coeficient de voalare k_σ	4,0	$\frac{8,2}{1,05 + \psi}$	7,81	$7,81 - 6,29\psi + 9,78\psi^2$	23,9	$5,98(1 - \psi)^2$
Alternativ pentru : $1 \geq \psi \geq -1$ $k_\sigma = \frac{18}{[(1 + \psi)^2 + 0,112(1 - \psi)^2]^{0,5} + (1 + \psi)}$						

Tabel 5.3.3

Pereți comprimați în consolă

Distribuția de tensiuni (compresiune pozitivă)	Lățimea eficace b_{eff} a părții comprimate a peretelui
	$0 \leq \psi < 1$ $b_{eff} = \rho_c$

		$\psi < 0$ $b_{eff} = \rho b_c = \rho c / (1 - \psi)$			
$\psi = \sigma_2 / \sigma_1$	+1	0	-1	$1 \geq \psi \geq -1$	
Coeficient de voalare k_σ	0,43	0,57	0,85	$0,57 - 0,21\psi + 0,07\psi^2$	
		$0 \leq \psi < 1$ $b_{eff} = \rho c$			
		$\psi < 0$ $b_{eff} = \rho b_c = \rho c / (1 - \psi)$			
$\psi = \sigma_2 / \sigma_1$	+1	$1 > \psi > 0$	0	$0 > \psi > -1$	-1
Coeficient de voalare k_σ	0,43	$\frac{0,578}{\psi + 0,34}$	1,70	$1,7 - 5\psi + 17,1\psi^2$	23,8

(6) În general, axa neutră (axă trecând prin centrul de greutate) a secțiunii eficace se va decala cu o distanță „e” față de cea a secțiunii brute, a se vedea [figura 5.3.1](#) și [figura 5.3.2](#). Acest decalaj va fi luat în considerare la calculul caracteristicilor secțiunii transversale eficace .

(7) Dacă secțiunea transversală este supusă la un efort axial, trebuie să se folosească metoda dată la 5.4.8.3 care ține cont de momentul suplimentar ΔM calculat cu relația :

$$\Delta M = N \cdot e_N \quad (5.12)$$

unde e_N este decalarea axei neutre dacă secțiunea transversală este supusă unei compresiuni uniforme, a se vedea [figura 5.3.1](#) și [figura 5.3.2](#).

și N este pozitiv pentru compresiune

(8) Cu excepția cazului vizat la 5.3.5 (9) este posibil să se determine în vederea unei mai bune economii, zveltețea (suplețea) elementului $\bar{\lambda}_p$ a unui perete folosind tensiunea maximă de compresiune $\sigma_{com.Ed}$ în acel perete în locul limitei de curgere f_y cu condiția ca $\sigma_{com.Ed}$ să fie calculat utilizând lățimile eficace b_{eff} ale tuturor pereților comprimați ai secțiunii. Această procedură cere, în general, un calcul iterativ în cursul căruia ψ este nedeterminat, plecând de fiecare dată de la tensiunile calculate pe secțiunea eficace obținută la finele pasului precedent, incluzând tensiunile rezultate din momentul adițional ΔM .

(9) Totuși, dacă verificarea rezistenței unei element la instabilitate este efectuată aplicând subcapitolul 5.5, valorile A_{eff} , e_N și W_{eff} trebuie să fie calculate folosind valorile zvelteței (supleței) $\bar{\lambda}_p$ ale unui perete pe baza limitei sale de curgere f_y .

5.3.6. Efecte ale forțelor transversale aplicate pe inimi

(1) Efectele tensiunilor transversale de compresiune semnificative pentru rezistența la voalare locală a inimii trebuie să fie luate în considerare în calcul. Aceste tensiuni pot preveni din forțe transversale aplicate pe element sau pot apare la intersecția elementelor .

(2) Prezența tensiunilor transversale de compresiunea semnificative poate efectiv reduce valorile maxime ale rapoartelor lățime pe grosime d/t_w ale inimilor de clasă 1, 2 sau 3 date în tabelul 5.3.1, în funcție de distanța dintre rigidizările inimii .

(3) Trebuie să se folosească o metodă de verificare. Se poate face referință la regulile de aplicare referitoare la plăci rigidizate, prezentate în ENV 1993 – 2 Eurocode 3 : Partea 2 (în pregătire) .

5.4. Rezistența secțiunilor transversale

5.4.1. Generalități

(1) Acest subcapitol privește rezistența secțiunilor transversale ale elementelor, rezistență care poate fi limitată de :

- rezistența plastică a secțiunii transversale brute
- rezistența secțiunii nete în dreptul găurilor de fixare
- efectele de alunecare din forfecare
- rezistența la voalare locală, sub tensiuni normale
- rezistența la voalare prin forfecare

(2) Rezistența plastică a unei secțiuni transversale poate fi verificată găsind o distribuție de tensiuni care echilibrează solicitările fără a depăși limita de curgere a materialului, cu condiția ca această distribuție să fie verosimilă, considerând deformațiile plastice asociate .

(3) În afara condițiilor cerute în această secțiune (subcapitol) 5.4 trebuie de asemenea, verificată rezistența elementelor la instabilitate, vezi 5.5.

(4) La nevoie, se convine să se procedeze și la o verificare a stabilității

globale a osaturii (structurii de rezistență), vezi 5.2.1.2 și 5.2.6.

5.4.2. Caracteristici ale secțiunilor transversale

5.4.2.1. Caracteristici ale secțiunii transversale brute

(1) Caracteristicile secțiunii brute trebuie să fie determinate folosind dimensiunile nominale. Nu este necesar să se scadă găurile practicate pentru fixare, însă trebuie să se țină cont de golurile mai importante. Eclisele și plăcuțele de solidarizare nu trebuie considerate .

5.4.2.2. Aria netă

(1) Aria netă a secțiunii transversale a unui element sau a unui perete de secțiune trebuie să se ia egală cu aria sa brută din care se scad ariile găurilor și altor goluri .

(2) În calculul caracteristicilor unei secțiuni nete, reducerea pentru o gaură de fiare se ia egală cu aria secțiunii transversale brute a găurii în planul axei sale. Pentru găurile cu marginile frezate, se va ține cont de porțiunea frezată într-un mod cât mai exact .

(3) Cu condiția ca găurile de fixare să nu fie în zig – zag (decalare), aria totală a reducerii pentru luarea lor în considerare trebuie să fie suma maximă a ariilor secțiunilor găurilor în oricare secțiune transversală perpendiculară pe axa elementului .

(4) dacă găurile de fixare sunt în zig – zag (decalate), aria totală de reducere, pentru luarea lor în considerare, trebuie să fie cea mai mare din valorile următoare :

a) reducerea datorită găurilor care nu sunt în zig – zag, vezi 5.4.2.2.(3)

b) sumă de arii de secțiuni pentru toate găurile situate pe o linie oarecare, diagonală sau frântă, întinzându-se progresiv, transversal sau în lungul elementului diminuată cu suma valorilor $s^2 \cdot t / (4p)$ calculate pentru fiecare interval între găuri în lungul liniei, vezi [figura 5.4.1](#), unde :

- s este distanța dintre centrele a două găuri care bordează intervalul considerat, măsurată paralel cu axa elementului

- p este distanța dintre centrele aceluiași două găuri măsurată perpendicular pe axa elementului

(5) Într-o cornieră sau orice element comportând găuri în mai mult de un plan, distanța p trebuie să fie măsurată în lungul liniei mijlocii a grosimii materialului, vezi [figura 5.4.2](#).

5.4.2.3. Efecte de lunecare prin forfecare

(1) Efectele de lunecare din forfecare în tălpi poate fi neglijat cu condiția ca :

a) pentru pereții secțiunii în consolă $c \leq L_0 / 20$

b) pentru pereții interni ai secțiunii $b \leq L_0 / 10$

unde :

L_0 este lungimea între punctele de moment nul

b este lățimea peretelui intern al secțiunii

și c este lățimea peretelui de secțiune în consolă

(2) Dacă aceste limite sunt depășite se convine să se adopte o lățime eficace a tălpii .

(3) Calculul lățimilor eficace ale tălpilor este tratat în ENV 1993 1-3 Eurocode 3 Partea 1.3 (în pregătire) precum și în ENV 1993 – 2 Eurocode 3: Partea 2 (în pregătire) .

5.4.3. Efort axial de întindere

(1) În elementele solicitate la întindere axială, valoarea de calcul N_{Sd} a efortului de întindere în fiecare secțiune transversală trebuie să satisfacă condiția:

$$N_{Sd} \leq N_{t,Rd} \quad (5.13)$$

unde:

$N_{t,Rd}$ este rezistența de calcul (capacitatea portantă) a secțiunii la tracțiune, luată cea mai mică dintre valorile următoare:

a) rezistența (capacitatea portantă) plastică a secțiunii brute:

$$N_{pl,Rd} = A \cdot f_y / \gamma_{M0}$$

b) rezistența (capacitatea portantă) ultimă a secțiunii nete în dreptul găurilor de prindere (fixare)

$$N_{u,Rd} = 0,9A_{net} \cdot f_u / \gamma_{M2}$$

(2) Îmbinările de Categoria C, calculate pentru a rezista la alunecare în stadiul limită ultim (vezi 6.5.3.1), rezistența (capacitatea portantă) plastică de calcul $N_{net,Rd}$ a secțiunii nete în dreptul găurilor de prindere trebuie să se egală cu:

$$N_{net,Rd} = A_{net} \cdot f_y / \gamma_{M0} \quad (5.14)$$

(3) Pentru corniere prinse pe o singură aripă se va ține seama de prevederile conținute în paragrafele 6.5.2.3 și 6.6.10. Se convine de asemenea să se adopte un raționament similar pentru alte tipuri de secțiuni prinse de părți în consolă, cum ar fi secțiunile în T sau în U.

(4) Dacă se cere un comportament ductil, rezistența (capacitatea portantă) plastică de calcul $N_{pl,Rd}$ trebuie să fie inferioară rezistenței (capacității portante) ultime a secțiunii nete $N_{u,Rd}$ în dreptul găurilor de prindere, adică:

$$N_{u,Rd} \geq N_{pl,Rd} \quad (5.15)$$

Această condiție va fi satisfăcută dacă:

$$0,9A_{net} \cdot f_u / \gamma_{M0} \geq A \cdot f_y / \gamma_{M2}$$

5.4.4. Efort axial de compresiune

(1) Pentru elementele solicitate la compresiune axială valoarea de calcul N_{Sd} a efortului de compresiune în fiecare secțiune transversală trebuie să satisfacă condiția:

$$N_{Sd} \leq N_{c,Rd} \quad (5.16)$$

unde:

$N_{c,Rd}$ este rezistența de calcul (capacitatea portantă) la compresiune a secțiunii transversale, luată cea mai mică din valorile următoare:

a) rezistența (capacitatea portantă) plastică de calcul a secțiunii brute:

$$N_{pl,Rd} = A \cdot f_y / \gamma_{M0}$$

b) rezistența de calcul (capacitatea portantă) a secțiunii brute la voalare locală

$$N_{0,Rd} = A_{eff} \cdot f_y / \gamma_{M1}$$

(2) Rezistența de calcul (capacitatea portantă) la compresiune $N_{c,Rd}$ a secțiunii transversale se determină astfel:

- secțiuni transversale de clasa 1,2 sau 3: $N_{c,Rd} = A \cdot f_y / \gamma_{M0}$

- secțiuni transversale de clasa 4: $N_{c,Rd} = A_{eff} \cdot f_y / \gamma_{M1}$

(3) În cazul secțiunilor transversale disimetrice de clasa 4, se convine să se utilizeze metoda dată la 5.4.8.3 pentru a ține cont de momentul adițional ΔM dat de decalarea axei neutre (axa trecând prin centrul de greutate) a secțiunii eficiente, vezi 5.3.5 (7).

(4) În plus trebuie verificată rezistența elementelor la flambaj, vezi 5.5.1.

(5) nu este necesar să se țină seama de reducerea secțiunii datorată găurilor de prindere din elementele comprimate, cu excepția găurilor de dimensiuni mari și a găurilor alingite

5.4.5. Moment încovoietor

5.4.5.1. Elemente de bază

(1) În absența forței tăietoare, valoarea de calcul M_{Sd} a momentului încovoietor în fiecare secțiune transversală trebuie să satisfacă condiția:

$$M_{Sd} \leq M_{c-Rd} \quad (5.17)$$

unde

M_{c-Rd} este rezistența de calcul (capacitatea portantă) a secțiunii transversale la încovoiere, luate egale cu cea mai mică dintre valorile următoare:

a) momentul de rezistență plastic de calcul al secțiunii brute:

$$M_{pl-Rd} = W_{pl} \cdot f_y / \gamma_{M0}$$

b) momentul de rezistență de calcul al secțiunii brute la voalare locală:

$$M_{c-Rd} = W_{eff} \cdot f_y / \gamma_{M1}$$

unde W_{eff} este modulul elastic al secțiunii eficiente, vezi 5.3.5.

c) momentul de rezistență ultimo de calcul M_{u-Rd} al secțiunii nete în dreptul găurilor de fixare (prindere), vezi 5.4.5.3.

(2) Pentru secțiunile transversale din clasa 3, rezistența de calcul (capacitatea portantă) a secțiunii brute la încovoiere trebuie să fie egală cu momentul de rezistență (moment capabil) elastic de calcul dat de:

$$M_{el-Rd} = W_{el} \cdot f_y / \gamma_{M0} \quad (5.18)$$

(3) Pentru interacțiunile momentului încovoietor și forței tăietoare, se va vedea 5.4.7.

(4) Elementul trebuie să fie verificat și la pierderea de stabilitate generală, vezi 5.5.2.

5.4.5.2. Încovoierea monoaxială

(1) În lipsa forței tăietoare, rezistența de calcul la încovoiere (capacitatea portantă la încovoiere sau momentul capabil) a unei secțiuni transversale fără găuri de fixare este determinată astfel:

- secțiuni transversale de clasa 1 sau 2: $M_{c-Rd} = W_{pl} \cdot f_y / \gamma_{M0}$

- secțiuni transversale de clasa 3: $M_{c-Rd} = W_{el} \cdot f_y / \gamma_{M0}$

- secțiuni transversale de clasa 4: $M_{c-Rd} = W_{eff} \cdot f_y / \gamma_{M0}$

5.4.5.3. Găuri de prindere (fixare)

(1) Nu este necesar să se țină cont de găurile de prindere în talpa întinsă cu condiția ca aceasta să satisfacă relația:

$$0,9A_{f,net} \cdot f_u / \gamma_{M0} = A_f \cdot f_y / \gamma_{M2} \quad (5.19)$$

(2) Dacă $A_{f,net} / A_f$ nu îndeplinește această condiție, se poate adopta o arie redusă a tălpii satisfăcând la limită

(3) Găurile de prindere în zona întinsă a inimii nu este nevoie să fie considerate cu condiție satisfacerii criteriului indicat la 5.4.5.3. (1) pentru toată zona întinsă incluzând talpa întinsă și zona întinsă a inimii.

(4) Găurile de prindere din zona comprimată a secțiunii transversale nu este nevoie să fie luate în considerare, cu excepția celor de dimensiuni mari și a găurilor alungite.

5.4.5.4. Încovoiere biaxială

(1) În cazul încovoierei după două axe, trebuie să se utilizeze modelele date la 5.4.8.

5.4.6. Forță tăietoare

(1) Valoarea de calcul V_{Sd} a forței tăietoare în fiecare secțiune transversală trebuie să satisfacă condiția:

$$V_{Sd} \leq V_{pl-Rd} \quad (5.20)$$

unde:

V_{pl-Rd} este valoarea de calcul a rezistenței (capacității portante) plastice la forfecare dată de:

$$V_{pl-Rd} = A_v (f_v / 3^{0,5}) \gamma_{M0}$$

unde A_v este aria de forfecare.

(2) Aria de forfecare A_v poate fi determinată astfel:

a) profile I sau H laminate, efort paralel cu inima:

$$A_v = A - 2bt_f + (t_w + 2r)t_f$$

b) profile U laminate, efort paralel cu inima:

$$A_v = A - 2bt_f + (t_w + r)t_f$$

c) secțiuni sudate în I, H sau cheson, efort paralel cu inima:

$$A_v = A - \sum(dt_w)$$

d) secțiuni sudate în I, H, U sau cheson, efort paralel cu talpa:

$$A_v = A - \sum(dt_w)$$

e) profile tubulare rectangulare laminate cu grosime uniforma:

$$\text{- efort paralel cu înălțimea } A_v = Ah / (b+h)$$

$$\text{- efort paralel cu lățimea } A_v = Ab / (b+h)$$

f) profile tubulare circulare de grosime uniformă: $A_v = 2A / \pi$

g) plăci și bare pline $A_v = A$, unde:

A = aria secțiunii transversale

b = lățimea de gabarit

d = înălțimea inimii

h = înălțimea de gabarit

r = raza de racordare dintre talpă și inimă

t_f = grosimea tălpii

t_w = grosimea inimii

(3) În alte cazuri se acceptă determinarea A_v prin analogie.

(4) Pentru simplificare, valoarea A_v a profilelor I, H sau U, cu efortul paralel cu inima, poate fi luată egală cu $1,04 \cdot h \cdot t_w$.

(5) Dacă este cazul, formulele date la 5.4.6. (2) pot fi aplicate elementelor constitutive ale unei secțiuni de element compus.

(6) Dacă grosimea inimii nu este constantă se acceptă să se rețină grosimea minimă pentru t_w .

(7) În plus, rezistența la voalare prin forfecare trebuie să fie verificată așa cum este specificat în 5.6 daca:

- pentru o inimă fără rigidizări (nerigidizată)

$$d / t_w > 69\varepsilon$$

- pentru o inimă rigidizată:

$$d / t_w > 30\varepsilon(k_t)^{0.5}$$

unde:

k_t este coeficientul de voalare prin forfecare, vezi 5.6.3 și $\varepsilon = (235 / f_y)^{0.5}$ în N-mm²

(8) Nu este necesar să se ia în considerare găurile de fixare din inimi dacă:

$$A_{v.net} f_u \geq A_v f_y \quad (5.21)$$

Când $A_{v.net}$ nu satisface această condiție se poate adopta o arie eficace de forfecare $(f_u / f_y) A_{v.net}$

(9) În plus, criteriul de forfecare de bloc dat în 6.5.2.2 trebuie să fie verificat la extremitățile elementului.

5.4.7. Moment încovoietor și forță tăietoare

(1) Momentul teoretic de rezistență (moment capabil) plastic al unei secțiuni transversale este redus de prezența forfecării. Pentru valori mici ale forței

tăietoare, această reducere este mică fiind compensată de ecruisarea materialului și poate fi deci neglijată. Totuși, când forța tăietoare depășește jumătate din rezistența (capacitatea portantă) plastică de forfecare, trebuie să se țină seama de efectul ei asupra momentului de rezistență (momentului capabil) plastic.

(2) Dacă valoarea de calcul V_{Sd} a forței tăietoare nu depășește 50% din rezistența (capacitatea portantă) plastică de calcul la forfecare $V_{pl,Rd}$, nu este necesar să se reducă rezistențele (capacitățile portante) la încovoiere date la 5.4.5.2.

(3) Când forța tăietoare V_{Sd} depășește 50% din $V_{pl,Rd}$ se convine să se reducă valoarea de calcul a rezistenței (capacității portante) secțiunii transversale la încovoiere la $M_{V,Rd}$, moment de rezistență (moment capabil) plastic redus ținând seama de forța tăietoare, obținut astfel:

a) pentru secțiuni transversale cu tălpi egale, încovoiate după axa tare de inerție:

$$M_{V,Rd} = (W_{pl} - \rho A_v / 4 t_w) f_y / \gamma_{M0}, \text{ dar } M_{V,Rd} \leq M_{C,Rd} \quad (5.22)$$

$$\text{unde } \rho = (2V_{Sd} / V_{pl,Rd} - 1)^2$$

b) în celelalte cazuri:

$M_{V,Rd}$ se ia egal cu momentul de rezistență (momentul capabil) plastic de calcul al secțiunii transversale, determinat folosind o limită de curgere redusă, $(1-\rho)f_y$, pentru aria de forfecare, fiind limitat însă la $M_{C,Rd}$.

Notă: Clauza 5.4.7 (3) se aplică secțiunilor de clasele 1, 2, 3 și 4. Se va folosi valoarea corespunzătoare a lui $M_{C,Rd}$, vezi 5.4.5.2.

5.4.8. Moment încovoietor și efort axial

5.4.8.1. Secțiuni transversale de clasele 1 și 2

(1) Pentru secțiuni transversale de clasele 1 și 2 criteriul care trebuie îndeplinit în lipsa forței tăietoare este:

$$M_{Sd} \leq M_{N,Rd} \quad (5.23)$$

unde

$M_{N,Rd}$ este momentul de rezistență (momentul capabil) plastic de calcul redus pentru a ține seama de efortul axial.

(2) Pentru o placă fără găuri de prindere, momentul de rezistență plastic redus este dat de:

$$M_{N,Rd} = M_{pl} [1 - (N_{Sd} / N_{pl,Rd})^2]$$

și criteriul devine:

$$M_{Sd} / M_{pl} + (N_{Sd} / N_{pl,Rd})^2 \leq 1 \quad (5.24)$$

(3) În secțiunile care au tălpi, reducerea momentului teoretic de rezistență (momentul capabil) plastic în prezența unui efort axial mic este compensată prin ecruisarea materialului și poate fi neglijată. Totuși, în cazul încovoierii în raport cu axa y-y, trebuie să se țină cont de influența efortului axial asupra momentului de rezistență (momentul capabil) plastic dacă acest efort axial este mai mare decât jumătate din rezistența (capacitatea portantă) plastică a inimii la tracțiune sau decât un sfert din cea a secțiunii transversale complete dacă aceasta este mai defavorabilă. La fel, în cazul încovoierii în raport cu axa z-z, această influență trebuie să fie luată în considerație dacă efortul axial depășește rezistența (capacitatea portantă) plastică a inimii la tracțiune.

(4) Pentru secțiuni transversale fără găuri de prindere la profile laminate I sau H standardizate, se pot folosi aproximațiile următoare:

$$M_{Ny,Rd} = M_{pl,y,Rd} (1-n) / (1-0,5a), \text{ însă } M_{Ny,Rd} \leq M_{pl,y,Rd} \quad (5.25)$$

$$\text{Dacă } n \leq a: M_{Nz,Rd} = M_{pl,z,Rd}$$

$$\text{Dacă } n > a: M_{Nz,Rd} = M_{pl,z,Rd} [1 - (n-a)^2] \quad (5.26)$$

$$\text{unde } n = N_{Sd} / N_{pl,Rd} \text{ și}$$

$$a = (A - 2b_t) / A, \text{ însă } a \leq 0,5$$

(5) Expresiile date la 5.4.8.1 (4) pot fi, de asemenea, utilizate pentru secțiuni sudate în I sau H cu tălpi egale.

(6) Aproximațiile date la 5.4.8.1 (4) pot fi simplificate mai mult (numai pentru profile laminate I sau H standardizate):

$$M_{Ny,Rd} = 1,11 M_{pl,y,Rd} (1-n), \text{ însă } M_{Ny,Rd} \leq M_{pl,y,Rd} \quad (5.27)$$

$$\text{Dacă } n \leq 0,2: M_{Nz,Rd} = M_{pl,z,Rd}$$

$$\text{Dacă } n > 0,2: M_{Nz,Rd} = 1,56 M_{pl,z,Rd} (1-n)(n+0,6) \quad (5.28)$$

(7) Pentru profilele tubulare rectangulare cu grosime uniformă, folosite în construcții, având secțiunile transversale fără găuri de prindere se pot adopta aproximațiile de mai jos:

$$M_{Ny-Rd} = M_{pl-y-Rd}(1-n) / (1-0,5a_w), \text{ înșă } M_{Ny-Rd} \leq M_{pl-y-Rd} \quad (5.29)$$

$$M_{Nz-Rd} = 1,11M_{pl-z-Rd}(1-n) / (1-0,5a_f), \text{ înșă } M_{Nz-Rd} \leq M_{pl-z-Rd} \quad (5.30)$$

$$\text{unde } a_w = (A-2bt) / A, \text{ înșă } a_w \leq 0,5$$

$$a_f = (A-2ht) / A$$

(8) Expresiile date la 5.4.8.1 (7) pot fi folosite de asemenea pentru secțiunile sudate chesonate având tălpile egale și inimile egale, adoptând:

$$a_w = (A-2bt_f) / A, \text{ înșă } a_w \leq 0,5$$

$$a_f = (A-2ht_w) / A, \text{ înșă } a_f \leq 0,5$$

(9) Expresiile date la 5.4.8.1 (7) pot fi și mai mult simplificate pentru profile standardizate tubulare și rectangulare, cu grosime uniformă, folosite în construcții în modul următor:

- pentru profile cu secțiune pătrată:

$$M_{N-Rd} = 1,26M_{pl-Rd}(1-n), \text{ înșă } M_{N-Rd} \leq M_{pl-Rd} \quad (5.31)$$

- pentru profile cu secțiunea dreptunghiulară

$$M_{Ny-Rd} = 1,33M_{pl-y-Rd}(1-n), \text{ înșă } M_{Ny-Rd} \leq M_{pl-y-Rd} \quad (5.32)$$

$$M_{Nz-Rd} = M_{pl-z-Rd}(1-n) / (0,5+ht / A), \text{ înșă } M_{Nz-Rd} \leq M_{pl-z-Rd} \quad (5.33)$$

(10) În cazul secțiunilor tubulare circulare fără găuri de prindere și de grosime uniformă, se pot folosi următoarele aproximații:

$$M_{N-Rd} = 1,04M_{pl-Rd}(1-n^{1,7}), \text{ înșă } M_{N-Rd} \leq M_{pl-Rd} \quad (5.34)$$

(11) În cazul încovoierii biaxiale, se poate folosi următorul criteriu aproximativ:

$$(M_{y-Sd} / M_{Ny-Rd})^\alpha + (M_{z-Sd} / M_{Nz-Rd})^\beta \quad (5.35)$$

unde α și β sunt exponenți care pot fi luați, în siguranță, egali cu unitatea. Este de asemenea permis să se adopte valorile următoare:

- secțiuni în I și H

$$\alpha = 2 \text{ și } \beta = 5, \text{ înșă } \beta \geq 1$$

- profile tubulare circulare

$$\alpha = 2 \text{ și } \beta = 2$$

- profile tubulare dreptunghiulare

$$\alpha = \beta = 1,66 / (1-1,13n^2), \text{ înșă } \alpha = \beta \leq 6$$

- bare dreptunghiulare și plăci

$$\alpha = \beta = 1,73 + 1,8n^3$$

$$\text{unde } n = N_{Sd} / N_{pl-Rd}$$

(12) Criteriul următor constituie o altă aproximație care plasează verificarea și mai mult de partea siguranței:

$$N_{Sd} / N_{pl-Rd} + M_{y-Sd} / M_{pl-y-Rd} + M_{z-Sd} / M_{pl-z-Rd} \leq 1 \quad (5.36)$$

5.4.8.2. Secțiuni transversale de clasa 3

(1) În lipsa forței tăietoare, secțiunile transversale de clasa 3 sunt considerate ca satisfăcătoare dacă tensiunea longitudinală maximă σ_{x-Ed} îndeplinește condiția:

$$\sigma_{x-Ed} \leq f_{yd} \quad (5.37)$$

$$\text{unde } f_{yd} = f_y / \gamma_{M1}$$

(2) Pentru secțiunile transversale fără găuri de prindere se poate înlocui condiția de mai sus cu condiția următoare:

$$N_{Sd} / Af_{yd} + M_{y-Sd} / W_{el-y}f_{yd} + M_{z-Sd} / W_{el-z}f_{yd} \leq 1 \quad (5.38)$$

5.4.8.3. Secțiuni transversale de clasa 4

(1) În absența forței tăietoare, secțiunile transversale de clasa 4 sunt considerate ca satisfăcătoare dacă tensiunea longitudinală maximă σ_{xEd} calculată folosind lățimile eficace ale pereților comprimați (vezi 5.3.2 (2)) îndeplinește condiția:

$$\sigma_{xEd} \leq f_{yd} \quad (5.39)$$

unde $f_{yd} = f_y / \gamma_{M1}$

(2) Pentru secțiunile transversale fără găuri de prindere se poate înlocui condiția de mai sus cu condiția următoare:

$$N_{Sd} / A_{eff} f_{yd} + (M_{ySd} + N_{Sd} e_{Ny}) / W_{ef,y} f_{yd} + (M_{zSd} + N_{Sd} e_{Nz}) / W_{ef,z} f_{yd} \leq 1 \quad (5.40)$$

unde:

A_{eff} : aria eficace a secțiunii transversale presupusă a fi supusă unei compresiuni uniforme.

