

NORMATIV PRIVIND PROIECTAREA, EXECUȚIA ȘI RECEPȚIA PEREȚILOR ÎNGROPAȚI

Indicativ NP 113-04

[Cuprins](#)

1. GENERALITĂȚI

1.1. DOMENIU DE APLICARE

Prezentul normativ se aplică la proiectarea, execuția, monitorizarea și recepția pereților îngropați utilizați pentru sprijinirea excavațiilor de adâncime sau pentru formarea de ecrane etanșe.

Nu formează obiectul prezentului normativ pereții îngropați cu rol de fundații de adâncime.

1.2. TERMINOLOGIE

În cuprinsul prezentului normativ se utilizează următorii termeni, cu definițiile aferente:

- (1) **perete mulat** - perete realizat din beton sau beton armat într-o tranșee excavată în teren. Betonul este introdus în tranșee cu ajutorul unui tub de betonare. Betonarea poate avea loc în prezența fluidului de foraj, care are rolul de a susține pereții tranșeei (în care situație betonul înlocuiește fluidul din tranșee) sau uneori are loc în uscat.
- (2) **perete din elemente prefabricate** - perete realizat din elemente prefabricate din beton armat care sunt lansate în tranșeea umplută cu un fluid de foraj autoîntăritor.
- (3) **perete din noroi autoîntăritor** - perete cu rol de ecran impermeabil. Uneori, sunt inserate elemente de etanșare de tipul geomembranelor sau palplanșelor metalice pentru realizarea unei structuri îngropate impermeabile.
- (4) **perete omogen** - perete la care atât materialul cât și funcția pe care o îndeplinește peretele (de susținere, de portantă sau de etanșare) sunt identice în lungul aceleiași verticale.
- (5) **perete compus** - perete la care funcțiile de rezistență, portantă și de etanșare se separă pe verticală.
- (6) **perete în consolă (autoportant)** - perete la care stabilitatea pe parcursul lucrărilor de excavare este asigurată prin încastrarea acestuia în teren.
- (7) **perete rezemat** - perete la care rezemarea, pe măsura realizării excavației reprezintă o alternativă care permite reducerea adâncimii de încastrare a peretelui și a rigidității secționale a acestuia, precum și controlul deplasărilor orizontale ale peretelui, comparativ cu soluția peretelui în consolă.
- (8) **perete din beton plastic** - perete realizat prin tunarea de beton plastic, cu ajutorul tuburilor de betonare, într-o tranșee umplută cu fluid de foraj. Uneori betonarea poate avea loc și în uscat.
- (9) **panou** - secțiune din peretele mulat care se betonează într-o singură repriză. Un panou de perete mulat poate fi liniar, poate avea forma T, L sau altă formă.
- (10) **grinzi de ghidaj** - pereți de dimensiuni reduse care au în principal rolul de a ghida echipamentul de săpare și de a preveni prăbușirea pereților în apropierea zonei în care nivelul fluidului de foraj oscilează.
- (11) **tub de betonare** - tub utilizat în cazul betonării sub nivelul fluidului de foraj; are rolul de a elimina posibilitatea contaminării și segregării betonului.

(12) fluid de foraj - fluid utilizat pentru susținerea pereților excavațiilor adânci și care de obicei este reprezentat dintr-o suspensie de bentonită, o suspensie polimerică sau un noroi autoîntăritor.

(13) noroi autoîntăritor - noroi cu proprietatea de a se întări în timp, reprezentând o suspensie care conține ciment și aditivi cum ar fi argilă (bentonită), zgură de furnal granulată, cenușă pulverizată de termocentrală.

(14) beton plastic - beton cu plasticitate mare, de rezistență scăzută; în acest caz noțiunea de "plasticitate mare" reprezintă proprietatea betonului de a prelua deformații mari în comparație cu betonul obișnuit. Betonul plastic este preparat de obicei cu un dozaj redus de ciment și are în compoziție bentonită și/sau alte materiale argiloase. Betonul plastic poate să aibă în compoziție alte materiale precum cenușa pulverizată de termocentrală și diferiți aditivi.

(15) pilot forat - pilot format prin excavarea unei găuri, cu sau fără tubaj protector, și umplerea acesteia cu beton simplu sau beton armat.

(16) perete îngropat din piloți forați - perete format prin alăturarea de piloți forați dispuși la distanțe inter-ax mai mari decât diametrul (piloți cu interspații), egale cu diametrul (piloți joantivi) sau mai mici decât diametrul (piloți secanți).

1.3. CLASIFICARE

După criteriul alcătuirii constructive, pereții îngropați examinați în cuprinsul prezentului normativ se clasifică în: pereți din panouri și pereți din piloți forați.

1.3.1. Pereți îngropați din panouri

1.3.1.1. Pereți mulați

Pereții mulați sunt realizați prin turnarea în teren a betonului după ce în prealabil a fost realizată prin forare, sub protecția noroiului bentonitic, o tranșee de dimensiuni stabilite prin proiectare. În [Figura 1.1](#) este prezentată o secțiune printr-un astfel de perete.

Panourile sunt armate cu carcasa de armătură iar legătura dintre panouri trebuie tratată astfel încât să asigure continuitatea peretelui din punct de vedere al rezistenței și etanșării.

1.3.1.2. Pereți din elemente prefabricate

(1) Pereții îngropați din panouri prefabricate sunt realizați prin lansarea în tranșeea excavată a unor elemente prefabricate prevăzute cu margini profilate care să asigure îmbinarea între acestea.

În [Figura 1.2](#) sunt prezentate două exemple de realizare a pereților din elemente prefabricate.

(2) Legătura fermă între perete și teren, precum și etanșarea peretelui sunt asigurate prin întărirea noroiului de foraj autoîntăritor care este utilizat în astfel de cazuri (noroi bentonitic în care se introduce și o cantitate de ciment și un aditiv întârziator de priză).

Rețeta noroiului autoîntăritor se determină prin încercări și trebuie să corespundă cerințelor specifice ale lucrării, printre care:

- densitatea, vâscozitatea și celelalte caracteristici ale noroiului se aleg astfel încât să permită excavarea panoului în timpul prevăzut pentru această operație (o alternativă o reprezintă excavarea cu noroi obișnuit, urmată de substituirea acestuia cu noroi autoîntăritor);
- aditivul trebuie să asigure declanșarea prizei după introducerea prefabricatelor în tranșee;
- creșterea rezistenței în timp trebuie să fie suficient de rapidă astfel încât, la realizarea excavației protejată de perete, mortarul să asigure legătura dintre prefabricate și teren.

1.3.2. Pereți îngropați din piloți forați

(1) În funcție de condițiile de rezistență și etanșare pe care trebuie să le îndeplinească peretele; piloții pot fi dispuși cu distanțe între ei, joantivi sau secanți.

(2) Pereții realizați din piloți se impun, de regulă, atunci când stabilitatea tranșeelor necesare pentru panouri nu este asigurată (de exemplu când în vecinătatea peretelui se găsesc fundațiile unor construcții cu încărcări mari) sau dacă în cuprinsul stratificației se întâlnesc mături sau nisipuri antrenate de curentul de apă. În astfel de situații se recurge la piloți forțați cu tubaj recuperabil.

În [Figura 1.3](#) sunt prezentate câteva tipuri de pereți îngropați din piloți, diferențiate după modul de dispunere, materialul din care sunt alcătuiți și de armarea piloților.

(3) În cazul pereților din piloți secanți se poate recurge la armarea tuturor piloților, dacă peretele este supus la încărcări mari care impun o rezistență ridicată a acestuia, sau la armarea numai a piloților secundari, dacă este importantă îndeplinirea condiției de etanșare și peretele nu este supus la solicitări importante.

În funcție de condițiile pe care trebuie să le îndeplinească peretele, piloții nearmați (primari) pot fi realizați din material cu slabe rezistențe care asigură numai condiția de etanșare (amestec de noroi bentonitic cu ciment la care se poate adăuga și nisip, cu rezistențe la compresiune între 1 și 2 N/mm²) sau din beton simplu care are o rezistență mai ridicată.

După criteriul funcțiilor îndeplinite de peretele îngropat în lungul aceleiași verticale, pereții îngropați se clasifică în: pereți omogeni și pereți compuși.

1.3.3. Pereți omogeni

Pereții omogeni sunt acei pereți la care atât materialul cât și funcția pe care o îndeplinesc (de susținere, de portanță sau de etanșare) sunt identice în lungul aceleiași verticale.

1.3.4. Pereți compuși

Pereții compuși sunt acei pereți la care funcțiile de rezistență, portanță și de etanșare se separă pe verticală.

După criteriul modului de preluare a solicitărilor la care sunt supuși, pereții îngropați se clasifică în: pereți îngropați în consolă și pereți îngropați rezemați.

1.3.5. Pereți îngropați în consolă

Stabilitatea unui perete îngropat în consolă pe parcursul lucrărilor de excavare este asigurată prin încastrarea acestuia în teren.

În [Figura 1.4](#) sunt ilustrate etapele de execuție a unui perete îngropat în consolă.

1.3.6. Pereți îngropați rezemați

(1) Rezemarea peretelui îngropat pe măsura realizării excavației reprezintă o alternativă care permite reducerea adâncimii de încastrare a peretelui și a rigidității secționale a acestuia, precum și controlul deplasărilor orizontale ale peretelui, comparativ cu soluția peretelui în consolă.

Sistemele de rezemare de tip șpraițuri sau ancoraje sunt descrise în capitolul 3.3 al prezentului normativ.

Pe măsura avansării lucrărilor de excavare sunt amplasate sistemele de rezemare la cotele și intervalele rezultate în urma calculelor de proiectare.

În [Figura 1.5](#) sunt ilustrate etapele de execuție a unei astfel de lucrări.

(2) O variantă de rezemare a pereților de susținere prin însăși structura îngropată realizată sub protecția acestora o reprezintă procedeul de sus în jos (top-down) cunoscut și sub numele de "metoda milaneză". Structura subterană este realizată de sus în jos, pe măsura avansării lucrărilor de excavare, iar planșeele acesteia devin pe rând rezemări ale peretelui îngropat.

În [Figura 1.6](#) sunt ilustrate etapele de execuție în procedeul de sus în jos.

2. AVANTAJE, LIMITĂRI ȘI DIMENSIUNI UZUALE ALE DIFERITELOR TIPURI DE PEREȚI ÎNGROPAȚI

2.1. AVANTAJE ȘI LIMITĂRI ALE DIFERITELOR TIPURI DE PEREȚI ÎNGROPAȚI

În Tabelul 2-1 sunt sintetizate tipurile de pereți îngropați cu evidențierea unor avantaje și limitări ale fiecărui tip.

Tabelul 2-1

Tipuri de pereți îngropați

Tipul peretelui	Avantaje	Limitări
Pereți din panouri (paragraf 1.3.1)	<ul style="list-style-type: none"> • Stabilitate și rezistențe ridicate • Asigură condiții de etanșare • Pot atinge adâncimi ridicate • Utilizați în toate tipurile de teren • Mai puține îmbinări decât la pereții din piloți • În anumite circumstanțe fața peretelui poate rămâne aparentă dacă se curăță și se îndepărtează eventualele protuberanțe 	<ul style="list-style-type: none"> ⌘ Continuitatea orizontală între panouri este dificil de asigurat ⌘ Utilaje și instalațiile tehnologice, bazinele de noroi bentonitic și carcusele de armătură necesită spații largi ⌘ Nu poate urmări trasee complicate
Pereți din piloți (paragraf 1.3.2) Cu interdistanțe Tangenți	<ul style="list-style-type: none"> • Reprezintă cea mai economică soluție de pereți din piloți • Rapiditate în execuție • Stabilitate și rezistență ridicate 	<ul style="list-style-type: none"> • Nu asigură condiții de etanșare • • Utilizare doar în pământuri coezive • • Datorită distanțelor între piloți nu reprezintă o soluție permanentă în nici un tip de teren dacă între piloți se dispun elemente structurale • Nu asigură condiții de etanșare

<p>Secanți: piloți armați/ piloți din noroi auto-întăritor</p> <p>Secanți: piloți armați/ piloți din beton simplu</p> <p>Secanți: piloți armați/ piloți armați</p>	<ul style="list-style-type: none"> • Utilizare în toate tipurile de pământ • Pereți etanși cu caracter temporar • Forarea piloților secundari (armați) este mai ușoară • Pereți etanși cu caracter permanent • Stabilitate și rezistență bună • Pereți etanși cu caracter permanent • Stabilitate și rezistență ridicată 	<p>⌘ Nu oferă o soluție permanentă de etanșare</p> <p>Adâncimi limitate de toleranță pe verticală (pentru asigurarea zonei de intersecție a piloților secanți)</p> <p>Adâncimi limitate de toleranța pe verticală (pentru asigurarea zonei de intersecție a piloților secanți)</p> <ul style="list-style-type: none"> • Forarea piloților secundari necesită instalații puternice • Adâncimi limitate de toleranța pe verticală (de asigurare a zonei de intersecție a piloților secanți)
<p>Pereți în consolă (paragraf 1.3.5)</p>	<ul style="list-style-type: none"> • Nu presupune sisteme de rezemare temporare ale peretelui (șpraițuri, ancoraje) • Spațiu de lucru liber în incinta excavată, fără restricții impuse de rezemare ale peretelui 	<p>⌘ Poate deveni neeconomic pentru excavații adânci</p> <p>⌘ Deplasările peretelui datorate lucrărilor de excavare pot fi inacceptabile</p> <p>⌘ Adâncimea de înfigere a peretelui (fișa) și caracteristicile secționale (grosime, material, armare) pot deveni considerabile pentru a asigura stabilitate</p>
<p>Pereți rezemați cu șpraițuri sau ancoraje (paragraf 1.3.6)</p>	<ul style="list-style-type: none"> • Deplasările peretelui îngropat sunt controlate prin amplasarea reazemelor temporare 	<p>⌘ Comparativ cu pereții în consolă sunt mai scumpi și presupun o tehnologie mai complexă (realizarea reazemelor temporare)</p>
<p>Pereți rezemați cu șpraițuri sau ancoraje (paragraf 1.3.6)</p>	<ul style="list-style-type: none"> • Rigiditatea acestora, adâncimea de înfigere și rezistența pot fi diminuate comparativ cu pereții în consolă • În cazul utilizării ancorajelor se asigură un spațiu de lucru liber în incinta excavată 	<p>⌘ În cazul utilizării șpraițurilor, spațiul de lucru în incinta excavată se aglomerează și apar dificultăți la continuarea excavării și realizării structurii îngropate</p>
<p>Pereți rezemați în cazul utilizării procedurii de sus în jos (paragraf 1.3.6)</p>	<ul style="list-style-type: none"> • Partea supraterană a construcției poate fi realizată concomitent cu structura subterană • Reazemele temporare sunt înlocuite cu 	<p>⌘ Lucrările de excavare și de realizare a structurii subterane sunt dificile și mai scumpe datorită spațiului redus de lucru</p> <p>⌘ Trebuie lăsate goluri în planșee pentru accesul oamenilor</p>

	planșeele structurii subterane <ul style="list-style-type: none"> Asigură o rezemare rigidă a peretelui cu o minimizare a deplasărilor acestuia 	și utilajelor în vederea excavării și execuției structurii subterane La deschideri mari este necesară asigurarea re-zemării verticale a planșeelelor infrastructurii
--	--	---

2.2. DIMENSIUNI UZUALE ALE DIFERITELOR TIPURI DE PEREȚI ÎNGROPAȚI

În Tabelul 2-2 sunt prezentate dimensiunile uzuale întâlnite la utilizarea diferitelor tipuri de pereți îngropați.

Tabelul 2-2

Dimensiuni uzuale în funcție de tipul peretelui îngropat

Tipul peretelui	Adâncimea uzuală ⁽¹⁾		Controlul apei subterane		Verticalitate	
	În consolă	Rezemat	Temporar	Permanent	Uzual ⁽²⁾	Optim ⁽³⁾
1	2	3	4	5	6	7
Din piloți cu interdistanțe	<5	4-20	nu	nu	1:75	1:125
Din piloți secanți: beton armat / noroi auto-întăritor	<5	4-20	da	nu	1:75	1:125
Din piloți secanți: beton armat / beton simplu	<5	4-18	da	da	1:75	1:125
Din piloți secanți: beton armat / beton armat	<5	4-25	da	da	1:75	1:200
Din panouri	<5	5-30	da	da	1:75	1:125

Notă:

⁽¹⁾ Se referă la adâncimea excavației.

⁽²⁾ Verticalitatea uzuală este asigurată în condiții normale fără a impune măsuri speciale.

⁽³⁾ Verticalitatea optimă presupune măsurători suplimentare de control.

[\[top\]](#)

3. PROIECTAREA PEREȚILOR ÎNGROPAȚI

3.1. PREVEDERI COMUNE

3.1.1. Date generale

(1) Metoda de construire a peretelui îngropat trebuie luată în considerare cu atenție în etapa de proiectare. Diferite metode de construire pot implica diferite metode de calcul.

O excavație presupune întotdeauna deplasări ale terenului. Alegerea tipului de perete îngropat și a metodei de construire trebuie să asigure că deplasările și efectele acestora rămân în limite prestabilite (a se vedea paragraful 3.1.11).

(2) Proiectarea unei susțineri cu pereți îngropați implică parcurgerea a două etape:

1. exprimarea condițiilor de echilibru, prin care să se determine dimensiunile și geometria peretelui îngropat necesare pentru a asigura stabilitatea acestuia sub acțiunea presiunilor pământului și a altor eventuale încărcări asupra peretelui;

2. dimensionarea structurală, prin care să se determine caracteristicile secționare de rezistență necesare pentru ca perețele îngropat să poată prelua în condiții de siguranță eforturile secționare la care este supus (momente încovoietoare, forțe tăietoare).

