

# NORMATIV pentru proiectarea și execuția căptușelilor prefabricate la tuneluri executate cu scutul

INDICATIV NP 105-04

## ► Cuprins

- \* PREVEDERI GENERALE
- \* CONCEPȚIA CĂPTUȘELII
- \* CALCULUL CĂPTUȘELII
- \* DIMENSIONAREA CĂPTUȘELII
- \* EXECUȚIA CĂPTUȘELII
- \* Anexa A - Metoda grinzii poligonale pe reazeme elastice
- \* Anexa B - Aplicarea MEF la calculul tunelurilor executate cu scutul
- \* Anexa C - Analiza rigidității la rotire a îmbinărilor cu suprafețe plane
- \* Anexa D - Analiza îmbinărilor articulate
- \* Anexa E - Analiza procesului de formare a presiunii pământului
- \* Anexa F - Determinarea presiunii active a pământului luând în considerare forma circulară a secțiunii transversale

## Cap.I PREVEDERI GENERALE

### 1.1. Scopul și domeniul de aplicare

(1) Prezentul normativ stabilește elementele generale, de bază, privind concepția, calculul structural, dimensionarea și execuția căptușelilor alcătuite din bolțari prefabricați din beton armat, cu armare clasică, utilizate la tuneluri de formă circulară executate cu scutul în terenuri slabe.

(2) Prevederile prezentului normativ pot fi aplicate și pentru căptușelile alcătuite din elemente prefabricate la tuneluri executate cu scutul, având alte forme decât cea circulară (potcoavă, dreptunghiulară, bolți gemene) cu adaptările corespunzătoare în special în ceea ce privește concepția. Deasemeni, ele pot fi aplicate la tuneluri executate în roci slabe, cu mașini de forat (TBM) adoptând modele de calcul și încărcare specifice comportării rocilor.

(3) Acest normativ are în vedere exigențe privind rezistența, stabilitatea, etanșeitatea, exploatarea normală și durabilitatea căptușelilor prefabricate la tuneluri executate cu scutul.

(4) Normativul nu tratează cerințele speciale ale proiectării seismice.

(5) Acest normativ se bazează pe prescripțiile din Eurocode 1 "Bazele proiectării și acțiuni în construcții" care stabilește principiile și exigențele în materie de securitate și exploatare normală, descrie bazele proiectării și verificării lucrărilor de construcție și dă indicații privind siguranța structurală.

(6) Unele prevederi din acest normativ, referitoare la parametri geotehnici și presiunile date de teren se bazează și pe prescripțiile din Eurocode 7 - "Proiectarea geotehnică".

(7) Capitolul 4 din prezentul normativ care tratează dimensionarea căptușelii se bazează pe prescripțiile din Eurocode 2 - "Proiectarea construcțiilor din beton".

(8) Normativul se bazează deasemeni pe recomandări specifice domeniului care sunt:

- "Recomandări relativ la concepția, dimensionarea și execuția căptușelilor din bolțari prefabricați de beton armat montați în spatele scutului" al Asociației Franceze de Tuneluri - AFTES,

- "Recomandări pentru proiectarea căptușelilor de tunel executate cu scutul" al Asociației Internaționale de Tuneluri - ITA.

## 1.2. Termeni utilizați în acest normativ. Definiții.

(1) Termenii generali utilizați în acest normativ au sensul și semnificația conform ISO 8930/1987 și Eurocode 1 în ceea ce privește: Termenii comuni, Termenii specifici pentru proiectare, Termenii referitori la acțiuni, Termenii referitori la proprietățile materialului, Termeni referitori la date geometrice.

(2) Următorii termeni, specifici domeniului, care se folosesc în acest normativ, se definesc astfel:

### AVANS

Lungimea de tunel pe care se efectuează operațiunile de excavare, montare bolțari și înaintare a scutului.

### BOLȚAR

Element prefabricat din beton armat sau fontă de formă curbă, plină sau casetată, constituind partea elementară transversală a unui inel, la tuneluri executate cu scutul.

### BULON

Tije metalice filetate ce constituie elementele de legătură ale dispozitivelor de asamblare.

### CĂPTUȘEALĂ

Construcția de diverse forme și compusă din diverse materiale, cuprinsă între teren și suprafața interioară liberă, între teren și hidroizolație (căptușeală exterioară) sau între hidroizolație și suprafața interioară liberă (căptușeală interioară) care îndeplinește mai multe funcții: stabilitate, rezistență, etanșeitate.

### CĂPTUȘEALĂ PREFABRICATĂ

Element structural de formă circulară, provizoriu sau definitiv, compus în sens longitudinal dintr-o succesiune de inele juxtapuse, care sunt compuse transversal dintr-un număr de elemente prefabricate numite bolțari.

### CONECTORI

Piese metalice sau din material plastic, de forme și alcătuiți diverse, ce se introduc în găuri practicate în bolțari, pe fețele ce vin în contact la inelele adiacente, având drept rol solidarizarea și

împiedicarea deplasării diferențiate a acestora.

### DISPOZITIV DE ASAMBLARE

Ansamblul elementelor de legătură, golurilor, degajărilor și pieselor înglobate, destinat asigurării legăturii dintre doi bolțari adiacenți în zona îmbinărilor.

### ERECTOR

Dispozitiv mecanic cu ajutorul căruia se realizează montarea bolțarilor

## FUSTĂ

Partea din spate a mantalei scutului sub protecția căreia se montează bolțarii.

## INEL

Parte a tunelului cuprinsă între două rosturi transversale, sau elementul structural principal la căptușelile prefabricate, care poate fi compus din mai multe tipuri de bolțari, care se diferențiază după formă, poziție și armare.

## INjecȚIE LA EXTRADOS

Operațiune de umplere a golului inelar rămas în urma scutului, la extradadosul căptușelii exterioare, cu diverse materiale (mărgăritar, mortar etc).

## ÎMBINARE (ROST)

Discontinuitate în căptușeală și suprafața de contact între bolțari.

## SCUT

Construcție metalică de formă cilindrică, mobilă, care susține conturul excavat și la adăpostul căruia se realizează operațiunile de excavare, montare bolțari și injectare gol.

## TEREN

Pământ, rocă sau material de umplură existând pe amplasament înainte de execuția tunelului.

### 1.3 Unități S.I.

Se vor utiliza unitățile S.I. în conformitate cu ISO 1000

Pentru calcule se recomandă următoarele unități:

- Forțe kN, MN;
- Momente încovoietoare kNm
- Unități de masă kg/m<sup>3</sup>, t/m<sup>3</sup>;
- Greutate kN/m<sup>3</sup>;
- Eforturi unitare, presiuni, rezistențe kN/m<sup>2</sup> (kPa);

### 1.4 Simboluri folosite în acest normativ

#### 1.4.1 Precizări generale

În această secțiune se definesc numai simbolurile principale utilizate în normativ, având ca referința ENV 1991, Eurocode 1 și ENV 1997, Eurocode 7.

Simbolurile care se folosesc numai în zone reduse ale normativului, se definesc acolo unde apar. Notarea simbolurilor utilizate se bazează pe ISO 3898:1987.

### **1.4.2 Litere latine mari**

A Arie; Acțiune accidentală

B Lățime

Cd Rigiditate la rotire

D Diametru

E Modul de elasticitate

F Acțiune; Forță

G Acțiune permanentă

I Moment de inerție

K Coeficient de împingere a pământului

Ks Coeficient de pat

L Lungime

M Moment încovoietor

N Forță axială

Pv Presiunea verticală a pământului

Ph Presiunea orizontală a pământului

Q Acțiune variabilă

R Rază

T Forță tăietoare

### **1.4.3 Litere latine mici**

a Dată geometrică

b Lățime

c Coeziune

e Excentricitate

f Rezistență (a materialului)

h Înălțime

k Coeficient

l Lungime

#### **1.4.4 Litere grecești mari**

$\Delta$  Deplasare; Scurtare; Tasare

#### **1.4.5 Litere grecești mici**

Unghi, Raport, Factor

$\alpha$  Unghi, Raport, Factor

$\beta$  Greutate unitară, Factor parțial de siguranță

$\gamma$  Greutate unitară, Factor parțial de siguranță

$\delta$  simbol Unghi de frecare între teren și construcție

$\mu$  Coeficientul lui Poisson

$\lambda$  Coeficient de deconfinare

$\sigma$  Efort normal

$\tau$  Efort tangențial

$\upsilon$  Coeficient de frecare

$\varphi$  Unghi de frecare interioară

#### **1.4.6 Indici**

a Împingerea active a pământului

h Orizontal (referitor la presiunea pământului)

i Indice

p Presiunea (reacțiunea) pasivă

v Vertical (referitor la presiunea pământului)

### **1.5 Referințe**

ISO 1000:1981 S.I. – unit and Recommendations for the use of their multiples and of certain other units

ISO 3898:1987 Bases for design of structures. Notations. General symbols

[\[top\]](#)

## 2. CONCEPȚIA CĂPTUȘELII

### 2.1. Sisteme constructive

(1) Tunelele executate cu scutul prezintă trei tipuri de sisteme constructive:

1. Sistemul cu o singură căptușeală din bolțari prefabricați montați în spatele scutului;
2. Sistemul cu două căptușeli:
  - căptușeala primară (exterioară) din bolțari prefabricați montați în spatele scutului;
  - căptușeala secundară (interioară) din beton monolit turnat in situ.
3. Sistemul cu o singură căptușeală din beton monolit presat.

Prezentul normativ se ocupă doar cu căptușelile corespunzătoare sistemelor constructive 1 și 2.

1. Sistemul cu o singură căptușeală implică o singură fază de execuție corespunzătoare montării căptușelii alcătuită din bolțari prefabricați care are rol atât de sprijinire imediată cât și definitivă ([Fig. 2.1](#)).

2. Sistemul cu două căptușeli ([Fig. 2.2a ,b,c](#)) implică două faze de execuție, corespunzătoare celor două căptușeli.

Căptușeala primară se montează în spatele scutului (pe fustă sau în afara ei) și are rol atât de sprijinire imediată cât și permanentă.

Căptușeala interioară este, în general, din beton monolit și se instalează la o distanță variabilă în spatele scutului și deci la o anumită perioadă de timp după montarea căptușelii primare.

La proiectarea sistemului cu două căptușeli pot fi luate în considerare următoarele situații:

- a. Căptușeala secundară este instalată după ce toate deformațiile în teren și în căptușeala primară au încetat. În acest caz căptușeala primară va prelua integral încărcările date de teren, iar căptușeala secundară va fi solicitată doar de greutatea proprie și încărcările ce apar ulterior.
- b. Căptușeala secundară este instalată înainte de atingerea echilibrului în ansamblul căptușeală primară - teren. În acest caz căptușeala secundară va fi supusă unei deformații, conlucrând cu căptușeala primară și terenul pentru preluarea încărcărilor rămase, până la atingerea echilibrului final.
- c. Când tunelul este imersat și trebuie etanșat, căptușeala secundară trebuie protejată de o membrană de etanșare pe tot conturul și va fi proiectată să reziste la întreaga presiune hidrostatică.
- d. Când tunelul este construit în terenuri cu proprietăți de umflare, care pot dezvolta presiuni după o anumită perioadă de timp, încărcările noi ce apar vor fi preluate de cele două căptușeli primară și secundară.

(2) Alegerea sistemului constructiv depinde de următorii factori:

- destinația tunelului;
- condițiile geologice și hidrologice;
- gradul de etanșare impus;

- condițiile impuse de beneficiar.

(3) O comparație a sistemului cu o căptușeală față de cel cu două căptușeli scoate în evidență următoarele avantaje și dezavantaje:

Avantaje

- diametrului tunelului este mai mic;
- timpul de execuție este mai scurt;
- lucrările de ventilare și evacuare ape pe perioada execuției nu mai sunt deranjate;
- costul este mai redus.

Dezavantaje:

- rosturi mai multe cu posibilități mai mari de infiltrare sau exfiltrare a apelor;
- construcția și montarea bolțarilor este mai complicată și mai costisitoare datorită găurilor și locașelor pentru buloane, a garniturilor de etanșare și a montării buloanelor.

(4) Adoptarea sistemului cu două căptușeli este justificată în anumite situații:

- galerii hidrotehnice și de canalizare care necesită condiții speciale de scurgere a apelor;
- tunelul este construit în terenuri cu ape agresive sau care antrenează particule fine care periclitează stabilitatea structurii terenului înconjurător și impun realizarea etanșării totale pe tot conturul.

## **2.2. Date de bază necesare la proiectarea unei căptușeli prefabricate.**

(1) Concepția unei căptușeli prefabricate trebuie să fie precedată de precizarea obiectivelor și cerințelor la care trebuie să corespundă tunelul proiectat. Acestea compun datele de bază care sunt:

- destinația tunelului (feroviar, rutier, metrou, hidrotehnic, canalizare etc.)
- durată de viață, de serviciu, durabilitatea;
- cerințe impuse de exploatare:
  - criterii geometrice (traseu, gabarite, toleranțe);
    - tipul și amplasarea unor lucrări auxiliare sau echipamente definitive (banchete, nișe, galerii de ventilație, sistemul catenarei etc);
    - criterii de etanșare (gradul de etanșare cu debite de infiltrare sau exfiltrare acceptate);
    - criterii de rugozitate ale suprafeței conturului interior, compatibile cu aerodinamica sau hidraulica maselor care circulă prin tunel;
  - criterii de rezistență la foc;
  - protecția contra curenților vagabonzi.
- cerințe de protecție a mediului care pot fi împărțite în două categorii:
  - mediu exterior:

- limitarea tasărilor terenului în zone urbane;
  - controlul modificărilor nivelului pânzei freatice și a condițiilor de scurgere a apei subterane;
- evitarea fenomenelor de sufozie hidrodinamică;
- controlul vibrațiilor și a poluării sonore;
- agresivitatea apelor subterane.
- mediu interior:
  - necesitatea ventilării;
  - controlul temperaturii și umidității;
    - controlul iluminatului, poluării, vibrațiilor și al securității circulației.
- o cerințe de proiectare structurală:
  - să reziste tuturor acțiunilor date de teren, apa subterană, convoaie etc. pe toată durata de viață prevăzută;
  - să respecte recomandările, normativele și standardele în vigoare.

### 2.3 Funcțiile unei căptușeli prefabricate.

#### (1) Funcții legate de exploatare:

- o susținere definitivă;
- o etanșare pentru infiltrații sau exfiltrații;
- o suport pentru instalații și echipamente;
- o asigurarea permanentă a gabaritelor de circulație;
- o funcții aerodinamice (efectul de piston la viteze mari) și hidraulice (lovitura de berbec).

#### (2) Funcții legate de construcție:

- o susținere imediată a conturului excavației;
- o protecție împotriva apei sub presiune;
- o susținere longitudinală a împingerii dată de presele hidraulice pentru avansarea scutului;
- o suport pentru trenul de sănii și echipamentele de șantier necesare execuției;
- o evacuarea apelor.

### 2.4 Elemente conceptuale ale unei căptușeli prefabricate.

(1) Căptușeala din bolțari prefabricați utilizată la tunele executate cu scutul este un element structural de formă circulară, compus în sens longitudinal dintr-o succesiune de inele juxtapuse, care sunt compuse transversal dintr-un număr de elemente prefabricate numite bolțari ([Fig.2.3](#)).

(2) Există și alte tipuri de căptușeli cu alcătuire specială:

- o căptușeală helicoidală (Honeycomb) [Fig. 2.4](#);



- căptușeală în spirală. ([Fig. 2.5](#)).

(3) Căptușelile prefabricate pot fi împărțite, după locul unde sunt asamblate, în două tipuri:

a. căptușeală prefabricată montată în interiorul scutului, pe fustă;

b. căptușeală prefabricată montată în exteriorul scutului sau căptușeală expandabilă.

c. Căptușeală prefabricată montată în interiorul scutului, pe fustă, sub protecția acesteia, care este utilizată în terenuri slabe cu timp de autoportanță foarte mic. Diametrul exterior al căptușelii este mai mic decât diametrul interior al fusteii, adăugându-se și toleranța de montaj.

După avansarea scutului sau simultan, golul dintre conturul excavat și extradadosul căptușelii prefabricate trebuie umplut cu material granular și/sau mortar cu diverse compoziții, pentru a sprijini terenul și a asigura un contact continuu între teren și structură.

d. Căptușeala prefabricată montată în exteriorul scutului (expandabilă) este utilizată în terenuri bune cu timp de autoportanță suficient pentru a asigura montajul.

Inelul de bolțari este expandat către conturul terenului excavat, cu ajutorul unui bolțar de chee trapezoidal sau cu alte sisteme, eliminând astfel golul dintre căptușeală și teren și injectarea acestuia.

Adoptarea unei căptușeli expandabile trebuie să țină cont de avantajele și dezavantajele acesteia.

Avantaje:

- ușurința de montare;
- simplitatea alcătuirii (îmbinări articulate fără buloane și garnituri de etanșare);
- rapiditatea de avansare;
- comportare structurală avantajoasă cu eforturi axiale predominante.

Dezavantaje:

- imposibilitatea ghidării scutului datorită lipsei preselor;
- inelele nu pot fi presate, rosturile dintre acestea fiind deschise și neetanșe;
- apariția unor infiltrații nu poate fi rezolvată decât prin adoptarea unei membrane intermediare și a unei căptușeli interioare;
- pozarea bolțarilor devine dificilă când terenul devine instabil.

#### **2.4.1 Concepția unui inel. Principii de proiectare.**

(1) Inelul este elementul constructiv și structural principal al unei căptușeli prefabricate. Inelele pot fi independente sau legate între ele.

(2) La proiectarea unui inel trebuie analizate și stabilite următoarele elemente:

- forma și dimensiunile în sens longitudinal;
- alcătuirea în secțiune transversală;
- asigurarea conlucrării între structură și teren.

##### **2.4.1.1 Forma și dimensiunile unui inel**

(1) După forma vederii în plan inelele sunt de două tipuri:

- inele drepte cu fețele transversale paralele ([Fig. 2.6](#));
- inele oblice cu fețele transversale neparalele care pot fi:

- cu ambele fețe simetrice față de ax ([Fig. 2.7](#));
- - cu una din fețe înclinată la dreapta sau la stânga ([Fig.2.8](#)).

Inelele oblice sunt utilizate pentru realizarea unor trasee cu curbe în plan sau profil în lung sau pentru a corecta deviațiile accidentale ale scutului. Dimensiunile longitudinale maxime și minime ale unor astfel de inele trebuie astfel dimensionate încât să se asigure înscrierea pe curba proiectată.

Inelele cu ambele fețe simetrice, numite și inele universale, pot asigura înscrierea tunelului pe curbe la dreapta, la stânga și în aliniament ([Fig. 2.9a](#)).

Inelele cu una din fețe înclinată pot fi și ele transformate în inele universale prin combinarea succesivă a inelelor de stânga cu cele de dreapta ([Fig. 2.9b](#)).

Bolțarii utilizați la inelele oblice au forme spațiale trapezoidale distincte și ocupă întotdeauna aceeași poziție, nemaiputând fi schimbați între ei.

(2) Lungimea unui inel depinde de:

- criterii legate de exploatare:
  - diametrul tunelului;
  - caracteristici traseu (raza curbei în plan și în profil în lung),
- criterii legate de execuție:
  - optimizarea ciclurilor de excavare și montare;
    - legătura dintre greutatea bolțarilor și capacitatea utilajelor de transport, manipulare și montaj;
  - lungimea cursei preselor hidraulice;
  - lungimea fustei scutului.

#### 2.4.1.2 Alcătuirea în secțiune transversală

(1) Toate tipurile de inele sunt alcătuite în secțiune transversală din bolțari.

Bolțarul constituie unitatea constructivă și structurală elementară a unui inel.

(2) Concepția unui inel în secțiune transversală presupune analizarea și stabilirea următoarelor elemente:

- numărul bolțarilor ce compun un inel;
- amplasarea (configurația) bolțarilor în secțiune transversală;
- geometria bolțarilor și precizia de fabricare;
- tipul îmbinărilor dintre bolțari.

(3) Numărul bolțarilor ce compun un inel este variabil de la un proiect la altul și depinde de următoarele:

- restricții legate de exploatare:

- limitarea numărului de rosturi pentru a micșora riscul defectelor de etanșare;

- limitarea deformării structurii pentru evitarea înrăutățirii condițiilor de gabarit.

▪ restricții legate de execuție:

- greutatea bolțarilor trebuie corelată cu capacitatea utilajelor de manipulare, transport și montaj;

- dificultățile de asamblare prin buloane a bolțarilor;

- corelarea cu dispozitivele de împingere (prese) ale scutului.

▪ restricții legate de calculul structural:

- flexibilitatea sau rigiditatea structurii;

- mărimea eforturilor secționale.

(4) Utilizarea unui număr mai mare de bolțari pe inel prezintă avantaje dar și dezavantaje față de varianta cu un număr mai mic de bolțari:

○ Avantaje:

- greutate și dimensiuni mai mici;

- ușurință la fabricare, transport, manipulare;

- eforturi secționale mai favorabile (momente mai mici și forțe axiale mai mari).

○ Dezavantaje:

• - numărul rosturilor radiale este mai mare sporind dificultatea de asamblare și măbind timpul de montaj;

- dificultăți de etanșare și probabilități de infiltrații mai mari; deformații ale inelului mai mari.

(5) Amplasarea bolțarilor în secțiune transversală depinde de:

○ tipul, orientarea și mărimea încărcărilor;

○ rigiditatea terenului;

○ tipul și rolul bolțarului de închidere.

Poziția bolțarilor, în secțiune transversală influențează mărimea eforturilor secționale și a deformației inelului.

(6) Stabilirea unei soluții optime de alcătuire a unui inel se bazează pe studii structurale și economice și pe comparația între concluziile acestora.

Analiza structurală stabilește numărul optim de bolțari pe inel, poziția în secțiune transversală și tipul îmbinărilor dintre bolțari și determină mărimea eforturilor secționale și a deformațiilor, influențând astfel armarea și costul.

Studiile economice trebuie să stabilească numărul și mărimea bolțarilor comparând greutatea pe bolțar, ușurința de manipulare și montaj, timpul și costul instalării, tipul, cantitatea și costul armării, dificultățile de fabricare etc.

#### **2.4.1.3 Asigurarea conlucrării dintre structură și teren.**

(1) Asigurarea unei bune conlucrări între structură și teren este o condiție esențială pentru realizarea unei căptușeli stabile și economice.

(2) Interacțiunea structură-teren depinde de următorii factori:

- rigiditatea terenului;
- tipul, calitatea și presiunea injectiei de umplere;
- presiunea de contact la căptușelile expandabile;
- rigiditatea sau flexibilitatea generală a căptușelii obținută:

- structural prin alegerea numărului de bolțari și a poziției în secțiune;

- mecanic prin alegerea tipului de îmbinare între bolțari (articulații sau îmbinări plane cu sau fără buloane).

(3) Între alcătuirea inelului și interacțiunea structură-teren există o strânsă legătură. Flexibilitatea căptușelii influențează mărimea deformațiilor care influențează interacțiunea.

#### **2.4.2 Alcătuirea bolțarilor.**

##### **2.4.2.1 Geometria bolțarilor**

(1) Geometria bolțarilor este definită de lungime, lățime, grosime și formă, și depinde de interacțiunea dintre următorii parametri:

- parametrii scutului:

- lungimea fustei scutului;
- configurația sistemului de împingere;
- lungimea cursei preselor;
- tipul, capacitatea și precizia erectorului și timpul de montare.

- parametrii inelului:

- tipul și lungimea inelului;
- tipul și forma bolțarului de închidere;
- necesitățile de etanșare.

- parametrii structurali:

- tipul și mărimea încărcărilor;
- modelul de calcul structural utilizat și acuratețea considerării îmbinărilor.

(2) Principalele cerințe impuse bolțarilor prefabricați sunt:

- asigurarea unei capacități portante imediate împotriva presiunii pământului și apei subterane fără deformații și curgeri periculoase;

- rezistență la eforturi concentrate (șocuri) ce pot apare la manipulare, transport, montaj;
- rezistență la eforturi axiale mari produse de prese în timpul avansului;
- rezistență la coroziune și impermeabilitate la infiltrații;
- asigurarea unor dimensiuni în toleranțele impuse pentru realizarea unui montaj ușor și evitarea eforturilor concentrate.

3) Grosimea bolțarilor constituie un element important în asigurarea capacității portante. Stabilirea grosimii este o etapă esențială în procesul de proiectare și depinde de următorii factori:

- tipul căptușelii (definitiv sau provizoriu);
- mărimea diametrului interior al căptușelii;
- mărimea încărcărilor exterioare date de teren, apă, prese etc;
- forma în secțiune transversală (plină sau casetată);
- alcătuirea structurii (număr bolțari, poziție în secțiune, tip îmbinare) care influențează mărimea eforturilor secționale.

Raportul grosime/diametru interior poate fi un parametru orientativ în faza inițială a calculului structural. În [Fig. 2.10](#) este prezentată evoluția grosimii în funcție de diametrul interior pentru cazuri reale de căptușeli prefabricate. Se poate observa că raportul grosime/diametru interior variază de la 1/15 pentru  $D_i = 3.0\text{m}$  la 1/21 pentru  $D_i = 9.0\text{m}$ .

(4) Bolțarii pot fi clasificați după formă în secțiune transversală și în vedere în plan.

a. După forma în secțiune transversală:

- bolțari plini ([Fig. 2.11a](#));
- bolțari casetați ([Fig. 2.11b](#)).

Bolțarii plini utilizează întreaga grosime la preluarea eforturilor secționale, locașele prevăzute pentru buloane fiind de mici dimensiuni.

Bolțarii casetați necesită o grosime mai mare și deci un diametru de construcție mai mare, pentru a asigura o capacitate portantă similară cu bolțarii plini. Existența alveolelor permite utilizarea buloanelor drepte.

b. După forma în plan:

- bolțari dreptunghiulari ([Fig. 2.11 c](#));
- bolțari trapezoidali transversal ([Fig. 2.11d](#));
- bolțari trapezoidali longitudinal ([Fig. 2.11e](#));
- bolțari hexagonali ([Fig. 2.11f](#));
- bolțari în formă de paralelogram ([fig. 2.11g](#));
- bolțari honeycomb ([Fig. 2.11h](#)).

În afară de bolțarii dreptunghiulari, toate celelalte tipuri au intersecții de fețe în unghiuri ascuțite, cu concentrări de eforturi necesitând armări suplimentare și dificultăți în realizarea garniturilor de etanșare.

(5) Un inel poate fi compus din mai multe tipuri de bolțari, care se diferențiază după formă, poziție și armare.

După tipul bolțarilor utilizați și modul lor de amplasare se disting următoarele tipuri de inele:

a. Inele cu toți bolțarii dreptunghiulari și îmbinări longitudinale radiale. Bolțarul de închidere se introduce prin presarea și deplasarea bolțarilor curenți în sens transversal (Fig. 2.12). Spațiul dintre extradusul inelului și intradosul fustei trebuie să fie mai mare pentru a permite această operație, mărinnd diametrul scutului și volumul golului injectat. Bolțarii curenți au aceleași dimensiuni și diferă după poziție și modul de solicitare și armare.

b. Inele cu toți bolțarii dreptunghiulari și îmbinări longitudinale radiale și înclinate. Bolțarul de închidere are fețele longitudinale paralele, neradiale, pentru a permite un montaj mai ușor (Fig. 2.13). Spațiul dintre inel și fustă poate să fie astfel mai mic. Bolțarii curenți adiacenți celui de închidere vor avea și ei câte o față longitudinală neradială. Ceilalți bolțari vor avea aceleași dimensiuni diferențiindu-se după poziție și armare.

c. Inele cu bolțari dreptunghiulari și trapezoidali (Fig. 2.14). Bolțarul de închidere este trapezoidal, cu fețele longitudinale înclinate simetric față de ax, permițând un montaj ușor dar necesitând un spațiu longitudinal mai mare pe fustă pentru a permite montarea. Spațiul liber dintre inel și fustă poate fi minim. Bolțarii curenți adiacenți celui de închidere vor avea câte o față longitudinală înclinată. Ceilalți bolțari vor avea aceleași dimensiuni.

d. Inele cu bolțari în formă de paralelogram și trapez (Fig. 2.15). Bolțarul de închidere și unul din bolțarii adiacenți sunt trapezoidali și pozați în sensuri opuse. Ceilalți bolțari au forma de paralelogram și aceleași dimensiuni, diferențiindu-se prin poziție și armare. Tipurile de inele 1 - 4 nu permit realizarea avansului decât după închiderea inelului. Juxtapunerea în lung a inelelor se poate face în două moduri:

- cu asigurarea continuității rosturilor longitudinale;
- cu decalarea sau întreșeserea rosturilor longitudinale.

Modul de juxtapunere cu întreșeserea rosturilor permite o conlucrare între inele, când acestea sunt legate prin diverse sisteme, dar necesită un număr mai mare de tipuri de bolțari, diferențiați prin armare.

e. Inele cu bolțari în formă de trapez (Fig. 2.16). Acest tip de inele conțin un număr par de bolțari în formă de trapez și cu aceleași dimensiuni. Jumătate din bolțari sunt amplasați cu latura mare pe inelul anterior și cealaltă jumătate cu latura spre prese.

Această concepție a inelului permite realizarea simultană a avansului și a montării, presele rezemând alternativ pe cele două tipuri de bolțari.

f. Inele cu bolțari honeycomb (Fig. 2.17).

Bolțarii de acest tip au aceleași dimensiuni și se asamblează sub formă de fagure. Închiderea se realizează pe jumătate din lungime, permițând o reducere a cursei preselor și lungimii fustei și deci a scutului, permițând realizarea simultană a avansului și montării.

#### 2.4.2.2 Materiale utilizate

##### 2.4.2.2.1 Ciment

(1) Cimenturile vor satisface cerințele din standardele naționale de produs sau din standardele profesionale.

(2) Sortimentele de cimenturi sunt precizate în Anexa 1.1 și Anexa 1.2 din Codul de practică NE 012/99.

(3) Cimentul se livrează ambalat în saci de hârtie sau în vrac, în vehicule rutiere cu recipiente speciale și în vagoane de cale ferată speciale cu descăcare pneumatică. Livrarea va fi făcută astfel încât să se asigure continuitatea lucrului.

(4) Cimentul va fi protejat de umezeală și impurități în timpul depozitării și transportului.

(5) La livrare se va face recepționarea cantitativă și calitativă a cimentului conform prevederilor din Anexa VI.1 din Codul de practică NE 012/99.