W_{eff} : modulul de rezistență elastic al secțiunii eficace, presupunând că secțiunea transversală este supusă numai la un moment încovoietor după axa considerată.

e_N : decalarea centrului de greutate față de axa considerată, presupunând că secțiunea transversală este supusă unei compresiuni uniforme.

5.4.9. Moment încovoietor, forță tăietoare și forță axială (efort axial)

(1) Când forța tăietoare depășește jumătate din rezistența plastică la forfecare, trebuie să se țină cont de efectul ei precum și de cel al forței axiale, pentru a calcula momentul de rezistență (momentul capabil) plastic redus.

(2) Dacă valoarea de calcul V_{Sd} a forței tăietoare nu depășește 50% din rezistența (capacitatea portantă) plastică de calcul la forfecare $V_{pl,Rd}$ nu este necesar să se facă această reducere pentru combinațiile de moment și forță axială care satisfac criteriile enunțate la 5.4.8.

(3) Când V_{Sd} depășește 50% din $V_{pl,Rd}$ se admite să se determine rezistența de calcul a secțiunii transversale la combinațiile de moment și forță axială folosind o limită de curgere redusă $(1-\rho)f_y$ pentru aria de forfecare, cu $\rho = (2V_{Sd} / V_{pl,Rd} - 1)^2$

5.4.10. Inimi supuse la forțe transversale

(1) În absența forței tăietoare, o inimă supusă unei forțe transversale în planul său, (vezi [fig. 5.4.3](#)) care se adaugă la oricare combinație de moment și forță axială aplicată pe secțiunea transversală, trebuie să satisfacă în orice punct criteriul limită de elasticitate următor:

$$[(\sigma_{xEd})^2 + (\sigma_{zEd})^2 - (\sigma_{xEd})(\sigma_{zEd})] / (f_{yd})^2 \leq 1 \quad (5.41)$$

unde

σ_{xEd} : valoarea de calcul a tensiunii longitudinale în punctul considerat dată de moment și forță axială

σ_{zEd} : valoarea de calcul a tensiunii în același punct dată de forța transversală și

$$f_{yd}: f_y / \gamma_{M0}$$

În expresia (5.41) de mai sus σ_{xEd} și σ_{zEd} trebuie să fie luate pozitive pentru compresiune și negative pentru întindere.

(2) Când rezistența (capacitatea portantă) la încovoiere este bazată pe o distribuție plastică a tensiunilor în secțiunea transversală, criteriul de mai sus se admite că este satisfăcut dacă:

$$[(\sigma_{xmEd})^2 + (\sigma_{zmEd})^2 - k(\sigma_{xmEd})(\sigma_{zmEd})] / (f_{yd})^2 \leq 1 - \beta_m \quad (5.42)$$

unde:

σ_{xmEd} : valoarea de calcul a tensiunii longitudinale medii în inimă

$$\beta_m = M_{wSd} / M_{pl,wRd}$$

M_{wSd} : valoarea de calcul a momentului în inimă

$$M_{pl,wRd} = 0,25 t_w d^2 f_y / \gamma_{M0}$$

și k este obținut astfel:

când $\sigma_{xmEd} / \sigma_{zmEd} \leq 0$ k = 1 - β_m
 dacă $\beta_m \leq 0,5$ k = 0,5(1 + β_m)
 când $\sigma_{xmEd} / \sigma_{zmEd} > 0$ k = 1,5(1 - β_m)
 dacă $\beta_m > 0,5$

(3) Când valoarea de calcul V_{Sd} a forței tăietoare nu depășește 50% din rezistența (capacitatea portantă) plastică de forfecare $V_{pl,Rd}$, criteriul dat de 5.4.10 (2) poate fi adoptat fără nici o modificare dată de luarea în considerare a forfecării.

(4) Când valoarea de calcul V_{Sd} a forței tăietoare depășește 50% din $V_{pl,Rd}$, se stabilește să se modifice criteriul limită de elasticitate, dat de 5.4.10 (1) astfel:

$$[(\sigma_{xm,Ed})^2 + (\sigma_{zEd})^2 - (\sigma_{xEd})(\sigma_{zEd})] / (f_{yd})^2 \leq 1 - \rho \quad (5.43)$$

$$\text{unde } \rho = (2V_{Sd} / V_{pl,Rd} - 1)^2$$

(5) Când valoarea de calcul a forței tăietoare V_{Sd} depășește 50% din $V_{pl,Rd}$ și rezistența (capacitatea portantă) la încovoire este bazată pe o distribuție plastică a tensiunilor în secțiunea transversală, poate fi criteriul aproximativ următor:

$$[(\sigma_{xm,Ed})^2 + (\sigma_{zEd})^2 - k(\sigma_{xm,Ed})(\sigma_{zEd})] / (f_{yd})^2 \leq 1 - \beta_m - \rho \quad (5.44)$$

unde k și β sunt definiți la 5.4.10 (2).

(6) Se admite să se determine valoarea tensinii transversale dată de o încărcare punctuală presupunând-o uniform repartizată pe o lungime "s" egală cu cea mai mică dintre valorile înălțimii "d" a inimii și distanța dintre rigidizările transversale de pe inimă.

(7) Se admite să se determine în același mod valoarea tensiunii transversale σ_{zEd} dată de o încărcare repartizată între rigidizările inimii, pe o lungime inferioară distanței dintre ele "a", presupunând-o uniform repartizată pe o lungime "s" determinată ca la 5.4.10 (6).

(8) Se verifică și efectele încărcărilor transversale de compresiune asupra rezistenței inimii la voalare locală, vezi 5.3.6.

(9) Se convine să se verifice, în plus, rezistența inimii la presiune locală și la voalare, vezi 5.7.4 și 5.7.5.

5.5. Rezistența (capacitatea portantă a) elementelor

5.5.1. Elemente comprimate

5.5.1.1. Rezistența la flambaj

(1) Rezistența de calcul (capacitatea portantă sau efortul capabil) la flambaj a unui element comprimat trebuie să fie luată egală cu,

$$N_{bRd} = \chi \cdot \beta_A A f_y / \gamma_{M1} \quad (5.45)$$

unde:

$$\beta_A = 1 \text{ pentru secțiuni transversale de clasa 1, 2 sau 3}$$

$$\beta_A = A_{eff} / A \text{ pentru secțiuni transversale din clasa 4}$$

și χ este coeficientul de reducere pentru modul de flambaj considerat

(2) În privința tipurilor de profile din oțel, laminate la cald obișnuit utilizate pentru elementele comprimate, modul de flambaj este în general "prin încovoire".

(3) În anumite cazuri, modurile de flambaj "prin răsucire" prin "încovoire-răsucire" pot governa fenomenul de flambaj. Pentru aceste cazuri se fac referiri în l'ENV 1993-1-3 EUROCODE 3: Partea 1.1 (în pregătire)

5.5.1.2. Elemente uniforme

(1) Pentru elementele cu secțiune transversală constantă, solicitate în compresiune axială constantă, valoarea coeficientului χ poate fi determinată, în funcție de zveltețea redusă $\bar{\lambda}$, cu formula:

$$\chi = \left[\phi + \left(\phi^2 + \bar{\lambda}^2 \right)^{0.5} \right]^{-1}, \text{ însă } \chi \leq 1 \quad (5.46)$$

$$\text{în care } \phi = 0,5 \left[1 + \alpha (\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2 \right]$$

α este un factor de imperfecțiune

$$\bar{\lambda} = \left(\beta_A A f_y / N_{cr} \right)^{0.5} = (\lambda / \lambda_1) (\beta_A)^{0.5}$$

λ este zveltețea corespunzătoare modului de flambaj considerat

$$\lambda_1 = \pi (E / f_y)^{0.5} = 93,9 \epsilon$$

$$\varepsilon = (235 / f_y)^{0,5} \cdot (f_z \text{ în } N/mm^2)$$

și N_{cr} este efortul axial critic elastic corespunzător modului de flambaj

(2) Factorul de imperfecțiune α , corespunzător curbei de flambaj adoptată, este dat în tabelul 5.5.1.

Tabelul 5.5.1

Factori de imperfecțiune

Curba de flambaj	a	b	c	d
Factor al imperfecțiunii α	0,21	0,34	0,49	0,76

(3) Valori ale factorului de reducere χ pot fi obținute din tabelul 5.5.2. în funcție de zveltețea redusă $\bar{\lambda}$.

(4) În alternativă, elementele uniforme pot fi verificate utilizând o analiză de ordinul II, vezi 5.5.1.3 (4) și 5.5.1.3 (6)

5.5.1.3. Elemente neuniforme

(1) Elementele cu secțiune continuu variabilă („în fus”) sau în trepte pot fi verificate utilizând o analiză (calcul) de ordinul II, a se vedea 5.5.1.3 (4) și 5.5.1.3 (6).

(2) În alternativă, pot fi utilizate metode de analiză (calcul) simplificate având ca bază procedeul definit pentru elemente uniforme.

(3) Poate fi utilizată orice metodă de calcul, cu condiția de a se demonstra că metoda respectivă plasează în siguranță.

(4) Analiza (calculul) de ordinul II trebuie să ia în calcul imperfecțiunea inițială în arc, echivalentă, din [figura 5.5.1](#), corespunzând curbei de flambaj adoptate atât metodei de analiză (calcul) cât și tipului de verificare a secțiunii transversale.

Tabelul 5.5.2.

Coefficienții de reducere χ

$\bar{\lambda}$	Curba de flambaj			
	a	b	c	d
0,2	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000
0,3	0,9775	0,9641	0,9491	0,9235
0,4	0,9528	0,9261	0,8973	0,8504
0,5	0,9243	0,8842	0,8430	0,7793
0,6	0,8900	0,8371	0,7854	0,7100
0,7	0,8477	0,7837	0,7247	0,6431
0,8	0,7957	0,7245	0,6622	0,5797
0,9	0,7339	0,6612	0,5998	0,5208
1,0	0,6656	0,5970	0,5399	0,4671
1,1	0,5960	0,5352	0,4842	0,4189
1,2	0,5300	0,4781	0,4338	0,3762
1,3	0,4703	0,4269	0,3888	0,3385
1,4	0,4179	0,3817	0,3492	0,3055
1,5	0,3724	0,3422	0,3145	0,2766
1,6	0,3332	0,3079	0,2842	0,2512
1,7	0,2994	0,2781	0,2577	0,2289
1,8	0,2702	0,2521	0,2345	0,2093
1,9	0,2449	0,2294	0,2141	0,1920

2,0	0,2229	0,2095	0,1962	0,1766
2,1	0,2036	0,1920	0,1803	0,1630
2,2	0,1867	0,1765	0,1662	0,1508
2,3	0,1717	0,1628	0,1537	0,1399
2,4	0,1585	0,1506	0,1425	0,1302
2,5	0,1467	0,1397	0,1325	0,1214
2,6	0,1362	0,1299	0,1234	0,1134
2,7	0,1267	0,1211	0,1153	0,1062
2,8	0,1182	0,1132	0,1079	0,0997
2,9	0,1105	0,1060	0,1012	0,0937
3,0	0,1036	0,0994	0,0951	0,0882

Secțiune transversală		Metodă de analiză (calcul) globală	
Verificare de rezistență	Tip de secțiune și axă	Elastică sau rigid – plastică sau elastică - perfect plastică	Elasto – plastică (metoda zonelor plastice)
Elastică (5.4.8.2)	Oarecare	$\alpha(\bar{\lambda} - 0,2)k_y W_{el} / A$	-
Plastic liniară [5.4.8.1 (12)]	Oarecare	$\alpha(\bar{\lambda} - 0,2)k_y W_{pl} / A$	-
Plastic neliniară [5.4.8.1 (1) la (11)]	Secțiune în l axa y-y	$1,33\alpha(\bar{\lambda} - 0,2)k_y W_{pl} / A$	$\alpha(\bar{\lambda} - 0,2)k_y W_{el} / A$
	Secțiune în l axa z-z	$2 k_y e_{eff} / \epsilon$	$k_y e_{eff} / \epsilon$
	Secțiune tubulară rectangulară	$1,33\alpha(\bar{\lambda} - 0,2)k_y W_{pl} / A$	$\alpha(\bar{\lambda} - 0,2)k_y W_{el} / A$
	Secțiune tubulară circulară	$1,5 k_y e_{eff} / \epsilon$	$k_y e_{eff} / \epsilon$

$k_y = (1 - k\delta) + 2 k\delta \bar{\lambda}$ cu $k_y \geq 1$

Tabelul 5.5.2.

Coeficienti de reducere χ

Curbe de flambaj	α	e_{eff}	$k\delta$			
			$\gamma_{M1}=1,05$	$\gamma_{M1}=1,10$	$\gamma_{M1}=1,15$	$\gamma_{M1}=1,20$
a	0,21	$l/600$	0,12	0,23	0,33	0,42
b	0,34	$l/380$	0,08	0,15	0,22	0,28
c	0,49	$l/270$	0,06	0,11	0,16	0,20

d	0,78	l/180	0,04	0,08	0,11	0,14
Elemente neuniforme :						
Se vor utiliza valorile W_{el} / A sau W_{pl} / A din mijlocul lungimii de flambaj l						
Figura 5.5.1. Valori de calcul ale imperfecțiunii inițiale echivalente în arc $e_{0,d}$						

(5) Imperfecțiunile inițiale în arc, echivalente, date în figura 5.5.1 trebuie de asemenea să fie utilizate pentru elementele la care este necesar să se includă imperfecțiunile în analiza globală (numai în condițiile de la 5.2.4.5)

(6) Dacă sunt utilizate imperfecțiunile date în figura 5.5.1 rezistențele (capacitățile portante sau eforturile capabile ale secțiunilor transversale trebuie să fie verificate așa cum este specificat la 5.4, dar utilizând γ_{M1} în loc de γ_{M0} .

5.5.1.4. Flambaj prin încovoiere

(1) Curba de flambaj corespunzătoare pentru flambajul prin încovoiere se determină din tabelul 5.5.3.

(2) Secțiunile care nu sunt conținute în tabelul 5.5.3 trebuie să fie clasificate prin analogie .

(3) Coeficientul de zveltețe λ este egal cu:

$$\lambda = l / i$$

în care i este raza de inerție corespunzător axei la care se referă, determinată cu caracteristicile secțiunii transversale brute .

(4) Profilele tubulare formate la rece, utilizate în construcții, trebuie să fie verificate utilizând fie:

limita de curgere de bază f_{yb} a tablei din care a fost fabricat elementul prin formare la rece, cu curba de flambaj b.

limita de curgere medie f_{ya} a elementului după formarea la rece, determinată conform definiției dată în figura 5.5.2., cu curba de flambaj c.

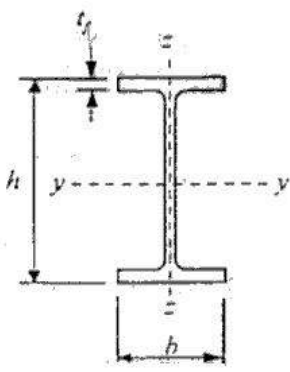
5.5.1.5. Lungimea de flambaj

(1) Lungimea de flambaj l a unui element comprimat ale cărui extremități sunt împiedicate efectiv să se deplaseze lateral poate fi luată, în deplină siguranță, egală cu lungimea de epură (vezi 1.4.2. (1)) L a elementului.

(2) În alternativă, lungimea de flambaj l poate fi determinată cu ajutorul anexei E (informativă)

Tabelul 5.5.3.

Alegerea curbei de flambaj corespunzătoare unei secțiuni

Tip de secțiune	Limite	Axa de flambaj	Curba de flambaj
Secțiuni în l laminate 	$h/b > 1,2$		
	$t_f \leq 40 \text{ mm}$	y-y	a
		z-z	b
	$40 \text{ mm} < t_f \leq 100 \text{ mm}$	y-y	b
		z-z	c
	$h/b \leq 1,2$		
	$t_f \leq 100 \text{ mm}$	y-y	b
		z-z	c
Secțiuni în l sudate	$t_f > 100 \text{ mm}$	y-y	d
		z-z	d
	$t_f \leq 40 \text{ mm}$	y-y	b
		z-z	c

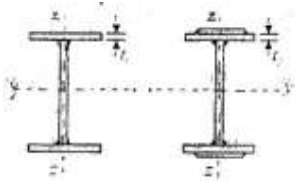
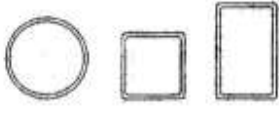
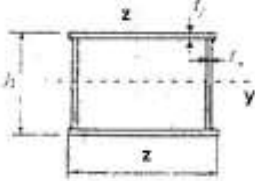

	$t_f \leq 100 \text{ mm}$	y-y z-z	c d
<p style="text-align: center;">Secțiuni tubulare</p> 	laminare la cald	oricare	a
	formate la rece – folosind f_{vb}^1	oricare	b
	formate la rece – folosind f_{va}^1	oricare	c
<p style="text-align: center;">Chesoane sudate</p> 	în general (cu excepția de mai jos)	oricare	b
	Suduri groase și $h/t_f < 30$ $h/t_w < 30$	oricare	c
<p style="text-align: center;">Secțiuni în U, L, T și secțiuni pline</p> 	oricare	c	
¹ Vezi 5.5.1.4 (4) și figura 5.5.2.			
<p>Limita de curgere medie :</p> <p>Limita de curgere medie f_{ya} poate fi determinată prin încercări pe secțiuni reale sau cu relația :</p> $f_{ya} = f_{yb} + (knt^2 / A_g) (f_u - f_{yb})$ <p>unde :</p> <p>f_{yb} – limita de curgere la întindere a materialului de bază * (N/mm²)</p> <p>f_u – limita de rupere la întindere a materialului de bază * (N/mm²)</p> <p>t – grosimea tablei mamă (mm²)</p> <p>A_g – aria secțiunii transversale brute (mm²)</p> <p>K – coeficient depinzând de tipul de formare :</p> <ul style="list-style-type: none"> • k = 7 pentru profilare la rece la mașini cu role • k = 5 pentru late metode de formare <p>n – numărul de îndoiri la 90° în profil cu raza interioară < 5t (fracțiunile de îndoiri de 90° se consideră ca fracțiuni de n)</p> <p>și f_{ya} nu trebuie să depășească f_u sau 1,2 f_{yb}.</p> <p>Se convine să nu se folosească creșterea limitei de curgere dată de prelucrarea la rece pentru elementele sudate sau supuse la detensionare sau galvanizate (după formare) sau supuse după formare la tratamente termice susceptibile să producă o înmuiere</p>			
<p>Material de bază</p> <p>Materialul de bază este materialului tablei plane (tabla mamă) din care se fabrică profilele prin formare la rece</p>			

Fig. 5.5.2. Limita de curgere medie f_{ya} a profilelor tubulare formate la rece folosite în construcții**5.5.2. Deversarea elementelor încovoietoare**

(1) Rezistența de calcul la deversare (capacitatea portantă la încovoiere având în vedere pierderea stabilității prin încovoiere laterală și răsucire) a unui element încovoiat, fără legături transversale, este egală cu:

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} \beta_w W_{pl,y} f_y / \gamma_{M1} \quad (5.48)$$

în care:

$$\beta_w = 1 \text{ pentru secțiuni din clasa 1 sau 2}$$

$$\beta_w = W_{el,y} / W_{pl,y} \text{ pentru secțiuni din clasa 3}$$

$$\beta_w = W_{eff} / W_{pl,y} \text{ pentru secțiuni din clasa 4}$$

și χ_{LT} este coeficientul de reducere la deversare.

(2) Valoarea χ_{LT} pentru zveltețea redusă $\bar{\lambda}_{LT}$ poate fi determinată cu relația:

$$\chi_{LT} = [\phi_{LT} + (\phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2)^{0.5}]^{-1} \text{ însă } \chi_{LT} \leq 1 \quad (5.49)$$

$$\text{în care: } \phi_{LT} = 0,5[1 + \alpha_{LT}(\bar{\lambda}_{LT} - 0,2) + \bar{\lambda}_{LT}^2]$$

(3) Se acceptă să se adopte pentru factorul de imperfecțiune α_{LT} următoarele valori:

$$\alpha_{LT} = 0,21 \text{ pentru profile laminate}$$

$$\alpha_{LT} = 0,49 \text{ pentru secțiuni sudate}$$

(4) Valorile coeficientului de reducere χ_{LT} pentru zveltețea redusă corespunzătoare $\bar{\lambda}_{LT}$ pot fi obținute din tabelul 5.5.2 cu $\bar{\lambda} = \bar{\lambda}_{LT}$ și $\chi = \chi_{LT}$ utilizând:

- pentru profile laminate, curba a ($\alpha = 0,21$)

- pentru secțiuni sudate, curba c ($\alpha = 0,49$)

(5) Valoarea $\bar{\lambda}_{LT}$ poate fi determinată cu relația:

$$\bar{\lambda}_{LT} = [\beta_w W_{pl,y} f_y / M_{cr}]^{0.5} = (\lambda_{LT} / \lambda_1) (\beta_w)^{0.5}$$

în care:

$$\lambda_1 = \pi(E / f_y)^{0.5} = 93,9\epsilon$$

$$\epsilon = (235 / f_y)^{0.5}, (f_y \text{ în N/mm}^2)$$

și M_{cr} = momentul critic elastic de deversare

(6) Indicațiile pentru calculul valorii M_{cr} (sau pentru calculul direct al coeficientului λ_{LT}) sunt date în anexa F (informativă) .

(7) Dacă zveltețea redusă $\lambda_{LT} \leq 0,4$, nu este necesar să se țină seama de deversare .

(8) Nu este necesar să se verifice pierderea stabilității generale a unei grinzi care este sprijinită lateral pe toată lungimea sa.

5.5.3. Elemente încovoiate și întinse

(1) Elementele supuse la interacțiunea moment încovoietor - efort axial de întindere trebuie verificate la deversare tratând efectul rezultat al solicitărilor, vezi 2.3.3.1. (4)

(2) Dacă efortul axial și momentul încovoietor pot varia independent, se convine să se multiplice valoarea de calcul a efortului de întindere prin factorul de reducere al efectului vectorial:

$$\psi_{vec} = 0,8$$

(3) Tensiunea calculată $\sigma_{\text{com.Ed}}$ (care poate depăși f_y) în fibra extremă comprimată, prin efectul vectorial, se determină cu relația:

$$\sigma_{\text{com.Ed}} = M_{\text{Sd}} / W_{\text{com}} - \psi_{\text{vec}} N_{\text{t.Sd}} / A \quad (5.50)$$

în care W_{com} - modulul de rezistență elastic al secțiunii, raport la fibra extremă comprimată

și $N_{\text{t.Sd}}$ valoarea de calcul a efortului axial de întindere.

(4) Se acceptă ca verificarea să se facă la un moment încovoietor efectiv de calcul egal cu:

$$M_{\text{eff.Sd}} = W_{\text{com}} \cdot \sigma_{\text{com.Ed}}$$

(5) Rezistența de calcul (capacitatea portantă) la deversare $M_{\text{b,Rd}}$ se calculează potrivit punctului 5.5.2.

5.5.4. Elemente comprimate și încovoiate

(1) Elementele cu secțiune de clasă 1 sau 2 solicitate la încovoiere și compresiune axială trebuie să satisfacă următoarele condiții:

$$(N_{\text{Sd}} / \chi_y A + k_y M_{y,\text{Sd}} / W_{\text{pl,y}} + k_z M_{z,\text{Sd}} / W_{\text{pl,z}}) (\gamma_{\text{M1}} / f_y) \leq 1 \quad (5.51)$$

în care:

$$k_y = 1 - \mu_y N_{\text{Sd}} / \chi_y A f_y \text{ dar } k_y \leq 1,5$$

$$\mu_y = \lambda_y (2\beta_{\text{M,y}} - 4) + (W_{\text{pl,y}} - W_{\text{el,y}}) / W_{\text{el,y}} \text{ dar } \mu_y \leq 0,90$$

χ_{min} este cea mai mică dintre valorile χ_y și χ_z

în care χ_y și χ_z sunt coeficienți de reducere definiți la 5.5.1. pentru axele y - y respective z - z.

și $\beta_{\text{M,y}}$, $\beta_{\text{M,z}}$ sunt factorii de moment uniform echivalent pentru flambaj prin încovoiere, vezi 5.5.4.(7).

(2) Elementele cu secțiune transversală de clasa 1 sau 2 pentru care deversarea este un mod potențial de cedare trebuie să îndeplinească și condiția:

$$(N_{\text{Sd}} / \chi_z A + k_{\text{LT}} M_{y,\text{Sd}} / \chi_{\text{LT}} W_{\text{pl,y}} + k_z M_{z,\text{Sd}} / W_{\text{pl,z}}) (\gamma_{\text{M1}} / f_y) \leq 1 \quad (5.52)$$

în care:

$$k_{\text{LT}} = 1 - \mu_{\text{LT}} N_{\text{Sd}} / \chi_z A f_y \text{ dar } k_{\text{LT}} \leq 1$$

$$\mu_{\text{LT}} = 0,15 \lambda_z \beta_{\text{M,LT}} - 0,15 \text{ dar } \mu_{\text{LT}} \leq 0,90$$

în care $\beta_{\text{M,LT}}$ este un factor de moment uniform echivalent pentru deversare vezi 5.5.4 (7).

(3) Elementele cu secțiune transversală de clasa 3 solicitate la încovoiere și compresiune axială trebuie să îndeplinească următoarea condiție:

$$(N_{\text{Sd}} / \chi_{\text{min}} A + k_y M_{y,\text{Sd}} / W_{\text{el,y}} + k_z M_{z,\text{Sd}} / W_{\text{el,z}}) (\gamma_{\text{M1}} / f_y) \leq 1 \quad (5.53)$$

în care: k_y , k_z și χ_{min} sunt date în 5.5.4. (1)

$$\mu_y = \bar{\lambda}_y (2\beta_{\text{M,y}} - 4) \text{ dar } \mu_y \leq 0,90$$

$$\mu_z = \bar{\lambda}_z (2\beta_{\text{M,z}} - 4) \text{ dar } \mu_z \leq 0,90$$

(4) Elementele cu acțiune transversală de clasa 3, pentru care deversarea reprezintă un mod potențial de cedare, trebuie să îndeplinească și condiția:

$$(N_{\text{Sd}} / \chi_z A + k_{\text{LT}} M_{y,\text{Sd}} / \chi_{\text{LT}} W_{\text{pl,y}} + k_z M_{z,\text{Sd}} / W_{\text{pl,z}}) (\gamma_{\text{M1}} / f_y) \leq 1 \quad (5.54)$$

(5) Elementele cu secțiune transversală de clasa 4 solicitate la încovoiere și compresiune axială trebuie să îndeplinească condiția:

$$[N_{\text{Sd}} / \chi_{\text{min}} A_{\text{eff}} + k_y (M_{y,\text{Sd}} + N_{\text{Sd}} e_{\text{N,y}}) / W_{\text{eff,y}} + k_z (M_{z,\text{Sd}} + N_{\text{Sd}} e_{\text{N,z}}) / W_{\text{el,z}}] (\gamma_{\text{M1}} / f_y) \leq 1 \quad (5.56)$$

în care: k_y , k_z și χ_{min} sunt date în 5.5.4. (1) dar înlocuind A prin A_{eff} , vezi 5.3.5. (9)

μ_y și μ_z sunt date în 5.5.4. (3), dar adăugând $N_{\text{Sd}} e_{\text{N}}$ la M_{Sd} pentru a determina β

și A_{eff} , $W_{\text{eff,y}}$, $W_{\text{eff,z}}$, $e_{\text{N,y}}$ și $e_{\text{N,z}}$ conform 5.4.8.3.