Ambele etape de calcul trebuie parcurse pentru situații specifice de proiectare, în concordanță cu principiile stărilor limită. Situațiile de proiectare trebuie să fie suficient de severe și diverse astfel încât să acopere toate condițiile rezonabile de solicitare la care poate fi expus peretele îngropat pe durata construirii și exploatarei.

(3) În Tabelul 3-1 este prezentată o listă a principalelor cerințe care trebuie avute în vedere la proiectarea unui perete îngropat.

Tabelul 3-1

Cerințe de proiectare a pereților îngropați

Cerințe specifice amplasamentului	Cerințe specifice peretelui îngropat
<ul style="list-style-type: none">• Localizarea peretelui:<ul style="list-style-type: none">- existența unor clădiri în apropiere, drumuri, căi ferate, tuneluri, rețele edilitare etc; - limite impuse pentru tasarea terenului și deplasarea peretelui ținând seama de vecinătăți; - posibilități de acces al materialelor pe amplasament.• Geometria amplasamentului:<ul style="list-style-type: none">- formă și dimensiuni- topografia amplasamentului; - spațiul necesar pentru utilaje; - limite ale înălțimii spațiului de lucru.	<ul style="list-style-type: none">• Durate de utilizare a peretelui:• cerințe de durabilitate• Rolul peretelui în construcția finală;• Cerințe de etanșare a aperetelui;• Tehnologia de execuție;• Sprijiniri orizontale sau verticale ale peretelui: <p>- temporare; - permanente.</p> <ul style="list-style-type: none">• Se va introduce în calcul

	rigiditatea elementelor din beton armat după fisurare (caracteristică stadiului II)
<p>Geologia și hidrologia amplasamentului:</p> <ul style="list-style-type: none"> - stratificația terenului; - caracteristicile fizice și meca-nice ale pământurilor; - agresivitatea apei subterane; - necesitatea drenării apei; - necesitatea controlului tempo-rar sau permanent al nivelului apei subterane; - variații ale nivelului apei subterane. <ul style="list-style-type: none"> • Seismicitatea amplasamentului. 	

Cerințele de proiectare precizate în Tabelul 3-1 pot fi completate în anumite cazuri cu alte cerințe specifice situației (de exemplu, limite impuse de fisurarea betonului în cazul pereților îngropați din beton armat).

3.1.2. Caracterizarea geotehnică a pereților îngropați

(1) Pereții îngropați pot fi încadrați în două categorii geotehnice în vederea stabilirii cerințelor de proiectare.

Încadrarea preliminară a unui perete de susținere într-una din categoriile geotehnice trebuie să se facă, în mod normal, înainte de cercetarea geotehnică terenului. Încadrarea poate fi ulterior schimbată în cursul procesului de proiectare și execuție.

(2) Categoriile geotehnice sunt definite astfel:

- Categoria geotehnică 2 corespunde tipurilor convenționale de structuri, fără riscuri anormale sau condiții de teren și de solicitare neobișnuite sau excepțional de dificile. Pereții de susținere care se încadrează în această categorie geotehnică necesită o investigație geotehnică a terenului, în schimb pot fi utilizate metode de rutină pentru încercările de laborator și de teren și pentru proiectarea și execuția lucrărilor.
- Categoria geotehnică 3 include structurile de susținere de dimensiuni mari sau ieșite din comun, lucrări implicând riscuri anormale sau condiții de teren dificile sau de încărcări excepționale.

3.1.3. Cercetarea terenului

Cercetarea terenului trebuie efectuată în funcție de încadrarea pe categorii geotehnice a pereților îngropați.

- Categoria geotehnică 2 presupune studii de arhivă și realizarea de investigații geotehnice specifice.

Ca un minim, cercetarea terenului va consta din:

- recunoașterea amplasamentului, cu indicarea poziției construcțiilor și utilităților învecinate;
- recunoașterea, topografiei și geomorfologiei regiunii și amplasamentului;
- cercetarea hărților și memoriilor geologice aferente zonei;

- consultarea investigațiilor geotehnice anterioare pe amplasament și a datelor privind experiența de construire pe amplasament sau în zonă;
- stabilirea condițiilor hidrologice și hidrogeologice pe amplasament;
- definirea gradului seismic al amplasamentului.

Numărul punctelor de investigație geotehnică trebuie să fie ales astfel încât să se poată determina proprietățile terenului și variabilitatea acestora în lungul peretelui. Distanța între aceste puncte este cuprinsă, în general, între 10 m și 50 m în lungul peretelui îngropat, iar adâncimea de cercetare este de cel puțin 3 ori adâncimea excavației.

În plus, dacă sistemul de rezemare al peretelui constă din ancoraje, investigațiile geotehnice trebuie să se extindă pe distanța și la adâncimea necesară pentru a se obține proprietățile straturilor în care se vor fixa aceste ancoraje.

Se va da o atenție deosebită următoarelor aspecte care sunt importante la executarea pereților îngropați:

- prezența unor pământuri macro-granulare cu permeabilități ridicate sau a unor cavități (naturale sau artificiale) care pot produce pierderea bruscă a fluidului de foraj și, deci, instabilitatea pereților tranșeii sau a grinzii de ghidaj;
- prezența unor blocuri sau altor obstacole a căror mărime și distribuție au fost determinate și care pot provoca dificultăți la excavare;
- prezența unor roci sau altor materiale tari care pot provoca dificultăți pe parcursul excavației și impune utilizarea unor echipamente speciale;
- agresivitatea chimică a apei subterane, pământurilor sau rocilor;
- agresivitatea chimică a deșeurilor;
- în cazul pereților îngropați care pătrund într-o rocă de bază, se va determina nivelul la care se întâlnește roca pe traseul peretelui îngropat, pe direcție longitudinală și transversală; trebuie de asemenea determinate caracteristicile rocii, inclusiv gradul de alterare și de fisurare.

O etapă importantă este obținerea de informații privind regimul apei subterane, ca de exemplu:

- nivelul apei în foraje și piezometre precum și fluctuațiile acestuia, în particular în timpul iernii și a primăverii;
- hidrogeologia amplasamentului, incluzând mișcările apei subterane și variațiile de presiuni în apă;
- nivelurile extreme ale apei libere, care pot influența presiunea apei subterane;
- prezența straturilor de apă sub presiune sau arteziene.

▪ Categoria geotehnică 3 presupune investigații suplimentare față de cele impuse la categoria geotehnică 2, ca de exemplu încercări geotehnice complexe pentru determinarea unor parametri caracteristici utilizați într-un calcul de interacțiune teren-structură prin metode numerice. Acestea se pot referi la determinarea coeficientului de împingere în stare de repaus, K_0 , prin încercări de teren, determinarea relației efort-deformație a diferitelor straturi cu luarea în considerare a fenomenului de ecruisaj, încercări dinamice etc.

În cazul în care sunt suspectate contaminări chimice ale terenului și ale apei subterane, trebuie realizată o investigație pentru determinarea compușilor chimici și a modului în care ar putea afecta peretele îngropat.

3.1.4. Determinarea parametrilor geotehnici

(1) Pentru determinarea parametrilor geotehnici vor fi realizate încercări de laborator pe probe tulburate sau netulburate, încercări de teren sau determinări pe baze empirice, inclusiv studii de arhivă.

(2) Atunci când este necesară stabilirea stării inițiale de eforturi din teren, coeficientul de împingere în stare de repaus, K_0 , poate fi determinat prin încercări de laborator, de teren sau pe baza unor relații empirice. În anexa D sunt indicate posibilități de determinare a lui K_0 .

(3) Stabilirea parametrilor care trebuie utilizați în calcul trebuie să aibă în vedere condițiile de drenare a apei din pori.

Ca regulă generală, în calculul pe termen scurt, pot fi considerate valorile corespunzătoare condițiilor nedrenate dacă permeabilitatea terenului este scăzută (coeficientul de permeabilitate k este mai mic decât 10^{-8} m/s). În caz contrar, calculul trebuie realizat în condiții drenate.

(4) Este posibil ca masivul din spatele peretelui să fie considerat în condiții drenate (de exemplu datorită descărcării laterale și a posibilei prezențe a unor fisuri deschise care să permită pătrunderea apei în argilă), în timp ce masivul din fața peretelui să fie în condiții nedrenate (de exemplu cazul unui perete impermeabil care se extinde până la un strat de asemenea impermeabil). Datorită fretării laterale, există o probabilitate mai mică de a se forma fisuri în masivul din fața peretelui.

În aceste situații, condițiile de eforturi efective se consideră doar în masivul din spate (aflat în stare activă). Condițiile de eforturi totale se formează în masivul din fața peretelui (aflat în stare pasivă și, posibil, în masivul din spate doar sub cota maximă a fisurilor).

(5) Proiectantul trebuie să estimeze condițiile care se formează de fiecare parte a peretelui, din punct de vedere al drenării apei, înainte de realizarea calculelor de proiectare.

(6) În Tabelul 3-2 sunt prezentați, spre exemplificare, parametrii geotehnici necesari în calculele de proiectare, în funcție de câteva din metodele utilizate.

Tabelul 3-2

Parametrii geotehnici necesari în proiectarea unui perete îngropat

Metoda de calcul utilizată în proiectarea peretelui îngropat	Parametrii terenului				
	Greutatea volumică γ	Coeficientul presiunii în stare de repaus, K_0	Rezistența la forfecare a terenului		Rigiditatea terenului
			Eforturi totale, s_u	Eforturi efective, c', ϕ'	
Metode care consideră echilibrul limită	*	-	*	*	-
Metoda coeficientului de reacțiune	*	*	*	*	*
Metoda elementelor finite și a diferențelor finite: • Cu utilizarea crite	*	*	*	*	*

riului elast o- plast ic, Moh r- Coul omb					
• Cu utiliz area unor mo- dele neli- niar e	*	*	(1)	(1)	(1)

(1) parametri specifici în funcție de modelul utilizat.

În schema logică din [Figura 3.1](#) sunt arătați pașii de urmat de către proiectant la alegerea parametrilor de utilizat în calculele de proiectare.

3.1.5. Stări limită

În proiectarea la stări limită ale pereților îngropați trebuie parcurse următoarele etape:

1. stabilirea criteriilor de performanță pe care trebuie să le îndeplinească peretele;
2. stabilirea stărilor limită care pot fi atinse pe parcursul construirii sau exploatării peretelui;
3. demonstrarea că este puțin probabil ca o stare limită să fie atinsă.

(1) Starea limită ultimă (SLU) se definește ca fiind acea stare limită care se referă la siguranța oamenilor și a structurii. Trebuie luate în considerare următoarele situații:

- pierderea echilibrului structurii sau terenului, considerată ca un corp rigid, în care rezistența materialelor structurale și a terenului este nesemnificativă în asigurarea rezistenței;
- cedare internă sau deformații excesive ale structurii sau elementelor structurale, în care rezistența materialelor structurale este semnificativă în asigurarea rezistenței;
- cedarea sau deformații excesive ale terenului, în care rezistența terenului este semnificativă în asigurarea rezistenței;
- pierderea echilibrului structurii sau terenului datorită ridicării de către presiunile interstițiale;
- antrenare hidrodinamică, eroziune internă a terenului datorată gradientilor hidraulici.

În cazul pereților îngropați trebuie luate în considerare cel puțin următoarele situații:

- pierderea stabilității generale;
- cedarea unui element structural (perete, ancoraj, șpraiț) sau a legăturii dintre astfel de elemente;
- cedarea combinată în teren și în elementul structural;
- cedarea datorită antrenării hidrodinamice;

- mișcări ale peretelui îngropat care pot produce prăbușirea structurii de susținere sau a structurilor învecinate;
- cedarea prin oboseală sau alte efecte dependente de timp.

Nu se menționează ce tip de analiză va fi utilizată pentru studierea stării limită sau dacă materialul se comportă elastic sau plastic. Definierea stărilor limită este bazată pe aspectele practice ale gradului de pericolozitate, de deteriorare și, în consecință, ale costurilor reparațiilor. De exemplu, dacă structura susținută printr-un perete îngropat cedează datorită deplasării peretelui, apare o stare limită ultimă în ciuda faptului că peretele s-a deformat în special "elastic", fără a forma un mecanism în teren.

În [Figura 3.2](#) și [Figura 3.3](#) sunt prezentate tipuri de cedări la SLU pentru un perete îngropat.

Cauzele cele mai probabile pentru atingerea unei stări limită ultime în realizarea unui perete îngropat sunt:

- recunoaștere insuficient de aprofundată a condițiilor geologice și hidrogeologice;
- proiectare sumară a peretelui sau/și mână de lucru necalificată în execuție (în special la realizarea reazemelor peretelui);
- etape de construire care duc la dezvoltarea unor presiuni ale pământului asupra peretelui diferite de cele avute în vedere la proiectare; control inadecvat al operațiilor de execuție (excavări mai adânci decât cele proiectate, supraîncărcări neprevăzute prin depozitarea unor materiale sau echipamente etc.).

(2) Starea limită de exploatare normală (SLEN) se definește ca fiind acea stare limită care se referă la funcționarea structurii sau a componentelor structurale în timpul exploatării, afectând confortul persoanelor și aspectul lucrărilor de construcție.

În proiectare, aprecierea corectă a cerințelor de exploatare normală influențează soluția de adoptat: tipul peretelui îngropat, etapele de construcție, numărul nivelurilor de rezemare etc.

Trebuie luate în considerare următoarele situații:

- deplasări inacceptabile ale ansamblului perete-teren din jur;
- curgere inacceptabilă a apei prin sau pe sub perete;
- transport inacceptabil de particule de pământ prin sau pe sub perete (spălări, sufozii);
- modificări inacceptabile ale regimului de curgere a apei subterane.

Deplasările permise avute în vedere la proiectarea peretelui îngropat trebuie să țină seama de deformațiile limită ale structurilor sau echipamentelor aflate în vecinătate. Trebuie realizată o estimare precaută a deplasărilor peretelui și a efectului acestora asupra structurilor sau echipamentelor învecinate, pe baza unei experiențe comparabile și a calculului la SLEN (a se vedea paragraful 3.1.11). Această estimare trebuie să includă efectul construirii peretelui. Deplasările estimate nu trebuie să depășească valorile admise.

3.1.6. Acțiuni asupra pereților îngropați

În clasificarea acțiunilor și stabilirea valorilor normate și de calcul se va face referire la STAS 10100/0-75, STAS 10101/0-75 și STAS 3300/1-85.

3.1.6.1. Grupări de încărcări

(1) În calculele de proiectare se vor lua în considerare următoarele grupări de încărcări:

Gruparea fundamentală

Încărcări corespunzătoare etapei de construire

Se aplică pe toată perioada execuției. Proiectantul trebuie să ia în considerare toate încărcările asociate lucrărilor temporare, încărcările din procesul de construire, încărcările din trafic, supraîncărcările date de construcțiile învecinate etc.

Încărcări corespunzătoare etapei de exploatare

Se aplică de la terminarea execuției și până la sfârșitul duratei de viață a construcției (dacă peretele face parte din lucrarea definitivă). Proiectantul trebuie să ia în considerare toate încărcările curente și acelea care sunt de anticipat că vor apărea pe parcursul duratei de viață a peretelui.

De asemenea, se iau în considerare efectele pe termen lung, cum sunt modificări în regimul apei subterane, deformații de curgere lentă și umflări sau contracții ale pământului (modificări ale presiunii pământului).

Gruparea specială

Proiectantul trebuie să țină seama de evenimentele extreme care pot apărea atât în etapa de construire cât și în cea de exploatare: forțe de impact asupra peretelui, cedarea unui reazem (șpraiț sau ancoraj), inundații etc.

(2) Proiectantul trebuie să se asigure că peretele îngropat îndeplinește criteriile de siguranță contra cedării și are performanțe acceptabile în condiții de exploatare pentru gruparea de acțiuni corespunzătoare etapei de execuție și pentru cea corespunzătoare etapei de exploatare.

(3) Se va verifica, de asemenea, dacă peretele poate prelua încărcările din gruparea specială de acțiuni fără să se producă deformații inacceptabile sau fenomene de cedare progresivă.

3.1.6.2. Încărcări laterale

(1) Încărcările laterale pot fi reprezentate de:

i) presiuni ale terenului, cu luarea în considerare a încărcărilor verticale aplicate în vecinătatea peretelui, presiuni ale apei subterane; și/sau

ii) forțe aplicate direct pe perete: forțe de impact, forțe de inerție în caz de seism (suprapresiuni).

(2) Peretele trebuie proiectat astfel încât să fie permisă aplicarea de încărcări în spatele lui:

- încărcări provenite din construcții învecinate (clădiri, drumuri etc.);

- încărcări datorate activităților de construire;

- încărcări datorate variațiilor nivelului suprafeței terenului.

(3) Pentru suprafețe orizontale ale terenului și înălțimi ale excavației mai mari de 3 m, este recomandată considerarea unei supraîncărcări minime de 10 kPa aplicată la suprafața terenului susținut de peretele îngropat.

Pentru înălțimi de excavare mai mici de 3 m această supraîncărcare poate fi redusă dacă proiectantul este sigur că o suprasarcină mai mare nu va apărea niciodată pe durata de viață a structurii de susținere.

(4) În anexa B sunt date relații de calcul și grafice pentru determinarea coeficienților presiunii active și pasive a pământului, iar în anexa C este indicat modul de calcul al presiunilor suplimentare aplicate peretelui datorită diferitelor tipuri de supraîncărcări la suprafața terenului.

3.1.6.3. Încărcări verticale

Încărcările verticale depind de specificul proiectului și de etapele de execuție a lucrării de susținere. De exemplu, în metoda de sus în jos, încărcările verticale pe perete vor fi maxime pentru nivelul maxim al excavației. Pentru un perete încastrat în argile tari, peretele trebuie să preia forțele ascensionale datorate umflării terenului, pentru a asigura stabilitatea generală pe verticală. Se vor analiza efectele încărcărilor verticale asupra peretelui în vederea alegerilor parametrilor potriviți pentru frecarea sau aderența terenului pe perete.