(6) Depozitarea cimentului în vrac se face în celule tip siloz, în care nu au fost depozitate înainte alte materiale.

(7) Depozitarea cimentului ambalat în saci se va face în încăperi închise, în stive, pe scânduri dispuse cu interspații pentru a se asigura circulația aerului la partea inferioară a stivei și la o distanță de 50 cm de la pereții exteriori. Stivele nu vor depăși 10 rânduri de saci suprapuși.

(8) Conținutul reactiv la alcalii nu va depăși 0,5% din masa cimentului.

(9) Controlul calității cimentului se va face la aprovizionare și înainte de utilizare, conform Anexei VI.1 din Codul de practică NE 012/99.

#### 2.4.2.2.2 Agregate

(1) Se vor folosi agregate grele, provenite din sfărâmarea și/sau concasarea rocilor, care vor satisface cerințele STAS 1667/76.

(2) Pentru prepararea betoanelor, curba de granulozitate se stabilește astfel încât să se încadreze în zona recomandată, conform Anexei 1.4 din Codul de practică NE 012/99 și NE 013/02.

(3) Agregatele vor fi procurate din surse atestate de Inspectoratul de Stat în Construcții.

(4) Agregatele nu trebuie să fie contaminate cu alte materiale (pământ, argilă, materii organice, etc.) și trebuie să fie tari și dense.

(5) Depozitarea agregatelor va fi făcută pe platforme betonate având pante și rigole de evacuare a apelor, în compartimente cu înălțime corespunzătoare pentru evitarea amestecării sorturilor.

(6) Agregatele vor avea un conținut reactiv la alcalii mai mic de 3,00 kg/m<sup>3</sup> de beton pentru a nu fi afectată durabilitatea betonului

(7) Controlul calității agregatelor va fi făcut conform Codului de practică NE 012/99 - Anexa VI 1 și Codului de practică NE 013/02 - Anexa7 1.

#### 2.4.2.2.3 Apa

(1) Apa de amestecare utilizată la prepararea betoanelor poate să provină din rețeaua publică sau din altă sursă, dar trebuie să aibă ca referință condițiile tehnice din STAS 790/84.

#### 2.4.2.2.4 Aditivi

(1) Aditivii folosiți la prepararea betoanelor trebuie să îndeplinească cerințele din reglementările specifice sau agrementele tehnice în vigoare.

(2) Stabilirea tipului de aditivi sau a combinației de aditivi se va face după caz de proiectat, executant sau furnizorul de betoane.

#### 2.4.2.2.5 Adaosuri

(1) Se pot adăuga în beton pentru îmbunătățirea caracteristicilor acestuia, în cantități de peste 5% substanță uscată față de masa cimentului

- Adaosuri inerte, înlocuind parțial (aproximativ 10 %) partea fină din agregate (0-3mm), pentru îmbunătățirea lucrabilității și compactității betonului
- Adaosuri active (zgură granulată de furnal, cenușă, praf de silice, etc.), ținând cont de proprietățile lor hidraulice.

(2) Utilizarea adaosurilor se face în conformitate cu reglementările tehnice în vigoare sau a agrementelor tehnice.

(3) Adaosurile nu trebuie să conțină substanțe care să influențeze negativ proprietățile betonului sau să provoace corodarea armăturii

(4) Transportul și depozitarea adaosurilor trebuie făcută în așa fel încât proprietățile fizico-chimice ale acestora să nu sufere modificări

#### 2.4.2.2.6 Beton

(1) Betonul folosit va avea clasa indicată în proiect

(2) Dozarea materialelor și controlul calității vor fi făcute de către executant

(3) Vor fi determinate prin încercări de laborator

- Rezistența pe cub;
- Raportul Apă / Ciment,
- Lucrabilitatea,
- Densitatea

(4) Personalul implicat în activitatea de producere și control al betonului va avea cunoștințele și experiența necesare și va fi atestat intern pentru aceste activități.

(5) În cazul betonului gata preparat, acesta va proveni de la fabrici sau stații de betoane atestate conform Codului de practică NE 012/99. Bonul de livrare va conține următoarele date:

- Clasa de rezistență;
- Clasa de consistență a betonului;
- Tipul, clasa și dozajul cimentului;
- Tipul de agregate și granula maximă;
- Tipurile de aditivi și adaosuri;
- Date privind caracteristicile speciale (gradul de impermeabilitate, gelivitate, etc);
- Data și ora livrării, temperatura betonului la livrare și temperatura mediului ambiant.

#### 2.4.2.2.7 Oțeluri pentru armături

(1) Oțelul beton are ca referință condițiile tehnice prevăzute în STAS 438 / 1-89, STAS 438 / 2-91 și SR 438/ 3-98.



(2) Tipurile de oțel beton utilizate pentru bolțari și domeniile lor de aplicare sunt indicate în tabelul următor și corespund prevederilor Codului de practică NE 012/99.

Tipul de oțel	Simbol	Domeniu de utilizare
Oțel beton rotund neted STAS 438/1-89	OB 37	Armături de rezistență sau armături constructive
	PC 52	Armături de rezistență în betoane de clasă cel puțin C12/15
Oțel beton cu profil periodic STAS 438/1-89	PC 60	Armături de rezistență în betoane de clasă cel puțin C16/20

(3) Livrarea oțelului beton se va face în conformitate cu reglementările în vigoare, împreună cu un document de calitate (certificat de calitate/inspecție, declarație de conformitate), după certificarea produsului de un organism acreditat și de o copie după certificatul de conformitate. Documentele ce însoțesc livrarea oțelului beton de la producător trebuie să conțină următoarele informații:

- Denumirea și tipul de oțel, standardul utilizat;
- Toate informațiile pentru identificarea loturilor;
- Greutatea netă;
- Valorile determinate privind criteriile de performanță.

(4) Fiecare colac sau legătură de bare sau plase sudate va purta o etichetă care va conține:

- Marca produsului;
- Tipul armăturii;
- Numărul lotului și al colacului sau legăturii;
- Greutatea netă;
- Semnul CTC.

(5) Barele de armătură, plasele sudate și carcusele perfabricate de armătură vor fi transportate și depozitate astfel încât să nu sufere deteriorări sau să fie contaminate cu substanțe care pot afecta armătura și/sau betonul sau aderența beton - armătură. Oțelurile pentru armături trebuie să fie depozitate separat pe tipuri și diametre, în spații amenajate și dotate corespunzător, ca să se asigure evitarea corodării armăturii, a murdării acesteia cu pământ sau alte materiale, precum și identificarea ușoară a fiecărui sortiment și diametru.

(6) Controlul calității oțelului se va face conform prevederilor din capitolul 17 al Codului de practică NE 012 / 99 și din Anexa 7.1 a Codului de practică NE 013/02.

(7) Fasonarea, montarea și legarea armăturilor vor fi făcute conform Anexei II.1 din Codul de practică NE 012 / 99 și capitolului 10 din Codul de practică NE 013 / 02.

(8) Pentru a spori rezistența la coroziune și durabilitatea betonului se poate utiliza armătura dispersă (fibre de oțel în special). Comparativ cu armarea tradițională, utilizarea fibrelor de oțel la bolțarii de tunele prezintă avantaje și dezavantaje

Avantaje:

- durabilitate îmbunătățită datorită distribuției discrete și discontinui a fibrelor, care împiedică mecanismul de propagare al coroziunii;

- rezistență mai bună la șocuri și spurgeri datorită distribuției multidirecționale a fibrelor;
- reducerea costului prin eliminarea operațiunilor de confecționare, manipulare și ridicare a carcaselor de armătură.

Dezavantaje:

- imposibilitatea realizării unei distribuții dirijate pentru a prelua eforturile de întindere mari sau concentrate și în consecință realizarea unor bolțari cu lungimi mici, solicitați preponderent la forță axială;
- costul mai mare al betonului armat cu fibre decât al betonului armat clasic.

#### 2.4.2.3 Îmbinări între bolțari - suprafețe de contact

(1) Îmbinarea este o discontinuitate în căptușeală și suprafața de

contact între bolțari. Existența îmbinărilor, între bolțari, constituie principala caracteristică a căptușelilor prefabricate.

(2) Îmbinările între bolțari pot fi clasificate astfel:

a. După poziția în cadrul unui inel:

- îmbinări circumferențiale sau transversale (îmbinări între bolțari din inele adiacente);
- îmbinări radiale sau longitudinale (îmbinări între bolțari din același inel).

b. După forma suprafețelor de contact îmbinările între bolțari pot fi:

- îmbinări cu suprafețe plane (drepte sau înclinate);
- îmbinări cu suprafețe conjugate;
- îmbinări cu suprafețe curbe;
- îmbinări cu bare de ghidaj;
- îmbinări balama.

c. După comportarea mecanică:

- îmbinări rigide (îmbinările plane și conjugate);
- îmbinări articulate (îmbinările cu fețe curbe, cu bare de ghidaj și tip balama).

d. După modul de legare:

- fără elemente de legătură;
- cu elemente de legătură (buloane, conectori etc.) care au următoarele roluri:
  - menținerea formei și stabilității inelului în faza de montaj;
  - menținerea comprimării garniturilor de etanșeitate;
  - evitarea deschiderii rosturilor și a deplasărilor diferențiate a bolțarilor adiacenți.

(3) Îmbinările între bolțari prezentate în acest normativ au caracter informativ și nu epuizează întreaga gamă existentă sau posibilă de îmbinări. Proiectantul poate alege dintre tipurile date sau adopta alte tipuri cu condiția ca acestea să respecte cerințele de rezistență și stabilitate corespunzătoare căptușelii în care sunt utilizate.

#### 2.4.2.3.1 Îmbinări circumferențiale

(1) Îmbinările circumferențiale între bolțarii din inelele adiacente trebuie proiectate să reziste la:

- eforturile de compresiune, cu posibile concentrări, cauzate de eventuale excentricități, produse de presele de împingere ale scutului;
- eforturile de forfecare date de deplasările diferențiate ale inelelor adiacente, datorită unor încărcări neuniforme.

(2) Aceste îmbinări pot fi cu suprafețe plane (drepte sau înclinate pentru inele de curbă) sau cu suprafețe conjugate.

a. Îmbinările cu suprafețe plane pot fi:

- fără elemente de legătură, cu acceptarea unor deplasări între inele ([Fig. 2.18](#));
- cu elemente de legătură care vor împiedica deplasarea inelelor adiacente ([Fig. 2.19](#)).

b. Îmbinările cu suprafețe conjugate sunt fără elemente de legătură, eforturile de forfecare fiind preluate de elementele îmbinării.

Aceste îmbinări pot avea diverse geometrii:

- cu nut și feder ([Fig. 2.20](#));
- cu console ([Fig. 2.21](#)).

Aceste îmbinări pot conduce la eforturi concentrate locale foarte mari în zonele de transfer, necesitând o armare corespunzătoare și toleranțe de execuție foarte mici.

#### 2.4.2.3.2 Îmbinări radiale

(1) Îmbinările radiale sau longitudinale sunt situate între bolțarii din același inel și trebuie proiectate să îndeplinească următoarele cerințe:

- să reziste la acțiunile date de terenul înconjurător, injecțiile de umplere sau echipamentele de montaj care pot produce:
  - eforturi de compresiune;
  - eforturi de încovoiere;
  - eforturi de forfecare.
- să permită o transmitere cât mai bună a eforturilor;
- să limiteze riscul deschiderii sau deplasării rosturilor.

(2) Aceste îmbinări pot fi:

1. Îmbinări cu suprafețe plane (drepte sau înclinate);
2. Îmbinări articulate:
  - - cu suprafețe curbe;
  - - alte tipuri (cu bare de ghidaj, tip balama).

#### 2.4.2.3.2.1 Îmbinări cu suprafețe plane

(1) Îmbinările cu suprafețe plane pot fi clasificate:

- după direcția suprafețelor de contact față de rază sau axul tunelului:

- cu suprafețe drepte;
- cu suprafețe înclinate.
- după modul de legare între ele:
  - fără elemente de legătură;
  - cu elemente de legătură.

#### 2.4.2.3.2.2 Îmbinări articulate

(1) Caracteristicile acestui tip de îmbinări sunt:

- excentricitatea rezemării și momentul încovoiator rezultat sunt reduse prin centrarea forței axiale;
- rotația elementelor adiacente este permisă conducând la deformarea generală a structurii și deci la creșterea reacțiunii pasive;
- ruperea locală a muchiilor la eforturi concentrate de compresiune mari este evitată prin centrarea zonei de contact;
- lărgirea progresivă, a suprafeței de contact prin plastifierea betonului, în funcție de mărimea forței axiale,

(2) Acest tip de îmbinări pot fi clasificate în două grupe în funcție de modul de realizare:

- îmbinări cu suprafețe curbe care pot fi:
  - cu suprafețe curbe în direcție radială;
  - cu suprafețe curbe în ambele direcții.
- îmbinări cu contacte sau realizări speciale.

(3) Îmbinările cu suprafețe curbe în direcție radială sunt cele mai utilizate îmbinări și pot fi clasificate în funcție de:

a - curbura suprafeței de contact:

- cu suprafețe convex-concave ([Fig. 2.22, 2.26](#));
- cu suprafețe convex-convexe ([Fig. 2.23, 2.27](#)).

b - unghiul de rotație permis:

- articulații parțiale care permit o rotație limitată ([Fig. 2.22](#))
- articulații totale care teoretic permit orice rotație ([Fig. 2.23](#))

c- mijloacele de menținere a formei inițiale (elemente de centrare):

- cu buloane simple pierdute ([Fig. 2.24](#));
- cu buloane rigide conectate prin înșurubare ([Fig. 2.25](#));
- cu buloane înclinate, temporare, reutilizabile ([Fig. 2.26](#));
- cu bare de legătură provizorii din oțel elastic montate la intrados ([Fig. 2.27](#)); cu cindre metalice provizorii prinse pe intrados cu șuruburi ([Fig. 2.28](#));

(4) Îmbinările articulate cu alcătuire specială sunt:

- îmbinări cu bare de ghidare cilindrice din lemn sau oțel ([Fig. 2.29](#));
- îmbinări cu elemente de centrare din oțel de tip nut și feder ([Fig. 2.30](#));
- îmbinări tip balama ([Fig. 2.31](#)).

(5) Îmbinările cu suprafețe curbe convexe în ambele direcții ([Fig. 2.32](#)) permit rotiri atât în sens transversal cât și longitudinal și sunt utilizate în special la căptușelile expandabile.

(6) Căptușelile realizate din bolțari cu îmbinări articulate sunt mai deformabile și mai instabile decât cele cu îmbinări plane necesitând o atenție sporită realizării sprijinirii laterale.

(7) Pentru menținerea formei și limitarea deformării structurii inelare în general și a celei articulate în special, o atenție sporită trebuie acordată injecției de umplere a golului dintre conturul excavat și extradadosul căptușelii.

### **2.4.3 Dispozitive de asamblare**

(1) Dispozitivul de asamblare este alcătuit din ansamblul elementelor de legătură, golorilor, degajărilor și pieselor înglobate, destinat asigurării legăturii dintre doi bolțari adiacenți în zona îmbinărilor.

(2) Dispozitivele de asamblare trebuie să îndeplinească următoarele funcții:

- menținerea poziției bolțarilor într-un inel și între două inele adiacente pentru evitarea deschiderii rosturilor și deplasării diferențiate a muchiilor;
- menținerea formei circulare și a stabilității structurii inelare în faza de montaj;
- menținerea comprimării garniturilor de etanșare în faza de montaj și pe tot timpul execuției;
- realizarea unui montaj ușor.

(3) Dispozitivele de asamblare pot fi de mai multe tipuri:

- cu buloane de oțel drepte, curbe sau înclinate;
- cu conectori de oțel sau plastic.

#### **2.4.3.1 Dispozitive de asamblare cu buloane**

(1) Buloanele sunt tije metalice filetate și constituie elementele de legătură ale dispozitivelor de asamblare. Buloanele se montează în goluri realizate în bolțar în zona îmbinării, utilizând degajările (alveolele) locale practicate la intradosul bolțarilor,

(2) Dispozitivele de asamblare cu buloane sunt de trei feluri:

- cu buloane drepte:

- ce strâng zone de beton, care pot fi:

- demontabile ([Fig. 2.33](#));

- nedemontabile ([Fig. 2.34](#)).

- ce strâng placi metalice legate de corpul bolțarului prin piese înglobate ([Fig. 2.35](#)).

- cu buloane curbe ([Fig. 2.36](#)) la care alveolele de la intrados sunt reduse ca volum;

- cu buloane înclinate ([Fig. 2.37](#)) care prezintă alveolă numai pe un bolțar și gol cu piesă metalică înglobată tip dulie, pe bolțarul adiacent. Bulonul are filet la partea inferioară, cu care se înșurubează în dulie.

(3) În general, elementele de legătură de tip buloane, nu sunt indispensabile decât în stadiul de construcție, putând fi recuperate la o anumită distanță în spatele scutului după realizarea injecției și atingerea echilibrului final.

(4) La capetele tunelelor și în vecinătatea stațiilor de metrou, elementele de legătură trebuie menținute pentru a asigura comprimarea garniturilor de etanșare pe o lungime de 2-3 diametre.

(5) Dispozitivele de asamblare cu buloane prezintă dezavantajul realizării alveolelor de montaj de la intrados care reduc secțiunea transversală și sporesc dificultățile de fabricare.

#### 2.4.3.2 Dispozitive de asamblare cu conectori

(1) Conectorii sunt piese metalice sau din material plastic, de forme și alcătuiți diverse, ce se introduc în găuri practicate în bolțari, pe fețele ce vin în contact la inelele adiacente.

Găurile au forme și alcătuiți, inclusiv piese înglobate, corespunzătoare conectorilor utilizați.

(2) Dispozitivele de asamblare cu conectori prezintă următoarele avantaje:

- absența alveolelor de la intrados, care ușurează procesul de fabricare și îmbunătățește caracteristicile aerodinamice și hidraulice ale căptușelii;
- simplificarea operațiilor de montaj și reducerea timpului de montare;
- centrarea bună a inelelor adiacente;
- rezistența bună la forfecare iar la unele tipuri și la întindere;

(3) Următoarele dispozitive cu conectori sunt utilizate:

- cu conector de oțel tip broșă ([Fig. 2.38](#)) care prezintă caneluri pe ambele capete, în care intră lamelele pieselor înglobate în găuri, preluând astfel și eforturi de întindere;
- cu conector de oțel conic ([Fig. 2.39](#)) care are un capăt încastrat pe fața unui bolțar iar celălalt capăt conic, prevăzut cu lamele longitudinale elastice, terminate cu un rebord, pătrunde într-o gaură conică cu un capăt lărgit, unde intră rebordul;
- cu conector din material plastic ([Fig. 2.40](#)).

Toate tipurile de conectori sunt indemontabile, fiind pierdute în căptușeală și acesta poate fi considerat un dezavantaj.

(4) În faza de concepție a căptușelii, elementele de conectare trebuie să fie calculate la toate încărcările posibile:

- încărcări nesimetrice ale preselor de împingere;
- împingeri ale terenului diferite pe inele adiacente;
- încărcări locale date de injecții.

#### 2.4.4 Etanșarea căptușelii

(1) Un sistem de etanșare reprezintă ansamblul dispozitivelor și produselor puse în operă în contact cu căptușeala (la intrados sau la extradados) sau în interiorul structurii pentru a o face etanșă, opunându-se trecerii apelor prin această structură, sau pătrunderii apelor în spațiul interior.

(2) Termenul de "etanș" utilizat la construcțiile subterane are un înțeles mai puțin exhaustiv ca în utilizările obișnuite, calificând măsura în care debitele infiltrațiilor care traversează structura și localizarea lor (puncte de intrare, trasee) corespund specificațiilor prevăzute în proiect și condițiilor de calitate impuse de beneficiar.

(3) Alegerea unui sistem de etanșare și localizarea lui în lucrare, rezultă dintr-o analiză complexă a tuturor caracteristicilor lucrării:

- destinația și condițiile de exploatare ale lucrării;
- gradul de etanșare dorit și infiltrațiile admise;
- condițiile geologice, hidrologice și hidrochimice;
- tehnologia și fazele de execuție ale lucrării în general și ale sistemului de etanșare în particular;
- exigențele privind eventualele reparații în timpul exploatării.

(4) Gradul de etanșare este definit de permeabilitatea generală a căptușelii, care reprezintă cantitatea totală de apă care pătrunde în interiorul tunelului, într-o anumită unitate de timp, prin unitatea de suprafață de structură, și pe o anumită lungime. Permeabilitatea generală este uzual exprimată în litri/zi/unitatea de suprafață (l/zi/mp) măsurată pe o lungime de referință (1 km). Stabilirea gradului de etanșare revine beneficiarului.

(5) Etanșarea căptușelilor alcătuite din bolțari prefabricați este asigurată prin:

- utilizarea unui beton impermeabil în bolțari;
- limitarea deschiderii fisurilor;
- utilizarea garniturilor de etanșare între bolțari;
- închiderea rosturilor la interior;
- injectarea găurilor buloanelor;
- închiderea găurilor de injecție;
- realizarea unor injecții de etanșare la extradossul căptușelii.

#### 2.4.4.1 Garnituri de etanșare

(1) Garniturile constituie un mijloc important de asigurare a etanșeității căptușelilor prefabricate

(2) La utilizarea garniturilor de etanșare trebuie stabilite următoarele elemente:

- presiunea apei și direcția acesteia;
- natura chimică a apei și a materialelor de injecție;
- debitul admis al infiltrațiilor;
- natura chimică a garniturilor;
- geometria profilului garniturii;
- dimensiunile canalului din bolțar și toleranțele de fabricare;
- efortul de compresiune admisibil;
- natura chimică a produselor de lipire;
- prescripțiile de montare a garniturilor și de protecție la transportul, manipularea și depozitarea bolțarilor;

(3) Trei tipuri de garnituri de etanșare sunt uzual folosite:

- garnituri compresibile;
- garnituri hidroexpansive;
- garnituri mixte.

##### 2.4.4.1.1 Garnituri compresibile

(1) Garniturile compresibile sunt profile de elastomeri, sau alte materiale, concepute pentru a fi montate pe conturul bolțarilor prefabricați în scopul asigurării etanșeității prin comprimare.

(2) Forța de compresiune este realizată astfel:

- în faza de montaj prin presiunea exercitată de presele scutului sau de erector;

- în faza de exploatare prin dispozitivele de asamblare sau presiunea de injectare, hidrostatică sau a terenului înconjurător.

(3) Garnitura este asamblată într-un cana] realizat pe fețele de contact ale bolțarului, poziționat la 4-5 cm de extradados ([Fig. 2.41](#)).

În cazul galeriilor hidraulice în sarcină, poziția garniturii poate fi schimbată la intrados.

Garniturile compresibile trebuie verificate la următoarele încercări:

- încercarea la compresiune (curba efort/deformație [Fig.2.42](#));
- încercarea la etanșeitate, pentru anumite deschideri ale rostului și anumite denivelări ale bolțarilor ([Fig. 2.43](#));
- încercarea de relaxare.

#### 2.4.4.1.2 Garnituri hidroexpansive

(1) Garniturile hidroexpansive sunt profile din elastomeri speciali, concepute pentru a fi montate pe conturul bolțarilor prefabricați în scopul asigurării etanșeității prin umflare în contact cu apa ([Fig.2.44](#)).

(2) Etanșeitatea inițială este obținută prin comprimarea cu presele de avans sau cu erectorul iar etanșeitatea în exploatare se obține prin umflarea materialului hidroexpansiv în contact cu apa. Garnitura, este amplasată, într-un canal realizat pe fețele de contact ale bolțarului, poziționat la 4-5 cm de extradados. Bolțarii echipați cu astfel de garnituri trebuie feriți de umiditate până la montarea lor.

(2) Garniturile hidroexpansive trebuie verificate la următoarele încercări:

- încercări de etanșeitate;
- încercări de relaxare;
- încercări specifice (imersare/uscare, îmbătrânire).

#### 2.4.4.1.3 Garnituri mixte

(1) Garniturile mixte sunt compuse dintr-un profil compresibil și unul hidroexpansiv amplasat într-un canal practicat în primul profil ([Fig.2.45](#)).

Aceste garnituri se montează pe tot conturul bolțarului în canale speciale poziționate la câțiva cm de extradados.

#### 2.4.4.2 Închiderea rosturilor interioare

(1) La tunelurile cu o singură căptușeală, rosturile interioare circumferențiale sau radiale dintre bolțari, trebuie închise prin rostuire și/sau matare realizându-se astfel o ultimă barieră de etanșare.

(2) Rostuirea este operațiunea de umplere a rosturilor interioare dintre bolțarii adiacenți care prezintă deschideri determinate de diverse cauze (umpluturi de repartizare a eforturilor de compresiune la îmbinările circumferențiale, rotirea îmbinărilor radiale etc).

Rosturile se curăță mai întâi de praf, impurități, urme de injecție pe o adâncime de minim 20 mm. Materialul de umplere (cordoane de câlți, rășini) se introduce apoi prin presare sau injectare în rost, până ce acesta este complet umplut.

(3) Matarea rosturilor este operațiunea de umplere a șanțurilor interioare dintre bolțarii adiacenți, date de canelurile existente pe muchiile bolțarilor.



Materialul utilizat este un mortar de ciment cu raportul ciment/nisip 1:3, apă suficientă pentru asigurarea lucrabilității și eventual aditivi.

În cazul rostuirii prin injectare cu rășini, matarea interioară trebuie realizată înainte.

#### **2.4.5 Garnituri pentru repartizarea eforturilor**

(1) Îmbinările circumferențiale dintre inelele adiacente pot fi prevăzute cu garnituri de repartizare a eforturilor date de presele scutului ([Fig. 2.46](#)).

(2) Aceste garnituri trebuie să uniformizeze și să centreze contactul între bolțari, prin deformare diferențiată, în cazul existenței unor imperfecțiuni legate de toleranțele de execuție ale bolțarilor:

- toleranțele de montare ale bolțarilor;

- toleranțele de acționare ale preselor de împingere sau în cazul acțiunilor de dirijare.

(3) Forma și dimensiunile garniturilor trebuie corelate cu concepția fețelor transversale ale bolțarilor (existența garniturilor de etanșare și a buloanelor de legătură). Grosimea nu trebuie să depășească 6 mm.

(4) Materialele utilizate pentru aceste garnituri pot fi foarte diferite funcție de concepția adoptată (lemn de brad fără noduri, placaj, neopren).

(5) La îmbinările radiale repartizarea eforturilor poate fi îmbunătățită cu garnituri din împâslitură de fibre bitumate de 2 mm grosime.

#### **2.4.6 Injecții la extradusul căptușelii**

(1) Spațiul inelar cuprins între extradusul căptușelii și conturul terenului excavat trebuie umplut prin injecții, care îndeplinesc următoarele funcții:

- asigură o rezemare imediată a căptușelii pe terenul înconjurător, în momentul avansului;
- limitează deplasarea terenului înconjurător în subteran și tasările la suprafață;
- asigură un contact cât mai omogen posibil între căptușeală și teren, contribuind la rezolvarea conlucrării dintre acestea;
- constituie o primă barieră de etanșare în cazul terenurilor acvifere.

(2) Adoptarea soluției și a rețetei produselor de injectare este determinată de:

- condițiile geologice și hidrogeologice ale terenului străbătut;
- tipul scutului utilizat;
- tipul și alcătuirea căptușelii;
- condițiile impuse de beneficiar pentru etanșare și tasare.

(3) În cazul unui teren stabil se adoptă soluția cu două faze de injectare:

- injecția primară sau de umplere din material granular;
- injecția secundară sau de consolidare din mortare cu diverse compoziții.

(4) În cazul terenurilor instabile și acvifere se utilizează o singură fază de injectare cu rol de umplere și consolidare.

(5) Punerea în operă a materialelor de injectare se realizează prin două procedee:

- injecție transversală după realizarea avansului prin golurile practicate în bolțari;
- injecție longitudinală, continuă pe timpul avansului prin conducte amplasate la partea din spate a fustei.

(6) Presiunile de injecție se stabilesc în funcție de:

- natura produselor utilizate;
- condițiile geologice și hidrogeologice;
- rezistența căptușelii;
- condiții impuse pentru deformații și tasări.

Presiunea de injecție trebuie să fie mai mare decât presiunea hidrostatică externă ce acționează pe căptușeală în momentul injecției.

(7) Produsele de injecție utilizate trebuie să respecte anumite condiții:

- caracteristicile mecanice pe termen scurt și lung trebuie să fie adaptate la condițiile de teren (modulul de deformație și rezistența la compresiune);
- caracteristicile reologice să asigure o fluiditate suficientă pentru o punere în operă ușoară și o umplere perfectă a golului inelar, dar și o consistență care să evite pierderile prin garniturile bolțarilor sau ale fustei.

(8) Două tipuri de produse de injecție sunt utilizate:

- produse active - mortare pe bază de ciment cu nisip, bentonită, var, cenuși de termocentrală și adaosuri de fluidificare, întârziere sau accelerare a prizei;
- produse inerte - fără ciment, constituite dintr-un amestec de bentonită, nisip, filer și eventual un plastifiant.

(9) Pe parcursul execuției este necesară controlarea permanentă a presiunii de injecție și a volumului de material injectat. Controlul calității injecțiilor se poate face cu mijloace nedistructive (georadar) sau distructive (carotare).

## **2.5 Durata de viață. Durata de serviciu. Durabilitate.**

### **2.5.1 Generalități**

(1) Durata de viață a unui tunel reprezintă durata de timp după care acesta a încetat să-și îndeplinească funcțiile atribuite și a intrat în faza de postutilizare.

Durata de viață a unui tunel executat cu metoda scutului este estimată la 100 de ani și poate varia în funcție de destinația tunelului (feroviar, rutier, metrou, canalizare etc), sistemul constructiv (cu o căptușeală sau cu două căptușeli) și condițiile de teren și exploatare.

(2) Durata de serviciu (potențială) a unui tunel reprezintă durata de timp în care își îndeplinește efectiv funcțiile atribuite, prin menținerea performanțelor la un nivel compatibil cu exigențele prescrise.

Durata potențială de serviciu trebuie să fie rezonabilă din punct de vedere economic, luând în considerare toate aspectele relevante și anume:

- costuri de proiectare și execuție;
- costuri rezultând din dificultăți de utilizare;
- riscuri și consecințe ale avarierii și costurile asigurării;
- înlocuiri sau renovări parțiale;
- costuri întreținere și reparații;
- costuri exploatare și administrare,

În perioada de timp dintre durata de serviciu și cea de viață, proprietarul are în continuare obligații în asigurarea exigențelor esențiale.