(6) Elementele cu secțiune transversală de clasa 4 pentru care deversarea reprezintă un mod potențial de cedare trebuie să îndeplinească și condiția:

$$[N_{Sd} / \chi_z A_{eff} + k_{LT}(M_{y,Sd} + N_{Sd} e_{N,y}) / \chi_{LT} W_{eff,y} + k_z(M_{z,Sd} + N_{Sd} e_{N,z}) / W_{el,z}] (\gamma_{M1} / f_y) \leq 1 \quad (5.57)$$

în care:

k_{LT} este dat în 5.5.4 (2) dar înlocuind A prin A_{eff} , vezi 5.3.5. (9)

μ_{LT} este dat în 5.5.4 (2) dar adăugând $N_{Sd} e_N$ la M_{Sd} pentru a determina β_{MLT} .

(7) Factorii de moment uniform echivalent β_{My} , β_{Mz} , β_{MLT} se calculează conform [figurii 5.5.3](#) în funcție de alura diagramei de momente încovoietoare între punctele de fixare după cum urmează:

factor	axa de încovoiere	puncte de fixare pe direcția
β_{My}	y-y	z-z
β_{Mz}	z-z	y-y
β_{MLT}	y-y	y-y

5.6. Rezistența inimilor la voalare produsă de forfecare

(1) Rezistența la voalare produsă de forfecare trebuie verificată pentru inimile nerigidizate având raportul d / t_w mai mare ca 69ε și pentru inimile rigidizate la care respectivul raport este mai mare ca $30 \varepsilon (k_t)^{0.5}$, (vezi 5.4.6.. (7))

(2) Rezistența unei inimi la voalare produsă de forfecare depinde de suplețea inimii d / t_w și de distanța dintre eventualele rigidizări intermediare ale inimii.

(3) Rezistența unei inimi la voalare produsă de forfecare poate depinde, de asemenea, de ancorarea în rigidizările de capăt sau de tălpi a câmpurilor diagonale întinse.

Ancorarea realizată de către tălpi este redusă de tensiunile longitudinale date de momentul încovoietor și de forța axială.

(4) Toate inimile cu raportul d / t_w mai mare ca 69ε vor fi prevăzute, în dreptul reazemelor, cu rigidizări transversale.

5.6.2. Metode de calcul

(1) Rezistența la voalare a inimilor nerigidizate și a inimilor care au numai rigidizări transversale, poate fi verificată folosind fie :

a) metoda postcritică (vezi 5.6.3), fie

b) metoda câmpului diagonal întins (vezi 5.6.4.)

(2) Ca alternativă, pot fi adoptate metodele date în ENV 1992 -2 Eurocode 3 : Partea 2 (în pregătire)

(3) Metoda postcritică simplă poate fi folosită pentru inimile grinzilor cu secțiuni I. cu sau fără grinzi transversale intermediare, cu condiția ca inima să fie prevăzută cu rigidizări transversale în dreptul reazemelor.

(4) Metoda câmpului diagonal întins se poate aplica pentru inimile prevăzute cu rigidizări transversale în dreptul reazemelor și cu rigidizări transversale intermediare, cu condiția ca panourile alăturate sau rigidizate (montații) de capăt să asigure ancorarea câmpului diagonal întins. Cu toate acestea, metoda nu se va folosi dacă $a / d < 1,0$ în care "a" este distanța liberă dintre rigidizările transversale și "d" este înălțimea inimii.

(5) Acolo unde rigidizările transversale sunt așezate la distanțe mari între ele, metoda câmpului diagonal de întindere devine prea acoperitoare. Nu este recomandat să se folosească dacă $a / d > 3,0$.

(6) În ambele metode, rigidizările transversale intermediare se vor verifica așa cum este specificat în 5.6.5. iar sudurile se vor verifica după cum se specifică în 5.6.6.

(7) Cazul inimilor cu rigidizări longitudinale se găsește în ENV 1993-2 Eurocode 3: Partea 2 (în pregătire).

5.6.3. Metoda postcritică simplă

Metoda postcritică simplă permite să se obțină, rezistența de calcul la voalare produsă de forfecare $V_{ba,Rd}$ cu relația :

$$V_{ba,Rd} = d t_w \tau_{ba} / \gamma_{M1} \quad (5.58)$$

unde τ_{ba} este rezistența post – critică simplă la forfecare.

(2) Rezistența postcritică simplă la forfecare τ_{ba} se determină după cum urmează:

a) când $\bar{\lambda}_{sw} \leq 0,8 \rightarrow \tau_{ba} = 0,5774 f_{yw}$

b) când $0,8 < \bar{\lambda}_{sw} \leq 1,2 \rightarrow \tau_{ba} = [1 - 0,625(\bar{\lambda}_{sw} - 0,8)] \frac{f_{yw}}{\sqrt{3}}$

$$c) \text{ când } \bar{\lambda}_{vw} \geq 1,2 \rightarrow \tau_{ba} = \frac{0,9 f_{yw}}{\bar{\lambda}_{vw} \sqrt{3}}$$

unde $\bar{\lambda}_{vw}$ este suplețea inimii dată de relația:

$$\bar{\lambda}_{vw} = [0,5774 f_{yw} / \tau_{cr}]^{0,5} = d / (37,4 e t_w \sqrt{k_\tau})$$

cu τ_{cr} : rezistența critică la voalare produsă de forfecare în domeniul clasic

și k_τ : coeficientul de voalare prin forfecare

(3) Coeficientul de voalare prin forfecare k_τ este dat de expresiile următoare:

– Pentru inimile cu rigidizări transversale în dreptul reazemelor, însă fără rigidizări transversale intermediare:

$$k_\tau = 5,34$$

– Pentru inimile cu rigidizări transversale pe reazeme și rigidizări transversale intermediare, cu $(a / d) < 1$:

$$k_\tau = 4 + 5,34 (a / d)^{-2}$$

– Pentru inimile cu rigidizări e pe reazeme și având rigidizări transversale intermediare, cu $a / d \geq 1$:

$$k_\tau = 5,34 + 4 (a / d)^{-2}$$

5.6.4. Metoda câmpului diagonal întins

5.6.4.1. Rezistența la voalare produsă de forfecare

Metoda câmpului diagonal întins permite să se obțină rezistența la voalare produsă de forța tăietoare $V_{bb,Rd}$ cu relația:

$$V_{bb,Rd} = (d t_w \tau_{bb} + 0,9 g t_w \sigma_{bb} \sin \phi) / \gamma_{M1} \quad (5.59)$$

unde σ_{bb} este rezistența câmpului diagonal întins dată de relația :

$$\sigma_{bb} = (f_{yw}^2 - 3 \tau_{bb}^2 + \psi^2)^{0,5} - \psi$$

în care: $\psi = 1,5 \tau_{bb} \sin 2\phi$

unde: ϕ : înclinarea câmpului diagonal întins

g : lățimea câmpului diagonal întins, vezi [figura 5.6.1](#).

τ_{bb} : rezistența inițială la valoarea produsă de forfecare

Rezistența inițială la voalarea produsă de forfecare τ_{bb} se determină după cum urmează:

$$a) \text{ când } \bar{\lambda}_{vw} \leq 0,8 \rightarrow \tau_{bb} = 0,5774 f_{yw}$$

$$b) \text{ când } \rightarrow 0,8 < \bar{\lambda}_{vw} \leq 1,25 \quad \tau_{bb} = 0,5774 f_{yw} [1 - 0,8(\bar{\lambda}_{vw} - 0,8)]$$

$$c) \text{ când } \bar{\lambda}_{vw} \geq 1,25 \rightarrow \tau_{bb} = 0,5774 f_{yw} / \bar{\lambda}_{vw}^2$$

unde $\bar{\lambda}_{vw}$ este dat în 5.6.3 (2)

Lățimea "g" a câmpului diagonal întins este dată de relația:

$$g = d \cos \phi - (a - s_c - s_t) \sin \phi$$

unde s_c și s_t sunt lungimile de ancorare ale câmpului diagonal întins de-a lungul tălpilor comprimată, respective întinsă, obținute cu relația:

$$s = \frac{2}{\sin \phi} [M_{Nf,Rk} / t_w \sigma_{bb}]^{0,5} \text{ însă } s \leq a$$

unde: $M_{Nf,Rk}$ este momentul de rezistent (momentul capabil) plastic redus al tălpii.

Când se calculează momentul de rezistență plastic al unei tălpi se vor neglija rebordurile sau întărirea tălpii. Momentul de rezistență plastic redus $M_{Nf,Rk}$ ține seama de forța longitudinală $N_{f,Sd}$ în talpă (cauzată de momentul M_{Sd} și forța axială N_{Sd} din element) și este dat de relația:

$$M_{Nf,Rk} = 0,25b t_f^2 f_{yf} \{1 - [N_{f,Sd} / (b t_f f_{yf} / \gamma_{M0})]^2\} \quad (5.60)$$

unde b și t_f sunt înălțimea și grosimea tălpii considerate.

5.6.4.2. Înclinarea câmpului diagonal întins

(1) Înclinarea câmpului diagonal întins " ϕ " variază între valorile minimă $\theta / 2$ și maximă θ , θ fiind înclinarea diagonalei panoului de inimă considerat:

$$\theta = \arctan(d / a)$$

(2) Valoarea minimă $\theta/2$ se aplică dacă tălpile sunt utilizate complet pentru prelucrarea momentului încovoietor din element. Valoarea maximă θ se aplică în cazul câmpului diagonal întins complet (cu dimensiuni maxim posibile), care are $s = a$.

(3) Valoarea adecvată pentru ϕ în oricare alt caz este valoarea (cuprinsă între limitele $\theta / 2$ și θ) care dă rezistența maximă la voalarea produsă de forfecare $V_{bb,Rd}$.

(4) Oricare altă valoare pentru ϕ (între limitele $\theta / 2$ și θ) este acoperitoare. Se poate admite, cu aproximație, $\phi = \theta / 1,5$, ca alternativă, pentru găsirea valorii optime pentru ϕ se poate folosi iterația.

5.6.4.3. Panouri de capăt

(1) Panourile de capăt vor fi proiectate folosind metoda postcritică simplă dată în 5.6.3., numai dacă rigidizarea (montantul) de capăt nu este în stare să ancoreze câmpul diagonal întins.

(2) Când este folosită o rigidizare (montant) e capăt care satisface criteriul dat în 5.6.4.3 (4), rezistența critică la voalarea produsă de forfecare va fi determinată conform 5.6.4.1, dar cu lungimea de ancorare s_c care se va obține conform 5.6.4.3 (3), vezi [figura 5.6.2.](#)

(3) Când este folosită o rigidizare (montant) de capăt o placă simplă cu lățimea b_s , și grosimea t_s lungimea de ancorare s_c , se determină cu relația:

$$s_c = \sqrt{2} \left[\left(M_{pl,1} + M_{pl,2} \right) / \left(t_w \sigma_{bb} \right)^{0,5} \right] / \sin \phi \text{ dar } s_c \leq a \quad (5.61)$$

$$\text{unde: } M_{pl,1} = 0,25b t_f^2 f_{yf} \{1 - [N_{fl} / (b t_f f_{yf})]^2\}$$

$$N_{fl} = g t_w \sigma_{bb} \cos \phi$$

$M_{pl,2}$ este cel mai mic dintre M_{Nf} și M_{Ns} :

$$M_{Nf} = 0,25b t_f^2 f_{ys} \{1 - [F_{bb} / (b t_f f_{yf})]^2\}$$

$$M_{Ns} = 0,25b_s t_s^2 f_{ys} \{1 - [N_{s2} / (b_s t_s f_{ys})]^2\}$$

$$F_{bb} = t_w s_s \sigma_{bb} \cos^2 \phi$$

$$N_{s2} = t_w s_s \sigma_{bb} \sin^2 \phi$$

$$\text{și } s_s = d - (a - s_f) \tan \phi$$

(4) Pentru ca o placă simplă folosită ca montant de margine (rigidizare de capăt dintr-o singură placă) să reziste la forța de ancoraj F_{bb} a câmpului diagonal întins, se convine să fie satisfăcut criteriul:

$$M_{pl,2} + M_{pl,3} \geq 0,5 F_{bb} s_s \quad (5.62)$$

$$\text{unde } M_{pl,3} = 0,25b_s t_s^2 f_{ys} \{1 - [N_{s3} / (b_s t_s f_{ys})]^2\}$$

$$\text{și } N_{s3} = V_{Sd} - \tau_{bb} t_w (d - s_s)$$

(5) Dacă o rigidizare (montant de capăt nu satisface criteriul enunțat la 5.6.4 (4), se poate adopta o valoare sporită pentru ϕ astfel ca lungimea de ancorare s_s să fie redusă suficient pentru a fi satisfăcut criteriul, cu condiția că o valoare redusă a rezistenței la voalarea produsă de forfecare pentru panoul de capăt să fie apoi determinată pe baza acestei valori mărite a lui ϕ .

5.6.4.4. Detalii pentru rigidizările (montanților) de capăt

(1) Sudurile care leagă rigidizarea (montantul) de capăt de talpă superioară vor fi dimensionate ca să reziste la $M_{pl,2}$, F_{bb} și N_{s2} .

(2) Un montant de capăt realizat dintr-o pereche de rigidizări transversale învecinate dispuse simetric față de inimă poate fi folosit ca o alternativă la soluția sintr-o singură rigidizare, arătată ca în [figura 5.6.2.](#) cu condiția ca relațiile de calcul date în 5.6.4.3. să fie adaptate în consecință.

5.6.5. Rigidizări transversale intermediare

(1) Atât pentru metoda postcritică simplă cât și pentru metoda câmpului diagonal întins, efortul de compresiune N_s într-o rigidizare intermediară este dată de:

$$N_s = V_{Sd} - dt_w \tau_{bb} / \gamma_{M1} \text{ dar } N_s \geq 0 \quad (5.63)$$

în care τ_{bb} este rezistența inițială la voalare produsă de forfecare conform 5.6.4.1. (2); se va folosi cea mai mică valoare a lui τ_{bb} rezultată pentru cele două panouri adiacente rigidizate

(2) Rezistența la flambaj a rigidizărilor se va verifica așa cum se specifică în 5.7.6.

(3) Momentul de inerție al unei rigidizări transversale intermediară va satisface următoarele condiții:

$$\text{dacă } a/d < 1.4142: I_s \geq 1,5 d^3 f_w^3 / a^2 \quad (5.64)$$

$$\text{dacă } a/d \geq 1,4142: I_s \geq 0,75 dt_w^3 \quad (5.65)$$

5.6.6. Suduri

(1) Eforturile folosite la verificarea sudurilor dintre inimă și talpă vor fi compatibile cu câmpurile de eforturi din panourile inimii corespunzătoare metodei utilizate pentru determinarea rezistenței la voalare produsă de forfecare

(2) Calculul sudurilor dintre rigidizări și inimă vor fi, de asemenea, în concordanță cu ipoteza de calcul pentru panourile inimii,

(3) TGensiunile de întindere în panourile inimii pentru metoda câmpului diagonal întins sunt indicate în [figura 5.6.3](#).

5.6.7. Interacțiunea dintre forța tăietoare. Momentul încovoietor și forța axială

5.6.7.1. Generalități

(1) Cu condiția ca tălpile să preia în întregime valorile de calcul ale momentului încovoietor și forței axiale din element, nu este necesar să fie redusă rezistența de calcul a inimii la forfecare pentru a ține seama de aceste solicitări, cu excepția cadrului de aplicare a metodei câmpului diagonal întins, așa cum este specificat în 5.6.4.1 (4)

(2) Pentru alte cazuri se procedează conform:

5.4.7.2. pentru metoda postcritică simplă

5.6.7.3 pentru metoda câmpului întins

5.6.7.2. Metoda postcritică simplă

(1) Secțiunile transversale pot fi considerate ca satisfăcătoare, adică nu este necesar să se determine influența forței tăietoare asupra momentului rezistent de calcul (momentului capabil), dacă sunt îndeplinite următoarele condiții:

$$M_{Sd} \leq M_{f,Rd} \text{ și } \quad (5.66.a)$$

$$V_{Sd} \leq V_{ba,Rd} \quad (5.66.b)$$

unde $M_{f,Rd}$ = momentul de rezistență (momentul capabil) plastic de calcul al unei secțiuni transversale alcătuită numai din tălpi, ținându-se seama de lățimea eficace b_{eff} a tălpii comprimate, vezi 5.3.5

și $V_{ba,Rd}$ = este rezistența de calcul (forța tăietoare capabilă) a inimii la voalare produsă de forfecare (vezi 5.6.3)

Când se aplică și un efort axial N_{Sd} se reduce valoarea $M_{f,Rd}$ în consecință, vezi 5.4.8.

(2) Cu condiția ca V_{Sd} să nu depășească 50% din $V_{ba,Rd}$, nu este necesar să fie redusă rezistența de calcul (capacitatea portantă a) secțiunii transversale la moment încovoietor și forța axială pentru a ține seama de forța tăietoare

(3) Când V_{Sd} depășește 50% din $V_{ba,Rd}$ va fi satisfăcut următorul criteriu:

$$M_{Sd} \leq M_{f,Rd} + (M_{pl,Rd} - M_{f,Rd}) [1 - (2V_{Sd} / V_{ba,Rd} - 1)^2] \quad (5.67)$$

Când este aplicată și o forță axială N_{Sd} se înlocuiește $M_{pl,Rd}$ cu momentul redus de rezistență plastică $M_{N,Rd}$. (vezi 5.4.8)

Notă: Paragraful 5.6.7. (3) se aplică secțiunilor de clasa 1,2,3 sau 4, cu condiția ca rezistența de calcul determinată pentru aceste clase în absența forței tăietoare să nu fie depășită.

(4) Interacțiunea dintre forța tăietoare și momentul încovoietor este ilustrată în [figura 5.6.4 \(a\)](#)

5.6.7.3. Metoda câmpului întins

(1) Secțiunile transversale pot fi considerate ca satisfăcătoare, adică fără a fi necesar să se determine influența forței tăietoare asupra momentului rezistent de calcul, dacă următoarele două condiții sunt îndeplinite:

$$M_{Sd} \leq M_{f,Rd} \quad (5.68.a)$$

$$\text{și } V_{Sd} \leq V_{bw,Rd} \quad (5.68.b)$$

unde M_{Sd} și V_{Sd} sunt considerate valoarea lor maximă în panoul de inimă studiat, cuprins între rigidizări transversale adiacente

$M_{f,Rd}$ este dat în 5.6.7.2 (1)

și $V_{bw,Rd}$ este rezistența (capacitatea portantă) la voalare produsă de forfecare numai a inimii.

Când se aplică și un efort axial N_{Sd} se reduce valoarea $M_{f,Rd}$ în consecință, vezi 5.4.8.

(2) Rezistența la valoarea produsă de forfecarea numai a inimii $V_{bw,Rd}$ este valoarea specifică a lui $V_{bb,Rd}$ dedusă la 5.6.4. presupunând că tălpile preiau un moment M_{Sd} egal cu $M_{f,Rd}$ și, prin urmare, momentul de rezistență plastic redus $M_{Nf,Rd}$ al fiecărei tălpi definit în 5.6.4.1 (4) este nul.

(3) Pentru o secțiune cu tălpile egale și fără forță axială, $V_{bw,Rd}$ poate fi calculate considerând $s_c = s_t = 0$ și $\phi = \theta / 2$.

(4) Cu condiția ca V_{Sd} să nu depășească 50% din $V_{bw,Rd}$ nu este nevoie să fie redusă rezistența de calcul (efortul capabil) a secțiunii transversale la moment încovoietor și la forța axială pentru a ține seama de forța tăietoare.

(5) Când V_{Sd} depășește 50% din $V_{bw,Rd}$ fără a fi mai mare ca $V_{bw,Rd}$ trebuie satisfăcut următorul criteriu:

$$M_{Sd} \leq M_{f,Rd} + (M_{pl,Rd} - M_{f,Rd}) [1 - (2V_{Sd} / V_{bw,Rd} - 1)^2] \quad (5.69)$$

Când este aplicată și o forță axială N_{Sd} se înlocuiește $M_{pl,Rd}$ Momentul redus de rezistență plastică $M_{N,Rd}$ (vezi 5.4.8)

Notă: Paragraful 5.6.7. (5) se aplică secțiunilor de clasă 11,,2,3, sau 4, cu condiția ca rezistența de calcul determinată pentru aceste clase în absența forței tăietoare să nu fie depășită.

(6) Când V_{Sd} depășește valoarea $V_{bw,Rd}$ trebuie să fie satisfăcut criteriul:

$$V_{Sd} \leq V_{bb,Rd} \quad (5.70) \text{ unde } V_{bb,Rd} \text{ se obține plecând de la 5.6.4.1 și ținând seama de } M_{Sd} \text{ și } N_{Sd} \text{ în 5.6.4.1 (4)}$$

(7) Interacțiunea între forța tăietoare și momentul încovoietor este ilustrată în [figura 5.6.4.\(b\)](#). În această figură $V_{b0,Rd}$ este valoarea specifică a lui $V_{bb,Rd}$ pentru cazul în care $M_{Sd} = 0$

5.7. Rezistența inimilor la încărcări (forțe) transversale

5.7.1. Elemente de bază

(1) Rezistența unei inimi nerigidizate la forțe transversale aplicate la talpă va fi guvernată de unul din următoarele moduri de cedare:

- strivirea inimii în vecinătatea tălpii, însoțită de deformarea plastică a tălpii,
- înfundarea locală a inimii sub formă de voalare locală și strivirea inimii în imediata vecinătate a tălpii, însoțită de deformarea plastică a tălpii.
- voalarea inimii pe cea mai mare parte din înălțimea acesteia.

(2) Se disting două moduri de aplicare a forțelor transversale:

- forța aplicată asupra unei tălpi și preluate de inimă prin forfecarea acesteia, vezi [figura 5.7.1 \(a\)](#),
- forțe aplicate pe o talpă și transmise prin inimă direct la cealaltă talpă, vezi [figura 5.7.1 \(b\)](#)

(3) Acolo unde forțele transversale aplicate asupra unei tălpi sunt preluate de inimă prin forfecarea acesteia, rezistența inimii la aceste forțe se va considera cea mai mică dintre valorile următoare:

- rezistența la strivire (vezi 5.7.3),
- rezistența la înfundare locală (vezi 5.7.4).

(4) Acolo unde forțele transversale sunt aplicate pe o talpă și transmise prin inimă direct la cealaltă talpă, rezistența inimii la aceste forțe se ia egală cu cea mai mică dintre valorile următoare:

- rezistența la strivire (vezi 5.7.3)
- rezistența la voalare verticală a inimii (vezi 5.7.5).

(5) Acolo unde, în mod practice, detaliile constructive sunt altfel încât nu permit determinarea cu precizie a modului de cedare predominant, se vor lua în considerare toate cele trei moduri de cedare, vezi 5.7.1 (1).

(6) Suplimentar, se va lua în considerare efectul forțelor transversale asupra rezistenței elementului la încovoire, vezi 5..3..6 și 5.4.10.

(7) Rezistența la înfundare locală a unei inimi rigidizate supusă la forțe transversale aplicate în rigidizări transversale, este în principiu similară cu cea a unei inimi nerigidizate, cu unele sporuri ale acestei rezistențe datorită prezenței rigidizărilor.

5.7.2. Lungimea rezemării rigide

(1) Lungimea rezemării rigide pe talpă este distanța pe care forța aplicată este distribuită în mod efectiv.

(2) Rezistența inimii la forțe transversale este influențată de lungimea rezemării rigide.

(3) Lungimea rezemării rigide s_s este determinată considerând o distribuție de 45° a încărcării prin secțiunea plină a piesei care este corect fixată pe poziție, vezi [figura 5.7.2](#). Încărcarea nu se va distribui prin piesele nesolidarizate

5.7.3. Rezistența la strivire

(1) Rezistența de calcul (efortul capabil) la strivire ... pentru inima unei secțiuni I, H sau U se obține cu relația:

$$R_{y,Rd} = (s_s + s_y)t_w f_{yw} / \gamma_{M1} \quad (5.71)$$

în care s_y este dat de relația:

$$s_y = 2t_f(b_f / t_w)^{0.5}(f_{yf} / f_{yw})^{0.5}[1 - (\gamma_{M0}\sigma_{f,Ed} / f_{yd})^2]^{0.5} \quad (5.72)$$

unde b_f nu se va lua mai mare decât $25 t_f$

și $\sigma_{f,Ed}$ este tensiunea longitudinală în talpă.

(2) Pentru profilele laminate cu secțiunea I, H sau U o relație alternativă pentru determinarea valorii s_y este

$$s_y = 2,5(h - d)[1 - (\gamma_{M0}\sigma_{f,Ed} / f_{yf})^2]^{0.5} / [1 + 0,8s_s / (h-d)] \quad (5.73)$$

(3) La extremitatea unui element, valoarea s_y se va lua pe jumătate

(4) Pentru încărcările date de podurile rulante, transmise pe talpa grinzii prin intermediul șinei de rulare nesudate de talpă, rezistența de calcul (efortul capabil) la strivire a inimii $R_{y,Rd}$ se ia egal cu:

$$R_{y,Rd} = s_s t_w f_{yw} / \gamma_{M1} \quad (5.74)$$

$$\text{în care } s_y = k_R[(I_f + I_R) / t_w]^{1/3}[1 - (\gamma_{M0}\sigma_{f,Ed} / f_{yf})^2]^{0.5} \quad (5.75)$$

sau, cu mai multă aproximație

$$s_y = 2(h_R + t_f)[1 - (\gamma_{M0}\sigma_{f,Ed} / f_{yf})^2]^{0.5} \quad (5.76)$$

unde:

h_R - este înălțimea șinei de rulare

I_f - este momentul propriu de inerție al tălpii în raport cu axa orizontală a acesteia

I_R - este momentul propriu de inerție al șinei de rulare în raport cu axa orizontală a acesteia

și k_R - este o constantă care se ia astfel:

- când șina este montată direct pe talpă: $k_R = 3,25$

- când între șină și talpă este prevăzută o furură clasică cu grosimea de cel puțin 5 mm : $k_R = 4,0$.

5.7.4. Rezistența la înfundare locală a inimii

(1) Rezistența de calcul (efortul capabil) la înfundare locală $R_{a,Rd}$ a inimilor secțiunilor I, H sau U se determină cu formula:

$$R_{a,Rd} = 0,5t_w^2 (E f_{yw})^{0.5} [(t_f / t_w)^{0.5} + 3(t_w / t_f)(s_s / d)] / \gamma_{M1} \quad (5.77)$$

unde s_s - este lungimea rezemării rigide date în 5.7.2 (3), însă s_s / d nu se va lua mai mare ca 0,2.

(2) Atunci când elemental este supus și la momente încovoietoare, trebuie satisfăcut următorul criteriu:

$$F_{Sd} \leq R_{a,Rd} \quad (5.78a)$$

$$M_{Sd} \leq M_{c,Rd} \quad (5.78b)$$

$$\text{și } F_{Sd} / R_{a,Rd} + M_{Sd} / M_{c,Rd} \leq 1 \quad (5.78c)$$

5.7.5. Rezistența la voalare

(1) Rezistența de calcul (efortul capabil) la valoare $R_{b,Rd}$ a inimilor secțiunilor I,H sau U se obține considerând inima ca un element virtual comprimat având o lățime eficace b_{eff} dată de formula:

$$b_{eff} = (h^2 + s_s^2)^{0,5} \quad (5.79)$$

(2) Lângă extremitățile elementului (sau la golurile din inimă) lățimea eficace b_{eff} nu se ia mai mare ca lățimea efectiv disponibilă măsurată la jumătatea înălțimii inimii, vezi [figura 5..7.3](#).

(3) Rezistența la flambaj a elementului virtual comprimat se determină conform 5.5.1., folosind curba de flambaj c și $\beta_A = 1$.

(4) Lungimea la flambaj a elementului virtual comprimat se determină în condițiile împiedicării deplasării laterale și rotirii la nivelul tălpilor, în dreptul punctului de aplicare a încărcării.

(5) Talpa asupra căreia este aplicată încărcarea, în principiu, este fixată lateral în dreptul punctului de aplicare a încărcării. Unde acest lucru nu este realizat se face o expimare specială privind valoarea inimii.