3.1.6.4. Încărcări accidentale în timpul execuției - excavații neplanificate

(1) Excavațiile planificate sunt cele prevăzute a fi realizate prin proiect (eventuale tranșee de serviciu sau drenaj în fața peretelui, lucrări de dragare în fața unor structuri portuare etc.).

(2) Excavațiile neplanificate apar ca urmare a unor evenimente neprevăzute.

(3) La stabilirea adâncimii excavațiilor planificate, în proiectare se va lua în considerare abaterea probabilă a nivelului excavației. Proiectantul trebuie să se asigure că verificarea la stări limită ultime (SLU) este îndeplinită și în condițiile unor excavații neplanificate realizate în fața peretelui. Pentru aceasta, se va considera în calculul de proiectare o excavație neplanificată cu o adâncime care reprezintă minimumul dintre:

- 0.5 m; sau

- 10% din înălțimea excavației planificate în cazul pereților în consolă sau din înălțimea cuprinsă între fundul excavației și cel mai de jos reazem în cazul pereților îngropați rezemați.

Această prevedere nu se aplică și în cazul calculului la SLEN.

3.1.7. Presiunea pământului

Presiunile pământului asupra peretelui îngropat sunt descrise și cuantificate prin coeficienții de presiune a pământului, K. Relația de calcul este:

$$\sigma_n = K\sigma_v = K g z \quad (3.1)$$

unde: σ_n = presiunea pământului asupra peretelui, σ_v = presiunea verticală la adâncimea considerată, γ = greutatea volumică a pământului, z = adâncimea punctului considerat, măsurată de la suprafața terenului.

În funcție de deplasările peretelui coeficientul K poate lua următoarele valori:

- = K_0 - coeficientul presiunii în stare de repaus, corespunzător etapei inițiale, înainte de realizarea excavațiilor, când nu s-a produs nici o deplasare a peretelui (modul de calcul este prezentat în anexa D);

- = K_a - coeficientul presiunii active, corespunzător trecerii masivului în stare activă datorită deplasării peretelui de susținere prin îndepărtarea de masiv (relațiile și graficele de calcul sunt prezentate în anexa B);

- = K_p - coeficientul rezistenței pasive, corespunzător trecerii masivului în stare pasivă datorită deplasării peretelui de susținere înspre masiv (relațiile și graficele de calcul sunt prezentate în anexa B).

În anexa A este prezentat modul de calcul al presiunilor pământului asupra peretelui de susținere.

3.1.7.1. Efectul execuției peretelui

Procesul de execuție a peretelui îngropat în teren determină perturbări în starea inițială de eforturi;

- la pereții realizați în foraje sau tranșei a căror stabilitate este asigurată cu noroi bentonitic are loc o reducere a presiunii orizontale față de cea inițială. La pereții la care procedeul de execuție determină o îndesare a terenului are loc o creștere a presiunii orizontale;

- în timpul procesului de execuție a peretelui îngropat, terenul din jurul acestuia poate fi supus la diferite variații de eforturi care presupun creșteri sau micșorări ale presiunii laterale. Acest lucru poate determina modificări în timpul excavației și implicit modificări în răspunsul terenului, (de exemplu prin modificarea rigidității terenului din fața peretelui),

În cazul unei analize de interacțiune teren-structură (paragraful 3.2.2) este important să se ia în considerare efectul execuției peretelui asupra stării inițiale de eforturi din teren.

3.1.7.2. Factori care afectează valorile presiunii pământului asupra peretelui

(1) Stratificația terenului - la interfața dintre straturi presiunea pământului asupra peretelui poate prezenta un salt datorită parametrilor geotehnici diferiți ai straturilor.

(2) Supraîncărcări la suprafața terenului în spatele peretelui - datorate prezenței unor construcții sau echipamente sau a unor căi de comunicație (drumuri, căi ferate etc.). Modul de calcul al presiunilor laterale suplimentare în funcție de tipul suprasarcinii este dat în anexa C.

(3) Înclinarea terenului din spatele peretelui - a se vedea anexa B.

(4) Prezența punctelor de rezemare (șpraițuri sau ancoraje) - Modificarea presiunii pământului datorată sistemului de rezemare a peretelui prin fenomenul de boltă este abordată în anexa F.

(5) Fenomenul de consolidare sau de curgere lentă în cazul unor pământuri coezive saturate. Studiul interacțiunii teren-structură în astfel de cazuri folosește modelări continue vâscoelastice sau reologice.

3.1.8. Presiunea apei

(1) Stabilirea presiunii apei se va face în funcție de stratificația terenului, de permeabilitate și ținând seama de distribuția presiunii apei din pori rezultată din măsurători în teren.

În plus, proiectantul trebuie să ia în considerare următoarele:

- existența unei surse de apă în apropierea peretelui și posibilitatea activării acestei surse pe durata de viață a acestuia;
- efectul construcției peretelui îngropat asupra condițiilor hidrogeologice locale;
- efectul coborârii nivelului apei subterane (epuismențelor) în timpul execuției și pe durata de viață a peretelui;
- modificări ale presiunii apei din pori datorate plantării sau îndepărtării vegetației;
- modificări ale presiunii apei datorate variațiilor climatice.

Pe baza acestor considerații proiectantul trebuie să determine:

(a) presiunea apei și forțele de curgere, cu cele mai nefavorabile valori care pot apare în circumstanțe extreme sau accidentale pentru fiecare etapă de execuție cât și pe perioada de viață a construcției. O asemenea circumstanță poate fi reprezentată de avaria unei conducte principale de apă în apropierea peretelui;

(b) presiunea apei și forțele de curgere, cu cele mai nefavorabile valori care pot apare în circumstanțe normale pentru fiecare etapă de execuție cât și pe perioada de viață a construcției. Evenimentele extreme (de felul celor menționate la a) pot fi de asemenea incluse, dacă proiectantul consideră că pot apare în circumstanțe normale).

Valorile corespunzătoare cazului (a) sunt utilizate pentru verificările la SLU (paragraful 3.1.10), în timp ce valorile corespunzătoare cazului (b) sunt utilizate pentru verificările la SLEN (paragraful 3.1.11).

(2) Proiectantul trebuie să evalueze presiunea apei în jurul peretelui pentru diferitele etape de execuție și pe durata de viață a structurii.

Stabilirea valorilor parametrilor geotehnici utilizați în calcule (eforturi efective sau totale) se realizează în funcție de condițiile de drenare ale apei date de natura terenului și de tipul peretelui (paragraful 3.1.4).

În anexa E sunt prezentate diagrame posibile ale presiunii apei asupra peretelui îngropat.

3.1.9. Principii de proiectare

(1) Proiectarea pereților îngropați trebuie să asigure verificările la stări limită ultime (SLU) de stabilitate și capacitate portantă, precum și verificările la stări limită de exploatare normală (SLEN) privind deplasările peretelui și ale terenului, curgerea apei etc.

Proiectantul trebuie să demonstreze că depășirea oricărei stări limită este suficient de improbabilă în situațiile considerate în calculele de proiectare.

(2) Având ca referință STAS 3300/1-85 se definesc următoarele stări limită ale terenului de fundare:

- starea limită de deformații, SLD;

- starea limită de capacitate portantă, SLCP.

Stările limită ale terenului de fundare pot fi de natura:

- unei stări limită ultime (SLU) a cărei depășire conduce la pierderea ireversibilă, în parte sau în totalitate, a capacității funcționale a construcției;

- unei stări limită de exploatare normală (SLEN) a cărei depășire conduce la întreruperea exploatarii normale a construcției.

Starea limită de deformații a terenului de fundare (SLD) este de natura unei stări limită ultime (SLU) dacă deformațiile terenului conduc la deplasări și deformații ale construcției, incompatibile cu structura de rezistență sau a unei stări limită de exploatare normală (SLEN) dacă deformațiile terenului împiedică exploatarea normală a construcției.

Starea limită de capacitate portantă a terenului de fundare (SLCP) corespunde unei extinderi a zonelor în care se îndeplinește condiția de rupere astfel încât are loc pierderea stabilității terenului și a construcției, în parte sau în totalitate. Starea limită de capacitate portantă a terenului de fundare (SLCP) este întotdeauna de natura unei stări limită ultime (SLU).

(3) Proiectantul trebuie să ia în considerare următoarele în alegerea parametrilor utilizați în calculele de proiectare:

- datele geologice sau alte informații privitoare la proiecte anterior realizate;
- variabilitatea valorilor determinate, incluzând diferențele între condițiile in situ și proprietățile măsurate prin încercări de laborator sau de teren;
- întinderea zonei de teren care guvernează răspunsul peretelui pentru starea limită considerată;
- efectul activităților de construire asupra proprietăților pământului;
- schimbări care pot apare în teren datorită variațiilor în mediul înconjurător (temperatură, umiditate etc.).

(4) Valorile normate și valorile de calcul a caracteristicilor geotehnice ale terenului de fundare se determină având ca referință STAS 3300/1-85. În general pentru determinarea valorii de calcul se utilizează următoarea formulă:

$$A = (1 \pm \rho) A^n \quad (3.2)$$

unde:

A - valoarea de calcul a caracteristicii geotehnice respective;

A^n - valoarea normată a aceleași caracteristici;

ρ - indicele de precizie al determinării valorii medii; semnul indicelui de precizie se alege astfel încât să se realizeze o creștere a siguranței.

Indicele de precizie se calculează:

- pentru caracteristicile corelate (Φ , c) cu relația:

$$(3.3)$$

- pentru caracteristicile prelucrate independent (γ) cu relația:

(3.4)

unde:

$t\alpha$ - coeficient statistic ce variază în funcție de numărul de determinări n și de nivelul de asigurare alfa (probabilitatea de încadrare a valorii de calcul în intervalul de siguranță), referință STAS 3300/1-85;

n - numărul de determinări;

s - abaterea medie pătratică (referință STAS 3300/1-85).

Pentru toate celelalte caracteristici geotehnice se consideră:

$$\rho = 0; A = A^n \quad (3.5)$$

Nivelul de asigurare se consideră:

- $\alpha = 0,85$ pentru verificarea la starea limită de deformație;
- $\alpha = 0,95$ pentru verificarea la starea limită de capacitate portantă.

3.1.10. Verificări la stări limită ultime (SLU)

Calculul la SLU trebuie realizat pe baza metodelor de echilibru limită sau a analizei de interacțiune teren-structură (paragraful 3.2.2). Principalul scop este determinarea adâncimii de încastrare și a capacității portante a peretelui, pentru asigurarea stabilității.

Stările limită pot apărea atât în teren, cât și în structură sau prin cedare combinată în structură și teren (paragraful 3.1.5).

Orice interacțiune dintre structură și teren trebuie luată în considerare la determinarea acțiunilor de proiectare.

3.1.11. Verificări la stări limită de exploatare normală (SLEN)

Verificările la SLEN trebuie realizate în cazul în care:

- deformațiile peretelui îngropat și deplasările asociate ale terenului sunt importante;
- peretele trebuie să satisfacă criteriile care impun verificări la SLEN (de exemplu verificarea la fisurare a pereților din beton armat).

3.1.12. Stabilitatea tranșei excavată sub protecția noroiului bentonitic

Se va verifica stabilitatea tranșei excavată sub protecția noroiului bentonitic. Aceasta depinde de natura terenului, de condițiile hidrogeologice, de adâncimea tranșei și de caracteristicile noroiului bentonitic.

În anexa H sunt indicate câteva din metodele de verificare utilizate curent în practică.

3.2. METODE DE CALCUL UTILIZATE ÎN PROIECTAREA PEREȚILOR ÎNGROPAȚI

3.2.1. Metode care consideră echilibrul limită

Metodele de echilibru limită sunt bazate pe condițiile corespunzătoare momentului cedării, când întreaga rezistență de forfecare a pământului este mobilizată uniform în jurul peretelui îngropat. Calculul la starea de echilibru limită sunt bazate pe considerarea unei distribuții simple, liniare, a eforturilor laterale. Metoda este utilizată pe scară mai largă și oferă rezultate acceptabile și poate fi utilizată pentru anumite forme structurale (de exemplu, pereții în consolă), dar este mai puțin indicată pentru alte forme structurale, de exemplu pereți rezemați pe mai multe niveluri.

Datorită faptului că metodele la starea de echilibru limită sunt bazate pe rezistența la forfecare a terenului, acestea nu oferă indicații în cea ce privește deplasările peretelui. De asemenea, aplicarea de coeficienți de siguranță la valorile presiunilor terenului, poate conduce la supradimensionarea structurii. La proiectarea pereților îngropați se va da prioritate unor metode care pot lua în considerare interacțiunea dintre perete și teren.

În anexa F sunt prezentate principiile de calcul prin metoda echilibrului limită pentru diferite tipuri de pereți îngropați.

3.2.2. Metode care iau în considerare interacțiunea teren-structură

3.2.2.1. Ipoteza comportării elastice a terenului. Mediul elastic discret și mediul continuu

Într-o analiză simplă de interacțiune teren-structură, peretele îngropat este modelat printr-o grindă iar terenul printr-un mediu elastic discret, alcătuit dintr-o serie de resorturi orizontale (metoda coeficientului de reacțiune), sau printr-un mediu elastic continuu. Rigiditatea terenului este caracterizată prin rigiditățile resorturilor (coeficienți de reacțiune) sau prin rigiditatea mediului elastic continuu. Rigidității resorturilor i se poate asocia o lege de creștere cu adâncimea sau se pot impune limitări inferioare sau superioare ale forțelor în resorturi care să corespundă atingerii valorilor de împingere activă sau rezistență pasivă ale terenului.

Metodele bazate pe ambele modele (mediul elastic discret sau mediul continuu) pot fi utilizate pentru calculul deplasărilor peretelui, al momentelor încovoietoare în perete și al forțelor în reazemele peretelui (ancoraje sau șpraițuri), dar nu pot furniza deplasările terenului în jurul peretelui.

Șpraițurile și ancorajele sunt modelate, în general, prin resorturi sau forțe, apărând dificultăți în estimarea condițiilor reale de rezemare.

3.2.2.2. Metoda elementelor finite și a diferențelor finite

Calculul mult mai complexe de interacțiune teren-structură sunt cele care permit modelarea peretelui, a terenului, precum și a etapelor de execuție prin metoda elementelor finite (MEF) sau metoda diferențelor finite (MDF). Prin aceste metode este posibilă modelarea unor factori precum:

- comportamentul complex al terenului;
- etapele de execuție a lucrării de susținere;
- detaliile de rezemare a peretelui;
- efectele date de consolidarea terenului;
- efectele date de prezența apei subterane etc.

Se pot face estimări privind deplasările terenului și ale peretelui, mărimea eforturilor în perete și forțelor în reazemele peretelui. Pentru a obține, însă, rezultate apropiate de realitate este necesară în prealabil o "calibrare" a modelului utilizat prin compararea rezultatelor calculului cu măsurători realizate pe structuri de susținere asemănătoare.

Metoda elementelor finite (MEF) și metoda diferențelor finite (MDF) sunt considerate că oferă soluții "teoretic complete". Aplicarea acestor metode impune ca proiectantul să aibă experiență atât în utilizarea unui anumit program de calcul care se bazează pe una din aceste metode cât și în modelarea unor astfel de lucrări.

3.2.2.3. Alegerea metodei de calcul

Metoda de calcul aleasă pentru a fi utilizată depinde de complexitatea structurii, de procesul de construire, de informațiile necesare a se obține prin calcule, de datele de intrare avute la dispoziție și de beneficiul din punct de vedere economic care rezultă în urma rafinării calculelor. De exemplu, dacă peretele îngropat trebuie să satisfacă doar condiții de impermeabilitate, calculele prea complexe oferă beneficii reduse. De asemenea, nu sunt indicate calcule complexe pentru cazuri în care interacțiunea teren-structură este puțin relevantă (de exemplu la pereții în consolă).

În Tabelul 3-3 sunt sintetizate avantajele și limitările principalelor metode de calcul al pereților îngropați. Unele dintre acestea oferă o cantitate largă de informații, dar acuratețea rezultatelor depinde de calitatea datelor introduse în calcule. Tehnicile numerice avansate (MEF sau MDF) necesită timp pentru calarea modelelor și date de intrare complexe, precum și

un operator cunoscător al programului de calcul și cu experiență în domeniu. Aceste metode nu sunt, deci, de indicat în proiectarea unor structuri simple, când sunt de preferat metode de calcul mai puțin complexe.

În principiu, este mai bine să fie utilizată o metodă de calcul simplă, cu parametri ai terenului corect estimați, decât o metodă de calcul mult mai complexă, dar cu valori nesigure ale parametrilor terenului.