(3) Durata normală de funcționare reprezintă durata de utilizare în care exploatarea tunelului aduce profit, respectiv veniturile realizate sunt mai mari decât cheltuielile necesare pentru funcționare, întreținere și reparare.

Această durată este estimată la 50 de ani pentru tuneluri și reprezintă un parametru economic, fiind mai mică decât durata de viață și de serviciu.

### **2.5.2 Durabilitatea căptușelilor prefabricate**

(1) Durabilitatea reprezintă caracteristica de calitate (capacitatea) a unui produs (lucrare, construcție), aflat în condiții normale de mediu și utilizare, de a-și menține, în timp, aptitudinea de a satisface funcțiunea și cerințele pentru care este destinat, fără a necesita cheltuieli neașteptate pentru întreținere și reparații.

(2) Durabilitatea unui tunel depinde de o serie de factori din perioada realizării și a exploatării. În perioada realizării acești factori sunt: calitatea concepției, calitatea materialelor și calitatea execuției. În perioada exploatării au influență condițiile de mediu, condițiile de exploatare și calitatea mentenanței.

#### **2.5.2.1 Calitatea concepției**

(1) Calitatea concepției are un rol esențial în asigurarea durabilității. În stadiul de concepție se stabilește soluția constructivă și tehnologică, principalele exigențe și încercările și verificările necesare. Asigurarea calității în această fază, realizată de un control intern și unul extern, se bazează pe reglementări tehnice, normative, standarde.

#### **2.5.2.2 Calitatea materialelor**

(1) Calitatea materialelor și a elementelor componente este

garantată de furnizori și verificată de utilizatori, fiind definită de trăsăturile caracteristice, conform normativelor în vigoare.

(2) Principalul material utilizat la căptușelile prefabricate este betonul. Factorii care influențează durabilitatea betonului și care trebuie luați în considerare la proiectarea căptușelilor prefabricate sunt:

- forma și dimensiunile bolțurilor;
- stratul de beton pentru acoperirea armăturilor;
- tipul de ciment;
- tipul agregatelor;
- tipul și dozajul adaosurilor;
- conținutul de ciment și raportul apă/ciment;
- permeabilitatea, porozitatea și difuzivitatea betonului final;
- tipul de oțel și modul de realizare al armăturii.

#### **2.5.2.3 Calitatea execuției**

(1) Calitatea execuției, în cazul căptușelilor prefabricate, este asigurată de:

- calitatea execuției bolțurilor în fabrică dată de:
  - tehnologia de fabricare;

- tipul și toleranțele cofrajelor;

- calitatea intervenției factorului uman (compactare, finisare, protejare),

- calitatea echipării bolțarilor, a montării inelului și a injectării golului.

#### 2.5.2.4 Condițiile de mediu

(1) Condițiile de mediu influențează durabilitatea căptușelilor prefabricate.

(2) Mediul înconjurător reprezintă ansamblul de elemente fizice și condiții exterioare sau interioare unui tunel care pot să influențeze caracteristicile sau comportarea acestuia și la rândul lor pot fi influențate de tunel.

(3) Mediul exterior cuprinde atât mediul natural (teren înconjurător, atmosfera, flora, fauna) cât și mediul construit (construcții învecinate). Acest mediu trebuie protejat de efectele negative (tasări, modificarea regimului apelor subterane, poluarea terenului sau a pânzei freatice, poluare sonoră, produse prin realizarea și exploatarea tunelului. De asemeni tunelul trebuie protejat de influența factorilor mediului natural (solicitări, deformații, infiltrații, seism) sau creat de om (convoaie, vibrații, ape agresive, curenți vagabonzi, foc).

(4) Terenul înconjurător reprezintă componenta cea mai importantă a

mediului natural, având un rol esențial în realizarea echilibrului noului ansamblu căptușeală-masiv cât și în influențarea durabilității și a duratei de viață a acestui ansamblu.

Sistemul de căptușeli reprezintă cealaltă componentă a acestui ansamblu, care poate căpăta rolul principal în cazul terenurilor slabe.

(5) Mediul interior unui tunel, cuprinde spațiul dinăuntrul acestuia pentru care trebuie să se asigure condiții corespunzătoare destinației tunelului.

(6) În proiectarea tunelelor, condițiile de mediu interne și externe trebuie evaluate în faza de proiectare pentru a stabili importanța lor din punct de vedere al durabilității și a da posibilitatea întreprinderii de măsuri pentru protejarea sau asigurarea rezistenței necesare a materialelor.

(7) Pentru asigurarea prin proiectare a durabilității căptușelilor prefabricate din beton armat și a materialelor componente trebuie luați în considerare următorii factori:

- coroziunea metalelor din elementele de asamblare;
- coroziunea armăturii indusă de cloruri;
- coroziunea armăturii indusă de carbonatarea betonului;
- atacuri chimice date de sulfați, acizi, reacții alkali-silica etc.;
- acțiunea unor fenomene fizice (îngheț-dezgheț, eroziune hidraulică).

(8) Pentru reducerea influenței diverselor tipuri de coroziuni și atacuri chimice și sporirea durabilității căptușelilor prefabricate din beton armat pot fi luate următoarele măsuri:

- stabilirea compoziției și clasei betonului în concordanță cu tipul de atac și condițiile de expunere;
- realizarea unor sisteme de protecție (strate de protecție, bariere de etanșare) a căptușelii;
- protejarea elementelor de asamblare din oțel sau înlocuirea lor cu elemente din plastic.

#### 2.5.2.5 Condițiile de exploatare și mentenanță

(1) Asigurarea calității continuă și pe perioada exploatării prin calitatea mentenanței și revine în principal gestionarului care trebuie să organizeze urmărirea comportării în timp, inspecții și lucrări de întreținere, reparații și reabilitări.

(2) Pe perioada exploatării pot apare accidente care pun în pericol siguranța structurii și reduce durabilitatea construcției:

- șocuri produse de deraierea unui vehicul;
- producerea unui incendiu (tunele rutiere, feroviare sau metrou).

(3) La tunelele pentru căi de comunicații și în special la cele rutiere, probabilitatea producerii unui incendiu este reală și trebuie luată în considerare. Ca urmare a acțiunii focului, în alcătuirea și comportarea căptușelii au loc o serie de modificări:

- reducerea secțiunii prin spargerea betonului (la presiunea mare a vaporilor de apă din pori), despicarea agregatelor și exfolierea betonului;
- reducerea rezistenței căptușelii;
- reducerea modulului de elasticitate și a rezistenței la întindere a armăturii;
- schimbări ale interacțiunii teren-căptușeală.

(4) Pentru îmbunătățirea rezistenței la foc a căptușelilor prefabricate din beton armat pot fi luate următoarele măsuri:

- adoptarea unor dimensiuni mai mari pentru grosimea bolțurilor și acoperirea armăturii;
- reducerea porozității și a conținutului de apă;
- adoptarea unui tip de beton (cu fibre de polipropilenă) și a unor agregate (calcaroase) rezistente la foc;
- realizarea unor protecții la intrados din materiale rezistente la foc.

[\[top\]](#)

### 3. CALCULUL CĂPTUȘELII

#### 3.1. Modele de calcul structural

(1) Tunelurile se încadrează din punct de vedere al cerințelor de proiectare (conform Eurocod 7) în categoria Geotehnică 3, care cuprinde lucrări foarte mari implicând riscuri mari și condiții de teren sau de încărcare excepțional de dificile.

(2) Stabilirea modelului structural pentru un tunel executat cu metoda scutului trebuie să țină cont de trăsăturile specifice ale acestui gen de lucrări:

- tunelul este alcătuit din ansamblul căptușeală - teren;
- căptușeala reprezintă elementul structural principal, care conlucrează cu terenul pentru preluarea încărcărilor date de acesta și limitarea deformațiilor ansamblului;
- terenul constituie sursa de încărcare pentru căptușeală, dar este în același timp element portant conlucrând cu căptușeala în vederea stabilizării stării de eforturi;
- tehnologia utilizată (tipul de scut și de injectie) poate influența starea de eforturi și deformații în ansamblul căptușeală - teren.

(3) Modelul structural al unui astfel de tunel, trebuie să reflecte cât mai fidel :

- starea inițială de eforturi din masiv;
- caracteristicile fizico-mecanice și legile de comportare ale terenului;

- forma și alcătuirea (cu una sau două căptușeli) secțiunii transversale.
- caracteristicile geometrice și mecanice ale căptușelii și natura contactului cu terenul;
- fazele de execuție și derularea lor în timp;
- condițiile de utilizare ale lucrării.

(4) În [Fig. 3.1](#) se prezintă o sistematizare a metodelor de calcul ale căptușelilor circulare. Împărțirea generală corespunde celor două domenii ale mecanicii mediilor deformabile, rezistența materialelor căreia îi corespunde modelul unidimensional și teoria elasticității căreia îi corespunde modelul mediului continuu.

(5) Modelul unidimensional consideră căptușeala o bară curbă, iar încărcările se determină separat cu diverse teorii, dintre care mai cunoscute și utilizate sunt cele ale lui Protodiakonov și Terzaghi.

(6) Modelul mediului continuu bi sau tri-dimensional determină starea de eforturi și deformații în ansamblul teren - căptușeală cu metodele teoriei elasticității (metode analitice sau numerice).

(7) Modelul de calcul bazat pe o relație empirică între rezultatele încercărilor și cerințele proiectantului poate fi utilizat dacă relația empirică este stabilită clar pentru condițiile specifice (teren, căptușeală) ale lucrării analizate.

(8) Toate modelele de calcul structural constituie doar aproximări ale situației reale. Fiecare din modelele de calcul prezintă părți bune și limite care trebuie cunoscute și luate în considerare la interpretarea rezultatelor. Precizia modelelor de calcul utilizate este mai mare decât acuratețea datelor obținute din investigații de teren.

(9) Modelele de calcul utilizate trebuie să comporte un procedeu de verificare a rezultatelor calculului pentru a se asigura că rezultatele modelului de calcul se situează de partea siguranței. Verificarea rezultatelor calculului trebuie făcută de un inginer cu experiență în calculul structural în domeniul tunelelor și trebuie să țină seama de următorii factori:

- mărirea incertitudinii rezultatelor obținute cu modelul de calcul utilizat;
- orice erori sistematice despre care se știe că sunt asociate cu modelul de calcul.

(10) Ori de câte ori este posibil, modelul de calcul utilizat trebuie corelat cu observații pe teren asupra unor lucrări anterioare, cu încercări pe model sau in situ, sau cu alte modele de calcul mai elaborate.

### **3.1.1 Modelul unidimensional**

(1) Modelul unidimensional consideră structurile subterane multiplu static nedeterminate, și anume:

- nedeterminarea internă a structurii (corp străin în sistem) care este tratată ca element unidimensional (bară curbă sau poligonală) după modelul structurilor supraterane.
- nedeterminarea externă reprezentată de interacțiunea dintre căptușeală și rocă.

(2) Specificul calculului static al construcțiilor subterane față de cele supraterane este dat de nedeterminarea externă. În funcție de tratarea acestei nedeterminări apar două grupuri de metode:

- Metode care nu țin cont de conlucrarea dintre rocă și căptușeală, considerând doar încărcările externe iar căptușeala fie infinit rigidă, fie liber deformabilă.

Aceste metode pot fi utilizate în fazele preliminare de proiectare.

- Metode care iau în considerație interacțiunea căptușeală - rocă.

Metodele din acest grup diferă după modul cum tratează această interacțiune, după modul cum consideră căptușeala și după numele autorilor.

Interacțiunea poate fi sub forma unei acțiuni arbitrare (3), reacțiuni corespunzătoare legii lui Winkler (4, 5, 6) și reacțiuni determinate cu Teoria Elasticității (7).

Metodele care consideră interacțiunea după legea lui Winkler sunt cele mai cunoscute și utilizate.

Se disting și aici două orientări:

- cu contact continuu (4, 5);
- cu contact discret (6, 7).

După modul cum e considerată căptușeala se întâlnesc două modele:

- inel continuu (3, 4, 5);
- grinda poligonală cu legături interioare (6, 7)
- Aceste metode pot fi utilizate atât în fazele preliminare cât și în cele finale de proiectare.

(3) Simplificarea fundamentală introdusă în metodele "modelului unidimensional" constă în faptul că totalitatea factorilor legați de teren este reprezentată prin ansamblul încărcărilor active (verticale și orizontale cu parametrici  $\gamma, \phi, c$ ) și pasive (coeficientul de pat  $K$ ).

(4) Metoda grinzii poligonale pe reazeme elastice este capabilă să cuprindă în calcul, forma (circulară sau oarecare) și alcătuirea secțiunii (cu una sau două căptușeli, cu diverse îmbinări și configurații ale bolțarilor), fazele de execuție și stratificația diferențiată a terenului. Această metodă și particularitățile de aplicare la căptușelile prefabricate sunt prezentate în Anexa 1.

### **3.1.2 Modelul mediului continuu**

(1) Metodele din acest grup se bazează pe principiile Teoriei Elasticității și studiază comportamentul terenului din jurul unui tunel sau ansamblu teren-căptușeală în domeniul bidimensional sau tridimensional.

(2) După modul de rezolvare, metodele se împart în două grupe, metode analitice și metode numerice.

#### **3.1.2.1 Metode analitice**

(1) Metodele analitice analizează mai întâi starea de eforturi naturală (nederanjată) din interiorul masivului (considerat omogen, izotrop și elastic), pe urmă determină starea de eforturi și deformații în terenul din jurul tunelului, datorită excavației golului, dar și eforturile (forță axială și moment încovoietor) din căptușeală.

(2) Condițiile la limită (la contactul dintre rocă și căptușeală) sunt determinate prin ipoteze arbitrare.

(3) Metodele bazate pe ipoteza unui comportament elasto-plastic al rocii, consideră apariția unui inel în jurul golului, în care roca ajunge în stadiul de cedare plastică, iar în exteriorul acestui inel are comportare elastică. Se pot determina eforturile și deplasările atât în zona plastică, cât și în cea elastică, pentru cazul golului sprijinit sau nesprrijinit, presiunea interioară ce trebuie preluată de căptușeală și eforturile (forță axială și moment încovoietor) din căptușeală.

(4) Parametrii de calcul utilizați sunt:  $\mu$  - coeficientul lui Poisson; E - modulul de elasticitate al rocii; R<sub>c</sub> - rezistența la compresiune a rocii.

(5) Datorită ipotezelor simplificatoare utilizate, metodele analitice prezintă unele limite, neluând în considerare:

- îmbinările dintre bolțari;
- nesimetria structurii;
- încărcările nesimetrice;
- stratificația diferită a terenului;
- tuneluri situate la adâncime mică.

(6) Utilizarea acestor metode se limitează la studiul influenței unor parametri în fazele preliminare de proiectare.

### 3.1.2.2 Metode numerice

(1) Metodele numerice de analiză structurală utilizate în domeniul construcțiilor subterane sunt Metoda Elementelor Finite (MEF) și Metoda Diferențelor Finite (MDF).

(2) Modelarea comportării ansamblului căptușeală-masiv cu metode numerice, trebuie să reproducă cât mai fidel următoarele aspecte:

- comportarea masivului de teren, evidențiată de capacitatea acestuia de a prelua noua stare de eforturi, care depinde de:
  - starea inițială de eforturi;
  - parametrii de rezistență ai rocii;
  - de forma și dimensiunile golului.
- fenomenele de contact și interacțiune dintre căptușeală și masiv, care depind de:
  - momentul instalării căptușelii;
  - flexibilitatea căptușelii;
  - tehnologia și fazele de execuție ;
  - felul și eficacitatea injecțiilor din spatele căptușelii;
  - - efectul unor încărcări specifice (greutatea proprie, injecții de umplere, consolidare sau impermeabilizare și presiunea apei).

(3) Metodele numerice permit o mai bună reprezentare a realității, lărgind gama ipotezelor posibil a fi luate în considerare în calcul:

- considerarea forțelor gravitaționale;
- comportamentul neliniar, anizotrop sau dependent de timp;
- condiții la limită mai bune;
- geometria reală a masivului și a căptușelii;
- efectul construcțiilor sau tunelelor învecinate;
- considerarea golului din spatele căptușelii cu evaluarea formei și mărimii golului și a mecanismului de închidere sau de umplere prin injecție.



(4) La alcătuirea modelului structural trebuie să se țină seama de:

- abordarea problemei în spațiul 2D sau 3D, în funcție de complexitatea și importanța obiectivului studiat;
- modelarea căptușelii în elemente 1D sau 2D(3D), în funcție de gradul de aprofundare al problemei;
- selectarea modelului de comportare al terenului, funcție de natura lui (pământ sau rocă) și modelarea discontinuităților date de stratificații, rosturi, falii;
- modelarea interacțiunii căptușeală - masiv;
- modelarea fenomenului de decompresie și relaxare a terenului corelat cu simularea fazelor de execuție.

(5) Aplicarea practică a metodelor numerice la calculul construcțiilor subterane, conduce la diferențe semnificative, funcție de tipul terenului (pământuri sau roci), care sunt prezentate în tabelul de mai jos.

	PĂMÂNTURI	ROCI
Continuitatea mediului	Aproximativă	Influențată de discontinuități
Modele de comportare a terenului	Elasto-plastic	Elastic
Rigiditate relativă căptușeală-teren	Mare	Comparabilă
Deformațiile mediului înconjurător	Importante	Neglijabile

(6) Pământurile pot fi considerate în prima fază medii continui, pe când pentru roci discontinuitățile joacă un rol determinant. Considerarea în calcul a acestora se poate face fie introducând o anizotropie a caracteristicilor mecanice ale masivului, funcție de orientarea discontinuităților, fie modelând principalele discontinuități prin elemente speciale de rost, care trebuie să reproducă deschiderea și închiderea rostului, precum și deplasarea relativă în lungul rostului, când rezistența la forfecare este depășită.

(7) Pentru roci adoptarea unui model de comportare elastic este o primă aproximare, adesea neeficientă, pe când în pământuri este necesară utilizarea unui model elasto-plastic.

(8) Considerarea stării de eforturi inițiale poate fi diferită pentru roci și pământuri. În pământuri eforturile principale sunt în general verticale  $\sigma_v$  și orizontale  $\sigma_h$ , pe când în roci ele pot avea orientări oarecare, funcție de topografia și istoria tectonică a masivului, mărind astfel rolul unei bune cunoașteri a stării inițiale de eforturi în analiza comportării lucrării.

(9) Rigiditatea relativă a căptușelii unui tunel în raport cu a terenului înconjurător este în general mare în pământuri și slabă în roci.

(10) Deformațiile generate de construcția unui tunel în pământuri sunt importante și constituie unul din principalele obiective ale analizei cu metode numerice, pe când în roci, din contră, acest aspect nu este considerat determinant.

(11) Metodele numerice prezintă și limite și dificultăți de utilizare pe care proiectanții trebuie să le cunoască în vederea unei modelări corecte și a unei bune interpretări a rezultatelor.

### 3.2 Analiza structurală a îmbinărilor

### 3.2.1. Generalități

(1) Realizarea unui model de calcul pentru o căptușeală prefabricată cât mai apropiat de realitate presupune și o modelare cât mai corectă a îmbinărilor dintre bolțari, a căror influență este deosebit de importantă asupra mărimii eforturilor secționale.

(2) Analiza comportării mecanice a îmbinărilor tip articulații perfecte cu suprafețe cilindrice și a celor cu fețe plane, rigide la încovoiere, trebuie să pună în evidență influența acestora asupra eforturilor secționale în secțiunea curentă.

(3) Starea de eforturi și deformații în jurul zonelor de contact trebuie analizată pentru a stabili influențele asupra zonelor învecinate, cât și asupra întregii structuri. Forța inelară de compresiune este transmisă de la un bolțar la altul prin intermediul unei suprafețe mai mici decât cea a secțiunii transversale curente și poziționată funcție de alcătuirea îmbinărilor.

(4) Acțiunea statică a căptușelii va fi determinată în mare măsură de rigiditatea ei, adică de capacitatea de a rezista la deformări, care se compune din rigiditatea căptușelii și rigiditatea terenului.

(5) Deformația căptușelii este funcție de:

- rigiditatea terenului;
  - rigiditatea căptușelii;
  - respectarea procedurilor de execuție.
- a. Rigiditatea terenului, dată de rezistența acestuia, trebuie să mobilizeze rezistența pasivă, produsă de deformația căptușelii sub încărcările active.
  - b. Rigiditatea căptușelii este dată de numărul de bolțari, de așezarea lor în secțiune, gradul de deformare al bolțarilor și de tipul îmbinării și gradul de deformare al îmbinărilor.
  - c. Procedurile de execuție care influențează deformațiile căptușelii sunt:
    - sprijinirea inadecvată a frontului, sau operațiunile de dirijare a scutului, care conduc la afânarea terenului prin formarea de goluri și pierderi de teren în front;
    - injectarea necorespunzătoare a golului dintre căptușeală și teren (realizarea târzie, umplere incompletă, rigiditate redusă a mortarului).

(6) Gradul de deformare al rosturilor are o importanță preponderentă, față de gradul de deformare al elementelor, la majoritatea căptușelilor prefabricate de beton armat.

(7) La căptușelile prefabricate valoarea și distribuția eforturilor interioare depind în mare măsură de distribuția și construcția îmbinărilor.

(8) Determinarea capacității portante (rezistență și deformare) a îmbinărilor dintre elemente reprezintă o problemă importantă în studierea căptușelilor prefabricate din beton armat.

### 3.2.2 Analiza îmbinărilor plane

(1) Analiza îmbinărilor cu fețe plane pornește de la ipoteza, confirmată de practică, a imposibilității realizării unui contact perfect între cele două fețe, datorită următoarelor cauze:

- imposibilitatea realizării unor bolțari perfecți geometric (în toate cazurile sunt admise anumite toleranțe de execuție);
- dificultatea păstrării formei circulare a căptușelii, atât în stadiul de montaj, cât și după părăsirea fustei;
- deformarea elastică a terenului de rezemare;
- deformabilitatea elementelor prefabricate.

(2) Inexactitățile de fabricație pot produce rezemări pe muchii (rosturi deschise) cu concentrări de eforturi, iar rotirile între elemente, ce apar ulterior la montaj sau sub încărcări, pot produce efecte similare sau le accentuează pe cele existente.

(3) Datorită inexactităților de fabricare și deformării căptușelii contactul între bolțari în sens transversal și longitudinal se face excentric și pe suprafețe reduse cu concentrări mari de eforturi. Aceste suprafețe de contact trebuie analizate în scopul stabilirii-

- rigidității la rotire;
- capacității portante (rezistență și deformație).

(4) Analiza comportării mecanice a acestui tip de îmbinare trebuie să stabilească efectele asupra momentelor încovoietoare, cauzate de excentricitate și rigiditatea de rotire și este prezentată în Anexa C. Trebuie deasemeni analizată starea de eforturi și deformații din zona de contact în scopul stabilirii influențelor asupra zonelor învecinate.

### **3.2.3 Analiza îmbinărilor articulate**

(1) Considerarea îmbinărilor articulate în modelele de calcul structural se bazează pe următoarele ipoteze simplificatoare:

- contactul între cele două fețe ale bolțarilor adiacenți este pe o suprafață suficient de mică pentru a fi considerată tangențială;
- rotirea unei îmbinări articulate este asigurată prin sistemul constructiv și produce o deplasare a punctului de contact față de axul îmbinării suficient de mică pentru a rămâne în limitele sâmburelui central;
- rezultanta eforturilor de compresiune în punctul de contact, după rotire și deformarea căptușelii poate fi considerată tangentă la axa deformată.

(2) Stabilitatea la alunecare a îmbinării articulate este asigurată prin realizarea constructivă (Ex. raportul razelor celor două fețe), coeficientul de frecare al materialului, limitarea unghiului de rotire și raportul dintre forța tăietoare și forța de compresiune.

(3) Îmbinările articulate trebuie analizate din punct de vedere al comportării mecanice și al stării de eforturi și deformații pentru stabilirea elementelor constructive optime.

O prezentare orientativă a acestor aspecte este făcută în AnexaD.

### **3.2.4 Analiza îmbinărilor cu dispozitive de asamblare**

(1) Dispozitivele de asamblare cu buloane sunt cele mai utilizate pentru asigurarea legăturii bolțarilor adiacenți în zona îmbinărilor, cu suprafețe plane de rezemare în special.

(2) Analiza îmbinărilor cu fețe plane, cu buloane de legătură, se bazează pe ipoteza imposibilității realizării unui contact perfect între cele două fețe, în special datorită inexactităților de fabricație care produc rezemări pe muchii (rosturi deschise).

(3) Bulioanele utilizate pentru legarea bolțarilor adiacenți, pot produce chiar din faza de montaj, următoarele eforturi:

- eforturi de compresiune locale;
- eforturi de întindere;
- momente încovoietoare.

Aceste eforturi apar datorită strângerii buloanelor și depind de tipul deschiderii îmbinării, care poate fi către intrados sau către extrados.

(4) Eforturile din montaj se suprapun peste eforturile din faza de încărcare. Sub acțiunea încărcărilor exterioare, îmbinările se pot roti spre interior sau spre exterior, producând deschideri ale rosturilor de același sens sau de sens opus, celor din faza de montaj, cu mărirea sau micșorarea corespunzătoare a suprafeței de rezemare și deci și a rigidității la rotire și cu reducerea sau mărirea eforturilor din buloane.

(5) Calculul eforturilor din îmbinări se poate face pe baza unor scheme de calcul similare celor din [Fig. 3.2](#), în următoarele ipoteze:

1. Rost deschis către intrados :

a - faza de montaj ;

b - faza de încărcare : b1 - rotire spre interior ;

b2 - rotire spre exterior.

2. Rost deschis către extrados :

a - faza de montaj;

b - faza de încărcare : b1 - rotire spre interior ;

b2 - rotire spre exterior.

(6) Eforturile locale astfel obținute pot fi introduse în modelul structural al grinzii poligonale pe reazeme elastice, drept acțiuni locale în faza de montaj, sau în faza de încărcare cu încărcările exterioare, aplicând construcțiile auxiliare de calcul prezentate în Anexa A.

(7) Influența acestor eforturi asupra eforturilor finale din bolțari depinde de următoarele elemente:

- mărirea abaterilor geometrice de fabricație și felul deschiderii rostului;
- mărirea forței de strângere din buloane din faza de montaj;
- mărirea eforturilor secționale N și M și sensul de rotire al îmbinărilor din faza de încărcare;

(8) Dispozitivele de asamblare alcătuite din alte elemente de legătură decât buloanele și din alte materiale decât oțelul, vor fi calculate

conform detaliilor de alcătuire și prescripțiilor din caietele de sarcini.

### **3.3 Parametrii pentru calculul solicitărilor.**

(1) Metodele de calcul a căptușelilor de tuneluri utilizează un ansamblu de parametri care pot fi luați în considerare direct și cantitativ sau indirect și calitativ, după posibilitățile de introducere a parametrului considerat și performanțele metodei utilizate.

#### **3.3.1 Parametri legați de teren**

(1) Tipul de investigații ale terenului și parametrii corespunzători depind de principalele trăsături ale proiectului, și trebuie să fie alese de o echipă de experți în consultare cu proiectantul de tuneluri.

(2) Pentru fiecare proiect este necesar să se definească forma și nivelul suprafeței libere a masivului, cât și suprafețele ce delimitează principalele formațiuni din interiorul volumului de teren străbătut de tunel.

(3) Terenul trebuie să fie divizat în unități geotehnice, pentru care caracteristicile de proiectare pot fi considerate uniforme. Totuși, caracteristici importante pot manifesta variații considerabile în cadrul unei unități geotehnice.

(4) Următoarele aspecte trebuie considerate pentru descrierea geologică a fiecărei zone:

- Numele formațiunii geologice;
- Structura geologică și fracturarea masei de rocă cu întinderea și înclinarea orientărilor;
- Culoarea, textura și compoziția mineralogică;
- Gradul de alterare.

(5) Proprietățile pământului și rocilor străbătute de tunel sunt cuantificate prin parametrii geotehnici utilizați în calculele de proiectare. Acestea trebuie deduse pe baza încercărilor de laborator și de teren și a altor date relevante.

(6) La stabilirea unor valori fiabile ale parametrilor geotehnici, trebuie avute în vedere următoarele considerente:

- mulți parametri ai pământurilor nu sunt veritabile constante ci depind de factori precum nivelul de efort, modul de deformație, etc;
- la interpretarea rezultatelor încercărilor, trebuie luate în considerare informații publicate privind utilizarea fiecărui tip de încercare în condiții de teren asemănătoare;
- programele de încercare trebuie să cuprindă un număr suficient de încercări pentru a furniza date privind mărimea și variabilitatea diferiților parametri cu relevanță în proiectare;
- valoarea fiecărui parametru trebuie comparată cu date publicate relevante și cu experiența generală și locală. Corelațiile publicate între parametri trebuie de asemenea să fie avute în vedere, dacă sunt aplicabile;
- rezultatele unor încercări pe teren la scară mare și a unor măsurători pe lucrări experimentale la scară naturală trebuie analizate ori de câte ori sunt disponibile;
- de câte ori este posibil, trebuie controlate corelațiile între rezultatele diferitelor tipuri de încercări.

(7) Un set al tuturor parametrilor care descriu comportarea terenului pentru un tunel trebuie să fie considerat într-o unitate cuprinzătoare și fiecare parametru trebuie analizat în corelație cu ceilalți parametri.

### 3.3.1.1 Parametri legați de starea de eforturi naturală

(1) Starea de eforturi (intensitate și orientare) existentă în masiv înainte de realizarea excavației va influența comportarea tunelului pe toată durata sa de viață. Cunoașterea acestei stări de eforturi inițiale este necesară la calculul stării de eforturi și deformații în ansamblul căptușeală - masiv, când se utilizează MEF.

(2) Parametrii de bază sunt:

- coeficientul împingerii pământului în stare de repaus

$$\left( K = \frac{\sigma_v^0}{\sigma_{Oh}} \right)$$

- intensitatea și orientarea eforturilor unitare principale

$$(\sigma_{0v}, \sigma_{Oh})$$

### 3.3.1.2 Parametrii fizico-chimici

(1) Caracteristicile distinctive și componenții de bază ai pământurilor și rocilor trebuie identificate înainte de interpretarea rezultatelor altor încercări.

(2) Parametri de identificare sunt:

- greutatea volumică;
- indicele porilor;
- compoziția granulometrică;
- limitele de plasticitate;
- mineralogia;
- umiditatea.