5.7.6. Rigidizări transversale

(1) Pentru verificarea rezistenței (efortului capabil) la flambaj a unei rigidizări, se include în secțiunea transversală eficace a acesteia o lățime a inimii egală cu $30 \epsilon t_w$ câte $15 \epsilon t_w$ de fiecare parte a rigidizării, vezi [figura 5..7.4](#). La extremitățile elementului (sau în apropierea golurilor din inimă) dimensiunea de $15 \epsilon t_w$ este limitată la dimensiunea disponibilă în realitate.

(2) Rezistența la flambaj în afara planului inimii este determinată conform 5.5.1. , folosind curba de flambaj c și o lungime de flambaj l care nu este mai mică ca $0,75 d$ sau o valoare mai mare dacă este cerută de condițiile de încălzare

(3) Rigidizările de capăt și rigidizările din dreptul reazemelor intermediare sunt dispuse în mod normal de o parte și de cealaltă a inimii, simetric în raport cu planul median al acesteia.

(4) Este preferabil ca rigidizările așezate în dreptul unor forțe exterioare semnificative să fie simetrice.

(5) În cazul utilizării rigidizărilor așezate pe o singură parte a inimii sau a unor rigidizări nesimetrice se ține seama de excentricitatea rezultată utilizând în calcul prevederile clauzei 5.5.4.

(6) În cazul unor rigidizări sub încărcare, în afară de verificarea rezistenței la flambaj, se verifică și rezistența secțiunii transversale a acesteia la nivelul tălpii încărcate. Lățimea de inimă inclusă în secțiunea eficace a rigidizării se limitează la valoarea s_y (vezi 5..7.3) ținându-se seama și de decupările practicate în rigidizări pentru a permite trecerea sudurii dintre inimă și talpă.

(7) În cea ce privește rigidizările transversale intermediare este necesar să se verifice numai rezistența lor la flambaj, cu condiția ca ele să nu fie supuse la încărcări exterioare.

5.7.7. Flambajul tălpii comprimate în planul inimii

(1) Pentru a împiedica posibilitatea de flambaj a tălpii comprimate în planul inimii, raportul d / t_w al inimii va satisface următorul criteriu:

$$d / t_w \leq k(E / f_{yt})(A_w / A_{fe})^{0,5} \quad (5.80)$$

unde

A_w este aria inimii

A_{fe} este aria tălpii comprimate

f_{yt} este limita de curgere a tălpii comprimate

(2) Valoarea coeficientului k se ia egală cu:

tălpi de clasa 1 : 0,3

tălpi de clasa 2 : 0,5

tălpi de clasa 3 sau 4:0,55

(3) Când grinda este curbată în elevație, cu talpa comprimată pe partea concavă, criteriul se modifică astfel:

$$d / t_w \leq k(E / f_{yt})(A_w / A_{fe})^{0,5} [1 + dE / (3rf_{yt})]^{-0,5} \quad (5.81)$$

unde r – este raza de curbura a tălpii comprimate.

(4) Când grinda are rigidizări transversale pe inimă, valoarea limită d / t_w poate fi mărită în consecință.

5.8. Structuri triangulate

5.8.1. Generalități

(1) Structurile triangulate, cum sunt grinziile cu zăbrele și contravânturile triangulate supuse la sarcini statice predominante, pot fi analizate (calculate) presupunând că extremitățile elementelor (barelor) sunt efectiv articulate.

(2) Rezistența (efortul capabil) la flambaj a elementelor comprimate ale acestor structuri poate fi determinată conform 5.5.1 pentru elementele încovoiate și comprimate (comprimate centric) sau cu 5.5.4 pentru elementele încovoiate și comprimate. Lungimea de flambaj poate fi obținută conform 5.8.2. Pentru elemente compuse la compresiune, vezi 5.9.

(3) Calculul cornierelor simple ca elemente de zăbrele este dezvoltat în 5.8.3.

(4) Pentru concepția și calculul pilonilor cu zăbrele și catargelor vezi l'ENV 1993 – 3, Eurocode 3, Partie 3 *).

5.8.2. Lungimea de flambaj a elementelor

(1) Pentru elementele de talpă în general și pentru flambajul în afara planului de zăbrele a elementelor cu zăbrele, lungimea de flambaj 1 trebuie să fie egală cu lungimea de epură (vezi 1.4.2) L în afară de cazul când o valoare inferioară este justificată printr-o analiză (calcul) precisă.

(2) Elementele de zăbrele pot fi calculate ținând seama de flambajul în plan și folosind o lungime de flambaj mai mică decât lungimea de epură cu condiția că tălpile să le asigure o încastrare corespunzătoare și că prinderile de la capete asigură un grad de fixare suficient (pentru îmbinări cu șuruburi se vor prevedea cel puțin 2 șuruburi).

(3) În aceste condițiuni, în structurile triangulate curente, lungimea de flambaj 1 a elementelor de zăbrele poate fi luată egală 0,9 L pentru flambajul în planul de zăbrele, cu excepția cornierelor singulare.

(4) Pentru cornierele singulare folosite ca elemente de zăbrele comprimate, vezi 5.8.3.

5.8.3. Corniere singulare folosite în calitate de zăbrele comprimate

(1) În condiția în care tălpile asigură elementelor de zăbrele o încastrare acceptabilă și că prinderile de la capetele acestor elemente asigură un grad de fixare suficient (pentru îmbinări cu șuruburi se prevăd cel puțin 2 șuruburi), excentricitățile pot fi neglijate și gradul de fixare al capetelor poate fi luat în considerație în calculul cornierelor adoptând o zveltețe redusă eficace $\overline{\lambda}_{eff}$ obținută în modul următor:

- pentru flambaj față de axa $u - u$:

$$\overline{\lambda}_{eff,u} = 0,35 + 0,7\overline{\lambda}_u \quad (5.82)$$

- pentru flambaj față de axa $y - y$:

$$\overline{\lambda}_{eff,y} = 0,50 + 0,7\overline{\lambda}_y \quad (5.83)$$

- pentru flambaj față de axa $z - z$:

$$\overline{\lambda}_{eff,z} = 0,50 + 0,7\overline{\lambda}_z \quad (5.84)$$

unde $\overline{\lambda}_i$ este definit la 5.5.1.2 și axele sunt definite în [figura 1.1](#).

(2) Se stabilește să se folosească această zveltețe redusă modificată $\overline{\lambda}_{eff}$ cu curba de flambaj "c", vezi 5.5.1, pentru a determina rezistența la flambaj.

(3) În cazul când se folosește un singur șurub pentru prinderile de la capetele cornierelor, sau dacă rigiditatea prinderilor este slabă, se va ține cont de excentricitate în conformitate cu 5.5.4 și se va adopta ca lungime de flambaj l, lungimea de epură (vezi 1.4.2) L..

5.9. Elemente compuse comprimate

5.9.1. Baze

(1) Elementele compuse comprimate comportând două sau mai multe tălpi (ramuri) asamblate (solidarizate) la intervale date pentru a forma un singur element compus, trebuie să fie calculate ținând cont de imperfecțiunea geometrică echivalentă în formă de arc, introducând o săgeată inițială e_0 , care să nu fie mai mică de 1/500.

(2) Deformația elementului compus trebuie să fie luată în considerație la determinarea solicitărilor în tălpi și prinderile interne precum și în toate componentele secundare ca zăbrelele sau plăcuțele de legătură.

(3) Verificarea rezistenței componentelor principale și secundare trebuie să fie condusă (făcută) cu ajutorul metodelor prezentate la 5.4. și 5.5. Calculul prinderilor interne trebuie să fie conform dispozițiilor din capitolul 6.

(4) Procedurile de calcul date la 5.9.2. și 5.9.5. nu se aplică decât elementelor compuse comportând două ramuri (tălpi), cu excepția unei specificări explicite care permite extinderea aplicării lor la elemente comportând mai mult de două ramuri.

(5) În afară de forțele axiale se stabilește (se convine) să se țină cont în mod egal de toate celelalte eforturi sau momente aplicate pe element, cum ar fi efectele greutateii proprii sau considerarea vântului.

5.9.2. Elemente comprimate cu zăbrele

5.9.2.1. Domeniu de aplicare

(1) Procedura de calcul prezentată aici se aplică unui element compus, supus unui efort de compresiune de calcul N_{Sd} comportând două ramuri paralele asemănătoare, de secțiune constantă, cu un sistem în întregime triangulat, uniform pe toată lungimea elementului.

(2) Ramurile pot fi din bare cu secțiune plină sau pot fi ele însele elemente zăbrele sau cu plăcuțe de legătură în planul perpendicular.

(3) Atunci când apare necesar să se extindă domeniul de aplicare de mai sus, se convine să se modifice sau să se completeze procedura în consecință.

5.9.2.2. Detalii constructive

(1) Când este posibil, sistemele de zăbrele simple situate pe două fețe opuse ale unui element compus trebuie să fie în corespondență, așa cum se arată în [figura 5.9.1 \(a\)](#) adică fie dispuse în modul de a avea o umbră mică.

(2) Sistemele de zăbrele simplu situate pe două fețe opuse ale unui element compus nu trebuie să fie în opoziție, așa cum este arătat în [figura 5.9.1 \(b\)](#) afară de cazul când deformația de răsucire care rezultă în ramuri să fie acceptabilă.

(3) Panouri de legătura (plăci) trebuie să fie prevăzute la extremitățile sistemelor de zăbrele, de asemenea în dreptul locurilor unde zăbrelele sunt întrerupte și la nivelul îmbinărilor cu alte elemente.

(4) Panouri de legătura (plăcile) pot lua forma de traverse de legătură conform cu 5.9.3.2. Se pot folosi de asemenea panouri de contravântuire în cruce având o rigiditate echivalentă.

(5) Cu excepția acestor panouri de legătură, dacă alte componente perpendiculare pe axa longitudinală a elementului compus coexistă cu sistemele de zăbrele în cruce (vezi [figura 5.9.2 \(a\)](#)) sau cu sistem de zăbrele simple montate în opoziție pe două fețe paralele (vezi [figura 5.9.2 \(b\)](#)), eforturile interne care rezultă în zăbrele din cauza continuității ramurilor trebuie să fie determinate și luate în considerare în calculul acestor zăbrele și al prinderilor lor la capete.

(6) Zăbrelele trebuie să fie prinse (atașate) eficient de ramuri, fie cu ajutorul elementelor de prindere (atașare) fie prin cordoane de sudură.

5.9.2.3. Moment de inerție la încovoiere

(1) Momentul de inerție la încovoiere eficace I_{eff} al unui element comprimat cu zăbrele comportând două ramuri trebuie să fie egal cu:

$$I_{eff} = 0,5h_0^2 \cdot A_f \quad (5.85)$$

unde A_f : aria secțiunii transversale a unei ramuri

și h_0 : distanța între centrele de greutate ale secțiunilor ramurilor.

5.9.2.4. Eforturi în ramuri la jumătatea lungimii

(1) Forța axială $N_{f,Sd}$ în fiecare ramură la jumătatea lungimii elementului, este determinată cu formula:

$$N_{f,Sd} = 0,5N_{Sd} + M_s / h_0$$

unde $M_s = N_{Sd} \cdot e_0 / (1 - N_{Sd} / N_{cr} - N_{Sd} / S_v)$

$e_0 = 1 / 500$ (vezi 5.9.1)

$$N_{cr} = \pi^2 E I_{eff} / l^2$$

și S_v : rigiditatea la forfecare a zăbrelelor (forța tăietoare necesară pentru a produce o deformație unitară de forfecare).

(2) Valorile lui S_v pentru diferite sisteme de zăbrele sunt date în [figura 5.9.3](#).

5.9.2.5. Rezistența ramurilor la flambaj

(1) Lungimea de flambaj a unei ramuri în planul zăbrelelor se ia în mod normal egală cu lungimea între punctele de epură (vezi 1.4.2) ale nodurilor sistemului cu zăbrele.

(2) Într-un element cu patru ramuri din corniere cu aripi egale cu zăbrele pe două direcții, lungimea de flambaj l după axa de inerție minimă depinde de dispoziția zăbrelelor, vezi [figura 5.9.4](#).

5.9.2.6. Eforturi în zăbrele

(1) Eforturile în componentele de zăbrele adiacente extremităților elementului sunt deduse cu forța tăietoare internă V_s calculată astfel:

$$V_s = \pi M_s / l \quad (5.87)$$

Cu M_s dat la 5.9.2.4.

Forța N_d pentru o diagonală de zăbrele de determină cu:

$$N_d = V_s d / nh_0 \quad (5.88)$$

d , n și h_0 sunt date în [figura 5.9.3](#).

5.9.3. Elemente comprimate cu traverse de legătură (plăcuțe)

5.9.3.1. Domeniu de aplicare

(1) Procedura de calcul prezentată aici se aplică unui element compus, supus la o forță de compresiune de calcul N_{Sd} , având două ramuri paralele asemănătoare de secțiune constantă, distanțate și legate între ele la intervale regulate, pe toată lungimea elementului, cu traverse (plăcuțe) atașate rigid acestor ramuri.

(2) Ramurile pot fi bare cu secțiune plină sau pot fi ele însele elemente compuse cu zăbrele sau cu traverse de legătură în planul perpendicular.

(3) Când apare necesar să se extindă domeniul de aplicare de mai sus trebuie să se modifice sau să se completeze procedura în consecință.

5.9.3.2. Detalii constructive

(1) Traverse (plăcuțe) de legătură trebuie să fie prevăzute la fiecare capăt al elementului.

(2) Trebuie de asemenea să se prevadă traverse în dreptul punctelor intermediare de aplicare a încărcărilor sau punctelor de menținere laterală.

(3) Se stabilește să se prevadă traverse (plăcuțe) de legătură intermediare de o manieră ca să se împartă lungimea elementului în trei panouri cel puțin, astfel ca să fie cel puțin trei panouri între punctele considerate ca mențineri laterale în planul traverselor de legătură. Traversele intermediare sunt pe cât posibil amplasate regulat și identice pe toată lungimea elementului.

(4) Dacă sunt prevăzute traverse de legătură în planuri paralele, se convine ca acestea să se dispună față în față, în fiecare plan.

(5) Dacă S_v este evaluată fără a conține cont de flexibilitate proprie a traverselor de legătură (vezi 5.9.4.3 (3)), se stabilește că lățimea unei traverse de margine măsurată pe axa elementului compus, să nu fie mai mică de h_0 și cea a unei traverse intermediare să nu fie mai mică de $0,5h_0$, unde h_0 este distanța între centrele de greutate ale ramurilor.

(6) Cu excepția cazului în care flexibilitatea traveselor de legătură este explicit luată în considerație la evaluarea lui S_v , aceasta trebuie să satisfacă condiția:

$$nI_b / h_0 \geq 10I_f / a \quad (5.89)$$

unde: I_b : momentul de inerție la încovoiere a unei traverse în planul traverselor

I_f : momentul de inerție la încovoiere al unei ramuri în planul traverselor

h_0 : distanța dintre centrele de greutate ale ramurilor

a : distanța dintre axele traverselor

n : numărul de planuri de traverse

5.9.3.3. Moment de inerție la încovoiere

(1) Momentul de inerție la încovoiere I_{eff} al unui element comprimat cu traverse (plăcuțe) de legătură având două ramuri se determină în mod normal cu formula:

$$I_{eff} = 0,5h_0^2 A_f + 2\mu I_f \quad (5.90)$$

în care μ este obținut astfel:

$$\begin{aligned} \lambda \leq 75 & \quad \mu = 1 \\ 75 < \lambda < 150 & \quad \mu = 2 - \lambda / 75 \\ \lambda \geq 150 & \quad \mu = 0 \end{aligned}$$

cu $\lambda = l / i_0$

A_f : aria secțiunii transversale a unei ramuri

I_f : momentul de inerție la încovoiere al unei ramuri

h_0 : distanța între centrele de greutate ale ramurilor

$$i_0 = [0,5I_f / A_f]^{0,5}$$

I_f : valoarea lui I_{eff} pentru $\mu = 1$

5.9.3.4. Eforturi în ramuri la jumătatea lungimii

(1) Forța axială $N_{f,Sd}$ în fiecare ramură, la jumătatea lungimii elementului este determinată cu:

$$N_{f,Sd} = 0,5(N_{Sd} + M_s h_0 A_f / I_{eff}) \quad (5.91)$$

unde $M_s = N_{Sd} e_0 / (1 - N_{Sd} / N_{cr} - N_{Sd} / S_v)$

$e_0 = 1 / 500$ (vezi 5.9.1)

$$N_{cr} = \pi^2 E I_{eff} / l^2$$

(2) Cu condiția ca și criteriul de la 5.9.3.2 (6) să fie satisfăcut, rigiditatea la forfecare S_V este dată de:

$$S_V = 2\pi^2 E I_f / a^2 \quad (5.92)$$

(3) Atunci când criteriul enunțat la 5.9.3.2 (6) nu este satisfăcut, se stabilește să se țină cont de flexibilitatea traverselor de legătură calculând S_V cu relația:

$$S_V = 24 E I_f a^{-2} (1 + 2 I_f h_0 / n I_b a)^{-1} \text{ dar } S_V \leq 2\pi^2 E I_f a^{-2} \quad (5.93)$$

5.9.3.5. Rezistența ramurilor la flambaj

(1) lungimea de flambaj a unei ramuri în planul traverselor de legătură este în mod normal egală cu distanța între axele traverselor.

5.9.3.6. Momente și forțe tăietoare în cazul legăturii prin traverse

(1) Se convine să se verifice travezele de legătură, prinderile lor cu ramurile și ramurile însuși sub solicitările existente în panoul de margine (de extremitate), așa cum este indicat în [figura 5.9.5](#), forța tăietoare internă V_s fiind egală cu:

$$V_s = \pi M_s / l \quad (5.94)$$

cu M_s definit la 5.9.3.4.

(2) În scopul procedurii la această verificare, forța axială în fiecare ramură poate fi luată egală cu $0,5N_{sd}$, chiar atunci când nu sunt decât trei panouri pe lungimea elementului.

(3) În scopul acestei verificări în cazul ramurilor cu secțiune transversala disimetrică (precum profilele U), momentele de rezistență plastică reduse care se introduc în formulele date la 5.4.8.1(11) pot fi luate egale cu media valorilor obținute pentru încovoiere pozitivă și încovoiere negativă a ramurii.

5.9.4. Elemente compuse cu ramuri puțin depărtate

(1) Elementele compuse comprimate așa cum sunt cele arătate în [figura 5.9.6](#), ale căror ramuri sunt în contact sau sunt puțin depărtate și legate cu fururi, nu este necesar să fie considerate ca elemente cu traverse (plăcuțe) de legătură, cu condiția ca ramurile să fie asamblate cu șuruburi sau cordoane de sudură a căror distanță să nu depășească $15i_{min}$, unde i_{min} este raza de girație a unei ramuri.

(2) Se stabilește să se calculeze șuruburile sau sudurile de legătură pentru a transmite forfecarea longitudinală între ramuri, aceasta fiind determinată plecând de la forța tăietoare internă V_s .

(3) V_s poate fi luată egală cu 2,5% din forța axială în elementul compus. În alternativă, V_s poate fi determinat după 5.9.3.6.

(4) Forța tăietoare longitudinală pe legătură poate fi luată egală cu $0,25V_s a / i_{min}$ unde „a” este lungimea ramurilor între centrele legăturilor.

5.9.5. Elemente compuse din corniere solidarizate cu barete de legătură montate în cruce

(1) Elementele comprimate compuse din două corniere identice asamblate prin perechi de barete montate în cruce, vezi [figura 5.9.7](#), pot fi verificate la flambaj față de axa $y - y$ ca și cum ar fi un singur element omogen cu condiția ca lungimile de flambaj în două planuri perpendiculare $y - y$ ca și cum ar fi un singur element omogen cu condiția ca lungimile de flambaj în două planuri perpendiculare $y - y$ și $z - z$ să fie egale și ca distanța dintre perechile de barete să nu fie mai mare de $70i_{min}$ unde i_{min} este raza de inerție minimă a unei corniere.

(2) În cazul cornierelor cu aripi inale, se poate presupune că:

$$i_y = i_0 / 1,15 \quad (5.95)$$

unde i_0 este raza de inerție minimă a elementului compus.

[\[top\]](#)

6. ÎMBINĂRI SUPUSE LA SOLOCITĂRI STATICE

6.1. Elemente de bază

6.1.1. Introducere

(1) Toate îmbinările trebuie să fie concepute și calculate astfel încât structura să păstreze eficacitatea sa și să rămână capabilă de a satisface toate cerințele de proiectare fundamentale expuse în capitolul 2.

(2) Coeficientul parțial de siguranță γ_M trebuie să fie luat egal cu valorile următoare:

- rezistența îmbinărilor cu șuruburi: $\gamma_{Mb} = 1,25$

- rezistența îmbinărilor cu nituri: $\gamma_{Mr} = 1,25$
- rezistența prinderilor articulare: $\gamma_{Mp} = 1,25$
- rezistența îmbinărilor sudate: $\gamma_{Mw} = 1,25$
- rezistența îmbinărilor cu șuruburi de înaltă rezistență care lucrează prin forfecare: γ_{Ms} vezi 6.5.8.1.
- rezistența din profile tubulare: γ_{Mj} vezi Anexa K
- rezistența elementelor și a secțiunilor γ_{M0} , γ_{M1} , γ_{M2} vezi 5.1.1.

(3) Îmbinările supuse la oboseală vor satisface și cerințele indicate la capitolul 9.

6.1.2. Solicitări aplicate îmbinărilor

(1) Solicitățile aplicate îmbinărilor în starea limită ultimă vor fi stabilite prin analiză globală, în conformitate cu prevederile capitolului 5.

Aceste solicitări trebuie să includă:

- efectele de ordinul II.
- efectele imperfecțiunilor, vezi 5.2.4,
- efectele flexibilității îmbinărilor în cazul îmbinărilor semirigide, vezi 6.9.

6.1.3. Rezistența îmbinarilor

(1) Rezistența unei îmbinări va fi determinată pe baza rezistențelor elementelor individuale de prindere cu tijă sau ale sudurilor.

(2) Analiza linear-elastică va fi în general utilizată în proiectarea îmbinării. În mod alternative, se va utiliza analiza neliniară a îmbinării, cu condiția ca aceasta să ia în considerație comportarea încărcare-deformare a tuturor componentelor îmbinării.

(3) În cazul când modelul de proiectare se bazează pe o abordare cinematică (considerând formarea articulațiilor plastice), se va demonstra prin încercări fizice că modelul adoptat este corespunzător.

6.1.4. Ipoteze de calcul

(1) Îmbinările pot fi calculate repartizând eforturile interne în modul cel mai rațional, cu condiția ca:

- a. eforturile interne considerate să fie în echilibru cu solicitările aplicate îmbinărilor;
- b. fiecare element al îmbinării să fie capabil a rezista eforturilor sau tensiunilor adoptate în analiză;
- c. deformațiile rezultând din această distribuție să se încadreze în limitele capacității de deformare a elementelor de prindere cu tijă sau a sudurilor precum și a elementelor îmbinate;
- d. deformațiile considerate în fiecare model de calcul cu articulații plastice să fie bazate pe rotații între corpuri rigide (și deformații în plan) care fizic să fie admisibile.

(2) De asemenea, distribuția admisă a eforturilor interne va ține seama de rigiditățile relative reale din interiorul îmbinării. Eforturile interne trebuie să tindă a urma calea celei mai mari rigidități. Această cale va fi clar identificată și respectată de la un capăt la altul al calculului îmbinării.

(3) Tensiunile remanente și tensiunile provenite din strângerea elementelor de prindere cu tijă și din apropierea pieselor cu toleranțele lor curente nu necesită în mod normal să fie considerate în calcul.

6.1.5. Fabricație (uzinare) și montaj

(1) La proiectarea îmbinărilor se va avea în vedere ușurința de fabricație (uzinare) și montaj.

(2) Se va acorda atenție următoarelor aspecte:

- toleranțe necesare pentru asigurarea montajului,
- spații necesare pentru strângerea elementelor de prindere,
- spații de acces pentru sudare,
- cerințele impuse de procedeele de sudură;
- efectele toleranțelor unghiulare și de lungime pentru apropierea pieselor

(3) De asemenea, este necesar să se acorde atenție cerințelor impuse de:

- controlul ulterior,
- tratarea suprafețelor,

- întreținere.

Notă: Reguli detaliate privind fabricația (uzinarea) și montajul sunt date în capitolul 7.

6.2. Intersecții de axe

(1) Elementele care se întâlnesc într-o îmbinare vor avea în mod normal axele concurente într-un același punct.

(2) Acolo unde există excentricitate la intersecții, acestea vor fi luate în considerație, afară de cazul când, pentru anumite tipuri de structuri, s-a demonstrat că aceasta nu este necesar.

(3) În cazul îmbinărilor cu șuruburi a pieselor cu secțiunea T sau corniere, având cel puțin două șuruburi pe element îmbinat, liniile de așezare ale șuruburilor pot fi considerate ca axe ale elementelor care se intersectează în îmbinări.

6.3. Îmbinări solicitate la forfecare supuse vibrațiilor și/sau eforturilor alternante

(1) În cazul când o îmbinare solicitată la forfecare este supusă la șocuri sau la vibrații semnificative, se vor utiliza fie cordoane de sudură, fie șuruburi cu sisteme de blocare, sau șuruburi fie pretensionate, fie cu material injectat sau respective orice alt tip de șurub care împiedică eficient orice mișcare (alunecare).

(2) În cazul când alunecarea nu este admisă într-o îmbinare deoarece este supusă la forfecare alternativă (sau pentru orice altă rațiune), trebuie să se utilizeze fie șuruburi pretensionate care realizează îmbinarea rezistentă la alunecare (de categorie corespunzătoare B sau C, vezi 6.5.3), fie șuruburi pășuite, fie cordoane de sudură.

(3) Pentru contravânturi de asigurarea stabilității sau rezistenței la vânt, se pot utiliza șuruburi lucrând la presiune pe pereții găurii (categoria A din 6.5.3.)

6.4. Clasificarea îmbinărilor

6.4.1. Generalități

(1) Caracteristicile mecanice ale tuturor îmbinărilor trebuie să garanteze valabilitatea ipotezelor adoptate pentru analiza (calculul) structurii și pentru verificarea elementelor acesteia .

(2) Îmbinările pot fi clasificate în funcție de :

- rigiditate, vezi 6.4.2,

- rezistență, vezi 6.4.3.

(3) Se admite ca tipurile de îmbinări să fie în concordanță cu indicațiile din tabelul 5.2.1. în funcție de ipotezele de calcul a elementelor și de metoda de analiză globală, vezi 5.2.2.

6.4.2. Clasificarea după rigiditate

6.4.2.1. Îmbinări de tip articulată

(1) O îmbinare de tip articulată trebuie să fie concepută și dimensionată astfel încât să nu poată dezvolta momente semnificative susceptibile de a exercita o influență defavorabilă asupra elementelor structurii.

(2) Îmbinările trebuie să fie capabile de a transmite solicitările de calcul și să accepte rotirile ce rezultă.

6.4.2.2. Îmbinări rigide

(1) O îmbinare rigidă trebuie să fie concepută și dimensionată astfel încât deformația sa să nu aibă influență semnificativă asupra repartiției solicitărilor în structură și nici asupra deformației de ansamblu a acesteia.

(2) Se acceptă ca deformațiile îmbinărilor rigide să fie astfel încât ele să nu conducă la o reducere a rezistenței structurii mai mari de 5%.

(3) Îmbinările rigide trebuie să fie capabile să transmită solicitările de calcul.

6.4.2.3. Îmbinări semirigide

(1) Îmbinările care nu satisfac criteriile referitoare la îmbinările rigide sau îmbinările articulate formulate la 6.4.2.2. (1) și 6.4.2.1. (1) trebuie să fie clasificate ca îmbinări semirigide.

(2) Cunoașterea curbei "moment-rotire" a îmbinărilor semirigide trebuie să permită prevederea gradului de interacțiune între elemente.

(3) Îmbinările semirigide trebuie să fie apte de a transmite solicitările de calcul.

6.4.3. Clasificarea după rezistență

6.4.3.1. Îmbinări de tip articulată

(1) O îmbinare de tip articulată trebuie să transmită solicitările de calcul fără să dezvolte momente semnificative care ar putea să exercite o influență defavorabilă asupra elementelor structurii.

(2) Capacitatea de rotire a unei îmbinări de tip articulată trebuie să fie suficientă pentru a permite formarea tuturor articulațiilor plastice în structură sub încărcările de calcul.