Tabelul 3-3

Avantaje și limitări ale metodelor de calcul a pereților îngropați

Metoda de calcul	Avantaje	Limitări
Echilibru limită	<ul style="list-style-type: none"> Necesită numai parametrii de forfecare ai terenului Simplă și clară 	<ul style="list-style-type: none"> Nu modelează interacțiunea teren-structură, rigiditatea peretelui și etapele de construire Nu permite calculul deformațiilor Nu se aplică unor sisteme static nedeterminate (pereți rezemați pe mai multe nivele) Poate modela numai condiții renate (eforuri efective) sau nedrenate (eforturi totale) Nu ia în considerare efectul stării inițiale de eforturi în teren
Coeficient de reacțiune	<ul style="list-style-type: none"> Posibilă modelarea interacțiunii teren – structură, a etapelor de execuție etc Modelarea terenului prin resorturi elastice Deplasarea peretelui poate fi estimată Utilizarea relativ simplă Se poate ține cont de starea inițială de eforturi 	<ul style="list-style-type: none"> Modelare simplistă a terenului Estimare dificilă a coeficienților de reacțiune Numai probleme bidimensionale Anumite conectări structurale sunt dificil de modelat Deplasările terenului în jurul peretelui nu pot fi calculate
Model elastic continuu	<ul style="list-style-type: none"> Posibilă modelarea interacțiunii teren – structură, a etapelor de execuție Modelarea terenului printr-un mediu elastic continuu 	<ul style="list-style-type: none"> Comportare elastică a terenului, cu limite corespunzătoare atingerii stării active sau pasive Modelare simplistă a influenței apei din

	<p>(matricea de rigiditate poate fi determinată cu un program de elemente finite)</p> <ul style="list-style-type: none"> • Deplasarea peretelui poate fi estimată • Utilizarea relativ simplă • Se poate ține cont de starea inițială de eforturi 	<p>pori</p> <ul style="list-style-type: none"> • Numai probleme bidimensionale • Anumite conectări structurale sunt dificil de modelat • Deplasările terenului în jurul peretelui nu sunt calculate
MEF / MDF	<ul style="list-style-type: none"> • Posibilă modelarea interacțiunii teren – structură, a etapelor de execuție etc. • Modele complexe pentru teren care pot lua în considerare variația rigidității cu starea de eforturi sau anizotropia • Modelarea unor structuri complexe cu includerea unor detalii structurale și de rezemare • Deplasarea peretelui poate fi estimată • Buna reprezentare a efectului apei din pori • Modelarea consolidării terenului și a trecerii de la condiții nedrenate la condiții drenate • Probleme bi și tridimensionale • Se poate ține cont de starea inițială de eforturi • Deplasarea terenului în jurul peretelui poate fi estimată 	<ul style="list-style-type: none"> • Pot necesita un timp relativ mare de calcul • Dificilă modelarea anumitor aspecte (de ex, execuția peretelui) • Necesită date de calcul complexe • Modele simple pentru teren (elasic liniare) pot conduce la deplasări eronate ale terenului • Necesită experiență în utilizare • Necesită program de calcul verificate printr-o practică îndelungată.

3.3. PREVEDERI REFERITOARE LA ASIGURAREA STABILITĂȚII PEREȚILOR ÎN FAZA DE EXCAVARE A PĂMÂNTULUI DIN INTERIORUL INCINTEI

3.3.1. Proiectarea sistemului de rezemare

(1) Se vor lua în considerare toate etapele de execuție în cazul unei lucrări de susținere din pereți îngropați: realizarea propriu-zisă a peretelui, excavarea, montarea sistemului de rezemare, realizarea infrastructurii și demontarea (eventuală) a reazemelor.

(2) Proiectarea sistemului de rezemare depinde de metoda de calcul adoptată în proiectarea peretelui îngropat. Încărcările din reazeme calculate pe baza metodei de echilibru limită pot să fie neacoperitoare datorită faptului că nu este luat în considerare efectul de interacțiune teren-structură. În astfel de situații, încărcările calculate din reazeme trebuie mărite cu

85% pentru a ține cont de efectul de redistribuire a presiunilor în spatele peretelui ca urmare a efectului de boltă (a se vedea anexa F).

Metodele de calcul care iau în considerare interacțiunea teren-structură (paragraful 3.2.2) pot admite o presiune neliniară a pământului asupra peretelui, cu o redistribuire a acesteia în funcție de rigiditatea reazemelor, și furnizează valori mai apropiate de realitate pentru încărcările din reazeme. Pentru o validare a valorilor obținute și a modelului de calcul adoptat este indicată o comparație a acestora cu măsurători înregistrate pe alte structuri comparabile.

În cazul în care apar diferențe importante între valorile calculate și cele oferite de experiența comparabilă, proiectantul trebuie să verifice cu atenție rezultatele de calcul obținute. Aceasta presupune o revizuire a datelor de intrare și a ipotezelor adoptate în calcule.

Proiectarea la SLEN

Proiectantul trebuie să se asigure că următoarea verificare la SLEN este îndeplinită:

$$P_{SLEN} + \Delta P_{temp} \leq P_E$$

unde:

P_{SLEN} - încărcarea axială din reazem conform calculelor la SLEN (egală cu valoarea rezultată prin metodele care țin seama de interacțiunea teren-structură sau mărită cu 85% față de valoarea rezultată prin metodele de echilibru limită);

ΔP_{temp} - încărcarea suplimentară în reazem datorată temperaturii;

P_E - încărcarea capabilă a reazemului corespunzătoare limitei elastice.

Proiectarea la SLU

1. Încărcarea axială din reazem pentru verificarea la SLU [P_{SLU}] trebuie să fie cea mai mare dintre următoarele valori:

- $1,35 P_{SLEN}$

- valoarea rezultată prin metodele care țin seama de interacțiunea teren-structură sau mărită cu 85% față de valoarea rezultată prin metodele de echilibru limită, pentru parametrii corespunzători calculelor la SLU.

2. În proiectarea sistemului de rezemare a unui perete îngropat trebuie să se ia în considerare posibilitatea pierderii unui reazem.

3.3.2. Soluția cu șpraițuri

(1) Șpraițurile sunt în general elemente metalice (profile H, secțiuni rectangulare sau tuburi) având rolul de a prelua eforturile din împingerea pământului asupra peretelui. Funcția acestui sistem de rezemare, de regulă provizoriu, este de a asigura stabilitatea pereților de susținere până în momentul în care este construită structura definitivă. După ce întreaga excavație a fost realizată, începe de jos în sus construirea structurii, șpraițurile fiind îndepărtate pe măsură ce structura avansează.

(2) Dezavantajul major al acestui sistem de rezemare a susținerilor îl reprezintă "aglomerarea" excavației, ceea ce complică atât lucrările de excavare, care trebuie realizate printre și pe sub șpraițuri, cât și lucrările ulterioare de construire a structurii subterane.

(3) În cazul unor deschideri mari ale excavației, șpraițurile pot fi transformate în contrafișe care asigură rezemarea peretelui prin sprijinirea de fundul excavației.

(4) Șpraițurile pot fi folosite mai ales în cazul în care alte sisteme de rezemare (de tipul ancorajelor) nu sunt indicate (terenuri slabe, prezența unor construcții în vecinătate etc.).

(5) O variantă a acestei tehnici de rezemare a pereților îngropați este dată de asigurarea stabilității acestora prin însăși infrastructura care este realizată sub protecția, susținerii. Astfel, planșeele subsolului vor lua locul șpraițurilor metalice. De

această dată, structura definitivă este realizată de sus în jos, pe măsura excavării terenului. Planșeele se toarnă pe rând devenind, pe măsura excavării pământului, reazeme pentru pereții îngropați. Încărcările verticale sunt preluate de stâlpi și transmise unor barete sau piloți executați în prealabil. Procedul, cunoscut sub denumirea de "milanez" sau "de sus în jos" permite realizarea, simultan cu subsolurile, a unui număr de niveluri din suprastructura construcției. Execuția lucrărilor este însă mai complexă și mai anevoioasă; spațiile de lucru sunt reduse săparea terenului are loc sub fiecare planșeu pe o înălțime egală cu cea a viitorului nivel; trebuie asigurate goluri pentru evacuarea pământului săpat; sunt necesare utilaje cu gabarit redus etc.

3.3.3. Soluția cu ancoraje

(1) Soluția cu ancoraje are avantajul că lasă liberă incinta excavată. Această soluție poate fi utilizată complementar cu alte soluții (șpraițuri sau contrabanchete de pământ).

(2) Ancorajele nu sunt indicate în cazul unor terenuri slabe sau atunci când există construcții în vecinătate care ar putea fi afectate de execuția ancorajelor.

(3) Sistemul de rezemare cu ancoraje poate fi realizat în două soluții:

- cu tiranți pasivi care transmit solicitarea din reazem la o placă de ancoraj ([Figura 3.4](#)) sau la un bloc din beton (blocul de beton poate fi fixat printr-o capră de piloți în cazul unor solicitări mari) ([Figura 3.5](#));
- cu tiranți forțați, injectați și pretensionați.

(4) Tiranții forțați, injectați și pretensionați ([Figura 3.6](#)) sunt indicați atunci când nivelul apei subterane este deasupra nivelului de ancorare și când terenul din spatele peretelui este abrupt. Nu este recomandată folosirea acestora în cazul în care nivelul hidrostatic se află deasupra punctului de pornire a forajului, dacă acest nivel nu poate fi coborât sau dacă nu se dispune de o tehnologie adecvată care să prevină curgerea apei. În cazurile în care nivelul de ancorare necesar este apropiat de suprafața terenului, varianta tiranților pasivi poate fi mai economică, cu condiția să existe suficient spațiu liber în spatele peretelui. Tiranții forțați, injectați și pretensionați au avantajul că pot fi instalați pe mai multe niveluri.

(5) La proiectarea tiranților forțați, injectați și pretensionați se va face referire la normativul P 109-80¹).

(6) În Tabelul 3-4 sunt prezentate câteva din avantajele și limitările tiranților forțați, injectați și pretensionați.

¹ Normativul P 109-80 este în curs de revizuire.

Tabelul 3-4

Avantaje și limitări ale tiranților forțați, injectați și pretensionați

Avantaje	Limitări
<ul style="list-style-type: none"> • După execuție, incinta excavată este liberă permitând accesul pentru lucrările de construcție • Ancorajele pretensionate pot reduce deplasările peretelui și tasările terenului în spatele peretelui, în funcție de valoarea forței de pretensionare 	<ul style="list-style-type: none"> • Timpul necesar instalării și pretensionării ancorajelor duce la mărirea duratei de execuție a lucrării de susținere • Ancorajele se extind de multe ori pe o lungime considerabilă în afara incintei protejate de pereții îngropați • Uneori este necesară înlăturarea tensiunii din ancoraje sau chiar a ancorajului la sfârșitul lucrărilor de construire • Execuția ancorajelor poate conduce la slăbirea terenului străbătut

(7) Trebuie avute în vedere următoarele condiții la proiectarea pereților îngropați rezemați cu tiranți forajați, injectați și pretensionați:

- ancorajul va fi pretensionat la un anumit procent din forța de rezemare care se va dezvolta în reazemul astfel creat. Trebuie să se ia în considerare efectul dat de această pretensionare;
- ancorajul este, de regulă, instalat cu o anumită înclinare față de orizontală, ceea ce impune o componentă verticală a forței din reazem. În funcție de legătura ancoraj-perete, se poate dezvolta un moment încovoietor în perete dat de această componentă verticală;
- la instalarea tiranților dedesubtul unor construcții învecinate poate fi impusă înlăturarea acestora după finalizarea lucrărilor;
- terenul din jurul incintei de pereți îngropați în care se vor extinde ancorajele trebuie să formeze, de asemenea, obiectul unor investigații geotehnice.

3.3.4. Soluția cu contrabanchete

(1) Contrabanchetele din pământ pot fi utilizate pentru a ajuta stabilitatea unui perete de susținere și pentru reducerea deplasărilor acestuia.

(2) Utilizarea contrabanchetelor adiacente peretelui îngropat are avantajul că excavația poate atinge adâncimi mai mari (chiar cota finală) în partea centrală, fără a fi împiedicate lucrările de șpraițuire. În combinație cu contrabanchetele poate fi utilizată soluția cu contrafișe. În [Figura 3.7](#) sunt prezentate schematic etapele de execuție a unei astfel de lucrări de susținere.

(3) Se interzice înlăturarea prematură a contrabanchetei sau micșorarea acesteia, întrucât pot conduce la cedarea peretelui îngropat.

(4) Contrabanchetele pot fi utilizate și în combinație cu rezemarea peretelui îngropat direct prin structura realizată în incinta excavată. În [Figura 3.8](#) este prezentată schematic această posibilitate. Contrabanchete este îndepărtată numai în momentul în care structura poate prelua solicitările date de peretele îngropat.

(5) În [Figura 3.9](#) sunt prezentate elementele geometrice ale unei contrabanchete.

(6) În condiții de teren date, gradul de asigurare a stabilității oferit de contrabanchetă depinde de înălțimea H , de lățimea B și de panta 1:m ([Figura 3.9](#)). Panta 1:m este guvernată de parametrii geotehnici ai terenului, în timp ce H și B sunt limitate de considerații legate de spațiul și accesul din excavație.

(7) Dacă, pentru a se instala reazemul permanent al peretelui, contrabancheta este îndepărtată pe o anumită lungime, poate fi necesară o analiză tridimensională pentru estimarea stabilității și deplasărilor peretelui. Dificultatea analizei determină, în general, utilizarea contrabanchetelor de pământ împreună cu metodele observaționale.

(8) În anexa G sunt prezentate câteva posibilități de modelare a contrabanchetelor de pământ utilizate pentru asigurarea stabilității pereților îngropați.

3.4. PREVEDERI SPECIFICE PENTRU PEREȚII MULAȚI DIN BETON ARMAT

Pereții mulați sunt realizați prin turnarea în teren a betonului, după ce în prealabil a fost realizată prin forare, sub protecția fluidului de foraj, o tranșee de dimensiuni stabilite prin proiect (a se vedea capitolele 1 și 4).

3.4.1. Materiale

3.4.1.1. Fluid de foraj

Fluidul de foraj reprezintă, în mod obișnuit o suspensie de bentonită activată în apă care îndeplinește condițiile tehnice prevăzute în documentul de referință STAS 9305-81 "Bentonită activată pentru fluide de foraj". La punerea în operă a suspensiei de bentonită activată se efectuează în laboratorul de șantier determinări de laborator având ca referință STAS 9305-81 și STAS 9484/21-74, pentru a stabili dacă suspensia îndeplinește condițiile de calitate privind vâscozitatea aparentă, densitatea, stabilitatea, filtratul și capacitatea optimă de colmatare, conținutul de nisip liber și valoarea pH.

Pentru caracteristicile pe care trebuie să le îndeplinească fluidul de foraj se va face referire la SR EN 1538:2002 "Execuția lucrărilor geotehnice speciale. PEREȚI MULAȚI".

3.4.1.2. Beton

Clasa de rezistență minimă a betonului este C12/15. Tipul și marca de ciment se stabilesc funcție de clasa betonului și agresivitatea mediului.

În stabilirea tipului de agregat, a cimentului, a raportului apă/ciment și a adaosurilor se va face referire la SR EN 1538:2002.

3.4.1.3. Oțel

Armăturile din carcasele de armare ale pereților mulați se vor realiza în OB 37 sau PC 52, având ca referință STAS 438/1-89. Dacă nu sunt luate măsuri speciale de precauție, se interzice folosirea altor elemente metalice de tipul țevi, plăci, conectori etc. din oțel galvanizat sau din alte metale care pot produce efecte electrostatice, conducând la îngroșarea turtei de bentonită sau la corodarea electrochimică a armăturilor.

3.4.2. Elemente de proiectare

În proiectarea pereților îngropați se vor respecta prevederile documentului de referință SR EN 1538:2002 "Execuția lucrărilor geotehnice speciale. PEREȚI MULAȚI", referitoare la următoarele elemente:

- panotare;
- stabilitatea tranșeei în timpul excavării;
- încastrarea în roca de bază;
- carcase de armătură (armare verticală și longitudinală);
- panouri cu mai multe carcase și rosturi;
- goluri și perforări;
- acoperire cu beton.

3.4.2.1. Realizarea rosturilor între panouri

(1) Realizarea rosturilor între panouri este diferențiată, în funcție de procedeul folosit pentru excavare și de gradul de impermeabilitate impus peretelui ([Figura 3.10](#)).

(2) În cazul excavării panourilor cu cupă graifăr acționată hidraulic sau cu foreză rotativă sau percutantă cu circulație de noroi, soluțiile curent utilizate pentru realizarea rosturilor constau în utilizarea tuburilor de rost (recuperabile) sau a prefabricatelor de rost (nerecuperabile).

Tuburile de rost sunt țevi metalice cu diametrul egal cu lățimea tranșeei, care se introduc în poziție verticală la extremitățile panourilor, înfigându-se pe 0,50 ... 1,00 m în stratul de bază, pentru a avea asigurată stabilitatea. Pentru a se evita pătrunderea de beton în tub, la baza acestuia, pe o înălțime de 2 ... 3 m, se introduce nisip, balast sau pământ local.

Tuburile de rost se extrag după 4 ... 6 ore de la punerea în operă a betonului proaspăt, când betonul s-a rigidizat, dar nu a făcut încă priză. Pentru extragere se folosesc fie extractoare cu verine acționate hidraulic, fie vibratoare fixate la partea superioară a tubului și prinse elastic la cârligul unei macarale. Extragerea se realizează cu mișcări line, pentru a evita desprinderea betonului de la baza panoului. Pentru a se evita înțepenirea tuburilor, este indicat să li se imprime ușoare rotiri în timpul care se scurge până la extragere. O altă soluție de limitare a contactului între tub și beton constă în montarea la capătul carcasei de armătură a unui "șorț" din tablă subțire, extins pe întreaga adâncime a tranșeei.

La pereții la care se impun condiții de etanșare speciale, pe fața circulară a panoului betonat, după extragerea tubului de rost, se introduce un tub metalic sau din material plastic, cu diametrul de 0,25 ... 0,35 m, (clavetă), care se recuperează după betonarea panoului următor, iar golul umplut se betonează. O variantă este înlocuirea acestui tub cu o țeava de injecție prin care după betonarea panoului se injectează lapte de ciment, pe măsura extragerii țevii.

Prefabricatele de rost sunt elemente din beton armat sau beton precomprimat, având de obicei secțiunea dublu T, care se introduc în tranșee, în poziție perfect verticală; acestea se înfig pe 0,30 ... 0,60 m în baza tranșeii, iar la partea superioară se fixează de grinzile de ghidare. După lansarea și fixarea prefabricatelor, se coboară carcasa de armătură și se betonează panoul.

(3) În cazul excavării panoului cu instalații cu cupă tip lingură dreaptă, etanșarea rosturilor se poate realiza prin raclarea cu dinții cupei, pe o adâncime de 10 ... 15 cm, a betonului din panoul turnat anterior. În profilul crenelat astfel obținut pătrunde ulterior betonul din panoul următor, asigurându-se astfel închiderea rostului între panouri. În vederea raclării, la extremitatea panoului se lasă o rezervă de pământ nesăpat în lungime de minim 0,80 m. Săparea acestuia și raclarea betonului din panoul vecin se efectuează după cel puțin 6 ore de la turnarea betonului.