Tot în categoria parametrilor fizici mai intră:

- parametri de apreciere globală a calității (alterare, sensibilitate la apă sau la modificări higrometrice);
- parametri ce caracterizează discontinuitățile la roci (RQD - densitatea discontinuităților și orientarea acestora);
- parametri ce caracterizează agresivitatea chimică a apelor.

(3) Dintre parametrii fizici, doar greutatea volumică și RQD intervin direct în calculul structural, ceilalți parametri au un rol indirect și calitativ în stabilirea ipotezelor de calcul.

### 3.3.1.3 Parametrii mecanici

(1) Parametrii mecanici pot fi clasificați astfel :

- parametri de rezistență;
- parametri de deformabilitate;
- parametri dinamici.

a. Parametri de rezistență sunt:

- parametrii efectivi ai rezistenței la forfecare a pământurilor ( $C_u, \phi_u, \phi', C'$ );
- rezistența la compresiune monoaxială  $\sigma_c$ , și rezistența la tracțiune  $\sigma_t$  pentru roci;
- coeficientul de tărie a rocii  $f_t$

b. Parametrii de deformabilitate sunt:

- modulul lui Young (E);
- coeficientul lui Poisson ( $\mu$ );
- coeficientul de pat ( $K_s$ );
- numărul de lovituri la încercări de penetrare standard (N).

c. Parametrii dinamici (viteza de propagare a undelor, amortizarea, modulul dinamic) sunt necesari pentru calculul tunelelor la seism.

#### 3.3.1.4 Parametri hidrogeologici

(1) Parametri hidrogeologici sunt:

- nivelul piezometric minim și maxim în vecinătatea lucrării
- permeabilitatea terenului;
- viteza de curgere în teren;
- presiunea apei.

#### 3.3.2 Parametrii legați de scut

(1) Caracteristicile geometrice și mecanice ale scuturilor influențează comportarea terenului înconjurător și a căptușelii, având un rol important în stabilirea modelului de calcul structural și în determinarea încărcărilor ce acționează asupra căptușelii.

(2) Următoarele caracteristici trebuie luate în considerare:

- Supraprofilul de excavare și rezemarea scutului pe teren;
  - Modul de sprijinire și stabilizare a frontului;
  - Dimensiunile scutului (Diametru, Lungime);
  - Disponerea preselor.
- a. Supraprofilul de excavare realizat la extradosul fustei scutului de rebordul cuțitului sau de dispozitivele de excavare este necesar pentru a reduce frecările pe scut și a ușura dirijarea.

Scutul reazemă pe teren datorită greutatei proprii astfel că golul format va fi maxim la cheie și zero pe radier,

Supraprofilul de excavare și rezemarea scutului pe teren generează un proces diferențiat de decompresie și deplasare a terenului care stă la baza ipotezelor de determinare a încărcărilor date de teren asupra căptușelii, utilizate în metodele de calcul:

- formarea bolții de năruire la metodele modelului unidimensional;

- simularea neuniformă a deconfinării pe conturul excavației în procesul avansării frontului și formarea bulbului de teren decompresat la metodele bazate pe elemente finite.

- b. Modul de sprijinire și stabilizare a frontului (nesprijinit, parțial sprijinit, presurizat). Alegerea sistemului de stabilizare a frontului este influențată de următoarele elemente:
- i. datele geometrice ale proiectului (înălțimea acoperirii, diametrul tunelului);
  - ii. datele geotehnice ale terenului (coeziunea, unghiul de frecare, presiunea hidrostatică etc).

Modul de stabilizare a frontului va influența comportarea terenului (decompresie, deplasări, prăbușiri) în zona frontului care se va face resimțită și asupra căptușelii prin micșorarea sau creșterea valorii încărcărilor.

Utilizarea unui front presurizat va limita deplasările terenului, menținând starea de eforturi mai apropiată de cea inițială, ceea ce conduce la o creștere a încărcărilor pe căptușeală.

- a. Dimensiunile scutului și dispunerea preselor influențează mărimea forței de împingere.

### **3.3.3 Parametrii legați de căptușeală**

(1) Parametrii căptușelii care intervin în calculul structural sunt:

a. caracteristicile mecanice ale bolțarilor:

- secțiune transversală (A);
- moment de inerție (I);
- modul de elasticitate (E);
- coeficientul lui Poisson ( $\mu$ )

b. caracteristicile mecanice ale îmbinărilor:

- rigiditatea la rotire la îmbinările plane;
- rotirea la îmbinările articulate;
- momentul de strângere la îmbinările cu buloane.

c. rigiditatea generală a căptușelii dată de:

- numărul bolțarilor;
- așezarea bolțarilor în secțiune;
- tipul îmbinărilor dintre bolțari.

## **3.4 Acțiuni**

### **3.4.1 Acțiuni permanente**

(1) Acțiunile permanente - sunt acțiunile care se manifestă, foarte probabil, pe toată durata unei situații de proiectare date și pentru care variația în timp a intensității este neglijabilă în raport cu valoarea medie, sau pentru care variația este întotdeauna în aceeași direcție (monotonic) până când acțiunea atinge o anumită valoare limită.

(2) La tuneluri acțiunile permanente includ:

- încărcări date de terenul înconjurător (presiunea pământului);
- greutatea proprie a structurii;
- greutatea componentelor căii;
- presiune hidrostatică;
- încărcări date de construcțiile de deasupra tunelului.

#### **3.4.1.1 Încărcările date de terenul înconjurător (presiunea pământului).**

(1) La determinarea valorilor de calcul ale presiunilor pământului trebuie să se ia în considerare modul de producere și mărimea mișcărilor și deformațiilor care sunt acceptabile și care se pot produce pentru lucrarea subterană realizată cu scutul.

(2) Calculul mărimilor și direcțiilor presiunilor de calcul ale pământului trebuie să țină seama de:

- înclinarea suprafeței terenului și suprasarcina la suprafața terenului;



- mărirea acoperirii deasupra tunelului;
- forma structurii și înclinarea suprafeței exterioare a acesteia față de verticală;
  - mărirea și direcția mișcării pământului și a secțiunii;
  - echilibrul orizontal și vertical pentru ansamblul căptușeală - masiv,
  - rezistența la forfecare ( $\phi$  și  $c$ ) și greutatea unitară a terenului;
  - condițiile pe conturul suprafeței de contact între teren și căptușeală.

(3) Următoarele valori ale presiunii pământului pot să se dezvolte.

- valorile presiunii pământului în stare de repaus când nu se produce o mișcare a terenului sau aceasta e foarte mică;
- valorile limită ale presiunii pământului (presiunea activă și presiunea pasivă) care se produc când rezistența la forfecare a pământului este integral mobilizată și nu există nici un obstacol față de o mișcare a pământului sau peretelui de tipul și mărirea necesare;
- valori intermediare ale presiunii pământului când mișcările peretelui sunt insuficiente pentru a mobiliza valorile limită.

(4) Mărirea mișcărilor și deformațiilor terenului excavat, spre interiorul golului și a presiunilor pe căptușeală, la străpungerea unui tunel cu metoda scutului depinde de următoarele elemente:

- eforturile geostatice inițiale;
- caracteristicile terenului;
- dimensiunile tunelului;
- modul de stabilizare a frontului;
- mărirea supraprofilului de excavare pe scut;
- mărirea golului de la extradusul căptușelii,
- tipul și eficiența injectării golului;
- rigiditatea generală a căptușelii.

(5) Pot apare două situații de decomprimare și deformare a terenului:

- până la suprafața terenului dacă terenul este slab, acoperirea este mică iar măsurile de împiedicare a deplasărilor sunt reduse (sprijinire front, supraprofil, injecții);
- pe un volum limitat de teren (bulb de teren decomprimat sau boltă de năruire) dacă acoperirea este mare, terenul este bun iar măsurile de împiedicare a deplasărilor sunt mai eficiente.

Analiza procesului de formare a presiunii pământului în cel de al doilea caz este prezentată în Anexa E

#### 3.4.1.1.1 Încărcări active

(1) Determinarea încărcărilor active ale terenului, la un tunel, se face conform principiilor mecanicii aplicate, prin construirea unor suprafețe de rupere, plane de alunecare ale rocii (boltă de năruire, prisme de alunecare) și prin definirea unui echilibru limită posibil din punct de vedere al forțelor.

(2) Studiile teoretice cu MEF și încercările in situ pe secțiuni circulare au pus în evidență o orientare a deplasărilor și a presiunii terenului după direcția radială.

În practica curentă încărcările active date de pământ au fost considerate că acționează pe direcție verticală și orizontală ca pentru o secțiune dreptunghiulară.

##### 3.4.1.1.1.1 Încărcări verticale

(1) Pentru determinarea încărcărilor verticale pot fi utilizate metode de calcul specifice domeniului tuneluri. Aceste metode sunt în general cunoscute după numele autorilor, dintre care mai utilizate sunt cele ale lui Terzaghi și Protodiaconov ([Fig. 3.3](#)).

(2) În aceste metode apare mărimea B, care este lățimea volumului de teren cuprins între suprafețele de alunecare, la nivelul cheii ( $B=2Rtg(45^\circ/2 + \phi/4)$ ). Raportând această mărime B la acoperirea de teren deasupra tunelului H, putem distinge trei situații privind încărcările verticale:

- a. Când  $H < B$ , mișcările și deformațiile provocate de execuția tunelului ajung până la suprafață, iar încărcările verticale se determină luând în calcul sarcina geologică până la suprafață  $P_v = \gamma H$ .
- b. Când  $B < H < 2,5 B$ , trebuie să ne asigurăm că încărcarea redusă luată în calcul ( $P_v = \gamma h$ ) să nu fie mai mică decât  $\gamma B$ . Este de asemenea indicat să se realizeze o verificare a stabilității căptușelii sub întreaga sarcină geostatică.
- c. Când  $H > 2,5 B$ , încărcările verticale se determină cu una din cele două metode adoptându-se valoarea mai mare, care va fi multiplicată cu coeficienții parțiali de siguranță.

#### 3.4.1.1.1.2 Încărcările orizontale

(1) Pentru determinarea împingerii orizontale active a terenului asupra căptușelii tunelului, două situații trebuie luate în considerare:

- starea de eforturi inițiale din masiv;
- starea de eforturi după realizarea excavației.

(2) Eforturile geostatice orizontale din masiv înainte de realizarea excavației se determină cu relația:

$$P_{H_0} = k_0 \int_0^H \gamma(H) dH = k_0 P_{v_0}$$

unde,  $k_0$  este coeficientul împingerii pământului în stare de repaos. Acest coeficient  $k_0$  poate lua valori între 0 și 1, dar poate fi și  $> 1$ , în special în cazul rocilor, funcție de istoria geologică a masivului. În cazul rocilor și a adâncimilor foarte mari, se admite  $k_0 = 1$  corespunzător stării de echilibru hidrostatic.

(3) Valoarea corectă a lui  $k_0$  nu poate fi determinată decât prin măsurători directe în masiv. Pentru calculele curente,  $k_0$  se determină cu formule semiempirice:

- pe baza coeficientului lui Poisson în cazul rocilor:  $k_0 = \mu / (1 - \mu)$
- pe baza unghiului de frecare internă în cazul solurilor:  $k_0 = 1 - \sin \phi$

(4) După executarea excavației, terenul are tendința de a se deplasa spre interiorul tunelului și apar astfel presiunile orizontale active, care sunt independente de deplasarea căptușelii. Aceste presiuni au valoarea, în general, mai mică decât aceea a încărcărilor verticale, mărimea lor depinzând în principal de natura rocilor, direcția de înclinare a stratelor, dar și de forma căptușelii și de modul de realizare a injecției de umplere.

(5) Pot apare două situații, care au fost prezentate și la descrierea procesului evolutiv (Anexa E),:

1. Când frontul este presurizat iar injecția de umplere se face cu respectarea următoarelor condiții:

- cu o presiune care să asigure o bună conlucrare între teren și căptușeală;
  - suficient de eficace pentru ca golurile reziduale să fie puțin importante și uniform repartizate;

- suficient de rapidă pentru a preveni mișcarea terenului la calotă după montarea căptușelii;
- cu suficientă regularitate pentru a evita sarcini concentrate pe căptușeală;

Dacă aceste condiții sunt îndeplinite, încărcarea orizontală activă va fi dată de valoarea presiunii în stare de repaus:  $P_h = k_0 P_v$

2. Dacă condițiile de mai sus nu sunt îndeplinite, încărcarea orizontală activă va fi dată de valoarea presiunii orizontale active și se va calcula cu relația:  $P_h = k_a P_v$  unde  $k_a$  este coeficientul împingerii active.

Modul de determinare al presiunii orizontale active considerând forma circulară a secțiunii este prezentat în Anexa F.

(6) În unele cazuri, bine justificate, se poate lua în considerare la calculul împingerii active orizontale și coeziunea:  $P_h = k_a P_v - 2c \sqrt{k_a}$

(7) Având în vedere incertitudinile existente în determinarea lui  $k_a$ , este recomandabil să se procedeze la studii parametrice, variind  $k_a$  în anumite limite, care să caracterizeze situațiile cele mai defavorabile.

#### 3.4.1.1.2 Încărcări pasive

(1) Încărcarea pasivă reprezintă reacțiunea exercitată de teren asupra căptușelii, ca răspuns la rezemarea pe teren și la deformarea acesteia.

(2) Ipoteza general admisă cu privire la relația care leagă deformația de reacțiune, corespunde legii lui Winkler, care presupune proporționalitatea între intensitatea reacțiunii  $P$  și amplitudinea deformației  $W$   $P = K_s W$  unde  $K_s$  este coeficientul de pat sau modulul de reacție al terenului în raport cu tunelul. Acest modul nu este o caracteristică numai a terenului înconjurător, ci a cuplului teren - căptușeală. De asemenea, coeficientul de pat nu este o constantă, el descrește odată cu creșterea presiunii pământului.

(3) Principalii factori care influențează valoarea coeficientului de pat sunt: tipul, proprietățile și grosimile straturilor de pământ, mărimea și forma structurii și valoarea sarcinii.

(4) Determinarea coeficientului de pat se face prin:

- încercări pe placă în galerii sau în puțuri de recunoaștere;
- încercări de laborator care permit determinarea modulului de deformație  $E_0$  al solului.

(5) Prin încercările pe placă se determină modulul de deformație global  $E_s$  al terenului și coeficientul de pat  $K_s = p/w$ .

$$E_s = \frac{(1 - \mu^2) P}{d W}$$

unde:  $\mu$  - coeficientul lui Poisson;

$D$  - diametrul plăcii;

$P$  - sarcina totală aplicată;

W - tasarea plăcii.

Diagrama sarcină - tasare este neliniară (Fig. 3.4)

(6) Pentru a putea calcula cu un coeficient de pat constant, în cadrul anumitor zone de solicitare, este necesar să se substituie curbei o linie frântă. O astfel de variație a coeficientului de pat poate fi utilizată într-un program de calcul automat.

(7) Dacă coeficientul de pat  $K_s$  nu este direct determinat, el poate fi calculat cu ajutorul modului de deformare  $E_s$  pentru pământuri sau modului de elasticitate  $E$  pentru roci, utilizând soluții din teoria elasticității:  $K_s = C E_s / R$  unde:  $R =$  raza exterioară a tunelului;  $C = 3 / (1 + \mu_s) (5 - 6\mu_s)$ .

#### 3.4.1.1.3 Presiunea de umflare a rocilor plastice

(1) Prin această acțiune se înțelege presiunea cu intensitate variabilă pe contur, care se exercită asupra căptușelii, fie datorită unor cauze minerologice (ex. expansiunea montmarilonitului), fie fenomenelor de destindere elastică sau curgere plastică a rocilor în jurul golului excavat.

(2) Această acțiune poate fi:

- radială uniform distribuită pe tot conturul;
- uniform distribuită pe o direcție oarecare.

(3) Valorile reprezentative ale presiunii de umflare se stabilesc pe baza măsurătorilor speciale in situ și în laborator. În acest caz în combinarea acțiunilor nu se introduc presiunile active ale pământului.

(4) În cazul în care fenomenul de umflare este apreciat calitativ, căptușeala se calculează atât la presiunile pământului active și pasive cât și la presiunea de umflare, alegându-se eforturile secționale acoperitoare.

#### 3.4.1.2 Presiunea apei

(1) Presiunea apei care acționează pe căptușeală este de regulă de tip hidrostatic.

(2) Rezultanta presiunii apei ce acționează pe căptușeală este forța ascensională. Dacă rezultanta presiunii verticale a pământului și a greutateii proprii a structurii este mai mare decât forța ascensională, diferența dintre ele va acționa pe zona radierului dând naștere la reacțiunea elastică. Dacă forța ascensională este mai mare, atunci tunelul devine flotant.

(3) Valorile de calcul pentru greutatea unitară a apei trebuie stabilite ținând cont dacă apa este dulce, sărată sau încărcată cu substanțe chimice sau contaminante, într-o asemenea măsură încât să necesite modificarea valorii normale.

(4) Greutatea volumică a pământului sub nivelul apei va fi  $\gamma_t = (\gamma - \gamma_w)$  (5) Trebuie luați în considerare următorii factori care pot afecta presiunea apei:

- nivelul suprafeței apei libere sau al apei staționare;
- efectele favorabile sau nefavorabile ale drenajului produs de căptușeală, ținând seama de întreținerea acesteia în exploatare;
- aportul de apă prin ploi, inundații, pierderi din conducte sau alte căi;
- schimbările în presiunile apei datorate creșterii sau îndepărtării vegetației.

(6) În cazul stărilor limită ultime valorile de calcul ale presiunilor apei trebuie să reprezinte valorile cele mai nefavorabile care ar putea apărea în circumstanțe extreme.

(7) În cazul stărilor limită ale exploatării normale valorile de calcul trebuie să fie cele mai nefavorabile valori care pot apare în circumstanțe normale.

#### 3.4.1.3 Greutatea apei din interior la galerii pentru transportul apei

(1) Valorile reprezentative se determină prin următoarele cazuri în ceea ce privește gradul de umplere:

- Pentru secțiunea totală a galeriei la un grad de umplere  $\geq 0,80$  (inclusiv).
- Pentru secțiunea udată la debitul maxim pentru un grad de umplere sub 0,80.

(2) Valorile reprezentative ale presiunii interioare se determină pe baza diagramei de variație a presiunii iar de-a lungul galeriei definite după cum urmează:

1. În cazul galeriilor de aducțiune pentru nivelul maxim în lac și salt maxim în castelele de echilibru pe parcurs, în ipoteza căderii totale de sarcină, în cazul centralelor hidroelectrice, respectiv creșterii totale de sarcină pentru stațiile de pompare. Valorile reprezentative se stabilesc pe tronsoanele galeriei în care variația de presiune este de  $\Delta p = 1 \text{ daN/cm}^2$  considerându-se presiunea maximă pe tronson.
2. În cazul galeriilor forțate pentru nivelul maxim în castel și lovitura dinamică în ipoteza închiderii rapide a organelor de închidere aval de la plină sarcină la 0. Tipul și legea de închidere se stabilesc prin prescripții speciale. Valorile reprezentative se stabilesc pe tronsoane de galerie și trebuie să corespundă unor restricții și exigențe specifice domeniului.

#### 3.4.1.4 Acțiuni permanente legate de alcătuirea tunelului

(1) În această categorie sunt incluse:

- greutatea proprie a structurii;
- greutatea componentelor căii (șosea, cale ferată, metrou, etc);
- greutatea accesoriilor (instalații de iluminat, de ventilație, de electrificare etc).

(2) Valorile caracteristice, ale greutateților pe unitatea de suprafață și a greutateților pe unitatea de lungime, pentru câteva materiale utilizate la structuri de tuneluri sunt date mai jos:

- greutatețile specifice  $\gamma$  ( $\text{KN/m}^3$ )

beton normal ..... 20-28

beton greu ..... >28

- pentru betonul neîntărit se sporește greutatea specifică cu  $1 \text{ KN/m}^3$ .
- pentru betonul armat cu un procent normal de armături, greutatea specifică se sporește cu  $1 \text{ KN/m}^3$ .
- calea la podurile rutiere:

• beton asfaltic ..... 25

• asfalt mastic ..... 18

• asfalt turnat ..... 23

- calea la podurile feroviare:
- balast, piatră spartă ..... 20
  - greutatea pe unitatea de lungime (KN/m)
  - calea în tuneluri de cale ferată cu pat de balast
- 2 șine tip UIC 60 ..... 1,2
  - traverse din beton precomprimat cu materialul mărunt de prindere a șinelor ..... 4,8
- calea în tuneluri de cale ferată fără pat de balast:
- 2 șine tip UIC 60 și materialul de cale ..... 1,7
  - 2 șine tip UIC 60, material mărunt de cale, lonjeroni și contrașine ..... 3,4

#### 3.4.1.5 Acțiuni exterioare de supraîncărcare sau de descărcare

(1) În această categorie sunt incluse

- suprasarcina dată de construcții supraterane ([Fig. 3.5a](#)). Suprasarcina la cheie, care rezultă din greutatea proprie a construcțiilor de suprafață se va calcula prin repartizarea presiunii sub un unghi de 60° față de orizontală. Aceste suprasarcini se referă la construcțiile existente în momentul realizării tunelului. Realizarea unor construcții noi deasupra unor tuneluri existente nu este permisă;
- decompimarea dată de realizarea unor excavații deasupra tunelului ([Fig. 3.5b](#));
- deplasări cauzate de subtraversarea de către un alt tunel ([Fig.3.5c](#));
- sarcini și deplasări cauzate de execuția unui tunel alăturat. Adoptarea unei distanțe de 3D între axele celor două tuneluri elimină aceste influențe;
- sarcini nesimetrice date de efectul de baraj produs de tunel asupra circulației apei subterane, în cazul obturării unei pânze de apă subterane. Realizarea unor sifonări, în vederea restabilirii circulației apei, elimină sarcinile nesimetrice.

#### 3.4.2 Acțiuni variabile

(1) Acțiuni variabile - sunt acțiunile care se manifestă cu redusă probabilitate pe toată durata unei situații de proiectare date sau la care variația în timp a intensității nu este neglijabilă în raport cu valoarea medie și nu este nici monotonică.

(2) Acțiuni variabile la tuneluri executate cu scutul sunt:

- acțiuni de exploatare:
  - acțiuni din trafic;
  - presiunea hidrolică,
- acțiuni din trafic suprateran;
  - acțiuni ce apar la transport, manipulare, depozitare sau montaj;
  - acțiuni date de presele scutului;

- acțiuni date de mortarul injectat la extradosul căptușelii;
- acțiuni din variații de temperatură.
- acțiuni speciale la metrouri conform "Norme tehnice privind proiectarea, executarea și mentenanța amenajărilor pentru protecția civilă la metrou "

#### 3.4.2.1 Acțiuni din trafic

(1) Acțiunile din trafic sunt date de convoaiele rutiere, feroviare sau de metrou. Aceste acțiuni vor fi luate în considerare conform prescripțiilor din Eurocode 1 și având ca referință standardele naționale în vigoare (STAS 1489-78 și STAS 3220-89 pentru poduri de CF, STAS 1545-87 și STAS 3221-86 pentru poduri de șosea și STAS 10101/OB-87).

(2) Acțiunile din trafic suprateran vor fi luate în considerare, în cazul unor acoperiri  $H \leq 2D$ , prin transformare în presiuni verticale și orizontale ale pământului. Presiunea verticală la nivelul cheii și presiunea orizontală pe înălțimea căptușelii se obțin prin repartizarea sarcinilor din convoaie, având ca referință prevederile din STAS 10111/2-77.

#### 3.4.2.2 Acțiuni date de presele scutului

(1) Acțiuni date de presele scutului sunt forțe longitudinale aplicate pe fețele transversale ale bolțarilor prin intermediul unor elemente de repartiție.

(2) Mărimea forței de împingere necesară pentru avansul scutului depinde de:

- natura terenului străbătut;
- nivelul hidrostatic al apei subterane;
- diametrul și lungimea scutului;
- modul de sprijinire a frontului;
- mărimea supraprofilului de excavare;
- acțiunile de dirijare a scutului.

(3) Estimarea mărimii acestei forțe se face luând în considerare.

- frecarea și aderența dintre teren și scut;
- presiunea dată de teren și apa subterană;
- presiunea în front;
- frecarea inelului de bolțari pe fustă.

(4) Aceste forțe acționează cu o excentricitate față de centrul de greutate al secțiunii bolțarului. Această excentricitate variază pe conturul inelului de bolțari datorită rezemării acestuia pe fustă la partea inferioară ([Fig. 3.6](#)) și trebuie luată în considerare la proiectarea bolțarilor, în funcție de poziția acestora în inel. Această excentricitate poate crește în cazul acțiunilor de dirijare a scutului sau în cazul unui traseu în curbă.

(5) Mărimea forței de împingere și excentricitatea acesteia sunt doi parametri pentru care trebuie definite valori nominale de utilizare și valori excepționale. Se admite că cei doi parametri nu pot atinge simultan valoarea excepțională. În cazul unei combinații fundamentale de acțiuni cei doi parametri sunt considerați cu valori nominale.

#### 3.4.2.3 Acțiuni date de materialul injectat la extradosul căptușelii

(1) Presiunea de injectare se stabilește pentru următoarele situații:

- în cazul injecțiilor de umplere prin găurile transversale se aproximează cu o încărcare verticală uniform distribuită pe zona găurii;

- în cazul injecțiilor de umplere realizate prin fustă sau de consolidare se consideră o presiune uniform distribuită pe contur.

(2) Trebuie luată în considerare o creștere locală a presiunii de injectare în dreptul unei găuri de injecție care are un caracter tranzitoriu și o formă triunghiulară.

#### 3.4.2.4 Acțiuni din variații de temperatură

(1) În cazul galeriilor pentru transportul apei se ia în considerare o diferență de temperatură între apa din interior și cea din masiv.

#### 3.4.3 Acțiuni accidentale

(1) Acțiunile accidentale sunt:

- acțiuni seismice;
- lovitura de berbec la galeriile hidraulice;
- șocuri produse de vehicule.

(2) Acțiunile seismice se iau în considerare în zonele seismice de gradul 7, 8 și 9.

Proiectarea antiseismică a căptușelilor prefabricate la tuneluri realizate cu scutul se va realiza în baza unor prescripții speciale separate.

(3) Forțele de coliziune a unor vehicule asupra structurii unui tunel se vor lua în considerare conform prescripțiilor din Eurocode 1 pentru poduri, cu adaptările corespunzătoare specificului tunelurilor executate cu scutul.

#### 3.5 Coeficienți parțiali de siguranță

(1) Asigurarea fiabilității unui tunel se bazează pe conceptul de stări limită și se obține prin aplicarea coeficienților parțiali de siguranță.

(2) Prin aplicarea acestei metode se verifică că în toate situațiile de proiectare relevante, stările limită nu sunt depășite atunci când se folosesc în modelele de proiectare valorile de proiectare pentru acțiuni, proprietățile materialelor și datele geometrice.

(3) Valoarea de proiectare ( $F_d$ ) a unei acțiuni se obține prin multiplicarea valorii reprezentative cu un coeficient parțial de siguranță  $\gamma_F$

$$F_d = \gamma_F \cdot R_{rep}$$

Coeficientul parțial de siguranță  $\gamma_F$  ține seama de;

- posibilitatea abaterii nefavorabile a acțiunilor;
- posibilitatea unei modelări inadecvate a acțiunilor;
- incertitudinile în verificare acțiunilor.

$R_{rep}$  este valoarea reprezentativă a unei acțiuni și reprezintă valoarea acțiunii folosită pentru verificarea la stări limită.

(4) Principala valoare reprezentativă a unei acțiuni este valoarea caracteristică. Valorile caracteristice ale acțiunilor sunt stabilite conform prevederilor din cap. 3.4.



(5) În tabelele 3.1 și 3.2. sunt prezentate valorile coeficienților parțiali pentru acțiuni permanente și temporare și pentru principalii parametri de calcul. Valorile coeficienților parțiali pentru acțiuni permanente și temporare date în tabelul 3.1 trebuie, în general, să fie utilizate pentru verificarea la stările limită ultime.

(6) În cazul unui risc neobișnuit de mare sau al unor condiții de teren sau încărcare neobișnuite sau foarte dificile, trebuie utilizate valori mai severe, chiar maxime. Atunci când se poate justifica, pe baza consecințelor posibile ale stării limită, pot fi utilizate valori mai puțin severe, pentru construcții provizorii sau situații temporare.

(7) Pentru situații accidentale toate valorile coeficienților parțiali pentru acțiuni trebuie luate 1.0.

(8) Pentru verificarea la stări limită ale exploatarei normale, coeficienții parțiali trebuie luați egali cu unitatea pentru toate acțiunile permanente și variabile.

(9) Dintre parametrii de calcul, cei legați de teren sunt cei mai importanți, mulți intervenind direct în calculul structural.

(10) Valorile de proiectare sau calcul ale parametrilor geotehnici (proprietățile fizico-mecanice) ai pământurilor, pot fi stabilite prin împărțirea valorilor caracteristice la coeficienți parțiali de siguranță ( $X_d = X_k / \gamma_M$ ).

(11) Alegerea valorilor caracteristice ale proprietăților pământurilor și rocilor trebuie bazată pe rezultatele încercărilor de laborator și de teren, ținând seama și de eventualele diferențe dintre proprietățile măsurate prin încercări și cele care dictează comportarea structurii in situ. Atunci când este necesar trebuie aplicat un factor de conversiune pentru a trece de la rezultatele încercărilor de laborator și de teren în valori care se poate presupune că reprezintă comportarea în teren a pământurilor și rocilor.

(12) Valoarea caracteristică a unui parametru al pământului sau al rocilor trebuie aleasă ca o estimare prudentă a valorii care afectează apariția stării limită. Valorile caracteristice pot fi valori inferioare, celor mai posibile valori sau valori superioare acestora.

(13) Pentru fiecare calcul trebuie utilizată cea mai nefavorabilă combinație a valorilor inferioare și superioare ale parametrilor independenți. Alegerea valorilor caracteristice trebuie să țină cont și de incertitudinile privind datele geometrice și modelul de calcul.

(14) Pentru verificarea la stări limită ultime, în situații permanente sau tranzitorii, valorile numerice ale coeficienților parțiali pentru proprietățile terenului sunt date în tabelul 3.2.

(15) Pentru situațiile accidentale toate valorile numerice ale coeficienților parțiali trebuie luate 1,0.

(16) În cazul stărilor limită ultime, în care rezistența pământului acționează în mod nefavorabil valoarea de adoptat pentru  $\gamma_M$  trebuie să fie mai mică decât 1,0.