6.4.3.2. Îmbinări de rezistență completă

(1) Rezistența de calcul (capacitatea portantă sau efortul capabil) a unei îmbinări de rezistență completă trebuie să fie cel puțin egală cu rezistența (capacitatea portantă sau efortul capabil) elementului îmbinat.

(2) În cazul când capacitatea de rotire este limitată, se vor lua în considerație efectele de suprasolicitare a elementului. Dacă rezistența de calcul a unei îmbinări este de cel puțin 1,2 ori rezistența plastică de calcul a elementului, nu este necesar să se verifice capacitatea sa de rotire.

(3) Se admite că rigiditatea unei îmbinări de rezistență completă să fie astfel încât capacitatea de rotire a articulațiilor plastice formate în structură să nu fie depășită sub încărcările de calcul.

6.4.3.3. Îmbinări de rezistență parțială

(1) Rezistența de calcul (capacitatea portantă sau efortul capabil) a unei îmbinări de rezistență parțială nu trebuie să fie inferioară celei necesară pentru a transmite solicitările de calcul însă poate fi inferioară celei a elementului îmbinat.

(2) Capacitatea de rotire a unei îmbinări cu rezistență parțială în dreptul căreia se formează o articulație plastică nu trebuie să fie inferioară celei necesare pentru a permite dezvoltarea tuturor articulațiilor plastice formate sub încărcările de calcul.

(3) Capacitatea de rotire a îmbinării poate fi demonstrată experimental. Această demonstrație experimentală nu este cerută dacă se utilizează dispoziții (detalii) constructive care, în practică, au arătat că ar avea proprietăți adecvate.

(4) Se convine ca rigiditatea unei îmbinări de rezistență parțială să fie astfel încât nici una din capacitățile de rotire ale articulațiilor plastice formate în structură să nu fie depășită sub încărcările de calcul.

6.5. Îmbinări realizate cu șuruburi, nituri sau axe (bolțuri) de articulație

6.5.1. Dispunerea (poziționarea) găurilor pentru șuruburi și nituri

6.5.1.1. Elemente de bază

(1) Dispunerea găurilor pentru șuruburi și nituri trebuie să permită prevenirea coroziunii și valoarea locală precum și facilitatea montajului elementelor de prindere.

(2) Dispunerea găurilor trebuie să fie astfel încât să respecte domeniul de valabilitate al formulelor utilizate pentru rezistențele de calcul (eforturile capabile) ale șuruburilor și niturilor.

6.5.1.2. Distanța longitudinală minimă (de la margine)

(1) Distanța e_1 de la centrul găurii unui element de prindere până la marginea adiacentă, măsurată în direcția de transmitere a efortului (vezi [fig. 6.5.1.](#)) nu trebuie să fie mai mică de $1,2 \cdot d_0$ unde d_0 este diametrul gurii, vezi 7.5.2.

(2) Se convine să se mărească această valoare minimă dacă este nevoie să se obțină o rezistență adecvată la presiunea pe gaură, vezi 6.5.5. și 6.5.6.

6.5.1.3. Distanța transversală minimă (de la margine)

(1) Distanța e_2 de la centrul găurii și marginea longitudinală adiacentă, măsurată în direcție perpendiculară celei de transmitere a efortului (vezi [fig. 6.5.1.](#)) nu trebuie să fie mai mică de $1,5 \cdot d_0$.

(2) Această distanță poate fi redusă până la $1,2 \cdot d_0$ cu condiția ca rezistența de calcul la presiune diametrală să fie redusă în consecință, vezi 6.5.5. și 6.5.6.

6.5.1.4. Distanțe maxime longitudinale și transversale (de la margine)

(1) Dacă elementele structurii sunt supuse la intemperii sau la alte riscuri de coroziune, se convine ca distanța longitudinală și transversală să nu depășească $40 \text{ mm} + 4 \cdot t$, unde t este grosimea piesei exterioare cea mai subțire.

(2) În alte cazuri, se convine ca distanțele maxime să nu depășească cea mai mare dintre valorile $12 \cdot t$ sau 150 mm .

(3) De asemenea, distanța transversală nu trebuie să depășească dimensiunea maximă care trebuie respectată pentru a se evita valoarea locală a unui perete în consolă. Această exigență nu se referă la fixarea elementelor întinse. Distanța longitudinală nu este afectată de această dispoziție.

6.5.1.5. Distanța minimă între elementele de prindere (nituri sau șuruburi)

(1) Distanța p_1 între centrele elementelor de prindere pe direcția forței nu trebuie să fie mai mică decât $2,2 \cdot d_0$ ([fig. 6.5.1.](#)). Această distanță trebuie să fie mărită, dacă este necesar, pentru a asigura o rezistență adecvată la presiune pe gaură, vezi 6.5.5. și 6.5.6.

(2) Distanța p_2 între centrele elementelor de prindere măsurată perpendicular pe direcția forței trebuie să nu fie mai mică decât $3 \cdot d_0$. Această distanță poate fi redusă la $2,4 \cdot d_0$ dacă rezistența la presiune pe pereții găurii este redusă în mod corespunzător, vezi 6.5.5. și 6.5.6.

6.5.1.6. Distanțele maxime la elementele comprimate

(1) Distanțele p_1 dintre elementele de prindere de pe fiecare rând și p_2 dintre rânduri nu trebuie să depășească valoarea cea mai mică dintre $14 \cdot t$ sau 200 mm . Rândurile succesive de elemente de prindere pot fi așezate în zig-zag simetric, vezi [fig. 6.5.2.](#)

(2) Distanțele dintre elementele de prindere trebuie de asemenea, să nu depășească valoarea maximă care satisface cerințele privind valoarea locală pentru un perete interior, vezi 5.3.4.

6.5.1.7. Distanțele maxime la elementele întinse

(1) La elementele întinse distanța p_1 , dintre axele elementelor de prindere plasate pe un rând interior poate fi de două ori distanța indicată în 6.5.1.6. (1) pentru elemente comprimate, cu condiția ca distanța $p_{1,0}$ din rândul exterior de-a lungul fiecărei margini să nu o depășească pe aceea indicată în 6.5.1.6. (1), vezi [fig. 6.5.3](#).

(2) Ambele valori pot fi multiplicare cu 1,5 în cazul elementelor care nu sunt expuse intemperiei, nici altor riscuri de coroziune.

6.5.1.8. Găuri alungite

(1) Distanța minimă e_3 dintre axa unei găuri alungite și marginea alăturată, vezi [fig. 6.5.4](#), nu trebuie să fie mai mică de $1,5 \cdot d_0$.

(2) De asemenea distanța minimă e_4 între centrul semicercului de margine al gurii alungite și marginea alăturată a piesei, vezi [fig. 6.5.4](#), nu trebuie să fie mai mică de $1,5 \cdot d_0$.

6.5.2. Reducere de secțiune datorată prezenței găurilor

6.5.2.1. Generalități

(1) La calculul îmbinărilor elementele comprimate nu este necesară nici o reducere de secțiune datorată găurilor elementelor de prindere cu excepția găurilor supradimensionate (mai mari decât cele normale) sau a găurilor alungite.

(2) La calculul îmbinărilor din alte cazuri se aplică dispozițiile de la 5.4.3., 5.4.5.3. (3) și 5.4.6. (8) pentru elementele întinse, elementele încovoiate și, respective, elementele forfecate.

6.5.2.2. Rezistența ultimă (capacitatea portantă) de calcul la rupere prin forfecare

(1) Trebuie să se preîntâmpine o rupere prin "forfecare de bloc" la nivelul unui grup de găuri de fixare de la marginea unei inimi de grindă sau a unei console de prindere, vezi [fig. 6.5.5](#), adoptând o distanță între găuri corespunzătoare. Acest mod de cedare constă în general într-o rupere prin întindere în lungul liniei găurilor de prindere delimitând blocul în zona întinsă, însoțită de o deformare plastică prin forfecare în lungul rândului găurilor care delimitează acest bloc în zona forfecată, vezi [fig. 6.5.5](#).

(2) Se acceptă să se determine valoarea de calcul a rezistenței eficace (efortului capabil) $V_{\text{eff,Rd}}$ la forfecare de bloc cu relația:

$$V_{\text{eff,Rd}} = (f_y / 3^{0.5}) A_{v,\text{eff}} / \gamma_{M0} \quad (6.1)$$

unde: $A_{v,\text{eff}}$ este suprafața eficace de forfecare

(3) Aria eficace de forfecare $A_{v,\text{eff}}$ se determină în modul următor:

$$A_{v,\text{eff}} = t \cdot L_{v,\text{eff}}$$

unde: $L_{v,\text{eff}} = L_v + L_1 + L_2$, dar $L_{v,\text{eff}} \leq L_3$

- cu un șurub $N_{u,Rd} = 2(e_2 - 0,5 \cdot d_0) \cdot t \cdot f_u / \gamma_{M2}$ (6.2)

- cu două șuruburi $N_{u,Rd} = \beta_2 \cdot A_{\text{net}} \cdot f_u / \gamma_{M2}$ (6.3)

- cu trei șuruburi $N_{u,Rd} = \beta_3 \cdot A_{\text{net}} \cdot f_u / \gamma_{M2}$ (6.4)

unde β_2 și β_3 sunt coeficienți de reducere funcție de interaxa p_1 și sunt dați în tabelul 6.5.1. Pentru valori intermediare ale lui p_1 valoarea β poate fi determinată prin interpolare lineară,

și A_{net} este aria secțiunii nete a cornierei. Pentru cornierele cu aripi egale prinse de aripi cea mai mică, A_{net} se va lua egală cu aria secțiunii nete a unei corniere echivalente cu aripi egale, a cărei dimensiune de aripi este egală cu cea a aripi celei mai mici.

Tabelul 6.5.1.

Coeficienți de reducere β_2 și β_3

Interaxa p_1	$\leq 2,5 \cdot d_0$	$\geq 5,0 \cdot d_0$
2 șuruburi β_2	0,4	0,7
3 șuruburi sau mai multe β_3	0,5	0,7

(4) Se convine să se bazeze rezistența de calcul (capacitatea portantă) la flambaj a unui element comprimat, vezi 5.5.1, pe aria brută a secțiunii transversale, fără a fi depășită rezistența de calcul (capacitatea portantă) a secțiunii dată la 6.5.2.3 (2).

Figura 6.5.6. Îmbinările cornierelor

6.5.3. Categoriile de îmbinări cu șuruburi

6.5.3.1. Îmbinări lucrând la forfecare

(1) Calculul și concepția îmbinărilor cu șuruburi solicitate la forfecare trebuie să corespundă uneia dintre categoriile următoare, vezi tabelul 6.5.2.

Tabelul 6.5.2.

Categoriile de îmbinări cu șuruburi

Categoria	Criteriul de verificare	Observații
Îmbinări lucrând la forfecare		
A Rezistând la forfecare și la presiune pe pereții găurii	$F_{v.Sd} \leq F_{v.Rd}$ $F_{v.Sd} \leq F_{b.Rd}$	Pretensionarea nu e necesară. Toate grupele de șuruburi de la 4.6 la 10.9
B rezistând la alunecare în condițiile stării limită a exploatații normale	$F_{v.Sd.ser} \leq F_{s.Rd.ser}$ $F_{v.Sd} \leq F_{v.Rd}$ $F_{v.Sd} \leq F_{b.Rd}$	Șuruburi de înaltă rezistență pretensionate Nu se admite alunecare în starea limită a exploatații normale
C rezistând la alunecare în stare limită ultimă	$F_{v.Sd} \leq F_{s.Rd}$ $F_{v.Sd} \leq F_{b.Rd}$	Șuruburi de înaltă rezistență pretensionate Nu se admite alunecare în starea limită ultimă
Îmbinări lucrând la întindere		
D Șuruburi fără pretensionare	$F_{t.Sd} \leq F_{t.Rd}$	Pretensionarea nu este necesară Toate grupele de la 4.6 la 10.9
E Șuruburi pretensionate	$F_{t.Sd} \leq F_{t.Rd}$	Șuruburi de înaltă rezistență pretensionate
unde: $F_{v.Sd.ser}$: efortul de forfecare de calcul exercitat pe un șurub în stare limită de exploatare normală $F_{v.Sd}$: efortul de forfecare de calcul pe un șurub în stare limită ultimă $F_{v.Rd}$: rezistența de calcul (efortul capabil) la forfecare a unui șurub $F_{b.Rd}$: rezistența de calcul (efortul capabil) la presiune pe gaura a unui șurub $F_{s.Rd.ser}$: rezistența de calcul (efortul capabil) la alunecare a unui șurub în starea limită de exploatare normală $F_{s.Rd}$: rezistența de calcul (efortul capabil) la alunecare a unui șurub în starea limită ultimă $F_{t.Sd}$: efortul de întindere de calcul pe un șurub în starea limită ultimă $F_{t.Rd}$: rezistența de calcul (efortul capabil) la întindere a unui șurub		

(2) Categoria A: Îmbinări lucrând la presiune pe pereții găurii

La această categorie de îmbinări se vor realiza șuruburi ordinare (fabricate din oțel cu un conținut mic de carbon) sau șuruburi de înaltă rezistență, mergând de la grupa 4.6 până la 10.9 inclusiv. Nu sunt necesare prevederi speciale pentru suprafețele de contact. Efortul de forfecare de calcul dezvoltat în stadiul ultimo nu trebuie să depășească nici rezistența de calcul (efortul capabil) la forfecare, nici rezistența de calcul (efortul capabil) la presiune pe pereții găurii, determinate conform 6.5.5..

(3) Categoria B: Îmbinări rezistente la alunecare în starea limită de exploatare normală.

La această categorie de îmbinări se vor utiliza șuruburi de înaltă rezistență pretensionate și cu strângere controlată conform noimei de referință nr.8. În starea limită de exploatare normală nu trebuie să se producă alunecare. Combinația de acțiuni care se iau în considerare va fi aleasă după 2.3.4., în funcție de cazurile de încărcare la care este cerută rezistența la alunecare. Efortul de forfecare de calcul excitat în starea limită de exploatare normală nu trebuie să depășească rezistența de calcul (efortul capabil) la alunecare determinată corespunzător indicațiilor date la 6.5.8. Efortul de forfecare în stadiul limită ultimo nu trebuie să depășească nici rezistența de calcul (efortul capabil) la forfecare nici cea la presiune pe pereții găurii, determinate conform indicațiilor date la 6.5.5.

(4) Categoria C: Îmbinări rezistând la alunecare în starea limită ultimă.

La această categorie se vor utiliza șuruburi de înaltă rezistență pretensionate cu strângere controlată conform normei de referință 8. NU trebuie să se producă alunecare în stare limită ultimă. Efortul de forfecare de calcul excitat în stare limită ultimă nu trebuie să depășească nici rezistența de calcul (efortul capabil) la alunecare determinată conform 6.5.8., nici rezistența de calcul (efortul capabil) la presiune pe pereții găurii calculată conform 6.5.5..

Pe lângă acestea, la stare limită ultimă rezistența la întindere a secțiunii nete în dreptul găurilor șuruburilor $N_{net,Rd}$ (vezi 5.4.3.) trebuie să se ia egală cu :

$$N_{net,Rd} = A_{net} \cdot f_y / \gamma_{M0} \quad (5.14)$$

6.5.3.2. Îmbinări lucrând la întindere

(1) Calculul și concepția unei îmbinări solicitată la întindere trebuie să corespundă uneia din categoriile următoare, vezi tabelul 6.5.2.

(2) Categoria D: Îmbinări cu șuruburi nepretensionate

La această categorie se vor utiliza șuruburi ordinare (realizate din oțel cu conținut mic de carbon) sau șuruburi de înaltă rezistență de grupă până la 10,9 inclusiv. Nu este cerută pretensionare. Această categorie nu trebuie să fie folosită în cazul îmbinărilor supuse variațiilor frecvente ale solicitării de întindere. Îmbinările din această categorie pot fi utilizate pentru a rezista acțiunilor obișnuite ale vântului.

(3) Categoria E: Îmbinări cu șuruburi de înaltă rezistență pretensionate.

La această categorie se vor utiliza șuruburi pretensionate de înaltă rezistență cu strângere controlată, în conformitate cu norma de referință 8. Pretensionarea îmbunătățește în acest caz rezistența la oboseală însă amploarea acestei îmbunătățiri depinde de detalii constructive cât și de toleranțe.

(4) Pentru îmbinările solicitate la întindere, din ambele categorii D și E, nu este necesar nici un tratament special al suprafețelor de contact, cu excepția cazurilor când îmbinările de categoria E sunt supuse atât la întindere cât și la forfecare (combinația E-B sau E-C).

6.5.4. Distribuția eforturilor între elementele de prindere

(1) Distribuția eforturilor interne între elementele de prindere în starea limită ultimă trebuie să se ia proporțională cu distanța de la centrul de rotire, vezi [figura 6.5.7 \(a\)](#) în cazurile următoare:

- Îmbinări de categoria C, rezistând la alunecare;

- Îmbinări lucrând în forfecare, acolo unde rezistența de calcul (efortul capabil) la forfecare $F_{v,Rd}$ a unui element de fixare este mai mică decât rezistența de calcul (efortul capabil) la presiune pe pereții găurii $F_{b,Rd}$.

(2) În alte cazuri, distribuția eforturilor interne între elementele de îmbinare la starea limită ultimă, poate fi determinată printr-un calcul de tipul prezentat la 6.5.4 (1) sau tot așa de bine printr-un calcul plastic (vezi [fig. 6.5.7.](#)). Poate fi adoptată orice distribuție rațională, cu condiția ca aceasta să satisfacă cerințele indicate în 6.1.4.

(3) În cazul unei îmbinări cu piese suprapuse, se convine să se admită că rezistența la presiune pe pereții găurii pe o direcție dată este aceeași pentru fiecare element de prindere.

6.5.5. Rezistențe de calcul (eforturi capabile) ale șuruburilor

(1) Rezistențele de calcul (eforturile capabile) formulate în acest paragraf se referă la șuruburile de fabricație standard, de grupe 4,6 până la 10,9 inclusiv, care corespund normei de referință 3, vezi anexa B (normativă). Piulițele și șaibele vor corespunde de asemenea aceleiași norme și vor avea rezistențele specifice corespunzând șuruburilor utilizate.

(2) În starea limită ultimă efortul de forfecare $F_{v,Sd}$ aplicat unui șurub nu trebuie să depășească cea mai mică dintre cele două valori următoare:

- rezistența de calcul (efortul capabil) la forfecare $F_{v,Rd}$

- rezistența de calcul (efortul capabil) la presiune pe pereții găurii $F_{b,Rd}$. Așa cum sunt explicitate în tabelul 6.5.3.

(3) Efortul de întindere aplicat unui șurub $F_{t,Sd}$ care include și efortul suplimentar dat de efectul de pârghie, nu trebuie să depășească rezistența de calcul (efortul capabil) la întindere $F_{t,Rd}$ a ansamblului placă - șurub.

(4) Rezistența de calcul (efortul capabil) la tracțiune a ansamblului placă - șurub $F_{t,Rd}$ trebuie să fie luat egal cu cea mai mică dintre cele două valori următoare:

- rezistența de calcul (efortul capabil) la întindere $F_{t,Rd}$ indicată în tabelul 6.5.3.

- rezistența de calcul (efortul capabil) la forfecare prin poansonare $B_{p,Rd}$ a capului șurubului sau piuliței dedusă de relația:

$$F_{p,Rd} = 0,6\pi d_m t_p f_u / \gamma_{Mb} \quad (6.5)$$

unde: t_p este grosimea plăcii de sub capul șurubului sau de sub piuliță,

și d_m - diametrul mediu (între cercurile înscris și circumscris) al capului șurubului sau piuliței, luând cea mai mică dintre cele două valori.

(5) Șuruburile supuse eforturilor combinate de întindere cât și de forfecare trebuie să satisfacă și condiția următoare:

$$(F_{v,Sd} / F_{v,Rd}) + (F_{t,Sd} / 1,4F_{t,Rd}) \leq 1 \quad (6.6)$$

(6) Rezistențele de calcul (eforturile capabile) la întindere și la forfecare pentru partea filetată, date în tabelul 6.5.3, se aplică numai șuruburilor fabricate în conformitate cu norma de referință 3. Pentru alte sisteme cu filet tăiat, ca la buloanele de ancoraj sau tiranți realizate plecând de la oțel rotund, la care filetările au fost executate de către constructori și nu de fabricantul de șuruburi, valorile indicate în tabelul 6.5.3. trebuie să fie reduse prin multiplicare cu un factor egal cu 0,85.

(7) Valorile rezistențelor de calcul (eforturilor capabile) la forfecare $F_{v,Rd}$ date în tabelul 6.5.3. corespund exclusive șuruburilor la care diferențele nominale dintre diametrul șurubului și diametrul găurii nu depășesc pe cele normate, conform prevederilor de la 7.5.2.(1).

(8) Șuruburile M12 și M14 pot fi de ademenia utilizate în găuri cu un joc de 2 mm, cu condiția ca:

- pentru șuruburi din grupele 4.8, 5.8,6.8 sau 10.9, rezistența de calcul (efortul capabil) la forfecare $F_{v,Rd}$ să se ia egală cu 0,85 din valoarea dată în tabelul 6.5.3;

- rezistența de calcul (efortul capabil) la forfecare $F_{v,Rd}$ (eventual redusă ca mai sus) nu trebuie să fie mai mică decât rezistența de calcul (efortul capabil) la presiune pe pereții găurii $F_{b,Rd}$.

Tabelul 6.5.3.

Rezistențe de calcul (eforturi capabile) ale șuruburilor

<p>Rezistența la forfecare în planul de forfecare:</p> <p>- Dacă planul de forfecare trece prin zona liberă a șurubului</p> <ul style="list-style-type: none"> ● pentru grupele 4.6, 5.6, 6.6 și 8.8: $F_{v,Rd} = 0,6 \cdot f_{ub} \cdot A_s / \gamma_{Mb}$ ● pentru grupele 4.8, 5.8, 6.8 și 10.9: $F_{v,Rd} = 0,5 \cdot f_{ub} \cdot A_s / \gamma_{Mb}$ <p>- Dacă planul de forfecare trece prin partea nefiletată a șurubului</p> <p>$F_{v,Rd} = 0,6 \cdot f_{ub} \cdot A / \gamma_{Mb}$</p>
<p>Rezistența la presiune pe pereții găurii :</p> <p>$F_{b,Rd} = 2,5 \cdot \alpha \cdot f_u \cdot d \cdot t / \gamma_{Mb}$</p> <p>unde α este cea mai mică dintre valorile următoare:</p> <p>$e_1/3d_0$; $(p_1/3d_0) - 0,25$; f_{ub} / f_u sau 1,0</p>
<p>Rezistența la întindere :</p> <p>$F_{t,Rd} = 0,9 \cdot f_{ub} \cdot A_s / \gamma_{Mb}$</p>
<p>A: aria brută a secțiunii șurubului</p> <p>A_s: aria secțiunii rezistente la întindere a șurubului</p> <p>d: diametrul șurubului</p> <p>d_0: diametrul găurii</p>
<p>* Vezi totodată tabelul 6.5.4 pentru valorile rezistenței de calcul la presiune pe pereți găurii, bazată pe diametrul șurubului</p>

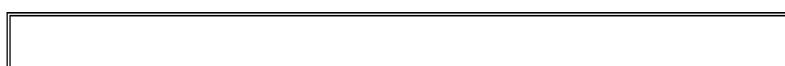
(9) Valorile rezistenței de calcul (efortul capabil) la presiune pe pereții găurii date în tabelul 6.5.3. se aplică exclusive dacă distanța de la marginea e_2 nu este mai mică de $1,5 \cdot d_0$ și dacă interaxa între rânduri p_2 , considerată perpendicular pe direcția efortului, nu este mai mică de $3 \cdot d_0$.

(10) Dacă e_2 se reduce la $1,2 \cdot d_0$ și/sau p_2 se reduce la $2,4 \cdot d_0$, atunci rezistența la presiune pe pereții găurii $F_{b,Rd}$ trebuie să fie redusă la 2/3 din valoarea dată în tabelul 6.5.3. Pentru valori intermediare $1,2 \cdot d_0 < e_2 \leq 1,5 \cdot d_0$ și/sau $2,4 \cdot d_0 \leq p_2 \leq 3,0 \cdot d_0$ valoarea $F_{b,Rd}$ poate fi determinată prin interpolare liniară.

(11) Pentru șuruburi plasate în găuri cu jocuri normate (vezi 7.5.2), o valoare a rezistenței de calcul (efortul capabil) la presiune pe pereții găurii $F_{b,Rd}$ acoperitoare și bazată pe diametrul d al șurubului poate fi obținută cu ajutorul tabelului 6.5.4.

Tabelul 6.5.4.

Rezistența de calcul (efortul capabil) la presiune pe pereții găurii bazată pe diametrul șurubului



Valori acoperitoare pentru șuruburi cu joc standardizat (vezi 7.5.2), cu $\gamma_{Mb} = 1,25$			
Clasa nominală de presiune pe peretele găurii	Dimensiuni minime		Rezistența de calcul la presiune pe pereții găurii $F_{b,Rd}$
	e_1	p_1	
redușă	1,7·d	2,5·d	$1,0 \cdot f_u \cdot d \cdot t^*$
normală	2,4·d	3,4·d	$1,5 \cdot f_u \cdot d \cdot t^*$
ridicăță	3,4·d	4,3·d	$2,0 \cdot f_u \cdot d \cdot t^*$
* dar $F_{b,Rd} \leq 2,0 \cdot f_{ub} \cdot d \cdot t$			

6.5.6. Rezistențe de calcul (eforturi capabile) pentru nituri

(1) În starea limită efortul de forfecare $F_{v,Sd}$ excitat pe un nit nu trebuie să depășească valoarea cea mai mică dintre:

- rezistența de calcul (efortul capabil) la presiune pe pereții găurii $F_{b,Rd}$

- rezistența de calcul (efortul capabil) la forfecare $F_{v,Rd}$ ambele valori sunt indicate în tabelul 6.5.5.

(2) Îmbinările nituite vor fi proiectate în vederea transmiterii solicitărilor esențialmente prin forfecare. Dacă este necesară și solicitarea la întindere pentru satisfacerea echilibrului, solicitarea de întindere $F_{t,Sd}$ nu va depăși rezistența de calcul (efortul capabil) la întindere $F_{t,Rd}$ indicat în tabelul 6.5.5.

(3) Niturile asupra cărora se exercită atât eforturi de întindere cât și de forfecare vor trebui să satisfacă și condiția dată de relația (6.6).

(4) Valoarea indicată în tabelul 6.5.5. pentru rezistența la presiune pe gaură $F_{b,Rd}$ se aplică numai acolo unde distanța față de muchie e_2 nu este mai mică de $1,5 \cdot d_0$ și dacă interaxa p_2 măsurată transversal față de direcția efortului de forfecare nu este mai mică decât $3,0 \cdot d_0$.

(5) Pentru valori mai mici ale lui e_2 și/sau p_2 se va aplica aceeași reducere a lui $F_{b,Rd}$ cum s-a indicat pentru șuruburi la 6.5.5. (10).

(6) Pentru nituri din oțel de marcă Fe 360, valoarea lui f_{ur} se poate lua egală cu 400 N/mm^2 .

(7) Ca regulă generală, grosimea pachetului de piese (lungimea de strângere a unui nit) nu trebuie să depășească $4,5 \cdot d_0$ la nituirea cu ciocanul și $6,5 \cdot d_0$ la nituirea pneumatică.

Tabelul 6.5.5.

Rezistențe de calcul (eforturi capabile) ale niturilor

Rezistența la forfecare în planul forfecării $F_{v,Rd} = 0,6 \cdot f_{ur} \cdot A_0 / \gamma_{Mr}$
Rezistența la presiune pe pereții găurii: $F_{b,Rd} = 2,5 \cdot \alpha \cdot f_u \cdot d_0 \cdot t / \gamma_{Mr}$ unde α este cea mai mică dintre valorile următoare: $e_1/3d_0$; $(p_1/3d_0) - 0,25$; f_{ur} / f_u sau $1,0$
Rezistența la întindere: $F_{t,Rd} = 0,6 \cdot f_{ur} \cdot A_0 / \gamma_{Mr}$
A_0 : aria găurii nitului d_0 : diametrul găurii nitului f_{ur} : rezistența ultimă (rezistența la rupere) a nitului la întindere

6.5.7. Șuruburi și nituri cu cap înecat

(1) Efortul de calcul (efortul capabil) la întindere a șuruburilor și niturilor cu cap înecat nu va depăși $0,7 \cdot F_{t,Rd}$ unde $F_{t,Rd}$ este rezistența de calcul (efortul capabil) la întindere indicată în tabelul 6.5.3., respective 6.5.5.