3.4.2.2. Panotarea

(1) Modul de dispunere a panourilor sau panotarea, dimensiunile în plan ale acestora, succesiunea execuției se stabilesc prin proiect, în funcție de particularitățile lucrării, de instalațiile de excavare folosite etc.

(2) În cazul excavării panourilor cu cupă graifăr acționată hidraulic sau cu foreză rotativă sau percutantă cu circulație de noroi, panourile se pot executa unul după celălalt sau pe sărite. Se deosebesc din acest punct de vedere, trei tipuri de panouri: primar, secundar și mixt.

(3) În cazul excavării panoului cu instalații cu cupă tip lingură dreaptă, panourile se execută unul după celălalt. Panourile se clasifică din acest punct de vedere în panouri primare și panouri de tip mixt.

În [Figura 3.11](#) sunt arătate etapele de execuție ale unui perete mulat, alcătuit din panouri primare și panouri secundare.

I - excavarea panourilor primare și plasarea la extremitățile acestora a tuburilor de rost;

II - lansarea carcasei de armătură în panourile primare;

III - betonarea panourilor primare;

IV - extragerea tuburilor de rost;

V - săparea panourilor secundare;

VI - lansarea carcasei de armătură în panourile secundare;

VII - betonarea panourilor secundare.

În [Figura 3.12](#) sunt arătate etapele de execuție ale unui perete mulat, alcătuit din panouri primare și panouri de tip mixt:

I - excavarea panoului primar și plasarea la extremitățile acestuia a tuburilor de rost;

II - lansarea carcasei de armătură în panoul primar;

III - betonarea panoului primar și extragerea tuburilor de rost; săparea panoului de tip mixt și plasarea unui tub de rost la extremitatea acestuia;

IV - lansarea carcasei de armătură în panoul de tip mixt;

V - betonarea panoului de tip mixt și extragerea tubului de rost; săparea următorului panou de tip mixt;

3.5. PREVEDERI SPECIFICE PENTRU PEREȚII DIN ELEMENTE PREFABRICATE LANSATE ÎN NOROI AUTOÎNTĂRITOR

Pereții îngropați din elemente prefabricate sunt realizați prin lansarea în tranșeea umplută cu noroi de foraj autoîntăritor a unor elemente prefabricate prevăzute cu margini profilate care să asigure îmbinarea între acestea.

3.5.1. Materiale

3.5.1.1. Fluid de foraj

În cazul în care săparea tranșei se efectuează sub protecția unei suspensii de bentonită activată în apă sau a unei soluții cu polimeri, se va face referire la SR EN 1538:2002 "Execuția lucrărilor geotehnice speciale, PEREȚI MULAȚI".

3.5.1.2. Noroiul de foraj autoîntăritor

Noroiul de foraj autoîntăritor reprezintă o suspensie de bentonită în care se introduce ciment. Sunt folosiți de asemenea aditivi pentru a îmbunătăți lucrabilitatea în faza de excavare și de lansare a elementelor prefabricate precum și pentru a regla timpul de priză. În proiect se vor specifica proprietățile materialului întărit (de ex. permeabilitate, rezistență, deformabilitate) precum și metodele de încercare, astfel încât să fie îndeplinite cerințele funcționale ale peretelui.

Noroiul de foraj autoîntăritor poate fi folosit și în faza de excavare a tranșei, dacă prin rețetă se poate asigura pomparea noroiului în tranșee și întârzierea prizei până după introducerea elementelor prefabricate și dacă nu există riscul unor întreruperi accidentale. În caz contrar, săparea se face sub protecția noroiului obișnuit care apoi va fi înlocuit cu noroi autoîntăritor, utilizând aceeași tehnologie ca în cazul turnării betonului.

3.5.1.3. Beton, oțel

Se vor respecta prevederile documentului de referință SR EN 1538:2002.

3.5.2. Elemente de proiectare

La proiectarea pereților din elemente prefabricate se vor respecta toate recomandările privind calculul de stabilitate și de rezistență al pereților îngropați.

(1) Noroiul autoîntăritor nu trebuie să dezvolte rezistențe ridicate după întărire; este suficientă o rezistență superioară terenului în care este introdus peretele îngropat.

(2) Elementele prefabricate pot fi realizate din beton armat sau beton precomprimat.

(3) Diferențele care apar între tipurile de elemente prefabricate sunt date, în special, de tipul îmbinărilor. În funcție de condițiile de rezistență și/sau etanșeitate pe care peretele trebuie să le îndeplinească, se aleg tipurile de elemente prefabricate.

3.6. PREVEDERI SPECIFICE PENTRU PEREȚI MULAȚI CU ROL DE ECRANE

Pereții mulați cu rol de ecrane sunt utilizați pentru a împiedica migrarea apei subterane, curată sau poluată, sau a altor lichide aflate în teren. Materialul utilizat poate fi noroiul autoîntăritor (eventual în combinație cu membrane sau palplanșe) și betonul plastic sau mortarul plastic.

3.6.1. Materiale

3.6.1.1. Fluid de foraj

Se vor respecta prevederile documentului de referință SR EN 1538:2002.

3.6.1.2. Noroiul de foraj autoîntăritor

Se vor respecta prevederile documentului de referință SR EN 1538:2002.

3.6.1.3. Beton plastic și mortar plastic

Mortarele și betoanele plastice se utilizează la pereții mulați cu rol de ecrane în situațiile în care, pe lângă condiția de permeabilitate redusă se impune și o deformabilitate mare. Elementele componente sunt:

- argilă sau bentonită;
- ciment sau un alt liant;

- agregate bine sortate;
- aditivi;
- apă.

Termenul "mortar plastic" se utilizează atunci când agregatele sunt reprezentate de nisip.

Amestecul se proiectează astfel încât să se obțină permeabilitatea și deformabilitatea cerute, precum și o lucrabilitate și rezistență corespunzătoare.

În documentul de referință SR EN 1538:2002 sunt prezentate compozițiile clasice pentru beton plastic și mortar plastic.

3.7. PREVEDERI SPECIFICE PENTRU PEREȚI DIN PILOȚI FORAȚI

Pereții îngropați din piloți forțați sunt pereți care se realizează, în funcție de condițiile de rezistență și etanșitate pe care trebuie să le îndeplinească, în una din următoarele variante (a se vedea capitolele 2 și 4 - execuția):

- piloți din beton armat amplasați cu interdistanțe;
- piloți secanți:
 - piloți din beton armat alternați cu piloți nearmați din material cu rezistență scăzută (noroi autoîntăritor);
 - piloți din beton armat alternați cu piloți din beton simplu;
 - piloți din beton armat.

3.7.1. Materiale

3.7.1.1. Beton

Clasa de rezistență minimă a betonului este C12/15. Tipul și marca de ciment se stabilesc funcție de clasa betonului și agresivitatea mediului.

3.7.1.2. Oțel

Armăturile din carcasa de armare ale piloților forțați pentru pereți îngropați se vor realiza din OB 37 sau PC 52, având ca referință STAS 438/1-89.

3.7.2. Elemente de proiectare

3.7.2.1. Diametre și interdistanțe uzuale

(1) În cazul pereților din piloți din beton armat amplasați cu interdistanțe se pot utiliza diametrele și distanțele prevăzute în Tabelul 3-5.

Tabelul 3-5

Pereți din piloți armați amplasați cu interdistanțe - diametre și distanțe uzuale

Diametru, mm	Distanța interax, mm	Diametru, mm	Distanța interax, mm	Diametru, mm	Distanța interax, mm
300	400	900	100	1800	1900

450	550	1050	1150	2100	2200
600	700	1200	1300	2400	2500
750	850	1500	1600		

În cazul pereților din piloți secanți de tip "piloți din beton armat alternați cu piloți nearmați din material cu rezistență scăzută (nori bentonitic autoîntăritor)" se pot utiliza diametrele și distanțele prevăzute în Tabelul 3-6.

Tabelul 3-6

Pereți din piloți secanți de tip "piloți din beton armat alternați cu piloți nearmați din material cu rezistență scăzută (nori bentonitic autoîntăritor)" - diametre și distanțe uzuale

Diametru, mm		Interax**,mm	Diametru, mm		Interax**,mm
secund*	primar		secund *	primar	
450	450	600	900	600	1100
600	600	800	1200	600	1400
750	750	1000	1200	750	1450

*) piloți armați.

**) distanța (lumina) dintre piloții armați nu trebuie să depășească 40% din diametrul piloților din nori autoîntăritor.

În cazul pereților din piloți secanți de tip "piloți din beton armat alternați cu piloți din beton simplu" se pot utiliza diametrele și distanțele prevăzute în Tabelul 3-7.

Tabelul 3-7

Pereți din piloți secanți de tip "piloți din beton armat alternați cu piloți din beton simplu" - diametre și distanțe uzuale

Diametru, mm		Interax, mm
secund*	primar	
600	600	900
750	750	1150

*) piloți armați.

În cazul "pereților din piloți armați secanți" se pot utiliza diametrele și distanțele prevăzute în Tabelul 3-8.

Tabelul 3-8**Pereții din piloți armați secanți - diametre și distanțe uzuale**

Diametru, mm		Interax, mm
secund*	primar*	
750	750	650
880	880	760
1180	1180	1025

*) piloți armați.

(2) Pereții din piloți cu interdistanțe nu sunt indicați a fi utilizați în cazul unor excavații sub nivelul apei subterane. Ei formează, de regulă, structuri cu caracter temporar. Un perete permanent poate fi realizat prin "umplerea" golurilor dintre piloți (elemente din beton armat fixate de piloți, beton torcretat).

În ceea ce privește dimensiunile uzuale ale unui perete de susținere din piloți armați cu interdistanțe, acestea sunt indicate în Tabelul 2-2, capitolul 2.

(3) Pereții din piloți secanți de tip "piloți din beton armat alternați cu piloți nearmați din material cu rezistență scăzută (noroși bentonitic autoîntăritor)" nu sunt indicați ca soluție permanentă pentru reținerea apei datorită caracteristicilor de contracție și fisurare a materialului din care sunt alcătuiți piloții nearmați.

În cazul în care peretele are un caracter permanent, alegerea materialului din care sunt alcătuiți piloții nearmați trebuie făcută cu atenție, iar condițiile hidrogeologice trebuie să fie de natură să asigure faptul că piloții vor fi saturați pe toată durata de viață a construcției. Alternativ, se pot aplica pe fața peretelui elemente structurale care să asigure ranforsarea piloților nearmați.

În ceea ce privește dimensiunile uzuale ale unui perete de susținere de acest tip, acestea sunt indicate în Tabelul 2-2, capitolul 2.

(4) În cazul pereților din piloți secanți de tip "piloți din beton armat alternați cu piloți din beton simplu", materialul din piloții nearmați (primari) nu trebuie să depășească o rezistență la compresiune de 10-20 N/mm² pentru a se putea ulterior forța piloții armați (secundari).

În ceea ce privește dimensiunile uzuale ale unui perete de susținere de acest tip, acestea sunt indicate în Tabelul 2-2, capitolul 2.

(5) Pereții din piloți secanți armați sunt utilizați în cazurile în care este necesară o capacitate portantă ridicată și trebuie îndeplinite condiții de etanșare. Este indicată utilizarea lor pentru realizarea unor pereți îngropați de-a lungul unui traseu circular.

Carcasa de armătură a piloților secundari are, de regulă, secțiunea rectangulară.

În ceea ce privește dimensiunile uzuale ale unui perete din piloți armați, acestea sunt indicate în Tabelul 2-2, capitolul 2.

3.7.2.2. Carcase de armătură

(1) În cazul piloților armați, armarea se face cu carcase de armătură formate din bare longitudinale, fretă, inele de rigidizare și distanțieri, având ca referință STAS 2561/4-90.

(2) Carcasa de armătură poate avea secțiunea constantă sau variabilă în lungul pilotului, după cum rezultă în urma calculului de rezistență.

(3) Armarea constructivă minimă este de 0,5%.

(4) Barele longitudinale ale carcasei pot fi din oțel tip OB 37 sau PC 52. Diametrul minim este de 14 mm, numărul minim de bare este 8, cu distanța între acestea (lumina) de cel puțin 100 mm, dar nu mai mare decât 350 mm. Se evită dispunerea barelor pe două rânduri.

(5) Armarea transversală se face cu fretă din OB 37, având diametrul minim:

- 8 mm pentru $d < 0,80$ m;

- 10 mm pentru $d = 0,80 \dots 1,20$ m;

- 12 mm pentru $d > 1,20$ m.

Pasul fretii se adoptă constructiv sau prin calcul, dar nu mai mare de 350 mm sau de 15 ori diametrul barelor longitudinale.

(6) Înnădirea barelor longitudinale poate fi realizată fără suprapunere, când $d < 25$ mm, prin suprapunere sau cu eclise cu sudură.

(7) Pentru asigurarea centrării carcasei, pe barele longitudinale se montează la distanțe de 2 ... 4 m distanțieri sub forma unor patine de oțel beton sau a unor role din beton simplu, dispuși pe circumferință astfel:

- câte 3 în fiecare secțiune la piloții cu $d < 1000$ mm;

- câte 4 în fiecare secțiune la piloții cu $d \geq 1000$ mm.

3.7.2.3. Acoperirea cu beton

(1) Grosimea stratului de acoperire cu beton a carcasei de armătură, măsurată de la fața exterioară a barelor longitudinale, se stabilește în funcție de tehnologia de execuție a piloților. Realizarea acoperirii prescrise este asigurată cu ajutorul distanțierilor. Grosimea minimă a stratului de acoperire este:

- 50 ... 70 mm (în funcție de diametru) la piloții forțați în uscat și netubați;

- 80 mm la piloții forțați sub noroi;

- 60 mm la piloții forțați cu tubaj recuperabil.

[\[top\]](#)

4. EXECUȚIA PEREȚILOR ÎNGROPAȚI

4.1. EXECUȚIA PEREȚILOR ÎNGROPAȚI DIN PANOURI

Execuția pereților îngropați din panouri se va face având ca referință SR EN 1538:2002 "Execuția lucrărilor geotehnice speciale. PEREȚI MULAȚI".

Acesta face referiri la execuția următoarelor tipuri de pereți îngropați:

- pereți mulați din beton;

- pereți prefabricați din beton;

- pereți de etanșare din noroi autoîntăritor;
- pereți din beton plastic.

4.2. EXECUȚIA PEREȚILOR ÎNGROPAȚI DIN PILOȚI FORAȚI

Execuția pereților îngropați din piloți forajați se va face având ca referință standardele SR EN 1538:2002 "Execuția lucrărilor geotehnice speciale. PEREȚI MULAȚI" (pentru fazele de execuție comune cu cele ale pereților din panouri) și STAS 2561/4-90 "Piloți forajați de diametru mare".

4.2.1. Lucrări pregătitoare

4.2.1.1. Platforma de lucru

Pentru amenajarea platformei de lucru se va face referire la standardul SR EN 1538:2002.

4.2.1.2. Grinzile de ghidaj

Spre deosebire de pereții îngropați din panouri, în cazul pereților îngropați din piloți utilizarea grinzilor de ghidaj nu este obligatorie. Totuși, utilizarea acestora este recomandată spre a se asigura implantarea și poziționarea corectă a piloților.

În cazul grinzilor de ghidaj din beton armat, înălțimea minimă a grinzilor de ghidaj trebuie să fie de 0,5 m iar lățimea minimă de 0,3 m.

4.2.2. Forarea

În cazul pereților îngropați din piloți secanți forarea se va face în mod obligatoriu sub protecția unui tubaj recuperabil.

Avansarea forajului și a tubajului vor fi astfel încât să se evite antrenarea pământului din zona adiacentă.

4.2.3. Introducerea carcasei de armătură

Carcasele de armătură trebuie introduse în foraj imediat după finalizarea operației de forare (centrarea în coloanele forate se face cu ajutorul patinelor prevăzute). Introducerea carcaselor de armătură se va face fără tensionarea acestora și cu asigurarea verticalității în foraj (axul carcasei de armătură trebuie să coincidă cu axul forajului), în vederea acoperirii cu beton prescrise.

4.2.4. Betonarea

(1) Procesul de betonare a pilotului trebuie astfel realizat încât să fie asigurată omogenitatea și umplerea totală a volumului excavat. Transportul betonului la punctul de lucru trebuie să se realizeze fără segregarea acestuia.

Procesul de betonare trebuie să fie continuu, fără întreruperi, cu asigurarea de către executant a unei cantități suficiente de beton.

(2) Extragerea tubulaturii de protecție a forajului trebuie realizată înainte ca betonul să-și piardă lucrabilitatea.

(3) Betonarea trebuie realizată astfel încât nivelul betonului în foraj să fie mereu deasupra nivelului coloanei de betonare.

(4) Lucrabilitatea betonului trebuie asigurată pe tot parcursul realizării operației de betonare a forajului. Condițiile de lucrabilitate și modul de verificare al acestora sunt cele specificate la pereții mulați.

(5) La realizarea pereților din piloți forajați, în cursul operației de betonare nu este admisă vibrarea betonului.

(6) Operația de betonare în uscat se realizează cu ajutorul coloanei de betonare, de jos în sus, în așa fel încât coloana să nu se atingă de carcasa de armătură.

(7) Diametrul interior al coloanei de betonare trebuie să fie suficient de mare pentru a asigura curgerea ușoară a betonului. Coloana va fi realizată astfel încât să nu poată fi expulzată și să poată trece cu ușurință prin carcasa de armătură fără să o afecteze.

(8) Operația de betonare în cazul prezenței unui nivel de apă în foraj sau în cazul utilizării fluidelor de foraj la procesul de excavare trebuie realizată continuu cu ajutorul coloanei de betonare, la fel ca în cazul pereților mulați.