**Tabelul 3.1**

Nr. crt.	Acțiuni	$\gamma_F$	
		max	min
	<b>Permanente <math>G_k</math></b>	$\gamma_G$	
1.	Presiunea activă a	1,2	0,9
	1. Verticală	1-până la suprafață	

	pământului	2-cu boltă de năruire*	1,3-1,7	-
	2. Orizontală	1-ținând cont de forma circulară	1,3	0,8
		2-dreptunghiulară	1,2	0,9
2.	Presiunea de umflare	1-componenta radială uniformă	1,2	0,8
		2-componenta pe direcție oarecare	1,5	-
3.	Presiunea apei din exterior		1,2	0,8
4.	Presiunea apei din interior		1,1	0,9
5.	Greutate proprie structură, componente, accesorii		1,1	0,9
6.	Greutatea căii	-cale ferată	1,3	0,9
		- șosea	1,5	0,8
7.	Structuri supraterane		1,1	0,9
	<b>Variabile -temporare Q<sub>k</sub></b>			$\gamma_G$
1.	Acțiuni din traffic (CF, rutier, metrou)**		1,3	-
2.	Acțiuni date de preșele scutului		1,3	-
3.	Presiunea mortarului	1-uniform distribuită pe contur	1,3	-
		2-concentrată în jurul unui găuri	1,3	-
4.	Acțiuni din trafic suprateran		1,1	-
5.	Acțiuni la manipulare, transport, depozitare, montaj		1,3	-
6.	Acțiuni din variații de temperatură		1,2	-
7.	Presiunea hidraulică		1,3	-

\* Variația coeficientului este funcție de natura terenului.

\*\* La acțiunea dată de convoaiele tip trebuie luat în considerație și coeficientul dinamic având ca referință prescripțiile în vigoare (STAS 1489-78 și STAS 3220-89 pentru poduri de CF, STAS 1545-87 și STAS 3221-86 pentru poduri de șosea și STAS 10101/OB-87).

(17) În cazul unui risc neobișnuit de mare sau al unor condiții de teren sau încărcare neobișnuite sau foarte dificile, trebuie utilizate valori pentru coeficienții parțiali mai severe, chiar maxime. Atunci când se poate justifica, pe baza consecințelor posibile ale stării limită, pot fi utilizate valori mai puțin severe, pentru construcții provizorii sau situații temporare.

(18) Pentru verificarea la stări limită ale exploatarei normale, coeficienții parțiali trebuie luați egali cu unitatea pentru toate acțiunile permanente și variabile.

(19) Dintre parametri de calcul cei legați de teren sunt cei mai importanți, mulți intervenind direct în calculul structural.

(20) Valorile de proiectare sau calcul ale parametrilor geotehnici (proprietățile fizico-mecanice) ai pământurilor, pot fi stabilite prin împărțirea valorilor caracteristice cu coeficienți parțiali de siguranță ( $X_d = X_k / \gamma_M$ ).

(21) Alegerea valorilor caracteristice ale proprietăților pământurilor și rocilor trebuie bazată pe rezultatele încercărilor de laborator și de teren, ținând seama și de eventualele diferențe dintre proprietățile măsurate prin încercări și cele care dictează comportarea structurii in situ. Atunci când este necesar trebuie aplicat un factor de conversiune pentru a trece de la rezultatele încercărilor de laborator și de teren în valori care se poate presupune că reprezintă comportarea în teren a pământurilor și rocilor.

**Tabelul 3.2**

Nr. crt.	PARAMETRI GEOTEHNICI AI TERENULUI $X_k$	$\gamma_M$	
		max	min
1.	Greutatea volumică $\gamma$	1,1	0,9
2.	Parametri efectivi ai rezistenței la forfecare unghiul de frecare internă $\phi'$ coeziunea $C'$	1,3	0,9
		1,6	0,8
3.	Rezistența la compresiune $\sigma_c$	1,2	0,9
4.	Coeficientul de tărie al rocii $f_r$	1,3	1,0
5.	Coeficientul de pat $K_s$	1,3	1,0
6.	Coeficientul lui Poisson $\mu$	1,1	-
7.	Modulul lui Young $E$	1,1	-

### 3.6 Combinarea acțiunilor

(1) La stările limită ultime pentru fiecare caz critic de încărcare, valorile de proiectare ale efectelor acțiunilor trebuie determinate prin combinarea valorilor acțiunilor care apar simultan, rezultând următoarele combinații:

1. Combinația fundamentală care cuprinde situații de proiectare persistente și tranzitorii și consideră valorile combinate ale altor acțiuni.
  - 1.a Situația de proiectare persistentă este o situație de proiectare relevantă pe o perioadă de timp de același ordin ca durata de viață proiectată a structurii și se referă în general la condiții normale de exploatare.
  - 1.b Situația de proiectare tranzitorie este o situație de proiectare relevantă pe o perioadă de timp mult mai scurtă decât durata de viață a structurii și are o mare

probabilitate să apară. Se referă la condiții temporare de utilizare de exemplu în perioada de excavație.

2. Combinația accidentală care cuprinde situații de proiectare accidentale și consideră valorile de proiectare ale acțiunilor permanente împreună cu valoarea frecventă a acțiunii variabile dominante și valorile qvasi-permanente ale altor acțiuni variabile și valoarea de proiectare a unei acțiuni accidentale.

(2) Combinațiile de acțiuni considerate pentru stările limită ultime sunt prezentate în tabelul 3.3. unde:

$\Sigma$  reprezintă efectul combinat al

$G_{kj}$  - valori caracteristice ale acțiunilor permanente

$Q_{K1}$  - valori caracteristice ale acțiunii variabile dominante

$Q_{ki}$  - valoarea caracteristică a altor acțiuni variabile

$A_d$  -valoarea de proiectare a acțiunii accidentale

$\gamma_{Gj}$  - coeficient parțial de siguranță pentru acțiuni permanente

$\gamma_Q$  - coeficient parțial de siguranță pentru acțiuni variabile

$\varphi$  - coeficient de combinare pentru acțiuni variabile

$X_k$  - proprietățile caracteristicilor geotehnice

**Tabelul 3.3.**

Nr crt	Combinația de acțiuni	Stări limită de exploatare			Accidentale
		Permanente $G_k$	Variabile $Q_k$		
1.	Caracteris- -tică	$\sum_{j \geq 1} G_{kj}$	$Q_{K1}$	$\sum_{i \geq 1} \gamma_{Qi} \cdot Q_{ki}$	-
		$G_{k1.1.2} + G_{k1.2.2} + G_{k3} + G_{k5} + G_{k6.1}$	$Q_{K1}$	-	-
2.	Frecventă	$\sum_{j \geq 1} G_{kj}$	$\varphi$	$\sum_{i \geq 1} \gamma_{Qi} \cdot Q_{ki}$	-
		$G_{k1.1.2} + G_{k1.2.2} + G_{k3} + G_{k5} + G_{k6.1}$	$1.1 Q_{k1}$ $0,8 Q_{k1}$	-	-

$$3. \quad \text{Qvasi-permanentă} \quad \sum_{j \geq 1} G_{kj} \quad - \quad \sum_{i \geq 1} \gamma_{bi} \cdot Q_{ki} \quad -$$

$$G_{k1} + G_{k2} + G_{k3} + G_{k5} + G_{k6}$$

[\[top\]](#)

## 4. DIMENSIONAREA CĂPTUȘELII

### 4.1. Caracteristicile materialelor

#### 4.1.1. Beton în bolțari

##### 4.1.1.1. Notații

$f_c$  - Rezistența la compresiune a betonului;

$f_{ck}$  - Rezistența la compresiune caracteristică (pe cilindri);

$f_{ct,ax}$  - Rezistența betonului la întindere axială;

$f_{ct,fi}$  - Rezistența betonului la întindere prin încovoiere;

$\epsilon_{cd}$  - Deformația specifică a betonului comprimat la valoarea efortului unitar  $f_c$ ;

$\epsilon_{cu}$  - Deformația specifică ultimă a betonului comprimat;

$f_{ctm}$  - Rezistența medie a betonului la întindere;

$f_{ctk0.05}$  - Valoarea inferioară a rezistenței caracteristice la întindere;

$f_{ctk0.95}$  - Valoarea superioară a rezistenței caracteristice la întindere;

$f_{cd}$  - Rezistența de calcul la compresiune a betonului;

$f_{ctd}$  - Rezistența de calcul la întindere a betonului.

##### 4.1.1.2. Clase de rezistență pentru beton

(1) Rezistențele caracteristice pentru diferite clase de beton sunt date în tabelul 4.1.

Rezistențele caracteristice pentru clasele de beton [N/mm<sup>2</sup>]

**Tabelul 4.1.**

Clasa de rezistență a	C12/15	C16/20	C20/25	C25/30	C30/37	C32/40	C35/45	C40/50	C45/55	C50/60
	5	0	5	0	7	0	5	0	5	0

betonului i										
$f_{ck}$	12	16	20	25	30	32	35	40	45	50
$f_{ctm}$	1,6	1,9	2,2	2,6	2,9	3,0	3,2	3,5	3,8	4,1
$f_{ctk\ 0,05}$	1,1	1,3	1,5	1,8	2,0	2,1	2,2	2,5	2,7	2,9
$f_{ctk\ 0,95}$	2,0	2,5	2,9	3,3	3,8	3,9	4,2	4,6	4,9	5,3

(2) Rezistența de calcul la compresiune a betonului este definită de:

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c}, \text{ unde}$$

$\gamma_c$  - coeficientul parțial de siguranță pentru beton (tabelul 4.2)

**Tabelul 4.2**

Combinajia	Beton ( $\gamma_c$ )	Armătură pentru beton armat
		$\gamma_s$
Fundamentală	1,5	1,15
Accidentală (cu excepția cutremurelor)	1,3	1,0

Pentru bolțarii executați în uzină coeficientul parțial de siguranță pentru beton în gruparea fundamentală se poate reduce la 1,3 (doar pentru verificarea la starea limită de rezistență) în cazul în care controlul calității este conform sistemului ISO. Acest lucru trebuie definit în caietul de sarcini.

(3) Rezistența de calcul la întindere a betonului este definită de relația:

$$f_{ctd} = \frac{f_{ctk}}{\gamma_c}$$

(4) Rezistențele de calcul ale betonului în  $N/mm^2$  (Mpa) sunt date în tabelul 4.3 pentru combinația fundamentală de acțiuni.

Rezistențele de calcul pentru combinația fundamentală de acțiuni [ $N/mm^2$ ]

**Tabelul 4.3.**

Clasa de rezistență a betonului i	C12/15	C16/20	C20/25	C25/30	C30/37	C32/40	C35/45	C40/50	C45/55	C50/60
$f_{cd}$	8	11	13	17	20	22.5	23	27	30	33

$f_{ctd}$       0,70    0,85    1,0    1,15    1,30    1,40    1,45    1,60    1,70    1,85

#### 4.1.1.3. Diagrama efort unitar - deformație specifică

(1) Diagrama efort unitar - deformație specifică pentru betonul comprimat uniaxial are forma din [figura 4.1](#).

(2) Pentru calculul secțiunii transversale se poate folosi fie diagrama idealizată parabolic - dreptunghiulară ([fig. 4.2](#)) fie bilinară ([fig.4.3](#)).

Diagrama de calcul este derivată din diagrama idealizată aleasă prin reducerea ordonatei efort unitar a diagramei idealizate cu un factor  $\alpha / \gamma_c$ , unde:

$\gamma_c$  - este coeficientul parțial de siguranță pentru beton (vezi pct.4.1.1.2.)

$\alpha$  - este un coeficient care ia în considerare efectele de lungă durată asupra rezistenței la compresiune și efectele nefavorabile rezultate din modul în care este aplicată încărcarea.

Pentru structuri la care încărcarea de lungă durată reprezintă cel puțin 90% din încărcarea totală,  $\alpha = 0.85$ , dacă încărcarea de lungă durată nu depășește 50% din încărcarea totală, atunci  $\alpha = 1,00$ . Pentru situații intermediare,  $\alpha$  se stabilește prin interpolare liniară.

#### 4.1.1.4. Modulul de elasticitate

(1) Valorile medii ale modulului secant  $E_c$  se obțin din tabelul 4.4, valorile din tabel definindu-se de  $\sigma_c = 0$  și  $\sigma_c = 0,4f_{ck}$ .

Valori ale modulului de rezistență secant (N/mm<sup>2</sup>)

**Tabelul 4.4**

Clasa de rezistență a betonului	C12/15	C16/20	C20/25	C25/30	C30/37	C32/40	C35/45	C40/50	C45/55	C50/60
$E_c$	26000	27500	29000	30500	32000	32500	33500	35000	36000	37000

(2) Valorile din tabel sunt calculate la vârsta de 28 de zile cu următoarea relație:

$$E_c = 9500 (f_{ck} + 8)^{1/3} \text{ (} E_c \text{ în N/mm}^2 \text{ și } f_{ck} \text{ în N/mm}^2 \text{)}$$

#### 4.1.1.5. Coeficientul lui Poisson

(1) În calcul, coeficientul lui Poisson pentru deformații elastice poate fi luat egal cu 0,2.

### 4.1.2 Oțel pentru armături

#### 4.1.2.1. Generalități

(1) Prevederile următoare se aplică numai la armături din oțel beton livrate sub formă de legături de bare, în colaci și ca plase sudate utilizate ca armătură la lucrări din beton armat, având ca referință standardul european EN 10080.

(2) Până la preluarea standardului EN 10080 se au în vedere ca referință prevederile din standardele românești în vigoare (STAS 438/1-89) și ST 009/96 "Specificație tehnică privind cerințe și criteriile de performanță pentru produse din oțel utilizate ca armături în structuri de beton".

#### 4.1.2.2. Notății

$f_t$  - Rezistența de rupere la întindere a armăturii;

$f_{tk}$  - Rezistența caracteristică de rupere la întindere a armăturii;

$f_{yk}$  - Limita de curgere caracteristică;

$f_{0,2k}$  - Valoarea caracteristică a limitei de efort unitar la alungire remanentă 0,2%;

$\xi_u$  - Alungirea caracteristică a armăturii la încărcare maximă.

#### 4.1.2.3. Proprietăți

(1) Cerințele referitoare la proprietățile armăturilor din oțel beton sunt date în tabelul 4.5.

(2) Limita de curgere caracteristică  $f_{yk}$  și rezistența de rupere la întindere  $f_{tk}$  sunt definite ca valori caracteristice ale încărcării la curgere, respectiv ale încărcării maxime de rupere la întindere axială, împărțite la aria secțiunii transversale nominale, sub a căror valoare se pot situa, statistic, cel mult 5% din rezultate.

(3) Limita de curgere maximă reală nu trebuie să depășească  $1,3f_{yk}$ .

**Tabelul 4.5.**

Caracteristici	Bare și sârme			Plase sudate			Fractil %
	A	B	C	A	B	C	
Clasa de rezistență							
Limita de curgere caracteristică $f_{yk}(N/mm^2)$	500	300-500	200-300	500		450-500	5,0
$(f_t/f_y)_k=k$	$\geq 1,05$	$\geq 1,08$	$\geq 1,13$	$\geq 1,05$	$\geq 1,08$	$\geq 1,15$	min 10,0
			$< 1,35$			$< 1,35$	
Alungirea caracteristică la încărcare maximă $\xi_{uk} (%)$	$\geq 5$	5-10	$\geq 10$	$\geq 2,5$	$\geq 5,0$	$\geq 7,5$	10,0
	$\geq 2,5^*$	$\geq 5^*$	$\geq 7,5^*$				10,0
Comportarea la îndoire ** (nr.îndoiri)	Pentru bare:			-			-
	-încercare îndoire 1						
	-încercare îndoire-						



dezdoire 1

Pentru sârme:

-încercare îndoire  
alternantă 4

Rezistența la forfecare	-	0,3A <sub>f<sub>yk</sub></sub>	min.
Factor de profil f <sub>r</sub> <sup>***</sup>	Diametru bare (mm)	0,035	min. 5,0
	5-6	0,04	
	6,5÷12	0,056	
	>12		
Abateri de la greutatea pe ml	Diametru bare (mm)	±6,5	max. 5,0
	≤8	±4,5	
	>8		

\* Valorile corespund prevederilor EN 10080 (în revizuire).

\*\* Încercările la îndoire se realizează având ca referință EN ISO 15630-1. Până la preluarea acestui standard se folosesc ca referință standardele românești: SR ISO 7438:93; SR ISO 7801:93; SR ISO 10065:95.

\*\*\* Factorul de profil se va calcula conform ST 009/96 (în concordanță cu standardul european EN 10080).

#### 4.1.2.3.1. Rezistențe

(1) Rezistențele caracteristice ( $f_{yk}$ ) și de calcul  $\left( f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} \right)$  ale armăturilor din oțel beton produse în România sunt date în tabelul 4.6. (conform STAS 10111/2-87)

Rezistențe caracteristice și de calcul pentru oțelul beton produs în România.

**Tabelul 4.6.**

Nr. crt.	Tipul oțelului	Rezistența caracteristică $f_{yk}$	Rezistența de calcul $f_{yd}$
1.	PC60 d=6÷40mm	430	350
2.	PC52 d≤14mm	360	300

		d=16÷28mm	340	
		d=32÷40mm	330	290
3.	OB37	d≤12mm	255	210
		d>14mm	235	
		d≤4mm	490	370
4.	STNB	d=4,5÷7,1mm	440	
		d>7,1mm	390	325

(2) Pentru alte tipuri de armături rezistența de calcul se determină astfel:

$$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s, \gamma_s \text{ fiind dat în tabelul 4.2.}$$

#### 4.1.2.3.2. Ductilitatea

(1) Armătura trebuie să aibă o ductilitate adecvată, definită prin raportul între rezistența la rupere și limita de curgere, în valori caracteristice  $(f_{tk}/f_{yk}) = k$  și prin alungirea caracteristică a armăturii la încărcare maximă  $\epsilon_{uk}$ . Valorile acestora sunt date în tabelul 4.5.

(2) Diagrama efort-deformație specifică pentru oțelul beton utilizat în armături este prezentată în [figura 4.4](#)

#### 4.1.2.3.3. Sudabilitatea

(1) Armăturile trebuie să aibă proprietăți privind sudabilitatea conform tabelului 4.7.

(2) La sudarea armăturilor se vor respecta procedurile de sudare din normativul C 28 - 83 (după preluarea EN ISO 17760 se vor respecta prevederile din acesta).

(3) Rezistența îmbinărilor sudate ale plaselor sudate trebuie să fie în conformitate cu cerințele precizate în tabelul 4.5.

### Metode de sudare

**Tabelul 4.7.**

Caz de încărcare	Metoda de sudare	Bare întinse	Bare comprimate
Predominant static	sudare electrică prin presiune în puncte	Bare de rezistență sau constructive, pentru formarea carcaselor de armătură	

#### 4.1.2.4. Ipoteze de calcul pentru proiectare

(1) La proiectare se vor utiliza aria nominală a secțiunii transversale a armăturii și valorile de proiectare determinate din valorile caracteristice conform punctului 4.1.2.3.

(2) Pentru calcul, în general, se poate adopta diagrama idealizată biliniară din [figura 4.5](#). Această diagramă este valabilă pentru temperatură între -20°C ÷ 200°C.

(3) Valorile de calcul sunt derivate din diagrama caracteristică idealizată, împărțite la  $\gamma_s$ , coeficientul parțial de siguranță pentru armătură (tabelul 4.2).

(4) Pentru calculul secțiunii se poate adopta una din următoarele ipoteze:

1. o ramură superioară orizontală, efortul din armătură fiind limitat la  $f_{yk}/\gamma_s$  fără ca deformația specifică  $\epsilon_s$  a oțelului să se limiteze.
2. o ramură superioară înclinată, cu deformația specifică a oțelului limitată la 10,01‰.

(5) Pentru oțelurile fabricate în România se consideră diagrama efort unitar - deformație specifică de la pct (4) - ipoteza 1.

(6) Valoarea medie a densității oțelului beton se consideră 7850Kg/m<sup>3</sup>.

(7) Se poate considera că valoarea medie a modului de elasticitate pentru armaturile din oțel-beton nepretensionate are valoarea  $E_s = 200.000 \text{ N/mm}^2$ .

## 4.2. Criterii de dimensionare

### 4.2.1. Stări limită ultime

#### 4.2.1.1. Starea limita ultimă de rezistență

##### 4.2.1.1.1. Generalități

(1) Eforturile secționale de proiectare se vor determina conform principiilor specificate în secțiunea 3.

(2) Bolțarii se vor calcula suficient de detaliat pentru a se asigura că cerințele acestui normativ sunt satisfăcute în toate secțiunile acestuia.

(3) Dimensiunile secțiunii și armarea ei vor fi alese astfel încât

capacitatea portantă secțională, determinată conform cu ipotezele din această secțiune, să fie mai mare sau cel puțin egală cu efortul secțional maxim de proiectare.

##### 4.2.1.1.2. Capacitatea portantă a bolțarilor solicitați la încovoiere cu forță axială de compresiune

(1) Analiza secțiunii transversale pentru determinarea rezistenței sale ultime (moment capabil) se va face pe baza următoarelor ipoteze:

- ipoteza secțiunilor plane;
- rezistența la întindere a betonului se neglijează;
- curbele ale betonului și armăturii sunt cele din figurile 4.1; 4.2 sau 4.3, respectiv 4.4 sau 4.5;
- deformația specifică în armătura aderentă, întinsă sau comprimată, este aceeași cu cea a betonului adiacent;
- pentru secțiuni transversale solicitate la compresiune axială centrică, deformațiile specifice în beton se limitează la 2 ‰;
- pentru secțiuni comprimate excentric, având axa neutră plasată în secțiune, deformația specifică a betonului comprimat se va limita la 3,5 ‰; pentru situații intermediare, deformația specifică a betonului comprimat se obține adoptând valoarea de 2 ‰ la 3/7 din înălțimea secțiunii, distanță măsurată față de fibra cea mai comprimată;

(2) Adoptarea ipotezelor de la pct. (1) conduce la diagrama deformațiilor specifice din [fig. 4.6](#).

(3) Se poate folosi, ca alternativă, diagrama de eforturi și deformații din [figura 4.7](#).

(4) În cazul unei secțiuni transversale supusă la încovoire și la o forță axială de compresiune redusă, efectul forței axiale de compresiune ultime poate fi neglijat dacă aceasta nu depășește ( $0.08 f_{ck} \times$  aria secțiunii transversale).

(5) În calcul se va ține seama de incertitudinile asociate de producerea efectelor de ordinul al II-lea și în particular de inexactitățile și incertitudinile dimensionale legate de poziția și direcția de acțiune a forțelor axiale de compresiune. În absența altor prevederi adecvate, aceasta se poate realiza prin utilizarea imperfecțiunilor geometrice echivalente.

(6) Pentru elemente izolate, imperfecțiunile geometrice echivalente pot fi introduse prin creșterea excentricității forței axiale cu o excentricitate adițională  $e_{ac}$ , în direcția cea mai defavorabilă.

$$e_{ac} = \max \text{im} \left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{30}, h \text{ fiind înălțimea secțiunii} \\ 20 \text{ mm} \end{array} \right\}$$

(7) Poziția limită a axei neutre  $\bar{x}_{lim}$  (corespunzătoare punctului de balans din curba de interacțiune M-N - [figura 4.8](#)) pentru elemente structurale din beton armat rezultă din condiția de atingere simultană a rezistențelor de proiectare a betonului  $f_{cd}$  și a armăturii  $f_{yd}$ .

$$\bar{x}_{lim} = \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + \varepsilon_{yd}} d$$

unde:

$d$  - înălțimea utilă a secțiunii de beton armat;

$\varepsilon_{cu}$  - deformația specifică ultimă a betonului comprimat (3,5‰).

$\varepsilon_{yd}$  - deformația specifică limită la intrarea în curgere a oțelului beton.

$\bar{x}$  - poziția axei neutre;

Poziția limită a axei neutre convențională (când se adoptă diagrama dreptunghiulară a eforturilor de compresiune în beton),  $x_{lim}$  este:

$$x_{lim} = 0,8 \bar{x}_{lim}$$

Pentru armăturile folosite în România,  $x_{lim}$  este dat în tabelul 4.8

Poziția limită a axei neutre convenționale ( $x_{lim}$ )

**Tabelul 4.8.**

Tip armătură

Clasa de beton

	≤ C35/45	> 35/45
OB 37	0,60	0,55
PC 52, PC 60	0,55	0,50

(8) Verificarea bolțariilor din beton armat pentru cazul  $x \leq x_{lim}$  se va face pe baza schemei din [figura 4.9](#).

1. Poziția axei neutre convenționale ( $x$ ) se calculează conform relației de mai jos :

$$x = \frac{N_d + (A_{S1} - A_{S2})f_{yd}}{b\alpha \cdot f_{cd}} \leq x_{lim}, \text{ în care}$$

$x_{lim}$  - se consideră cu valorile din tabelul 4.7;

$N_d$  - este forța de compresiune cu valoare de proiectare (calcul);

$b$  - este lățimea secțiunii calculate;

$f_{cd}$  - este rezistența de calcul la compresiune a betonului;

$\alpha$  - se determină conform 4.1.1.3. (b);

$A_{S1}$  - secțiunea de armătură situată la partea întinsă;

$A_{S2}$  - secțiunea de armătură situată la partea comprimată;

$f_{yd}$  - rezistența de calcul a armăturii.

2. Momentul încovoietor de calcul,  $M^*$  - se calculează cu relația:

$$M^* = M_{dl} + N_d e_{ac}$$

în care:

$N_d$  - este forța de compresiune cu valoare de proiectare;

$M_{dl}$  - este momentul încovoietor cu valoare de proiectare pentru calculul de ordinul I;

$e_{ac}$  - este excentricitatea adițională, conform punctului 4.2.1.1.2. pct. (6).

3. Relația de calcul pentru momentul capabil este următoarea:

$$M_{Rd} = N_d \frac{h-x}{2} + A_{S1} f_{yd} \left( d - \frac{x}{2} \right) + A_{S2} f_{yd} \left( \frac{x}{2} - a_2 \right)$$

$$M_{Rd} \geq M^*$$

4.2.1.1.3. Capacitatea portantă a zonelor de transmitere

(1) Transmiterea forțelor axiale de la un bolțar la altul se face printr-o zonă de transmitere cu eforturi perturbate.

Această zonă de transmitere începe în zona de contact care are o suprafață redusă și excentrică pentru îmbinările plane, cu eforturi concentrate mari și se termină în corpul bolțarului la o distanță "e", unde eforturile revin la o distribuție liniară.

(2) Pentru zonele de transmitere trebuie realizate următoarele verificări:

- verificarea la compresiune locală;
- verificarea la eforturi de despicare.

(3) În zona de transmitere există o stare de eforturi spațială. Eforturile de compresiune variază de

la  $\sigma_x = \frac{N_d}{a_0 b_0}$  în îmbinare la  $\sigma_x = \frac{N_d}{ab}$  la limita zonei de transmitere.

(4) Eforturile efective maxime de compresiune nu trebuie să depășească rezistența de calcul la compresiune locală iar forța de compresiune exercitată pe suprafața de contact din îmbinare trebuie să fie preluată de rezistența betonului la compresiune și de armăturile prevăzute în acest scop.

$$\sigma_c^{\max} < K f_{cd}$$

$$N_d \leq K f_{cd} A_0 + A_t f_{yd}$$

unde:

K - coeficient care ține seama de compresiunea locală:

$$K = \left( 2 - \sqrt{\frac{A_0}{A_1}} \right) \leq 2$$

$A_0 = a_0 \times b_0$  - aria zonei de contact;

$A_1 = a \times b$  - aria de calcul la capătul zonei de transmitere;

$A_t$  - aria convențională a secțiunii armăturii transversale;

$f_{yd}$  - rezistența de calcul a armăturii transversale;

$f_{cd}$  - rezistența de calcul la compresiune a betonului.

(5) Eforturile unitare transversale variază pe lungimea zonei de transmitere de la eforturile de compresiune la eforturi de întindere (figura 4.10). Poziția punctului de inflexiune și mărimea și poziția eforturilor maxime de întindere depind de raportul  $a_0/a$ .

Rezultanta eforturilor de întindere  $Z_1$  numită și forța de despicare se poate calcula cu relația:

$$Z_1 = k \cdot N_d \left( \frac{a - a_0}{h} \right)$$

Pentru rezemări centrice (îmbinări articulate) - [figura 4.10 a](#):

$$k = 1/4; h = a; a_1 = a$$

Pentru rezemări excentrice; (îmbinări plane) - [figura 4.10 b](#):

$$k = 1/3; h = a_1 \quad a_0 = 2 \left( 0,5 - \frac{e_0}{a} \right) a \geq \frac{a}{4} \quad a_1 = 3a_0$$

Cunoscând  $Z_1$  se calculează eforturile maxime de întindere:

$$\sigma_{ct} = \frac{3}{2} \cdot \frac{Z_1}{b \cdot a}$$

(6) Dacă în direcție longitudinală rezemarea nu se face pe toată lungimea, ci pe o zonă redusă, centrică sau excentrică apar eforturi de întindere și pe această direcție, care au rezultanta  $Z_2$ :

$$Z_2 = k \cdot N_d \left( \frac{b - b_0}{h} \right), \text{ unde } k = 0,1$$

(7) Forțele de despicare  $Z_1$  și  $Z_2$  trebuie să fie preluate de plase de armătură transversală și longitudinală:

$$n_1 A_{s1} = \frac{Z_1}{0,8 f_{yd}}; \quad n_2 A_{s2} = \frac{Z_2}{0,8 f_{yd}}$$

unde:

$f_{yd}$  - rezistența de calcul a armăturii din plase

$n_1, n_2$  - numărul barelor de armătură în plase

$A_{s1}, A_{s2}$  - secțiunea unei bare de armătură în plan, pe direcție transversală, respectiv longitudinală.

(8) Dacă:

$\sigma_{ct} \leq f_{ctd}$  - armarea transversală este constructivă;

$\sigma_{ct} \geq 2f_{ctd}$  - este necesară schimbarea dimensiunilor sau reanalizarea condițiilor de rezemare;

unde:

$f_{ctd}$  - este rezistența de calcul la întindere a betonului.

(9) Analiza eforturilor în zonele de contact cu MEF a pus în evidență existența unor eforturi de întindere la colțuri, care trebuie preluate de o armătură transversală amplasată în imediata vecinătate a zonei de contact. Rezultanta acestor eforturi este  $Z_3 = 0.03a^2 f_{ctd}$ .