(2) Unghiul și adâncimea îngropării capului vor fi conform cu prevederile normei de referință 3, în caz contrar fiind necesară corectarea în consecință a rezistenței la întindere.

(3) Rezistența de calcul (efortul capabil) la presiune pe pereții găurii $F_{b,Rd}$ a șuruburilor și niturilor cu cap înecat se va calcula conform cu indicațiile date la 6.5.5. și, respective 6.5.6, scăzând din grosimea t a părții îmbinate jumătate din adâncimea îngropării.

6.5.8. Șuruburi de înaltă rezistență în îmbinări rezistând la alunecare

6.5.8.1. Rezistența la alunecare

(1) Rezistența de calcul (efortul capabil) la alunecare a unui șurub de înaltă rezistență pretensionat $F_{s,Rd}$ este egală cu:

$$F_{s,Rd} = k_s \cdot n \cdot \mu \cdot F_{p,Cd} / \gamma_{Ms} \quad (6.7.)$$

unde: $F_{p,Cd}$ este efortul de pretensionare de calcul, dat la 6.5.8.2.

μ este coeficientul de frecare, vezi 6.5.8.3;

n numărul de interfețe de frecare.

(2) Valoarea lui k_s va fi următoarea:

- Dacă găurile au, în toate tablele, toleranțe nominale așa cum este stipulate la 7.5.2 (1):

$$k_s = 1,0$$

- Pentru găurile supradimensionate (largi), vezi 7.5.2 (6), sau pentru găurile alungite și scurte, vezi 7.5.2 (9):

$$k_s = 0,85$$

- Pentru găurile alungite și lungi, vezi 7.5.2 (10):

$$k_s = 0,7$$

(3) Pentru șuruburile introduce în găuri cu toleranțe nominale normate cât și în găuri alungite dar cu ax lungă perpendiculară pe direcția transferului de efort, coeficientul parțial de siguranță γ_{Ms} trebuie să se ia egal cu:

$$\gamma_{Ms,ult} = 1,25 \text{ pentru starea limită ultimă, și}$$

$$\gamma_{Ms,ser} = 1,10 \text{ pentru starea limită de serviciu (exploatare normală)}$$

(4) Îmbinările cu șuruburi introduce în găuri supradimensionate (largi) cât și în găuri alungite cu axa lungă paralelă cu direcția transferului de efort trebuie să fie concepute și calculate cu îmbinări de categorie C, adică îmbinări rezistând la alunecare în starea limită ultimă.

În acest caz, coeficientul parțial de siguranță pentru rezistența la alunecare trebuie să se ia egal cu:

$$\gamma_{Ms,ult} = 1,40$$

6.5.8.2. Pretensionarea

(1) În ceea ce privește șuruburile de înaltă rezistență conforme cu norma de referință 3 și utilizate cu strângere controlată în conformitate cu norma de referință 8, efortul de calcul de pretensionare $F_{p,Cd}$ folosit în calcule trebuie să se ia egal cu:

$$F_{p,Cd} = 0,7 \cdot f_{ub} \cdot A_s \quad (6.8)$$

(2) Dacă se folosesc alte tipuri de șuruburi pretensionate sau elemente de prindere pretensionate, efortul de calcul de pretensionare $F_{p,Cd}$ trebuie să facă obiectul unei înțelegeri între client, proiectant și autoritatea competentă.

6.5.8.3. Coeficient de frecare

(1) Valoarea de calcul a coeficientului de frecare μ depinde de clasa tratării suprafeței așa cum este specificată în norma de referință 8. Valoarea μ se va lua în calcul după cum urmează:

$\mu = 0,50$ pentru suprafețele de clasa A

$\mu = 0,40$ pentru suprafețele de clasa B

$\mu = 0,30$ pentru suprafețele de clasa C

$\mu = 0,20$ pentru suprafețele de clasa D

(2) Clasificarea oricărui tratament de suprafață se va face pe bază de studii și încercări de eșantionare reprezentative ale suprafețelor utilizate în structura reală, folosindu-se procedura expusă în norma de referință 8.

(3) Cu condiția ca suprafețele de contact să fi fost tratate în conformitate cu norma de referință 8, următoarele suprafețe pot fi clasificate fără a se mai efectua studii și încercări:

În clasa A - suprafețe decapate cu jet de alice metalice sau nisip, cu îndepărtarea poșgițelor de laminare neaderente și fără urme de rugină:

- suprafețe decapate cu jet de alice metalice sau nisip și metalizate cu aluminiu;

- suprafețe decapate cu jet de alice sau nisip metalizate cu zinc, garantând un coeficient de frecare care să nu fie mai mic de 0,5.

În clasa B - suprafețe decapate cu jet de alice sau nisip și acoperite cu un strat de vopsea cu silicat de zinc alcalin cu grosime de 50-80 μm.

În clasa C - suprafețe curățate prin periere cu peria de sârmă sau cu flacăra cu îndepărtarea tuturor poșgițelor de laminare neaderente.

În clasa D - suprafețe netratate.

6.5.8.4. Întindere și forfecare combinate

(1) Dacă o îmbinare rezistând la alunecare este supusă și la solicitarea de întindere F_t acționând împreună cu solicitarea de forfecare F_v , care tinde să provoace alunecarea, rezistența (efortul capabil) la alunecare a unui șurub va fi calculată cu formulele următoare :

- Categoria B: îmbinare rezistând la alunecare în stare limită de exploatare normală:

$$F_{s,Rd,ser} = k_s \cdot n \cdot \mu (F_{p,Cd} - 0,8F_{t,Sd,ser}) / \gamma_{Ms,ser} \quad (6.9)$$

- Categoria C: îmbinare rezistând la alunecare în stare limită ultimă:

$$F_{s,Rd} = k_s \cdot n \cdot \mu (F_{p,Cd} - 0,8F_{t,Sd}) / \gamma_{Ms,ult} \quad (6.10)$$

(2) Dacă într-o prindere supusă la încovoiere, forța de întindere este contrabalansată de o forță de contact în partea comprimată a prinderii, nu este necesară nici o reducere a capacității de rezistență la alunecare.

6.5.9. Efect de pârghie

(1) Acolo unde șuruburile trebuie să transmită un efort de întindere, ele vor fi astfel dimensionate încât să reziste eforturilor suplimentare provenite din efectul de pârghie, acolo unde acest efect este susceptibil să se producă, vezi [fig. 6.5.8](#).

(2) Eforturile datorate efortului de pârghie depind de rigiditățile relative și de proporțiile geometrice ale elementelor care alcătuiesc îmbinarea, vezi [fig. 6.5.9](#).

(3) Dacă la concepția și calculul elementelor îmbinării unele avantaje sunt datorate efectului de pârghie, se convine ca acesta să se determine printr-un calcul corespunzător, analog celui introdus în regulile de aplicare din Anexa J (normativă) pentru îmbinări grindă - stâlp.

6.5.10. Îmbinări lungi

(1) Dacă distanța L_j între centrele elementelor de prindere situate la extremități, măsurată în direcția de transmitere a eforturilor (vezi [fig. 6.5.10](#)), este mai mare de 15 d, d fiind diametrul nominal al șuruburilor sau niturilor, rezistența de calcul (efortul capabil) la forfecare $F_{v,Rd}$ a tuturor elementelor de prindere calculate corespunzător cu 6.5.5. sau 6.5.6 după caz, trebuie să fie redusă multiplicând-o cu un coeficient de micșorare β_{Lf} dat de relația:

$$\beta_{Lf} = 1 - [L_j - 15d] / (200d) \quad (6.11)$$

dar cu : $\beta_{Lf} \leq 1,0$ și $\beta_{Lf} \geq 0,75$

(2) Această dispoziție nu se aplică în cazul în care este asigurată o repartiție uniformă a transmiterii efortului pe lungimea îmbinării, de exemplu pentru transmiterea efortului de forfecare dintre inima și talpa unei secțiuni.

6.5.11. Îmbinări cu suprapunere simplă având un singur șurub

(1) În îmbinările tablelor prin suprapunere simplă având un singur șurub, vezi [fig. 6.5.11](#)., șurubul trebuie să fie prevăzut cu șaibe sub cap și sub piuliță pentru a se evita distrugerea prin smulgere.

(2) Rezistența (efortul capabil) la presiunea pe gaură $F_{b,Rd}$ determinată conform 6.5.5., trebuie să fie limitată la:

$$F_{b,Rd} \leq 1,5 \cdot f_u \cdot d \cdot t / \gamma_{Mb} \quad (6.12)$$

Notă: Este indicat să se utilizeze îmbinările prin simplă suprapunere cu un singur nit:

(3) În cazul șuruburilor de înaltă rezistență de grupele 8.8, sau 10.9, se recomandă să se folosească șaibe tratate termic sau ecruisate pentru îmbinările tablelor prin simplă suprapunere cu un singur șurub, chiar dacă acest șurub nu este pretensionat.

6.5.12. Îmbinări care conțin fururi

(1) În cazul în care șuruburi sau nituri transmit un efort prin frecare și presiune pe pereții găurii prin mai multe table având grosimea totală t_p mai mare decât un sfert din diametrul nominal d, rezistența (efortul capabil) la forfecare $F_{b,Rd}$ calculată după indicațiile 6.5.5. sau 6.5.6 după caz, trebuie să fie

redușă prin multiplicare cu un factor de micșorare β_p dat de relația

$$\beta_p = 9d(8d + 3t_p)^{-1} \text{ însă cu } \beta_p \leq 1 \text{ (6.13)}$$

(2) Pentru îmbinările care lucrează la dublă forfecare cu acoperire de table pe ambele părți ale joantei se convine să se ia t_p egal cu grosimea tablei de acoperire cea mai mare.

(3) Toate elementele suplimentare de prindere, necesare din cauza aplicării factorului de reducere β_p pot fi amplasate eventual pe o prelungire a tabelor de acoperire.

6.5.13. Îmbinări cu ax de articulație

6.5.13.1. Obiect

(1) Această clauză privește îmbinările cu ax de articulație care trebuie să prezinte o libertate de rotație totală. Îmbinările cu ax de articulație în care nu trebuie să se producă nici o rotație pot fi calculate ca îmbinări cu șurub unic, vezi 6.5.5. și 6.5.11.

6.5.13.2. Găuri pentru axe de articulație și plăci

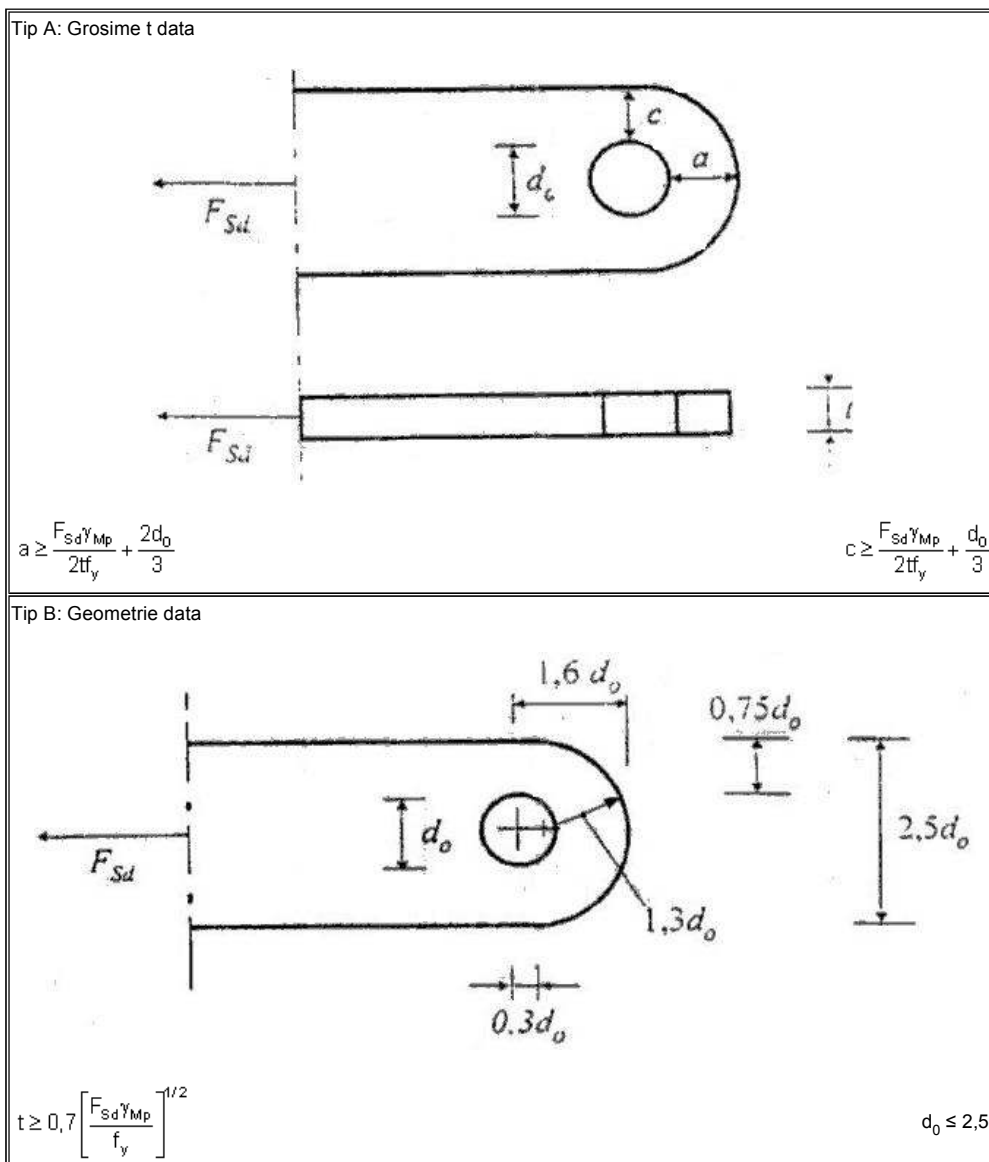
(1) Geometria plăcilor și îmbinărilor cu ax de articulație trebuie să fie conformă cu dispozițiile constructive din tabelul 6.5.6.

(2) În starea limită ultimă, efortul de calcul N_{Sd} în placă nu trebuie să depășească rezistența de calcul la presiune pe pereții găurii dată în tabelul 6.5.7.

(3) Plăcile destinate să mărească aria netă a elementului sau rezistența la presiune pe pereții găurii a axului articulației trebuie să aibă dimensiunile necesare pentru a transmite efortul de calcul între axă și element și trebuie să fie dispuse astfel încât să se evite o excentricitate a acestui efort.

Tabelul 6.5.6.

Condiții geometrice care trebuie satisfăcute de către plăcile îmbinărilor cu axe de articulație



Tabelul 6.5.7.

Rezistențe (eforturi capabile) de calcul pentru îmbinări cu ax de articulație.

CRITERIU	REZISTENȚĂ (efort capabil)
Forfecarea axului de articulație	$F_{b,Rd} = 0,6 \cdot A \cdot f_{up} / \gamma_{Mp}$
Încovoierea axului de articulație	$M_{rd} = 0,8 \cdot W_{el} \cdot f_{vp} / \gamma_{Mp}$
Încovoierea și forfecare combinate pe ax	$[M_{Sd} / M_{Rd}]^2 + [F_{b,Rd} / F_{b,Rd}]^2 \leq 1$
Presiune pe pereții găurii între tablă și axul articulației	$F_{b,Rd} = 1,5 \cdot t \cdot d \cdot f_v / \gamma_{Mp}$

6.5.13.3. Dimensionarea axelor de articulație

(1) Momente încovoietoare într-un ax de articulație trebuie să fie calculate urmărind indicațiile din [figura 6.5.12](#)

(2) În starea limită ultimă, solicitările de calcul exercitate asupra unui ax de articulație nu trebuie să depășească rezistențele (eforturile capabile) de calcul date în tabelul 6.5.7.

6.6. Îmbinări sudate**6.6.1. Generalități**

(1) Îmbinările realizate prin sudare trebuie să se respecte prevederile referitoare la materialele puse în operă și la execuție, specifice în capitolul 3 și capitolul 7.

(2) Prevederile din capitolul 6..6. se aplică:

- oțelurilor de construcții sudabile, care corespund exigențelor enunțate la 3.2 și în capitolul 7,
- sudării printr-un procedeu cu arc electric, definit în conformitate cu norma EN "Procedee de sudare" (în pregătire), după cum urmează:

111 - Sudare cu arc cu electrod învelit

114 - Sudare cu arc folosind electrod de sârmă cu inimă de flux (fără protecție de gaz)

12 - Sudare cu arc acoperit sub strat de flux

131 - Sudare MIG (cu arc electric în mediu de gaz inert, cu electrod fuzibil)

135 - Sudare MAG (cu arc electric în mediu de gaz activ, cu electrod fuzibil)

136 - Sudare cu arc sub protecție de gaz active folosind electrod de sârmă cu inimă de flux.

141 - Sudare TIG (cu arc electric de mediu de gaz inert cu electrod din tungsten).

- materialelor cu grosimea mai mare de 4 mm. Pentru sudarea materialelor de grosime inferioară, vezi ENV 1993-1-3 Eurocode 3: Partea 1.3, (în pregătire).

- îmbinărilor în care metalul de adaos este compatibil cu metalul de bază din punct de vedere al proprietăților mecanice.

(3) Sudurile solicitate la oboseală vor trebui, de asemenea, să îndeplinească exigențele specificate în capitolul 9.

6.6.2. Geometrie și dimensiuni

6.6.2.1. Tipuri de suduri

(1) În cadrul prevederilor din prezentul Eurocode, sudurile trebuie în general să fie clasificate după cum urmează:

- suduri de colț (în relief), vezi 6.6.2.2.
- suduri cap la cap (în adâncime), vezi 6.6.2.4.
- suduri în găuri, vezi 6.6.2.3..
- suduri în găuri umplute cu sudură (bușon), vezi 6.6.2.5.
- suduri între muchii rotunjite, vezi 6.6.2.6.

(2) Sudurile cap la cap pot fi:

- suduri cap la cap cu pătrundere completă

- suduri cap la cap cu pătrundere parțială

(3) Sudurile în găuri cât și sudurile în găuri umplute cu sudură pot fi realizate:

- în găuri circulare,

- în găuri alungite.

(4) Această clasificare este ilustrată în tabelul 6.6.1.

6.6.2.2. Suduri de colț (în relief)

(1) Sudurile de colț pot fi folosite pentru a se îmbina elemente la care fețele asamblate prin sudură formează un unghi cuprins între 60° și 120°.

(2) Se admit și unghiuri mai mici de 60°. În asemenea cazuri, sudura trebuie să fie considerată ca o sudură cap la cap cu pătrundere parțială.

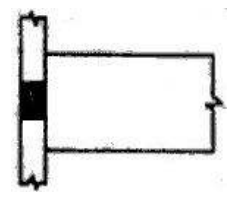
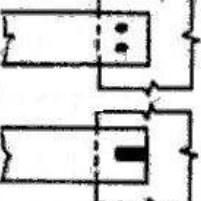
(3) Sudurile de colț realizate într-un unghi mai mare de 120°, nu trebuie să fie considerate apte de a transmite eforturi.

(4) Se convine ca sudurile de colț să nu se oprească la extremitățile elementelor îmbinate. Ele trebuie întoarse la capetele îmbinărilor fără întrerupere, păstrând dimensiunea lor pe o lungime egală cu de două ori piciorul cordonului (aproximativ 2,85 ori grosimea de calcul a cordonului de sudură), în toate locurile unde această întoarcere este posibilă în același plan.

Tabelul 6.6.1.

Tipuri curente de îmbinări sudate.

Tipul sudurii	Tipul imbinarii		
	imbinare cap la cap	imbinare in T	imbinare prin suprapunere
sudura colt la colt			
sudura in gaura			
sudura cap la cap cu patrundere completa ¹	 V simplu	 semi V simplu	
	 V dublu	 semi V dublu	
	 U simplu	 J simplu	
	 U dublu	 J dublu	
sudura cap la cap cu patrundere partiala ¹	 V dublu	 semi V dublu	
	 U dublu		

sudura in gaura umpluta cu sudura (buson)			
sudura intre muchii rotunjite	vezi figura 6.6.3 si figura 6.6.4		
1 Sudurile cap la cap pot fi uneori realizate fara sanfrenaj			

(5) Întoarcerile la capete ale sudurilor vor fi indicate în desenele de execuție.

(6) Sudurile de colț pot fi continue sau întrerupte.

(7) Sudurile de colț întrerupte nu se utilizează acolo unde există condiții de corodare.

(8) La sudurile de colț întrerupte, spațiile libere dintre capetele fiecărei porțiuni sudate (vezi [fig.6.6.1](#)) nu vor fi mai mari decât minima dintre următoarele valori:

(a) 200 mm,

(b) de 12 ori grosimea părții îmbinate cea mai subțire când aceasta este comprimată,

(c) de 16 ori grosimea părții îmbinate cea mai subțire când aceasta este întinsă,

(d) un sfert din distanța dintre nervurile de rigidizare, când acestea sunt fixate pe o placă sau orice alt element supus la compresiune sau forfecare

(9) La o sudură de colț întreruptă, porțiunea liberă se va măsura între capetele tronsoanelor situate pe părțile opuse au pe aceeași parte a elementului îmbinat, vezi [fig.6.6.1](#)

(10) Pentru fiecare linie de sudură de colț întreruptă, trebuie să se execute un tronson de sudură la fiecare extremitate a părții îmbinate.

(11) În cazul elementelor cu secțiunea formată din table asamblate cu sudură întreruptă, un tronson de sudură de colț trebuie să fie executat la extremitățile fiecărei linii de sudură pe o lungime cel puțin egală cu trei sferturi din lățimea plăcii celei mai înguste, vezi [fig.6.6.1](#).

$L_0 \geq$ cea mai mică dintre valorile $0,75b$ și $0,75b_1$,

$L_1 \leq$ cea mai mică dintre valorile $16t$, $16t_1$ și 200 mm

$L_2 \leq$ cea mai mică dintre valorile $12t$, $12t_1$, $0,25$ și 200 mm

(12) O sudură de colț executată pe o singură parte nu va fi utilizată pentru transmiterea unui moment încovoietor al cărui vector este dirijat în lungul axului longitudinal al sudurii dacă momentul produce întindere la rădăcina sudurii; mai mult, nu trebuie să transmită un efort semnificativ de întindere perpendicular pe axul longitudinal al sudurii, care ar produce efectiv un asemenea „moment încovoietor”.

(13) O sudură de colț pe o singură parte poate fi utilizată în lungul perimetrului unui profil tubular, vezi [fig.6.6.2 \(a\)](#), dar nu se va utiliza în situația din [fig. 6.6.2. \(c\)](#).

(14) Când se folosește o sudură de colț pe o singură parte pentru transmiterea unei forțe perpendiculare pe axul său longitudinal, excentricitatea sudurii (față de linia de acțiune a efortului aplicat) trebuie să fie luată în considerare în calcul.

(15) În mod normal, nici o excentricitate de această natură nu se va considera la îmbinările sudate ale elementelor tubulare.

6.6.2.3. Suduri în găuri

(1) Sudurile de colț în găuri, realizate în găuri circulare sau alungite, se pot folosi numai pentru a transmite eforturi de forfecare sau pentru a evita valoarea sau separarea părților suprapuse.

(2) Diametrul unei găuri circulare în care se execută o sudură de colț sau lățimea unei găuri alungite trebuie să fie de minimum de patru ori grosimea piesei elementului perforat.

(3) Extremitățile decupării vor fi semicirculare cu excepția capetelor care se extind până la marginea elementului respective.

6.6.2.4. Suduri cap la cap (în adâncime)

(1) Se înțelege prin sudură cap la cap cu pătrundere completă o sudură în care fuziunea metalului de adaos și a metalului de bază are loc pe toată grosimea îmbinării.

(2) Se înțelege prin sudură cap la cap cu pătrundere parțială o sudură la care pătrunderea este mai mică decât grosimea metalului de bază

(3) O sudură cap la cap cu pătrundere parțială realizată de o singură parte nu trebuie să fie folosită pentru transmiterea unui moment încovoietor, având vector dirijat paralel cu direcția longitudinală a sudurii, după acesta provoacă întindere la rădăcina sudurii, mai mult, ea nu trebuie să transmită un efort de întindere semnificativ perpendicular pe direcția longitudinală a sudurii, care ar produce efectiv acel tip de moment încovoietor.

(4) Se poate folosi sudura cu pătrundere parțială realizată pe o singură parte pentru sudarea pe toată lungimea perimetrului unui profil tubular, vezi 6.6.2 (b). Însă nu trebuie utilizată în cazul prezentat în [figura 6.6.2 \(d\)](#).

(5) Când se folosește o sudură cap la cap cu pătrunderea parțială realizată pe o singură parte pentru transmiterea unei forțe perpendiculare pe axul său longitudinal, excentricitatea sudurii (față de linia de acțiune a efortului aplicat) trebuie să fie luată în considerare în calcul.

(6) În mod normal, nici o excentricitate de această natură nu se va considera la îmbinările sudate ale elementelor tubulare

(7) Sudurile cap la cap întrerupte (discontinue) nu trebuie să fie utilizate.

6.6.2.5. Suduri în găuri umplute cu sudură (în bușon)

(1) Sudurile în găuri umplute cu sudură realizate în găuri circulare sau alungite nu trebuie utilizate pentru a prelua un efort de extindere exterior, însă ele pot fi utilizate:

- pentru transmiterea unui efort de forfecare
- pentru împiedicarea voalării sau evitarea separării părților suprapuse,
- pentru solidarizarea componentelor elementelor compuse

(2) Diametrul găurii circulare pentru o sudură în gaură, sau lățimea găurii alungite trebuie să fie cu minimum 8 mm mai mare decât grosimea elementului perforat.

(3) Extremitățile găurilor alungite vor fi semicirculare, sau vor avea colțurile rotunjite cu o rază care să nu fie mai mică decât grosimea piesei care conține gaura, cu excepția capetelor care se extind până la marginea piesei respective.

(4) Grosimea unei suduri în gaură executată într-un element având grosimea de până la 16 mm va fi egală cu grosimea elementului. Când grosimea elementului în care se execută sudura în gaură sau în fantă depășește 16 mm, grosimea sudurii trebuie să fie de minimum jumătate din grosimea elementului de cel puțin 16 mm

(5) Distanța între centrele sudurilor în găuri nu va depăși valoarea impusă de necesitatea prevenirii voalării.

6.6.2.6. Suduri între elemente cu margini rotunjite

(1) în îmbinările profilelor tubulare rectangulare, grosimea utilă a sudurilor realizate între marginile rotunjite (vezi [fig.6.6.3](#)) trebuie să fie determinată cu ajutorul studiilor preliminare de sudare pentru fiecare tip de alcătuire constructivă

(2) Sudurile de încercare vor fi secționate și măsurate pentru a se stabili tehnologiile de sudare care garantează realizarea în practică a grosimii folosită în calcule.

(3) Același procedeu trebuie să fie folosit și în cazul îmbinărilor de bare cu secțiune plină, pentru a determina grosimea utilă a sudurilor realizate așa cum este indicat în [figura 6.6.4](#).

6.6.3. Desprinderea (ruperea) lamelară

(1) Se vor evita ori de câte ori este posibil detaliile de îmbinare care provoacă tensiuni direcționate transversal grosimii pieselor îmbinate, provenind dintr-o sudare executată în condiții de bridare.

(2) Acolo unde astfel de detalii nu pot fi evitate, se vor lua măsurile necesare pentru micșorarea riscului de desprindere (rupere) lamelară

(3) Dacă la o piesă plană cu grosimea mai mare de 15 mm, apar eforturi de întindere perpendiculare față de suprafața piesei (datorită încărcărilor exterioare sau datorită eforturilor remanente din sudură) pentru evitarea riscului de desprindere (rupere) lamelară se vor coordona între ele modul de sudare, proprietățile mecanice la solicitare perpendicular pe grosime ale materialului și detaliile constructive de îmbinare (vezi [fig. 6.6.5](#)).