(9) Pe tot parcursul operației de betonare, în coloană trebuie menținută o cantitate suficientă de beton pentru a crea o presiune care să fie mai mare decât presiunea datorată fluidului de foraj rămas în excavație.

(10) Coloana de betonare se va menține în permanență introdusă în betonul anterior turnat și nu se va extrage înainte de încheierea operației de betonare. Adâncimea de penetrare în beton va fi de minim 1,5 m la piloți cu diametrul $D < 1,2$ m și de minim 2,5 m la piloți cu diametrul $D > 1,2$ m.

(11) Adâncimea până la suprafață a betonului trebuie măsurată permanent iar lungimea pe care tubulatura este înglobată în beton va fi de asemenea înregistrată la intervale regulate corespunzătoare turnării fiecărei șarje de beton. Lungimea măsurată și volumul de beton vor fi reprezentate pe un grafic chiar în timpul turnării și comparate cu relația teoretică lungime-volum.

(12) Perioada de timp între terminarea excavării și până la începerea turnării betonului nu trebuie să depășească 12 ore, cu excepția situației în care acest lucru este admis în caietul de sarcini.

4.2.5. Turnarea noroiului autoîntăritor

(1) Metoda de turnare și lucrabilitatea noroiului autoîntăritor trebuie astfel alese încât pilotul rezultat în urma întăririi noroiului să fie continuu și omogen pe toată secțiunea.

(2) Înaintea începerii umplerii, executantul trebuie să se asigure că o cantitate suficientă de noroi autoîntăritor este disponibilă pe toată durata operației.

(3) Extragerea tubajului de protecție, dacă este cazul, se va realiza înainte de întărirea gelului beton.

(4) Noroiul autoîntăritor nu trebuie contaminat cu detritus, lichide sau alte corpuri străine.

(5) Perioada de timp scursă de la excavarea pilotului și până la umplerea cu noroi autoîntăritor a gropii de foraj nu trebuie să depășească 12 ore, cu excepția situațiilor menționate explicit în caietul de sarcini.

4.2.6. Toleranțe

(1) Fața interioară a grinzii de ghidaj va avea o toleranță față de verticală de 1:200 și va reprezenta o dreaptă de referință. Nu sunt acceptate defecte de suprafață iar axa centrală a grinzii de ghidaj nu va devia de la poziția specificată cu mai mult de ± 15 mm la fiecare 3 m.

(2) Lungimea minimă dintre grinzile de ghidaj va fi egală cu diametrul pilotului +25 mm iar lumina maximă cu diametrul pilotului +50 mm.

(3) Devierea maximă de la verticalitate pe orice direcție pentru suprafața excavată a piloților secanți este de 1:200 în cazul piloților secanți armați și de 1:100 în cazul piloților secanți din piloți din beton armat cu piloți nearmați din material cu rezistență scăzută.

(4) Dacă se prevede forarea prin pământuri moi sau turbe sau dacă pot să apară obstacole majore în cursul fazei de excavare, în caietul de sarcini trebuie prevăzute toleranțe suplimentare.

(5) O toleranță de +150 mm/-50 mm va fi acceptată pentru mustățile de armătură a piloților rămase în urma decapării.

(6) Nici un pilot nu va fi turnat până la nivelul final de decapare sub nivelul apei decât dacă metoda de turnare a betonului include măsuri de prevenire a pătrunderii apei care poate provoca reducerea secțiunii pilotului (gâtuire) sau contaminarea betonului odată cu retragerea tubajului de protecție.

4.2.7. Impermeabilizarea

Executantul este responsabil pentru orice rost defect sau pilot prin sau pe lângă care se remarcă urme vizibile ale curgerii apei care ar conduce la debite peste cele prevăzute în caietul de sarcini. Orice curgere de apă de la suprafața terenului pe lângă perețele îngropat trebuie izolată.

[\[top\]](#)

5. MONITORIZAREA PEREȚILOR ÎNGROPAȚI

5.1. VERIFICĂRI PE PARCURSUL EXECUȚIEI

Supravegherea și controlul execuției peretelui îngropat se va face având ca referință standardul SR EN 1538:2002 "Execuția lucrărilor geotehnice speciale. PEREȚI MULAȚI".

În timpul diferitelor etape ale construcției trebuie supravegheate și controlate următoarele:

a) lucrări prealabile fazei de execuție:

- poziția peretelui;
- materialele;
- carcasele de armătură și alte elemente care se introduc.

b) construcția peretelui:

- metoda de excavare, dimensiunile și aliniamentul;
- curățarea excavației;
- realizarea rosturilor;
- punerea în lucrare a armăturilor și a altor elemente;
- betonarea.

Controalele execuției trebuie să fie în concordanță cu specificațiile prevăzute în proiect.

Documentul de referință SR EN 1538:2002 prezintă fișele de informații generale și detaliate pentru diferite tipuri de pereți mulați.

5.2. VERIFICAREA INTEGRITĂȚII ELEMENTELOR COMPONENTE ALE PEREȚILOR

Scopul verificării integrității îl reprezintă identificarea, de regulă prin carotaj sonic, a unor anomalii în elementele componente ale pereților îngropați care ar putea influența nefavorabil comportarea și durabilitatea elementelor.

Încercările privind integritatea nu furnizează informații directe asupra comportării elementelor sub încărcările structurii sau asupra impermeabilității.

Încercările de integritate se vor efectua de către o unitate de specialitate pe baza unui program întocmit de proiectant, în care se vor preciza:

- a.** metoda de încercare;
- b.** numărul și amplasarea elementelor de perete supuse încercării;
- c.** fazele pe parcursul execuției lucrărilor în care se prevede efectuarea unei încercări;

d. numărul și amplasarea elementelor în care trebuie amplasate țevi de observație, numărul și lungimea țevilor de introdus în fiecare element pentru efectuarea carotajului sonic;

e. adâncimile la care se efectuează încercările; intervalele de adâncime între punctele de măsurare nu vor depăși 1,25 m;

f. numărul de zile de la terminarea betonării și efectuarea încercării.

În cazul în care metoda de încercare nedistructivă impune așezarea pe capul elementului de perete a unui echipament de măsură sensibil, se va proceda la îndepărtarea betonului contaminat, pentru pregătirea unei suprafețe curate, fără apă, logic de ciment etc.

În vederea facilitării interpretării rezultatelor, executantul va pune la dispoziția unității de specialitate angajată pentru efectuarea încercărilor date asupra condițiilor de teren, asupra dimensiunilor elementului și metodelor de execuție.

Rezultatele preliminare ale încercărilor trebuie transmise proiectantului în decurs de 24 ore de la efectuarea încercărilor. Rezultatele finale și concluziile trebuie transmise în termen de 10 zile de la încheierea fiecărei faze a încercării. Raportul asupra încercării trebuie să prezinte toate ipotezele, calibrările, corecțiile, algoritmi și relațiile utilizate pentru interpretarea rezultatelor.

În cazul în care a fost evidențiată o anomalie în semnalul acustic, indicând un defect posibil în element, antreprenorul va informa de urgență beneficiarul și proiectantul. În cazul în care antreprenorul nu poate demonstra că elementul de perete poate îndeplini în mod corespunzător funcțiile prevăzute, se vor adopta măsurile de remediere necesare.

La încheierea încercărilor, se recomandă injectarea tuburilor folosite la carotaj cu un material având o rezistență comparabilă cu betonul din perete.

5.3. INSTRUMENTAREA PEREȚILOR ÎNGROPAȚI

5.3.1. Proiectul de instrumentare

Atunci când se consideră necesară o instrumentare a peretelui îngropat, pentru a se monitoriza comportarea acestora, se va elabora un proiect de instrumentare în care se vor specifica:

- a) tipul de instrumentare solicitat;
- b) numărul și poziția elementelor de perete în care se va instala instrumentarea;
- c) adâncimea la care se va instala instrumentarea;
- d) momentul citirii de referință;
- e) intervalele de timp dintre citiri;
- f) echipamentul de monitorizare;
- g) domeniile de variație ale forțelor, presiunilor, deplasărilor, deformațiilor specifice în care se așteaptă să se înscrie citirile;
- h) tipul de citire - direct sau de la distanță;
- i) responsabilități privind instrumentarea;
- j) obiectivele instrumentării; etc.

5.3.2. Principalele tipuri de dispozitive de măsură folosite la instrumentarea pereților îngropați

a) extensometru;

b) înclinometru;

- c) doză de forță;
- d) doză de presiune;
- e) mărci tensometrice (de fixat pe armături sau înglobate în betonul turnat pe loc).

Orice tip de instrumentare trebuie să fie robust, să fie furnizat de un producător recunoscut și să fie instalat și urmărit de o unitate de specialitate.

5.3.3. Raportul cu rezultatele măsurărilor

Raportul cuprinzând rezultatele măsurărilor trebuie transmis beneficiarului și proiectantului în termen de 5 zile de la încheierea fazei de măsurători. Raportul trebuie să cuprindă:

- a) data și ora fiecărei citiri;
- b) condițiile climatice;
- c) numele persoanei care a efectuat citirea pe teren și al persoanei care a analizat citirea;
- d) identificarea elementului la care s-a efectuat măsurătoarea, a adâncimii și numărului instrumentului;
- e) eventualele deteriorări ale instrumentului sau dificultățile întâmpinate la citiri;
- f) condițiile în care s-a făcut citirea (de ex. la excavarea pământului în fața peretelui îngropat, adâncimea de excavare);
- g) constantele de calibrare și relațiile utilizate la interpretare;
- h) tabel comparativ cu rezultatele înregistrate, prin raport cu citirile de origine și cu citirile anterioare;
- i) reprezentări grafice ale variației în timp sau pe adâncime a mărimilor observate (presiuni, deplasări etc).

5.3.4. Măsurători topometrice

Alături de instrumentarea cu echipamente și dispozitive de felul celor menționate la p. 5.3.2 este recomandată și monitorizarea pe cale topometrică a pereților și a terenului din spatele acestora pentru stabilirea deplasărilor pe verticală și pe orizontală, rotirilor etc.

[\[top\]](#)

ANEXA A

CALCULUL PRESIUNII ACTIVE ȘI PASIVE A PĂMÂNTULUI ASUPRA PERETELUI DE SUSȚINERE

Considerând un perete executat în teren, presiunile exercitate asupra lui de o parte și de cealaltă sunt înainte de excavare egale și de semn contrar și corespund împingerii în stare de repaus, σ_n , pentru un efort vertical, σ_v , ([Figura A.1a](#)).

(A.1)

unde:

K_0 - coeficientul împingerii pământului în stare de repaus;

γ - greutatea volumică a pământului;

z - adâncimea punctului considerat, măsurată de la suprafața terenului.

Înlăturarea presiunilor pe o față a peretelui datorită excavării pământului determină o dezechilibrare a presiunilor și o deplasare a peretelui către incintă. Presiunea de contact (efortul orizontal) din spatele peretelui scade sub efort vertical constant ceea ce conduce, în ipoteza neglijării frecării perete-teren, la creșterea deviatorului $[\sigma_v - \sigma_h]$ până în momentul în care se îndeplinește criteriul de cedare. Orientarea suprafețelor de cedare este prezentată în [Figura A.1.b](#). Pentru un teren necoeziv, efortul orizontal are în momentul cedării valoarea:

(A.2)

în care $K_a = \tan^2(45 - \Phi'/2)$ este coeficientul împingerii active (corespunzător cazului particular în care suprafața terenului este orizontală și peretele de susținere vertical și perfect neted).

După atingerea împingerii active, presiunea de contact se menține la această valoare indiferent de creșterea în continuare a deplasării laterale.

Pe de altă parte, în același timp, la o cotă inferioară nivelului excavației, deplasarea peretelui se face către teren, în concluzie, presiunea de contact va crește odată cu scăderea efortului vertical. Creșterea progresivă a deviatorului [de această dată $\sigma_h > \sigma_v$ duce de asemenea, la situația de echilibru limită (starea pasivă). În momentul cedării, dacă, pământul este necoeziv, efortul orizontal devine:

(A.3)

în care $K_p = \tan^2(45 + \Phi'/2)$ este coeficientul rezistenței pasive (corespunzător cazului particular în care suprafața terenului este orizontală și peretele de susținere vertical și perfect neted).

În [Figura A.1c](#) este indicată orientarea suprafețelor de cedare pentru cazul stării pasive.

Relația dintre evoluția presiunii de contact teren-perete și deplasarea peretelui în fazele succesive de excavare este prezentată în [Figura A.2](#).

Trebuie remarcat că acest echilibru, de tip Rankine, presupune că întregul masiv delimitat de suprafața de alunecare se află în stare plastică.

În anexa B este prezentat modul de calcul al coeficienților K_a și K_p pentru cazurile în care se ia în considerare frecarea perete-teren (unghiul δ), iar suprafața terenului este înclinată (unghiul β).

Unghiul δ este determinat în funcție de unghiul de frecare interioară al terenului Φ' și de rugozitatea suprafeței peretelui (a se vedea paragraful 3.1.10.1). În acest caz suprafețele de alunecare nu mai sunt drepte iar experiența arată că unghiul δ are valori inferioare lui Φ' .

În diversele faze tehnologice ale excavației și execuției structurii subterane, care comportă montarea și punerea sub tensiune a reazemelor intermediare (șpraițuri sau ancoraje), peretele poate avea deplasări în ambele sensuri, stările de împingere activă și rezistență pasivă ale terenului putând alterna pentru o aceeași cotă față de suprafață.

Pentru o cotă constantă a excavației, relația dintre presiunile de contact pe cele două fețe și deplasările peretelui la o cotă constantă sunt reprezentate în [Figura A.3](#).

Influența coeziunii straturilor străbătute se manifestă printr-o reducere a presiunii active și o creștere a celei pasive asupra peretelui. Dacă se ține seama și de o sarcină uniform distribuită, q, la suprafața terenului, atunci relațiile de calcul pentru presiunea activă și cea pasivă, devin:

(A.4a)

(A.4b)

unde c' - coeziunea terenului.

Terenul ca mediu dispers, trifazic este capabil să înmagazineze în decursul deformării o cantitate însemnată de energie prin frecări între particule, rearanjarea acestora, disiparea presiunii apei din pori etc. Răspunsul terenului la deplasările alternante ale peretelui prezintă astfel fenomenul de histererezis mecanic (Figura A.4). Plafonarea presiunilor de contact între teren și perete are loc, în general, la atingerea rezistenței pasive sau împingerii active, indiferent de istoria deplasărilor până în momentul cedării.

Cedarea terenului prin atingerea împingerii active necesită deplasări laterale relativ mici ale peretelui de la teren spre exterior. În schimb, pentru mobilizarea rezistenței pasive este nevoie de deplasări mult mai mari. În Tabelul A-1 sunt indicate rotiri relative ale peretelui care provoacă cedarea activă a pământului în funcție de natura și starea acestuia, iar în Tabelul A-2 sunt prezentate valori ale raportului între deplasările care provoacă cedarea pasivă și cele care provoacă cedarea activă în funcție de natura și starea pământului.

Tabelul A-1

Rotiri relative ale peretelui care provoacă cedarea activă

Tipul de pământ		Deplasarea relativă (rotirea) Δ_a/L
Nisip	Îndesat	0,0005
	Afânat	0,001-0,002
Argilă	Tare	0,01-0,02
	Moale	0,02-0,05

Tabelul A-2

Raportul între deplasările care provoacă cedarea pasivă și cele care provoacă cedarea activă

Tipul de pământ		Raportul Δ_p/Δ_a
Nisip	Îndesat	10
	Afânat	5
Argilă	Tare	2
	Moale	2

în care:

Δ_a - deplasarea peretelui care determină cedarea activă a terenului;

Δ_p - deplasarea peretelui care determină cedarea pasivă a terenului;

L - înălțimea peretelui.

[\[top\]](#)

ANEXA B

COEFICIENȚII DE PRESIUNE ACTIVĂ ȘI PASIVĂ A PĂMÂNTULUI

Ecuatiile prezentate în continuare corespund pereților verticali, cu supraîncărcări verticale aplicate la suprafața terenului. Sunt utilizate următoarele notații:

Φ' - unghiul de frecare interny al pământului (grade);

δ - unghiul de frecare perete-teren (grade);

β - unghiul de înclinare al suprafeței terenului față de orizontală (grade).

Coeficientul presiunii orizontale a pământului, K_h este dat de ecuația:

(B.1)

(B.2)

(B.3)

(B.4)

unde:

m_t , m_w și n sunt exprimați în grade. n trebuie transformat în radiani înainte de a fi utilizat în ecuația B.1.

Pentru calculul coeficienților presiunii active a pământului, Φ' și δ sunt luați cu semnul minus. Pentru determinarea coeficienților presiunii pasive sunt utilizate valorile pozitive ale acestor unghiuri.

Valoarea lui β este pozitivă pentru un nivel al suprafeței terenului care crește odată cu distanța față de peretele îngropat.

Graficele coeficienților presiunii pământului determinați cu ecuația B.1 sunt prezentate în [figurile B.1; B.2; B.3; B.4; B.5; B.6; B.7; B.8; B.9](#).

ANEXA C

EFFECTUL SUPRASARCINILOR APLICATE LA SUPRAFAȚA TERENULUI ASUPRA PRESIUNILOR DE CONTACT PERETE-TEREN

Suprasarcină liniar distribuită, paralelă cu peretele

În [Figura C.1a](#) este prezentat cazul unei suprasarcini liniare verticale care acționează la suprafața terenului.

În ipoteza că terenul este un semispațiu elastic, Teoria Elasticității furnizează expresiile presiunilor orizontale și verticale în teren datorate suprasarcinii distribuite pe metru liniar, Q_s .

Prezența peretelui cu rigiditate diferită de cea a terenului face ca eforturile care acționează la limita peretelui să fie diferite de cele date de Teoria Elasticității și să depindă de modul de deformare al peretelui.