#### 4.2.1.2. Starea limită a stabilității forme

(1) În cazul căptușelilor foarte subțiri, situate în terenuri cu module de deformație foarte mici verificarea la starea limită de rezistență trebuie să țină seama de efectele de ordinul doi (flambajul și voaloarea inelelor de bolțari).

(2) Calculul pentru stabilitatea structurală care să ia în considerare efectele de ordinul II trebuie să asigure ca, pentru cele mai defavorabile combinații de acțiuni la starea limită ultimă, să nu apară pierderea echilibrului static (local sau pentru întreaga structură) sau să nu fie depășită rezistența secțiunilor transversale individuale la încovoiere și forță axială.

(3) În elementele comprimate, trebuie considerată influența efectelor de ordinul II dacă creșterea peste momentele de încovoiere de ordinul I datorită deplasărilor depășește 10%.

(4) Efectul flexibilității (momente de ordinul al II-lea) se ia în considerare prin coeficientul  $\eta$ , calculat cu relația:

$$\eta = \frac{M_{dII}}{M_{dI}}$$

în care:

$M_{dI}$  - este momentul încovoietor determinat pentru un calcul de ordinul I.

$M_{dII}$  - este momentul încovoietor determinat printr-un calcul static de ordinul II.

(5) La structurile circulare la care  $\eta \leq 1,10$  se admite ca în locul unui calcul de ordin II să se determine valorile coeficienților  $\eta$  în mod aproximativ cu relația:

$$\eta = \frac{1}{1 - \frac{N_d}{N_{cr}}} \leq 1,10$$

în care:

$N_d$  = forța axială de proiectare;

$N_{cr}$  = forța critică de pierdere a stabilității prin flambaj, calculată cu relația:

$$N_{cr} = K_S \frac{R^2}{4} + D \frac{4}{R^2}$$

$$K_S = \frac{3E_S \times a}{R(1 + \mu_S)(5 - 6\mu_S)}; \quad D = \frac{E'_c I_c}{(1 - \mu_C^2)}$$

unde:

$K_S$  - coeficientul de pat al terenului;

$E_S$  - modulul de deformație al terenului;

$\mu_S$  - coeficientul lui Poisson pentru teren;

$\mu_C$  - coeficientul lui Poisson pentru căptușeală;

$E'_c$  - valoarea corectată a modulului de elasticitate conform 4.2.2.1.4.;

$I_c$  - momentul de inerție corectat al căptușelii (valoarea minimă dintre  $I_m$  și  $I_{ci}$ );

$a$  - coeficient de corecție care ține seama de imperfecțiunile realizării injecțiilor ( $a = 0.5 - 1.0$ );



$I_{ci}$  - momentul de inerție al secțiunii ideale de beton conform 4.2.2.1.4;

$I_m$  - momentul de inerție diminuat, care depinde de numărul bolțarilor și de tipul îmbinărilor.

$I_m$  poate fi calculat cu aproximație cu relația:

$$I_m = \left[ C_s + \left( \frac{4}{m} \right)^2 \right] I_n$$

unde:

$C_s$  - coeficient de diminuare al momentului de inerție în îmbinare;

$C_s = 0$ , pentru îmbinări articulate;

$C_s = 0.3$ , pentru îmbinări plane;

$I_n$  - momentul de inerție al secțiunii normale;

$M$  - numărul de bolțari în secțiune.

#### 4.2.1.3. Starea limită de echilibru static

(1) Se va verifica starea limită de echilibru static pentru toate tunelurile imersate sau care din cauza prezenței apelor subterane sunt în pericol de a-și pierde echilibrul static.

(2) Încărcările verticale gravitaționale permanente trebuie să depășească cu cel puțin 5% încărcările verticale ascendente provenite din acțiunea apelor subterane.

(3) Încărcările verticale ascendente provenite din acțiunea apelor subterane de la punctul (2) se calculează pentru nivelul extraordinar al acestora.

(4) Dacă este cazul se va ține seama de schimbarea în timp a geometriei solului sub tunel (afuierea patului, fenomene de sufozie hidrodinamică etc.)

#### 4.2.2 Stări limită de serviciu

##### 4.2.2.1. Starea limită de fisurare

###### 4.2.2.1.1. Generalități

(1) Tunelurile sunt lucrări expuse factorilor de mediu cu agresivitate medie sau mare. Verificarea la fisurare se va face, conform înțelegerii cu beneficiarul, sub combinația de acțiuni frecventă sau quasipermanentă.

(2) Fisurarea trebuie limitată la un nivel care să nu prejudicieze comportarea corespunzătoare a structurii sau să afecteze aspectul ei.

(3) Fisurarea este practic inevitabilă în structurile din beton supuse la încovoiere, compresiune excentrică cu excentricitate mare, forță tăietoare, torsiune sau întindere.

(4) Trebuie stabilite, împreună cu beneficiarul, limite corespunzătoare având în vedere funcționalitatea și natura structurii precum și costurile privind limitarea fisurării.

(5) Betonul fiind foarte alcalin ( $\text{ph} \approx 12$ ), armătura este în mod normal protejată prin pasivizare (formarea  $\text{Fe}(\text{OH})_2$  pe suprafața oțelului).

(6) Deschiderea limită a fisurilor pentru elementele din beton armat este de 0,3 mm.

(7) În condiții de exploatare, vor fi evitate eforturile unitare din armături care pot conduce la deformații inelastice ale acestora, pentru a nu apărea fisuri mari, deschise permanent. Pentru aceasta sub combinația accidentală de acțiuni, efortul unitar de întindere din armătură nu trebuie să depășească  $0,8 f_{yk}$ . Dacă efortul unitar apare numai din deformații impuse, se poate accepta ca efortul unitar de întindere în armătură să atingă  $f_{yk}$ .

#### 4.2.2.1.2. Arii minime de armare

(1) Pentru a preveni formarea unor fisuri cu deschideri mari se va stabili o arie minimă de armătură pe conturul secțiunii.

(2) Lumina maximă între barele ariei minime de armare nu va depăși 200 mm.

(3) Procentul minim de armare cu armătură aderentă pe fiecare direcție, necesar în așa fel încât curgerea armăturii să nu apară la atingerea încărcării de fisurare, se stabilește cu relația;

$$\rho_{\min} = 0,2 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}}$$

(4) Aria minimă de armătură poate fi calculată cu relația de mai jos:

$$A_s = K_c \cdot K \cdot f_{ctm} \cdot \frac{A_{ct}}{\sigma_s} \text{ unde:}$$

$A_s$  - aria armăturii în zona întinsă;

$A_{ct}$  - aria de beton din zona întinsă (până la apariția primei fisuri);

$\sigma_s$  - efortul maxim admis în armătura imediat după apariția primei fisuri;

$\sigma_s$  trebuie limitat la următoarele valori:

$$\sigma_s = \max \left[ 240 \text{ N/mm}^2, 110 \sqrt{\eta f_{yk}} \right], \text{ în cazul căptușelilor în mediu cu agresivitate medie}$$

$$\sigma_s = \max \left[ 200 \text{ N/mm}^2, 90 \sqrt{\eta f_{yk}} \right], \text{ în cazul căptușelilor în mediu foarte agresiv}$$

$\eta$  - coeficient de fisurare, egal cu:

1,6 pentru armături aderente ( $\phi > 6 \text{ mm}$ );

3,3 pentru armături aderente ( $\phi \leq 6 \text{ mm}$ );

1,0 pentru armături netede,

$f_{ctm}$  - rezistența medie a betonului la întindere axială.

K - coeficient care ține seama de efectul formării fisurilor secundare. Pentru secțiuni dreptunghiulare:

$K = 0,8$ , dacă  $h \leq 30$  cm

$K = 0,5$ , dacă  $h \geq 80$  cm.

$K_c$  - coeficient care ține seama de natura distribuției efortului în secțiune imediat înainte de apariția fisurilor.

$K_c = 1,0$  pentru întindere pură

$K_c = 0,4$  pentru întindere fără forțe normale de compresiune

$K_c = 0$  pentru compresiune excentrică în care înălțimea zonei întinse, calculată pe baza secțiunii fisurate, sub încărcarea de fisurare, nu depășește min ( $h/2$  și  $0,5$  m) sau betonul rămâne comprimat sub gruparea rară de acțiuni.

Pentru alte situații de compresiune excentrică  $K_c$  se va interpola între  $0,4$  și  $0$ .

#### 4.2.2.1.3. Verificarea la fisurare

(1) Dacă se asigură cantitatea minimă de armătură, conform 4.2.2.1.2., limitarea deschiderii fisurilor la valori acceptate și evitarea fisurării necontrolate între barele foarte depărtate pot fi obținute prin limitarea distanțelor între bare și/sau a diametrelor barelor. În tabelele 4.9. și 4.10. sunt date diametrul maxim al barelor de oțel aderent, respectiv distanța maximă între barele de oțel aderent.

Diametrul maxim pentru bare din oțel aderent

**Tabelul 4.9**

Efortul unitar în armătură $\sigma_s$ [N/mm <sup>2</sup> ]	Diametrul maxim al barei [mm]
160	32
200	25
240	20
280	16
320	12
360	10
400	8
450	6

Observație: Diametrul maxim al barei poate fi corectat prin următoarea relație:

$$\Phi_S = \Phi_S^* \frac{h}{10(h-d)} \geq \Phi_S^*, \text{ unde :}$$

$\Phi_S$  = diametrul maxim corectat al unei bare;

$\Phi_S^*$  = diametrul maxim al unei bare din tabelul 4.9 ;

h = înălțimea totală a secțiunii

d = înălțimea utilă a secțiunii măsurată de la centrul de greutate a armăturii la fibra cea mai comprimată.

#### Distanțe maxime între barele de oțel aderent

**Tabelul 4.10.**

Efortul unitar în armătură $\sigma_S$ [N/mm <sup>2</sup> ]	Distanța maximă între bare [mm]
160	300
200	250
240	200
280	150
320	100
360	50

(2) Efortul unitar în armătură  $\sigma_S$  pentru aplicarea tabelelor 4.9 și 4.10. va fi calculat sub gruparea de acțiuni relevantă.

(3) Fisurarea datorită efectelor tangențiale ale acțiunilor poate fi considerată ca suficient controlată dacă distanțele maxime între etrieri respectă valorile din tabelul 4.11.

#### Distanțe maxime între etrieri pentru controlul fisurării

**Tabelul 4.11.**

$(V_{sd} - V_{cd}) / (\rho_w b_w d)$ [N/mm <sup>2</sup> ]	Distanțe maxime între etrieri [mm]
200	350
250	250
300	200
350	150
400	100

$V_{sd}$  - forța tăietoare de calcul în starea limită ultimă

$V_{cd}$  - valoarea de calcul a forței tăietoare preluată de betonul zonei comprimate.

$\rho_w$  - coeficientul de armare pentru preluarea forței tăietoare.

$$\rho_{wv} = \frac{A_{sw}}{sb_{wv} \sin \alpha}, \text{ unde:}$$

$A_{sw}$  - aria armăturii pentru preluarea forței tăietoare pe lungimea  $s$ ;

$S$  - distanța dintre armăturile pentru preluarea forței tăietoare;

$b_w$  - lățimea elementului;

$\alpha$  - unghiul dintre armătura pentru preluarea forței tăietoare și armătura principală;

$d$  - înălțimea utilă a elementului (distanța de centrul de greutate al armăturilor la fibra cea mai comprimată).

4.2.2.1.4. Calculul eforturilor unitare în beton și în armătură în stadiul II de lucru, la elemente solicate la încovoiere cu sau fără efort axial

(1) Determinarea eforturilor unitare în beton și în armătură în stadiul II de lucru se face în cazurile când se efectuează verificări la stările limită de fisurare sau de deformație.

(2) Calculul eforturilor unitare normale în stadiul II de lucru se face pe baza următoarelor ipoteze:

- ipoteza secțiunilor plane;
- rezistența la întindere a betonului se neglijează;
- relațiile între eforturile unitare și deformațiile specifice sunt liniare, atât pentru beton, cât și pentru armătură.

(3) În relațiile de calcul, modulul de elasticitate al betonului se introduce cu valoarea corectată:

$$E'_c = \frac{0,8}{1 + 0,5\nu\bar{\varphi}} E_c, \text{ în care:}$$

$\nu$  - raportul între momentul încovoietor de lungă durată și cel din încărcările de exploatare totale;

$\bar{\varphi}$  - caracteristica deformației în timp a betonului, calculată conform STAS 10107/0-90.

(4) În calcul se consideră o secțiune echivalentă de beton, în care armăturile intervin înmulțite cu coeficientul de echivalență:

$$n_s = \frac{E_s}{E_c}$$

(5) În cazul elementelor solicate la compresiune excentrică ([figura 4.11](#)):

Poziția axei neutre se determină cu relația:

$$x^3 - 3\left(\frac{h}{2} - e\right)x^2 + \frac{6n_s}{b} \left[ A_{s1} \left( e + \frac{h}{2} - a_1 \right) + A_{s2} \left( e - \frac{h}{2} + a_2 \right) \right] x - \frac{6n_s}{b} \left[ A_{s1} d \left( e + \frac{h}{2} - a_1 \right) + A_{s2} a_2 \left( e - \frac{h}{2} + a_2 \right) \right] = 0$$

Eforturile unitare în bare și în armături se determină cu relațiile:

$$\sigma_c = \frac{N_E}{\frac{bx}{2} + n_s A_{s2} \frac{x - a_2}{x} - n_s A_{s1} \frac{d - x}{x}} \text{ sau}$$

$$\sigma_c = \frac{N_E e_0}{\frac{bx}{2} \left( \frac{h}{2} - \frac{x}{3} \right) + \frac{n_s A_{s2}}{x} \left( \frac{h}{2} - a_2 \right) (x - a_2) - \frac{n_s A_{s1}}{x} \left( \frac{h}{2} - a_1 \right) (d - x)}$$

$$\sigma_{s1} = n_s \sigma_c \frac{d - x}{x}$$

$$\sigma_{s2} = n_s \sigma_c \frac{x - a_2}{x}$$

iar momentul de inerție al secțiunii ideale de beton este:

$$I_{ci} = \frac{bx^3}{3} + n_s A_{s2} (x - a_2)^2 + n_s A_{s1} (d - x)^2$$

#### 4.2.2.2. Starea limită de compresiune a betonului

(1) Eforturile unitare de compresiune excesive din beton sub încărcări de exploatare pot conduce la formarea fisurilor longitudinale și la microfisurarea betonului sau la nivele mai mari ale curgerii lente față de cele luate în considerare. Deoarece comportarea corespunzătoare a bolțarilor este posibil să fie afectată de aceste fenomene, trebuie luate măsuri pentru limitarea eforturilor la un nivel acceptabil.

(2) Efortul unitar în beton în combinația accidentală de acțiuni va fi limitat la  $0,6 f_{ck}$ . Pentru elemente prefabricate, care vor fi supuse unui control adecvat, valoarea  $0,6 f_{ck}$  va putea fi depășită cu 10% în timpul execuției.

(3) Dacă se presupune că efectele curgerii lente afectează semnificativ comportarea elementului considerat, eforturile unitare în beton sub încărcări cvasi-permanente vor fi limitate la  $0,45 f_{ck}$ .

(4) În calculul eforturilor unitare trebuie să se țină seama dacă secțiunea va fisura sau nu sub acțiunile de exploatare și de efectele

curgerii lente și a contracției betonului.

(5) În general se poate considera fără alte calcule, că limitările eforturilor unitare date mai sus sunt satisfăcute, dacă:

- verificarea la starea limită de rezistență a fost făcută conform punctului 4.2.1.1.,
- sunt satisfăcute cerințele de la pct 4.2.2.1.2 privind aria minimă de armare;
- alcătuirea secțiunilor respectă prevederile din capitolul 4.3.;
- în calculul pentru starea limită ultimă eforturile secționale nu s-au redistribuit cu mai mult de 30%.

(6) Efectele pe termen lung pot fi luate în considerare prin admiterea unui coeficient de echivalență de  $E_s/E_c = 15$  pentru situațiile în care mai mult de 50% din efortul unitar apare din acțiuni cvasipermanente (pentru valori mai mici, efectele pe termen lung vor fi neglijate).

(7) După caz, eforturile unitare sunt determinate adoptându-se proprietăți ale secțiunii care să corespundă fie situației de nefisurare, fie situației de fisurare completă.

(8) Dacă eforturile unitare de întindere în beton, calculate pe baza unei secțiuni nefisurate sub combinația accidentală de acțiuni, depășesc  $f_{ctm}$  secțiunea trebuie considerată în stadiul fisurat.

(9) Pentru o secțiune nefisurată, întreaga secțiune de beton se admite a fi activă și atât betonul cât și armătura se presupun a se comporta elastic atât la întindere cât și la compresiune.

(10) Pentru o secțiune fisurată, betonul se admite a avea o comportare elastică la compresiune, dar este incapabil să reziste la întindere (la calculul eforturilor unitare în conformitate cu aceste reguli nu se va ține seama de efectul de rigidizare la întindere după fisurare, având în vedere de conlucrarea betonului cu armătura).

(11) Pentru satisfacerea limitării efortului în armăturile aderente obișnuite, sub acțiunea deformațiilor impuse împiedicate, este necesară cel puțin aria minimă de armătură, conform punctului 4.2.2.1.2.

#### 4.2.2.3. Starea limită de deformație

(1) Verificarea la starea limită de deformație se face punând condiția ca sub încărcările de exploatare, deformația totală pe diametru ( $\Delta D$ ) să nu depășească valoarea admisă de 1 %.

(2) Valoarea deformațiilor se determină după regulile calculului structurilor omogene și elastice, introducând pentru modulul de rigiditate valoarea stadiului II de lucru.

(3) În cazul elementelor solicate la încovoiere, rigiditatea va fi calculată cu relația:

$$EI = E'_c I_{ci}$$

în care  $EI = E'_c I_{ci}$  se calculează conform 4.2.2.1.4.

(4) În cazul elementelor solicate la compresiune excentrică cu excentricitate mare, rigiditatea va fi calculată cu relația:

$$EI = \frac{M_E}{\Phi} = \frac{M_E \times E'_c}{\sigma_{bmax}}$$

în care:

$\phi$  este curbura fibrei medii deformate (rotirea specifică);

$E'_c, \chi, \sigma_{bmax}$  se calculează conform 4.2.2.1.4.

### 4.3. Prescripții privind alcătuirea bolțarilor prefabricați pentru căptușelile tunelurilor executate cu scutul

#### 4.3.1 Alegerea dimensiunilor bolțarilor

(1) La alegerea dimensiunilor bolțarilor se va avea în vedere rezistența și stabilitatea lor, precum și evitarea unor concentrări de eforturi.

(2) Grosimea bolțarilor va fi determinată astfel încât să satisfacă următoarele criterii:

- rezistența capabilă a bolțarului la compresiune excentrică circumferențială trebuie realizată astfel încât procentul de armare pentru armăturile longitudinale să fie mai mic de 1% și să se apropie de procentul minim de armare.

Dacă grosimea bolțarilor este constantă pe tot traseul tunelului, se va face un studiu economic pentru a se stabili dacă se va varia rezistența betonului sau cantitatea de armătură, în scopul de a urmări variațiile solicitărilor calculate în lungul tunelului.

- grosimea minimă a bolțarilor trebuie să satisfacă condițiile impuse la contactul între elemente: suprafața de rezemare, montarea garniturii de etanșare etc.
- grosimea minimă a bolțarilor trebuie să fie compatibilă cu suprafața de rezemare a preselor în sens longitudinal tunelului.

#### **4.3.2 Stratul de beton pentru acoperirea armăturilor**

(1) Acoperirea cu beton este distanța dintre suprafața exterioară a armăturii și cea mai apropiată suprafață a betonului.

(2) O acoperire minimă cu beton va trebui să asigure:

- transmiterea sigură a eforturilor de aderență;
- să nu apară exfolieri;
- rezistență la foc adecvată;
- protecția la coroziune a oțelului.

(3) Pentru transmiterea sigură a eforturilor de aderență și pentru a

asigura o compactare adecvată, acoperirea armăturii din oțel beton trebuie să fie mai mare decât diametrul barei de armătură

(4) În cazul bolțarilor prefabricați pentru căptușelile tunelurilor stratul de acoperire minim pentru armătura circumferențială va fi de 30 mm, iar pentru etrieri și agrafe se va prevedea un strat de acoperire de minim 20 mm.

(5) În cazul tunelurilor situate în medii foarte agresive valorile de la pct. (4) vor fi mărite cu cel puțin 10 mm și vor fi luate măsuri de protecție specifice la contactul cu mediul agresiv.

#### **4.3.3 Diametre minime și distanțe între bare**

(1) Diametrul minim al armăturii de rezistență circumferențială va fi 12 mm.

(2) Etrierii, barele de repartiție, agrafele și armăturile dispuse constructiv vor avea diametrul  $\Phi \geq 8\text{mm}$  (OB 37) sau  $\Phi \geq 6\text{mm}$  (PC 52).

(3) Distanța între bare trebuie să permită turnarea și compactarea satisfăcătoare a betonului pentru a se asigura o aderență adecvată.

(4) Lumina (orizontală sau verticală) dintre barele paralele individuale sau straturi orizontale de bare paralele trebuie să fie mai mare decât valoarea maximă dintre:

- diametrul barelor,  $\Phi$  ;
- 20 mm.

(5) Pentru o execuție mai ușoară este de preferat ca distanța minimă între bare să fie 50 mm.



(6) Distanța maximă între axele barelor va fi 250 mm.

#### **4.3.4 Ancorarea armăturilor**

(1) Ancorarea armăturilor va avea ca referință prevederile din STAS 10111/2-87 (până la intrarea în vigoare a EUROCOD 2).

(2) După intrarea în vigoare a EUROCOD 2, ancorarea armăturilor se va face conform prevederilor din acesta.

#### **4.3.5 Procente minime de armare**

(1) În cazul bolțarilor prefabricați pentru tuneluri armătura circumferențială pe cele două laturi trebuie să fie corespunzătoare procentului minim de 0.5%, , din care 0,2 % pe latura întinsă și 0,2 pe latura comprimată. Dacă secțiunea preia o forță capabilă ( $N_{Rd}$ ) mai mare decât forța ( $N_d$ ) care acționează asupra sa, aria corespunzătoare procentului de armare 0,5% se reduce în raportul  $N_d/N_{Rd}$ . Valoarea  $N_{Rd}$  se determină considerând excentricitatea  $e_{oc}$  stabilită cu ajutorul solicitărilor care acționează în secțiune M și N și a excentricității adiționale  $e_{ac}$ .

#### **4.3.6 Armătura circumferențială**

(1) Armătura circumferențială de rezistență se recomandă să fie alcătuită din oțel de același tip.

(2) Armătura circumferențială dispusă la extradadosul și intradosul bolțarilor trebuie să îndeplinească în același timp următoarele condiții:

- să fie satisfăcut calculul la compresiune excentrică, atât la stările limită ultime (pct 4.2.1.) cât și la stările limită de serviciu (pct.4.2.2.);
- să fie satisfăcut calculul la încovoiere simplă în cazul manipulării și depozitării bolțarilor;
- să fie satisfăcute procentele minime de armare (pct.4.3.6.)

#### **4.3.7 Etrieri, armături longitudinale și agrafe**

(1) Etrierii și armăturile longitudinale trebuie determinate în așa fel încât să fie îndeplinit calculul la forța tăietoare sub acțiunile date de presele scutului, dacă  $\tau_u > 0,07 f_{ctd}$  Verificarea secțiunii are ca referință STAS 10111/2-87 sau EUROCOD 2 (după intrarea în vigoare a acestuia).

(2) Etrierii trebuie să îmbrace tot conturul bolțarilor, cuprinzând toate armăturile longitudinale. Etrierii, împreună cu barele longitudinale, trebuie să formeze carcasa care asigură poziția proiectată a armăturii de rezistență. În fiecare colț al etrierilor, trebuie să se afle o bară de rezistență sau montaj.

(3) Etrierii și agrafele vor lega barele longitudinale de rezistență întinse de lângă suprafața concavă, ca și barele comprimate de lângă suprafața convexă. Ramurile etrierilor și agrafele au, de asemenea, rolul de a împiedica aruncarea în afară a betonului de acoperire, pentru armăturile curbe întinse.

Secțiunea fiecărei ramuri a etrierului sau agrafei ( $A_{e1}$ ), trebuie să fie cel puțin:

$$A_{e1} = A_s \frac{s}{r}$$

unde:

$A_s$  - aria armăturii de rezistență aferentă unei ramuri de etrier sau unei agrafe;

S - distanța între etrieri (agrafe);

R - raza de curbură a bolțarului.

(4) Diametrul etrierilor și a agrafelor va fi cel puțin egal cu o treime din diametrul maxim al armăturilor circumferențiale înconjurate.

$$d_e \geq \frac{d_{\text{max circumferential}}}{3}, \text{ unde:}$$

$d_e$  - diametrul etrierului;

$d_{\text{max circumferential}}$  - diametrul maxim al armăturilor circumferențiale.

(5) Distanța între etrieri va fi mai mică decât:

- 15  $d_{\text{circumferențial}}$  ( $d_{\text{circumferențial}}$  este diametrul armăturii de rezistență circumferențială);
- 400 mm;
- grosimea bolțarilor

(6) Agrafele vor avea porțiunea dreaptă a ciocurilor de  $10d_{\text{agrafă}}$ . Dacă agrafele vor fi sudate de armăturile circulare, diametrul armăturii circulare trebuie să fie mai mare decât  $1,4 d_{\text{agrafă}}$

(7) Pentru prevenirea efectului coroziv al curenților electrici "vagabonzi", se vor realiza legături prin sudură între barele carcaselor de armătură ale bolțarilor, în scopul drenării și colectării acestora

#### **4.3.8 Armătura din zona îmbinărilor între bolțari**

(1) La extremitățile bolțarilor forța axială transmisă prin îmbinare difuzează în întreaga grosime a bolțarului.

(2) Plasele de armătură pentru preluarea compresiunii locale pot fi formate din:

- bare de diametru mic fasonate în serpentine;
- bare sudate.

[\[top\]](#)

## **5. EXECUȚIA CĂPTUȘELII**

### **5.1. Generalități**

(1) Pentru elementele structurale, în scopul obținerii proprietăților cerute, trebuie definite clar toleranțele înaintea începerii execuției.

(2) Pentru asigurarea unei durabilități corespunzătoare a căptușelii, acoperirea cu beton a armăturii nu va fi mai mică decât valorile minime date în capitolul 4.

(3) Dimensiunile date în planurile de execuție vor fi respectate în limitele toleranțelor admise.

(4) Executantul va respecta întocmai prevederile contractului semnat cu beneficiarul, în scopul obținerii unei calități satisfăcătoare a lucrării.

(5) Executantul va permite consultantului și beneficiarului să inspecteze fabrica de prefabricate și să verifice calitatea lucrărilor.

(6) Bolțarii prefabricați vor fi dimensionați în așa fel încât să preia în condiții bune acțiunile din timpul manipulării, depozitării, transportului și montării.

## **5.2. Toleranțe de execuție**

### **5.2.1. Toleranțe pentru bolțari**

(1) Dimensiunile bolțarilor individuali se vor încadra în următoarele toleranțe:

- Lungimea pe circumferință  $\pm 1$ mm;
- Grosimea bolțarului  $\pm 3$ mm;
- Lățimea bolțarului  $\pm 1.5$ mm;
- Planeitatea fețelor să nu treacă un spion de 2mm (la îmbinările circulare) pe 1.00m de muchie dreaptă
- Lățimea garniturii de etanșare  $\pm 1$ mm;
- Grosimea garniturii de etanșare  $+ 1$ mm  $-0.5$ mm;
- Nepotrivirea garniturii de etanșare  $< 2$ mm la colțuri

(2) Prin proiect se pot stabili pentru bolțari valori mai mici ale toleranțelor decât valorile de mai sus.

### **5.2.2. Toleranțe pentru inele**

(1) Se vor asambla, în plan orizontal, pe o suprafață plană, două inele de verificare, unul peste celălalt. Inelul de deasupra va fi rotit cu un bolțar față de cel de dedesubt. Toate garniturile de etanșare prevăzute în proiect, precum și buloanele vor fi montate în inele.

(2) Dimensiunile inelelor vor trebui să respecte următoarele toleranțe:

- Diametrul intern (DI) valoarea maximă dintre  $\pm 0.2\%$  DI sau 6mm
- Denivelări între bolțarii adiacenți pe diametrul intern  $< 5$ mm;
- Rostul la îmbinările longitudinale să nu treacă un spion de 1 mm între bolțari (după ce s-au scos garniturile de împingere și s-au strâns buloanele)

Inelul de bază va fi păstrat ca inel etalon. Vor fi făcute verificări ale inelelor la intervale de maximum 0.5% din producția de bolțari.

### **5.2.3. Toleranțe pentru acoperirea cu beton**

(a) Pentru acoperirea cu beton a carcasei de armături nu se acceptă valori mai mici decât cele prevăzute în capitolul 4.

## **5.3. Prefabricarea bolțarilor**

### **5.3.1. Pregătirea cofrajului**

(1) Cofrajele vor fi proiectate și executate astfel încât să fie capabile să reziste la toate acțiunile ce pot apare în timpul procesului de execuție. Ele trebuie să rămână stabile până când betonul atinge o rezistență suficientă pentru a prelua eforturile la care va fi supus la decofrare cu o limită acceptabilă de siguranță.

(2) Cofrajele trebuie să fie suficient de rigide pentru a asigura satisfacerea toleranțelor pentru structură și a nu afecta capacitatea portantă a acesteia. Ele trebuie să asigure obținerea formei, dimensiunilor și gradului de finisare, prevăzute în proiect pentru bolțari.

(3) Cofrajul va fi dispus în așa fel încât să fie posibilă amplasarea corectă a armăturii și compactarea corectă a betonului. Cofrajul va fi conceput și realizat în așa fel încât să permită decofrarea fără deteriorarea sau lovirea betonului.

(4) Cofrajele vor fi proiectate și montate de către persoane pregătite corespunzător. Se va supraveghea și controla montarea cofrajelor în așa fel încât realizarea să fie în conformitate cu planurile și specificațiile corespunzătoare.

(5) Îmbinările dintre panourile cofrajului trebuie să fie etanșe, încât să nu permită pierderea laptelui de ciment.

(6) Suprafața interioară a cofrajelor trebuie să fie curată. Substanțele de ungere a cofrajului trebuie să fie aplicate în straturi uniforme pe suprafața de contact cu betonul proaspăt, iar betonul trebuie să fie turnat în timpul cât acești agenți sunt eficienți.