6.6.4. Distribuția eforturilor

(1) Distribuția eforturilor într-o îmbinare sudată poate fi calculată pornind de la ipoteza unei comportări fie elastică fie plastică, în conformitate cu indicațiile date la 6.1.3 și 6.1.4.

(2) În general, se preferă să se presupună o distribuție simplificată a eforturilor în sudură.

(3) Tensiunile remanente și tensiunile care nu participă la transmiterea eforturilor nu se iau în considerare când se verifică rezistența unei suduri. Aceasta privește în particular tensiunea normală paralelă cu axa sudurii.

(4) Îmbinările sudate se proiectează în așa fel încât să aibă o capacitate suficientă de deformare

(5) În îmbinările unde se pot forma articulații plastice, sudurile se vor proiecta astfel încât să asigure cel puțin aceeași rezistență ca a piesei celei mai slabe din îmbinare.

(6) În alte îmbinări, unde este cerută o capacitate de rotire în eventualitatea unei deformații importante, sudurile trebuie să aibe o rezistență suficientă pentru a nu se rupe înainte de plastificarea completă a materialului de bază adiacent.

(7) În general, condiția 6.6.4. (6) este îndeplinită dacă rezistența de calcul (efortul capabil) a sudurii este de minimum 80% din valoarea rezistenței de calcul (efortul capabil) a celei mai slabe dintre piesele din îmbinare.

6.6.5. Rezistența de calcul (efortul capabil) a sudurilor de colț

6.6.5.1. Lungimea de calcul

(1) Lungimea de calcul a unei suduri de colț va fi lungimea totală a sudurii care are cel puțin grosimea de calcul, inclusiv întoarcerile de la capete. Cu

condiția ca sudura să aibă cel puțin grosimea de calcul pe toată această lungime, nu este necesar să se facă vreo reducere a lungimii de calcul nici pentru începutul nici pentru sfârșitul sudurii.

(2) Sudurile a căror lungime de calcul este mai mică decât 40 mm sau de 6 ori grosimea sudurii, nu vor fi luate în considerație la transmiterea eforturilor.

(3) Acolo unde distribuția tensiunilor de-a lungul sudurii este în mod semnificativ influențată de rigiditatea elementelor sau părților îmbinate, poate fi admisă o distribuție uniformă a acestor tensiuni cu condiția ca rezistența de calcul să fie redusă în consecință.

(4) Se convine să se determine lungimea eficace a joantelor sudate, dimensionate în vederea transmiterii încărcărilor transversale de la talpa neridigizată a unei secțiuni în I, în H sau în cheson, conform indicațiilor date în 6.6.8.

(5) Rezistența de calcul a sudurilor din îmbinările de lungime mare trebuie să fie redusă conform prevederilor din 6.6.9.

6.6.5.2. Grosimea de calcul a sudurii

(1) Grosimea utilă a a unei suduri de colț este înălțimea triunghiului celui mai mare care poate fi înscris între fețele sudate prin topire și suprafața sudurii, măsurată perpendicular față de latura exterioară a acestui triunghi, vezi [figura 6.6.6](#).

(2) Grosimea unei suduri de colț trebuie să fie de minim 3 mm.

(3) Grosimea unei suduri de colț cu pătrundere mare se poate determina ținând cont de grosimea suplimentară a pătrunderii, vezi [fig.6.6.7](#), cu condiția să se demonstreze prin încercări preliminare că pătrunderea considerată poate fi obținută efectiv.

(4) În cazul unei suduri de colț realizată prin procedeul automat cu arc acoperit sub flux, grosimea teoretică poate fi mărită cu 20% sau cu 2 mm, adoptând cea mai mică dintre aceste valori, fără a se mai recurge la încercări preliminare.

6.6.5.3. Rezistența (efortul capabil) pe unitatea de lungime

(1) Rezistența (efortul capabil) pe unitate de lungime a unei suduri de colț va fi determinată utilizând fie metoda indicată în paragrafele (3) ÷ (4), fie, în alternativă, prin metoda dată în Anexa M (normativă).

(2) Rezistența unei suduri de colț poate fi considerată suficientă dacă, în fiecare punct, rezultanta tuturor eforturilor, care acționează pe unitatea de lungime, transmisă de sudură nu depășește rezistența sa de calcul $F_{w,Rd}$.

(3) Independent de orientarea sudurii, rezistența de calcul pe unitate de lungime $F_{w,Rd}$ va fi determinată cu formula:

$$F_{w,Rd} = f_{vw,d} \cdot a \quad (6.14)$$

unde $f_{vw,d}$ este rezistența de calcul a sudurii la forfecare.

(4) Rezistența de calcul $f_{vw,d}$ a sudurii de colț la forfecare este determinată prin relația:

$$f_{vw,d} = f_u / (3 \cdot \beta_w \cdot \gamma_{Mw}) \quad (6.15)$$

unde f_u este valoarea nominală a rezistenței la rupere prin întindere a piesei celei mai slabe dintre părțile îmbinate,

și β_w este factor de corelare.

(5) Se convine să se adopte valorile următoare pentru factorul de corelare β_w .

Marca oțelului	Rezistența la rupere prin întindere f_u	Factor de cedare β_w
EN 10025		
Fe 360	360 N/mm ²	0,8
Fe 430	430 N/mm ²	0,85
Fe 510	510 N/mm ²	0,9
pr. EN 10113		
Fe E 275	390 N/mm ²	0,85
Fe E 355	490 N/mm ²	0,9

(6) Pentru valori intermediare ale lui f_u , Valoarea factorului β_w poate fi determinată prin interpolare liniară.

6.6.6. Rezistența de calcul a sudurilor cap la cap

6.6.6.1. Suduri cap la cap pătrunse complet

(1) Rezistența de calcul a unei suduri cap la cap pătrunsă complet trebuie să se ia egal cu rezistența de calcul a celei mai slabe dintre părțile îmbinate, cu condiția ca sudura să fie realizată cu materiale de adaos (electrod) corespunzător care garantează, prin încercarea la tracțiune pe eprubetă integral sudată, o limită minimă de curgere și o rezistență minimă de rupere la tracțiune cel puțin egale cu cele ale materialului de bază.

6.6.6.2. Suduri cap la cap cu pătrundere parțială

- (1) Rezistența unei suduri cap la cap pătrunse parțială va fi determinată ca în cazul unei suduri de colț cu penetrare mare (vezi 6.6.5).
- (2) Grosimea de calcul la o sudură cap la cap cu pătrundere parțială trebuie să se ia egală cu adâncimea de penetrare susceptibilă de a fi efectiv realizată .
- (3) Grosimea sudurii susceptibilă de a fi realizată în mod efectiv poate fi determinată prin încercări preliminare.
- (4) Acolo unde pregătirea marginilor pieselor este de tipul U,V, J (vezi [fig.6.6.8](#)) grosimea sudurii va fi luată în calcul ca fiind adâncimea nominală a locașului pregătit minus 2 mm, în afară de cazul când se poate justifica o valoare mai mare, determinată prin experimentări preliminare.

6.6.6.3. Îmbinări în T

- (1) Rezistența unei îmbinări în T, constând dintr-o pereche de suduri cap la cap cu pătrundere parțială întărite prin suduri de colț adăugate, poate fi determinată la fel ca pentru sudura cap la cap pătrunsă complet (vezi 6.6.6.1) dacă suma grosimilor nominale a celor două suduri nu este mai mică decât grosimea t a elementului sudat în cap și cu condiția ca zona nesudată c_{nom} să nu depășească cea mai mică dintre valorile $t/5$ sau 3 mm, (vezi [fig.6.6.9 \(a\)](#)).
- (2) Rezistența unei îmbinări în T care nu îndeplinește cerințele prevăzute în paragraful 6.6.6.3. (1) trebuie să fie determinată ca în cazul unei suduri de colț cu pătrundere mare, vezi 6.6.5. Grosimea sudurii se stabilește în conformitate cu prevederile pentru suduri de colț (vezi 6.6.5.2) și pentru suduri cap la cap cu pătrundere parțială (vezi 6.6.6.2).
- (3) Grosimea de calcul a unei suduri se va lua ca fiind grosimea nominală a sudurii minus 2 mm (vezi [fig.6.6.9 \(b\)](#)), în afară de cazul când prin încercări preliminare se demonstrează că se justifică o valoare mai mare.

6.6.7. Rezistența de calcul (efortul capabil) a sudurilor în gaură sau fantă, umplute cu sudură (în bușon)

- (1) Rezistența de calcul (efortul capabil) $F_{w,Rd}$ a unei suduri în gaură sau fantă, (vezi 6.6.2.5.) se va lua egală cu $f_{Vw,d} A_w$, unde $f_{Vw,d}$ este rezistența de calcul la forfecare a sudurii, dată în 6.6.5.3 (4).
- (2) Suprafața eficace A_w a unei suduri în gaură sau fantă, umplută cu sudură (în bușon) se va lua egală cu suprafața găurii sau fantei.
- (3) Sudurile de colț executate în găuri sau fante de dimensiuni mari trebuie să fie considerate ca suduri de colț. Rezistența de calcul a unei suduri în gaură sau fantă trebuie să fie determinată plecând de la prevederile paragrafului 6.6.5.

6.6.8. Îmbinări pe tălpi nerigidizate

- (1) La o îmbinare în T a unei plăci pe o talpă nerigidizată a unui element cu secțiunea în I, H sau în cheson, trebuie să se considere o lățime eficace (eficientă), adică redusă, atât pentru materialul de bază cât și pentru suduri, vezi [fig. 6.6.10](#)
- (2) Pentru o secțiune în I sau în H, se convine să se calculeze lățimea eficace (eficientă) b_{eff} cu formula:

$$b_{eff} = t_w + 2r + 7t_f \quad (6.16), \text{ dar}$$

$$b_{eff} \leq t_w + 2r + 7 \left(\frac{t_f^2}{t_p} \right) (f_y / f_{yp})$$

unde f_y este limita de curgere a elementului

și f_{yp} este limita de curgere a plăcii

- (3) Dacă b_{eff} este mai mică decât 0,7 din lățimea reală, se convine să se rigidizeze îmbinarea.
- (4) Pentru o secțiune în cheson se convine să se determine lățimea eficace (eficientă) b_{eff} cu formula:

$$b_{eff} = 2t_w + 5t_f \quad (6.17), \text{ dar}$$

$$b_{eff} \leq 2t_w + 5 \left(\frac{t_f^2}{t_p} \right) (f_y / f_{yp})$$

- (5) Rezistența de calcul (efortul capabil), pe unitatea de lungime a sudurilor prin care se realizează prinderea plăcii de talpă nu trebuie să fie mai mică decât rezistența de calcul (efortul capabil) a plăcii pe unitatea de lungime.

6.6.9. Îmbinări de lungime mare

- (1) La îmbinările prin suprapunere, rezistența de calcul a unei suduri de colț trebuie să fie redusă prin multiplicarea cu un factor de reducere β_{Lw} . Pentru a se lua în considerare efectele distribuției neuniforme a tensiunilor de-a lungul lungimii sale.
- (2) Această prevedere nu se aplică atunci când distribuția tensiunilor de-a lungul sudurii corespunde distribuției tensiunilor în metalul de bază adiacent, ca, spre exemplu. În cazul unei suduri care leagă talpa și inima unei grinzi sudate cu inimă plină.
- (3) În general, la îmbinările prin suprapunere mai lungi de 150·a se convine să se ia factorul de reducere β_{Lw} egal cu $\beta_{Lw,1}$ rezultând din:

$$\beta_{Lw,1} = 1,2 - 0,2 \cdot L_j \cdot (150 \cdot a), \text{ dar cu } \beta_{Lw,1} \leq 1,0 \quad (6.18)$$

unde L_j este lungimea totală a suprapunerii pe direcția transmițerii efortului

- (4) La sudurile de colț mai lungi de 1,7 m care leagă elementele de rigidizare transversale la elementele compuse din plăci, factorul de reducere β_{Lw}

poate fi luat în calcul egal cu $\beta_{Lw,2}$ dat de:

$$\beta_{Lw,2} = 1,1 - L_w/17 \text{ dar cu } \beta_{Lw,2} \leq 1,0 \text{ și } \beta_{Lw,2} \geq 0,6 \text{ (6.19)}$$

unde L_w este lungimea, în metri, a sudurii.

6.6.10. Corniere prinse pe o aripă

(1) La cornierele prinse pe o aripă, excentricitatea sudurii prin suprapunere de la margine poate fi luată în considerare adoptând o arie eficace a secțiunii transversale, elementul este tratat mai departe ca și cum ar fi solicitat axial.

(2) Pentru o cornieră cu aripi egale, sau o cornieră cu aripi inegale însă prinsă pe cea mai mare din aripile sale, suprafața eficace poate fi luată ca fiind egală cu secțiunea brută.

(3) La corniera cu aripi inegale, prinsă pe aripa sa mai mică, se convine să se ia ca arie eficace, aria secțiunii transversale brută a unei corniere echivalente, cu aripi egale de aceeași dimensiune ca a aripii celei mai mici, conform cu 5.4.3 și 5.4.4. când se determină rezistența de calcul (efortul capabil) a secțiunii transversale. Totuși se convine să se determine rezistența la flambaj (efortul capabil) a unui element comprimat, vezi 5.5.1. pe baza ariei brute reale a secțiunii transversale.

6.7. Îmbinări hibride

(1) În cazul când se utilizează elemente diferite de prindere cu tijă (șuruburi, nituri) pentru a prelua un același efort de forfecare sau când se utilizează o combinație de suduri și elemente de prindere cu tijă (șuruburi sau nituri), vezi [fig. 6.7.1.](#), trebuie în mod normal să se facă calculul și dimensionarea astfel încât un singur tip de prindere să preia întreaga solicitare.

(2) Ca excepție față de această prevedere, se poate presupune să șuruburile de înaltă rezistență pretensionate din îmbinările rezistente la alunecare în starea limită ultimă (categoria C din 6.5.3.1) și sudurile preiau împreună solicitarea, cu condiția ca strângerea finală a șuruburilor să se facă după sudare.

6.8. Îmbinări cu eclise

6.8.1. Generalități

(1) Această secțiune se referă la calculul îmbinărilor cu eclise de pe lungimea unui element structural sau alte părți ale structurii .

(2) Eclisele se vor proiecta astfel încât să asigure continuitatea elementelor îmbinate .

(3) Totdeauna când este posibil, elementele trebuie să fie astfel dispuse încât axa ansamblului de eclise să coincidă cu axa elementului. În cazul prezenței unei excentricități, se vor lua în considerație solicitările suplimentare rezultate.

6.8.2. Eclisele elementelor comprimate

(1) Când elementele nu sunt prelucrate pentru transmiterea efortului de compresiune prin contact direct, piesele de îmbinare vor fi capabile să transmită solicitările prezente în dreptul înădării, inclusiv momentele date de excentricității impuse, de imperfecțiuni inițiale și de deformații de ordinul II.

(2) Când elementele sunt pregătite pentru un contact direct, eclisele vor fi proiectate pentru a asigura continuitatea rigidității față de ambele axe ale secțiunii și pentru a rezista oricărui efort de întindere provenit din moment, inclusiv cele menționate la 6.8.2 (1).

(3) Alinierea capetelor îmbinate va fi menținută prin eclise sau prin alte mijloace. Eclisele și elementele de prindere vor fi proiectate pentru a prelua o forță la capetele îmbinate, care acționează perpendicular pe axa elementului pe orice direcție, reprezentând minimum 2,5% din efortul de compresiune din element.

6.8.3. Eclisele elementelor întinse

(1) Înădarea cu eclise a unui element (sau a unei părți de element) supus la întindere va fi dimensionată pentru a transmite toate solicitările din element (sau părți de element) la care acesta este supus în zona de înădare .

6.9. Îmbinări grindă - stâlp

6.9.1. Elemente de bază

(1) Momentul rezistent (capabil) M_{Rd} al unei îmbinări grindă – stâlp trebuie să fie mai mare decât momentul de calcul M_{Sd} care acționează în îmbinare .

(2) Curbele „moment - rotire” ale unei îmbinări grindă - stâlp vor fi corespunzătoare ipotezelor adoptate atât la analiza globală (calcul) a structurii cât și a celor adoptate la calculul elementelor acesteia, vezi 5.2.2.1.

6.9.2. Curbe „moment - rotire”

(1) Determinarea curbelor „moment - rotire” pentru îmbinare grindă – stâlp se va baza pe o teorie confirmată prin rezultate experimentale.

(2) Ca o aproximație a comportării reale, o îmbinare grindă – stâlp poate fi reprezentată printr-un resort capabil de rotire, care leagă stâlpul și grinda în punctul de intersecție al axelor acestora (vezi [figura 6.9.1.](#)).

(3) În general curba reală „moment - rotire” la îmbinare grindă – stâlp este neliniară.

(4) O curbă de calcul „moment - rotire” aproximativă poate fi dedusă plecând de la o curbă mai exactă, cu condiția ca această curbă aproximativă să se plaseze integral sub cea exactă; această aproximație poate fi liniară pe zone (de exemplu biliniară sau triliniară), vezi [figura 6.9.2.](#)

(5) O curbă de calcul „moment - rotire” (vezi [fig. 6.9.3](#)) va defini trei proprietăți principale, după cum urmează:

- momentul rezistent (capabil) (vezi 6.9.3.)
- rigiditatea la rotire (vezi (6.9.4.)
- capacitatea de rotire (vezi 6.9.5.)

(6) Când se utilizează analiza elastică (calcul elastic) globală nu este necesar să se ia în considerație capacitatea de rotire a îmbinărilor rigide sau semirigide, vezi 6.4.2.

(7) În anumite cazuri, comportarea la moment – rotire a unei îmbinări grindă – stâlp include o oarecare rotație inițială dată de o alunecare a șuruburilor sau de un defect de contact (lipsei de ajustaj), așa cum este ilustrat în [figura 6.9.4](#). Acolo unde se întâmplă acest fenomen trebuie ca în curba de calcul „moment - rotire” să se introducă o rotație liberă inițială ϕ_0 , vezi [figura 6.9.4 \(b\)](#).

6.9.3. Moment rezistente (capabil)

(1) Moment rezistent (capabil) de calcul M_{Rd} este egal cu valoarea maximă a momentului din curba de calcul „moment - rotire”.

6.9.4. Rigiditate la rotire

(1) Folosind o metodă de analiză (calcul) incrementală, este posibil să se obțină un avantaj deosebit din curba de calcul „moment - rotire” neliniară.

(2) Cu excepția tipului de analiză (calcul) menționat la 6.9.4 (1), rigiditatea de rotire S_j va fi luată în calcul ca fiind rigiditatea secantă, așa cum este indicat în [figura 6.9.5](#).

(3) Se pot utiliza valori diferite ale rigidității secante, în funcție de momentul de calcul M_{Sd} pentru diferite cazuri de încărcare și stări limită considerate, vezi [figura 6.9.6](#).

6.9.5. Capacitatea de rotire

(1) Capacitatea de rotire de calcul ϕ_{Cd} a unei îmbinări grindă – stâlp trebuie să fie luată egală cu rotirea atinsă în stadiul corespunzător momentului rezistent de calcul al îmbinării, vezi [figura 6.9.7](#).

6.9.6. Clasificarea îmbinărilor grindă – stâlp

6.9.6.1. Elemente de bază

(1) Îmbinările grindă - stâlp pot fi clasificate în funcție de:

- rigiditatea lor la rotire, vezi 6.9.6.2.
- momentul rezistent (capabil) al loc, vezi 6.9.6.3.

6.9.6.2. Rigiditatea la rotire

(1) Din punct de vedere al rigidității lor la rotire, îmbinările grindă – stâlp pot fi clasificate ca îmbinări:

- de tip articulată, vezi 6.4.2.1
- rigide, vezi 6.4.2.2.
- semirigide, vezi 6.4.2.3.

(2) O îmbinare grindă - stâlp poate fi clasificată ca rigidă sau de tip articulată pe baza datelor rezultate din experimentări demonstrative cu caracter general sau particular, sau pe baza dobândirii unei experiențe anterioare semnificative care au demonstrat, pentru cazuri similare, o comportare satisfăcătoare ori din calcule bazate pe studii probatoare.

(3) O îmbinare grindă - stâlp poate fi clasificată de tip articulată dacă rigiditatea sa la rotire S_j (bazată pe o curbă moment - rotire reprezentativă pentru comportarea sa reală) îndeplinește condiția :

$$S_j \leq 0,5EI_b / L_b \quad (6.20)$$

unde: S_j - rigiditatea secantă la rotire a îmbinării, vezi 6.9.4.

I_b - momentul de inerție la încovoiere al grinzii îmbinate

L_b - lungimea grinzii îmbinate

(4) O îmbinare grindă - stâlp dintr-o structură contravântuită, sau dintr-o structură necontravântuită care îndeplinește condiția specificată la 6.9.6.2. (5), poate fi considerată a fi rigidă în comparație cu grinda îmbinată, dacă porțiunea ascendentă a curbei sale moment – rotire se situează deasupra curbei trasată cu linie plină a digramei corespunzătoare din [figura 6.9.8](#).

(5) Curba trasată în [figura 6.9.8 \(a\)](#) pentru o structură necontravântuită poate fi utilizată numai pentru structuri la care fiecare etaj satisface condiția:

$$K_b / K_c \geq 0,1 \quad (6.21)$$

unde K_b - media rapoartelor I_b / L_b pentru toate grinzile de la partea superioară a etajului considerat

K_c - media rapoartelor I_c / L_c pentru toți stâlpii etajului considerat

cu I_b - momentul de inerție la încovoiere al unei grinzi

I_c - momentul de inerție la încovoiere al unui stâlp

L_b - deschiderea unei grinzi (între axele stâlpilor)

L_c - înălțimea etajului pentru un stâlp

(6) Dacă porțiunea ascendentă a curbei moment – rotire se situează sub linia corespunzătoare din [figura 6.9.8](#), o îmbinare grindă – stâlp trebuie să fie considerată semirigidă, în afară de cazul când aceasta satisface cerințele pentru o îmbinare de tip articulată.

(7) Îmbinările care sunt clasificate ca rigide sau de tip articulată pot, în mod facultativ, să fie tratate ca semirigide .

6.9.6.3. Momentul rezistent (capabil)

(1) Din punct de vedere al momentului rezistent de calcul, îmbinările grindă – stâlp, pot fi clasificate ca:

- îmbinări de tip articulată, vezi 6.4.3.1.;
- îmbinări de rezistență totală, vezi 6.4.3.2 ;
- îmbinări de rezistență parțială, vezi 6.4.3.3.

(2) O îmbinare grindă – stâlp poate fi inclusă în categoria de tip articulată dacă momentul rezistent de calcul M_{Rd} nu este mai mare decât 0,25 ori momentul plastic de calcul $M_{pl,Rd}$ al grinzii prinsă de stâlp, cu condiția ca îmbinarea să aibă o suficientă capacitate de rotire.

(3) O îmbinare grindă – stâlp poate fi clasificată de rezistență totală dacă momentul său rezistent de calcul M_{Rd} este cel puțin egal cu momentul plastic de calcul $M_{pl,Rd}$ al grinzii prinsă de stâlp, cu condiția să aibă și o suficientă capacitate de rotire.

(4) Dacă momentul rezistent de calcul M_{Rd} al unei îmbinări grindă – stâlp este de cel puțin 1,2 ori momentul plastic de calcul $M_{pl,Rd}$ al grinzii atașate, nu este necesar să se verifice capacitatea sa de rotire.

(5) O îmbinare grindă – stâlp va fi clasificată ca fiind de rezistență parțială dacă momentul său rezistent de calcul M_{Rd} este mai mic decât $M_{pl,Rd}$.

6.9.6.4. Clasificarea curbelor moment – rotire

(1) Clasificarea curbelor moment – rotire tipice ale îmbinărilor grindă – stâlp în raport atât cu momentul rezistent cât și cu rigiditatea la rotire este ilustrată în [figura 6.9.9](#).

(2) Din rațiuni de claritate, curbele momente – rotire de calcul au fost trasate pe [figura 6.9.9](#). sub o formă continuă neliniară. Figura va fi valabilă în aceeași măsură pentru curbe bi sau triliniare .

6.9.7. Calculul proprietăților caracteristice

6.9.7.1. Moment rezistent (capabil)

(1) Momentul rezistent al unei îmbinări grindă – stâlp depinde de rezistența celor trei zone critice indicate în [figura 6.9.10](#):

- zona întinsă;
- zona comprimată;
- zona forfecată

(2) Momentul rezistent de calcul va fi determinat luându-se în considerație criteriile următoarele :

(a) Zona întinsă

- plastificarea inimii stâlpului,
- plastificarea inimii grinzii,
- plastificarea tălpii stâlpului,
- plastificarea elementului de îmbinare (ex. o placă de capăt),
- ruperea unei suduri,
- ruperea unui șurub

(b) Zona comprimată

- strivirea inimii stâlpului,

- valoarea inimii stâlpului

(c) Zona de forfecare

- cedarea prin forfecare a panoului de inimă a stâlpului

(3) Rezistența de calcul a zonei comprimate poate fi influențată de efecte locale de ordinal II, provocate de tensiunile normale din stâlp, datorate comportării globale a structurii.

(4) Cu excepția indicației de la punctual 6.9.7.1 (3), rezistențele de calcul ale zonelor critice ale îmbinării pot fi considerate ca nefiind afectate de tensiunile datorate comportării globale a structurii.

(5) Momentul rezistenței (moment capabil) de calcul al unei îmbinări grindă - stâlp va fie egal cu momentul calculate prin multiplicarea celei mai mici dintre valorile rezultatelor rezistențelor din zona întinsă și, respectiv, din zona comprimată (reduse, dacă este necesar, astfel încât rezistența de calcul la forfecare a panoului de inimă de stâlp să nu fie depășită), cu distanța între rezultatele acestor rezistențe.

(6) În cazul când rezistența de calcul (capacitatea portantă sau efortul capabil) a zonei supuse la forfecare este mai mare sau egală cu cea corespunzătoare celei mai mici valori dintre rezistențele de calcul (capacitățile portante sau eforturile capabile) ale zonei întinse și zonei comprimate, nu mai este necesară nici o altă verificare a rezistenței la forfecare a panoului din inima stâlpului.

6.9.7.2. Rigiditatea la rotire

(1) Calculul rigidității la rotire a unei îmbinări grindă - stâlp, se va baza pe flexibilitățile elementelor din zonele critice menționate anterior.

6.9.7.3. Capacitatea de rotire

Valabilitatea metodelor de calcul utilizate pentru a determina capacitatea de rotire trebuie să fie confirmate experimental.

(2) Calculul capacității de rotire a unei îmbinări grindă - stâlp va fi bazată pe capacitatea de deformare plastică a aceleiași zone critice care dictează momentul rezistent al îmbinării.

6.9.8. Reguli de aplicare

(1) Principiile de calcul a îmbinărilor grindă-stâlp date în 6.9 pot fi îndeplinite aplicând regulile date în Anexa J (normativă)

(2) Proiectarea altor tipuri de îmbinări, care nu sunt incluse în Anexa J (normativă), se va baza pe reguli similare de aplicare, în conformitate cu principiile prezentate 6.9

(3) Se pot utiliza și alte reguli de aplicare, cu condiția ca:

- acestea să se conformeze aceluiași principii, și

- să se poată demonstra că aceste reguli conduc la cel puțin același nivel de siguranță

6.10. Îmbinări de profile cu secțiune tubulară în grinzi cu zăbrele

6.10.1. Rezistența de calcul

Rezistența de calcul a îmbinărilor între profile cu secțiune tubulară trebuie să se bazeze pe următoarele criterii de cedare, acolo unde intervin efectiv:

a) cedarea feței tălpii de care se prind zăbrelele;

b) cedarea prin plasticizare sau prin valoarea inimii (sau a peretelui lateral) tălpii grinzii;

c) cedarea prin forfecare a tălpii;

d) cedarea prin străpungere a tălpii;

e) cedarea la capetele barelor datorată unei insuficiente lungimi eficace a legăturii sudate (sudurilor de prindere a barelor);

f) cedare prin voalare locală.