În mod acoperitor, se poate considera că peretele este infinit rigid, situație care este echivalentă cu cea în care semispațiul este acționat de două forțe așezate simetric, de o parte și de alta a secțiunii verticale în care se calculează eforturile ([Figura C.1b](#)).

În acest caz:

(C.1)

Se constată că eforturile orizontale au un maxim la cota , valoarea maximă fiind:

(C.2)

În [Figura C.2](#) este prezentată variația eforturilor orizontale, σ_h .

În [Figura C.3](#) și [Figura C.4](#) sunt prezentate modalități aproximative de calcul al presiunilor orizontale de contact datorate suprasarcinii liniare.

În cazul pământurilor necoezive, în mod aproximativ se consideră că rezultanta eforturilor orizontale datorate suprasarcinii este:

(C.3)

Rezultanta P se aplică pe o porțiune de perete între cotele $z_1 = btg\phi$ și (Figura C.3a). Se presupune că repartiția este triunghiulară ([Figura C.3b](#)) cu valoarea maximă:

(C.4)

O altă variantă este de a admite o distribuție uniformă ([Figura C.3c](#)) cu valoarea medie:

(C.5)

O variantă care aproximează mai bine diagrama teoretică este prezentată în [Figura C.3d](#).

În cazul pământurilor pur coezive, diagrama aproximativă de presiuni laterale datorate suprasarcinii liniare este dată în [Figura C.4a](#).

Suprasarcină liniar distribuită, perpendiculară pe perete

Pentru a obține soluția teoretică se utilizează aceeași ipoteză a peretelui indeformabil ([Figura C.4b](#)).

(C.6)

Distribuțiile aproximative ale eforturilor orizontale pe perete sunt prezentate în [Figura C.5](#).

În toate variantele rezultanta presiunilor orizontale este:

(C.7)

Se admite că presiunile se repartizează între cotele:

(C.8)

Dacă se admite repartiția triunghiulară ([Figura C.5b](#)), presiunea maximă este:

(C.9)

Pentru repartiția uniformă ([Figura C.5c](#)):

(C.10)

Iar pentru repartiția trapezoidală ([Figura C.5d](#))

(C.11)

distanța a rezultând din condiția de echilibru:

(C.12)

În [Figura C.5e](#) și [Figura C.5f](#) sunt prezentate două distribuții aproximative de eforturi orizontale ce acționează asupra peretelui în cazul pământurilor pur coezive.

Suprasarcină uniform distribuită local

O metodă aproximativă pentru determinarea presiunilor orizontale pe un perete datorate unei suprasarcini distribuite local este prezentată în [Figura C.6](#).

În cazul materialelor necoezive rezultanta presiunilor orizontale distribuite pe perete este:

$$(C.13)$$

iar presiunea maximă:

$$(C.14)$$

În cazul materialelor pur coezive, rezultanta presiunilor este:

$$(C.15)$$

iar presiunea netă rezultă ([Figura C.7](#)):

$$(C.16)$$

Suprasarcină concentrată

Un caz particular al situației anterioare este cel al unei suprasarcini concentrate ([Figura C.8](#)).

Pentru materiale necoezive ([Figura C.8a](#)):

$$(C.17)$$

Pentru materiale pur coezive ([Figura C.8b](#)):

$$(C.18)$$

Suprasarcină uniform distribuită

Presiunea orizontală ce se exercită pe perete datorită unei suprasarcini așezate lângă perete poate fi calculată, pentru terenuri necoezive, aproximativ, cu relația ([Figura C.9](#)):

$$(C.19)$$

cu valoarea maximă la cota $z=0$:

(C.20)

Repartițiile din [Figura C.9](#) și ecuațiile anterioare rămân valabile și pentru terenuri pur coezive cu mențiunea că, datorită lipsei frecării interne,

[\[top\]](#)

ANEXA D

DETERMINAREA COEFICIENTULUI DE ÎMPINGERE ÎN STARE DE REPAUS, K_0 .

Determinarea coeficientului K_0 pornind de la rezultate teoretice

Din punct de vedere teoretic, starea inițială de eforturi într-un masiv de pământ se află fie în domeniul elastic, fie la echilibru limită. Această constatare fixează limite în ceea ce privește variația lui K_0 , cuprinse între coeficienții de împingere activă și cel de rezistență pasivă [K_a și K_p]. Mai general, pentru o lege de comportare izotropă dată, capabilă de descrierea reologică a pământului, coeficientul K_0 este legat și de alți parametri mecanici (elastici și plastici) prin relații mai mult sau mai puțin complicate. În cazul unui masiv omogen, semi-infinit, cu suprafața orizontală și cu deformație laterală nulă, utilizarea elasticității liniare izotrope conduce la expresia:

(D.1)

unde ν este coeficientul lui Poisson al pământului. Ținând cont de valorile în general atribuite lui (variind între 0 și 0,5), această formulă poate conduce la estimări nerealiste ale lui K_0 . La fel se întâmplă pentru legile de comportare mai complexe, cum sunt cele de tip elastoplastic.

Jaky (1944) a studiat de asemenea, în mod teoretic, stabilitatea unui masiv utilizând criteriul Mohr-Coulomb și a stabilit valoarea raportului K_0 la echilibru limită:

(D.2)

Această expresie este de obicei simplificată și utilizată sub forma:

Determinarea coeficientului K_0 prin încercări pe teren

Pentru evitarea tulburării datorate prelevării probelor, numeroase tipuri de încercări in situ au fost dezvoltate și adaptate în scopul determinării coeficientului de presiune în stare de repaus: celule de presiune totală, încercări cu presiometrul autoforant, încercări de fracturare hidraulică, încercări cu dilatometrul Marchetti (Baguelin et al., 1978; Lunne et al., 1989) sau tehnica de supercarotare (Misbahi et al., 1994). Aparatele disponibile în momentul actual diferă prin complexitatea operației de punere în lucru, dar mai ales prin gradul de perturbare pe care acestea îl provoacă în masivul aflat în stare de repaus.

Principala dificultate în interpretarea rezultatelor constă în corecția estimării presiunii totale orizontale și a presiunii interstițiale pentru a ține cont de perturbarea cauzată de introducerea aparatului în interiorul masivului (deformații, remanierea pământului, modificarea presiunii interstițiale), (Jamiołkowski et al., 1985; Lunne et al., 1989). Pe de altă parte, aceste încercări sunt scumpe, iar rezultatele obținute sunt adesea apropiate de valorile calculate prin intermediul relațiilor empirice (Josseaume, 1998).

Determinarea coeficientului K_0 prin încercări de laborator

Coeficientul K_0 poate fi obținut, de asemenea, prin încercări de compresiune care simulează condițiile în care proba de pământ se găsea în masiv. Aceste condiții sunt caracterizate prin efort vertical egal cu presiunea verticală totală din masiv în locul de prelevare a probei și deformații laterale împiedicate, încercările sunt realizate fie în aparatul triaxial (încercări drenate, cu deformație laterală nulă), fie în edometru (cu măsurarea eforturilor laterale). Efortul vertical aplicat probei variază astfel încât să simuleze încărcările și descărcările succesive suportate de pământ în cursul istoriei sale de solicitare.

Relații empirice utilizate în practică

Cum punerea în opera și interpretarea rezultatelor încercărilor sunt dificile, este adesea preferabil, în faza de proiectare, determinarea coeficientului K_0 cu ajutorul formulelor empirice care îl leagă de alți parametri geotehnici (unghi de frecare internă, presiune de preconsolidare, indice de plasticitate, grad de îndesare), atunci când istoria de încărcare este relativ simplă.

Tabelul D-1 regrupează relațiile utilizate curent, făcând distincția între pământurile normal consolidate și cele supraconsolidate. Aceste expresii furnizează valori relativ corecte în majoritatea cazurilor. În schimb, atunci când istoria de solicitare cuprinde mai multe cicluri de încărcare-descărcare, nu mai este posibilă descrierea cu ajutorul unei formule empirice a ansamblului de fenomene care intervin.

Tabelul D-1

Relații empirice pentru determinarea coeficientului de împingere în stare de repaus, K_0 .

Tip de pământ	expresia lui K_0
Masiv de pământ cu suprafața orizontală, normal consolidat	
Masiv de pământ cu suprafața orizontală, supraconsolidat (printr-o descărcare monotonă)	unde este presiunea de preconsolidare determinată prin încercarea edometrică și este efortul vertical efectiv în punctul considerat
Masiv de pământ cu suprafața înclinată cu un unghi β față de orizontală ($\beta \leq \phi'$)	în acest caz, coeficientul $K_{0\beta}$ este raportul dintre efortul efectiv, paralel la suprafața înclinată, și efortul efectiv vertical: $K_{0\beta} = K_0(1 + \sin \beta)$ unde K_0 corespunde unui masiv orizontal având aceleași caracteristici

Pentru masivele naturale de pământ care nu au fost niciodată supraconsolidate (depozite sedimentare), valoarea lui K_0 poate fi egală cu 0,5 sau puțin sub această valoare, în schimb, pentru masivele care au fost puternic supraconsolidate la un moment dat în istoria lor, valoarea lui K_0 poate atinge cifra 3.

În cazul unei geometrii a straturilor complexă, măsurătorile și formulele empirice nu mai sunt suficiente. Inginerul este obligat să facă ipoteze și să imagineze o stare de eforturi inițiale plauzibilă. O soluție practică constă în recurgerea la o modelare numerică.

ANEXA E

PRESIUNEA APEI ASUPRA PERETELUI ÎNGROPAT

În calculele de proiectare ale unui perete îngropat presiunea apei poate avea un efect considerabil asupra rezultatelor de calcul.

În estimarea nivelului de proiectare al apei subterane trebuie să se țină seama de variațiile naturale ale acestuia, existența și poziția eventualelor drenaje, precum și a straturilor drenante din teren. Influența apelor provenite din precipitații asupra regimului apei subterane trebuie luat în considerare mai ales în cazul unor pământuri prăfoase sau nisipoase.

În pământuri argiloase nivelul apei subterane poate fi determinat numai în urma citirilor piezometrice realizate într-un interval suficient de timp. Presiunea apei datorată umpluturilor temporare a fisurilor în pământurile argiloase trebuie luată în considerare pentru o analiză în eforturi totale. Presiunea apei pentru o analiză în eforturi efective trebuie calculată conform regimului apei subterane din apropierea peretelui. În roci moi este necesară măsurarea presiunii apei pe suprafețele discontinuităților.

În [Figura E.1](#) sunt prezentate schematic situațiile posibile care pot apărea în regimul apei subterane în jurul unui perete îngropat.

În funcție de tipul terenului (stratificație, permeabilitate) și de tipul peretelui îngropat (impermeabil, cu baza într-un strat impermeabil sau nu) efectul apei subterane și condițiile de calcul de o parte și de alta a peretelui îngropat (condiții drenate sau nedrenate) pot să difere.

În [Figura E.2](#) sunt prezentate câteva scenarii posibile care scot în evidență efectul anizotropiei asupra presiunilor apei.

În stabilirea efectului regimului hidrodinamic asupra peretelui îngropat este indicată o analiză pe baza metodelor numerice.

[\[top\]](#)

ANEXA F

METODA ECHILIBRULUI LIMITĂ

Calculul pereților autoportanți

Un perete de sprijin poate fi autoportant la sfârșitul execuției excavației, sau poate trece prin faza de perete autoportant până la montarea primului rând de șpraițuri sau ancoraje.

Metodele clasice de calcul admit că peretele autoportant se rotește în teren în jurul unui punct, C, sub acțiunea împingerii pământului, iar împingerea activă și rezistența pasivă sunt mobilizate integral ([Figura F.1a, b](#)).

A. Cazul materialelor necoezive (Blum, 1931). În acest caz este admisă următoarea schemă simplificată de calcul ([Figura F.1c](#)):

- presiunile de deasupra punctului de rotație, C, sunt împingerea activă în spatele peretelui și rezistența pasivă în fața peretelui;
- centrul de rotație, C, se află la cca $0,2 D_f$ de baza peretelui;
- presiunile ce se dezvoltă sub centrul de rotație sunt înlocuite cu o rezultantă, R, care acționează în centrul de rotație.

Adâncimea la care se realizează egalarea împingerii active cu rezistența pasivă este:

(F.1)

iar fișa necesară D_{10} rezultă din echilibrul de momente față de punctul C:

(F.2)

Fișa totală rezultă:

(F.3)

Momentul maxim apare în secțiunea de anulare a forței tăietoare și are valoarea:

(F.4)

unde

B. Cazul materialelor pur coezive. Pentru a evita distribuția negativă a presiunilor la partea superioară a excavației, pentru împingerea activă se consideră o distribuție corespunzătoare unui material cu frecare redusă ($\Phi = 20^\circ$) care să țină seama de eventualele efecte secundare care pot duce la creșterea împingerii (de exemplu, umplerea fisurilor cu apă).

Din echilibrul momentelor în jurul punctului C ([Figura F.2](#)) rezultă:

(F.5)

din care rezultă fișa necesară:

(F.6)

Momentul maxim apare în secțiunea z de anulare a forței tăietoare:

(F.7)

Calculul pereților ancorați

Calculul pereților ancorați cu considerarea stării limită de eforturi în teren se face, în general, cu două grupuri de metode, depinzând de lungimea fișei peretelui și de rigiditatea terenului de sub cota excavației.

Dacă lungimea fișei peretelui este mică sau terenul de sub cota excavației este deformabil (nisipuri afânate, argile moi) atunci peretele se deformează ca în [Figura F.3a](#) și se admite că el este "liber" să se rotească și să se deplaseze în teren, sub cota excavației, terenul oferindu-i o rezemare simplă.

Dacă lungimea fișei este mare, sau terenul de sub cota excavației este rigid (nisip îndesat, argile tari) atunci peretele poate fi considerat "fixat" în teren și în zona de sub excavație apar două reacțiuni de semn contrar care asigură încastrarea ([Figura F.3b](#)).

A. Cazul peretelui simplu rezemat

În [Figura F.4](#) sunt prezentate diagramele de presiuni, momente și deplasări în cazul peretelui liber.

Distanța a poate fi calculată ca adâncimea la care presiunea netă se anulează.

(F.8)

Ecuția de moment față de punctul de ancorare este:

(F.9)

Înlocuind rezistența pasivă cu P_p și P_a se obține:

(F.10)

Rezolvarea ecuației anterioare conduce la aflarea distanței x și deci a fișei peretelui:

(F.11)

Forța din ancoraj poate fi dedusă din ecuația de echilibru de forțe orizontale:

(F.12)

În cazul în care terenul este pur coeziv, iar diagrama de împingeri este ajustată la o diagrama standard cu $\Phi = 20^\circ$, $c = 0$ sau în cazul în care există o succesiune de straturi: nisip până la cota excavației și argilă pur coezivă sub cota excavației, rezistența pasivă a terenului este dată numai de coeziune și ecuația 3.15 devine:

(F.13)

de unde se poate obține direct valoarea fișei peretelui, D_f .

Din expresia rezistenței pasive se poate constata că, în cazul terenurilor pur coezive, peretele devine instabil dacă:

(F.14)

sau

(F.15)

Corecții pentru fenomenul de boltă

Pentru nisipuri de îndesare medie, Rowe (1952), propune reducerea momentului maxim în perete datorită fenomenului de boltă ([Figura F.5](#)).

Ca rezultat al deformării peretelui, distribuția de presiuni se modifică față de cea teoretică, astfel: crește deasupra ancorajului, scade sub acesta și crește în fața peretelui sub cota de excavație și în spatele acestuia la bază. Creșterile de sub excavație provoacă un cuplu orar care reduce momentul din perete. Creșterea de sus provoacă un moment antiorar

care iarăși scade momentul din perete. În fine, descreșterea dintre reazeme provoacă o reducere de moment și efectul este denumit efect de boltă.

Mărimea efectului de boltă poate fi exprimată calitativ prin:

(F.16)

în care:

Δ_p - reducerea de presiune;

Δ/L - deformarea relativă; delta - deplasarea laterală maximă a peretelui, L - lungimea totală a peretelui;

E - modulul de elasticitate al terenului;

α - coeficient egal cu 0,3-1,0, în funcție de dimensiunile masei de pământ de sub excavație și de coeficientul lui Poisson.

B. Cazul peretelui încastrat în teren

Rezistența pasivă a terenului sub adâncimea y este înlocuită cu o forță concentrată R_b ([Figura F.6](#)) care acționează la distanța 0,2y de la baza peretelui.

Metoda constă în alegerea unei distanțe y, calcularea lui R_b din echilibrul static și apoi trasarea diagramei de momente. Distanța y trebuie să coincidă cu punctul de anulare a momentului la partea de jos a peretelui. Dacă această condiție nu este îndeplinită se alege o nouă valoare y și calculul se reia.

O variantă simplificată a acestei metode este metoda grinzii echivalente ([Figura F.7](#)).

Această metodă face uz de faptul că distanța x de la cota excavației până la punctul de anulare al momentului O ([Figura F.7](#)) este funcție de unghiul de frecare internă al terenului (Blum, 1931). În [Figura F.8](#) este prezentată variația distanței x cu unghiul Φ al terenului de sub cota excavației.

Relația din [Figura F.8](#) a fost stabilită admitând ca $K_p = 2/K_a$. Odată stabilită distanța x, rezolvarea grinzii superioare conduce la aflarea reacțiunii R'_b . Pentru grinda echivalentă inferioară se scrie ecuația de momente față de punctul de aplicație al lui R_b și se obține distanța necunoscută y, apoi valoarea lui R_b rezultă din ecuația de proiecție.

Valoarea fișei peretelui este:

(F.17)

Calculul pereților rezemați cu șpraițuri

Realizarea excavației cu pereți sprijiniți cu șpraițuri presupune montarea șpraițurilor după excavarea unui nivel de rezemare, astfel încât, în cazul în care nu se introduc forțe de pretensionare a șpraițurilor, deplasările pereților cumulate de la fiecare nivel de excavare să fie suficiente pentru a mobiliza în întregime rezistența la forfecare a pământului din spatele peretelui.