(7) Distanțierii cofrajului lăsați în beton nu trebuie să afecteze durabilitatea sau aspectul său.

### **5.3.2. Realizarea carcasei de armătură**

(1) Oțelul beton va fi conform cerințelor din capitolul 4 sau va fi aprobat de Autoritatea Națională de control pentru Reglementări în Construcții.

(2) Pot fi folosite doar armături prevăzute în proiect.

(3) Barele, plasele sudate și carcusele de armături din oțel beton vor fi transportate, depozitate, îndoite și poziționate astfel încât să nu sufere deteriorări.

(4) Suprafețele armăturilor vor fi examinate înainte de utilizare pentru a se asigura că ele nu sunt contaminate de substanțe vătămătoare care pot afecta armătura sau betonul sau aderența între ele.

(5) Armătura trebuie debitată și fasonată în conformitate cu standardele naționale în vigoare și cu proiectul. Barele tăiate și fasonate vor fi depozitate în pachete etichetate, astfel încât să poată fi identificate cu ușurință și să se asigure păstrarea formei și curățeniei lor până în momentul montării.

(6) Este necesar să se evite:

- Deteriorarea mecanică;
- Rupturi ale sudurilor în carcuse și în plase sudate;
- Depozitări în locuri cu impurități care pot influența proprietățile de aderență;
- Reducerea secțiunii datorită coroziunii sub valorile limită admise.

(7) Sudarea armăturilor trebuie realizată doar în cazul în care armătura este sudabilă. Înnădirile sudate trebuie realizate și verificate de persoane pregătite corespunzător. Metodele de sudare admise sunt:

- Sudarea cu arc electric;
- Sudarea prin rezistență de contact;
- Sudarea cu arc electric cu electrozi acoperiți sau sub gaz de protecție
- Sudarea cu gaz de înaltă presiune;

(8) Carcasa de armătură trebuie să fie suficient de robustă pentru a se asigura că barele nu se deplasează de la poziția lor prescrisă în timpul transportului și montării carcasei, precum și în timpul betonării. Grosimea stratului de acoperire cu beton a armăturii va fi asigurată prin utilizarea scaunelor (caprelor sau scăriștelor) și a distanțierilor din materiale plastice, fiind interzisă utilizarea distanțierilor din cupoane metalice sau din lemn.

(9) Îndoirea barelor trebuie realizată prin metode mecanice, la o viteză constantă, cu mișcări lente, cu ajutorul dornurilor, în așa fel încât partea îndoită a barei să aibă o curbură constantă.

(10) În zonele cu multe armături se va asigura o distanță suficientă între bare, pentru a permite compactarea corespunzătoare a betonului.

(11) Înainte de montarea carcasi de armătură în cofraj, se vor verifica următoarele:

- Carcasa de armătură să nu prezinte nici o deformare;
- Carcasa de armătură să corespundă cofrajului în care va fi așezată;
- Carcasa de armătură să aibă toate scaunele și distanțierii.

(12) După montarea carcasi de armătură în cofraj trebuie să se verifice așezarea centrată a acesteia în raport cu cofrajul.

### **5.3.3. Betonare**

(1) Betonul va avea caracteristicile cerute în capitolul 4.

(2) Clasa minimă de beton va fi C32/40 în cazul tunelurilor având o singură căptușeală sau C25/30 în cazul tunelurilor cu două căptușeli.

(3) Temperatura de betonare va fi între 5°C și 25°C.

(4) Betonarea unui bolțar se va face continuu și omogen, urmărindu-se cu atenție înglobarea completă în beton a armăturii.

(5) Betonul va fi astfel compactat încât să conțină o cantitate minimă de aer oclus. Compactarea betonului este obligatorie și se va face prin vibrație. În timpul compactării betonului proaspăt se vor evita deplasările și degradarea armăturilor și/sau cofrajelor. Nu este permisă așezarea vibratorului pe armături.

(6) După terminarea betonării, se vor finisa extradadosul sau suprafețele libere. După atingerea pre-prizei betonului (aproximativ 20 - 40min.) se va sclivisi partea superioară a bolțarului pentru eliminarea denivelărilor.

(7) Dacă se optează pentru termomaturarea betonului se va folosi una din următoarele metode:

- Malaxarea betonului cu apă caldă (temperatura maximă a apei va fi de 80°C);
- Încălzirea cofrajului;
- Încălzirea în etuvă la temperatură și umiditate controlate.

### **5.4. Decofrare, manipulare, depozitare**

(1) Momentul în care cofrajele vor fi demontate se va determina având în vedere următoarele:

- Betonul să fie capabil să preia eforturile când cofrajul va fi demontat;
- Rezistența betonului în momentul decofrării;
- Condițiile climatice și măsurile ce se pot lua pentru protecția betonului după decofrare.

(2) Decofrarea nu se va face decât după ce betonul a atins o anumită rezistență, în așa fel încât să nu se producă ciobiri ale betonului.

(3) După decofrare, bolțarii vor fi depozitați în atelier sau în aer liber (cu măsurile de protecție corespunzătoare), cel puțin 8 ore pentru maturare

(4) Fiecare bolțar va fi marcat pe intrados, cu următoarele informații:

- Diametrul interior al căptușelii;
- Tipul bolțarului;
- Numărul cofrajului;
- Poziția bolțarului în inel.

(5) Metodele de ridicare și manipulare se vor alege în așa fel încât să nu se producă deteriorări ale bolțarilor.

(6) Bolțarii nu vor fi transportați pe șantier înainte de atingerea rezistenței caracteristice pe cub, la 28 de zile.

(7) Bolțarii vor fi depozitați pe bucăți de lemn de lungime egală cu a lor. Toți bolțarii unui inel vor fi depozitați în același grup.

### **5.5 Verificări și remedieri**

(1) Înainte de începerea producției în serie a bolțarilor, se vor verifica:

- Cofrajele pentru bolțari, atât la fabricare cât și la recepție;
- Geometria și asamblarea unui inel cu bolțari realizați în fabrică;
- Primele carcase de armătură realizate.

Acestea trebuie să se încadreze în limitele toleranțelor prevăzute în capitolul 5.2.

(2) În cursul fabricării în serie a bolțarilor, se vor verifica:

- Cofrajele pentru bolțari, la fiecare 50 de utilizări;
- Geometria și asamblarea bolțarilor;

(3) Verificările vor urmări:

- Dimensiunile generale ale inelului asamblat;
- Lungimile bolțarilor;
- Grosimea bolțarilor;
- Planeitatea suprafețelor de contact între două inele;
- Planeitatea suprafețelor de contact între bolțarii aceluiași inel;
- Rugozitatea;
- Geometria garniturilor de etanșeitate și a locașelor în care acestea se montează;
- Geometria și poziția carcasei de armături.

Acestea trebuie să se încadreze în limitele toleranțelor prevăzute în capitolul 5.2.

(4) Remedierile pentru defecte minore (de exemplu: denivelări în spațiul prevăzut pentru garniturile de etanșare, aglomerări de agregate, etc.) se vor face numai cu acordul proiectantului.

(5) După executarea acestor remedieri se vor verifica:

- Starea suprafeței spațiului prevăzut pentru garniturile de etanșare;
- Starea suprafeței extradadosului bolțarului;
- Suprafețele de rezemare.

(6) Se vor face verificările curente de rezistență și permeabilitate pe corpuri de probă iar rezultatele se vor trece în certificatul de calitate.

## 5.6. Transport și montaj

- a. Echipamentele și metodele de transport se vor alege în așa fel încât să nu se producă deteriorări ale bolțarilor. Responsabilitatea pentru acest lucru aparține transportatorului.
- b. La sosirea pe șantier, înainte de descărcare, va fi făcută recepția bolțarilor în mijlocul de transport folosit.
- c. După recepție și descărcare, bolțarii vor fi depozitați într-o zonă situată aproape de accesul în tunel. De aici se va asigura aprovizionarea frontului de lucru cu bolțari, în funcție de suprafața disponibilă. Depozitarea se va face fie bolțar cu bolțar, fie câte doi bolțari, fie inele întregi pe rame metalice.
- d. Sistemul de depozitare va fi ales în funcție de metoda de transport a bolțarilor în tunel și apoi la scut.
- e. În capitolul 2 au fost prezentate elementele conceptuale ale unei căptușeli prefabricate și dispozitivele de asamblare. Pentru completarea acestor prevederi, în tabelul 5.1 se prezintă operațiunile de montare a unui inel compus din bolțari dreptunghiulari (bolțari obișnuiți) și trapezoidali (bolțarii de cheie și de contra-cheie), precizându-se fazele succesive pentru montarea bolțarilor, recomandări pentru fiecare operație, precum și observații de ordin general, pentru un sistem de împingere cu prese individuale și pentru un dispozitiv de montare cu braț mobil. Pentru alt sistem de împingere sau alt tip de dispozitiv de montare prevederile din Tabelul 5.1 vor fi adaptate corespunzător.

Tabel 5.1.

Operații	Recomandări	Observații
1. Aducerea primului bolțar la dispozitivul de montare		Se poate face pe sus sau pe jos
2. Prinderea primului bolțar		Se poate face cu ventuze, clești, șuruburi.
3. Retragera preselor corespunzătoare poziției de montare a primului bolțar		
4. Poziționarea primului bolțar prin rotirea dispozitivului de montare	Analiza detaliată a eforturilor în fiecare poziție a sistemului de prindere și a efectelor indirecte asupra bolțarilor	Se pot folosi dispozitive cu laser pentru a ușura apropierea și fixarea finală
5. Aproximarea radială a primului bolțar		
6. Aproximarea finală cu reglare prin rotire și prin balans longitudinal și transversal	Controlarea vitezelor de apropiere prin comenzi hidraulice proporționale.	
7. Menținerea primului bolțar pe	Tălpile celorlalte prese presează ceilalți	Împingerea preselor asupra celorlalți bolțari

inel	bolțari, pentru a asigura:	trebuie să evite orice deplasare înainte a mașinii.
	- menținerea individuală a bolțarilor și a ansamblului acestora;	În acel moment, bolțarul este ținut simultan de dispozitivul de montare și împingerea preselor.
	- presarea garniturilor de etanșeitate pentru evitarea decompresiei acestora;	
	- menținerea poziției mașinii supusă unei presiuni de confinare	
8. Fixarea primului bolțar	A se vedea capitolul 2.4.3. "Dispozitive de asamblare"	Prin legătură inel-inel (longitudinal) sau bolțar-bolțar (transversal)
9. Așezarea și fixarea bolțarilor curenți	Aceleași recomandări ca pentru primul bolțar. Se va prevedea așezarea alternantă a bolțarilor pentru a minimiza efectul de rotire a inelului	Aceleași observații ca pentru primul bolțar
10. Așezarea bolțarilor de contra-cheie	Utilizarea unui distanțier pentru calibrarea dechiderii bolțarilor de la contra-cheie	Aceleași observații ca pentru primul bolțar
11. Așezarea bolțarului de cheie	Utilizarea unui distanțier va duce la evitarea:	La sfârșitul montării, inelul va fi stabilizat prin precompresie între preșele de fixare și inelul precedent. Singurul contact între fustă și căptușeala din bolțari este sistemul de etanșeitate al fustei.
	- Ruperii garniturilor de etanșeitate;	
	- Ciobirii betonului.	
	Ungerea garniturilor de etanșeitate	

[\[top\]](#)

## ANEXA A

### Metoda grinzii poligonale pe reazeme elastice

#### A1 Elemente generale



Cunoscută și ca metoda resoartelor sau metoda generală, această metodă are un grad mare de generalizare, permițând introducerea unor ipoteze oarecare în ceea ce privește:

- forma secțiunii transversale;
- orientarea și repartiția încărcărilor active și pasive în secțiune transversală și longitudinală;
- condițiile de contact între teren și căptușeală;
- condițiile de contact între elementele căptușelii (bolțari).

Secțiunea transversală a unui tunel alcătuită în general din elemente curbe, este aproximată cu un sistem poligonal alcătuit din elemente tip bară, rezultând o structură din bare , plană sau spațială.

În cazul unor secțiuni transversale simetrice, și acționate de încărcări simetrice, modelul teoretic adoptat va fi descris pentru o jumătate de structură ([Fig. A.1 a](#)).

În cazul unor structuri nesimetrice sau cu încărcări nesimetrice, modelul de calcul va descrie întreaga structură.

Dacă inelele adiacente nu sunt identice, având îmbinările intercalate, se adoptă un model spațial ([Fig. A.1b](#)).

Conlucrarea dintre structură și masiv pe zona contactului continuu, corespunzător deplasărilor spre exterior (zona de pat) este schematizată prin reazeme deformabile (penduli elastici, resoarte) amplasate la noduri, care nu preiau decât compresiune.

Dacă se admite un contact fără frecare între căptușeală și teren, pendulii elastici vor fi dispuși radial ([Fig. A.2a](#)). Dacă contactul se face cu frecare, se vor dispune penduli verticali și orizontali ([Fig. A.2b](#)) sau normali și tangențiali ([Fig. A.2c](#)) la fiecare nod și se va verifica în final ca direcția rezultantei să facă cu normala la arc, un unghi inferior unghiului de frecare.

Mărimea zonei de pat și implicit a celei de desprindere se stabilește în prima etapă în mod arbitrar (90 - 100° pentru zona de desprindere).

Rezolvarea sistemului se face prin metodele generale ale staticii (metoda eforturilor sau a deplasărilor), utilizând programe de calcul automat pentru structuri alcătuite din bare.

După primul calcul zona de contact structură-teren, poate fi redusă prin eliminarea pendulilor în care apar întinderi sau poate fi extinsă dacă în ultimul reazem apar compresiuni mari.

Deformabilitatea pendulilor elastici se determină pe baza ipotezei Winkler cu ajutorul coeficientului de pat  $K_s$ . Într-un calcul manual utilizând metoda eforturilor, tasarea reazemelor se calculează astfel: reacțiunea  $r_{kj}$  din reazemul  $k$ , produsă de încărcarea  $x_j = 1$ , se repartizează uniform pe suprafața  $A_k = a_k \times 1$ , aferentă reazemului și produce o cedare elastică  $\Delta_{kj}$ :

$$\Delta_{kj} = -\frac{\sigma_k}{k_s} = -\frac{r_{kj}}{a_k k_s} = -\frac{r_{kj}}{C_k}$$

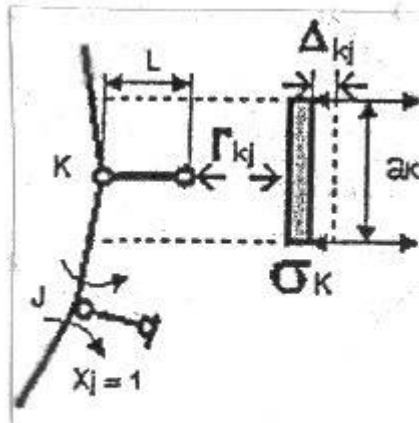


Fig. A.3

unde:

$C_k$  – rigiditatea reazemului;

$K_s$  – coeficientul de pat pentru reazemul  $k$

Când se utilizează un program de calcul automat și pendulii sunt bare în structură, caracteristicile acestor bare trebuie să satisfacă condiția de egalitate între scurtarea barei și tasarea terenului.

Astfel:  $\sigma_k = \frac{r_k}{A_k} = \frac{r_k}{a_k \cdot 1}$ ;  $\sigma_k = k_s \Delta_k$

$$\Delta_k = \frac{\sigma_k}{k_s} = \frac{r_k}{a_k k_s} - \text{tasarea terenului};$$

$$\Delta_l = \frac{r_k l}{EI} - \text{scurtarea barei};$$

$$\Delta_k = \Delta_l; \quad \frac{r_k}{a_k k_s} = \frac{r_k l}{EI}$$

$$l = \frac{EI}{a_k k_s} - \text{lungimea barei}.$$

Pentru ușurința calculului alegem caracteristicile barei:  $E = k_s$  și  $l=1$  și obținem:  $l=1/aks$

Această metodă permite introducerea în calcule a unor ipoteze relativ complexe, cum ar fi:

- introducerea unei deformații inițiale de mărime dată, reprezentând un posibil gol între teren și căptușeală, considerând coeficientul de pat nul sau redus;
- simularea comportamentului elastoplastic al terenului prin modificarea coeficientului de pat de la o anumită mărime a deformației;
- luarea în considerare a unor coeficienți de pat diferiți în diverse noduri, pentru a ține cont de stratificația diferită a terenului;

- considerarea tipului de îmbinare dintre bolțari (articulație , îmbinare plană);
- efectuarea unui calcul de ordinul II.

Acest model reprezintă cel mai simplu și eficient model de calcul, care introduce explicit fenomenul interacțiunii teren - căptușeală, și permite rezolvarea unei game aproape nelimitate de aplicații.

Se poate utiliza și soluția cu contact continuu, la care reacțiunile în loc să fie aplicate la noduri, sunt distribuite în lungul barelor și depind de deplasările acestora.

Metoda de calcul se bazează pe două ipoteze fundamentale:

- reacțiunea mediului elastic este proporțională cu deplasarea verticală a barei (teoria lui Winkler);
- deplasarea unei secțiuni oarecare a barei este complet determinată pornind de la deplasările celor două extremități.

Matricea totală a unei bare dublu încastrate rezemată pe mediu elastic este:  $K = K_{el} + K_b$

$K_{el}$  = matricea de rigiditate a barei nerezemată;

$K_b$  = matricea suplimentară de rigiditate pentru rezemare elastică.

Din compararea diagramelor de momente și forțe axiale pentru cele două variante de calcul, rezultă o reducere la momente cu cea. 5% și o creștere la forța axială cu 2%, deci solicitări mai favorabile, pentru varianta cu rezemare continuă, fapt explicabil de altfel, prin acuratețea mai mare a calculului.

## **A2 Particularități de aplicare.**

La calculul căptușelilor prefabricate executate cu scutul s-au utilizat și se mai utilizează în fazele preliminare de proiectare unele modele cu simplificări.

Prima simplificare, introdusă în calculul căptușelilor prefabricate, a fost considerarea căptușelii ca un inel continuu fără a ține seama de gradul de prefabricare.

Un astfel de calcul reflectă destul de puțin realitatea comportării căptușelilor prefabricate și nu constituie un mijloc eficient de alegere a soluției constructive.

O a doua simplificare, o constituie considerarea formei circulare perfecte cu neglijarea deficiențelor de fabricație, montaj și injecție.

Realizarea unei căptușeli din elemente prefabricate cu îmbinări centrate este practic imposibilă, indiferent de tipul îmbinării. Se impune, deci, ca o soluție firească adoptarea unei scheme de calcul cu rosturi primare în îmbinări.

### **A2.1 Considerarea rosturilor primare în îmbinări cu fețe plane**

Dacă pentru îmbinările cu fețe curbe deplasarea punctului de contact, prin rotirea fețelor este în general mică și influențează foarte puțin starea de eforturi în bolțari, pentru îmbinările cu fețe plane existența rosturilor primare, cu rezemări pe marginile bolțarilor, încă înainte de acțiunea sarcinilor externe, modifică radical calculul static al căptușelii.

Direcția de acționare a momentului în fiecare îmbinare, nu depinde de caracterul sarcinii exterioare, ca la căptușeli fără rosturi primare, ci de poziția rostului pe conturul (pe interior sau pe exterior):

$M = \pm N e_0$  unde:

$N$  - reprezintă forța normală în îmbinare;

$e_0$  - reprezintă excentricitatea față de axul căptușelii;

+ corespunde rezemării pe interior;

- corespunde rezemării pe exterior.

Rezultă că într-o căptușeală circulară cu rosturi primare în îmbinări, momentele de încovoiere se datoresc nu numai acțiunii componente neuniforme a sarcinii, ci și forței axiale.

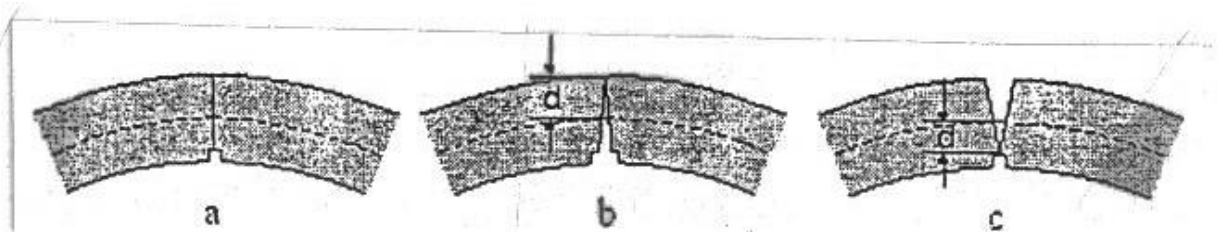
Starea de eforturi într-o căptușeala cu rosturi primare în îmbinări depinde deci și de distribuția lor pe conturul căptușelii. Determinarea precisă a acestor eforturi este posibilă numai când distribuția acestor rosturi pe conturul căptușelii este stabilită dinainte.

Numărul de combinații posibile în distribuția rosturilor depinde de numărul  $n$  de îmbinări în inel și se stabilește algebric  $C_n = 2^n$  (Exemplu: La o căptușeala formată din 6 bolțari  $C_6 = 64$ ).

Având în vedere numărul mare de combinații posibile, pentru aprecierea teoretică a comportării căptușelii, cel mai mare interes îl prezintă acele combinații în distribuția rosturilor la care capacitatea portantă rezultă minimă. Stabilirea celor mai defavorabile combinații ale poziției rosturilor este posibilă, în mod teoretic, prin calcularea succesivă a căptușelii la fiecare combinație posibilă.

Practic, însă, efectuarea calculului pentru câteva variante pune în evidență situația cea mai defavorabilă care, de regulă, este cu o dispunere alternativă a rosturilor, varianta compatibilă cu deformația generală a tunelului.

În cazul unor deformări generale relativ mici a solului și căptușelii, îmbinările cu rosturi primare pot fi socotite articulații amplasate la distanța  $e_0$  de axul căptușelii.



**Fig. A.4** Tipuri de îmbinări ale bolțarilor cu fețe plane a - fără rost primar; b - cu rost pe conturul interior al căptușelii; c - cu rost pe conturul exterior al căptușelii.

Schema de calcul static adoptată în această situație va prezenta o construcție auxiliară în zona îmbinărilor. ([Fig. A. 5](#))

Construcția auxiliară constă în 2 bare încastrat-articulate de lungime  $e_0$  și rigiditate  $EI$ , legate la nod de barele structurii de rezistență.

Valoarea excentricității  $e_0$  a forței normale  $N$  în îmbinare depinde de eforturile de compresiune maxime pe suprafața de rezemare și de profilul epurei acestor eforturi.

Ipoteza și schema de calcul de mai sus conțin unele neajunsuri, întrucât deformațiile pot fi mari, conducând chiar la schimbări ale deschiderii rostului, iar în îmbinare apare o rezistență la răsucire care poate, de asemenea, varia.

Astfel, în stadiul de montaj, putem avea o anumită distribuție a deschiderii rosturilor dată de deficiențele de fabricație ale bolțarilor și de lipsa măsurilor de păstrare a formei în această fază.

În faza următoare, când inelul de bolțari părăsește fusta, lipsa sau insuficiența injectării la extradados, conduce la o deformare orientată a căptușelii (ovalizare) care poate schimba mărimea deschiderii rostului și chiar sensul deschiderii.

În faza a treia intră în acțiune încărcările active și apoi pasive ale terenului, care suferă tasări, iar căptușeala deformați care pot modifica iarăși mărimea deschiderii rostului.

Pentru a prinde în calcul aceste schimbări trebuie adoptat un model de calcul care să țină cont de rigiditatea la rotire a îmbinărilor și de posibilitatea modificării ei.

O primă variantă se bazează, de asemenea, pe o construcție auxiliară în zona îmbinării, prezentată în [Fig. A.6](#).

Momentul de inerție  $I$  al barelor cadrului care preia torsiunea, trebuie calculat în ipoteza că o rotire a barei structurii cu unghiul  $\Delta\phi/2$  generează acolo momentul  $M$ :

$$M = (4EI/L) \Delta\phi/2 = (2EI/L) \Delta\phi$$

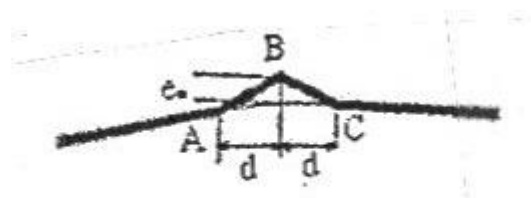
Între rigiditatea la rotire  $C_d$  a îmbinării plane, unghiul de rotire  $\Delta\phi$  și moment există relația:  $M = C_d \Delta\phi$

Deci:  $C_d \Delta\phi = (2EI/L) \Delta\phi$ ,  $I = LC_d/2E$

unde:  $L$  și  $E$  sunt la libera alegere, iar  $C_d$  se calculează cu relația din Anexa C.

Acest model corespunde doar rotirilor date de încărcările exterioare.

Al doilea model consideră barele din îmbinare cu încastrări elastice. În schema de calcul poate fi luată în considerare și situația rostului primar, prin excentricitatea  $e_0$ . Barele AB și CD încastrate elastic în B au matricea de rigiditate definită în Anexa C.



**Fig. A.7**

Acest model poate prinde schimbările din diversele faze de execuție printr-un calcul iterativ, recalculând în fiecare etapă excentricitatea  $e_0$  și rigiditatea la răsucire  $C_d$

## **A2.2 Considerarea rigidității după fisurarea betonului armat**

O altă particularitate a aplicării metodei grinzii poligonale pe reazeme elastice o constituie posibilitatea considerării în calcul a rigidității după fisurarea betonului armat, pe baza unui calcul iterativ.

În prima etapă de calcul se consideră rigiditatea EI, corespunzătoare stadiului I de lucru al betonului, pentru întreaga structură. Se determină eforturile secționale M, N și se calculează armătura în secțiunile semnificative.

În etapa a II-a de calcul pentru barele cu momente maxime în etapa I și posibilități de fisurare, se introduce în calcul valoarea corectată a modului de elasticitate al betonului  $E_c^o = E_c \cdot I_{ci} / I_c$ , luându-se astfel în considerare rigiditatea redusă.

Se determină din nou solicitările M, N și se recalculează armătura.

Procesul de calcul continuă până când capacitatea portantă în fiecare secțiune este mai mare decât solicitarea.

Rezultatul acestui calcul este reducerea cantității de armătură și în consecință o reducere a coeficientului de siguranță.

Utilizarea acestui tip de calcul trebuie făcută cu grijă, în situații în care încărcările exterioare sunt bine cunoscute, iar conlucrarea structură teren este asigurată.

[\[top\]](#)

## ANEXA B

### Aplicarea MEF la calculul tunelelor executate cu scutul

#### B1 Discretizarea ansamblului structură-masiv.

Discretizarea reprezintă prima etapă a calculului cu M.E.F., care poate influența decisiv veridicitatea rezultatelor.

Discretizarea trebuie astfel făcută încât să respecte anumite condiții:

- să respecte forma construcției subterane;
- să permită evaluarea eforturilor inițiale din masiv;
- să reproducă condițiile geologice, materializând delimitările dintre categoriile de rocă și poziția faliilor și rosturilor;
- să permită simularea secvențelor de execuție (excavare, montare căptușeală, injecție) în conformitate cu programul preconizat;
- să permită modelarea discontinuităților din căptușeală;
- să asigure o gradare a dimensiunilor elementelor în conformitate cu gradientii de efort.

Discretizarea masivului ([Fig. B.1](#)) trebuie să respecte anumite condiții privind limitele domeniului selectat. Stabilirea condițiilor la limită (blocarea deplasărilor) se admite pentru tunele de adâncime la 4-6 diametre în jurul golului, iar pentru tunele de adâncime mică și medie la 9-10D în lateral.

Pentru tunele de suprafață, poziționarea suprafeței rigide inferioare are o importantă influență, putând conduce la rezultate contradictorii, ridicări la suprafață, pentru  $H_o/D > 7$ .

Discretizarea este deosebit de importantă din punctul de vedere al analizei de determinare a deplasărilor terenului sau a eforturilor în căptușeală.

Dacă pentru tuneluri în roci, masivul constituie elementul portant principal, iar căptușeala cel secundar, la pământuri rolurile se schimbă, căptușeala devine elementul portant principal de redistribuire, abia după montare.

În consecință, în astfel de terenuri, analiza eforturilor în căptușeală devine un obiectiv mai important chiar decât determinarea tasărilor la suprafață.

Determinarea realistă a eforturilor în căptușeală depinde în mod decisiv de modul de discretizare al masivului înconjurător și de condițiile la limită puse.

Celălalt element important pentru obținerea unor rezultate realiste îl constituie discretizarea corectă a căptușelii. Căptușeala poate fi discretizată în elemente unidimensionale sau bidimensionale, funcție de gradul de detaliere urmărit ([Fig. B.2](#)). O atenție specială trebuie acordată modelării și discretizării îmbinărilor dintre bolțari pentru a surprinde corect comportarea acestora și influența lor asupra restului structurii.

## **B2 Modelarea fazelor de execuție.**

Modelarea fazelor de execuție a unui tunel este o problemă dificilă, datorită fenomenelor tridimensionale ce se dezvoltă în zona frontului și datorită succesiunii fazelor care se interferează între ele.

Problema de bază a modelării fazelor de execuție este dacă analogia unei analize 3D sau 2D.

Diverse studii și măsurători efectuate în tunele în timpul execuției, au demonstrat că efectul tridimensional al comportării se manifestă în zona frontului de lucru, unde o analiză 3D este recomandabilă.

La 2-3 diametre în spatele frontului, starea de eforturi se stabilizează într-o stare plană și o analiză 2D se impune de la sine.

Analiza 2D poate fi extinsă și pe zona frontului, cu suficientă acuratețe, în următoarele situații:

- când solul străbătut este bun, iar mișcările terenului predominante sunt după trecerea scutului, pentru închiderea golului lăsat de acesta;
- când terenul își păstrează autoportanța și după trecerea scutului și contactul dintre teren și căptușeală se face prin injectarea golului sau expandarea căptușelii.

Modelarea 3D a construcției unui tunel executat cu scutul, pune o serie de probleme legate de presiunea din front, efectul forțelor de presare și al greutateii scutului, închiderea golului sau umplerea acestuia prin injectare.

Modelul 2D este mai atractiv și mult mai utilizat.