(2) Sudurile trebuie să fie concepute și dimensionate pentru a avea o rezistență și o ductibilitate suficiente, astfel încât să permită atât redistribuirea tensiunilor în zonele unde ele nu sunt uniforme cât și o redistribuire a momentelor încovoietoare secundare.

6.10.2. Reguli de aplicare

(1) Principiile de calcul a îmbinărilor profilelor cu secțiune tubulară, enunțate, în 6.10, pot fi îndeplinite aplicând regulile detaliate prezentate în Anexa K (normativă).

(2) Alte reguli pot fi aplicate cu condiția ca:

- ele să se conformeze aceluiași principii, și

- să se poată demonstra că ele conduc cel puțin la același nivel de siguranță

6.11. Baze de stâlpi

6.11.1. Plăci de bază

(1) Stâlpi vor fi prevăzuți cu plăci de bază, capabile să distribuie eforturile din părțile comprimate ale stâlpilor pe o suprafață de rezemare astfel încât presiunea de contact să nu depășească rezistența de calcul a legăturii

(2) Rezistența de calcul a legăturii dintre placa de bază și fundație va fi determinată luându-se în considerație proprietățile și de dimensiunile atât ale mortarului de egalizare cât și ale fundației de beton.

6.11.2. Șuruburi de ancoraj

(1) Șuruburile de ancoraj trebuie să fie amplasate, dacă aceasta este necesar, astfel încât să reziste efectelor date de acțiunile considerate în calcul. Acestea vor fi proiectate pentru a rezista convenabil întinderii date de forțele care tind să ridice stâlpul de pe fundație și de momentele încovoietoare.

(2) La calculul eforturilor interne de întindere datorate momentelor încovoietoare, brațul de pârghie nu trebuie să fie luat mai mare decât distanța dintre centrul de greutate al zonei comprimate din suprafața de rezemare și de centrul de greutate al grupului de șuruburi de ancoraj din zona întinsă, luând în considerație toleranțele la amplasarea șuruburilor de ancorare.

(3) Șuruburile de ancoraj vor fi fixate în fundație printr-un cioc, o placă de tip șaiabă sau orice altă piesă corespunzător încastrată în beton, care să asigure distribuirea adecvată a eforturilor.

(4) Dacă nu sunt prevăzute elemente speciale, cum ar fi conectori, care să reziste forței tăietoare la bază, va fi necesar să se arate că unul din elementele enumerate mai jos asigură suficientă rezistență pentru a transfera forța tăietoare între stâlp și fundație:

- rezistența prin frecare între placa de bază și fundație;
- rezistența la forfecare a șuruburilor de ancoraj;
- rezistența la forfecare cu ajutorul unei părți care înconjoară fundația

6.11.3. Reguli de aplicare

(1) Principiile pentru proiectarea stâlpilor date în 6.11 pot fi îndeplinite prin respectarea regulilor detaliate din Anexa L (normativă).

(2) Se pot utiliza și alte reguli, cu condiția ca:

- ele să fie în acord cu aceleași principii, și
- să se poată demonstra că ele conduc la cel puțin același nivel de siguranță

[\[top\]](#)

7. FABRICAREA (UZINARE) SI MONTAJ

7.1. Generalități

7.1.1. Obiect

(1) Acest capitol precizează nivelul minim al calității de execuție cerut pentru fabricarea și montarea unei structuri astfel încât să fie respectate ipotezele de calcul prevăzute în Eurocode și, în același timp, nivelul de siguranță dorit să poată fi atins.

(2) Exigențele minimale se aplică structurilor supuse la încărcări principale statice. Niveluri mai ridicate ale calității execuției precum și procedee de control și de încercare mai riguroase apar necesare pentru structurile solicitate în principal la oboseală, în funcție de detaliile constructive și de rezistența la oboseală cerută (vezi cap.9) sau din late motive.

(3) Orice exigență suplimentară specifică structurilor particulare va fi menționată în prevederile Proiectului.

7.1.2. Exigențe

(1) Sub rezerva că oțelurile de construcție, elementele de prindere și materialele de adaos pentru sudare satisfac exigențele din capitolul 3, exigența se va face în conformitate cu normele de referință de mai jos:

- Norma de referință Nr.6: Fabricarea (uzinarea) structurilor din oțel
- Norma de referință Nr.7: Montajul structurilor din oțel
- Norma de referință Nr.8: Punerea în operă a șuruburilor pretensionate
- Norma de referință Nr.9: Sudarea structurilor din oțel

Notă: Pentru detalierea normelor de referință 6-9, vezi anexa B.

(2) Dacă se folosesc alte materiale, exigențele specificate în 7.1.2. (1) vor fi completate, dacă este necesar, astfel încât să asigure un nivel de siguranță similar

7.2. Prevederi (specificații) ale proiectului

(1) Proiectantul trebuie să furnizeze, sau să accepte, prevederi ale proiectului, care detaliază toate exigențele referitoare la materiale, fabricare (uzinare) și montaj, vizând să asigure conformitatea cu ipotezele de calcul ale structurii.

(2) Prevederile (specificațiile) proiectului trebuie să conțină detaliile referitoare tuturor exigențelor particulare pentru:

- fabricare (uzinare)
- montaj
- control
- recepție.

(3) Clauzele prevederilor (specificațiilor) proiectului trebuie să acopere toate exigențele rezultate din cele enunțate în paragrafele 7.3 - 7.7. ale prezentului capitol.

(4) Prevederile (specificațiile) proiectului pot conține și desene .

(5) Prevederile (specificațiile) pot completa dispozițiile normativelor în vigoare, dar nu pot micșora exigențele tehnologice și nici modifica exigențele minimale prevăzute în acest capitol.

(6) Odată aprobate, prevederile (specificațiile) proiectului nu pot suferi nici o modificare fără avizul proiectantului și a autorității responsabile cu controlul.

(7) În prevederile (specificațiile) proiectului, exigențele trebuie să fie precizate, pe cât posibil, utilizând normele (normativele) de referință (în vigoare).

7.3. Fabricare (uzinare): restricții de folosire a materialelor durificate

(1) Folosirea materialelor care au suferit o durificare metalurgică se va evita în cazurile următoare:

- Dacă dimensionarea e fundamentată pe o analiză plastică, pe o distanță egală cu înălțimea (secțiunii) elementului, măsurată în lungul elementului structural, la stânga și la dreapta fiecărei articulații plastice.

- Dacă oboseala e predominantă, în caz de utilizare, la dimensionare, a detaliilor constructive din clasele 140 sau 160 (vezi capitolul 9)

- Dacă dimensionarea la acțiuni seismice sau accidentale este fundamentată pe deformațiile plastice.

(2) Dacă apare una din situațiile enumerate la 7.3 (1), situațiile (zonele) în care nu se folosesc materiale durificate trebuie identificate în prevederile (specificațiile) proiectului.

(3) În aceste situații (zone), vor fi aplicate dispozițiile prevăzute în norme de referință nr.6 și referitoare la:

- a) marginile decupate cu flacăra sau cu foarfecele,
- b) găurile poansonate,
- c) marcajele mecanice,
- d) fixările provizorii sudate,
- e) reparațiile suprafețelor prin sudare.

Notă: Condiția e) se referă la condițiile de aprovizionare a materialului, vezi norma de referință 1.

(4) Toate zonele în care apar restricții privind durificarea vor fi cu claritate indicate în desene

7.4. Pregătirea pieselor

(1) Îndreptarea sau îndoirea trebuie făcute prin procedee care să nu afecteze proprietățile materialelor astfel încât să rămână sub valorile specificate.

(2) Dacă e necesar, piesele metalice galvanizate vor fi din nou îndreptate și îndoite pentru a se încadra în limitele toleranțelor indicate.

(3) Toate suprafețele și muchiile elementelor trebuie să nu aibă defecte susceptibile de a micșora eficacitatea sistemului de protecție a suprafețelor specificat în prevederile proiectului.

(4) Toleranțele de planeitate necesare transmiterii eforturilor de calcul prin suprafețe în contact trebuie precizate.

(5) Orice tratament special al decupajelor trebuie precizat în specificațiile proiectului.

7.5. Îmbinări cu șuruburi

7.5.1. Găuri

(1) Găurile șuruburilor pot fi date prin poansonare sau cu burghiul, cu excepția cazului când sunt date alte indicații.

(2) Găurile pot fi date prin poansonare la un diametru mai mic, urmată de alezare.

(3) Unghiul de frezare a găurilor pentru șuruburi cu cap frezat (înecat) trebuie să corespundă cu cel al șuruburilor cu cap frezat (înecat) standardizat, specificat în norma de referință 3, dacă nu sunt prevăzute șuruburi cu cap înecat speciale, necuprinse în norme.

(4) Trebuie avut grijă ca adâncimea frezării să fie suficientă pentru a se potrivi capul șurubului. Dacă această condiție implică o nouă alezare, proiectul trebuie să precizeze procedura de urmat.

(5) Găurile ovalizate se pot realiza prin poansonare într-o singură operație sau prin poansonare ori executare cu burghiul a două găuri rotunde urmate de prelucrarea ulterioară până la obținerea formei ovalizate, astfel încât bulonul să se poată deplasa liber pe toată lungimea găurii

7.5.2. Toleranțele găurilor pentru șuruburi

(1) Cu excepția găurilor pentru șuruburi precise, a celor care permit joc mic sau a celor supradimensionate, găurile standardizate vor avea un joc nominal de:

- 1 mm pentru șuruburi M12 și M14;
- 2 mm pentru șuruburi M16 ÷ M24;
- 3 mm pentru șuruburi M27 și mai mari

(2) Găuri cu joc mai mic decât cele standardizate pot fi de asemenea prevăzute.

(3) Găuri cu joc nominal de 2 mm se pot folosi și pentru șuruburi M12 și M14, dar calculul trebuie să respecte cerințele din 6..5.5. (8).

(4) Jocul pentru șuruburi calibrate va fi cel specificat în norma de referință 6 cu condiția ca jocuri speciale să nu fie specificate

(5) Găurile supradimensionate sau ovalizate nu se vor folosi la îmbinări rezistente la alunecare decât dacă sunt prevăzute în mod expres.

(6) Jocul nominal al găurilor supradimensionate din îmbinări rezistente la alunecare va fi :

- 3 mm pentru șuruburi M12;
- 4 mm pentru șuruburi M14 ÷ M22;
- 6 mm pentru șuruburi M24;
- 8 mm pentru șuruburi M27 și mai mari

(7) Dacă se folosesc găuri supradimensionate în piesele exterioare ale îmbinării rezistente la alunecare, trebuie să se utilizeze șaibe călite.

(8) Găurile pentru șuruburi de ancoraj pot fi supradimensionate, cu joc definit cu condiția să fie acoperite cu plăci de dimensiuni și grosimi adecvate. Găurile din aceste plăci nu trebuie să aibă diametre mai mari decât găurile standardizate.

(9) Dimensiunile nominale ale găurilor ovalizate scurte pentru îmbinări rezistente la alunecare nu trebuie să depășească:

- (d+1) mm până la (d+4) mm pentru șuruburi M12 și M14;
- (d+2) mm până la (d+6) mm pentru șuruburi M16 ÷ M24;
- (d+2) mm până la (d+8) mm pentru șuruburi M24;
- (d+3) mm până la (d+10) mm pentru șuruburi M27 și mai mari, unde d este diametrul nominal al șurubului, în mm

(10) Diametrul nominal al găurilor ovalizate lungi, pentru îmbinări rezistente la alunecare nu trebuie să depășească:

- (d+1) mm până la 2,5d pentru șuruburi M12 și M14;
- (d+2) mm până la 2,5d pentru șuruburi M16 ÷ M24;
- (d+3) mm până la 2,5d pentru șuruburi M27 și mai mari

(11) Găurile ovalizate, în placa exterioară a îmbinării trebuie să fie acoperite cu eclise de dimensiuni și grosimi adecvate. Găurile prevăzute în eclise nu trebuie să fie mai mari decât cele standardizate (normate).

(12) Dimensiunile cerute de găurile ovalizate folosite la îmbinări ce permit mișcări ale joantei trebuie să fie precizate. Găurile ovalizate din planul exterior al unei îmbinări sunt acoperite de eclise de dimensiuni și grosimi corespunzătoare.

7.5.3. Șuruburi

(1) Dacă dimensionarea este bazată pe ipoteza că filetul nu se află în planul de forfecare, trebuie ca după asamblarea pieselor, ținând seama de toleranțe nici filetul și nici extremitatea lui să nu se afle în planul de forfecare.

(2) Șuruburile filetate până sub cap pot fi folosite cu condiția ca punerea lor în operă să nu fie interzisă prin prevederile din proiect.

(3) Lungimea unui șurub nepretensionat, ținând cont de toleranțe trebuie să fie aleasă astfel încât:

- partea filetată a tije să depășească piulița, după strângere

- cel puțin un pas complet al filetului să se afle între piuliță și partea nefiletată a tije

(4) Lungimea unui șurub pretensionat, ținând cont de toleranțe trebuie aleasă astfel încât:

- partea filetată a tije să depășească piulița, după strângere

- cel puțin 4 pași compleți al filetului să se afle între piuliță și partea nefiletată a tije

7.5.4. Piulițe

(1) La structurile supuse vibrațiilor, se vor lua măsuri pentru evitarea deșurubării piulițelor.

(2) Piulițele șuruburilor nepretensionate puse în operă la structuri supuse vibrațiilor trebuie fixate prin dispozitive de blocaj sau prin ale mijloace mecanice.

(3) Piulițele șuruburilor pretensionate se presupun a fi blocate suficient prin procedura de strângere normală.

7.5.5. Șaibe

(1) Folosirea șaibelor nu este necesară pentru șuruburi nepretensionate cu excepția cazurilor de mai jos:

- dacă suprafața are o pantă mai mare de 3° față de un plan perpendicular pe axa șurubului: trebuie, în acest caz, să se prevadă o șaibă cu fața înclinată

- dacă specificațiile proiectului impun folosirea unor șuruburi mai lungi având în vedere menținerea filetelui în afara planului de forfecare sau în afara găurii ajustate

(2) Șuruburile pretensionate trebuie prevăzute:

- în toate cazurile, cu o șaibă călită sub capul șurubului sau sub piuliță (sub partea care se învâрте)

- dacă prevederile proiectului precizează, o șaibă călită sub partea care nu se învâрте (capul șurubului sau piuliță)

- în cazul în care o șaibă călită având o față înclinată este așezată sub partea care se rotește, pentru a realiza o suprafață perpendiculară pe axa șurubului

- dacă suprafața este înclinată cu mai mult de 3° în raport cu un plan perpendicular la axa șurubului se va prevedea o șaibă călită având o față înclinată sub partea care nu se rotește

7.5.6. Strângerea șuruburilor

(1) Șuruburile nepretensionate se strâng astfel încât să se asigure un contact satisfăcător între părțile ce se assemblează

(2) Nu este necesar ca șuruburile nepretensionate să fie strânse până la o valoare dată a forței. Se recomandă ca strângerea să fie:

- celei susceptibile de a fi realizată de către un om cu o cheie de strâns normală, sau

- celei realizată cu o cheie care aplică șocuri, până la primul șoc.

(3) Strângerea șuruburilor pretensionate se face în conformitate cu norma de referință 8. Dacă se aplică alte metode decât cele din normativ, acestea vor fi indicate în prevederile proiectului.

7.5.7. Suprafețe de contact rezistente la alunecare

(1) Dacă îmbinarea cu șuruburi necesită o stare particulară a suprafeței pieselor în contact (care se freacă), prevederile proiectului trebuie să precizeze această stare a suprafeței, vezi 6.5.8.3.

(2) Dacă o îmbinare prin frecare comportă fururi, suprafețele lor de contact trebuie să fie pregătite de asemenea pentru a se realiza starea suprafeței specificată.

7.5.8. Prelucrarea suprafețelor de contact

(1) Dacă nu sunt valori mai reduse prevăzute în proiect, rostul maxim între suprafețele adiacente ale unei îmbinări nu trebuie să depășească (vezi [fig. 7.1](#)):

- 2 mm la îmbinările cu șuruburi nepretensionate;
- 1 mm la îmbinările cu șuruburi pretensionate

(2) Dacă se folosesc șuruburi pretensionate, proiectantul poate impune toleranțe mai mici, ținând cont de efectele eventuale ale unui defect de ajustare.

(3) Fururi metalice trebuie prevăzute dacă e necesar pentru ca rostul să nu depășească limitele prevăzute mai sus.

(4) Dacă nu se indică o valoare mai mare, grosimea minimă a unui fururi metalice este de:

- 2 mm dacă îmbinarea nu este în atmosferă liberă și nici expusă agenților corozivi;
- 1 mm dacă îmbinarea este în atmosferă liberă sau expusă agenților corozivi.

7.6. Îmbinări prin sudură

(1) Montajul și sudarea se vor executa astfel încât dimensiunile finale să se încadreze în toleranțele admise.

(2) Prevederile din proiect trebuie să conțină toate precizările referitoare la toate îmbinările care necesită:

- tehnologii speciale de sudare;

- niveluri speciale de control al calității;

- controale speciale;

- încercări speciale

(3) Sudarea poate fi executată pe șantier, cu excepția unor cazuri interzise prin proiect.

(4) Desenele de execuție trebuie să indice clar dacă sudurile în adâncime sunt complet sau parțial pătrunse. Grosimea cordonului de sudură pentru sudare în adâncime parțial pătrunsă trebuie specificată în proiect.

7.7. Toleranțe

7.7.1. Tipuri de toleranțe

(1) Toleranțele „normale” sunt limitate de abateri (ecarturi) ale dimensiunilor necesare pentru:

- satisfacerea ipotezelor de calcul pentru structuri sub încărcări statice;
- definirea, în absența altor cerințe, a toleranțelor acceptabile pentru structurile de rezistență ale clădirilor

(2) Toleranțele „speciale” sunt toleranțe mai severe necesare pentru satisfacerea ipotezelor de calcul la:

- structuri, altele decât cele ale structurilor de rezistență curente ale clădirilor;
- structuri solicitate în principal la oboseală

(3) Toleranțele „particulare” sunt toleranțe și mai severe, sunt necesare pentru satisfacerea exigențelor funcționale pentru structuri sau elemente structurale în raport cu :

- fixarea altor elemente portante sau neportante;
- cajele lifturilor (sau elevatoarelor);
- căile podurilor rulante;
- alte criterii cum ar fi rosturile (toleranțele);
- alinierea la fațada unui imobil

7.7.2. Aplicarea toleranțelor

(1) Toate valorile toleranțelor prevăzute în 7.7. se vor considera ca toleranțe „normale”.

(2) Toleranțele „normale” se aplică structurilor de rezistență obișnuite, din oțel, cu unul sau mai multe etaje, clădirilor rezidențiale, administrative, comerciale și industriale dacă nu sunt prevăzute în mod expres toleranțe „speciale” sau „particulare”.

(3) Toate toleranțele „speciale” sau „particulare” necesare trebuie să fie detaliate în prevederile proiectului.

(4) Toate toleranțele „speciale” sau „particulare” necesare trebuie indicate și pe planurile de execuție.

7.7.3. Toleranțe normale de montaj

(1) O structură metalică, neîncărcată după montaj, trebuie să respecte criteriile de toleranță din tabelul 7.1. (vezi [figura 7.2.1](#) și [figura 7.2.2](#)).

(2) Fiecare criteriu din tabel este considerat separat și trebuie satisfăcut indiferent de celelalte criterii de toleranță.

(3) Toleranțele de montaj specificare în tabelul 7.1 se aplică în următoarele cazuri:

- pentru un stâlp, înălțimea sa se consideră de la fața superioară a planșeului inferior până la cea superioară a planșeului nivelului următor;
- pentru o grindă, înălțimea sa se consideră între mijloacele tălpilor ei, neluând în considerare plăcile (flanșele) de capăt.

Tabelul 7.1.

Toleranțe normale după montaj

Criteriu	Abatere permisă
Abaterea distanței între stâlpi adiacenți (consecutivi)	$\pm 5 \text{ mm}$
Într-o clădire multietajată înclinarea unui stâlp între două planșee consecutive	$0,002 \cdot h$ unde h este înălțimea unui etaj
Într-o clădire multietajată abaterea de amplasare a unui stâlp la fiecare nivel de planșeu în raport cu o verticală trecând prin locul prevăzut al bazei stâlpului	$0,0035 \cdot \sum h / \sqrt{n}$ unde $\sum h$ este înălțimea totală de la bază până la nivelul planșeului considerat și n numărul etajelor de la bază până la planșeul considerat
Înclinarea unui stâlp într-o clădire cu un nivel (care nu are pod rulant), alta decât cea cu o deschidere	$0,0035 \cdot h$ unde h este înălțimea stâlpului
Înclinarea stâlpilor unei structuri cu o deschidere (fără pod rulant)	Medie: $0,002 \cdot h$

Individuală: 0,010-h

7.7.4. Toleranțe de fabricare

(1) Toleranțele normale de fabricare sunt cele prevăzute pentru structurile de rezistență ale clădirilor din norma de referință 6 .

(2) Toleranțele din tabelul 7.2 sunt cele care au fost luate în considerare la stabilirea regulilor de calcul ale diferitelor tipuri de elemente. În cazurile unde defectele de rectilinitate depășesc aceste valori, depășirea toleranței trebuie să fie luată în considerare în calcule .

Tabelul 7.2.

Toleranțe de execuție considerate (incluse) în regulile de calcul

Criteria	Abatere permisă
Rectilinitatea unui stâlp (sau a altui element comprimat) între puncte care, după montaj, vor fi menținute lateral (puncte ce împiedică deplasări laterale)	± 0,001 L în general ± 0,002 L pentru elemente tubulare unde L distanța între punctele ce nu permit deplasări laterale după montaj
Rectilinitatea tălpii comprimate a unei grinzi față de planul care conține axa de inerție minimă, între puncte care, după montaj, vor fi menținute lateral (puncte ce împiedică deplasări laterale)	± 0,001 L în general ± 0,002 L pentru elemente tubulare unde L distanța între punctele ce nu permit deplasări laterale după montaj

7.7.5. Poziționarea șuruburilor de ancoraj

(1) Trebuie precizate toleranțe pentru abaterea de poziționare a șuruburilor de ancoraj, pentru a se putea respecta în continuare toleranțele prevăzute pentru montajul structurii.

(2) Toleranțele la nivelele șuruburilor de ancoraj trebuie prevăzute pentru a putea fi respectate prevederile relative la:

- nivelul plăcii de bază;
- grosimea materialului de nivelare sub placa de bază;
- lungimea cu care iese șurubul dincolo de piuliță;
- numărul de pași de filet liberi de sub piuliță

(3) Într-o grupă de șuruburi de ancoraj pentru un element, abaterile la distanțele dintre șuruburi nu trebuie să depășească:

- pentru șuruburi înglobate în beton: ± 5 mm între centrele șuruburilor
- pentru șuruburi montate în manșoane: ± 10 mm între centrele manșoanelor

7.8. Control si incercari

(1) Exigențele în materie de control și încercări trebuie să fie cele prevăzute în normele de referință pentru un nivel normal de control, dacă nu se impun prevederi speciale pentru acest lucru.

(2) Criteriile de recepție trebuie să fie cele prevăzute în normele de referință, dacă nu se impun criterii speciale de recepție.

[\[top\]](#)

8. CONCEPTIA (PROIOECTAREA) SI DIMENSIONAREA ASISTATE (INSOTITE) DE EXPERIMENTARE**8.1. Generalități**

(1) Dispozițiile prezentului capitol reprezintă un ghid pentru proiectantul de concepție care dorește să se bazeze pe rezultate experimentale.

(2) Dacă modelele de calcul disponibile nu sunt suficiente, se poate apela la experimentări ale căror rezultate pot schimba sau completa dimensionarea prin calcul.

(3) Verificarea experimentală poate fi de asemenea întreprinsă dacă se consideră că reglementările de calcul ale prezentului EUROCODE conduc la rezultate neeconomice. De asemenea, trebuie să se conserve ipotezele privind securitatea construcției, care pe un model de calcul particular, au ca obiect să țină cont de factori defavorabili neexplicatiți în modelul de calcul.

(4) Programarea, realizarea, exploatarea și interpretarea rezultatelor încercării trebuie să fie în conformitate cu condițiile minimale cerute de prezentul capitol.

(5) Condițiile și dispozitivele de încercare sunt de o varietate mare, de aceea procedurile de încercare se vor pune de acord între părțile direct interesate.

8.2. Programul de încercări

(1) Programul experimental trebuie fundamentat pe un model teoretic de comportare, eventual incomplet, dar care pune în evidență influența uneia sau mai multor variante semnificative astfel încât fenomenele fizice fundamentale să fie corect interpretate. Acest program este deci limitat la evaluarea termenilor de corecție ce se introduc în modelul teoretic.

(2) Dacă nu se dispune de un model teoretic pertinent de comportare sau dacă nu se poate anticipa modul de cedare (colaps), sunt necesare încercări preliminare de orientare.

(3) Înaintea începerii experimentării propriu-zise, programul de încercare trebuie elaborat de proiectantul de concepție și de laborator. El va preciza încercările ce se vor efectua și toate instrucțiunile și precizările necesare privind alegerea și pregătirea corpurilor de probă (epruvetelor), realizarea încercărilor și interpretarea rezultatelor.

(4) Cu titlu informativ, pentru demararea programului de încercări se poate folosi anexa Y (Informativă).

(5) Programul de încercări trebuie să conțină următoarele puncte:

- Lista informațiilor așteptate în urma experimentării (ex. parametri pertinenti, domeniu de valabilitate)

- Descrierea tuturor proprietăților elementelor structurale experimentale, susceptibile a influența comportarea la un stadiu limită (ex. forma elementului, rigiditatea, marca și calitatea oțelului, proprietățile materialului, parametrii geometrici și structurali precum și toleranțele acestora, parametri influențați prin procedee de fabricație și montaj)

- Prevederi relative pentru corpurile de încercare (ex. procedeul de a extrage epruvete, specificații pentru dimensiuni, material și fabricarea prototipurilor, numărul corpurilor de probă, numărul de categorii al corpurilor de probă, condiții de legătură)

- Descrierea acțiunilor suplimentare la care sunt supuse elementele pentru a le testa proprietățile enunțate la (b) (de exemplu tipuri și combinații de încărcări, moduri de așezare)

- Prevederi referitoare la modul de încărcare și condițiile de mediu din timpul încercării (de exemplu puncte de aplicație ale încărcărilor, metode de încărcare, traiectoria încărcărilor, temperaturi)

- Moduri de cedare și modele de calcul corespunzătoare cu variabilele lor semnificative (vezi 8.2 (1))

- Dispoziții experimentale (se înțeleg mijloace care permit asigurarea rigidității mijloacelor de încărcare și rezemare și celor care să permită deformarea liberă a pieselor încercate)

- Determinarea instrumentării : îndrumarea, puncte și metode de măsurare, înregistrări (de exemplu : evoluția în timp a eforturilor, a deformațiilor și a săgeților)

- Determinarea modului de aplicare a încărcării și controlul său (eforturi controlate, deformații controlate)

- Precizia cerută măsurătorilor și aparatelor

(6) Toate informațiile privind eșantioanele (epruvetele) sau fabricarea corpurilor de probă trebuie păstrate. Măsurători prealabile încercării se vor efectua pe corpurile de probă pentru a se verifica că programul de încercare este aplicabil în totalitate. În caz contrar va trebuie revizuit.

8.3. Realizarea încercărilor

(1) Experimentarea nu va fi efectuată decât de organe și personal calificat pentru programarea, realizarea și interpretarea rezultatelor încercărilor.

(2) Laboratorul trebuie să dispună de mijloace de încercare specifice și de o organizare care să garanteze că încercările vor fi conduse cu competență și corect documentate.

8.4. Interpretarea rezultatelor

(1) Interpretarea rezultatelor trebuie să țină cont de caracterul aleator al datelor obținute .

(2) Se convine ca interpretarea rezultatelor experimentale să fie făcută conform metodei prezentată în anexa Z (în curs de pregătire) .

8.5. Raportul privind încercarea

(1) Raportul privind încercarea cuprinde elementele următoare:

- programul de încercare (și eventual revizuirii);

- descriere și specificații pentru toate corpurile de probă;

- dispoziții de experimentare detaliate;

- comentarii detaliate privind desfășurarea încercărilor;

- rezultate necesare pentru interpretarea încercărilor.

[\[top\]](#)