Astfel, metodele clasice de calcul consideră că peretele este supus pe toată lungimea la împingerea activă a pământului din spatele său și la rezistența pasivă a terenului din fața sa, sub nivelul excavației.

În mod acoperitor, pentru determinarea eforturilor secționale maxime în perete, se consideră că peretele este simplu rezemat între două nivele de rezemare pe șpraițuri și că acestea preiau reacțiunile ce revin reazemelor simple.

Măsurătorile și observațiile efectuate pe diverse lucrări subterane au arătat însă că forțele din șpraițuri diferă substanțial de cele calculate cu metoda descrisă anterior. Valorile măsurate ale forțelor din șpraițurile situate la partea superioară sunt mai mari decât cele rezultate dintr-o distribuție triunghiulară a împingerii active din spatele peretelui, în timp ce cele din

șpraițurile de la baza peretelui sunt mai mici. Pe baza măsurătorilor efectuate au fost propuse diverse diagrame de distribuție a împingerii active a terenului, în funcție de natura acestuia. În [Figura F.9](#) sunt propuse trei astfel de diagrame.

În [Figura F.10](#) este prezentată schema de calcul a unui perete rezemat cu șpraițuri.

Considerarea fenomenului de boltă

Același fenomen care se întâlnește în cazul pereților ancorați este regăsit și în cazul pereților sprijiniți cu șpraițuri.

Măsurătorile deplasărilor pereților șpraițuiți au arătat că adâncimea, D_0 , până la care masa de pământ de sub excavație participă la deformare se extinde sub limita inferioară a peretelui ([Figura F.11a](#)).

În cazurile în care la adâncimi nu prea mari există un strat de pământ rigid, poziția acestuia determină adâncimea de influență, D_0 . Dacă terenul este însă uniform, adâncimea D_0 depinde de deformabilitatea și de rezistența terenului precum și de dimensiunile excavației. Admițând deplasarea terenului ca o translație generală și o rotație în jurul punctului de la cota D_0 și că deplasările laterale sunt suficiente pentru mobilizarea integrală a rezistenței la forfecare, presiunile exercitate din spatele peretelui reprezintă împingerea activă pe înălțimea D_0 . Faptul că perețele nu se deplasează și se rotește ca un rigid, existând fenomenele de flexiune ale acestuia, face ca distribuția presiunilor de contact să nu fie liniară, prin apariția fenomenului de boltă. Astfel, o secvență de excavație între două nivele de șpraițuri provoacă două modificări importante ale încărcării peretelui:

- a. îndepărtarea terenului de lângă perete care duce la dispariția suportului lateral pe adâncimea excavată ([Figura F.11b](#));
- b. îndepărtarea terenului de pe baza excavației care provoacă o reducere a presiunii laterale în teren, sub excavație ([Figura F.11c](#)).

Reducerea presiunilor laterale din fața peretelui provoacă un dezechilibru de forțe care are ca rezultat încovoierea locală a susținerii. La rândul ei, încovoierea locală provoacă redistribuirea presiunilor de contact în spatele susținerii care se manifestă prin reducerea presiunilor în zona cu deformații laterale mari și creșterea presiunilor în zonele învecinate (în zona superioară, sprijinită cu șpraițuri și în zona inferioară, în teren).

Efectul cumulat al redistribuirilor care apar la fiecare treaptă de excavare este acela că o parte din ce în ce mai importantă din încărcare este distribuită părții superioare a susținerii, la care deformarea laterală este împiedicată de șpraițuri. Cu cât adâncimea D_0 este mai mare în raport cu cota excavației, cu atât transferul de sarcină la șpraițuri va fi mai mare. Diferența dintre suma forțelor măsurate în șpraițuri și împingerea activă pe adâncimea excavată D este cu atât mai mare cu cât raportul D/D_0 este mai mic (se reduce la zero pentru $D/D_0 = 1$).

Graficele din [Figura F.12](#) pot fi utilizate pentru corecția forțelor din șpraițuri calculate cu metodele clasice de stare limită, pentru a ține seama de fenomenul de boltă.

[\[top\]](#)

ANEXA G

POSSIBILITĂȚI DE MODELARE A CONTRABANCHETEI DE PĂMÂNT ADIACENT PERETELUI ÎNGROPAT

În calculul pereților îngropați folosind metoda echilibrului limită sau metodele care iau în considerare interacțiunea teren-structură modelând un răspuns elastic al terenului (mediu elastic continuu sau discret, paragraful 3.2.2.1) este necesară asumarea unor ipoteze privind eforturile laterale introduse de contrabancheta de pământ adiacentă peretelui.

În continuare sunt prezentate trei posibilități de modelare a contrabanchetelor de pământ în calculul pereților îngropați.

A. Modelarea contrabanchetei printr-o suprasarcină echivalentă

În [Figura G.1](#) este prezentată modelarea unei contrabanchete de pământ printr-o suprasarcină echivalentă.

Reprezentarea contrabanchetei printr-o suprasarcină echivalentă presupune calculul greutatei contrabanchetei și echivalarea acesteia cu suprasarcina q^* . Această suprasarcină se extinde până la intersecția planului înclinat cu unghiul ($45 - \Phi'/2$) care pornește din piciorul peretelui cu fundul excavației ([Figura G.1](#)). Presiunea laterală exercitată de contrabancheta este neglijată.

Această metodă de modelare a contrabanchetei este foarte acoperitoare, mai ales dacă adâncimea de înfigere a peretelui este mare.

B. Modelarea prin ridicarea nivelului excavației

În [Figura G.2](#) este prezentată modelarea efectului unei contrabanchete prin ridicarea nivelului excavației. Această modelare presupune că nivelul excavației este ridicat prin prezența contrabanchetei de pământ. Profilul original al contrabanchetei este redus la un profil de proiectare cu o pantă de 1:3, dar baza (lățimea) este considerată neschimbată, b . Înălțimea contrabanchetei proiectate devine $b/3$ iar ridicarea nivelului excavației este considerată egală cu jumătate din înălțimea contrabanchetei proiectate, adică $b/6$. Porțiunea hașurată a contrabanchetei din [Figura G.2](#) va fi modelată printr-o suprasarcină aplicată nivelului ridicat al excavației conform metodei prezentată anterior (A).

Această modelare ia în considerare o parte din presiunea laterală exercitată de contrabanchetă și este o metodă acoperitoare.

C. Metoda penelor de pământ de tip Coulomb

Această metodă este aplicabilă numai pentru terenuri argiloase în condiții nedrenate. Etapele care trebuie urmate într-o astfel de modelare sunt ([Figura G.3](#)):

(1) Divizarea peretelui în tronsoane de aproximativ 1 m (considerarea de noduri în fiecare capăt de tronson). Se presupune un punct de rotire la adâncimea $h + z_p$ față de suprafața terenului (97,5% din înălțimea totală a peretelui $h + d$ sub nivelul terenului poate reprezenta un punct inițial);

(2) Analiza echilibrului penelor de pământ de tip Coulomb care se formează din fiecare nod. În și deasupra punctului de rotire se determină suprafețele de cedare din fiecare nod corespunzătoare stării pasive a terenului. În și sub punctului de rotire se determină suprafețele de cedare din fiecare nod corespunzătoare stării active a terenului;

(3) Calculul unei presiuni a terenului asupra peretelui (în fața acestuia) echivalentă pe baza analizei echilibrului penelor de pământ.

În spatele peretelui se consideră diagramele de presiune ale pământului standard, conform metodei de echilibru limită (stare activă deasupra punctului de rotire și pasivă sub punctul de rotire).

Pentru o geometrie a contrabanchetei de pământ dată, înălțime a excavației h și o adâncime de înfigere a peretelui d cunoscute, necunoscutele problemei sunt rezistența la forfecare în condiții nedrenate mobilizată $s_{u\text{ mob}}$ și adâncimea z_p . Acestea pot fi deduse prin exprimarea condițiilor de echilibru în ceea ce privește forțele orizontale și momentele încovoietoare din perete.

În principiu o astfel de analiză poate fi realizată și pentru terenuri în condiții drenate (eforturi efective). Totuși, acest lucru nu este încă validat și metoda poate fi neacoperitoare datorită faptului că suprafețele de alunecare nu sunt plane.

În principiu o astfel de analiză poate fi realizată și pentru terenuri în condiții drenate (eforturi efective). Totuși, acest lucru nu este încă validat și metoda poate fi neacoperitoare datorită faptului că suprafețele de alunecare nu sunt plane.

D. Modelarea în element finit

În element finit contrabancheta de pământ poate fi modelată direct, fără asumarea unor ipoteze simplificatoare a efectului acestuia, după cum s-a arătat în metodele anterioare. O atenție deosebită trebuie, însă, acordată stabilității interne a contrabanchetei. De exemplu, într-o analiză în eforturi efective în care panta contrabanchetei este mai mare decât unghiul de frecare internă al terenului poate fi necesar a se specifica și menține presiunea negativă a apei din pori în interiorul contrabanchetei pe durata analizei. Dacă stabilitatea contrabanchetei depinde de menținerea acestor presiuni negative, în practică, se poate recurge la acoperirea contrabanchetei cu beton sau cu o membrană impermeabilă.

ANEXA H

CALCULUL DE STABILITATE AL PEREȚILOR TRANȘEI

Metoda suprafeței cilindrice de alunecare

Pentru determinarea stabilității unui masiv de pământ limitat de o suprafață verticală, se presupune că alunecarea se produce după o suprafață cilindrică. Pentru volumul de pământ situat deasupra acestei suprafețe coeficientul de stabilitate este definit prin raportul:

(H.1)

unde M_s este momentul de stabilitate, iar M_r este momentul de răsturnare, calculate față de centrul cercului director al suprafeței de alunecare. De fapt este vorba de raportul între eforturile efective mobilizate în lungul suprafeței de alunecare și eforturile necesare pentru asigurarea stabilității.

Momentul de stabilitate este generat de eforturile tangențiale de contact mobilizate în lungul suprafeței de alunecare:

(H.2)

iar coeficientul de stabilitate F_s devine în consecință:

(H.3)

Evident că există o multitudine de valori care rezolvă starea de echilibru limită. Dacă c_o este coeziunea corespunzătoare lui $\Phi = 0$, iar Φ_o este unghiul de frecare internă corespunzător lui $c = 0$, σ_m este presiunea normală pentru care rezistențele la forfecare în cele două cazuri extreme sunt egale:

(H.4)

Raportând într-un sistem de axe perechile de valori necesare pentru ca $F_s = 1$, curba rezultată (locul geometric al punctelor pentru echilibru limită) delimitează semispațiul valorilor de stabilitate, orice punct situat în afara curbei reprezentând un punct de stabilitate ([Figura H.1a](#)):

(H.5)

Aplicarea concretă la verificarea stabilității taluzului vertical al unei tranșei umplute cu noroi bentonitic presupune rezolvarea problemei prezentată în [Figura H.1b](#).

În acest caz, M_s este dat de presiunea hidrostatică a noroiului (cu rezultanta P) și de rezistența la forfecare a terenului dezvoltată în lungul suprafeței de alunecare, iar M_r este dat de greutatea părții din masivul de pământ care alunecă, G , la care se adaugă eventualele suprasarcini aplicate la suprafața terenului.

În practică, determinarea adâncimii critice a tranșei se realizează prin utilizarea unor abace de calcul în funcție de trei variabile:

- nH - diferența între cota superioară a tranșei și nivelul noroiului bentonitic;
- mH - diferența între cota superioară a tranșei și nivelul apei freactice;
- ρ_n - densitatea noroiului bentonitic.

În [Figura H.2](#) sunt prezentate astfel de abace care corespund unui nivel al noroiului în tranșee egal cu cota superioară a acestuia ($n = 0$).

Pe baza acestor abace se pot determina nivelul și densitatea noroiului din tranșee necesare pentru evitarea adâncirii critice care duce la pierderea stabilității.

Notă: Problema de stabilitate generală a talazului vertical al unei tranșee umplute cu noroi se poate rezolva în mod asemănător și în ipoteza unei suprafețe plane de alunecare (ipoteza Coulomb).

Stabilitatea tranșeei cu lungime infinită

În semispațiul infinit, eforturile normale sunt eforturi principale, determinarea lor fiind posibilă prin cunoașterea greutății volumice a materialului, γ :

(H.6)

unde K este coeficientul de împingere al terenului, iar z este adâncimea punctului de calcul. Coeficientul K ia valori între K_0 (coeficientul de împingere a pământului în stare de repaus) și K_a (coeficientul de împingere activă a pământului).

În cazul excavării unei tranșeei în care se introduce noroi bentonitic, stabilitatea peretelui tranșeei este asigurată prin presiunea dată de noroi, p_n , care echilibrează presiunile terenului. Starea de echilibru depinde astfel de greutatea volumică a noroiului bentonitic introdus în tranșee, γ_n ([Figura H.3a](#)).

Deoarece teoretic această metodă de calcul este suficient de exactă, ea se utilizează frecvent la verificarea stabilității pereților tranșeei. Distribuția eforturilor orizontale pe suprafața de contact este prezentată în [Figura H.3b](#).

În zonele 0-1 și 3-4, presiunea noroiului este mai mică decât valoarea necesară pentru atingerea stării limită a terenului, în timp ce în zonele 1-2 și 2-3 presiunea este mai mare. Deoarece pe înălțimea 0-1 presiunea orizontală a terenului este preluată de grinzile de ghidaj, calculul stabilității se face conform teoriei clasice a împingerii pământului pe un perete rigid. Punctele 1 și 3 reprezintă limite ale zonelor plastice în timp ce punctul 2 corespunde unei stări de rezistență pasivă. Porțiunea 3-4 este o zonă plastică.

Pentru asigurarea stabilității într-un punct pe verticala săpăturii trebuie asigurat un coeficient de siguranță supraunitar:

(H.7)

Verificarea stabilității prin această metodă conduce la greutatea volumică ale noroiului mai mari decât în cazul unei singure suprafețe de alunecare.

Calculul stabilității pe baza echilibrului volumelor de pământ

Această metodă se bazează pe exprimarea echilibrului unui prism de pământ delimitat la partea superioară de suprafața terenului, lateral de planul săpăturii și la partea inferioară de planul de cedare. Tranșeea se consideră de lungime infinită iar pământul omogen și lipsit de coeziune pe întreaga adâncime a acesteia. Încărcările care acționează asupra prismului sunt: greutatea proprie G , rezultanta presiunii noroiului bentonitic P , rezultanta presiunii hidrostatice datorate pânzei freatice U , reacțiunea pe planul de cedare Q , ([Figura H.4a](#)). Din echilibrul poligonului forțelor rezultă:

(H.8)

Pe de altă parte:

(H.9)

atunci:

(H.10)

Din condiția de minim $d P/d \alpha = 0$ se determină unghiul limită pentru pierderea stabilității. Pentru acest unghi se determină apoi greutatea volumică necesară pentru noroiul bentonitic, γ_n .

Valoarea greutății volumice se recalculează pentru diferite unghiuri de frecare internă Φ . Graficul care delimitează starea de echilibru limită al peretelui tranșeii, în coordonate $[\gamma_n, \text{tg } \Phi]$ este prezentat în [Figura H.4b](#). Cunoscând unghiul de frecare internă al terenului și greutatea volumică a noroiului bentonitic, se pot determina coordonatele punctului A, iar la intersecția dreptei AO cu graficul se obține punctul A'. Coeficientul de siguranță al stabilității peretelui tranșeii va fi:

(H.11)

Dezavantajul metodei constă în alegerea suprafeței plane de alunecare, practica demonstrând că forma reală a acestei suprafețe este întotdeauna curbă.

Calculul stabilității tranșeelor de lungime finită

Teoriile de calcul care țin seama de efectul de siloz presupun că în zona corespunzătoare tranșeii, volumul de pământ se deplasează vertical; în acest fel suprafața de alunecare va fi determinată de apariția unui efect de boltă vertical, deschiderea bolții respective fiind egală cu lungimea panoului excavat.

În urma efectului de boltă eforturile verticale scad, adică se va constata o dependență neliniară de adâncime. Deoarece nu se ia în considerare efectul de boltă orizontal, se consideră o distribuție uniformă a eforturilor și de aceea problema se consideră ca problemă plană.

Eforturile orizontale se determină pe baza teoriei lui Rankine. Acestea fiind cunoscute, studiul stabilității se reduce la determinarea ei în zonele plastice. Teoria lui Caquot-Kerissel (1968), asupra efectului de siloz ia în considerare efectul de boltă la terenuri necoezive.

Condițiile sunt exemplificate în [Figura H.5](#). Schneebeli (1964,1971) arată că valoarea eforturilor verticale în teren la fața tranșeii se determină cu relația:

(H.12)

și presupune că eforturile orizontale sunt cele corespunzătoare stării plastice:

(H.13)

Conform teoriei lui Schneebeli, orice punct de la suprafața peretelui tranșeii se găsește în echilibru dacă presiunea noroiului bentonitic este mai mare decât reacțiunea interioară a pământului (în cazul apariției eforturilor orizontale datorită unei mobilizări complete). Schneebeli consideră valabilă această metodă și la pământurile coezive. În acest caz:

(H.14)

În volumul de pământ care limitează tranșeea apar și niște eforturi verticale date de efectul de siloz care se formează.

În acest caz fâșiile studiate sunt paralele ([Figura H.5](#)), iar pe pereții verticali unde apar eforturi de forfecare se reduc eforturile verticale. Fenomenul este datorat redistribuirii eforturilor și nu unui efect de boltă real.

Pentru efectul de siloz de tip Terzaghi în cazul când $c = 0$, $q = 0$, la adâncimea z și lungimea L a panoului se determină o valoare a efortului vertical egală cu:

(H.15)