Trei tipuri de modele bidimensionale sunt utilizate:

- modelul transversal;
- modelul longitudinal;
- modelul axisimetric.

Cel mai cunoscut este modelul transversal, bazat pe ipoteza deformației plane.

Limitele acestui model sunt date de dificultățile prinderii fenomenelor din zona frontului de lucru.

Modelul longitudinal, utilizează analiza deformației plane într-o secțiune în lungul axei tunelului, prinzând parțial fenomenele din front.

Modelul axisimetric poate încorpora o parte din condițiile 3D, neputând include suprafața terenului.

Utilizarea modelului 2D, cu avantajele lui indiscutabile, este condiționată de prinderea fenomenelor din zona frontului, operațiune care poate fi realizată prin diverse artificii de calcul.

Aceste artificii privesc, în special, cele două aspecte principale ale realizării unui tunel: realizarea excavației și montarea căptușelii, care reprezintă cele două situații extreme, galerie nesprrijinită și galerie sprrijinită.

### **B3 Simularea efectului avansării frontului în modelul 2D.**

Pentru a simula efectul avansării frontului, se utilizează un model bazat pe binecunoscuta metodă convergență - confinență.

Efectul 3D în zona frontului este simulat prin aplicarea unei presiuni radiale fictive pe conturul excavației  $P_i$ , care variază de la efortul inițial  $P_i^\infty = \sigma_0$  la zero:

$$P_i = (1 - \lambda) \sigma_0 \text{ unde: } \lambda - \text{este coeficientul de deconfinare;}$$

$\lambda = 0$  la  $x = \infty$  în fața frontului;  $0 < \lambda < 1$  în zona frontului;  $\lambda = 1$  la  $x = \infty$  în spatele frontului.

Conlucrarea dintre masiv și căptușeală se poate simula cu ajutorul a doi parametri  $U_i$  și  $P_i$ . Pot fi definite două curbe fundamentale utilizând acești parametri ( $P_i$ ,  $U_i$ ):

- curba de convergență care caracterizează comportamentul masivului prin deplasarea  $U_i$  a peretelui excavației funcție de presiunea  $P_i$  ( $0 < P_i < \sigma_0$ );
- curba de confinență, care caracterizează comportarea susținerii, dă convergența susținerii funcție de presiunea  $P_i$  aplicată pe contur.

În domeniul elastic, curba de convergență a terenului este liniară și deci  $\lambda(x)$  este egal cu raportul între deplasarea radială  $U_n$  la distanța  $x$  de front și deplasarea într-o secțiune depărtată de front  $U_n(x = \infty) = U_{max}$

$$\lambda(x) = U_n / U_{max}$$

Intersecția celor două curbe reprezintă punctul de echilibru final ( $P_{eq}$ ,  $U_{eq}$ ), pentru care s-a atins stabilizarea tunelului și reprezintă soluția unică a problemei de interacțiune teren-structură.



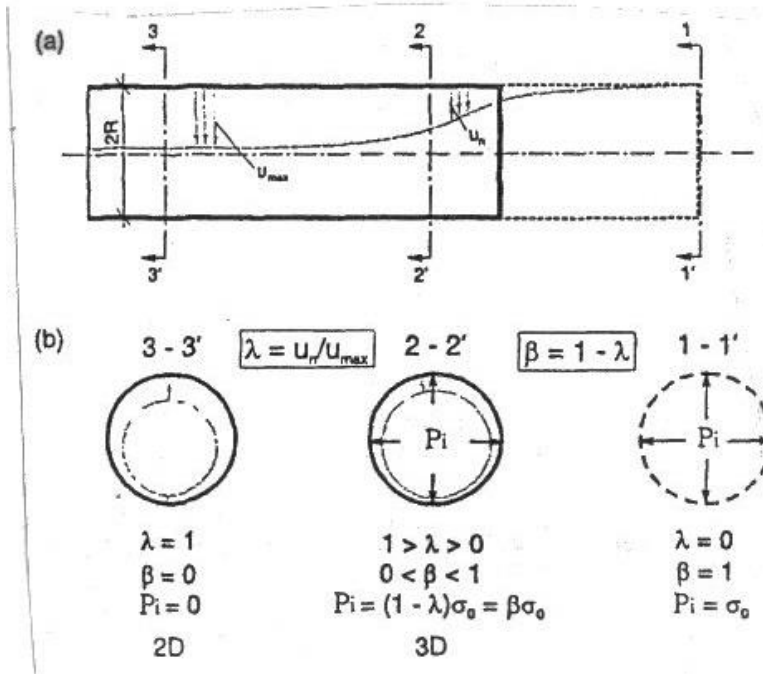


Fig. B.3

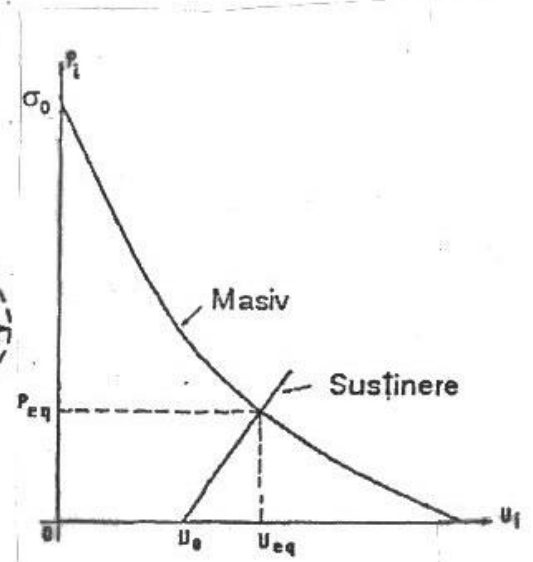


Fig. B.4

Problema esențială pusă de această metodă este estimarea deplasării  $U_0$ , corespunzătoare momentului montării căptușelii, la o distanță  $do$  de frontul de lucru.

Aplicarea acestei metode necesită, deci, cunoașterea presiunii fictive, din momentul montării căptușelii:  $P_i(d_0) = (1 - \lambda(d_0)) \sigma_0$  care corespunde valorii lui  $U_0$ .

Metoda dovedește că numai o parte din presiunea geostatică este preluată de susținere.

Utilizarea unui coeficient de deconfinare  $\lambda$  constant, conduce la rezultate neconforme cu realitatea.

Pentru înlăturarea acestei deficiențe și pornind de la observațiile din situ, asupra deplasărilor dar și asupra tehnologiei, se recomandă o simulare neuniformă a deconfinării pe conturul excavației în procesul avansării frontului.

Aceasta se realizează prin varierea coeficientului  $\lambda$  pe contur, cu o valoare mai mare pe calotă și mai mică pe radier în prima fază de calcul, corespunzătoare zonei cuprinsă între front și căptușeală, pe care se află scutul, dar considerată nesprrijinită și care trebuie să simuleze procesul de decomprimare și deformare până la închiderea golului din spatele scutului dar și a celui din spatele căptușelii.

Această ipoteză este susținută de realitățile practice, dintre care evidențiem încărcarea dată de scut în partea de jos, care împiedică pe această zonă deformarea și menține starea de eforturi mai aproape de cea inițială, spre deosebire de partea superioară unde deformarea și decomprimarea sunt permise.

Acest proces diferențiat de decomprimare se menține și chiar se accentuează în momentul montării căptușelii și avansării scutului, datorită injectării preponderent nesatisfăcătoare, căderii inelului de bolțari, formării golului neuniform și influenței scutului la partea de jos.

Utilizarea acestui artificiu conduce la un mod de deformație în jurul galeriei care, din punct de vedere calitativ, este conform cu realitatea experimentală pe modele reduse sau pe lucrări reale.

Faza 2 de calcul, corespunzătoare intrării în lucru a căptușelii, trebuie să prindă cât mai corect procesul încărcării căptușelii.

În acest scop se poate utiliza artificul introducerii bulbului de teren decomprimat deasupra cheii, cu  $E$  redus față de restul domeniului, care poate fi cuplat cu o lege elasto-plastică de comportare și care are drept rezultat creșterea momentelor chiar și pentru un coeficient de decomprimare mai mic, precum și forțe axiale mai mici, apropiate de cele reale.

În această fază rezultatele importante sunt eforturile secționale ( $M$  și  $N$ ).

Excavarea, ca și introducerea căptușelii, se face cu ajutorul algoritmului activării - dezactivării de elemente. Montarea căptușelii constă în reactivarea elementelor corespunzătoare. În momentul montării, aceste elemente sunt libere de eforturi și au deformații nule.

#### **B4 Simularea închiderii golului lăsat de fustă.**

Simularea închiderii golului lăsat de fustă se poate face utilizând diverse artificii pe modelul transversal, pentru a obține o mișcare a solului cât mai apropiată de realitate.

Un astfel de artificiu este cel al utilizării parametrului de gol.

Acest parametru reprezintă dimensiunea maximă de la cheie a golului, a cărui formă este neuniformă și este ales pe baza unei dimensiuni fizice, dată de diferența dintre diametrul secțiunii excavate și diametrul exterior al inelului de bolțari.

În prima etapă se presupune că galeria este necăptușită și se calculează deplasările reducând progresiv eforturile inițiale pe conturul excavației.

Până ce deplasările nu ating o valoare limită, terenul nu este în contact cu căptușeala și calculul se face considerând galeria necăptușită.

Dacă deplasarea într-un nod indică că golul s-a închis în acel punct, atunci interacțiunea teren - căptușeală este activată și căptușeala începe să preia încărcări.

#### **B5 Modele constitutive, legi de comportare.**

Alegerea legii de comportare pentru teren trebuie să se facă în concordanță cu solicitările ce apar în masiv după executarea lucrării subterane.

Din acest punct de vedere tunelul este cu siguranță lucrarea cea mai complexă, traiectoriile eforturilor în jurul golului excavat fiind foarte variate și complexe.

Determinarea parametrilor terenului se face prin încercări clasice, care produc stări de eforturi de cele mai multe ori diferite de cele reale întâlnite în teren.

Alegerea modelului de comportare devine astfel o problemă foarte importantă, dar și foarte dificilă, care depinde de experiența și intuiția proiectantului.

Există la ora actuală o mulțime de modele care simulează comportarea solurilor.

Utilizatorul poate alege de la modelul cel mai simplu, cu comportare liniar elastică, la cel mai complicat, cu comportare reologică.

Problema este alegerea celui mai bun model pentru a fi utilizat în analiza numerică a unui tunel, cunoscând discrepanța care există între nivelul complexității modelului și cel al obținerii parametrilor utilizați.

Există, deci, riscul de a utiliza un model matematic complex pentru a obține o soluție nerelevantă.

Simularea procesului de execuție al tunelului se poate face utilizând cu bune rezultate un model liniar elastic cu un modul de elasticitate ( $E$ ), care variază cu adâncimea și tipul solului.

Criteriul de stabilire a zonelor cu potențial "de cedare" este de obicei criteriul Mohr-Coulomb. Trebuie menționat că, întinderea zonelor de cedare, obținute prin calculul liniar elastic, nu este cea reală. Pe măsura realizării excavației, apariția zonelor plasticizate produce redistribuiri de efort, care modifică limitele acestor zone.

Următorul pas este alegerea unui model elasto-plastic, care admite o comportare liniar elastică până la atingerea unei suprafețe de cedare, după care comportarea devine plastică.

Criteriul de cedare cel mai utilizat este criteriul Mohr - Coulomb, iar modelul cel mai utilizat este cel elastic-ideal plastic, pentru care, în domeniul plastic starea de eforturi rămâne constantă, iar deformațiile sunt nedefinibile.

Ultimul pas în modelarea comportării solurilor îl constituie prinderea efectelor dependente de timp prin utilizarea modelelor complexe de comportare tip elasto-vâsco-plastic.

[\[top\]](#)

## ANEXA C

### Analiza rigidității la rotire a îmbinărilor cu suprafețe plane

Rigiditatea la rotire a îmbinărilor plane longitudinale este un element important în stabilirea unui model structural realist

Într-un astfel de model structural, îmbinarea cu fețe plane dintre doi bolțari poate fi asimilată unei articulații parțiale cu o rigiditate la rotire  $C_D$ .

Această rigiditate  $C_D$  poate fi calculată cu o schemă simplă ([Fig. C.1](#)) având în vedere faptul că îmbinarea nu poate prelua decât eforturi de compresiune, a căror distribuție este considerată parabolică.

Dacă rezultanta eforturilor de compresiune acționează în afara limitelor sâmburelui central, îmbinarea prezintă o rotire și se formează un rost deschis.

Unghiul de rotire ( $\alpha$ ) și rigiditatea la rotire ( $C_D$ ) pot fi determinate considerând deformația  $\Delta l$  a suprafețelor în contact.

Cu formulele obținute pentru  $\alpha$  și  $C_D$  se pot calcula momentele și forțele axiale în îmbinări pentru diverse excentricități și se poate trasa curba de interacțiune M-N în îmbinare, care se compară cu curba de interacțiune în secțiune curentă ([Fig. C.2](#)).

Momentul capabil al îmbinării ( $M_j$ ) este întotdeauna mai mic decât al secțiunii curente armate ( $M_c$ ), atingând maxim 60% în cazul unei excentricități mici, în limitele sâmburelui central.

În vederea prinderii cât mai corecte a efectului îmbinării, în cazul utilizării calculului automat al căptușelii se poate utiliza gradul de încastrare elastică  $\eta$ , ca raportul între momentul capabil al îmbinării și cel al secțiunii curente considerată încastrare perfectă ( $\eta = M_j/M_c$ ).

$\eta$  poate lua valori între 1, pentru încastrare perfectă și 0, pentru articulație perfectă, dar practic pentru cazul îmbinării studiate între 0,6 și 0.

Se poate astfel defini matricea de rigiditate  $[r]$  a unei bare (j - k) cu încastrări elastice ( $\eta_j, \eta_k$ ) multiplicând elementele matricei de rigiditate pentru o bară dublu încastrată cu niște coeficienți funcție de  $\eta$ .

Particularizând pentru cazul  $\eta_j = \eta_k = 1$  se regăsește matricea de rigiditate pentru o bară dublu încastrată, iar pentru cazurile  $\eta_j = 1, \eta_k = 0$  și respectiv  $\eta_j = 0$  și  $\eta_k = 1$ , se regăsesc matricile barelor încastrat-articulate și articulat încastrată.

Când  $\eta_j = \eta_k = 0$  se obține matricea barei dublu articulate.

Se pot calcula astfel valorile momentelor în îmbinări pentru diverse situații de deschidere a rosturilor, considerând efectul excentricității forței axiale în îmbinare și influența gradului de încastrare elastic.

Procesul de calcul este interactiv. Se pleacă de la o deformare unghiulară dată, care se corectează succesiv până la identificare cu rotirea obținută din calcul.

Valoarea momentelor de încovoiere generate de rigiditatea la rotire depinde în principal de valoarea forței axiale.

Pentru forțe axiale mici, în cazul tunelelor de mică adâncime, influența rigidității la rotire asupra momentelor încovoietoare este neglijabilă.

În cazul tunelelor de adâncime, forțele axiale sunt mari și momentele încovoietoare generate în îmbinări de rigiditatea la rotire sunt importante și au o mare influență asupra momentelor în secțiune curentă și asupra capacității portante a căptușelii.

[\[top\]](#)

## ANEXA D

### Analiza îmbinărilor articulate

#### D1 Comportarea mecanică a îmbinărilor articulate

Pentru analizarea comportării mecanice a articulațiilor se iau în considerare următoarele ipoteze:

- montajul se realizează fără deformarea căptușelii, deci se păstrează forma circulară;
- contactul între cele două fețe se face tangențial fără striviri locale;
- raza feței concave este totdeauna mai mare decât a feței convexe;
- rezultantele eforturilor unitare de compresiune sunt perpendiculare pe suprafața articulației;

Sub acțiunea încărcărilor exterioare elementele prefabricate adiacente se rotesc unele față de altele. În [Fig. D.1](#) sunt reprezentate schematic poziția deformată și nedeformată a jumătății superioare a unei căptușeli cu 6 articulații. Bolțarul de cheie 2 se deplasează paralel față de poziția inițială, în timp ce bolțarii 1 și 3 se rotesc față de poziția inițială, deplasându-se spre exterior.

Studierea modului de rotire, rezemare și transmitere a eforturilor, pentru îmbinări așezate în diverse poziții în secțiune transversală, arată că linia de rezemare și, odată cu aceasta, rezultanta eforturilor de compresiune, pot fi considerate paralele cu tangenta la axa nedeformată în punctul de contact.

Analiza fenomenului de rotire a unei îmbinări articulate cu fețe convex-concave, considerând rotirea ambelor capete, este prezentată în [Fig. D.2.](#)

Punctul B, care reprezintă noua rezemare are o excentricitate AB față de centrul de contact inițial A. Acțiunea excentrică a forței longitudinale trebuie luată în considerare printr-un moment suplimentar  $\Delta M = N \cdot e$ , care este în general mic, deoarece și excentricitatea este mică la acest tip de îmbinări.

Unghiul făcut de rezultanta forței longitudinale, față de tangenta în punctul de rezemare, este foarte important pentru stabilitatea la alunecare a articulației.

După calcularea forței axiale de compresiune N și a forței tăietoare T și cunoscând coeficientul de frecare al materialului  $\mu$ , trebuie să se verifice condiția de stabilitate la alunecare:

$$\mu (N^N - T^N) \leq N^T + T^T$$

unde  $T^N$  poate fi neglijat având valoare foarte mică.

În cazul nerespectării condiției de stabilitate la alunecare, capul convex alunecă pe fața concavă într-o nouă poziție de echilibru, existând și riscul pierderii stabilității.

Cunoscând coeficientul de frecare  $\mu$  pentru beton (0,5-0,8) și raportul T/N (0,2 cel mai frecvent), și considerând rotirile celor două elemente egale ( $\alpha_v = \alpha_k$ ), trebuie să se determine raportul razelor celor două suprafețe convexă și concavă ( $r_k/r_v$ ), care asigură stabilitatea la alunecare pentru diverse unghiuri de rotire  $\alpha$ .

Se poate observa, de asemenea, că punctul A din axul căptușelii, devine segmentul  $A_k A_v$ , ceea ce înseamnă o creștere a perimetrului axului căptușelii.

Aceasta are drept efect acționarea rezervelor suplimentare de pat ale terenului de fundație, care se opun deformației inelului.

## D2 Starea de eforturi și deformații în îmbinări articulate

Forța inelară de compresiune este transmisă de la un element la altul prin intermediul unei suprafețe mai mici decât cea a secțiunii transversale curente.

Există, deci, o încărcare parțială a suprafeței în zona articulației și o stare de eforturi spațială.

Sub acțiunea forței inelare de compresiune și datorită suprafeței foarte mici de rezemare, în zona de contact apar eforturi foarte mari care conduc la deformații plastice ale feței convexe.

Suprafața de rezemare se mărește, oprindu-se la o valoare b pentru care fenomenul de deformare se stabilizează, iar eforturile se înscriu în limitele admise.

Analiza stării de eforturi și deformații în îmbinările articulate se poate face prin trei procedee:

- aplicarea unor soluții analitice;
- aplicarea unui procedeu geometric de aproximare;
- aplicarea M.E.F.

O soluție analitică pentru efortul de compresiune  $\sigma_{\max}$  și suprafața de rezemare  $b$  se poate stabili cu ajutorul relațiilor din teoria elasticității, pentru semispațiul elastic .

Procedeul geometric de aproximare presupune o distribuție uniformă a eforturilor de compresiune în zona de rezemare, care nu trebuie să depășească rezistența la compresiune a betonului, iar aplatizarea zonei convexe  $\delta$  poate fi calculată geometric în funcție de cele două raze ( $r_k, r_v$ ), de dimensiunile elementului și de rezistențele betonului.

Pentru o dimensiune dată a elementelor de beton și o anumită clasă, se pot determina aplatizările funcție de razele de curbură.

Distribuția eforturilor și valoarea deformațiilor, poate fi determinată aproximativ și cu ajutorul M.E.F. (Metoda Elementelor Finite). Se discretizează ambele componente ale articulației.

Suprafața de contact se determină printr-un proces iterativ.

Pentru nodurile în contact, deplasările vor fi considerate identice, fiind necesară modificarea sistemului la fiecare treaptă de încărcare.

Pot fi analizate cu acest procedeu ambele tipuri de îmbinări, cu fețe plane și cu fețe circulare, în orice situație de rezemare, centrată sau cu excentricitate.

Analiza furnizează reprezentarea grafică a stării de eforturi (izobare) pentru  $\sigma_x, \sigma_y, \sigma_1, \sigma_2, \tau_{\max}$ .

Se pot pune în evidență cu ușurință zonele cu concentrări de eforturi de compresiune și zonele cu eforturi de întindere, și se pot trasa curbe ale variației diferitelor eforturi pe diferite direcții.

O astfel de reprezentare, pentru eforturile  $\sigma_x, \sigma_y$ , este prezentată în [fig. D.3](#).

Pe baza unei astfel de analize se poate stabili cu mai multă precizie și eficiență armarea în zonele de capăt ale îmbinărilor.

La îmbinările convex-concave se poate observa că apar eforturi de întindere pe ambele direcții, în zona colțurilor îmbinărilor, mai pronunțate în zona concavă.

O armare pe conturul celor două fețe, încastrată sau închisă în zona comprimată, îmbunătățește comportarea și contribuie la creșterea capacității portante a îmbinărilor.

Eventuale plase transversale de armatură, trebuie amplasate la oarecare distanță de zona de contact (5-15 cm), în funcție de distribuția eforturilor de întindere pe direcția  $y$ .

În cazul îmbinărilor plane, posibilitatea reală a rezemării excentrice pe o muchie sau alta, complică atât analiza, cât și soluțiile de armare.

Din analiza simulării încărcării excentrice se observă că eforturile de întindere longitudinale se dezvoltă pe toată lungimea elementului, fiind mai puțin importante în zona muchiilor. Eforturile de întindere transversale sunt concentrate în zona muchiilor din partea deschisă a rostului. Având în vedere posibilitățile rezemării excentrice pe ambele muchii, cât și extinderea redusă a eforturilor de întindere transversale, plasele de armatură transversale trebuie amplasate pe o zonă mai redusă ca la îmbinările cilindrice (cca. 10 cm).

Analiza comportării îmbinărilor dintre elementele prefabricate ale structurilor inelare, scoate în evidență rolul deosebit de important jucat de acestea în asigurarea capacității portante și a siguranței structurii.

[\[top\]](#)

## ANEXA E

### Analiza procesului de formare a presiunii pământului

Procesul de decomprimare și deplasare a terenului și de formare a presiunii pământului, activă și pasivă, în timpul execuției unui tunel cu scutul este un proces evolutiv ([Fig. E. 1](#)).

Acest proces de decomprimare și deplasare a terenului începe chiar în front și depinde de tipul scutului și de modul de stabilizare a frontului.

Procesul continuă pe zona scutului, în jurul căruia se formează un gol ca valoare maximă la cheie, datorită supraprofilului de excavare.

În acest gol se deplasează terenul înconjurător producând, astfel o presiune activă care acționează radial pe scut.

La partea inferioară scutul reazemă pe teren, împiedicând decomprimarea și deplasarea și producând o presiune pasivă (reacțiune elastică).

Un alt moment important este când căptușeala din bolțari părăsește fusta scutului și se formează golul de la extradadosul acestuia.

Deplasarea terenului către gol depinde de nivelul de realizare și presiunea injecției de umplere a golului.

Pot apare două situații:

1. Când injecția de umplere nu se face sau se face necorespunzător, căptușeala cade de pe fustă, rezemând pe teren în zona inferioară și formând un gol cu valoare maximă la cheie, în care terenul se deplasează, producând o boltă de teren afânat deasupra căptușelii. Căptușeala se va încălca progresiv cu sarcina verticală dată de bolta de năruire și cu presiunea laterală activă.

Aceste încălcări active au un rol important în deformarea căptușelii și în formarea reacțiunii elastice (presiunii pasive) pe zona inferioară numită și zonă de pat.

2. Când injecția de umplere se face cu o presiune care poate împiedica deplasarea terenului și căderea căptușelii, iar frontul este presurizat, căptușeala va prelua presiunea pământului în stare de repaus.

Ultima etapă a acestui proces evolutiv, corespunde dezvoltării presiunii finale active și pasive, pe căptușeală, la o distanță suficient de mare de front, pentru a putea considera o stare plană de eforturi.

Observațiile furnizate de analiza acestui proces evolutiv de decomprimare și formare a presiunii pământului servește în special la simularea efectului tridimensional al frontului în analiza cu elemente finite.

[\[top\]](#)

## ANEXA F

## Determinarea presiunii active a pământului luând în considerare forma circulară a secțiunii transversale

Pentru determinarea presiunii orizontale active se adoptă modelul planelor de alunecare definite de Coulomb. Ruperea se produce pe aceste suprafețe de alunecare, prin depășirea rezistenței la forfecare a rocii, când efortul principal de forfecare  $\tau$  a atins valoarea critică  $\tau_f = \sigma \operatorname{tg} \phi + c$ .

Aceste plane de alunecare sunt situate la un unghi  $\alpha = 45^\circ + \phi/2$ , față de planele principale de efort maxim.

Pentru calculul coeficientului presiunii active  $k_a$  se utilizează formula generală a lui Coulomb :

$$k_a = \frac{\sin^2(\theta + \phi)}{\sin^2 \theta \sin(\theta - \delta) \left[ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \beta)}{\sin(\theta - \delta) \sin(\theta + \beta)}} \right]^2}$$

unde:

$\phi$  - unghiul de frecare internă;

$\theta$  - unghiul format de perete cu orizontala;

$\delta$  - unghiul de frecare între teren și perete;

$\beta$  - înclinarea terenului la partea superioară,

În cazul căptușelii circulare la tuneluri executate cu scutul, frecarea dintre teren și căptușeală poate fi neglijată ( $\delta = 0$ ), când materialul de injectare este fluid sau plastic.

Dacă și suprafața terenului este orizontală ( $\beta = 0$ ) coeficientului presiunii active  $k_a$  pentru reprezentarea orizontală a diagramei va fi:

$$k_a = \frac{\sin^2(\theta + \phi)}{\sin \theta (\sin \theta + \sin \phi)^2}$$

Determinarea presiunii active a pământului trebuie să ia în considerare forma circulară a secțiunii transversale.

În scopul aplicării acestei formule la o secțiune circulară, aceasta trebuie redusă la una poligonală.

Astfel se poate calcula presiunea activă pe fiecare latură în funcție de unghiul înclinării față de orizontală ( $\theta$ ) și considerând încărcarea la cheie ca o suprasarcină la acest nivel.

Sub diametrul orizontal unghiul  $\theta > 90^\circ$ , și presiunea activă descrește.

Sub punctul de tangență cu planul de alunecare ( $\alpha = 45^\circ + \phi/2$ ,  $\theta = 135^\circ + \phi/2$ ) presiunea activă trebuie neglijată.



Având în vedere că forma reală a suprafeței de alunecare este curbă, putem calcula presiunea activă până în punctul de tangență cu planul unghiului de frecare ( $\theta = 180^\circ - \phi$ ), sub care presiunea activă dispăre.

Deasupra diametrului orizontal  $\theta < 90^\circ$ , și presiunea activă crește.

Pentru astfel de înclinări formula lui Coulomb are o limită de aplicabilitate stabilită la  $\theta < 25^\circ$ .

Pentru reprezentarea diagramei de presiune pe suprafețe înclinate coeficientul presiunii active devine:

$$k_{a\theta} = \frac{\sin^2(\theta + \phi)}{(\sin\theta + \sin\phi)^2}$$

Se poate observa că pentru:

$$\theta = 0 \quad k_{a\theta} = 1, \quad P_\theta = P_v$$

$$\theta = 90^\circ \quad k_{a\theta} = \text{tg}^2\left(45^\circ/2 + \phi/4\right) \quad P_\theta = k_a P_v$$

$$\theta = 180^\circ - \phi \quad k_{a\theta} = 0 \quad P_\theta = 0$$

Se pot, astfel, calcula și reprezenta presiunile active pe laturile secțiunii poligonale sau pe direcțiile verticală și orizontală.

Un exemplu concret este prezentat în [Fig. F.1](#)

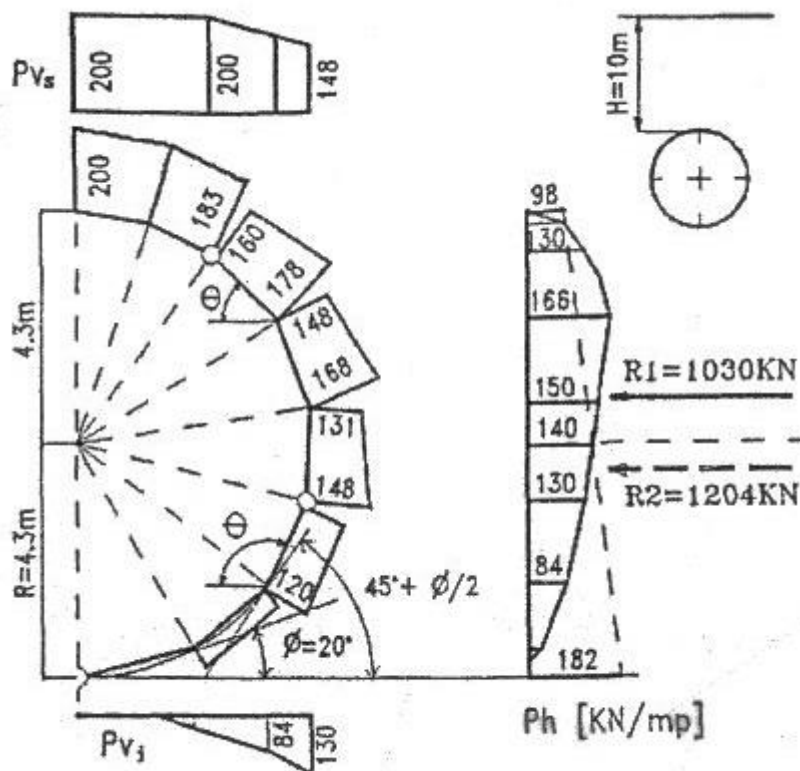


Fig. F.1

Utilizarea acestui model de încărcare conduce la eforturi secționale ( $M$ ,  $N$ ) mai favorabile decât în cazul utilizării presiunii orizontale trapezoidale care este nerealistă pentru secțiunea circulară.

Adoptarea unei diagrame dreptunghiulare pentru presiunea orizontală activă, dă rezultatele apropiate și acoperitoare față de cele obținute cu modelul exact și simplifică calculul.